

Wald- und Güterstrassen

Planung - Projektierung - Bau

Report

Author(s):

Kuonen, Viktor

Publication date:

1983

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-000304034>

Rights / license:

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

Viktor Kuonen

Professor für forstliches Ingenieurwesen
Eidgenössische Technische Hochschule
Zürich

Wald- und Güterstrassen

Planung — Projektierung — Bau

Eigenverlag
des Verfassers

Viktor Kuonen © 1983
Eigenverlag
Lindenweg 9
CH - 8122 PFAFFHAUSEN

Druck:
Buchdruck Offset Mengis, 3930 Visp

Nachdruck verboten
Alle Rechte, insbesondere der Übersetzung und
der Reproduktion, vorbehalten

Vorwort

Neuere Lehrbücher über Planung, Projektierung und Bau von Wald- und Güterstrassen fehlen fast vollständig. Dies mag der Grund sein, dass ich von vielen Fachleuten des In- und Auslandes gebeten wurde, meine «Unterlagen zur Vorlesung» in Buchform herauszugeben. Diese Unterlagen sind in meiner 20jährigen Lehrtätigkeit entstanden und mehrmals überarbeitet worden, wodurch sie eine gewisse Reife erreicht haben sollten.

Die Herausgabe des Buches wurde möglich, weil ich in verdankenswerter Weise von vielen Seiten Unterstützung erhielt. Die Schulleitung der ETHZ (Präsident Prof. Dr. H. Ursprung) hat mir durch die Zuteilung von Mitarbeitern und Krediten ermöglicht, neben der aufwendigen Lehre zahlreiche, wichtige Forschungsarbeiten durchzuführen. Diese Arbeiten bilden das Rückgrat des Buches. Viele meiner Mitarbeiter haben sehr zum Gelingen dieses Buches beigetragen. Ein besonderer Dank gebührt meinem Mitarbeiter und Stellvertreter PD Dr. R. Hirt, mit welchem ich seit Amtsantritt eine ausgezeichnete Zusammenarbeit pflegen konnte.

Die jetzigen und ehemaligen Mitarbeiter Dr. E. Burlet, Dr. R. Ehrbar, H.R. Heilmann, E. Taverna, Dr. S. Lienert, Dr. H. Barandun, Dr. N. Raafatnia, E. Hertach, A. Rued, K. Rechsteiner, E. Heldner, P. Stooss, J. Siegfried, P. Spinatsch, R. Häfner, W. Suter, Dr. O. Erdas haben an den «Unterlagen zur Vorlesung» mitgearbeitet. A. Bacher hat die sorgfältige Bereinigung und Kontrolle des Textes vorgenommen. Frau J. Walder und Frau R. Gun besorgten die Reinschrift der Unterlagen. Die sauberen Zeichnungen stammen aus der Feder von B. Schmidli.

In unseren Forschungsarbeiten wurden wir durch Kredite folgender Organisationen unterstützt:

- Eidg. Stiftung zur Förderung schweizerischer Volkswirtschaft durch wissenschaftliche Forschung
- Kuratorium zur Verwaltung des Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung
- Vereinigung schweizerischer Weissfeinkalkfabrikanten
- Ordentliche und ausserordentliche Forschungskredite der ETHZ
- Strassenbauforschung des Eidg. Departementes des Innern
- Regierung des Kantons Zürich
- Regierung des Kantons Schwyz

Den sorgfältigen Druck des Buches besorgte die Druckerei Buchdruck Offset Mengis in Visp. Die Inserenten trugen dazu bei, dass der Preis des Buches in erschwinglichem Rahmen bleibt.

Für die vielseitige Unterstützung möchte ich allen aufrichtig danken.

Zürich und Pfaffhausen, Herbst 1983

V. Kuonen

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungen	27
Einleitung	29
1. Generelle Erschliessungsplanung	31
1.1 Einleitung	32
1.11 Integralerschliessung	32
1.12 Walderschliessung	33
1.2 Grundlagen der generellen Erschliessungsplanung	35
1.21 Definitionen	35
1.22 Rechtsnormen	36
1.221 Verfassungsauftrag	37
1.222 Gesetze und Verordnungen über Transporteinrichtungen	37
1.223 Gesetze und Verordnungen über Waldzusammenlegungen und Erschliessung	38
1.224 Gesetze und Verordnungen über Massnahmen zum Schutze von Waldungen, lawinengefährdeten Gegenden und Erschliessung	38
1.225 Verordnung über Realersatz bei Rodungen und Erschliessung	39
1.226 Gesetze und Verordnungen über Bundesbeiträge an die Erschliessung und die daran geknüpften Bedingungen	39
1.23 Gelände	40
1.231 Forsttechnische Geländeklassifikation	40
1.2311 Geländeneigung	41
1.2312 Bodentragfähigkeit	42
1.232 Morphometrische Karten	44
1.24 Landschaft und Vegetation	44
1.25 Technisches	46
1.251 Erschliessung	46
1.2511 Erschliessungsarten	46
1.2512 Erschliessungsmittel	46
1.25121 Groberschliessungsmittel	46
1.25122 Feinerschliessungsmittel	48
1.252 Transport	53
1.2521 Transportphasen	53
1.2522 Rücke- und Transportmittel	53

	1.25221 Seilkräne	54
	1.25222 Schwerkraft-Riesen	58
	1.25223 Pferde	58
	1.25224 Rückefahrzeugeinsatz im Winter	58
	1.25225 Rückefahrzeuge mit Spezialbereifung	58
	1.25226 Helikopter	58
1.3	Erschliessungskonzepte, Erschliessungsvarianten und Verfahren zu deren Beurteilung	59
1.31	Erschliessungskonzepte	59
1.32	Erschliessungsvarianten	61
1.33	Verfahren zur Beurteilung von Erschliessungsvarianten	61
1.331	Kennziffern von Strassennetzen	61
1.3311	Strassendichte	61
1.3312	Strassenabstand	62
1.3313	Mittlere Bringungsdistanz	62
1.3314	Erschliessungsprozent	63
1.332	Graphische Darstellung der Erschliessungswirkung	64
1.333	Stichprobenverfahren zur Schätzung der Bringungsdistanzen	65
1.334	Investitionsrechnung	68
1.3341	Dynamische Verfahren der Investitionsrechnung	68
1.33411	Kapitalwertmethode (Diskontierungsmethode)	69
1.33412	Annuitätenmethode	71
1.33413	Methode des internen Zinsfusses	72
1.3342	Probleme der Investitionsrechnung	76
1.33421	Ausgaben	76
1.33422	Minderausgaben und Mehreinnahmen	77
1.33423	Amortisationszeit	77
1.33424	Restwert	78
1.33425	Kalkulationszinsfuss	78
1.33426	Teuerung	78
1.33427	Aufbau der Waldungen und Nutzung	78
1.33428	Imponderabilien	78
1.335	Kosten-Nutzen-Untersuchungen	79
1.34	Ergebnisse der Verfahren und Folgerungen: Optimale Strassendichte-Variantenvergleich	79
1.4	Vorgehen bei der generellen Erschliessungsplanung	81
1.41	Fixpunkte und Nulllinie	81
1.42	Hilfsmittel	82
1.421	Topographische Karten und Pläne	82
1.422	Geologische Karten	83
1.423	Geotechnische Karten	83
1.424	Morphometrische Karten	83
1.425	Wirtschaftspläne, Integralpläne	83
1.426	Luftbilder, Orthophotos	84

1.43	Arbeiten im Büro	84
1.44	Arbeiten im Gelände	86
1.45	Spezielle Probleme	88
1.451	Abzweigungen und Kreuzungen	88
1.452	Wendeplatten	89
1.453	Bach- oder Grabenquerungen: Brücke, Durchlass, Furt	90
1.4531	Nullinie im Bereich von Brücken und Durchlässen	91
1.4532	Nullinie im Bereich von Furten	92
1.454	Rippen und Mulden — Enge Kurven	96
1.455	Grosse Neigungsänderungen und Neigungswechsel	98
1.46	Flussdiagramm für das Vorgehen bei generellen Erschliessungsplanungen	99
1.5	Das Generelle Projekt	100
1.51	Plan mit genereller Linienführung (Nullinie)	100
1.52	Kostenschätzung	100
1.521	Unterbau	100
1.522	Oberbau	102
1.523	Wasserableitung	102
1.524	Kunstabauten	102
1.525	Verschiedenes	103
1.526	Unvorhergesehenes	103
1.6	Beispiele von Erschliessungen	103
1.61	Jura	103
1.62	Mittelland	103
1.63	Voralpen/Alpen	112
2.	Detailprojektierung	115
2.1	Einleitung	116
2.2	Voraussetzungen für die Detailprojektierung	117
2.21	Die Forderungen der Benützer	117
2.22	Die verkehrsbedingten Voraussetzungen	117
2.221	Verkehrsmenge	118
2.222	Verkehrszusammensetzung	118
2.2221	Massgebende Fahrzeuge	118
2.22211	Lastwagen	119
2.22212	Anhängerzüge	119
2.2222	Gesetzliche Vorschriften	121
2.22221	Abmessungen und Gewichte	122
2.22222	Überhang und Ladung	123
2.22223	Wendekreis und Nachlaufverhältnisse	123
2.22224	Anfahrvermögen	124
2.22225	Zulassung von Ausnahmefahrzeugen	124

2.223	Verkehrsgeschwindigkeit	125
2.2231	Allgemeines	125
2.2232	Wahl der Fahrgeschwindigkeit	126
2.22321	Funktion der Strasse	126
2.22322	Topographie	127
2.22323	Steigungsverhältnisse der Strasse	127
2.22324	Verkehrsmenge	127
2.2233	Einflüsse auf das Fahrverhalten	127
2.22331	Anhaltstrecke	128
2.22332	Fliehkraft	129
2.3	Geometrische Grundlagen und Richtlinien für die Detailprojektierung	132
2.31	Die horizontale Linienführung	132
2.311	Allgemeines	132
2.312	Anordnung von Kurven und Geraden	134
2.313	Kurvenradien	135
2.3131	Kriterien zur Wahl des Kurvenradius	135
2.3132	Minimalradien der Kurven	136
2.3133	Minimalradien der Wendepplatten	137
2.31331	Minimalradien der Wendepplatten für Lastwagen und Lastwagenzug mit Normalanhänger	137
2.31332	Minimalradien der Wendepplatten für Lastwagenzug mit Spezialanhänger	139
2.314	Sichtweite und Sichtfreiheit	144
2.32	Die vertikale Linienführung	147
2.321	Allgemeines	147
2.322	Steigungen und Gefälle	149
2.3221	Maximale und minimale Längsneigungen	149
2.3222	Längsneigung auf speziellen Strassenabschnitten	149
2.323	Gestaltung der Neigungsänderungen	151
2.3231	Parabelförmige Ausrundung	151
2.3232	Minimal zulässige Ausrundungslängen	152
2.33	Die Querschnittsgestaltung	155
2.331	Allgemeines	155
2.332	Breite der Fahrbahn	156
2.3321	Fahrbahnbreite in Geraden	156
2.3322	Fahrbahnverbreiterung in Kurven	158
2.333	Gestaltung der Fahrbahnoberfläche	162
2.3331	Profile in Geraden	162
2.3332	Querneigung in Kurven	164
2.334	Bankette und Randabschlüsse	166
2.335	Böschungen	166
2.336	Ausweichstellen und Kehrplätze	167
2.4	Kurvenabsteckung	169
2.41	Einleitung	169
2.42	Bezeichnung der Kurvenelemente	170

2.43	Berechnungsgrundlagen für den Kreisbogen	171
2.431	Koordinatenmethode	172
2.432	Viertelsmethode	173
2.44	Absteckungsmethoden	173
2.441	Kreisbogenabsteckung aufgrund gemessener Winkel	173
2.4411	Kreisbogenabsteckung mit Polygonwinkelmessung	173
2.44111	Absteckung der Bogenhauptpunkte A, M, E und der Bogenviertelspunkte P1/4 bzw. P3/4	173
2.44112	Absteckung weiterer Bogenpunkte	176
2.44113	Zusammenhängen von Kurven	178
2.44114	Absteckung von Wendepunkten	182
2.4412	Kreisbogenabsteckung mit Peripheriewinkelmessung	186
2.442	Kreisbogenabsteckung ohne Winkelmessung	188
2.4421	Absteckung von Kurven mit Hilfe des Handbuches von ARETIN	188
2.4422	Viertelsmethode	188
2.4423	Einrückungsmethode	190
2.443	Absteckung von parabelförmigen Kurven	192
2.4431	Halbierungsmethode	192
2.45	Vor- und Nachteile verschiedener Kurvenabsteckungsmethoden	194
2.5	Feldarbeiten	195
2.51	Einleitung	195
2.52	Festlegen des Tangentenpolygons	195
2.521	Rekonstruktion der Nulllinie	195
2.522	Strecken der Nulllinie	196
2.53	Aufnahme des Tangentenpolygons	200
2.54	Abstecken der Strassenachse	201
2.541	Abstecken der Kurven	202
2.542	Abstecken der Zwischengeraden	203
2.55	Längenmessung	203
2.56	Nivellement	205
2.57	Querprofile	205
2.58	Weitere Aufnahmen	207
2.581	Aufnahmen zur Ergänzung der Situation	207
2.582	Geländeprotokoll	207
2.5821	Allgemeines	207
2.5822	Untersuchungen über den Baugrund und seine Eignung als Baustoff für den Unter- und Oberbau	208
2.5823	Abklärung von Möglichkeiten der Baustoffbeschaffung für den Oberbau	209
2.59	Aufnahmen für ein vereinfachtes Projekt	209

2.6	Entwässerung — Wasserableitung — Fahrbahn- und Fahrbahnrandgestaltung	210
2.61	Einleitung	210
2.62	Prospektion und Planungsunterlagen	211
2.63	Oberflächenentwässerung	211
2.631	Querentwässerung der Strasse	212
2.6311	Bombierung, Dachprofil	212
2.6312	Querneigung talwärts auf der ganzen Länge der Strasse	213
2.6313	Querneigung bergwärts auf der ganzen Länge der Strasse	214
2.6314	Fahrbahn horizontal, mit Querneigung in den Kurven	214
2.6315	Querrinnen	215
2.632	Längsentwässerung der Strasse	215
2.6321	Längsentwässerungssysteme, Fahrbahnabschlüsse im Einschnitt	216
2.6322	Randabschlüsse im Auftrag	220
2.64	Drainage	221
2.641	Flächenentwässerung	221
2.642	Bergseitige Längsdrainage	223
2.65	Kanalisation	225
2.651	Einläufe	225
2.652	Durchlässe	226
2.6521	Anordnung der Durchlässe	226
2.6522	Materialien und Bauweisen	227
2.66	Querung von Fliessgewässern	231
2.661	Allgemeines	231
2.662	Variantenwahl	231
2.67	Beispiel einer Durchlassdimensionierung	232
2.7	Ausarbeitung des Detailprojektes	235
2.71	Einleitung und Vorarbeiten	235
2.711	Einleitung	235
2.712	Stationierungstabelle	235
2.7121	Ausarbeitung nach traditioneller Methode	235
2.7122	Ausarbeitung mit Rechenanlage	237
2.713	Situation	238
2.714	Längenprofil	238
2.715	Querprofile	239
2.716	Normalprofil	240
2.72	Festlegung der vertikalen Linienführung	242
2.721	Prinzip	242
2.722	Gesichtspunkte für die Wahl der Lage der Gradiente	243
2.723	Vorgehen zur Suche der optimalen Gradiente unter der Bedingung des Massenausgleiches	244
2.7231	Das rechnerische Verfahren	244
2.7232	Das Einpassungsverfahren	249
2.7233	Hilfsmittel	250

2.724	Vorgehen zur Suche der optimalen Gradienten in sehr steilem Gelände (>60 %)	253
2.725	Achsverschiebungen	255
	2.7251 Vorgehen	255
	2.7252 Pläne	255
2.73	Berechnung des Längenprofils	260
2.731	Grundsätzliches	260
2.732	Zweck der Längenprofilberechnung	260
2.733	Vorteile der Vertikalparabel für die Ausrundung	260
2.734	Formeln zur Berechnung der Parabelausrundung und der Höhendifferenzen	262
2.735	Vorgehen bei der Berechnung	264
2.736	Beispiel	266
2.74	Massenberechnung — Massenprofil — Massendisposition	270
2.741	Einleitung	270
2.742	Massenberechnung	272
	2.7421 Flächenermittlung	272
	2.7422 Definitionen	272
	2.7423 Formeln zur Berechnung der Kubaturen	274
	2.7424 Vorgehen bei der Erdmassenberechnung	277
	2.7425 Spezialfälle: Massenermittlung in Abzweigungen, Ausweichstellen, Kehrplätzen usw.	279
2.743	Massenprofil und Massendisposition	281
	2.7431 Zweck des Massenprofils, Darstellung	281
	2.7432 Begriffe, Definitionen, Erklärungen	282
	2.7433 Festlegung der Dispositionslinie	284
	2.7434 Auswertung des Massenprofils	286
	2.74341 Ermittlung der Transporte	286
	2.74342 Erstellen der Massendisposition	289
2.744	Beispiel	291
2.75	Computergestützte Projektarbeit	295
	2.751 Einleitung	295
	2.752 Vorgehen und Programmablauf	295
	2.753 Zeitbedarf und Kosten	301
2.76	Kostenvoranschlag	301
2.77	Technischer Bericht	302
2.78	Inhalt eines Detailprojekts	303
3.	Bodenmechanische Grundlagen	305
3.1	Einleitung	306
3.11	Allgemeines	306
3.12	Bodenmechanische Bezeichnungen	308
	3.121 Dichte	308
	3.122 Porenvolumen	308

3.123	Wassergehalt	309
3.124	Anteil des Wasservolumens am Porenvolumen	309
3.125	Klassifikation, Plastizität und Konsistenz	309
3.126	Durchlässigkeit	309
3.127	Zusammendrückbarkeit	310
3.128	Scherfestigkeit	310
3.13	Boden — Bodenentstehung	310
3.2	Der Boden als Dreiphasensystem: Bodenphysikalische Grundlagen	311
3.21	Modell des Bodens	311
3.22	Der Wassergehalt	311
3.23	Die Dichten des Bodens	313
3.24	Weitere, von den Dichten abhängige Kennziffern	314
3.241	Porosität	314
3.242	Porenziffer	315
3.243	Sättigungsgrad	315
3.25	Größenordnungen einiger Werte natürlicher Böden	316
3.26	Kornverteilung	317
3.27	Zustandsform bindiger Böden	320
3.28	Die spezifische Oberfläche eines Bodens — Eigenschaften der Tonminerale	326
3.3	Die Bodenklassifikation nach USCS	327
3.31	Vorgehen	328
3.311	Erste Einteilung	328
3.312	Grob- oder mittelkörnig	329
3.313	Kies	329
3.314	Sand	329
3.315	Feinkörniges Material	330
3.316	Überwiegend organisches Material	330
3.32	Feldmethode	330
3.33	Labormethode	331
3.331	Grob- und mittelkörnige Böden (Kiese und Sande)	331
3.3311	Anteil < 0.06 mm ist kleiner als 5%	331
3.3312	Anteil < 0.06 mm liegt zwischen 5% und 15%	331
3.3313	Anteil < 0.06 mm liegt zwischen 15% und 50%	331
3.332	Feinkörnige Böden	332
3.34	Geotechnische Materialbezeichnungen	332
3.35	Beurteilung der klassierten Böden, Beispiele und Tabellen	333
3.4	Das Wasser im Boden	337
3.41	Schematische Darstellung der wichtigsten Wasservorkommen	338

3.42	Grund- und Sickerwasser	338
3.43	Saugwasser (adsorbiertes Wasser)	339
3.44	Haftwasser	339
3.45	Kapillarwasser, Kapillarität	339
3.46	Wasserdurchlässigkeit	340
3.5	Die Zusammendrückbarkeit des Bodens	342
3.6	Die Scherfestigkeit des Bodens	345
3.61	Nichtbindige, körnige Böden (kohäsionslose, rollige Böden)	346
3.62	Bindige Böden (kohäsive Böden)	348
3.63	Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit	350
3.631	CBR-Wert (California Bearing Ratio)	350
3.632	M_E -Wert (Plattenversuch)	351
3.633	k-Wert nach Westergaard	352
3.634	Elastische Deflektion	352
3.635	Schätzung der Tragfähigkeit und Zusammenhang zwischen den verschiedenen Messwerten	354
3.7	Die künstliche Verdichtung von Böden	355
3.71	Darstellung des Bodens im W - γ_d -Diagramm	355
3.72	Die Proctor-Kurve (Verdichtungskurve)	356
3.73	Variable Verdichtungsarbeit	359
3.74	Anwendung des Proctorversuches	360
3.741	Festlegung der Verdichtungsanforderungen	360
3.742	Beurteilung der natürlichen Lagerungsdichte eines Bodens	361
3.743	Beurteilung der Eignung eines Bodens als Schüttmaterial	362
3.744	Aussagemöglichkeit des Proctorversuches (Zusammenfassung)	363
3.75	Umrechnung der Laborwerte	363
3.76	Verdichtungs Vorgang	364
3.8	Die Stabilitätseigenschaften der Böden	365
3.81	Begriff und Bedeutung der Stabilität	365
3.82	Die Wasserstabilität der Böden	365
3.83	Die Froststabilität der Böden	366
3.831	Die verschiedenen Arten des Bodenfrostes	366
3.832	Bestimmung der Froststabilität	368
3.833	Frostkriterien	370
3.834	Die Frosttiefe X	372
3.835	Folgerungen für die Wald- und Güterstrassen	374
3.9	Eigenschaften einiger typischer Böden der Schweiz	375
3.91	Einleitung	375

3.92	Ergebnisse der Bodenuntersuchungen im Mittelland	376
3.93	Ergebnisse der Bodenuntersuchungen in einem Voralpengebiet (Kanton Schwyz)	383
4.	Baustoffe für den Oberbau	389
4.1	Kies-Sande	390
4.11	Grundsätzliches	390
4.12	Schichten des Oberbaus	390
4.13	Kies-Sande für Trag- und Deckschichten	392
4.2	Stabilisierte Baustoffe	395
4.21	Begriff der Stabilität — Ziel der Bodenstabilisierung	395
4.22	Arbeitsverfahren der Bodenstabilisierung	397
4.23	Die mechanische Bodenstabilisierung	399
4.24	Bodenstabilisierung mit Kalk	400
4.241	Allgemeines	400
4.242	Kalkarten und ihre Wirkungsweise	403
4.243	Sofortreaktionen	403
4.2431	Reduktion des Wassergehaltes	405
4.2432	Veränderung der Plastizitätseigenschaften	405
4.2433	Veränderung der Verdichtungseigenschaften	406
4.2434	Interpretation der Ergebnisse	408
4.2435	Veränderung der Wasser- und Froststabilität	409
4.244	Langzeitreaktionen	410
4.2441	Festigkeitseigenschaften	411
4.2442	Einflussfaktoren der Festigkeitsreaktion	412
4.2443	Stabilität	412
4.245	Zusammenfassung der theoretischen Grundlagen	413
4.246	Anwendung der Bodenstabilisierung mit Kalk	413
4.2461	Modifikation der Bodeneigenschaften	413
4.2462	Stabilisierung des Bodens	415
4.247	Eignungsprüfung	418
4.2471	Wassergehaltsreduktion	419
4.2472	Plastizitätsgrenzen	419
4.2473	Konsistenz	419
4.2474	Verdichtungseigenschaften	419
4.2475	Festigkeitseigenschaften	419
4.2476	Wasserstabilität	420
4.2477	Froststabilität	420
4.248	Ausführung der Stabilisierungsarbeiten	420
4.249	Zusammenfassung	421
4.25	Stabilisierung mit Zement	422
4.251	Grundsätzliches	422
4.252	Mit Zement stabilisierbare Böden	422
4.253	Lage der zementstabilisierten Schicht im Aufbau der Strasse	423

4.254	Technologie der Bodenstabilisierung mit Zement	425
4.255	Zemente	425
4.256	Eignungsprüfungen — Dosierungen	426
4.257	Arbeitsausführung	427
4.26	Bodenstabilisierung mit bituminösen Bindemitteln	427
4.261	Grundsätzliches	427
4.262	Mit bituminösen Bindemitteln stabilisierbare Böden	427
4.263	Lage der stabilisierten Schicht im Aufbau der Strasse	428
4.264	Bindemittel	428
4.265	Eignungsprüfungen — Dosierungen	429
4.266	Arbeitsausführung	429
4.27	Schlussbemerkungen	430
4.3	Bituminöse Baustoffe	430
4.31	Einleitung	430
4.32	Bituminöse Bindemittel	431
4.321	Reinbitumen-Heissbitumen	432
4.322	Verschnittbitumen oder Cutback, Cutback-Bitumen	432
4.323	Bitumenemulsionen	434
4.324	Kaltbitumen	434
4.325	Strassenteer	434
4.326	Bitumen-Teer-Mischungen	435
4.33	Mineralstoffe für den bituminösen Strassenbau	435
4.34	Mischgutaufbereitung	436
4.35	Lagerung, Transport, Mischgutkontrolle	437
4.36	Einbau des Mischgutes	438
4.37	Wahl der bituminösen Bauweise	439
4.38	Schlussbemerkungen	442
4.4	Hydraulisch gebundene Baustoffe	444
4.41	Einleitung	444
4.42	Bestandteile von Beton und Mörtel	444
4.421	Bindemittel	444
4.4211	Portlandzement	445
4.4212	Hochwertiger Portlandzement	448
4.4213	Weitere Zementarten	448
4.4214	Lagerung des Zementes auf Baustellen	448
4.4215	Hydraulischer Kalk	449
4.4216	Weisskalk	449
4.4217	Gips	450
4.422	Zuschlagstoffe	450
4.423	Anmachwasser	454
4.424	Zusatzmittel	455

4.43	Beton	455
4.431	Betonqualität und Betonsorten	455
4.432	Zementdosierung	456
4.433	Wasserdosierung	458
4.434	Wasserzementwert	459
4.435	Bedarf an Zuschlagstoffen	462
4.436	Stoffraumrechnung	462
4.437	Eigenschaften des Betons	463
	4.4371 Festigkeit	463
	4.4372 Beständigkeit	463
	4.4373 Dichtigkeit	464
	4.4374 Schwinden und Quellen	464
4.438	Herstellung und Transport von Beton	465
4.439	Ausschalungsfristen	466
4.4310	Nachbehandlung des Betons	466
4.4311	Vergleich der Betonsorten, Definitionen und Qualitätsanforderungen	466
4.4312	Praktische Hinweise zur Betonherstellung	468
4.44	Betonstrassen	469
4.441	Einleitung	469
4.442	Dimensionierung	469
4.443	Unterlage der Betonplatte	469
4.444	Einbau der Betonplatte	471
	4.4441 Einbau in Handarbeit	471
	4.4442 Einbau mit Fertiger	472
4.445	Spezielle Probleme	472
	4.4451 Fugen	472
	4.4452 Abzweigungen, Ausweichstellen	473
	4.4453 Normalprofile	474
4.446	Schlussbemerkungen	475
5.	Dimensionierung und Verstärkung des Oberbaus	477
5.1	Einleitung	478
5.2	Vertikalaufbau von Wald- und Güterstrassen	478
	5.21 Bezeichnung und Beschreibung der Schichten	478
	5.22 Funktion der verschiedenen Oberbauschichten	482
5.3	Ziel der Oberbaudimensionierung	483
5.4	Der AASHO-Strassentest	486
	5.41 Die Befahrbarkeit einer Strasse	487
	5.42 Das Verhalten der Oberbauten	488
5.5	Dimensionierung von Strassen mit flexiblem Oberbau	490
	5.51 Formel und Nomogramm für die Dimensionierung von flexiblen Oberbauten	490

5.52	Dimensionierungsparameter	491
5.521	Untergrundtragfähigkeit	491
5.522	Verkehr	494
5.5221	Verkehr auf Waldstrassen	497
5.5222	Verkehr auf Güterstrassen	502
5.5223	Einfluss des Verkehrs auf den Stärkenindex	504
5.523	Umgebungsbedingungen (Regionalfaktor R)	505
5.524	Tragfähigkeitskoeffizienten (a-Werte) der gebräuchlichen Baustoffe	507
5.53	Beispiel einer Oberbaudimensionierung bei schlechter Untergrundtragfähigkeit	508
5.6	Dimensionierung von Strassen mit starrem Oberbau (Betonplatte)	512
5.7	Verstärkung bestehender Strassen mit flexiblem Oberbau	513
5.71	Einleitung	513
5.72	Bestimmung der notwendigen Verstärkung nach der Stärkenindexmethode	514
5.73	Bestimmung der notwendigen Verstärkung nach der Deflektionsmethode	514
5.731	Der Zeitpunkt der Deflektionsmessung	516
5.732	Die Deflektion (Sommer/Herbst) in Funktion des Stärkenindex und der Untergrundtragfähigkeit	517
5.733	Zulässige Deflektionswerte für Strassen mit geringem Verkehr	519
5.734	Bestimmung des Stärkenindex Δ SN der Verstärkung nach der Deflektionsmethode	520
5.74	Vorgehen bei der Bestimmung der erforderlichen Verstärkung	525
5.75	Möglichkeiten der Oberbauverstärkung	526
5.76	Beispiel einer Oberbauverstärkung	527
5.761	Stärkenindexmethode	527
5.762	Deflektionsmethode	528
5.763	Vorschläge für die Verstärkung	528
5.77	Beispiel einer Oberbaudimensionierung bei guter Untergrundtragfähigkeit	530
6.	Ingenieurbiologie — Grünverbau	533
6.1	Allgemeines	534
6.11	Einleitung	534
6.12	Geschichtlicher Überblick	534
6.13	Übersicht über die wichtigsten Begriffe	535
6.2	Bodenmechanische Grundkenntnisse	536
6.21	Erosionsgefährdung	536
6.22	Rutschungsgefährdung von Böschungen	537
6.221	Kohäsionslose Böden	537
6.222	Bindige Böden	538

6.3	Ingenieurbioologische Methoden	539
6.31	Grenzen der Anwendung ingenieurbioologischer Methoden	539
6.32	Vorarbeiten	541
6.321	Festlegen der stabilen Geländeneigung	541
6.322	Ausrunden von Böschungsoberkanten	542
6.323	Übrige Vorarbeiten	542
6.324	Praktisches Beispiel: Vorgehen beim Rüfenverbau	542
6.33	Stabilbauweisen	543
6.331	Flechtzaunbau	543
6.332	Cordonbau	544
6.333	Hangfaschinenbau	545
6.334	Lagenbau	546
6.3341	Heckenlagenbau	546
6.3342	Buschlagenbau	547
6.3343	Heckenbuschlagenbau	548
6.335	Versetzen von Stekhölzern einschliesslich Fugenbepflanzung	549
6.34	Deckbauweisen	549
6.341	Spreitlagenbau	549
6.342	Rasenverlegung	550
6.343	Rasensaaten	551
6.3431	Trockensaaten	551
6.34311	Heublumensaat	551
6.34312	Normalsaat	551
6.34313	Gebläsesaat	552
6.34314	Begrünungsmatten	552
6.3432	Nassaaten (Synonyme: Hydraulische Ansaaten, Anspritzverfahren)	552
6.3433	Mulchsaaten	553
6.34331	Strohdecksaat (= SCHIECHTELN [®])	555
6.34332	Hydraulische Ansaatverfahren	556
6.3434	Wahl der Saatmethode	557
6.35	Biotechnische Entwässerungen	558
6.351	Entwässerung durch «pumpende» Pflanzenarten	558
6.352	Lebender Faschinendrain	558
6.353	Filterkeil	559
6.36	Kombinierte Verfahren	560
6.361	Holzkästen und Kassettenstützwände in Kombination mit lebenden Pflanzen	560
6.362	Begrünte Steinblockmauern	561
6.363	Begrünte Steinkorbmauern	561
6.364	Lebende Hangroste	562
6.365	GITTER-SCHIECHTELN [®]	563
6.37	Wahl der Verbaumethode	565
6.38	Unterhalt	566
6.381	Rasensaaten	566
6.382	Bauweisen mit Gehölzen	567

6.4 Pflanzenwahl	567
6.41 Allgemeines	567
6.42 Standortsverhältnisse	568
6.421 Pflanzensoziologische Grundlagen	568
6.422 Standortserkundung	569
6.423 Hauptverbreitung häufig verwendeter Pflanzenarten nach den wichtigsten Standortsfaktoren	569
6.4231 Einteilungskriterien für die Standortstypenbildung	570
6.42311 Bodenart	570
6.42312 Feuchtegrad des Bodens	570
6.42313 Säuregrad	570
6.42314 Höhenstufen	571
6.4232 Arten mit grosser ökologischer Amplitude	571
6.4233 Gehölze mit geringen Ansprüchen an die Kornzusammensetzung des Bodens	571
6.4234 Gehölze mit Hauptverbreitung auf grobkörnigen Böden	573
6.4235 Gehölze mit Hauptverbreitung auf skelettarmen, feinsandig-siltigen Böden	574
6.4236 Gehölze mit Hauptverbreitung auf tonigen oder torfigen Böden	575
6.43 Vermehrbarkeit	575
6.431 Pflanzung	575
6.432 Bewurzelungsfähige Gehölzteile	576
6.433 Saaten	576
6.44 Biotechnische Eignung	577
6.45 Artenmischung	579
6.451 Gehölze	580
6.452 Saatgutmischungen	581
6.46 Übrige Faktoren	583
6.5 Pflanzenbeschaffung	583
6.51 Weiden	583
6.511 In der Schweiz natürlich vorkommende Arten	583
6.512 Weidenbestimmungsschlüssel	585
6.513 Stecklingsgewinnung	589
6.5131 Mutterbestände	589
6.5132 Stecklingsform	589
6.5133 Schnitt, Schnittzeit	590
6.5134 Lagerung	590
6.514 Stecklingsbehandlung	591
6.52 Übrige Bäume und Sträucher	591
6.53 Saatgutmischungen	593

6.6	Planung	593
6.61	Grundlagen	593
6.611	Vorschriften für forstliche Projekte und ihre Unterstützung durch den Bund	593
6.612	VSS-Norm Bepflanzung, Gestaltung: Bepflanzungsprojekt SN 640 668	594
6.613	Normpositionenkatalog für den Tiefbau, Band I	594
6.62	Detailprojekt	594
6.621	Normalprofil	594
6.622	Situationsplan	596
6.623	Pflanzenliste	596
6.624	Zeitplan	597
6.625	Kostenvoranschlag	597
6.7	Register der Pflanzennamen	597
7.	Maschinen für den Bau von Wald- und Güterstrassen	601
7.1	Grundsätzliches zum Maschineneinsatz	602
7.2	Übersicht	604
7.3	Bemerkungen zu einzelnen Baumaschinen	608
7.31	Maschinen für den Erdbau	608
7.32	Maschinen für den Felsbau	609
7.33	Maschinen für den Transport	610
7.34	Maschinen für die Bodenstabilisierung	610
7.35	Maschinen für die Planierarbeiten	611
7.36	Maschinen für die Verdichtung	612
7.37	Maschinen für den Grünverbau	612
7.38	Maschinen zur Aufbereitung von Material für Trag- und Verschleisschichten	613
7.39	Einbaumaschinen (Fertiger)	613
7.310	Maschinen für den Strassenunterhalt	614
7.4	Schlussfolgerungen	614
8.	Unterhalt von Wald- und Güterstrassen	615
8.1	Einleitung	616
8.2	Umfang und Bedeutung des Unterhalts	616
8.3	Gesetzliche Regelung des Unterhalts	617

8.4	Schadenursachen und Schäden	619
8.5	Bezeichnung und Gliederung des Unterhalts	620
8.51	Laufender Unterhalt	620
8.52	Periodischer Unterhalt	620
8.6	Planung und Ausführung des Unterhalts	622
8.7	Wirtschaftliche Betrachtungen	624
8.8	Wahl der Verschleisschicht	627
8.9	Unterhalt von Naturstrassen	628
9.	Vermessungskunde	633
9.1	Die Bedeutung der Vermessungskunde im Forstwesen	634
9.2	Allgemeine Grundlagen	634
9.21	Das Projektionssystem der schweizerischen Landesvermessung	634
9.22	Das schweizerische Vermessungswesen	636
9.23	Die Masseinheiten	637
9.231	Längenmasse	637
9.232	Flächenmasse	637
9.233	Winkelmasse	637
9.24	Rechnen mit Koordinaten	639
9.241	Definition des Koordinatensystems	639
9.242	Die Winkelfunktionen	640
9.243	Berechnung der Koordinaten	642
9.244	Berechnung des Richtungswinkels und der Distanz	643
9.3	Vermessungsmaterial	645
9.31	Material zur Punktversicherung	645
9.32	Instrumente für die Längenmessung	646
9.321	Latten, Messbänder und Messrad	646
9.322	Optische Distanzmesser	647
9.323	Elektronische Distanzmesser	648
9.33	Instrumente für die Höhenbestimmung und die Neigungsmessung	648
9.331	Gefällsmesser	648
9.332	Libellen	649
9.333	Setzlatten	652
9.334	Nivellierinstrumente	653
9.34	Instrumente für die Richtungs- bzw. die Winkelmessung	654
9.341	Winkelprisma	654
9.342	Bussole	656
9.343	Theodolit	656
9.3431	Aufbau	656

9.3432	Achsen	657
9.3433	Kreise	658
9.3434	Ablesevorrichtung	658
9.3435	Theodolittypen	660
9.3436	Handhabung	661
9.3437	Pflege des Theodoliten	663
9.4	Vermessungsmethoden	664
9.41	Richtungs- bzw. Winkelmessung	664
9.411	Die Horizontalwinkelmessung	664
9.412	Das Azimut	667
9.413	Die Vertikalwinkelmessung	668
9.42	Längenmessung	669
9.421	Die direkte Längenmessung	669
9.4211	Die Staffelmessung	670
9.4212	Das Reduktionsverfahren	671
9.4213	Die Fehlerquellen bei der Längenmessung mit dem Messband	672
9.42131	Grobe, vermeidbare Fehler	672
9.42132	Systematische Fehler	672
9.42133	Zufällige Fehler	673
9.422	Die indirekte Längenmessung zur Überwindung von Hindernissen	673
9.4221	Messung einer nicht begeh-, aber übersehbaren Strecke	673
9.4222	Messung einer weder begeh- noch übersehbaren Strecke	674
9.4223	Messung einer Strecke, bei der ein Endpunkt unzugänglich ist	676
9.423	Die optische Distanzmessung	677
9.43	Methoden zur Aufnahme des Geländes	680
9.431	Die orthogonale Aufnahmemethode	680
9.432	Die polare Aufnahmemethode	682
9.44	Höhenbestimmung	683
9.441	Die Höhenbestimmung mit der Setzlatte	683
9.442	Das Nivellement	683
9.4421	Die Arten von Nivellements	683
9.44211	Das Streckennivellement	683
9.44212	Das Flächennivellement	684
9.4422	Nivellieren mit dem Gefällsmesser	687
9.4423	Nivellieren mit dem Nivellierinstrument	687
9.4424	Die Nivellierprobe	687
9.4425	Die Fehlerquellen beim Nivellieren	688
9.44251	Grobe, vermeidbare Fehler	688
9.44252	Systematische Fehler	689
9.44253	Zufällige Fehler	689
9.4426	Die Genauigkeit des Nivellements	689
9.443	Die trigonometrische Höhenbestimmung	689
9.5	Anwendungen der Messmethoden	692
9.51	Die Aufnahme von Polygonzügen mit dem Theodolit	692

9.52	Das Abstecken rechter Winkel	692
9.53	Das Abstecken von Geraden	692
9.54	Das Abstecken von Linien konstanter Neigung	693
9.55	Das Abstecken und die Aufnahme von Seillinien	694
9.6	Berechnungsmethoden	696
9.61	Berechnung von Polygonzügen	696
9.611	Definition des Polygonzuges	696
9.612	Arten von Polygonzügen	697
9.613	Berechnung des Polygonzuges	698
9.6131	Beidseitig richtungs- und lagemässig angeschlossener Polygonzug	698
9.6132	Richtungsmässig einseitig, lagemässig beidseitig angeschlossener Polygonzug	702
9.6133	Nur einseitig richtungs- und lagemässig angeschlossener Polygonzug	702
9.6134	Beidseitig nur lagemässig angeschlossener Polygonzug	702
9.6135	Einseitig nur lagemässig angeschlossener Polygonzug	703
9.6136	Nicht angeschlossener, «freier Polygonzug»	703
9.6137	Geschlossener Polygonzug	706
9.614	Bussolenzug	709
9.62	Flächenermittlung	710
9.621	Einleitung	710
9.622	Numerische Methoden zur Flächenberechnung	710
9.6221	Flächenberechnung aus orthogonalen Masszahlen	710
9.6222	Flächenberechnung aus polaren Masszahlen	711
9.6223	Flächenberechnung aus Koordinaten	712
9.623	Halbgraphische Flächenermittlung	714
9.624	Graphische Methoden zur Flächenermittlung	715
9.6241	Flächenermittlung mit dem Strichplanimeter	715
9.6242	Flächenermittlung mit dem Punktraster	716
9.6243	Flächenermittlung mit dem Polarplanimeter	717
9.62431	Beschreibung	717
9.62432	Funktionsweise des Polarplanimeters	717
9.62433	Handhabung des Polarplanimeters	719
9.6244	Einfluss des Planverzuges	721
9.625	Genauigkeit der Flächenermittlung	722
	Literaturverzeichnis	723
	Sachregister	737

Abkürzungen

AASHO	American Association of State Highway Officials
AFZ	Allgemeine Forstzeitschrift
BAV	Verordnung über Bau und Ausrüstung der Strassenfahrzeuge vom 27. August 1969
BFF	Bundesamt für Forstwesen
BV	Bundesverfassung
CBR	California Bearing Ratio
EDI	Eidgenössisches Departement des Innern
FPG	Bundesgesetz betreffend die eidgenössische Oberaufsicht über die Forstpolizei vom 11. Oktober 1902
FPV	Vollziehungsverordnung zum Bundesgesetz betreffend die eidgenössische Oberaufsicht über die Forstpolizei vom 1. Oktober 1965
o.J.	ohne Jahrgang
OR	Schweizerisches Obligationenrecht
SAFS	Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für forstlichen Strassenbau
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
SN	Schweizer Norm
SVG	Bundesgesetz über den Strassenverkehr vom 19. Dezember 1958
SZF	Schweizerische Zeitschrift für Forstwesen
USCS	Unified Soil Classification System
VRV	Verordnung über die Strassenverkehrsregeln vom 13. November 1962
VSS	Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute

Einleitung

Die Erschliessung des ländlichen Raumes ist vor allem in der Kulturlandschaft der Vor-alpen und Alpen ein sehr komplexes Problem. Weil auf viele Nutzungen und Bedürfnisse (Landwirtschaft, Forstwirtschaft, Alpwirtschaft, Verbauungswesen, Landesverteidigung, Wasserversorgung usw.) Rücksicht genommen werden muss, führt nur eine integrale Erschliessungsplanung zum Ziel. Eine generelle Planung ist nur mit guten Kenntnissen aller Grundlagen der Projektierung und Bauausführung möglich. Entscheidungen bei der Detailprojektierung und beim Bau können aber nur dann richtig getroffen werden, wenn die Gesamtplanung einwandfrei ist.

Planung, Projektierung und Bau von Wald- und Güterstrassen stellen in Zukunft noch höhere Anforderungen an alle Beteiligten als bisher, denn künftige Bauvorhaben liegen vor allem in schwierigen Gelände- und Bodenverhältnissen.

Die definitive, generelle Linienführung des Strassennetzes einer Planungseinheit ist in gebirgigen Gegenden wohl nur über ein gründliches Variantenstudium und einen eingehenden Variantenvergleich zu ermitteln. Die Entscheidung kann nur unter Berücksichtigung vieler Kriterien gefällt werden, wie z. B. Flächenwirksamkeit, Verbesserung der Bewirtschaftung, Eingriffe in Landschaft und Gelände, Sicherheit, Kosten.

Erfahrungsgemäss kommt eine sehr gute Anpassung der Strasse ans Gelände nur dann zustande, wenn die Strassenachse im Gelände abgesteckt wird. Die Projektierung auf dem Plan allein führt zu gestreckten Linienführungen und somit zu grossen Böschungen und Kunstbauten.

Jedes Detailprojekt hat einwandfreie Entscheidungsgrundlagen für die Bauherrschaft, die Subventionsbehörde und den Bauunternehmer bereitzustellen. Neben der Geometrie der Strasse (horizontale und vertikale Linienführung, Querschnittgestaltung) muss das Detailprojekt die Angaben über den Baugrund (Tragfähigkeit, Stabilisierbarkeit, Erosionsempfindlichkeit usw.), die Möglichkeiten der Baustoffbeschaffung, die Wasserableitung, den Oberbau usw. enthalten.

Die Untersuchungen über die Eigenschaften des Untergrundes für die Dimensionierung der Strasse und die Befahrbarkeit des Bodens mit Rückefahrzeugen sind heute mit einfachen Geräten ohne grossen Aufwand möglich. Zudem liegen für verschiedene geologische Formationen diesbezügliche Resultate vor.

Die Erarbeitung einwandfreier Projekte führt bei schwierigen Gelände- und Bodenverhältnissen zu grösserem Zeitaufwand. Eine Zeitersparnis lässt sich aber durch die Anwendung computergestützter Rechnungs- und Zeichnungsverfahren erzielen.

Natürliche, direkt verwendbare Baustoffe für den Oberbau von Strassen werden immer rarer und damit auch teurer. Der Transport von Baustoffen über weite Strecken, zum Teil über unterdimensionierte Strassen, löst das Problem nicht. Neben den hohen Kosten entstehen starke Immissionen und zusätzliche Unterhaltsarbeiten. In den letzten Jahren wurden daher auf vielen Baustellen von Wald- und Güterstrassen Oberbaumaterialien durch mobile Brechanlagen aufbereitet oder instabile Böden stabilisiert. Die Erfahrungen sind durchwegs positiv. Beim kleinen Strassenbau ist Geld eher in Material als in Arbeit und Transport zu investieren. Durch Transporte oder Planierarbeiten wird eine

Strasse nicht tragfähiger. Auf keinen Fall darf man durch starre Normen und Vorschriften der Phantasie und dem Ideenreichtum der Projektverfasser und Bauunternehmer Grenzen setzen.

Sehr grosse Sorgfalt muss dem Sprengen von Fels geschenkt werden. Strassenabschnitte durch Felspartien werden zur Visitenkarte von Unternehmung und Bauleitung. Vermehrt sind Felsrippen aus Gründen des Landschaftsschutzes durch kurze Tunnel zu durchfahren.

Jede Strasse — Neubau oder Ausbau — ist für eine bestimmte Lebensdauer zu dimensionieren. Untergrundtragfähigkeit, Verkehr und die zur Verfügung stehenden Baustoffe ermöglichen meistens mehrere Aufbauvarianten. Diese können dann durch neue Dimensionierungsmethoden miteinander verglichen werden.

Ohne neuzeitliche Böschungsbegrünungsverfahren und das wiederentdeckte Bauen mit lebenden Pflanzen kommt man heute nicht mehr aus. Auch die Trockenmauern erleben eine Renaissance, allerdings nicht die von Hand erstellten, sondern die mit Hydraulikbaggern gebauten Steinblockmauern. Sie passen in die Landschaft und lassen sich oft auch bepflanzen.

Der Wahl der Baumaschinen kommt im Wald- und Güterstrassenbau sehr grosse Bedeutung zu. Es sind Maschinenkombinationen einzusetzen, welche möglichst geringe Land- und Waldschäden verursachen. Insbesondere sind im steilen Gelände (>60% Geländeneigung), wo die Strasse zur Hauptsache im Einschnitt gebaut wird, Hydraulikbagger in Kombination mit Geräten für den Längstransport einzusetzen. Das Abtragsmaterial darf nicht talseitig geschüttet werden, es ist auf vorgesehene Deponien zu transportieren. Die modernen, leistungsfähigen Baumaschinen haben da und dort Projektverfasser und Unternehmer zu einer «Philosophie des billigen Kubikmeterpreises» verführt. Grosse Böschungen und Kunstbauten sind oft die teuren und unästhetischen Folgen.

Wald- und Güterstrassen haben aber die Aufgabe, die Bewirtschaftung land- und forstwirtschaftlich genutzter Gebiete zu erleichtern. Dazu ist nicht der Ausbau für eine grosse Geschwindigkeit vordringlich, sondern die gute Zugänglichkeit vom Gelände zur Strasse.

Mit zunehmender Strassenlänge wird der Anteil an Unterhaltsarbeiten immer grösser. Die nicht klassierten Strassen, also die Güter-, Wald- und Alpstrassen, umfassen zur Zeit in der Schweiz noch eine Strassenfläche von über 200 Millionen Quadratmetern. Diese Bauten entsprechen — in heutigen Kosten gerechnet — einem Wiederbeschaffungswert von rund 6 Milliarden Franken. Die Unterhaltsarbeiten werden damit zu einer verantwortungsvollen Aufgabe und zu einem bedeutenden Arbeitsgebiet. Wie der Bau unterscheidet sich auch der Unterhalt der kleinen Strassen wesentlich von dem der grossen.

Zur guten Anpassung der Strassen ans Gelände muss deren Achse im Feld abgesteckt und die vermessungstechnischen Aufnahmen auf diese Achse bezogen werden. Diese Arbeiten ziehen weitgehend eine «eigene» Vermessungskunde nach sich. In einem abschliessenden Kapitel wird daher auf diese Besonderheiten hingewiesen. Präzises, genaues Arbeiten, Methoden und Verfahren, welche dem Projektverfasser eigene Kontrollen durch unabhängige Messungen erlauben, schützen vor groben Fehlern. Diese «kleine Vermessungskunde» ist also in erster Linie auf die Absteckung und Aufnahme von Strassenprojekten ausgerichtet und nicht auf die Vermessung im üblichen Sinne.

Generelle Erschliessungsplanung

1.1 **Einleitung**

Generelle Projekte sind Resultate einer umfassenden Erschliessungsplanung. Dieses Kapitel will ein Bild der wichtigsten Faktoren geben, welche bei der generellen Erschliessungsplanung zu berücksichtigen sind. Viele Überlegungen, Berechnungen und manuelle Arbeiten sind nötig, damit die Planung integral wird.

1.11 **Integralerschliessung**

In der Schweiz greifen die Natur- und Kulturlandschaften stark ineinander. Die Erschliessung derart mannigfaltiger Landschaften darf nur noch integral geplant werden. Möglichst alle gegenwärtigen und zukünftigen Interessen an diesen Gebieten sind zu berücksichtigen. Mit der Erschliessung wenige oder nur einzelne Interessen zu befriedigen, ist technisch wie wirtschaftlich unvernünftig. Eine Waldstrasse im Gebirge z. B. hat nicht nur den Wald optimal zu erschliessen, sondern sie soll auch der Land-, der Alp-, der Wasserwirtschaft, dem Tourismus, der Landesverteidigung usw. dienen. Gilt es, unter verschiedenen Erschliessungsvarianten die optimale zu finden, so sind die integralen Entscheidungskriterien in erster Linie massgebend.

Zur Erhaltung der Forst-, der Land- und der Alpwirtschaft ist die Erschliessung der zu bewirtschaftenden Gebiete unbedingte Voraussetzung.

Waldbaufachleute sehen in der Erschliessung der Waldungen, speziell der Gebirgswaldungen, die Grundlage für die Waldpflege durch naturnahen Waldbau: «Der Waldbau folgt dem Wegebau» (LEIBUNDGUT 1961).

Beim naturnahen Waldbau bedeutet Nutzung gleichzeitig Pflege. Diese pflegliche Nutzung ist aber nur in gut erschlossenen Wäldern möglich. Die Folgen mangelnder Erschliessung sind Stabilitätsverluste der Bestände, Beeinträchtigung der vielfältigen Schutzwirkungen, Produktionsverluste usw.

Für die Landwirtschaft ist die Erschliessung ständig bewohnter Weiler und Höfe äusserst wichtig. Der Anschluss an das übergeordnete Strassennetz dürfte heute für das Überleben vieler Betriebe entscheidend sein.

In der Forst- und Landwirtschaft bedeutet Erschliessung Flächenerschliessung, da die Bewirtschaftung gleichzeitig an verschiedenen Orten erfolgen muss. Bei der Flächenerschliessung landwirtschaftlich genutzter Gebiete sind die Charakteristiken der landwirtschaftlichen Nutzung zu berücksichtigen, insbesondere, dass jährlich mehrmals geerntet wird, dass die Ernteprodukte, im Gegensatz zur forstwirtschaftlichen Nutzung, leicht und klein sind, und dass sich auf der Erntefläche wenig oder keine Hindernisse befinden.

Die Alpwirtschaft ist ein wesentlicher Bestandteil der Gebirgslandwirtschaft. Es ist zu befürchten, dass die Aufgabe von Alpbetrieben den Rückgang der landwirtschaftlichen Betriebe zusätzlich verstärkt. Nicht weiter bewirtschaftete Alpen werden zu Brachland. Der Anschluss erhaltenswürdiger Alpen ans Strassennetz ist wahrscheinlich die einzige langfristige Rettungsmöglichkeit (Modernisierung der Gebäude und der Betriebseinrichtungen; Transporte von Mensch, Vieh, Produkten; Personal- und Zeiteinsparung für die Betreuung des Viehs usw.).

Im Gegensatz zu Forst- und Landwirtschaft ist in Algebieten normalerweise keine Flächenerschliessung notwendig. Im Vordergrund steht die Zufahrt zu den Algebäuden.

In bewohnten und bewirtschafteten Gebirgsgegenden müssen sehr oft Transporte für Schutzmassnahmen (Lawinen-, Wildbach-, Steinschlagverbauungen usw.) und für andere ausserbetriebliche Nutzungen (Militär, Wasserversorgung, Erholung, Tourismus usw.) ausgeführt werden. Auch diese Interessen sind in die generelle Erschliessungsplanung miteinzubeziehen.

Es ist beispielsweise falsch, das Transportproblem für eine Verbauung nur für sich allein zu betrachten, und die Transporte in einem arbeitsintensiven Verfahren über Seilanlagen auszuführen. Die Erschliessung mit Strassen und Wegen bringt zudem Vorteile für die Kontrolle und den Unterhalt der Verbauungsanlagen.

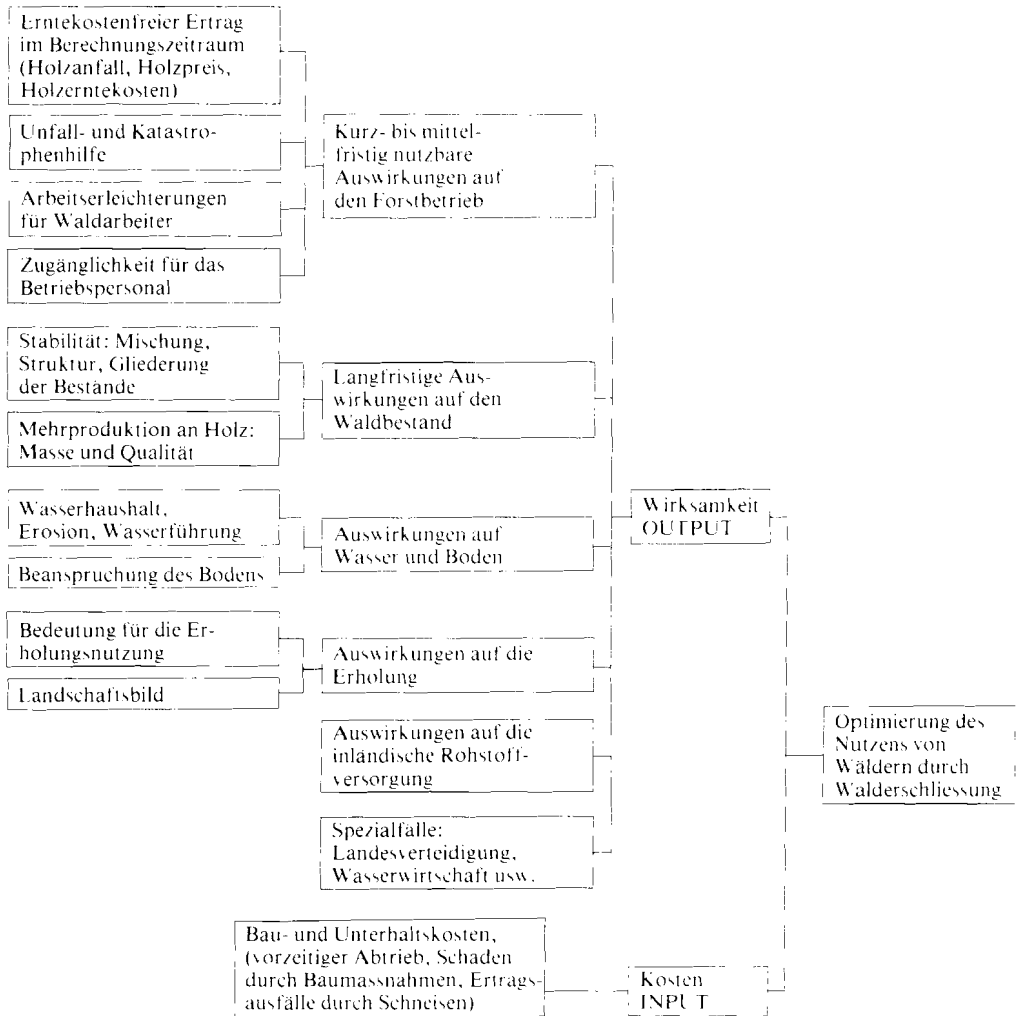
Die Schönheit unserer Landschaften ist in deren abwechslungsreichen Vielfalt begründet (offenes Kulturland, Wald, Felspartien, Bäche, Tobel usw.). Dieser Reichtum darf auf keinen Fall zerstört werden. Allerdings ist zwischen einer Zerstörung und kleineren, vorübergehenden Schäden während und kurz nach dem Strassenbau zu unterscheiden. Letztere sind auch bei grösster Sorgfalt nie ganz zu vermeiden.

1.12 **Walderschliessung**

Die Erschliessung ist die Voraussetzung für eine optimale Waldpflege und Holznutzung. Je nach Gelände und finanziellen Möglichkeiten der Waldeigentümer und der Subventionsbehörden haben die Erschliessungsnetze unterschiedliche Formen. Der Zweck der Erschliessung bleibt aber immer derselbe. Die Aufsichtsorgane und Arbeitskräfte brauchen mit den notwendigen Arbeitsmitteln (Maschinen, Geräte) einen Zugang zu den einzelnen Teilflächen. Die Produkte müssen aus den einzelnen Flächen abtransportiert werden können. Zudem dient das Waldstrassennetz auch den Erholungssuchenden.

LÖFFLER und TIMINGER (1977) schlagen für die Optimierung des Nutzens der Walderschliessung folgendes Zielsystem vor (Abb. 1.1):

Abb. 1.1: Auswirkungen der Walderschliessung

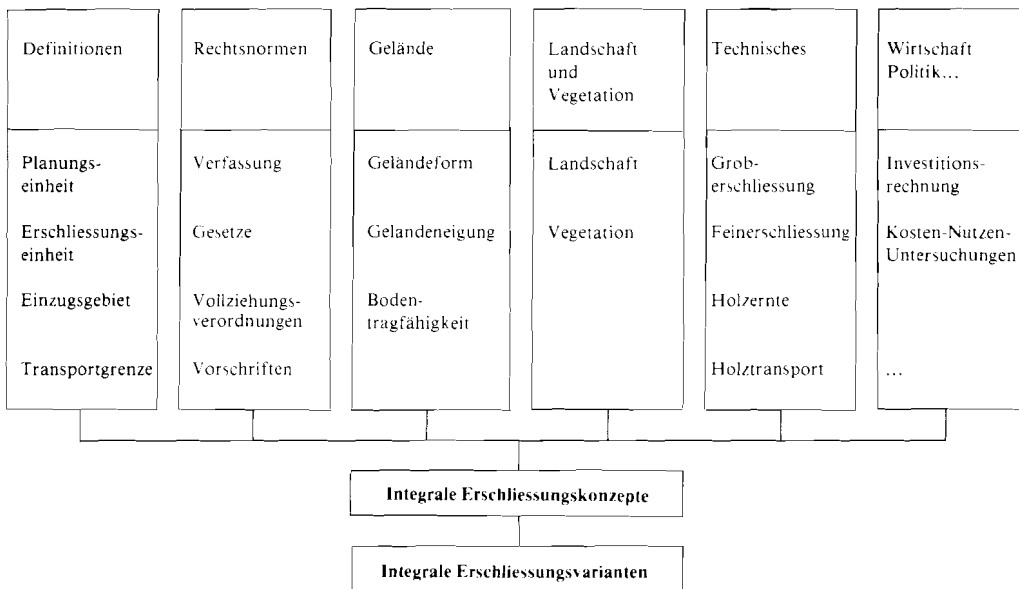


1.2 Grundlagen der generellen Erschliessungsplanung

Bei generellen Erschliessungsplanungen sind sehr viele Interessen zu berücksichtigen. Dementsprechend müssen viele Grundlagen erarbeitet und berücksichtigt werden.

Die Abbildung 1.2 gibt einen Überblick über alle notwendigen Grundlagen und zeigt, dass damit Erschliessungsvarianten erarbeitet werden können.

Abb. 1.2: Grundlagen der generellen Erschliessungsplanung



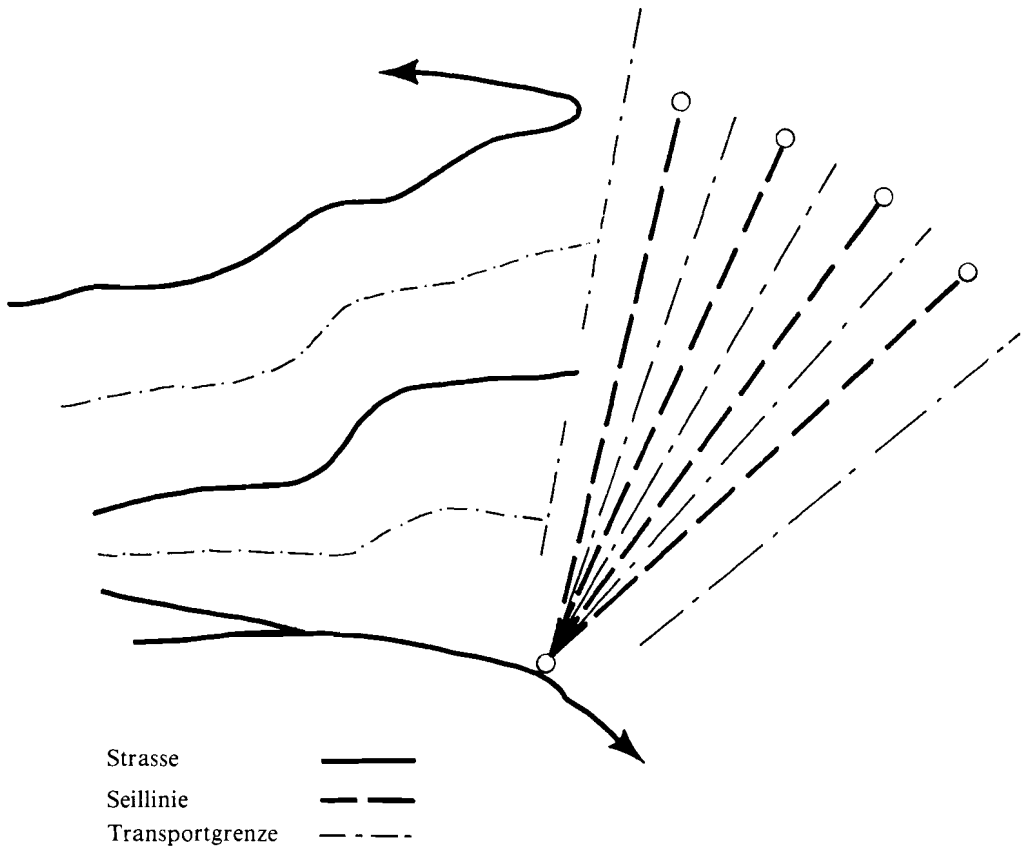
1.2.1 Definitionen

Die Planungseinheit (Planungsgebiet) ist eine durch natürliche Grenzen abgeschlossene Region (Tal, weite Flanke, zusammenhängendes Waldgebiet im Mittelland usw.). Für eine solche Planungseinheit ist ein klar definiertes Erschliessungskonzept auszuarbeiten, d.h. eine technisch wie ökonomisch zweckmässige Kombination von Grob- und Feinerschliessungs- und Transportmitteln (Strassen, Rückegassen, Maschinenwege, Seilkräne usw.).

Die gesamte Planungseinheit ist in einzelne Erschliessungseinheiten aufgegliedert (Planungseinheit = Σ ihrer Erschliessungseinheiten). Es sind dies in sich abgeschlossene Gebiete, die an einer oder mehreren Stellen an das übergeordnete Strassennetz angeschlossen werden, aber keine Strassenverbindungen mit benachbarten Einheiten haben. Die Grenzen können topographischer (natürlicher) Art (Seen, Sümpfe, Flüsse, Bäche, Felswände, Felsrippen, Steilhänge usw.) oder technischer Art (Autobahnen, Kantonsstrassen, Eisenbahnen, Hochspannungsleitungen usw.) sein.

Die Transportgrenzen sind wichtige Trennlinien zwischen und innerhalb der Erschliessungseinheiten. Sie sind gleichzeitig die Grenzen der Einzugsgebiete einzelner Strassen sowie der Bringungslinien (Abb. 1.3).

Abb. 1.3: Strassen — Seillinien — Transportgrenzen



1.22 Rechtsnormen (Stand 1983)

Die speziellen Rechtsnormen für die Projektierung und Ausführung von Erschliessungsnetzen im Walde finden sich in folgenden Gesetzen, Verordnungen und Weisungen:

- Bundesverfassung 1874 (BV)
- Bundesgesetz betreffend die eidgenössische Oberaufsicht über die Forstpolizei vom 11. Oktober 1902 (FPG)
- Vollziehungsverordnung zum Bundesgesetz betreffend die eidgenössische Oberaufsicht über die Forstpolizei vom 1. Oktober 1965 (FPV)
- Vorschriften für forstliche Projekte und ihre Unterstützung durch den Bund vom 15. April 1978
- Kantonale Ausführungsgesetze

1.221 *Verfassungsauftrag*

Art. 24 BV:

¹«Der Bund hat das Recht der Oberaufsicht über die Wasserbau- und Forstpolizei.

²Er wird die Korrektion und Verbauung der Wildwasser, sowie die Aufforstung ihrer Quellengebiete unterstützen und die nötigen schützenden Bestimmungen zur Erhaltung dieser Werke und der schon vorhandenen Waldungen aufstellen.»

Kommentar

Dieser Verfassungsartikel gibt dem Bund nicht nur die Ermächtigung, die nötigen schützenden Gesetze zu erlassen, sondern auch die Befugnis, Subventionen zu erteilen, soweit diese finanzielle Unterstützung zur Erreichung der im Artikel genannten Ziele nötig ist. Denn «es wird heute allgemein anerkannt, dass die Kompetenz zur Gesetzgebung eo ipso das Recht zur Erteilung von Subventionen im Sinn des Gesetzes enthalte; dies, weil die kleinere Kompetenz, Erteilung von Subventionen, in der grösseren, der Gesetzgebung, enthalten ist, und weil der verfolgte Zweck die entsprechend notwendigen Mittel rechtfertigt.» (TROMP/BLOETZER 1971).

1.222 *Gesetze und Verordnungen über Transporteinrichtungen*

Art. 25, 27, 30, 42 Abs. 1 Bst. b FPG und Art. 38 FPV:

— Art. 25 FPG:

¹«Der Bund kann in Schutzwaldungen die Anlage von Abfuhrwegen oder sonstigen zweckentsprechenden ständigen Einrichtungen für den Holztransport durch Beiträge unterstützen.

²Hat eine solche Anlage keinen unmittelbaren oder keinen hinreichenden Anschluss an einen öffentlichen Weg, so hat der Waldbesitzer das Recht, nötigenfalls gegen angemessene Entschädigung an die betreffenden Grundeigentümer die Zwangseignung zu verlangen. Auch an die Kosten dieser Anschlussbauten kann der Bund Beiträge leisten.

³Diejenigen Grundbesitzer, welche den Weg benützen, haben sich am Unterhalt verhältnismässig zu beteiligen.

⁴Können sich die Beteiligten über Anlage und Unterhalt des Weges oder hinsichtlich der Beitragsquoten nicht einigen, so entscheiden die kantonalen Behörden.»

— Art. 25 FPG gilt für die öffentlichen Schutzwaldungen. Dieselbe Rechtsnorm besitzt aber auch für die privaten Schutzwaldungen (vgl. Art. 27 FPG) Gültigkeit. Art. 30 FPG sagt, dass auch für die privaten Nichtschutzwaldungen dieselben Beiträge an die Anlage von Einrichtungen für den Holztransport gegeben werden.

— In Art. 42 Abs. 1 Bst. b FPG sind die vom Bund geleisteten Beiträge (in Prozenten der gesamten Baukosten) an die Anlage von Abfuhrwegen und sonstigen Einrichtungen für den Holztransport festgelegt.

— Art. 38 FPV:

¹«Bei der Bemessung der Beiträge sind neben der Finanzkraft der Kantone und der Bauherrschaft die Bedeutung und die Kosten der in Frage stehenden Projekte, deren Schwierigkeiten sowie die Lage im Berggebiet zu berücksichtigen.»

Kommentar

- Der Bund kann, muss aber nicht subventionieren.
- Neben Seilbahnen als feste Einrichtungen für den Holztransport gelten gemäss ständiger Praxis des Bundesamtes für Forstwesen (BFF) Seilkrananlagen als ebenfalls subventionswürdige Transportmittel.
- Der Bund und die Kantone subventionieren nur den Bau bzw. die Anschaffung von Erschliessungs- und Transportmitteln, nicht aber deren Unterhalt. Dieser Subventionsmodus beruht auf dem Gedanken, dass durch solche Einrichtungen direkte Aufwandverminderungen (Transport und Holzernte) und dadurch mehr Erträge erzielt werden. Der Mehrerlös soll z. T. dazu dienen, die Anlagen zu unterhalten.

1.223 *Gesetze und Verordnungen über Waldzusammenlegungen und Erschliessung*

Art. 26^{ter}, Art. 42 Abs. 1 Bst. c + d FPG und Art. 22 Abs. 3 FPV:

— Art. 26^{ter} FPG:

²«In den Projekten für Zusammenlegungen ist die zweckmässige Erschliessung durch Transportanlagen vorzusehen.»

Im Zusammenhang mit der Unterstützung der Waldzusammenlegungen subventioniert der Bund auch die damit verbundenen Erschliessungsanlagen.

- Gemäss Art. 42 Abs. 1 Bst. c FPG und Art. 22 Abs. 3 FPV leistet der Bund zur Zeit Beiträge bis 45% der Kosten an die Parzellarzusammenlegung von Privatwaldungen und deren Erschliessung.
- Nach Art. 42 Abs. 1 Bst. d FPG leistet der Bund Beiträge «an die Zusammenlegung von Privatwaldungen zu gemeinsamer Bewirtschaftung (Art. 26^{bis}) für den vollen Umfang der Kosten... des Baues von Waldwegen, ...».

Kommentar

- Grundsätzlich gelten Art. 26 bis 26^{ter} FPG für den Privatwald. In das Verfahren von Parzellarzusammenlegungen können nötigenfalls auch öffentliche Waldungen miteinbezogen werden (Art. 26 Abs. 4 FPG).
- Bei Parzellarzusammenlegungen muss das generelle Wegnetz vor der Zusammenlegung projektiert werden, damit die neu gebildeten Waldparzellen nicht wieder zerschnitten werden. Die Strassen dienen als Grenzen.

1.224 *Gesetze und Verordnungen über Massnahmen zum Schutze von Waldungen, lawinengefährdeten Gegenden und Erschliessung*

Art. 42^{bis} Bst. a Ziff. 6 FPG und Art. 21 FPV:

— Art. 42^{bis} FPG:

«Massnahmen zum Schutze von Waldungen, die durch Lawinen, Steinschläge und Rutschungen gefährdet sind, sowie Massnahmen zum Schutze von lawinengefährdeten Gegenden unterstützt der Bund mit Beiträgen:

Bst. a Ziff. 6: an den Bau von Wegen und Seilanlagen zu und in den Projektgebieten.»

— Art. 21 FPV:

¹«Unter Weg im Sinne von Artikel 42^{bis} Buchstabe a Ziffer 6 des Gesetzes ist ein Weg einfacher Bauart zu verstehen, der mit kleinen Motorfahrzeugen für Bautransporte befahren werden kann.

²Die charakteristischen Merkmale eines solchen Weges sind die auf ungefähr 2.50 m beschränkte Gesamtbreite, die Steigung von 10 bis 12 Prozent und der leichte Oberbau.

³Wünscht die Bauherrschaft aus irgendeinem Grund die Weganlage besser auszustatten oder den Weg länger anzulegen, als für die Ausführung der Verbauungs- und Aufforstungsarbeiten nötig ist, so fallen die dadurch verursachten Mehrkosten für die Berechnung des Bundesbeitrages nach Artikel 42^{bis} des Gesetzes nicht in Betracht.

⁴Wenn ein Weg sowohl nach Anlage als auch nach Ausbau den in den Absätzen 1 und 2 umschriebenen Anforderungen entspricht, gleichzeitig aber auch die Funktion eines Güter-, Alp- oder Waldweges ausserhalb eines Verbauungs- oder Aufforstungsprojektes erfüllt, ist grundsätzlich Artikel 42^{bis} des Gesetzes anwendbar. Der Subventionsatz ist aber in einem solchen Fall nach Massgabe des wirtschaftlichen Nutzens, welcher der Gemeinde und den Grundeigentümern in absehbarer Zeit aus einem solchen Weg erwächst, herabzusetzen. Über das Ausmass ist im Einzelfall je nach der Sachlage zu entscheiden.»

1.225 *Verordnung über Realersatz bei Rodungen und Erschliessung*

Art. 26^{bis} Abs. 2 FPV:

Muss für eine Waldrodung Realersatz geleistet werden, so umfasst diese Ersatzpflicht nach Art. 26^{bis} Abs. 2 FPV auch die für die Aufforstung und deren Pflege nötige Erschliessung.

1.226 *Gesetze und Verordnungen über Bundesbeiträge an die Erschliessung und die daran geknüpften Bedingungen*

Art. 37, 43, 44 FPG und Art. 38 FPV:

— Art. 37 FPG:

«Der Bund und die Kantone leisten Beiträge:

Bst. d: an die Wiederherstellung beschädigter baulicher Werke, wenn es sich um Beschädigungen von grösserer Bedeutung handelt und diese ungeachtet sorglicher Unterhaltung entstanden sind.»

— Nach Art. 43 FPG verpflichtet sich der betreffende Kanton dafür zu sorgen, dass die Holztransporteinrichtungen, deren Bau mit Bundesbeiträgen unterstützt wurde, in gutem Zustand erhalten werden.

— Art. 44 FPG:

²«Unter keinen Umständen dürfen der Bundesbeiträge wegen die bisherigen Leistungen der Kantone, Gemeinden und Korporationen für das Forstwesen vermindert werden.»

— Art. 38 FPV:

²«In Fällen offensichtlicher Vernachlässigung des Unterhaltes subventionierter Werke kann der Bund die Instandstellung oder die Rückerstattung der bezahlten Beiträge verlangen.

³Wird eine vom Bund unterstützte Transportanlage oder Aufforstung ihrem ursprünglichen Zweck ganz oder teilweise entfremdet, so kann der Bund seine Beiträge ganz oder teilweise zurückverlangen.»

1.23 Gelände

Gelände und Standort gehören zu jenen Faktoren, welche für die organische und mechanische Produktion in der Forstwirtschaft als praktisch unbeeinflussbar hingenommen werden müssen. Für Erschliessung und Holzernte gibt die Gestalt und Beschaffenheit des Geländes den Ausschlag bei der Wahl der anzuwendenden Mittel. Insbesondere begrenzen die Geländeneigung und die Bodentragfähigkeit den Einsatz bestimmter Maschinen.

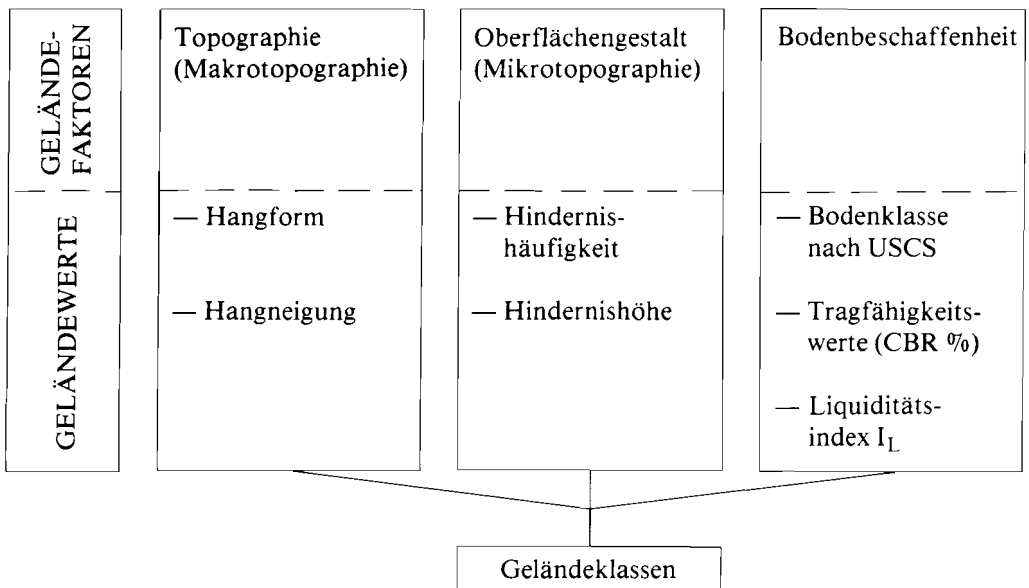
1.231 Forsttechnische Geländeklassifikation

Eine quantitative Erfassung und Darstellung der Geländeverhältnisse ist eine wichtige Entscheidungshilfe bei Planungsaufgaben wie Erschliessungsplanung, Maschineneinsatzplanung, Einschätzen der Arbeiterschwernis usw.

Zu den generellen Zielen der forsttechnischen Standortserfassung gehört die Schaffung eines Systems von Geländeklassen, das allgemein gültig, d. h. unabhängig von den heutigen Verfahren und Mitteln der zweiten Produktionsstufe ist.

Um eine Klassifikation zu erleichtern, ist es zweckmässig, den Gesamtbegriff «Gelände» in Teilbegriffe, sogenannte Geländefaktoren, mit gut erfassbaren und klar definierten Geländewerten zu gliedern. RECHSTEINER (1976) schlägt folgende Unterteilung vor (Abb. 1.4):

Abb. 1.4: Geländeklassen — Geländefaktoren — Geländewerte



Geländefaktoren und Geländewerte können durch Stichproben oder durch Kartierung ermittelt werden. Durch Kombination der Ergebnisse ergibt sich eine Vielzahl verschiedener Geländeklassen (vgl. auch Tab. 1.16).

1.2311 Geländeneigung

Verschiedene Untersuchungen haben ergeben, dass die Geländeklassen hauptsächlich durch die Hangneigung bestimmt werden.

Für die Planung der Grob- und Feinerschliessung im Wald hat sich folgende Einteilung der Neigung in Klassen als zweckmässig erwiesen:

Neigungsklasse	Bezeichnung	Farbe
0—10 ‰	flach	gelb
10—25 ‰	geneigt	grün
25—60 ‰	steil	blau
> 60 ‰	sehr steil	rot

Neigungsbestimmung im Büro

Mit Hilfe der Höhenkurven können auf topographischen Karten und auf Plänen die allgemeinen Formen des Reliefs, ihre Ausdehnung und Lage zueinander, die Höhen beliebiger und der Höhenunterschied verschiedener Punkte, die Hangrichtung, die Hangform sowie der Hangneigungswinkel bestimmt werden. Der Neigungswinkel kann bestimmt, aber nicht unmittelbar abgelesen werden.

Die Grösse der Neigung wird aus dem Höhenkurvenabstand im Grundriss und im Aufriss bestimmt. Der Abstand im Aufriss, die Äquidistanz, ist für topographische Karten in bestimmtem Massstab konstant (Landeskarte der Schweiz 1:50 000 normalerweise 20 m, 1:25 000 20 m oder 10 m). Auf Waldplänen (1:10 000 und 1:5 000) beträgt die Äquidistanz in der Regel 10 m. Der Abstand der Höhenkurven ist dadurch ein Mass für die Geländeneigung.

Bei der Neigungsbestimmung können die Höhenkurvenabstände im Grundriss mit dem Massstab oder einer Messlupe gemessen werden. Die Neigung in Prozent wird wie folgt bestimmt:

$$y = \frac{h}{M} \cdot \frac{1}{x} \cdot 100$$

y : Geländeneigung (‰)
h : Äquidistanz (m)
M : Massstabzahl der Karte
x : Höhenkurvenabstand (m)
im Grundriss

Beispiel

M = 1:5 000
h = 10 m
x = 0.015

$$y = \frac{10}{5000} \cdot \frac{1}{0.015} \cdot 100 = 13.3 \text{ ‰}$$

Auf einem Massstab oder auf Millimeterpapier kann zu jedem x-Wert der entsprechende y-Wert angeschrieben werden. Damit kann die Neigung in Prozent direkt aus der topographischen Karte bestimmt werden. Mit Hilfe dieses Massstabes lassen sich auf topographischen Karten und auf Plänen Flächen ausscheiden, auf welchen eine bestimmte Neigungsklasse deutlich dominiert. Werden diese Flächen mit den oben genannten Farbtönen koloriert, entsteht eine für Grob- und Feinerschliessung sehr nützliche Planungshilfe.

Neigungsbestimmung im Gelände

Die Neigung des Geländes wird mit Hilfe von Neigungs- oder Gefällsmessern bestimmt. Bei der hohen Variabilität des Messobjektes ist der Einsatz von Geräten mit einer Genauigkeit von $\pm 1\%$ sinnvoll.

Eine gewisse Schwierigkeit bietet die Bestimmung der mittleren Neigung in inhomogenem Gelände. Es bieten sich zwei Möglichkeiten. Entweder wird ein Messort mit mittleren Neignungsverhältnissen subjektiv ausgewählt oder es wird an mehreren Stellen im Gelände die Neigung gemessen und das Mittel berechnet.

1.2312 Bodentragfähigkeit

GIUDICETTI (1968) definiert die Bodentragfähigkeit als die Fähigkeit des Bodens, ein bestimmtes Fahrzeug ohne unzulässige Setzungen zu tragen. Sie wird häufig mit der Bodenbefahrbarkeit verwechselt, der Fähigkeit des Bodens, die Fortbewegung eines Fahrzeuges zu ermöglichen. Die Bodentragfähigkeit ist allerdings der wichtigste Faktor der Bodenbefahrbarkeit.

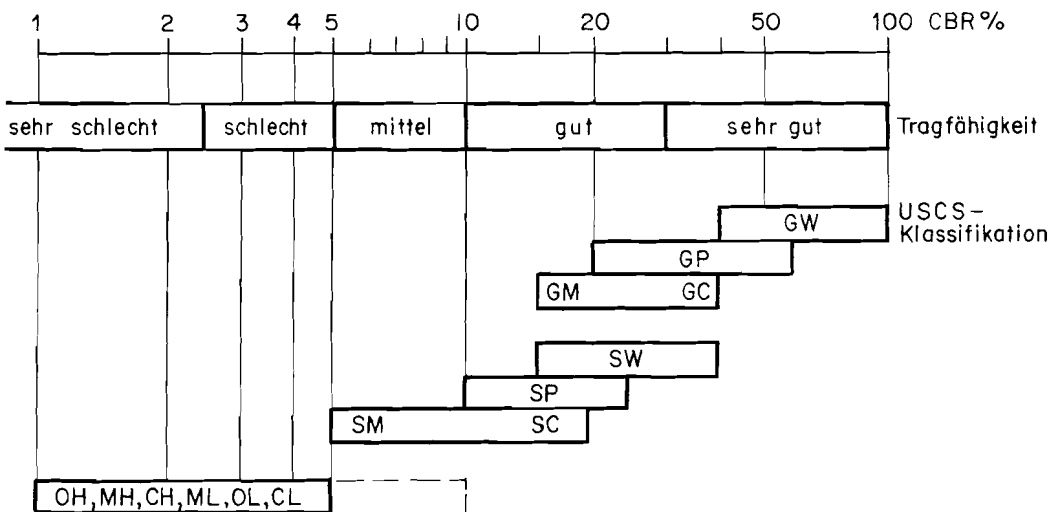
Es gibt verschiedene Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit (vgl. Abschnitt 3.63).

Natürliche Böden mit hoher Tragfähigkeit nehmen die Last auf und lassen sich nur langsam und wenig deformieren. Natürliche Böden mit kleiner Tragfähigkeit werden unter Lastbeanspruchung schnell und stark verformt.

Neben der Geländeneigung ist die Bodentragfähigkeit der wichtigste Geländewert für die Grob- und Feinerschliessung.

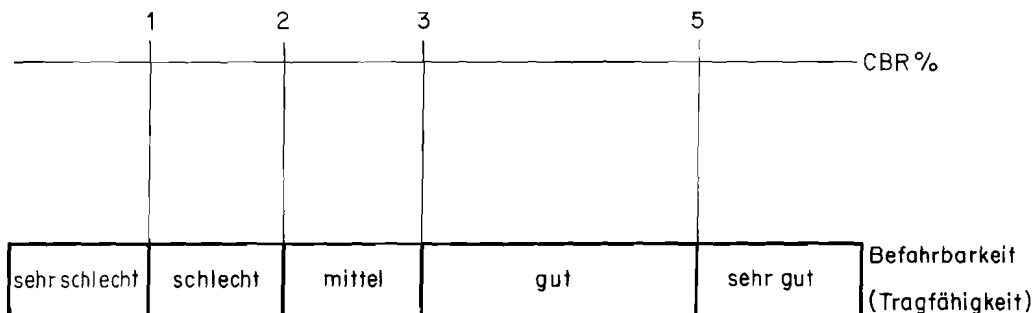
Für die Dimensionierung des Strassenoberbaus ist die Tragfähigkeit des Strassenunterbaus bzw. des Untergrundes bei Wassersättigung massgebend. Eine Beurteilung und Gruppierung der Bodentragfähigkeitswerte für diesen strassenbaulichen Zweck zeigt die Abbildung 1.5.

Abb. 1.5: Tragfähigkeitsbeurteilung für die Dimensionierung des Strassenoberbaus



Die Tragfähigkeitsbeurteilung für die Befahrbarkeit der natürlichen Böden beim Holzurücken unterscheidet sich von obiger Bewertung. Aufgrund der unterschiedlichen Tiefe der entstehenden Spurrinnen unterteilt ERDAS (1976) die Tragfähigkeitswerte bezüglich Befahrbarkeit in 5 Gruppen (Abb. 1.6).

Abb. 1.6: Tragfähigkeitsbeurteilung für die Befahrbarkeit mit Rückefahrzeugen



Die Böden sind bis zu einem CBR-Wert von 1% sehr schlecht tragfähig (Torf, Schlamm, stark organische Böden usw.). Nach wenigen Fahrten entstehen im Boden tiefe Spuren. Die Bewegungsfreiheit der Fahrzeuge geht schnell verloren.

Schlecht tragfähige Böden mit einem CBR-Wert von 1—2% bieten nach wenigen Fahrten ähnliche Schwierigkeiten wie sehr schlecht tragfähige Böden. Böden mittlerer Tragfähigkeit von 2—3% CBR haben bei hohem Wassergehalt den Charakter schlecht tragfähiger Böden, bei kleinem Wassergehalt denjenigen gut tragfähiger Böden.

Gut (3—5% CBR) und sehr gut (>5% CBR) tragfähige Böden sind problemlos. Eine grosse Zahl Durchgänge mit Rückefahrzeugen ist ohne grosse Spurbildung möglich.

Die Abbildungen 1.7 und 1.8 zeigen die Abhängigkeit der Spurtiefe von der Anzahl Fahrten bei verschiedener Bodentragfähigkeit (Landwirtschaftstraktor mit 2 m³ Last und Pseudruck 1.5 kg/cm²).

Abb. 1.7: Spurtiefe in Abhängigkeit von der Anzahl Fahrten in schwach plastischen Böden ($I_p < 10\%$)

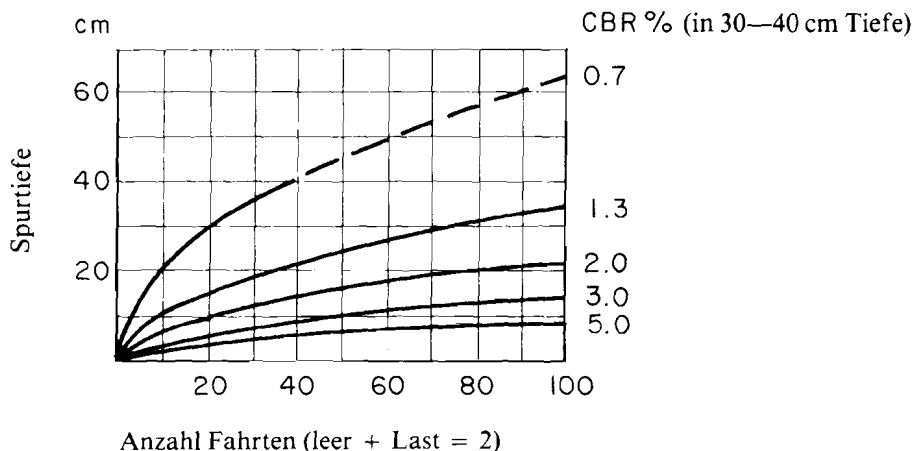
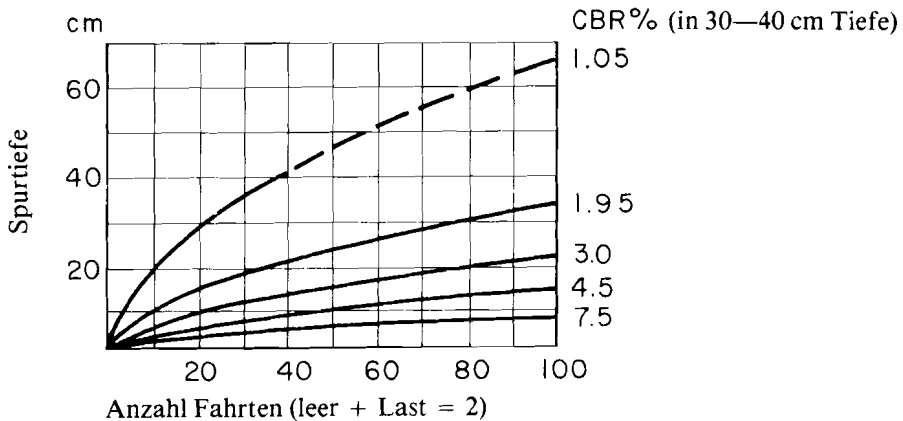


Abb. 1.8: Spurtiefe in Abhängigkeit von der Anzahl Fahrten in plastischen Böden ($1p > 10\%$)



Die Bodentragfähigkeit wechselt sehr oft auf engem Raum. Im Zusammenhang mit der Grob- und Feinerschliessung sind weniger die Untergrundtragfähigkeit und die Spurbildung an einzelnen Orten, als vielmehr die Untergrundtragfähigkeit einzelner Strassenabschnitte, ja sogar ganzer Erschliessungseinheiten und die Spurbildung auf ganzen Rückliniennetzen von Bedeutung. Mit Hilfe von geologischen und besonders von geotechnischen Karten kann die Bodentragfähigkeit bereits gut beurteilt werden. Durch Feldmessungen (Handpenetrometer), in Ausnahmefällen durch Laboruntersuchungen, sollen in kritischen Böden die geschätzten Kartenwerte verifiziert werden.

1.232 *Morphometrische Karten*

In einer morphometrischen Karte — deren Grundlage die topographische Karte mit den Höhenkurven und dem Gewässernetz ist — können die verschiedenen Geländewerte mittels verschiedener Farbtöne und Symbole festgehalten werden. Dieses Kartenwerk bildet eine ausgezeichnete Grundlage für die Grob- und Feinerschliessung, selbst wenn nur die Neigungs- und Tragfähigkeitsverhältnisse dargestellt werden. Es kann zudem für viele weitere Arbeiten im Wald herangezogen werden, so z. B. für Holzerntekalkulationen usw.

1.24 **Landschaft und Vegetation**

In gleichem Masse, wie der Wert naturnaher Landschaften zunehmend in das Bewusstsein einer breiten Öffentlichkeit rückt, werden alle Massnahmen in solchen Landschaften überkritisch und nicht immer sachkundig beurteilt.

Beim Bau von Strassen sind Eingriffe in Landschaft, Gelände und Boden nicht ganz zu vermeiden. Es ist zu unterscheiden zwischen kurzfristigen Schäden während und kurz nach dem Bau und langfristigen, bleibenden Störungen. Landschaft- und Naturschutz sind Hauptanliegen der Forstleute; Waldstrassen sind daher mit aller Sorgfalt umweltfreundlich zu bauen.

Die Anpassung an das Gelände ergab sich bis in die fünfziger Jahre infolge der zeitintensiven und mühsamen Handarbeit von selbst. Strassen wurden mit vielen Menschen und wenig Material (Maschinen und Baustoffe) gebaut. Dem Grundsatz der Eingliederung der Strassen in die Landschaft und deren Anpassung an das Gelände wird wegen der stark mechanisierten Bautechnik (wenig Menschen, viele grosse Baumaschinen und riesige Mengen transportierter Baustoffe) leider oft zu wenig nachgelebt. Durch den Maschineneinsatz sind die Kosten für Abtragsarbeiten im Verhältnis zur Handarbeit gewaltig gesunken. Gerade im Wald- und Güterstrassenbau darf man aber nicht der «Philosophie des billigen Kubikmeterpreises» verfallen und grosse Ein- und Anschnitte ausführen. Vielmehr sind die Strassen so anzulegen, dass sie für die zugelassenen Fahrzeuge sicher befahrbar und trotzdem gut an das Gelände angepasst sind. Die Tendenz zu gestreckter Linienführung und allzu grosszügigem Ausbau wird leider verstärkt durch die Entwicklung immer stärkerer, schnellerer und grösserer Transportfahrzeuge. Diese wiederum verführen zu Transporten von Baustoffen über sehr lange Strecken.

Landschaftsästhetische und ökologische Kriterien sind entscheidende Elemente der generellen Erschliessungsplanung, der Detailprojektierung und der Bauausführung. Konkrete landschafts- und umweltbezogene Forderungen für die Projektierung und Ausführung von Wald- und Güterstrassen sind:

- Ausnützen natürlich gegebener Kulissen wie Mulden, Geländerippen, Bauten, Feldgehölze usw.
- Schutz (Umfahrung) erhaltenswerter, seltener Biotope
- Geländeanpassung durch Kurven und Neigungsänderungen
- Untersuchung des Baugeländes und der Umgebung bezüglich der Böschungstabilität (Rutschgefahr)
- Vermeiden langer Böschungen in Einschnitt und Damm
- Überprüfen des anstehenden Bodens in bezug auf Verwendbarkeit als Baugrund und als Baustoff (minimale Transportdistanzen)
- Zweckmässiges Festlegen von Deponie- und Seitenentnahmestellen im Hinblick auf die Erhaltung des Landschaftsbildes und den Schutz der Gewässer
- Vorsehen von Schutzvorrichtungen während der Bauarbeiten (Schutzdämme, Netze, Böschungsfüsse usw.)
- Bepflanzung und Begrünung exponierter oder erosionsempfindlicher Böschungen

Für eine Walderschliessung liefern die Wirtschaftspläne Daten über Vegetation, Baumarten, Aufbau und Zustand der Waldungen, Zuwachs u. a. m. Diese Daten beeinflussen die Dringlichkeit der Erschliessung, die Strassendichte, die Linienführung usw.

Seit einigen Jahren bereitet in den Voralpen und speziell im Gebirge das Brachland grosse Sorgen. Für den einzelnen Bergbauern lohnt es sich nicht mehr, weit abgelegene, steile, wenig produktive Alpweiden zu bewirtschaften. Die Verlagerung des landwirtschaftlichen Grenzertragswertes führt zu Brachland, dieses zu erhöhter Gefahr von Bränden, Lawinen, Erosionen und Versumpfungen und damit zu akuter Wildbach- und Rutschgefahr. Der erste, unbedingt notwendige Schritt das Brachlandproblem in den Griff zu bekommen, ist die Erschliessung dieser Gebiete. Dank der Erschliessung werden viele Alpweiden weiter bewirtschaftet. Damit leisten die Strassenbauer einen Beitrag an die Gebirgslandwirtschaft und an die Erhaltung charakteristischer Kulturlandschaften.

1.25 **Technisches**

1.251 *Erschliessung*

Auf verschiedene Arten und mit Hilfe unterschiedlicher Mittel ist es heute möglich, Waldungen, Weiler, Höfe, Alpweiden usw. zugänglich zu machen.

Erschliessungsart und Erschliessungsmittel (Tab. 1.9) sind stark vom zu erschliessenden Objekt abhängig. Walderschliessungen sind, da die Bewirtschaftung gleichzeitig an verschiedenen Orten erfolgen muss, Flächenererschliessungen. Die notwendigen Erschliessungsmittel müssen die gesamte Planungs- oder Erschliessungseinheit aufschliessen. Demgegenüber sind Hof- und Alperschliessungen, Erschliessungen von Quellen usw. Punkterschliessungen.

Tab. 1.9: Überblick über Erschliessungsarten und Erschliessungsmittel

<i>Erschliessungsart</i>	<i>Erschliessungsmittel</i>
Groberschliessung	Waldstrassen Seilbahnen
Feinerschliessung	Rückegassen Maschinenwege Pflugeschneisen Seilschneisen Reistzüge

1.2511 **Erschliessungsarten**

Folgende zwei Erschliessungsarten werden auseinander gehalten: die Groberschliessung und die Feinerschliessung. Grob- und Feinerschliessung unterscheiden sich in ihren Erschliessungsmitteln und ihren Transportmitteln.

Die Groberschliessung erlaubt die Zufahrt ins Arbeitsgebiet und die Abfuhr des Holzes vom Lagerplatz an den Verbrauchsort. Die Feinerschliessung ermöglicht den Zugang zu jedem Arbeitsort und das Bringen des Holzes vom Fällort zum Aufarbeitungs- und/oder Lagerplatz. Die Grenze zwischen Grob- und Feinerschliessung ist fließend. Oft dienen die Mittel der Groberschliessung auch der Feinerschliessung.

1.2512 **Erschliessungsmittel**

Erschliessungsmittel sind permanente Einrichtungen zur Erschliessung von Waldungen, Weilern, Höfen, Alpen, Aufforstungs-, Lawinenverbauungsgebieten usw.

1.25121 Groberschliessungsmittel

Als Groberschliessungsmittel sind in der schweizerischen Forstwirtschaft nur lastwagenbefahrbare Strassen und in sehr geringem Umfang Seilbahnen von Bedeutung.

Strassen sind künstlich geschaffene, befestigte Verkehrsflächen, die jederzeit mit den nach dem Strassenverkehrsgesetz zugelassenen Fahrzeugen sicher befahren werden können.

Waldstrassen dienen in erster Linie der Waldbewirtschaftung.

Bei Güterstrassen (Flurstrassen) kann zwischen einer «äusseren» und einer «inneren» Erschliessung unterschieden werden. Die «Äussere» bezweckt den Anschluss von Weilern und Höfen an das autobefahrbare Netz. Die «Innere» ist eine Flächenerschliessung zur landwirtschaftlichen Bewirtschaftung.

Eine exakte Trennung zwischen Wald- und Güterstrassen ist sehr oft nicht möglich. In der Praxis werden Strassen, die vorwiegend der Landwirtschaft dienen, durch die Meliorationsämter projektiert, subventioniert und abgerechnet. Überwiegt jedoch die Funktion der Walderschliessung, so werden diese Aufgaben vom Forstdienst übernommen.

Wege sind im Gegensatz zu Strassen unbefestigt (Maschinenwege, Begehungswege, Spazierwege, Reitwege).

Nach der Funktion werden drei Strassentypen unterschieden:

Verbindungsstrassen

Verbindungsstrassen verbinden Punkte wie Ortschaften, Bauernhöfe, Alpen usw. Gleichzeitig sollen diese Strassen eine möglichst grosse Fläche erschliessen. Verbindungsstrassen sollen problemlos den Anschluss von Sammel- und Erschliessungsstrassen ermöglichen.

Verkehr: Es handelt sich vorwiegend um Individualverkehr. Die Strasse wird ganzjährig befahren, die Verkehrsmenge ist relativ gross.

Bedingungen: Der Durchgangsverkehr soll relativ schnell und hindernisfrei (Breite, Sicht usw.) den Bestimmungsort erreichen können.

Sammelstrassen

Sammelstrassen sammeln den Verkehr aus verschiedenen Einzugsgebieten. Mit zunehmender Verästelung nimmt die Verkehrsmenge auf Sammelstrassen ab. Sammelstrassen sollen gute Anschlussmöglichkeiten für Erschliessungsstrassen bieten.

Verkehr: Der Verkehr ist gemischt (Individual- und Bewirtschaftungsverkehr). Die Verkehrsmenge ist abhängig von der Jahreszeit.

Bedingungen: Einerseits soll der Verkehr möglichst ungehindert ablaufen können, andererseits ist aber auch ein guter Zugang zur erschlossenen Fläche anzustreben.

Erschliessungsstrassen

Erschliessungsstrassen sollen möglichst systematisch die einzelnen Bewirtschaftungsflächen erschliessen.

Verkehr: Die Verkehrsbelastung ist gering. Sie besteht hauptsächlich aus Bewirtschaftungsverkehr, der saisonbedingt unterschiedlich ist.

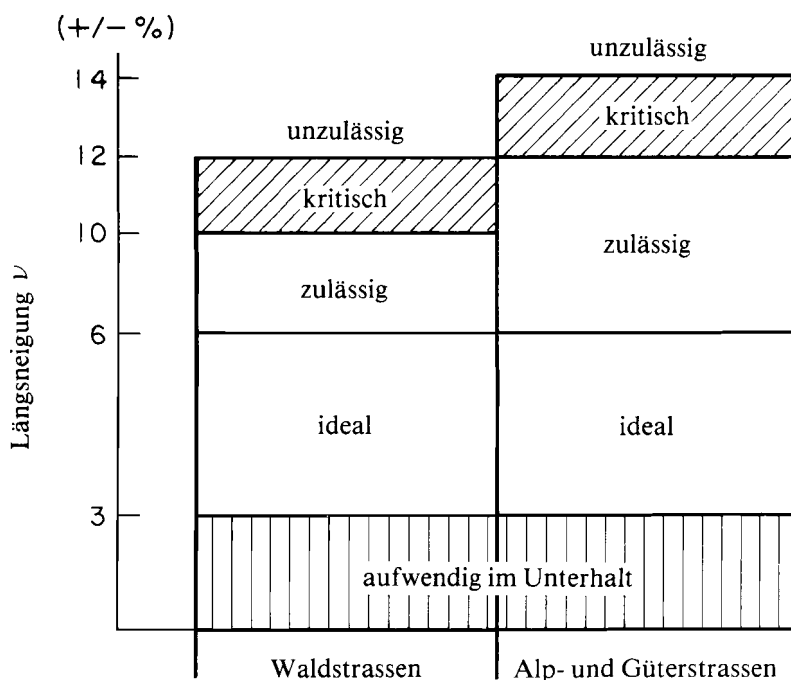
Bedingungen: Ein leichter Zugang zu den Bewirtschaftungsflächen hat absoluten Vorrang gegenüber einem flüssigen Verkehrsablauf.

Diese funktionelle Unterteilung ist nicht absolut. Verbindungs- und Sammelstrassen sollen nicht nur verbinden und sammeln, sondern auch erschliessen.

Für alle drei Strassentypen gelten Grundregeln, welche im Kapitel «Detailprojektierung» beschrieben sind.

Wegen der Verkehrssicherheit, der Transportleistung und der Unterhaltskosten ist die Strassenneigung nach unten und nach oben begrenzt. Die Richtwerte in Abbildung 1.10 sind vom Bundesamt für Forstwesen und dem Eidg. Meliorationsamt für die Subventionierung als massgebend bezeichnet worden.

Abb. 1.10: Längsneigungen für Wald- und Güterstrassen



1.25122 Feinerschliessungsmittel

Je nach Gelände (Neigung, Befahrbarkeit, Hindernisse) werden verschiedene Mittel zur Feinerschliessung angewandt. Es sind dies Pflegeschneisen, Rückegassen oder Maschinenwege. Obwohl sich diese Mittel z.T. stark unterscheiden, liegen ihnen die gleichen Zielsetzungen zu Grunde:

- Ermöglichen der Waldpflege
- Minimale Ernte- und Bringungskosten
- Keine Schäden am verbleibenden Bestand, am Boden und am transportierten Holz
- Erleichtern der Arbeitsorganisation durch räumliche Unterteilung eines Waldkomplexes

Beschreibung

Pflugeschneisen und Rückegassen sind einfache, bestockungsfreie, ohne Erdarbeiten angelegte Linien in traktorbefahrbarem Gelände. Die Hangneigung darf somit höchstens 25% betragen.

Pflugeschneisen erleichtern in Jungwüchsen und Dickungen die Pflege der heranwachsenden Wertträger. Sie werden bei der Bestandesbegründung oder beim ersten Pflegeeingriff angelegt. Ab Stangenholzalter dienen Eingriffe nicht mehr bloss der Pflege, sondern bereits auch der Nutzung. Das genutzte Holz wird auf diesen Linien gerückt, wobei durchschnittlich jede zweite Pflugeschneise zur Rückegasse wird. Die restlichen Schneisen verwachsen.

An die Anlage von Pflugeschneisen und Rückegassen wird vom Bund kein Beitrag geleistet.

Als Maschinenweg wird ein mit Baumaschinen in steilem Gelände (25—60% Hangneigung) angelegter Weg bezeichnet, welcher nicht befestigt ist (Ausnahme: kurze, schlecht tragfähige Abschnitte) und normalerweise nur mit geländegängigen Fahrzeugen befahren werden kann.

Der erstmalige Bau von Maschinenwegen kann vom Bund subventioniert werden.

Grundsätze

Ausgehend vom bestehenden Groberschliessungsnetz erschliessen Pflugeschneisen und Rückegassen die jeweiligen Waldungen systematisch und vollumfänglich, wobei das Gelände wie die vorhandene Bestockung die Linienführung mitbestimmen können.

Die Anlage von Maschinenwegen muss sich nach dem bestehenden Groberschliessungsnetz und nach den Geländeverhältnissen ausrichten. Bei einer Hangneigung über 50% und bei schlechter Befahrbarkeit sind Maschinenwege aus ökologischen und wirtschaftlichen Gründen nur noch begrenzt anwendbar. Unter diesen kritischen Verhältnissen ist eine konsequente Ausnutzung der Geländeformen wichtigstes Prinzip.

Halten die bergseitigen Böschungen (3:1 bis 5:1) nicht, sind keine Maschinenwege zu bauen (viele Gebiete im Flysch, Bündnerschiefer, Molassemergel).

Breite — Normalprofil

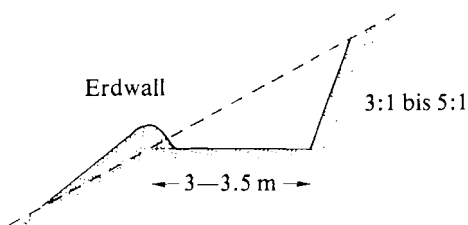
Die Breite der Rückegassen richtet sich nach den zum Einsatz kommenden Rückemitteln. Sie liegt zwischen 2.5 und 3.0 m. Es empfiehlt sich, die Gassen nicht allzu breit anzulegen und die gelegentliche Beschädigung zu nahe stehender Bäume in

Die Breite eines Maschinenweges sollte 3.0 m nicht unterschreiten, um eine ausreichende Sicherheit und Beweglichkeit der Fahrzeuge zu gewährleisten. Die wenn möglich ganz im Einschnitt liegende Fahrspur weist keine Querneigung auf. Weder

Kauf zu nehmen, denn diese Stämme schützen den dahinter liegenden Bestand. Bei Einmündungen von Rückegassen in Waldstrassen sollen aus demselben Grund Ablenk- und Prellbäume stehen bleiben.

die Baumaschinen, noch die Rückefahrzeuge dürfen talseits abrutschen.

Abb. 1.11: Normalprofil für Maschinenwege



Zur Ableitung des Oberflächenwassers müssen im kleinen, am talseitigen Wegrand gelegenen Erdwall Schlitze offen gehalten werden. Durchlässe sind nur dort einzubauen, wo ständig oder periodisch mit Wasser gerechnet werden muss. Auf das Herstellen einer durchwegs stabilen, bergseitigen Böschung wird verzichtet. Es ist wirtschaftlicher, vor jeder Wiedernutzung den eventuell durch kleine Böschungsabbrüche verschütteten Weg freizulegen.

Längsneigung

Zulässige Längsneigungen von Pflugeschneisen und Rückegassen werden weniger durch die technischen Eigenschaften der Fahrzeuge als durch die Erosionsempfindlichkeit des Bodens bestimmt. Verlaufen Pflugeschneisen und Rückegassen in der Falllinie des Hanges, so können geländegängige Fahrzeuge auch mit Last Steigungen und Gefälle bis über 20% bewältigen. Dagegen sind die Fahrzeuge, vor allem beim Lasttransport, empfindlich auf Querneigung.

Die zulässige maximale Längsneigung ist von Fall zu Fall im Gelände festzulegen. Ab welcher Neigung untragbare Erosionsschäden auftreten, kann an vorhandenen Bodenwunden (alte Erdwege, evtl. bereits vorhandene Pflugeschneisen und Rückegassen usw.) beobachtet werden. Mit den modernen Holzerntemethoden sollen nicht

Da Maschinenwege normalerweise mit geländegängigen Fahrzeugen befahren werden, sind Längsneigungen bis 20% möglich. Auf kurzen Strecken und in felsigem Gelände kann dieser Wert noch überschritten werden. Auf erosionsgefährdeten Böden (z. B. siltige und sandige Böden) soll die maximal zulässige Neigung mittels Beobachtung im Gelände (Erosionsherde) eruiert werden.

Aus Kostengründen und um eine bessere Anpassung ans Gelände und einen grösseren Erschliessungseffekt zu erzielen, dürfen Maschinenwege im Längsprofil auch Gefällsbrüche und Gegensteigungen aufweisen.

die Fehler der alten Ernteverfahren (Reisten) wiederholt werden.

Abstände

Verschiedene Untersuchungen führten zum Ergebnis, dass in jungen Beständen ein Schneisenabstand von 20—30 m zweckmässig ist. Ab Stangenholzalder wird es wirtschaftlicher, nur noch jede zweite Schneise als Rückegasse weiterzuverwenden. Der optimale Gassenabstand liegt damit zwischen 40 und 60 m.

Im Normalfall sollten die Abstände von Maschinenweg zu Maschinenweg oder zu lastwagenbefahrbarer Strasse 120 m nicht übersteigen. Diesem Abstand entspricht eine mittlere Vorrückedistanz von ca. 35 m und eine maximale von ca. 70 m. Damit ist theoretisch jeder Hiebsort mit einer Windenseillänge erreichbar. In sehr steilem, felsigem Gelände mit entsprechend hohen Maschinenwegbaukosten ist eine Vergrösserung des Normalabstandes notwendig.

Linienführung

Aus wirtschaftlichen Gründen wird eine gestreckte Linienführung, d. h. eine möglichst kurze Distanz Arbeitsort (Fällort) — Waldstrasse (Lagerplatz) angestrebt.

Ab ca. 10% Hangneigung müssen die Linien in Richtung des grössten Gefälles verlaufen. Sackgassen sollen vermieden werden. Beidseitige Anschlüsse an Waldstrassen oder Querverbindungen bringen beim Rücken Vorteile.

Die (künftig) anfallenden Holzsortimente bestimmen den Anlagewinkel und die Art der Einmündungen. Die Linienlängen, der Anlagewinkel und die Art der Einmündungen beeinflussen einander gegenseitig. Rechtwinklige Einmündungen der Rückegassen in Waldstrassen sind zu vermeiden. Ein Einmündungswinkel von 50—70° schafft gute Übergänge.

Um den Erschliessungseffekt der Maschinenwege zu optimieren, werden sie, falls möglich, beidseitig an Strassen angeschlossen. Stichwege müssen eine Wendemöglichkeit bieten.

Ob Maschinenwege diagonal-steil oder hangparallel-flach anzulegen sind, wird in jedem einzelnen Fall entschieden. Der Erschliessungseffekt, die Bau-, Unterhalts- und Rückekosten sowie die Niederschlagsverhältnisse (Erosionsgefahr) sind die wesentlichen Kriterien dieser Entscheidung. Allgemein stören hangparallele Trassen das Landschaftsbild weniger, weisen geringere Bau- und Unterhaltskosten, jedoch höhere Rückeentfernungen auf.

Gute Einmündungen in Strassen (kleine Böschungen, Mulden) tragen wesentlich zu einem optimalen Erschliessungseffekt bei.

Planung, Projektierung, Bau

Das Liniennetz wird auf der Karte oder dem Plan vorgeplant und danach im Gelände überprüft. Das Abstecken der Linien erfolgt am einfachsten mit einer Bussole. Da auf der Karte nicht alle mikrotopographischen Elemente (Gräben, vernässte Stellen, Blöcke usw.) angegeben sind, wird

Zu Beginn der Projektierung ist anhand von Karten oder Planunterlagen ein Variantenstudium durchzuführen, wobei vor allem die Länge und die Längsneigung der Maschinenwege variiert werden. Die karten- oder planmässig optimale Lösung wird im Gelände überprüft und speziellen

die im Büro geplante Feinerschliessung den natürlichen Gegebenheiten anzupassen sein.

Gegebenheiten angepasst.

Die Maschinenwege werden mit Bussole und Gefällsmesser abgesteckt.

Nach dem Schneisenaushieb werden die Wege mit einer geeigneten Baumaschine (Trax, Bagger, Dozer) auf der gesamten Breite im Abtrag erstellt. Kann das Material laufend deponiert werden, entfallen Längstransporte. Anhand der durchschnittlichen Hangneigung und des Normalprofils ist es möglich, den Massenanteil zu schätzen.

Maschinenwege werden im Normalfall nur periodisch benutzt. Zweckmässigerweise werden nach der Benutzung die Fahrspuren mit dem Polterschild der Rückefahrzeuge beseitigt (Vermeidung von Wasserlöchern). Vor einer Wiederbenutzung sind, ebenfalls mit dem Polterschild, eventuelle kleine Böschungsabbrüche zu entfernen.

In einzelnen Gebieten kann es zweckmässig sein, die Maschinenwege mit einfachen Mitteln (Heublumen) zu begrünen.

Reistzüge

Das Bringen von Holz mittels reiner Schwerkraft in Reistzügen war im Gebirge einst die gebräuchlichste Transportart. Reisten ist aber sehr arbeitsintensiv (hohe Lohnkosten) und verursacht am Boden, am Bestand und am gereisteten Holz grosse Schäden. Es ist eines der Hauptziele der Grob- und Feinerschliessung, mit Hilfe der neuen Erschliessungsmittel das schädliche Reisten abzulösen.

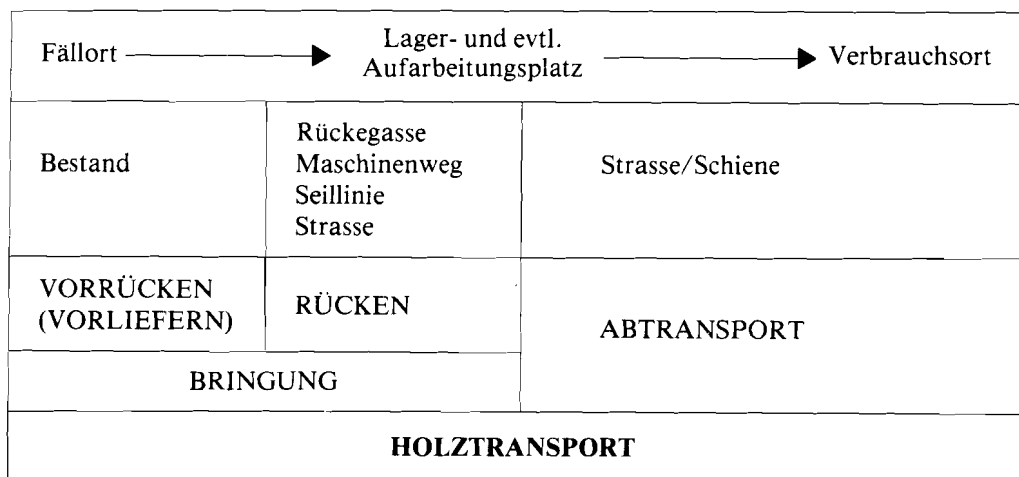
1.252 *Transport*

In der Betriebswirtschaft wird unter «Transport» Raumüberwindung verstanden. Der Holztransport lässt sich in verschiedene Transportphasen unterteilen, für welche unterschiedliche Transportarten und Transportmittel angewandt werden.

1.2521 **Transportphasen**

Die verschiedenen Transportphasen (Abb. 1.12) werden durch die Linien, auf denen die Transporte vor sich gehen, und durch die notwendigen Transportmittel gegliedert. Die Transporte können durch die Waldbesitzer in Eigenregie oder durch Unternehmer ausgeführt werden.

Abb. 1.12: Transportphasen (in Anlehnung an LÜNZMANN 1967)



1.2522 **Rücke- und Transportmittel**

Vom Fällort zum Verbrauchsort sind verschiedene Kombinationen von Rücke- und Transportmitteln (Tab. 1.13) möglich, z. B.:

- Rücken mit dem Seilkran bis zum Lagerplatz, Abtransport mit dem Lastwagen bis zu einem Bahnhof, Abtransport mit der Bahn bis zum Verbrauchsort
- Rücken mit einem Traktor bis zum Lager- und Aufarbeitungsplatz, Abtransport mit Lastwagen und Anhänger bis zum Verbrauchsort

Tab. 1.13: Rücke- und Transportmittel

	WIE?	WO?	
RÜCKEN	<ul style="list-style-type: none"> — Traktor — Schlepper — Seilkran — Helikopter — Pferd — Reisten — Schwerkraft-Riesen 	} Bestand	<ul style="list-style-type: none"> } Rückegasse/ Maschinenweg Seillinie über dem Bestand Schlittwege/Wege Reistenzug Schalen/Rohre
ABTRANSPORT	<ul style="list-style-type: none"> — Lastwagen — Traktor und Anhänger — Pferd und Wagen — Bahn — Seilbahn — Flossen — (Riesen-Transport) 		<ul style="list-style-type: none"> } Strasse Schiene Seilbahnlinie Fluss/See (Holz-Riese)

1.25221 Seilkräne

Seilkräne ermöglichen die Holzbringung zu einer Basisstrasse oder zwischen Hangstrassen in sehr steilem Gelände (> 60% Hangneigung). In jedem anderen Gelände dienen sie als Alternative zu Rückefahrzeugen.

Für die meisten Seilarbeiten werden zur Zeit Seilkran-Automaten verwendet. Für kurze Seilstrecken sind für die Seilkrananlagen dieselben mechanischen Bestandteile notwendig, wie für lange Strecken. Wegen der kürzeren Distanzen und der Anwendung des Kopfhochverfahrens kann jedoch die gesamte Ausführung der Anlagen wesentlich einfacher gestaltet werden.

Die mobilen Kippmast-Seilkräne haben durch grosse Beweglichkeit, kurze Montagezeiten und raschen Arbeitsablauf gute Voraussetzungen, um in Zukunft auch in der Schweiz vermehrt als Rückemittel eingesetzt zu werden.

Seilkräne unterscheiden sich in folgenden Punkten von Seilbahnen (Tab. 1.14):

Tab. 1.14: Vergleich von Seilkran und Seilbahn

Merkmal	Seilanlagen	
	Seilkran	Seilbahn
Beladestellen seitlicher Zug	beliebig gleichzeitig durch Seilkran	fix vorher, getrennt, nicht durch Seilbahn
Förderkosten auf dem Seil	hoch	gering
gesamte Transportkosten	geringer als Seilbahn	höher als Seilkran

Die Installationskosten von Seilanlagen sind immer relativ hoch. Um die Belastung des genutzten Holzes möglichst klein zu halten, wird oft versucht, viel Holz pro Seillinie dem Walde zu entnehmen. Ein solch falscher Einsatz von Seilanlagen kann zu lokaler Übernutzung, kahlschlagähnlicher Ausbeutung der Wälder und dadurch erhöhter Rutsch- und Lawinengefahr in steilen Flanken, sowie zu Windwurf und Sonnenbrand führen.

Seilkran — Rückegassen/Maschinenwege

Seilkranen und Rückegassen/Maschinenwege werden in der Schweiz grossflächig eingesetzt. Das Gelände (Neigung, Befahrbarkeit) ist bei der Wahl dieser Mittel entscheidend. In Gebieten, in denen sich die Einsatzbereiche dieser Transport- bzw. Feinerschliessungsmittel berühren, wird der Planer den Entscheid Seilkran oder Rückegasse/Maschinenweg treffen müssen.

Tabelle 1.15 gibt einige Vor- und Nachteile dieser zwei Konzepte wieder.

Tab. 1.15: Vergleich von Seilkran und Rückegasse/Maschinenweg

Seilkran	Rückegasse/Maschinenweg
<ul style="list-style-type: none"> — grössere Unabhängigkeit des Einsatzes von der Witterung — kein Unterhalt der Seillinien — pfleglich für Bestand und Boden 	<ul style="list-style-type: none"> — gute Zugänglichkeit der Teilflächen — Finanzieller Vorteil: günstiges Verhältnis Lohnkosten/Maschinenkosten beim Erstellen und Benützen dieser Rückelinien — Erleichtern waldbaulicher Massnahmen, z. B. Ernten von Einzelbäumen (Zwangsnutzungen)

Wyszen-Seilkran

Bring dem Berg zur Stumm
den lebensmilden Baum,
er ist begehrt zum Haus,
Tieren, Würmern unsern Wohngestann.
Die jungen Bäume ringen nach der Sonne,
sie geben gesunde Luft, Schönheit dem
Land und Wonne.



DER SEILKRAN — Ein unentbehrliches Transportmittel für die Holzbringung im Gebirge.

1. Es ist sehr wichtig, dass die Erschliessung der obersten, meistens steilen und oft mit Felsen durchsetzten Wälder gleichzeitig mit jener der leicht zugänglichen, meistens tiefer gelegenen Wälder projiziert wird.

2. Werden zuerst die günstig, meist unten gelegenen Wälder erschlossen und genutzt, so bleiben die höher gelegenen sehr oft unerschlossen, ungepflegt und verlieren dadurch vielfach ihre Stabilität und Schutzwirkung. Holz, das oft geschlagen werden muss, wird durch den Wald hinunter gereistet und schürft so die Rinde vieler stehender Bäume ab, während der Trämel selbst entwertet wird. Stark verletzte Bäume faulen unterschiedlich rasch und müssen ebenfalls gefällt werden. Bei fehlender Erschliessung beschädigen diese beim Reisten wiederum andere wertvolle Stämme, so dass die Zwangsnutzungen immer zunehmen.

3. Bei gemeinsamer Erschliessung von Hochgebirgswäldern und tiefer gelegenen Beständen durch Seilkrananlagen, ist es möglich, die Holztransporte schonender und rentabler zu machen. Absterbende, von Schnee und Wind geneigte oder liegende Bäume, können von Zeit zu Zeit zusammen mit der normalen Nutzung aus dem Wald entfernt werden.

4. Die mit Lastwagen befahrbaren Zufahrts- und Abfuhrstrassen im Tal sind in vielen Gebieten schon vorhanden.

5. Es fehlt an Wegen oben im Wald, die als Zufahrt für Förster und Waldarbeiter und als Verbindung zwischen den oberen Verankerungen von Seilkrananlagen dienen.

6. Auf diesen Wegen würden Motorschlitten und ev. ein mobiler Endmast von einer Stellung zur andern transportiert. (Bei schlechtem Weg mit einem Fahrzeug mit Vierradantrieb.) An diesen Wegen sollten stationäre Fels- oder Standard-Betonsockel als Verankerung erstellt werden. Dieses Prinzip kann die Umstellungszeit stark reduzieren. Viele Lastwagenstrassen könnten bei einem gut projizierten Erschliessungssystem mit Seilkrananlagen eingespart werden.

7. Bleibende Beton- oder Felsverankerungen sind auch deshalb wichtig, da die Ankerbäume, wenn sie einmal gebraucht sind, meistens wegen Beschädigung der Rinde absterben und bei der nächsten Nutzung nicht mehr verwendbar sind.

8. Bei bleibenden Ankern kann für die Seillinien immer die gleiche Schneise verwendet werden.

9. Durch das hochgespannte Tragseil und die langen Distanzen kann mit jeder Installation eine grosse Fläche Wald erschlossen werden.

10. Beim Seitwärtsziehen kommt das Zugseil hoch vom Tragseil herunter. Die Last wird dadurch vorne angehoben, geht leicht über Stöcke und andere Hindernisse und kann gezielt und kontrolliert von beiden Seiten her zugezogen werden. Der Seilkran hat dadurch die Eigenschaft, Wald und Boden vorzüglich zu schonen.

11. Bei langen Distanzen und hochgespanntem Seil wird die Nutzungsfläche breiter und länger, so dass bei bleibenden Ankern die Montagezeit pro ha erschlossenem Wald wahrscheinlich die kürzeste und kostenmässig günstigste ist.

12. Lange Seilspannungen von einer Anhöhe zur andern sparen Zwischenstützen. Die maximale Seilspannung ohne Stütze betrug bisher in unserem Betrieb 2000 m.

13. Bei bleibenden Ankern und kurzen Montagezeiten ist der Transport mit Seilkran auch für kleinere Holzmengen wirtschaftlich.

14. Beim Seilkran sind die Talstationen meistens auf wenig geneigtem oder flachem Gelände. Das Holz kann dort ohne grossen Einsatz von Hilfsmaschinen gut abgeladen, sortiert, aufgearbeitet, gelagert und auf Lastwagen verladen werden.



15. Holz sollte nur dann mit Seilkran bergwärts und mit Lastwagen wieder zurück ins Tal transportiert werden, wenn keine andere Möglichkeit besteht. Bei diesem Vorgehen sind die Kosten für Treibstoff, Maschinenverschleiss, Strassenbau und Unterhalt viel höher und die Luftverschmutzung ist auch dementsprechend grösser als beim einfachen Taltransport mit Seilkran.

16. Bei der Projektierung der Erschliessung der Wälder mit Strassen und Seilkrananlagen, sind wir gerne bereit Ihnen mit unseren Erfahrungen zu dienen.

**Wyssen-Seilbahnen AG,
3713 Reichenbach (Schweiz).**

1.25222 Schwerkraft-Riesen

Für Kurzholz bietet sich neuerdings wiederum die Möglichkeit Schwerkraft-Riesen zu verwenden. Dies sind Bahnen, in denen das Holz mittels reiner Schwerkraft gleitet.

Bei diesen Neuentwicklungen (z. B. Log-Line) handelt es sich um Schalen- bzw. Rohr-Riesen, in welchen Holz bis zu 4 m Länge befördert werden kann.

1.25223 Pferde

Bis zur Erreichung eines bestimmten Erschliessungszieles (z. B. Waldstrassen — Maschinenwege, Waldstrassen — mobiler Kippmast-Seilkran) ist die Holzbringung mit Pferden auf noch vorhandenen Schlittwegen eine echte Alternative. Es gibt hierfür heute noch einige sehr gute Beispiele.

Auch nach Erreichung des Erschliessungszieles ist der Pferdeeinsatz zur Holzbringung in pferdegängigem Gelände immer noch sinnvoll. So z. B. bei Zwangsnutzungen von wenigen Kubikmetern, Nutzungen in schwachen Stangenhölzern usw.

Der einzige, aber sehr wirksame Hemmschuh dieser guten Ergänzung zu den heute gebrauchten Transportmitteln ist der Pferdemangel oder noch treffender der Mangel an Fuhrleuten, welche Pferde zu halten bereit sind.

1.25224 Rückefahrzeugeinsatz im Winter

Verschiedene Versuche, Rückefahrzeuge, speziell Knickschlepper, auf verfestigtem Schnee einzusetzen, wurden mit unterschiedlichem Erfolg durchgeführt. Dieses Transportmittel hat verschiedene schwerwiegende Nachteile:

- Der Einsatz ist äusserst witterungsabhängig.
- Bei hohem Schnee kann das Fahrzeug zwar eingesetzt werden, das Fällen und hauptsächlich das Aufarbeiten werden aber unter diesen Umständen sehr erschwert.
- Werden die Bäume im Herbst gefällt, muss im Winter jeder Stamm zuerst gefunden und anschliessend ausgegraben werden.

1.25225 Rückefahrzeuge mit Spezialbereifung

Werden die Rückefahrzeuge mit Niederdruckreifen ausgerüstet, wird die Berührungsfläche Pneu-Boden vergrössert und dadurch die Bodenpressung verkleinert. Der Boden wird weniger verdichtet, die Krautschicht geschont. Versuche haben gezeigt, dass mit dieser Ausrüstung auf Böden mit CBR-Werten $< 1\%$ Holz gerückt werden kann.

1.25226 Helikopter

Seit einigen Jahren werden Versuche durchgeführt, Holz mit Hilfe von Helikoptern zu bringen.

Der Einsatz von Helikoptern ist sehr teuer und zur Zeit nur in Spezialfällen wirtschaftlich oder sogar rentabel (z. B. Nutzung abgelegener, unerschlossener Arvenwälder).

Durch Helikoptertransporte werden weder der Boden, das genutzte Holz, noch der verbleibende Bestand beschädigt.

1.3 **Erschliessungskonzepte, Erschliessungsvarianten und Verfahren zu deren Beurteilung**

1.31 **Erschliessungskonzepte**

Ein Erschliessungskonzept ist eine technisch wie ökonomisch zweckmässige Kombination von Grob- und Feinerschliessungs- und Transportmitteln.

Die Fachleute sind sich häufig nicht einig, welche Mittel in welcher Kombination gewählt werden sollen. Um dieses Problem vernünftig anpacken zu können, sind einige grundsätzliche Überlegungen notwendig:

- Nach schweizerischer Waldbaulehre ist Nutzung gleichzeitig Pflege. Kahlschläge sind nur in Ausnahmefällen erlaubt. Einzelbaumnutzungen (Durchforstungen, Plenterungen) und kleinflächige Räumungen schonen den Wald, den Boden und die Fauna.
- Je dichter das Strassennetz, desto grösser die Strassenbaukosten und desto kleiner die Holzerntekosten. Optimal ist jenes Erschliessungsnetz, bei dem die Nutzung durch Kapital- und Arbeitskosten am wenigsten belastet wird. Plenter- und Femelschlagbetrieb bedingen daher andere Erschliessungskonzepte als der Kahlschlagbetrieb. Ein grobmaschiges Erschliessungsnetz macht eine pflegliche Nutzung äusserst arbeitsintensiv, Grossmaschinen können in «unseren» Verhältnissen Einzelbaumnutzungen nicht pfleglich durchführen. Die Zwangsnutzung (Windwurf, Schneebruch, Käferbefall usw.) beträgt im Gebirge oft bis zu 30% der Gesamtnutzung. Ein zweckmässiges Erschliessungsnetz ermöglicht sowohl die Ernte als auch die notwendigen Pflegemassnahmen, währenddem bei ungenügender Erschliessung oft keine Nutzung und somit auch keine Pflege durchgeführt werden kann.
- Für schweizerische Verhältnisse mit schwierigem Gelände, kleinflächigen Arbeitsfeldern und dem Fehlen geeigneter Geräte und Maschinen ist eine kapitalintensive Erschliessung mit Strassen einer kapitalintensiven Holzernte (Grossmaschinen) vorzuziehen.

Technisch wird die Wahl der Erschliessungs- und Rückemittel durch folgende Faktoren bestimmt:

- Geländeneigung
- Bodentragfähigkeit
- Hindernisse
- Eigenschaften und Verfügbarkeit der Erschliessungs- und Rückemittel

Das Erschliessungskonzept sagt, welche Mittel wie einzusetzen sind. Das «wieviel genau» (genaue Dichte der Strassen, Pflegeschneisen, Rückegassen, Maschinenwege und genauer Seillinienabstand) wird durch ein Variantenstudium abgeklärt.

Es gibt keine starren Regeln für die Wahl der Mittel. Oft sind mehrere Konzepte möglich, deren Vor- und Nachteile von Fall zu Fall abzuwägen sind.

Die Tabelle 1.16 zeigt den Zusammenhang zwischen der Hangneigung, der Bodentragfähigkeit, dem Schwierigkeitsgrad bezüglich der Hindernisse und den im Schweizer Wald angewandten Erschliessungskonzepten. Bezüglich der Hindernisse werden hier nur zwei Schwierigkeitsgrade unterschieden: «einfach» und «schwierig». Einerseits fehlt es an Untersuchungen, welche die Abhängigkeit der Erschliessungs- und Rückemittel von der Hindernisdichte und -höhe zum Thema haben, andererseits sind diese Geländewerte nur in Ausnahmefällen (z. B. Karstgebiet: flach bis geneigt, sehr gute Tragfähigkeit, aber Furchen, Gräben, Blöcke usw.) entscheidend.

In dieser Tabelle fehlen Schwerkraft-Riesen, Pferde, Rückfahrzeugeinsatz im Winter, Rückfahrzeuge mit Spezialbereifung und Helikopter. Dass diese Mittel nur in Spezialfällen mit wirtschaftlichem Erfolg eingesetzt werden können, wurde bereits früher gesagt.

Tab. 1.16: Mögliche Erschliessungskonzepte in Abhängigkeit von Hangneigung, Bodentragfähigkeit und Schwierigkeitsgrad bezüglich Hindernisse

Hangneigung (%)	Bodentragfähigkeit (% CBR)	Schwierigkeitsgrad bezüglich Hindernisse	mögliche Erschliessungskonzepte
0—25	> 3	einfach	Strassen, Pflegeschneisen und Rückegassen
0—25	> 3	schwierig	Strassen, Pflegeschneisen und Rückegassen oder Strassen und Seilkran (Allterrain)
0—25	1—3	einfach	mehr Strassen, kürzere Pflegeschneisen und Rückegassen oder [Strassen und Seilkran (Allterrain)]
0—25	1—3	schwierig	mehr Strassen, kürzere Pflegeschneisen und Rückegassen oder Strassen und Seilkran (Allterrain)
0—25	< 1	einfach schwierig	Strassen und Seilkran (Allterrain)
25—60	> 3	einfach	Strassen und Maschinenwege
25—60	> 3	schwierig	Strassen und Maschinenwege oder Strassen und Seilkran
25—60	1—3	einfach	mehr Strassen, kürzere Maschinenwege oder Strassen und teilweise befestigte Maschinenwege (kurze, schlecht tragfähige Abschnitte) oder Strassen und Seilkran
25—60	1—3	schwierig	mehr Strassen, kürzere Maschinenwege oder Strassen und teilweise befestigte Maschinenwege oder Strassen und Seilkran
25—60	< 1	einfach schwierig	Strassen und Seilkran
> 60			Strassen und Seilkran oder Seilkran und Basisstrassen

1.32 Erschliessungsvarianten

Erschliessungsvarianten sind konkrete Erschliessungsnetze für eine bestimmte Planungs- oder Erschliessungseinheit. Die Varianten unterscheiden sich in der Dichte und der Lage (im Gelände) der im Erschliessungskonzept festgelegten Grob- und Feinerschliessungs- und Transportmittel.

Die Wahl eines Erschliessungskonzeptes für eine gegebene Erschliessungseinheit bietet weit weniger Probleme, als der Entscheid für eine bestimmte Erschliessungsvariante. Auf die Faktoren, welche die Variantenwahl beeinflussen, ist in den Abschnitten 1.11, 1.12, 1.33 und 1.34 hingewiesen.

1.33 Verfahren zur Beurteilung von Erschliessungsvarianten

Die Beurteilung von Erschliessungsvarianten hat eine für die moderne Zeit typische Entwicklung durchgemacht. Die Kennziffern Strassendichte, Strassenabstand und mittlere Transportentfernung sind Werte, welche nur etwas über die Erschliessungsintensität aussagen. Das Erschliessungsprozent und die Erschliessungszahl nach BACKMUND (1966) geben zusätzlich Auskunft über die Erschliessungsqualität. Mit Hilfe eines Stichprobenverfahrens nach SEGEBADEN (1964) können die theoretischen Kennziffern, speziell die mittlere Bringungsdistanz, den tatsächlichen Verhältnissen angepasst werden. All diese Werte zusammen sind Grundlagen für die ökonomischen Verfahren zur Beurteilung von Erschliessungsvarianten.

Die Investitionsrechnung berücksichtigt nur die internen Effekte, d.h. diejenigen Kosten und Nutzen, die den Investor (Waldbesitzer) selbst betreffen. Die Kosten-Nutzen-Untersuchungen beziehen sämtliche Kosten und Nutzen in die Rechnung mit ein. Gerade diese Verfahren, welche Erschliessungsvarianten umfassend beurteilen wollen, zeigen die Grenzen des Machbaren. All diese Modelle können die tatsächlichen Verhältnisse nur annäherungsweise erfassen, die Resultate sind sehr vorsichtig zu interpretieren. Jede Erschliessungseinheit ist einzigartig und einmalig. Nur mit einem Vergleich von Varianten, welche zuvor auf der Karte und im Gelände als realisierbar ermittelt wurden, kann die optimale Erschliessung gefunden werden.

1.331 *Kennziffern von Strassennetzen*

1.3311 Strassendichte (SD)

Die Strassendichte sagt aus, wieviel Meter Waldstrasse pro Hektar Waldfläche in einem bestimmten Gebiet vorhanden sind.

$$\boxed{SD = \frac{L \text{ (m)}}{F \text{ (ha)}}}$$

L : Waldstrassenlänge
F : Waldfläche

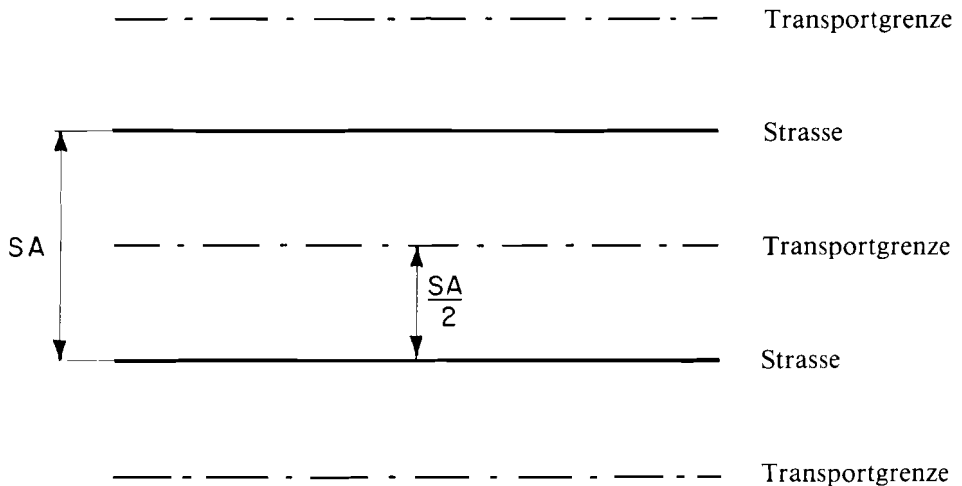
(Waldrandstrassen werden zur Hälfte gezählt)

Dieser Quotient zeigt nicht, wie die Strassen über die Fläche verteilt sind. Es ist eine reine Durchschnittsgrösse. Obwohl die Strassendichte nichts über die Qualität einer Groberschliessung mit Waldstrassen aussagt, ist sie das Hauptmass der Waldstrassenpolitik.

1.3312 Strassenabstand (SA)

Der Strassenabstand ist die durchschnittlich kürzeste Verbindung zwischen Strassen (Abb. 1.17).

Abb. 1.17 Strassenabstand (SA)



Aufgrund schematischer Modelle (quadratische Erschliessungsflächen, welche durch Parallelstrassen mit konstantem Abstand erschlossen sind) ergibt sich ein einfacher Zusammenhang zwischen der Strassendichte und dem Strassenabstand:

$$\begin{aligned} SD \cdot SA &= 10\,000 \\ SD &= \frac{10\,000}{SA} & SA &= \frac{10\,000}{SD} \end{aligned}$$

Dieser Modellzusammenhang sagt ebenfalls nichts über die Güte von Erschliessungsnetzen aus.

1.3313 Mittlere Bringungsdistanz (BD)

Die Bringungsdistanz (Transportentfernung) ist die Distanz vom Fällort zur Einmündung in die Waldstrasse.

Die theoretische mittlere Bringungsdistanz (BD_0) ist die kürzeste Strecke vom Fällort bis zur Einmündung in die Waldstrasse. Sie wird als senkrechte Distanz zur Strasse gemessen und beträgt im Modellfall:

— bei einseitiger Bringung $BD_0 = \frac{SA}{2}$

— bei beidseitiger Bringung $BD_0 = \frac{SA}{4} = \frac{2\,500}{SD}$

Strassennetze bestehen aber nicht aus parallelen Strassen gleichen Abstandes, ebensowenig wird das Holz auf dem kürzesten Weg auf die Strasse gebracht.

Zur Herleitung der wirklichen mittleren Bringungsdistanz (BD_w) schlägt SEGEBADEN (1964) zwei Korrekturfaktoren vor:

- V_{corr} = Strassennetzkorrekturfaktor, der die Anordnung der Strassen im Gelände korrigiert. Nach ABEGG (1978) liegt V_{corr} für traktorbefahrbares Gelände der Schweiz zwischen 0.99 und 1.53 und beträgt im Mittel 1.25.
- T_{corr} = Bringungsdistanz-Korrekturfaktor. In Wirklichkeit wird das Holz nicht auf dem kürzesten Weg zur Strasse gerückt. Gelände und Bestand bedingen einen längeren Weg, der nicht geradlinig, sondern schiefwinklig und gewunden zur Strasse hin verläuft. Für traktorbefahrbares Gelände liegt T_{corr} nach ABEGG (1978) zwischen 1.15 und 1.65 und beträgt im Mittel 1.44.

Die Korrekturfaktoren können mit einem Stichprobenverfahren bestimmt werden, indem von jedem Stichprobenpunkt die kürzeste Distanz zur Strasse und die wirkliche Bringungsdistanz gemessen werden.

Wirkliche mittlere Bringungsdistanz	$BD_w = \frac{2\ 500}{SD} \cdot V_{corr} \cdot T_{corr}$
-------------------------------------	----------------------------------------------------------

SEGEBADEN (1964) hat die Korrekturfaktoren für grossflächige, homogene Gelände-verhältnisse bestimmt und bei ähnlichen Beispielen die wirkliche mittlere Bringungsdistanz direkt aus der Strassendichte hergeleitet. Für schweizerische Verhältnisse mit stark gegliedertem Gelände streuen die Korrekturfaktoren beträchtlich (ABEGG 1978), so dass es unrealistisch ist, die durchschnittlichen Bringungsdistanzen für konkrete Beispiele nach der obigen Formel zu berechnen.

Die mittlere Bringungsdistanz allein ist kein Qualitätsmerkmal für ein Erschliessungsnetz. Ein Mittelwert ist wenig aussagefähig, es interessiert vielmehr, innerhalb welcher Grenzen der Grossteil der Bringungsdistanzen liegt.

1.3314 Erschliessungsprozent ($E\%$)

Das Erschliessungsprozent gibt an, wieviel Prozent der Waldfläche durch die vorhandenen Strassen erschlossen werden.

$E\% = \frac{F_{er}}{F} \cdot 100$

F_{er} : erschlossene Waldfläche

F : gesamte Waldfläche

Zur Bestimmung der durch die Strassen erschlossenen Fläche F_{er} empfiehlt BACKMUND (1966) folgendes Vorgehen:

Jede Strasse erschliesst eine Fläche, die links und rechts durch strassenparallele Linien im Abstand $SA/2$ begrenzt ist. Die durch diese Erschliessungsbänder überdeckte Fläche entspricht der erschlossenen Fläche F_{er} . Dabei können Gebiete einfach, mehrfach oder nicht erschlossen sein.

Nach BACKMUND liegen die Erschliessungsprozente vieler Waldstrassennetze zwischen 55 und 80%, wobei 80% ein ausgesprochen hoher Wert ist. Das Erschliessungsprozent ist ein Mass für die Qualität eines Erschliessungsnetzes. Der Wert ist jedoch problematisch,

da die erschlossene Fläche mit einer rein theoretischen Grösse, der theoretisch maximalen Bringungsdistanz $SA/2$, bestimmt wird.

1.332 *Graphische Darstellung der Erschliessungswirkung*

Die errechneten maximalen Bringungsdistanzen nach BACKMUND sind rein theoretische Grössen. Das Verfahren kann jedoch dahin abgeändert werden, dass die Breite der Erschliessungsbänder einer Strasse aufgrund der Rückeverfahren und des Geländes festgelegt wird. Die oberen Grenzen der wirtschaftlichen Bringungsdistanzen liegen etwa in folgendem Bereich:

— *Im traktorbefahrbaren Gelände*

erschliesst eine Strasse eine Fläche von 200—300 m Breite (ABEGG 1978), d.h. links und rechts je 100—150 m.

— *Im Seilzuggelände*

liegen die maximalen Rückeentfernungen bei 70—100 m (maximale Seilzuglänge). Bergab wird meistens noch gereistet. Nach MAYER (1977) können die Schäden beim Reisten nur auf kurze Distanzen, 50—100 m, in tragbarem Rahmen gehalten werden.

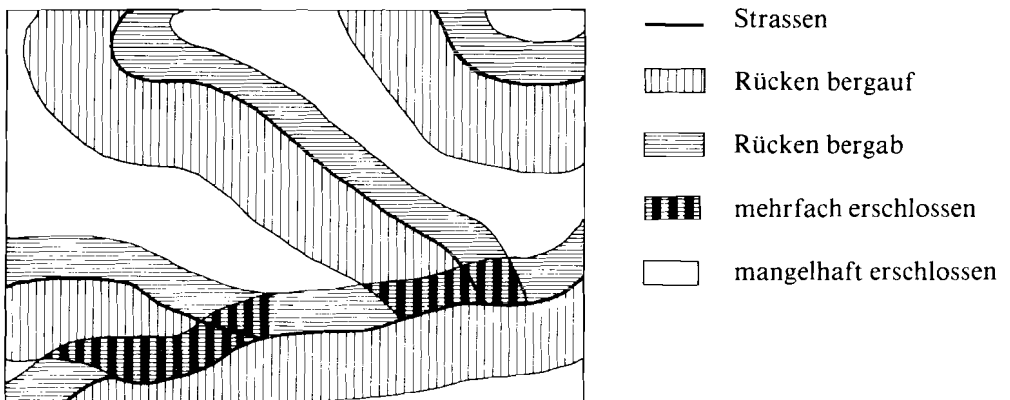
In Hanglagen liegt das Erschliessungsband asymmetrisch; ca. 2/3 liegen unterhalb, ca. 1/3 liegt oberhalb der Strasse. In die Betrachtung der Erschliessungswirkung sind die Maschinenwege einzubeziehen.

— *Im Seilkrangelände*

hängen die maximalen Bringungsdistanzen vom Seilkrantyp ab. Sie betragen beim konventionellen Seilkran ca. 300—2000 m und beim Mobilseilkran (Kippmastseilkran) 300—600 m.

Auf einem Plan werden die Erschliessungsbänder entlang der Strassen eingezeichnet. Die Abbildung 1.18 zeigt erschlossene, mehrfach erschlossene und mangelhaft erschlossene Flächen auf anschauliche Weise. Sie eignet sich daher besonders, um Nichtfachleuten wie Behörden und Waldbesitzern Erschliessungskonzepte einfach und verständlich zu erklären. Aus dem Verhältnis erschlossene Fläche zu nicht erschlossener Fläche lässt sich zudem ein Erschliessungsprozent bestimmen, das den Vergleich verschiedener Varianten erleichtert.

Abb. 1.18 Darstellen der Erschliessungswirkung



1.333 *Stichprobenverfahren zur Schätzung der Bringungsdistanzen*

Verschiedene Erschliessungsvarianten können miteinander verglichen werden, indem die zugehörigen Bringungsdistanzen und deren Häufigkeitsverteilungen bestimmt und einander gegenübergestellt werden.

Vorgehen

Über das Projektgebiet wird auf einem Plan ein meist quadratisches Stichprobennetz ausgelegt. Von jedem Stichprobenpunkt wird die wahrscheinliche Bringungsdistanz (Distanz Stichprobenpunkt-wahrscheinliche Einmündung in die Strasse) bestimmt. Fehlt die Geländekenntnis, so sind die Stichproben im Gelände zu beurteilen. Auf einem Plan 1:5 000 bis 1:10 000 können die Distanzen mit ausreichender Genauigkeit gemessen werden.

Zusätzlich zu den Distanzen können weitere Informationen wie Nutzungsanfall, Geländewerte usw. erhoben werden. Daraus kann die Nutzungsmenge nach Rückverfahren und -distanzen aufgegliedert werden. Es empfiehlt sich in diesem Fall, Stichprobennetze und Daten der Forsteinrichtung zu übernehmen. Um möglichst effiziente Aussagen zu bekommen, soll das Gelände in die erwähnten Klassen unterteilt (stratifiziert) werden:

— Traktorbefahrbares Gelände

— Seilzuggelände		evtl. weitere Unterteilung in «Bringung bergauf» und «Bringung bergab»
— Seilkrangelände		

Die einzelnen Merkmale (Distanzen, Geländewerte usw.) werden pro Gelände Klasse separat erhoben und ausgewertet.

Die Bringungsdistanzen werden in Anlehnung an SAMSET (1975) wie folgt bestimmt:

— *Im traktorbefahrbaren Gelände*

wird die Bringungsdistanz als Länge der gewundenen Verbindungslinie zwischen Stichprobenpunkt und Einmündung in die Waldstrasse gemessen (auf Rückegassen oder im Gelände).

— *Im Seilzug- und Seilkrangelände*

wird die Seilzug- bzw. Seiltransportdistanz vom Stichprobenpunkt bis an den Maschinenweg oder bis an die Strasse gemessen. Sie wird als Schiefdistanz gradlinig und senkrecht zu den Höhenkurven ermittelt. Zusätzlich muss eventuell die Rückedistanz auf dem Maschinenweg bis zur Einmündung in die Strasse erhoben werden.

Werden die Bringungsdistanzen für Kalkulationen verwendet, so ist zusätzlich die durchschnittliche Distanz von der Einmündung in die Waldstrasse bis zum Lagerplatz zu berücksichtigen.

Die Stichproben enthalten sehr viele Einzelwerte, für praktische Zwecke empfiehlt es sich deshalb, die Werte zu gruppieren. Zum Protokollieren eignet sich am besten eine sogenannte «Strichliste» (Tab. 1.19). Pro Gelände Klasse wird eine Liste erstellt und ausgewertet, wobei in Hanglagen Seilzugdistanz und Rückedistanz auf Maschinenweg auseinanderzuhalten sind.

Tab. 1.19 Häufigkeitsverteilung einer Stichprobe
Geländeklasse: *Traktorbefahrbares Gelände*

Rückedistanz- klassen (m)	Strichliste	absolute Häufigkeit	relative Häufigkeit	kumulierte Häufigkeit
0 — 20		4	13%	13%
20 — 40	////	8	26%	39%
40 — 60	////	6	19%	58%
60 — 80	////	5	16%	74%
80 — 100		3	10%	84%
100 — 150	////	5	16%	100%
		n = 31	100%	

Mittelwert $\bar{x} = 59$ m
 Standardabweichung $s = 37$ m
 Standardabweichung
 des Mittelwertes $s_{\bar{x}} = 6.7$ m

Die Breite der Rückedistanzklassen ist so zu wählen, dass in den meisten Fällen mehr als vier Stichproben auf eine Klasse entfallen.

Stichprobenumfang

Die Anzahl erforderlicher Stichproben nach SEGEBADEN (1964) lässt sich nicht auf schweizerische Verhältnisse übertragen, da unser Gelände stärker gegliedert ist und unsere Strassendichten höher liegen. Für unsere Erschliessungsnetze liegt der Variationskoeffizient ($V = s/\bar{x}$) der mittleren Bringungsdistanz aufgrund bisheriger Erfahrungen zwischen 0.65 und 0.80. Der minimale Stichprobenumfang für einen Standardfehler von 10% kann daraus berechnet werden (Tab. 1.20).

Tab. 1.20: Erforderlicher Stichprobenumfang pro Auswerteeinheit

Flächengrösse (ha)	Stichprobenumfang
30 — 100	75 — 100
100 — 500	80 — 120
> 500	ca. 150

Beispiel

Für ein Untersuchungsgebiet von 220 ha Grösse sind 80—120 Stichproben erforderlich. Bei 80 SP resultiert ein Quadratnetz von 165 × 165 m, bei 120 SP ein Netz von 135 × 135 m; gewählt wird ein Netz von 150 × 150 m.

Auswertung

Aus der Strichliste lassen sich Mittelwert, Standardabweichung, relative und kumulierte Häufigkeit der Bringungsdistanzen schätzen. Dabei ist zu beachten, dass die aus Stichproben ermittelten Parameter mit Fehlern behaftet sind. Die Streuungsmasse sollen daher immer angegeben werden.

Mittelwert
$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N f_i \cdot x_i}{n}$$

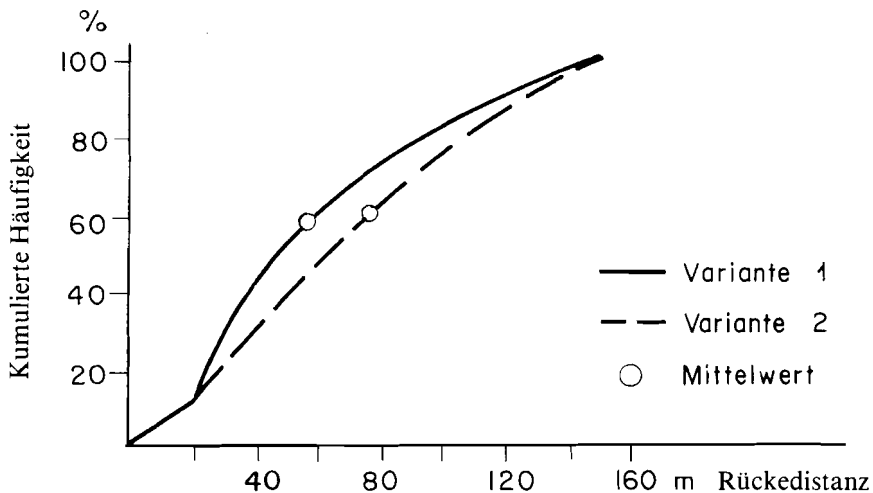
Streuung
$$s^2 = \frac{1}{n-1} \left[\sum_{i=1}^N f_i \cdot x_i^2 - n \cdot \bar{x}^2 \right]$$

Standardabweichung des Mittelwertes
$$s_{\bar{x}} = \frac{s}{\sqrt{n}}$$

- f_i : absolute Häufigkeit
- x_i : Klassenmittelwert
- N : Anzahl Klassen
- n : Stichprobenumfang
- \bar{x} : Mittelwert
- s^2 : Streuung, Varianz
- s : Standardabweichung
- $s_{\bar{x}}$: Standardabweichung des Mittelwertes

Für den Variantenvergleich eignet sich besonders die graphische Darstellung der kumulierten Häufigkeit. Eine Interpretation ist jedoch nur sinnvoll, wenn auch andere Argumente wie Strassendichte, Baukosten usw. in Betracht gezogen werden.

Abb. 1.21: Kumulierte Häufigkeit der Rückedistanzen im traktorbefahrbareren Gelände



Anwendung

Für konkrete Erschliessungsvarianten können aus den Bringungsdistanzen die Bringungskosten hergeleitet und einander gegenübergestellt werden. Ebenso können bei Waldwertschätzungen die Holzerntekosten ermittelt werden.

1.334 Investitionsrechnung

Zur Ermittlung der Wirtschaftlichkeit bzw. Rentabilität einer in Aussicht genommenen Investition (Umwandlung von Geldkapital in Produktivgüter) werden verschiedene Rechenverfahren angewendet. Als Beurteilungskriterien dienen die mit einer Investition im Zusammenhang stehenden Ausgaben und Einnahmen. Wird nur die Höhe der Ausgaben und Einnahmen betrachtet, spricht der Ökonomie von statischen Methoden (Gewinnvergleichsmethode, Rentabilitätsrechnung, Amortisationsmethode = Pay-back-Methode). Verfahren, die die Zeitpunkte, zu welchen Einnahmen und Ausgaben anfallen, mitberücksichtigen, heissen dynamische Methoden (Kapitalwertmethode, Annuitätenmethode, Methode des internen Zinsfusses).

Bei langlebigen Investitionsgütern, wie Waldstrassen und anderen Erschliessungsmitteln, müssen die gesamte Lebensdauer und die Zeitpunkte der Einnahmen und Ausgaben in die Investitionsrechnung miteinbezogen werden. Deshalb kommen die dynamischen Verfahren der Investitionsrechnung zur Anwendung.

1.3341 Dynamische Verfahren der Investitionsrechnung nach KROTH (1973), abgeändert

<p>— Kapitalwertmethode = Diskontierungsmethode</p>	$C_0 = E_0 - K_0$
$C_0 \geq 0$	$E_0 = \sum_{t=1}^N \frac{e}{(1.0p)^t} + \frac{L_N}{(1.0p)^N}$ $= e \left[\frac{1 - (1.0p)^{-N}}{0.0p} \right] + \frac{L_N}{(1.0p)^N}$
	$K_0 = A + \sum_{t=1}^{N-1} \frac{k_\ell}{(1.0p)^t} + \sum_{t=n-2n-3n}^{N-n} \frac{k_r}{(1.0p)^t}$ $= A + k_\ell \left[\frac{1 - (1.0p)^{1-N}}{0.0p} \right] + k_p \left[\frac{1 - (1.0p)^{n-N}}{(1.0p)^n - 1} \right]$

<p>— Annuitätenmethode</p>	$a_t = E_0 \left[\frac{(1.0p)^N \cdot 0.0p}{(1.0p)^N - 1} \right]$
$a_t \geq a_k$	$a_k = K_0 \left[\frac{(1.0p)^N \cdot 0.0p}{(1.0p)^N - 1} \right]$

— Interne Zinsfußmethode

$p = ?$ damit $E_0 = K_0 \rightarrow p = i$

$$E_0 = \sum_{t=1,2,3}^N \frac{e}{(1.0p)^t} + \frac{L_N}{(1.0p)^N}$$

$$K_0 = A + \sum_{t=1,2,3}^N \frac{k_{\ell}}{(1.0p)^t} + \sum_{t=n, 2n, 3n}^N \frac{k_p}{(1.0p)^t}$$

A : Anschaffungsausgaben

L_N : Liquidationswert (= Restwert; kann bei Wald- und Güterstrassen vernachlässigt werden)

N : Lebensdauer in Jahren

n : Unterhaltsturnus in Jahren (für periodischen Unterhalt)

p : Kalkulationszinsfuß¹

i : interner Zinsfuß

k_{ℓ} : laufende Unterhaltskosten

k_p : periodische Unterhaltskosten

e : zusätzliche Jahreseinnahmen und Verminderung der Ausgaben für Holzernte, Pflege usw. durch die Investition

C_0 : Kapitalwert der Investition

E_0 : Jetztwert der Einnahmen

K_0 : Jetztwert der Ausgaben

a_E : Annuität der Einnahmen (Annuität: Umrechnung in gleiche Jahreswerte)

a_K : Annuität der Ausgaben

t : Zeitpunkt

¹ Der Zinsfaktor $q = 1 + \frac{p}{100}$ wird aus historischen Gründen $1.0p$ geschrieben

Investitionsrechnungen sind immer Variantenvergleiche. Dies trifft auch zu, wenn nur ein Projekt vorliegt. In diesem Fall wird das erarbeitete Projekt mit der Nullvariante (keine Erschliessungsinvestition) verglichen. Es kann sein, dass die Nichtrealisierung des Projektes vorteilhafter ist.

1.33411 Kapitalwertmethode (Diskontierungsmethode)

Sämtliche mit der Investition verbundenen zukünftigen Ausgaben und Einnahmen werden auf den Investitionszeitpunkt, den Zeitpunkt unmittelbar vor Durchführung der Investition, mit dem Kalkulationszinsfuß kapitalisiert (diskontiert, abgezinst). Die Differenz zwischen dem Jetztwert der Einnahmen und dem Jetztwert der Ausgaben wird Kapitalwert (C_0) der Investition genannt. Er ist ein Mass für die Wirtschaftlichkeit der Investition. Die Investition ist bei positiver Differenz wirtschaftlich. Je grösser der Wert C_0 wird, umso rentabler ist die Investition.

Die folgenden Beispiele sind stark vereinfacht, da vorerst die Methoden und nicht die Vielzahl der im Rechengang zu berücksichtigenden Faktoren erklärt werden sollen.

Grundlagen für die Beispiele

— Erschliessungseinheit im Mittelland

- Fläche: 100 ha
- Normal aufgebauter Wald; Gesamaltersdurchschnittszuwachs: 9 m³/ha; Nutzung: 900 m³/Jahr
- Strassenneubaukosten: 50 Fr./m; Subventionen (Bund und Kanton): 50%; Strassenneubaurestkosten: 25 Fr./m
- Strassenunterhaltskosten:
 - laufender Unterhalt: 0.20 Fr./m + Jahr
 - periodischer Unterhalt: 2.00 Fr./m + alle 5 Jahre
(Ton-wassergebundene Verschleisschicht)
- Restwert der Strasse: —
- Lebensdauer der Strasse: 50 Jahre

Für den Vergleich dreier Varianten werden die Eingangsgrößen der Tabelle 1.22 verwendet.

Tab. 1.22: Eingangsgrößen für Investitionsrechnungen von drei verschiedenen Varianten

Merkmal	Variante I	Variante II	Variante III
Strassendichte	40 m/ha	50 m/ha	60 m/ha
A (= Strassenneubaurestkosten) ¹	100 000.—	125 000.—	150 000.—
k _g	800.—/Jahr	1 000.—/Jahr	1 200.—/Jahr
k _p	8 000.—/alle 5 Jahre	10 000.—/alle 5 Jahre	12 000.—/alle 5 Jahre
e	9 000.—/Jahr	12 000.—/Jahr	13 200.—/Jahr
p	3%	3%	3%

¹ Die Investitionsrechnung wird aus der Sicht des Investors (Waldbesitzers) vollzogen. Er hat nur die Strassenneubaurestkosten zu investieren und zu verzinsen und die Unterhaltskosten zu tragen. Um ermitteln zu können, ob eine Investition volkswirtschaftlich sinnvoll ist, sollte eine Bruttoberechnung durchgeführt werden.

Beispiel A: (Kapitalwertmethode)

Als Eingangsgrößen dienen die Werte in Tabelle 1.22.

Variante I

$$E_{0I} = \sum_{t=1,2,3,\dots,50} \frac{9'000.-}{(1.03)^t} = 231'568.-$$

$$K_{0I} = 100'000.- + \sum_{t=1,2,3,\dots,49} \frac{800.-}{(1.03)^t} + \sum_{t=5,10,15,\dots,45} \frac{8'000.-}{(1.03)^t} = 157'347.-$$

$$C_{0I} = 231'568.- - 157'347.- = 74'221.-$$

Variante II

$$E_{\text{oll}} = \sum_{t=1,2,3}^{50} \frac{12'000.-}{(1.03)^t} = 308'757.-$$

$$K_{\text{oll}} = 125'000.- + \sum_{t=1,2,3}^{49} \frac{1'000.-}{(1.03)^t} + \sum_{t=5,10,15}^{45} \frac{10'000.-}{(1.03)^t} = 196'684.-$$

$$C_{\text{oll}} = 308'757.- - 196'684.- = 112'073.-$$

Variante III

$$E_{\text{oll}} = \sum_{t=1,2,3}^{50} \frac{13'200.-}{(1.03)^t} = 339'633.-$$

$$K_{\text{oll}} = 150'000.- + \sum_{t=1,2,3}^{49} \frac{1'200.-}{(1.03)^t} + \sum_{t=5,10,15}^{45} \frac{12'000.-}{(1.03)^t} = 236'021.-$$

$$C_{\text{oll}} = 339'633.- - 236'021.- = 103'612.-$$

Resultat

Variante II hat den höchsten Kapitalwert (C_O) und ist deshalb den Varianten I und III vorzuziehen.

1.33412 Annuitätenmethode

Die Annuitätenmethode baut auf der Kapitalwertmethode auf. Mit Hilfe der Zinseszinsrechnung werden die mit der Investition im Zusammenhang stehenden Einnahmen und Ausgaben in gleichmässige Annuitäten umgerechnet. Die Investition ist wirtschaftlich, wenn die durchschnittlichen jährlichen Einnahmen aus der Investition grösser sind als die durchschnittlichen jährlichen Ausgaben. Je grösser diese Differenz ist, umso rentabler ist die Investition.

Beispiel B (Annuitätenmethode)

Als Eingangsgrössen für Beispiel B dienen die Werte der Tabelle 1.22, analog Beispiel A.

Variante I

$$a_{\text{El}} = 9'000.-/\text{Jahr}$$

$$a_{\text{Kl}} = 157'347.- \cdot \frac{(1.03)^{50} \cdot 0.03}{(1.03)^{50} - 1} = 6'115.-/\text{Jahr}$$

$$a_{\text{El}} - a_{\text{Kl}} = 2'885.-/\text{Jahr}$$

Variante II

$$a_{EII} = 12'000.-/\text{Jahr}$$

$$a_{KII} = 196'684.- \cdot \frac{(1.03)^{50} \cdot 0.03}{(1.03)^{50} - 1} = 7'644.-/\text{Jahr}$$

$$a_{EII} - a_{KII} = 4'356.-/\text{Jahr}$$

Variante III

$$a_{EIII} = 13'200.-/\text{Jahr}$$

$$a_{KIII} = 236'021.- \cdot \frac{(1.03)^{50} \cdot 0.03}{(1.03)^{50} - 1} = 9'173.-/\text{Jahr}$$

$$a_{EIII} - a_{KIII} = 4'027.-/\text{Jahr}$$

Resultat

Variante II ergibt die grösste Differenz zwischen den durchschnittlichen jährlichen Einnahmen und Ausgaben. Sie ist deshalb den Varianten I und III vorzuziehen.

1.33413 Methode des internen Zinsfusses

Diese Methode wird aus der Kapitalwertmethode abgeleitet. Es wird derjenige Zinsfuss der Investition ermittelt, bei welchem der Jetztwert der Ausgaben gleich dem Jetztwert der Einnahmen ist. Die Investition ist wirtschaftlich, wenn der interne Zinsfuss höher als der übliche Kalkulationszinsfuss ist (vgl. auch Abschnitt 1.33425). Je grösser der interne Zinsfuss wird, umso rentabler ist die Investition.

Beispiel C (Methode des internen Zinsfusses)

Als Eingangsgrössen für Beispiel C dienen die Werte der Tabelle 1.22, analog Beispiele A und B.

Variante I

$p = 4\%$

$$E_{0I} = \sum_{t=1}^{50} \frac{9'000.-}{(1.04)^t} = 9'000.- \left[\left(\frac{1 - \left(\frac{1}{1.04}\right)^{51}}{1 - \frac{1}{1.04}} \right) - 1 \right] = 193'340.-$$

$$K_{0I} = 100'000.- + \sum_{t=1}^{49} \frac{800.-}{(1.04)^t} + \sum_{t=50}^{45} \frac{8'000.-}{(1.04)^t} =$$

$$= 100'000.- + 800.- \left[\left(\frac{1 - \left(\frac{1}{1.04}\right)^{50}}{1 - \frac{1}{1.04}} \right) - 1 \right] + 8'000.- \left[\left(\frac{1 - \left(\frac{1}{(1.04)^5}\right)^{10}}{1 - \frac{1}{(1.04)^5}} \right) - 1 \right] = 147'677.-$$

$$C_{\text{ol}} = 193'340.- - 147'677.- = 45'663.-$$

$p = 6\%$

$$E_{\text{ol}} = \sum_{t=1,2,3}^{50} \frac{9'000.-}{(1.06)^t} = 141'857.-$$

$$K_{\text{ol}} = 100'000.- + \sum_{t=1,2,3}^{49} \frac{800.-}{(1.06)^t} + \sum_{t=5,10,15}^{45} \frac{8'000.-}{(1.06)^t} = 134'500.-$$

$$C_{\text{ol}} = 141'857.- - 134'500.- = 7'357.-$$

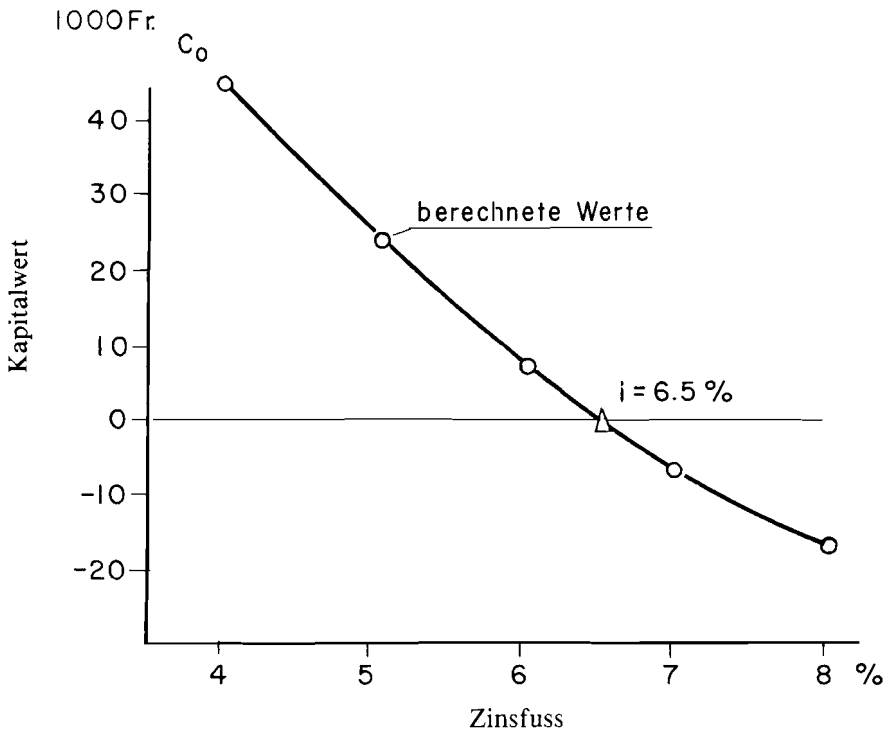
$p = 7\%$

$$E_{\text{ol}} = \sum_{t=1,2,3}^{50} \frac{9'000.-}{(1.07)^t} = 124'207.-$$

$$K_{\text{ol}} = 100'000.- + \sum_{t=1,2,3}^{49} \frac{800.-}{(1.07)^t} + \sum_{t=5,10,15}^{45} \frac{8'000.-}{(1.07)^t} = 129'940.-$$

$$C_{\text{ol}} = 124'207.- - 129'940.- = -5'733.-$$

Abb. 1.23: Bestimmung des internen Zinsfusses für Variante I



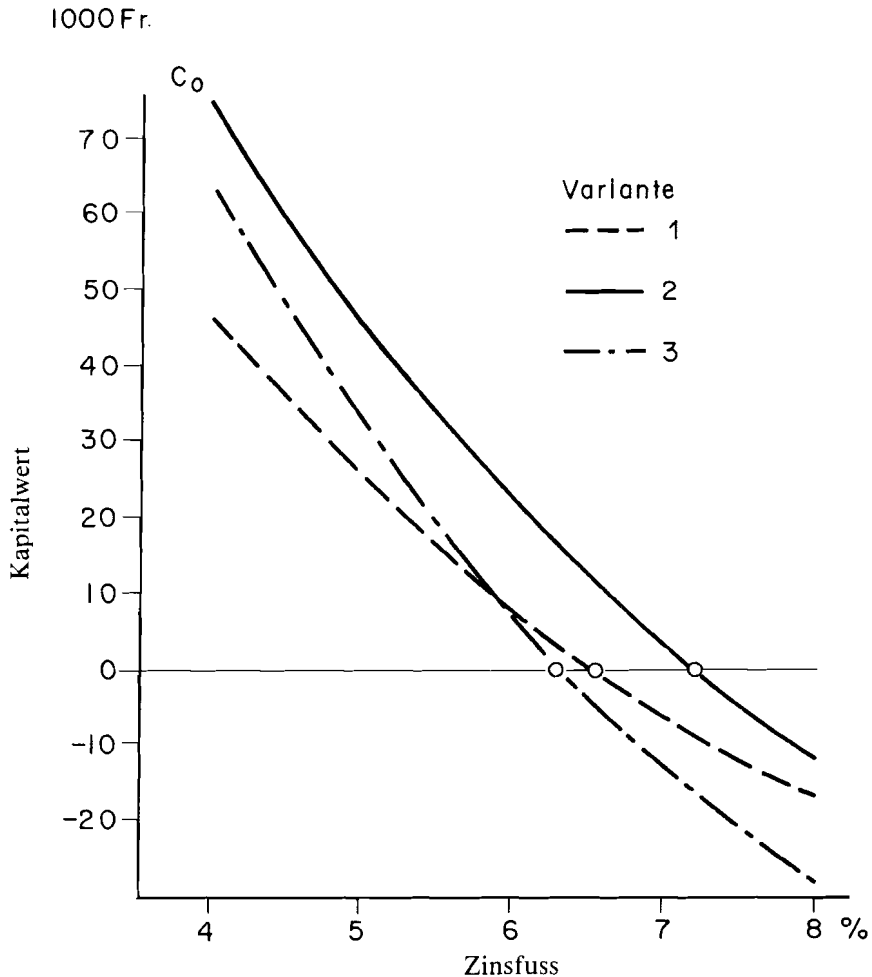
Die Rechengänge für die Varianten II und III sind analog jenem der Variante I und werden hier nicht weiter erläutert. Die Resultate sind in Tabelle 1.24 zusammengestellt.

Tab. 1.24: Kapitalwerte dreier Erschliessungsvarianten in Abhängigkeit verschiedener Kalkulationszinsfüsse

Zinsfuß %	Kapitalwert C_0		
	Variante I Fr.	Variante II Fr.	Variante III Fr.
4	45 663.—	73 190.—	62 049.—
5	24 033.—	43 733.—	30 572.—
6	7 357.—	21 016.—	6 306.—
7	- 5 733.—	3 185.—	-12 740.—
8	-16 185.—	-11 050.—	-27 947.—

Die Abbildung 1.25 stellt diesen Vergleich graphisch dar.

Abb. 1.25: Vergleich der drei Varianten nach der Methode des internen Zinsfusses



Der Vergleich der drei Varianten (Abb. 1.25) zeigt folgendes Bild:

Variante I geht aus der Rechnung mit einem internen Zinsfuss von 6.6%, Variante II mit 7.2% und Variante III mit 6.3% hervor.

Variante II liefert bei jedem untersuchten Zinsfuss den grössten Kapitalwert (C_0).

Im Moment, in welchem der Jetztwert der Ausgaben gleich dem Jetztwert der Einnahmen ist, erzielt Variante I den grösseren internen Zinsfuss als Variante III, obwohl Variante III im Bereich $\leq 5.8\%$ den grösseren Kapitalwert aufweist.

Werden nur die Varianten I und III untersucht, fallen die Resultate der 3 Verfahren nicht eindeutig aus! Bei der Kapitalwert- und der Annuitätenmethode ist unterstellt, dass die Wiederanlage der zurückfliessenden Einnahmen zum verwendeten Kalkulationszinsfuss und bei der Methode des internen Zinsfusses zum ermittelten internen Zinsfuss erfolgt.

Wegen dieser unterschiedlichen Annahme können die Ergebnisse in bezug auf das gleiche Investitionsvorhaben bei Anwendung der Kapitalwert- oder Annuitätenmethode einerseits und der Methode des internen Zinsfusses andererseits durchaus unterschiedlich sein. Welcher Methode nun der Vorrang zu geben ist, lässt sich im Einzelfall nur danach beurteilen, welche der beiden Annahmen über die künftige Anlage der zurückfliessenden Einnahmen realistischer ist.

Resultat

Variante II besitzt den grössten internen Zinsfuss und ist deshalb den beiden anderen Varianten vorzuziehen.

Zusammenfassung

Das gleiche mathematische Rechenmodell ist Grundlage für die drei Rechenverfahren. Die Kapitalwertmethode und die Annuitätenmethode besitzen denselben Aussagewert. Bei diesen zwei Verfahren ist unterstellt, dass die Wiederanlage der zurückfliessenden Einnahmen zum angewandten Kalkulationszinsfuss erfolgt. Bei der Methode des internen Zinsfusses wird derjenige Zinsfuss gesucht, welcher aufgrund der vorausgeschätzten Ausgaben und Einnahmen die tatsächliche Verzinsung des investierten Kapitals widerspiegelt. Obwohl die Methode des internen Zinsfusses mehr Rechenarbeit verlangt, was wegen den heute zur Verfügung stehenden Taschencomputern kein Problem darstellt, hat sie den Vorteil, dass der sehr umstrittene Kalkulationszinsfuss erst zur Interpretation der Ergebnisse (Vergleich mit internem Zinsfuss) benötigt wird, während bei den anderen zwei Methoden der ganze Rechengang mit dieser umstrittenen Grösse vollzogen wird. Nur stellt sich die Frage, ob alle künftigen Einnahmen zu diesem internen Zinsfuss angelegt werden können.

1.3342 **Probleme der Investitionsrechnung**

1.33421 Ausgaben

Von den für eine forstliche Strasseninvestitionsrechnung benötigten Grössen sind die Strassenneubaukosten die sichersten Werte. Erfahrungen über die Neubaukosten aus Nachbargebieten (ähnliches Gelände, Neigung, Bodenbeschaffenheit, dieselbe Ausrüstung der Unternehmer usw.) geben sehr genaue Resultate.

Die Bestimmung der während der Lebensdauer der Strasse anfallenden laufenden und ganz besonders der periodischen Strassenunterhaltskosten bereitet Probleme (HIRT 1977). Es ist sehr schwierig zu orakeln, ob und wie weit die Bauteuerung das Mass der allgemeinen Teuerung überschreiten wird. Der Unterhaltsturnus, d.h. die Zeit nach welcher jeweils ein periodischer Unterhalt ausgeführt werden muss, beeinflusst die Investitionsrechnung wesentlich.

In den drei vereinfachten Beispielen wurden folgende Kosten, obwohl sie stark von der Strassendichte abhängen und das Resultat wesentlich beeinflussen können, nicht berücksichtigt:

— *Feinerschlusskosten*: Anlage von Rückegassen und Maschinenwegen und deren Unterhalt

Für den Unterhalt von Rückegassen existieren folgende Kostenschätzungen (ABEGG 1978):

< 10 cm Spurtiefe	—	} Normalfall
10 — 20 cm Spurtiefe	-.30 Fr./m + alle 10 Jahre	
20 — 30 cm Spurtiefe	1.50 Fr./m + alle 10 Jahre	
30 — 40 cm Spurtiefe	3.— Fr./m + alle 10 Jahre	
40 — 50 cm Spurtiefe	6.— Fr./m + alle 10 Jahre	
> 50 cm Spurtiefe	10.— Fr./m + alle 10 Jahre	

Die Unterhaltskosten steigen mit abnehmender Befahrbarkeit.

— *Ertragsausfälle durch Schneisen:* Für Strassen, Rückegassen und Maschinenwege meist unbedeutend

1.33422 Minderausgaben und Mehreinnahmen

Durch Investitionen verminderte Pflege-, Ernte- und weitere Ausgaben und durch sie zusätzlich erwirkte Einnahmen sind nicht exakt zu bestimmen. Eine dichtere Erschliessung (kleinere Transportentfernungen) verkürzt und verbilligt in mit geländegängigen Fahrzeugen befahrbarem Gelände das teure Vorrücken und das Rücken. Im Seilkrangelände werden durch die Erhöhung der Strassendichte die Seillinien verkürzt. Der Installationsaufwand pro Seillinie wird dadurch verringert; diese geringeren fixen Kosten müssen aber auf weniger Kubikmeter Holz (pro Seillinie) abgewälzt werden.

Durch ein dichteres Strassennetz werden weiter folgende Aufwände vermindert:

- Arbeitswege und Materialtransporte von der Strasse in den Bestand
- Holzlagerung (mehr Lagerplätze, niedrigere Polter)
- Planung, Anordnung, Ausführung und Kontrolle aller Arbeiten der Holzerzeugung
- Verminderter Rückeaufwand durch mehr in unmittelbarer Nähe der Strassen anfallendes Holz

Durch die Verkürzung der Bringungsdistanzen werden die durch Schäden am verbleibenden Bestand hervorgerufenen Ertragsausfälle verringert.

Ein dichteres Strassennetz erlaubt eine bessere Pflege der zukünftigen Wertträger. Die damit erzielte Qualitätsverbesserung erwirkt eine Einnahmenerhöhung während und über die Lebensdauer der Strasse hinaus. Weiter werden durch die Nutzung von Sortimenten, welche bei zu grobmaschiger Erschliessung nicht gewinnbringend geerntet werden können, bei höherer Strassendichte Mehreinnahmen erwirtschaftet.

1.33423 Amortisationszeit

Die Lebensdauer einer ausreichend dimensionierten und gut unterhaltenen Strasse darf als sehr hoch angenommen werden. Trotzdem ist ihre Benutzungsdauer beschränkt durch technische Überalterung und nicht gebrauchsbedingte Abnutzung. Technische Überalterung tritt ein, wenn die Strasse zwar noch benutzt werden kann, diese Benutzung aber im Vergleich zu anderen Erschliessungsmitteln unwirtschaftlich geworden ist. Die «Gefahr» einer technischen Überalterung der heute gebauten Strassen in naher Zukunft ist klein. Kunstbauten (Mauern, Durchlässe usw.). Entwässerungen usw. altern durch chemische und physikalische Vorgänge. Sie müssen infolge dieser nicht gebrauchsbedingten Abnutzung mit der Zeit ersetzt werden. Für befestigte Waldstrassen ist nach Erfahrung eine mittlere Lebensdauer von 50 Jahren gerechtfertigt.

1.33424 Restwert

Die Frage, ob nach dem gewählten Amortisationszeitraum der Wert der Strasse gleich Null ist oder ob mit einem bestimmten Restwert gerechnet werden kann, ist schwierig zu beantworten. Es darf angenommen werden, dass die heute gebauten Strassen auch noch in 50 und mehr Jahren nicht gänzlich technisch überaltert sein werden. Trotz nicht gebrauchsbewingter Abnutzung werden die Strassen für die in 50 und mehr Jahren konzipierten Erschliessungsnetze, mit vielleicht neuen Erschliessungsmitteln, z.T. weiter verwendet werden. Angaben über die Höhe dieses Restwertes sind reine Spekulation. (In den drei Beispielen wurde der Einfachheit halber ohne Restwert gerechnet.) Ein negativer Restwert (Beseitigungsausgaben) wird im Waldstrassenbau wohl sehr selten vorkommen.

1.33425 Kalkulationszinsfuss

Für die Festlegung des Kalkulationszinsfusses ist entscheidend, woher das Geld zur Deckung der Restkosten (Baukosten minus Subventionen) und Unterhaltskosten stammt, wie es sonst angelegt werden könnte und wie die künftigen Gelderträge angelegt werden:

- Werden die Gelder dem Vermögen, aus dem Betriebsüberschuss oder der Forstreserve entnommen?
- Muss der Waldbesitzer einen Kredit aufnehmen (Investitionskredit)?
- Steht ihm ein zinsloses oder zinsgünstiges Darlehen zur Verfügung?

Es empfiehlt sich, als Kalkulationszinsfuss den Marktzinsfuss (z.B. Verzinsung der Bundesanleihen) einzusetzen. Die Höhe des gewählten Zinssatzes wirkt sich entscheidend auf das Ergebnis der Investitionsrechnung aus.

1.33426 Teuerung

In der Regel wird bei Investitionsrechnungen mit realen, d.h. inflationsbereinigten Werten gerechnet. Wird mit dem Preisniveau des Investitionszeitpunktes gerechnet, erübrigt sich die Berücksichtigung einer zukünftigen Geldentwertung. Übersteigt die Teuerung der Baubranche die allgemeine Teuerung, ist dieser reale Preisanstieg in einer Investitionsrechnung mitzubersichtlichen (HIRT 1977). Teuerungsüberlegungen gleiten jedoch schnell ins Spekulative ab und verwischen die Entscheidungssituation.

1.33427 Aufbau der Waldungen und Nutzung

Für den Waldbesitzer ist das Holz hauptsächlicher, wenn nicht einziger Kostenträger. Durch Investitionen entstehende Kosten müssen auf das Produkt Holz abgewälzt werden. Es ist deshalb von grosser Bedeutung, wieviel «Kubikmeter Kostenträger» vorhanden sind (Vorrat) und wieviel jedes Jahr neu zuwachsen (Zuwachs). Entscheidend aber ist die Menge, die Zusammensetzung und die Verteilung der Nutzung über den Amortisationszeitraum der Investition. Je grösser und je früher die Nutzung und je besser die Sortimente sind, umso vorteilhafter sind Investitionen. Die Bestimmung der benötigten Grössen ist schwierig (Zwangsnutzungen). Mit Hilfe der Annuitätenmethode wird es möglich, die durchschnittliche Kostenbelastung eines jeden während der Amortisationszeit anfallenden Kubikmeter Nutzung zu errechnen.

1.33428 Imponderabilien

Der Investitionsentscheid sollte in der Praxis soweit als möglich auf rein rechnerischen

Faktoren basieren. Oft erfahren aber auch solche Faktoren eine Berücksichtigung, welche quantitativ nicht direkt erfassbar sind, die sogenannten Imponderabilien.

Investitionswirkungen, welche sich jeglicher Bewertung in Geldeinheiten entziehen, können nur ausserhalb der Investitionsrechnung in die Entscheidungsfindung einbezogen werden (Strasse als Grenze bei Waldzusammenlegungen, Strasse als Mittel zur Jagd usw.).

1.335 *Kosten-Nutzen-Untersuchungen*

Im Gegensatz zur Investitionsrechnung werden bei der Kosten-Nutzen-Analyse sämtliche Kosten und Nutzen in die Rechnung miteinbezogen, gleichgültig, bei welchen Individuen sie anfallen. Sie berücksichtigt auch die externen Effekte, d.h. diejenigen Kosten und Nutzen, die nicht den Investor (Waldbesitzer) selber betreffen. Solche externen Effekte sind z.B.:

- *Positive (Nutzen):*
 - Schutz- und Wohlfahrtsfunktionen eines Waldes
 - Erschliessung von Höfen und Alpen, falls diese nicht Eigentum des Investors sind
 - Erschliessung von Projektgebieten (Lawinen- und Wildbachverbauungen)
 - militärische Bedeutung
 - Erwerbsmöglichkeit für Holzereigewerbe
 - Erhaltung des Waldes als Arbeitsplatz und Einnahmequelle usw.
- *Negative (Kosten):*
 - Umweltbelastung durch Strassen
 - Beeinträchtigung der Landschaft
 - Gefährdung seltener Biotope usw.

Die Kosten-Nutzen-Analyse ist ein Entscheidungshilfsmittel der öffentlichen Hand bzw. der Subventionsbehörde. Die Vielzahl externer Effekte zwingt meist, nur die wichtigsten Auswirkungen zu berücksichtigen. Die Kosten-Nutzen-Analyse ist dadurch in der Praxis nicht umfassend und hat oft den Charakter einer durch bestimmte externe Effekte ergänzten Investitionsrechnung.

Bei der Kosten-Wirksamkeits-Analyse und der Nutzwertanalyse werden Faktoren einbezogen, die nicht in Geldeinheiten messbar sind. Bei der Kosten-Wirksamkeits-Analyse werden der Nutzen oder die Wirksamkeit, bei der Nutzwertanalyse der Nutzwert, das ist das auf eine Zahl verdichtete Bewertungsergebnis, als dimensionsloser Zahlenwert ausgewiesen.

1.34 **Ergebnisse der Verfahren und Folgerungen: Optimale Strassendichte — Variantenvergleich**

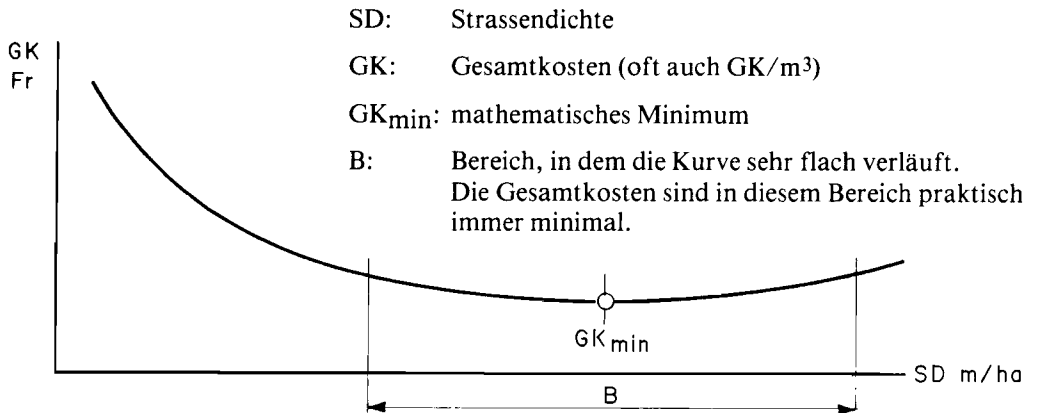
In zahlreichen Arbeiten [ABEGG (1978), DIETZ (1979), KROTH (1973), SANKT-JOHANSEN (1971) usw.] wird mit Hilfe der vorher beschriebenen Methoden nach der optimalen Strassendichte gesucht, nach jener Strassendichte, bei der die Belastung der

Nutzung durch Neubau- und Unterhaltskosten einerseits und durch Pflege- und Erntekosten andererseits ein Minimum ist. Dabei werden die übrigen Vor- und Nachteile, die sich für den gesamten Forstbetrieb aus einer mehr oder weniger hohen Strassendichte ergeben, miteinkalkuliert, soweit sie quantitativ erfassbar sind.

Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die graphischen Darstellungen der Resultate haben alle denselben charakteristischen Verlauf (Abb. 1.26).

Abb. 1.26: Gesamtkosten in Abhängigkeit der Strassendichte



Die Gesamtkosten setzen sich zusammen aus: Strassenneubau-, Strassenunterhaltskosten; Feinerschliessungskosten (Bau und Unterhalt); Pflege- und Holzerntekosten usw. Es sind die von der Strassendichte abhängigen Kosten.

- Die Gesamtkosten steigen sowohl bei geringer wie auch bei allzu hoher Strassendichte an. Bei geringer Strassendichte sind dafür die wachsenden Kosten für das Bringen, die Arbeitswege, den Unterhalt von Rückegassen und Maschinenwegen oder die Installation von Seilkrananlagen sowie die Ertragsausfälle durch Rückeschäden verantwortlich. Es sind dies zur Hauptsache Lohnkosten. Bei hoher Strassendichte sind es die Kosten für die Amortisation, die Verzinsung und den Unterhalt der Strasse sowie die Ertragsausfälle durch die Strassenschneisen.
- Die Überschreitung der rechnerisch optimalen Strassendichte bringt eine vorerst mässige Zunahme der Gesamtkosten. Unterhalb des Optimums wachsen diese Kosten mit abnehmender Strassendichte sehr rasch.
- Die Strassendichte muss nach Hangneigung, Bodentragfähigkeit und den dadurch bedingten unterschiedlichen Erschliessungskonzepten differenziert werden.

Es wäre falsch, die Abbildung 1.26 so zu interpretieren, dass die rechnerisch ermittelte optimale Strassendichte ein fixer Maximal- bzw. Minimalwert ist, den es in jedem Fall einzuhalten gilt. Die Rechenverfahren sind zweifelsohne fehlerlos. Die vielen Annahmen und Zukunftsspekulationen jedoch lassen bei einer allzu exakten Interpretation der Ergebnisse berechtigte Zweifel aufkommen. Das Ergebnis ist nicht eine fixe, optimale Strassendichte, sondern es sind zwei nicht exakt festlegbare Grenzen (minimale und maximale Strassendichte), innerhalb welcher für jede Erschliessungseinheit die optimale Er-

schliessungsvariante, nicht nur aufgrund von monetär quantifizierbaren Grössen, gewählt werden kann. Die untere Grenze (minimale Strassendichte) ist dank des schroffen Anstiegs der Gesamtkosten bei kleiner Strassendichte mit grösserer Sicherheit zu bestimmen als die obere Grenze (maximale Strassendichte). Bleibt die Diskrepanz zwischen Lohnkostenzunahme und Maschinenkostenzunahme in Zukunft bestehen, wird sich die untere Grenze allgemein nach oben (grössere Strassendichte) verschieben. Die obere Grenze ist sehr schwierig festzulegen. Die meisten quantitativ nicht direkt oder schwierig erfassbaren Grössen (z.B. Verbesserung der künftigen Holzqualität durch dichtere Erschliessung; planungs- und einrichtungstechnische Gliederungsfunktion; gute Zugänglichkeit für das Ernten und zeitgerechte Verwerten von Zwangsnutzungen usw.) beeinflussen die maximale Strassendichte. Werden die Grenzen nur aufgrund von quantitativ direkt erfassbaren Grössen gesetzt, so wird die obere Grenze sicher immer zu tief geschätzt.

Innerhalb des durch die Grenzen festgelegten Bereiches kann mit Hilfe eines Variantenvergleichs die für die Erschliessungseinheit beste integrale Variante gesucht werden. Das Gelände spielt dabei eine wesentliche Rolle (Neigung, Tragfähigkeit, Befahrbarkeit, Felspartien, vernässte Stellen usw.). Das Erschliessungskonzept kann innerhalb der Erschliessungseinheit, bedingt durch das Gelände, variieren. Dadurch wechselt auch die Strassendichte in Erschliessungseinheiten.

1.4 **Vorgehen bei der generellen Erschliessungsplanung**

Die folgenden Ausführungen beziehen sich zur Hauptsache auf eine Groberschliessung mit lastwagenbefahrbaren Strassen.

1.41 **Fixpunkte und Nullinie**

Eine Fläche wird durch parallele, gleichmässig verteilte Strassen am besten erschlossen. In flachem Gelände bietet eine derartige Strassenanordnung selten Probleme. Je steiler und kupierter jedoch das Gelände einer Erschliessungseinheit ist, umso schwieriger wird eine umfassende Erschliessung.

Im Gebirge müssen mit Strassen grosse Höhenunterschiede überwunden werden, wobei bestimmte Geländeteile aus finanziellen und landschaftsschützerischen Gründen nicht durchschnitten werden dürfen. Andere Gebiete und Punkte müssen hingegen mit der Strasse erschlossen werden. Orte, die nicht durchquert werden dürfen, werden negative Fixpunkte (negative Kardinalpunkte) genannt. Stellen, welche mit einer Strasse erreicht werden müssen oder können, heissen positive Fixpunkte (positive Kardinalpunkte).

Den positiven Fixpunkten kommt nicht immer die gleiche Bedeutung zu. Es wird deshalb zwischen positiven Fixpunkten 1., 2. und 3. Ordnung unterschieden.

Positive Fixpunkte 1. Ordnung sind für die generelle Erschliessungsplanung von ent-

scheidender Bedeutung. Sie beeinflussen die generelle Linienführung der Strasse weitgehend. Es sind dies Anschlüsse an das übergeordnete Strassennetz, günstige Stellen für Bach- oder Grabenquerungen (Brücke, Durchlass, Furt), flache Stellen für Abzweigungen und Wendeplatten, flache Geländepartien allgemein, Stationen von Seilanlagen usw. Von diesen wichtigen Fixpunkten aus erfolgt das Aufsuchen der Nulllinie.

Positive Fixpunkte 2. Ordnung können die generelle Linienführung der Strasse beeinflussen. Ihre Bedeutung ist allerdings nur so gross, dass sie auch mit Stichstrassen erschlossen werden können. Solche Punkte sind Alphütten, Weiler, Baustoffvorkommen usw.

Positive Fixpunkte 3. Ordnung beeinflussen die generelle Linienführung der Strasse nicht. Erst bei der Übertragung der generellen Linie vom Plan ins Gelände, können sie Verschiebungen und kleine Neigungsänderungen der Linie verursachen, um bautechnisch günstige Gebiete auszunützen und um dadurch eine Verminderung der Baukosten zu erreichen. Geländeterrassen, alte Wege usw. stellen positive Fixpunkte 3. Ordnung dar.

Sämtliche negativen Fixpunkte sollen nach Möglichkeit gemieden werden. Die Durchquerung solcher Stellen — Rutschhänge, grosse Felspartien, enge Waldschluchten, Moore usw. — ist bautechnisch meist lösbar. Der Mehraufwand und das Risiko sind im Verhältnis zum Erfolg jedoch nicht zu verantworten. Seltene Biotop sind zu schonen.

Sind die positiven und negativen Fixpunkte einmal festgelegt, sind sie zu verbinden bzw. zu umfahren. Die Nulllinie ist die Verbindung von positiven Fixpunkten untereinander. Die Neigung zwischen zwei direkt verbundenen Fixpunkten bleibt gleich und liegt innerhalb der vorgeschriebenen Werte.

1.42 Hilfsmittel

Für die generelle Erschliessungsplanung sind Informationen über die Geländebeziehungen, speziell die Hangneigung und die Bodentragfähigkeit, sehr wichtig. Aber auch die Landschaft und die Vegetation der Erschliessungseinheit interessieren den Planer. Diverse Karten und Pläne sind notwendige Hilfsmittel für die generelle Erschliessungsplanung.

1.421 *Topographische Karten und Pläne*

Für die generelle Erschliessungsplanung eignen sich vor allem die topographischen Landeskarten der Schweiz in den Massstäben 1:50 000 und speziell 1:25 000, sowie Vergrößerungen (Kartenausschnitte) in den Massstäben 1:10 000 und 1:5 000.

Auf diesen Karten sind viele, wichtige Details festgehalten:

- Gelände- und Vegetationsgliederung
- Seen, Sümpfe, Wasserläufe
- Ortschaften, Weiler und andere Überbauungen
- bestehende Strassen und Wege
- Eisenbahnlinsen, Seilbahnen, Starkstromleitungen usw.

Wie nützlich die topographischen Karten zur Bestimmung der Geländeneigung sind, wurde bereits dargelegt (vgl. Abschnitt 1.2311).

1.422 *Geologische Karten*

Die geologischen Karten (1:500 000 ganze Schweiz; 1:25 000 Regionen) enthalten viele nützliche Angaben über die Untergrundverhältnisse und die Entstehung des Baugrundes. Sie dienen zur Beurteilung der Bodentragfähigkeit und der Hangstabilität (Rutschgebiete = negative Fixpunkte). Nutzbare Baustoffe (Kiesvorkommen, Steinbrüche usw.) sind eingetragen. Den Karten liegt zudem eine separate Beschreibung bei.

1.423 *Geotechnische Karten*

Die geotechnischen Karten (1:200 000) stellen übersichtsmässig das Gestein vor, wie es sich als Baugrund oder Baustoff darbietet. Die Einteilung der verschiedenen Lockergesteine erfolgt nicht nach der Entstehungsart, wie bei den geologischen Karten, sondern nach der Beschaffenheit (Kornzusammensetzung, Plastizität, organische Anteile). Bei Fels sind dessen Zusammensetzung, Verfestigungsgrad und strukturelle Besonderheiten festgehalten. Gewinnungsstellen von Baustoffen sind nicht nach der Gesteinsart, sondern nach dem gewonnenen Material eingetragen. Den Karten liegt ebenfalls eine separate Beschreibung bei.

Die geotechnischen Karten enthalten gute Unterlagen für eine generelle Bodenbeurteilung. Für Detailinformationen weisen die Karten aber oft einen ungünstigen Massstab auf. Durch Feld- oder Laboruntersuchungen können geschätzte Kartenwerte verifiziert werden.

1.424 *Morphometrische Karten*

Die morphometrischen Karten sind in Abschnitt 1.232 beschrieben.

1.425 *Wirtschaftspläne, Integralpläne*

Aus dem Grundlagenplan eines Wirtschaftsplanes können folgende, für die generelle Erschliessungsplanung nützliche Angaben entnommen werden:

- Rechtsverhältnisse
- Natürliche Gegebenheiten (Klima, Geologie, Boden, Vegetation)
- Waldverhältnisse
- Betriebsorganisation (bisherige Erschliessung)
- Angestrebter Zustand und langfristige Programme

Der Betriebsplan gibt Auskunft über den Vorrat, den Zuwachs und die Nutzung.

Der frühere und heutige Stand der Erschliessung ist im Wirtschafts- oder im Integralplan verankert. Es ist demnach notwendig, die Resultate genereller Erschliessungsplanungen laufend in diese Pläne einfließen zu lassen.

1.426 *Luftbilder, Orthophotos*

Wegen den ausgezeichneten topographischen, geologischen und geotechnischen Karten, zu deren Erstellung Luftbilder herangezogen werden, hat das Luftbild als Hilfsmittel der generellen Erschliessungsplanung in der Schweiz keine grosse Bedeutung mehr.

Orthophotos sind Umbildungen, auf denen mit Ausnahme des Bildsturzes die Nachteile des Luftbildes (Radialverschiebungen, uneinheitlicher Bildmassstab) beseitigt sind. Mit eingezeichneten Höhenkurven sind Orthophotos ausgezeichnete Projektierungsgrundlagen.

Der Herstellungspreis schreckt noch davor ab, Orthophotos für die generelle Projektierung zu verwenden. Da diese Photos aber auch für die Herstellung von Bestandskarten sehr gut verwendet werden können, wird dieses Hilfsmittel in Zukunft bei der generellen Projektierung vermehrt zur Verfügung stehen.

1.43 **Arbeiten im Büro**

Sind all die genannten Hilfsmittel über die Planungseinheit gesammelt oder erarbeitet, können aufgrund der Hangneigungen, der Bodentragfähigkeiten und eventuell der Schwierigkeitsgrade bezüglich Hindernisse ein oder mehrere Erschliessungskonzepte erarbeitet werden. Bereits bestehende, allgemeinere Erschliessungskonzepte sind für die einzelnen Erschliessungseinheiten auf ihre Anwendbarkeit hin zu überprüfen.

Danach können mit Hilfe der Karten-, Plan- und evtl. Photogrundlagen positive und negative Fixpunkte ermittelt werden.

Unter Berücksichtigung all dieser Grundlagen werden für die Erschliessungseinheit(en) auf einer Karte oder einem Plan mögliche Erschliessungsvarianten studiert. Speziell im steilen Gelände geht es dabei um eine sinnvolle Verbindung zwischen positiven Fixpunkten, die unbedingt erreicht werden müssen.

Das Hauptaugenmerk ist auf die Längsneigung der künftigen Strasse zu richten. Die Verbindung zwischen zwei positiven Fixpunkten muss eine zulässige Neigung aufweisen.

Die mittlere Neigung (ν) zwischen zwei positiven Fixpunkten A und B lässt sich über den Tangens des Neigungswinkels α bestimmen:

$$\text{tg } \alpha = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

$$\nu = 100 \cdot \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

ΔH : Höhenunterschied zwischen A und B

ΔL : Horizontaldistanz A—B

ν : Neigung in ‰

Übersteigt die errechnete mittlere Neigung die zulässige Höchstneigung nicht, können die Punkte direkt verbunden werden. Ist die errechnete mittlere Neigung grösser als die tolerierte Höchstneigung, muss eine andere Verbindung zwischen den zwei positiven Fix-

punkten gesucht werden. Die Horizontalabstand ist mindestens um soviel zu verlängern, bis die Neigung $\leq \nu_{\max}$ ist. Dies kann u.a. durch Einlegen von einer oder mehreren Wendeplatten erreicht werden.

Liegt die mittlere Neigung zwischen zwei zu verbindenden positiven Fixpunkten im Toleranzbereich, kann die Nulllinie der geplanten Strasse situationsmässig auf der Karte (Plan) eingetragen werden. Da die Äquidistanz (h) der Höhenkurven betragsmässig gegeben und konstant ist, ist auch die horizontale Distanz, welche die Strasse zwischen zwei Höhenkurven bei gegebener Neigung zurückzulegen hat, bestimmbar und konstant. Diese horizontale Distanz zwischen zwei Höhenkurven wird — auf den Kartenmassstab (M) reduziert — Zirkelschritt (w) genannt. Der Zirkelschritt kann mit Hilfe eines Zirkels von Höhenkurve zu Höhenkurve abgetragen werden (Abb. 1.27).

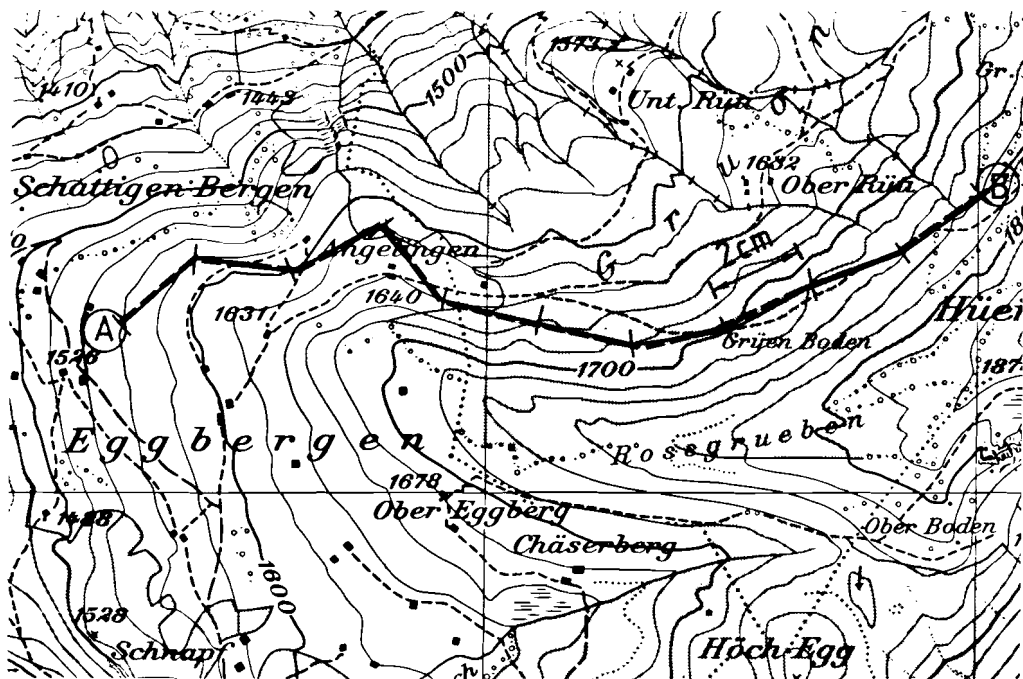
$$w = \frac{100 \cdot h}{\nu} \cdot M$$

- w : Zirkelschritt
- h : Äquidistanz
- ν : mittlere Neigung
- M : Kartenmassstab

Abb. 1.27: Zirkelschritt

h : 20 m
 ν : 10 ‰
M : 1:10 000

$$w = \frac{100 \cdot 20}{10} \cdot \frac{1}{10\,000} = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$



Um die 20 m Höhendifferenz von Höhenkurve zu Höhenkurve zu überwinden, sind bei einer mittleren Steigung von 10‰ 200 m Horizontalabstand notwendig. Auf den Kartenmassstab (1:10 000) reduziert sind das 2 cm.

Meist ist die über den $\tan \alpha$ bestimmte mittlere Neigung zu hoch, um zwei Fixpunkte A und B mit dem Zirkelschritt im ersten Versuch verbinden zu können. Die mit dem Zirkelschritt eingetragene Nulllinie ist länger als die Horizontalabstand A—B. Durch mehrere Versuche kann die Neigung der Nulllinie (Kartengenauigkeit) gefunden werden.

Die im Büro gefundenen und als sinnvoll erachteten Erschliessungsvarianten werden auf einer Karte oder einem Plan (evtl. auf Transparentpapier) eingezeichnet. Diese Grundlage ermöglicht das Abstecken der verschiedenen Varianten im Gelände.

Bevor die Varianten jedoch im Gelände überprüft werden können, sind noch ein oder mehrere Normalprofile der zu projektierenden Strasse anzufertigen. Dank diesen Profilen kann an kritischen Stellen der Verlauf der künftigen Strasse veranschaulicht werden.

Erst wenn die Varianten im Gelände auf ihre Ausführbarkeit hin überprüft sind, kann mit Hilfe der in Abschnitt 1.33 beschriebenen Verfahren die ökonomischste unter den technisch möglichen und sinnvollen Varianten gewählt werden. Diese Erschliessungsvariante wird zum Generellen Projekt ausgearbeitet.

Für die gewählte Groberschliessungsvariante wird die Feinerschliessung vervollständigt, wie dies in Abschnitt 1.25122 gezeigt wird. Überlegungen zur Feinerschliessung werden natürlich nicht erst am Schluss, sondern während der ganzen Planung angestellt.

1.44 Arbeiten im Gelände

Die im Büro erarbeiteten und als sinnvoll ausgewählten Erschliessungsvarianten sind im Gelände nach verschiedenen Gesichtspunkten eingehender zu studieren:

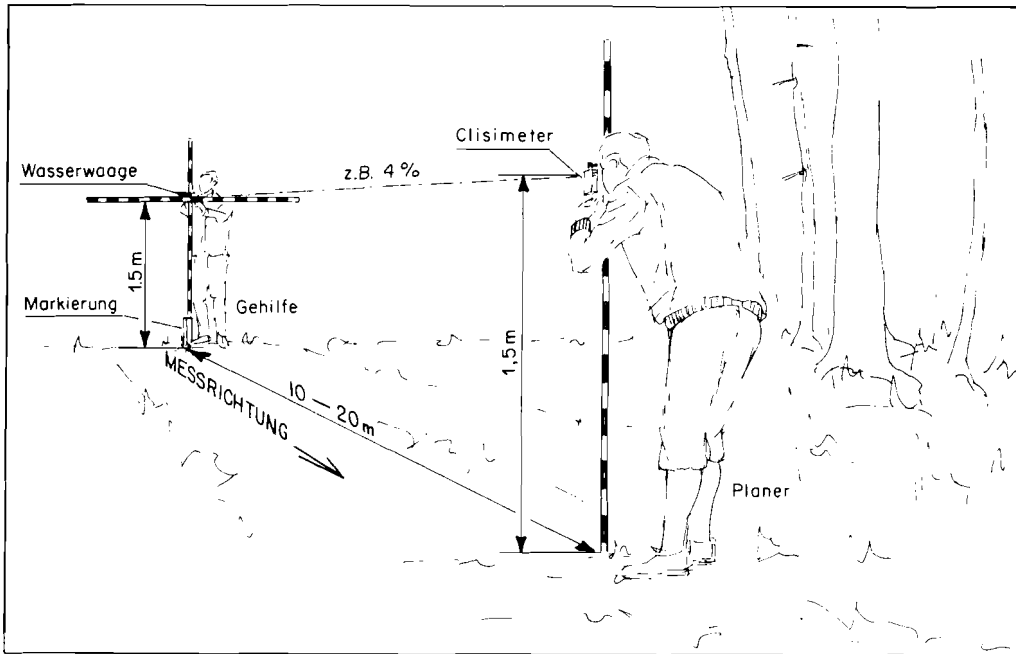
- Ausnützung des Geländes (flache, gut tragfähige Partien; wenig Hindernisse)
- Erschliessungswert
- Anschluss bereits bestehender Erschliessungsanlagen
- Landschaftsbild usw.

Zu diesem Zweck werden die Nulllinien der verschiedenen Varianten mit Hilfe eines Gefällsmessers ins Gelände übertragen. Dabei hat sich folgendes Vorgehen bewährt (vgl. Abb. 1.28): Der Messende ist mit einem Clisimeter und einem Jalon ausgerüstet; er arbeitet mit einem, seltener mit zwei Gehilfen. Der eine Gehilfe hält ein Visierkreuz, am besten mit zwei Jalons (ein Jalon lotrecht, ein Jalon waagrecht), der zweite Gehilfe schneidet die Visierlinie frei. Gefällsmesser (an Jalon) und Visierkreuz werden für jede einzelne Visur auf gleicher Höhe über Boden gehalten, z.B. 1.50 m.

Der Messende geht zweckmässigerweise voraus und visiert sich mit der im Büro errechneten Neigung auf die Linie gleicher Neigung (Nulllinie) ein. Die Punkte der Nulllinie werden markiert (Markierband; ca. 1.0 m langer Pflock mit Kennzeichnung). Die Abstände zwischen den einzelnen Punkten betragen je nach Sichtverhältnissen und Geländeform 5 bis 30 m (schlechte Visurmöglichkeit z.B. in Dickungen).

Der Polygonzug der Nulllinie auf dem Plan hat relativ lange Polygonseiten (in der Regel > 150 m). Im Gelände sind die Polygonseiten nur 5 bis 30 m lang, d.h. der Polygonzug passt sich dem Gelände viel stärker an. Er wird daher gegenüber dem Polygonzug auf dem Plan etwas länger.

Abb. 1.28: Abstecken der Nulllinie



Je nach der Geländegliederung muss für die Absteckung der Nulllinie im Gelände eine Neigung gewählt werden, die $1/4$ bis $1/2\%$ kleiner ist als diejenige des Zirkelschrittes auf dem Plan. Die endgültige Nulllinie wird für die Absteckung der Strassenachse gestreckt, d.h. kürzer. Die gestreckte Nulllinie (Polygonzug der zukünftigen Strasse) erreicht daher wieder ungefähr die Neigung der Nulllinie auf dem Plan.

Beim ersten Abstecken der Nulllinie gelangt man meistens nicht genau zum vorgesehenen Fixpunkt. In einem solchen Fall ist die Höhendifferenz zwischen dem erreichten Punkt und dem Fixpunkt zu ermitteln und für die zweite Absteckung zu berücksichtigen.

Beispiel

Beim ersten Versuch liegt der erreichte Punkt um ca. 2.50 m höher als der angezielte Fixpunkt. Die Strecke zwischen den beiden Fixpunkten beträgt ca. 750 m. Die 2. Absteckung der Nulllinie ist daher mit einer um $1/3\%$ kleineren Neigung vorzunehmen. Bei diesem 2. Durchgang sind die Markierungen des 1. Durchganges zu entfernen (Verwechslungsgefahr).

Durch kleine Neigungsänderungen zwischen zwei Fixpunkten können evtl. bautechnisch bedeutend günstigere Geländepartien ausgenutzt werden (Geländeterrassen, günstige Stellen zum Abstützen von Böschungen, Kunstbauten usw.).

Diese positiven Fixpunkte 3. Ordnung haben keinen Einfluss auf die generelle Linienführung; sie können aber eine Verschiebung der Strassenachse um mehrere Meter zur Folge haben. Solche Änderungen sind nur im Rahmen der zulässigen Neigungen gestattet und müssen wirkliche Kosteneinsparungen bringen.

Häufig wird im Gelände erst die grundsätzliche Möglichkeit einer Variante abgeklärt und ihre Vor- und Nachteile festgehalten. Die eindeutige Festlegung der Nulllinie im Gelände

(inkl. Fixpunkte 3. Ordnung) wird oft nur an der definitiv gewählten Variante vorgenommen.

Erfolgen die Absteckung der Nulllinie und die Absteckung des Detailprojektes in grossem zeitlichem Abstand, ist die gewählte Nulllinie gut und eindeutig zu verpflocken (evtl. durchnummerieren). Ganz besonders sind Neigungsänderungen und Neigungswechsel zu kennzeichnen.

1.45 **Spezielle Probleme**

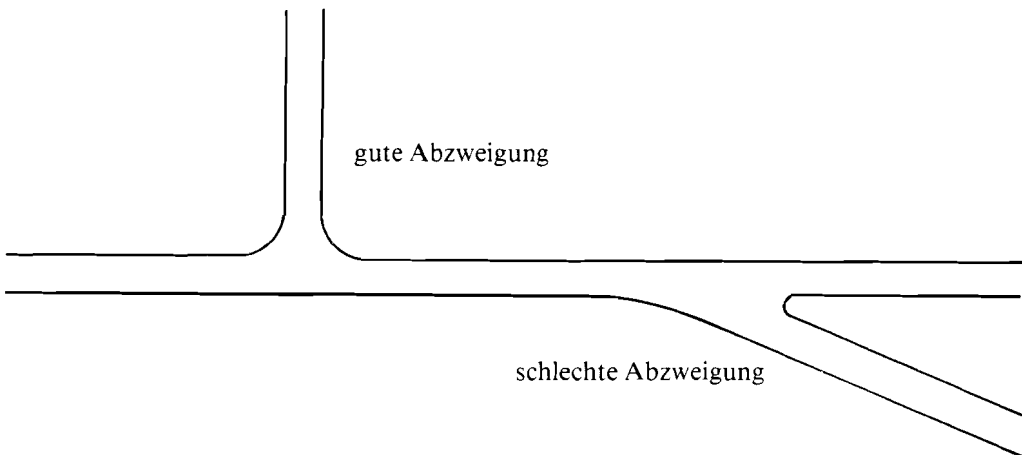
Beim Abstecken der definitiven Nulllinie im Gelände sind Spezialfälle wie Abzweigungen und Kreuzungen, Wendeplatten, Bach- oder Grabenquerungen, Rippen und Mulden, enge Kurven, grosse Neigungsänderungen und Neigungswechsel besonders zu berücksichtigen. Versäumnisse im Generellen Projekt können im Detailprojekt, bzw. beim Bau, nicht oder nur mit grossem technischem und finanziellem Aufwand korrigiert werden.

1.451 *Abzweigungen und Kreuzungen*

Abzweigungen und Kreuzungen sind bereits bei der generellen Projektierung zu studieren, damit sie später sowohl in der Situation wie im Längensprofil gut aufeinander abgestimmt sind.

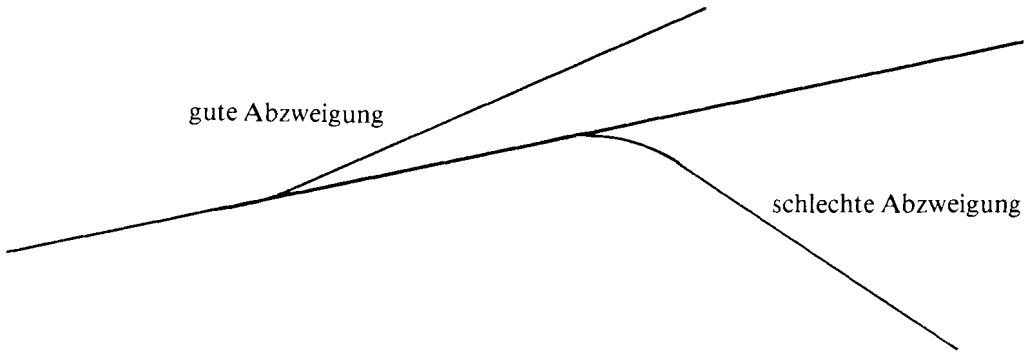
Situationsmässig sollten sich zwei Strassen möglichst im rechten Winkel trennen (Erschliessungseffekt, Abb. 1.29). Im steilen Gelände ist das nicht möglich. Durch die Wahl flacher Geländepartien einerseits und günstiger Längsneigungsverhältnisse andererseits gewinnen die Strassen bald Abstand voneinander.

Abb. 1.29: Situation von Abzweigungen



Im Längensprofil ist jedoch darauf zu achten, dass zwei sich gabelnde Strassen zunächst nicht allzu grosse Neigungsdifferenzen oder sogar Neigungswechsel aufweisen (Abb. 1.30).

Abb. 1.30: Längenprofil von Abzweigungen

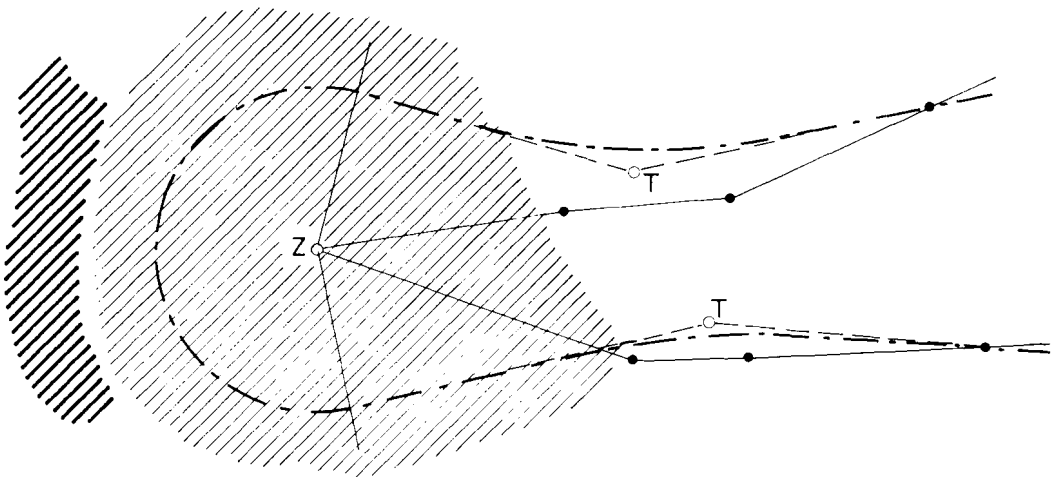




1.452 *Wendeplatten*

Wendeplatten (Haarnadelkurven, Kehren) sind Kurven mit grossem Zentriwinkel ($\geq 160^\circ$) und kleinem Radius (8–25 m). Meist werden Wendeplatten im steilen Gelände nötig, wenn zwei positive Fixpunkte nicht direkt mit der zulässigen Höchstneigung verbunden können.

Um grosse Massenverschiebungen, tiefe Einschnitte, hohe Dämme und Kunstbauten möglichst zu vermeiden, sind Wendeplatten in flachen oder relativ flachen Geländepartien anzulegen. Geeignete Stellen im Gelände werden zu positiven Fixpunkten (Abb. 1.31).

Abb. 1.31: Situation einer Wendeplatte



-  kritischer Bereich
-  günstiger Platz
- Nulllinie
- - - zukünftige Strassenachse
- Z Nulllinienwende

Bei der generellen Projektierung einer Wendeplatte sind folgende Punkte zu beachten:

- Die Nulllinie sollte vor und nach der Wendeplatte mit maximal 10% Neigung abgesteckt werden. Da die künftige Strassenachse länger wird als die abgesteckte Nulllinie (Abb. 1.31), kann die Längsneigung der Strasse in der Wendeplatte meist auf das vorgeschriebene Mass reduziert werden. Genügt diese Reduktion nicht, kann entweder das Zentrum der Wendeplatte verschoben oder die Steigung der Nulllinie vor und nach der Wendeplatte verkleinert werden.
- Die Nulllinie wendet im Bereich des künftigen Wendeplattenzentrums. Der Verlauf der zukünftigen Strasse kann konstruiert werden, wenn der Radius, die Strassenbreite und die Verbreiterung in der Wendeplatte bekannt sind. Da Wendeplatten sehr oft an den Rand von unüberwindbaren Hindernissen zu liegen kommen, ist die Überprüfung des Strassenverlaufs sehr wichtig. Vor solchen Barrieren muss die Nulllinienwende so gewählt werden, dass das Zentrum evtl. auch noch 3—4 m auf das Hindernis zu verschoben werden kann, ohne dass der äussere Strassenrand in dieses zu liegen kommt.

1.453 *Bach- oder Grabenquerungen: Brücke, Durchlass, Furt*

In den Voralpen und im Gebirge ist das Gelände oft steil und von Runsen und Gräben durchzogen. Je nach den Niederschlagsverhältnissen (auch Schneeschmelze), den Untergrunds- und Vegetationsverhältnissen und der Form und Grösse des Einzugsgebietes fliesst in diesen Gräben viel oder wenig Wasser. Zeitweise sind die Bachbetten trocken. Die einen Bäche führen Geschiebe und Geschwemmsel, andere nicht. Im Winter können in ihnen Lawinen zu Tale sausen.

Solche Gräben können mit einer Brücke, einem Durchlass oder einer Furt gequert werden:

- Bei Brücken und Durchlässen (Plattendurchlass, Röhrendurchlass) soll sich das Strassenplanum ständig oberhalb des Wasser-, Geschiebe- oder Geschwemmselpegels befinden.
- Bei Furten (Abb. 1.32) bildet die Strassenoberfläche dauernd oder zeitweise die Grabensohle. Die Wasser-, Geschiebe-, Geschwemmsel- oder Lawinenführung erfolgt je nach der anfallenden Materialmenge und -art dauernd oder zeitweise über die Strasse.

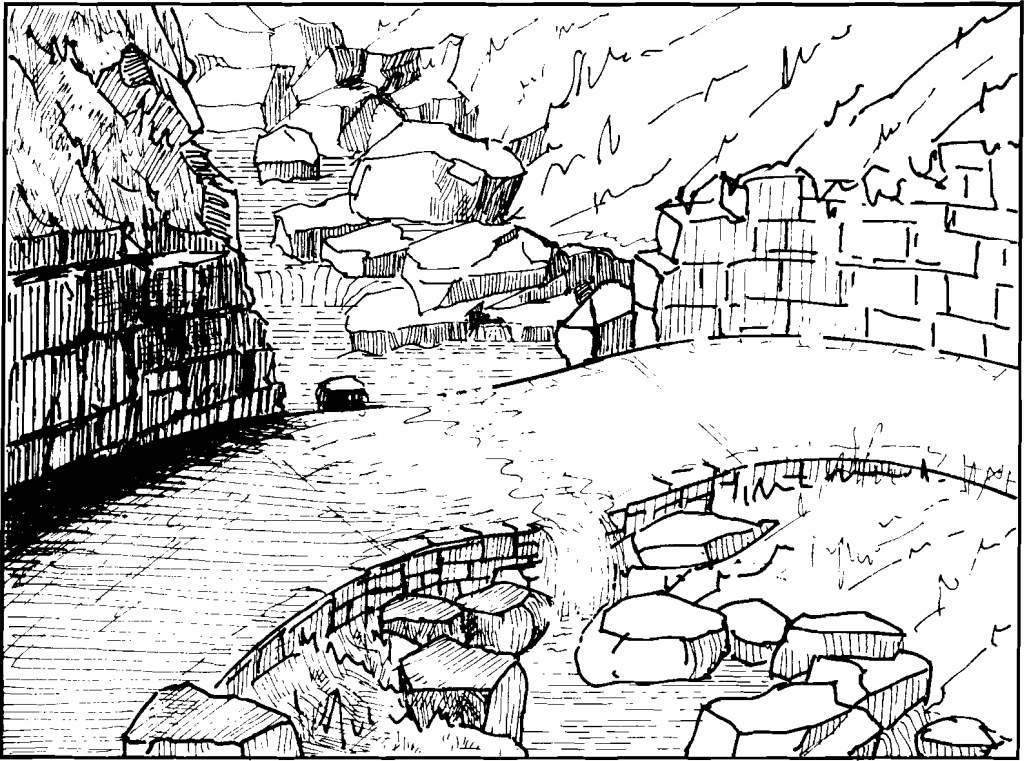
Um sich für einen Grabenquerungstyp entscheiden zu können, sind genaue Kenntnisse über den Charakter der Wasser-, Geschiebe-, Geschwemmsel- und Lawinenführung im zu querenden Graben unerlässlich.

Es kann kein Allgemeinrezept abgegeben werden, wann welcher Typ zu wählen ist. In der folgenden Zusammenstellung sind Faktoren, welche die Wahl beeinflussen, aufgezählt.

Brücke:

- viel Wasser; Geschiebe und Geschwemmsel; keine Lawinen
- keine Störung der natürlichen Stabilität des Grabens
- viel Verkehr (Fahrkomfort)
- Wintersicherheit (Schneeräumung)
- grosse Höhendifferenz Gradienten—Bachsohle

Abb. 1.32: Furt



Durchlass:

- wenig Wasser; wenig Geschiebe und Geschwemmsel; Lawinen
- keine Einschränkung von Linienführung und Verkehr

Furt:

- wenig Wasser; viel Geschiebe und Geschwemmsel; Lawinen
- wenig Verkehr
- Integration in Bachverbauung

1.4531 Nullinie im Bereich von Brücken und Durchlässen

Brücken und Durchlässe stellen meist keine besonderen Anforderungen an die Neigung der Nullinie. Besteht die Gefahr der Eisbildung, so sollte die Neigung auf Brücken nicht über 6% liegen.

Erfordern Gelände und Ausbaustandard der Strasse eine Brücke, so sind optimale Standorte der Widerlager positive Fixpunkte. Im Gelände wird von diesen wichtigen Punkten aus die Nullinie nach rückwärts und nach vorwärts abgesteckt.

1.4532 Nulllinie im Bereich von Furten

Führt ein Bach Geschiebe und Geschwemmsel mit sich, erfolgt wegen der künstlichen Verflachung des Grabens im Furtbereich ein Materialstau. Das nachfolgende Wasser, Geschiebe und Geschwemmsel hat die Tendenz, seitlich auszubrechen (geringster Widerstand) und die Strasse hinunterzufließen. Dadurch werden grosse Schäden verursacht (Schäden am Strassenoberbau und -unterbau, Vernässung des Untergrundes, Erosion). Durch eine geschickte Führung der Nulllinie können diese Vorfälle praktisch vermieden werden. Wenn die Strasse beidseits des Grabens über eine gewisse Strecke möglichst steil ansteigt, wird die Wasser-Geschiebeführung stark eingengt und kanalisiert. Der Wildbach erfährt kaum eine Richtungsänderung und folgt bei Hochwasser und Murgängen seinem ursprünglichen, stabilen Weg.

Strassen müssen im Gebirge oft mit der maximal zulässigen Steigung gebaut werden. Das Gegengefälle bewirkt bei Furten einen Höhenverlust (Abb. 1.33), der bereits bei der generellen Erschliessungsplanung berücksichtigt werden muss. Der Höhenverlust hängt ab von der Länge und der Grösse des Gegengefalles. Die Abbildung 1.34 zeigt den Höhenverlust in Furten für Steigungen vor und nach der Furt von 10%.

Abb. 1.33 Verlauf der Gradiente im Bereich einer Furt (überhöht)

F : Durchflussquerschnitt

Δh : Höhenunterschied im Gegengefälle = Höhenunterschied zwischen dem höchsten Gradientenpunkt vor der Furt (O) und dem tiefsten Punkt in der Furt (U)

Δd : Länge des Gegengefalles = Horizontaldistanz zwischen O und U

ΔH : Höhenverlust der Strasse infolge der Grabenquerung mit Furt

K_i : Knickpunkt

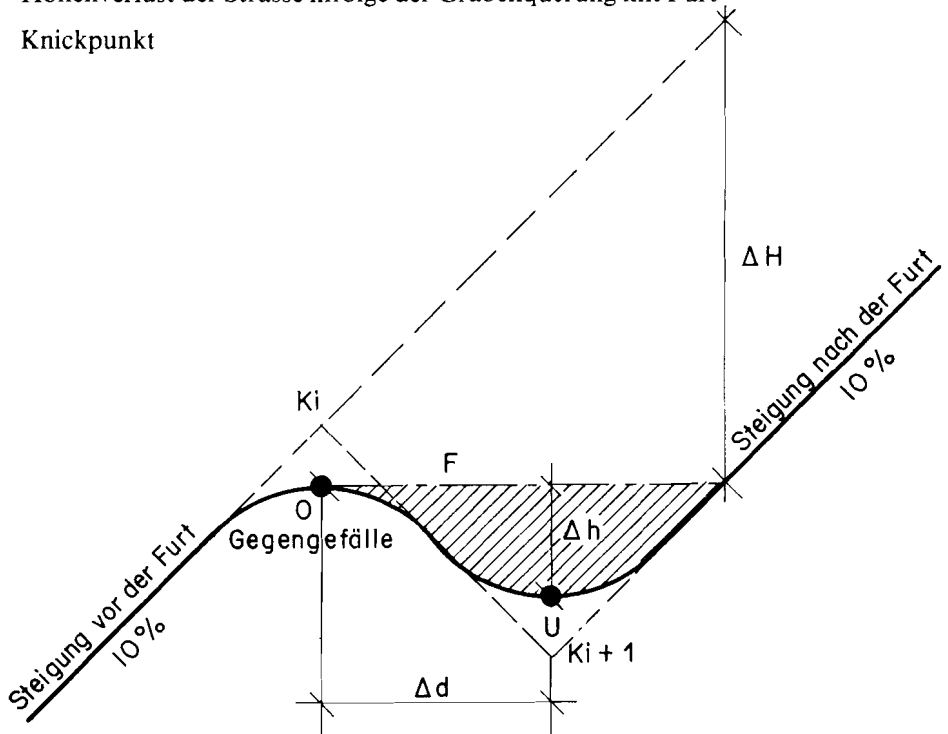
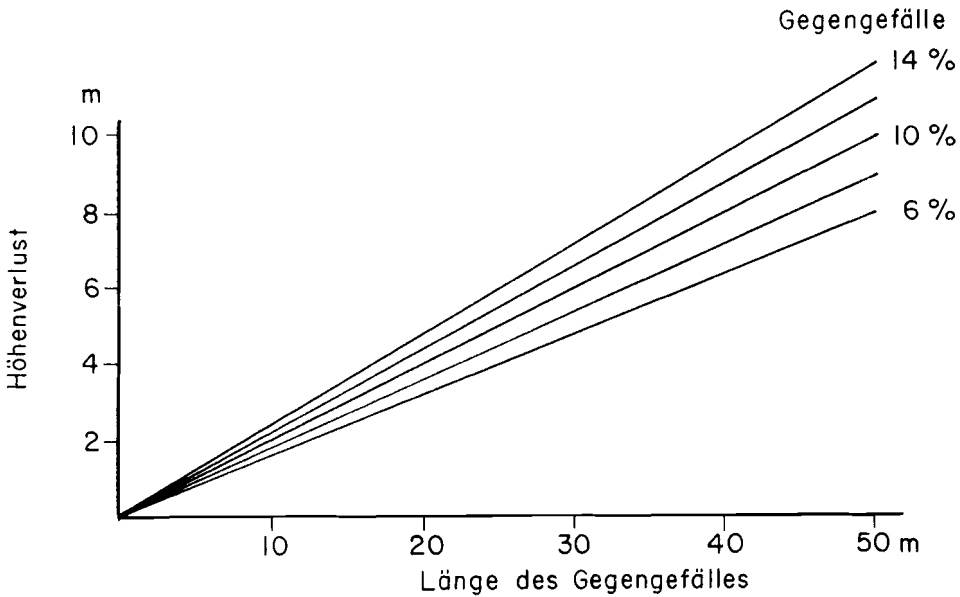


Abb. 1.34: Höhenverlust in Furten
(Neigung der Nulllinie vor und nach der Furt 10%)



Wird die Nulllinie in steilem Gelände durchgehend mit 10% abgesteckt, ist es im Detailprojekt nicht mehr möglich, der Gradienten in einer Furt den charakteristischen Verlauf zu geben, weil der Höhenverlust nicht berücksichtigt wurde. Die Furt soll möglichst der Grabenform angepasst werden.

Beim Abstecken der Nulllinie im Bereich von Furten empfiehlt sich folgendes Vorgehen:

- Wahl eines bestimmten Gegengefälles (Länge, Neigung), das dem Gelände angepasst ist. Aus den Abbildungen 1.35 und 1.36 kann aus der Länge des Gegengefälles und aus der Grösse des Durchflussquerschnitts die Neigung des Gegengefälles für Steigungen vor und nach der Furt von 8% bzw. 10% abgelesen werden. Für Furten sind spezifische Ausrundungslängen von 0.5 m/% bis ca. 2 m/% üblich.
- Die Nulllinie soll im Bereich des Grabens möglichst auf der Höhe der zukünftigen Strasse verlaufen. Die Ausrundungsparabel muss daher bereits mit der Nulllinie angenähert werden; dabei wird die Ausrundungslänge CA—CE (vgl. Abb. 1.37) in gleiche Teilstrecken von ca. 10 m Länge aufgeteilt. Für diese Teilstrecken werden die zugehörigen mittleren Neigungen ermittelt, die Neigung ändert proportional zur Länge.

Abb. 1.35: Gegengefälle in Furten: Länge und Neigung in Abhängigkeit des Durchflussquerschnitts bei 8% Steigung vor und nach der Furt

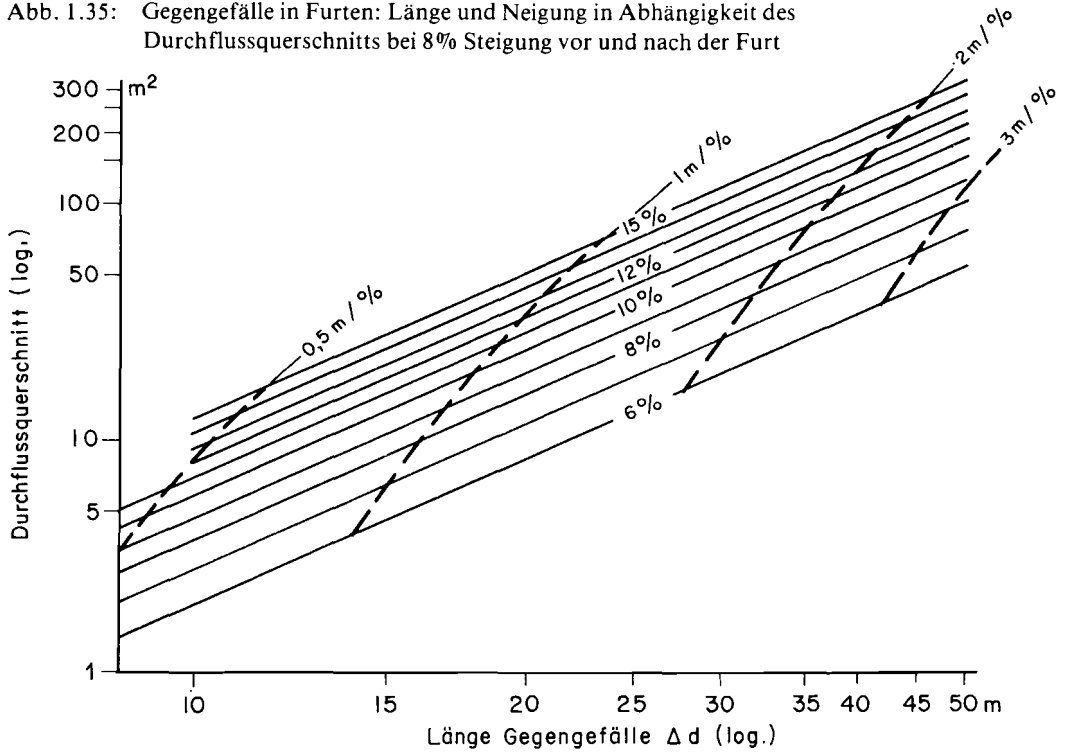
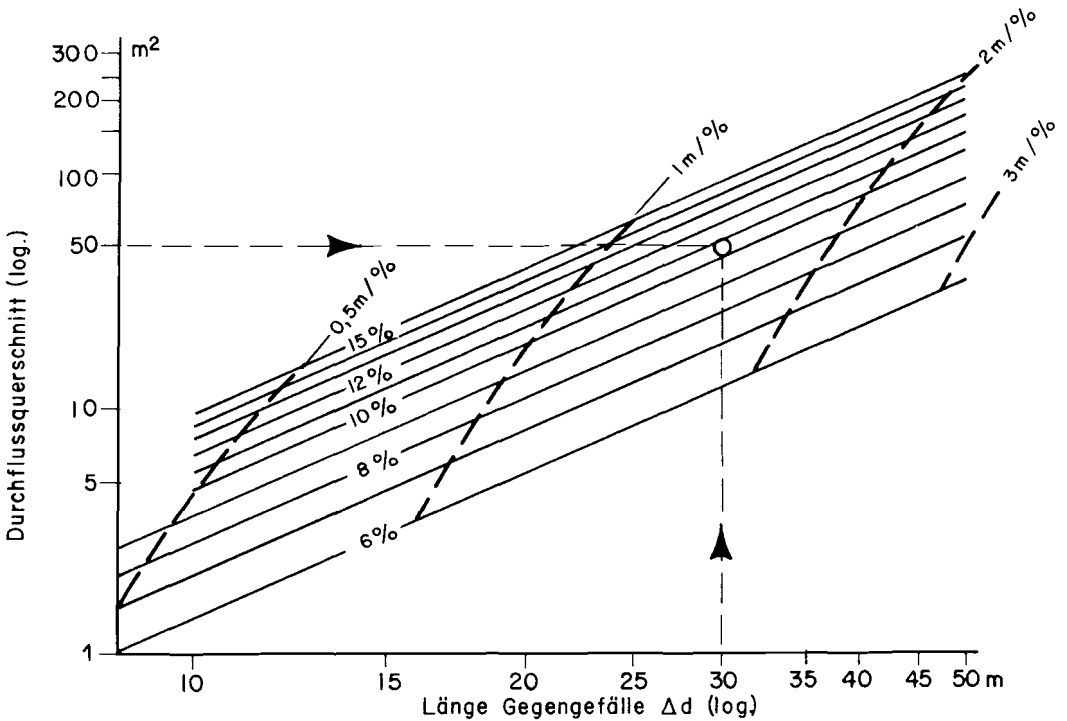


Abb. 1.36: Gegengefälle in Furten: Länge und Neigung in Abhängigkeit des Durchflussquerschnitts bei 10% Steigung vor und nach der Furt



Beispiel

Gegeben: Steigung vor und nach der Furt 10%
 Erforderlicher Durchflussquerschnitt 50 m²
 Länge des Gegengefälles 30 m

Gesucht: Neigung des Gegengefälles. Aus Abbildung 1.36 ergibt sich 10—11%.

Annäherung der Nulllinie an die Ausrundung:

Distanz CA₁–CE₁ = 30 m → 3 Teile: 10 m/ 10 m/ 10 m

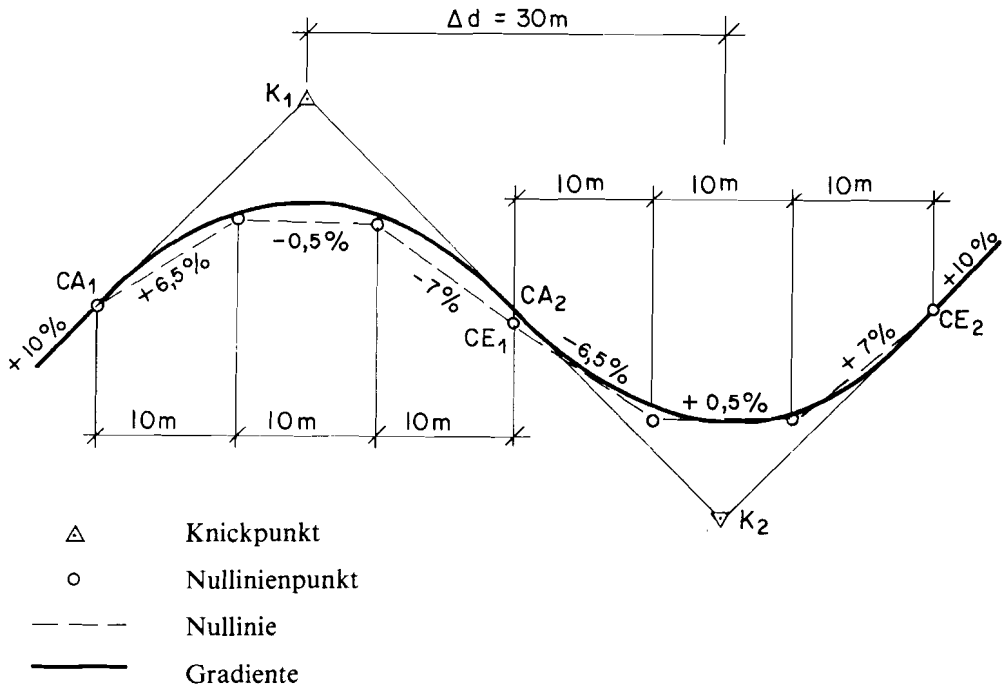
$\nu_1 = +10\%$, $\nu_2 = -10\%$

Neigungsänderung = -20% → 3 Teile: -7%/ -7%/ -6%

	Neigungs- änderung	Neigung	mittlere Neigung	Zwischen- distanz
CA ₁		+10%		
1'	-7%	+ 3%	+ 6.5%	10 m
2'	-7%	- 4%	- 0.5%	10 m
CE ₁	-6%	- 10%	- 7.0%	10 m

Die Nulllinie kann, wie in Abbildung 1.37 zu sehen ist, mit genügender Genauigkeit an die Parabel angepasst werden.

Abb. 1.37 Annäherung der Nulllinie an die Gradiente in einer Furt (überhöht)



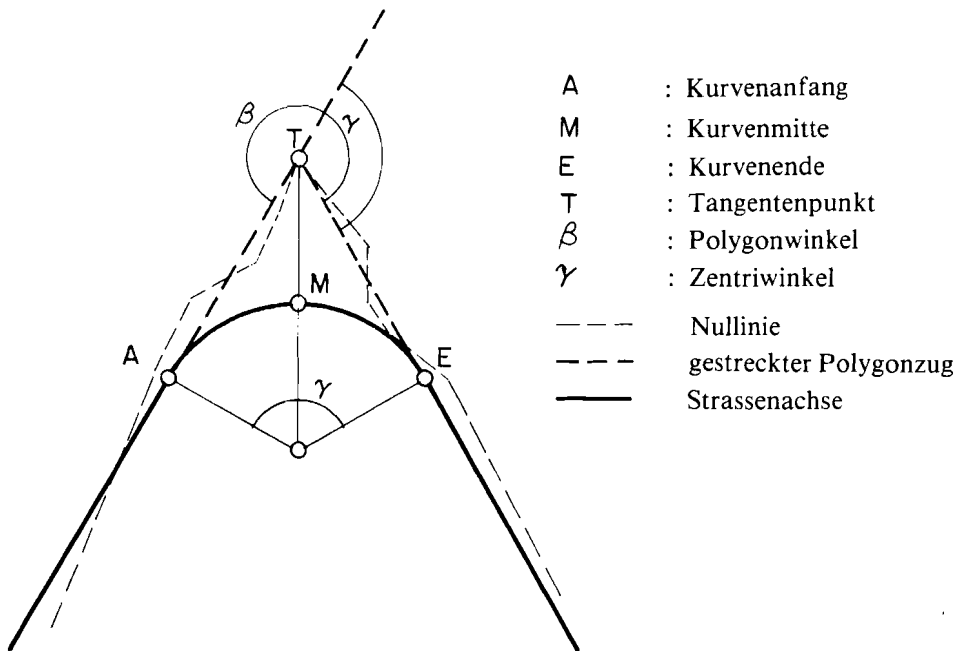
1.454 Rippen und Mulden — Enge Kurven

Rippen und Mulden, welche im Detailprojekt mit der Strasse ausgefahren werden, sind auch bei der generellen Projektierung mit der Nulllinie auszufahren.

Wird beispielsweise eine Rippe, welche mit der Nulllinie umfahren wurde, mit der Strasse durchschnitten, kann sich wegen der kürzeren Distanz eine zu grosse Neigung der Strassenachse ergeben.

Im Bereich enger Kurven ($\gamma > \text{ca. } 80^\circ$) wird bei der generellen Projektierung nicht die künftige Strassenachse abgesteckt. Die Abbildung 1.38 zeigt dies an einem Extremfall.

Abb. 1.38: Nulllinie und Strassenachse in einer engen Kurve



Die Länge der Tangenten (\overline{ATE}) ist in jedem Fall grösser als die Achslänge (\overline{AME}) der Strasse. Da die Strassenachse auf kürzere Distanz dieselbe Höhe im Punkt E erreichen muss, wird deren Längsneigung zwangsläufig grösser als die Neigung der Nulllinie. Der Neigungsunterschied ist bei grossen Zentriwinkeln beträchtlich.

Die Abbildung 1.39 zeigt die Neigung der Strassenachse (ν_{STR}) im Bereich enger Kurven in Abhängigkeit des Zentriwinkels und der Nulllinienneigung (ν_N).

Wird im Generellen Projekt die Nulllinie durchgehend mit 10% Neigung abgesteckt, ergeben sich in Kurven mit grossen Richtungsänderungen unerlaubt hohe Längsneigungen der Strassenachse (\overline{AME}). In solchen Kurven muss bereits bei der generellen Absteckung die Neigung im Bereich \overline{ATE} reduziert werden.

Die Abbildung 1.40 zeigt, mit welcher Längsneigung die Nulllinie abgesteckt werden muss, damit die Strassenachse die gewünschte Neigung aufweist.

Abb. 1.39: Neigung der Strassenachse ν_{STR} in Kurven in Abhängigkeit des Zentriwinkels γ und der Nulllinienneigung ν_N

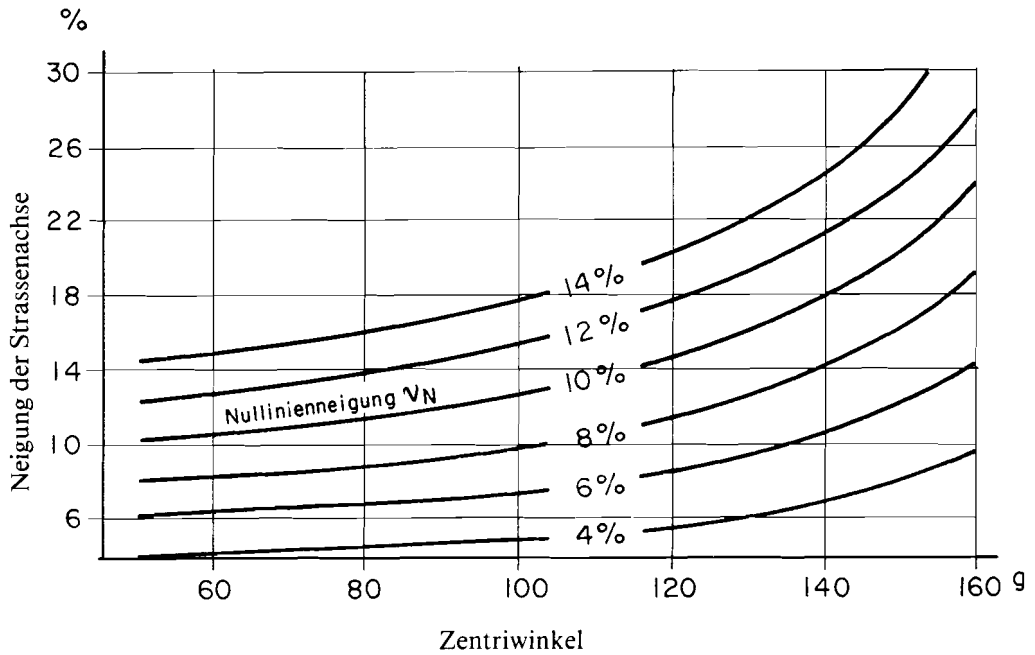
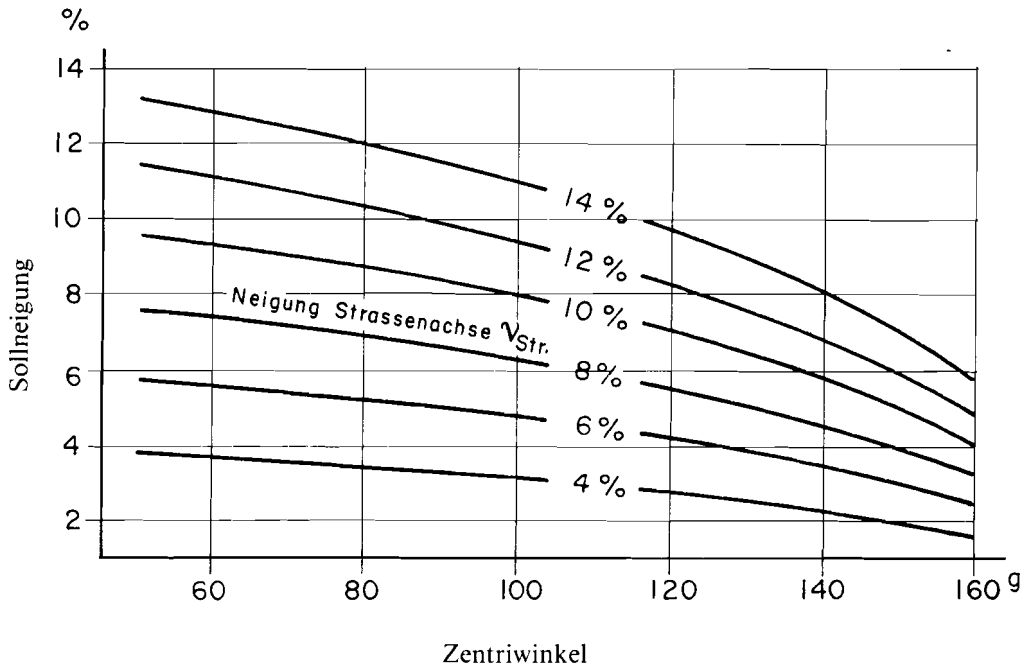


Abb. 1.40: Sollneigung ν_{SOLL} der Nulllinie in Abhängigkeit des Zentriwinkels γ und der gewünschten Neigung der Strassenachse ν_{STR}



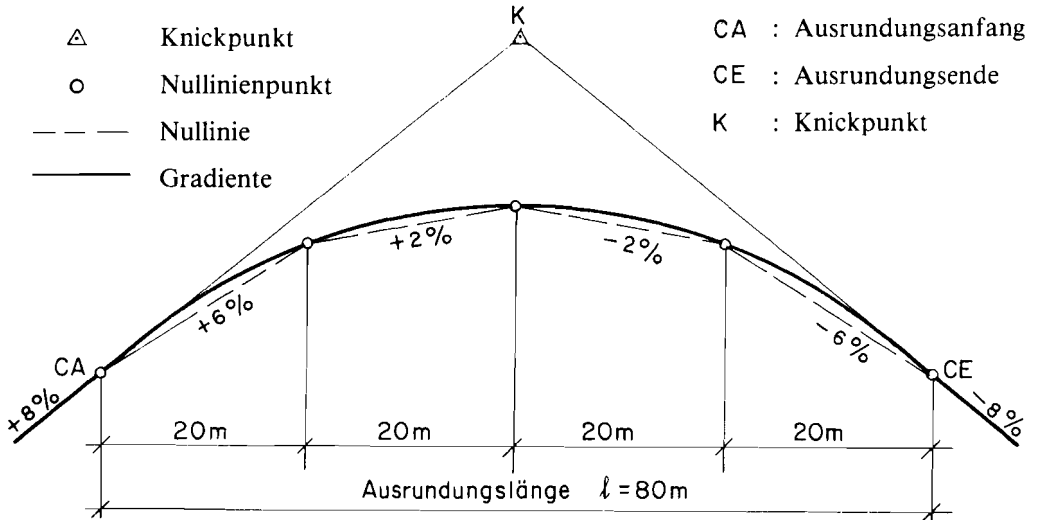
1.455 Grosse Neigungsänderungen und Neigungswechsel

Ist ein Neigungswechsel notwendig, so wird dieser im Detailprojekt durch eine Ausrundung allmählich vollzogen. Die Nulllinie soll möglichst auf der Höhe der zukünftigen Strasse verlaufen und muss deshalb an die Ausrundungsparabel angenähert werden. Damit können hohe Dämme und teure Kunstbauten vermieden werden.

Vorgehen

- Wahl der spezifischen Ausrundungslänge (ℓ_0), normalerweise 5—10 m/% Neigungsänderung
- Ungefähre Bestimmung des Ausrundungsanfangs (CA)
- Die Ausrundungslänge (ℓ) wird in gleiche Teilstücke zerlegt. Pro Teilstrecke wird die zugehörige mittlere Neigung ermittelt. Die Neigung ändert proportional zur Länge (vgl. Bsp. Furt, Abb. 1.37).

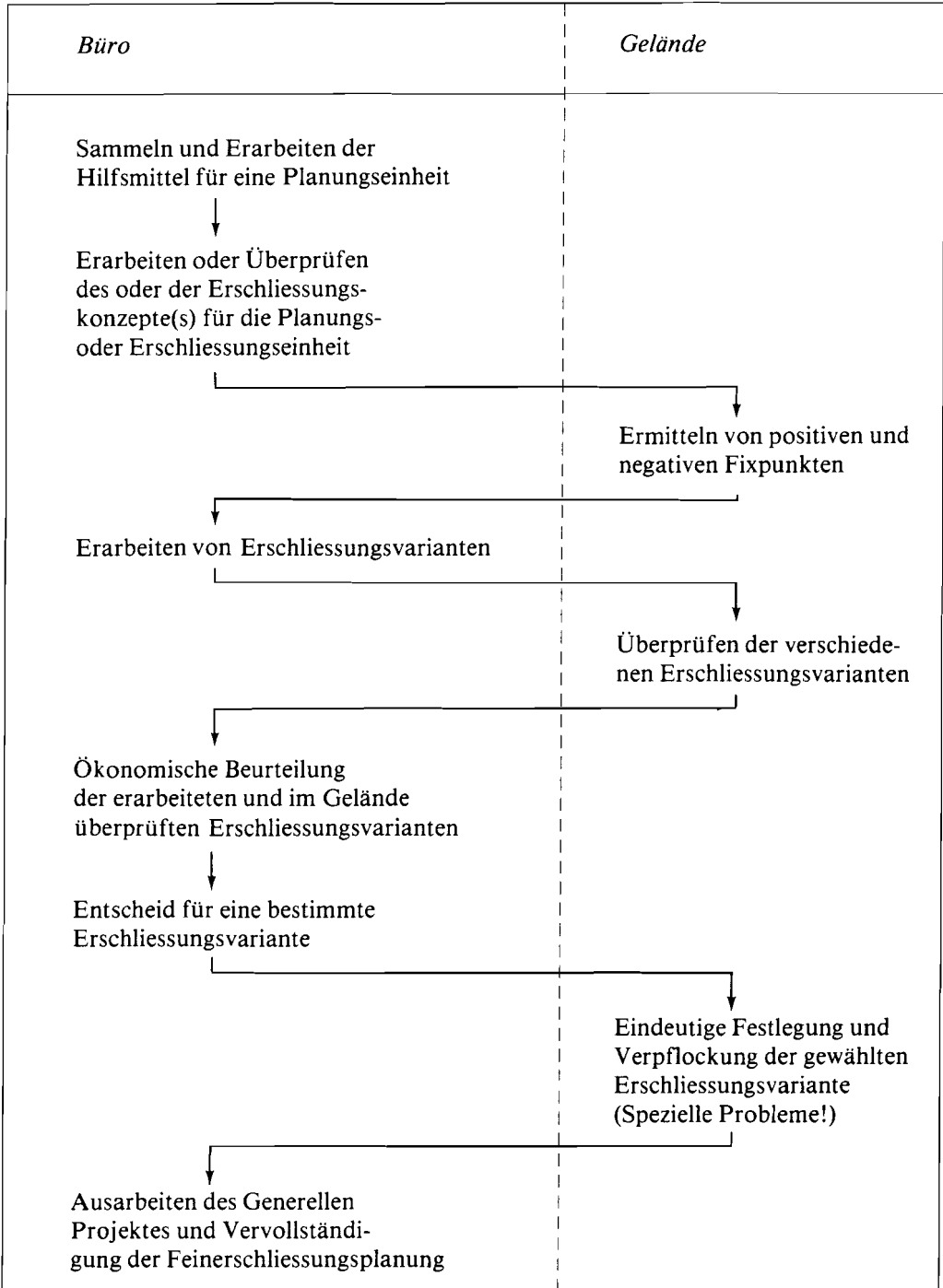
Abb. 1.41: Neigungswechsel im Längsprofil (überhöht)



Die Abbildung 1.41 zeigt einen Neigungswechsel von $+8\%$ auf -8% . Wird die Nulllinie nicht an die Ausrundungsparabel angepasst und die Neigung direkt von $+8\%$ auf -8% gewechselt, so liegt die Nulllinie in diesem Beispiel in der Ausrundungsmitte um 1.6m zu hoch.

1.46 **Flussdiagramm für das Vorgehen bei generellen Erschliessungsplanungen**

Abb. 1.42: Flussdiagramm für generelle Erschliessungsplanungen



1.5 **Das Generelle Projekt**

Ein durchdachtes Generelles Projekt ist unbedingte Voraussetzung für ein gutes Detailprojekt.

Werden für ein Erschliessungsprojekt Subventionsansprüche gestellt, ist in der von der Subventionsbehörde vorgeschriebenen Art ein Generelles Projekt herzustellen und mit den Dienststellen zu verkehren.

Das Bundesamt für Forstwesen hat die «Vorschriften für forstliche Projekte und ihre Unterstützung durch den Bund» (1978) herausgegeben, welche Projektierungs- und Formvorschriften enthalten.

1.51 **Plan mit genereller Linienführung (Nullinie)**

Gemäss den Projektierungsvorschriften (1978) ist das gewählte Erschliessungsnetz auf einem Plan 1:5 000 oder 1:10 000 einzuzeichnen.

1.52 **Kostenschätzung**

Zur Ermittlung der Kosten können Kostenvoranschläge früherer Projekte in ähnlichen Gebieten, Unternehmerofferten usw. herangezogen werden.

Die Kostenschätzung aufgrund der generellen Projektierung kann analog dem Kostenvoranschlag im Detailprojekt gegliedert werden.

1.521 *Unterbau*

Diese Kosten werden abschnittsweise pro Laufmeter geschätzt. Die Längenmessung erfolgt mit einem Kurvimeter.

Mit Hilfe von Abbildung 1.43 kann die mittlere Bauflächenbreite in Abhängigkeit von der Hangneigung, der Kronenbreite (= Horizontalstrecke im Strassenkörper: Fahrbahn + Bankett) und der berg- und talseitigen Böschungsneigung geschätzt werden.

Unter Beizug von Wirtschaftsplanunterlagen (Bestandeskarte) kann der Holzanfall aus Schneisen in Waldpartien und die Zahl von Stockrodungen oder Stockspaltungen ermittelt werden.

Die mittlere Abtragsmasse in Abhängigkeit von der Hangneigung, der Kronenbreite und der berg- und talseitigen Böschungsneigung kann aus Abbildung 1.44 herausgelesen werden. Der Anteil Felsabtrag wird in Prozenten des Gesamtabtrages geschätzt. Für Böschungsfüsse und Humusabtrag kann eine Pauschale eingesetzt werden.

In Abbildung 1.45 ist die mittlere Böschungslänge in Abhängigkeit von der Hangneigung, der Kronenbreite und der berg- und talseitigen Böschungsneigung abgebildet. Dank dieser Unterlage können die Kosten für das Herrichten der Böschungen und für die Böschungsbegrünung geschätzt werden.

Abb. 1.43: Bauflächenbreite in Abhängigkeit von Hangneigung und Kronenbreite

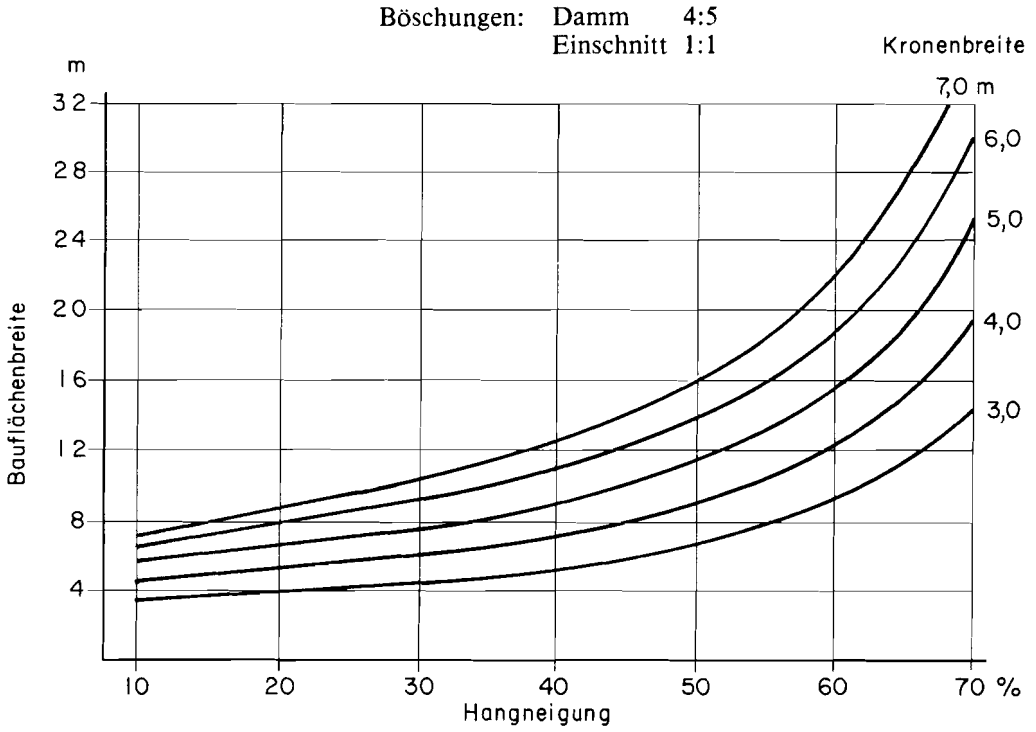


Abb. 1.44: Abtragsmasse in Abhängigkeit von Hangneigung und Kronenbreite

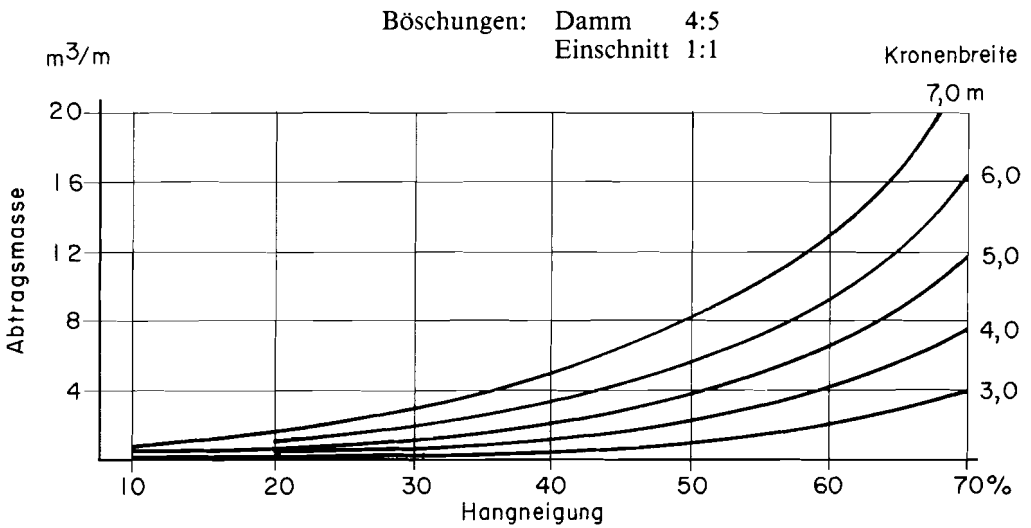
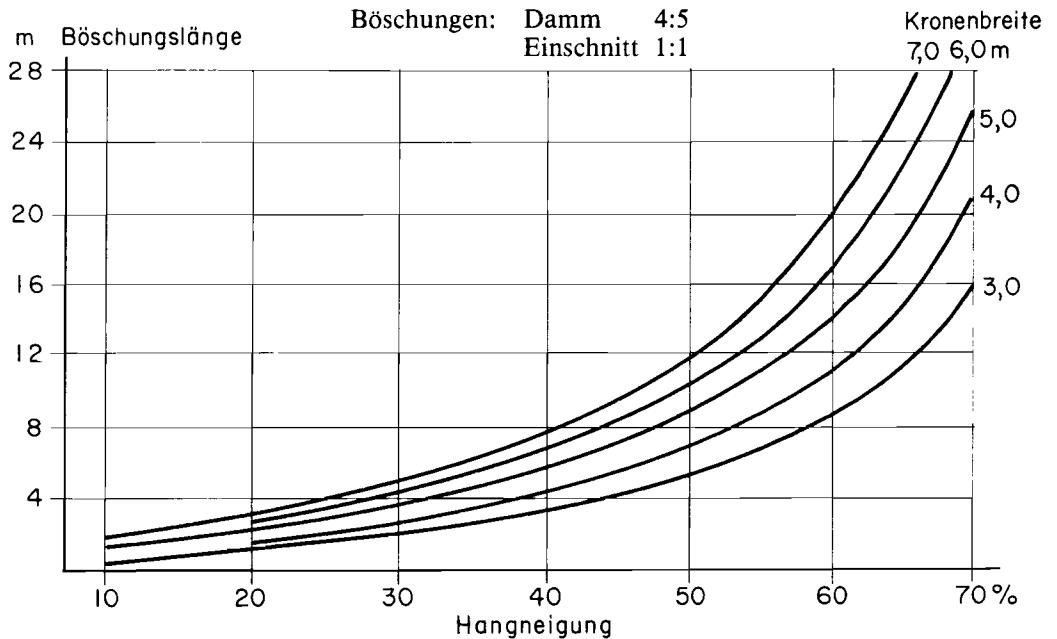


Abb. 1.45: Böschungslänge in Abhängigkeit von Hangneigung und Kronenbreite



Mit Hilfe der mittleren Bauflächenbreite (Abb. 1.43) der mittleren Böschungslänge (Abb. 1.45) und von Wirtschaftsplanunterlagen können Boden- und Produktionsverluste geschätzt werden.

Eventuell ist eine Untergrundstabilisierung mit Kalk einzukalkulieren.

1.522 *Oberbau*

Die Kosten werden ebenfalls abschnittsweise pro Laufmeter ermittelt.

Für die Gestaltung des Oberbaus sind meistens verschiedene Varianten möglich. Die Kosten hängen von der gewählten Variante und den örtlichen Verhältnissen (Baustoffvorkommen, Aufbereitung der Baustoffe im Projektgebiet, Ausrüstung der Unternehmer usw.) ab.

1.523 *Wasserableitung*

Die Anzahl benötigter Durchlässe, eventuelle Flächenentwässerungen und Längsdrainagen sind im Gelände abzuschätzen.

1.524 *Kunstbauten*

Die notwendigen Mauer kubaturen sind im Gelände abzuschätzen. Die Mauerart (Betonmauern, Steinblockmauern, Drahtschotterkörbe) spielt eine wesentliche Rolle für die Kosten.

Für Brücken, Furten und grössere Durchlässe sind Pauschalen zu schätzen.

1.525 *Verschiedenes*

Die Abbildung 1.43 kann als Grundlage bei einem eventuellen Landerwerb für den Strassenbau dienen.

Planung, Projektierung und Bauleitung verursachen Kosten von 8—12% der Bausumme (= Unter- und Oberbau, Wasserableitung und Kunstbauten).

1.526 *Unvorhergesehenes*

Erfahrungsgemäss ist für unvorhersehbare Aufwände mit einem Betrag von ca. 10% der Gesamtsumme (Bausumme und Verschiedenes) zu rechnen.

1.6 **Beispiele von Erschliessungen**

Die folgenden Beispiele zeigen einen Querschnitt durch die in der Schweiz am häufigsten vorkommenden Geländeklassen und die zu deren Erschliessung angewandten Konzepte.

1.61 **Jura**

Beispiel 1 (Wolfisberg)

Gelände: Neigung 25—60% (steil)

CBR > 3% (Befahrbarkeit gut—sehr gut)

Schwierigkeitsgrad bezüglich Hindernisse einfach (schwierig)

1.62 **Mittelland**

Beispiel 2 (Niederbipp)

Gelände: Neigung 0—25% (flach—geneigt)

CBR > 3% (gut—sehr gut)

Schwierigkeitsgrad bezüglich Hindernisse einfach

Beispiel 3 (Ramsen): Varianten I—III

Gelände: Neigung 25—60% (geneigt—steil)

CBR 1—3% (mittel)

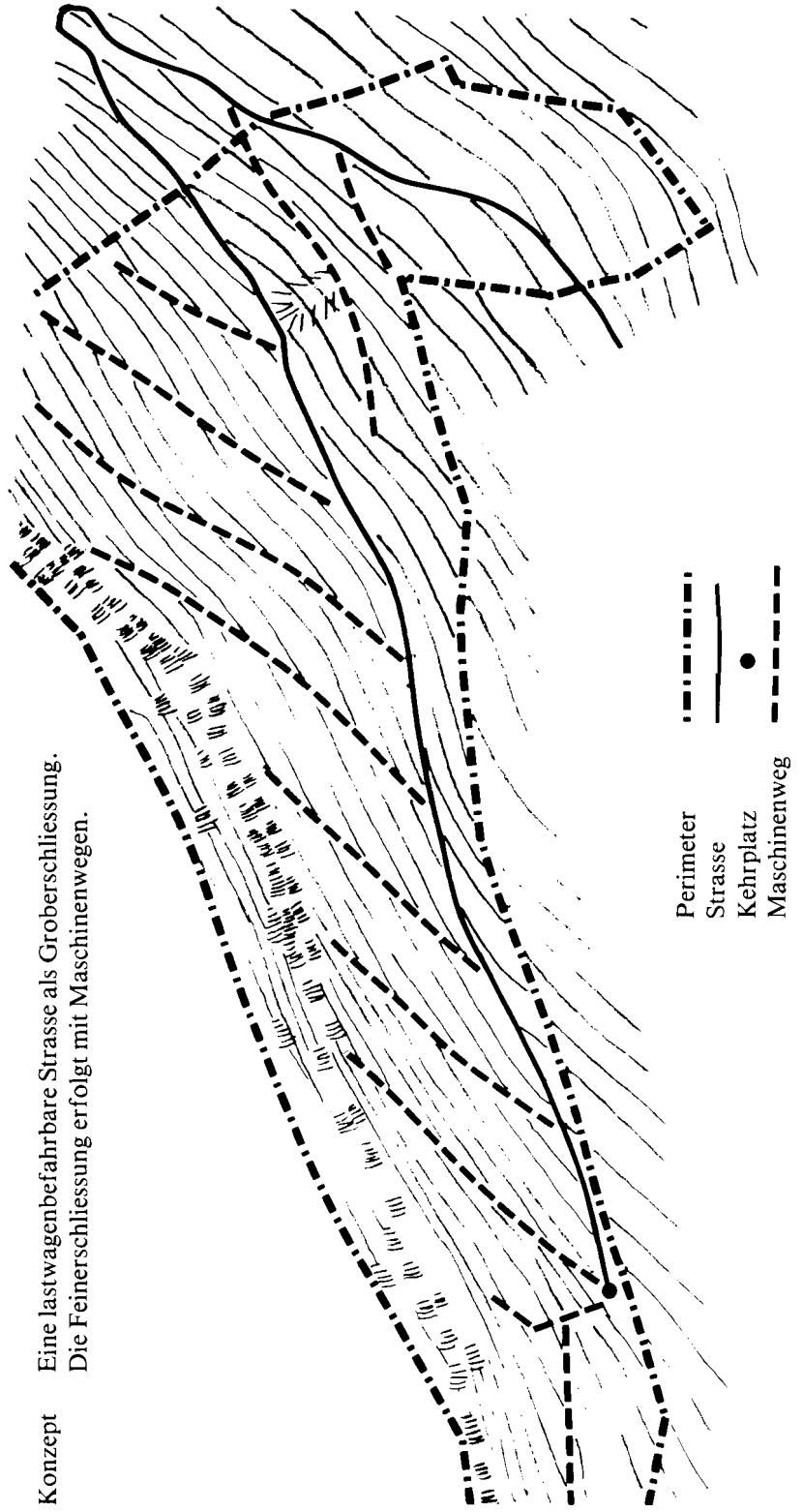
Schwierigkeitsgrad bezüglich Hindernisse mittel

Beispiel 1

Erschliessung in der Burgergemeinde Wolfsberg

(Ausschnitt aus dem Waldplan 1:5 000)

Konzept Eine lastwagenbefahrbare Strasse als Groberschliessung.
Die Feinerschliessung erfolgt mit Maschinenwegen.

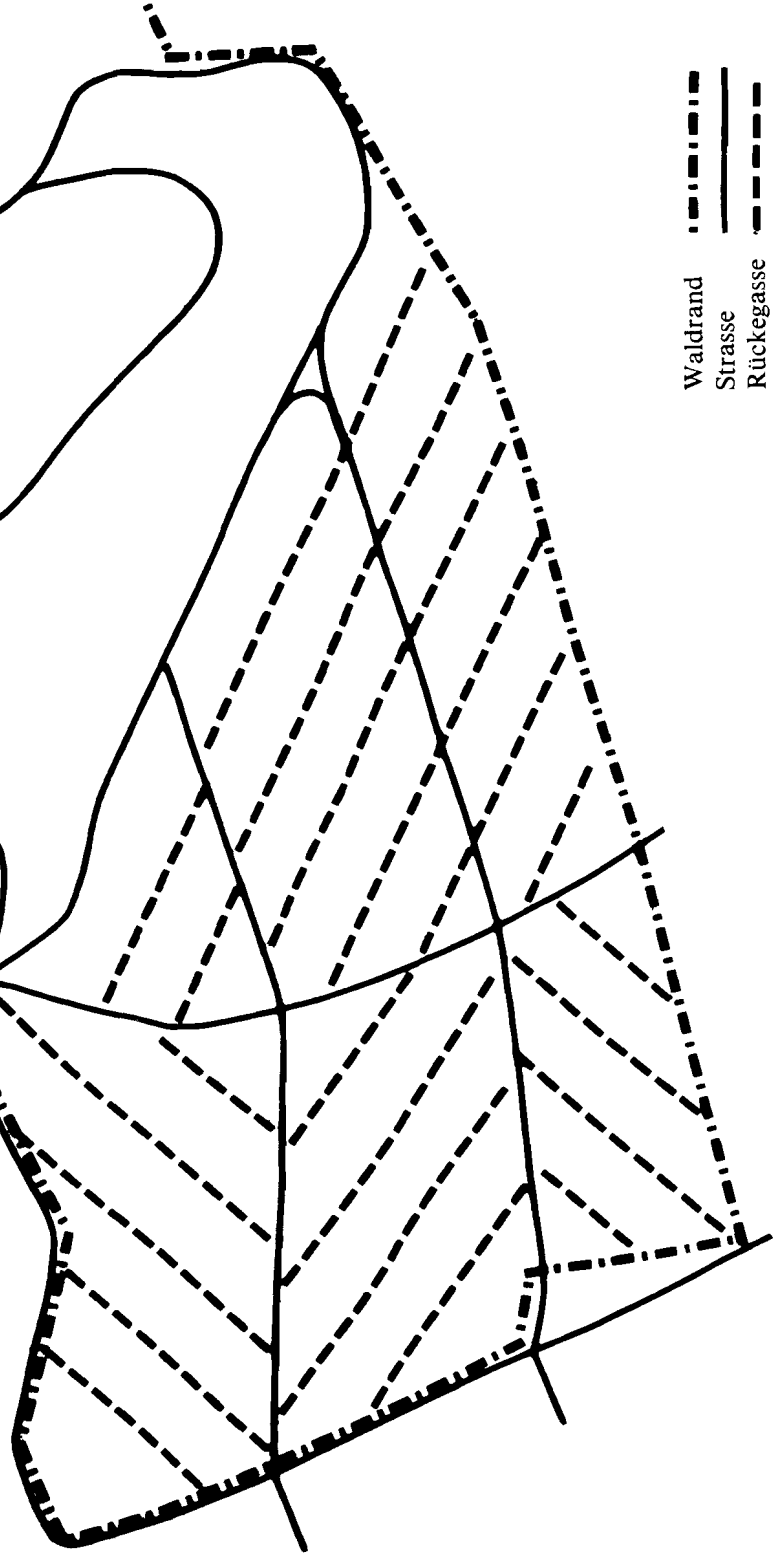


Beispiel 2

Erschliessung in der Burgergemeinde Niederbipp

(Ausschnitt aus dem Waldplan 1:5 000)

Konzept
Erschliessung des flachen Geländes mit parallelen
Strassen.
Die Feinerschliessung erfolgt mit Rückegassen.



- Waldrand
- Strasse
- Rückegasse

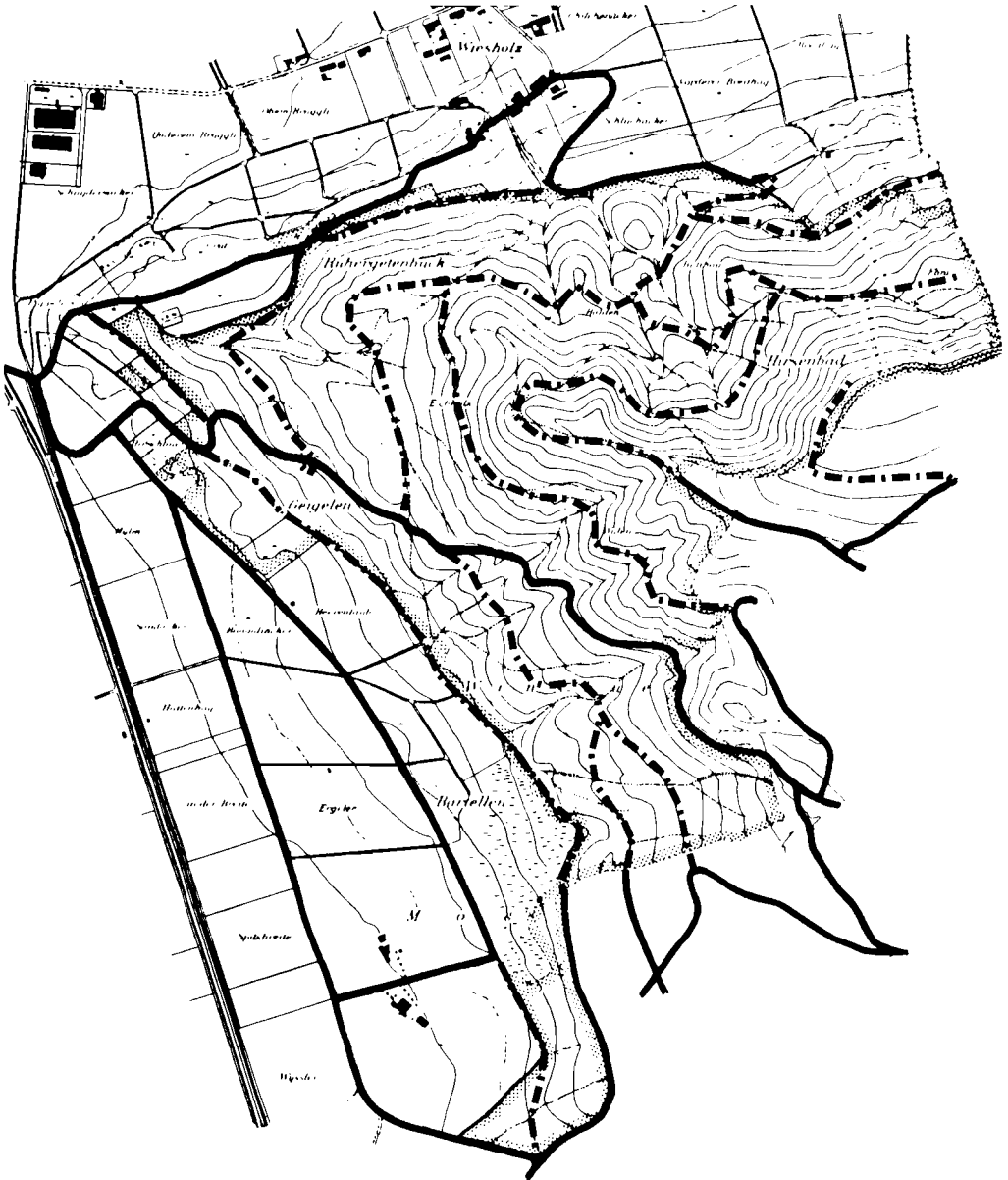
Beispiel 3

Variante I

Erschliessung im Wiesholzerberg, Gde. Ramsen

(Ausschnitt aus dem Übersichtsplan 1:10 000)

Konzept Relativ dichtes Netz von parallelen Strassen (Waldzusammenlegung), das durch Maschinenwege ergänzt wird.



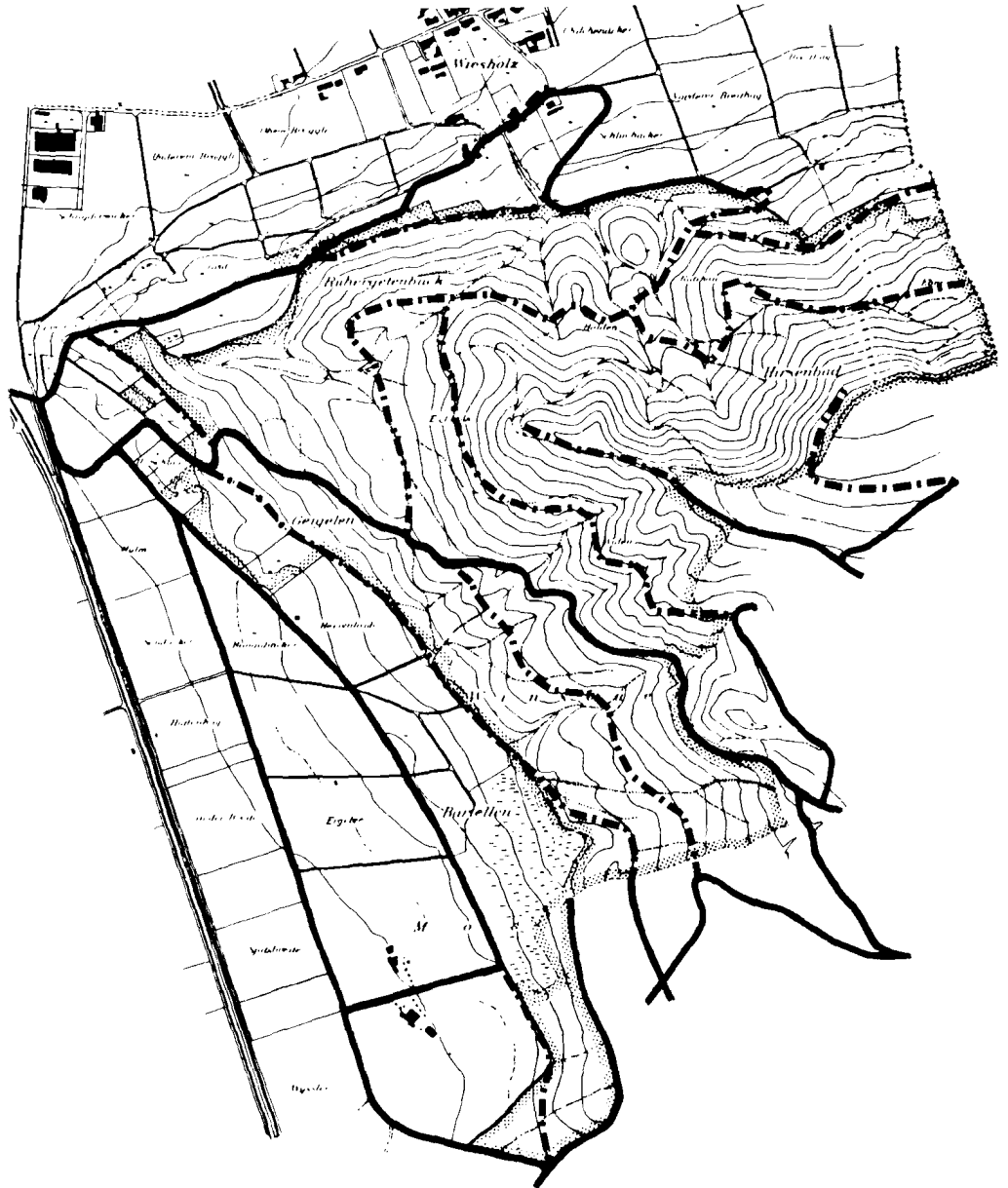
Waldrand
bestehende Strasse ———
geplante Strasse - - - - -

Beispiel 3
Variante II

Erschliessung im Wiesholzerberg, Gde. Ramsen

(Ausschnitt aus dem Übersichtsplan 1:10 000)

Konzept Relativ dichtes Netz von parallelen Strassen (Waldzusammenlegung), das durch Maschinenwege ergänzt wird.



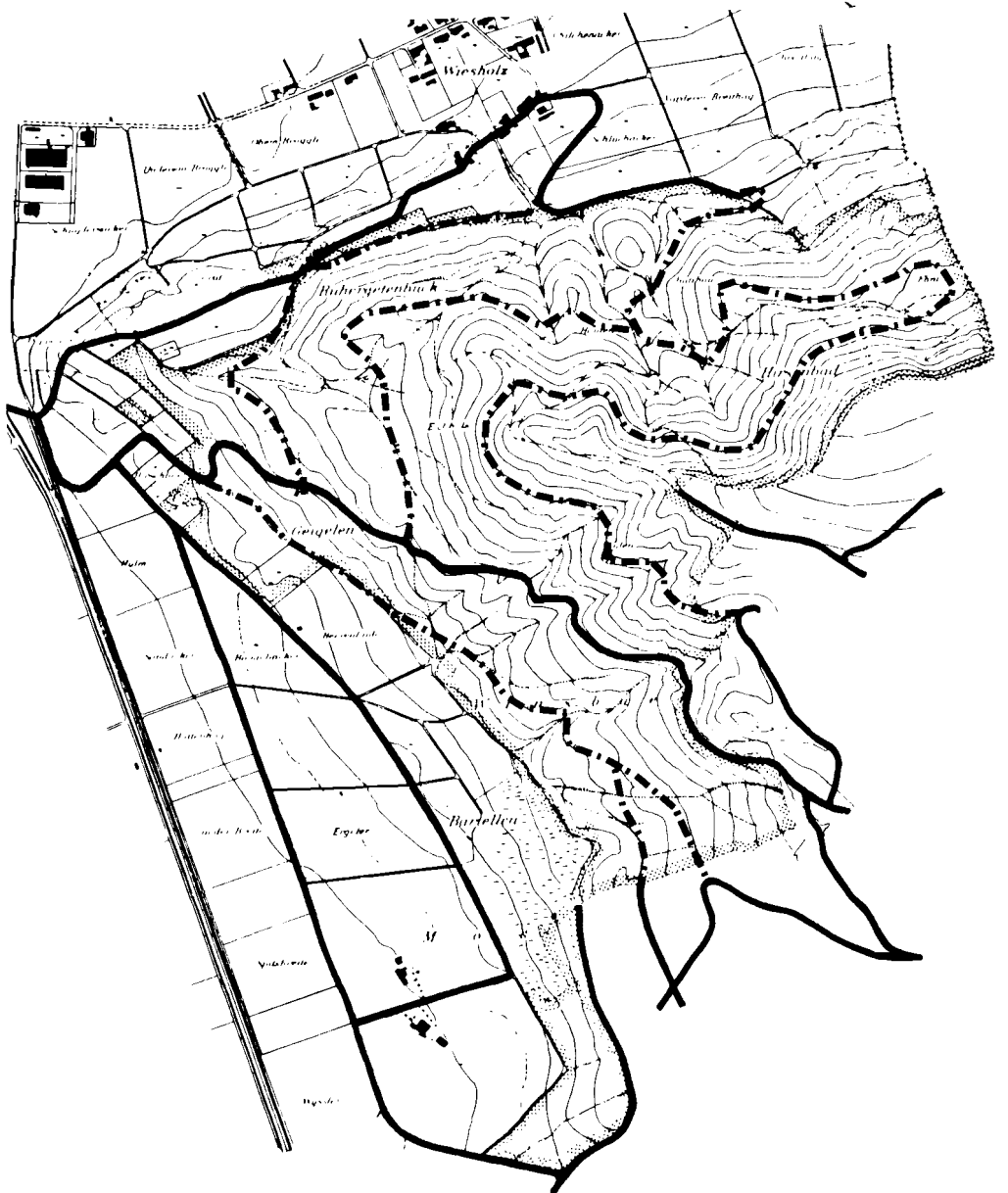
Waldrand
bestehende Strasse ———
geplante Strasse - - - - -

Beispiel 3
Variante III

Erschliessung im Wiesholzerberg, Gde. Ramsen

(Ausschnitt aus dem Übersichtsplan 1:10 000)

Konzept Relativ dichtes Netz von parallelen Strassen (Waldzusammenlegung), das durch Maschinenwege ergänzt wird.



Waldrand
bestehende Strasse ———
geplante Strasse - - - - -

Für die Erschliessung des Wiesholzerberges (Gemeinde Ramsen) wurden drei Varianten entwickelt und nach den unter 1.331 (Kennziffern von Strassennetzen), 1.333 (Stichprobenverfahren zur Schätzung der Bringungsdistanzen sowie 1.334 (Investitionsrechnung) beschriebenen Methoden miteinander verglichen.

Das 143.5 ha grosse Gebiet des Wiesholzerberges wird von einer bestehenden Strasse in zwei Teile (Erschliessungseinheiten) getrennt, in denen der Variantenvergleich je für sich durchgeführt wurde.

In den folgenden Tabellen sind einige Resultate des Variantenvergleichs dargestellt.

Tab. 1.46: Strassen, Strassendichte, Bringungsdistanz, Erschliessungsprozent

	Variante	Strassen			durchschnittliche Bringungsdistanz m	Erschliessungsprozent
		bestehend m	Neubau m	Dichte m/ha		
Wiesholzerberg-Nord	I	1 460	6 980	76.5	47	80
	II	1 460	5 520	62.4	62	79
	III	1 460	5 720	67.0	60	83
Wiesholzerberg-Süd	I	1 790	2 900	83.3	40	88
	II	1 790	2 650	80.1	43	88
	III	1 790	1 650	65.2	73	84
Gesamt	I	3 250	9 880	78.7	45	82
	II	3 250	8 170	67.8	56	80
	III	3 250	7 370	66.5	64	83

Tab. 1.47: Investitions- und Unterhaltskosten, Belastung pro m³ Nutzung

		Investitions- und Unterhaltskosten			Belastung pro m ³ Nutzung (N = 50 Jahre; Hiebsatz = 8 m ³ /ha Jahr)			
	Variante	Neubau- kosten Strassen/ Maschinen wege Fr.	Kapitali- sierte Unterhalts- kosten (p = 3%) Fr.	Gesamt- kosten Fr.	Investi- tions- kosten p = 3% Fr.	Unter- halts- kosten p = 3% Fr.	Brin- gungs- kosten Fr.	Gesamt- kosten Fr.
Wiesholzer- berg-Nord	I	544 400	63 900	608 300	26.60	3.10	12.20	41.90
	II	427 600	50 500	478 100	20.90	2.45	12.75	36.10
	III	471 800	58 000	529 800	23.05	2.80	12.45	38.30
Wiesholzer- berg-Süd	I	174 000	26 500	200 500	19.20	2.95	10.60	32.75
	II	159 000	24 200	183 200	17.55	2.70	10.70	30.95
	III	99 000	18 700	117 700	10.95	2.05	11.55	24.55
Gesamt	I	718 400	90 400	808 800	24.30	3.05	11.70	39.05
	II	586 600	74 700	661 300	19.85	2.55	12.10	34.50
	III	570 800	76 700	647 500	19.30	2.60	12.15	34.05

Die drei Varianten liegen bei allen Vergleichskriterien sehr nahe beieinander. Gewählt wurde für beide Einheiten Variante III. Im nördlichen Teil ist Variante II etwas kostengünstiger als Variante III; hier gab aber die bessere Linienführung und Verteilung der Strassen (Rundschlüsse) den Ausschlag für die Wahl von Variante III. Im südlichen Teil sowie auch gesamthaft betrachtet ist Variante III am kostengünstigsten.

Es zeigt sich, dass die Investition bzw. die sich daraus ergebenden Kosten für Amortisation und Verzinsung den grössten Teil der Mehrkosten von Variante I bzw. Variante II gegenüber Variante III verursachen (gesamtes Gebiet). Die Mehrinvestitionen werden nur zu einem kleinen Teil durch Einsparungen bei der Holzernte aufgefangen.

Kumulierte Häufigkeiten der Rückedistanzen (Abb. 1.48—1.50):

Abb. 1.48: Geländeklasse «Traktorbefahrbar» (Gelände bis 25% Hangneigung)

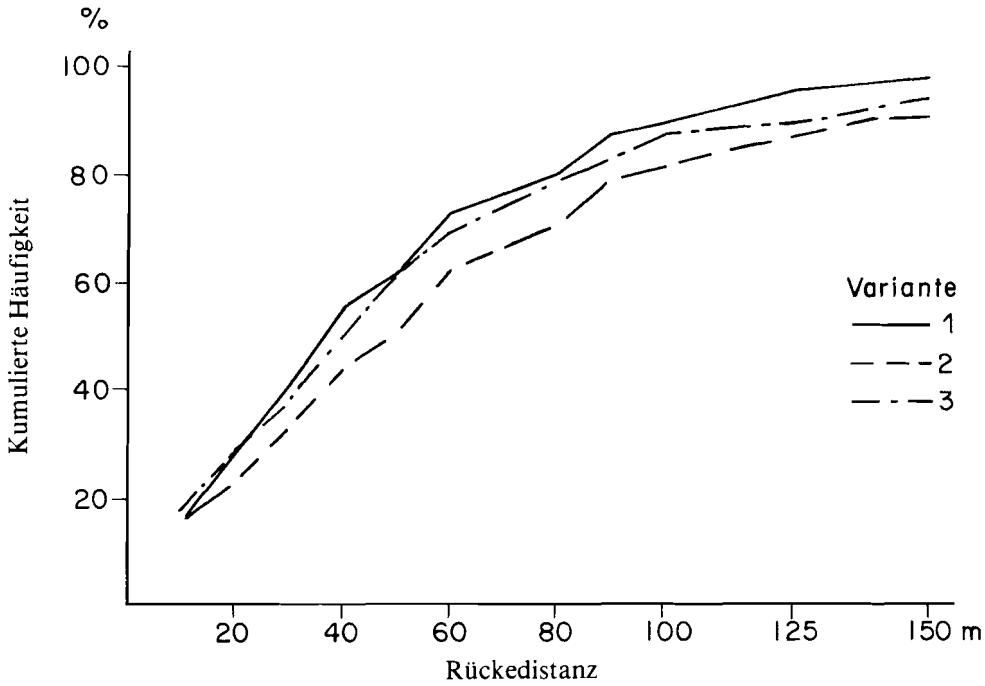


Abb. 1.49: Geländeklasse «Rücken bergauf» (Seilzug)

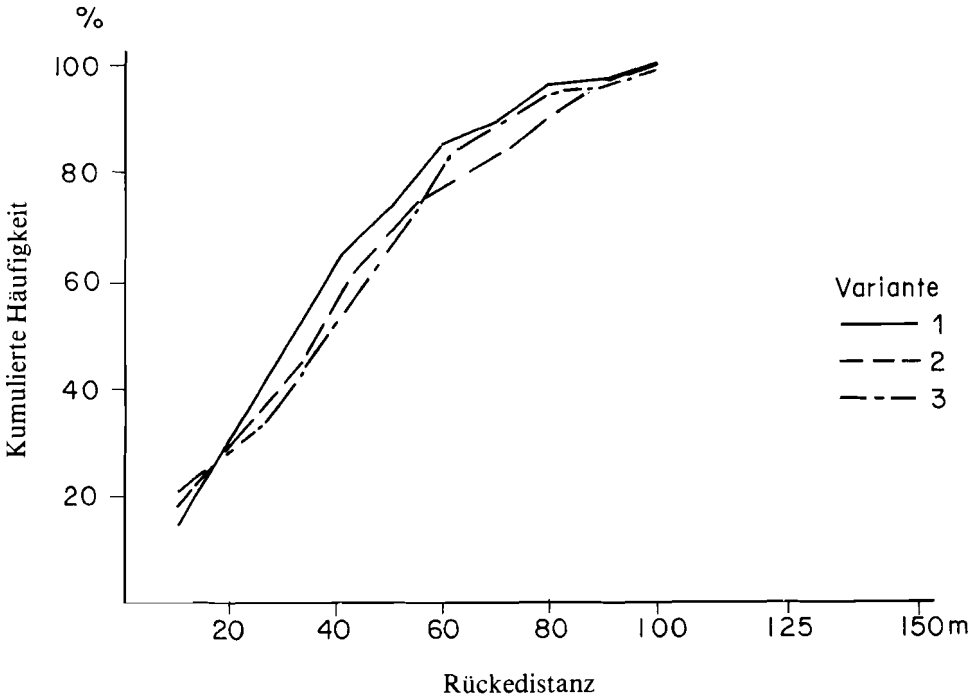
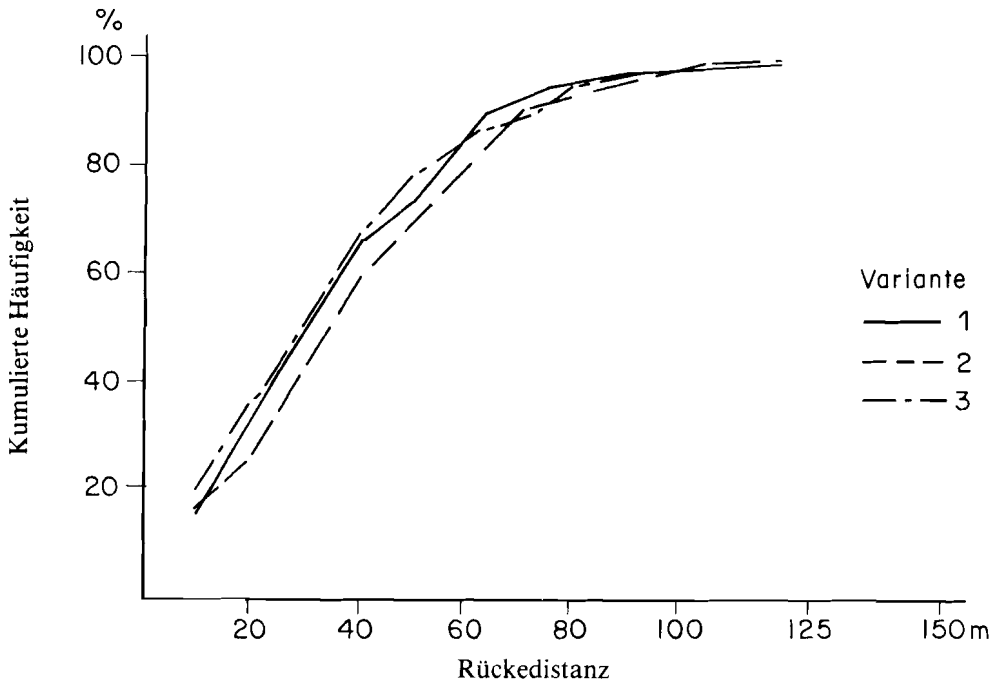


Abb. 1.50: Geländeklasse «Rücken bergab» (Reisten, Seilzug)



Die Graphiken der kumulierten Häufigkeiten der Rückedistanzen dürfen nur zusammen mit anderen Kriterien, wie z.B. Strassendichte interpretiert werden.

Obwohl erwartungsgemäss für alle drei ausgeschiedenen Geländeklassen die Kurven nahe beieinander liegen, zeigt sich, dass die gewählte Variante III trotz der geringsten Strassendichte in bezug auf die Rückedistanzen keine Nachteile aufweist.

1.63 **Voralpen/Alpen**

Beispiel 4 (Grosser Runs—Schräwald)

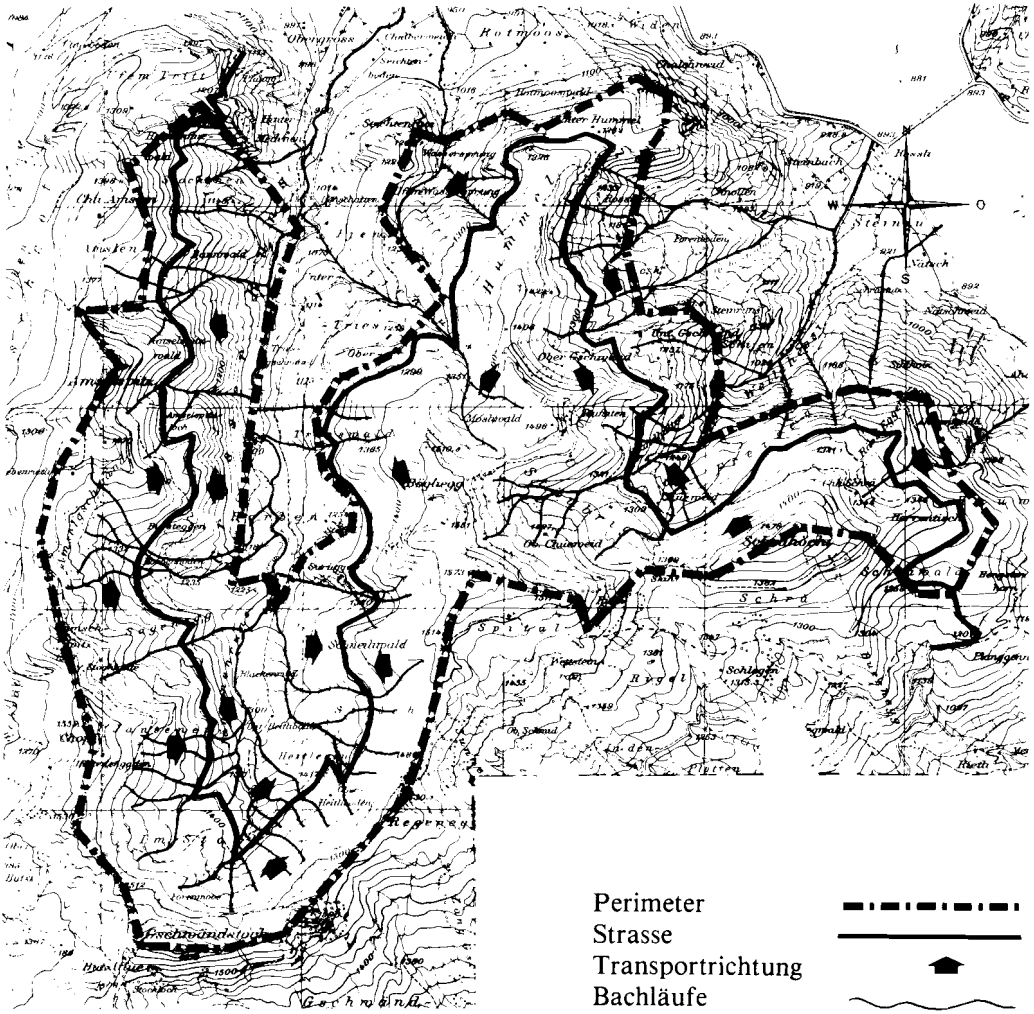
Gelände: Neigung 25—60% (geneigt—steil)

CBR < 1% (sehr schlecht)

Schwierigkeitsgrad bezüglich Hindernisse einfach (schwierig)

(Gebiet östlich des Alptales)

Konzept Strasse mehr oder weniger in der Mitte des Hanges.
Holzbringung mittels Seilkran.



Ausschnitt aus der LK der CH 1:25 000, Blatt 1152 [Ibergereg]. «Reproduziert mit Bewilligung der Eid. Landestopographie vom 11. 5. 1976.»

Detailprojektierung

2.1 Einleitung

Voraussetzung und Grundlage des Detailprojektes einer Wald- oder Güterstrasse ist die Nulllinie eines gründlich studierten, genehmigten generellen Strassennetzes. Umfassende Detailprojekte legen die geometrischen Einzelheiten (Grundriss, Aufriss, Querschnitt) fest und liefern die Entscheidungsgrundlagen für die zeitlichen Folgen einzelner Bauarbeiten, den zweckmässigen Maschineneinsatz, die notwendigen Schutzarbeiten und anderes mehr.

Die Abstimmung der vielseitigen, oft gegensätzlichen Interessen beim Bau einer Verkehrsanlage (reibungloser Verkehrsfluss, Zweckmässigkeit, Landschaftsschutz, Prestigedenken, finanzielle Aufwendungen) fordern eine sorgfältige Planung. Das Kapitel über die Detailprojektierung vermittelt die Kenntnisse über die Absteckung und Aufnahme einer Strasse im Gelände und über die Ausarbeitung detaillierter Berechnungen, Pläne und weiterer Unterlagen (technischer und finanzieller Art) für die spätere Bauausführung.

Das «Detailprojekt» als Resultat der Detailprojektierung versucht die vielseitigen Belange miteinander zu kombinieren und in jedem einzelnen Fall eine für alle Teile annehmbare Lösung zu finden.

Als Arbeitsgrundlage für den Bau von Wald- und Güterstrassen ist das Detailprojekt die beste Voraussetzung und deshalb unerlässlich. Es erfüllt im besonderen die nachstehenden Aufgaben:

- Festlegung der Gestaltung des Strassenquerschnittes
- Festsetzung der geometrischen Elemente der Linienführung
- Ermittlung der Abtrags- und Transportmassen
- Abschätzung der Baukosten
- Liefern der Unterlagen für Subventionierung, Orientierung der interessierten Kreise, Ausschreibung, Offerteneinholung und Bauausführung des Projektes

Alle diesbezüglichen Angaben sind im Detailprojekt zusammengefasst. Es setzt sich aus den folgenden Teilen zusammen:

- Berechnungen:
 - Längenprofilberechnung
 - Erdmassenberechnung
- Detailpläne:
 - Längenprofil
 - Querprofile
 - Situation
 - Massenprofil und -disposition
 - Normalprofil
 - Spezialpläne (Achsverschiebungen, Brücken, Furten usw.)
- Berichte:
 - Technischer Bericht
 - Kostenvoranschlag
 - Subventionsgesuch
 - eventuelle Expertisen (z.B. bodenmechanische Untersuchungen)

2.2 **Voraussetzungen für die Detailprojektierung**

Eine Strasse muss den Anforderungen ihrer Benutzer und den auf ihr verkehrenden Fahrzeugen genügen und sich den gegebenen Gelände- und Bodenverhältnissen anpassen.

2.21 **Die Forderungen der Benutzer**

Bei der Projektierung von Wald- und Güterstrassen sind ihre Funktionen, die gültigen Vorschriften, die Geländeverhältnisse usw. zu berücksichtigen.

Die Hauptaufgabe besteht in der zweckmässigen Erschliessung der Bewirtschaftungsflächen. Diese ermöglicht einen guten Zugang an möglichst vielen Stellen, damit

- die geernteten Produkte ohne Schwierigkeiten an die Abfuhrstrasse gebracht werden können,
- die Einmündung von Zubringern (Rückegassen, Maschinenwegen usw.) ohne grosse Erdbewegungen erstellt werden kann.

Die Tatsache, dass eine Strasse mehrere, verschiedene Funktionen gleichzeitig übernehmen muss, bewirkt, dass für die Projektierung keine starren Regeln aufgestellt werden können. Die Entscheidung, ob

- Verbindungs- oder Erschliessungsfunktion,
- grosse oder kleine Verkehrsfrequenz,
- ständiges oder saisonbedingtes Befahren (z.B. Schneeräumung)

im Vordergrund stehen, ist von Objekt zu Objekt verschieden und führt in jedem Falle zu einer individuellen Lösung, welche sich auf den Ausbau und die Gestaltung der Strasse auswirkt.

Weil das Interesse der Öffentlichkeit am Wald und an seiner Erhaltung sehr gross ist, beteiligt sich der Staat an den Erschliessungskosten in Form von Subventionen.

Trotzdem sind Wald- und Güterstrassen ohne Luxus und Perfektionismus zu bauen. Sie sind der Landschaft und dem Gelände anzupassen und mit möglichst wenig Kunstbauten zu erstellen. Durch die Wahl geeigneter Baumaschinen (Vermeidung von Land- und Waldschäden), moderner Bauverfahren (Verwendung örtlich vorkommender Baustoffe: wenig Transporte) und naturnaher Böschungen (Begrünungen, Lebendverbau) können die Bedürfnisse des Umweltschutzes weitgehend berücksichtigt werden. Einwandfreie Entscheidungsgrundlagen für Planung, Projektierung und Bauausführung gehören daher zum Rüstzeug jedes Strassenbauers.

2.22 **Die verkehrsbedingten Voraussetzungen**

Verkehrsmenge, Verkehrszusammensetzung und Verkehrsgeschwindigkeit haben auf die Projektierung grossen Einfluss; sie sind für die Verhältnisse auf Wald- und Güterstrassen nachstehend geschildert.

2.221 *Verkehrsmenge*

Die Verkehrsmenge ist einerseits von der Region und der Grösse einer Erschliessungsfläche, andererseits von den Funktionen einer Strasse abhängig. So ist in der Regel der Verkehr auf siedlungsnahen Strassen oder auf Strassen mit mehreren Funktionen grösser als derjenige auf weit abgelegenen Erschliessungsstrassen im Gebirge. Im Vergleich zum Orts- und Fernverbindungsnetz eines Landes ist die Verkehrshäufigkeit sehr gering. Die durchschnittliche jährliche Verkehrsfrequenz beträgt 1000—20 000 Fahrzeuge. Aus diesem Grunde sind die Strassen einspurig zu bauen und für das Kreuzen von Fahrzeugen Ausweichmöglichkeiten vorzusehen.

2.222 *Verkehrszusammensetzung*

Der Fahrzeugverkehr setzt sich aus verschiedenen Kategorien zusammen:

- Fahrzeuge zum Bau von Strassen, Gebäuden und Verbauwerken (Lastwagen, Baumaschinen)
- Fahrzeuge zum Personentransport (Personenwagen, Busse)
- Fahrzeuge zur Bewirtschaftung (Traktoren, Schlepper, Spezialmaschinen)
- Fahrzeuge zum Abtransport der land- und forstwirtschaftlichen Produkte (Lastwagen, Anhängerzüge, Langmaterialtransporter)

Diese Vielzahl von Transportmitteln unterscheidet sich in den Abmessungen, im Gewicht, in der Motorleistung und der Verkehrsgeschwindigkeit.

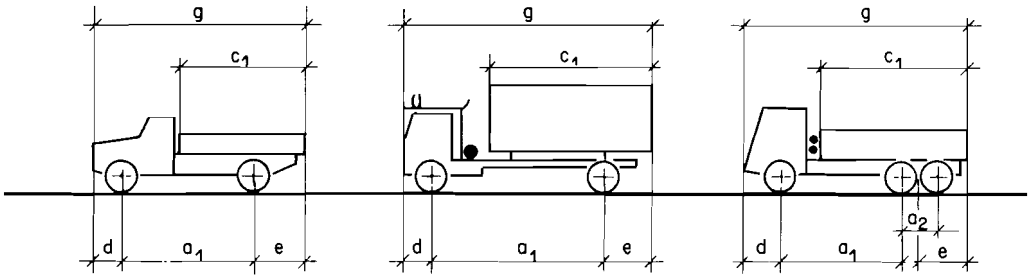
2.2221 **Massgebende Fahrzeuge**

Grundsätzlich sind Wald- und Güterstrassen für dieselben Fahrzeuge zu bauen, welche auf dem übergeordneten Strassennetz zugelassen sind. Es haben aber aufgrund der vorrangigen Zweckbestimmung (Bewirtschaftung) bestimmte Fahrzeuge einen grösseren Einfluss auf die Gestaltung einer Strasse als andere.

Wesentlich für die Wahl der Projektierungselemente sind vorerst die Fahrzeugabmessungen. Diesbezüglich haben vor allem Transportfahrzeuge bestimmenden Charakter. Sie lassen sich wie folgt klassieren:

2.22211 Lastwagen z.B. für Baustellentransporte, Trämelabfuhr usw.

Abb. 2.1: Längenabmessungen der Lastwagen



a_1 : Radstand: 3.2 — 5.5 m

a_2 : hinterer Radstand: 1.0 — 2.0 m (bei Doppelachsen)

g : Gesamtlänge: 5.0 — 11.0 m (Vierachser)

c_1 : Länge nutzbare Ladefläche: 4.1 — 9.2 m (Pritschenlänge)

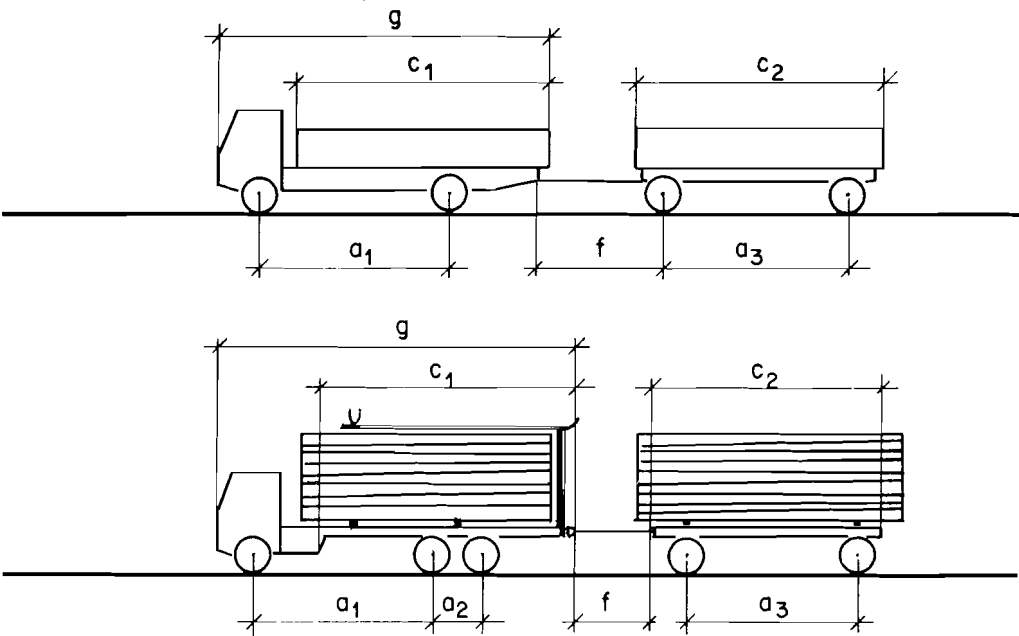
d : Fahrgestellüberhang vorn: 0.7 — 1.8 m

e : Fahrgestellüberhang hinten: 1.6 — 3.3 m

2.22212 Anhängerzüge (Zugfahrzeug mit Anhänger)

— mit normalem Anhänger: d.h. Kupplung Zugfahrzeug — Anhänger mittels schwenkbarer Deichsel; Verwendung z. B. für Industrieholz-, Hackschnitzel-, Futtermittel-, Milchtransporte.

Abb. 2.2: Längenabmessungen der Anhängerzüge



a_1, a_2, g : analog den Abmessungen für Lastwagen

a_3 : Anhängerradstand: 2.5 — 5.5 m

f : Deichsellänge: 2.0 — 3.0 m

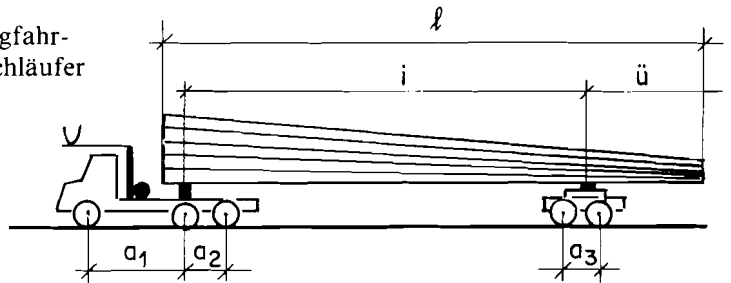
c_1, c_2 : Pritschenlänge: 6.0* — 9.2 m

*Pritschenlänge gemäss den Forderungen der Interessengemeinschaft Industrieholz

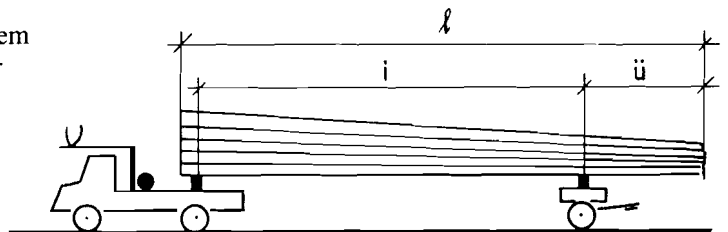
— mit speziellem Anhänger für Langmaterialtransporte: d.h. Verbindung Zugfahrzeug — Anhänger über die Ladung; Verwendung z. B. für Langholzabfuhr.

Abb. 2.3: Längenabmessungen der Langmaterialtransporter

Zwei- oder dreiachsiges Zugfahrzeug mit zweiachsigem Nachläufer



Zugfahrzeug mit einachsigem handgelenktem Nachläufer (Wepfe)



a_1, a_2 : gemäss den Lastwagenabmessungen

a_3 : 2.5 — 3.0 m

l : 10.0 — 25.0 m = Holzlänge

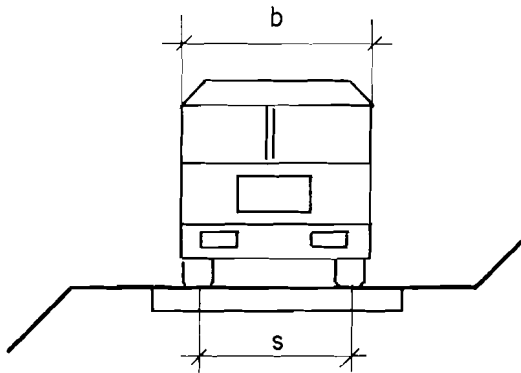
Regel

i : Drehchemelabstand $\sim 8/12 l = 6.5 — 17.0$ m

$ü$: Ladegutüberhang $\sim 3/12 l = 2.5 — 6.0$ m

Die Ausmasse in der Breite sind für alle dargestellten Fahrzeugarten ähnlich. Sie sind am Beispiel eines Lastwagens in der Abbildung 2.4 dargestellt.

Abb. 2.4: Massgebende Breiten



s : Spurweite = 1.60 — 2.05 m
 b : Gesamtbreite = 2.15 — 2.30 (2.50) m

2.2222 Gesetzliche Vorschriften

Die auf dem öffentlichen Strassennetz zugelassenen Fahrzeuge sind gesetzlichen Vorschriften unterstellt. Die massgebenden Weisungen befinden sich in einem Gesetz und zwei Verordnungen:

- Bundesgesetz über den Strassenverkehr vom 19. Dezember 1958 (SVG)
- Verordnung über die Strassenverkehrsregeln vom 13. November 1962 (VRV)
- Verordnung über Bau und Ausrüstung der Strassenfahrzeuge vom 27. August 1969 (BAV)

Zu beachten sind ferner die seit diesem Zeitpunkt erschienenen Neufassungen einzelner Artikel.

Im Zusammenhang mit der Projektierung sind Vorschriften über Masse und Gewichte, Wendekreis, Ladung, Überhang und Anfahrvermögen der Fahrzeuge sowie über Nachlaufverhältnisse im Anhängerzug wesentlich. Der Vollständigkeit halber werden teils Bestimmungen, welche die Planung von Wald- und Güterstrassen nur am Rande betreffen, aber für andere Gebiete des forstlichen Ingenieurwesens benötigt werden, hier erwähnt.

In einer Zusammenstellung sind vorerst die massgebenden Artikel der genannten Gesetzeswerke aufgeführt:

— Mass- und Gewichtslimiten	Art. 9	SVG
	Art. 64—67	VRV
— Wendekreisvorschriften	Art. 12	BAV
— Überhangsbestimmungen für Motorwagen	Art. 22	BAV
— Überhangsbestimmungen die Ladung betreffend	Art. 58, 73	VRV
	Art. 35	BAV
— Weisungen zu den Nachlaufverhältnissen im Anhängerzug	Art. 62	BAV
— Regelung des Anfahrvermögens	Art. 20	BAV
— Definition und Zulassung von Ausnahmefahrzeugen	Art. 78—81	VRV

Der Begriff «Motorwagen» gilt allgemein für Motorfahrzeuge mit mindestens vier Rädern, sowie bedingt (Art. 2 BAV) für solche mit drei Rädern oder Raupen.

«Sattelmotorfahrzeuge» setzen sich zusammen aus Sattelschlepper und Sattelanhänger (besondere Kupplungsart).

2.22221 Abmessungen und Gewichte

Die Masse und Gewichte der Motorwagen, Sattelmotorfahrzeuge und Anhängerzüge sind am 1. August 1972 zum Teil erhöht worden.

Die Gesamtbreite darf mit der Ladung 2.30 m nicht überschreiten. Der Bundesrat kann jedoch im Einvernehmen mit den beteiligten Kantonen bestimmte Strassen für Fahrzeuge bis zu 2.50 m Breite freigeben (Art. 9 Abs. 2 SVG). Das ist nach Art. 64 Abs. 1 VRV auf Hauptstrassen und in den von Hauptstrassen berührten Ortschaften zulässig. Nach Art. 64 Abs. 2 VRV ist eine Breite von 2.50 m für Arbeitsmaschinen auch auf Strassen, auf denen nur Fahrzeuge mit einer Höchstbreite von 2.30 m zugelassen sind, gestattet. Dies betrifft nach Art. 3 Abs. 4 BAV annähernd alle zur Ausführung von Arbeiten benötigten Maschinen und Motorfahrzeuge; nicht aber Transportfahrzeuge (Lastwagen, Busse u.a.).

Die Höhe darf mit der Ladung 4 m nicht übersteigen (Art. 9 Abs. 3 SVG).

Die Länge darf ohne Ladung höchstens betragen (Art. 9 Abs. 4 SVG):

— beim Lastwagen	10 m
— beim Lastwagen mit mehr als zwei Achsen	12 m
— beim Sattelmotorfahrzeug	16 m
— beim Anhängerzug	18 m

Die zulässige Gesamtlänge ergibt sich dann unter Berücksichtigung der Überhangsbestimmungen des Ladegutes individuell.

Das Gesamtgewicht inklusive Ladung darf nach Art. 9 Abs. 6 SVG für Motorwagen und Art. 67 VRV für Anhänger höchstens betragen:

— beim Motorwagen mit zwei Achsen	160 kN (16 t)
— beim Motorwagen mit drei Achsen, wenn nur eine angetrieben ist	190 kN (19 t)
— wenn wenigstens zwei angetrieben sind	250 kN (25 t)
— beim Anhängerzug, beim Sattelmotorfahrzeug sowie beim Motorwagen mit mehr als drei Achsen, von denen mindestens zwei angetrieben sind	280 kN (28 t = 16 + 12 t)
— beim Normalanhänger mit zwei oder mehr Achsen	120 kN (12 t)
— beim Normalanhänger mit einer Doppelachse	100 kN (10 t)
— beim einachsigen Normalanhänger	80 kN (8 t)

Bei Langmaterialanhängern kommt ein Zuschlag von 20 kN (2 t) dazu. Das höchstzulässige Gewicht des Anhängerzuges darf dabei allerdings nicht überschritten werden (d.h. max. 280 kN).

Normalanhänger und Langmaterialanhänger sind in Art. 4 Abs. 2 BAV definiert.

Die Achsbelastung ist ebenfalls behördlich geregelt (Art. 9 Abs. 5 SVG, Art. 67 VRV). Die Belastung der Einzelachse darf 100 kN (10 t), jene einer Doppelachse 180 kN (18 t) nicht überschreiten. Diese Belastungsgrenzen können bei zweiachsigen Motorwagen, ausgenommen Sattelschleppern, für die angetriebene Einzelachse und bei dreiachsigen Motorwagen für die angetriebene Doppelachse um maximal 20 kN (2 t) überschritten werden. Als Einzelachse gelten auch zwei Achsen, die weniger als 1 m, als Doppelachse zwei Achsen, die nicht weniger als 1 m und nicht mehr als 2 m voneinander entfernt sind.

Bei Motorwagen, Sattelmotorfahrzeugen und Anhängerzügen mit einer Höchstgeschwindigkeit über 25 km/h muss, unter Einhaltung der zulässigen Achsbelastungen, wenigstens ein Viertel des Betriebsgewichtes auf der oder den Antriebsachsen ruhen.

2.22222 Überhang und Ladung

In der Regel darf die Ladung Motorwagen und Anhänger seitlich nicht überragen. Ausnahmen gelten für den Transport loser landwirtschaftlicher Produkte, wie Heu, Stroh usw. (Art. 73 Abs. 2 VRV).

Der hintere Überhang darf nicht grösser sein als 80% des Radstandes des Fahrzeuges, höchstens aber 5 m über die Hinterachse hinaus.

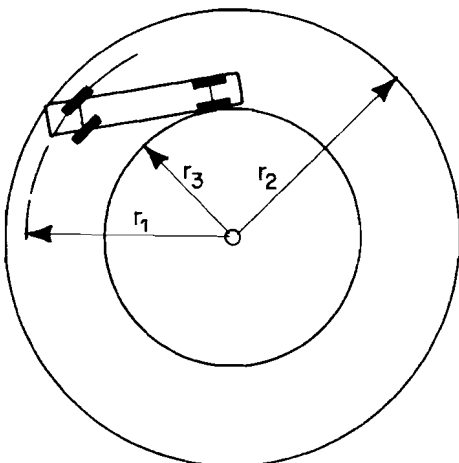
Nach vorn dürfen Fahrzeugteile oder Arbeitsgeräte höchstens 3 m vor den hintersten Punkt des Lenkrades reichen (Art. 22 Abs. 3 BAV). Diesbezüglich lauten die Bestimmungen für die Ladung gleich (Art. 73 Abs. 3 VRV). Weisungen zur Kennzeichnung hervorstehender Teile (Signalkörper) sind in den Art. 35 BAV und 58 VRV zu finden.

Überdies ist die Ladung so anzuordnen, dass die gelenkte Achse wenigstens einen Fünftel des ganzen Gewichtes trägt und bei Einachsanhängern der Schwerpunkt vor der Achse liegt (Art. 73 Abs. 1 VRV).

2.22223 Wendekreis und Nachlaufverhältnisse (Schleppkurven)

Der Wendekreis (Spurkreis) und die Begrenzungskreise eines Lastwagens sind aus der nachstehenden Skizze ersichtlich:

Abb. 2.5: Wendekreis



- r_1 : äusserer Spurkreisradius
- r_2 : äusserer Begrenzungskreisradius
- r_3 : innerer Begrenzungskreisradius

Für die Lenkung der Motorwagen ist Art. 12 BAV massgebend. Danach darf bei voll eingeschlagenen Rädern der äussere Spurekreisradius — gemessen in der Laufbandmitte des äusseren Vorderrades — höchstens betragen:

- bei Motorwagen mit einem Radstand über 5 m, sowie bei drei- und mehrachsigen, schweren Motorwagen $r_1 = 10 \text{ m}$
- bei den übrigen Motorwagen $r_1 = 9 \text{ m}$
- bei Traktoren mit einem Gesamtgewicht unter 35 kN (3.5 t) $r_1 = 6 \text{ m}$

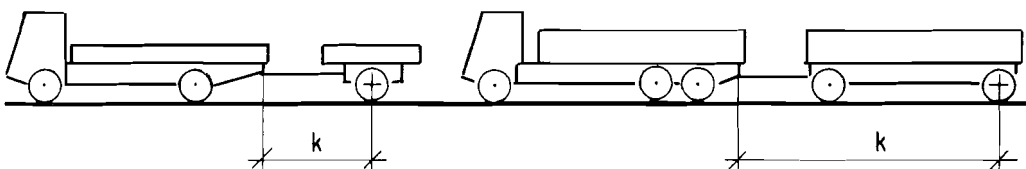
Für die Lenkung der Anhänger gelten Art. 62 und 64 BAV.

Der Anhänger muss vorne so konstruiert sein, dass er am Zugfahrzeug nicht anstösst, wenn er nach beiden Seiten bis 60° geschwenkt wird.

Beträgt der Abstand zwischen zwei Achsen eines Anhängers mehr als 2 m, muss mindestens eine davon lenkbar sein. Zur Verbesserung des Nachlaufs ist eine zusätzliche Lenkung notwendig, wenn der Abstand Anhängerpunkt — hintere Anhängerachse bzw. Mitte einer Doppelachse (Abb. 2.6) die nachstehenden Werte übersteigt:

- für Einachs-, Sattel- und Langmaterialanhänger $k = 7 \text{ m}$
- für gewöhnliche Anhänger mit zwei oder mehr Achsen $k = 9 \text{ m}$

Abb. 2.6: Kritischer Abstand k



Zusatzlenkung ab $k > 7 \text{ m}$

$k > 9 \text{ m}$

Werden Anhänger an leichten Motorwagen (bis 35 kN Gesamtgewicht) oder an Traktoren mitgeführt, so erhöhen sich die obigen Werte um je 1 m. Die zuständige Behörde kann weitere Ausnahmen bewilligen (vgl. Abschnitt 2.22225).

Die zusätzliche Lenkung muss so eingestellt oder von Hand zu bedienen sein, dass der ganze Anhängerzug bei einer Kreisfahrt um 360° innerhalb einer Kreisfläche von 12 m äusserem (r_2) und 5.5 m innerem (r_3) Radius bleibt.

2.22224 Anfahrvermögen

Die Motorfahrzeuge und Anhängerzüge müssen mit voller Ladung in Steigungen bis 15% einwandfrei anfahren können (Art. 20 Abs. 2 BAV).

2.22225 Zulassung von Ausnahmefahrzeugen

Gemäss Art. 9 Abs. 8 SVG kann der Bund nach Anhören der Kantone Ausnahmen gestatten, wenn Fahrzeuge aufgrund ihrer besonderen Zweckbestimmung die jeweils geltenden Vorschriften über Masse, Gewichte, Wendekreis, Überhang oder über Nachlaufverhältnisse nicht erfüllen. Die Inverkehrsetzung eines solchen Fahrzeugs, mittels schriftlicher Bewilligung (rosarotes Formular) oder braunen Kontrollschildern (Ausnah-

mefahrzeug), ist nur zulässig, wenn die Abweichung von den Vorschriften aus technischen oder betrieblichen Gründen tatsächlich unvermeidbar ist; wirtschaftliche Gründe sind nicht massgebend.

Für den Verkehr auf Wald- und Güterstrassen sind diesbezüglich zu erwähnen:

- Sonderbewilligung für Langholztransportfahrzeuge über 18 m Gesamtlänge. Gemäss Auskünften beim Strassenverkehrsamt Zürich ist ab einer Zuglänge von mehr als 25 m zusätzlich ein gelbes Blinklicht erforderlich. Zudem sind die Kreisfahrtbedingungen (Art. 62 BAV) zu erfüllen. Aufgrund von Fahrversuchen wird der maximal zulässige Drehschemelabstand (i) im Fahrzeugausweis vorgeschrieben. Bei einem Drehschemelabstand grösser als 7 m ist entweder eine Elektrosteuerung oder ein «Wäcker» (Bedienungsmann der Zweitlenkung) erforderlich. Zwischen Chauffeur und «Wäcker» muss eine optische oder akustische Verbindung bestehen.
- Sonderbewilligungen bzw. braune Kontrollschilder für Spezialmaschinen wie Vollernter, Mähdrescher, Arbeitsanhänger, An- und Aufbaugeräte werden meist aufgrund von Überbreiten bis 3.50 m benötigt.

2.223 *Verkehrsgeschwindigkeit*

Die Bedeutung der Geschwindigkeit wird im folgenden Abschnitt erläutert. Anschliessend werden Kriterien, welche die Wahl der Geschwindigkeit beeinflussen, aufgezählt und Einflüsse der Geschwindigkeit auf das Fahrverhalten erklärt.

2.2231 **Allgemeines**

Eine möglichst hohe Fahrgeschwindigkeit entspricht dem Wunsche des Strassenbenützers. Sie verschafft ihm solange Zeitgewinn, wie die Strassenführung und -gestaltung eine hindernisfreie und sichere Fahrt gestattet. Aus diesem Grunde werden Strassen auf eine bestimmte Verkehrsgeschwindigkeit hin ausgebaut. Wesentlich ist dabei:

- dass eine möglichst lange Strecke mit der gleichen Geschwindigkeit befahren werden kann
- dass ein Wechseln der Geschwindigkeit während der Fahrt nicht abrupt erfolgen muss
- dass ein sicheres und komfortables Befahren möglich ist

Bei der Planung grösserer, mehrspuriger Verkehrsanlagen (Autobahnen, Kantonsstrassen usw.) werden verschiedene massgebende Geschwindigkeiten unterschieden: Ausbau-, Projektierungs-, Entwurfsgeschwindigkeit usw. So gilt beispielsweise die Ausbaugeschwindigkeit für längere Strecken (Strassen, Strassenabschnitte), während die Projektierungsgeschwindigkeit je nach Wahl der Projektierungselemente (Radius, Neigung usw.) variieren kann.

Aufgrund der speziellen Voraussetzungen im Wald- und Güterstrassenbau, wie

- Bewirtschaftung von Wald und Kulturland
- möglichst gute Geländeanpassung
- Durchquerung topographisch und bodenmechanisch schwieriger Gebiete
- Beschränkung auf das Einfache und Notwendige

— umweltbewusste und landschaftsschonende Projektierung und Bauausführung

kommt der Wahl der Geschwindigkeit nicht die gleich grosse Bedeutung zu, wie bei der Konzeption verkehrsintensiver Strassennetze. Die Geschwindigkeit ist ein Faktor unter vielen, welcher die Projektierungselemente einer Strasse (Kurven, Neigung, Fahrbahnbreite usw.) mitbestimmt oder durch diese bestimmt wird. Zum Beispiel gibt es Passagen, die aufgrund ihrer Eigenart langsamer befahren werden müssen, wie Wendeplatten, Furten, Einfahrten, Abzweigungen, Eisenbahnübergänge. Auf die Unterscheidung verschiedener Geschwindigkeiten wird deshalb verzichtet. Die für eine Strasse oder einen Strassenabschnitt festgesetzte Geschwindigkeit (V) wird in der Folge Verkehrsgeschwindigkeit, Fahrgeschwindigkeit oder Grundgeschwindigkeit genannt und üblicherweise in km/h angegeben.

Im Vergleich zum übergeordneten Strassennetz sind die der Projektierung von Wald- und Güterstrassen zugrundegelegten Fahrgeschwindigkeiten in jedem Falle niedrig ($V = 20\text{--}40$ km/h, in Ausnahmefällen bis 60 km/h). Diese Beschränkung lässt sich gut verantworten: die Fahrstrecken auf Wald- und Güterstrassen machen nämlich in den meisten Fällen einen kleinen Teil (10—25%) des gesamten zurückzulegenden Fahrweges aus. Die Verkehrsgeschwindigkeit ist den übrigen Argumenten gegenüber (Erleichtern der Bewirtschaftung, Niedrighalten der Kosten, Eingriff in die Landschaft) von zweitrangiger Bedeutung.

2.2232 Wahl der Fahrgeschwindigkeit

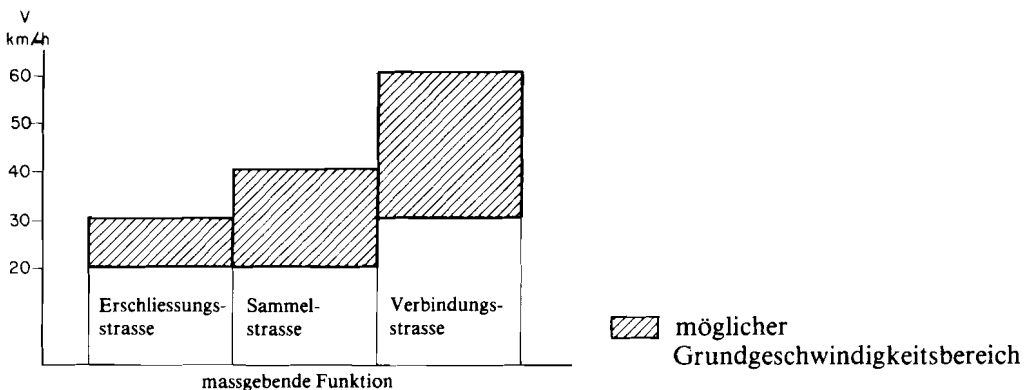
Die Entscheidung, welche Fahrgeschwindigkeit für ein konkretes Detailprojekt gewählt werden soll, hängt von den nachstehenden Kriterien ab:

- Funktion der Strasse
- Topographie (Richtungsänderungen)
- Steigungsverhältnisse der Strasse
- Verkehrsmenge

2.22321 Funktion der Strasse

Die Fahrgeschwindigkeit auf einer Bewirtschaftungsstrasse ist generell kleiner als auf einer stark befahrenen Verbindungsstrasse.

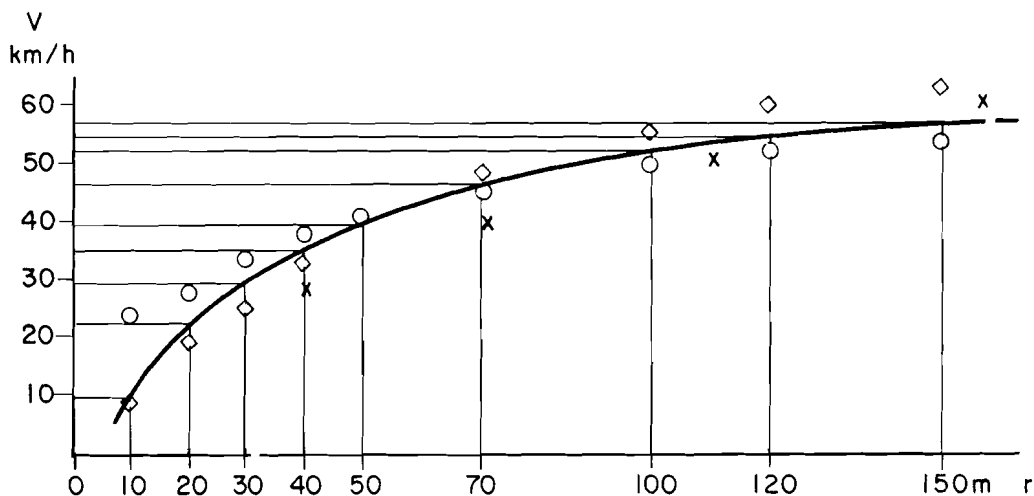
Abb. 2.7 Grundgeschwindigkeitsbereiche verschiedener Strassen



2.22322 Topographie

Die Strassenführung in stark coupiertem und steilem Gelände erfordert kleinere Kurvenradien (Geländeanpassung) als jene im gleichmässigen, flachen Gebiet. Die Verwendung kleinerer Kurvenradien beeinflusst die Fahrgeschwindigkeit wesentlich.

Abb. 2.8: Fahrgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Radius r



- ◇ : Projektierungsgeschwindigkeiten für PW nach ROTACH (1970)
- : Mittlere gemessene Geschwindigkeiten für LKW nach ROTACH (1970)
- x : Entwurfsgeschwindigkeit für alle Fahrzeuge nach KASTL (1968)
- : Massgebende Kurve

2.22323 Steigungsverhältnisse der Strasse

Das Gefälle einer Strasse und die Fahrgeschwindigkeit insbesondere von Lastwagen stehen in engem Zusammenhang. Während im Flachland die Strassen häufig mit geringer Neigung angelegt werden können, sind die Strassen im Gebirge zur Überwindung grosser Höhendifferenzen oft mit maximal zulässiger Steigung zu bauen. Dabei wird für Wald- und Güterstrassen die Reduktion der Fahrgeschwindigkeit beladener Lastwagen auch unter 20 km/h in Kauf genommen.

2.22324 Verkehrsmenge

Die Anzahl verkehrender Fahrzeuge ist in der Regel so klein, dass selbst bei «viel» Verkehr keine Verzögerung im Verkehrsfluss eintritt. Sie hat deshalb keinen Einfluss auf die Wahl der Geschwindigkeit.

2.2233 Einflüsse auf das Fahrverhalten

Zwischen Fahrzeug und Strasse bestehen eine Reihe von Beziehungen, welche die Wahl bestimmter geometrischer Abmessungen beeinflussen.

Dies betrifft insbesondere:

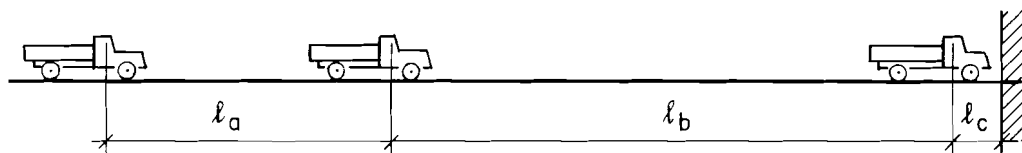
- die beim Auftauchen von Hindernissen benötigte Anhaltstrecke
- die beim Befahren von Kurven entstehende Fliehkraft

Das Fahrverhalten des Fahrzeuges selbst — z.B. Nachlauf der Hinterachse und des Anhängers während der Fahrt durch die Kurve — wird im Abschnitt 2.3 beschrieben.

2.22331 Anhaltstrecke

Unter Anhaltstrecke wird die Strecke verstanden, welche ein Fahrzeug braucht, bis es aus voller Fahrt und ohne fremde Einflüsse (Hindernisse) zum Stillstand kommt. Das «Anhalten» setzt sich aus mehreren Teilvorgängen zusammen.

Abb. 2.9: Anhaltphasen



ℓ_a = Reaktionsweg: während der Reaktionszeit und bis zum Ansprechen der Bremsen legt das Fahrzeug die Strecke ℓ_a mit unverminderter Geschwindigkeit zurück. Diese Zeit beträgt 0.7–1.5 Sekunden; im Mittel wird 1.0 sec angenommen.

$$\ell_a = \frac{V}{3.6} \cdot t \qquad \ell_a = 0.278 V$$

ℓ_b = Bremsweg: während die Bremsen wirken, wird mit ständig verminderter Geschwindigkeit der Bremsweg ℓ_b zurückgelegt. Seine Länge ist von der Fahrgeschwindigkeit V , der Längsneigung ν und vom Haftreibungskoeffizient μ (zwischen Pneu und Boden) abhängig (NEUMANN 1959):

$$\ell_b = \frac{V^2}{2g \cdot 3.6^2 \left(\mu \pm \frac{\nu}{100} \right)}$$

Die Bodenhaftung und damit μ hängt vor allem von der Geschwindigkeit, vom Reifenprofil und vom Fahrbahnbelag (Belagstyp, trocken-feucht, wellig-eben) ab und variiert von 0.2–0.7 (0.1 = Glatteis). Für die vorliegende Berechnung wird vorsichtigerweise $\mu = 0.3$ eingesetzt.

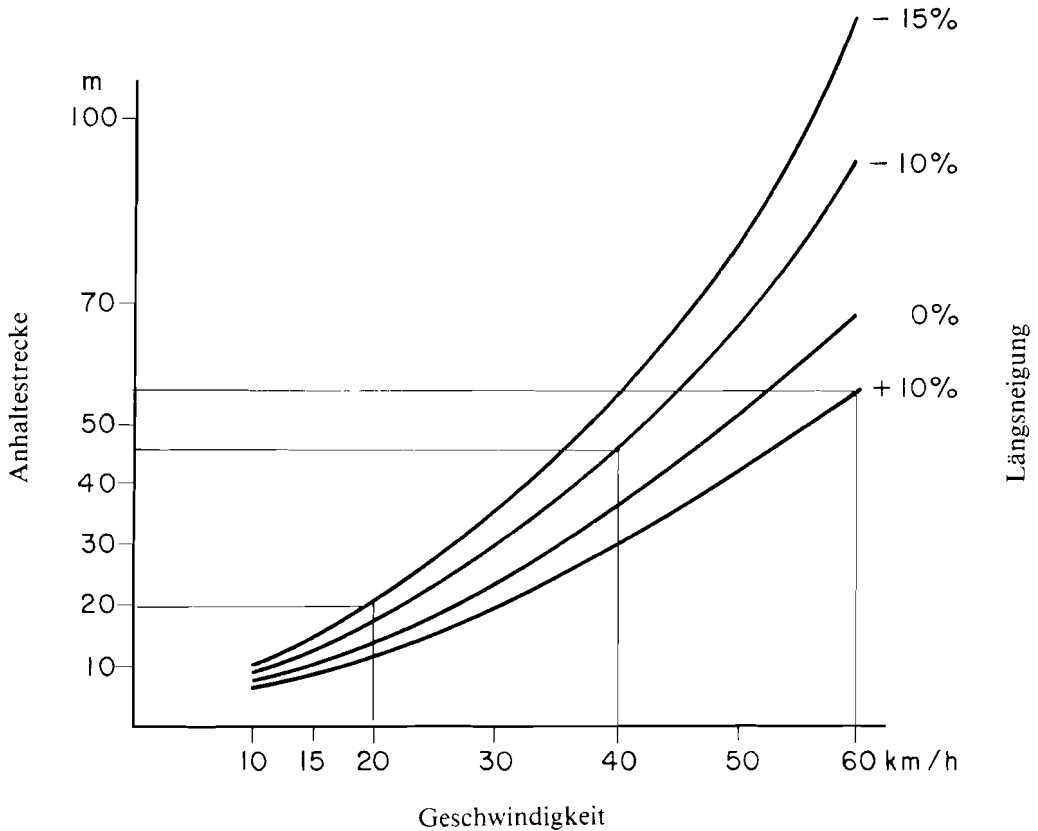
ℓ_c = Sicherheitsabstand: nach dem Anhalten soll das Fahrzeug mindestens so weit vor dem Hindernis stehen bleiben, dass die vordere Begrenzung dieses nicht berührt. Der Sicherheitsabstand ℓ_c wird mit 2.50 m angenommen.

Die ganze Anhaltstrecke beträgt somit:

$$l_a + l_b + l_c = 0.278 V + \frac{V^2}{254.3 \left(\mu \pm \frac{\nu}{100} \right)} + 2.5$$

In der Abbildung 2.10 sind die Anhaltstrecken bei verschiedenen Geschwindigkeiten und unterschiedlichen Längsneigungen dargestellt.

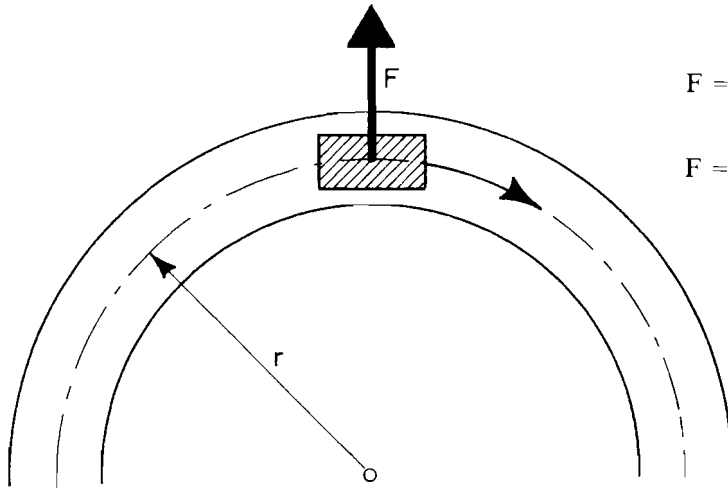
Abb. 2.10: Anhaltstrecken



2.22332 Fliehkraft

Auf ein Fahrzeug wirkt beim Befahren von Kurven eine Kraft, die es nach der Kurvenaussenseite drängt. Diese Beanspruchung heisst Fliehkraft F oder Zentrifugalkraft und ist vom Fahrzeuggewicht, von der Fahrgeschwindigkeit und dem Kurvenradius abhängig.

Abb. 2.11: Fliehkraft F



$$F = \frac{mv^2}{r}$$

$$F = \frac{G \cdot v^2}{g \cdot r} = \frac{G \cdot V^2}{9.81 \cdot 3.6^2 \cdot r}$$

$$F \approx \frac{G \cdot V^2}{127 r}$$

G : Fahrzeuggewicht

V : Geschwindigkeit in km/h (= 3.6 v)

v : Geschwindigkeit in m/s

g : Erdbeschleunigung = 9.81 m/s²

r : Kurvenradius

m : Masse

Die Fliehkraft greift im Schwerpunkt eines Fahrzeuges an und steigt mit dessen Gewicht und dem Quadrat der Geschwindigkeit; zum Kurvenradius verhält sie sich umgekehrt proportional.

Damit ein Fahrzeug die Fahrspur nicht verlässt, d.h. schleudert, oder nicht über die äußeren Räder kippt, d.h. umstürzt, muss eine entgegengesetzt wirkende Kraft vorhanden sein.

Bei horizontaler Fahrbahn wird die Fliehkraft durch die seitliche Bodenhaftung (Kraftschluss) zwischen Rädern und Fahrbahnoberfläche übernommen.

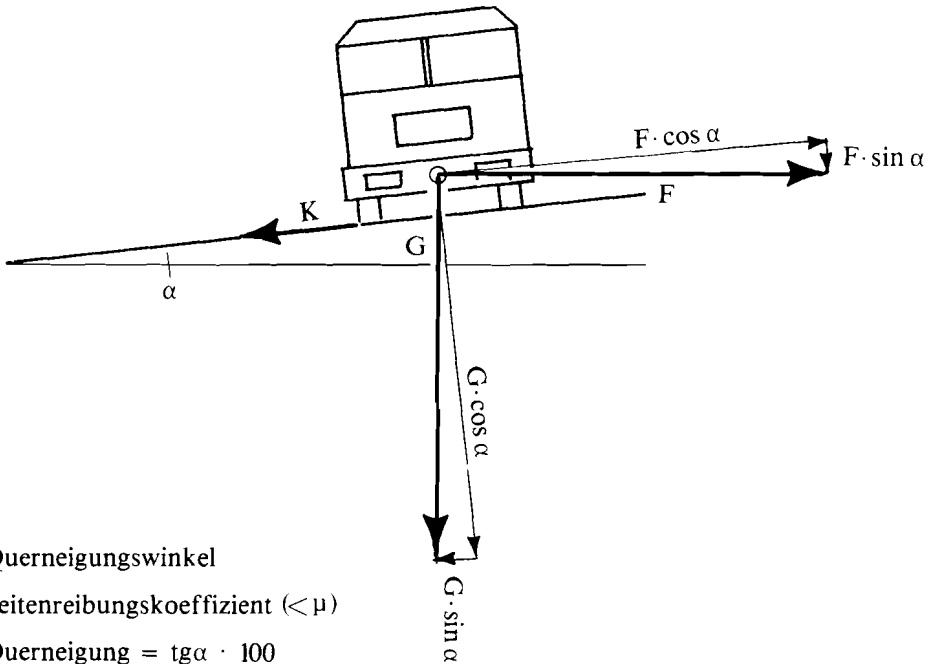
Durch Querneigung der Fahrbahn gegen das Kurvenzentrum hin wird die Wirkung der Fliehkraft teilweise aufgehoben (Abb. 2.12).

Die Zentrifugalkraft ist also durch seitliche Bodenhaftung einerseits und durch Quergefälle andererseits auszugleichen. Die Gleichgewichtsformel lautet:

$$F \cdot \cos \alpha = \overbrace{(F \cdot \sin \alpha + G \cdot \cos \alpha)}^K \mu_r + G \cdot \sin \alpha$$

effektive Fliehkraft = Kraft aus seitlicher Bodenhaftung + Kraft aus Querneigung

Abb. 2.12: Kraftverteilung bei der Kurvendurchfahrt



- α : Querneigungswinkel
- μ_r : Seitenreibungskoeffizient ($< \mu$)
- q : Querneigung = $\text{tg}\alpha \cdot 100$

Vereinfachung für kleine Winkel α :

$$\sin \alpha \approx \text{tg} \alpha = \frac{q}{100} ; \cos \alpha \approx 1$$

Nach dem Einsetzen von F und dem Vereinfachen der obigen Gleichung ergibt sich die von μ_r und q abhängige Gleichgewichtsformel:

$$\frac{v^2}{r \cdot g} - (\mu_r + q/100) = 0 \rightarrow \frac{V^2}{127 r} = \mu_r + q/100$$

Im konkreten Fall wird die Fliehkraft etwa zu zwei Dritteln durch die seitliche Reibung und zu einem Drittel durch die Querneigung aufgenommen.

2.3 Geometrische Grundlagen und Richtlinien für die Detailprojektierung

Die Lage einer Strasse im Gelände wird durch deren Linienführung, Gradienten und Querschnitte bestimmt.

Die Linienführung wird durch den horizontalen und vertikalen Verlauf der Strassenachse (Geraden und Kurven) charakterisiert. Sie wird im generellen Projekt als Nulllinie und im Detailprojekt als Strassenachse (Grundriss) und als Gradienten, Projektlinie oder Nivellette (Längenprofil) bezeichnet.

Die Strassenquerschnitte zeigen die Lage der Strasse im Gelände bei jedem abgesteckten Achspunkt, rechtwinklig zur Fahrbahnachse in Geraden, radial dazu in Kurven. Sie charakterisieren also die mit dem Einlegen des Strassenkörpers in den Geländequerschnitt entstehenden Flächen und erscheinen in den Plänen des Detailprojekts als Querprofile.

Wald- und Güterstrassen haben Flächen zu erschliessen, d.h. die bewirtschafteten Flächen müssen von der Strasse aus gut zugänglich sein (und umgekehrt). Diese Forderung verlangt eine gute Anpassung der Strasse ans Gelände. Daher werden die Kurven häufig mit kleinen Radien abgesteckt. Keinesfalls dürfen aber die Minimalwerte für die zugelassenen Fahrzeuge unterschritten werden.

Im nachstehenden Abschnitt wird gleich vorgegangen wie bei der Projektierung einer Wald- bzw. Güterstrasse: Zuerst werden die geometrischen Belange der Linienführung, anschliessend diejenigen des Querschnittes behandelt. Überschneidungen lassen sich dabei nicht vermeiden, da die Wahl der Linienführung und des Strassenquerschnittes gegenseitig voneinander abhängen. So muss z.B. für die Bestimmung des Minimalradius die Fahrbahnbreite in der Kurve bereits bekannt sein.

Die wesentlichen Unterlagen (Definitionen, Regeln, Grenzen, Richtlinien) sind in diesem Abschnitt aufgeführt. Weitere Angaben zu den geometrischen Grundlagen befinden sich in den SAFS-Merkblättern und den VSS-Normen (v.a. Band II).

2.31 Die horizontale Linienführung

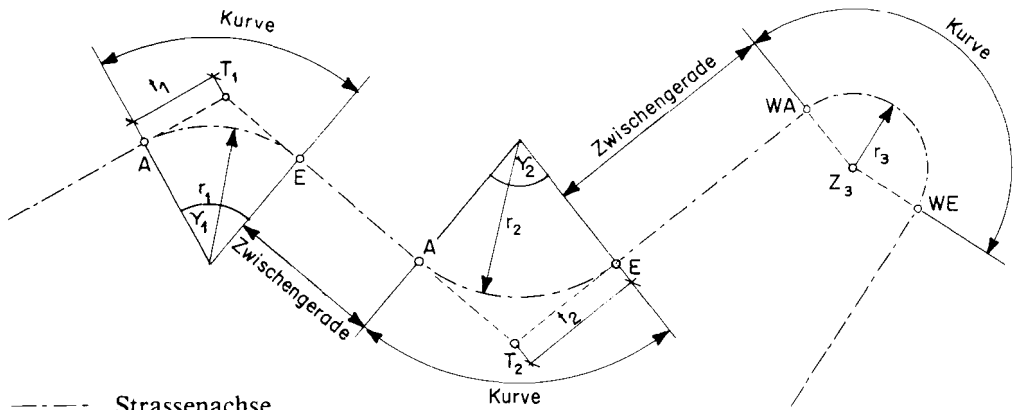
Unter horizontaler Linienführung versteht man den auf die Horizontalebene projizierten Verlauf der Strassenachse (Grundriss). Der Grundriss eines Detailprojektes ist im Situationsplan dargestellt.

2.311 *Allgemeines*

Die Strassenachse im Grundriss besteht aus Geraden und tangential daran anschliessenden Kurven. Für Wald- und Güterstrassen werden die Kurven üblicherweise als Kreisbogen, selten als Parabeln abgesteckt (vgl. Abschnitt 2.4). Im Gegensatz zum grossen Strassenbau wird, wegen der verhältnismässig kleinen Grundgeschwindigkeiten, normalerweise auf die Projektierung von Vor- und Übergangsbogen verzichtet.

Grundlage für den Verlauf einer Fahrbahnachse in der Situation ist das im Gelände abgesteckte Tangentenpolygon (Polygonzug).

Abb. 2.13: Grundriss



----- Strassenachse

----- Polygonzug

r_i : Kurvenradien

t_i : Tangentenlängen

γ_i : Zentriwinkel

T_j : Tangentenpunkt
(Kurzform für:
Tangentschnittpunkt)

A : Bogenanfang

E : Bogenende

Z : Zentrum

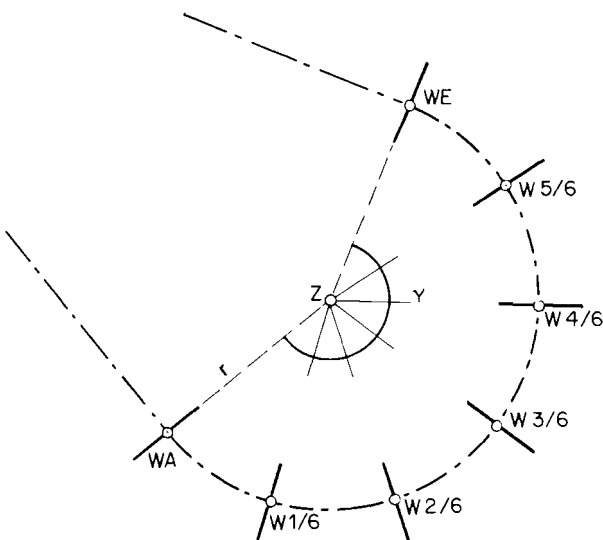
WA : Anfang

WE : Ende

} in Wendepunkten

Auch Wendepunkte (Haarnadelkurven, Kehren) d.h. Kurven mit grossem Zentriwinkel und kleinem Radius werden in der Regel als Kreisbogen abgesteckt. Die Suche nach geeigneten Stellen für Wendepunkte und ihre Absteckung verlangen besondere Sorgfalt, weil schlecht angelegte Kurven grössere Eingriffe in Landschaft und Gelände, sowie erhebliche Kosten verursachen können.

Abb. 2.14: Wendepunkt



Besonderheiten:

— grosse Richtungsänderung →
Zentriwinkel $\gamma \geq 160^\circ$

— kleiner Kurvenradius
 $8 \text{ m} \leq r \leq 25 \text{ m}$

— Absteckung vom Zentrum aus

W 1/6

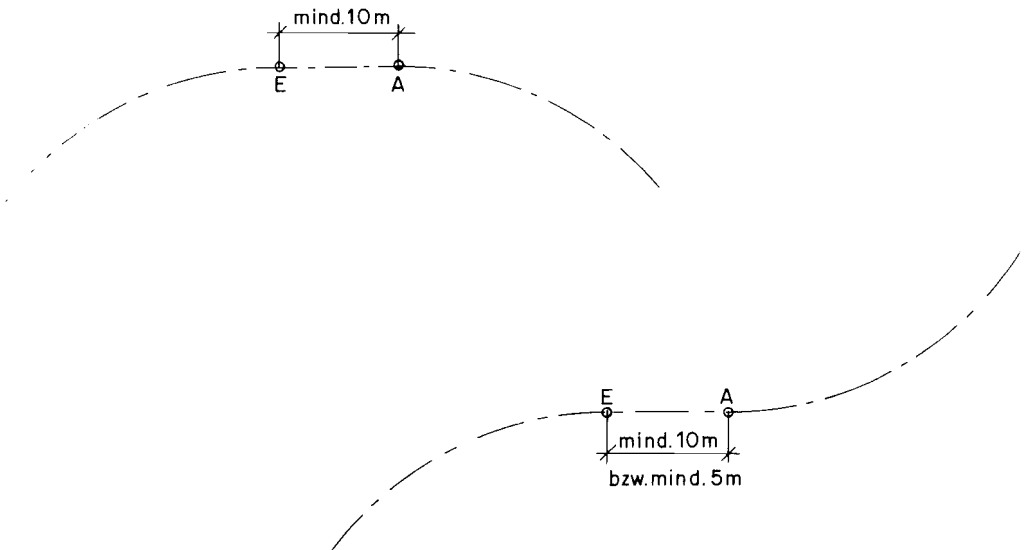
W 5/6 = Bogenzwischenpunkte

2.312 Anordnung von Kurven und Geraden

Das Aneinanderreihen von Kurven und Geraden im Grundriss ist aus fahrtechnischen und ästhetischen Gründen gewissen Regeln unterstellt:

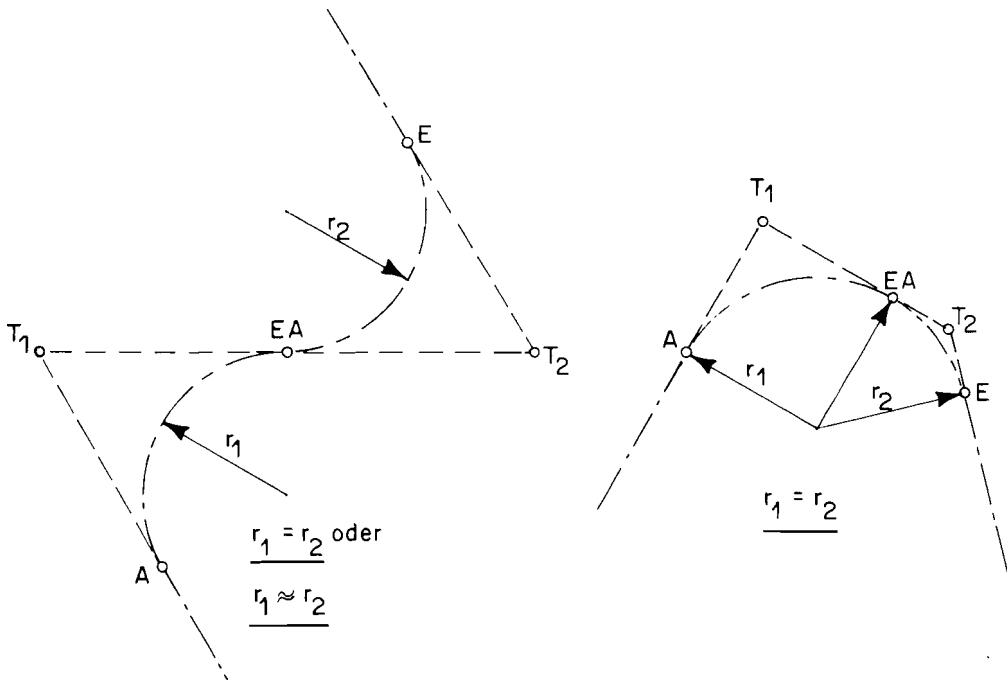
- Wo es vom Gelände her möglich ist, sind lange Geraden und grosse Kurvenradien anzustreben.
- Die Tangentenlängen jeder Kurve sollen mindestens 10 m betragen. Bei Kurven mit kleiner Richtungsänderung ergeben sich somit relativ grosse Radien, weil sonst zu unscheinbare Kurven entstehen, die der Fahrer erst spät, evtl. zu spät, wahrnimmt.
- Zwischen zwei gleichgerichteten Kurven muss aus fahrtechnischen Gründen eine Zwischengerade von mindestens 10 m ausgehalten werden.
- Ebenso ist für eine flüssige Linienführung zwischen entgegengesetzt gerichteten Kurven eine Zwischengerade von minimal 10 m — ausnahmsweise 5 m in schwierigem, coupiertem Gelände — anzustreben.

Abb. 2.15: Anordnung der Zwischengeraden



Lassen sich die geschilderten Minimalabstände geländebedingt nicht verwirklichen, so sind die Kurven ohne Zwischengerade zusammenzuhängen, d.h. der Endpunkt der vorgehenden Kurve ist Anfangspunkt der folgenden Kurve.

Abb. 2.16: Zusammenhängen der Kurven



- Zwei zusammenhängende Kurven sind mit gleichen Radien abzustecken (Ausnahme: ähnliche Radien — Abweichung ca. 10% — bei entgegengesetzt gerichteten Kurven).
- Werden mehrere Kurven zusammenhängend, so sind vor allem die kleinen Radien aufeinander abzustimmen.
- Bei entgegengesetzt gerichteten, zusammenhängenden Kurven ist darauf zu achten, dass pro Kurve eine Tangentenlänge von 10 m vorhanden ist; für gleichgerichtet zusammenhängende Kurven ergeben sich bei gleichem Radius Tangentenlängen (t_1/t_2) analog zu den Richtungsänderungen (γ_1/γ_2).

2.313 Kurvenradien

Es werden nur die Grundlagen für den Kreisbogen beschrieben. Die Parabel weist als Kurvenform für Horizontalbogen mehrere Nachteile (z.B. ständig wechselnde Krümmung) auf und wird deshalb nicht weiter berücksichtigt.

2.3131 Kriterien zur Wahl des Kurvenradius

Bei der Festlegung der Tangentenpunkte und der Wahl der Kurvenradien stehen sich immer zwei Interessen gegenüber:

- *Anpassung an das Gelände* (aus technischen, wirtschaftlichen oder ästhetischen Gründen): Anpassung der Strasse an das Terrain bedeutet in der Praxis, dass die Fahrbahnachse möglichst auf der Nulllinie liegt. Ein unregelmässiges und steiles Projektgebiet bedingt daher viele Kurven mit kleinen Radien.

- *Grosszügige, gestreckte Linienführung*: Bequemes, schnelles und sicheres Befahren einer Strasse verlangt lange Geraden und Kurven mit möglichst grossen Radien.

Bei der Wahl der Kurvenradien sind diese beiden Belange stets sorgfältig gegeneinander abzuwägen.

Allgemein gilt: Je schwieriger das Gelände ist, desto grösseres Gewicht kommt der Anpassung an das Terrain zu. Die Minimalradien dürfen aber keinesfalls unterschritten werden, sonst können solche Strassen nur noch von Fahrzeugen mit beschränkten Abmessungen befahren werden.

Weiter ist wichtig, dass in der Linienführung keine abrupten Wechsel vorkommen. Deshalb sollen:

- nach längeren Geraden relativ grosse Radien gewählt werden, damit die Fahrgeschwindigkeit allmählich reduziert werden kann,
- die Radien mehrerer sich folgender Kurven aufeinander abgestimmt sein, damit die Geschwindigkeit konstant gehalten werden kann.

Ein wesentliches Element bei der Detailprojektierung ist der kleinstmögliche Kurvenradius. Wird die Fahrbahn jeweils, gemäss Abschnitt 2.3322, genügend verbreitert, so hängt der Minimalradius von zwei verschiedenen Kriterien ab:

- Daten der massgebenden Fahrzeuge
(Lenkradeinschlag, Abmessungen, Überhang)
- massgebende Fahrgeschwindigkeit für eine Strasse
(Fahrdynamik der Fahrzeuge)

2.3132 Minimalradien der Kurven

Die minimal zulässigen Radien — Ausnahme Wendepplatten — können mit der in Abschnitt 2.22332 hergeleiteten vereinfachten Formel berechnet werden:

$$r_{\min} = \frac{V^2}{127(\mu_r + q)}$$

V : die einem Projekt zugrundegelegte Fahrgeschwindigkeit in km/h

q : die Querneigung, die mit abnehmendem Kurvenradius von 2% bis 7% zunimmt (vgl. Abschnitt 2.3332) massgebender Wert für r_{\min} : $q = 0.07$ ($q = 7\%$)

μ_r : Seitenreibungskoeffizient, Konstante abhängig von Haftbedingungen zwischen Rad und Strasse sowie von der Fahrgeschwindigkeit; massgebender Wert für r_{\min} : $\mu_r = 0.15 - 0.20$

Da im Nenner durchwegs konstante Faktoren vorkommen, hängt der Minimalradius direkt von der Grundgeschwindigkeit für ein Projekt ab. Er lässt sich näherungsweise mit nachstehender Formel berechnen:

$$r_{\min} = \frac{V^2}{30}$$

Für die auf Wald- und Güterstrassen in Frage kommenden Fahrgeschwindigkeiten sind die Minimalradien in der Tabelle 2.17 aufgeführt.

Tab. 2.17: Minimalradien in Funktion der Fahrgeschwindigkeit

Massgebende Fahrgeschwindigkeit (km/h)	20	25	30	35	40	60
Minimalradius (m)	13.5*	21	30	41	53	120

* ausgenommen in Wendepunkten werden für Wald- und Güterstrassen im Interesse eines guten Verkehrsflusses wo immer möglich Kurven mit $r \geq 20$ m abgesteckt.

2.3133 Minimalradien der Wendepunkte

Wendepunkte werden dort gebaut, wo das schwierige, oft steile Gelände grosse Richtungsänderungen erfordert. Der Bau von Kehren ist aber sehr aufwendig, weil dabei grosse Erdmassenverschiebungen, oft auch Felssprengungen und Kunstbauten notwendig sind.

Für die Bestimmung des Minimalradius spielt daher nicht mehr die einem Projekt zugrundegelegte Fahrgeschwindigkeit eine Rolle, sondern der Platzbedarf und die Kosten. Wegen der kleinen Radien müssen die Wendepunkte sehr langsam (5–15 km/h) befahren werden. Bei diesen kleinen Geschwindigkeiten ist nicht mehr die Fahrdynamik für den zulässigen Minimalradius bestimmend. Massgebend sind:

- Art, Lenkbarkeit, Länge und Ladung der grössten verkehrenden Fahrzeuge (Fahrzeugdaten)
- die vom Gelände abhängigen Platzverhältnisse ausserhalb der Fahrbahn

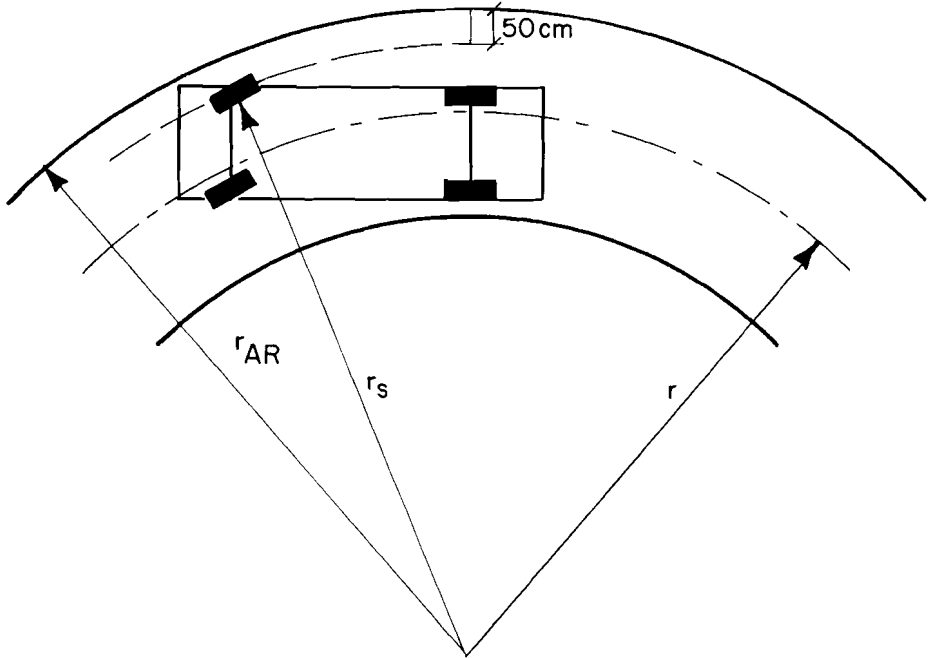
Die Berechnung ist für Lastwagen und Lastwagenzug mit Normalanhänger einerseits und für Lastwagen mit Spezialanhänger (z.B. Langholz) andererseits verschieden.

2.31331 Minimalradien der Wendepunkte für Lastwagen und Lastwagenzug mit Normalanhänger

Der Minimalradius in Fahrbahnmitte wird über den von den Fahrzeugen erforderlichen Radius am äusseren Fahrbahnrand berechnet. Der minimale Platzbedarf der Fahrzeuge bei der Kurvendurchfahrt geht aus der nachstehenden Gleichung hervor:

$$r_{ARmin} = r_s \cdot s + 0.5$$

Abb. 2.18: Minimaler Platzbedarf in Wendeplatten



r_{ARmin} : minimaler Radius am äusseren Fahrbahnrand

r_s : gemäss Gesetz (Art. 12 BAV) maximal zulässiger äusserer Spurkreisradius bei vollem Lenkeinschlag

s : Sicherheitszuschlag ($s = 1.05 - 1.2$)
Er ist notwendig, weil nicht auf der ganzen Länge der Kurve mit vollem Lenkeinschlag gefahren wird

0.5 : zusätzlicher Sicherheitsstreifen (Kurvenaussenseite) zur Berücksichtigung hervorstehender Teile (Überhang vorne)

Gemäss den Ausführungen zum Querschnitt (Abschnitt 2.3322) wird die Fahrbahn in Kurven in Abhängigkeit von Radius und Fahrzeugtyp beidseitig verbreitert.

Der errechnete Wert r_{ARmin} muss die folgende Bedingung erfüllen, damit eine Wendeplatte durchfahren werden kann:

$$r_{ARmin} \geq r + \frac{b + v}{2}$$

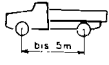
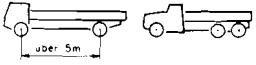
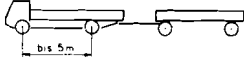
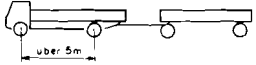
r : Radius der Wendeplatte

b : Fahrbahnbreite in der Geraden (vgl. Abschnitt 2.3321)

v : Fahrbahnverbreiterung (gemäss Kurven ① + ②, Abb. 2.41)

Durch das Einsetzen verschiedener Werte für r und damit v ergibt sich der gesuchte Minimalradius der Kehre aus der Tabelle 2.19.

Tab. 2.19: Minimalradius für verschiedene Fahrzeugtypen

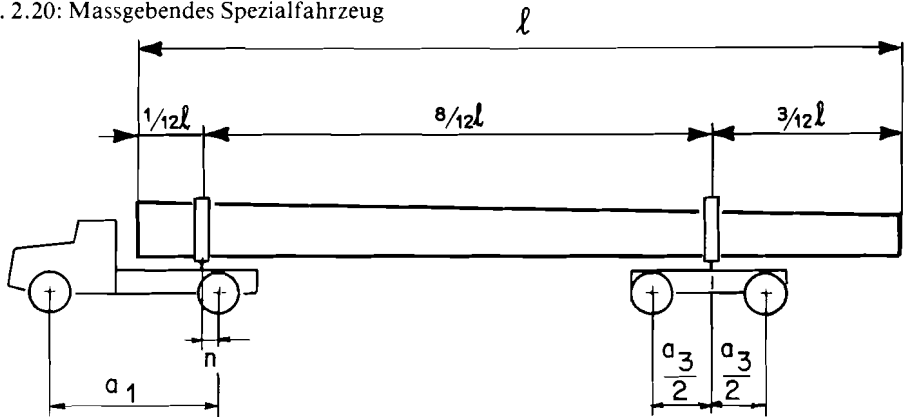
Fahrzeug	max. zulässiger Spurkreisradius	Sicher- heits- faktor	$r_{ARmin} =$ $r_s \cdot s + 0.5$	$\frac{b + v}{2}$	Minimalradius in Fahrbahn- mitte
	r_s	s	m	m	r
grosser Lastwagen 	9.0	1.1	10.4	2.5 (3.2 + 1.8):2	8
sehr grosser Lastwagen mit Lastwagen mit mehr als zwei Achsen 	10.0	1.1	11.5	2.4 (3.2 + 1.6):2	9
grosser Lastwagenzug 	9.0*	1.2	11.3	3.2 (3.2 + 1.6):2	8
sehr grosser Lastwagenzug 	10.0*	1.2	12.5	2.9 (3.2 + 2.6):2	10

* für Zugfahrzeug

2.31332 Minimalradien der Wendepfaden für Lastwagenzug mit Spezialanhänger

Die Abfuhr von Langholz erfolgt auf Lastwagenzügen mit einem Spezialanhänger. Die Langholztransportfahrzeuge sind deshalb für viele Gebiete die massgebenden Fahrzeuge. Sie bestehen aus einem Zugfahrzeug und einem meist zweiachsigen Spezialanhänger mit zusätzlicher Hand- oder Elektrosteuerung (Abb. 2.20). Einachsige Anhänger sind immer seltener anzutreffen und werden deshalb für die Bestimmung des Minimalradius nicht mehr berücksichtigt.

Abb. 2.20: Massgebendes Spezialfahrzeug



- a_1 : Radstand Zugfahrzeug (~ 4.5 m)
- a_3 : Radstand Anhänger (~ 3.0 m)
- n : Abstand Lastauflage — Hinterachse (~ 0.5 m)
- l : Holzlänge, variabel

Die im Abschnitt 2.31331 gerechneten Minimalradien treffen für diese Fahrzeuge nicht zu. Die nachstehenden Umstände erfordern einen grösseren Minimalradius als für «normale» Anhängerzüge:

- Fahrzeuglänge, Gesamtlänge und hinterer Überhang erfordern oft Ausnahmegewilligungen.
- Anhängertyp mit zusätzlicher Lenkung der Vorderachse (Schwiggwinkel α), der über das Ladegut mit dem Zugfahrzeug verbunden ist. Von der Konstruktion her ist der Winkel zwischen den Längsachsen des Ladegutes und des Anhängerchassis (δ) beschränkt.
- Die Platzverhältnisse in den Zonen ausserhalb der Fahrbahn sind beschränkt, z.B. durch Einschnitte, Kunstbauten, Bäume usw.

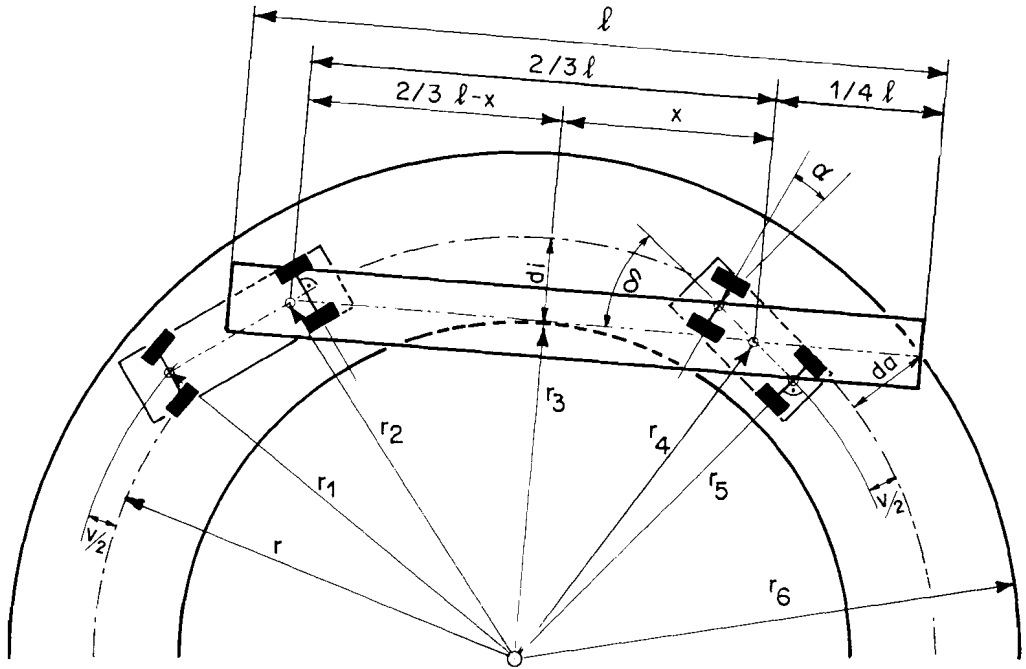
Als massgebende Kriterien zur Wahl des Minimalradius gehen daraus hervor:

- Ausschwenken des Ladegutes von der Fahrbahnachse gegen aussen — am hintersten Punkt des Ladegutes (d_a)
- Ausschwenken des Ladegutes von der Fahrbahnachse gegen innen — im variablen Abstand x von der Lastauflage des Anhängers (d_j)
- von der Holzlänge und dem Kurvenradius abhängiger Winkel zwischen den Längsachsen des Ladegutes und des Anhängers (δ)

Mit der Annahme, die Fahrbahn sei gemäss Kurve ②, Abbildung 2.41, verbreitert, ergeben sich im Grundriss die folgenden Bedingungen, welche zudem in der Abbildung 2.21 näher erläutert werden:

$$\left. \begin{array}{l} d_a \\ d_j \end{array} \right\} \leq \begin{array}{l} 1/2 \text{ Fahrbahnbreite} \\ \text{(inkl. Verbreiterung)} \end{array} \quad \delta \leq 45^\circ \text{ (konstruktionsbedingt)}$$

Abb. 2.21: Das Befahren von Wendeplatten



d_a, d_i, δ : gemäss obigem Beschrieb

l : Holzlänge, variabel

r : Radius in Fahrbahnmitte

r_i : zur Berechnung notwendige Radien

v : Fahrbahnverbreiterung nach Abschnitt 2.3322

α : Lenkeinschlagwinkel abhängig von r

Die Berechnung der Abweichungen von der Fahrbahnmitte und des Winkels δ erfolgt mit geometrischen (Pythagoras) und trigonometrischen Beziehungen, die aus der Abbildung 2.21 hervorgehen.

r_1, r_2, r_4 und r_5 : sind durch die Abmessungen r, v, a_1, a_3 und n (vgl. Abb. 2.20 und 2.21) bestimmbar

r_3 und r_6 : sind die zur Berechnung massgebenden Innen- bzw. Aussenradien, denn

$$d_i = r - r_3 = r - \sqrt{r_4^2 - x^2}$$

$$d_a = r_6 - r = \sqrt{r_3^2 + (x + 0.25 l)^2} - r$$

- x : ist der Anteil der Holzlänge zwischen d_j und dem Lastauflagepunkt des Anhängers; er lässt sich durch die Radien und die Gesamtlänge des Holzes ausdrücken

$$r_3^2 = r_2^2 - \left(\frac{2}{3} \ell - x \right)^2 = r_4^2 - x^2$$

$$x = \frac{r_4^2 - r_2^2 + \frac{4}{9} \ell^2}{\frac{4}{3} \ell}$$

- δ : ist über die Grösse des durch r_j gegebenen Komplementärwinkels bestimmbar

$$\delta = 180^\circ - \arcsin \frac{r_5}{r_4} - \arcsin \frac{r_3}{r_4}$$

d_a , d_j und δ wurden für verschiedene Radien (8–25 m) und mit verschiedenen Holzlängen (16, 20, 24 m) berechnet. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 2.22 als Diagramme dargestellt. Es geht daraus hervor:

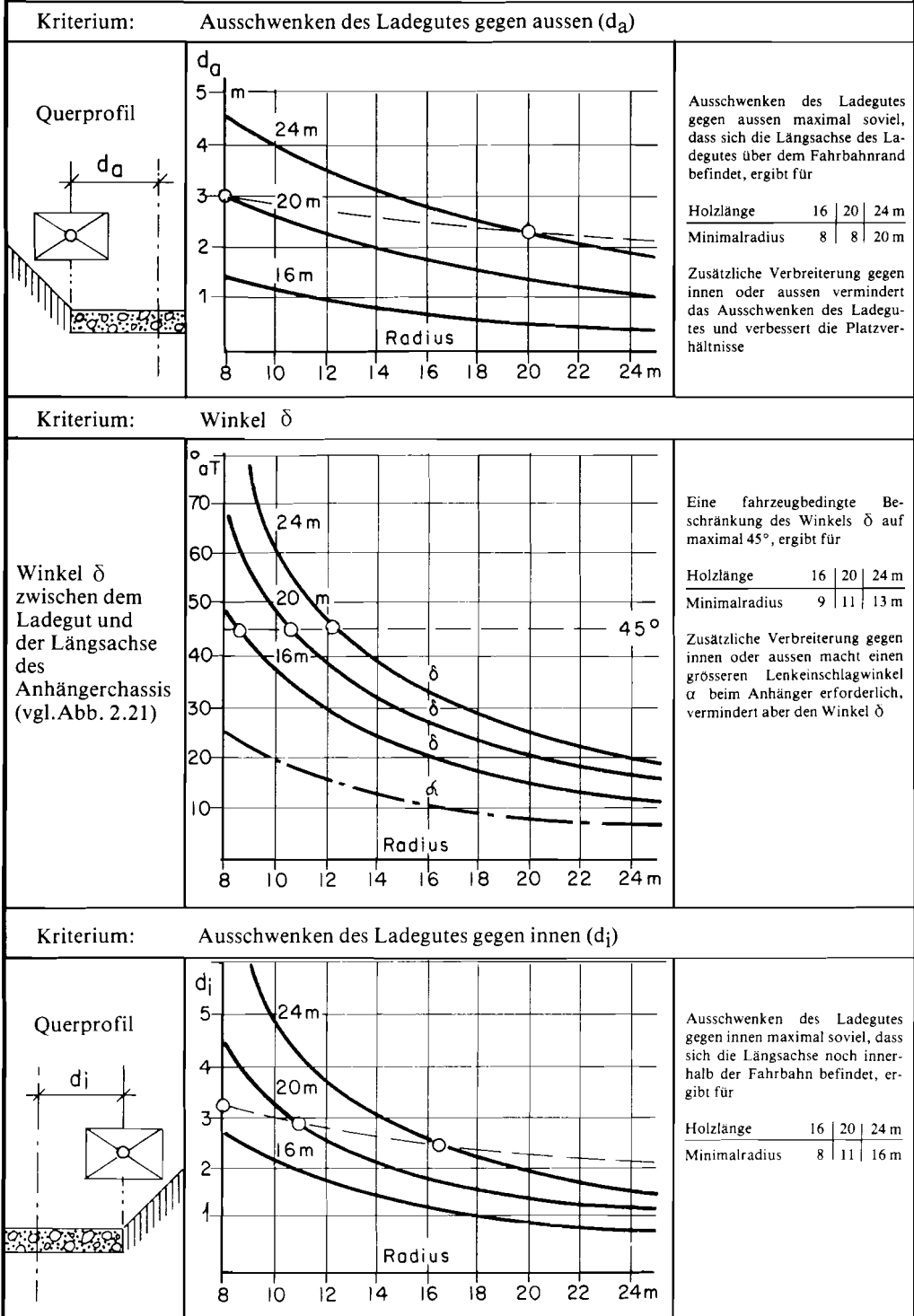
- Jeweils der grösste Radius, bei welchem alle drei Bedingungen gerade noch erfüllt sind, ist der für eine bestimmte Holzlänge massgebende Minimalradius.

für $\ell = 16 \text{ m} \rightarrow r_{\min} = 9 \text{ m}$ (wegen Winkel δ)

für $\ell = 20 \text{ m} \rightarrow r_{\min} = 11 \text{ m}$ (wegen d_j und Winkel δ)

für $\ell = 24 \text{ m} \rightarrow r_{\min} = 20 \text{ m}$ (wegen d_a)

Abb. 2.22: Kurven zur Ermittlung der Minimalradien von Wendepunkten bei Langholztransport, Normalbreite 3.2 m, Verbreiterung gemäss Abbildung 2.41, Kurve ②



- Es ist bei verschiedenen Holzlängen abwechslungsweise ein anderes Kriterium für die Grösse des Minimalradius entscheidend.
- Ein Langholztransportfahrzeug mit 16 m Holzlänge braucht keinen grösseren Minimalradius als ein sehr grosser Lastwagen (vgl. Tab. 2.19).
- Bei Holzlängen über 20 m schwenkt das Ladegut gegen aussen sehr stark aus, so dass es zum massgebenden Kriterium für den Minimalradius wird. Um den Eingriff in Landschaft und Gelände möglichst klein und die Baukosten tief zu halten, sollen Holzlängen über 20 m nur in einfachem Gelände den Minimalradius bestimmen.

2.314 *Sichtweite und Sichtfreiheit*

Die Übersichtlichkeit ist im Grundriss am stärksten durch Kurven mit engen Radien und/oder grossen Richtungsänderungen gefährdet. Als Hindernisse treten beispielsweise Geländerippen, Kunstbauten oder Vegetation auf.

Wald- und Güterstrassen werden einspurig gebaut. Die Sichtweite muss daher mindestens so gross sein, dass zwei Fahrzeuge rechtzeitig anhalten können, wenn sie mit der einem Projekt zugrunde gelegten Geschwindigkeit aufeinander zukommen. Die Sichtweite muss also in jedem Fall der doppelten Anhaltstrecke entsprechen.

Die Anhaltstrecken werden gemäss Abschnitt 2.22331 berechnet. Sie hängen von der Grundgeschwindigkeit V , dem Haftreibungskoeffizienten μ (im Beispiel für ungünstige Verhältnisse 0.3) und der Längsneigung ν ab und betragen:

bei einer Längsneigung $\nu = \pm 10\%$ (Fall I)

$$\begin{array}{ccccccc}
 & \text{Reaktionsweg} & & \text{Bremsweg} & & & \text{Sicherheits-} \\
 & & & \begin{array}{l} \text{talwärts} \\ \text{bergwärts} \end{array} & & & \text{abstand} \\
 & \overbrace{\hspace{2cm}} & + & \overbrace{\hspace{2cm}} & + & \overbrace{\hspace{2cm}} & \\
 \Sigma \ell_I = & 2 \cdot 0.278 V & + & \frac{V^2}{254.3 \left(\mu - \frac{\nu}{100} \right)} & + & \frac{V^2}{254.3 \left(\mu + \frac{\nu}{100} \right)} & + 5.0
 \end{array}$$

bei einer Längsneigung $\nu = 0\%$ (Fall II)

$$\Sigma \ell_{II} = 2 \cdot 0.278 V + \frac{V^2}{127.2 \mu} + 5.0$$

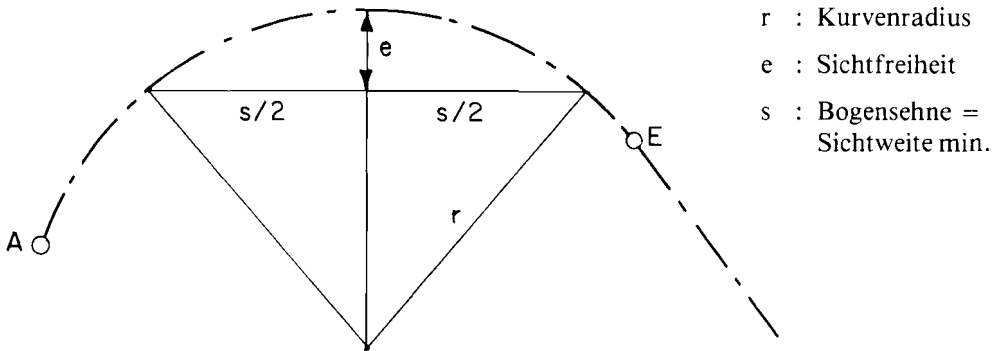
Der Vergleich der Anhaltstrecken für Fall I und II ergibt, wie aus Tabelle 2.23 ersichtlich ist, höhere Werte im Fall I, der damit die Minimalwerte für die erforderliche Sichtweite (s_{\min}) liefert. ($\nu = 10\%$ entspricht der maximalen Steigung von Wald- und Güterstrassen).

Tab. 2.23: Anhaltstrecken sich entgegenkommender Fahrzeuge

Geschwindigkeit V (km/h)	15	20	25	30	35	40	60
Fall I (m): $\nu = \pm 10\% \rightarrow s_{\min}$	20.0	27.9	37.3	48.2	60.6	74.4	144.5
Fall II (m): $\nu = 0\% \rightarrow s_{\min}$	19.2	26.6	35.3	45.3	56.6	69.2	132.8

Die ungünstigste Situation entsteht dann, wenn sich zwei Fahrzeuge im Moment, in dem sich deren Lenker sehen, bereits in einer Kurve befinden. Als erforderliche Sichtweite wird in diesem Fall die Sehne des Bogens angenommen (zusätzlicher Sicherheitsfaktor für die Anhaltstrecke!). Der Raum zwischen Fahrbahn und Bogensehne muss frei überblickbar sein. Er wird mit der Sichtfreiheit e, d.h. dem grössten Abstand zwischen Fahrbahnachse und Sichtgrenze, 1 Meter über der Fahrbahn auf Augenhöhe der Fahrzeuglenker, rechnerisch erfasst.

Abb. 2.24: Übersichtlichkeit in «langegezogenen» Kurven



Bei den Abstekerarbeiten wird der Verlauf der Strassenachse in der Regel nicht durch die Sichtweite, sondern durch die Angleichung ans Terrain, die wirtschaftliche Linienführung usw. bestimmt. Mit der Berechnung der erforderlichen Sichtfreiheit in Kurven besteht jedoch die Möglichkeit, kritische Stellen diesbezüglich rasch und zuverlässig zu überprüfen.

Die vereinfachte Berechnungsformel ergibt sich aus den geometrischen Beziehungen in Abbildung 2.24 und lautet:

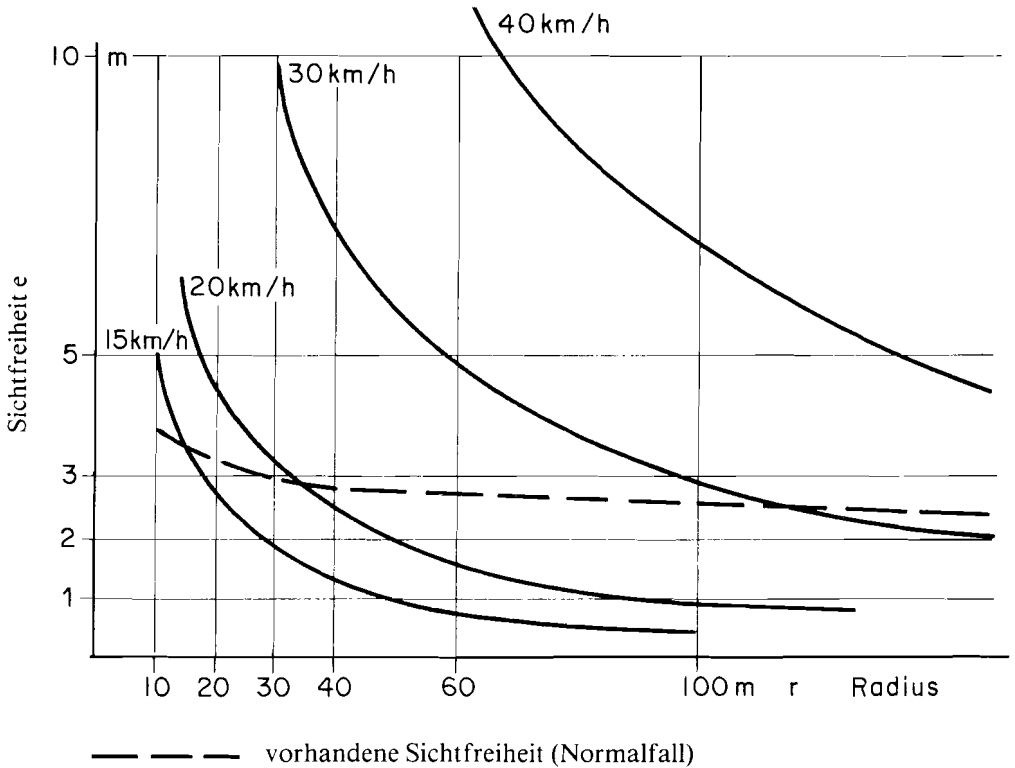
$$(r - e)^2 = r^2 - \left(\frac{s}{2}\right)^2 \rightarrow e_{\text{erf}} \approx \frac{s_{\min}^2}{8r}$$

e_{erf} : Sichtfreiheit gemäss Abbildung 2.24

r : Radius gemäss Abbildung 2.24

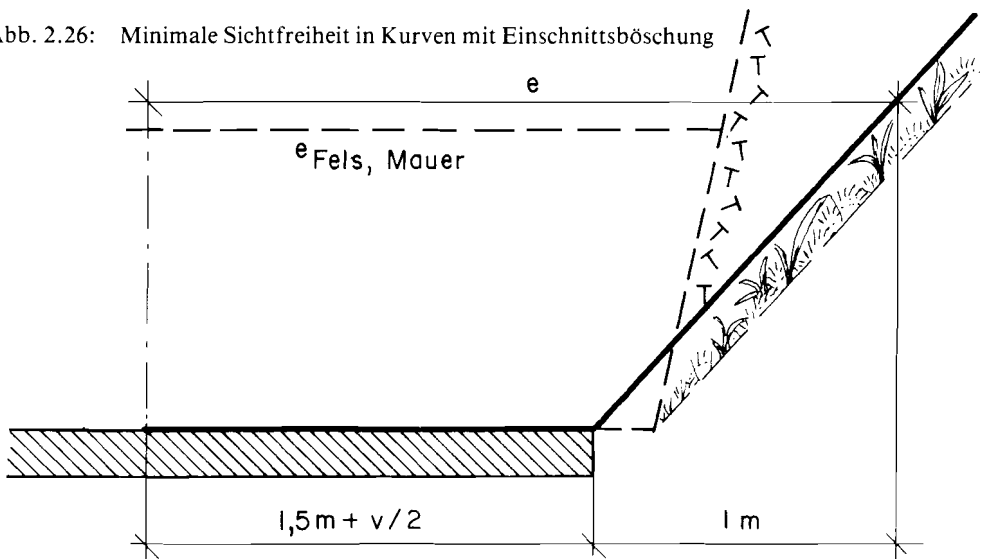
s_{\min} : erforderliche Sichtweite gemäss Tabelle 2.23

Abb. 2.25: Sichtfreiheit in «langgezogenen» Kurven ($s_{\min} \ll \text{Sehne AE}$)



Im obigen Diagramm sind die erforderlichen Sichtfreiheiten für verschiedene Radien und bei verschiedenen Geschwindigkeiten dargestellt. Anhand dieses Diagramms kann überprüft werden, ob an kritischen Stellen Hindernisse wegzuräumen, Einschnittsböschungen abzuflachen, zusätzlich breitere Bankette anzuordnen oder die Kurven mit einem grösseren Radius abzustecken sind.

Abb. 2.26: Minimale Sichtfreiheit in Kurven mit Einschnittsböschung



Strassenbreite = 3.0 m
 Verbreiterung gemäss Kurve ②, Abbildung 2.41

Neigung der Einschnittböschungen 1:1, bis 1 m Höhe keine Sichteinschränkungen vorhanden; bei steileren Böschungen oder Sichtbehinderung durch Vegetation wird ein Bankett oder Graben gebaut.

Bei einer Geschwindigkeit von 20 km/h können also im Einschnitt nur «langgezogene» Kurven bis 30 m Radius gefahrlos befahren werden. Bei kleineren Radien und grossen Richtungsänderungen muss langsamer gefahren oder stärker verbreitert werden.

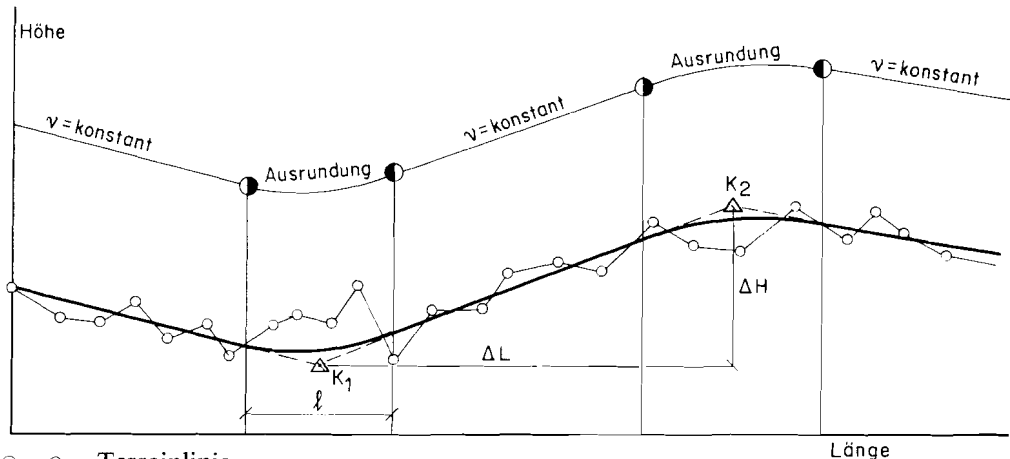
2.32 Die vertikale Linienführung

Die vertikale Linienführung erfasst den auf die Vertikalebene projizierten Verlauf der Strassenachse (Aufriss). Der Aufriss erscheint in den Plänen des Detailprojekts als Längenprofil.

2.321 Allgemeines

Das Längenprofil eines Projektes gibt den Geländeverlauf (Terrainlinie) und die Neigungsverhältnisse der Strassenachse (Gradiente, Projektlinie, Nivellette) wieder.

Abb. 2.27: Längenprofil



- Terrainlinie
- Gradiente, Projektlinie
- K : Knickpunkt
- v : Längsneigung in ‰ = $\frac{\Delta H}{\Delta L} \cdot 100$
- l : Ausrundungslänge, variabel

Üblicherweise werden im Längenprofil die Längen im Massstab 1:1000 und die Höhen im Massstab 1:100 dargestellt (10fache Überhöhung).

Die Terrainlinie hält den im Gelände abgesteckten Höhenverlauf der Strassenachse fest.

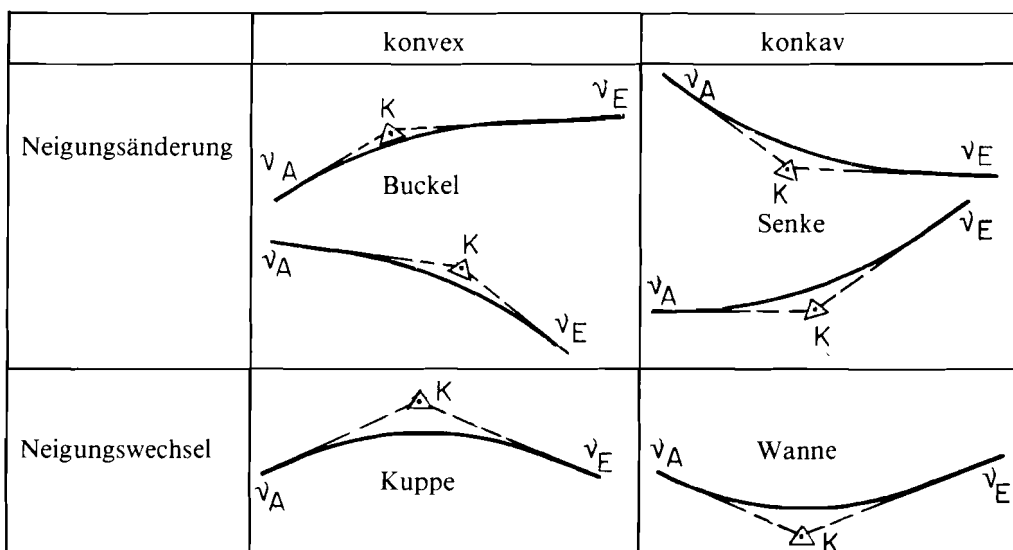
Die Gradiente (Projektlinie, Nivellette) stellt den vorgesehenen Höhen- und Längenverlauf der Achse der fertigen Strasse dar.

Die Gradiente setzt sich aus verschiedenen geneigten Geraden und tangential daran anschliessenden Kurven (Ausrundungen) zusammen.

Die Geraden kennzeichnen Strecken mit konstanter Längsneigung. Die Punkte, in denen sich zwei verschiedene Neigungsgeraden schneiden, heissen Knickpunkte. Zur Anordnung der Geraden im Längenprofil bestehen einige Grundregeln:

- Steigungen in Projektionsrichtung werden als positive, Gefälle als negative Längsneigungen bezeichnet.
- Es werden, wie die Abbildung 2.28 zeigt, verschiedene Arten der Neigungsänderung unterschieden.

Abb. 2.28: Geometrische Formen der Neigungsänderung



v_A : Neigung vor dem Knickpunkt = Anfangsneigung

v_E : Neigung nach dem Knickpunkt = Endneigung

- Die Neigungsänderung ergibt sich jeweils aus der Subtraktion der Neigung vor dem Knickpunkt von derjenigen nach dem Knickpunkt:

$$\Delta v = v_E - v_A$$

Neigungsänderungen müssen durch geeignete Kurven ausgeglichen werden. Die Strecken mit stetig ändernder Neigung werden Ausrundungen genannt.

Als Ausrundungskurve wird im Wald- und Güterstrassenbau die Parabel verwendet. Die Länge der Ausrundung wird dabei als Horizontalabstand angegeben. Sie hängt von der gewählten Geschwindigkeit und der Grösse der Neigungsänderung ab.

2.322 Steigungen und Gefälle

Auf Wald- und Güterstrassen müssen aus Gründen der Verkehrssicherheit, der Unterhaltskosten und der Transportleistung Steigungen bzw. Gefälle nach oben und unten begrenzt werden. Zudem sind die Längsneigungen auf besonderen Strassenabschnitten (Wendeplatten, Abzweigungen, Furten usw.) eigenen Bestimmungen unterworfen.

2.3221 Maximale und minimale Längsneigungen

Wald- und Güterstrassen sind oft in hügeligen und steilen Gebieten zu bauen (Alpen und Voralpen), so dass grosse Höhendifferenzen zu überwinden sind. Damit eine Strasse nicht länger wird als es ihre Erschliessungsfunktion erfordert, strebt man hier möglichst grosse Längsneigungen an.

Die maximal möglichen Steigungen und Gefälle werden durch folgende Umstände beeinflusst:

- *Fahrzeugeigenschaften*: beschränkte Bremssicherheit (Talfahrt) und erschwertes Anfahren (Bergfahrt) bei Transportfahrzeugen mit Vollast
- *Klimatische Verhältnisse*: erhöhte Rutschgefahr bei nasser Fahrbahn (Laubglätte) und Eisbildung; grosse Erosions- und Schwemmschäden auf Fahrbahn und Entwässerungsanlagen bei starken Niederschlägen (insbesondere bei Naturstrassen)

Die Grenzwerte sind in Abschnitt 1.25121 angegeben.

2.3222 Längsneigung auf speziellen Strassenabschnitten

In einigen Fällen ist die Längsneigung stärker beschränkt als üblich, z.B. bei Wendeplatten, Furten, Abzweigungen usw.

Den Neigungsverhältnissen in Wendeplatten ist besondere Beachtung zu schenken, weil bei kleinen Kurvenradien der Fahrbahninnenrand viel steiler ausgebildet wird als die Fahrbahnachse. Ein sicheres Befahren ist dann gewährleistet und die Schadenwirkung durch den Verkehr (insbesondere auf Naturstrassen) bleibt tragbar, wenn die Längsneigung am inneren Fahrbahnrand (ν_{IR}) weniger als 8% und diejenige am Aussenrand (ν_{AR}) mehr als 1% beträgt.

Die Neigung am inneren Fahrbahnrand verhält sich proportional zum Verhältnis der Radien der Fahrbahnmitte und des inneren Fahrbahnrandes:

$$\nu_{IR} = \nu \cdot \frac{r}{r_{IR}}$$

ν : Neigung in der Fahrbahnachse

ν_{IR} : Neigung am inneren Fahrbahnrad

r : Radius in der Fahrbahnachse

r_{IR} : Innenradius der Fahrbahn, geht hervor aus dem Radius r und der jeweiligen Kurvenverbreiterung v (Kurven ① + ②, Abb. 2.41) bei bekannter Fahrbahnbreite

Die nach dieser Formel berechneten Werte zeigen, dass die Längsneigung in Wendeplatten stark reduziert werden muss.

In den Abbildungen 2.29 und 2.30 werden die speziellen Neigungsverhältnisse in Wendepunkten für eine Fahrbahnbreite von 3.0 m und Fahrbahnverbreiterungen für Lastwagen, sowie für eine Breite von 3.2 m und Verbreiterungen für Lastwagenzüge aufgezeigt.

Abb. 2.29: Neigungsverhältnisse in Wendepunkten bei 3.0 m Fahrbahnbreite und Kurvenverbreiterungen für Lastwagen (Kurve ① in Abb. 2.41)

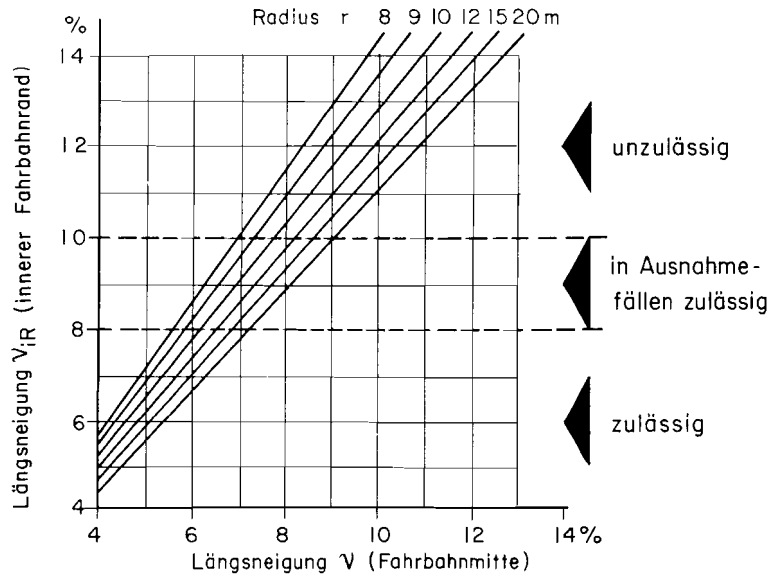
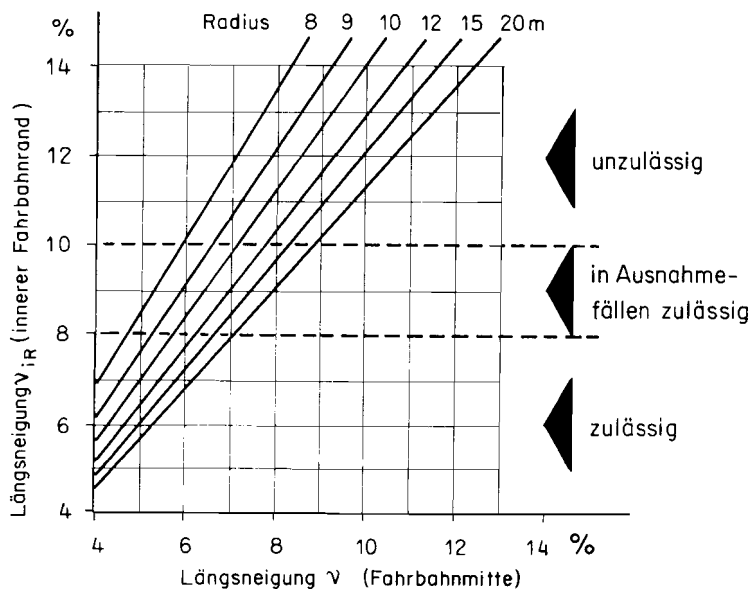


Abb. 2.30: Neigungsverhältnisse in Wendepunkten bei 3.2 m Fahrbahnbreite und Kurvenverbreiterungen für Lastwagenzüge (Kurve ② in Abb. 2.41)



Für alle obigen Werte wurde auch die Neigung am Aussenrand berechnet — sie blieb in jedem Fall über 1%. Damit ist für sie die Bestimmung von v nicht massgebend.

Bei Furten ist die Längsneigung ganz besonderen Regeln unterworfen, da ja meist auf kurzer Distanz von einer Steigung in ein Gegengefälle und zurück zur Ausgangssteigung gewechselt werden muss (vgl. Abschnitt 1.4532).

Bei wichtigen Abzweigungen sollte die Längsneigung nicht mehr als 5—7% betragen, da im Einmündungsbereich häufig gebremst und angefahren werden muss und oft nur kleine Ausrundungslängen zur Verfügung stehen.

Bei Plattenbrücken ist abzuklären, ob wegen der Besonderheiten des Bauwerkes (vermehrte Eisbildung, beschränkte Platzverhältnisse, Gefahr der Überschwemmung) eine Reduktion der Steigung notwendig ist.

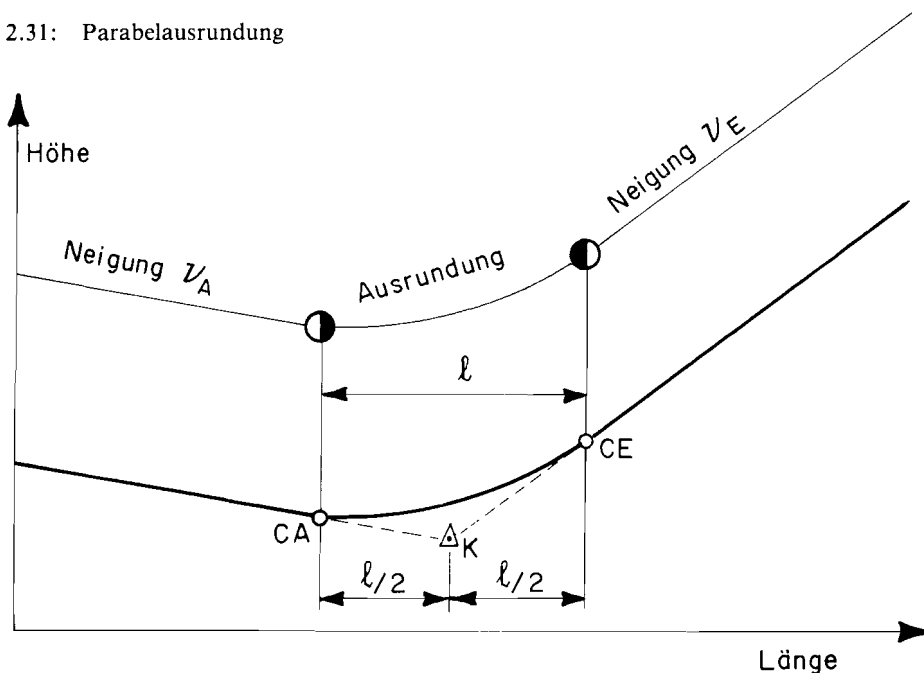
2.323 Gestaltung der Neigungsänderungen

Die Übergangsbogen zwischen unterschiedlichen Neigungen werden als Parabeln berechnet. Damit ein gefahrloses und angenehmes Befahren der Strasse möglich ist, sind jeweils angemessene Ausrundungslängen zu berücksichtigen.

2.3231 Parabelförmige Ausrundung

In der Abbildung 2.31 wird die Parabelausrundung am Beispiel der Wanne erläutert.

Abb. 2.31: Parabelausrundung



CA : Ausrundungsanfang

CE : Ausrundungsende

l : Ausrundungslänge, Horizontalabstand zwischen CA und CE

Für die Berechnung der Gradienten (Längsprofilberechnung vgl. Abschnitt 2.73) muss die Neigung in jedem Profilpunkt gerechnet werden können. In Geraden bleibt sie kon-

stant, in Ausrundungen wechselt sie stetig. Die Parabel wird deshalb als Ausrundungskurve bevorzugt, weil sich die Neigung proportional zur Horizontalabstand ändert (im Längenprofil sind alle Längen Horizontalabstände!). Die Parabel ist durch eine quadratische Gleichung bestimmt; die Neigung in jedem Profilverpunkt ist somit einfach zu berechnen (1. Ableitung = lineare Gleichung). Das Ausmass der Neigungsänderung in der Ausrundung ergibt sich aus der Formel:

$$\delta = \frac{v_E - v_A}{\ell} \quad (\% / \text{m})$$

δ wird als Krümmung oder spezifische Neigungsänderung bezeichnet. Der Reziprokwert ergibt die notwendige Ausrundungslänge, um die Neigung um 1% zu ändern.

$$\ell_{\delta} = \frac{1}{\delta} = \frac{\ell}{v_E - v_A} \quad (\text{m} / \%)$$

Vom Fahrkomfort her sind Ausrundungslängen von 5–10 m pro Prozent Neigungsänderung erwünscht. In schwierigem Baugelände und bei grösseren Neigungsänderungen müssen oft kleinere Ausrundungslängen gewählt werden, welche aber die Minimalwerte nicht unterschreiten dürfen (vgl. Tab. 2.33).

Im Gegensatz zu Wald- und Güterstrassen wird bei übergeordneten Strassen für die Berechnung der Ausrundung der Kreisbogen als Kurvenform gewählt.

Die beiden Ausrundungsformen weichen bei genügend grossen Ausrundungslängen bzw. Radien sehr wenig voneinander ab. Die Berechnung der Gradienten in jedem einzelnen Profilverpunkt ist bei der Kreisbogenausrundung sehr kompliziert, weil die Richtungs- bzw. Neigungsänderung proportional zur Bogenlänge ist, aber nur die Horizontalabstand bekannt ist.

2.3232 Minimal zulässige Ausrundungslängen

Je grösser die Neigungsänderung in einem Knickpunkt ist, desto länger muss die Strecke der Neigungsangleichung werden.

Kriterien zur Wahl der Ausrundungslänge sind:

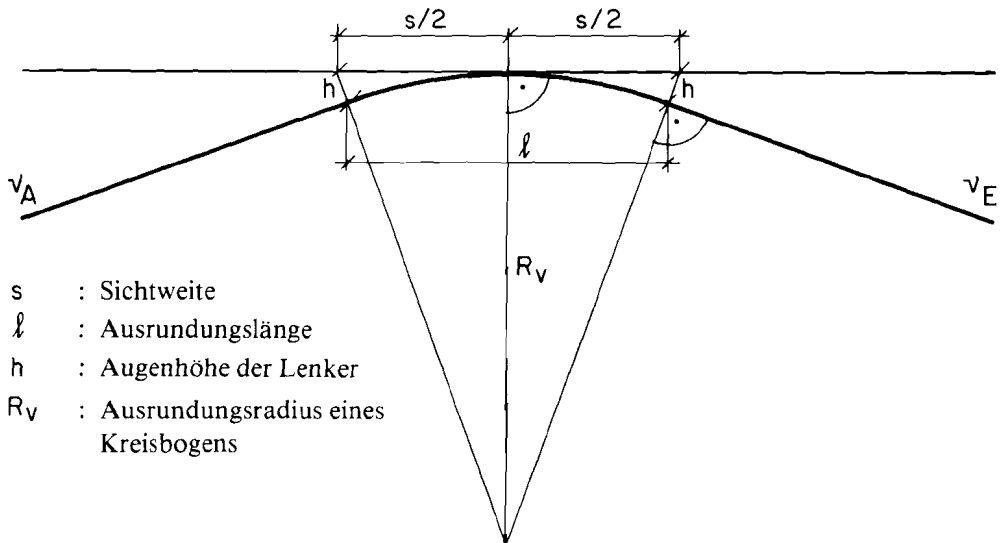
Sichtweite: Über Kuppen müssen sich zwei Fahrzeuglenker auf eine Distanz, welche grösser als die Summe beider Anhaltestrecken ist (vgl. Abschnitt 2.314), sehen können. Die Anhaltestrecken sind durch die einem Projekt zugrundegelegte Fahrgeschwindigkeit gegeben.

Fahrzeugabmessungen: Bei Spezialfahrzeugen ist darauf zu achten, dass das Ladegut in starken Krümmungen nicht auf der Strasse aufsitzt, und zwar in Kuppen zwischen Zugfahrzeug und Anhänger und in Wannen am hinteren Ende des Ladegutes.

Die massgebenden Minimalwerte für eine Neigungsänderung von 1% ergeben sich aus demjenigen Kriterium, das die grössere Ausrundungslänge erfordert.

Auf Kuppen ist die Sichtweite für die Ausrundungslänge entscheidend. Der ungünstigste Fall entsteht dann, wenn sich zwei aufeinander zufahrende Fahrzeuge bereits im Ausrundungsbogen befinden.

Abb. 2.32: Gegenverkehr in Ausrundungen



- s : Sichtweite
- l : Ausrundungslänge
- h : Augenhöhe der Lenker
- R_V : Ausrundungsradius eines Kreisbogens

Aufgrund der Ausführungen in Abschnitt 2.3231:

- Ähnlichkeit Parabel — Kreisbogen
- kleine Neigungswinkel

sind zur Berechnung der Minimalwerte mehrere Vereinfachungen zulässig, ohne die Genauigkeit der Resultate stark zu verfälschen:

- Bogenform: Parabel \approx Kreisbogen $\rightarrow R_V = \text{konstant}$
- Annahme : $\nu_A = -\nu_E$ ausgehend von der Horizontalen ($\nu = 0\%$)
- Sichthöhe der Fahrzeuglenker gleich : $h = 1 \text{ m}$
- Sichtweite $s \approx$ Ausrundungslänge l

Mit diesen Annahmen geht aus den geometrischen Beziehungen in der Abbildung 2.32 hervor:

$$\frac{s^2}{4} = R_V^2 + 2R_V h + h^2 - R_V^2$$

h^2 wird aufgrund der geringen Größe (1.0 m) vernachlässigt:

$$\rightarrow s = \sqrt{8 \cdot R_V \cdot h}$$

R_v kann in Funktion der Ausrundungslänge und der Neigungen vor und nach der Ausrundung formuliert werden:

$$\frac{\ell}{R_v} \cdot 100 \approx |\nu_t| \quad (\text{hier gleich } \frac{\nu_F - \nu_A}{2})$$

$$\rightarrow R_v \approx 100 \cdot \frac{\ell}{\nu_t - \nu_A} = 100 \cdot \ell_o$$

Durch das Einsetzen in die vorherige Gleichung ergibt sich:

$$s = \sqrt{800 \cdot \ell_o} = \sqrt{800 \cdot \frac{1}{\delta}}$$

Mit Hilfe der in Abschnitt 2.314, Tabelle 2.23, gegebenen Anhaltstrecken lassen sich die mit der Fahrgeschwindigkeit variierenden Ausrundungslängen bzw. Krümmungen ermitteln:

$$\ell_{o_{\min}} = \frac{s_{\min}^2}{800}$$

$\ell_{o_{\min}}$: minimale Ausrundungslänge (m) pro Prozent Neigungsänderung

s_{\min} : minimale Anhaltstrecken sich entgegenkommender Fahrzeuge laut Tabelle 2.23 (für $\nu = \pm 10\%$ und $\mu = 0.3$)

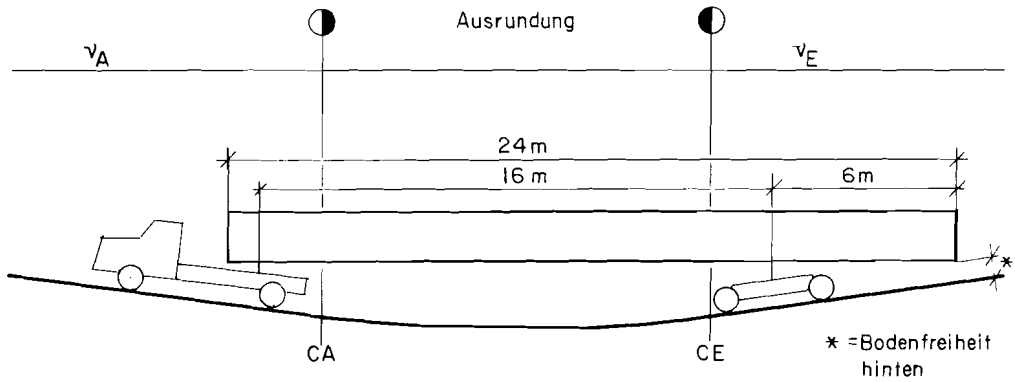
Tab. 2.33: Minimale Ausrundungslängen

Verkehrsgeschwindigkeit V (km/h)	15	20	30	40	60
Σ Anhaltstrecken s_{\min} (m)	20.0	27.9	48.2	74.4	144.5
Ausrundungslänge ℓ_o (m/‰)	0.5*	1.0*	2.9	6.9	26.1
Krümmung δ (‰/m)	2.0*	1.0*	0.34	0.14	0.04

* Diese Werte sind nur ausnahmsweise zulässig (z.B. in Furten)

Obige Minimalwerte werden selbst durch die Abmessungen von Spezialfahrzeugen nicht beeinflusst, da auch im ungünstigsten Fall — Aufsitzen des Ladegutes in einer Wanne — minimale Ausrundungslängen unter 0.5 m pro ‰ entstehen. Sie sind deshalb für Kuppen und Wannen massgebend.

Abb. 2.34: Befahren einer Wanne mit Langholztransportfahrzeug



2.33 Die Querschnittsgestaltung

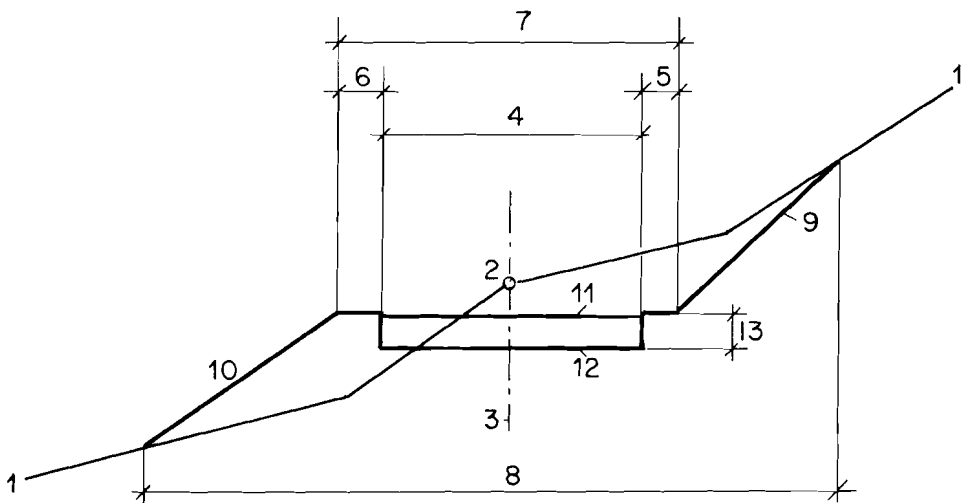
2.331 Allgemeines

Senkrecht zur Strassenachse wird die Lage und Gestalt der Strassen durch Querschnitte (Normal- und Querprofile) festgehalten. Sie stellen den Aufriss des Terrains und des Projekts quer zur Strassenachse dar.

Im Gelände werden die Querprofile auf geraden Strecken rechtwinklig zur Achse und in Kurven radial dazu aufgenommen, und zwar in jedem abgesteckten Profilverpunkt oder mittels eines repräsentativen Profils für einen ganzen Abschnitt.

Die Elemente der Querschnittsgestaltung werden in der Abbildung 2.35 dargestellt und definiert.

Abb. 2.35: Elemente des Normalprofils



- 1 Terrain- oder Geländelinie
 - 2 Profilpunkt, Terrainhöhe
 - 3 Strassenachse
 - 4 Fahrbahnbreite (befestigt)
 - 5 Breite des Abtragsbanketts und/oder des Strassengrabens
 - 6 Breite des Auftragsbanketts
 - 7 Kronenbreite: Horizontalstrecke des Strassenkörpers, zusammengesetzt aus befestigten (Fahrbahn) und unbefestigten (Bankette, Graben) Teilstücken
 - 8 Bauflächenbreite, Gesamtbreite:
Horizontaldistanz zwischen den äussersten Schnittpunkten der Strassenkörperlinie mit der Geländelinie
 - 9 Abtragsböschung
 - 10 Auftragsböschung
 - 11 Fahrbahnoberfläche, fertige Strassenhöhe
 - 12 Planum, Rohplanie
 - 13 Oberbaudicke: Schichtdicke des befestigten Teils des Strassenkörpers
- 10, 7 und 9 Strassenkörperlinie

Aus diesen Elementen, die gegenseitig voneinander abhängen, wird ein Normalprofil (oder Regelprofil) zusammengestellt, das für ganze Projekte oder Teilstrecken folgende Angaben enthält:

- Fahrbahn- und Bankettbreiten
- Gestaltung der Fahrbahnoberfläche
- Art und Dimension des Vertikalaufbaus
- Böschungsneigungen
- Definition der Projekthöhe
- Normalien für Entwässerung und Kunstbauten

Die einzelnen Elemente können je nach Gelände, Funktion der Strasse, Zusammensetzung des Verkehrs, bodenmechanischen Verhältnissen sowie wirtschaftlichen Gegebenheiten innerhalb gewisser Grenzen ändern.

2.332 *Breite der Fahrbahn*

2.3321 **Fahrbahnbreite in Geraden**

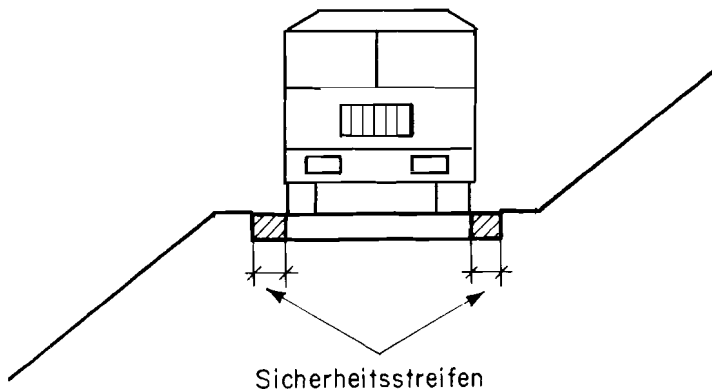
Die Breite der Fahrbahn in Geraden hängt im wesentlichen von drei Faktoren ab:

- Zusammensetzung und Menge des Verkehrs
- Abmessungen der Transportmittel
- Geschwindigkeit der Transportmittel

Das Verkehrsaufkommen ist für die Anzahl Fahrspuren entscheidend. Bei Wald- und Güterstrassen ist die Verkehrsfrequenz in der Regel so klein, dass diese nur einspurig gebaut werden (vgl. Abschnitt 2.221). Um das Kreuzen entgegenkommender Fahrzeuge zu ermöglichen, müssen Ausweichstellen gebaut werden.

Für die Bestimmung der Fahrbahnbreite ist die Art der verkehrenden Fahrzeuge (Höchstbreite, Nachlaufverhältnisse usw.) massgebend. Die Höchstbreite der Fahrzeuge beträgt 2.30 m, in Ausnahmefällen 2.50 m. Zur Höchstbreite werden aus Gründen der Verkehrssicherheit beidseitig Sicherheitsstreifen addiert (Abb. 2.36). Diese Sicherheitsabstände betragen erfahrungsgemäss mindestens 0.35 m. In der Literatur wird die minimale Fahrbahnbreite oft aus der Höchstbreite der zugelassenen Fahrzeuge abgeleitet, indem diese mit einem Faktor 1.3—1.5 multipliziert wird. Grundsätzlich müssen die Sicherheitsabstände mit zunehmender Geschwindigkeit breiter werden.

Abb. 2.36: Fahrbahnbreite



In Abhängigkeit der Fahrzeugbreite und der Fahrgeschwindigkeit sind daher für Wald- und Güterstrassen die in der Tabelle 2.37 enthaltenen Werte einzuhalten.

Tab. 2.37: Fahrbahnbreite in Abhängigkeit der Fahrzeugbreite und der Fahrgeschwindigkeit

Fahrbahnbreiten bei einer Fahrgeschwindigkeit von:			
	20 km/h	30 km/h	40 km/h
Fahrzeugbreite 2.3 m	3.0 m	3.2 m	3.4 m
Fahrzeugbreite 2.5 m	3.2 m	3.4 m	3.6 m*

* Maximalbreite für subventionierte forstliche Projekte

Grössere Fahrbahnbreiten sind nur sinnvoll, wenn sie ein Mehrfaches der obigen Werte betragen oder wenn der zu erwartende Verkehr sich vorwiegend aus Personenwagen zusammensetzt.

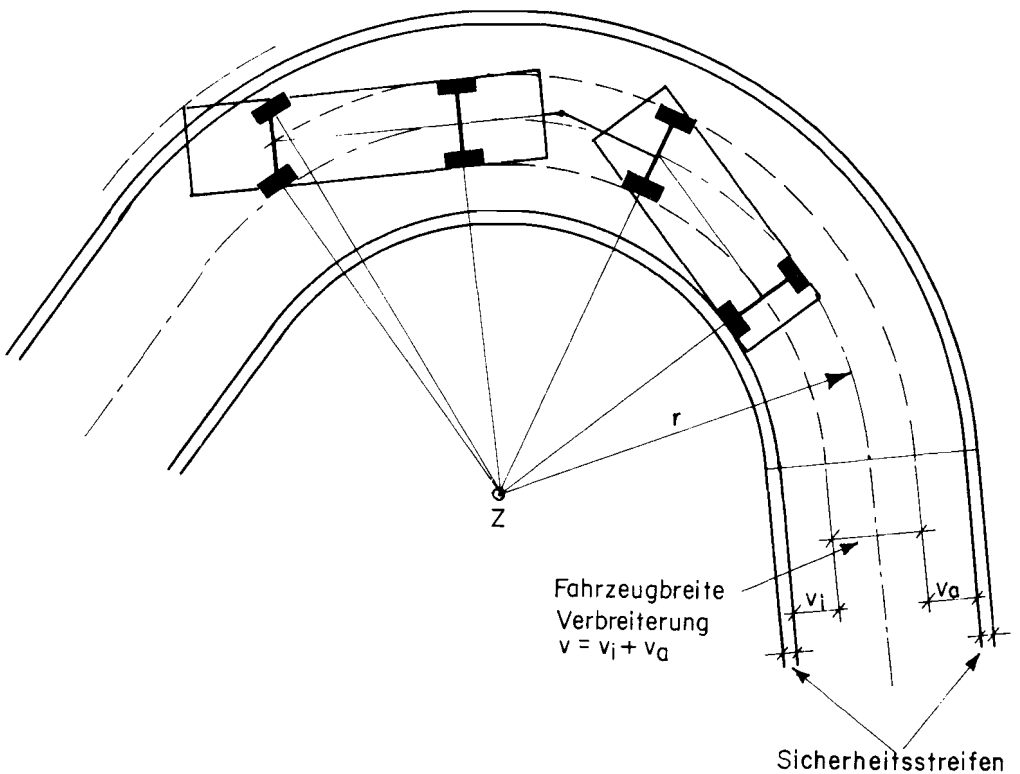
2.3322 Fahrbahnverbreiterung in Kurven

In Kurven beschreiben die Hinterräder eines Fahrzeuges Spurkreise mit kleineren Radien als die Vorderräder. Diese Differenz der Radien wird umso grösser, je länger der Achsstand des Fahrzeugs ist, oder je mehr Achsen es hat. Daher benötigen die Fahrzeuge in Kurven, vor allem in solchen mit kleinen Radien, mehr Platz als in Geraden. Dieser Mehrbedarf kann geometrisch bestimmt werden. Er hängt ab:

- von der Fahrbahnbreite in Geraden
- vom Radius der Kurve
- vom Achsstand bzw. von der Anzahl Achsen der Fahrzeuge

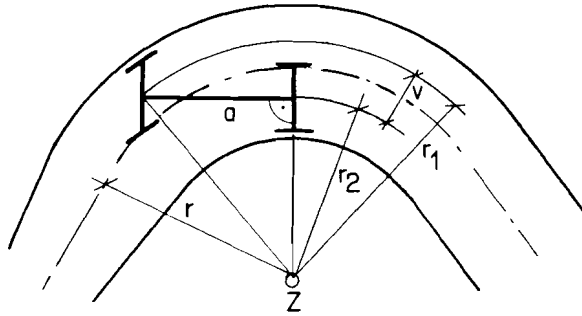
Beidseits der Radspuren sollen in Kurven gleich grosse Sicherheitsstreifen wie in Geraden (mindestens 35 cm) gewährleistet sein.

Abb. 2.38: Fahrbahnverbreiterung in Kurven



Zur Berechnung der Fahrbahnverbreiterung kann anstelle der Spurkreise durch das äussere Vorderrad und das innere Hinterrad auch die Differenz zwischen der vorderen und der hinteren Achsmittle betrachtet werden, da sie genau der benötigten Verbreiterung entspricht.

Abb. 2.39: Kurvenverbreiterung für grosse Lastwagen



a : Achsstand des Fahrzeugs, gemäss Abb. 2.41: 5.3 m

r : Radius der Kurve

r_1, r_2 : Radien der Achsmitteln des Fahrzeugs

v : Fahrbahnverbreiterung

Aus obiger Darstellung geht hervor, dass r_1 und r_2 nach Pythagoras bestimmt werden können und somit die Verbreiterung v für jeden Radius leicht zu berechnen ist:

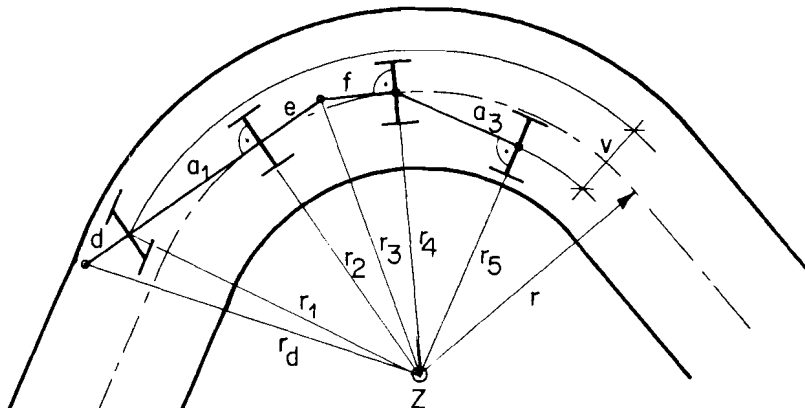
$$r = \frac{r_1 + r_2}{2} \quad ; \quad v = r_1 - r_2$$

Berechnungen zeigen, dass für Radien von 8—100 m vereinfachend mit folgender Formel gerechnet werden kann:

$$v = \frac{14}{r} \quad (\text{Kurve ① in Abb. 2.41})$$

Die Grundlagen für die Berechnung der Verbreiterungen für Lastwagenzüge können der Abbildung 2.40 entnommen werden.

Abb. 2.40: Kurvenverbreiterung für Lastwagenzüge



Die Abmessungen des massgebenden Lastzuges (Strecken a_1, a_3, d, e, f) können den Abbildungen 2.1 und 2.2 entnommen und die verschiedenen Radien geometrisch (Pythagoras) bestimmt werden.

Die notwendigen Verbreiterungen berechnen sich nach der Formel:

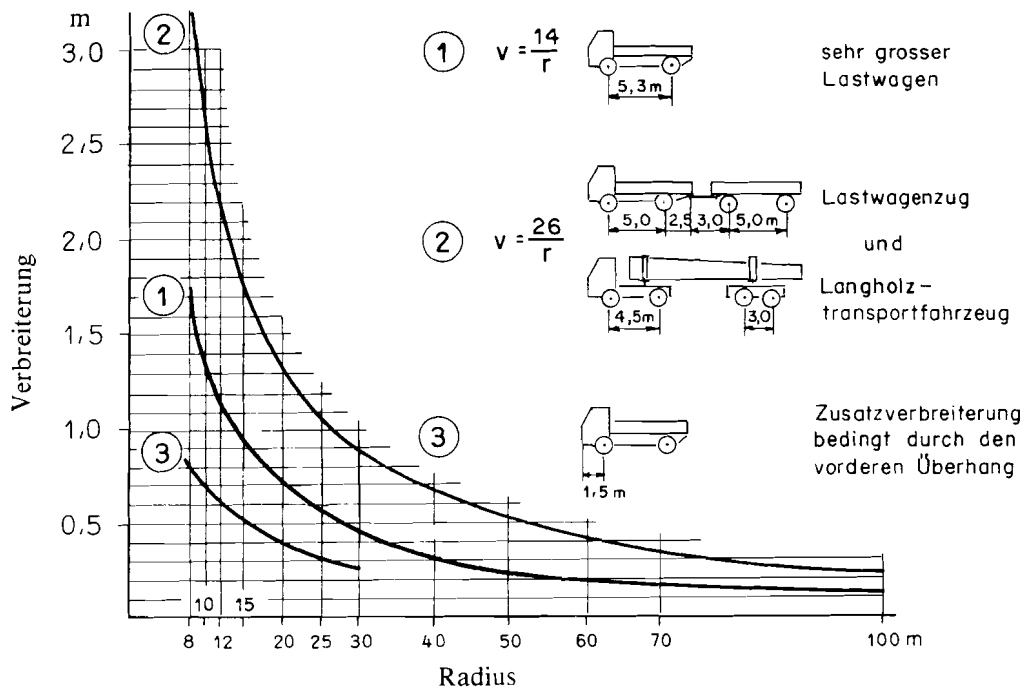
$$v = r_1 - r_5$$

oder vereinfacht:

$$v = \frac{26}{r} \quad (\text{Kurve ② in Abb. 2.41})$$

Analog zu r_1 kann r_d berechnet werden und daraus die notwendige Zusatzverbreiterung v_d bei Felsböschungen und bergseitigen Kunstbauten (Kurve ③ in Abb. 2.41). Hier ist der vorderste Punkt des Fahrzeugs und nicht die Vorderachse für die Bestimmung der Verbreiterung massgebend. Die Werte der Kurve ③ müssen zusätzlich zu den Verbreiterungen der Kurven ① oder ② vorgesehen werden, wenn die Einschnittsböschung in Kurven steiler als 1:1 ist.

Abb. 2.41: Fahrbahnverbreiterungen in Abhängigkeit vom Kurvenradius



Diese Verbreiterungen gelten für die Fahrbahnbreiten nach Tabelle 2.37 und werden auf 20 cm genau bestimmt, so dass normalerweise die Werte der Tabelle 2.42 verwendet werden.

Tab. 2.42: Fahrbahnverbreiterung v in Abhängigkeit vom Radius r

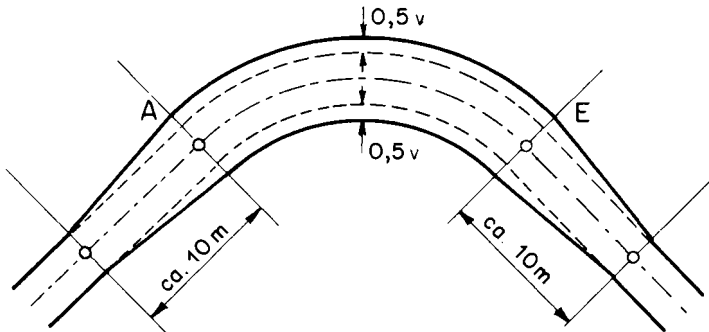
r (m)	8	9	10	11	12	13	>13 ≤ 15	>15 ≤ 17	>17 ≤ 20	>20 < 24	≥ 24 ≤ 29	>29 ≤ 37	>37 ≤ 52	>52 ≤ 87	> 87 < 100	≥ 100
v (m)*	3.2	2.8	2.6	2.4	2.2	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0.0
v (m)**	1.8	1.6	1.4	1.2		1.0		0.8		0.6		0.5		0.2		0.00

- * nach Kurve ② }
 ** nach Kurve ① } Abbildung 2.41

Kurven mit einem Radius über 100 m werden in der Regel nicht verbreitert. Allfällige weitere Verbreiterungen für Langholztransporte können bei sehr kleinen Radien nach Abbildung 2.22 bemessen werden.

Grundsätzlich werden die ermittelten Verbreiterungen auf der ganzen Bogenlänge je zur Hälfte innen und aussen angefügt. Der Übergang auf die Normalbreite erfolgt auf den Geraden vor und nach der Kurve auf einer Länge von etwa 10 m bzw. bis zum nächsten Profilpunkt.

Abb. 2.43: Anordnung der Fahrbahnverbreiterung

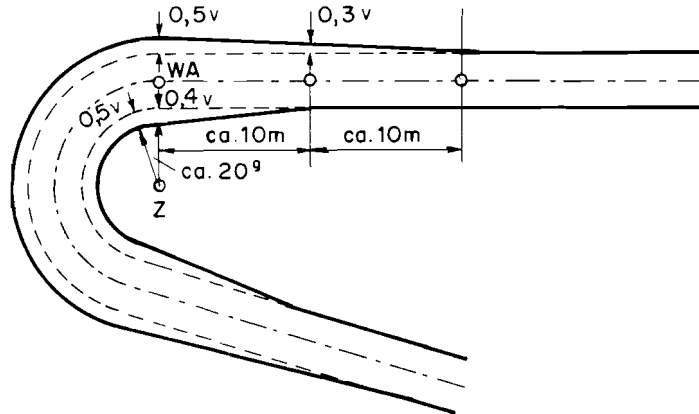


Bei zusammengehängten Kurven ist im gemeinsamen Punkt immer die grössere Verbreiterung massgebend.

Bei Wendepunkten gelten für den Übergang zur Verbreiterung spezielle Regeln (Abb. 2.44):

- Die Verbreiterung der Fahrbahn nach aussen und innen beginnt nicht an derselben Stelle.
- Der Übergang zur Verbreiterung nach aussen erfolgt auf etwa 20 m Länge, wobei $0.3 v$ zehn Meter vor Wendepunktanfang erreicht sein muss.
- Auf der Innenseite beginnt die Verbreiterung ca. 10 m vor Wendepunktanfang. In WA beträgt sie $0.4 v$. Die volle Verbreiterung nach innen ($0.5 v$) muss ungefähr bei $W 1/8$ bzw. $W 7/8$ erreicht werden.

Abb. 2.44: Fahrbahnverbreiterung in Wendeplatten



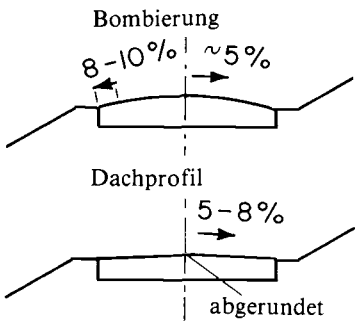
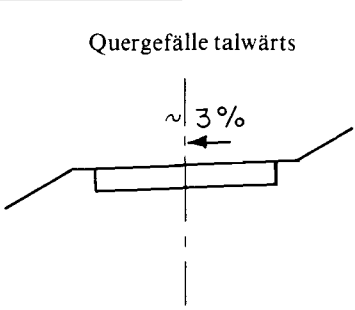
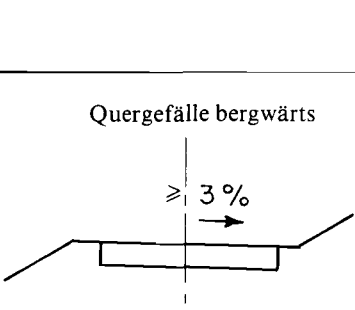
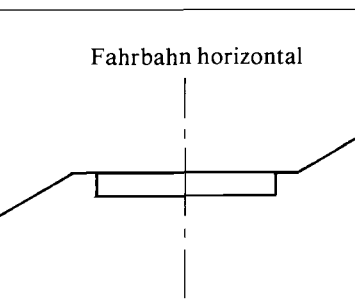
2.333 Gestaltung der Fahrbahnoberfläche

2.3331 Profile in Geraden

Für das Befahren mit pneumobereiften Fahrzeugen wäre ein horizontaler Fahrbahnquerschnitt ideal, da keine gleitende (Seiten-) Reibung auftreten würde. Um vor allem an Naturstrassen Schäden zu verhindern, müsste dabei aber das Niederschlagswasser mittels spezieller Entwässerungsmassnahmen weggeleitet werden; denn dieses könnte — trotz Längsneigung der Strasse — nicht von selbst seitlich wegfließen.

Die Möglichkeiten der Fahrbahnentwässerung, welche direkt von der Gestaltung der Fahrbahnoberfläche abhängen, werden in der Abbildung 2.45 und in Abschnitt 2.63 aufgezeigt.

Abb. 2.45: Mögliche Querprofile in Geraden

Möglichkeiten	Anwendungsbereich		Beurteilung (Vorteile ⊕ / Nachteile ⊖)
	Strassen ohne Belag	Strassen mit Belag	
<p>Bombierung</p>  <p>Dachprofil</p> <p>abgerundet</p>	+	(+)	<ul style="list-style-type: none"> ⊕ geringere Erosions- und Schwemmschäden, da das Wasser auf beide Seiten verteilt wird ⊕ geringe Gefahr des seitlichen Wegrutschens der Fahrzeuge ⊖ Durchlässe für Wasserableitung notwendig ⊖ allfällige Schneeräumung erschwert
<p>Quergefälle talwärts</p>  <p>~ 3%</p>	(+)	(+)	<ul style="list-style-type: none"> ⊕ keine Durchlässe erforderlich ⊕ bei geringer Längsneigung guter Wasserabfluss ⊖ talseitige Böschungen vernässt, woraus Senkungen und Rutschungen entstehen können ⊖ Gefahr des talseitigen Wegrutschens der Fahrzeuge (Haftpflicht?) ⊖ bei grosser Längsneigung Erosion am talseitigen Strassenrand
<p>Quergefälle bergwärts</p>  <p>≥ 3%</p>	+	+	<ul style="list-style-type: none"> ⊕ seitliches Wegrutschen der Fahrzeuge ungefährlich ⊖ Durchlässe für Wasserableitung notwendig ⊖ viel Wasser auf der Bergseite (aufwendigere Längsableitung)
<p>Fahrbahn horizontal</p> 	(+)	+	<ul style="list-style-type: none"> ⊕ geringe Gefahr des seitlichen Wegrutschens der Fahrzeuge ⊖ schlechter seitlicher Wasserabfluss; auf längere Strecken müssen Querrippen (Querabschläge) eingebaut werden, die den Fahrkomfort beeinträchtigen und den Unterhalt erschweren

Die Wahl des Profils hängt ab von:

- der Art der Deckschicht
- der Verkehrsmenge
- der Schneeräumung
- der maximalen Steigung und Topographie
- der horizontalen Linienführung (Querneigung in Kurven!)
- den Niederschlagsverhältnissen

Die erforderliche Querneigung richtet sich nach der Rauigkeit der Strassendecke. Die minimalen Werte betragen für:

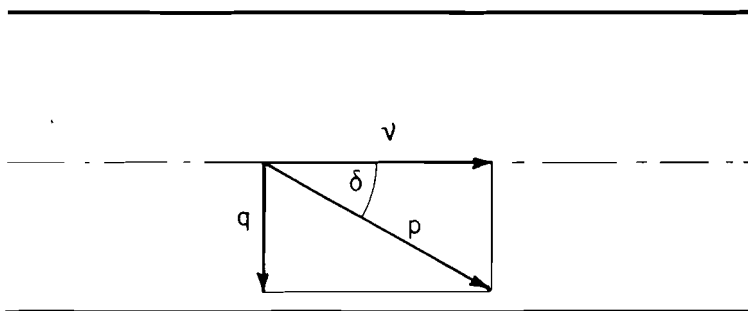
- Beton und bituminöse Beläge 2%
- ton- oder kalk-wassergebundene Verschleisschicht 3%

2.3332 Querneigung in Kurven

In Kurven muss die Fahrbahn zur Aufnahme der Fliehkraft (vgl. Abschnitt 2.22332) nach innen geneigt werden. Nur in Kurven mit grossen Radien (> 100 m) genügt die Kraft aus der seitlichen Bodenhaftung der Räder zur Verhinderung des Kippens und des Schleuderns (Fliehkraft grösser als Seitenreibung) der Fahrzeuge.

Die Querneigung hängt von der Geschwindigkeit, vom Radius der Kurve, evtl. von der Längsneigung und der Rauigkeit der Fahrbahnoberfläche ab. Neben der Aufnahme von Zentrifugalkräften dient sie auch der möglichst raschen Wasserabführung; deshalb darf sie die angegebenen Minimalwerte nicht unterschreiten. Andererseits darf sie gewisse Maximalwerte nicht überschreiten, da sonst die Gefahr des seitlichen Abrutschens der Fahrzeuge entsteht, bzw. die Erosion durch das abfliessende Wasser zu gross wird.

Abb. 2.46: Ermittlung des Abflussgefälles



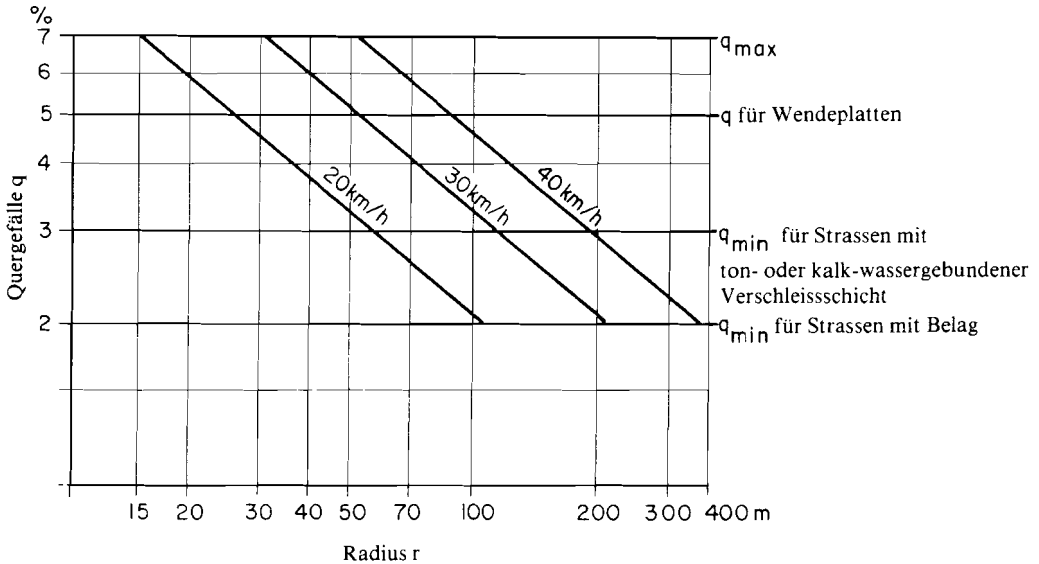
- ν : Längsneigung der Strasse
- q : Quergefälle
- p : Abfluss- oder Fallliniengefälle
- δ : Abflusswinkel

Nach Pythagoras gilt: $p = \sqrt{\nu^2 + q^2}$

Als Kriterium für eine genügende Querneigung gilt die Regel, dass der Abflusswinkel δ mindestens 25° betragen soll. So ergeben z. B. die maximal zulässigen Werte $v = 12\%$ und $q = 7\%$ ein p von 13.89% und somit einen Abflusswinkel von 33.62° (vgl. auch SAFS-Merkblatt Nr. 540).

Die Querneigung wird in Abhängigkeit von Kurvenradius und Fahrgeschwindigkeit gewählt. In der Regel wird sie aus der Abbildung 2.47 auf 1% genau bestimmt und über die ganze Bogenlänge konstant gehalten.

Abb. 2.47: Quergefälle in Abhängigkeit von Kurvenradius und Fahrgeschwindigkeit (nach SN 640 123)



Vor und nach der Kurve wird das Quergefälle analog zur Verbreiterung über eine gewisse Strecke auf das Normalprofil reduziert. Bei entgegengesetzt gerichteten, zusammenhängenden Kurven ist die Fahrbahn im gemeinsamen Punkt immer horizontal auszubilden. In Kurven mit grossen Radien, die eine Querneigung von 3 bzw. 2% ergeben, ist es normalerweise zweckmässiger, den Fahrbahntyp des Normalprofils zu wählen.

Für Wendepplatten gilt eine spezielle Regelung, da sie zwangsläufig mit kleinerer Geschwindigkeit befahren werden. Für die Bemessung der Querneigung ist praktisch nur der Wasserabfluss massgebend. Es empfiehlt sich daher, in Wendepplatten die Fahrbahn durchwegs 5% nach innen zu neigen, damit keine grossen Abflussgefälle und keine Gegensteigungen am Innenrand des untern Bogenendes entstehen.

Bei Furten kann zur besseren Geschiebe- und Wasserabführung das Quergefälle auf maximal 10% erhöht werden.

Bei der Ausführung der Querneigung muss darauf geachtet werden, dass die Strassenhöhe in der Achse massgebend ist. Deshalb muss bei gewölbten Profilen beim Übergang von Geraden zu Kurven der äussere Fahrbahnrand überhöht, bei ebener Fahrbahn der innere Fahrbahnrand abgesenkt und der äussere angehoben werden.

2.334 *Bankette und Randabschlüsse*

Die Bankette (Strassenschultern) verhindern ein seitliches Ausquetschen des Oberbaumaterials durch die Verkehrslasten und dienen der optischen Linienführung. Sie werden im Wald- und Güterstrassenbau im Einschnitt in Breiten von 0–50 cm und im Auftrag von 30–100 cm gebaut.

Auftragsbankette sind in jedem Fall zu bauen. Stützmauern mit Radabweisern können deren Funktion übernehmen.

Im Einschnitt werden Bankette z.T. auch mit der bergseitigen Wasserableitung (Spitzgraben im gewachsenen Boden) kombiniert. Sie können aus der Böschung nachrutschendes Material von der Fahrbahn fernhalten.

Eine Aufzählung und Wertung der verschiedenen Arten von Banketten und Randabschlüssen folgt in Abschnitt 2.632.

2.335 *Böschungen*

Böschungen sollen einen möglichst natürlichen Übergang vom Strassenkörper zum natürlich gewachsenen Terrain darstellen.

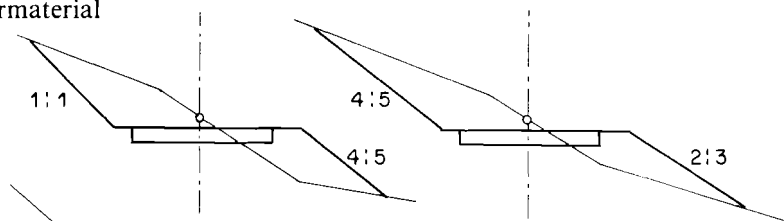
Es muss zwischen Abtrags- und Auftragsböschungen unterschieden werden, da erstere (natürlich gefestigter Boden) normalerweise steiler angelegt werden als geschüttete (abhängig von der Scherfestigkeit des zur Verfügung stehenden Materials).

Abtrags- oder Einschnittsböschungen werden je nach Schichtung und Eigenschaften des Bodens bzw. Gesteins mit folgenden Böschungsneigungen angelegt: 4:5, 1:1, 5:1, 10:1.

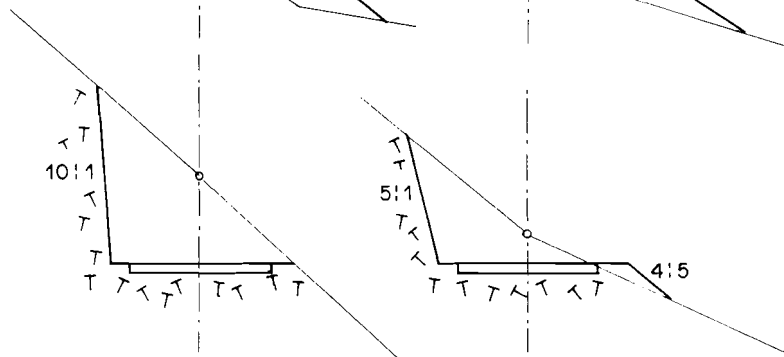
Auftragsböschungen werden je nach verwendeten Materialien und in Abhängigkeit von der Bewirtschaftungsart (Zufahrt, Bepflanzung) mit Böschungsneigungen von 4:5, 2:3 oder 1:2 gebaut.

Abb. 2.48: Böschungsneigungen

im Lockermaterial



im Fels



Aus Gründen der Böschungstabilität, der Erosionsempfindlichkeit und des Landschaftsschutzes sind die Böschungen mittels standortgerechter Saaten zu begrünen, evtl. zu bepflanzen.

Aus vernässten Böschungen ist das Wasser möglichst direkt mittels Gräben, Sickerleitungen oder Steinsicherungen abzuleiten, um ein Abrutschen zu verhindern.

Im steilen Gelände ergeben natürliche Böschungen oft grosse und labile Flächen, die mit biologischen und/oder technischen Mitteln befestigt werden müssen. Details werden in den Kapiteln 3 (Bodenmechanik) und 6 (Ingenieurbiologie — Grünverbau) behandelt (vgl. auch HIRT 1980).

Grundlagen und Details zur Berechnung von Stützkonstruktionen sind in den SAFS-Merkblättern Nr. 240 und Nr. 241 ausführlich beschrieben.

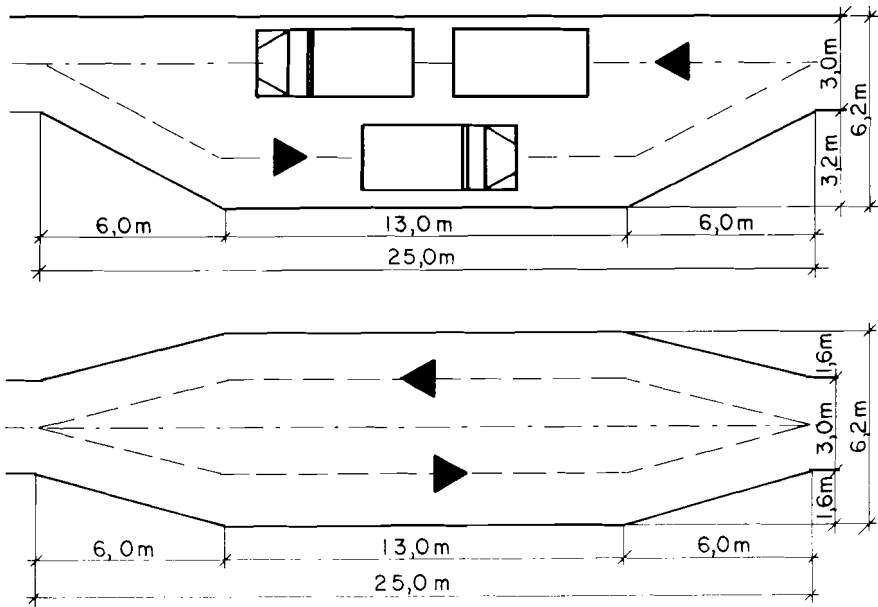
2.336 Ausweichstellen und Kehrplätze

Auf allen einspurigen Strassen, die nicht im Einbahnverkehr befahren werden, müssen in bestimmten Abständen Ausweichstellen und Kehrplätze gebaut werden.

Ausweichstellen müssen das Kreuzen entgegenkommender Fahrzeuge ermöglichen. Je nach Verkehrsdichte und Linienführung sollen sie in Abständen von 150—250 m (auf Hörweite!), bei Verbindungsstrassen möglichst auf Sichtweite, an dafür geeigneten Stellen angelegt werden. Die Ausmasse dieser Verbreiterungen richten sich nach der Art der zugelassenen Fahrzeuge. Im Wald- und Güterstrassenbau muss die Ausweichstelle normalerweise für einen einzelnen Lastwagen dimensioniert werden, in der Meinung, dass ein Langholztransportfahrzeug bzw. Lastenzug auf der eigentlichen Fahrbahn bleibt.

Damit die optische Linienführung gewährleistet bleibt, sind Ausweichstellen möglichst nur auf einer Strassenseite auszubilden.

Abb. 2.49: Ausweichstellen



In schwierigem Gelände können, sofern mit wenig Lastwagenverkehr zu rechnen ist, obige Dimensionen reduziert werden. Hier ist vor allem wichtig, dass der Platzierung der Ausweichstellen besondere Aufmerksamkeit geschenkt wird:

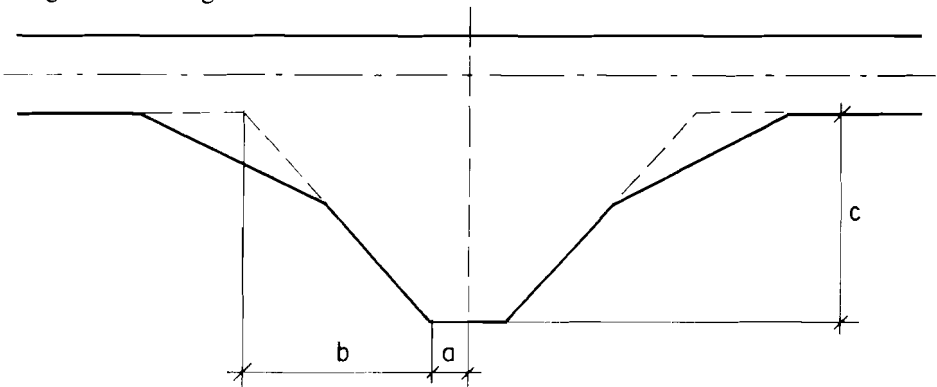
- Grundsätzlich sollten für Ausweichstellen keine Kunstbauten erstellt werden.
- Auf Rippen oder in Mulden können Ausweichstellen oft ohne zusätzlichen Aufwand angelegt werden.
- Böschungen enger Kurven stellen häufig Sichthindernisse dar. Die deswegen notwendigen Zusatzverbreiterungen können oft zu Ausweichstellen ausgebaut werden.

Wald- und Güterstrassen sollten in bestimmten Abständen Wendemöglichkeiten bieten, sofern sie nicht zu Rundschlüssen zusammengeschlossen sind. Je nach Verkehrsdichte werden daher Kehrlätze unter Ausnützung der Geländebedingungen und allfälliger Strasseneinmündungen alle 300—500 m, sowie am Ende von «Sackgassen» vorgesehen. Diese Kehrlätze sollen so ausgebildet werden, dass ein Lastwagen ohne Schwierigkeiten mit einer Rückwärtsfahrt wenden kann.

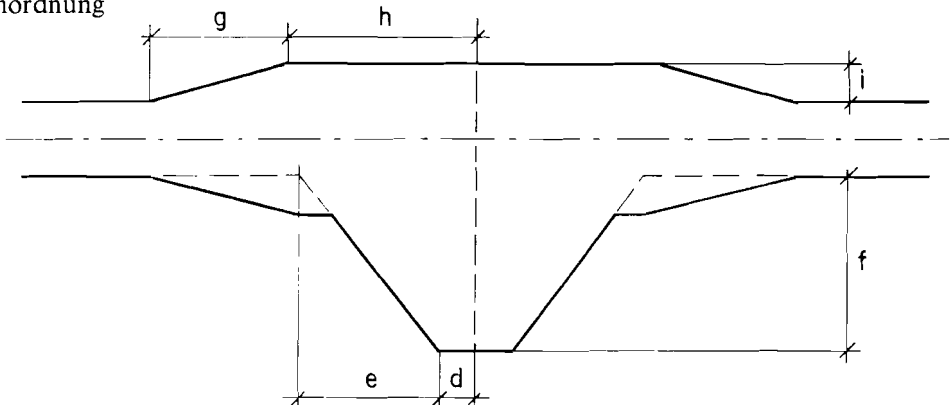
Meistens ist es zweckmässig, Kehrlätze mit Ausweichstellen, evtl. mit engen Kurven zu kombinieren.

Abb. 2.50: Kehrlätze für Lastwagen

einseitige Anordnung



beidseitige Anordnung

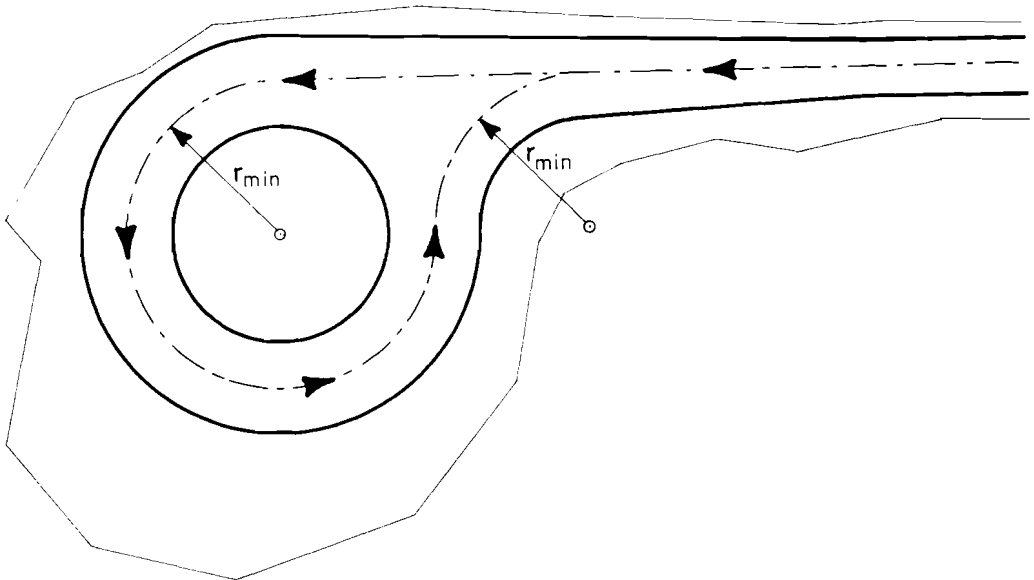


Tab. 2.51: Ausmasse von Kehrplätzen (m)

Beispiele für:	einseitige Anordnung			beidseitige Anordnung					
	a	b	c	d	e	f	g	h	i
Kipplastwagen	1.5	7.0	8.0	1.5	5.0	5.0	6.0	6.5	3.2
Achsstand 4.5 m				1.5	5.0	6.5	5.0	8.0	1.5
Grosser Lastwagen	2.0	8.0	10.0	2.0	5.0	7.0	6.0	9.0	3.2
Achsstand 5.0 m				2.0	6.0	8.5	5.0	10.0	1.5

Müssen die Strassen auch Lastwagen mit Anhängern Wendemöglichkeiten bieten, sind an deren Ende Kehrplätze in Form von Wendeschleifen zu bauen, unter Berücksichtigung der Minimalradien und Kurvenverbreiterungen der Wendepfaden.

Abb. 2.52: Kehrplatz für Lastwagenzug



2.4 Kurvenabsteckung

2.41 Einleitung

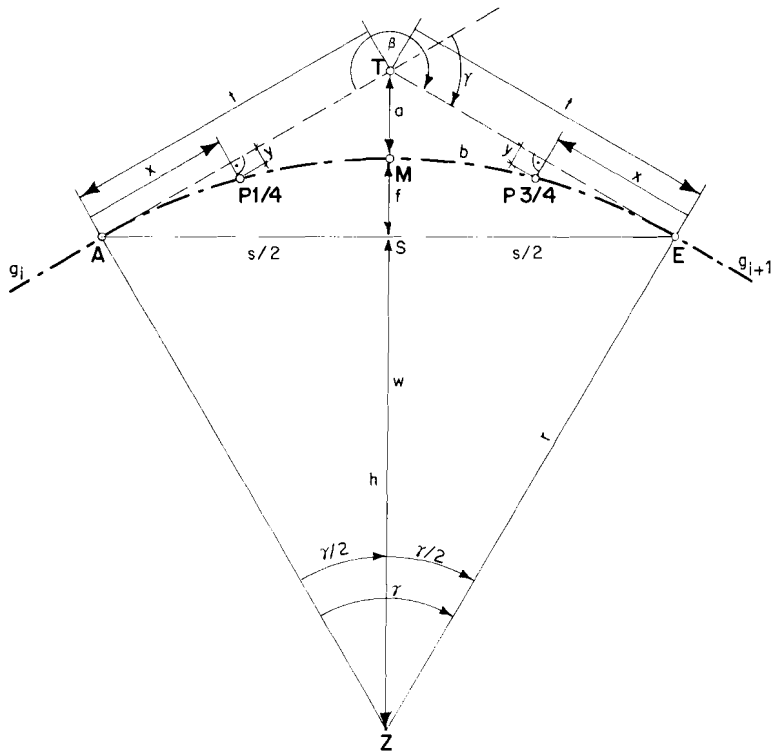
Die geometrischen Grundlagen für die horizontale Linienführung sind in Abschnitt 2.31 behandelt worden. Sie zeigen, dass die Kurven das wesentliche Element der horizontalen Linienführung darstellen. Da bei der Projektierung von Waldstrassen die Kurven direkt

im Gelände abgesteckt werden, lohnt es sich, darauf im Detail einzugehen. Im Abschnitt 2.223 wurde aufgezeigt, dass auf Waldstrassen nur kleine Fahrgeschwindigkeiten zugelassen sind und somit der Kreisbogen als Kurve normalerweise vollauf genügt. Kreisbogen sind für die Projektierung und Absteckung zweckmässiger als andere Kurven, da beliebig viele gleich lange Bogenstücke auf der zukünftigen Strassenachse bestimmt werden können.

Ausnahmsweise werden bei speziellen Verhältnissen auch Parabeln als Kurven verwendet.

2.42 Bezeichnung der Kurvenelemente

Abb. 2.53: Kurvenelemente



- g_i, g_{i+1} : Geraden, die sich schneiden (Polygonseiten)
- r : Radius der Kurve
- t : Tangentenlänge
- a : Scheitelabstand (Bogenabstand)
- f : Pfeilhöhe
- h : Abstand vom Zentrum (Z) zur Sehnenmitte (S)
- s : Sehnenlänge ($s/2 + s/2 = s$)
- x, y : rechtwinklige Koordinaten für beliebige Kurvenpunkte
z. B. für M; P1/4 bzw. P3/4 usw.)
- b : Bogenlänge

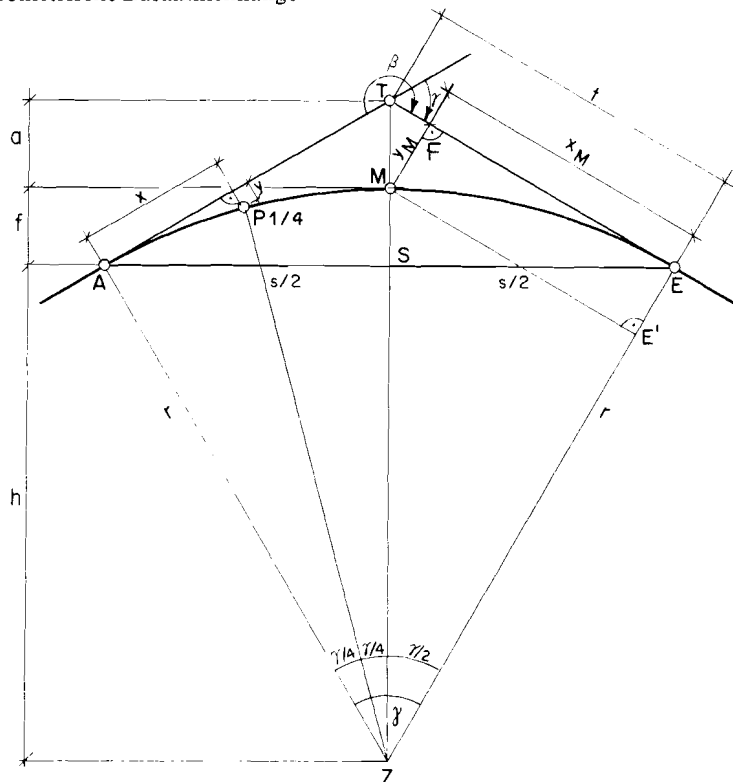
- A : Bogenanfang
- M : Bogenmitte
- E : Bogenende
- P1/4, P3/4 : Viertelpunkte
- T : Tangentenschnittpunkt
- Z : Zentrum
- S : Sehnenmitte
- β : Polygonwinkel (= \sphericalangle links zum Vorblick) bzw. Tangentenwinkel
- γ : Zentriwinkel
- w : Winkelhalbierende

A, M und E werden als Bogenhauptpunkte (Kurvenpunkte) bezeichnet. Je nach Bedarf können zusätzlich Bogenzwischen- oder Bogenkleinpunkte eingeführt werden, z. B.:

- Bogenviertelpunkte (P1/4, P3/4) oder
- Bogenstehelpunkte

2.43 Berechnungsgrundlagen für den Kreisbogen

Abb. 2.54: Geometrische Zusammenhänge



Gemessen β : Polygon- bzw. Tangentenwinkel

Gegeben γ : Zentriwinkel, bestimmt durch den Polygonwinkel β

$\gamma = \beta - 200^\circ$ $\beta > 200^\circ$ <p>(Rechtskurve)</p>	oder	$\gamma = 200^\circ - \beta$ $\beta < 200^\circ$ <p>(Linkskurve)</p>
-----------------------------------------------------------------------	------	----------------------------------------------------------------------

r : Radius des Kreisbogens

Gesucht für Koordinatenmethode: t; a; b; x; y; . . . (Tabelle zur Kreisbogenabsteckung)

für Viertelsmethode : f; s; h; . . .

2.431 *Koordinatenmethode*

— Berechnung von t

$$\operatorname{tg} \frac{\gamma}{2} = \frac{t}{r}$$

$$t = r \cdot \operatorname{tg} \frac{\gamma}{2}$$

— Berechnung von a

$$a = \overline{TZ} - r$$

$$\cos \frac{\gamma}{2} = \frac{r}{\overline{TZ}}$$

$$\overline{TZ} = \frac{r}{\cos \frac{\gamma}{2}}$$

$$a = \frac{r}{\cos \frac{\gamma}{2}} - r$$

— Berechnung von b

$$b = \operatorname{arc} \gamma \cdot r$$

— Berechnung der Bogenmitte M (x_M, y_M)
und der Viertelspunkte ($x_{1/4}, y_{1/4}$)
mit Hilfe des rechtwinkligen Koordinatensystems

$$x_M = \overline{EF} = \overline{E'M}$$

$$x_M = r \cdot \sin \frac{\gamma}{2}$$

$$x_{1/4} = r \cdot \sin \frac{\gamma}{4}$$

$$y_M = \overline{EE'} = \overline{FM}$$

$$\overline{EE'} = r - \overline{ZE'}$$

$$y_M = r - r \cdot \cos \frac{\gamma}{2}$$

$$y_{1/4} = r - r \cdot \cos \frac{\gamma}{4}$$

2.432 *Viertelsmethode*

- Berechnung der Sehne $\overline{AE} = s$
für einen Zentriwinkel $\gamma < 200^\circ$

$$\frac{s}{2} = r \cdot \sin \frac{\gamma}{2}$$

$$s = 2 \cdot r \cdot \sin \frac{\gamma}{2}$$

- Berechnung des Abstandes $h = \overline{SZ}$

$$h = r \cdot \cos \frac{\gamma}{2}$$

- Berechnung der Pfeilhöhe f

$$f = r - h$$

$$f = r - r \cdot \cos \frac{\gamma}{2}$$

$$f = r \left(1 - \cos \frac{\gamma}{2} \right)$$

2.44 **Absteckungsmethoden**

2.441 *Kreisbogenabsteckung aufgrund gemessener Winkel*

Man unterscheidet grundsätzlich zwischen einer Kreisbogenabsteckung mit und ohne Winkelmessung. Normalerweise werden Waldstrassen mit Hilfe der gemessenen Polygonwinkel abgesteckt. Die Winkelmessung erfolgt mit dem Theodoliten, ausnahmsweise mit der Bussole.

2.4411 **Kreisbogenabsteckung mit Polygonwinkelmessung**

Als Hilfsmittel dient für diese Art der Absteckung die Tabelle «Kreisbogenabsteckung für Zentriwinkel 0—160°» (PROFESSUR FÜR FORSTLICHES INGENIEURWESEN DER ETHZ), oder ein entsprechend programmierter Kleinrechner. Der Tabelle liegt die Koordinatenmethode zu Grunde. Alle Kurvenelemente basieren auf einem Radius von 100 m ($r_0 = 100$ m).

Aus der Tabelle direkt ablesbar bzw. mit dem Kleinrechner mittels vorstehender Formeln direkt bestimmbar sind:

- die Kurvenelemente t und a zur Absteckung der Hauptpunkte A, M und E
- x und y für die Absteckung der Viertelpunkte P1/4 bzw. P3/4
- die gesamte Bogenlänge b

2.44111 Absteckung der Bogenhauptpunkte A, M, E und der Bogenviertelpunkte P1/4 bzw. P3/4

- Messen des Polygonwinkels β (Theodolit oder Bussole)

- Festhalten der Winkelhalbierenden im Gelände (Pflöck oder Jalon)
(Richtung für Bogenmitte M im Abstand a von T)

$$w = \frac{V + R}{2}$$

- Berechnung des Zentriwinkels

$$\gamma = 200^\circ - \beta \quad \text{oder} \quad \gamma = \beta - 200^\circ$$

$$\beta < 200^\circ \quad \beta > 200^\circ$$

- Eingang in die Kurventabelle mit dem Wert des Winkels γ und Herauslesen der übrigen Kurvenelemente (alle in der Tabelle enthaltenen Werte beziehen sich auf den Kurvenradius $r_0 = 100$ m)
- Errechnen der Elemente der Kurve für einen gewählten anderen Radius unter Berücksichtigung folgender Proportionen:

$$\frac{r}{r_0} = \frac{t}{t_0} = \frac{a}{a_0} = \frac{b}{b_0} = \frac{x}{x_0} = \frac{y}{y_0} = k$$

Ist der Faktor $k = \frac{\text{Terrainwert}}{\text{Tabellenwert}}$ durch eines der obigen Elemente bestimmt, so können durch Multiplikation sämtliche abzusteckenden Kurvenelemente bestimmt werden. Sofern also neben dem Polygonwinkel β bzw. γ wenigstens ein Element der abzusteckenden Kurve bekannt ist oder gewählt wird, ist die Kurve bestimmt.

Wenn wie im folgenden Beispiel der Radius der Kurve festgelegt ist, berechnen sich die übrigen Elemente mit Hilfe des Faktors $k = \frac{r}{r_0}$ also z. B. $t = \frac{r}{r_0} \cdot t_0 = k \cdot t_0$.

Beispiel

Gemessener Polygonwinkel $\beta = 220.83^\circ \rightarrow \gamma = 220.83 - 200 = 20.83^\circ$

Die Tabellenwerte für $\gamma = 20.83^\circ$ und $r_0 = 100$ werden bestimmt und die Kurvenelemente für einen Radius $r = 70.0$ m berechnet.

Tab. 2.55: Berechnung der Kurvenelemente

KURVENELEMENTE												Projekt:	
												Datum:	
T-Punkt	β	γ	r	t	Δ	a	Δ	b	Δ	x	Δ	y	Δ
T_i	220.83	20.83											
		21.00	100	16.64		1.38		32.99		8.24		0.34	
					40		07		79		20		02
		20.50	100	16.24		1.31		32.20		8.04		0.32	
		33/50		0.26		0.05		0.52		0.13		0.01	
		20.83	100	16.50		1.36		32.72		8.17		0.33	
			70	11.55		0.95		22.90		5.72		0.23	

$$k = \frac{r}{r_0} = \frac{70}{100} = 0.7$$

Die Tabelle enthält nur die Werte für Intervalle von halben Graden. Zwischenwerte müssen daher interpoliert werden (vgl. Beispiel).

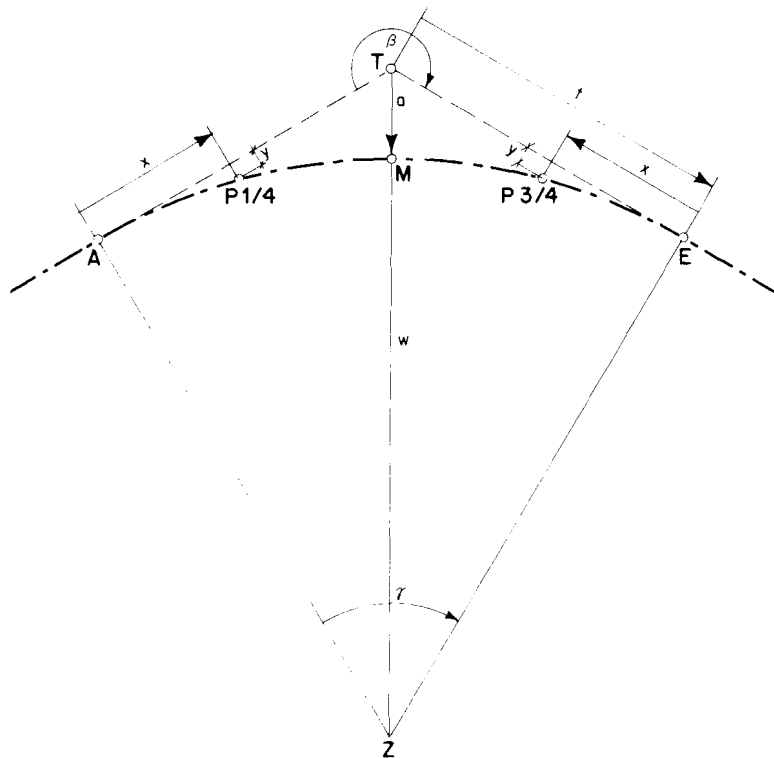
Nach diesen Berechnungen werden im Gelände die Hauptpunkte A und E, sowie M abgesteckt:

- A und E werden auf den Polygonseiten vom Tangentenpunkt aus eingemessen, da $t = \overline{TA} = \overline{TE}$
- M liegt auf der Winkelhalbierenden, und zwar im Abstand a (= \overline{TM}) vom Tangentenpunkt

Bei Bedarf, d.h. wenn die Tangentenlängen grösser als 12—14 m werden, müssen zusätzlich Viertelspunkte (oder noch mehr Punkte) abgesteckt werden, um den Verlauf der Kurve festzuhalten. Dabei werden A bzw. E zum Koordinatenursprung und die Tangenten zur jeweiligen x-Achse für die rechtwinkligen Koordinaten x und y. Für Viertelspunkte sind die Werte tabelliert, für beliebige Bogenpunkte wird das Verfahren im nächsten Abschnitt beschrieben.

Der rechte Winkel für die Richtung von y wird normalerweise mit dem Winkelprisma abgesteckt, für kleine y genügt die Genauigkeit des Doppelmeters. Sonst werden für diese Art der Absteckung nur Messband und Jalons benötigt.

Abb. 2.56: Absteckung einer Kurve nach der Koordinatenmethode



2.44112 Absteckung weiterer Bogenpunkte

Gelegentlich ist es notwendig, den Abstand zwischen den Achspunkten der Kurve kleiner auszuhalten als auf Viertel der Bogenlänge (z.B. bei sehr grossen Bogen oder in stark kuppertem Gelände). Solche Bogenpunkte (z.B. Sechstels-, Achtels- oder beliebige Punkte) können mit Hilfe der Koordinatentabelle (S. 9) der erwähnten Kurventabelle ermittelt werden. Für beliebige Bogenlängen sind darin die Koordinaten x und y enthalten, mit welchen von der Tangente aus die gesuchten Punkte abgesteckt werden können. Die Bogenlänge zwischen dem Anfangspunkt A bzw. dem Endpunkt E der Kurve und dem gesuchten Zwischenpunkt (z.B. P1/6 \rightarrow b/6) ist die Eingangsgrösse in die Tabelle, welcher ebenfalls der Radius $r_0 = 100$ m zu Grunde liegt.

Beispiel

$$\begin{aligned} \text{Gemessen bzw. gewählt: } & - \beta = 140.37^\circ \rightarrow \gamma = 200 - 140.37 = 59.63^\circ \\ & - r = 80.0 \text{ m} \end{aligned}$$

Gesucht: — Bogenhauptpunkte A, M, E

Tab. 2.57: Kurvenelemente

KURVENELEMENTE													
										Projekt:			
										Datum:			
T-Punkt	β	γ	r	t	Δ	a	Δ	b	Δ	x	Δ	y	Δ
T_i	140.37	59.63											
		60.00	100	50.95		12.23		94.25					
		59.50	100	50.46		12.01		93.46					
		59.63	100	50.59		12.07		93.67					
			80	40.47		9.66		74.94					

— Bogensechstelspunkte P1/6 bzw. P5/6:

- Bestimmung der Bogenlänge zwischen A und P1/6 bzw. E und P5/6 für $r_0 = 100$ m

$$b' = \frac{b_0}{6} = \frac{93.67}{6} = 15.61 \text{ m} \rightarrow \text{Eingang in Tabelle}$$

Bestimmung der Koordinaten x und y mit Hilfe der Koordinatentabelle, welche die Bogenlänge (Eingangsgrösse) in ganzen Metern angibt (Interpolation). Die erhaltenen Werte beziehen sich auf den Radius 100 m. Sie sind auf den gewählten Radius umzurechnen.

— Bogensechstelspunkte P2/6 bzw. P4/6:

- Bestimmung der Bogenlänge zwischen A und P2/6 bzw. E und P4/6

$$b' = \frac{93.67 \cdot 2}{6} = 31.22 \text{ m} \rightarrow \text{Eingang in Tabelle}$$

- Bestimmung der Koordinaten x und y

Tab. 2.58: Bestimmung der Bogensechstelspunkte

		r	b	x	Δx	y	Δy	Bemerkungen
P1/6, P5/6	}	100	16.0	15.93	99	1.28	16	
		100	15.0	14.94		1.12		
			0.61	0.60		0.10		
	100	15.61	15.54	1.22				
P2/6, P4/6	}	80	12.49	12.43		0.98		$k = \frac{80}{100} = 0.8$
		100	31.22	30.72		4.84		
		80	24.98	24.58		3.87		

Bemerkung

Sind andere Bogenpunkte abzustecken, ist analog dem obigen Beispiel vorzugehen.

Im übrigen wird mit Vorteil jede abgesteckte Kurve vor der definitiven Verpflockung kontrolliert. Bei Kreisbögen können die Sehnen zwischen den einzelnen Bogenpunkten gemessen und verglichen werden.

2.44113 Zusammenhängen von Kurven

Wie schon in Abschnitt 2.312 beschrieben wurde, sollte zwischen zwei Kurven grundsätzlich eine Zwischengerade eingelegt werden. Stark gegliedertes Gelände oder schlechte Sichtverhältnisse (Kuppen, Einschnitte usw.) können aber zu relativ kleinen Abständen der Tangentenpunkte führen, was zur Folge hat, dass nur kleine Radien und kurze Zwischengeraden möglich sind. Einerseits beeinträchtigen enge Kurven die fahrtechnischen Eigenschaften einer Strasse, andererseits ist der Minimalradius durch die Ausbaugeschwindigkeit (bzw. durch Fahrzeug oder Ladung) festgelegt. Daher ergibt sich oft eine bessere Linienführung, wenn die Kurven zusammengehängt werden.

Zwei oder mehrere gleich- bzw. entgegengesetzt gerichtete Kurven sollen zusammengehängt werden und möglichst denselben Radius aufweisen, wenn die Zwischengerade nicht mindestens 10 m betragen würde.

Vorgehen bei der Absteckung im Felde:

In chronologischer Reihenfolge sind folgende Arbeiten auszuführen:

- Messen der beiden benachbarten Polygonwinkel β_i und β_{i+1} und Berechnen der Zentriwinkel γ_i und γ_{i+1}
- Messen der Strecke $\overline{T_i T_{i+1}}$ = Terrainwert $t_i + t_{i+1}$ (Messband!)
- Berechnen der Kurvenelemente für die Zentriwinkel γ_i und γ_{i+1} mit Hilfe der Tabelle für $r_0 = 100$ m
- Berechnen des gemeinsamen Faktors k

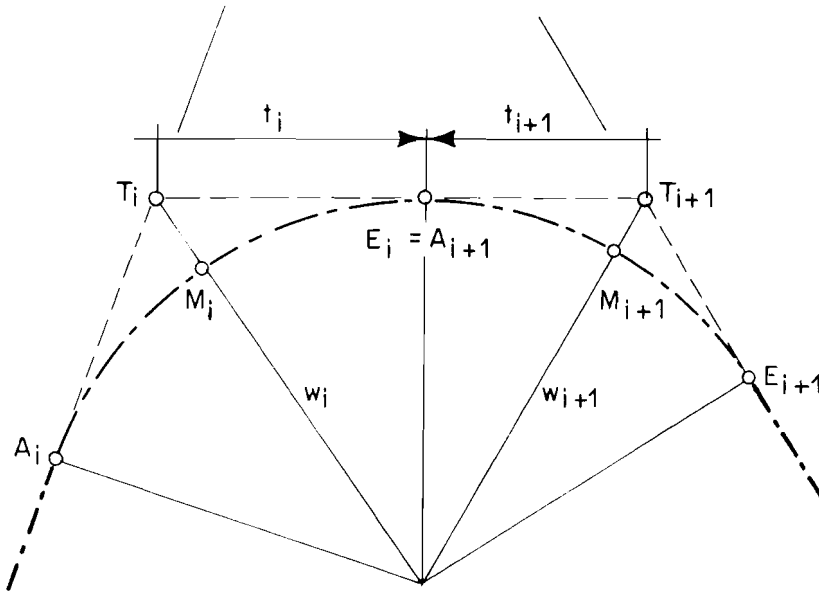
$$k = \frac{\text{Strecke } \overline{T_i T_{i+1}}}{\text{Summe der Tabellenwerte beider Tangentenlängen}} = \frac{t_i + t_{i+1}}{t_0 + t_{0+1}}$$

- Berechnen der einzelnen Kurvenelemente für die Zentriwinkel γ_i und γ_{i+1} mit Hilfe des Faktors k

Beispiele für das Zusammenhängen von zwei Kurven:

— Zwei gleichgerichtete Kurven (immer gleiche Radien):

Abb. 2.59: Zusammenhängen zweier gleichgerichteter Kurven



- Gemessen

$$\beta_i = 260.19^\circ \rightarrow \gamma_i = 260.19 - 200 = 60.19^\circ$$

$$\beta_{i+1} = 249.64^\circ \rightarrow \gamma_{i+1} = 249.64 - 200 = 49.64^\circ$$

$$\text{Strecke } \overline{T_i T_{i+1}} = 26.3 \text{ m}$$

- Tabellenwerte für die Tangentenlängen der beiden Zentriwinkel:

$$\gamma_i = 60.19^\circ \quad t_{o_i} = 51.14 \text{ m}$$

$$\gamma_{i+1} = 49.64^\circ \quad t_{o_{i+1}} = 41.09 \text{ m}$$

$$\overline{t_{o_i} + t_{o_{i+1}}} = 92.23 \text{ m}$$

- Berechnen des Faktors $k = \frac{\text{Strecke } \overline{T_i T_{i+1}}}{\text{Tabellenwert}} = \frac{t_i + t_{i+1}}{t_{o_i} + t_{o_{i+1}}} = \frac{26.3}{92.23}$

$$k = 0.2852$$

$k = 0.2852$, d. h. dass beide Kurven mit dem Radius von 28.52 m ($r = k \cdot r_0$) abgesteckt werden müssen.

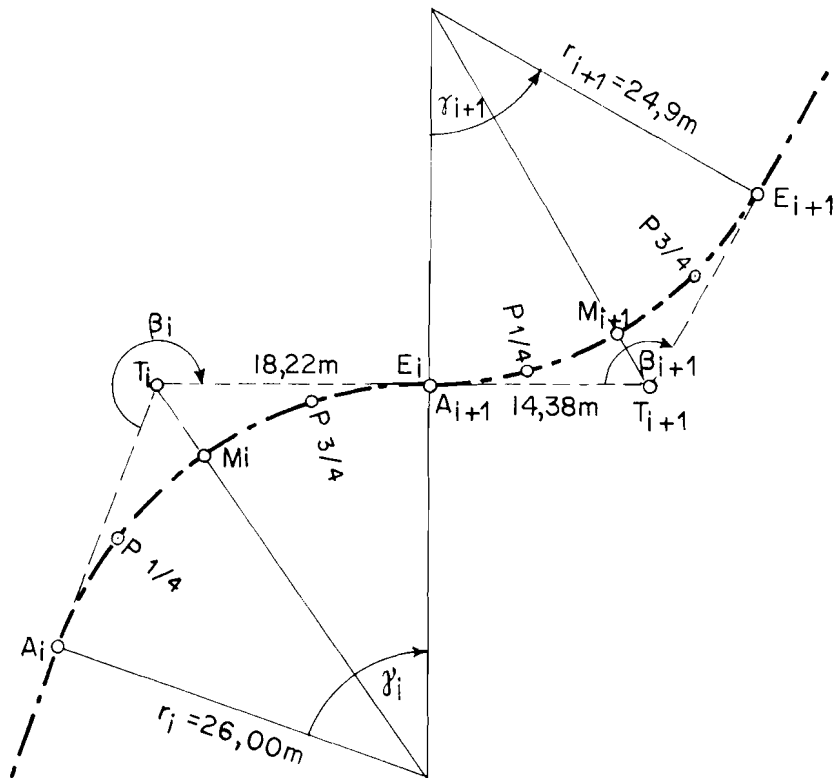
Tab. 2.60: Berechnung der Kurvenelemente für gleichgerichtete zusammengehängte Kurven

KURVENELEMENTE													
											Projekt:		
											Datum:		
T-Punkt	β	γ	r	t	Δ	a	Δ	b	Δ	x	Δ	y	Δ
T_i	260.19	60.19	100	51.14		12.32		94.55		23.42		2.78	
T_{i+1}	249.64	49.64	100	41.09		8.11		77.97		19.37		1.89	
				92.23									
T_i	260.19	60.19	28.52	14.58		3.51		26.96		6.68		0.79	
T_{i+1}	249.64	49.64	28.52	11.72		2.31		22.24		5.52		0.54	

— Zwei entgegengesetzt gerichtete Kurven:

Nach Möglichkeit werden auch diese Kurven mit gleichen Radien abgesteckt. Dabei bleibt das Vorgehen gleich wie bei gleichgerichteten Kurven. Bei entgegengesetzt gerichteten Kurven können aber auch ähnliche Radien (Abweichungen bis 10%) zur Absteckung verwendet werden, was im folgenden Beispiel gezeigt wird.

Abb. 2.61: Zusammenhängen zweier entgegengesetzt gerichteter Kurven



- Gemessen

$$\beta_i = 277.82^\circ \rightarrow \gamma_i = 277.82 - 200 = 77.82^\circ$$

$$\beta_{i+1} = 133.45^\circ \rightarrow \gamma_{i+1} = 200 - 133.45 = 66.55^\circ$$

$$\text{Strecke } \overline{T_i T_{i+1}} = 32.60 \text{ m}$$

- Tabellenwerte für die Tangentenlängen der beiden Zentriwinkel:

$$\gamma_i = 77.82^\circ \quad t_{o_i} = 70.07 \text{ m}$$

$$\gamma_{i+1} = 66.55^\circ \quad t_{o_{i+1}} = 57.61 \text{ m}$$

$$\overline{t_{o_i} + t_{o_{i+1}}} = 127.68 \text{ m}$$

- Berechnen des Faktors $k = \frac{\text{Strecke } \overline{T_i T_{i+1}}}{\text{Tabellenwert}} = \frac{t_i + t_{i+1}}{t_{o_i} + t_{o_{i+1}}} = \frac{32.6}{127.68}$

$$k = 0.2553$$

$k = 0.2553$, d. h. dass beide Kurven mit dem Radius von 25.53 m ($r = k \cdot r_0$) abgesteckt werden können.

- Gewählt wird für die 1. Kurve (grössere Richtungsänderung) ein Radius von 26.0 m.

Die Elemente der 2. Kurve werden aufgrund der verbleibenden Tangentenlänge (Reststrecke der Polygonseite) berechnet:

$$\overline{T_i T_{i+1}} - t_i = t_{i+1} \rightarrow 32.60 - 18.22 = 14.38 \text{ m}$$

$$\text{Berechnen des Faktors } k = \frac{t_{i+1}}{t_{o_{i+1}}} = \frac{14.38}{57.61} = 0.2496$$

$$\rightarrow \text{Radius der 2. Kurve: } r = k \cdot r_0 = 0.2496 \cdot 100 = 24.96 \text{ m}$$

Bemerkung

Grundsätzlich könnte hier auch eine Zwischengerade von 10 m eingelegt werden. Dies ergäbe aber Kurvenradien von weniger als 20 m.

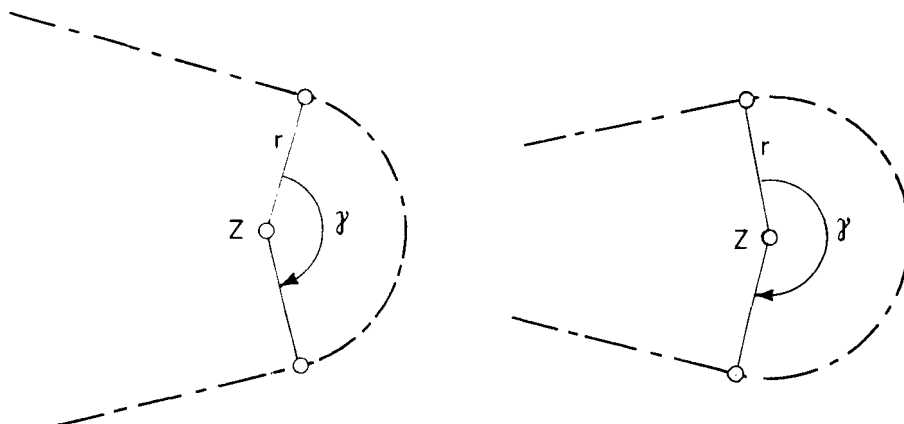
Tab. 2.62: Berechnung der Kurvenelemente für entgegengesetzte zusammengehängte Kurven

KURVENELEMENTE													Projekt:	
													Datum:	
T-Punkt	β	γ	r	t	Δ	a	Δ	b	Δ	x	Δ	y	Δ	
T _j	277.82	77.82	100	70.07		22.11		122.24		30.09		4.64		
			26	18.22		5.75		31.78		7.82		1.21		
T _{i+1}	133.45	66.55	100	57.61		15.41		104.54		25.84		3.40		
			24.96	14.38		3.85		26.09		6.45		0.85		

2.44114 Absteckung von Wendepunkten

Als Wendepunkte (Haarnadelkurve, Kehre) werden Kurven mit kleinen Radien (8—25 m) und grossen Zentriwinkeln (ca. 160—230°) bezeichnet.

Abb. 2.63: Ausformung von Wendepunkten

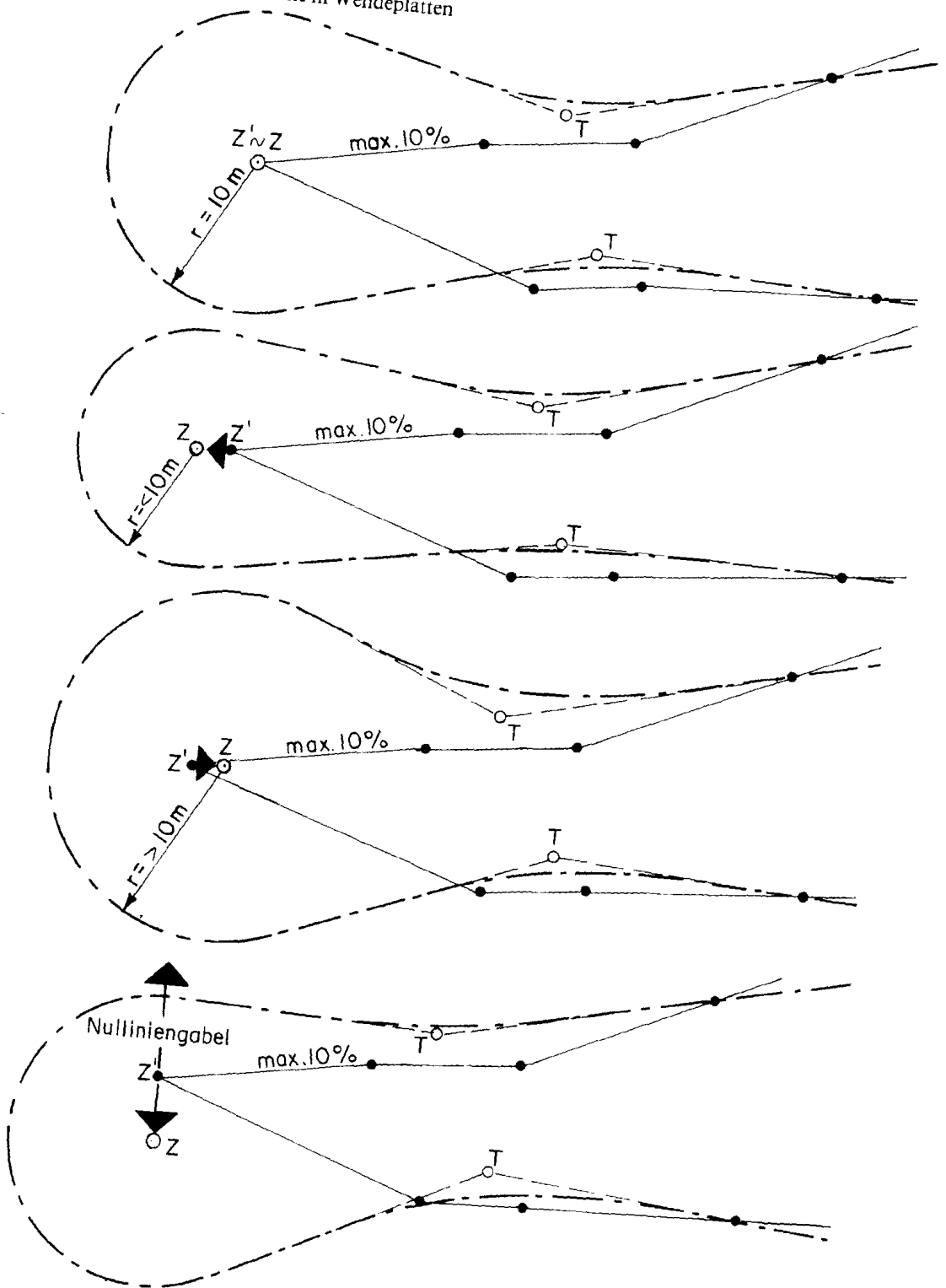


Bei Wendepunkten ist die Absteckung mit Hilfe der Kurventabelle nicht möglich, da dort nur Werte für Zentriwinkel bis 160° aufgeführt sind. Auch würde der Tangentenpunkt zu weit von der Strassenachse weg zu liegen kommen (vgl. Abschnitte 1.452 und 2.3222).

Um die Steigung in der Wendepunkte auf die verlangten Werte verringern zu können, wird folgendes Vorgehen angewandt:

Die Nulllinie wird mit gleichbleibender Steigung — bei Wendepunkten höchstens 10% — abgesteckt. Kurz vor dem günstigen Wendepunkt (ungefähr dort, wo das Zentrum der Wendepunkte zu liegen kommt) kehrt die Nulllinie in einem spitzen Winkel, der sogenannten Nulliniengabel (Abb. 2.64). Damit wird die Strassenachse länger als die abgesteckte Nulllinie und die Strasse bekommt in der Wendepunkte eine kleinere Steigung als die Nulllinie.

Abb. 2.64: Nulllinie in Wendeplatten



Es bestehen zwei Möglichkeiten, die Steigung in der Wendepalte noch stärker zu verringern. Die Steigung der Nulllinie kann vor und nach der Wendepalte verkleinert oder das Zentrum der Wendepalte aus der Nullliniengabel heraus geschoben werden (auf der Höhenlinie).

Faustregel

Bei einer Steigung der Nulllinie von durchgehend 10% wird die Steigung der Achse in der Wendepalte bei einem Radius von 10 m genügend reduziert, wenn das Zentrum mit der Nullliniengabel zusammenfällt. Muss ein Radius von 8 m gewählt werden, soll das Wendepalttenzentrum ca. 3 m ausserhalb der Nullliniengabel zu liegen kommen. Bei Radien grösser als 10 m kann das Zentrum in der Nullliniengabel liegen.

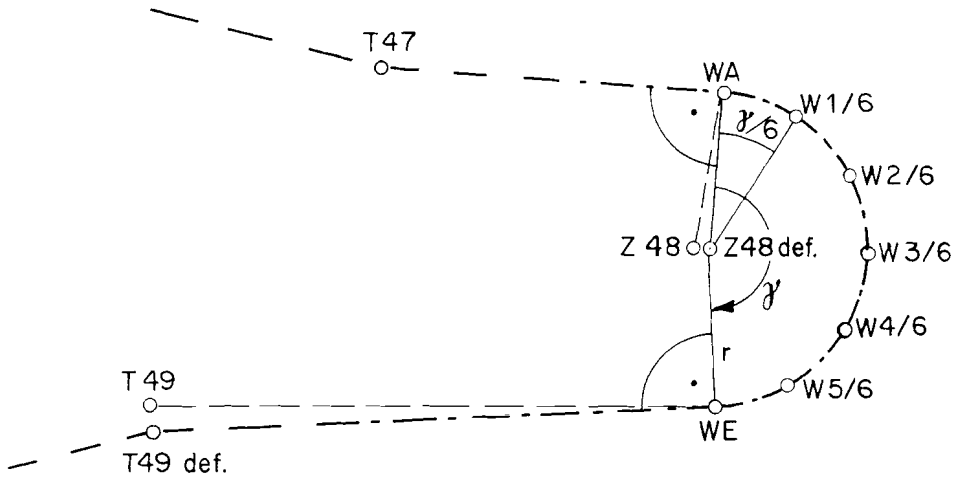
Öfters muss beim Abstecken von Wendepalten das Zentrum noch berg- oder talwärts, also in der Falllinie verschoben werden, um übermässigen Abtrag oder Kunstbauten einzusparen und die Wendepalten besser ins Gelände einzupassen (evtl. auch Baustoffgewinnung im Fels).

Vor Beginn der eigentlichen Absteckung der Wendepalte wird die Nulllinie vor und nach der Wendepalte gestreckt. Von besonderer Bedeutung sind dabei die beiden Tangentenpunkte vor und nach der Wendepalte. Oft kann einer dieser Tangentenpunkte aus irgend einem Grunde (schwieriges Gelände, kurze Polygonseite usw.) nicht verschoben werden, während dies beim anderen gut möglich ist. Dieser nicht verschiebbare Tangentenpunkt ist beim Abstecken als Fixpunkt zu betrachten.

Vorgehen bei der Absteckung (Abb. 2.65):

- Um das provisorisch gewählte Zentrum wird mit dem Messband ein Kreis vom vorgesehenen Radius r gezogen. Auf diesem Kreis (Achse der Strasse) wird der Wendepalttenanfang WA, bzw. WE bestimmt, indem mit dem Winkelprisma oder der Bussole der rechte Winkel zum festen Tangentenpunkt festgelegt wird (in unserem Fall T 47). Rechter Winkel: T 47 — WA — Z 48.
- Im gefundenen Punkt WA wird mit dem Theodolit der rechte Winkel bei WA (T 47 — WA — Z 48 def.) abgesteckt. In dieser abgesteckten Richtung wird von WA aus der Radius r mit dem Messband abgetragen, wodurch das definitive Kurvenzentrum bestimmt ist. Dieses Zentrum kann etwas vom provisorischen abweichen.
- Nachdem das definitive Zentrum gefunden ist, wird mit dem Winkelprisma oder der Bussole der rechte Winkel Z 48 def. — WE — T 49 festgelegt. Das Wendepalttenende WE muss genau im Abstand r von Z 48 def. liegen.
- Mit dem Theodolit wird vom Punkt WE aus der rechte Winkel Z 48 def. — WE — T 49 def. abgesteckt, um die Lage von T 49 def. zu erhalten.
- Vom definitiven Zentrum Z def. erfolgt mittels Theodolit die Ermittlung des Zentriwinkels γ (Vorblick — Rückblick = \sphericalangle links zum Vorblick! Vorblick = Z — WE, Rückblick = Z — WA) und der Richtung der regelmässig verteilten Punkte auf der Wendepalte (γ/n ; meist $n = 6$).
Der Punkt W1/6 erhält somit die Richtung (Z — WA) + $\gamma/6$ und liegt im Abstand r von Z. Analog erfolgt die Ermittlung der Richtung von W2/6, W3/6 usw.: (Z — WA) + $2/6 \gamma$, (Z — WA) + $3/6 \gamma$ usw.

Abb. 2.65: Absteckung von Wendeplatten



- T 47 : nicht verschiebbarer Tangentenpunkt (Fixpunkt)
- Z 48 : provisorisch gewähltes Zentrum
- T 49 : verschiebbarer Tangentenpunkt (provisorischer T-Punkt)
- Z 48 def. : definitives Zentrum
- T 49 def. : definitiver Tangentenpunkt
- WA : Wendeplattenanfang
- WE : Wendeplattenende
- W1/6,
- W2/6.... : weitere Wendeplattenpunkte
- r : Radius der Wendeplatte

Beispiel

Für eine Wendeplatte mit einem Zentriwinkel $\gamma = 192.65^\circ$ und einem Radius $r = 10$ m ergeben sich folgende Kurvenelemente:

$$\frac{\gamma}{6} = 32.11^\circ$$

$$\text{Bogenlänge } b = \text{Achslänge } WA - WE = \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot \gamma}{400^\circ} = 30.26 \text{ m} \quad \left(\frac{b}{6} = 5.04 \text{ m} \right)$$

Absteckung der Sechstelspunkte:

Theodolit im Zentrum aufstellen, Richtung auf WA messen, z. B. 185.31°

$$\text{Richtung auf } W1/6 = 185.31^\circ + \frac{\gamma}{6} = 217.42^\circ$$

$$\text{Richtung auf } W2/6 = 185.31^\circ + 2 \cdot \frac{\gamma}{6} = 249.53^\circ$$

usw.

Die Sechstelspunkte erhält man, indem auf diesen Richtungen der Radius mit dem Messband abgetragen wird.

Die Kontrolle der Absteckung erfolgt über die Messung der Sehnen $WA \rightarrow W1/6$, $W1/6 \rightarrow W2/6$ usw. Die Sehnen müssen gleiche Länge aufweisen.

Zusammenfassung

Für die Absteckung der Wendeplatte braucht man somit:

Messband, Winkelprisma oder Bussole sowie Theodolit (neben Jalons und Lattenrichter).

Vor allem im schwierigen Gelände lohnt sich das dreimalige Aufstellen des Theodolits, weil dadurch eine sehr genaue Absteckung gewährleistet wird.

2.4412 **Kreisbogenabsteckung mit Peripheriewinkelmessung** (Peripheriewinkelmethode, Sehnentangentenmethode)

Diese Methode wird im Waldstrassenbau selten angewandt. Sie kommt vor allem dort zur Anwendung, wo der Tangentenpunkt nicht zugänglich ist oder dort, wo bei einer Wendeplatte vom Zentrum aus nicht alle Kurvenpunkte sichtbar sind. Sie erlaubt die Absteckung eines Kreisbogens vom Bogenanfang (A) aus, wobei folgende Daten festgelegt sein müssen:

- Richtung der Tangente, bzw. Tangentenpunkt
- Bogenanfang, bzw. Bogenende
- Radius
- Sehnenlänge (angenommen: 8—10 m; oder gerechnet: siehe Beispiel)
- Peripheriewinkel α (\sphericalangle zwischen Kreissehne und Kreistangente)

Die Methode beruht auf folgenden Sätzen:

- zu gleichen Bogen (Sehnen) gehören gleiche Mittelpunktswinkel (γ')
- der Sehnentangentenwinkel (α) ist gleich dem halben Mittelpunktswinkel (γ') über demselben Bogen

Der Peripheriewinkel α kann auch nach der Formel $\sin \alpha = \frac{s}{2r}$ berechnet werden.

Beispiel

Berechnung einer Wendeplatte

Gegeben, bzw. gewählt: — Radius : $r = 10 \text{ m}$
— Zentriwinkel der Wendeplatte: $\gamma = 217.29^\circ$

Berechnung: — Mittelpunktswinkel : $\gamma' = \frac{\gamma}{6} = \frac{217.29}{6} = 36.22^\circ$

— Peripheriewinkel : $\alpha = \frac{\gamma'}{6 \cdot 2} = \frac{217.29^\circ}{12} = 18.11^\circ$

— Sehnenlänge : $s = 2 \cdot r \cdot \sin \frac{\gamma}{12} = 2 \cdot 10 \cdot \sin 18.11 = 5.61 \text{ m}$

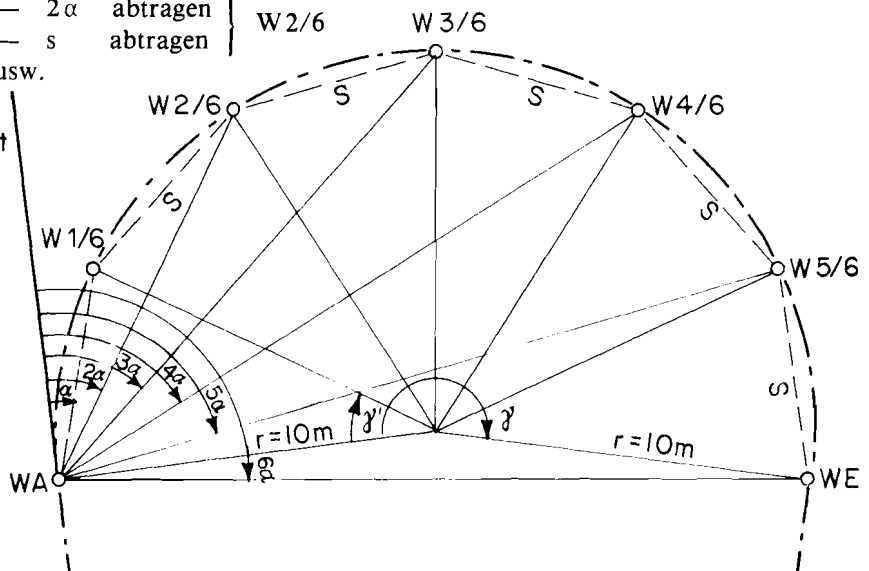
— Bogenlänge : $b = \frac{2\pi r \cdot \gamma'}{400} = \frac{2 \cdot 3.14 \cdot 10 \cdot 36.22}{400} = 5.69 \text{ m}$

Tab. 2.66: Tabelle der Elemente

Kurvenpunkte	r = 10 m; s = 5.61 m		
	α^g	γ^g	b (m)
WA	0	0	0
W1/6	18.11	36.22	5.69
W2/6	36.22	72.43	11.38
W3/6	54.32	108.65	17.07
W4/6	72.43	144.86	22.75
W5/6	90.54	181.08	28.44
WE	108.65	217.29	34.13

Abb. 2.67: Absteckung nach der Peripheriewinkelmethode

- Vorgehen:
- α abtragen
 - s abtragen
 - 2α abtragen
 - s abtragen
 - usw.



2.442 Kreisbogenabsteckung ohne Winkelmessung

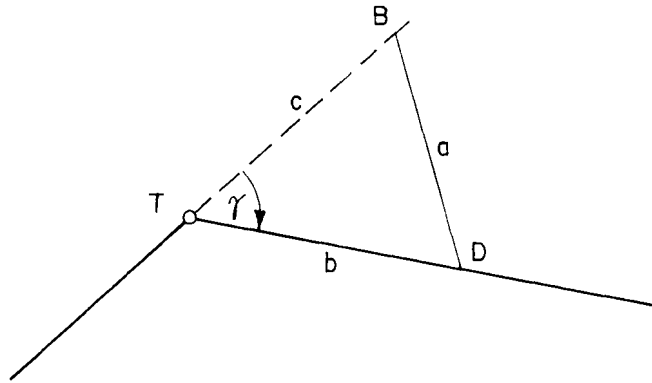
2.4421 Absteckung von Kurven mit Hilfe des Handbuches von ARETIN

Dieser Methode liegt ebenfalls der Kreisbogen zugrunde (ARETIN 1951). ARETIN geht vom Zentriwinkel aus; er misst diesen aber nicht mit Hilfe eines Winkelinstrumentes, sondern mit einem Längenmass.

Die Berechnung des Zentriwinkels erfolgt mittels des Cosinus-Satzes:

$$\cos \gamma = \frac{b^2 + c^2 - a^2}{2bc}$$

Abb. 2.68: Winkelmessung nach Aretin



Zur Anwendung dieses Verfahrens müssen die Tabellen des Handbuches zur Verfügung stehen, weshalb hier auf die dort im Detail beschriebene Methode nicht näher eingegangen wird.

2.4422 Viertelmethode

Dieser Absteckungsmethode liegt ebenfalls der Kreisbogen zugrunde. Allerdings befinden sich nur die Hauptpunkte auf einem Kreis, während die Viertelpunkte mit zunehmendem Zentriwinkel immer stärker davon abweichen.

Absteckung der Hauptpunkte A, M, E (Abb. 2.69):

— Bestimmung von A und E:

A und E werden bestimmt durch Abmessen von zwei gleich langen, gewählten Tangentenlängen t vom Tangentialpunkt T aus.

— Bestimmung der Bogenmitte M durch Abtragen der Pfeilhöhe f in der Sehnenmitte. Die Pfeilhöhe f wird mit Hilfe folgender Formel berechnet:

$$f = \overline{TS} \cdot \frac{\overline{AE}}{\overline{AT} + \overline{TE} + \overline{EA}} = \overline{TS} \cdot \frac{s}{2t + s} = \overline{TS} \cdot \frac{\text{Grundlinie}}{\text{Umfang}}$$

Dafür sind folgende Messungen auszuführen:

- Messen der Sehnenlänge $\overline{AE} = s$ und Halbieren \rightarrow Punkt S (Sehnenmitte)
- Messen der Strecke \overline{TS}

Die errechnete Grösse für f wird vom Punkt S nach T abgetragen und ergibt die Bogenmitte M.

Sind die Hauptpunkte A, M, E im Felde abgesteckt, so wird die Lage der Kurve beurteilt und deren Radius berechnet. Befriedigt die Absteckung, so können die weiteren Punkte der Kurve abgesteckt werden.

— Berechnung des Kurvenradius:

$$r = \frac{t \cdot s}{2 \cdot \overline{TS}}$$

Befriedigt die erste Absteckung nicht, weil ein anderer Radius oder eine andere Lage von M gewünscht wird, so muss eine zweite Absteckung vorgenommen werden. Alle Masse der Kurve ändern sich im gleichen Verhältnis. Wird z. B. die Tangentenlänge verdoppelt, so werden alle anderen Masse der Kurve, wie f , \overline{TS} , r , ebenfalls doppelt so gross, während der Faktor (Grundlinie : Umfang) des Tangentendreiecks ATE für einen bestimmten Polygonwinkel konstant bleibt.

Absteckung der Viertelpunkte:

Messen der Hilfssehne \overline{AM} (\overline{ME}) und Halbieren \rightarrow Punkt S_1 bzw. S_2 . In S_1 und S_2 wird senkrecht zur Hilfssehne $f/4$ (daher Name «Viertelmethode») abgetragen. Somit erhält man $P_{1/4}$ und $P_{3/4}$.

Absteckung weiterer Kurvenpunkte:

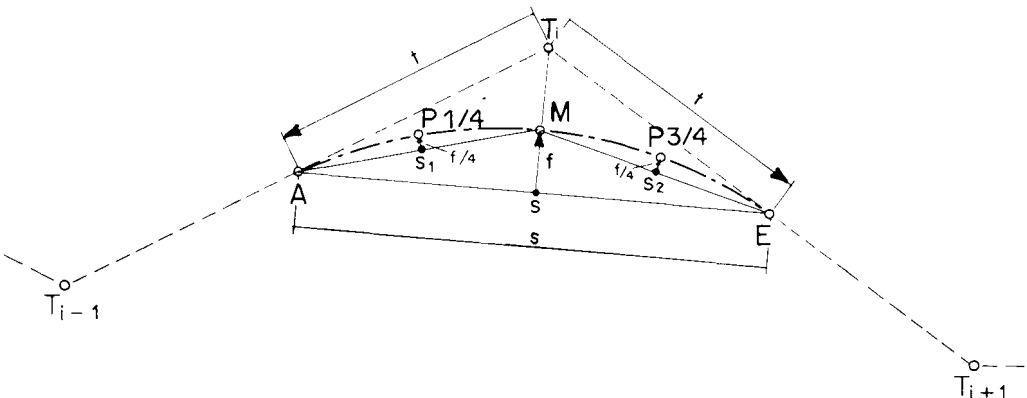
— Die Hilfssehnen $\overline{AP_{1/4}}$, $\overline{P_{1/4}M}$, $\overline{MP_{3/4}}$ und $\overline{P_{3/4}E}$ sind zu messen und zu halbieren.

— Die Pfeilhöhe $f/4$ wird abermals geviertelt und senkrecht zur Hilfssehne in S_3 (bzw. S_4, S_5 und S_6) abgetragen.

Kontrolle:

Messen der Sehnen zwischen den abgesteckten Bogenpunkten.

Abb. 2.69: Absteckung nach der Viertelmethode



2.4423 Einrückungsmethode

Auch dieser Art der Kurvenabsteckung liegt der Kreisbogen zugrunde. Allerdings sind der Verlauf der Strasse, das Kurvenzentrum und der Tangentenpunkt erst nach erfolgter Absteckung bekannt.

Vorgehen bei der Absteckung (Abb. 2.70):

- Wählen des Bogenanfangspunktes A auf der Geraden g_i (= Polygonseite)
- Die Gerade g_i wird über den Bogenanfang A um eine gewählte Länge x verlängert bis I.
- In I wird die Senkrechte auf die Polygonseite errichtet und die Grösse des Einrückungsmasses y abgetragen. Dies ergibt den Kurvenpunkt P_1 . Das Einrückungsmass wird nach gegebenem oder gewünschtem Radius bestimmt oder versuchsweise angenommen (Tab. 2.71).
- Für einen zweiten Punkt P_2 der Kurve wird die Sehne $\overline{AP_1}$ um die gewählte Länge x verlängert bis II.
- In II wird die Senkrechte auf $\overline{AP_1}$ errichtet und die Grösse des Einrückungsmasses $2y$ abgetragen; dies ergibt den Punkt P_2 der Kurve. Das Einrückungsmass ist doppelt so gross wie bei Punkt P_1 . Für jeden weiteren Punkt, der im gleichen Abstand x liegt, bleibt das Einrückungsmass gleich ($2y$).
- Die Endtangente g_{i+1} in E ergibt sich, wenn vom Bogenende E aus ein weiterer Punkt (z. B. V) bestimmt und wieder nur y als Einrückungsmass abgetragen wird.

Die Absteckung nach diesem Verfahren beruht auf folgenden

Formeln: $x = r \cdot \sin \gamma$ (γ = entsprechender Zentriwinkel)

$$y = 2r \cdot \sin^2 \frac{\gamma}{2}$$

Zur einfacheren Handhabung wurden Tabellen erstellt (Tab. 2.71). Diese geben für eine Anzahl Radien zu Abszissenwerten von 2—20 m die zugehörigen Ordinatenwerte d. h. das erste und letzte Einrückungsmass y an, welches für die dazwischen liegenden Einrückungen zu verdoppeln ist.

Abb. 2.70: Absteckung nach der Einrückungsmethode

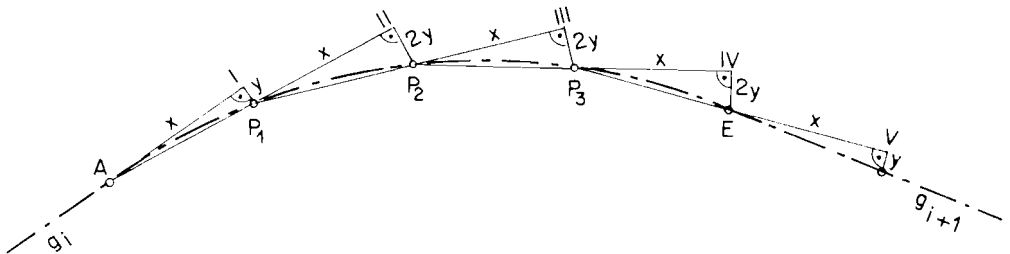


Abb. 2.71: Beispiel einer Tabelle zur Absteckung von Kreisbogen mit bestimmtem Radius nach der Einrückungsmethode

Wenn der Radius r und die Abszissenlänge x gegeben sind, ist die Ordinate y des ersten Bogenpunktes:

r (m)	10	12	14	15	16	18	20	24	25	28	30	34	35	38	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
Abszisse x (m)																												
2	20	17	14	13	11	11	8	8	8	7	7	6	6	5	5	4	4	4										
3			33	30	28	25	23	19	18	16	15	13	13	12	11	10	8	8										
4					51	45	40	34	32	29	27	24	23	21	20	18	16	15										
5							53	50	45	42	37	36	33	31	28	25	23	21	19	18	17	16	15	14	13	12		
6									65	61	53	52	48	45	40	36	33	30	28	26	24	23	21	20	19	18		
7											73	71	65	62	55	49	45	41	38	35	33	31	29	27	26	25		
8													85	81	72	64	58	54	49	46	43	40	38	36	34	32		
9																82	74	68	65	58	54	51	48	45	43	41		
10																		84	78	72	67	63	59	56	53	50		
15																				163	151	142	133	126	119	113		
20																										225	213	202

Bemerkung

Die angegebenen Ordinaten (y) gelten für die erste Einrückung bzw. für die Festlegung der Tangente am Ende der Kurve. Sie sind für die übrigen Punkte zu verdoppeln ($2y$). In einzelnen Lehrbüchern werden umfangreichere Tabellen angegeben, vor deren Anwendung gewarnt wird. Bei der Wahl kleiner Radien und grosser Abszissen weichen nämlich die erhaltenen Kurven z.T. stark vom angestrebten Kreisbogen ab.

Die Einrückungsmethode wird im Waldstrassenbau höchst selten angewandt, eventuell wenn die engen Platzverhältnisse keine andere Art der Absteckung zulassen (z. B. in Tunnels).

2.443 *Absteckung von parabelförmigen Kurven*

Da parabelförmige Kurven im forstlichen Strassenbau nicht üblich sind, wird hier nur eine Methode zu deren Absteckung beschrieben.

2.4431 **Halbierungsmethode**

Diese Methode wird auch Parabelmethode genannt (Abb. 2.72).

Bestimmen der Hauptpunkte A, M, E:

- Der Anfangspunkt A kann gegeben sein oder gewählt werden.
- Der Bogenendpunkt E ist gegeben durch Abtragen der gleich langen Tangente \overline{AT} oder kann auch frei gewählt werden:

$$\overline{TA} = \overline{TE} \text{ oder } \overline{TA} \neq \overline{TE}$$

— Bestimmen der Bogenmitte:

- Messen der Strecke \overline{AT} und Halbieren $\frac{\overline{AT}}{2}$ → Punkt B
- Messen der Strecke \overline{ET} und Halbieren $\frac{\overline{ET}}{2}$ → Punkt B'
- Messen der Strecke $\overline{BB'}$ und Halbieren $\frac{\overline{BB'}}{2}$ → Punkt M

Bestimmen von weiteren Bogenpunkten:

Die weiteren Kurvenpunkte werden durch Messen und Halbieren von Hilfstangenten bestimmt.

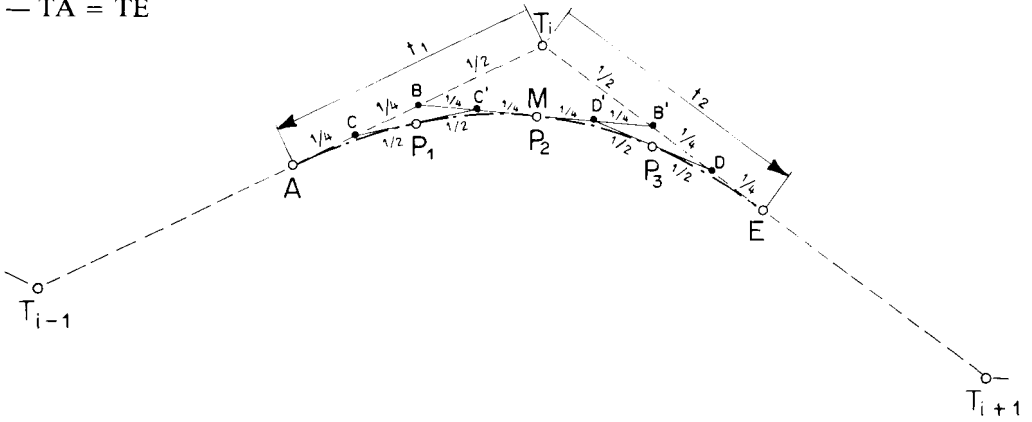
Zum Beispiel «Bogenviertelspunkte»:

- Messen der Strecke \overline{AB} und Halbieren $\frac{\overline{AB}}{2}$ → Punkt C
- Messen der Strecke \overline{BM} und Halbieren $\frac{\overline{BM}}{2}$ → Punkt C'
- Messen der Strecke $\overline{CC'}$ und Halbieren $\frac{\overline{CC'}}{2}$ → Pkt. P₁ bzw. P₂

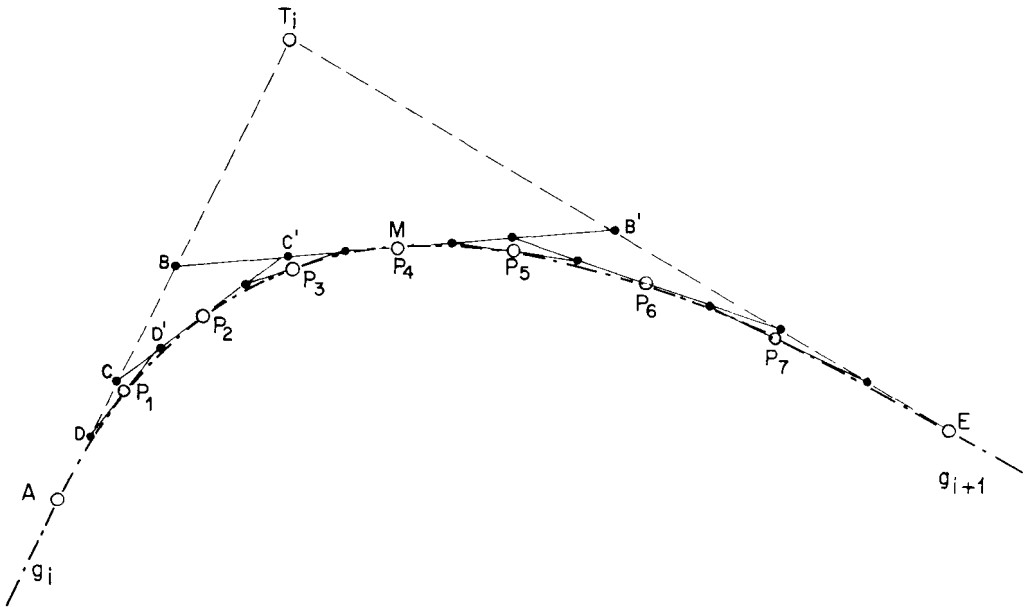
usw.

Abb. 2.72: Absteckung nach der Halbierungsmethode

— $\overline{TA} = \overline{TE}$



— $\overline{TA} \neq \overline{TE}$



Achtung

«Radius» der Kurve ändert, schlechter Fahrkomfort!

2.45 Vor- und Nachteile verschiedener Kurvenabsteckungsmethoden

Abb. 2.73: Vor- und Nachteile verschiedener Kurvenabsteckungsmethoden

Methode	Kurve	Vorteile	Nachteile
Koordinatenmethode (Tabelle der Professur für forstl. Ingenieurwesen)	Kreis	<ul style="list-style-type: none"> - Radius kann aufgrund verschiedener Kriterien (r, t, a usw.) gewählt werden - Radius bei der Absteckung bekannt - Zusammenhängen von 2 Kurven mit gleichem Radius möglich - Einfache Absteckung (Messen praktisch nur auf Polygonzug mittels Messband, Winkelhalbierende gleichzeitig wie Winkelmessung) - Rechenarbeit kann nach Winkelmessung im Büro gemacht werden - Elemente für Viertelpunkte direkt aus Tabelle 	<ul style="list-style-type: none"> - Tabelle oder programmierter Kleinrechner wird benötigt - Winkelmessinstrument nötig
Peripheriewinkel-methode	Kreis	<ul style="list-style-type: none"> - Radius kann aufgrund verschiedener Kriterien gewählt werden - Tangentenpunkt bzw. Wendeplattenzentrum müssen nicht sichtbar sein 	<ul style="list-style-type: none"> - Braucht gute Sichtverhältnisse - Benötigt viele Messungen
ARETIN (von der Tangente aus)	Kreis	<ul style="list-style-type: none"> - Radius kann aufgrund verschiedener Kriterien gewählt werden - Radius bei der Absteckung bekannt 	<ul style="list-style-type: none"> - Absteckung der verlängerten Tangente in kuperiem Gelände und im Wald oft schwierig - Keine Aufnahme des Polygonzuges - Absteckung der Winkelhalbierenden kompliziert - Tabelle wird benötigt - Rechenarbeit meistens im Feld - Keine Kontrolle der Bogenzwischenpunkte durch Messung der Sehnen möglich
Viertelsmethode	Kreis	<ul style="list-style-type: none"> - Keine Tabelle nötig - Kein Winkelmessinstrument nötig 	<ul style="list-style-type: none"> - Radius wird im Feld meist nicht berechnet (Überraschungen möglich) - Zusammenhängen von 2 Kurven mit gleichem Radius muss graphisch gelöst werden - Rechenarbeit im Feld (gelegentlich wird für die Pfeilhöhe f näherungsweise $TS/2$ gesetzt) - Polygonwinkel unbekannt - Halbieren der Sehnen vielfach kompliziert
Einrückungsmethode	Kreis	<ul style="list-style-type: none"> - Radius bei der Absteckung bekannt - Kein Winkelmessinstrument nötig 	<ul style="list-style-type: none"> - Tabelle nötig - Tabelle mit Vorsicht anwenden! Es kann fahrtechnisch gefährliche Kurven geben! - Absteckung kompliziert
Halbierungsmethode	Parabel	<ul style="list-style-type: none"> - Keine Tabelle nötig - Kein Winkelmessinstrument nötig 	<ul style="list-style-type: none"> - Radius des Krümmungskreises unbekannt, kann innerhalb einer Kurve ändern - Zusammenhängen von 2 gleichgerichteten Kurven = fahrtechnisch gefährlich! - Komplizierte Absteckung - Polygonwinkel unbekannt

In der Schweiz hat sich die Koordinatenmethode sehr gut bewährt und wird auch vielerorts angewandt. Deshalb beziehen sich die Ausführungen in den folgenden Abschnitten grundsätzlich auf diese Methode der Kurvenabsteckung.

2.5 **Feldarbeiten**

2.51 **Einleitung**

Bei der Detailprojektierung versteht man unter Feldarbeiten die Absteckungs- und Vermessungsarbeiten, sowie die unmittelbar damit verbundenen Berechnungen und Zeichnungen.

Der erste Teil der Feldarbeiten, nämlich das Suchen und Festlegen der Nullinie, gehört zum Aufgabenbereich der generellen Erschliessungsplanung und wurde in Abschnitt 1.4 behandelt.

Bei den hier beschriebenen Feldarbeiten geht es im wesentlichen darum, die Strassenachse im Grundriss (Situation) unter Berücksichtigung zahlreicher Aspekte des Geländes, der gesetzlichen und geometrischen Grundlagen, der Bauausführung usw. zu bestimmen und abzustecken, sowie deren Daten aufzunehmen.

Zur Erleichterung der Holzernte und zur Einsparung von Baukosten (Kunstbauten!) müssen Waldstrassen gut an das Gelände angepasst werden. Dazu ist es unbedingt notwendig, dass die Strassenachse aufgrund einer einwandfreien und «gestreckten» Nullinie (Polygonzug) im Gelände abgesteckt und aufgenommen wird. Bei der Projektierung von übergeordneten Strassen und teilweise von Güterstrassen werden auch andere Verfahren angewandt, wie

- Abstecken und Aufnehmen eines Polygonzuges im Gelände entsprechend etwa der Nullinie und zeichnerisches Einpassen der Strassenachse im Büro (evtl. unter Verwendung von Luftbildern)
- Abstecken von Achspunkten in fixen Abständen in enger Anlehnung an die Nullinie

Nach Abschluss der Feldarbeiten müssen alle notwendigen Unterlagen zur Ausarbeitung des Detailprojektes vorhanden sein. Das Ausarbeiten wird in Abschnitt 2.7 behandelt.

2.52 **Festlegen des Tangentenpolygons**

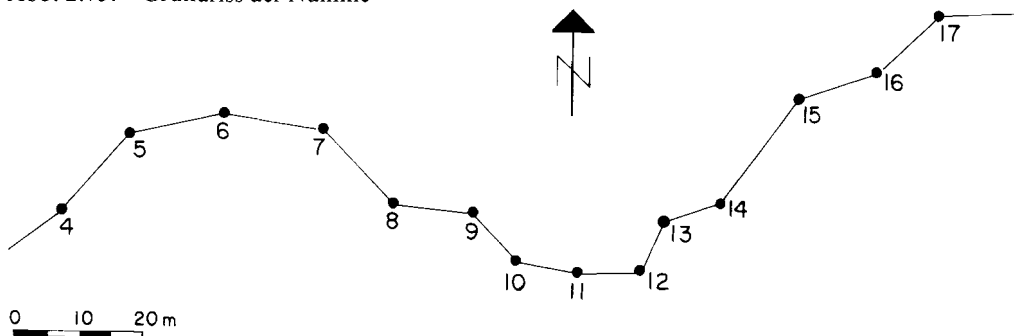
2.521 *Rekonstruktion der Nullinie*

Die im Rahmen des generellen Projektes festgelegte Nullinie, die unter Berücksichtigung von positiven und negativen Fixpunkten, maximalen und minimalen Steigungen, optimaler Erschliessungsfunktion usw. im Gelände festgehalten wurde, muss zu Beginn der Absteckungsarbeiten kontrolliert, rekonstruiert und evtl. angepasst werden. In coupiertem, unübersichtlichem Gelände ist es für wenig erfahrene Projektverfasser von Vorteil, die Nullinie mittels Bussole und Messband aufzunehmen und aufzuzeichnen. Diese Zeichnung kann die Festlegung der Tangentenpunkte wesentlich erleichtern.

Tab. 2.74 Beispiel Formular «Bussolenzug»

Projekt Luftschloss Bussolenzug Nulllinie				Datum: 29.6.83 Wetter: sonnig	
Pkt. Nr.	Länge d (m)	Azimut		Winkel β ($^\circ$)	Bemerkungen
		Vorblick	Rückblick		
		70	—		
4	13.6	46	270	176	
5	14.9	86	246	240	
6	14.6	107	286	221	
7	15.3	—	307		
usw.					

Abb. 2.75: Grundriss der Nulllinie



2.522 Strecken der Nulllinie

Unter «Strecken der Nulllinie» versteht man das Festlegen der Tangentenpunkte. Diese bilden den Polygonzug (= gestreckte Nulllinie) der zukünftigen Waldstrasse. Bei jedem Tangentenpunkt muss die Strassenachse als Kurve abgesteckt werden (vgl. Abschnitt 2.4).

Die Streckung wird im Waldstrassenbau normalerweise im Gelände durchgeführt, ausser bei unübersichtlichen Stellen, wo auf dem Situationsplan der Nulllinie die Tangentenpunkte festgelegt und erst nachher ins Gelände übertragen werden.

Mit diesem Arbeitsschritt soll ein Kompromiss zwischen einer flüssigen Linienführung und einer möglichst guten Anpassung an das Gelände gefunden werden.

Beim Strecken der Nulllinie müssen folgende Gesichtspunkte beachtet werden:

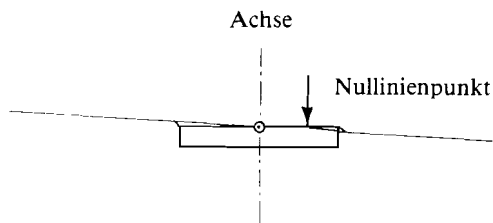
- Jeder Nulllinienpunkt gibt die ungefähre Höhenlage der fertigen Strasse an.
- Die Geländeneigung und die Bodenbeschaffenheit bestimmen häufig die Lage der Strassenachse bezüglich der Nulllinie, z.B. wird die Strasse in steilem Gelände zur Ver-

meidung von Kunstbauten oft total in den Einschnitt gelegt, wodurch die Achse bergwärts, mehr oder weniger parallel zur Nulllinie zu liegen kommt (Einschnittsböschungen steiler als Dammböschungen!). In leicht geneigtem Gelände kann die Strassenachse ohne schwerwiegende Folgen berg- oder talwärts verschoben werden, da sich dadurch nur der Massenanstall ändert.

- Der minimale Abstand der Tangentenpunkte richtet sich nach den minimal zulässigen Werten für Tangentenlängen und Zwischengeraden (vgl. Abschnitt 2.31).
- Der erste Tangentenpunkt der zu projektierenden Strasse muss einen reibungslosen Anschluss an die bestehende Strasse gewährleisten.
- Der Projektierende muss sich die Lage der zukünftigen Strasse im Gelände vorstellen können. Für das Festlegen der Tangentenpunkte müssen daher neben den Elementen des Normalprofils die ungefähren jeweiligen Bogenabstände (a) bekannt sein. Bei grossen Richtungsänderungen ist es deshalb oft zweckmässig, den Polygonwinkel mit der Bussole zu messen und den Bogenabstand für einen zu wählenden Radius zu berechnen. Es ist zu berücksichtigen, dass die Strassenachse und nicht die Tangentenpunkte der Nulllinie angepasst werden müssen.
- Die Steigung der Strassenachse wird normalerweise etwas höher ausfallen als diejenige der Nulllinie, weil durch das Strecken der Nulllinie die Horizontalabstände meist kürzer wird.

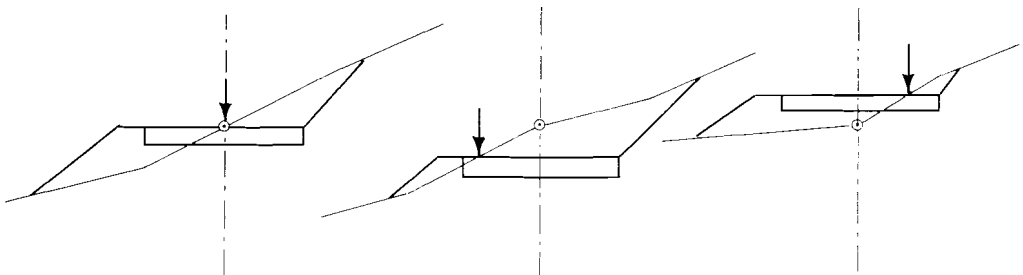
Abb. 2.76: Lage der Strassenachse bezüglich der Nulllinie

— In flachem Gelände



Lage der Achse hat keinen Einfluss auf Massenanstall

— In geneigtem Gelände

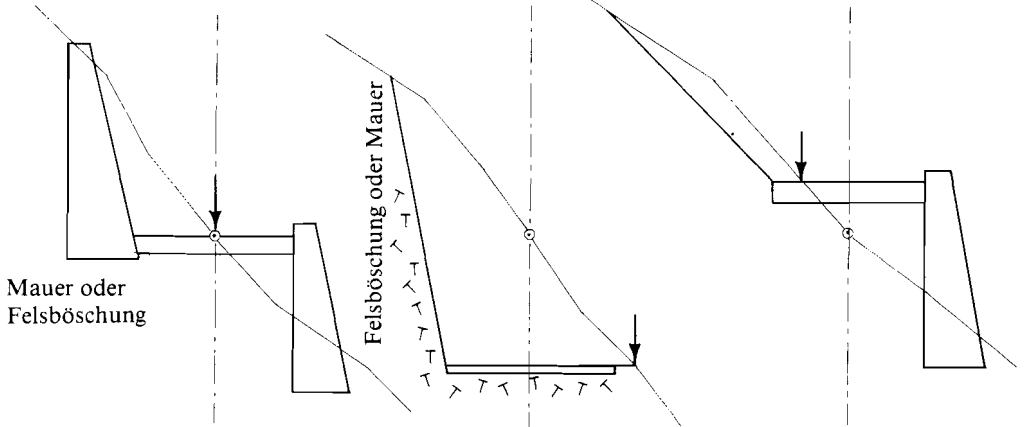


Achse \pm auf Nulllinie:
Masse \pm ausgeglichen

Achse bergwärts der Nulllinie:
es fällt zusätzliche Masse an

Achse talwärts der Nulllinie:
benötigt zusätzliche Masse

— In steilem Gelände



Mauer oder
Felsböschung

Felsböschung oder Mauer

Achse \pm auf Nulllinie:

Wenig Massen-anfall,
dafür sehr teure Kunst-
bauten; grosser Eingriff
in Landschaft

Achse bergseits
der Nulllinie:

Sichere Bauweise:
Viel Massen-anfall
(im Fels teuer!),
dafür keine Kunst-
bauten

Achse talseits
der Nulllinie:

Relativ wenig Massen-
anfall, dafür teure
Kunstbauten

Talseitige Mauern erschweren zudem das Zuziehen von Holz aus tiefer liegenden Beständen.

Je steiler das Gelände und je grösser die Längsneigung der zukünftigen Strasse, umso mehr muss also bei der Streckung auf die Nulllinie Rücksicht genommen werden.

Beim Strecken geht man zweckmässigerweise so vor, dass zuerst jeder Nulllinienpunkt eines Abschnittes mit einem Jalon markiert wird. Dadurch zeichnen sich rasch diejenigen Strecken ab, die in etwa auf einer Geraden liegen. Die Schnittpunkte solcher Geraden ergeben die Tangentenpunkte. Vor allem in schwierigem Gelände muss kontrolliert werden, ob sich die aus dem Strecken resultierenden Abweichungen von der Nulllinie verantworten lassen.

Die Tangentenpunkte werden mit Boden- und Nummernpflöcken markiert und mit fortlaufenden Nummern angeschrieben (T_j = Tangentenpunkt; Z_j = Zentrum einer Wendepfette).

Abb. 2.77: Streckung der Nulllinie

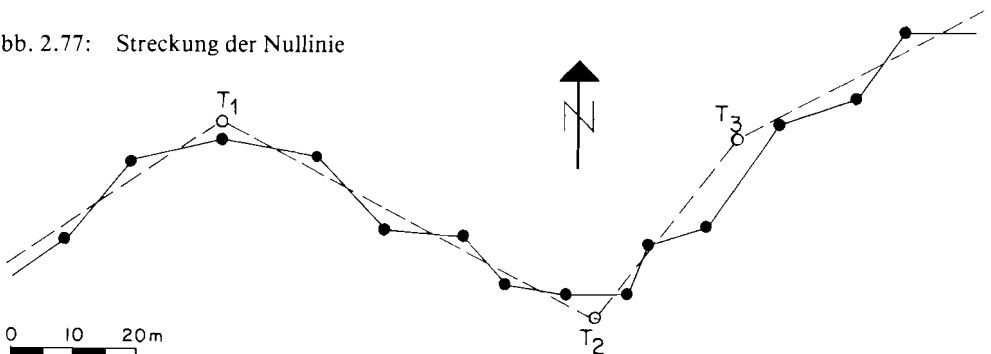
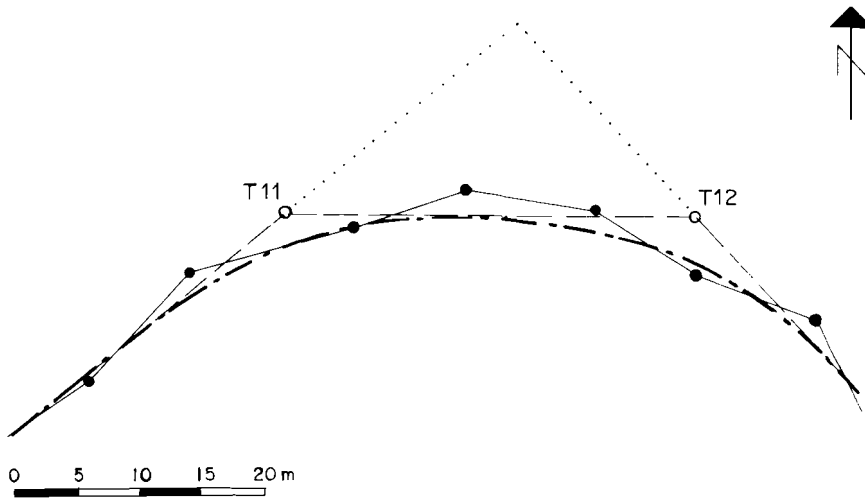
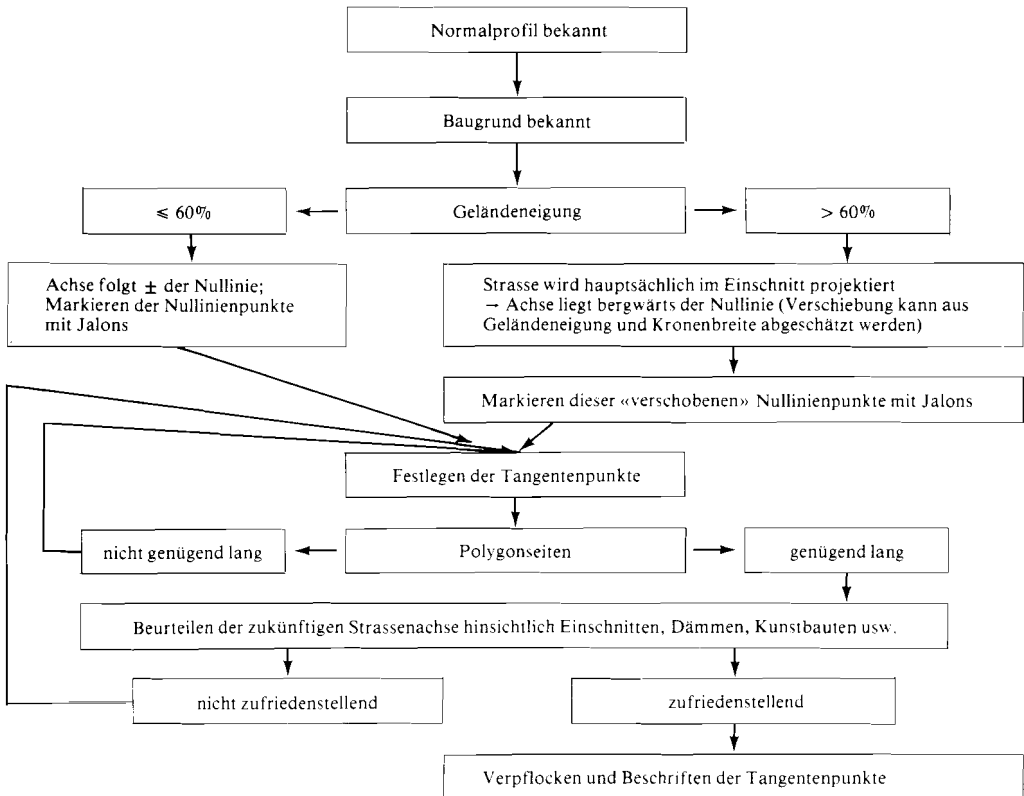


Abb. 2.78: Spezialfall: Zweckmässiges Strecken über eine unübersichtliche Rippe



In unübersichtlichem, schwer begehbarem Gelände, in engen Mulden und über steile Rippen werden häufig anstelle eines Tangentenpunktes deren zwei gesetzt und die Kurven gemäss Abschnitt 2.312 zusammengehängt.

Abb. 2.79: Flussdiagramm: Vorgehen beim Strecken



2.53 Aufnahme des Tangentenpolygons

Als Grundlage für die weiteren Arbeiten muss zuerst der Polygonzug der Tangentenpunkte eingemessen werden. Es bieten sich zwei Methoden an:

- Messung von Winkeln, Längen und Höhen mittels Theodolit
- Messung der Winkel mit Bussole, der Längen mit Messband

Im forstlichen Strassenbau wird normalerweise mit dem Theodolit gearbeitet, da diese Methode folgende Vorteile bietet:

- gute Genauigkeit der Winkel- und Längenmessungen
- verschiedene Kontrollmöglichkeiten für Längen und Höhen (Tachymetrie/Längenmessung; trigonometrische Höhenbestimmung/Nivellement)
- einfache Absteckung der Winkelhalbierenden
- definitive Absteckung der Wendeplatten im gleichen Arbeitsgang

Zum praktischen Vorgehen: Der Theodolit wird über jedem T-Punkt aufgestellt und die Messungen gemäss Abschnitt 9.51 durchgeführt. Zusätzlich werden zur Absteckung der Bogenmitten die Winkelhalbierenden der Polygonwinkel β im Gelände markiert. Die Richtung der Winkelhalbierenden berechnet sich sehr einfach:

$$w = \frac{V + R}{2}$$

V: Vorblick

R: Rückblick

} gemessen in der gleichen Fernrohrlage

Bei Wendeplatten wird der Theodolit in WA, Z und WE aufgestellt und in allen 3 Punkten werden die entsprechenden Messungen durchgeführt. Gleichzeitig werden vom Zentrum aus die einzelnen Achspunkte der Wendeplatte eingemessen (vgl. Abschnitt 2.44114).

Alle Messungen werden zweckmässigerweise auf einem Formular (Tab. 2.80) notiert, damit fehlende Messungen oder grobe Fehler sofort erkannt und die Aufnahmen der Tachymetrie ohne grossen Aufwand ausgewertet werden können.

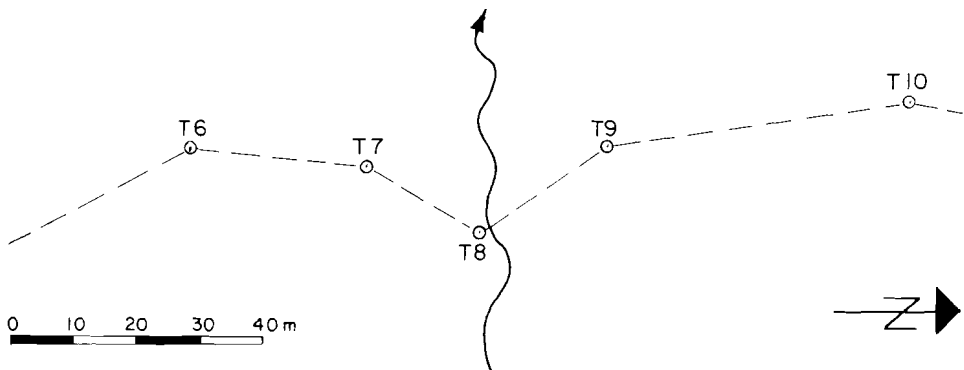
Tab. 2.80: Formular Polygonzug

POLYGONZUG												Datum: 13.7.83	
Instrument Wild TO 5												Witterung: leichter Regen	
												Projekt: Luftschloss	
Visur	Horizontalwinkel		Richtungsw	Optische Längenmessung									
	FRL I	FRL II	FRL II	L	A	FRL	α	d	i	z	Δh		
V 8-9	361.68	161.69	161.69	17.60	305.73	I	5.73	17.46	1.29	1.39	1.48		
R 8-7	187.01	387.00	387.00	19.60	289.19	I	-10.81	19.04	1.29	1.40	-3.37		
V-R	174.67	174.69	548.69	=V+R	Linkskurve X							Bem.	
β 8	174.68	274.35	=(V+R):2	Rechtskurve									
Visur	FRL I	FRL II	FRL II	L	A	FRL	α	d	i	z	Δh		
	V 9-10	163.69	363.69	363.69	52.90	306.28	I	6.28	52.39	1.41	1.06	5.53	
R 9-8	337.59	137.59	137.59	17.60	294.59	I	-5.41	17.47	1.41	1.39	-1.47		
V-R	226.10	226.10	501.28	=V+R	Linkskurve							Bem.	
β 9	226.10	250.64	=(V+R):2	Rechtskurve X									

Kurze Polygonseiten (< 30 m) werden zusätzlich mit dem Messband gemessen, damit für die Berechnung der Elemente zusammengehängter Kurven exakte Werte zur Verfügung stehen.

Da die Berechnung der Koordinaten der Tangentenpunkte mit Taschenrechnern heute sehr einfach ist (vgl. Abschnitt 9.613), wird als Entscheidungshilfe für die Wahl der Kurvenradien der Polygonzug oft aufgezeichnet. Dieser Plan dient als Grundlage für die Situation.

Abb. 2.81: Polygonzug



2.54 Abstecken der Strassenachse

Durch den Polygonzug der Tangentenpunkte ist die horizontale Linienführung der Strasse weitgehend festgelegt. Er bildet die Grundlage für die Absteckung der Strassenachse.

Da Wendeplatten ja bereits bei der Aufnahme des Polygonzuges abgesteckt wurden, folgt als nächste Arbeit das Abstecken der übrigen Kurven.

2.541 *Abstecken der Kurven*

Für die Absteckung der Kurven stehen grundsätzlich die in Abschnitt 2.4 beschriebenen Methoden zur Verfügung.

Weil die Kurvenabsteckung nach der Koordinatenmethode mehr oder weniger auf der zukünftigen Strassenachse erfolgt, gelangt sie im forstlichen Strassenbau hauptsächlich zur Anwendung. Grundlage für die Berechnung der Kurvenelemente bildet eine einfache Polygonwinkelmessung. Die Kurvenelemente können bequem ermittelt (Tabelle/Taschenrechner) und die Radien frei gewählt werden (vgl. Abschnitt 2.4411).

Es soll an dieser Stelle nochmals an die wichtigsten Kriterien zur Wahl der Kurvenradien erinnert werden (vgl. Abschnitt 2.3131). Sie stellt einen Kompromiss dar, zwischen:

- flüssiger Linienführung (grosse Radien)
- guter Anpassung an das Gelände
- Einhalten der Minimalradien, der minimalen Tangentenlängen und Zwischengeraden

Zweckmässigerweise werden nach der Winkelmessung die Elemente aller Kurven zunächst für einen Radius von 100 m bestimmt. Können für einzelne Kurven die definitiven Radien auch schon festgelegt werden, so werden deren endgültigen Elemente im gleichen Arbeitsgang berechnet. Andernfalls sind sie erst beim Abstecken zu bestimmen.

Tab. 2.82: Formular Kurvenelemente (Zusammenstellung für die Absteckung)

<u>KURVENELEMENTE</u>													
										Projekt: Luftschloss			
										Datum: 13. 7. 83.			
T-Punkt	β	γ	r	t	Δ	a	Δ	b	Δ	x*	Δ	y*	Δ
1	225.87	25.87	100.00	20.60		2.10		40.63		10.14		0.52	
2	148.83	51.17	100.00	42.50		8.66		80.38		19.96		2.01	
			30.00	12.75		2.60		24.11		5.99		0.60	
3	154.75	45.25	100.00	37.12		6.67		71.08		17.68		1.57	
			32.83	12.18		2.19		23.34		-		-	

* Die Elemente der Viertelpunkte müssen nur bei Tangentenlängen ab 12—14m berechnet und abgesteckt werden.

Die bekannten Kurvenelemente erlauben ein speditives Abstecken von Anfang, Mitte und Ende der Kurven, sowie allfälliger weiterer Bogenpunkte (P1/4, P1/6 usw.). Vor der definitiven Verpflockung wird die Richtigkeit der Absteckung durch Messung der Sehnenlängen kontrolliert.

2.542 *Abstecken der Zwischengeraden*

Wenn zwischen zwei Kurven längere Geraden liegen (> 15 m), ist es meist unumgänglich, in diesen Geraden zusätzliche Achspunkte abzustecken (Einfluchten von Jalons). Der Abstand der Profilpunkte auf den Zwischengeraden soll, ausser in einfachem, gleichmäßigem Gelände, 20 m nicht übersteigen. Die Festlegung der Punkte auf den Zwischengeraden richtet sich nach der Ausformung des Geländes. Insbesondere ist der Geländeverlauf bei Rippen und Mulden zu erfassen, um eine möglichst exakte Massenberechnung zu ermöglichen und das Ausmass allfälliger Kunstbauten abschätzen zu können.

Alle verpflochten Achspunkte werden fortlaufend nummeriert und beschriftet. Die laufende Numerierung wird durch folgende Bezeichnungen ergänzt:

A, M und E : Anfang, Mitte und Ende von Kurven
(E/A)

P1/4, P3/4 : Bogenviertelspunkte

WA und WE : Anfang und Ende von Wendeplatten

W1/6 . . . W5/6 : Punkte von Wendeplatten

Achspunkte auf Zwischengeraden erhalten keine nähere Bezeichnung.

2.55 **Längenmessung**

Für die Ausarbeitung des Projektes müssen die Längen zwischen allen Achspunkten ermittelt und tabellarisch zusammengestellt werden.

Die Längen zwischen den Bogenpunkten wurden bei der Berechnung der Kurvenelemente bestimmt und beim Abstecken durch Messung der Sehnen kontrolliert. Die Längen auf den Zwischengeraden werden durch eine zweimalige Messung mit dem Messband (Hin- und Rückmessung) ermittelt.

Alle Werte werden auf Dezimeter auf- oder abgerundet, wobei Bruchteile der gleichen Bogenlänge einmal auf-, das andere Mal abgerundet werden können (z.B. können bei einer Bogenlänge von 30.21 m die Bogenviertel 7.6, 7.5, 7.5 und 7.6 m betragen).

Sofern die Differenz der Hin- und Rückmessung der einzelnen Zwischengeraden nicht mehr als ein Dezimeter beträgt, gilt die Hinmessung als verbindlich, d.h. deren Längen werden weiter verwendet.

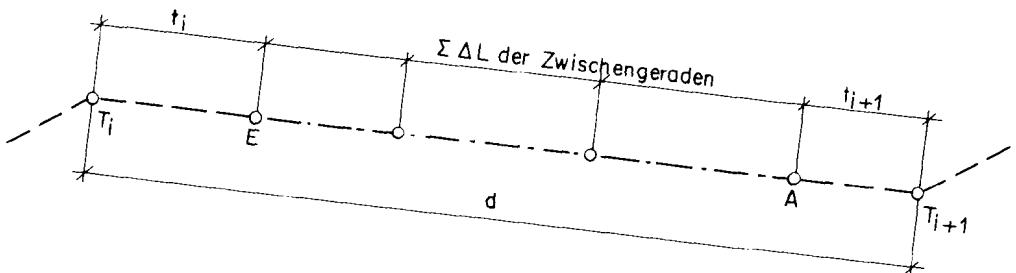
Tab. 2.83: Formular Längenmessung

<u>LÄNGENMESSUNG</u>		Datum: 14.7.83	
		Wetter: regnerisch	
Projekt: _____		Luftschloss	
Profil	Hinmessung: Zwischengeraden und gerechnete Bogenlängen	Rückmessung: nur Zwischengeraden	
Nr.	ΔL	L	ΔL
122	14.5	209.3	14.5
123A	10.0	223.8	
124M	10.0	233.8	
125E	10.0	243.8	
126A	12.3	256.1	12.3
127M	9.9	266.0	
128E	10.0	276.0	

Als zusätzliche unabhängige Kontrolle der Längenmessung dient der Vergleich mit den Resultaten der Tachymetrie: Die Länge jeder Polygonseite (d) muss der Summe der beiden entsprechenden Tangentenlängen (t) und der Zwischengeraden entsprechen (Abb. 2.84), also

$$\underbrace{d}_{\text{Theodolit}} = \underbrace{t_j}_{\text{Rechnung}} + \underbrace{\sum \Delta L \text{ der Zwischengeraden}}_{\text{Messband}} + \underbrace{t_{j+1}}_{\text{Rechnung}}$$

Abb. 2.84: Vergleich Tachymetrie/Längenmessung mit Messband



Diese Kontrollen werden mit Vorteil auf der sogenannten Stationierungstabelle (vgl. Abschnitt 2.712) durchgeführt.

Die Zwischenlängen bilden zusammen mit den bekannten Horizontalwinkeln und den Kurvenelementen die Grundlage des Situationsplans der Strassenachse (vgl. Abschnitt 2.713).

2.56 Nivellement

Die Bestimmung der Höhe jedes Achs- bzw. Tangentenpunktes erfolgt durch ein Nivellement. Es wird dabei auf Zentimeter genau abgelesen. Wenn möglich ist die Höhe über Meer als Bezugshöhe zu wählen (Anschluss an Messpunkt), andernfalls wird eine fiktive Ausgangshöhe so gewählt, dass keine negativen Werte entstehen.

Zur Kontrolle wird sowohl ein Hin- wie ein Rücknivellement durchgeführt. Die Differenz der Messungen zwischen zwei benachbarten Punkten darf nicht mehr als ein Zentimeter betragen. Zusätzlich werden die Höhendifferenzen zwischen den Tangentenpunkten mit den Resultaten der Tachymetrie verglichen.

Im forstlichen Strassenbau wird normalerweise ein Flächennivellement mit Nivellierinstrument durchgeführt (vgl. Abschnitt 9.44212), da Aufnahmen mit dem Clisimeter mit zu grossen Fehlern behaftet sind.

Tab. 2.85: Formular Nivellement

Nivellement		Projekt: Luftschloss		
Wetter: regnerisch		Datum: 15.7.83		
Pkt.Nr.	z	I	H	Bemerkung
1	3.77	103.77	100.00 *	* fiktive Ausgangshöhe
2A	1.85		101.92	
2A*	1.38		102.39	
2A*	3.46	105.85	102.39	
2A	3.93	105.85	101.92	
T1	1.53		104.32	
3M	1.36		104.49	
4E	0.14		105.71	

Die Höhen der Achspunkte (= Oberfläche Bodenpflocke) bilden zusammen mit den Werten der Längenmessung die Grundlage des Längenprofils der Terrainpunkte (vgl. Abschnitt 2.714).

2.57 Querprofile

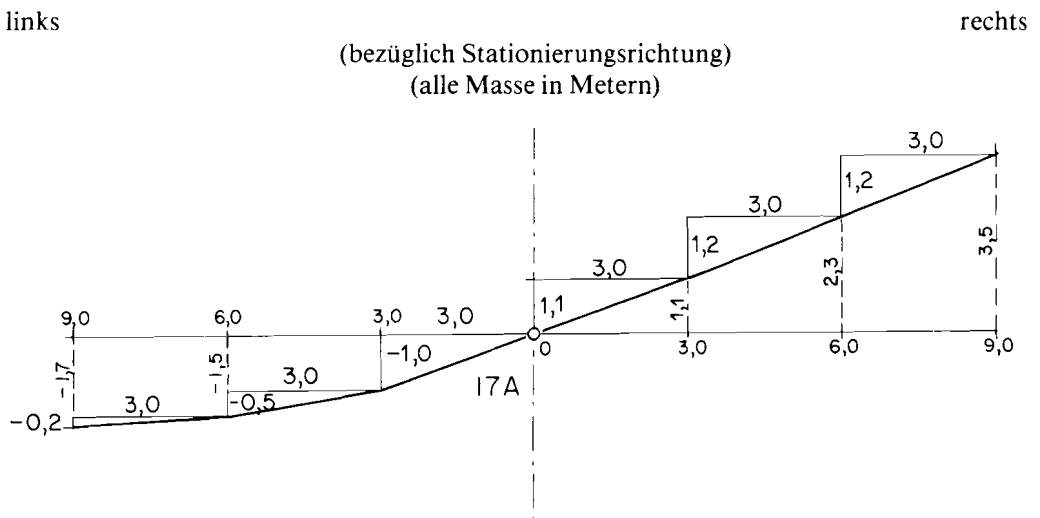
Die Querprofile geben den Geländeverlauf senkrecht zur Strassenachse an. Sie werden in jedem abgesteckten Achspunkt aufgenommen, und zwar meistens mit Setzlatte und Jalon (vgl. Abbildung 9.38). Bei gleichmässigem Geländeverlauf können die Aufnahmen auch mit Clisimeter und Messband gemacht werden.

Je nach Geländeneigung wird das Terrain beidseits der Achse 6—12 m weit aufgenommen; bei bereits festgelegten Ausweichstellen, Kehrplätzen, zu erwartenden Achsver-
 schiebungen usw. auch auf längere Distanzen. Allfällige Besonderheiten wie Wege,
 Gebäude, Felspartien usw. sind aufzunehmen und zu vermerken; zufällige Unregelmä-
 sigkeiten wie Stöcke, kleinere Blöcke, Vertiefungen usw. sind nicht zu berücksichtigen.
 Im Büro kann später in den aufgezeichneten Querprofilen der Strassenkörper auf der be-
 rechneten Höhe eingetragen und in diesen Zeichnungen die Massenermittlung durchge-
 führt werden.

Tab. 2.86: Formular Querprofile

<u>QUERPROFILE</u>				Projekt: Luftschloss					Bemerkungen
				Datum: 21. 7. 83					
links				Profil-Nr.	rechts				
L	ΔL	ΔH	H		L	ΔL	ΔH	H	
	3.0	-1.0	-1.0	17A	3.0	3.0	1.1	1.1	
3.0	3.0	-0.5	-1.5		6.0	3.0	1.2	2.3	
6.0	3.0	-0.2	-1.7		9.0	3.0	1.2	3.5	
	2.1	0.5	0.5	40E	1.9	1.9	0.4	0.4	
2.1	2.1	-0.8	-0.3		4.9	3.0	2.6	3.0	
4.2	0.5	-1.6	-1.9		7.5	2.6	2.1	5.1	
4.7	3.0	-2.2	-4.1		8.5	1.0	0.8	5.9	
7.7	1.3	-0.7	-4.8						
9.0									

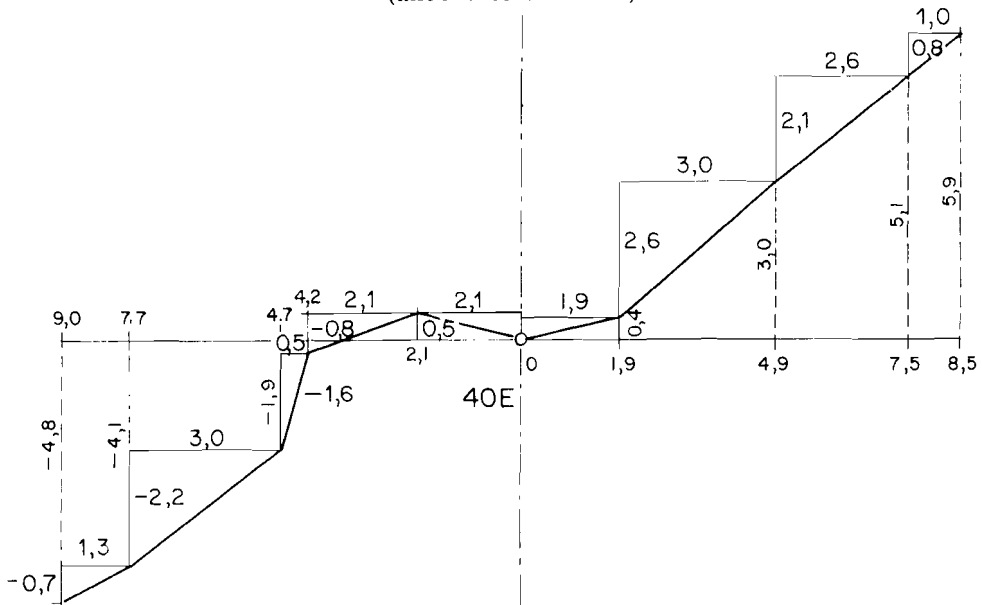
Abb. 2.87: Beispiele Querprofile



links

rechts

(bezüglich Stationierungsrichtung)
(alle Masse in Metern)



2.58 Weitere Aufnahmen

2.581 Aufnahmen zur Ergänzung der Situation

Zusätzlich zu den Vermessungsarbeiten im Zusammenhang mit der Strassenachse sind zur Ergänzung der Situation weitere Details aufzunehmen, wie:

- Marksteine und Eigentums Grenzen
- Gebäude
- Anschlüsse von Wegen und Strassen
- stehende und fließende Gewässer
- Werkleitungen aller Art
- Waldränder usw.

Diese Aufnahmen werden meistens mit Bussole und Messband gemacht (vgl. Abschnitt 9.43).

2.582 Geländeprotokoll

2.5821 Allgemeines

Das Geländeprotokoll enthält Angaben, welche als Entscheidungsgrundlage für die Ausarbeitung des Detailprojektes wichtig sind, wie:

- Angaben, die direkt der Projektausarbeitung dienen:
 - Lage der Nulllinie in einzelnen, kritischen Profilen
 - Fixpunkte für die Lage der Gradienten
 - Geeignete Stellen für Ausweichstellen, Kehr- und Lagerplätze, Deponien usw.
 - Lage von Durchlässen
 — ständig oder zeitweise fließendes Wasser
 — Mulden
 - Schätzung des Wasser- und Geschiebeanfalls (Brücke, Furt oder Durchlass?)
 - Gebiete, in denen Flächen- und/oder Längsentwässerungen nötig sind
 - Beurteilung der Oberflächenbeschaffenheit des Geländes:
 - Humusschicht: Ausdehnung, Dicke usw.
 - Blockschutt: Ausdehnung, Grösse der Blöcke usw.
 - Beurteilung der Felsvorkommen
 — Lage
 — Gesteinsart, Schichtung
 — in welcher Tiefe
- Beurteilung der Tragfähigkeit des anstehenden Bodens (Befahrbarkeit, Vertikalaufbau, Fundation von Widerlagern und Mauern); in feinkörnigen Böden Messung des CBR-Wertes mit dem Handpenetrometer
- Beurteilung der Hangstabilität bezüglich Böschungsneigungen und allfälliger Massnahmen zur Böschungsstabilisierung (vgl. Abschnitt 6.22)
- Hinweise betreffend der Organisation der Baustelle, den Maschineneinsatz, Einschränkungen wegen äusserer Bedingungen (z.B. Engpässe, Gewichtsbeschränkungen) usw.
- Angaben über die Bauausführung (Akkord/Regie)

2.5822 Untersuchungen über den Baugrund und seine Eignung als Baustoff für den Unter- und Oberbau

Untersuchungen des Baugrundes sind unumgänglich. Zu diesem Zweck sind an repräsentativen Stellen Sondierschlitze auszuheben. Die Sondierschlitze sind senkrecht zur Strassenachse anzulegen und sollen eine Tiefe von rund einem Meter aufweisen. Eine erste Klassifikation des Bodens kann bereits im Gelände nach der Feldmethode vorgenommen werden (SAFS-Merkblatt Nr. 410). Genügt die Feldklassifikation nicht oder besteht die Absicht eine Bodenstabilisierung durchzuführen, sind Bodenproben in einem einschlägigen Labor untersuchen zu lassen.

Die Entnahme einer Bodenprobe soll in einer Tiefe von mindestens 50—100 cm bzw. auf der Höhe des zukünftigen Planums erfolgen. Damit für alle Laborarbeiten genügend Material zur Verfügung steht, müssen bei feinkörnigen Böden rund 20 kg (für Stabilisierungen 40 kg), bei grobkörnigen Böden rund 30 kg Material entnommen und in Plastiksäcke verpackt werden. Die Plastiksäcke sind gut zu verschliessen, damit der natürliche Wassergehalt möglichst erhalten bleibt.

Sehr wichtig ist das richtige Beschriften der Proben. Am besten wird der Plastiksack mit einer Etikette versehen, die folgende Angaben enthalten soll:

- Name der Gemeinde, evtl. Lokalname des Projektgebietes
- Name des Strassenprojektes
- Entnahmestelle bei Profil Nr. . . .
- Entnahmetiefe
- Einsender/Datum

2.5823 Abklärung von Möglichkeiten der Baustoffbeschaffung für den Oberbau

Material für das Erstellen von Trag- und Verschleisschichten sollte, wenn immer möglich, im Projektgebiet selbst oder in dessen Nähe aufbereitet werden (Sortieren, evtl. Einsatz von mobilen Brechanlagen). Durch diese Massnahmen können die Kiesreserven geschont, Material- und Transportkosten klein gehalten, Immissionen (Lärm, Abgase usw.) reduziert und die Zufahrtsstrassen geschont werden.

Zur Beurteilung der Verwendbarkeit ist es oft notwendig, eine Eignungsprüfung im Labor (Kornzusammensetzung, Frostempfindlichkeit, Plastizität usw.) durchzuführen.

2.59 Aufnahmen für ein vereinfachtes Projekt

Der Umfang des an die Subventionsbehörde einzureichenden Detailprojektes hängt von folgenden Kriterien ab:

- Neubau oder Ausbau der Strasse
- Gelände- und Bodenverhältnisse
- Bauausführung in Akkord oder Regie

Für Neubauten ist in der Regel ein vollständiges Detailprojekt notwendig. In sehr einfachen Gelände- und Bodenverhältnissen und beim Ausbau bestehender Strassen kann — nach Absprache mit der Subventionsbehörde — ein vereinfachtes Detailprojekt erstellt werden, und zwar vor allem, wenn in Regie gebaut wird.

Gemäss SAFS-Merkblatt Nr. 112 und den «Vorschriften für forstliche Projekte» (BUNDESAMT FÜR FORSTWESEN 1978) sind Vereinfachungen bei folgenden Positionen möglich:

- Reduktion der Zahl der Achspunkte
- Schätzung des Massenarfs aufgrund typischer Querprofile (m^3/m)
- Zeichnen der Situation
- Zeichnen des Längenprofils

Daraus ergeben sich für die Feldarbeiten folgende Einsparungen:

- Die Absteckung der Strassenachse beschränkt sich auf die Kurvenabsteckung (ohne Viertelspunkte!).

- Die Querprofilaufnahmen können auf einige repräsentative Profile beschränkt werden, da statt einer Massenberechnung nur eine Massenschätzung durchgeführt und kein Massenprofil erstellt wird.

Die übrigen Aufnahmen, vor allem die Längenmessung, das Nivellement und das Geländeprotokoll, müssen ausgeführt werden, sofern nicht bei direkter Absprache mit der Subventionsbehörde weitere Vereinfachungen genehmigt werden.

2.6 **Entwässerung — Wasserableitung — Fahrbahn- und Fahrbahnrandgestaltung**

2.61 **Einleitung**

Die Strasse ist als oberflächennahes Bauwerk den atmosphärischen Bedingungen, insbesondere den Niederschlägen und dem Frost, ausgesetzt. Wasser stellt eine der Hauptursachen der meisten Schäden an der Strasse und ihrer Umgebung dar, weil viele Materialien des Untergrundes sehr stark, jene des Oberbaues teilweise, instabil gegen die Einwirkungen des Wassers und häufig auch des Frostes sind. Diese Instabilität bezieht sich einerseits auf die Konstanz des Volumens und der Festigkeit (Tragfähigkeit) der Baustoffe des Unter- und Oberbaus und andererseits auf die Erosionsfestigkeit dieser Materialien.

Die Aufgaben der Entwässerung und der Wasserableitung im Wald- und Güterstrassenbau liegen daher insbesondere in der Erhaltung der Strasse als Baukörper. Sie erfolgt durch ein möglichst zuverlässiges und schadloses Ableiten des Wassers aus dem Bereich der Strasse. Die Strassenentwässerung umfasst im wesentlichen die folgenden Aufgaben:

- Ableiten des auf die Strasse fallenden Meteorwassers
- Ableiten des Schmelzwassers aus der Schneebedeckung der Strasse
- Fernhalten des seitlich anfallenden Oberflächenwassers
- Fernhalten des seitlich anfallenden Sickerwassers und/oder des aufsteigenden Kapillarwassers vom Strassenoberbau
- Ableitung von Wasser, dessen natürlicher Abfluss durch die veränderte Topographie infolge des Strassenbaus nicht mehr gewährleistet ist

Die rasche Ableitung des Oberflächenwassers aus der Fahrbahn zwecks Verhinderung von Aquaplaning ist wegen der niedrigen Fahrgeschwindigkeiten auf den Wald- und Güterstrassen nicht relevant.

Die Kosten für die Entwässerungsanlagen im Wald- und Güterstrassenbau liegen im Mittel etwa bei 10% der Gesamtkosten, d.h. bei etwa 5% bei günstigen und bis gegen 20% bei ungünstigen hydrologischen Bedingungen. Diese Kosten sind relativ hoch, die Folgen einer fehlenden oder unzureichenden Entwässerung aber gravierend, so dass der sorgfältigen Entwässerung die notwendige Aufmerksamkeit geschenkt werden muss.

2.62 **Prospektion und Planungsunterlagen**

Für die Planung der Entwässerungsanlagen sind eine Reihe von Grundlagen zu beschaffen wie:

- Meteorologische und klimatische Daten:
 - Grösse, Verteilung und Häufigkeit der Niederschläge
 - Schneebedeckung
 - Ausaperung usw.
- Topographie des Geländes
- Geologie:
 - Fels
 - Bodenarten
- Pflanzenbewuchs, Pflanzenarten

Bei der Projektierung, d.h. bei der Absteckung im Gelände werden die relevanten Daten erhoben (Geländeprotokoll vgl. Abschnitt 2.582) und in die entsprechenden Pläne eingezeichnet, so zum Beispiel:

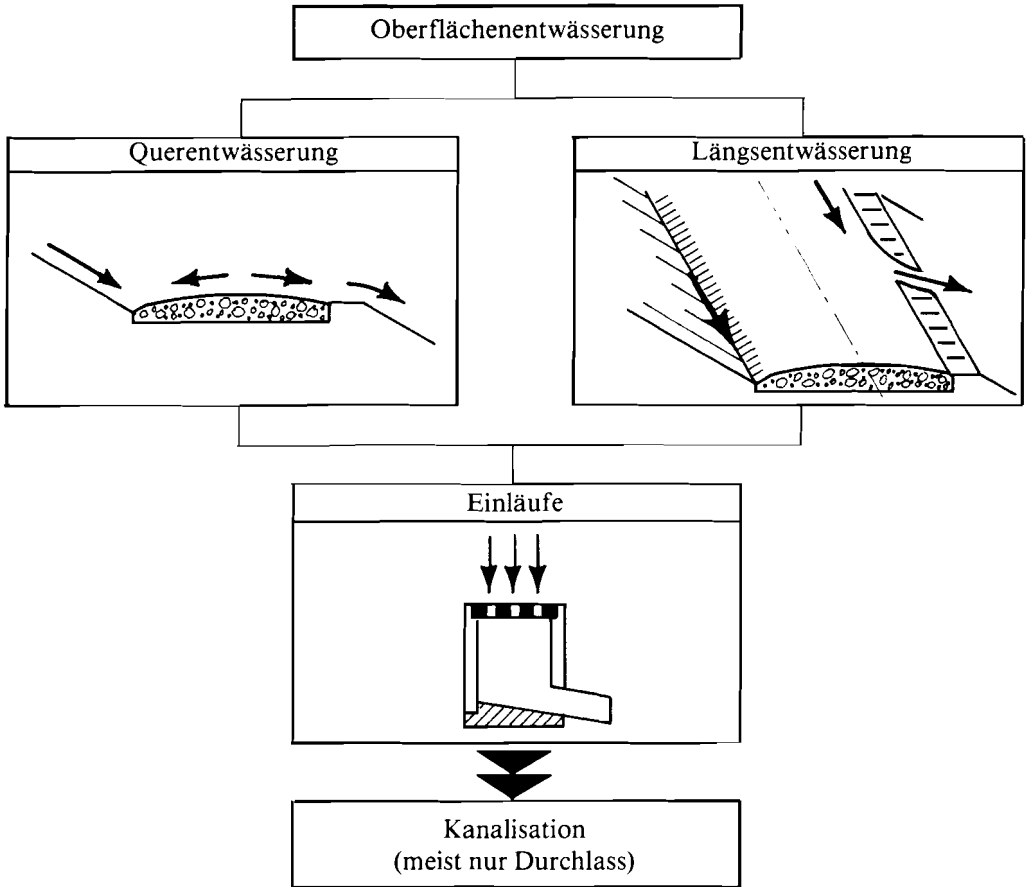
- wo Wasser angetroffen wird: Natürliche Wasserläufe, Quellen, Hangwasser, Wasser-aufstösse, Sickerwasser, Grundwasser usw.
- wieviel Wasser (neben dem Oberflächenwasser) anfällt
- wohin das Wasser zweckmässigerweise geführt werden soll (Vorfluter)
- Erkundung der vorhandenen natürlichen und künstlichen Wasserläufe wie Gräben, Rohr- und Sickerleitungen

Diese Angaben werden zweckmässigerweise in Zusammenarbeit mit ortskundigen Gewährsleuten (Förster, Landwirte) erhoben. Der Aufwand für die Prospektion und Beschaffung der Planungsunterlagen muss bei den Wald- und Güterstrassen in einem angepassten Kostenrahmen liegen.

2.63 **Oberflächenentwässerung**

Die Oberflächenentwässerung umfasst das Sammeln des Oberflächenwassers quer zur Fahrbahn und dessen Längsableitung bis zum Einlauf in die Kanalisation oder in einen Vorfluter, namentlich durch Gräben, Schalen, Rinnen.

Abb. 2.88: Schema der Oberflächenentwässerung

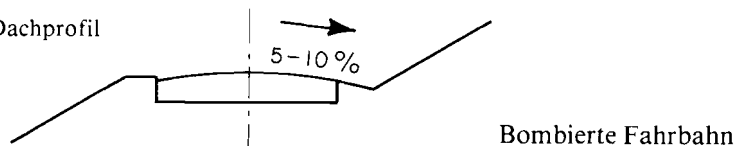


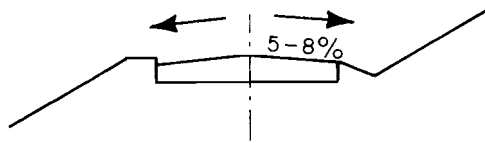
2.631 Querentwässerung der Strasse

Die Zielsetzung der Querentwässerung ist ein möglichst schnelles Ableiten des Wassers von der Fahrbahnoberfläche, damit der Ober- und Unterbau der Strasse vor eindringendem Oberflächenwasser geschützt ist und die Erosion der Verschleisschicht — insbesondere bei Naturstrassen — verhindert wird. Dies wird in der Regel erreicht durch eine besondere Ausbildung der Fahrbahn, d.h. durch die Herstellung eines wasserabweisenden Querprofils. Die in Abschnitt 2.3331 kurz dargestellten Querprofile werden hier detailliert aufgezeigt.

2.6311 Bombierung, Dachprofil

Abb. 2.89 Bombierung, Dachprofil





Dachprofil
(wird mit der Zeit eine
bombierte Fahrbahn)

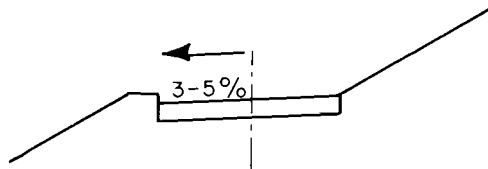
Wertung:

- Erfahrungsgemäss bestes Profil für Naturstrassen
- Die Halbierung der Wassermenge in der Strassenmitte führt zu kurzen Abflussdistanzen auf der Fahrbahn
- Eine bergseitige Längsentwässerung mit Querableitung ist notwendig
- Talseitige Auslaufschlitze im überhöhten Bankett sind notwendig
- Bei horizontalem Planum ist die grösste Oberbaudicke zwischen den Fahrspuren

Die Bombierung wird häufig auch in Kurven beibehalten, ausser bei sehr kleinen Radien, z.B. in Wendelplatten.

2.6312 Querneigung talwärts auf der ganzen Länge der Strasse

Abb. 2.90: Einseitige Querneigung talwärts

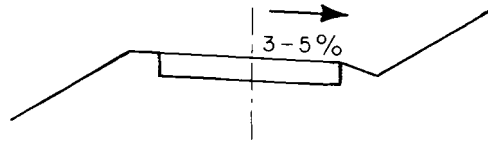


Wertung:

- Die Querneigung in den Kurven, deren Zentrum bergwärts liegt (Rippen und Kreten), entspricht nicht den Regeln der Baukunst
- Geeignete Lösung nur in relativ flachem Gelände mit kleinen Richtungsänderungen und geringer Längsneigung
- Bei Neigung des Planums gleichmässige Oberbaudicke möglich
- Die Längs- und Querableitung des Wassers soll hinfällig werden: scheinbar billigste Lösung der Wasserableitung. Die praktische Erfahrung zeigt allerdings, dass das Wasser in den Fahrspuren läuft, dass Schäden in den Banketten entstehen usw.
- Bei steilen Strassen entstehen lange Abflussdistanzen auf der Fahrbahn
- Gefahr der Erosion der talseitigen Bankette und Böschungen. Auf Strassen mit einem Schwarzbelag kann die seitliche Wasserführung allerdings auch durch einen talseitigen Bitumenwulst gelöst werden
- Bei grosser Querneigung mögliche Gefährdung der Fahrzeuge, insbesondere bei Eisbildung (Art. 58 OR: Haftung bei Werkmangel)

2.6313 Querneigung bergwärts auf der ganzen Länge der Strasse

Abb. 2.91: Einseitige Querneigung bergwärts

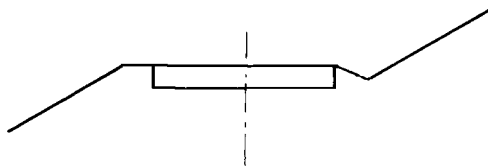


Wertung:

- Die Querneigung in den Kurven, deren Zentrum talwärts liegt (Gräben und Mulden), entspricht nicht den Regeln der Baukunst
- Relativ gute Erfahrungen auf Strassen mit künstlich gebundener Deckschicht in steilem Gelände und erosionsempfindlichen Böden, z.B. in den Kantonen TI, VS, GR (keine Schäden in den talseitigen Banketten und Böschungen)
- Bei Neigung des Planums gleichmässige Oberbaudicke möglich
- Relativ kleine Unfallgefahr bei Eisbildung (Abrutschen zur bergseitigen Böschung)
- Häufigste Form der Fahrbahn auf langen Zwischengeraden mit einer künstlich gebundenen Deckschicht. Bergseitige Wasserführung (Bitumenwulst, Stellstein, Betonrand, Schale usw.) und Einlaufschächte sowie Durchlässe notwendig

2.6314 Fahrbahn horizontal, mit Querneigung in den Kurven (gegen Kurvenzentrum)

Abb. 2.92: Horizontale Fahrbahn



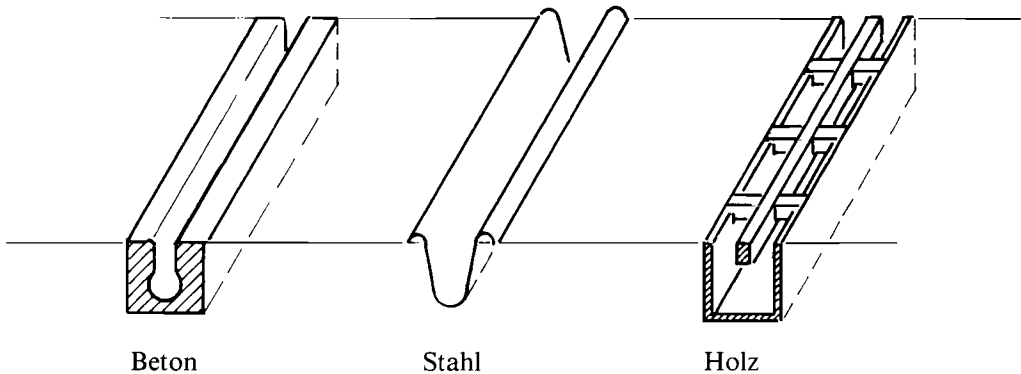
Wertung:

- Übliche Fahrbahngestaltung im Alpen- und Voralpengebiet (meistens sehr kurze Zwischengeraden!) für Strassen mit einem künstlich gebundenen Belag (Einbringen des Belages auf volle Fahrbahnbreite mittels Fertiger)
- Entspricht den Regeln der Baukunst
- Die Fahrbahntwässerung erfolgt jeweils in den Kurven durch die Querneigung der Fahrbahn
- Auf langen Zwischengeraden erhält die Fahrbahn meistens eine (bergseitige) Querneigung ($\sim 3\%$), damit das Oberflächenwasser rasch abfließt
- Bei Naturstrassen sind Querabschläge erforderlich

2.6315 Querrinnen

Querrinnen (Querabschläge, Wasserspulen, Wasserfangrillen) werden bei Naturstrassen mit horizontaler Fahrbahn zur Querableitung des Oberflächenwassers angewandt.

Abb. 2.93: Querabschläge



Je nach Steilheit der Strasse, Niederschlagsmenge und Gewitterhäufigkeit sind Minimalabstände von 20—50 m notwendig. Dieses System der Fahrbahntwässerung ist sehr teuer und behindert den maschinellen Unterhalt mittels Grader. Die Querrinnen sind schnell verstopft und müssen nach Starkregen gereinigt werden. Der Fahrkomfort wird deutlich herabgesetzt (Schlagwirkung auf die Fahrzeuge!). Wegen dieser Nachteile und Mängel sollten Querrinnen nur vor Einmündungen in Hauptverkehrsstrassen oder bei steilen Stichstrassen eingebaut werden, damit dort kein konzentrierter Wasseranfall auftritt.

2.632 Längsentwässerung der Strasse

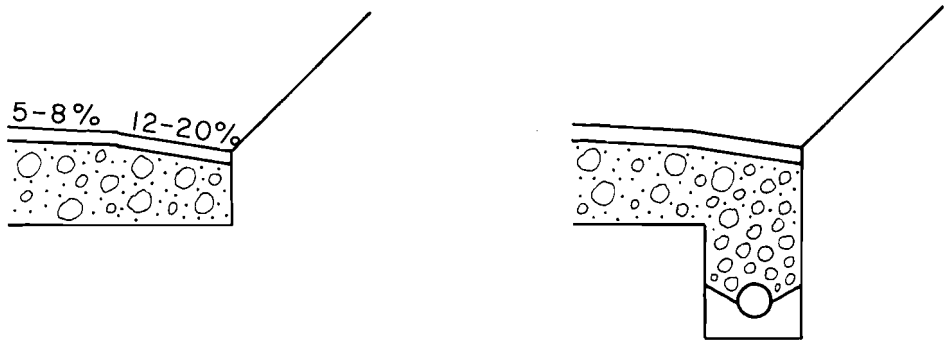
Bei Strassen mit bergseitiger Neigung, Dachprofil, Bombierung, horizontaler Fahrbahn und entsprechenden Querneigungen in den Kurven sowie bei austretendem Hangwasser ist eine Längsableitung des Wassers am bergseitigen Rand der Strasse notwendig. Dies erfolgt entweder durch bergseitige Gräben oder Randabschlüsse (vgl. Abschnitt 2.334). Dabei sind die folgenden Systeme möglich:

- Speziell ausgebildete Gräben, eventuell mit Sohlensicherung
- Stellsteine, Hochborde, Bitumenwülste
- Gepflästerte, asphaltierte oder vorgefabrizierte Schalen

Zur Gewährleistung eines guten Wasserabflusses sollte die Längsneigung der Strasse nicht weniger als 3% betragen. Bei steilen Strassen, z. B. mit Steigungen über 8%, müssen meistens erosionsfeste Systeme gewählt werden. Die häufigsten Systeme sind im folgenden kurz dargestellt.

2.6321 Längsentwässerungssysteme, Fahrbahnabschlüsse im Einschnitt

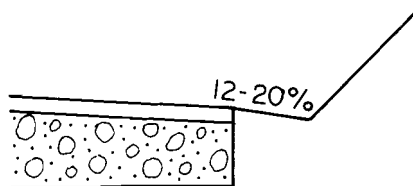
Abb. 2.94: Befahrbarer Spitzgraben



Wertung:

- Häufigste Lösung bei Naturstrassen, insbesondere in Kombination mit bergseitiger Drainage
- Geringe zusätzliche Abtragskubatur notwendig
- Mechanisierter Unterhalt mit Grader möglich

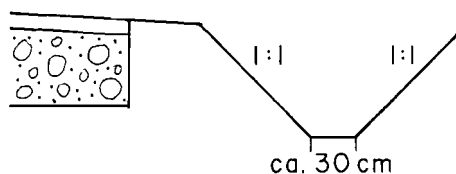
Abb. 2.95: Spitzgraben im gewachsenen Boden



Wertung:

- Zusätzliche Abtragskubatur notwendig
- Nicht befahrbar
- Mechanisierter Unterhalt mit Grader möglich
- Je nach Boden erosionsanfällig
- Bei starkem Pflanzeneinwuchs und geringer Längsneigung Wasserabfluss erschwert (Gefahr der «Bewässerung» des Strassenkörpers)

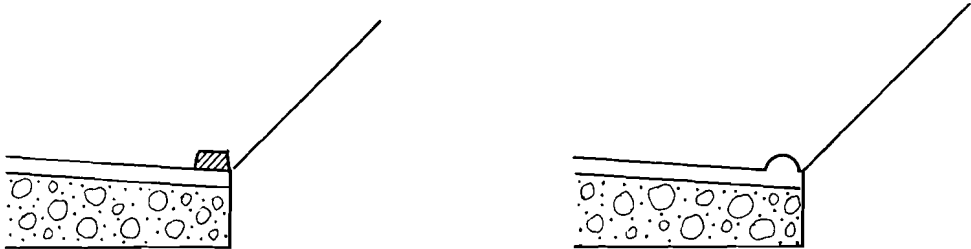
Abb. 2.96: Trapezförmiger Graben



Wertung:

- Grosse zusätzliche Abtragskubatur im geneigten Gelände
- Querung für die Holzernte erschwert
- Unterhalt maschinell möglich
- Bei geringem Gefälle und starkem Einwuchs Gefahr der «Bewässerung»
- Bei starkem Gefälle und leicht erodierbarem Boden Sohlensicherung notwendig

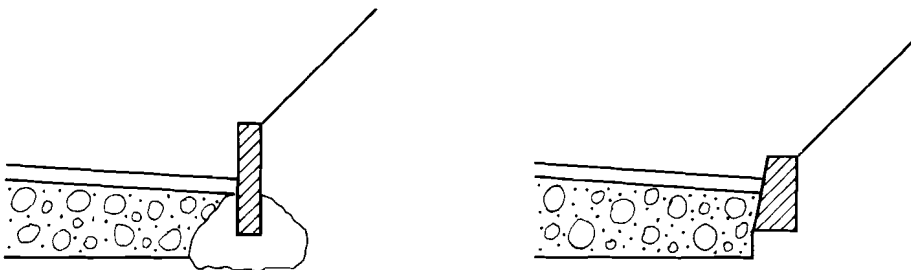
Abb. 2.97: Hochbord, Bitumenwulst



Wertung:

- Anwendung bei bituminösen Belägen
- Maschinell hergestellte Hochborde sind relativ teuer
- Von Hand gefertigte Bitumenwülste sind gelegentlich ungenügend verdichtet und deshalb schadenanfällig
- Empfindlich gegen Anpflügen mit Schneepflug

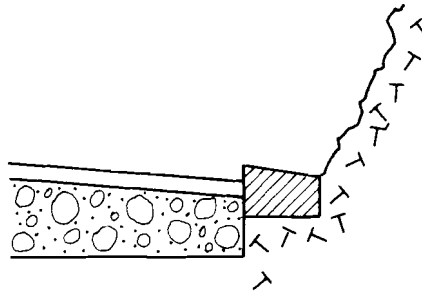
Abb. 2.98: Stellsteine, Bordsteine



Wertung:

- Aus Natursteinen, vorgefertigten oder an Ort und Stelle gegossenen Platten
- Anwendung bei bituminösen Belägen
- Gute seitliche Verdichtung des Belags möglich
- Teuer

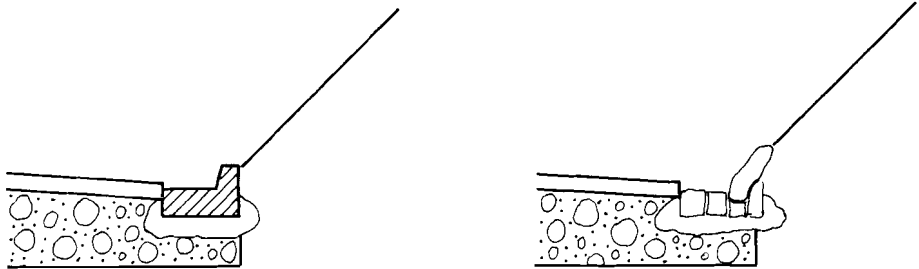
Abb. 2.99: Betoniertes Hochbord, Betonrand



Wertung:

- In Felsprofilen bei starkem dauernden oder temporären Wasserandrang
- Passt sich durch variable Breite unregelmässigen Felsböschungen gut an
- Getrennte Führung von Hang- und Fahrbahnwasser

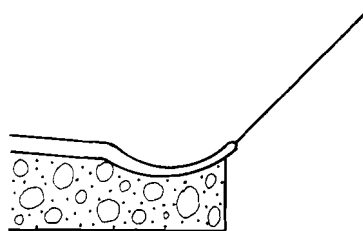
Abb. 2.100: Befahrbare, betonierte oder gepflästerte Schale



Wertung:

- Vorfabriziert oder an Ort hergestellt
- Befahrbar
- Setzungsempfindlich
- Teuer

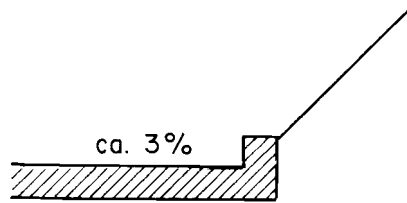
Abb. 2.101: Flachschaale aus HMT



Wertung:

- Im Wald- und Güterstrassenbau durch Ausquetschen der HMT (bzw. Cutback) maschinell hergestellt
- Gefahr der Beschädigung beim Befahren wegen ungenügender Schichtdicke und schlechter Verdichtung

Abb. 2.102: Bergwärts geneigte Betonplatte mit Betonrand



Bei der Betonplatte ist normalerweise keine zusätzliche bergseitige Randgestaltung notwendig. Bei bergwärts geneigter Fahrbahn wird gelegentlich auch ein Betonhochbord oder ein betonierter Rand gebaut.

Auswahlkriterien

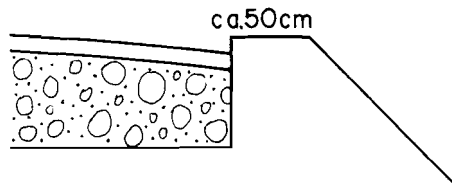
Ein ideales System der bergseitigen Längsentwässerung der Strassenoberfläche kann nicht generell angegeben werden. Das jeweils zweckmässige System ist immer von den örtlichen Verhältnissen abhängig und muss von Fall zu Fall unter Berücksichtigung der folgenden Faktoren bestimmt werden:

- Querneigung und Erosionsfestigkeit der Deckschicht
- Steigung der Strasse bzw. der Längsentwässerung
- Art, Menge und Häufigkeit der Niederschläge
- Benötigte Abflusskapazität der Längsentwässerung
- Erosionsfestigkeit der Längsentwässerung
- Verbreiterung der Baufläche und Grösse der zusätzlichen Abtragskubatur
- Zugänglichkeit zu den Bewirtschaftungsflächen
- Möglichkeit des mechanisierten Unterhalts
- Grösse der Baukosten
- Grösse der zu erwartenden Unterhaltskosten

2.6322 Randabschlüsse im Auftrag (Bankette)

Für den Randabschluss im Auftrag der Fahrbahn bieten sich wenig Möglichkeiten an:

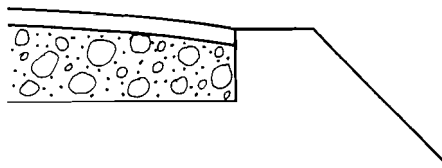
Abb. 2.103: Überhöhtes Bankett (oder Stützmauern mit Radabweisern)



Wertung:

- Häufigste Lösung
- Gute optische Führung
- Geringe Gefahr der Beschädigung
- Wasserauslaufschlitze notwendig, dadurch kontrolliertes Abfließen des Oberflächenwassers

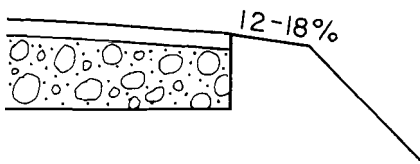
Abb. 2.104: Horizontales Bankett auf Höhe der Fahrbahn



Wertung:

- Grosse Gefahr der Beschädigung (Ausweichmanöver auf einspurigen Strassen)
- Erosionsgefahr
- Gefahr, dass Wasser in Strassenkörper eindringt
- Keine Auslaufschlitze notwendig

Abb. 2.105: Bankett auf Höhe der Fahrbahn mit zusätzlicher Querneigung



Wertung:

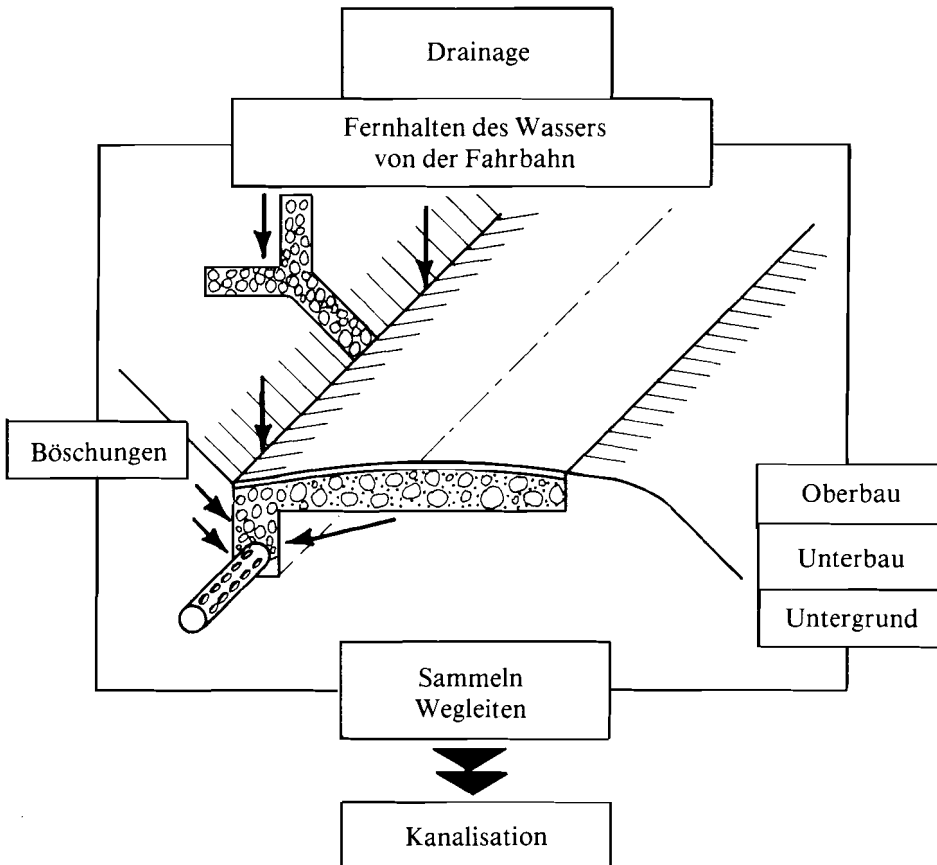
- Keine Auslaufschlitze notwendig
- Erosionsgefahr

P.S.

Bei bituminöser Bauweise wäre auf geschütteten Banketten zur Wasserführung (Bankett- und Böschungsschutz) allenfalls auch eine Bitumenwulst oder ein Hochbord denkbar.

2.64 Drainage

Abb. 2.106: Schema der Drainage



Die Aufgabe der Drainage besteht im Fernhalten des Bodenwassers vom Strassenkörper (Unter- und Oberbau) und von der Fahrbahn. Dazu gehört insbesondere das bergseitige Sickerwasser, welches gesammelt und schadlos abgeleitet werden muss. Das kann durch natürliche Mittel (Bepflanzung) erfolgen oder durch bauliche Massnahmen wie Sickerleitungen, Sickergräben, Sickerschichten, Sickerschlitze usw.

Die beiden wichtigsten Massnahmen sind:

- die Entwässerung der bergseitigen Böschungsfäche durch Flächenentwässerungen
- die Drainage des bergseitigen Böschungsfusses mittels Längsdrainagen

2.641 Flächenentwässerung

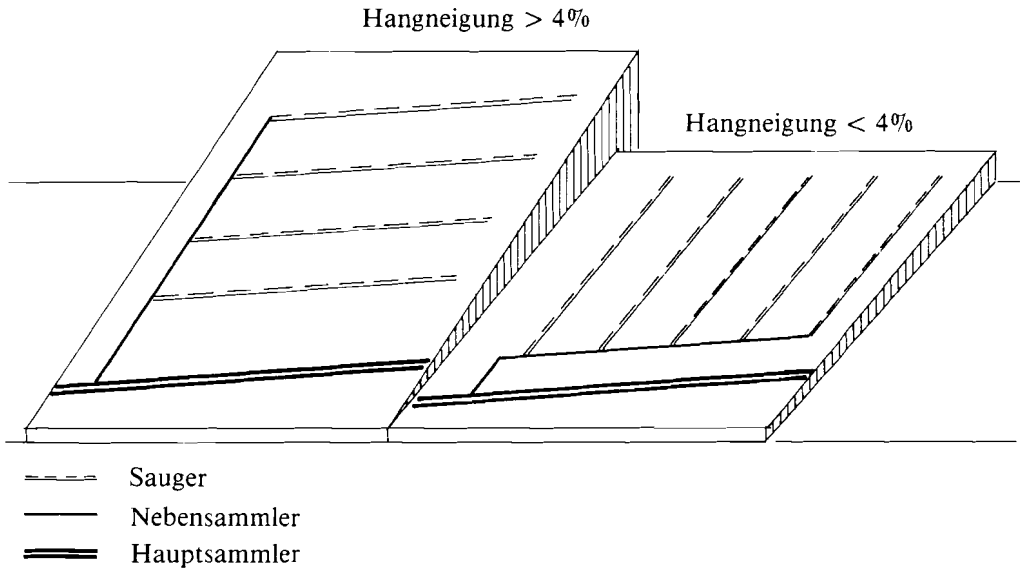
Die Entwässerung der Umgebung der Strasse kann durch offene Gräben, durch geschlossene Drainagen, d. h. überdeckte Rohrleitungen bzw. gefüllte Sickergräben oder durch ingenieurbioologische Massnahmen (vgl. Abschnitt 6.35) erfolgen.

Offene Gräben sind billig in der Herstellung, gut kontrollierbar und einfach zu unterhalten. Allerdings erschweren sie die Bewirtschaftung wesentlich, so dass sie höchstens in nicht landwirtschaftlich genutztem Gebiet zur Anwendung kommen sollten.

Geschlossene Drainagen sind wesentlich teurer, schwieriger zu kontrollieren, zu unterhalten und zu reparieren.

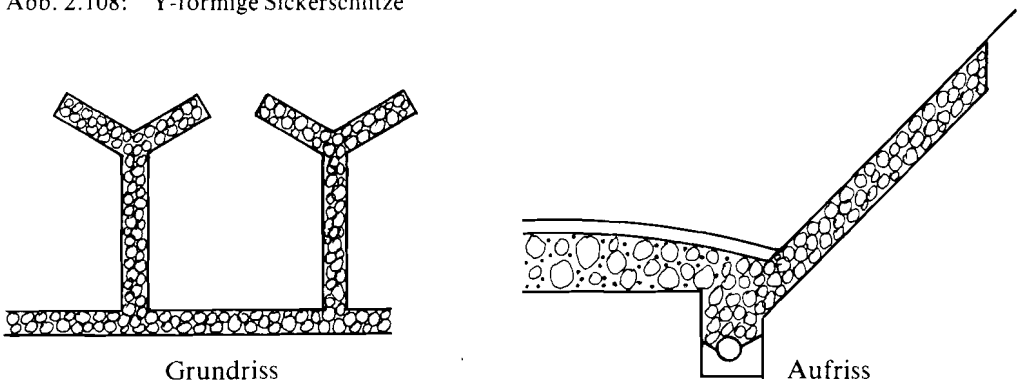
Die Anordnung eines Drainagesystems ist abhängig von der Geländeneigung (Abb. 2.107).

Abb. 2.107: Anordnung der Flächenentwässerung



Bei steilen bergseitigen Böschungen mit örtlichen Wasseraustrittsstellen werden auch etwa Y-förmige Sickerschlitze (Abb. 2.108) angelegt, welche mit Steinpackungen, Kies-Sand oder Sickerbeton gefüllt werden. Diese können nebst der Entwässerungswirkung zugleich eine stützende Funktion übernehmen. Bei grossflächigen Wasseraustritten können eigentliche Sickerschichten (vor allem aus Sickerbeton) als Flächenfilter eingebaut werden.

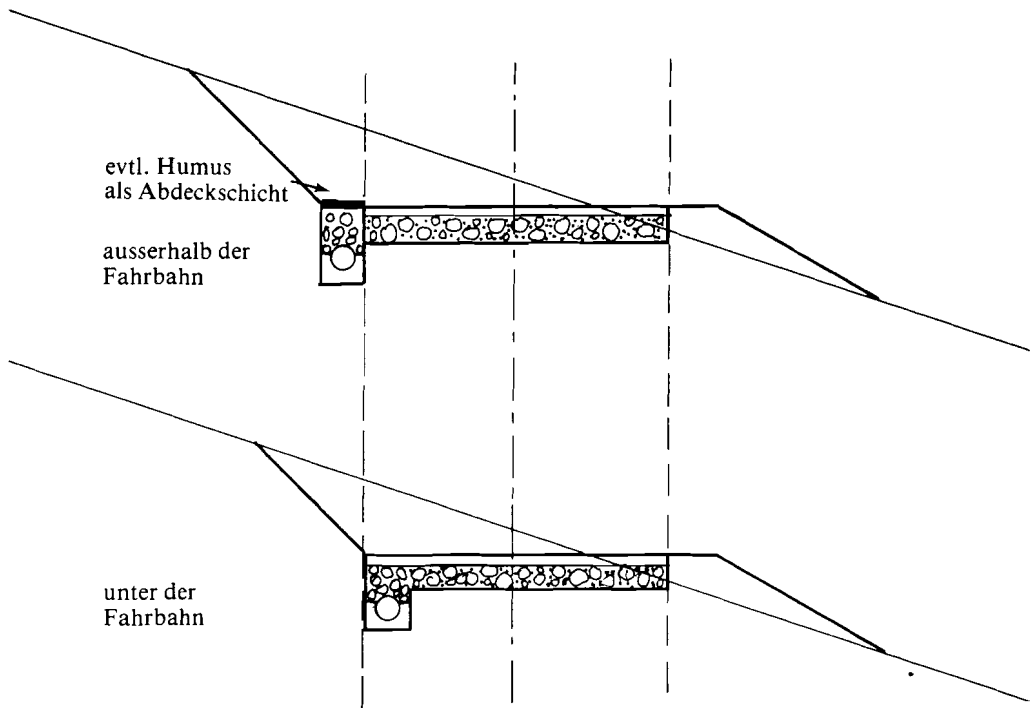
Abb. 2.108: Y-förmige Sickerschlitze



2.642 *Bergseitige Längsdrainage*

Die bergseitige Längsdrainage ist bei Wald- und Güterstrassen die wohl wichtigste Entwässerungsmassnahme. Sie soll verhindern, dass bergseitiges Sickerwasser in den Unterbau und in die Tragschicht eindringt.

Abb. 2.109: Bergseitige Längsdrainage



Die Längsdrainage ausserhalb der Fahrbahn wird bei Belagsstrassen häufig durch einen Bitumenwulst vor zuviel Oberflächenwasser geschützt.

Die Rohre, aus gelochtem oder porösem Beton und gelochtem oder geschlitztem Kunststoff, sind grundsätzlich unter die Frosteindringtiefe und unter die wasserführende Schicht zu verlegen.

In instabilem Gelände sind flexible Kunststoffrohre (lange Elemente, verklebte oder verschraubte Muffen) den starren Zementbetonrohren (meistens nur einmetrig) vorzuziehen.

Bei Längsdrainagen sollte der Minimaldurchmesser von 10 cm nicht unterschritten werden.

Als Sickermaterial wird ein gut abgestufter Kies-Sand — entsprechend einem sauberen Tragschichtmaterial (GW) — verwendet. Damit werden die Filterkriterien in der Regel hinreichend erfüllt. Der oft verwendete, sehr teure Sickerkies aus gleichförmigem Kies mit 30—50 mm Durchmesser ist als Filter (in feinkörnigen, vernässten Böden) eher ungeeignet.

SIROPLAST®

Das schlag- und druckfeste Sickerrohr aus PE hart mit großer Abflußleistung

Das Erfolgsrohr im Verkehrswegebau.
Außen profiliert und innen glatt. Bruch- und
schlagfest zwischen -40 und +100 Grad Celsius.
Scheiteldruckfest und widerstandsfähig.

Zellenbauweise, Verlegefuß, gratfreie Sickerschlitze,
leichter Wasserzulauf, hohe Abflußleistung
($k = 0,15$ mm), große Wasserschleppkraft durch
runden Abflußquerschnitt, Qualitätsgarantie durch
laufende Fremd- und Eigenüberwachung.

SIROPLAST entspricht den
Strassenbauvorschriften.

Lieferung und
Lieferantennachweis
in der Schweiz durch:



PLASTIKA AG

Eulerstrasse 32

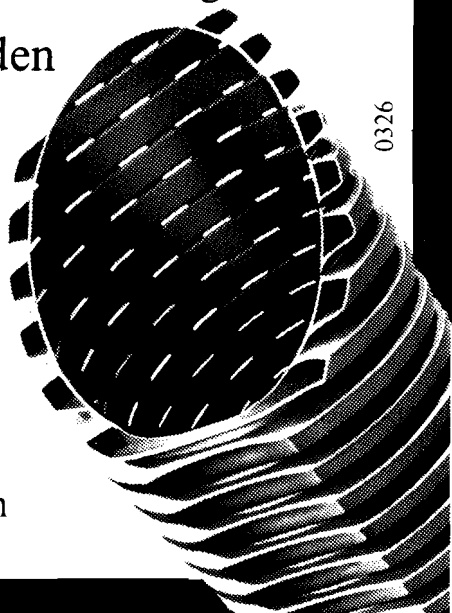
4051 Basel

Tel. 061/23 17 42

HEGLER PLASTIK GMBH

8735 Oerlenbach/Bad Kissingen

Ruf (097 25) 8 25 · FS 06-73 252



0326

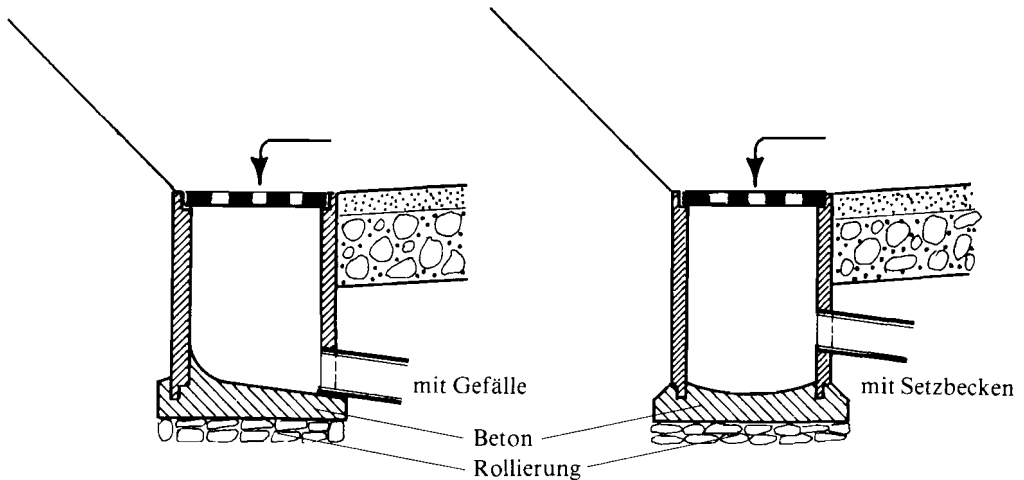
2.65 Kanalisation

Das bergseitige Oberflächenwasser und das Sickerwasser aus den Drainagen muss von Zeit zu Zeit mit Einläufen gesammelt und kanalisiert werden. Die Kanalisation des Wassers erfolgt von einem bergseitigen Einlauf mit Hilfe von Durchlässen meist quer zur Fahrbahn. Im Waldgebiet wird die Kanalisation bzw. der Durchlass meist nur bis an den talseitigen Böschungsfuss geführt. Im Landwirtschaftsgebiet sollte wenn immer möglich das Wasser bis zu einer natürlichen oder künstlichen Vorflut kanalisiert werden.

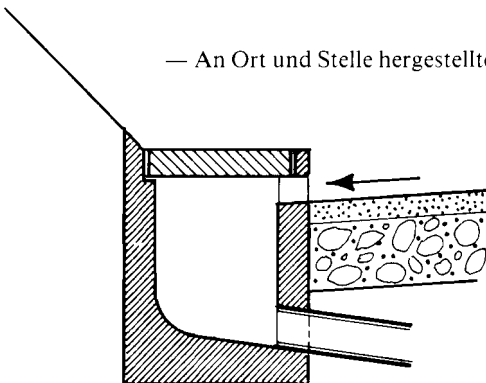
2.651 Einläufe

Als Einlauf werden meist sehr einfache, ortsübliche Konstruktionen verwendet. Am häufigsten werden vorgefertigte, senkrecht gestellte Betonrohre mit mindestens 60 cm Durchmesser gewählt, die mit oder ohne Absetzbecken ausgeführt werden können (Abb. 2.110).

Abb. 2.110: — Vorfabrizierte Einlaufschächte

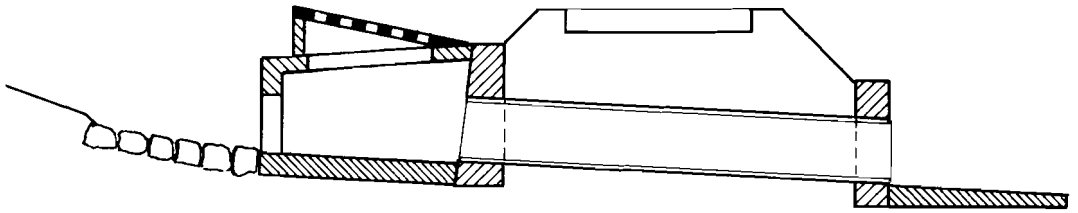


— An Ort und Stelle hergestellter Einlaufschacht



Der Einlauf kann je nach System von der Strasse her oder aus dem Graben erfolgen. Deckel mit Schlitz sind bei Laubfall sehr schnell verstopft. In Gebieten mit Laubholz sind deshalb seitliche Einlaufschlitze zu verwenden.

— Einlaufbauwerk (Auslaufbauwerk)



Ein- und teilweise Auslaufbauwerke werden aus Beton, Mörtelmauerwerk oder evtl. in Holz erstellt, und zwar bei allen Fließgewässern.

An Ort und Stelle hergestellte Einlaufschächte aus Beton oder Mörtelmauerwerk sind meistens kostspielig und eher selten. Absetzbecken sollten gebaut werden, wenn das Gefälle des Durchlasses relativ klein und mit Geschwemmsel zu rechnen ist. Allerdings ist dann eine periodische Reinigung der Setzbecken notwendig. Die Abdeckung der Einlaufschächte besteht meist aus vorgefertigten Elementen aus Beton oder Gusseisen.

2.652 *Durchlässe*

Die Kanalisation des Wassers vom Einlaufbauwerk bis zur talseitigen Böschung oder bis zu einem Vorfluter erfolgt meist quer zur Fahrbahn mittels eines Rohrdurchlasses. Die Durchmesser dieser Rohre sind auf die notwendige Leistungskapazität auszurichten. Eine eigentliche hydraulische Berechnung findet nur in Ausnahmefällen statt, insbesondere dann, wenn gleichzeitig ein Fließgewässer durch den Durchlass geleitet wird (vgl. Abb. 2.113, Abb. 2.114 und Tab. 2.116). In den anderen Fällen genügt ein Kaliber von 30 cm Durchmesser, was schon bei halber Rohrfüllung eine Durchflussleistung von über 100 l/sec ergibt. Aus Gründen der Reinigung und des Unterhalts sollte allerdings der Minimaldurchmesser von 30 cm nie unterschritten werden.

2.6521 **Anordnung der Durchlässe**

Die Durchlässe sind aufgrund der Angaben im Geländeprotokoll und nach Beurteilung von Längensprofil, Situation und Querprofilen festzulegen. Durchlässe braucht es:

- bei Fließgewässern (Geländeprotokoll, Plan)
- in Gräben, Geländemulden usw. (Geländeprotokoll, Querprofile)
- in Wannen (Längensprofil)
- am unteren Ende von Kurven mit bergseitiger Querneigung (Situation, Querprofile)
- vor dem oberen Ende von Kurven mit talseitiger Querneigung (Situation, Querprofile)
- am unteren Ende von bergseitigen Längsentwässerungen (Querprofile)

Kleine Abweichungen von den oben angeführten Grundsätzen sind zulässig, wenn die Durchlasslänge wesentlich reduziert werden kann (Querprofile).

Als obere Grenze für den Abstand von einem Durchlass zum anderen sind 60—80 m anzunehmen, entsprechend einer entwässerbaren Strassenoberfläche von 200—300 m².

2.6522 Materialien und Bauweisen

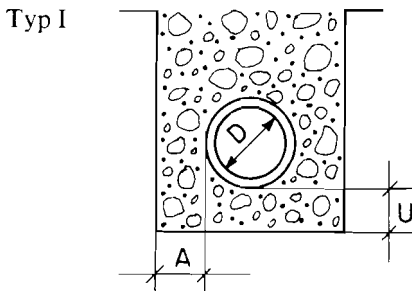
Für Kanalisationsleitungen sind Rohre aus verschiedenen Materialien im Handel:

- Betonzementrohre, Schleuderbetonrohre (armiert und nicht armiert)
- Asbestzementrohre
- Steinzeugrohre
- Gewellte Stahlrohre
- Kunststoffrohre: Hart-PVC, Hartpolyäthylen, glasfaserarmierte Kunststoffrohre

Im Wald- und Güterstrassenbau werden vorwiegend nicht armierte Betonrohre, Kunststoffrohre und gewellte Stahlrohre verwendet.

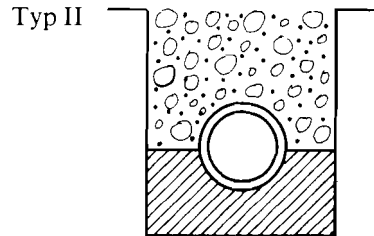
Die Verlegungsart der Rohre richtet sich nach dem Rohrdurchmesser, den Boden- und Bettungseigenschaften und der Höhe der Überdeckung. Es können grundsätzlich vier Rohrverlegungsarten unterschieden werden (Abb. 2.111).

Abb. 2.111: Rohrverlegungsarten



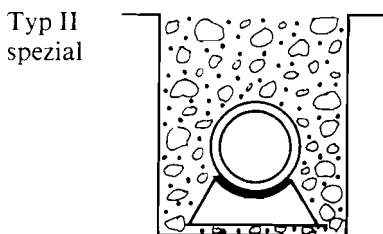
Kiessandbettung

Max. Korn $\leq 1/3 U$
bzw. 50 mm

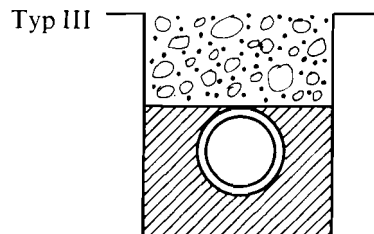


Betonsohle

PC 200



vorfabrizierte armierte
Betonsohle



Einbetonierung

PC 200

U: Bettungsdicke $U \geq \frac{D}{4}$ bzw. 10 cm

A: Verdämmungsabstand $A \geq 20$ cm

Die Kiessandbettung sollte gut verdichtet sein und keine Steine enthalten, so dass keine konzentrierten Auflagerdrücke (sogenannte Hartpunkte) entstehen. Beim Typ II und III ist darauf zu achten, dass ein sattes Auflager zwischen Beton und Rohr erzielt wird, was nur mit Vibrationsbeton möglich ist.

Bei schlecht tragfähigem Baugrund können auch armierte, vorgefabrizierte Rohrsohlen zur Anwendung kommen (Typ II spezial). Es sind dann keine Wartezeiten bis zum Abbinden der an Ort betonierten Sohlen (Typ II und III) notwendig.

Die vier Rohrverlegungsarten sind etwa wie folgt zu wählen:

Tab. 2.112: Wahl der Verlegungsart für Betonrohre

	Rohr $\phi \leq 45$ cm	Rohr $\phi \geq 50$ cm
<i>Überdeckung</i> > 80 cm		
guter Baugrund	I	II
schlechter Baugrund	II, II spez.	III, II spez.
<i>Überdeckung</i> < 80 cm		
guter Baugrund	II	III
schlechter Baugrund	II spez., III	II spez., III (S)

(S): Spezielle Massnahmen bei schlechtem Baugrund und kleiner Überdeckung können z. B. sein: — armierte Rohre
— armierte Einbetonierung

Für Kunststoffrohre kommt nur die flexible Verlegungsart I oder die starre Verlegungsart III in Frage. Bei den gewellten Stahlrohren ist nur eine flexible Verlegungsart zulässig, wobei für diese dünnwandigen Profile der Einbau und die Verdichtung des Kiessandmaterials von wesentlicher Bedeutung sind.

Die Wahl des Rohrtyps richtet sich vor allem nach wirtschaftlichen Kriterien, wobei ebenfalls der Baugrund, die minimale Überdeckung und der Schwierigkeitsgrad eine Rolle spielen.

Der wirtschaftliche Einsatzbereich für die verschiedenen Materialien, die Rohrdurchmesser und die entsprechenden Abflussmengen ($J = 10\%$, $k = 85$, volle Füllung) sind in der Abbildung 2.113 enthalten. Daraus geht deutlich hervor, dass für die «gewöhnlichen» Durchlässe, d.h. für die Querableitung des Wassers aus der Längsdrainage und des Oberflächenwassers ein Rohrdurchmesser von 30 cm im Regelfall ausreicht. Erst wenn gleichzeitig Fließgewässer durch den Durchlass geleitet werden oder wenn mit grossen Schmelzwassermengen zu rechnen ist, sind je nach den zu erwartenden Wassermengen grössere Kaliber oder eigentliche Bachquerungen notwendig (vgl. z.B. Abflussdiagramm für Kreisprofile, Abb. 2.114; oder für Armco-Maulprofildurchlässe, Tab. 2.116).

Abb. 2.113: Rohrtyp, Rohrdurchmesser und Abflussmengen

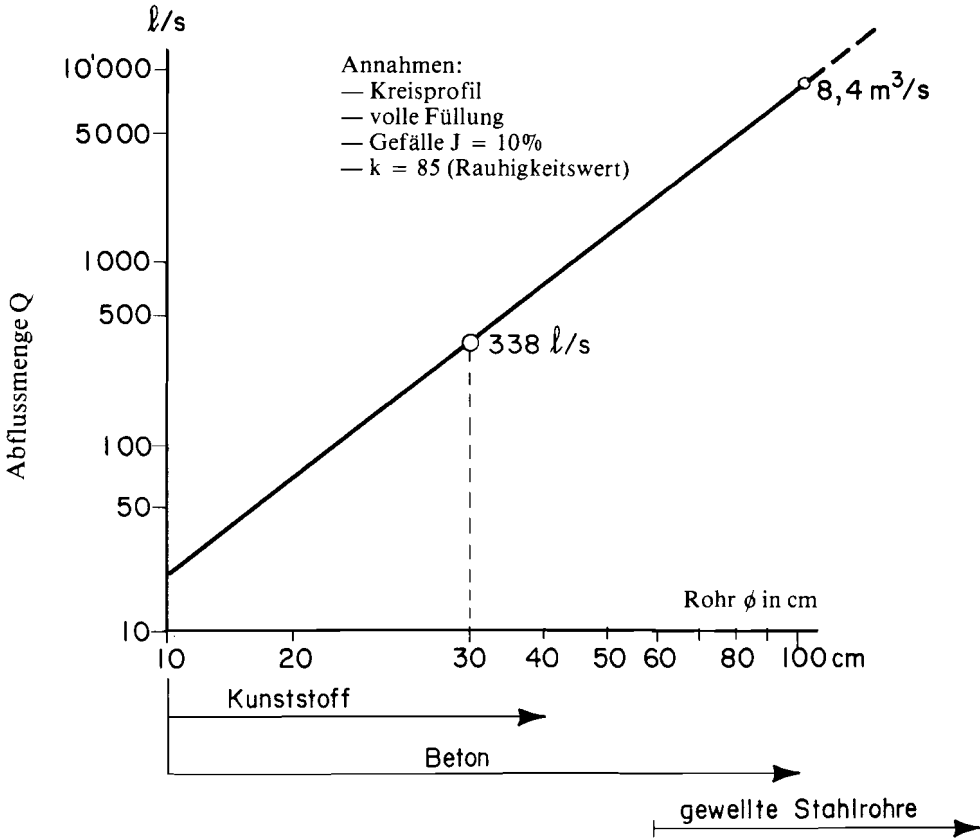
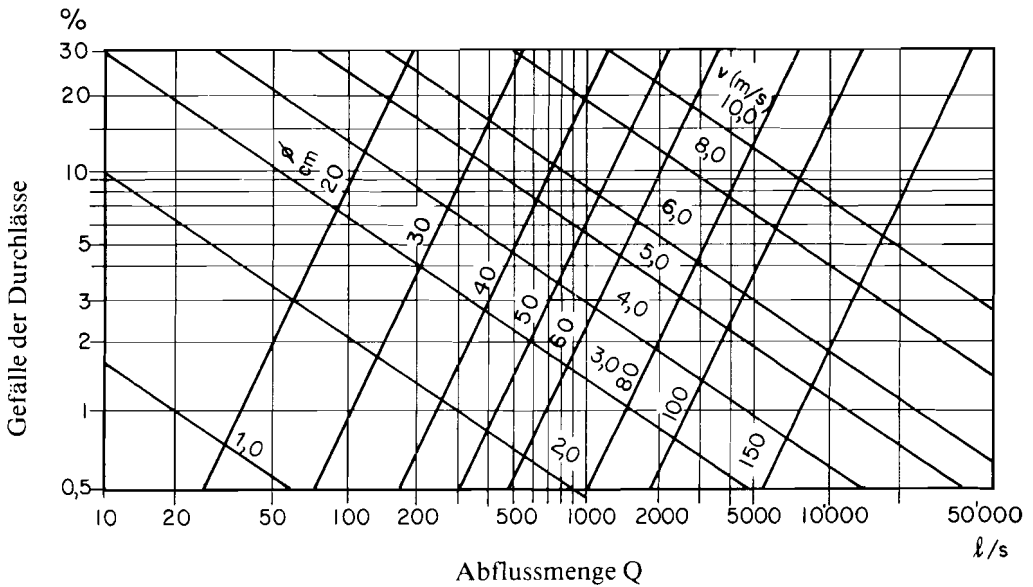


Abb. 2.114: Abflussdiagramm für Kreisprofile mit voller Füllung nach Strickler
Rauhigkeitsfaktor k = 85



Wellstahlrohre

Für raschen Einbau im Forstwesen

Spiwell-Rohre

sind spiralgewellte Rohre für Kanalisationen, Entwässerungen, Drainagen (perforiert) und Bachdurchlässe.

Material: Feuerverzinkter Stahl, Kunststoffbeschichteter Stahl
Durchmesser: DN 300 – DN 2200 mm
Standardlänge: 6 m

Multiplate

bestehen aus gewellten und gebogenen Stahlplatten, welche auf der Baustelle zu Rohren verschraubt werden.

Anwendungen: Bach- und Wilddurchlässe, Fussgängerunterführungen.

Material: Feuerverzinkter Stahl.
Profile: Maul-, Unterführungs-, Kreis-, Elliptische und Bogenprofile.

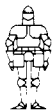


Forstschüler der Forstschule Lyss beim Verlegen von Spiwell-Rohren



Waldarbeiter beim Montieren eines Multiplate-Bachdurchlasses

Generalvertretung der Armco-Thyssen GmbH



KOENIG

Bauelemente

Dr Ing Koenig AG, Lagerstrasse 10, CH 8953 Dietikon, Tel 01 740 26 61, Telex 58 070.kbau ch

2.66 **Querung von Fliessgewässern**

2.661 *Allgemeines*

Im Wald- und Güterstrassenbau sind vom kleinen Rinnsal über kleinere Bäche bis zum Wildbach alle Arten von Fliessgewässern zu queren. Die Projektierung der Querung von öffentlichen Fliessgewässern sind in der Regel zusammen mit den kantonalen Wasserbaustellen (evtl. Fischereistellen) zu projektieren. Dies betrifft insbesondere die angepasste Dimensionierung der Bachquerung nach den Grundlagen der Hydrologie und der Hydraulik sowie nach den wasserbaulichen Gesichtspunkten (vgl. «Gewässerkorrekturen», EIDG. AMT FÜR STRASSEN- UND FLUSSBAU o.J.).

Die Querung eines Fliessgewässers kann mittels eines Durchlasses, einer Brücke oder einer Furt erfolgen. Für unbedeutende Rinnsale mit wenig Wasser, Geschiebe und Geschwemmsel ist der kleine Durchlass die übliche Querung. Mit zunehmender Grösse des Fliessgewässers, insbesondere mit zunehmender Abflussmenge und zunehmendem Geschiebe sind Grossdurchlässe, Brücken und Furten die zweckmässigen Bauwerke.

Bei grösseren Bächen, insbesondere wenn Grossdurchlässe, Brücken oder Furten vorgesehen werden müssen, sind geeignete Stellen für die Bachquerung schon bei der generellen Projektierung als positive Fixpunkte erster Ordnung zu betrachten (vgl. Abschnitt 1.45). Die grundsätzliche Entscheidung über die Art der Bachquerung muss ebenfalls im Rahmen der generellen Projektierung gefällt werden, da insbesondere die Furten und in kleinerem Mass auch Brücken eine geeignete Anpassung der Nulllinie verlangen (Gegensteigung, Reduktion der Steigung).

2.662 *Variantenwahl*

Eine generelle Regel für die Wahl einer geeigneten Bachquerung kann nicht angegeben werden, da es sich um ein vielschichtiges Problem handelt, bei welchem etwa die folgenden Faktoren berücksichtigt werden müssen:

- Situation und Längenprofil der Strasse
- Situation und Längenprofil des Fliessgewässers
- Technische Möglichkeiten
- Wassermenge bei Normal- und Hochwasserabfluss
- Gegebenheiten bezüglich Geschiebe, Geschwemmsel, Murgängen, Lawinen usw.
- Gewünschter Fahrkomfort
- Sicherheit bzw. Zerstörungsrisiko und mögliche Gefährdung
- Kosten

Tab. 2.115: Bewertungskriterien für Bachquerungen

	Durchlass	Brücke	Furt
Fahrkomfort	sehr gut	(sehr) gut	schlecht
Hydraulik	gut	sehr gut	sehr gut
Geschiebe, Geschwemmsel	schlecht	gut	sehr gut
Murgang	sehr schlecht	meistens gut	sehr gut
Lawinen	gut	schlecht	sehr gut
Ästhetik	sehr gut	gut	angepasst bis schlecht
Unterhalt	mittel	klein	mittel bis gross
Baukosten	500—800 Fr./m	1000 Fr./m ²	von billig bis sehr teuer

Bei den vorfabrizierten Durchlässen sind verschiedene Materialien wie Beton, Kunststoff und Stahl möglich, wobei die Durchmesser der Rohre durch die handelsübliche Verfügbarkeit und durch transport- und einbautechnische Gesichtspunkte wie z.B. Gewicht, Transport, Verlegen usw. begrenzt sind. Zur Gewährleistung eines hinreichenden Abflusses kann es unter Umständen zweckmässig sein, zwei Rohre nebeneinander einzubauen. Sehr anpassungsfähig und praktisch sind die Durchlässe aus gewelltem Stahlblech, welche bei kleineren Durchmessern als fertige Rohre auf die Baustelle geliefert werden können. Bei grösseren Durchmessern werden die Rohre aus gewellten Stahlplatten auf der Baustelle zusammengeschrubt. Diese Durchlässe können kreisförmig sein oder ein sogenanntes Maulprofil aufweisen. Es sind beliebige Grössen erhältlich.

Bei günstigen Fundationsbedingungen für die Widerlager werden oft auch Eisenbetonplattenbrücken gewählt. Diese sind wirtschaftlich bis etwa zu einer Stützlänge von 10 m, welche bei der guten Anpassung der Wald- und Güterstrassen an das Gelände nur in wenigen Fällen überschritten wird.

Bei den Furten sind ebenfalls die verschiedensten Konstruktionen, je nach Gefälle und Wasserführung möglich, deren zweckmässigste Konstruktion von der Charakteristik des zu querenden Gewässers abhängt.

2.67 Beispiel einer Durchlassdimensionierung

Da heute in vielen Kantonen für die Fassung und Durchleitung von fliessenden Gewässern Gesuche eingereicht werden müssen, wird hier ein Beispiel einer Durchlassdimensionierung durchgeführt.

Für einen mit einem Durchlass zu überquerenden Bach wurde aufgrund der Regenintensität, der Topographie, des Bodens, der Vegetation und der Grösse seines Einzugsgebietes eine Höchstwassermenge von $Q_{\max} = 14 \text{ m}^3/\text{sec}$ ermittelt (kein Geschiebe). Die Soh-

le des Durchlasses weist ein Gefälle von $J = 4\%$ auf. Gesucht sind die Dimensionen des erforderlichen Armco-Maulprofildurchlasses, welcher Q_{\max} unter der Bedingung aufnehmen kann, dass die Durchflusshöhe $\leq 2/3$ der Stichhöhe beträgt.

Lösung

Gegeben $Q_{\max} = 14 \text{ m}^3/\text{sec}$

$J = 4\%$ oder 0.04 m/m

$$Q_{\max} = K \cdot F \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

$$K \cdot F \cdot R^{2/3} = \frac{Q_{\max}}{J^{1/2}}$$

(tabelliert)

$$K \cdot F \cdot R^{2/3} = \frac{14}{0.04^{1/2}} = 70.0$$

Sicherheitswert 1.2: $\rightarrow 70.0 \cdot 1.2 = 84.0 \rightarrow$ Eingang in Tabelle 2.116

Für DM Profil Nr. 10 ($240 \times 160 \text{ cm}$) beträgt der Wert $K \cdot F \cdot R^{2/3} = 92.3$ unter der Bedingung, dass eine Sohlensicherung angebracht wird.

$$Q = 92.300 \cdot 0.04^{1/2} = 18.46 \text{ m}^3/\text{sec} > Q_{\max} \rightarrow \text{Profil Nr. 10 genügt}$$

Anmerkungen:

- Die maximale Abflussmenge Q_{\max} könnte statt mittels Berechnung auch durch Messung bestimmt werden
- Wenn das abzuleitende Wasser Geschiebe enthält, muss je nach Ausmass um 30—100% grösser dimensioniert werden
- Zusätzlicher Sicherheitswert von 1.2—1.5 wegen:
 - kurzen, offenen Anlagen
 - Geschiebeführung
 - Gefahr der Ablagerung oder Verkrustung

Tab. 2.116: Abflussmenge nach Strickler für Armco-Maulprofil-Durchlässe unter der Bedingung, dass Abflusshöhe = 2/3 der Stichhöhe

$$Q = \underbrace{k \cdot F \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}}_{\text{tabelliert}} \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

- Q : Abfluss (m³/sec)
 F : durchflossener Querschnitt
 R : hydr. Radius
 J : Gefälle in m/m
 k : Rauigkeitsfaktor

Pos.	Spannweite m	Stichhöhe m	Querschnitt F (m ²)	Hydr. Radius m	k · F · R ^{2/3} für		Bemerkungen
					k = 40*	k = 60	
DM 1	0.60	0.54	0.20	0.174	2.493	3.740	Armco DM Maulprofile *ohne Sohlensicherung k = 40 mit Sohlensicherung k = 60 (mit Magerbeton)
DM 2	0.80	0.55	0.27	0.194	3.619	5.429	
DM 3	1.00	0.72	0.44	0.247	6.929	10.393	
DM 4	1.20	0.89	0.66	0.302	11.883	17.825	
DM 5	1.40	0.91	0.75	0.314	13.859	20.789	
DM 6	1.60	1.08	1.03	0.368	21.157	31.736	
DM 7	1.80	1.25	1.35	0.424	30.477	45.715	
DM 8	2.00	1.26	1.48	0.436	34.039	51.059	
DM 9	2.20	1.43	1.87	0.490	46.491	69.736	
DM 10	2.40	1.60	2.30	0.547	61.534	92.300	
					k = 35*	k = 50	
MA 1	1.85	1.55	1.54	0.478	32.951	47.073	Armco Multiplate 200 × 55, Typ MA *ohne Sohlensicherung k = 35 mit Sohlensicherung k = 50 (mit Magerbeton)
MA 2	1.94	1.60	1.69	0.489	37.163	53.090	
MA 3	2.28	1.73	2.11	0.560	50.174	71.677	
MA 4	2.54	1.88	2.63	0.615	66.569	95.099	
MA 5	2.88	2.07	3.38	0.687	92.106	131.580	
MA 6	3.28	2.20	3.94	0.744	113.226	161.751	
MA 7	3.43	2.30	4.40	0.871	130.603	186.576	

2.7 **Ausarbeitung des Detailprojektes**

2.71 **Einleitung und Vorarbeiten**

2.711 *Einleitung*

Die horizontale Linienführung eines Strassenprojektes wird im kleinen Strassenbau grundsätzlich durch das Abstecken der Strassenachse im Gelände fixiert. Die vertikale Linienführung, d.h. der Höhenverlauf der Strasse in bezug auf die abgesteckten Profilpunkte, ist aber damit noch nicht eindeutig festgelegt. Bei der Ausarbeitung des Detailprojektes am Schreibtisch wird nun mit Hilfe der im Felde aufgenommenen Daten in erster Priorität die vertikale Linienführung (= Lage der Strasse im Längenprofil) definitiv fixiert. Lage, Art und Ausmasse von Kunstbauten, Ausweichstellen, Kehr- und Lagerplätzen, sowie andere wichtige Details wie Drainagen, Durchlässe, Art des Oberbaus usw. werden ebenfalls jetzt festgelegt.

Erst durch die Ausarbeitung des Detailprojektes werden die Absichten des Projektierenden klar festgehalten und übersichtlich dargestellt.

Die Verarbeitung der aufgenommenen Daten bringt Resultate, welche als Entscheidungsgrundlagen für den Bau unentbehrlich sind. Insbesondere liefert das fertige Detailprojekt die Grundlagen für die Orientierung der Bauherrschaft, die Vergabe, Planung (z.B. Maschinenwahl) und Ausführung der Bauarbeiten, sowie für die Eingabe von Subventionsgesuchen oder Baubewilligungen.

Die Ausarbeitung eines Detailprojektes kann grundsätzlich auf zwei Arten erfolgen:

- konventionelle Methode: Rechnen mit Taschenrechnern, Kleincomputern usw. und Zeichnen von Hand
- Rechnen und Zeichnen mit Rechenanlage und Plotter (z. B. Programm FIDES)

Die Projektausarbeitung mit Hilfe einer Rechenanlage wird in Abschnitt 2.75 behandelt. Hier wird das Zusammenstellen der Daten für beide Methoden, der Arbeitsablauf der Projektierung jedoch nur für die konventionelle Methode aufgezeigt. Die Kriterien zur Wahl der optimalen Gradienten sind für beide Methoden selbstverständlich die gleichen.

Als Grundlage zur Projektausarbeitung müssen die im Felde aufgenommenen Daten zuerst übersichtlich zusammengestellt und aufgezeichnet werden.

2.712 *Stationierungstabelle*

Die im Feldebuch in den verschiedenen Tabellen aufgeführten Werte werden kontrolliert und anschliessend in der sogenannten Stationierungstabelle zusammengefasst.

2.7121 **Ausarbeitung nach traditioneller Methode**

Für die Projektausarbeitung mit den herkömmlichen Mitteln ist es zweckmässig, für die Datenzusammenstellung ein Formular zu verwenden.

Tab. 2.117: Stationierungstabelle für die traditionelle Methode

Projekt: Luftschloss

Strassenachse										Polygonzug					
Profil Nr.	L (m)		ΔL (m)		H (m)		Kurvenelemente			Punkt	β (g)	d^* (m)	d^{**} (m)		
1 A = PA	0	0	14	5	600	21	$\gamma = 67$	12	$t = 32$	02		32	0	32	1
2 P1/4	14	5	14	5	600	24	$r = 55$	00	$a = 8$	64					
3 M	29	0	14	5	600	61	$b/4 = 14$	5	$b = 57$	99	T ₁	267	12		
4 P3/4	43	5	14	5	599	79			$x = 14$	33		32	0		
5 E	58	0	11	8	600	06			$y = 1$	90		11	8		
6 A	69	8	8	8	599	22	$\gamma = 74$	19	$t = 19$	77		19	8		
7 P1/4	78	6	8	7	599	33	$r = 30$	00	$a = 5$	93		63	6	63	4
8 M	87	3	8	8	599	32	$b/4 = 8$	7	$b = 34$	96	T ₂	125	81		
9 P3/4	96	1	8	7	599	30			$x = 8$	62		19	8		
10 E	104	8	9	0	600	28			$y = 1$	26		27	7		
11	113	8	18	7	599	97						12	0		
12 A	132	5	11	8	600	33	$\gamma = 30$	04	$t = 12$	02		59	5	59	5
13 M	144	3	11	8	601	25	$r = 50$	00	$a = 1$	42	T ₃	230	04		
14 E	156	1	19	5	601	67	$b/2 = 11$	8	$b = 23$	59		12	0		
15 = PE	175	6			603	21						19	5		
			175	6								31	5	31	5

$$*d_{\overline{T_i T_{i+1}}} = t_i + \sum \Delta L + t_{i+1}$$

L : laufende Länge

ΔL : Zwischenlänge

H : Punkthöhe

** optische Längenmessung

β : Polygonwinkel

- Dabei entsprechen die Profilnummern den im Felde auf den Nummernpflöcken notierten Bezeichnungen, d.h. zuerst wird die Zahl, dann die nähere Bezeichnung (A, M, E usw.) angegeben.
- Als Zwischenlängen (ΔL) werden in Kurven die Werte der gerechneten Bogenlängen und auf Geraden üblicherweise diejenigen der Hinmessung verwendet (meist auf Dezimeter gerundet). Zur Vermeidung von grösseren Abweichungen können die Teilstrecken der Kurven abwechslungsweise auf- und abgerundet werden (z. B. Längen der Bogenviertel bei T 2 in Tab. 2.117).
- Die Höhen der Profilpunkte (H) werden dem kontrollierten Hin- oder Rücknivelement entnommen. Die ebenfalls nivellierten Höhen der Polygonpunkte werden zur Kontrolle mit den Werten der Tachymetrie verglichen und nicht weiter verwendet.
- Kurvenelemente, Polygonwinkel (β) und die tachymetrierten Längen (d^{**}) des Polygonzuges entsprechen den Notizen im Feldbuch.
- Die zur Kontrolle berechneten Werte der Polygonseiten (d^*) setzen sich aus den entsprechenden Tangentlängen und den Zwischengeraden zusammen.

Tab. 2.118: Stationierungstabelle für Rechananlage

DATEN										PROGRAMM										WALDSTRASSEN										DATUM										BLATT																			
BEARBEITER										KUNDENNUMMER										PROGRAMM										WALDSTRASSEN										DATUM										BLATT									
																																								1983										I									
2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60	62	64	66	68	70	72	74	76	78	80	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
PROJEKT										LUFTSCHLOSS																																																	
STATIONSPUNKT																																																											
1 A					0					600,21					R	55				W 267,12																																							
2 P1/4					14,5					600,24																																																	
3 M					14,5					600,61																																																	
4 P3/4					14,5					599,79																																																	
5 E					14,5					600,06																																																	
6 A					11,8					599,22																																																	
7 P1/4					8,8					599,33																																																	
8 M					8,7					599,32																																																	
9 P3/4					8,8					599,30																																																	
10 E					8,7					600,28																																																	
11					9					599,97																																																	
12 A					18,7					600,33																																																	
13 M					11,8					601,25																																																	
14 E					11,8					601,67																																																	
15					19,5					603,21																																																	
ENDE																																																											
					(Δ L)					(H)					(Radius:	(β)																																											
															links: negativ	(Wendeplatten: Z)																																											
															rechts: positiv)																																												

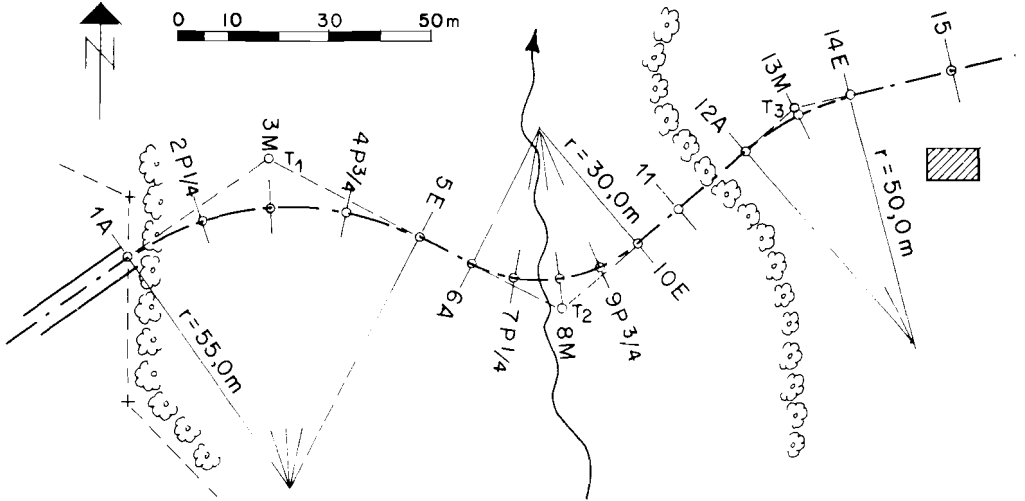
REV 00601 6 08 79 B

Auf einem gleichen Formular werden zweckmässigerweise die Daten der Querprofile zum Einlesen zusammengestellt.

2.713 Situation

Nach der Absteckung und Aufnahme aller Achspunkte muss der bereits aufgezeichnete Polygonzug vervollständigt werden. Dieser Plan, Situation genannt, umfasst nebst sämtlichen Tangenten- und Achspunkten auch die aufgenommenen Grenzen, Waldränder, Strassen, Gewässer, Werkleitungen usw., sowie eine Tabelle der Kurvenelemente.

Abb. 2.119: Situation und Tabelle der Kurvenelemente



T	β	γ	r	t	a	b	x	y	v(m)	q(‰)
1	267.12	67.12	55.00	32.02	8.64	57.99	14.33	1.90	0.2	3
2	125.81	74.19	30.00	19.77	5.93	34.96	8.62	1.26	0.4	5
3	230.04	30.04	50.00	12.02	1.42	23.59	—	—	0.2	3

v = Fahrbahnverbreiterung gemäss Kurve ① Abbildung 2.41

q = Querneigung, für 20 km/h gemäss Abbildung 2.47

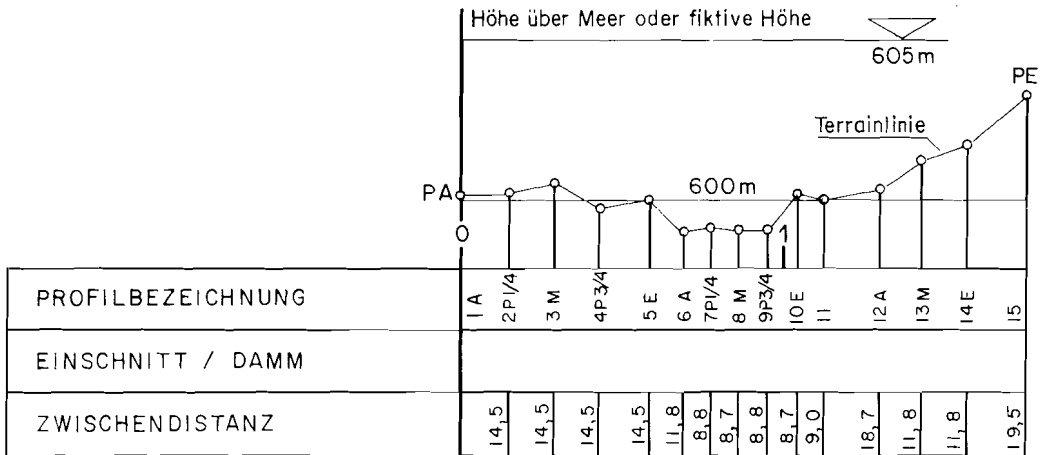
P. S. Gelegentlich werden die Kurvenelemente direkt bei den einzelnen Kurven auf dem Situationsplan eingetragen.

2.714 Längenprofil

Der Terrainverlauf der Strassenachse im Aufriss wird im Längenprofil festgehalten, und zwar mit der Terrainlinie. Dieser Plan ist die Arbeitsgrundlage für das Einlegen der Gradienten. Mit Vorteil wird er zuerst mit Tusche oder wasserfestem Filzstift auf festes Millimeterpapier gezeichnet, damit verschiedene Varianten mit Bleistift eingetragen und allenfalls wieder entfernt werden können. Normalerweise trägt man die Längen im Massstab 1:1000 und die Höhen im Massstab 1:100 auf. Dadurch werden die Höhenunterschiede besser sichtbar.

Die Längen (Horizontaldistanzen!) und Höhen werden der Stationierungstabelle entnommen.

Abb. 2.120: Längenprofil

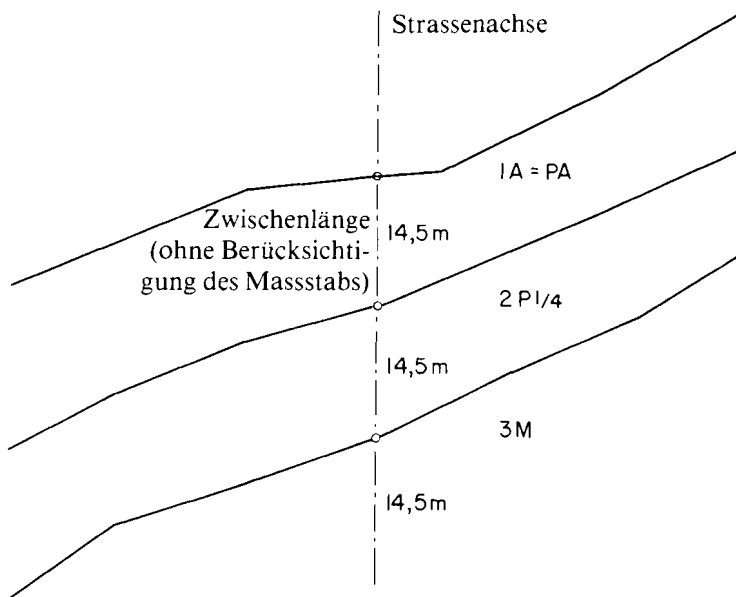


2.715 Querprofile

In jedem Achspunkt wird der im Feldbuch notierte Geländeverlauf senkrecht zur Achse (in Kurven radial dazu) aufgezeichnet, und zwar auf der Rückseite (radieren!) von Transparent-Millimeterpapier. Mit Hilfe des vorgängig festgelegten Normalprofils und der Ergebnisse der Längenprofilberechnung kann der Strassenkörper in jedem Querprofil eingezeichnet (mit Bleistift) und eine erste Massenermittlung durchgeführt werden. Die definitive Lage (inkl. Verbreiterungen, Querneigungen, Kunstbauten usw.) wird nach erfolgter Optimierung mit Tusche eingezeichnet.

Für das Aufzeichnen der Querprofile ist der Massstab 1:100 zweckmässig.

Abb. 2.121: Querprofile

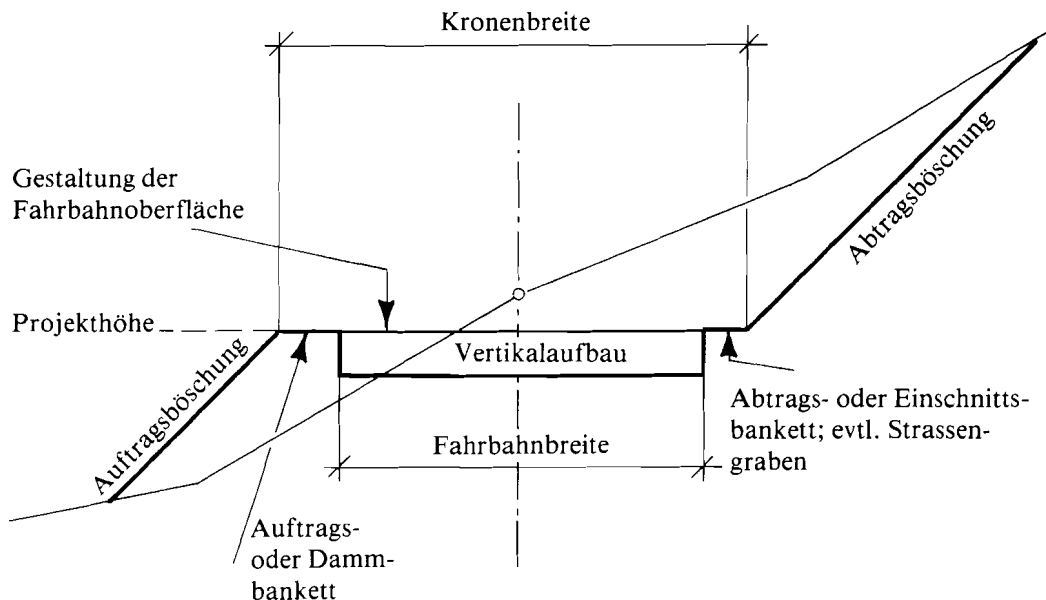


2.716 Normalprofil

Schon bei der Planung des generellen Projektes, spätestens bei der Absteckung des Detailprojektes, müssen die wichtigsten Elemente des Normalprofils bekannt sein, um die Lage des Strassenkörpers abschätzen zu können.

Im Abschnitt 2.33 sind die einzelnen Parameter des Normalprofils und ihre gebräuchlichen Grössen beschrieben. Teilweise wird das Normalprofil auch durch regionale Vorschriften festgelegt.

Abb. 2.122: Festzulegende Elemente des Normalprofils



Durch das Normalprofil müssen folgende Elemente bestimmt werden:

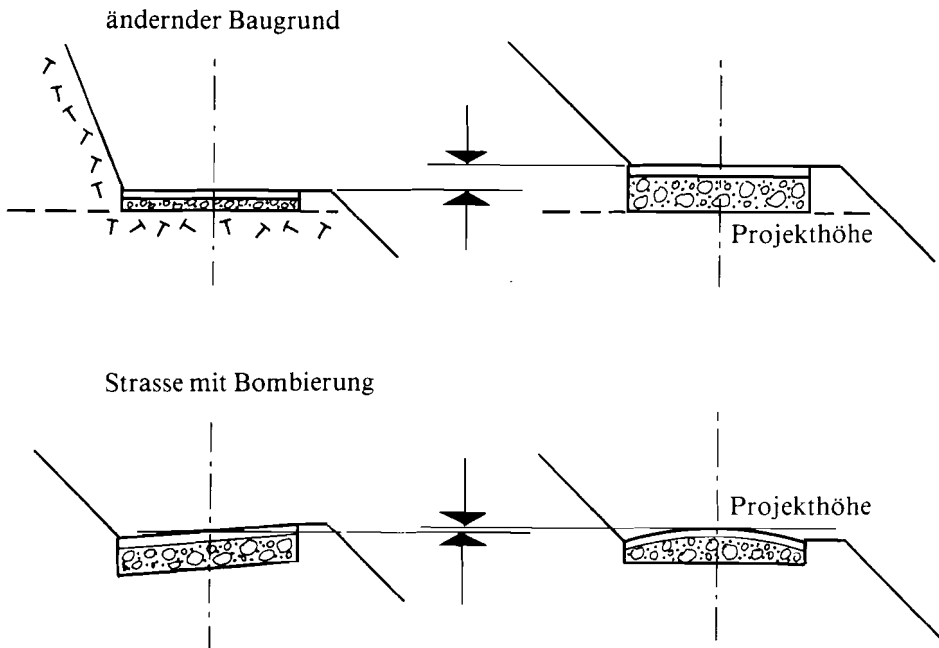
- Fahrbahnbreite Normalerweise 3.0 — 3.6 m
- Fahrbahnverbreiterungen Für Kurven, Ausweichstellen und Kehrplätze
- Bankettbreiten In Einschnitt und Damm inkl. allfälliger Entwässerungsbauten
- Böschungsneigungen In Abtrag und Auftrag; Varianten bei ändernden Bodenverhältnissen
- Vertikalaufbau Ausführung und Stärke der einzelnen Schichten des Ober- und evtl. Unterbaus (Stabilisierungen); Varianten bei änderndem Baugrund
- Gestaltung der Fahrbahnoberfläche
 - In Geraden:
 - Dachprofil
 - Bombierung
 - Einseitige Querneigung
 - Horizontal (bei Belag)
 - In Kurven:
 - Querneigung

— Projekthöhe

Die in der Längensprofilberechnung ermittelten Kotendifferenzen zwischen Terrain- und Gradientenhöhe beziehen sich entweder auf die Höhe des Planums oder der fertigen Strasse in der Achse evtl. auf die Höhe des Banketts. Diese Bezugshöhe wird Projekthöhe genannt.

Wird das Planum als Projekthöhe gewählt (heute vielfach bevorzugt), ergeben sich bei wechselnder Dicke der Tragschicht (Fels, Lockergestein, organische Böden) Probleme. Wird die fertige Strasse als Projekthöhe gewählt, ergeben sich bei bombierten Strassen Probleme, wenn in Kurven mit kleinen Radien auf einseitige Querneigung gewechselt werden muss.

Abb. 2.123: Problematik der Projekthöhe



Aufgrund der Bauweise mit den heutigen Maschinen wird normalerweise die Planumshöhe als Projekthöhe verwendet, sofern die Bodenverhältnisse nicht allzu oft ändern.

— Entwässerung und Wasserableitung

Normalien für die Anlage von:

- offenen Gräben
- Sickerleitungen
- Schächten und Durchlässen
- Hochborden, Bitumenwülsten und anderen Randabschlüssen

Normalien für:

- Furten
- Stützwerke aus Drahtschotterkörben
- Holzkasten und Holzsperrn usw.

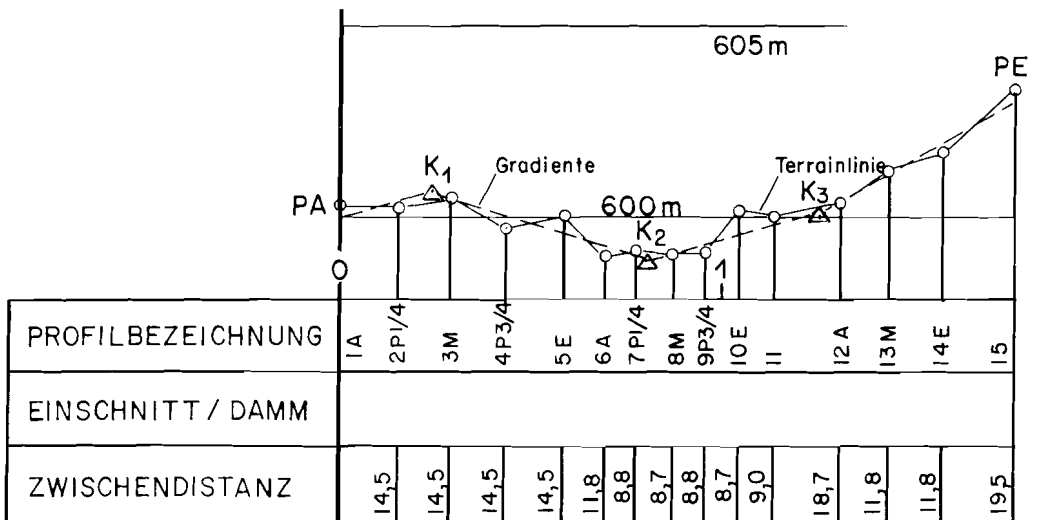
2.72 Festlegung der vertikalen Linienführung

2.721 Prinzip

Die Strassenachse kann aus naheliegenden Gründen im Längenprofil nicht jeder Geländeebenheit folgen. Daher müssen Knickpunkte so gewählt werden, dass die Gradienten (= Linie der Strasse auf Projekthöhe) über längere Strecken (zwischen 2 Knickpunkten) die gleiche Steigung aufweist, ohne dass dadurch grosse Dämme und Einschnitte entstehen. Hohe Dämme und Einschnitte würden sogar in einfachen Geländebeziehungen grosse Massenverschiebungen bedingen, die Zugänglichkeit zur Strasse einschränken, die Böschungstabilität gefährden und die Baukosten erhöhen.

Die Lage der Knickpunkte wird hauptsächlich durch die Nulllinie bestimmt, indem mindestens überall dort, wo die Steigung der Nulllinie ändert, ein Knickpunkt einzulegen ist.

Abb. 2.124: Festlegen der Knickpunkte



2.722 *Gesichtspunkte für die Wahl der Lage der Gradiente*

Im Waldstrassenbau wird, mindestens in geländemässig einfachen Verhältnissen, Massenausgleich angestrebt, d.h. das gesamte abgetragene Material wird für die Schüttung von Dämmen und Böschungen verwendet. Davon ausgeschlossen werden nur der anderweitig verwendbare Humus und Böden mit sehr schlechten bodenmechanischen Eigenschaften, wie z. B. Torf (vgl. auch Abschnitt 2.74).

Im Gegensatz zum grossen Strassenbau wird hier schlechtes Abtragsmaterial weder abgeführt noch durch geeigneteres, oft von weit her transportiertes, Schüttmaterial ersetzt. Vielmehr wird versucht, das schlechte Material durch eine vorgängige Entwässerung oder Zusatz von Stabilisierungsmitteln (vgl. Abschnitt 4.21), so zu verbessern, dass es einbaufähig wird.

Hier ist zusätzlich festzuhalten, dass Massenausgleich im Verlaufe des Projektes möglichst oft und nicht nur über das Gesamtprojekt zu erreichen ist. Ideal wäre ein Massenausgleich ohne Längstransporte, d. h. nur mit Quertransporten (z. B. an einheitlichen Hanglagen). Im Extremfall könnte Massenausgleich über das gesamte Projekt auch bedeuten, dass Material vom Anfangs- bis zum Endpunkt des Projektes transportiert werden müsste. Transporte über längere Strecken sind auch deshalb möglichst zu vermeiden, weil sie auf dem unbefestigten Rohplanum der zukünftigen Strasse erfolgen müssten, denn eigentliche Transportpisten sind im kleinen Strassenbau kaum bekannt.

Im einfachen Gelände lautet daher die wichtigste Forderung an die Lage der Gradiente: möglichst oft Massenausgleich erreichen! Um dieser Forderung zu entsprechen, müssen z. B. bei zuviel anfallender Masse die Knickpunkte so verschoben werden, dass die Gradiente höher zu liegen kommt, wodurch die Abtragsmasse zugunsten der Auftragsmasse abnimmt.

Im steilen Gelände, d.h. wenn die mögliche Neigung der Auftragsböschung sich der natürlichen Hangneigung nähert oder sie sogar überschreitet, kann der Strassenkörper vertikal nicht mehr beliebig verschoben werden, ausser bei Verwendung von Kunstbauten. Da die Dämme in diesem Gelände normalerweise 4:5 abgeböschet werden (80%), kann das oben beschriebene Verfahren des Massenausgleichs bis etwa 60% Hangneigung über längere Strecken angewandt werden.

In sehr steilem Gelände (> 60%) muss die Strasse oft vollständig in den Einschnitt verlegt werden, weil sich die Linien der Auftragsböschung und des Geländes nicht, oder erst in grosser Entfernung von der Achse (z. B. > 9 m), schneiden. Daher ist oft ein Massenausgleich über längere Strecken nicht mehr möglich, so dass die überschüssige Masse deponiert werden muss. Deponien sind deshalb im Projekt ebenso zu planen, wie Kunstbauten, Ausweichstellen, Lagerplätze usw.

Das Ziel der Optimierung im steilen Gelände besteht in der Einsparung von Kunstbauten, in der guten Zugänglichkeit der Bewirtschaftungsflächen und der möglichst geringen Beeinträchtigung der Landschaft.

Vom fahrtechnischen Standpunkt wird eine solche Gradientenlage als gut bezeichnet, welche auf einem Strassenabschnitt dem Fahrzeug den gleichen Widerstand entgegengesetzt. Dies bedeutet, dass in geraden Strassenstücken die Steigung gleich bleiben und in Kurven reduziert werden sollte, weil hier zusätzliche Widerstände auftreten. Da bei Kurven mit grossen Radien die Zunahme der Widerstände gering ist, nimmt man darauf normalerweise keine Rücksicht. Hingegen ist bei kleinen Radien und vor allem bei Wendepunkten

eine Reduktion der Steigungen notwendig (vgl. Abschnitt 2.3222). Die minimale Ausrundungslänge darf jedoch nicht unterschritten werden (vgl. Abschnitt 2.3232).

Bei Projekten mit häufigen Richtungsänderungen (horizontale Linienführung) sind daher auch in der vertikalen Linienführung viele Wechsel zulässig. Zu einer flüssigen Linienführung gehört andererseits auch eine möglichst gestreckte Gradiente. Natürlich spielt bei der Wahl der Gradiente auch die Bedeutung der Strasse eine Rolle, indem wichtigere Strassen (z.B. Verbindungsstrassen) eine grosszügigere vertikale Linienführung verlangen als reine Erschliessungsstrassen.

2.723 *Vorgehen zur Suche der optimalen Gradiente unter der Bedingung des Massenausgleiches*

Im Gelände mit weniger als 60% Hangneigung, wo grundsätzlich Massenausgleich angestrebt wird, kann die optimale Gradiente mit Hilfe von zwei Verfahren gefunden werden:

- Dem rechnerischen Verfahren: Mittels linearer Kurvenanpassung (Regression) der Terrainpunkte wird die sogenannte mittlere Linie abschnittsweise ermittelt und dann die Lage der Gradiente je nach Grösse der im folgenden beschriebenen Parameter bestimmt.
- Dem Einpassungsverfahren: Mit Hilfe von Faden und Nadeln (evtl. Massstäben) wird die Lage der Gradiente durch Flächenvergleiche (Abtrag/Auftrag) in den Querprofilen und der Massenbilanz über mehrere Querprofile gesucht.

Die gesuchte optimale Gradiente entspricht in diesem Gelände jener Linienführung, welche bei minimalem Abtrag Massenausgleich ergibt. So entstehen optimale Lösungen bezüglich Baukosten, Zugänglichkeit, Landschaftsbeeinträchtigung und Bauflächenbreite.

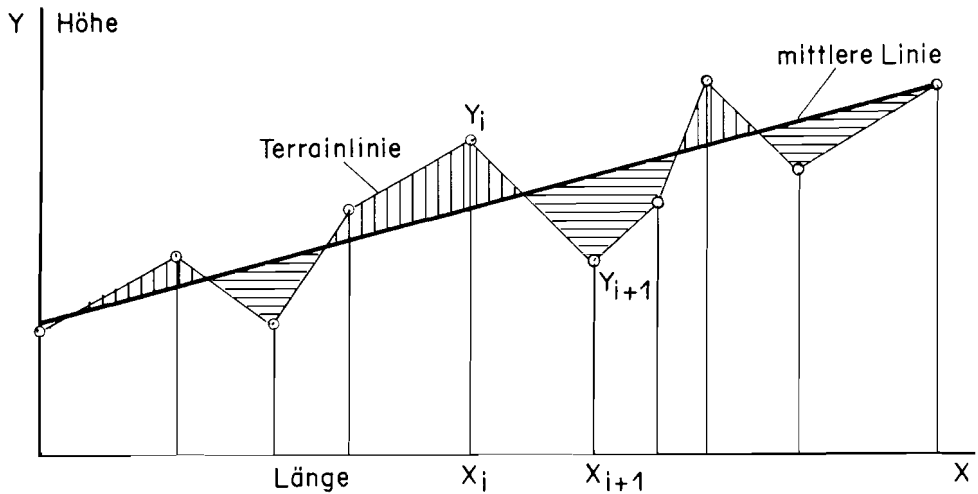
2.7231 **Das rechnerische Verfahren**

Gemäss RAAFATNIA (1978) wird als Eingang zur Rechnung ein repräsentatives Querprofil über eine längere Wegstrecke benötigt, d.h. das Projekt muss in Abschnitte mit möglichst ähnlicher Geländeform unterteilt werden.

Wäre nun das Gelände sehr regelmässig, so könnte Massenausgleich mit Quertransport angestrebt werden, wobei die gesamte im Einschnitt anfallende Masse im gleichen Profil zur Schüttung verwendet werden könnte. Für diesen eher theoretischen Fall wurde der Einfluss von Parametern des Normalprofils, wie Geländeneigung, Böschungsneigungen, Kronenbreite, Oberbaudicke und Zuschlag zum Auftrag (Abschnitt 2.7424) untersucht. Die so gefundenen Zusammenhänge gelten auch bei Massenausgleich mit Längstransport (Normalfall).

Bei gleichbleibender Hangneigung, symmetrischem Normalprofil und ohne Oberbau und Zuschlag zum Auftrag kann der Einfluss des unregelmässigen Geländes durch das Einpassen einer Regressionsgeraden (= mittlere Linie) ausgeschaltet werden. Bei diesen Voraussetzungen entspricht die abgetragene Masse genau der für den Auftrag benötigten, wobei sie z.T. allerdings in der Längsrichtung transportiert werden muss.

Abb. 2.125: Die mittlere Linie im Längenprofil



Die Programmsammlung vieler Taschenrechner enthält auch die lineare Regression. Mit dieser Kurvenanpassung kann die mittlere Linie vereinfacht berechnet werden.

Die entsprechenden Formeln lauten:

Geradengleichung: $y = ax + b$

$$a = \frac{\sum X_i \cdot Y_i - \frac{\sum X_i \cdot \sum Y_i}{n}}{\sum X_i^2 - \frac{(\sum X_i)^2}{n}}$$

$$b = \frac{\sum Y_i}{n} - a \cdot \frac{\sum X_i}{n}$$

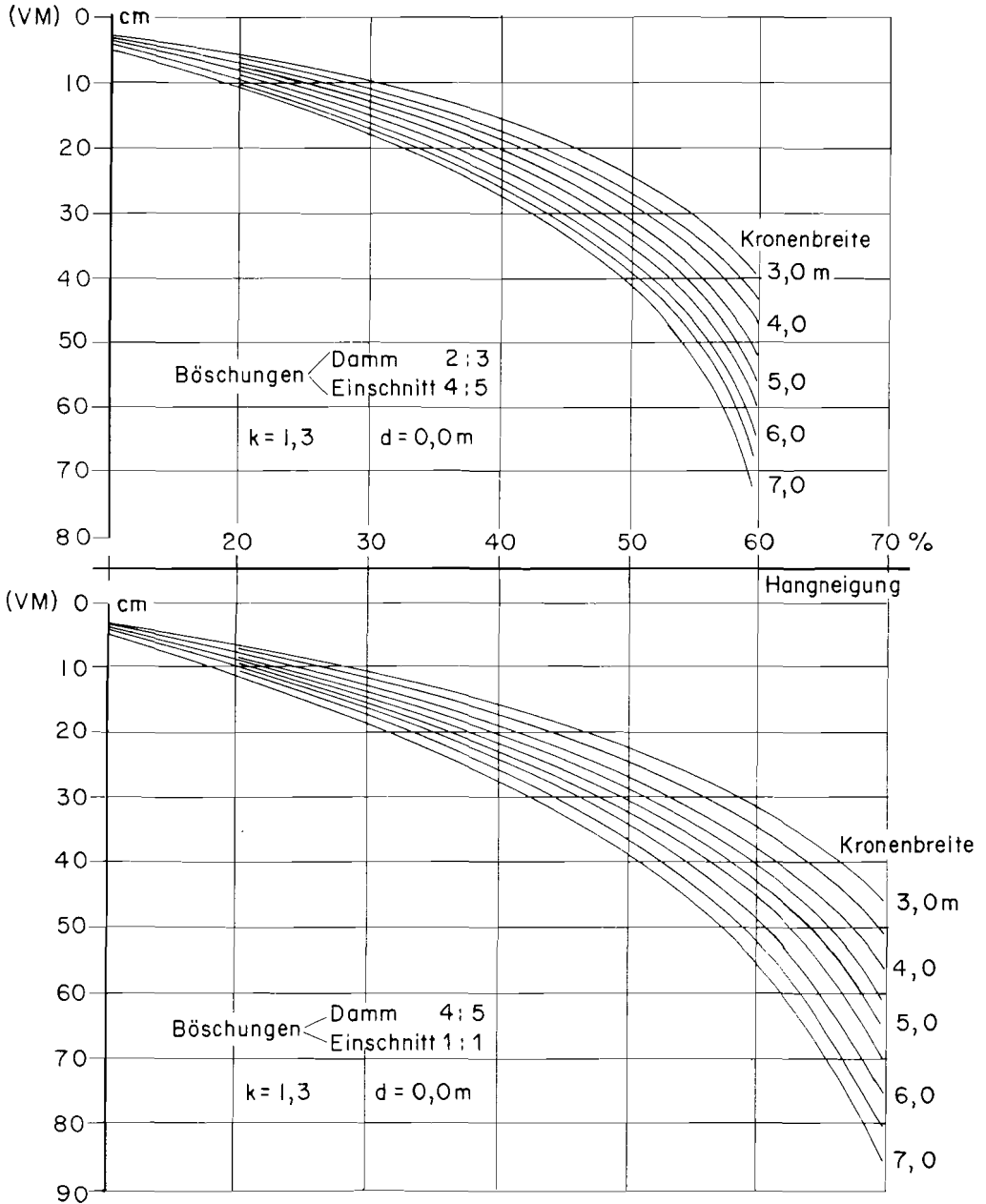
Die optimale Gradienten liegt normalerweise tiefer als die «mittlere Linie», da einerseits das Normalprofil nicht symmetrisch ist (unterschiedliche Böschungsneigungen in Abtrag und Auftrag, verschieden breite Bankette in Einschnitt und Damm) und andererseits der Zuschlag zum Auftrag und evtl. der Kofferaushub in der Massenberechnung zu berücksichtigen sind.

Bei Trapezgraben oder breitem Einschnittsbankett kann die Gradienten ausnahmsweise auch über der mittleren Linie liegen.

Diese vertikale Verschiebung für den Massenausgleich, kurz VM genannt, kann für folgende Eingangsgrößen der Abbildung 2.126 entnommen werden:

- Zuschlag zum Auftrag $k = 1.3$
- Oberbaudicke $d = 0.0 \text{ m}$

Abb. 2.126: Bestimmung der VM



P.S.

Die Kronenbreite ist nach Definition die Horizontalstrecke im Strassenkörper (Fahrbahn und Bankett). Damit sich bei diesem Verfahren repräsentative Werte ergeben, wird die Fahrbahn um einen mittleren Wert, resultierend aus Kurvenverbreiterungen, Ausweichstellen und Kehrplätzen, verbreitert und die Bankettbreiten addiert (durchschnittliche Verbreiterung bei 3.0 m Fahrbahnbreite ungefähr 1.0 m).

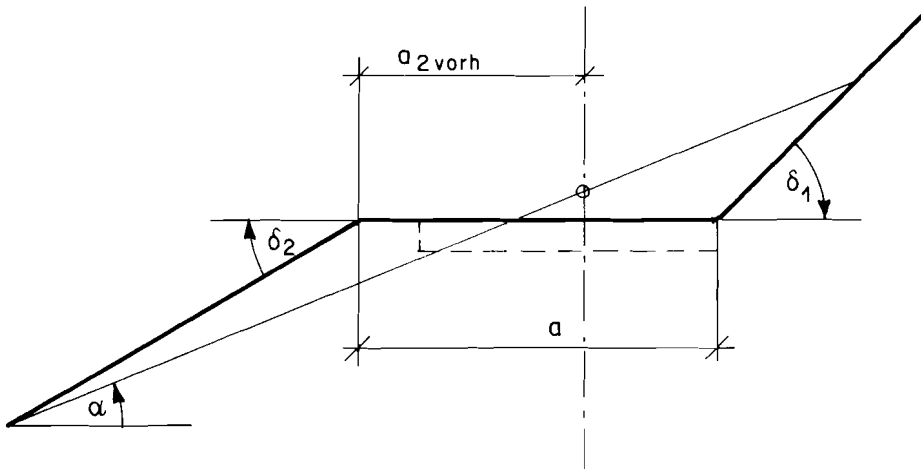
Sofern die hier verwendeten Werte der Parameter nicht zutreffen, kann die VM mittels folgender Formel bestimmt werden:

$$VM = \left[a_{2\text{vorh}} - \frac{a \left(\frac{\sin \delta_1}{\sin(\delta_1 - \alpha)} - \sqrt{\frac{\sin \delta_1 \cdot \sin \delta_2 \cdot k}{\sin(\delta_1 - \alpha) \cdot \sin(\delta_2 - \alpha)}} \right)}{\frac{\sin \delta_1}{\sin(\delta_1 - \alpha)} - \frac{\sin \delta_2}{\sin(\delta_2 - \alpha)}} \cdot k \right] \text{tg } \alpha$$

- a : Kronenbreite
- a_{2vorh} : Anteil Kronenbreite im Damm (ohne Vertikalverschiebung)
- α : Geländeneigung
- δ₁ : Böschungswinkel im Einschnitt
- δ₂ : Böschungswinkel im Damm
- k : Zuschlag zum Auftrag

Die Oberbaudicke (Kofferaushub) ist in dieser Formel immer noch nicht berücksichtigt!

Abb. 2.127: Darstellung der massgebenden Parameter des Normalprofils zur Berechnung der VM



Soll das Aufsetzen der Bankette oder der Kofferaushub in der Berechnung der optimalen Gradienten berücksichtigt werden, so wird die Rechnung sehr zeitraubend, da zusätzlich zur komplizierten Formel verschiedene Fälle der Bauweise und der Form des Oberbaus auftreten. Obwohl die entsprechenden Formeln in der angeführten Arbeit vorliegen, wird hier vereinfachend nur ein Diagramm zur Abschätzung des Einflusses des Oberbaus gegeben, da sonst der Aufwand für die Suche der optimalen Gradienten zu gross wird.

Mit diesen Hilfsmitteln sollte die Gradienten beim 1. Versuch so gut liegen, dass der gewünschte Massenausgleich annähernd erreicht werden kann.

Abb. 2.128: Bestimmung der VM für verschiedene Oberbaudicken

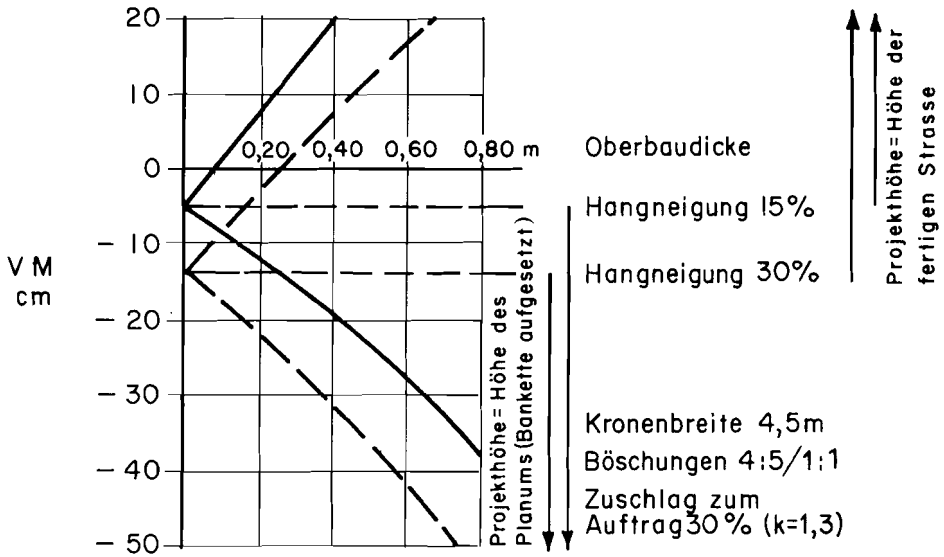
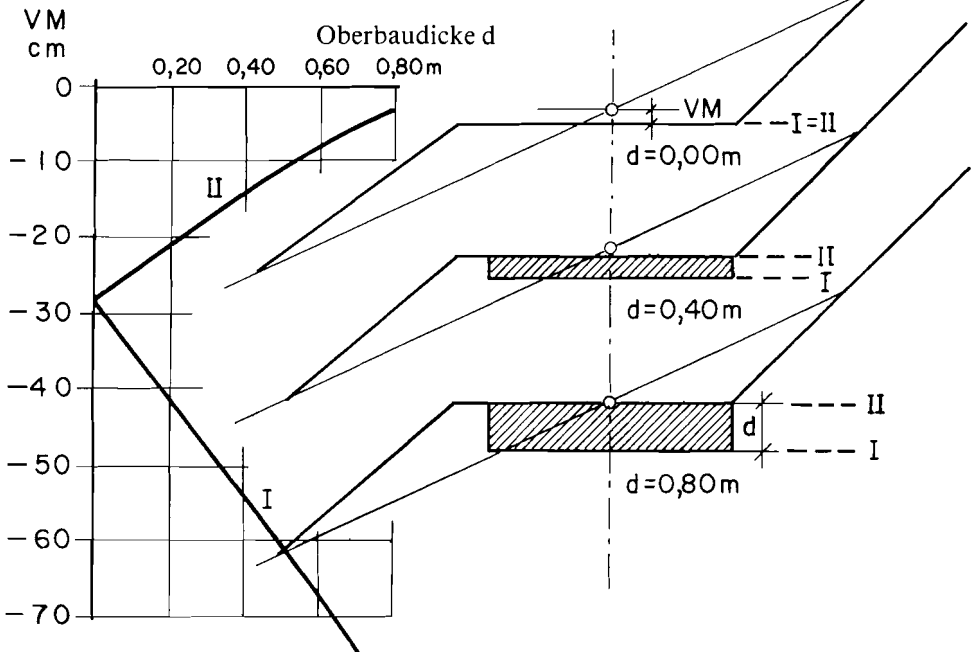


Abb. 2.129: Zusammenhang zwischen Oberbaudicke d, VM und Projekthöhe (bei Massenausgleich mit Quertransport)

Kronenbreite : 4.50 m
 Böschungen : 4:5/1:1
 Zuschlag zum Auftrag : 1.3
 Hangneigung : 50%

Projekthöhen : I = Bankette aufgesetzt
 II = Koffer ausgehoben



Nach dem hier beschriebenen Verfahren wird in jedem ausgeschiedenen Abschnitt die Lage der optimalen Gradienten bezüglich Massenausgleich bestimmt. Die Schnittpunkte dieser Teilstrecken der Gradienten ergeben die Knickpunkte. Da beim Berechnen der Gradienten die Abrundungen bei den Knickpunkten nicht erfasst werden, müssen sie bei grossen Neigungsänderungen schon beim Festlegen der Knickpunkte gutachtlich berücksichtigt werden, da sonst nach dem Rechnen des Längenprofils zu grosse Abweichungen entstehen.

Das rechnerische Verfahren eignet sich nur bei längeren Wegstrecken in relativ homogenem Gelände, weil damit das langwierige «Probieren» weitgehend ausgeschaltet wird. Um dieses Verfahren sinnvoll anwenden zu können, sollte ein programmierbarer Rechner benutzt werden können.

2.7232 Das Einpassungsverfahren

Bei diesem herkömmlichen Verfahren wird die Gradienten durch Abschätzen und Einpassen gesucht.

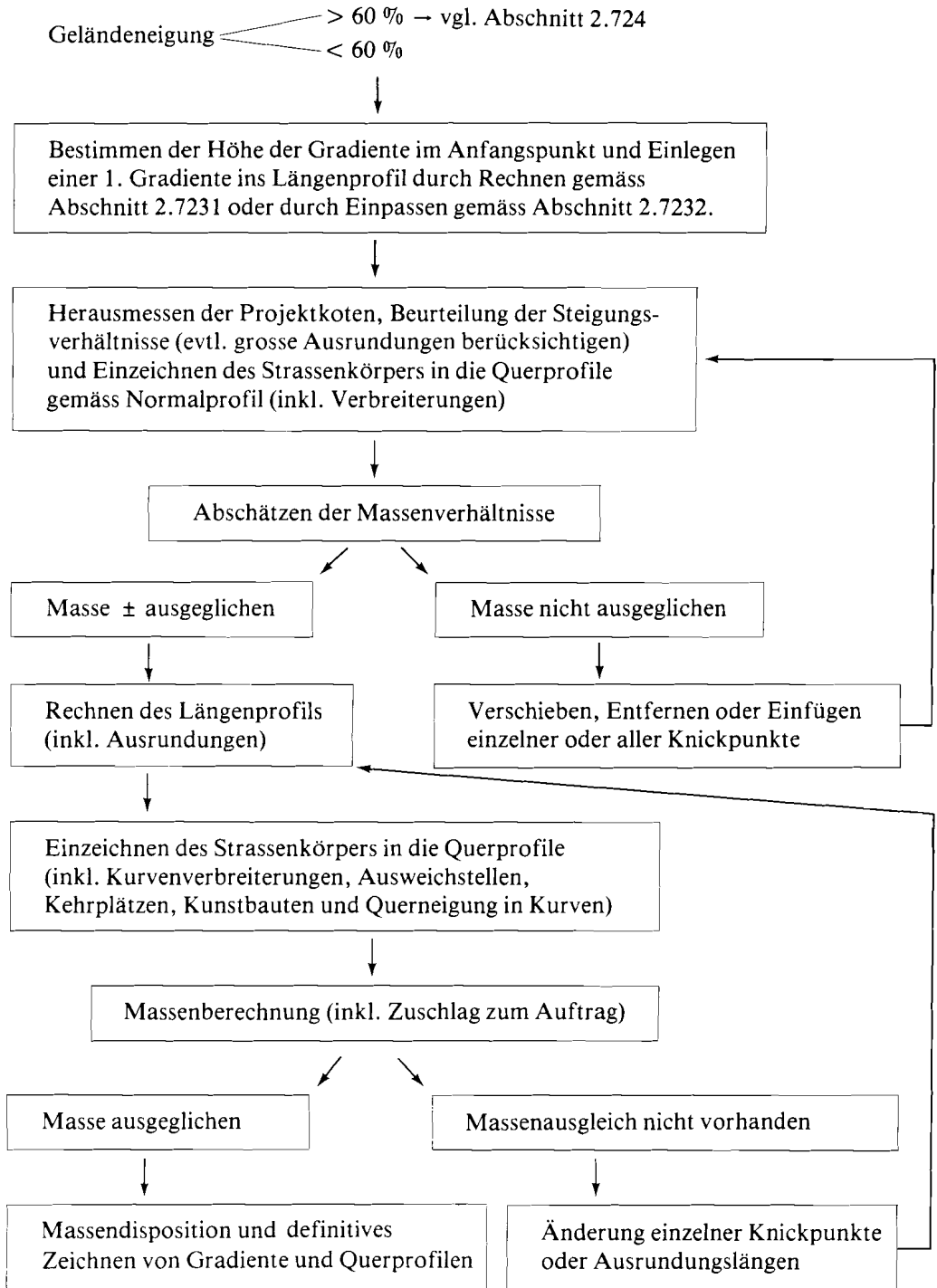
Im Längenprofil wird mittels Stecknadeln (Knickpunkte) und Faden oder mittels Massstäben und Bleistift eine provisorische Gradientenlinie oder Teile davon (2–3 Knickpunkte) eingetragen und die herausgemessenen Kotendifferenzen sofort in die Querprofile übertragen. Dann wird die Masse ermittelt und die Massenverteilung beurteilt. Die Knickpunkte werden in der Horizontalen und Vertikalen solange verschoben, bis ungefähr Massenausgleich erreicht wird.

Um eine erste Lage der Gradienten festlegen zu können, ist es oft sinnvoll, zuerst in einzelnen Profilen die ungefähre Kotendifferenz für den Massenausgleich zu ermitteln.

In den seltensten Fällen wird bei diesem Verfahren die optimale Gradientenlinie bezüglich Massenausgleich mit weniger als 3 Versuchen gefunden.

2.7233 Hilfsmittel

Abb. 2.130: Flussdiagramm zur Suche der optimalen Gradiente



Die gegenseitige Beeinflussung der verschiedenen Parameter des Normalprofils, der resultierenden Abtragsmasse und der vertikalen Verschiebung VM zeigen die nachstehende Tabelle und die Abbildungen 2.132 — 2.134.

Tab. 2.131: Gegenseitige Beeinflussung der Parameter des Normalprofils

Art des Parameters	Einfluss auf:		
	Abtragsmasse	Vertikale Verschiebung VM	Bauflächen- und Böschungsbreite
Hangneigung	gross (Abb. 2.132)	gross (Abb. 2.126)	gross (Abb. 2.133)
Kronenbreite	gross	mittel	gross
Böschungsneigung	gross	mittel	gross (Abb. 2.134)
Oberbaudicke	gering	gross (Abb. 2.128)	gering
Zuschlag zum Auftrag	mittel	mittel	gering

Abb. 2.132: Auswirkung verschiedener Hangneigungen auf die Abtragsmasse bei unterschiedlichen Kronenbreiten und gegebenen Böschungsneigungen

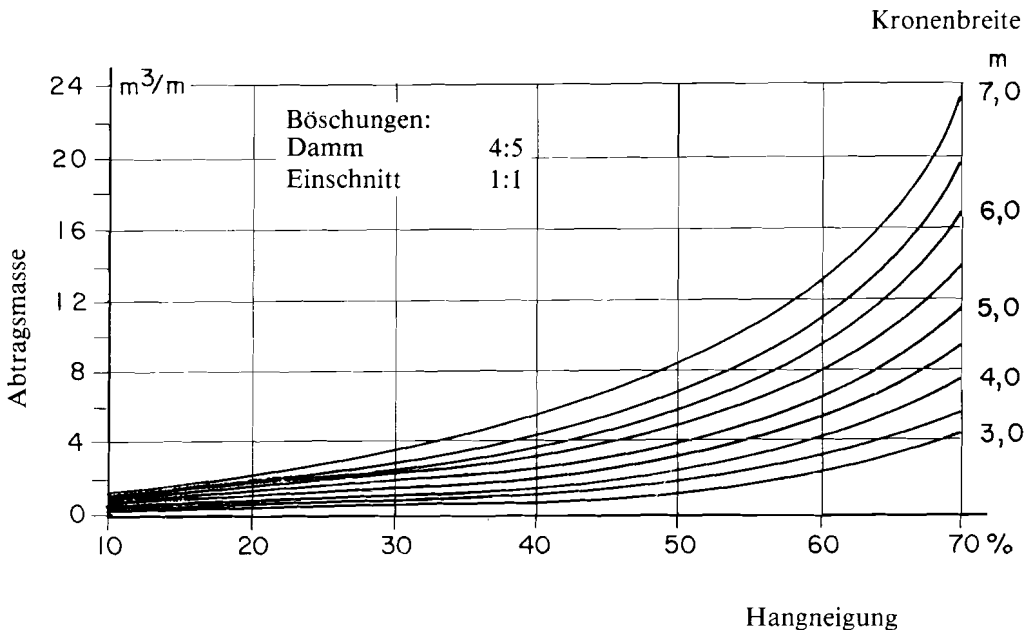


Abb. 2.133: Auswirkung verschiedener Hangneigungen auf die Bauflächenbreite bei unterschiedlichen Kronenbreiten und gegebenen Böschungsneigungen

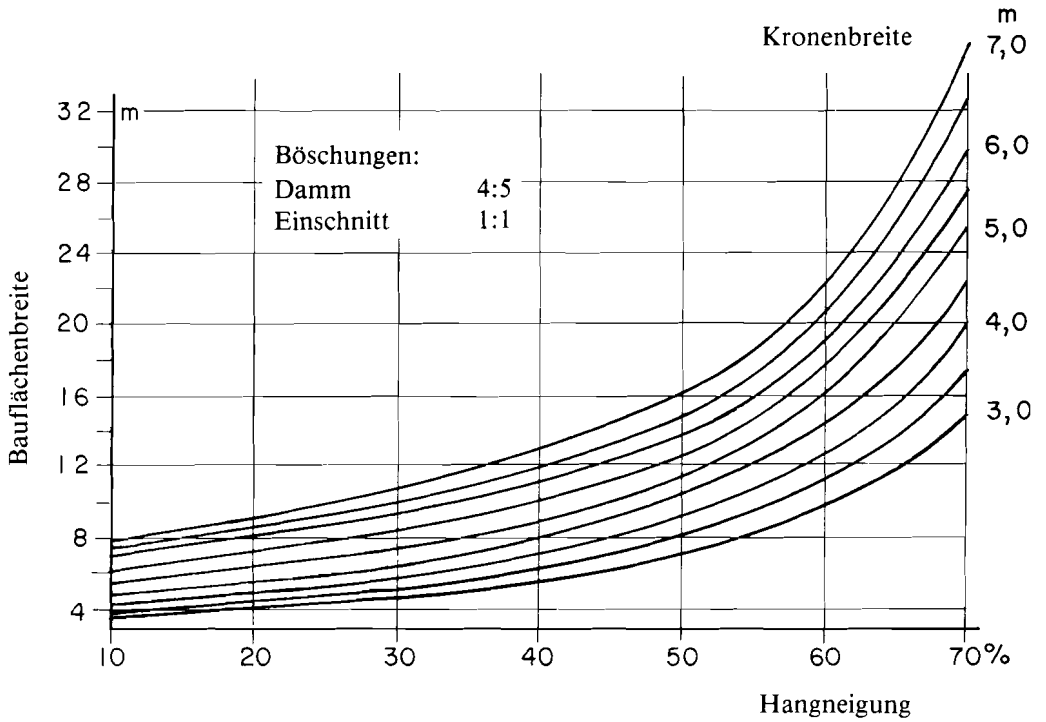
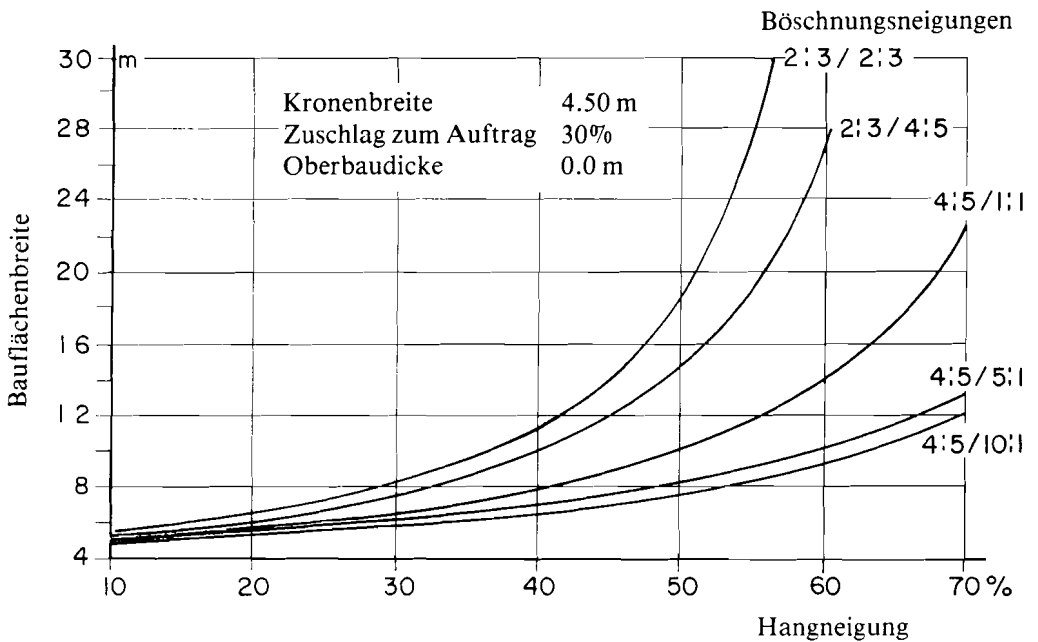


Abb. 2.134: Veränderung der Bauflächenbreite für unterschiedliche Böschungsneigungen bei verschiedenen Hangneigungen



2.724 *Vorgehen zur Suche der optimalen Gradienten in sehr steilem Gelände (> 60%)*

Im sehr steilen Gelände, in dem die zulässige talseitige Böschungsneigung sich der Hangneigung nähert oder sie sogar überschreitet, wird die Gradienten nicht mehr auf Massenausgleich optimiert. Vielmehr sind die minimale Beeinträchtigung der Landschaft und die minimale Kubatur an Kunstbauten bei möglichst kleinem Massenüberschuss die entscheidenden Kriterien.

Das Vorgehen zur Suche der optimalen Gradienten entspricht daher mindestens teilweise dem beschriebenen Einpassungsverfahren, da hier nicht gerechnet werden kann, sondern probiert wird, bis eine technisch und finanziell akzeptable Lösung gefunden ist.

Ein wichtiges Hilfsmittel zur Suche der Lage der Gradienten stellen die Notizen zur Lage der Nulllinie in einzelnen Profilen der Strassenachse im Geländeprotokoll dar.

In einem Gelände, in welchem die Strasse total im Einschnitt d. h. im gewachsenen Boden projektiert werden muss (Hangneigung > 80%) wird häufig auch zuerst die höchstmögliche Lage der Strasse in den Querprofilen ermittelt. Diese Kotendifferenzen werden im Längenprofil festgehalten und bilden die Grundlage zum Einzeichnen der Gradienten. In vielen Fällen lohnt sich ein anschliessender Vergleich mit einer Variante mit mehr Kunstbauten, also mit einer höher liegenden Gradienten. Es ist nämlich durchaus möglich, dass die benötigten Kunstbauten billiger zu stehen kommen als der Mehrabtrag (vor allem im Fels) inkl. geordneter Deponie an einem geeigneten Ort. Die folgenden Ansätze sollen dies verdeutlichen:

Abtrag inkl. Deponie	8— 15 Fr./m ³
Felsabtrag inkl. Deponie	20— 40 Fr./m ³
Erstellen von Mauern	180—250 Fr./m ³

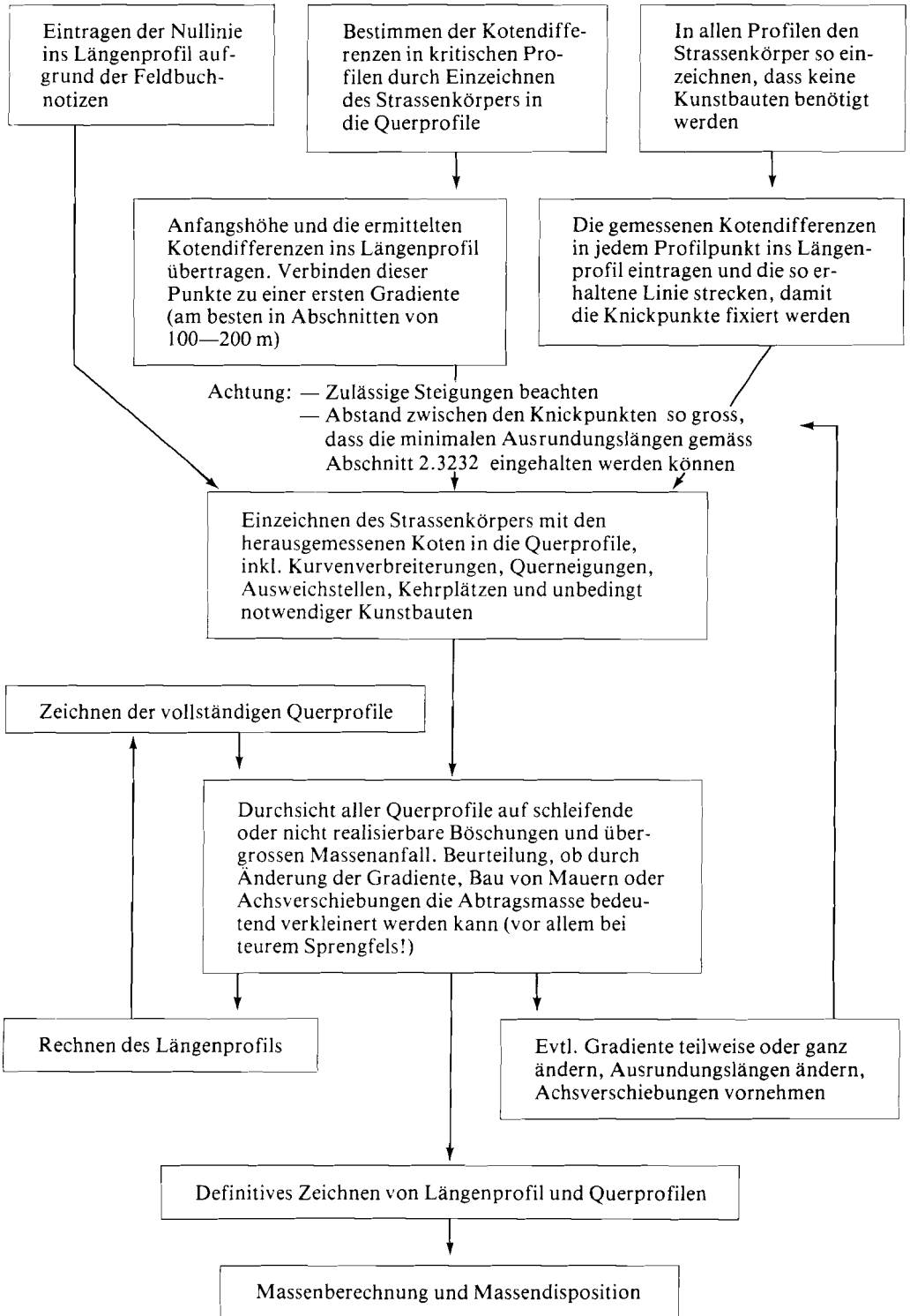
Beispiel

Durch eine Mauer mit einer Kubatur von 28.0 m³ kann der Abtrag im Fels um 200 m³ und im Lockermaterial um 300 m³ kleiner gehalten werden, wodurch eine Einsparung von rund Fr. 3500.— erzielt wird.

Allerdings soll diese Einsparung nicht auf Kosten des Landschaftsschutzes gehen, indem statt einer unauffälligen Deponie nun eine weithin sichtbare Mauer erstellt wird.

In steilem und coupiertem Gelände kann es auch bei sorgfältigem Abstecken der Achse vorkommen, dass durch ein horizontales Verschieben der Achse mehr gewonnen wird als durch die Optimierung im vertikalen Bereich. Denn bei der Gradienten wirken sich Korrekturen oft erst auf längere Strecken aus — vor allem wenn nahe der Maximalsteigung projektiert wird. Diese Achsverschiebungen bedingen einen Spezialplan, weil die neue Stationierung der Achspunkte aus dem Plan herausgemessen oder gerechnet und nicht im Gelände abgesteckt wird (vgl. Abschnitt 2.725).

Abb. 2.135: Flussdiagramm zum Vorgehen bei Hangneigungen > 60%



2.725 *Achsverschiebungen*

2.7251 **Vorgehen**

Durch eine Achsverschiebung wird die Lage der Strasse im Grundriss geändert. Die neue Achse wird meistens im Gelände nicht abgesteckt, sondern «auf dem Papier» ermittelt.

Wird aufgrund einer gestreckten Nulllinie die Achse eines Strassenprojekts im Gelände abgesteckt, so bilden (grössere) Achsverschiebungen die Ausnahme. Achsverschiebungen können hauptsächlich im steilen Gelände auf kurzen Strecken gelegentlich notwendig werden, um Kunstbauten einzusparen oder die Abtragsmasse zu vermindern.

Es werden zwei Fälle unterschieden:

- Die neue Achse wird auf einem speziellen Situationsplan (grosser Massstab: 1:200 oder 1:250) gesucht, die Verschiebung in jedem Profilpunkt herausgemessen oder berechnet und der Strassenkörper mit der Verschiebung in die Querprofile eingezeichnet.
- In den Querprofilen wird die gewünschte neue Lage der Strasse ermittelt (die Höhe bleibt ja gleich!) und die benötigten Verschiebungen in jedem Profil herausgemessen. Mit diesen Angaben wird die günstigste Achse in die Situation eingezeichnet, wobei evtl. die Achsverschiebung über weitere Profile hinausreicht. Die jetzt aus der Situation herausgemessenen Verschiebungen ergeben die definitive Lage der Strasse.

Da die Länge der neuen Achse von derjenigen der alten Achse, für welche die Gradienten gerechnet wurde, meist verschieden ist, muss die Gradienten überprüft werden. Die neuen Steigungen müssen mit den neuen Zwischenlängen bestimmt und die entsprechenden Punkthöhen berechnet werden. Übersteigt der Unterschied zwischen bisheriger und neuer Projektkote in einem Profil die bei der Herstellung des Planums zulässige Toleranz (im Lockergestein ± 5 cm, im Fels ± 10 cm; vgl. SAFS-Merkblatt Nr. 205), so muss im Bereich der Achsverschiebung mit den neuen Zwischenlängen eine neue Gradienten gerechnet werden.

Für alle Pläne und Berechnungen müssen in diesem Spezialfall die neuen Zwischenlängen verwendet werden. Da die Absteckung und somit die Terrainhöhe der Achspunkte weiter verwendet werden muss, werden in den Querprofilen die ursprünglichen Zwischenlängen zusätzlich in Klammern angegeben.

Die Achspunkte und die aufgenommenen Querprofile liegen oft ungünstig bezüglich der verschobenen Achse. Häufig kommen neue Bogenpunkte nicht mehr auf Profilpunkte zu liegen. In solchen Fällen werden trotzdem die Verschiebungen in den vorhandenen Profilen zeichnerisch ermittelt und das genaue Abstecken der Bauleitung überlassen.

2.7252 **Pläne**

- Spezialplan: Eine Achsverschiebung soll immer in einem Spezialplan, normalerweise im Massstab 1:200 dargestellt werden, und zwar mit folgenden Besonderheiten:
 - Abgesteckte und verschobene Achse werden entsprechend der Situation 1:1000 eingezeichnet (strichpunktiert und ausgezogen gemäss Abb. 2.136).
 - Nur für die abgesteckten Punkte sind Nullenkreise zu verwenden.

- Neue Achspunkte sind mit kleinen Strichen zu markieren und normalerweise nicht näher zu bezeichnen.
- Bei jedem Profil ist die Verschiebung auf Dezimeter genau anzuschreiben. Die Verschiebung der Tangentenpunkte muss ebenfalls angeschrieben werden. Grundsätzlich sollen die Masse so angegeben werden, dass die Achsverschiebung im Gelände mit Messband und Jalons abgesteckt werden kann.
- Achsverschiebungen beginnen und enden meistens in Tangenten- bzw. Bogenpunkten.

- Situation: Auf der Situation (Massstab 1:1000) ist die abgesteckte Achse strichpunktiert, die verschobene ausgezogen zu zeichnen. Die Strasse wird zur neuen Achse gehörend eingezeichnet. Die Achsverschiebung ist anzuschreiben: Achsverschiebung . . . — . . . , siehe Spezialplan.
- Querprofile: In den Querprofilen ist der abgesteckte Profilpunkt und die verschobene Achse einzuzeichnen. Anfang und Ende der Achsverschiebung müssen deutlich angeschrieben werden. Bei jedem Profil ist die Verschiebung einzutragen.
- Längenprofil: Sofern wegen der Achsverschiebung die Gradienten neu gerechnet werden muss, ist auch das Längenprofil der Berechnung entsprechend zu zeichnen. Dabei sind die neuen Zwischenlängen, jedoch die alten, jetzt verschobenen Terrainhöhen zu verwenden.

Abb. 2.136: Spezialplan Achsverschiebung

Achsverschiebung 50A — 60E

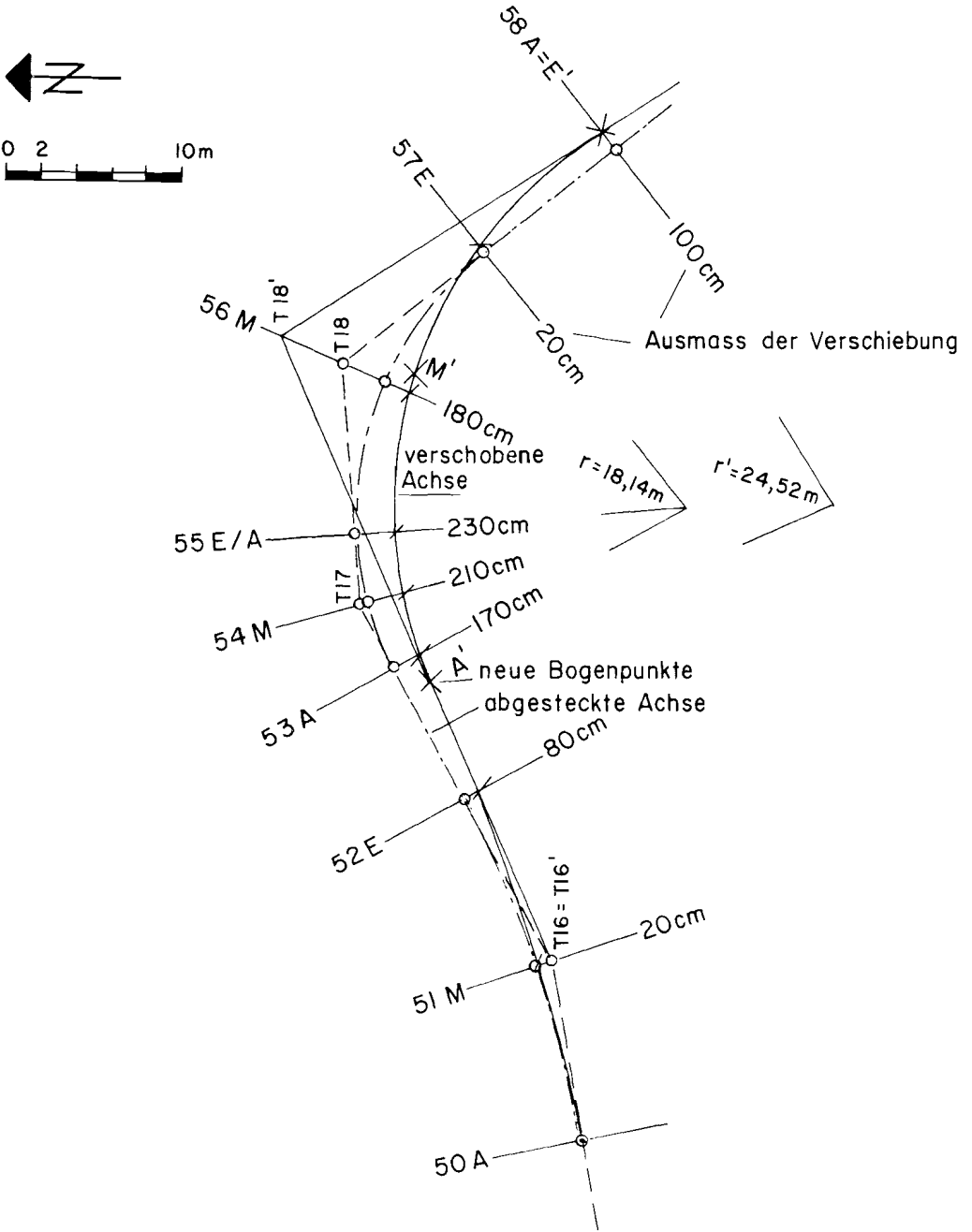


Abb. 2.137: Achsverschiebung in Situation und Querprofil

Achsverschiebung 50A — 60E
(siehe Spezialplan)

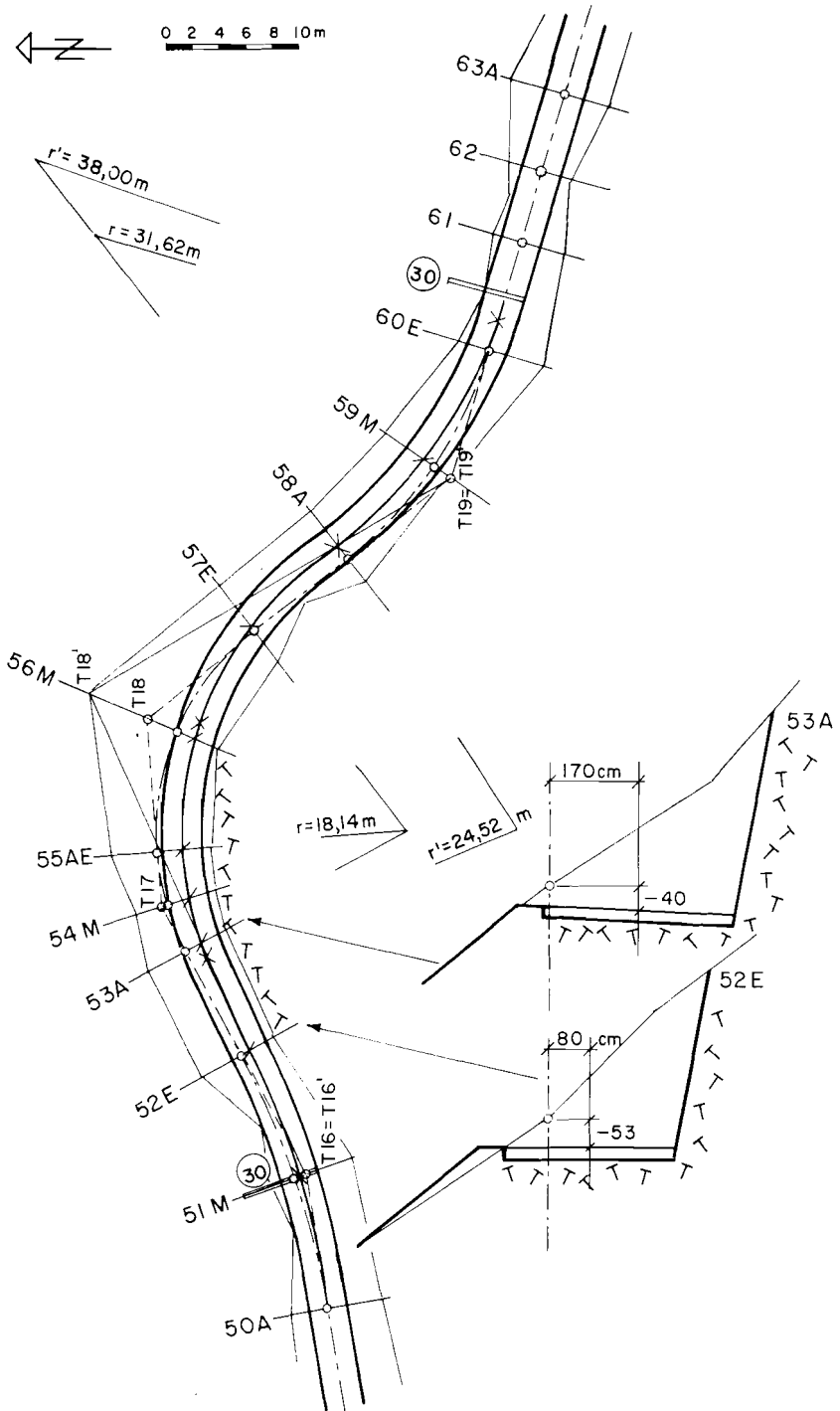
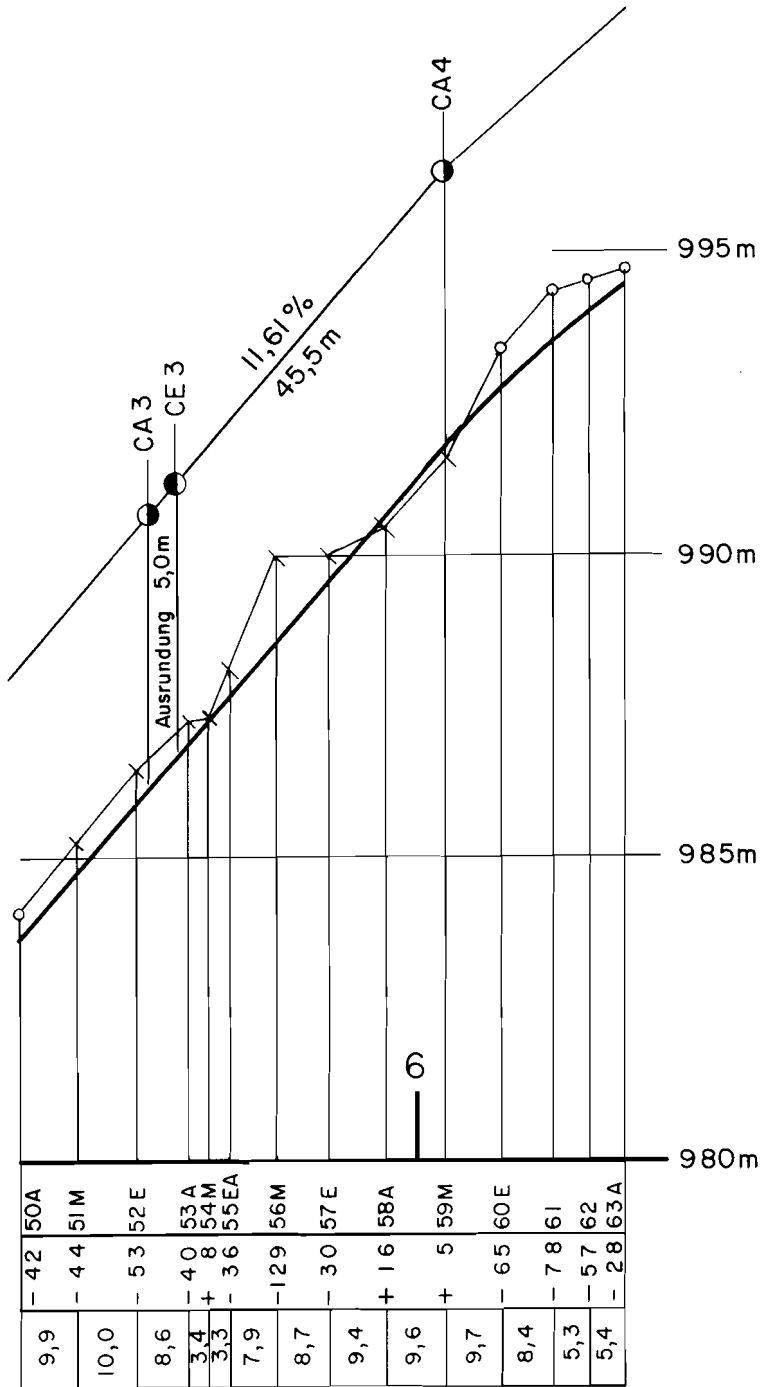


Abb. 2.138: Achsverschiebung im Längenprofil (veränderte Zwischenlängen)

Achsverschiebung 50A — 60E
(siehe Spezialplan)



2.73 **Berechnung des Längenprofils**

2.731 *Grundsätzliches*

- Die im Längenprofil eingezeichnete Gradiente stellt zunächst einen durch die gewählten Knickpunkte bestimmten gebrochenen Linienzug dar (vgl. auch Abschnitt 2.721). Bei jedem Knickpunkt muss nun eine stetige Kurve so eingelegt werden, dass die Geraden zwischen den Knickpunkten Tangenten an die Kurve bilden. Diese Kurven werden Vertikalausrundungen genannt und stellen quadratische Parabeln oder Kreise dar.
- Vom technischen Standpunkt her betrachtet ergeben Parabel und Kreis gleichwertige Lösungen.
- Die Berechnung der Gradientenhöhe ist bei der Kreisausrundung jedoch kompliziert, da sich die Neigung nicht proportional zur bekannten Horizontalabstand verhält. Für Kreisausrundungen sind deshalb umfangreiche Tabellen oder Programme nötig, um von der Horizontalabstand auf die Punkthöhen zu gelangen.
- Demgegenüber ist die Berechnung der Parabelausrundung einfach, wie im folgenden gezeigt wird.

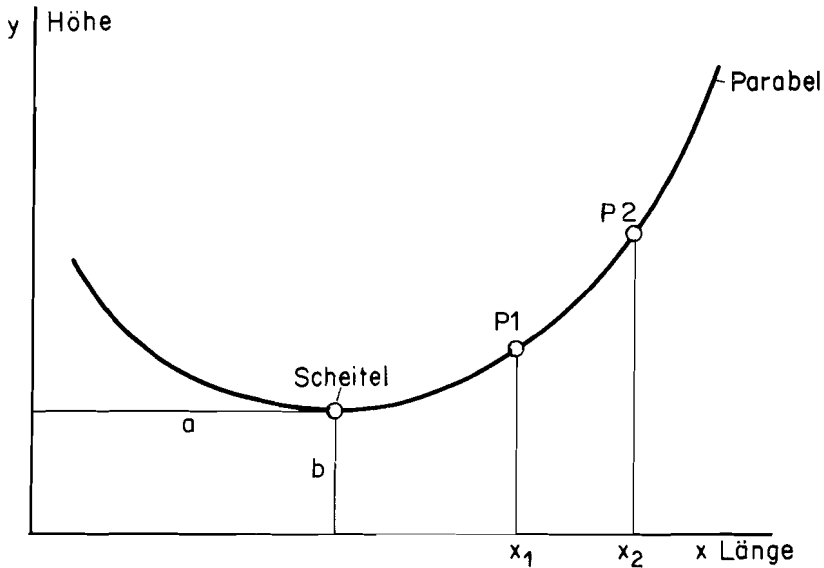
2.732 *Zweck der Längenprofilberechnung*

Das Ziel der Längenprofilberechnung besteht in der genauen Ermittlung der Gradientenhöhe, also der Höhe der gewählten Projekthöhe (Projektkote) in jedem Profilverpunkt. Daraus können die Einschnitt- bzw. Dammhöhen in jedem Profil berechnet werden (Differenz Gradientenhöhe — Terrainhöhe). Diese Kotendifferenzen werden für die Einzeichnung des Strassenkörpers in die Querprofile benötigt. Mit Hilfe der so entstandenen Querschnittsflächen kann anschliessend die Massenermittlung durchgeführt werden.

2.733 *Vorteile der Vertikalparabel für die Ausrundung*

Die Parabel hat für die Berechnung den grossen Vorteil, dass sich die Neigung proportional zur Horizontalabstand ändert (vgl. Abschnitt 2.323).

Abb. 2.139: Quadratische Parabel



Gleichung der Parabel

$$y = k \cdot (x-a)^2 + b$$

$$y = kx^2 - 2akx + a^2k + b$$

1. Ableitung

$$y' = 2kx - 2ak$$

Neigung im Punkt P 2

$$y_2' = 2kx_2 - 2ak$$

Neigung im Punkt P 1

$$y_1' = 2kx_1 - 2ak$$

Neigungsänderung

$$y_2' - y_1' = \underbrace{2k}_{\text{konst.}} \cdot \underbrace{(x_2 - x_1)}_{\text{distanz } (\Delta L)} = \Delta \nu$$

konst. Horizontal-
(δ) distanz (ΔL)

2. Ableitung

$$y'' = 2k = \delta$$

δ : spezifische Neigungsänderung oder Krümmung; ergibt sich aus der totalen Neigungsänderung und der gewählten horizontalen Ausrundungslänge für jede Kurve (%/m)

$\delta \oplus$: Kurve mit positivem Drehsinn, d.h. Öffnung oben

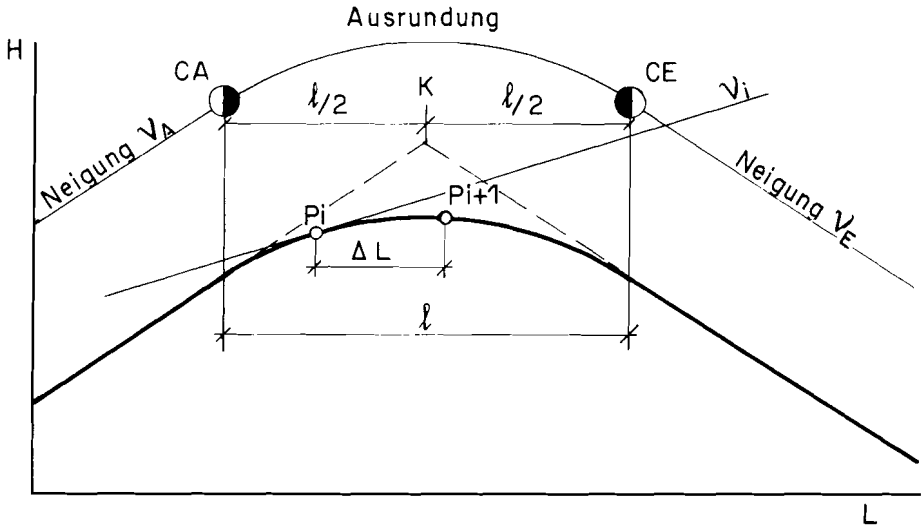
$\delta \ominus$: Kurve mit negativem Drehsinn, d.h. Öffnung unten

ΔL : Horizontalabstand zwischen 2 Parabel- bzw. Profilverpunkten

$\Delta \nu$: $\delta \cdot \Delta L$ = Neigungsänderung zwischen 2 Parabel- bzw. Profilverpunkten

Für das Festlegen des Anfangspunktes (CA) und des Endpunktes (CE) der Ausrundung wird ebenfalls die Horizontalabstand verwendet. Dabei wird je eine Hälfte der horizontalen Ausrundungslänge (ℓ) vom Knickpunkt aus nach vorne und nach rückwärts abgetragen.

Abb. 2.140: Ausrundung



- P_i, P_{i+1} : beliebige Punkte der Parabel = Profilpunkte
- ν_A : Neigung der Gerade vor der Ausrundung
- ν_E : Neigung der Gerade nach der Ausrundung
- ν_i : Neigung der Tangente im Punkt P_i = Neigung im Punkt P_i

2.734 Formeln zur Berechnung der Parabelausrundung und der Höhendifferenzen

— Die Neigungsänderung von CA bis CE beträgt: $\nu_E - \nu_A = \Delta\nu$

Die spezifische Neigungsänderung δ bleibt über die ganze Parabelausrundung konstant und ergibt:

$$\delta = \frac{\nu_E - \nu_A}{l} \quad (\text{‰/m})$$

— Die Neigungsänderung $\Delta\nu$ zwischen 2 beliebigen Parabelpunkten P_i und P_{i+1} lässt sich somit einfach berechnen:

$$\Delta\nu = \delta \cdot \Delta L$$

— Mit Hilfe dieser Formeln lässt sich, ausgehend von der Neigung ν_A im Anfangspunkt CA der Ausrundung, die Neigung ν in jedem beliebigen Punkt der Parabel berechnen:

$$\Delta\nu = \nu_{i+1} - \nu_i \rightarrow \nu_{i+1} = \nu_i + \Delta\nu$$

$$\nu_{i+1} = \nu_i + \delta \cdot \Delta L$$

Beispiel

Gegeben: Neigung ν_A im Punkt CA und ν_E im Punkt CE
Laufende Länge (L) der Punkte CA, P₁, P₂... CE

Gesucht: Krümmung δ
Neigung ν in den Punkten P₁, P₂...

Lösung:
$$\delta = \frac{\nu_E - \nu_A}{L_{CE} - L_{CA}} \quad , \quad \text{wobei} \quad L_{CE} - L_{CA} = \ell$$

$$\nu_1 = \nu_A + \delta \cdot \Delta L \quad , \quad \text{wobei} \quad \Delta L = L_1 - L_{CA}$$

$$\nu_2 = \nu_1 + \delta \cdot \Delta L \quad , \quad \text{wobei} \quad \Delta L = L_2 - L_1$$

— Die mittlere Neigung ν_m zwischen 2 beliebigen Parabelpunkten P_i und P_{i+1} beträgt:

$$\nu_m = \frac{\nu_i + \nu_{i+1}}{2} \quad \text{oder} \quad \boxed{2\nu_m = \nu_i + \nu_{i+1}}$$

— Mit Hilfe der mittleren Neigung ν_m und der Horizontalabstanz ΔL zwischen 2 beliebigen Punkten P_i und P_{i+1} lässt sich die Höhendifferenz ΔS zwischen diesen beiden Punkten berechnen:

$$\boxed{\Delta S = \frac{\nu_m}{100} \cdot \Delta L = \frac{2\nu_m}{100} \cdot \frac{\Delta L}{2} = \frac{\nu_i + \nu_{i+1}}{100} \cdot \frac{\Delta L}{2}}$$

Die Höhendifferenzen für gerade Teilstücke der Gradienten, d.h. diejenigen mit konstanter Neigung, werden mit derselben Formel berechnet. Die mittlere Neigung ist in diesem Fall gleich der Neigung der Gradienten, also:

$$\boxed{\Delta S = \frac{\nu \cdot \Delta L}{100}}$$

Die Höhendifferenz zwischen Anfangs- und Endpunkt einer Ausrundung beträgt:

$$\boxed{\Delta S_{(CA CE)} = \frac{\nu_A + \nu_E}{2} \cdot \frac{\ell}{100} \quad \text{oder} \quad \frac{\nu_A + \nu_E}{100} \cdot \frac{\ell}{2}}$$

In diesen Formeln sind die Zwischendistanzen in m und die Neigungen in ‰ einzusetzen.

Diese einfachen Formeln bilden die Grundlage zur gesamten Berechnung des Längenprofils.

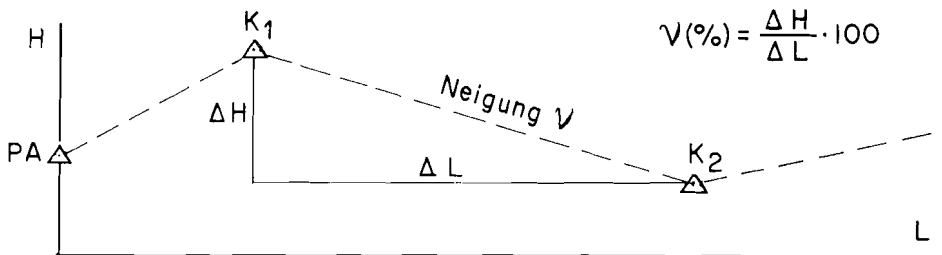
2.735 Vorgehen bei der Berechnung

Die Berechnung des Längenprofils erfolgt in 3 Stufen. Zweckmässigerweise wird das im Abschnitt 2.736 verwendete Formular benutzt, ausser wenn Rechner die Resultate direkt auf Papierstreifen ausdrucken.

1. Stufe

Die laufenden Längen und Höhen der Knickpunkte sowie des Anfangs- und Endpunktes des Projektes werden aus dem Längenprofil herausgemessen. Aufgrund dieser Werte werden die Neigungen zwischen diesen Punkten berechnet (auf mindestens 2 Kommastellen rechnen).

Abb. 2.141: Bestimmen der Neigungen



Achtung: — Das Tabellenband des Formulars stimmt für diese Stufe nicht
— Die Vorzeichen sind wichtig!

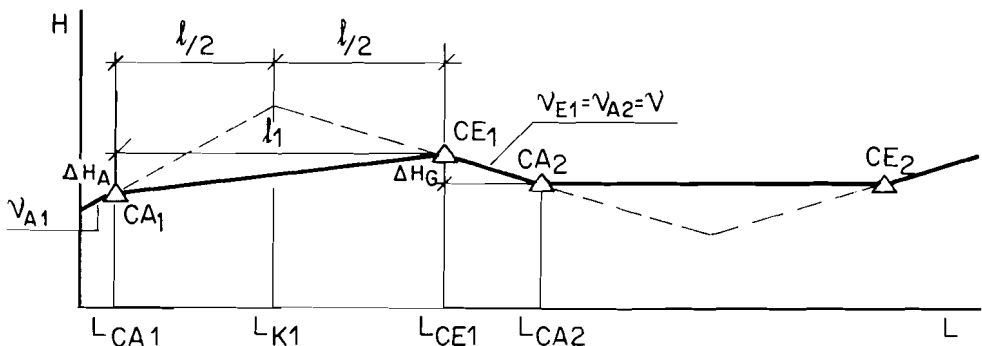
2. Stufe

Festlegen der Anfangs- und Endpunkte der Ausrundungen (je $l/2$). Die Wahl der Ausrundungslänge wurde in Abschnitt 2.323 behandelt. In der Regel wird für 1% Neigungsänderung eine Ausrundungslänge von 5—10 m gewählt, d.h. die Krümmung beträgt normalerweise 0.1—0.2 ‰/m.

Die Ausrundungslänge wird möglichst so festgelegt, dass entweder CA oder CE auf einen Achspunkt zu liegen kommt (einfacheres Zeichnen und Rechnen).

Nun wird die Höhendifferenz zwischen den Punkten PA, CA, CE und PE mit den in der 1. Stufe ermittelten Neigungen berechnet.

Abb. 2.142: Berechnung der Höhendifferenzen der Stufe 2



In Ausrundungen:

$$\nu_m = \frac{\nu_A + \nu_E}{2}$$

$$L_{CA} = L_K - \frac{\ell}{2}$$

$$L_{CE} = L_K + \frac{\ell}{2}$$

$$\Delta H_A = \frac{\nu_m \cdot \ell}{100}$$

Zwischen den Ausrundungen:

$$\Delta H_G = \frac{\nu \cdot \Delta L}{100}$$

3. Stufe

Berechnung der Gradientenhöhe S jedes Achspunktes, sowie der Anfangs- und Endpunkte der Ausrundungen. Mit Hilfe der in Abschnitt 2.734 aufgeführten Formeln wird S ermittelt:

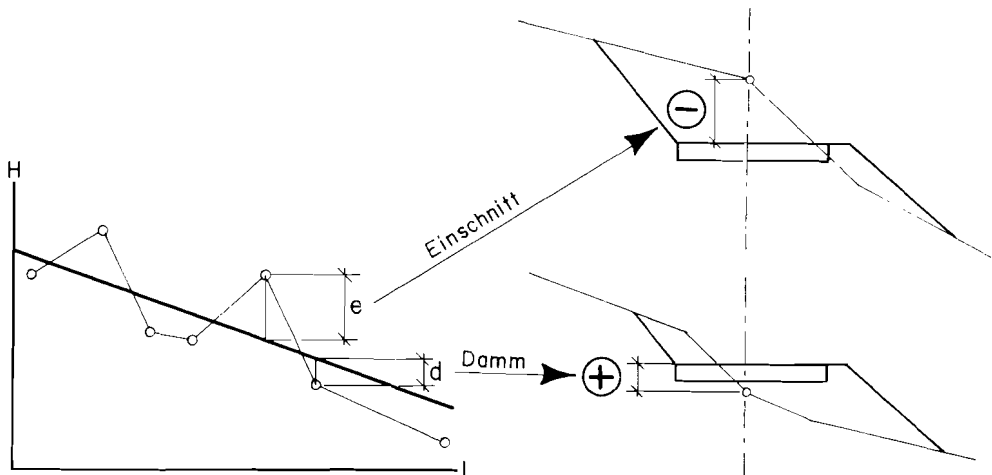
— in Geraden $\Delta S = \frac{\nu \cdot \Delta L}{100}$

— in Ausrundungen $\Delta S = \frac{\nu_i + \nu_{i+1}}{100} \cdot \frac{\Delta L}{2}$

Danach wird mit der Differenz zwischen Gradienten- und Terrainhöhe (= Kotendifferenz) die Höhe des Damms ($d = S - T$) bzw. des Einschnitts ($e = T - S$) ermittelt. Bei Verwendung von programmierten Rechnern, werden Dämme als positive und Einschnitte als negative Werte angegeben.

Mit diesen Kotendifferenzen kann nun der Strassenkörper definitiv in den Querprofilen festgehalten werden.

Abb. 2.143: Kotendifferenzen im Längen- und Querprofil



Kontrollen:

— Die Summenproben der Längen- und Höhenunterschiede sind in allen 3 Stufen durchzuführen.

- Die Höhen der CA- und CE-Punkte der 2. und 3. Stufe werden miteinander verglichen. Bei Rundungsfehlern gelten die Werte der Stufe 2.
- In der 3. Stufe sollen die Summenproben auf jeder Seite gemacht werden, wenn nicht mit Rechenprogrammen gearbeitet wird (Fehlersuche!).

2.736 Beispiel

1. Stufe (vgl. Tab. 2.144)

Die laufenden Längen und Höhen für PA, K₁ und K₂ ergeben folgende Werte:

	L (m)	Δ L (m)	H (m)	Δ H (m)	Neigung der Gradiente ν (%)
PA	0.0	25.0	600.00	0.77	$\frac{0.77}{25.0} \cdot 100 = 3.08$
K ₁	25.0		600.77		
		55.0		-1.64	$-\frac{1.64}{55.0} \cdot 100 = -2.98$
K ₂	80.0		599.13		
K ₃	127.4	47.4	600.13	1.00	$\frac{1.00}{47.4} \cdot 100 = 2.11$

2. Stufe (vgl. Tab. 2.144)

Ausrundungslänge für K₂:

$$\text{Neigungsänderung} = \nu_E - \nu_A = 2.11 - (-2.98) = 5.09\%$$

Nach der Regel ist also eine Ausrundungslänge von 25.45—50.90 m notwendig.

Gewählt wurde: $\ell = 44.0$ m, damit CA₂ mit Profil 5E zusammenfällt.

Die Höhendifferenz zwischen CA₂ und CE₂ beträgt also:

$$\Delta H = \frac{\nu_A + \nu_E}{100} \cdot \frac{\ell}{2} = \frac{-2.98 + 2.11}{100} \cdot \frac{44.0}{2} = -0.19 \text{ m}$$

3. Stufe (vgl. Tab. 2.145)

- Berechnung der Höhenunterschiede zwischen 2 aufeinanderfolgenden Profilen bei gleichbleibender Neigung (z. B. von Profil 13M nach Profil 14E):

$$\Delta S = \frac{\nu \cdot \Delta L}{100} = \frac{5.87 \cdot 11.8}{100} = 0.69 \text{ m}$$

— Bei Ausrundungen wird zuerst die Krümmung berechnet; hier für K_2 :

$$\delta = \frac{\nu_E - \nu_A}{\ell} = \frac{2.11 - (-2.98)}{44.0} = 0.1157 \text{ \%/m} \quad (\text{mindestens auf 4 Stellen nach dem Komma!})$$

Damit kann die Neigungsänderung zwischen den Profilen innerhalb der Ausrundung (z. B. von Profil 6A nach Profil 7P1/4) berechnet werden:

$$\Delta\nu = \delta \cdot \Delta L = 0.1157 \cdot 8.8 = 1.02 \text{ \%}$$

Somit kann die Neigung in jedem Profilverpunkt bestimmt werden, z. B.

$$\text{Neigung im Profil 7P1/4} = \nu_6 + \Delta\nu_{6-7} = -1.62 + 1.02 = -0.60 \text{ \%}$$

Auch der Höhenunterschied kann ermittelt werden:

$$\Delta S = \frac{2\nu_m}{100} \cdot \frac{\Delta L}{2} = \frac{-1.62 + (-0.60)}{100} \cdot \frac{8.8}{2} = -0.10 \text{ m}$$

Damit kann die Projekthöhe in jedem Profil bestimmt werden und daraus auch die Einschnitts- bzw. Dammhöhe in jedem Profilverpunkt.

$$\text{z. B. Profil 5: } e = T-S = 600.06-599.78 = 28 \text{ cm}$$

$$\text{Profil 6: } d = S-T = 599.51-599.22 = 29 \text{ cm}$$

Kontrollen:

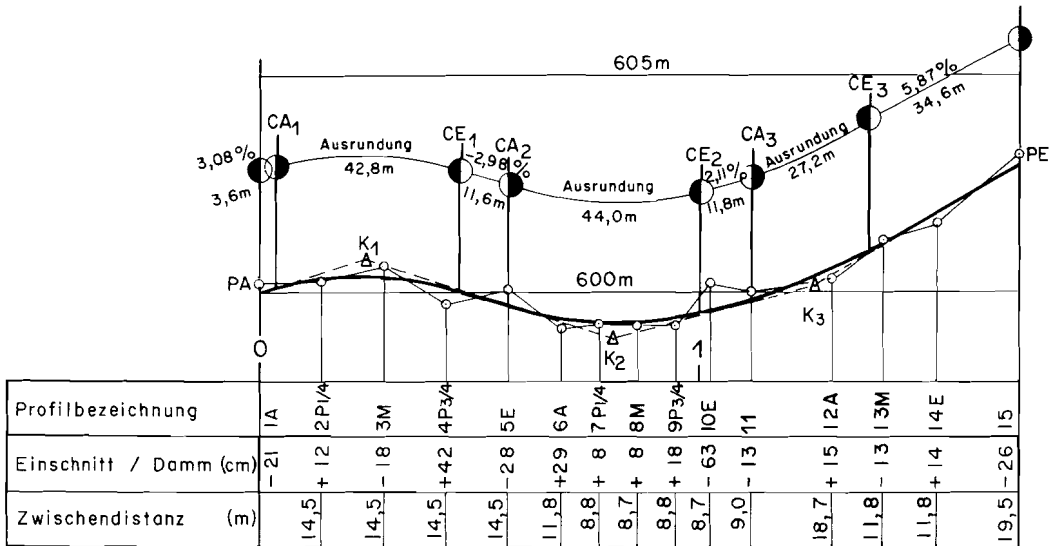
$$\text{— Summenproben aller Stufen : } L = 175.6 \text{ m; } H = 2.96 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{— Kontrolle 2./3. Stufe} & : \text{ CE- und CA-Punkte stimmen überein} \\ \text{z. B. Profil 11 = CA}_3 & : 599.84 \text{ m} \end{aligned}$$

Tab. 2.144: Berechnung des Längenprofils (Stufen 1 + 2)

Punkt	Länge		Krümmung $\delta = \frac{\nu_E - \nu_A}{l}$	Neigung			Höhe			Kotendifferenz			
	L	$\Delta L = L_{i+1} - L_i$		$\Delta \nu = \delta \cdot \Delta L$	$\nu_{i+1} = \nu_i + \Delta \nu$	$2 \nu_m = \nu_i + \nu_{i+1}$	$\frac{\Delta S}{2} = \frac{\Delta L \cdot 2 \nu_m}{100}$	Projektkote $S_{i+1} = S_i + \Delta S$	Terrainkote T	Ein-schnitt e = T - S	Damm d = S - T		
	m	m	‰/m	‰	‰	m	m	m	cm	cm			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
Stufe 1													
Für Stufe 1 gilt das Schriftband nicht!						Neigung $\nu = \frac{\Delta H}{\Delta L} \cdot 100$		Höhe H des Knickpunkts					
PA	0	0	25	0		+ 3	08	+ 0	77	600	00	} aus dem Längenprofil entnommen	
K ₁	25	0*	55	0		- 2	98	- 1	64	600	77		
K ₂	80	0*	47	4		+ 2	11	+ 1	00	599	13		
K ₃	127	4*	48	2		+ 5	87	+ 2	83	600	13		
PE	175	6								602	96		
	175	6						+ 2	96				
			175	6						+ 2	96		
Stufe 2													
PA = 1	0	0				+ 3	08			600	00		
CA ₁		3	6			+ 3	08	+ 6	16	+ 0	11	600	11
CE ₁		46	4			- 2	98	+ 0	10	+ 0	02	600	13
CA ₂ = 5	58	0				- 2	98	- 5	96	- 0	35	599	78
CE ₂		102	0			+ 2	11	- 0	87	- 0	19	599	59
CA ₃ = 11	113	8				+ 2	11	+ 4	22	+ 0	25	599	84
CE ₃		141	0			+ 5	87	+ 7	98	+ 1	09	600	93
PE = 15	175	6				+ 5	87	+ 11	74	+ 2	03	602	96
	175	6								+ 2	96		
			175	6						+ 2	96		
Summenproben										(S) =	(T) =		
						pro Ausrundung: $(\Delta \nu) = \nu_E - \nu_A$							
			$L_n - L_0 = (\Delta L)$							$\Delta S \cdot S_0 = S_n$	$(S) + (e) = (T) + (d)$	(e)	(d)

Abb. 2.146 Längenprofil (10fach überhöht)



P. S.

In diesem Längenprofil fehlen allfällige Durchlässe und Kunstbauten.

2.74 Massenberechnung — Massenprofil — Massendisposition

2.741 Einleitung

Um eine dem Fahrzeug angepasste Geometrie der Strasse zu erhalten, muss die Nulllinie bekanntlich gestreckt werden (vgl. Abschnitt 2.522). Vor allem auf Rippen und in Mulden weicht deshalb die Strassenachse mehr oder weniger stark von der Nulllinie ab. Dies hat zur Folge, dass sich in diesen Profilen die Einschnitts- und Auftragsflächen nicht mehr die Waage halten. Somit kann das Abtragsmaterial nicht nur an Ort und Stelle verwendet werden; es muss entweder in der Längsrichtung transportiert oder seitlich des Trasses deponiert werden.

Das Abtragsmaterial kann grundsätzlich in folgende Klassen aufgeteilt werden:

- | | |
|----------------|---------------------------------------------------------------------|
| — geeignet | } als Auftragsmaterial (Schüttmaterial)
für Dämme und Böschungen |
| — verbesserbar | |
| — ungeeignet | |

geeignet : Mineralische Böden aller Art, die sich aufgrund ihrer Eigenschaften (Bodenkennziffern, Kornzusammensetzung usw.) einbauen lassen.

verbesserbar : Stark vernässes Material, das wegen seines hohen natürlichen Wassergehaltes nicht eingebaut werden kann. Es muss zuerst ausgetrocknet bzw. stabilisiert werden.

ungeeignet : Stark organische Böden, Humus, Torf usw. Die Abtragskubatur solcher Böden ist separat zu ermitteln (gehört nicht in die eigentliche Massenberechnung).

Das brauchbare (geeignete oder verbesserbare) Abtragsmaterial findet Verwendung:

— *als Auftragsmaterial an Ort und Stelle*

Der Abtrag wird im gleichen Profil für Schüttungen verwendet. Würde die Strassenachse auf der ganzen Länge mit der abgesteckten Nulllinie zusammenfallen, gäbe es bei einem «symmetrischen» Normalprofil nur Quertransport, da das anfallende Abtragsmaterial im Profil verwendet werden könnte.

— *als Auftragsmaterial mit Transport*

Im Profil selbst nicht verwendbares Abtragsmaterial oder dort zusätzlich benötigtes Auftragsmaterial muss in Längsrichtung weg- oder antransportiert werden.

— *als Material für den Oberbau*

vor allem für die Tragschicht, z.B. aus grobkörnigen Moränen, Schutthalden usw. (evtl. durch Brechen).

— *als Deponiematerial*

Abtragsmaterial, welches zum Bau von Dämmen und geschütteten Böschungen nicht benötigt wird. Aus irgendwelchen Gründen wird, vor allem bei steilem Gelände, mehr Material abgetragen als für den Auftrag notwendig ist.

Die Deponie kann erfolgen:

- *laufend*, d. h. an Ort und Stelle (Quertransport im Profil)
- *mit Transport*, d. h. das überschüssige Material darf nicht überall deponiert werden und ist an dafür geeignete Stellen zu transportieren (Schäden am Waldbestand, Landschaftsschutz usw.). Details müssen aus der Dispositionslinie im Massenprofil, eventuell aus dem technischen Bericht hervorgehen.

Grundsätzlich ist anzustreben, dass nur soviel geeignetes oder verbesserbares Material abgetragen wird, wie als Auftragsmaterial gebraucht wird (Massenausgleich, vgl. Abschnitt 2.722).

Der Zweck der Massenberechnung, des Massenprofils und der Massendisposition liegt in der Ermittlung:

- des Ausmasses der abzutragenden Massen
- der an Ort und Stelle zu verwendenden Massen
- der zu transportierenden Massen (Ausmass, Richtung, Distanz usw.)

Diese Angaben liefern die Grundlagen für die Kostenermittlung und die Abrechnung, für die Vergabe des Projekts (Vertrag mit Unternehmungen) und für Entscheidungen der Bauleitung und Bauführung.

2.742 *Massenberechnung*

2.7421 **Flächenermittlung**

Mit den in der Längenprofilberechnung ermittelten Kotendifferenzen zwischen Terrainlinie und Gradiente wird das vorgesehene Normalprofil in die einzelnen Querprofile eingezeichnet. In jedem Querprofil wird damit sowohl Abtrag wie auch Auftrag als Fläche ersichtlich. Diese Flächen sind für die Massenberechnung zu ermitteln. Dafür können folgende Methoden verwendet werden (vgl. Abschnitt 9.624):

- Strichplanimeter
- Punktraster
- Polarplanimeter
- Koordinatenrechnung (mit programmierbarem Rechner)

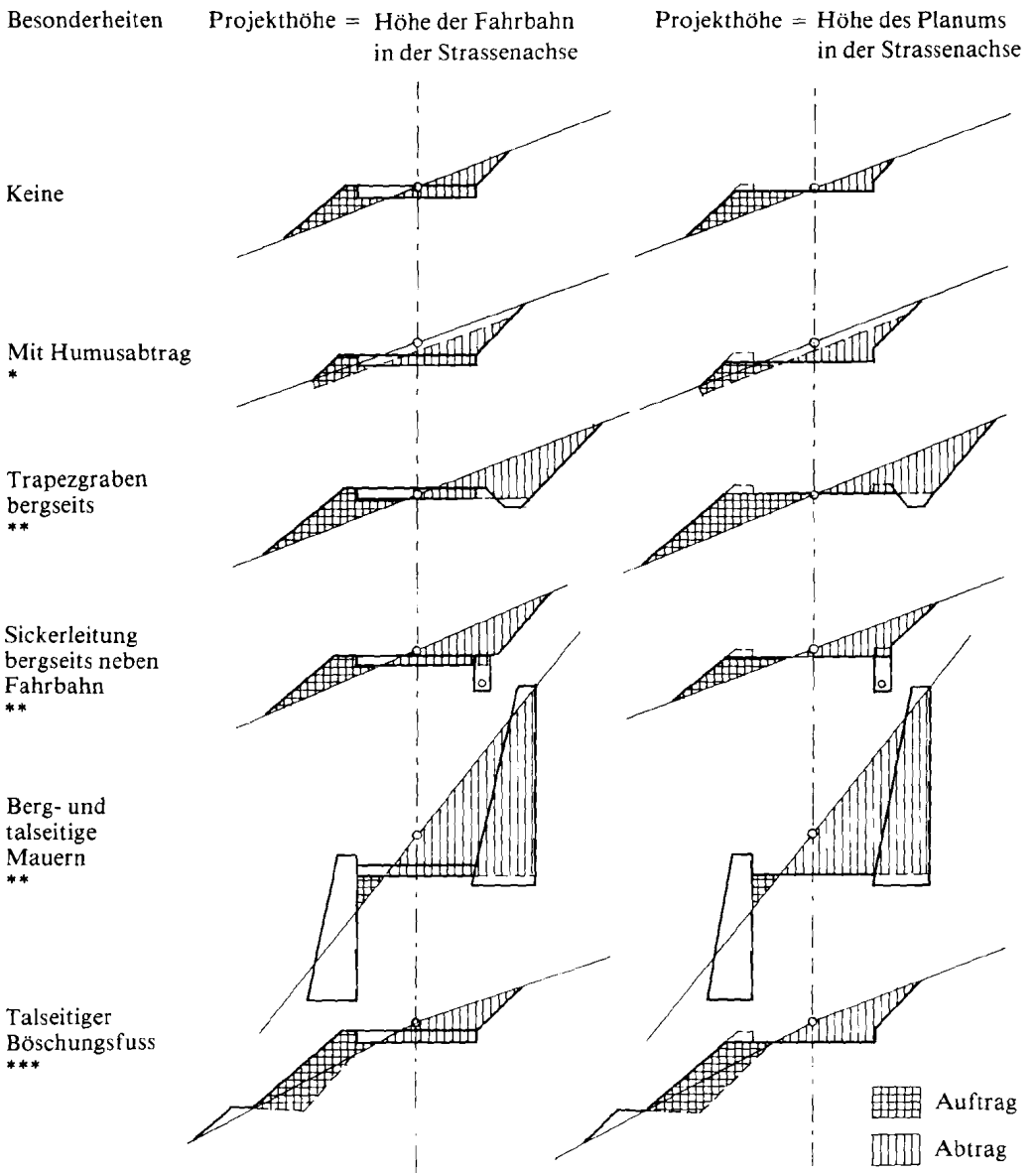
Die Querprofile werden normalerweise auf Millimeterpapier gezeichnet, so dass die Flächenermittlung durch das Strichplanimeterverfahren mittels Stechzirkel wohl am zweckmässigsten ist.

2.7422 **Definitionen**

- Abtrag* Sämtliches Material, das zum Bau von Strassenkörper, Ausweichstellen, Lager- und Kehrplätzen abgetragen werden muss.
Ausnahme: Für Schüttungen ungeeignetes Material (Humus, Torf usw.).
Der Abtrag muss in den Querprofilen als Fläche in Erscheinung treten.
- Auftrag* Sämtliches Material, das zum Bau von Strassenkörper, Ausweichstellen, Lager- und Kehrplätzen aufgeschüttet werden muss, mit Ausnahme der einzubringenden Oberbaumaterialien.
Der Auftrag muss in den Querprofilen als Fläche in Erscheinung treten.
- Quertransport* Verschiebung von Abtragsmaterial im Profil, d.h. quer zur Strassenachse
- Längstransport* Verschiebung von Abtragsmaterial auf dem Strassentrasse

Entsprechend diesen Definitionen sind für die Massenberechnung folgende Abtrags- und Auftragsflächen massgebend:

Abb. 2.147: Massgebende Flächen für die Massenberechnung



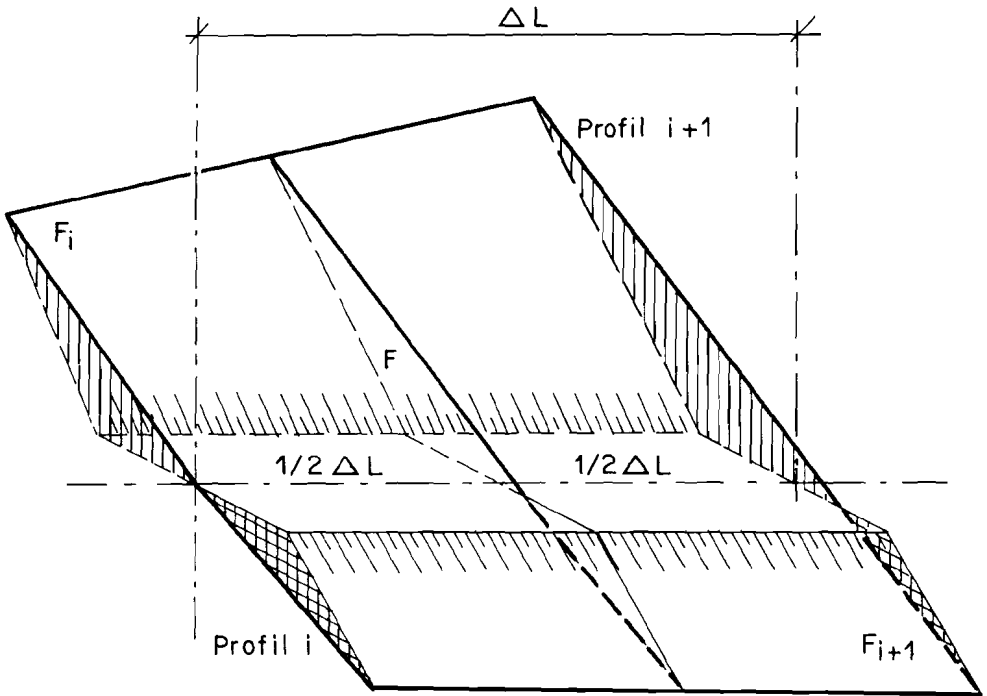
* Der Abtrag von Humus- und Torfschichten gehört nicht zur eigentlichen Massenberechnung (separate Ermittlung, da spezielle Position im Kostenvoranschlag).

** Der Aushub von Gräben, Sickerleitungen, Fundamenten und Böschungsfüssen gehört nicht zur eigentlichen Massenberechnung, sofern er nicht zusammen mit dem übrigen Abtrag und mit dem gleichen Gerät erfolgt (separate Ermittlung, da spezielle Positionen im Kostenvoranschlag).

*** Das Erstellen von Böschungsfüssen wird normalerweise pro Laufmeter vergeben (Extrapolation). Der zusätzliche Auftrag muss aber in der Massenberechnung berücksichtigt werden.

2.7423 Formeln zur Berechnung der Kubaturen

Abb. 2.148: Geländemodell



Zur Berechnung der Kubaturen von Abtrag und Auftrag nehmen wir folgende Vereinfachungen an:

- in Geraden entsprechen die abzutragenden oder aufzuschüttenden Erdkörper näherungsweise einem Prisma (Querprofilflächen parallel, Abstand = ΔL)

$$\text{Volumen des Prismatoides: } V = \frac{\Delta L}{6} (F_i + F_{i+1} + 4F)$$

(F = Fläche des Mittelschnittes im Abstand $\frac{\Delta L}{2}$ parallel zu F_i, F_{i+1})

- in Kurven entsprechen die abzutragenden oder aufzuschüttenden Erdkörper näherungsweise einem Rotationskörper. Das Volumen eines Rotationskörpers berechnet man nach der Guldin'schen Regel als Produkt von erzeugender Fläche mal Weg des Flächenschwerpunktes.

Zur weiteren Vereinfachung der Rechnung nehmen wir an:

— Prisma: Mittelschnitt $F \approx \frac{F_i + F_{i+1}}{2}$

— Rotationskörper: erzeugende Fläche $F \approx \frac{F_i + F_{i+1}}{2}$

Weg des Schwerpunktes $\simeq \Delta L$

(Zwischendistanz zwischen zwei Achspunkten; gilt jedoch nicht für Kurven mit kleinen Radien!)

Aufgrund dieser Annahmen erhalten wir die folgende einfache Formel zur Berechnung der Abtrags- und Auftragskubaturen:

$$V = (F_i + F_{i+1}) \cdot \frac{1}{2} \Delta L$$

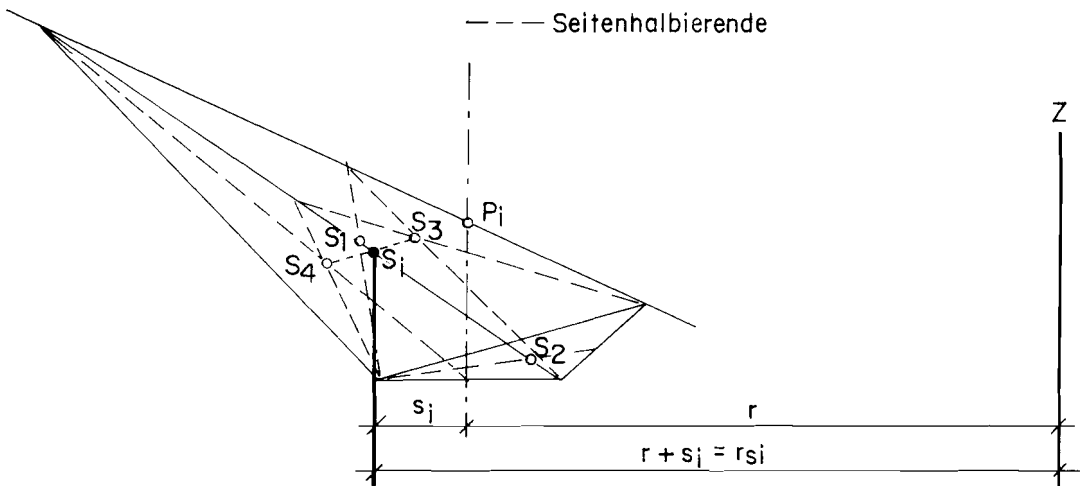
Diese Formel gilt in Geraden und in Kurven mit grossen und mittleren Radien.

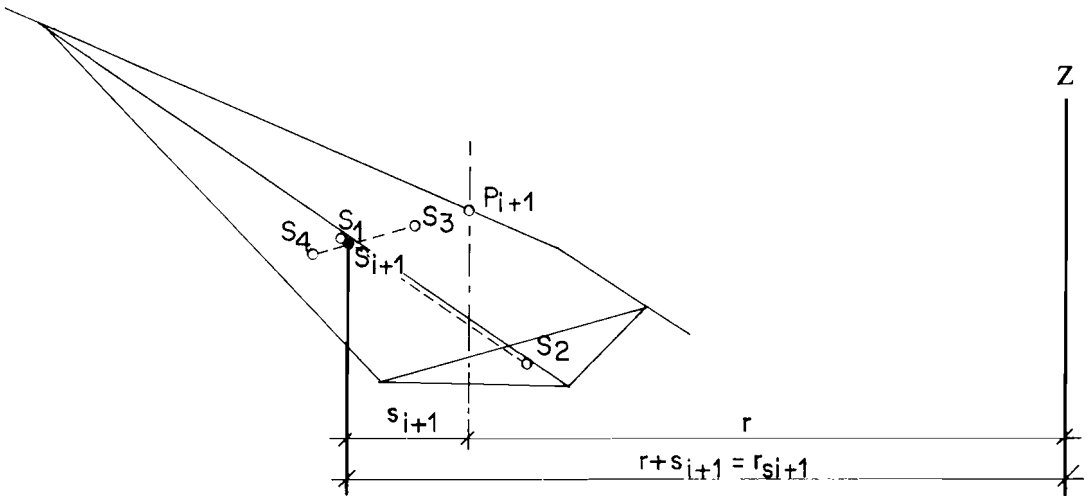
Auf Geraden ist die Zwischendistanz zwischen zwei Profilen (Profilabstand) gleich der Höhe des zu berechnenden Prismatoides. Solange die Strasse leicht gekrümmt verläuft (Kurven mit mittleren bis grossen Radien), wird der Einfachheit halber mit genügender Genauigkeit der Schwerpunktweg der Projektion der Profildistanz gleichgesetzt, obwohl streng genommen der Schwerpunktweg der Auftrags- und Abtragsfläche von Profil zu Profil in Rechnung zu setzen wäre.

In Kurven mit kleinen Radien, besonders in Wendeplatten, kann es häufig vorkommen, dass der Schwerpunktweg gegenüber dem «Achsweg» verlängert oder verkürzt wird. In Wendeplatten entstehen häufig nur Einschnitts- bzw. Auftragsprofile, so dass die Strecke zwischen Kurvenzentrum und Schwerpunkt stark vom Radius der Kurve bezüglich Strassenachse abweicht. Daraus resultieren Unterschiede zwischen dem Achsweg und dem Schwerpunktweg zwischen zwei benachbarten Profilen. Um den Unterschied der beiden Zwischendistanzen mit genügender Genauigkeit erfassen zu können, geht man folgendermassen vor:

In zwei benachbarten Profilen (P_i und P_{i+1}) wird der Schwerpunkt graphisch ermittelt und die Entfernung vom Kurvenzentrum bestimmt.

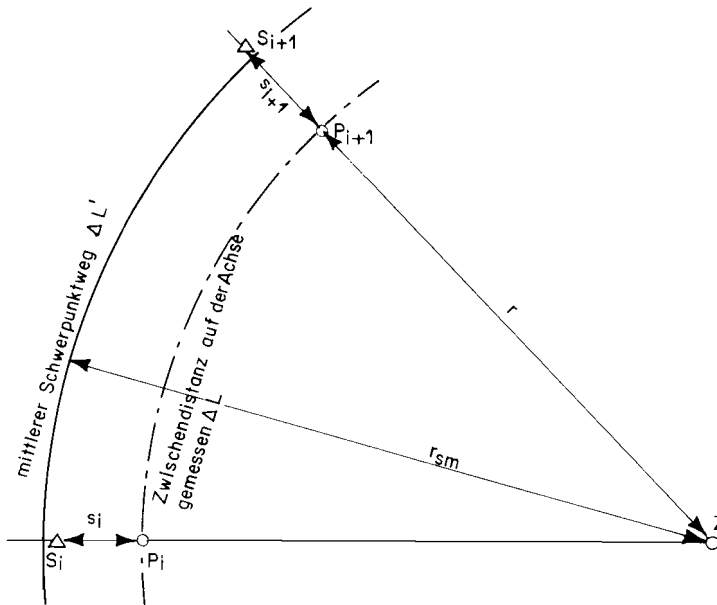
Abb. 2.149: Schwerpunktermittlung durch deren Bestimmung in 2×2 Dreiecken





Die Entfernungen (r_{s_j} bzw. $r_{s_{j+1}}$) der Schwerpunkte (S_j bzw. S_{j+1}) vom Zentrum werden gemittelt ($= r_{sm}$) und mit diesem Radius der mittlere Schwerpunktweg ($\Delta L'$) gerechnet.

Abb. 2.150: Ermittlung des Schwerpunktweges



- r : Kurvenradius
- $r + s_j$: r_{s_j} → Strecke Z - Schwerpunkt S_j im Profil P_j
- $r + s_{j+1}$: $r_{s_{j+1}}$ → Strecke Z - Schwerpunkt S_{j+1} im Profil P_{j+1}
- r_{sm} : $\frac{r_{s_j} + r_{s_{j+1}}}{2}$ → mittlerer Schwerpunktabstand von Z

ΔL : Achsweg = Zwischendistanz zwischen zwei Profilen, auf der Achse gemessen, hier Bogenviertel, Bogensechstel usw.

$\Delta L'$: mittlerer Schwerpunkt $\rightarrow \Delta L' : \Delta L = r_m : r$

$$\Delta L' = \Delta L \frac{r_m}{r}$$

Beachte

Der Schwerpunktweg wird für die Massenberechnung normalerweise nur verwendet, wenn er mehr als 10% vom Achsweg abweicht!

Die Formel zur Berechnung der Massenkubatur in Kurven mit kleinen Radien lautet somit:

$$V = (F_i + F_{i+1}) \cdot \frac{1}{2} \Delta L'$$

In jedem dieser Querprofile ist also der Radius r_s des Schwerpunktes der Abtragsfläche und der Auftragsfläche getrennt zu ermitteln. In einem Profil ohne Abtrag wird zur Berechnung des Schwerpunktweges für den Radius der Abtragsfläche der Kurvenradius r eingesetzt, analog in einem Profil ohne Auftrag.

2.7424 Vorgehen bei der Erdmassenberechnung

Mit Vorteil wird für die Massenberechnung ein Formular (vgl. Tab. 2.151) verwendet, weil in dieser Form die sich immer wiederholenden Rechenoperationen am übersichtlichsten dargestellt werden können.

Zuschlag zum Auftrag

Bei der Berechnung der Abtrags- und Auftragskubaturen ist zu berücksichtigen, dass beim Bau immer ein gewisser Materialverlust eintritt, durch:

- seitliches Wegrollen (in Abhängigkeit von der Hangneigung)
- Stockrodung
- zusätzliche Verdichtung
- Sprengungen usw.

In der Massenberechnung wird diesem Verlust durch einen Zuschlag zum Auftrag Rechnung getragen (denkbar wäre auch ein Abzug vom Abtrag; dies ist jedoch im Hinblick auf Offerten und Abrechnungen unzweckmässig und höchstens in steilem Gelände, wo kein Auftrag erfolgt, üblich). Der Zuschlag zum Auftrag wird aufgrund praktischer Erfahrungen je nach Hangneigung und Bodenverhältnissen festgelegt: üblich sind Zuschläge von 20—50% (Faktor 1.2 — 1.5).

Zur Berechnung der Abtrags- und Auftragskubaturen werden also folgende Formeln verwendet:

Abtrag $V = (F_i + F_{i+1}) \cdot \frac{\Delta L}{2}$ ($F_i, F_{i+1} =$ Abtragsflächen)

Auftrag Zuschlag = p ‰

$V = (F_i + F_{i+1}) \cdot \frac{\Delta L}{2} \cdot \left(1 + \frac{p}{100}\right)$ ($F_i, F_{i+1} =$ Auftragsflächen)

Der Zuschlag von p‰ wird im Formular üblicherweise beim Kubik-Inhalt (Kolonne 8) erfolgen; er könnte auch bei der Fläche (Kolonne 3) berücksichtigt werden. Im Berechnungsformular ist anzugeben, in welcher Kolonne der Zuschlag erfolgt.

Massenberechnung mittels Formular (Tab. 2.151):

- Ermitteln der Querprofilflächen getrennt nach Abtrag und Auftrag auf 1/10 m² genau und Eintrag in die Kolonnen 2 und 3
- Berechnen der doppelten mittleren Flächen von je 2 benachbarten Querprofilen: Kolonnen 4 und 5
- Zwischenlängen (ΔL) in Kolonne 6 übertragen
- Berechnen der Kubik-Inhalte zwischen je 2 benachbarten Querprofilen in den Kolonnen 7 und 8: $V = (F_i + F_{i+1}) \cdot \frac{\Delta L}{2}$ (Zuschlag zum Auftrag berücksichtigen)
- Eintrag der Erdmassen, die an Ort und Stelle verwendet werden; d.h. der Massen, die im gleichen Profil zuerst ab- und dann aufgetragen werden. Die Kolonne 9 enthält somit die kleinere Zahl der Kolonnen 7 oder 8
- Berechnen der Erdmassen, die nach einem Transport verwendet werden: Abtragsmassen, die nicht an Ort und Stelle verwendet werden bzw. zusätzlich benötigte Auftragsmassen werden in den Kolonnen 10 oder 11 aufgeführt (7-9 = 10, 8-9 = 11)
- «Transportmassensummutation»: Kolonne 12
Fortlaufendes Aufsummieren der Kolonnen 10 und 11, wobei der Abtrag (10) positiv und der Auftrag (11) negativ eingesetzt wird. Bei Null beginnend, sofern keine Masse aus anderen Projekten übernommen werden muss

Tab. 2.151: Formular Erdmassenberechnung

Projekt: **Beispiel**

Seite:

Profil Nr.	Fläche der Querprofile				Fläche von je zwei Querprofilen				Zwischenlänge m	Kubik-Inhalt zwischen je zwei Querprofilen		Verwendung der Erdmassen						
	Abtrag		Auftrag		Abtrag		Auftrag			Abtrag	Auftrag	an Ort und Stelle	mit Transport					
	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ³	m ³					m ³	m ³		m ³		
1	2	3	4	5													12	
1	5	3	2	5														
2	4	7	2	8	10	0	5	3	11	4	57	39	39	18				18
3A	4	2	3	9	8	9	6	7	12	1	54	53	53	1				19
Kontrolle der Flächen	14	2	9	2	18	9	12	0	23	5	111	92	92	19				19
					+ 5	3	+ 2	5										
	· 2		· 2		+ 4	2	+ 3	9			Kontrolle der Massen				+ 92	+ 92	+ 92	
	28	4	18	4	28	4	18	4							+ 92	+ 92	+ 92	111

10 + 9 = 7 11 + 9 = 8 12 + 11 = 10

Kontrollen

Im Formular kann sowohl die Berechnung der Flächen wie auch diejenige der Massen kontrolliert werden. Die angegebenen Kontrollen sind auf jeder Seite und für das Gesamtprojekt durchzuführen:

- doppelte Σ Abtrags- bzw. Auftragsflächen = Σ entsprechende Flächen zweier Querprofile + erste und letzte Einzelfläche jeder Kolonne
- Σ Abtrag mit Transport + Σ an Ort und Stelle = Σ Abtrag
- Σ Auftrag mit Transport + Σ an Ort und Stelle = Σ Auftrag

Massenüberschuss \oplus oder Manko \ominus (Kolonne 12) + Σ Auftrag mit Transport = Σ Abtrag mit Transport

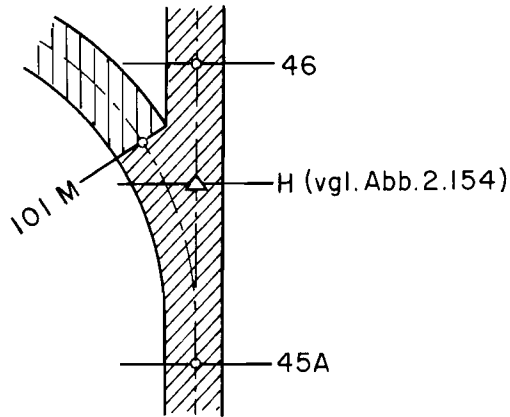
2.7425 Spezialfälle: Massenermittlung in Abzweigungen, Ausweichstellen, Kehrplätzen usw.

Abzweigungen

Bei Abzweigungen wird die Massenermittlung grundsätzlich nach den beiden folgenden Verfahren durchgeführt:

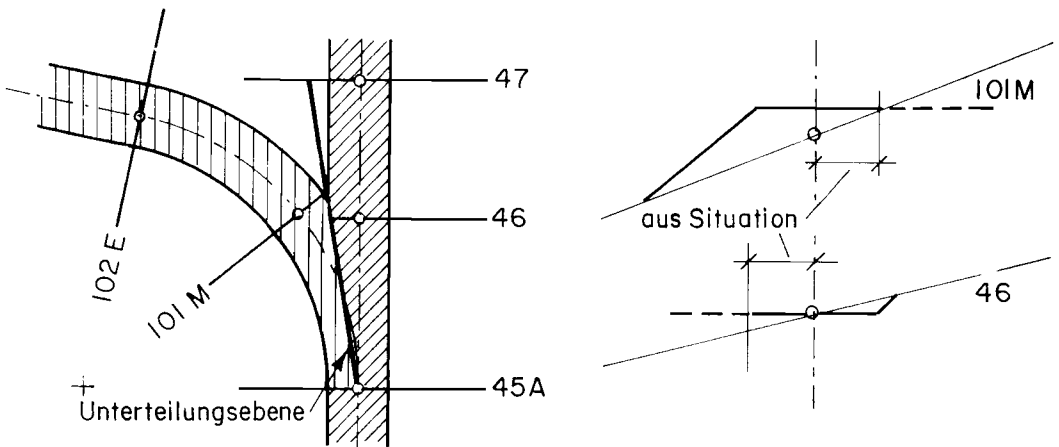
- Der ganze Massenansturm wird dem Hauptast zugerechnet. Der Abzweiger wird separat berechnet.

Abb. 2.152: Massenberechnung über Haupt- und Nebenast



— Die beiden Äste werden in der Verzweigung durch eine senkrechte Ebene getrennt und dadurch die Massen auf die beiden Äste aufgeteilt.

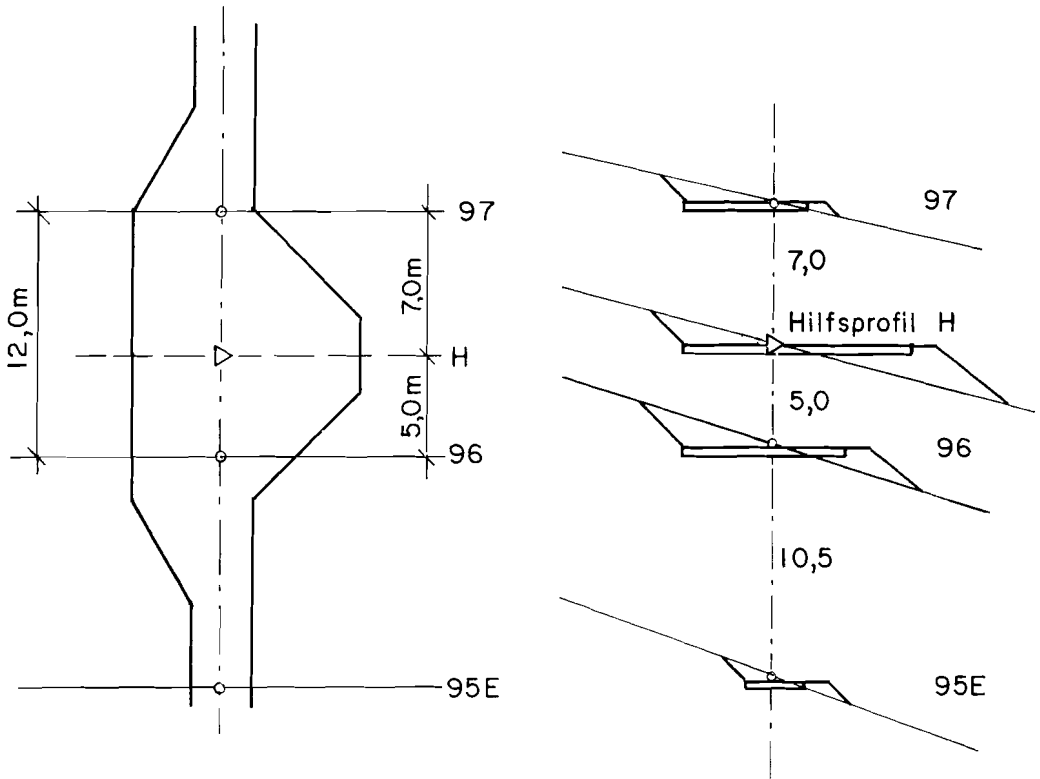
Abb. 2.153: Massenberechnung über senkrechte Ebene



Massenermittlung mittels Hilfsprofilen

Vor allem bei Kehrplätzen, aber auch bei Ausweichstellen und Abzweigungen ist es oft zweckmässig, aus den beiden benachbarten, aufgenommenen Querprofilen an der kritischen Stelle ein Hilfsprofil zu konstruieren und die Massen mit den darin ermittelten Flächen und den berechneten Zwischenlängen zu bestimmen.

Abb. 2.154: Massenermittlung über Hilfsprofile



2.743 Massenprofil und Massendisposition

2.7431 Zweck des Massenprofils, Darstellung

Aus den Kolonnen 9, 10 und 11 des Formulars «Erdmassenberechnung» (vgl. Tab. 2.151) geht hervor, wieviel Abtragsmaterial an Ort und Stelle verwendet werden kann und wieviel in der Längsrichtung der Strasse zu transportieren ist. Um Transportrichtung und Transportdistanz ermitteln zu können, wird die «Transportmassensumme» (Kolonnen 12 des Formulars) aufgezeichnet. Diese graphische Darstellung wird Massenprofil genannt. Normalerweise wird das Massenprofil im folgenden Massstab gezeichnet:

Längen 1 : 1000
 Massen 1 cm = 100 m³

Im Massenprofil treten folgende Elemente auf:

- Bezugsachse
- Massenlinie («Transportmassensumme»)
- Dispositionslinie

2.7432 Begriffe, Definitionen, Erklärungen

Bezugsachse

heisst die horizontale Achse (meistens «Nullachse») für das Aufzeichnen der Massenlinie.

Massenlinie

= «Transportmassensummationslinie» ist die graphische Darstellung der gerechneten Werte der Kolonne 12 des Formulars «Erdmassenberechnung».

Dabei bedeuten:

- Steigen der Massenlinie = Abtrag mit Transport, d. h. es fällt mehr Abtrag an als Auftrag gebraucht wird
- Fallen der Massenlinie = Auftrag mit Transport, d. h. es fällt weniger Abtrag an als Auftrag gebraucht wird

Somit muss das Material von Gebieten mit steigender Massenlinie in Gebiete mit fallender Massenlinie transportiert werden.

Dispositionslinie

Durch diese Linie wird festgelegt, was mit der zu transportierenden Masse zu geschehen hat, wie weit und in welcher Richtung sie transportiert wird.

Durch die Dispositionslinie wird entschieden, ob Abtragsmaterial als Dammschüttmaterial verwendet oder ob es als Deponie geschüttet wird. Auch Seitenentnahmen werden durch die Dispositionslinie dargestellt. Sie schneidet die steigende und fallende Massenlinie und legt damit jeweils Transportrichtung und Transportdistanz fest.

Ideal ist es, wenn die Dispositionslinie mit der Nullachse zusammenfällt, weil dann keine Seitenentnahmen und Deponien gemacht werden. Seitenentnahmen und Deponien bedeuten, dass mehr Material abgetragen wird, als für einen Massenausgleich notwendig wäre.

Trotzdem kann es zweckmässig und wirtschaftlich sein, örtlich zuviel anfallendes Abtragsmaterial zu deponieren, sofern auf längere Distanz kein Massenausgleich zustande kommt (steiles Gelände). Voraussetzung dafür ist allerdings, dass der auf späteren Abschnitten durch die Deponie verursachte Mehrabtrag billiger ist als der lange Transport und dass die Deponie ohne grossen Schaden und ohne Zerstörung der Landschaft erfolgen kann.

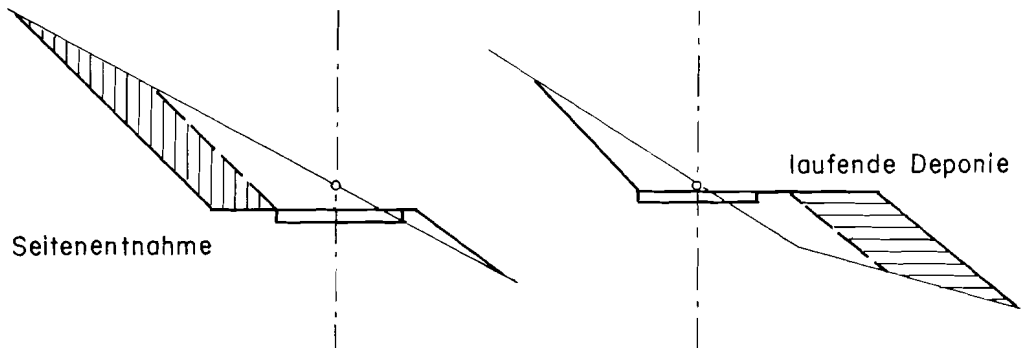
Deponie

ist auf zwei Arten möglich:

- *laufend*, d. h. an Ort und Stelle: Überschüssiges Abtragsmaterial wird nur quertransportiert (im «Profil» verwendet) und an der talseitigen Böschung deponiert. In der Darstellung bedeutet das, dass Dispositionslinie und steigende Massenlinie zusammenfallen.
- *mit Transport*, vor allem in steilen Geländeabschnitten muss die Strasse zum grössten Teil im Einschnitt gebaut werden, weil infolge der grossen Steilheit des Geländes kein talseitiger Damm geschüttet werden kann. An solchen Stellen darf meistens aber auch kein Material deponiert werden, weil grosse Schäden entstehen würden und weil der

Eingriff in die Landschaft zu gross wäre. Es ist notwendig, geeignete Deponieplätze (Rensen, flache Partien usw.) auszunützen und das überschüssige Abtragsmaterial dorthin zu transportieren. Die Dispositionslinie wird an der Stelle, wo die Deponie anzulegen ist, senkrecht zur Bezugsachse nach oben verschoben, und zwar um die Masse, die dort deponiert wird. Im steilen Gelände müssen häufig Deponiemöglichkeiten ausserhalb des Projekts gesucht werden. Das abzutransportierende Material ist im Massenprofil speziell anzuschreiben.

Abb. 2.155: Seitenentnahme und laufende Deponie



Seitenentnahmen und Deponien werden in den Querprofilen meistens nicht eingezeichnet (evtl. gestrichelt), da sie in der Erdmassenberechnung nicht erscheinen.

Seitenentnahme

ist das Gegenteil der Deponie. Das Vorgehen ist analog. Kann aus irgendeinem Grund nicht genügend Material für den Auftrag gewonnen werden oder muss Abtragsmaterial von zu weit her transportiert werden, ist es oft zweckmässig, eine Seitenentnahme durchzuführen. Auch sie kann «laufend» oder an einer bestimmten Stelle erfolgen.

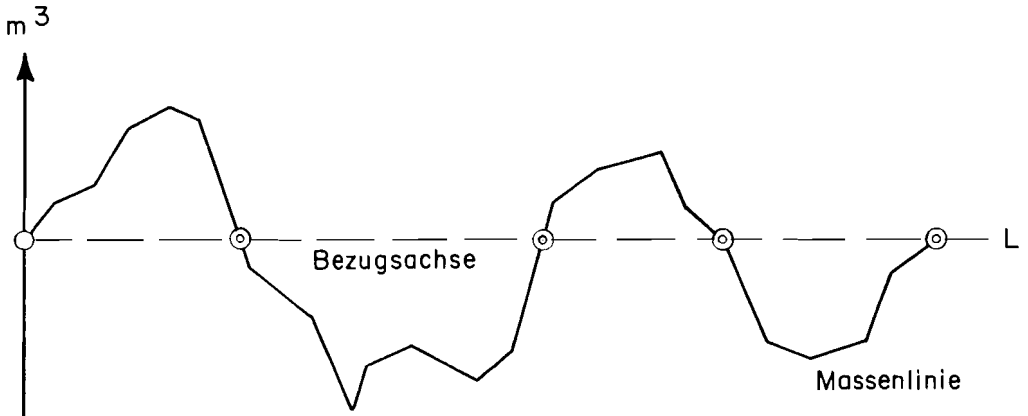
- Bei einer «laufenden» Seitenentnahme wird das fehlende Material bergseits entnommen und talseits geschüttet (nur Quertransport; Material «im Profil» gewonnen und verwendet). Die Dispositionslinie verläuft identisch mit der fallenden Massenlinie.
- Bei einer Seitenentnahme an einem bestimmten Ort (z.B. Geländerippe) muss das Material an die Stelle transportiert werden, wo es gebraucht wird. Die Dispositionslinie verläuft an der Entnahmestelle senkrecht zur Bezugsachse nach unten. Distanz, Richtung und Masse des Transports von der Seitenentnahme weg können damit auch aus dem Massenprofil herausgelesen werden.

Massenausgleich: Abtrag = Auftrag (abschnittsweise und über das ganze Projekt).

Es wird unterschieden zwischen einem Massenausgleich im Profil (nur Quertransport = Idealfall) und einem Massenausgleich mit Längstransport. Dieser erscheint im Massenprofil jeweils als Schnittpunkt von Massen- und Dispositionslinie. Massenausgleich in einem Projekt bedeutet auch, dass mit einem Minimum an Abtrag und Auftrag der gewünschte Strassenkörper erstellt werden kann.

In den Abbildungen 2.156 und 2.157 sind Möglichkeiten des Verlaufs der Massenlinie aufgezeigt.

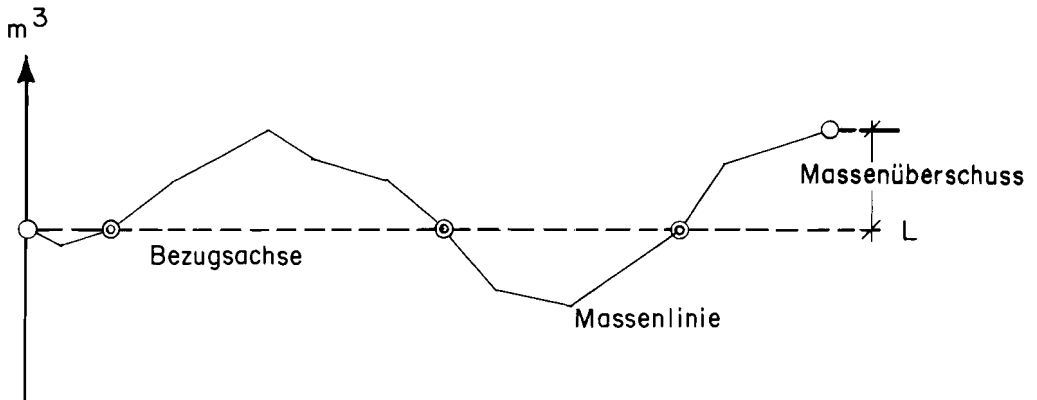
Abb. 2.156: Massenausgleich



$$\Sigma \text{ Abtrag mit Transport} = \Sigma \text{ Auftrag mit Transport}$$

⊙ Massenausgleich

Abb. 2.157: Massenüberschuss



Abschnittsweise Massenausgleich, am Ende des Projekts jedoch Massenüberschuss.

$$\Sigma \text{ Abtrag mit Transport} = \Sigma \text{ Auftrag mit Transport} + \text{Massenüberschuss}$$

Analog wird auch ein Massenmanko dargestellt.

2.7433 Festlegung der Dispositionslinie

Jeder Schnittpunkt von Massen- und Dispositionslinie bedeutet Massenausgleich (mittels Längstransporten). Auf jeden Fall müssen im ersten und letzten Profilpunkt des Projekts Massen- und Dispositionslinie zusammenfallen.

Bedingt durch die Gelände- und Bodenverhältnisse (Fels, schlechte Bodentragfähigkeit usw.) sowie durch die Arbeitsweise der Maschinen sind oft nur kurze Transportdistanzen möglich.

Bei einem Massenmanko wird in einem solchen Fall zusätzlich Material gewonnen (Seitenentnahme). Im Massenprofil wird dieser Entscheid dargestellt durch ein Tieferlegen der Dispositionslinie.

Bei einem Massenüberschuss (z.B. steiles Gelände, > 60% Hangneigung) muss oft überschüssiges Material deponiert werden. Im Massenprofil wird ein solcher Entscheid dargestellt durch ein Höherlegen der Dispositionslinie. Die Abbildungen 2.158—2.162 enthalten entsprechende Beispiele.

Abb. 2.158: Verlauf der Dispositionslinie bei Massenüberschuss

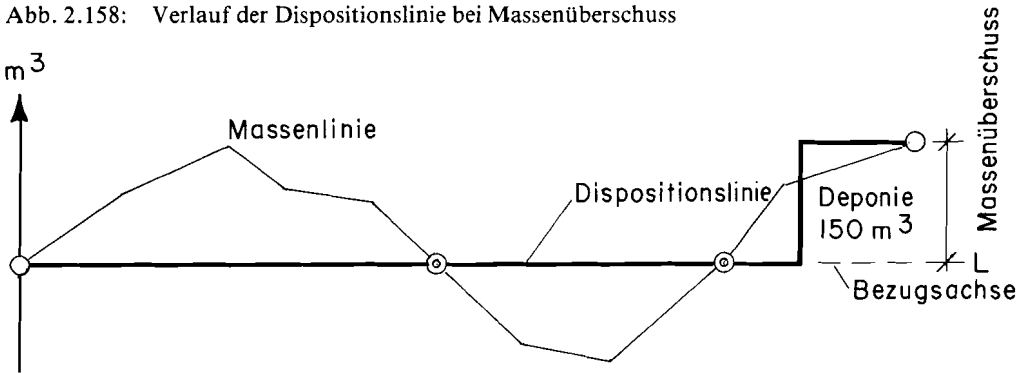


Abb. 2.159: Verlauf der Dispositionslinie bei Massenmanko

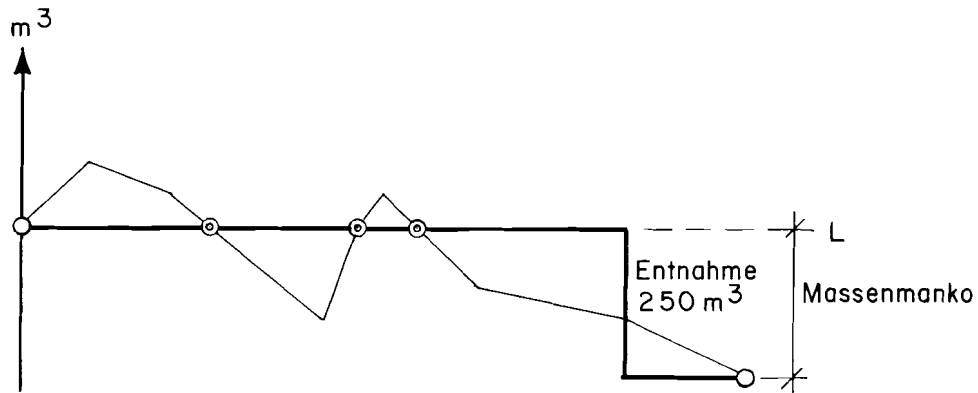


Abb. 2.160: Laufende Seitenentnahme/Laufende Deponie

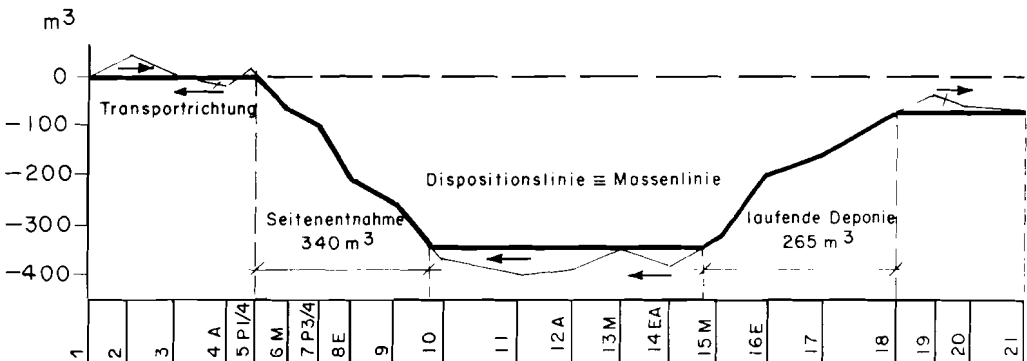


Abb. 2.161: Seitenentnahme/Deponie zwischen bestimmten Profilen

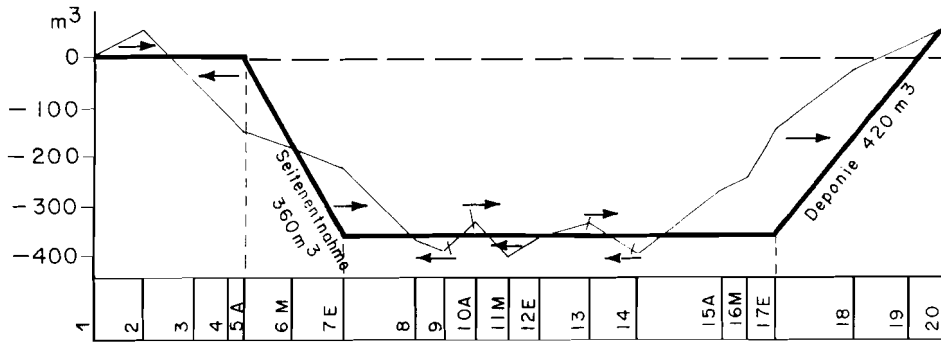
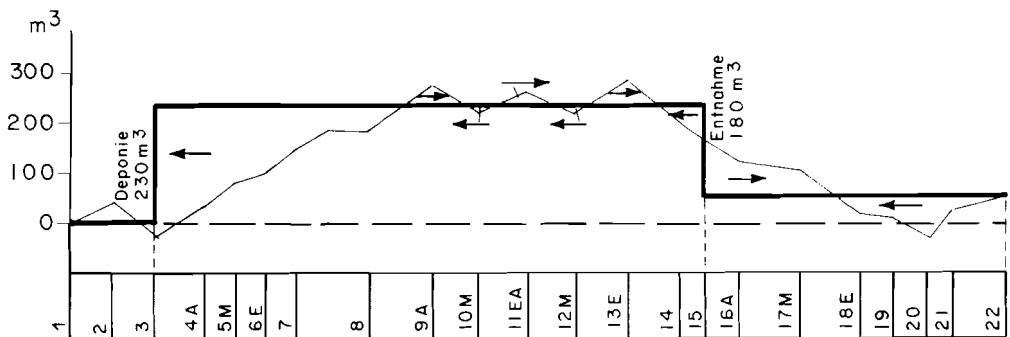


Abb. 2.162: Deponie/Seitenentnahme bei einem bestimmten Profil



Jedes Heben und Senken der Dispositionslinie ist durch entsprechende Beschriftung zu kennzeichnen. Die Darstellungweise der laufenden Entnahmen oder Deponien (Dispositionslinie fällt mit Masselinie zusammen) kann auch für Deponien und Entnahmen, die mit Transporten über grössere Distanzen verbunden sind, verwendet werden. In solchen Fällen ist die Kubatur, der Verwendungs- bzw. Gewinnungsort und die ungefähre Transportdistanz anzuschreiben.

2.7434 Auswertung des Massenprofils

Die Auswertung des Massenprofils umfasst:

- Ermittlung der zu transportierenden Massen und der Transportdistanzen
- Aufstellen der Massendisposition. Es handelt sich dabei um eine Tabelle (vgl. Tab. 2.164), welche die Kontrolle des Massenprofils erlaubt und als Grundlage für den Kostenvoranschlag (Position Unterbau) dient.

2.74341 Ermittlung der Transporte

Die Ausscheidung der Transporte (Richtung, Distanz und Menge) basiert auf folgenden Grundlagen:

- Die Transporte erfolgen stets aus Gebieten mit überschüssigem Material (steigende Masselinie) in solche mit Massenmanko (fallende Masselinie). Verläuft die Disposi-

tionslinie nicht horizontal, erfolgen die Transporte immer zur steigenden Dispositionslinie hin (zu Deponieplatz hin) bzw. von der fallenden Dispositionslinie weg (von Entnahmestelle weg), d.h. von steigender Massenlinie zur steigenden Dispositionslinie bzw. von fallender Dispositionslinie zur fallenden Massenlinie (vgl. Abb. 2.161 und 2.162).

- Anfangs- und Endpunkt eines Transports liegen bezüglich «Transportmassensumma-tion» auf der gleichen Höhe. Daher können die Transportdistanzen direkt parallel zur Bezugsachse aus dem Massenprofil herausgemessen werden.
- Oberhalb der Dispositionslinie erfolgen die Transporte in der Stationierungsrichtung, also von links nach rechts auf dem Plan, unterhalb von rechts nach links (vgl. Abb. 2.160—2.162). Werden die Transportrichtungen mit den Steigungen im Längenprofil verglichen, kann man feststellen, ob das Material aufwärts oder abwärts transportiert werden muss. Diese Unterscheidung hat früher, d.h. zur Zeit des Strassenbaus von Hand, eine wichtige Rolle gespielt (Karrette, Kipp-Lore auf Geleisen usw.).

Materialtransporte sind oft nur auf dem Planum möglich (Fels, steiles Gelände, schlechte Bodentragfähigkeit usw.), so dass vielfach nur «Rückwärtstransporte» gemacht werden können. Diesem Umstand ist bei der Festlegung der Dispositionslinie Rechnung zu tra-gen. Ausnahmsweise kann das Problem auch über Zwischendeponien gelöst werden.

Die Transporte können nach Mengen und Grenztransportdistanzen oder nach mittleren Transportdistanzen ermittelt werden. Normalerweise werden die zu transportierenden Massen nach Grenztransportdistanzen aufgeteilt, weil sie weniger zu Missverständnissen zwischen Bauleitung und Unternehmung Anlass geben. Die Transportgrenzen werden aufgrund der Arbeitsweise der Abbau- und Transportgeräte festgelegt. Es haben sich fol-gende Grenztransportdistanzen eingebürgert: 20, 50, 100, 200 und > 200 m.

Die zu transportierenden Massen werden somit folgendermassen aufgeteilt:

..... m ³	0 — 20 m
..... m ³	20 — 50 m
..... m ³	50 — 100 m
..... m ³	100 — 200 m
..... m ³	> 200 m

Die Erdarbeiten sind für ein pflegliches, landschaftsschonendes Bauen zweckmässiger-weise durch Maschinen mit Schaufeln auszuführen (Hydraulikbagger, Ladeschaufel, Trax-Cavator, vgl. Abschnitt 7.31), weil mit diesen Maschinen das abgetragene Material beim Transport unter Kontrolle bleibt und nicht seitlich über die Böschung fällt. Das seit-liche Abrutschen von Material kann häufig bei Maschinen beobachtet werden, die es mit Hilfe eines Schildes vor sich herschieben (Dozer: Bulldozer, Angledozer usw.).

Eine spezielle Arbeitsweise für Abtrag und Transport braucht es auf schlecht tragfähigen Böden. Mit Hydraulikbaggern, die auf Holzmatratzen («Prügelmatten») arbeiten und sich vorwärts bewegen, wird das Material abgetragen und in Reichweite der Maschine ge-schüttet und deponiert. Das auf diese Weise hergestellte Rohplanum wird anschliessend stabilisiert (meistens mit Kalk) und darauf die Kiessandtragschicht eingebracht. Auf dem verbesserten Planum bzw. auf der Kiessandtragschicht wird das zunächst deponierte Ab-tragsmaterial mit eigentlichen Transportgeräten (Dumper, LKW usw.) in die Damm-schüttungen transportiert.

Für einen Transport bis auf eine Distanz von 20 m wird kein Zuschlag bezahlt, weil diese Distanz im direkten Arbeitsbereich der Maschine liegt. Die auf dieser kurzen Distanz zu transportierende Masse ist daher im Kostenvoranschlag gleich zu behandeln wie das Abtragsmaterial, welches an Ort und Stelle verwendet werden kann.

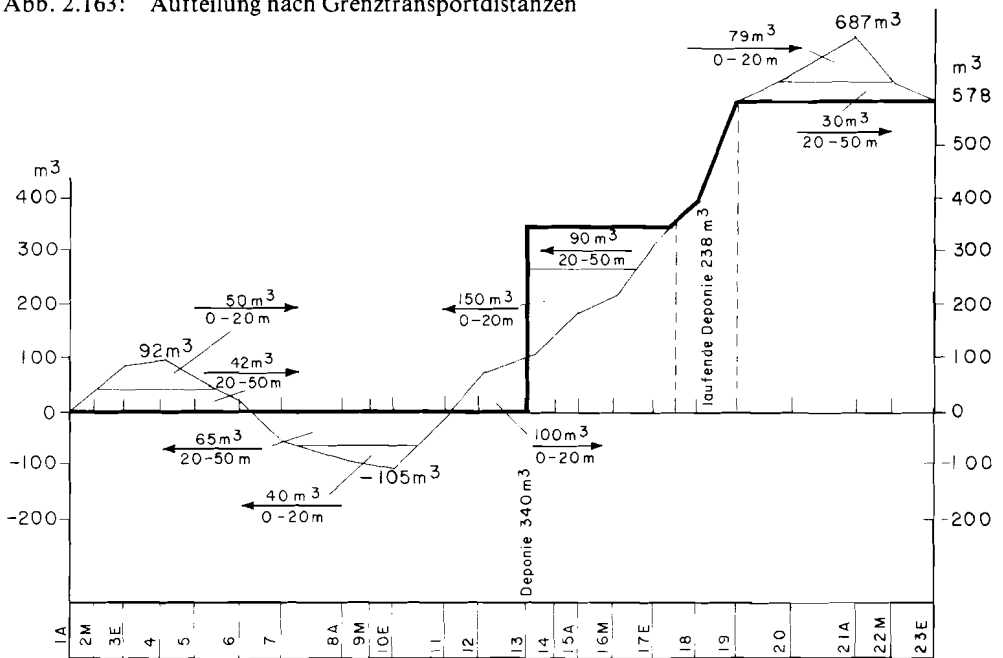
Der Transport zwischen 20—50 m erfolgt auf Böden mit genügender Tragfähigkeit normalerweise mit der gleichen Maschine, welche das Material abräbt. Es ist unwirtschaftlich, ein eigentliches Transportmittel einzusetzen. Für diesen Transport ist oft ein kleiner Zuschlag zum Abtrag im Kostenvoranschlag vorgesehen.

Die Entscheidung, ob Transporte zwischen 50—100 m und eventuell 100—200 m durch das Abbaugerät oder durch ein eigentliches Transportmittel (LKW, Dumper) erfolgen sollen, muss anhand des Massenprofils und der Bodenverhältnisse gefällt werden. Sind an verschiedenen Stellen des Projektes kleinere Mengen auf diese Distanzen zu transportieren, werden sie meistens mit der Ladeschaufel transportiert. Es wäre unzweckmässig, dafür eigentliche Transportmittel auf der Baustelle einzusetzen. Ist hingegen an einer Stelle ein grösserer Abtrag mit Transportdistanzen bis 100 m bzw. 200 m vorgesehen, so lohnt es sich, Pneufahrzeuge einzusetzen, sofern der Boden damit befahrbar ist. Diese haben eine grössere Transportleistung (grösseres Fassungsvermögen, grössere Geschwindigkeit) als Abbaugeräte und ihre Stundenansätze liegen 50—70% tiefer.

Für Transporte > 200 m sollten, wenn es die Tragfähigkeit der Unterlage erlaubt, unbedingt eigentliche Transportmittel eingesetzt werden.

Die Aufteilung der zu transportierenden Masse auf die verschiedenen Transportdistanzen erfolgt im Massenprofil durch das Einzeichnen der Grenztransportdistanzen. Die Summe der herausgemessenen Teilmassen muss den jeweiligen Extremwerten der Massenlinie entsprechen.

Abb. 2.163: Aufteilung nach Grenztransportdistanzen



Die Kontrolle der Ausscheidung erfolgt im Formular «Massendisposition» (Tab. 2.164).

2.74342 Erstellen der Massendisposition

Im Formular «Massendisposition» werden die Gewinnung des Materials und dessen Verwendung einander gegenübergestellt. Grundlagen sind die Erdmassenberechnung und das ausgewertete Massenprofil.

Tab. 2.164: Massendisposition

Projekt .

Gewinnung des Materials			Verwendung des Materials																	
Abtrag m ³	Seiten- entnahmen m ³	ander- weitige Gewinnung m ³	Auftrag										Deponien				anderw. Verwendung			
			an Ort und Stelle m ³	Auftrag mit Transport									Transportdistanz				m ³	m ³		
				aus Abtrag und Seitenentnahmen									and. Mat. m ³	0—20m m ³	20—50m m ³	50—100m m ³			m ³	m ³
				0—20m m ³	20—50m m ³	50—100m m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17				
Total																				
Kontrolle			Σ 1 +	Σ 2 +	Σ 3 +	Σ 4 +	Σ (5 +	6 +	7 +	8 +	9 +	10) +	Σ (11 +	12 +	13 +	14 +	15) +	Σ (16 +	17)	
			Σ 1 bis 3			Σ 4 bis 17														

Gewinnung des Materials:

- Kolonne 1: Abtrag aus der Massenberechnung
- Kolonne 2 und 3: Seitenentnahmen, anderweitige Gewinnung (andere Projekte, Fremdmaterial), d. h. jedes Senken der Dispositionslinie wird in der entsprechenden Kolonne eingetragen

Verwendung des Materials:

- Kolonne 4: «An Ort und Stelle» aus der Massenberechnung
- Kolonnen 5 bis 10: Eintrag der zu transportierenden Massen nach Grenztransportdistanzen (Material aus laufender Seitenentnahme bei Distanz 0—20 m eintragen!)
- Kolonnen 11 bis 17: Jedes Heben der Dispositionslinie (Deponie, andere Verwendung z.B. als Oberbaumaterial) wird unter Ausscheidung nach Grenztransportdistanzen in die entsprechenden Kolonnen eingetragen (laufende Deponie sinngemäss bei Distanz 0—20 m).

Kontrollen

Abschliessend sind alle Totale zu ermitteln und die Kontrollen auszuführen. Die Summe der Kolonnen 1—3 (linke Seite: Gewinnung) muss gleich der Summe 4—17 (rechte Seite: Verwendung) sein, also:

$$\Sigma \text{ Abtrag} + \Sigma \text{ Seiten-entnahmen} + \Sigma \text{ anderw. Gewinnung} = \Sigma \text{ An Ort u. Stelle} + \Sigma \text{ Auftrag mit Transport} + \Sigma \text{ Deponien} + \Sigma \text{ anderw. Verwendung}$$

Mit dieser Kontrolle wird nicht nur die Massendisposition, sondern auch das Massenprofil überprüft.

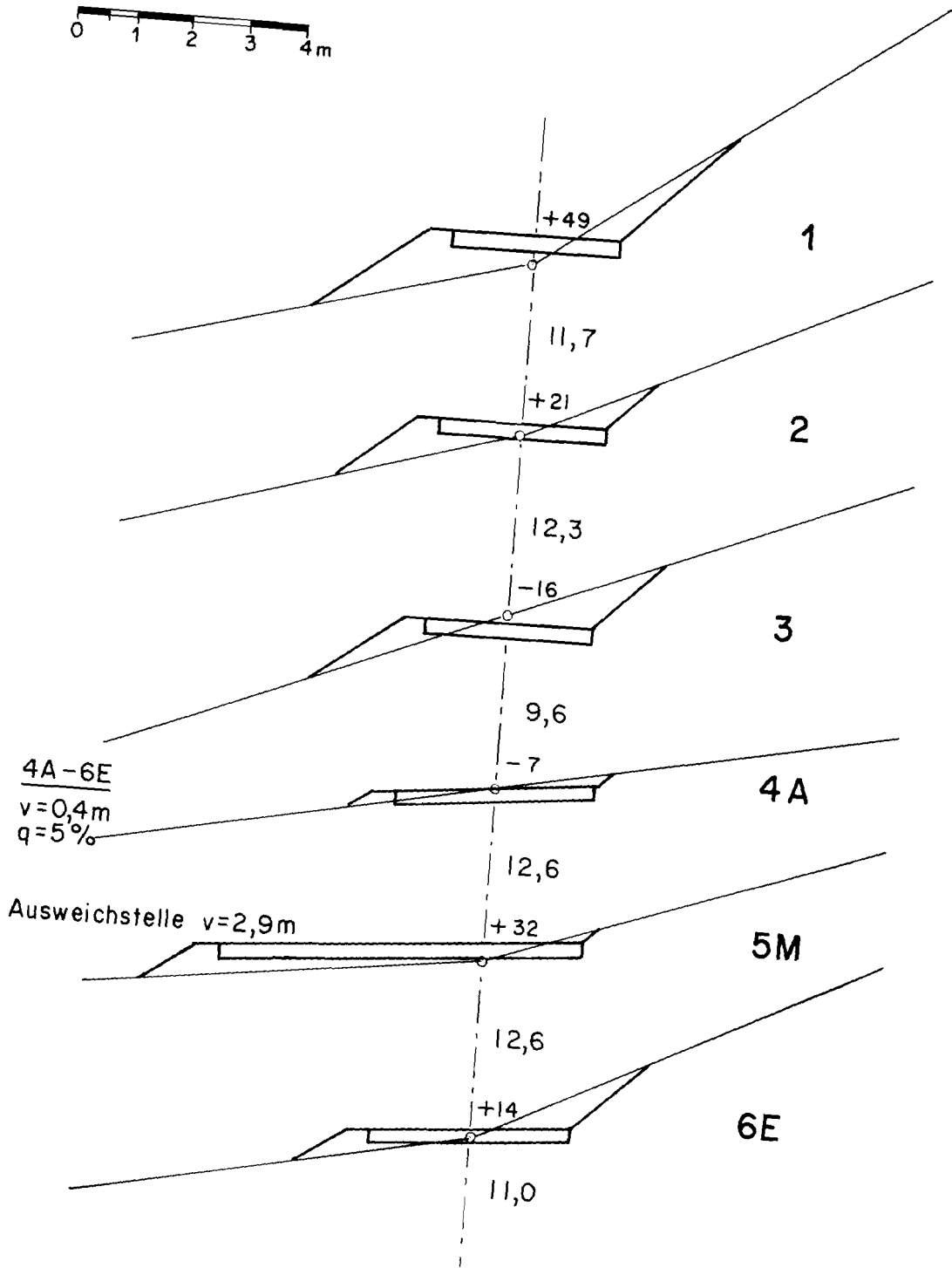
Die Massendisposition erlaubt anschliessend, die entsprechenden Ausmasse für den Kostenvoranschlag und die Offertstellung sehr einfach und übersichtlich zu erheben.

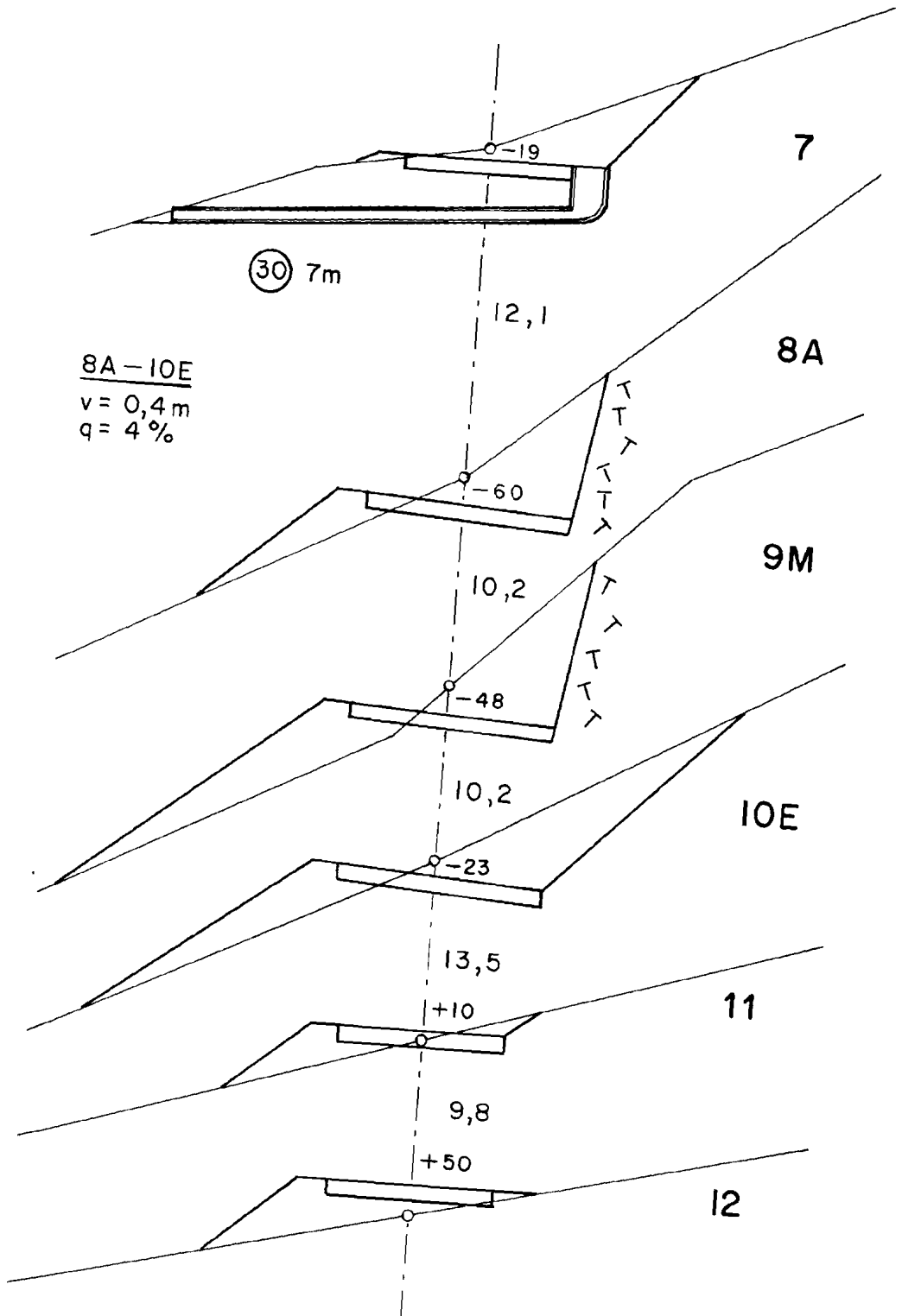
Tab. 2.165: Auswertung der Massendisposition für den Kostenvoranschlag

Pos.	Bezeichnung der Arbeiten	Einheit	Anzahl	Einheitspreis Fr.	Betrag Fr.
1.	Unterbau				
1.1	Erdabtrag inkl. Stockrodung gemäss Querprofilen, profilgemässes Einbringen und Verdichten in Böschungen und Dämmen inkl. Transport bis 20 m; Herrichten des Planums und saubere Planie der Banquette und Böschungen	m ³		Kolonne 1 + 2 aus Formular «Massendisposition»	
1.2	Ander Gewinnung von Material inkl. Transport und profilgemässes Einbringen	m ³		Kolonne 3	
1.3	Zuschläge zu Pos. 1.1				
1.31	Transport von Abtragsmaterial über 20 m (Transporte zu Deponien eingeschlossen):				
	20 m— 50 m	m ³		Kolonne 6 + 12	
	50 m—100 m	m ³		Kolonne 7 + 13	
	100 m—200 m	m ³		Kolonne 8 + 14	
	> 200 m	m ³		Kolonne 9 + 15	
1.32	Sprengen von Fels und Blöcken grösser als 3/4 m ³ inkl. Verhütung von Waldschäden	m ³		Aus Technischem Bericht	
2.	Oberbau				
2.12	Aufbereiten (evtl. Brechen) von geeignetem Abtragsmaterial (Moräne, Hangschutt usw.) als Tragschichtmaterial mit Grösstkorn 60—80 mm; Antransport, Einbringen und optimales Verdichten	m ³		Anderweitige Verwendung: Kolonne 16 oder 17	

2.744 Beispiel

Abb. 2.166: Querprofile





Tab. 2.167: Erdmassenberechnung

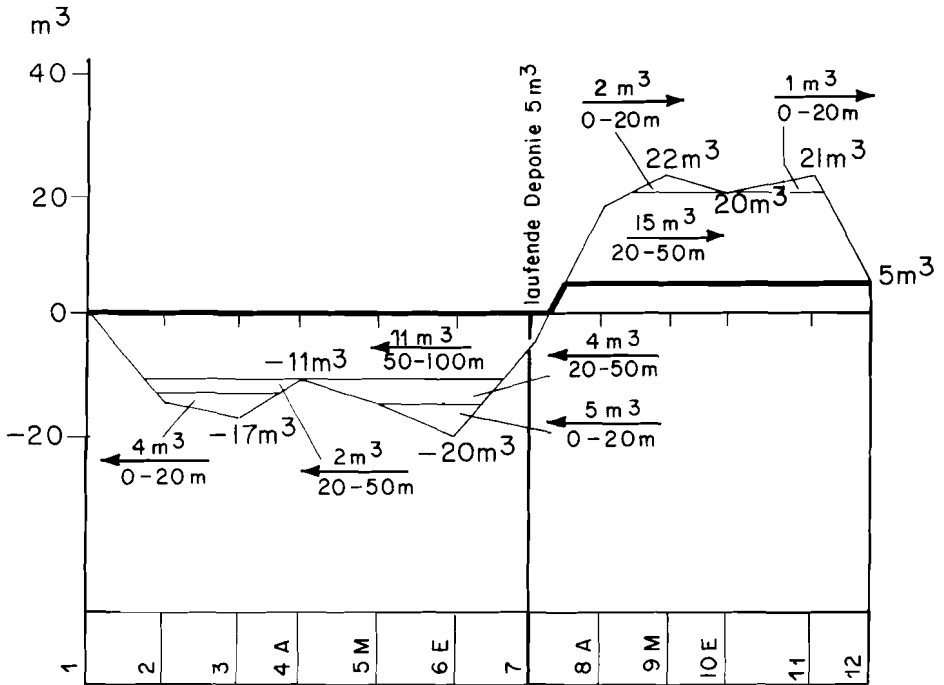
Projekt: Beispiel

Seite: 1

Profil Nr.	Fläche der Querprofile		Fläche von je zwei Querprofilen		Zwischen- länge m	Kubik-Inhalt zwischen je zwei Querprofilen		Verwendung der Erdmassen			
	Abtrag m ²	Auftrag m ²	Abtrag m ²	Auftrag m ²		Abtrag m ³	Auftrag m ³	an Ort und Stelle m ³	mit Transport		
									Abtrag m ³	Auftrag m ³	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1 0	2 1					Zuschlag 30%				
2	0 7	1 2	1 7	3 3	11 7	10	25	10	/	15	- 15
3	1 8	0 9	2 5	2 1	12 3	15	17	15	/	2	- 17
4 A	0 9	0 3	2 7	1 2	9 6	13	7	7	6	/	- 11
5 M	0 3	1 2	1 2	1 5	12 6	8	12	8	/	4	- 15
6 E	1 2	0 5	1 5	1 7	12 6	9	14	9	/	5	- 20
7	2 2	0 2	3 4	0 7	11 0	19	5	5	14	/	- 6
8 A	3 2	1 0	5 4	1 2	12 1	33	9	9	24	/	+ 18
9 M	3 6	3 7	6 8	4 7	10 2	35	31	31	4	/	+ 22
10 E	4 3	2 7	7 9	6 4	10 2	40	42	40	/	2	+ 20
11	0 6	1 0	4 9	3 7	13 5	33	32	32	1	/	+ 21
12	/	2 0	0 6	3 0	9 8	3	19	3	/	16	+ 5
Kontrolle der Flächen	19 8 ·2	16 8 ·2	38 6 + 1 0 + /	29 5 + 2 1 + 2 0	125 6	218	213	169	49 +169	44 +169	5 + 44 49
	39 6	33 6	39 6	33 6		Kontrolle der Massen			218	213	49

10+9 = 7 11+9 = 8 12+11 = 10

Abb. 2.168: Massenprofil



Tab. 2.169: Massendisposition

Projekt: Beispiel

Gewinnung des Materials				Verwendung des Materials													
Abtrag gemäss Massenre- chnung	Seiten- entnahmen	ander- weitige Gewinnung	an Ort und Stelle gemäss Massenber.	Auftrag						Deponien					anderw. Verwendung		
				Auftrag mit Transport						Transportdistanz							
				aus Abtrag und Seiteneinnahmen						andw. Mat.							
				0-20m	20-50m	50-100m					0-20m	20-50m	50-100m				
m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
218			169	4	2	11				5							
				5	4												
				2	15												
				1													
Total	218		169	12	21	11				5							
Kontrolle	Σ 1	• Σ 2	• Σ 3	Σ 4	• Σ 5	• 6	• 7	• 8	• 9	• 10	• Σ (11)	• 12	• 13	• 14	• 15	• Σ (16)	• 17
	Σ 1 bis 3	218		169	+ 44					+ 5							
				218						Σ 4 bis 17							

2.75 Computergestützte Projektarbeit

2.751 *Einleitung*

Verschiedentlich wurde in den bisherigen Ausführungen auf den Einsatz von Rechnern oder Rechenanlagen zur rationellen Lösung verschiedener Teilschritte der Ausarbeitung von Detailprojekten hingewiesen. Hier wird nun das 1970 vom Rechenzentrum FIDES in Zusammenarbeit mit dem Fachbereich Forstliches Ingenieurwesen der ETH Zürich entwickelte Programm zur Rechnung und Zeichnung von Projekten für Wald- und Güterstrassen vorgestellt.

Details zu den einzelnen Programmschritten können der Broschüre «WALD, Programm zur Projektierungshilfe bei der Ausarbeitung von Detailprojekten für Sekundärstrassen» (FIDES 1980) entnommen werden.

2.752 *Vorgehen und Programmablauf*

Die im Feld nach der bisher beschriebenen Methode aufgenommenen Daten müssen auf EDV gerechten Formularen (vgl. Abschnitt 2.7122) zusammengestellt werden, damit sie in den Computer eingegeben werden können. Diese Daten bestehen aus einer Stationierungsliste (vgl. Tab. 2.118) und einer Liste mit den Angaben der Querprofile (Festlegen des oder der Normalprofiltypen — vier «Normtypen» pro Projekt möglich — und des Terrainverlaufs senkrecht zur Strassenachse in jedem Profilverpunkt).

Die Querprofilangaben können auf zwei verschiedene Arten eingegeben werden. Der Achspunkt befindet sich in beiden Fällen im Koordinatenursprung. Beim ersten Verfahren werden die Querprofilangaben von links nach rechts durch die Koordinaten von Geländepunkten eingegeben. Das zweite Verfahren geht vom Koordinatenursprung aus und verarbeitet direkt die gemessenen Werte «Horizontalentfernung» und «Höhendifferenz».

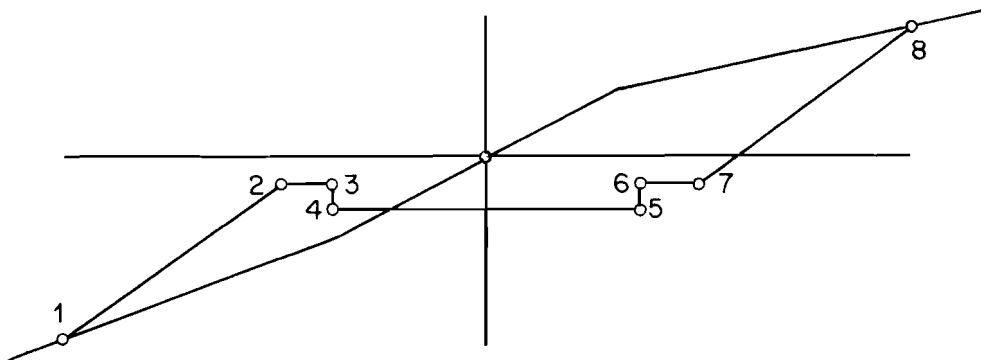
Alle Daten werden in den Computer eingegeben. Die Rechenanlage erstellt damit eine vollständige Stationierungsliste.

Nach der Kontrolle und nach allfälligen Korrekturen der Eingaben wird neben der fehlerfreien Stationierungsliste auch das Längenprofil der Terrainlinie ausgedruckt. Der nächste, wohl wichtigste Schritt ist die Festlegung der Gradienten. Diese eigentliche Ingenieurarbeit kann durch die Rechenanlage nicht übernommen werden, da das Programm mit zu vielen Daten und Sperren versehen werden müsste, um eine Optimierung vornehmen zu können.

Die Gradienten werden durch Knickpunkte eingegeben. Gleichzeitig werden die Krümmungen der einzelnen Ausrundungen festgelegt. Als Ausrundungskurve wird auch die Parabel verwendet und die Längenprofilberechnung erfolgt in drei Stufen, wie bei der traditionellen Methode.

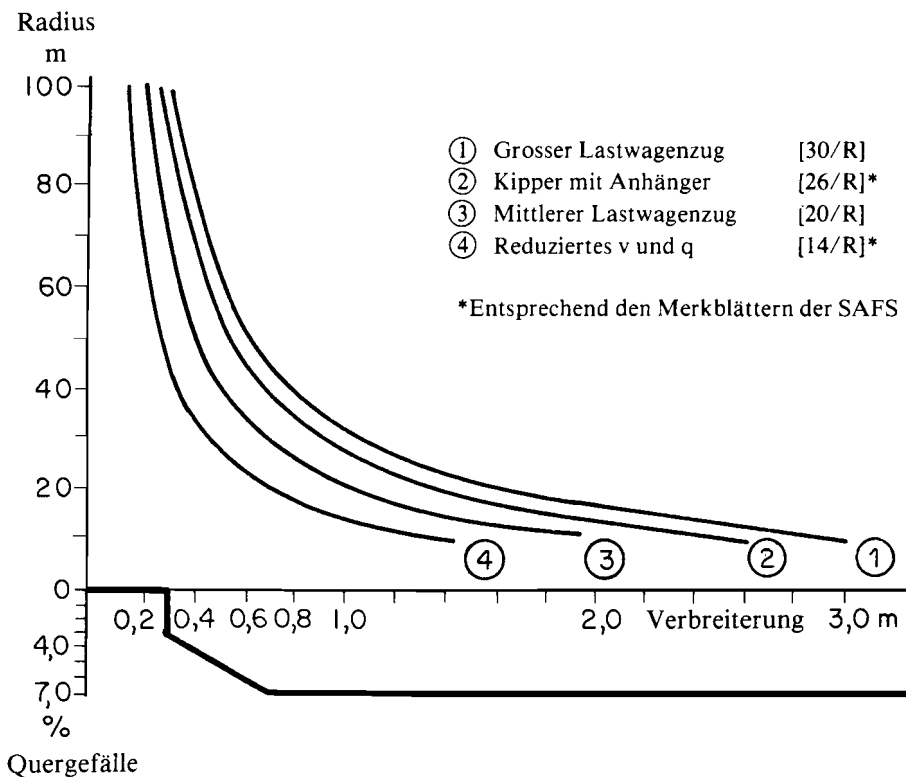
Aus den Kotendifferenzen, den festgelegten Normalprofiltypen und den Querprofilen berechnet der Computer über Koordinaten wichtiger Querprofilpunkte die Abtrags- und Auftragskubaturen zwischen zwei benachbarten Querprofilen und erstellt die laufende Massenbilanz über das ganze Projekt.

Abb. 2.170: Massgebende Querprofilpunkte für die Massenberechnung



Das Programm berücksichtigt automatisch Kurvenverbreiterungen und das für Kurven notwendige Quergefälle. Abgestimmt auf verschiedene Fahrzeugtypen stehen vier Kurven für diese Anpassungen zur Verfügung.

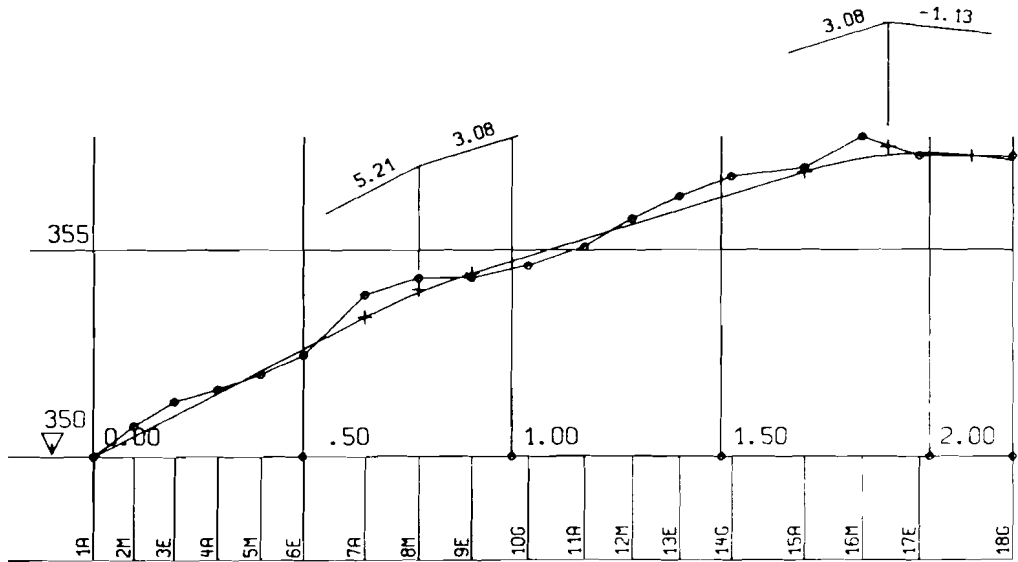
Abb. 2.171: Fahrbahnverbreiterungen und Quergefälle in Abhängigkeit der Kurvenradien



Nach dem ersten Rechendurchgang werden die kritischen Querprofile ohne Ausdruck der Pläne überprüft und die Massenbilanz beurteilt. Auch werden jetzt Ausweichstellen und Kehrplätze eingepasst. Die Korrektur der Lage der Gradienten erfolgt durch die Auswechslung einer oder mehrerer Lochkarten, welche die Knickpunktdaten enthalten. Mit

den neuen Daten wird ein weiterer Rechendurchgang durchgeführt. Im Normalfall sind für den dritten Rechengang nur noch kleine Korrekturen notwendig, so dass gleichzeitig mit dem Rechengang auch die Zeichnungen ausgeführt werden. Der Befehl zur Zeichnung des Längenprofils, der Querprofile und der Massenlinie erfolgt durch die diesbezüglichen Steuerkarten.

Abb. 2.172: Plotterzeichnung: Längenprofil mit Terrainlinie und Gradiente



Es können auch Ausweichstellen, Kehr- und Lagerplätze, Achsverschiebungen usw. eingegeben werden. Diese zusätzlichen Informationen werden vom Routinier gewöhnlich erst nach dem ersten Rechendurchgang festgelegt (häufig zur Massenoptimierung).

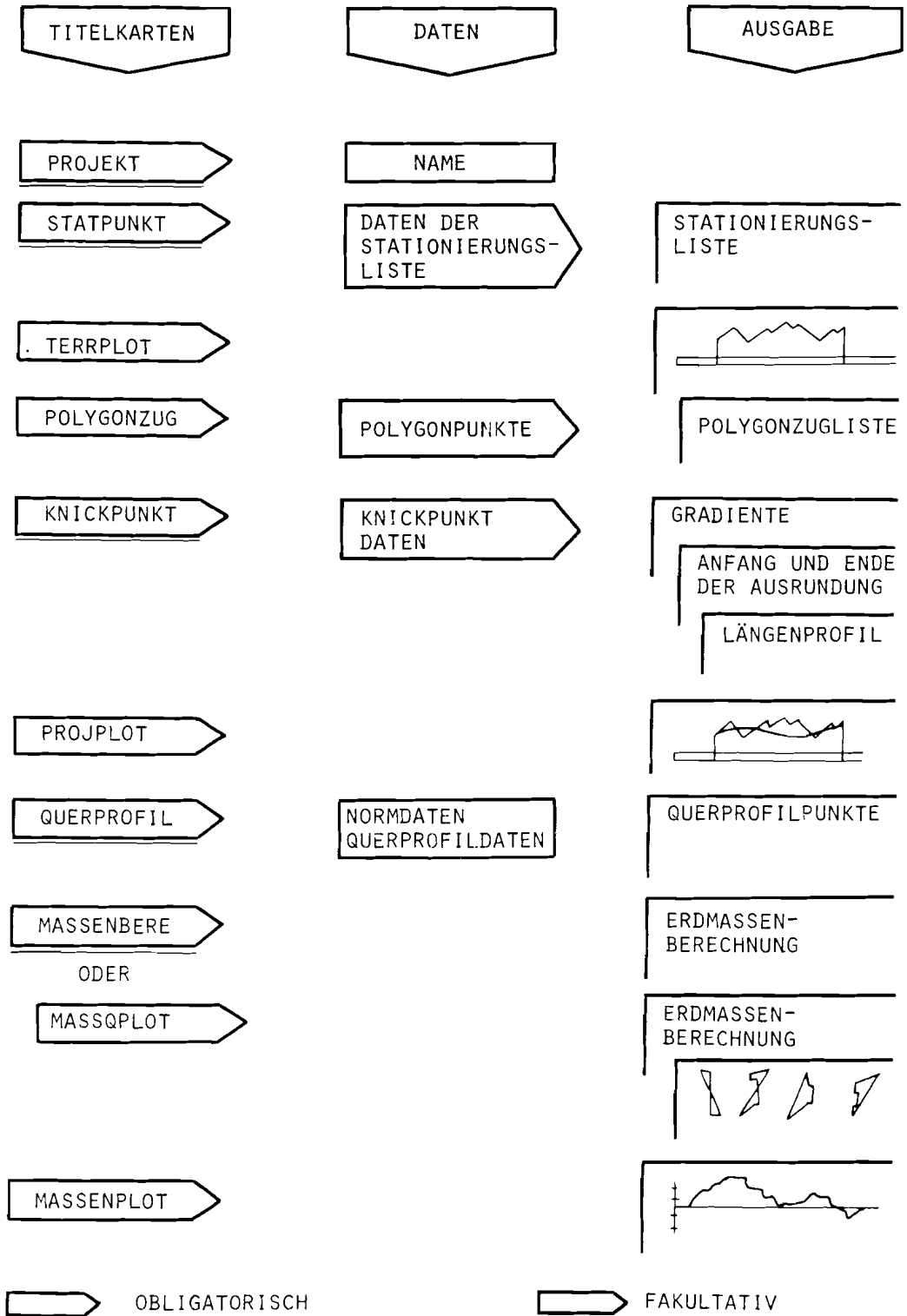
Selbstverständlich berechnet das Programm auch die Koordinaten des Polygonzuges, wenn Polygonwinkel und Polygonseiten eingegeben werden. Zwei Fälle werden unterschieden:


- Freier Polygonzug: Nur einseitig angeschlossen, das heisst, effektive oder fiktive Anfangskordinaten und Anfangsazimut müssen angegeben werden.
- Richtungs- und lagemässig angeschlossener Polygonzug: Zusätzlich zu den obigen Daten müssen auch die Endkordinaten und das Endazimut eingegeben werden. Bei diesem Zug führt das Programm auch die Fehlerausgleichung durch.

Die Situation kann nicht mit dem Plotter des Computers gezeichnet werden (Grund: Vielfalt der Daten). Das Computerprojekt liefert über die üblichen Daten hinaus auch die totale Strassenoberfläche (inkl. Kurvenverbreiterungen, Ausweichstellen usw.) sowie die genauen Werte von Böschungsanfang und Böschungsende.

Eine Übersicht über den Programmablauf und die Zusammenarbeit zwischen Projektverfasser und Rechenzentrum ist in den folgenden Tabellen enthalten.

Tab. 2.173: Die einzelnen Schritte des Programmablaufs



 OBLIGATORISCH

 FAKULTATIV

Programm zur Projektierungshilfe bei der Ausarbeitung von Detailprojekten für Sekundärstrassen

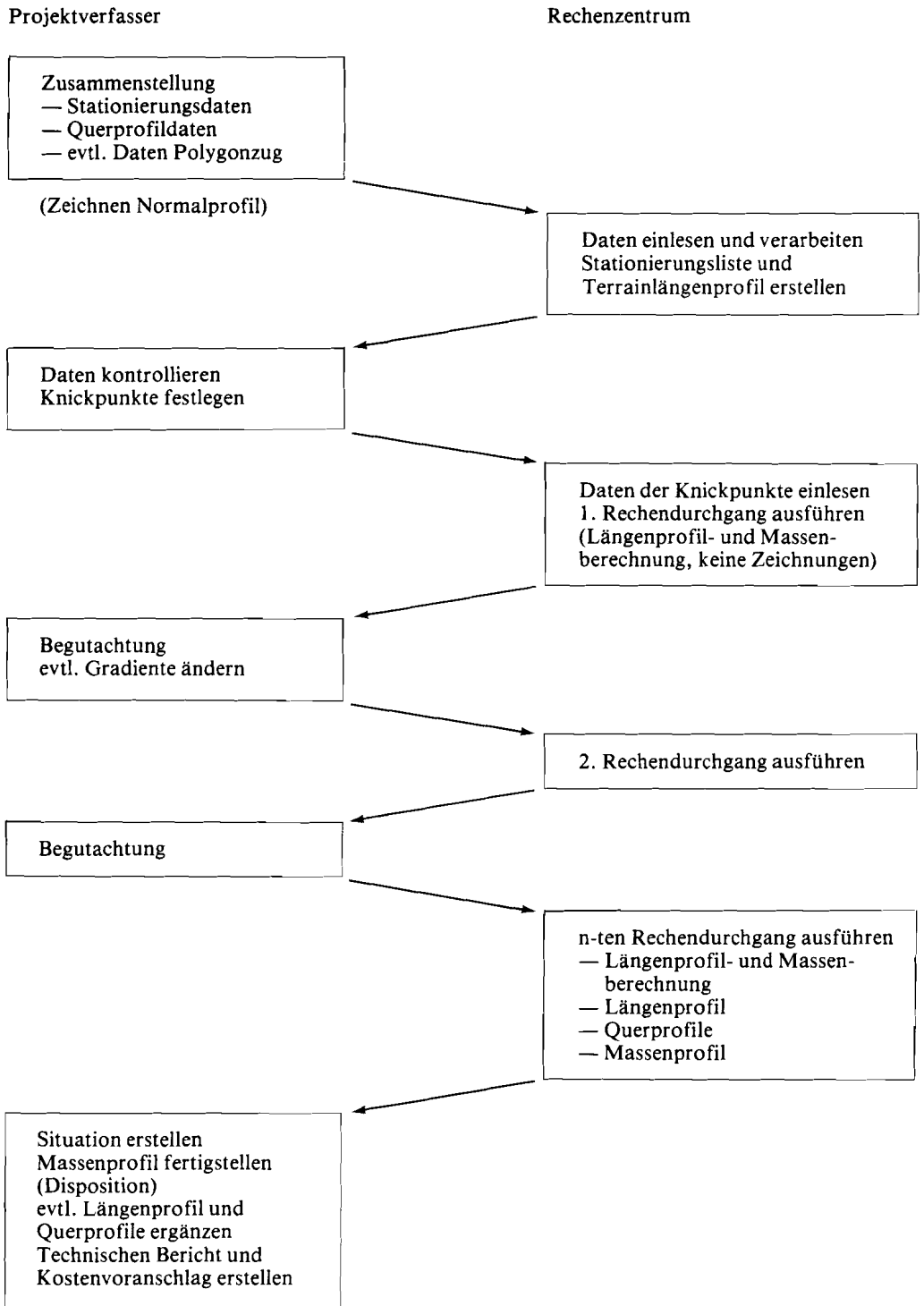
Das Fides Programm «WALD-Strasse» ist speziell auf die Bedürfnisse des Forstingenieurs zugeschnitten. Es nimmt die mühevollen Arbeit des Berechnens von Stationierungslisten, Polygonzügen, Längen- und Querprofilen sowie der Massenbilanzen ab.

Auf dem Plotter werden zudem saubere Darstellungen der Längen-, Quer- und Massenprofile erstellt.

Wir beraten Sie gerne und stellen Ihnen eine umfassende Programmbeschreibung zu.

Fides Treuhandgesellschaft
Rechenzentrum
Bleicherweg 33, 8002 Zürich
Telefon 01 202 78 40

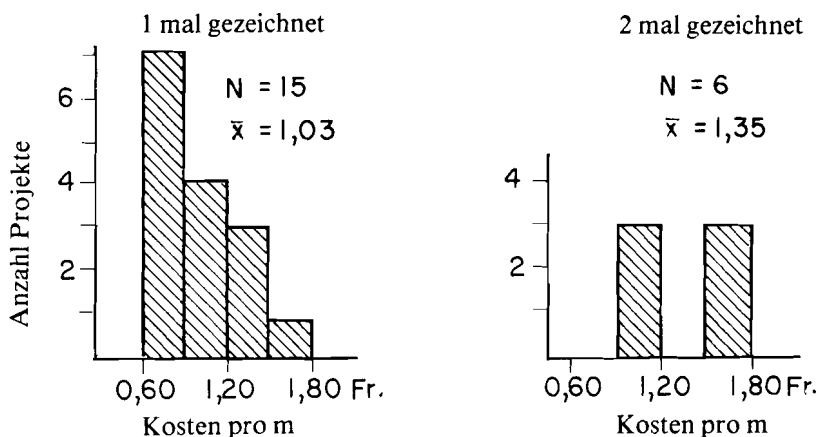
Tab. 2.174: Zusammenarbeit zwischen Projektverfasser und Rechenzentrum



2.753 *Zeitbedarf und Kosten*

Der Zeitbedarf für einen Rechendurchgang mit Längenprofilberechnung, Flächenermittlung der Abtrags- und Auftragskubatur, Massenberechnung und Koordinatenrechnung beträgt für ein Projekt von einem Kilometer Länge ungefähr 30 Sekunden, für die Zeichnung des Längenprofils, der Querprofile und der Masselinie etwa 30 Minuten. Die Kosten können am besten anhand von Projekten dargestellt werden, die im Jahre 1981 von Schweizer Ingenieuren ausgeführt wurden.

Abb. 2.175: Kosten pro Laufmeter Strasse bei einmaliger bzw. zweimaliger Zeichnung



Bei den heutigen Löhnen ist es — auch beim Einsatz von Kleinrechnern — nicht möglich, dass ein Projekt für die oben angegebenen Kosten in konventionellem Verfahren ausgearbeitet werden kann.

2.76 **Kostenvoranschlag**

Im Kostenvoranschlag sollen die voraussichtlichen Kosten eines Projekts detailliert aufgelistet werden. Ausser den Gesamtkosten sind aus dem Kostenvoranschlag vor allem die Ausmasse der einzelnen Positionen ersichtlich. Diese Ausmasse und die Umschreibung der Positionen dienen den Unternehmern zur Offertstellung, sind also eine wesentliche Grundlage zur Eröffnung des Wettbewerbs für die Ausführung geplanter Bauarbeiten.

Im Kostenvoranschlag werden die einzelnen Positionen in folgenden Kapiteln zusammengefasst:

- Unterbau
- Oberbau
- Wasserableitung und Entwässerung
- Kunstbauten
- Verschiedenes
- Unvorhergesehenes

Ein Offertformular mit Beschrieb der allgemein gültigen Positionen sowie einem Katalog möglicher Positionen wird nächstens von der SAFS herausgegeben. Damit müssen analog zum grossen Strassenbau die Positionen nicht mehr formuliert, sondern nur noch ihre Ausmasse und Einheitspreise festgelegt werden.

Dieses geplante Offertformular wird nicht nur die Verhandlungen zwischen Bauherrschaft und Unternehmer vereinfachen, sondern auch Quervergleiche der Kostenstellen über die ganze Schweiz ermöglichen.

Die Einheitspreise für Kostenvoranschläge konkreter Projekte werden aus vergleichbaren Bauten in der Region ermittelt oder durch Offerten bei Unternehmern erfragt. Sie sollen den im Jahr der Einreichung gültigen Kosten entsprechen.

2.77 **Technischer Bericht**

Für alle forstlichen Projekte und Bauvorhaben muss ein Technischer Bericht verfasst werden («Vorschriften für forstliche Projekte», EIDG. DEPARTEMENT DES IN- NERN 1978). Für Projekte von Wald- und Güterstrassen wird ein erster Technischer Bericht für das generelle Erschliessungsnetz erstellt.

Für ein Detailprojekt, das in der Regel nur einen Teil des generellen Erschliessungsnetzes umfasst, müssen daher im Technischen Bericht die schon gemachten Aussagen nicht wiederholt werden. Auch auf die aus den Plänen ersichtlichen Angaben soll nur beim Vorliegen spezieller Verhältnisse eingegangen werden. Zudem soll der Technische Bericht keine Anweisungen und Ratschläge an den Bauunternehmer enthalten, sondern nur Angaben, die zur Erläuterung und zum Verständnis der Absichten des Projektierenden notwendig sind. Über die einzelnen Punkte des Technischen Berichts gibt die oben erwähnte Broschüre, die vom Bundesamt für Forstwesen (BFF) herausgegeben wird, Auskunft.

Hier werden nur einige spezielle Punkte herausgegriffen:

- Unter Topographie sind evtl. zusätzlich Angaben über Achsverschiebungen bzw. Änderungen der Linienführung im Vergleich zum generellen Projekt notwendig.
- Zum Unterbau gehören auch Resultate von CBR-Messungen oder Laboruntersuchungen sowie Angaben über die Eignung des Bodens als Baugrund (Tragfähigkeit, Befahrbarkeit) und als Baustoff (Bearbeitbarkeit, Aufbereitung), über den Humusabtrag und den Zuschlag zum Auftrag.
- Beim Oberbau ist speziell auf die Beschaffung eventuell Aufbereitung von Baustoffen hinzuweisen.
- Die Notwendigkeit und die Art der Kunstbauten soll begründet werden. Vor allem ist auf Einpassung in die Landschaft und minimalen Kostenaufwand zu achten.

Zum Technischen Bericht gehören als Beilagen das Formular A des BFF, in dem die wichtigsten technischen Daten zusammengefasst werden und eine Zusammenstellung der Massendisposition (Tab. 2.169). Zusätzlich können Resultate der Bodenuntersuchungen oder Tabellen der Erdarbeiten u.ä. beigelegt werden.

Im weiteren kann es zweckmässig sein, sofern der Projektierende nicht selber die Bauleitung übernimmt, Bemerkungen zuhanden von Unternehmer und Bauleitung in einem separaten Papier zusammenzufassen.

2.78 **Inhalt eines Detailprojekts**

Ein Detailprojekt umfasst folgende Pläne (vgl. auch SAFS-Merkblätter Nr. 112 und Nr. 113):

- Situation 1:1000
- Längenprofil 1:1000/1:100
- Normalprofil 1:50 oder 1:20
- Querprofile 1:100
- Massenprofile 1:1000/1 cm = 100 m³
- evtl. Spezialpläne für Achsverschiebungen
- evtl. Spezialpläne für Kunstbauten

Dazu kommen Kostenvoranschlag (Abschnitt 2.76) und Technischer Bericht (Abschnitt 2.77), ein Kartenausschnitt 1:25 000 mit eingezeichneter Strasse sowie Längenprofil- und Massenberechnung.

Alle diese Unterlagen werden im Format A4 in einer beschrifteten Projektmappe (Inhaltsverzeichnis) den zuständigen Behörden eingereicht.

Die SAFS (Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für forstlichen Strassenbau) gibt Merkblätter über Bau und Unterhalt von Wald- und Güterstrassen heraus.

Das Merkblatt Nr. 113 zeigt zum Beispiel die Darstellung eines Detailprojektes.

Auskunft erteilt die Geschäftsstelle SAFS:

**Frau Th. Gadmer
Haldenstrasse 6, CH - 3084 Wabern
Telefon 031 53 24 22**

Bodenmechanische Grundlagen

3.1 **Einleitung**

3.11 **Allgemeines**

Der Bau von Strassen — auch von Wald- und Güterstrassen — erfordert in der Regel die Umlagerung von grossen Bodenmassen. Dabei hat der Boden im Strassenbau verschiedene Funktionen: er kann als Baugrund, d. h. als tragendes Element, als Belastung (Dammschüttung, Hinterfüllung von Stützmauern usw.), als Baustoff (Dammschüttung, Oberbaumaterial) oder als tragendes Element für Verkehrslasten (Oberbau) auftreten. In jedem Fall ist die Kenntnis der Bodeneigenschaften und deren Verbesserungsmöglichkeiten von wesentlicher Bedeutung.

Viele Baustoffe wie z. B. Holz, Stahl, Beton usw. können durch die Angabe weniger Materialkennziffern (z. B. Elastizitätsmodul, Poissonziffer, Druckfestigkeit) hinreichend genau beschrieben werden. Diese Kennziffern sind für ein und denselben Baustoff quasi konstante Grössen und können deshalb ein für allemal festgelegt (normiert) werden.

Im Gegensatz dazu können die Bodeneigenschaften — bedingt durch Kornaufbau, Kornform, Mineralzusammensetzung, Struktur, Lagerungsdichte und Wassergehalt — innerhalb der gleichen Bodenarten oder zwischen den verschiedenen Bodentypen in weiten Grenzen variieren. Es ist deshalb nicht möglich, ohne spezielle Untersuchungen einem Boden hinreichende Bodenkennziffern zuzuordnen.

Diese Tatsache zwingt uns, die Eigenschaften des Bodens als Baugrund und Baustoff in qualitativer und quantitativer Hinsicht immer wieder neu zu bestimmen. Dadurch gewinnen Ingenieur und Bauunternehmer eine richtige Vorstellung über die Böden hinsichtlich ihres erdbaumechanischen Verhaltens beim Abbau (Lösen, Abgraben, Abtrag), Laden, Transport, Einbau, Verdichten, hinsichtlich ihrer Festigkeit als Baugrund (Tragfähigkeit, Befahrbarkeit) und hinsichtlich ihrer Eigenschaften als Dammbaumaterial (Verdichtbarkeit, Setzungsempfindlichkeit, Böschungsstabilität).

Die Bodenmechanik oder Erdbaumechanik befasst sich mit dem physikalischen Verhalten des Bodens. Sie wendet die Gesetze der Mechanik und Hydraulik auf Bauaufgaben an, bei denen der Boden als Baugrund und/oder als Baustoff zur Anwendung kommt.

Zur Erreichung einer ebenen Fahrbahn und einer ausgeglichenen Gradienten muss wegen der Unregelmässigkeit der Topographie der Boden an einzelnen Stellen abgegraben, an anderen aufgeschüttet werden. Dabei entstehen:

- Einschnitte (Abb. 3.1)
- Dämme (Abb. 3.2)
- gemischte Profile [Querschnitte, welche z. T. im Einschnitt, z. T. auf Schüttung liegen (Abb. 3.3)]

Abb. 3.1: Einschnitte

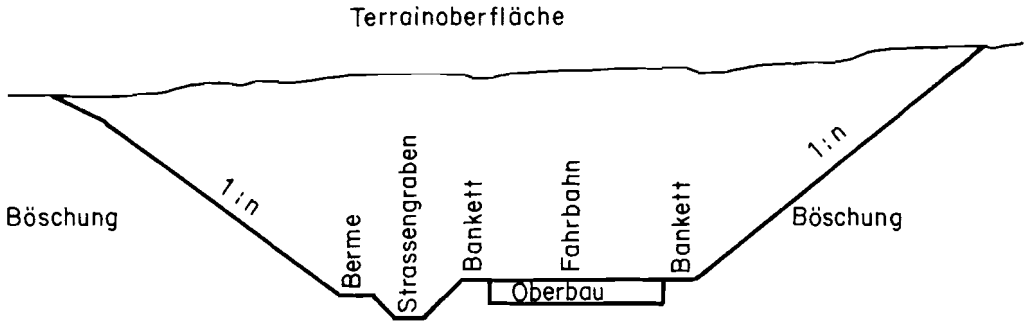


Abb. 3.2: Dämme

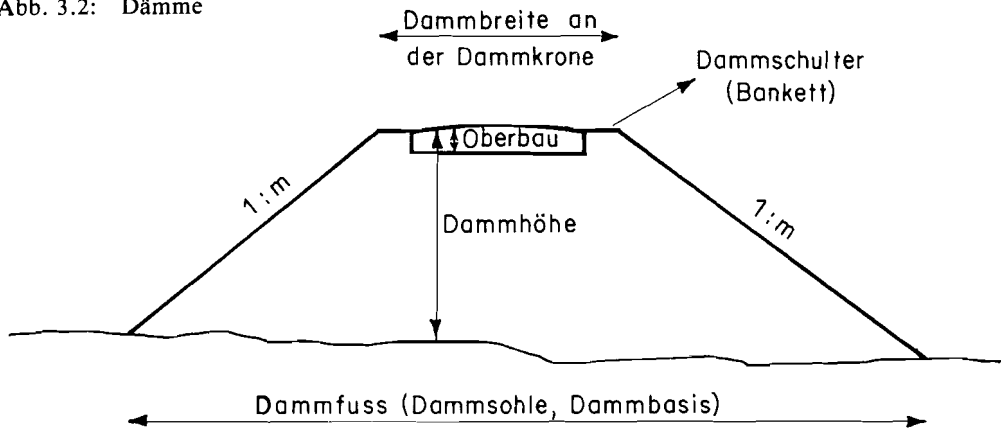
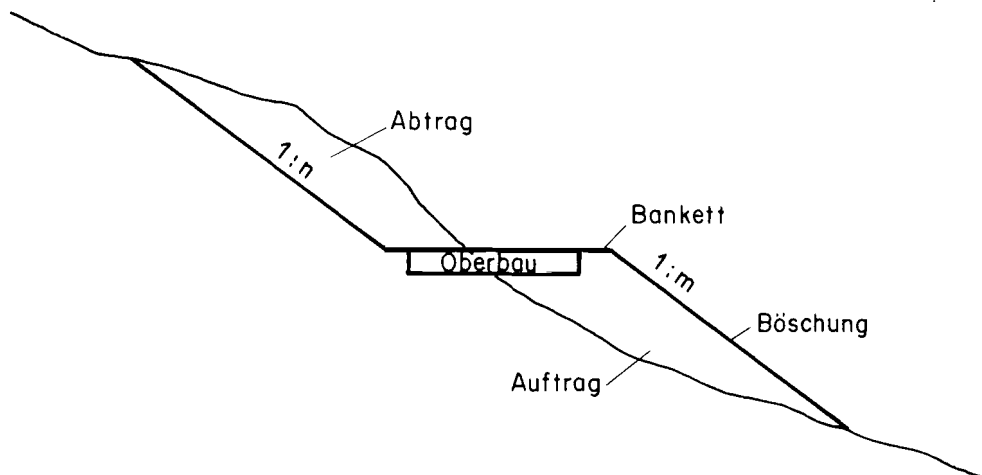
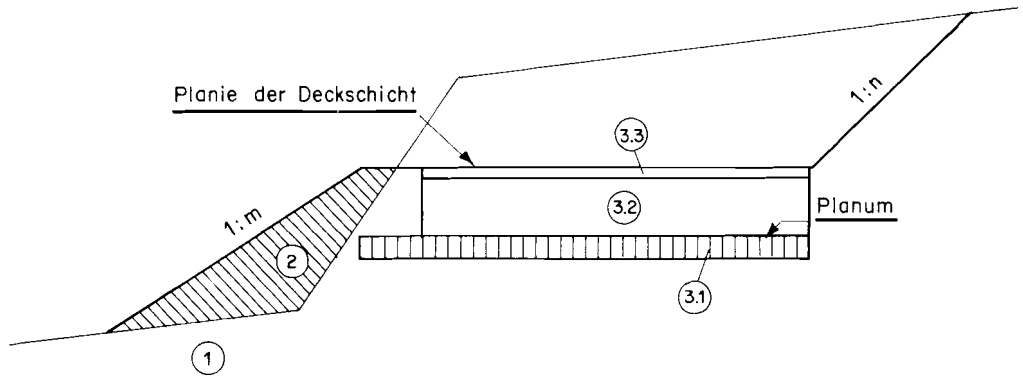


Abb. 3.3: gemischte Profile



Innerhalb des Strassenkörpers wird zwischen Unterbau und Oberbau unterschieden (Abb. 3.4).

Abb. 3.4: Bezeichnung der Schichten und Planien



- | | | |
|---|------------|-------------------------------|
| ① | Untergrund | gewachsener Boden |
| ② | Unterbau | Dammschüttung |
| ③ | Oberbau | ③.1 stabilisierter Untergrund |
| | | ③.2 Tragschicht |
| | | ③.3 Deckschicht |

3.12 **Bodenmechanische Bezeichnungen**

3.121 *Dichte (Angabe in g/cm^3)*

- | | |
|-----------------|--------------------------------------------------|
| γ | Feuchtdichte des Bodens |
| γ_s | Rohdichte der Festsubstanz |
| γ_w | Rohdichte des Wassers ($= 1 g/cm^3$) |
| γ_d | Trockendichte des Bodens |
| γ_{dopt} | Optimale Trockendichte |
| γ_{dnat} | Trockendichte des Bodens in natürlicher Lagerung |
| γ_g | Dichte des gesättigten Bodens |

3.122 *Porenvolumen (Angabe in Prozenten)*

- | | |
|-------|---------------------------------------------------------------------------------|
| n | Porosität (prozentualer Anteil des Porenvolumens am Totalvolumen) |
| n_w | Prozentualer Anteil des wassergefüllten Porenvolumens am Totalvolumen |
| n_L | Prozentualer Anteil des luftgefüllten Porenvolumens am Totalvolumen |
| e | Porenziffer (prozentualer Anteil des Porenvolumens bezogen auf das Festvolumen) |

3.123 *Wassergehalt (Angabe in Prozenten)*

W	Wassergehalt
W_{nat}	Natürlicher Wassergehalt
W_{opt}	Optimaler Wassergehalt (für die Verdichtung)
W_{grenz}	Grenzwassergehalt (zur Erreichung eines vorgeschriebenen Verdichtungswertes)
W_L	Wassergehalt bei Fließgrenze (L = liquid limit)
W_P	Wassergehalt bei Ausrollgrenze (P = plastic limit)
W_S	Wassergehalt bei Schrumpfgrenze

3.124 *Anteil des Wasservolumens am Porenvolumen (Angabe in %)*

S_r	Sättigungsgrad
$S_{r\text{opt}}$	Sättigungsgrad bei optimaler Verdichtung

3.125 *Klassifikation, Plastizität und Konsistenz*

Blöcke	:	> 200	mm Korndurchmesser
Steine	:	60.0 — 200.0	mm Korndurchmesser
G	Kies (gravel)	:	2.0 — 60.0 mm Korndurchmesser
S	Sand	:	0.06 — 2.0 mm Korndurchmesser
M	Silt (mud)	:	0.002 — 0.06 mm Korndurchmesser
C	Ton (clay)	:	< 0.002 mm Korndurchmesser
D	Durchmesser (in mm) des Grösstkorns einer Bodenprobe		
d_x	Korndurchmesser (in mm) des x-prozentigen Anteils der Summationskurve		
Ca	Karbonatgehalt (in %)		
W_L	Wassergehalt bei Fließgrenze (in %)		
W_P	Wassergehalt bei Ausrollgrenze (in %)		
I_P	Plastizität, Plastizitätszahl, Plastizitätsindex (%) (plasticity index)		
I_L	Liquiditätsindex		
I_C	Konsistenzindex		

3.126 *Durchlässigkeit*

k	(cm/sec) Durchlässigkeitskoeffizient nach Darcy
k_g	(cm/sec) Durchlässigkeitskoeffizient des gesättigten Bodens

3.127 *Zusammendrückbarkeit*

M_{E_1}	(MN/m ²)	Primärer Zusammendrückungsmodul (Erstbelastung)
M_{E_2}	(MN/m ²)	Sekundärer Zusammendrückungsmodul (Wiederbelastung)

3.128 *Scherfestigkeit*

τ_f	(N/mm ²)	Scherfestigkeit (Schubspannung bei Materialbruch)
τ	(N/mm ²)	Scherspannung, Schubspannung
c	(N/mm ²)	Kohäsion
Φ	(Grad)	Winkel der inneren Reibung («Reibungswinkel»)
u	(N/mm ²)	Porenwasserspannung, Porenwasserdruck
σ'	(N/mm ²)	Effektive wirksame Normalspannung
σ	(N/mm ²)	Totale (äussere) Normalspannung

3.13 **Boden — Bodenentstehung**

In der Geologie, Geotechnik und Bodenmechanik bezeichnet man das lockere Material an der Erdoberfläche als Boden oder Lockergestein (auch Lockerschichten), im Gegensatz zum Fels oder Festgestein (Granit, Kalk usw.). Böden sind aus der Verwitterung von Festgestein hervorgegangene Materialien, bei denen nachträglich keine wesentliche Verfestigung erfolgt ist. Für die Bodenbildung spielen das Muttergestein, die Art der Verwitterung, die klimatischen Verhältnisse und die Topographie eine wesentliche Rolle. Das Bodenmaterial, welches durch mechanische und chemische Verwitterung aus dem Festgestein gebildet wird, kann dabei am Ort der Entstehung verbleiben (eluviale Sedimente) oder durch die Schwerkraft (= kolluviale Sedimente: Schutthalden, Bergsturzablagerungen, Rutschablagerungen, Rutschschutte), durch Wasser (fluviale Sedimente: Schotter, Alluvionen), durch Gletscher (glaziale Sedimente: Moränen), durch Wasser und Gletscher (fluvio-glaziale Sedimente) oder durch Wind (äolische Sedimente: Löss, Dünen) weitertransportiert werden.

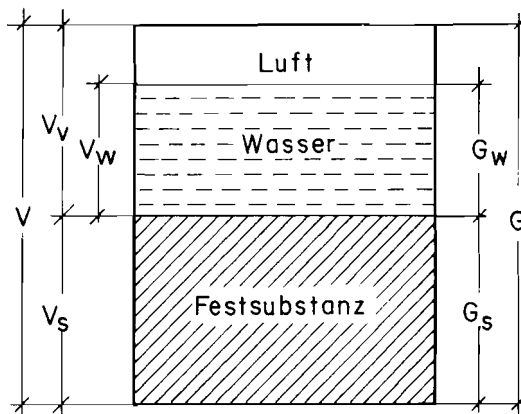
Meistens kommen die Böden mit gleicher Entstehung bezüglich Muttergestein, Verwitterung, Transport usw. relativ grossflächig vor. Die Kenntnisse über die generellen Eigenschaften von Böden mit gleicher Entstehungsgeschichte sind daher sehr wertvoll, denn sie geben dem Bodenmechaniker bereits erste wichtige Angaben über den Boden in bezug auf seine Zusammensetzung und seine bautechnischen Eigenschaften. Somit können bei der Projektierung einer Strasse geologische und geotechnische Karten einen ersten Überblick vermitteln. Diese Übersicht genügt aber für den Strassenbauer nicht, weil die Böden — besonders in der Schweiz — sehr inhomogen sein können und daher unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Eine für die Strassenbautechnik ausreichende Aussage wird erst durch die Bestimmung der im folgenden beschriebenen Bodeneigenschaften erhalten.

3.2 Der Boden als Dreiphasensystem: Bodenphysikalische Grundlagen

Jeder Boden besteht aus einem sogenannten Dreistoffgemisch (Dreiphasensystem, Abb. 3.5): feste, flüssige und gasförmige Bestandteile. Aus dem Verhältnis der drei Stoffe zueinander ergibt sich eine erste Charakterisierung. Am Modell einer Volumeneinheit (cm^3 , m^3) Boden werden die wichtigsten Kennziffern und Eigenschaften erläutert und definiert.

3.21 Modell des Bodens

Abb. 3.5: Modell einer Volumeneinheit (cm^3 , m^3) Boden, dargestellt als Dreiphasen-System



- V : Volumen des Bodenkörpers
- V_v : Porenvolumen
- V_w : Wasservolumen
- V_s : Festschubstanzvolumen
- G : Masse des Bodenkörpers (Feuchtschubstanz)
- G_w : Masse des Wassers
- G_s : Masse der Trockensubstanz

3.22 Der Wassergehalt

Der Wassergehalt W einer natürlichen oder aufbereiteten Bodenprobe ist das Verhältnis der Masse des Bodenwassers (G_w) zur Masse der getrockneten Bodenprobe (G_s). Er wird in Prozent ausgedrückt.

$$W \text{ ‰} = \frac{G_w}{G_s} \cdot 100$$

Im Labor wird der Boden in einem Trocknungs-ofen bei konstanter Temperatur zwischen 105 und 110°C ausgetrocknet. Die Bodenprobe ist vor und nach dem Trocknungsprozess genau zu wägen.

Die Probenmenge richtet sich nach dem Grösstkorn im Boden. Bei feinkörnigen Böden (Grösstkorn < 0.06 mm) genügen für die Wassergehaltsbestimmung 15—50 g; in grobkörnigen Böden bis zu einem Grösstkorn von 60.0 mm werden bis zu 10 kg benötigt, damit ein repräsentativer Wert erhalten wird; enthält der Boden auch Steine (bis zu 200 mm) ist der Wassergehalt an mehr als 10 kg Material zu bestimmen. Die Trocknungszeit richtet sich nach der Menge der bindigen Anteile im Boden. Nichtbindige Böden müssen etwa 4 Stunden im Trocknungs-ofen liegen, bis sie ganz ausgetrocknet sind, bindige Böden aber bis zu 24 Stunden.

Im Feld kann der Wassergehalt mit Hilfe der Kalziumkarbidmethode, mit der «Benzinmethode» oder der «Röstmethode» bestimmt werden. Bei der Kalziumkarbidmethode (CM-Gerät) lässt man in einer Druckflasche mit Manometer das Bodenwasser mit einer vorbestimmten Menge Kalziumkarbid reagieren. Durch die Reaktion wird Azetylgas frei. Der Gasdruck ist proportional der Wassermenge in der Bodenprobe. Mit Hilfe einer Eichkurve kann man vom Gasdruck auf den Wassergehalt schliessen. Das Gerät hat den Nachteil, dass nur sehr kleine Mengen (3—20 g) eingewogen werden können, und dass die kleine Feldwaage nicht sehr genau ist.

Bei den anderen Methoden wird die Masse des Wassers durch Austrocknung bestimmt (Wägung der Bodenprobe vor und nach Austrocknung).

Die «Benzinmethode» ist für grobkörnige Böden (Kiese und Sande) geeignet. Die feuchte Probe wird dabei auf einem Blech ausgebreitet, mit Benzin übergossen und angezündet. Durch die Verbrennungswärme wird dem Boden das Wasser entzogen. Bei nichtbindigen Materialien genügt im allgemeinen ein einmaliges Ausbrennen; Böden mit bindigen Anteilen müssen so oft behandelt werden, bis keine Abnahme der Masse mehr festzustellen ist.

Bei der «Röstmethode» wird die Bodenprobe in einem Metallbehälter über einem Gasbrenner bis zur vollständigen Austrocknung (Massenkonstanz) erhitzt.

Der natürliche Wassergehalt (W_{nat}) entspricht dem Feldwassergehalt bei natürlicher Lagerung. Er dient zur allgemeinen Beurteilung der Bodeneigenschaften, insbesondere dann, wenn er in Beziehung zu weiteren wichtigen Wassergehalten, wie optimalem Verdichtungswassergehalt W_{opt} , Fließgrenze W_L , Ausrollgrenze W_P und Schrumpfgrenze W_S gesetzt wird.

Der natürliche Wassergehalt hat einen grossen Einfluss auf verschiedene, bautechnisch wichtige Bodeneigenschaften, wie z. B. die Tragfähigkeit, die Befahrbarkeit, die Zustandsform, die Verdichtbarkeit, die Verarbeitbarkeit usw.

Bei den grobkörnigen Kiesen und Sanden spielt er allerdings eine kleinere Rolle, weil zwischen dem Wasser und den Bodenkörnern keine Wechselwirkungen stattfinden. Die Eigenschaften der feinkörnigen bindigen Böden dagegen werden durch den Wassergehalt wesentlich beeinflusst. Die Prüfmethode für bindige Böden versuchen deshalb vor allem zu ermitteln, wie sich die Festigkeit, insbesondere die Kohäsion (Bindekraft) des Bodens bei wechselndem Wassergehalt verhält.

Bindige Böden sind bei kleinem Wassergehalt fest und hart; mit steigendem Wassergehalt werden sie weicher und plastischer und gehen dann schliesslich in eine breiige, fließbare Zustandsform über (vgl. Abschnitt 3.27).

Für wichtige Böden der Schweiz können etwa folgende informatorische Werte für den natürlichen Wassergehalt angegeben werden:

— Schotter (Alluvionen)	4—12%
— Moräne feinkörnig	15—25%
grobkörnig	8—18%
— Gehängelehme	28—40%
— Flyschschutt	30—50%

3.23 Die Dichten des Bodens

An einem Boden können folgende Dichten unterschieden werden:

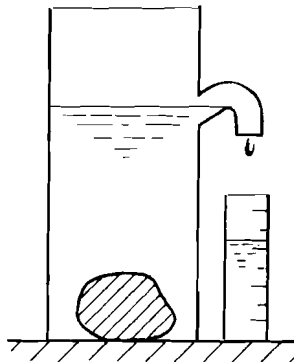
— Feuchtdichte	γ
— Trockendichte	γ_d
— Rohdichte	γ_s

Die Feuchtdichte (γ) ist die Masse des Bodens pro Volumeneinheit beim Wassergehalt W .

$$\gamma = \frac{\text{Masse der Feuchtsubstanz}}{\text{Volumen des Bodenkörpers}} = \frac{G}{V}$$

Zur Bestimmung der Feuchtdichte wird in bindigen, feinkörnigen Böden ein Probekörper mit Hilfe eines Stechzylinders von bekanntem Volumen ausgestochen und gewogen. In verkitteten Böden (z. B. Nagelfluh, stabilisierte Böden) wird eine Probe herausgebroschen, paraffiniert und das Volumen mit Hilfe der Wasserverdrängung bestimmt (Abb. 3.6, Volumen des Paraffins berücksichtigen!).

Abb. 3.6: Volumenbestimmung mittels Wasserverdrängung



In nichtbindigen Böden können keine ungestörten Proben entnommen werden, so dass nur Feldversuche zum Ziel führen (Ballonmethode SN 670 337, Sandersatz-Methode SN 670 335, Gipsersatzmethode, Isotopenmethode).

Die Trockendichte (γ_d) ist die Masse der Trockensubstanz des Bodens pro Volumeneinheit.

$$\gamma_d = \frac{\text{Masse der Trockensubstanz}}{\text{Volumen des Bodenkörpers}} = \frac{G_s}{V}$$

Nach der Bestimmung der Feuchtdichte wird der Wassergehalt der ausgetrockneten Bodenprobe ermittelt. Die Trockendichte kann dann nach folgenden Formeln gerechnet werden (W als Dezimalbruch):

$$\gamma_d = \frac{\text{Feuchtdichte}}{1 + \text{Wassergehalt } W} = \frac{\gamma}{1 + W} = \frac{G}{V(1 + W)}$$

Die Rohdichte (γ_s) ist die Dichte der Festsubstanz oder das Verhältnis der Masse der Trockensubstanz zu ihrem Volumen.

$$\gamma_s = \frac{\text{Masse der Trockensubstanz}}{\text{Volumen der Trockensubstanz}} = \frac{G_s}{V_s}$$

Das Volumen von Steinen und groben Kieskörnern kann durch die Wasserverdrängung in einem Überlaufgefäß (Bestimmung des verdrängten Wasservolumens) oder durch Tauchwägung im Wasser (Auftrieb = Masse des verdrängten Wassers = Volumen, da $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$) bestimmt werden.

Die Rohdichte von feinkörnigen Böden wird mit dem Pyknometerversuch (Erdbaulabor) bestimmt, welcher ebenfalls auf der Volumenmessung durch Wasserverdrängung basiert.

Die Rohdichte ist abhängig von der mineralogischen Zusammensetzung des Bodens und liegt bei 2.65—2.75 g/cm³.

3.24 Weitere, von den Dichten abhängige Kennziffern

Aus den primär bestimmten Grössen γ , γ_s und W (und damit γ_d) lassen sich eine Reihe weiterer Kennziffern berechnen.

3.241 Porosität n

Die Porosität n ist das Verhältnis des Porenvolumens zum Totalvolumen der Bodenprobe (Abb. 3.7). Sie lässt sich aus den Grössen γ , γ_s und W wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned} n \% &= \frac{\text{Porenvolumen}}{\text{Volumen des Bodenkörpers}} \cdot 100 = \frac{V_v}{V} \cdot 100 \\ &= \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_s(1 + W)}\right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \cdot 100 = \left(\frac{e}{1 + e}\right) \cdot 100 \end{aligned}$$

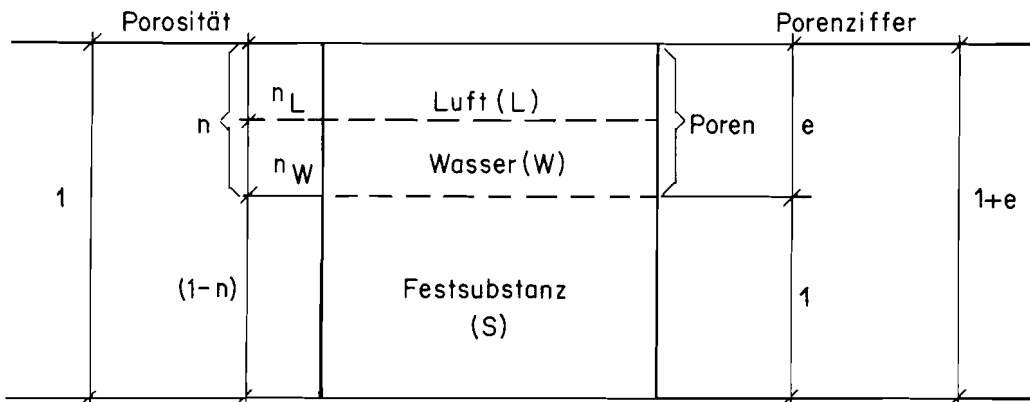
3.242 Porenziffer e

An Stelle der Porosität wird gelegentlich auch die Porenziffer e verwendet. Sie ist definiert als das Verhältnis des Porenvolumens zum Volumen der Festsubstanz (Abb. 3.7). Sie berechnet sich folgendermassen:

$$e = \frac{\text{Porenvolumen}}{\text{Volumen der Festsubstanz}} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_s}{V_d} - 1$$

$$= \frac{V_s - V_d}{V_d} = \frac{n}{1 - n}$$

Abb. 3.7: Porosität und Porenziffer



3.243 Sättigungsgrad S_r

Der Sättigungsgrad S_r ist das Verhältnis des mit Wasser angefüllten Porenvolumens zum gesamten Porenvolumen. Die Berechnung erfolgt nach folgenden Formeln:

$$S_r \% = \frac{\text{Wasservolumen}}{\text{Porenvolumen}} \cdot 100 = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 = \frac{W \%}{\frac{V_w}{V_d} - \frac{V_w}{V_s}}$$

Bei V_w — Rohdichte des Wassers = 1.0 g/cm^3 — geht die Formel über in:

$$S_r = \frac{W \%}{\frac{1}{V_d} - \frac{1}{V_s}} = \frac{W \cdot V_d}{n} \cdot 100 = \frac{W \cdot V_s}{e} \cdot 100$$

Beispiel

Gemessen an einem bindigen Boden:

- Masse der ausgestochenen Probe von $V = 100 \text{ cm}^3$ beim natürlichen Wassergehalt $G = 195.8 \text{ g}$
- Wassergehalt = 26.4%
- Rohdichte = 2.70 g/cm^3

Berechnungen

— Feuchtdichte $\gamma = \frac{G}{V} = \frac{195.8}{100} = 1.96 \text{ g/cm}^3$

— Trockendichte $\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + W} = \frac{1.958}{1.264} = 1.55 \text{ g/cm}^3$ (W als Dezimalbruch)

— Porosität $n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \cdot 100 = \frac{2.70 - 1.55}{2.70} \cdot 100 = 42.63 \%$

— Porenziffer $e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{2.70 - 1.55}{1.55} = 0.74$

— Sättigungsgrad $S_r = \frac{\gamma_d \cdot W \cdot 100}{n} = \frac{1.55 \cdot 26.4 \cdot 100}{42.63} = 95.93 \%$

3.25 Grössenordnungen einiger Werte natürlicher Böden

Für alle Böden: $\gamma_s \sim 2.65\text{—}2.75 \text{ g/cm}^3$

Tab. 3.8: Bodenkennziffern einiger natürlich gelagerter Böden

mittlere Werte für:	γ g/cm ³	γ_d g/cm ³	W (%)	n (%)	S_r (%)
grobkörnige Moräne	2.35	2.10	12	30	variabel
feinkörnige, fette Moräne	2.00	1.60	25	40	100
Schotter (Alluvionen)	2.30	2.15	7	25	variabel
Gehängelehm	2.00	1.55	30	45	100
Flyschutt	1.90	1.40	35	50	100

3.26 Kornverteilung

Die Festsubstanz der meisten Böden ist aus Mischungen verschiedener Korngrößen zusammengesetzt. Ihre Verteilung ist von Bedeutung für die Identifikation und Klassifikation der Böden, für die Beurteilung der Tragfähigkeit, der Bearbeitbarkeit (Abgraben, Transport, Einbau, Verdichtbarkeit, Planierbarkeit usw.), der Durchlässigkeit, der Frost- und Erosionsempfindlichkeit.

In vielen Ländern haben sich heute folgende Fraktionen (Korngruppen) durchgesetzt (Tab. 3.9):

- Blöcke > 200 mm
- Steine 60 — 200 mm
- Kies (G) 2.0 — 60.0 mm
- Sand (S) 0.06 — 2.0 mm
- Silt (M) 0.002 — 0.06 mm*
- Ton (C) < 0.002 mm (= 2 μ)

*0.06 mm: Bodenteilchen, welches von blossen Auge noch zu erkennen ist.

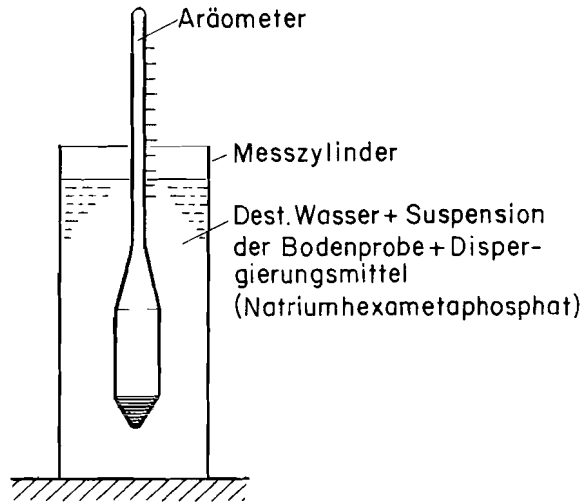
Tab. 3.9: Kornfraktionen

≤ 0.002 mm	0.002—0.06 mm	0.06—2.0 mm	2.0—60.0 mm
Tonfraktion (C)	Silt (M)	Sand (S)	Kies (G)
feinkörnig		grobkörnig	

In der Bodenmechanik werden diese vier Fraktionen bestimmt. Größere Fraktionen werden hinsichtlich ihres Einflusses abgeschätzt. Die prozentualen Massenanteile der verschiedenen Korngrößen an der Gesamtmenge werden für Korngrößen über 1.0 mm (einzelne Labors über 0.06 mm) durch Sieben, für Korngrößen unter 1.0 mm (bzw. unter 0.06 mm) durch eine Sedimentationsanalyse (Schlammversuch) ermittelt. Die Siebe bzw. Siebsätze sind in vielen Ländern genormt. Je nach Bodenart wird eine Trocken- oder Nasssiebung durchgeführt.

Für das Schlämmen wird meist das Aräometerverfahren verwendet (Abb. 3.10). Die Kornverteilung wird nach dieser Methode durch Sedimentation des Materials aus einer Suspension ermittelt. Man misst dabei mit dem Aräometer in bestimmten Zeitabständen die Rohdichte der Suspension. Daraus lässt sich für jede Messung der Massenanteil der Körner bestimmen, die sich noch in der Suspension befinden. Deren maximaler Korndurchmesser kann mit Hilfe des Gesetzes von Stokes berechnet werden.

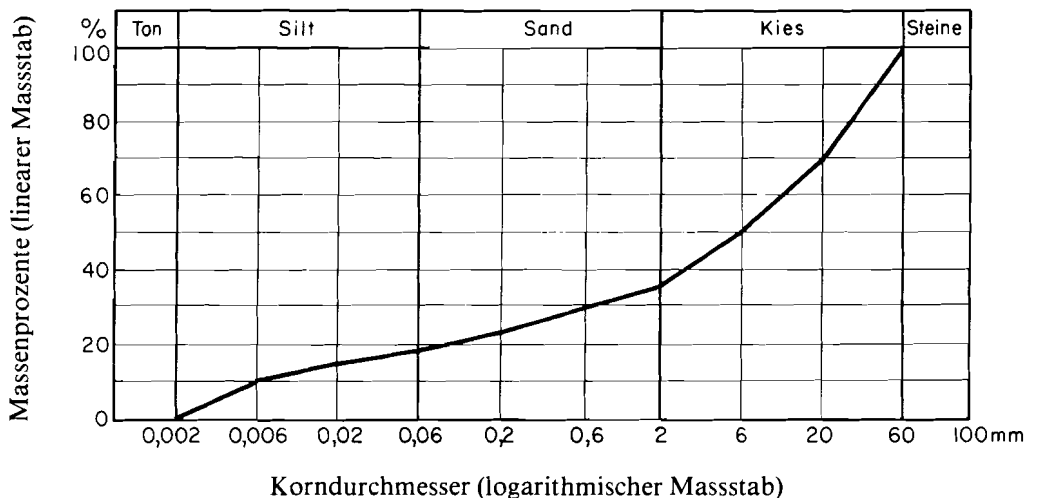
Abb. 3.10: Aräometerverfahren



Die Auswertung der Messergebnisse erfolgt mit Hilfe von Nomogrammen.

Das Ergebnis der Sieb- und Schlämmanalyse wird als Kornverteilungslinie, als sogenannte Summationskurve aufgezeichnet (Abb. 3.11). Die Form der Summationskurve ist kennzeichnend für die Bodenart. Jeder Punkt auf der Linie gibt an, wieviel Massenprozent an Körnern vorhanden sind, deren Durchmesser gleich oder kleiner ist als der zugehörige Korndurchmesser. Der prozentuale Massenanteil der Bodenkörner wird dabei im linearen, der Korndurchmesser im logarithmischen Masstab angegeben.

Abb. 3.11: Kornverteilungslinie



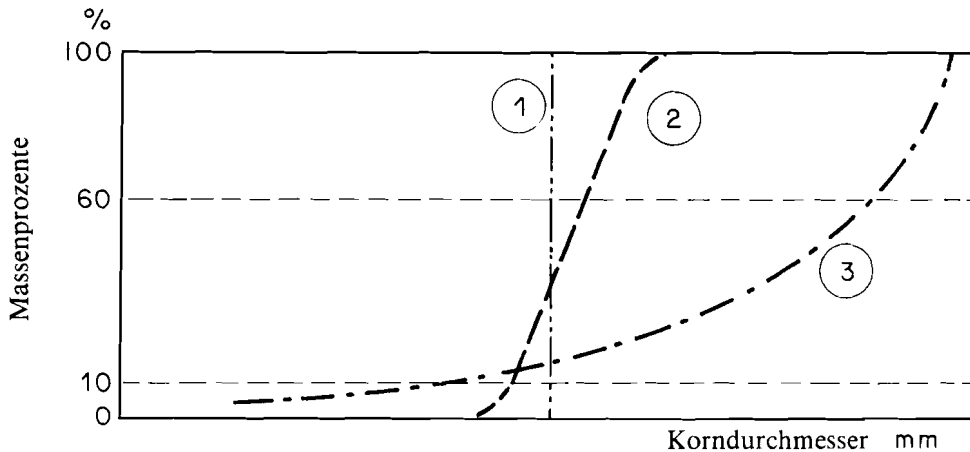
Der Verlauf der Summationslinie kann für grobkörnige Materialien durch die folgenden Werte charakterisiert werden:

— Steilheit, Ungleichförmigkeitsgrad $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$

— Krümmung $C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$

Dabei sind d_{60} , d_{30} und d_{10} die Korndurchmesser, die den Massenanteilen 60%, 30% und 10% der Summationslinie entsprechen (Abb. 3.12).

Abb. 3.12: Ungleichförmigkeitskriterien



Als Bezeichnungen für die Ungleichförmigkeit werden folgende Abstufungen verwendet:

$C_u < 5$ sehr gleichförmige Böden ($C_u = 1$: lauter gleich grosse Körner ①)

C_u 5—15 gleichförmige Böden ②

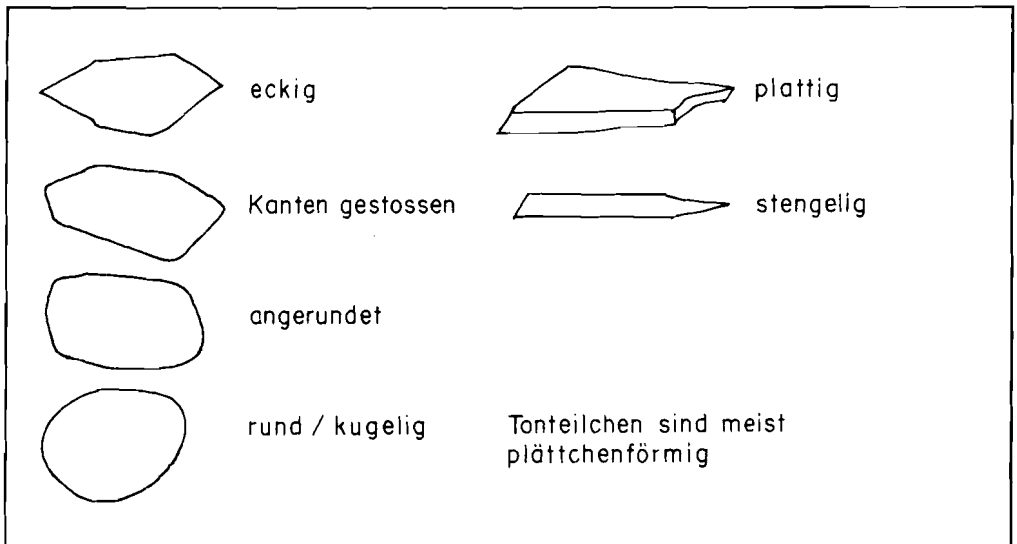
$C_u > 15$ ungleichförmige Böden ③

Der Ungleichförmigkeitsgrad C_u und die Krümmung C_c , welche den Verlauf der Kornverteilungskurve charakterisieren, werden vor allem für die Klassifikation grobkörniger Böden verwendet (vgl. Abschnitt 3.3311).

Die Kornverteilungskurve, welche insbesondere die Anteile der verschiedenen Kornfraktionen (Ton, Silt, Sand, Kies) angibt, ist einerseits eine Eingangsgröße für die Bodenklassifikation, andererseits erlaubt sie, verschiedene wichtige Bodeneigenschaften, wie z. B. Verdichtbarkeit, Scherfestigkeit, Frost- und Wasserempfindlichkeit, Erosionsempfindlichkeit, Durchlässigkeit usw. zu beurteilen.

Eine kleinere Bedeutung kommt der Form der einzelnen Körner zu. Man unterscheidet folgende Kornformen (Abb. 3.13):

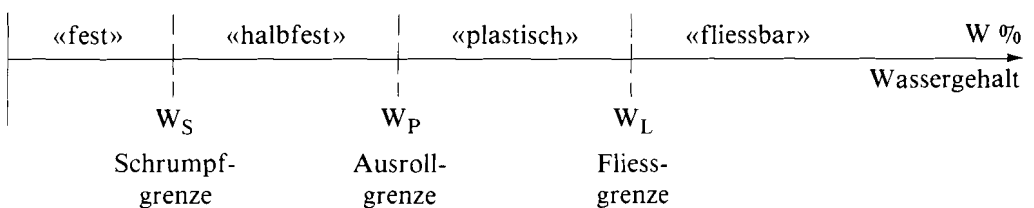
Abb. 3.13: Kornformen



3.27 Zustandsform bindiger Böden

Bindige Böden sind bei kleinem Wassergehalt hart und fest und können z. B. gut befahren werden, mit zunehmendem Wassergehalt werden sie plastisch und gehen bei weiterer Zunahme des Wassergehaltes in einen fließbaren Zustand über (Abb. 3.14). Dadurch verlieren sie ihre Festigkeit vollständig.

Abb. 3.14: Zustandsformen

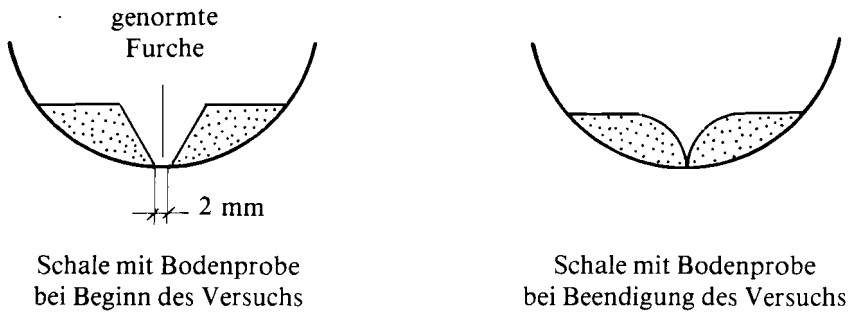


Um für die vier Zustandsformen Messwerte zu erhalten, hat Atterberg sogenannte Zustandsgrenzen eingeführt: Fließgrenze und Ausrollgrenze. Nachträglich wurden sie noch durch die Schumpfgrenze ergänzt. Sie sind heute unter folgenden Namen in der Literatur zu finden:

- Atterberggrenzen
- Konsistenzgrenzen
- Plastizitätsgrenzen
- Bildsamkeitsgrenzen

Die Fließgrenze W_L (liquid limit) gibt den Wassergehalt an, bei welchem der Boden vom plastischen (knetbaren) in den fließbaren Zustandsbereich übergeht. Sie wird mit dem von A. CASAGRANDE entwickelten Fließgrenzengerät (CASAGRANDE-Gerät) bestimmt. Der Übergang vom plastischen in den fließbaren Zustandsbereich wird dann als gegeben betrachtet, wenn der Boden eine so grosse Verformbarkeit besitzt, dass er bei der festgelegten Erschütterung im CASAGRANDE-Gerät in einer genormten Furche auf einem Zentimeter Furchenlänge zusammenfließt (Abb. 3.15).

Abb. 3.15: CASAGRANDE-Versuch



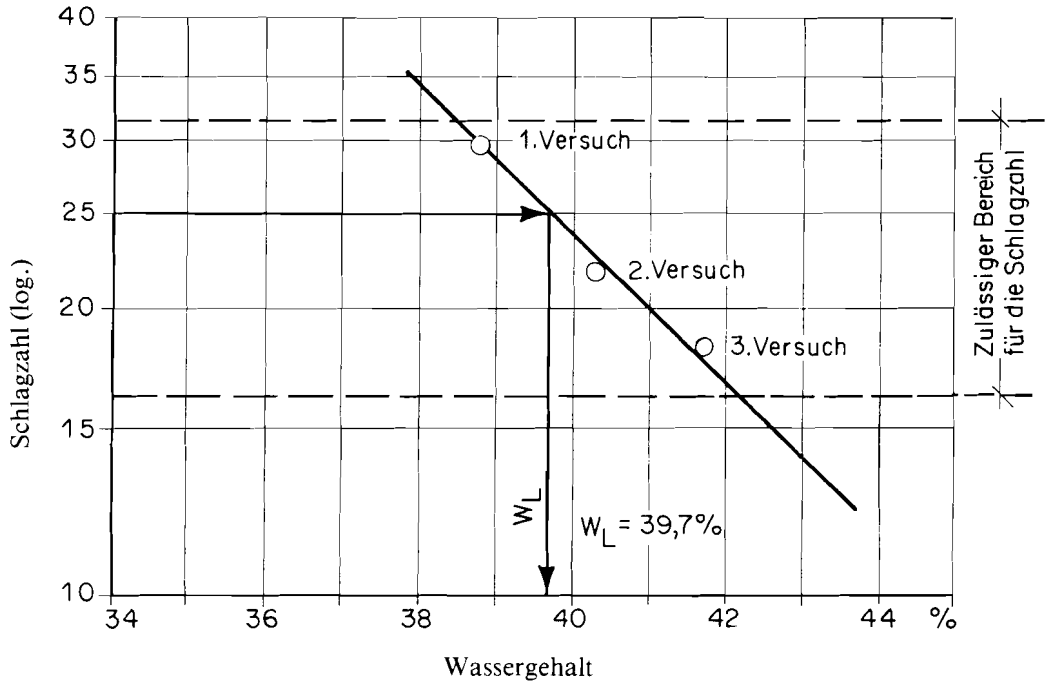
Zur Durchführung des Versuchs wird das Material kleiner als 0.5 mm mit Wasser zu einer strichreinen Paste aufgearbeitet und in die Metallschale des CASAGRANDE-Gerätes eingebracht. Die Oberfläche der Schicht wird glattgestrichen, so dass die Schicht an keiner Stelle höher als 10 mm ist. Im Schalendurchmesser, quer zur Nockenwelle, wird mit dem Furchenzieher die genormte Furche gezogen, deren Länge 50—60 mm beträgt. Durch Drehen der Kurbel hebt sich die Schale um 10 mm und fällt frei auf eine Hartgummiunterlage zurück (Frequenz zwei Schläge pro Sekunde).

Die Fließgrenze ist dann erreicht, wenn sich die Furche bei 25 Schlägen auf einer Länge von 10 mm schliesst. Normalerweise wird dies im Versuch nicht bei 25 Schlägen erreicht. Deshalb wird die Fließgrenze aus drei Versuchen mit variierendem Wassergehalt und entsprechenden Schlagzahlen zwischen 16 und 32 ermittelt. Unmittelbar nach dem Zusammenfließen wird eine Probe zur Bestimmung des Wassergehaltes aus der Schalenmitte genommen. In einem Diagramm werden die Schlagzahlen im logarithmischen und die entsprechenden Wassergehalte im linearen Massstab aufgetragen. Bei sorgfältiger Versuchsdurchführung liegen diese Punkte auf einer Geraden. Der Wassergehalt der Fließgrenze bei 25 Schlägen kann dann aus dem Diagramm herausgelesen werden (Abb. 3.16).

Die Fließgrenze schwach bindiger Böden liegt zwischen 4 und 25%, bei stark bindigen Böden zwischen 25 und 100%. Die Höhe der Fließgrenze ist abhängig von der Menge und der Art der Feinanteile (Tonminerale: Kaolinite, Illite, Montmorillonite). Böden mit hoher Fließgrenze erfordern als Baugrund besondere Vorsicht.

Aus der Differenz zwischen der Fließgrenze und dem natürlichen Wassergehalt kann angegeben werden, wie weit ein Boden im vorliegenden Zustand von der Fließgrenze entfernt, und damit wie gross die Gefahr des Überganges in den bautechnisch schwierigen fließbaren Zustand ist.

Abb. 3.16: Bestimmung der Fließgrenze



Die Ausrollgrenze W_p (plastic limit) entspricht dem Wassergehalt eines Bodens, bei dem das Material vom halbfesten in den plastischen Bereich übergeht. Dieser Zustand wird dann als gegeben betrachtet, wenn eine Bodenprobe, die ausgerollt wird, bei 3 mm Dicke zu zerbröckeln beginnt.

Für die Versuchsdurchführung wird das Bodenmaterial in gleicher Weise wie für die Bestimmung der Fließgrenze vorbereitet. Die Probe wird auf einem saugfähigen Papier solange ausgerollt, bis die Mehrzahl der Krümel einen Durchmesser von 3 mm besitzt. Die Krümel werden durch einen Siebsatz von 3 und 2 mm gesiebt. Vom Siebrückstand auf dem 2.0 mm-Sieb (Krümeldurchmesser zwischen 2 und 3 mm) wird der Wassergehalt bestimmt. Dieser Wassergehalt entspricht der Ausrollgrenze.

Die Ausrollgrenze kennzeichnet wie die Fließgrenze eine bestimmte Zustandsform der bindigen Böden. In Verbindung mit dem natürlichen Wassergehalt können wiederum wichtige Aussagen über die bautechnischen Eigenschaften eines Bodens gemacht werden.

Der Plastizitätsindex I_p (Plastizitätszahl, Bildsamkeit; plasticity index) ist die Differenz zwischen der Fließ- und Ausrollgrenze.

$$I_p = W_L - W_p$$

Der Plastizitätsindex ist ein Mass für das Wasseraufnahmevermögen eines Bodens. Je höher der Plastizitätsindex, desto grösser ist das Wasseraufnahmevermögen. Bei kleiner Plastizität weicht der Boden bei Regen rasch auf und trocknet bei Sonnenbestrahlung schnell wieder aus.

Tab. 3.17: Grössenordnungen der Plastizität feinkörniger Böden

	W_L %	W_P %	I_P %
Lösslehm	30	18	12
Gehängelehm (z.B. Uetliberg)	35—40	15—20	20—25
Feinkörnige Grundmöräne	45—55	15—20	25—40
Flysch; Opalinuston	35—60	15—25	20—45
Feinsand	nicht bestimmbar		
Reiner Silt	nicht bestimmbar		

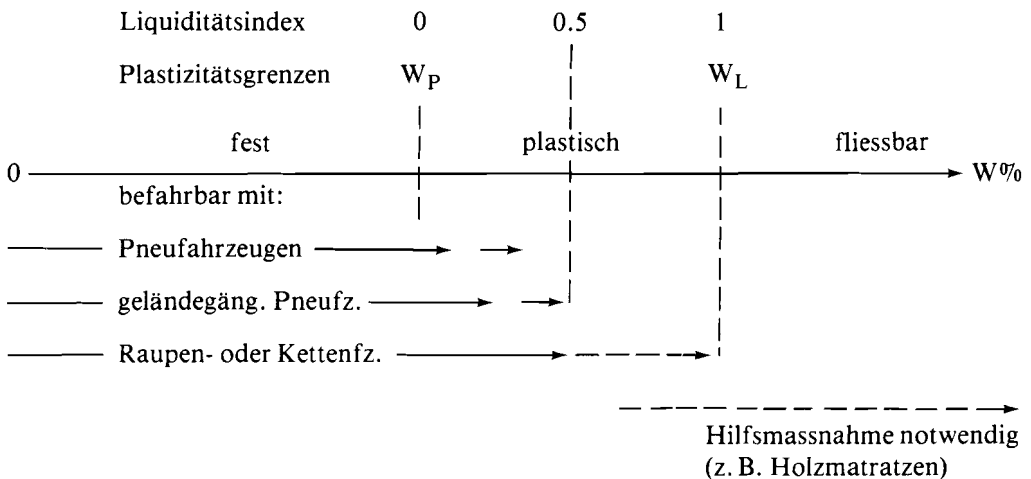
Durch die Plastizitätsgrenzen und den Plastizitätsindex kann mit Hilfe des Liquiditätsindex I_L oder des Konsistenzindex I_C die Zustandsform des Bodens beim natürlichen Wassergehalt als Masszahl angegeben werden.

$$I_L = \frac{W_{nat} - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W_{nat} - W_P}{I_P}$$

- $I_L < 0$ der Boden befindet sich im festen Zustand
- $I_L 0 - 1$ der Boden befindet sich im plastischen Zustand
- $I_L > 1$ der Boden befindet sich im fließbaren Zustand

Die Beurteilung der Zustandsform des Bodens im natürlichen Zustand gibt Anhaltspunkte über die Befahrbarkeit (Abb. 3.18), die Bearbeitbarkeit (Abtrag, Einbau, Verdichten) und die Verwendbarkeit als Baugrund und Baustoff (Tab. 3.19).

Abb. 3.18: Liquiditätsindex und Befahrbarkeit eines Bodens



Tab. 3.19: Liquiditätsindex und Verwendbarkeit eines Bodens als Baugrund und Baustoff

I_L	Baugrund	Baustoff (Dammschüttung)
> 1.0	unbrauchbar, Bauwerke versinken, Flächenentwässerung unbedingt notwendig (z. B. Flysch, Gehängelehm)	so gut als möglich aus- trocknen lassen, allenfalls Weissfeinkalk als Bauhilfs- massnahme
$0.75-1.0$	Grundbruchgefahr, sehr grosse Setzungen, Flächenentwässerung	do
$0.5-0.75$	grosse Setzungen	do
$0.25-0.5$	Setzungen	Lageneinbau bei trockenem Wetter
$0-0.25$	gut, Setzungen gering	Lageneinbau ohne besondere Massnahmen, Verdichten
< 0	sehr gut, Setzungen sehr gering	sehr guter Baustoff, Verdichten

An Stelle des Liquiditätsindex kann auch der Konsistenzindex I_C verwendet werden. Er berechnet sich wie folgt:

$$I_C = \frac{W_L - W_{nat}}{I_p}$$

Diese Kennziffer gibt wiederum den Zustandsbereich des Bodens beim natürlichen Wassergehalt an:

- $I_C < 0$ der Boden befindet sich im fließbaren Bereich
- $I_C 0 - 1$ der Boden befindet sich im plastischen Bereich
- $I_C > 1$ der Boden befindet sich im festen Bereich

Beispiel zur Berechnung von I_p , I_L und I_C

$W_{nat} = 32.2\%$	$I_p = 20.7\%$
$W_L = 37.6\%$	$I_L = 0.74$
$W_p = 16.9\%$	$I_C = 0.26$

Dieser Boden befindet sich im plastischen Bereich.

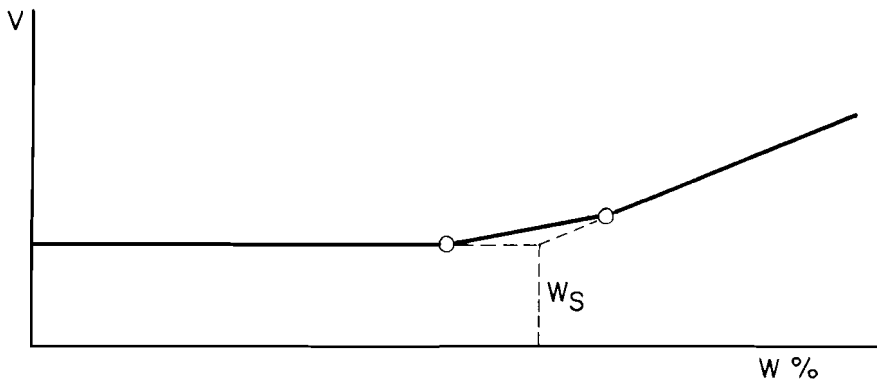
Die Schrumpfgrenze W_S ist der Wassergehalt, bei dem der Boden bei Austrocknung keine weitere Volumenreduktion mehr erfährt. Wird ein nasser, bindiger Boden getrocknet, so reduziert er sein Volumen, d. h. er schrumpft. Anfänglich ist die Volumenreduk-

tion proportional zur Wassergehaltsabnahme (gerader Ast der Schrumpfkurve). Die Schrumpfgrenze ist dann erreicht, wenn der Boden trotz weiterer Wasserabgabe sein Volumen nicht mehr weiter verkleinert (Abb. 3.20). Die Schrumpfgrenze wird oft auch als Übergang vom halbfesten zum festen Zustand bezeichnet.

Die Ermittlung der Schrumpfgrenze W_S wird an einer getrockneten Bodenprobe durchgeführt nach der Formel:

$$W_S = \left(\frac{V_v}{G} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \cdot 100$$

Abb. 3.20: Schrumpfgrenze

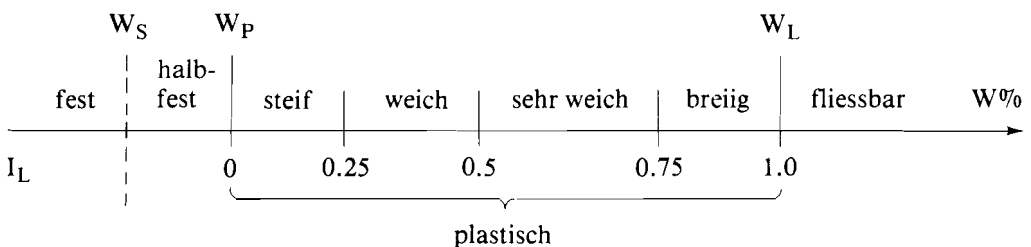


Die Schrumpfgrenze schwach bindiger Böden liegt zwischen 10—20%, für stark bindige Böden zwischen 5—10% Wassergehalt. Nicht bindige Böden schrumpfen nicht wesentlich.

Die Schrumpfgrenze wird auch zur Beurteilung des Verhaltens von Einschnitts- und Dammböschungen herangezogen. Bei hoher Schrumpfgrenze ($W_S = 15—20\%$) reißt der Boden bei Sonnenbestrahlung schnell auf. Durch die dann in die entstehenden Risse eintretenden Niederschläge können Böschungsrutschungen auftreten. Solche Böschungen müssen möglichst rasch durch Schutzmassnahmen (Begrünung, Humusieren) vor Hitze bewahrt werden.

Schrumpfgrenze und Liquiditätsindex dienen sehr oft zur Feineinteilung eines Bodens hinsichtlich seiner Zustandsform (Abb. 3.21).

Abb. 3.21: Feineinteilung der Zustandsformen



3.28 Die spezifische Oberfläche eines Bodens — Eigenschaften der Tonminerale

Mit abnehmender Korngrösse wird die spezifische Oberfläche (bezogen auf eine Volumeneinheit) grösser. Besonders gross ist die Oberfläche der Tonminerale mit einer Teilchengrösse kleiner als 0.002 mm. Eindrücklich lässt sich die Zunahme der Oberfläche darstellen durch das Verhältnis von Oberfläche zu Volumeneinheit (Tab. 3.22).

Tab. 3.22: Verhältnis aus Oberfläche und Volumen

Kantenlänge cm	Oberfläche cm ²	:	Volumen cm ³
1.0	6	:	1
0.1	60	:	1
0.01	600	:	1
0.001	6 000	:	1
0.0001	60 000	:	1 → 6.0 m ²

Vergleich: In 1 g Zement hat es eine Oberfläche von 1600—1800 cm².

Ein feinkörniger Boden hat eine grosse Oberfläche. Diese Oberflächen sind aktiv, d. h. sie vermögen Wasser anzulagern. Dieses Wasserbindungsvermögen der in der Bodenprobe enthaltenen Anteile < 0.002 mm («Tonfraktion» nicht zu verwechseln mit Tonmineral) wird durch die Aktivität A ausgedrückt.

$$A = \frac{I_P}{q_{0.002}}$$

I_P : Plastizitätsindex in %

$q_{0.002}$: Anteil < 0.002 mm in Masse - %
bezogen auf die Fraktion < 0.5 mm

Beispiel

Gesamtfraktion: Anteil < 0.5 mm = 80%
Anteil < 0.002 mm = 10%

$$I_P = 18.0\%$$

$$q_{0.002} = 10 \cdot \frac{100}{80} = 12.5\%$$

$$A = \frac{18.0}{12.5} = 1.44$$

Die Böden werden hinsichtlich ihrer Aktivität gemäss Tabelle 3.23 eingeteilt.

Tab. 3.23: Aktivität der Böden

Klasse	Aktivität	Einteilung
1	0—0.5	inaktiv
2	0.5—0.75	
3	0.75—1.25	normal aktiv
4	1.25—2.0	aktiv
5	> 2.0	

Die «Tonfraktion», d. h. die Körner < 0.002 mm, kann mineralogisch sehr verschieden aufgebaut sein, so dass die Plastizität und damit die Aktivität von Böden mit gleichem Gehalt an Körnern < 0.002 mm sehr unterschiedlich sein kann.

Das geht aus der Aktivität einiger Minerale hervor (Tab. 3.24).

Tab. 3.24: Aktivität einiger Minerale

Mineral	Aktivität A	
Quarz	0	
Kalzit	0.18	
Muskovit	0.23	
Kaolinit (2schichtiger Ton; Na-Form)	0.21	
Illit (3schichtiger Ton; Na-Form)	0.63	
Montmorillonit (3schichtiger Ton <	Ca-Form)	1.5
	Na-Form)	7.5

3.3 Die Bodenklassifikation nach USCS (Unified Soil Classification System)

Die Bodenklassifikation bezweckt die Zuordnung eines Bodens zu einer bestimmten Verhaltensklasse. Durch die Zuordnung des Bodens zu einer Verhaltensklasse sind qualitative Aussagen über sein zu erwartendes Verhalten möglich.

Weiterhin bezweckt die Klassifikation eine Vereinheitlichung der Bezeichnung der Bodenarten, was für die Verständigung wichtig ist.

Das wohl am meisten verbreitete System, das auch in der Schweiz verwendet wird, ist das Unified Soil Classification System (USCS), welches von A. CASAGRANDE entwickelt wurde.

Das USCS-System verwendet die folgenden Klassifikationsmerkmale:

— *Kornverteilung*

Komponenten > 60 mm werden dabei ausgeschieden

— *Plastizitätseigenschaften* (W_L , I_P)

Massgebend für die Einteilung der feinkörnigen Böden oder der feinkörnigen Anteile

— *Organische Bestandteile*, soweit sie die Plastizität beeinflussen oder der Boden vorwiegend aus organischem Material besteht (Torf)

Dabei wird zwischen einer genauen aber aufwendigen Labormethode und einer auf Schätzung beruhenden Feldmethode unterschieden.

Die USCS-Methode verwendet die folgenden Kurzbezeichnungen:

<i>G.</i>	Gravel	Kies (als Hauptbestandteil)
<i>S.</i>	Sand	Sand (als Hauptbestandteil)
<i>M.</i>	Silt (Mud)	Silt (als Hauptbestandteil)
<i>.M</i>	siltig	(<i>M</i> an 2. Stelle als beschreibende Eigenschaft, z. B. <i>GM</i> = schwach siltiger Kies)
<i>C.</i>	Clay	Ton (als Hauptbestandteil)
<i>.C</i>	tonig	(<i>C</i> an 2. Stelle als beschreibende Eigenschaft, z. B. <i>SC</i> = schwach toniger Sand)
<i>O</i>	Organic	organische Beimengungen
<i>Pt</i>	Peat	Torf

Weitere beschreibende Kennzeichen:

<i>.W</i>	well graded	gut abgestufte Kornverteilung, d. h. alle Korngrößen vertreten, keine vorherrschend
<i>.P</i>	poorly graded	schlecht abgestufte Kornverteilung, d. h. eine oder mehrere Korngrössengruppen vorherrschend oder fehlend
<i>.L</i>	low liquid limit	Fliessgrenze niedrig (< 50%)
<i>.H</i>	high liquid limit	Fliessgrenze hoch (> 50%)

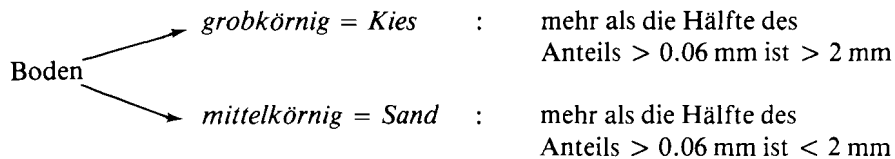
3.31 **Vorgehen**

Die Anteile werden bezüglich der Masse betrachtet.

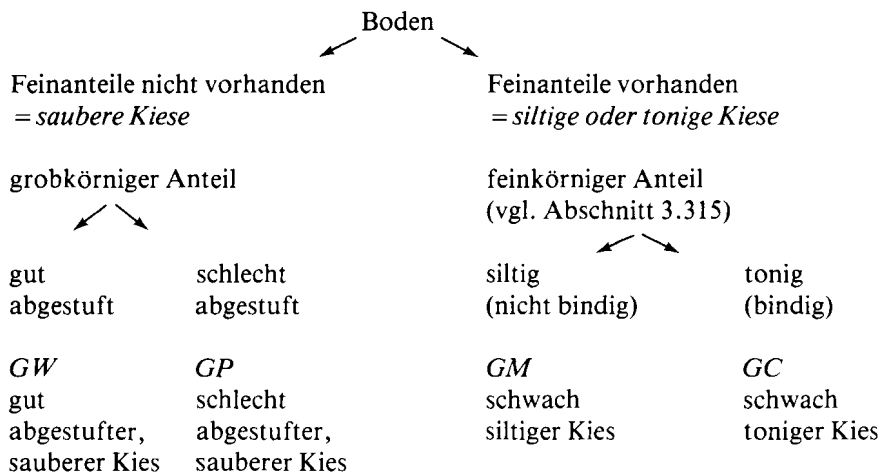
3.311 *Erste Einteilung*

Boden	→ <i>feinkörnig</i>	:	mehr als 50% < 0.06 mm
	→ <i>grob-, mittelkörnig</i>	:	mehr als 50% > 0.06 mm

3.312 *Grob- oder mittelkörnig*



3.313 *Kies*



3.314 *Sand*

Einteilung analog Abschnitt 3.313

SW gut abgestufter, sauberer Sand

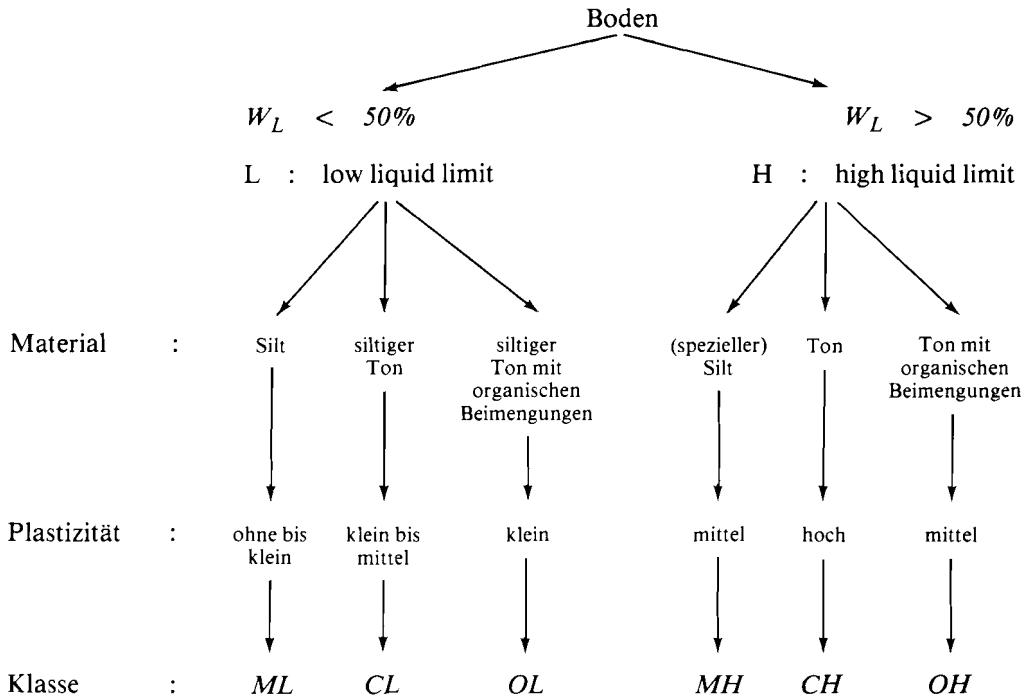
SP schlecht abgestufter, sauberer Sand

SM schwach siltiger Sand

SC schwach toniger Sand

3.315 Feinkörniges Material

Einteilung nach Plastizitätseigenschaften (nach Verhalten!)



3.316 Überwiegend organisches Material

Erkennbar an Geruch, dunkler Farbe, faseriger Struktur und kleiner Feuchtdichte.
Torf, siltiger Torf, toniger Torf: Klasse *Pt* (Peat)

3.32 Feldmethode

Die Kornanteile werden geschätzt, ebenso der Verlauf der Kornverteilungskurve (Kornabstufung). Die Plastizität wird mit den Feldversuchen: Schüttelprobe, Knetprobe, Trockenfestigkeit bestimmt (vgl. SAFS-Merkblatt Nr. 410).

Es werden nur die in den Abschnitten 3.313—3.315 angegebenen Klassen unterschieden.

Die Zuteilung zu den Klassen ist nicht immer zweifelsfrei, in der Regel aber doch gut möglich. Der Zeitaufwand ist klein, Geräte sind keine notwendig.

Die Feldmethode ist geeignet für eine erste generelle Beurteilung der Böden, für rasche Entschlüsse auf der Baustelle und für das gezielte Ansetzen von Probenentnahmen und weiteren Untersuchungen.

3.33 Labormethode

Bei der Labormethode werden die Kornanteile durch Sieben und Schlämmen ermittelt. Die Plastizitätseigenschaften werden aufgrund der Atterberggrenzen bestimmt. Die Einteilung der feinkörnigen Böden oder der feinkörnigen Anteile erfolgt nach dem Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE (vgl. Abb. 3.25).

Die Kenntnis der Kornverteilungskurve und der Plastizitätseigenschaften erlaubt eine genaue und feine Zuordnung zu den Klassen.

3.331 *Grob- und mittelkörnige Böden (Kiese und Sande)*

3.3311 **Anteil < 0.06 mm ist kleiner als 5%**
= saubere Kiese und Sande

<i>GW</i> :	Kiese mit	$\left[\begin{array}{l} C_u > 4 \\ 1 < C_c < 3 \end{array} \right]$	Steilheit Krümmung
<i>SW</i> :	Sande mit	$\left[\begin{array}{l} C_u > 6 \\ 1 < C_c < 3 \end{array} \right]$	Steilheit Krümmung

Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, so handelt es sich um die Klassen:

GP : schlecht abgestufter, sauberer Kies
SP : schlecht abgestufter, sauberer Sand

Eine oder mehrere Korngruppen herrschen vor oder fehlen.

3.3312 **Anteil < 0.06 mm liegt zwischen 5% und 15%**
= schwach tonige oder siltige Kiese und Sande

Der Feinanteil wird wie die feinkörnigen Materialien (Abschnitt 3.332) untersucht und danach folgt die Einstufung:

GC, SC: schwach toniger Kies oder schwach toniger Sand

GM, SM: schwach siltiger Kies oder schwach siltiger Sand

3.3313 **Anteil < 0.06 mm liegt zwischen 15% und 50%**
= stark tonige oder siltige Kiese und Sande

Der Feinanteil wird ebenfalls wie die feinkörnigen Böden (Abschnitt 3.332) untersucht. Der Boden wird aber als Doppelklasse bezeichnet und zwar:

- der Grobanteil für sich
- der Feinanteil für sich

Somit ergeben sich die folgenden Klassen:

GM—ML: stark siltiger Kies

GC—CL : stark toniger Kies

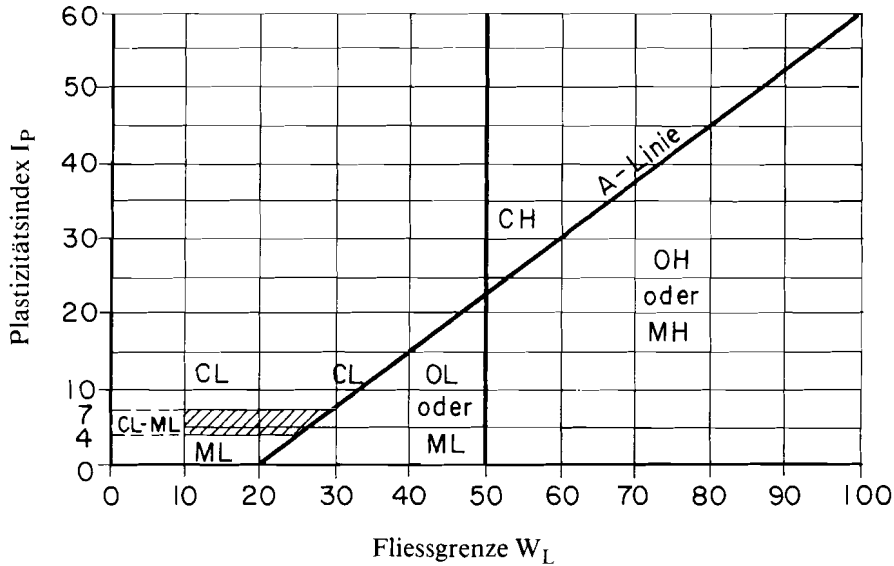
SM—ML: stark siltiger Sand

SC—CL: stark toniger Sand

3.332 Feinkörnige Böden

Die Einteilung der feinkörnigen Böden erfolgt mit dem Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE.

Abb. 3.25: Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE



Gleichung der A-Linie: $I_p = 0.73 (W_L - 20)$

Silte und magere Tone mit organischem Material (OL, OH) haben auf dem Plastizitätsdiagramm die gleiche Position wie die Silte ohne organisches Material (ML, MH). Die durch die organischen Beimengungen beeinflussten Böden können am Geruch oder an der Farbe erkannt werden. Im Zweifelsfalle können die Plastizitätsgrenzen vor und nach der Ofentrocknung bestimmt werden. Eine dadurch bedingte Reduktion der Fließgrenze um mehr als 1/4 ist eine positive Identifikation für das Vorhandensein von organischem Material (OL, OH).

3.34 Geotechnische Materialbezeichnungen

Die Symbole GW, GP, ..., CL usw. werden Kurzbezeichnungen nach USCS genannt. Sie enthalten nur eine Aussage über die Hauptbestandteile des Bodens, jedoch keine Angaben über die Nebengemengteile. Deshalb ist nach Möglichkeit die Kurzbezeichnung durch die geotechnische Materialbezeichnung nach folgenden Tabellen zu ergänzen (Tab. 3.26 und Tab. 3.27):

Tab. 3.26: Geotechnische Bezeichnung der grob- und mittelkörnigen Lockergesteine

Bestimmende Eigenschaften als Beiwort	Hauptbestandteil als Hauptwort	Nebengemengteile als beigeordnetes Hauptwort	Restliche Gemengteile als 2. beigeordnetes Hauptwort, eventuell zu präzisieren
sauberer siltiger* toniger*	Kies	mit $\left\{ \begin{array}{l} \text{wenig (3—15\%)} \\ \text{reichlich (16—30\%)} \\ \text{viel (31—49\%)} \end{array} \right\}$ Sand	— und mit $\left\{ \begin{array}{l} \text{Blöcken} \\ \text{Steinen} \\ \text{organischen} \\ \text{Beimengungen} \\ \text{Torf} \end{array} \right\}$
sauberer siltiger* toniger*	Sand	mit $\left\{ \begin{array}{l} \text{wenig (3—15\%)} \\ \text{reichlich (16—30\%)} \\ \text{viel (31—49\%)} \end{array} \right\}$ Kies	— und mit $\left\{ \begin{array}{l} \text{Blöcken} \\ \text{Steinen} \\ \text{organischen} \\ \text{Beimengungen} \\ \text{Torf} \end{array} \right\}$

*Bei Feldbestimmungen können die Ausdrücke «stark siltig» bzw. «stark tonig» verwendet werden.

Tab. 3.27: Geotechnische Bezeichnung der feinkörnigen Lockergesteine

Charakteristisches Merkmal als Beiwort	Hauptbestandteil als Hauptwort	Plastizitätseigenschaften beschreiben*	Nebengemengteile als beigeordnetes Hauptwort
toniger siltiger	Silt Ton	$\left\{ \begin{array}{l} \text{ohne} \\ \text{kleiner} \\ \text{mittlerer} \\ \text{hoher} \end{array} \right\}$ Plastizität	mit $\left\{ \begin{array}{l} \text{wenig} \\ \text{reichlich} \\ \text{viel} \end{array} \right\}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Blöcken} \\ \text{Steinen} \\ \text{Kies} \\ \text{Sand} \\ \text{Torf} \end{array} \right\}$

*Beeinflussende organische Beimengungen erwähnen

3.35 Beurteilung der klassierten Böden, Beispiele und Tabellen

Durch die Klassifikation eines Bodens, d. h. durch seine Zuordnung zu einer Verhaltensklasse, ist eine auf der Erfahrung basierende, qualitative Angabe über die wichtigsten Eigenschaften wie Scherfestigkeit, Zusammendrückbarkeit, Durchlässigkeit, Frostempfindlichkeit, Bearbeitbarkeit, Eignung als Baugrund und Baustoff usw. möglich (vgl. Tab. 3.29 und Tab. 3.30).

Die Bodenklassifikation und die qualitative Beurteilung der Böden ist die wohl einfachste und wichtigste Arbeit bei der Prospektion des Baugrundes und der Baustoffe. Insbesondere die ohne Labor und Geräte arbeitende Feldklassifikation bildet die minimalste Untersuchung, die in jedem Projektgebiet sorgfältig ausgeführt werden sollte.

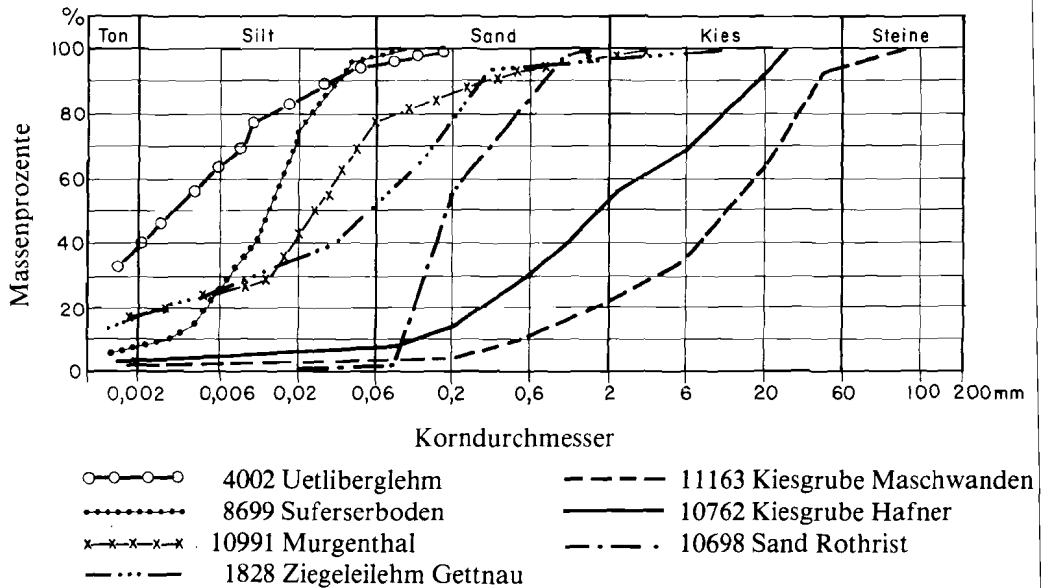
Danach können von Fall zu Fall die notwendigen weiteren Untersuchungen gezielt ausgeführt werden, wie z. B. Untersuchungen über:

- die Verdichtbarkeit
- die Tragfähigkeit (Scherfestigkeit)
- die Wasser- und Froststabilität
- die Setzungseigenschaften usw.

Bemerkung

In einigen Ländern werden die Böden nach dem BPR-System (Bureau of Public Roads) klassiert. Nach diesem System werden die Böden in acht Hauptgruppen (A-1 bis A-8) aufgeteilt. Vgl. einschlägige Literatur.

Abb. 3.28: Kornverteilung in Summationskurven



1828: $W_L = 28.7$	4002: $W_L = 36.8$	10991: $W_L = 39.5$	alle anderen Böden sind <u>nicht</u> plastisch
$W_P = 15.2$	$W_P = 15.9$	$W_P = 25.2$	
$I_P = 13.5$	$I_P = 20.9$	$I_P = 14.3$	

Tab. 3.29: Beurteilung der bodenmechanischen Eigenschaften

Symbol nach USCS	Beschreibung	Durchlässigkeit im verdichteten Zustand cm/sec	Scherfestigkeit im verdichteten Zustand und gesättigten Zustand	Zusammendruckbarkeit	Einfluss des Frostes	Bearbeitung Abbau, Einbau, Durchmischung, Planie, Verdichtung	Eignung			Vorkommen
							als Baugrund, Schüttung	als Tragschicht	als Verschleiss-schicht	
GW	gut abgestufte Kiese oder Kiessande mit 0 bis 5% Feinanteilen	durchlässig $10^{-1} \dots 10^{-1}$	sehr gut	keine	kein	sehr gut	sehr gut	sehr gut		Alluvionen Bachschant Moräne
GP	schlecht abgestufte Kiese oder Kiessande mit 0–5% Feinanteilen	durchlässig $10^{-1} \dots 10^{-1}$	sehr gut—gut	keine	kein	gut	gut—sehr gut	gut		Alluvionen / Schotter Bergsturzmaterial (Moräne)
GM	siltige Kiese, Kies-Sand-Silt-Mischungen mit 5–15% Feinanteilen	schwach durchlässig $10^{-3} \dots 10^{-6}$	gut	keine	leicht—mittel (Hebung)	gut—sehr gut	mittel—schlecht	mittel—schlecht		Alluvionen Gehängeschutt Moräne
GC	tonige Kiese, Kies-Sand-Silt-Mischungen mit 9–15% Feinanteilen	undurchlässig $10^{-6} \dots 10^{-8}$	mittel	sehr gering	leicht—mittel (Tragfähigkeitsverlust)	gut	mittel—schlecht	sehr gut		Moräne Gehängeschutt
SW	gut abgestufte Sande oder Kiesige Sande mit Feinanteilen von 0–5%	durchlässig $10^0 \dots 10^{-3}$	sehr gut	keine	kein	sehr gut	sehr gut	gut—sehr gut		Alluvionen Schwemmsand (Seeablagierung)
SP	schlecht abgestufte Sande oder Kiesige Sande mit Feinanteilen von 0–5%	durchlässig $10^0 \dots 10^{-3}$	sehr gut—gut	sehr gering	kein	mittel	mittel—gut	mittel—schlecht		Alluvionen Schotter
SM	siltige Sande, Sand-Silt-Tongemische mit 5–15% Feinanteilen	schwach durchlässig $10^{-3} \dots 10^{-6}$	mittel	gering	leicht—gross (Hebung)	mittel	mittel	mittel		Molasseschutt Löss Wüstensand
SC	tonige Sande, Sand-Silt-Tongemische mit 5 bis 15% Feinanteilen	undurchlässig $10^{-6} \dots 10^{-8}$	mittel	gering	leicht—gross (Tragfähigkeitsverlust)	gut	mittel	gut—sehr gut		Molasseschutt
ML	Silte, kiesige, sandige Silte mit kleiner Plastizität	schwach durchlässig $10^{-3} \dots 10^{-6}$	gering	mittel	mittel—sehr gross (Hebung)	mittel—schlecht	schlecht	schlecht		Seeablagierung Lösslehm
CL	Tone kleiner—mittlerer Plastizität, kiesige, sandige, siltige, magere Tone	undurchlässig $10^{-6} \dots 10^{-8}$	gering	mittel—gross	mittel—gross (Tragfähigkeitsverlust)	schlecht	schlecht	schlecht		Flyschschutt/Seeablagierung Molasseschutt/Moräneschutt / Gehängelehm
OL	Silte, tonige Silte, magere Tone geringer Plastizität mit organischem Material	schwach durchlässig $10^{-4} \dots 10^{-6}$	sehr gering	sehr gross	gross (Hebung, Tragfähigkeitsverlust)	schlecht	sehr schlecht	sehr schlecht		Verlandungsböden Flyschschutt
MH	Spezielle Silte organischen Ursprungs	schwach durchlässig $10^{-4} \dots 10^{-6}$	sehr gering	gross	mittel—sehr gross (Hebung)	schlecht	sehr schlecht	schlecht		Seekreide
CH	hochplastische Tone	undurchlässig $10^{-6} \dots 10^{-8}$	sehr gering	sehr gross	mittel—sehr gross (Tragfähigkeitsverlust)	schlecht—sehr schlecht	schlecht—sehr schlecht	schlecht—sehr schlecht		Seebodenlehm (Oberflutungen)
OH	Tone mittlerer bis hoher Plastizität mit starken organischen Beimengungen	undurchlässig $10^{-6} \dots 10^{-8}$	sehr gering	sehr gross	mittel—sehr gross (Tragfähigkeitsverlust)	sehr schlecht	sehr schlecht	sehr schlecht		Verlandungsböden Untergrund von Mooren Flyschschutt
Pt	Torf und stark organische Böden									Moore Verlandungsböden

Tab. 3.30: Bodenkennziffern, nach VSS-Stütztauertabelle

USCS	Geotechnische Bezeichnung	Mittlere Kornverteilung (mm)					Konsistenzgrenzen			Feuchtliche Wassergehalt			Scherfestigkeit			Durchlässigkeitskoeffizient	Boden nach Proctor verdichtet	
		0-0,002 Ton	0,002-0,006 Silt	0,06-2,0 Sand	2,0-60,0 Kies	60-200 Kies	w _L	w _p	I _p	w	n	φ	c	u	k			w _{opt}
GW	Saubere Kies (gut abgestuft)	0	2	26	72	—	—	—	2,00	5	30	40	0	10+1...10-2	8	2,10		
GP	Saubere Kies (schlecht abgestuft)	0	2	26	72	—	—	—	2,00	5	30	40	0	10+1...10-2	8	2,10		
GM	Siltiger Kies (mit wenig Feinanteilen)	2	8	30	60	17	13	4	2,10	5	28	36	0	10-3...10-6	9	2,10		
GC	Toniger Kies (mit wenig Feinanteilen)	3	9	23	65	25	15	10	2,05	11	32	34	0	10-6...10-8	14	1,90		
GM-ML	Siltiger Kies (mit viel Feinanteilen)	4	20	33	43	14	11	3	2,15	14	30	35	0	10-3...10-6	8	2,15		
GM-GC	Siltiger bis toniger Kies	6	22	30	42	19	13	6	2,15	14	28	33	2	10-6...10-8	9	2,10		
GC-CL	Toniger Kies (mit viel Feinanteilen)	8	23	28	41	26	15	11	2,10	14	32	29	3	10-6...10-8	11	1,95		
GC-CH	Toniger Kies (mit Feinanteilen hoher Plastizität)	10	23	29	38	57	23	34	1,95	20	40	28	4	10-6...10-8	11	1,95		
SW	Saubere Sand (gut abgestuft)	0	2	76	22	—	—	—	1,95	13	36	38	0	10 ⁰ ...10-3	9	2,05		
SP	Saubere Sand (schlecht abgestuft)	Mittelwerte ähnlich wie bei SW																
SM	Siltiger Sand (mit wenig Feinanteilen)	2	9	75	14	26	22	4	2,00	17	37	34	0	10-3...10-6	11	1,95		
SC	Toniger Sand (mit wenig Feinanteilen)	5	7	76	12	25	15	10	1,95	20	40	32	0	10-6...10-8	11	1,95		
SM-ML	Siltiger Sand (mit viel Feinanteilen)	4	28	60	8	15	12	3	2,00	20	38	34	0	10-3...10-6	9	2,05		
SM-SC	Siltiger bis toniger Sand	9	32	45	14	19	13	6	2,10	15	32	31	5	10-6...10-8	10	2,00		
SC-CL	Toniger Sand (mit viel Feinanteilen)	9	30	43	18	25	15	10	2,05	19	36	28	5	10-6...10-8	15	1,85		
SC-CH	Toniger Sand (Feinanteile hoher Plastizität)	12	31	54	3	57	23	34	1,85	35	49	27	10	10-6...10-8	13	1,85		
ML	Silt	6	64	29	1	30	26	4	1,90	47	33	0	(*)	10-3...10-6	11	1,90		
CL-ML	Silt bis toniger Silt	12	58	26	4	20	14	6	2,10	19	35	30	15	10-5...10-8	11	1,90		
CL	Siltiger Ton	20	61	16	3	33	17	16	2,00	25	41	27	20	10-6...10-8	14	1,85		
CH	Ton	22	59	18	1	64	25	39	1,75	47	56	22	25	10-6...10-8	13	1,75		
OL	Toniger Silt (mit organischen Beimengungen)	8	70	21	1	42	29	13	1,70	48	57	25	10	10-4...10-6	11	1,70		
OH	Ton (mit organischen Beimengungen)	12	70	17	1	71	40	31	1,55	68	66	22	10	10-6...10-8	11	1,55		
MH	Spezielle Silt, zum Beispiel Seekleide	10	65	25	0	68	38	30	1,55	73	67	24	5	10-4...10-6	11	1,55		

Bezeichnungen:

- w_L Fließgrenze
- w_p Ausrollgrenze
- I_p Plastizitätsindex
- w Feuchtliche Wassergehalt
- n Porosität
- φ Reibungswinkel
- c Kohäsion
- u Porenwasserdruck
- k Schwacher Einfluss der Porenwasserdruckspannung auf die Scherfestigkeit
- * Starker Einfluss der Porenwasserdruckspannung auf die Scherfestigkeit
- k Durchlässigkeitskoeffizient
- w_{opt} optimaler Wassergehalt
- γ_{d opt} Trockendichte
- 1) Die Verdichtung der Boden ist schwierig, die Proctormasse wird von Fall zu Fall zu bestimmen

Abb. 3.31: Feldklassifikation (schrittweises Vorgehen)

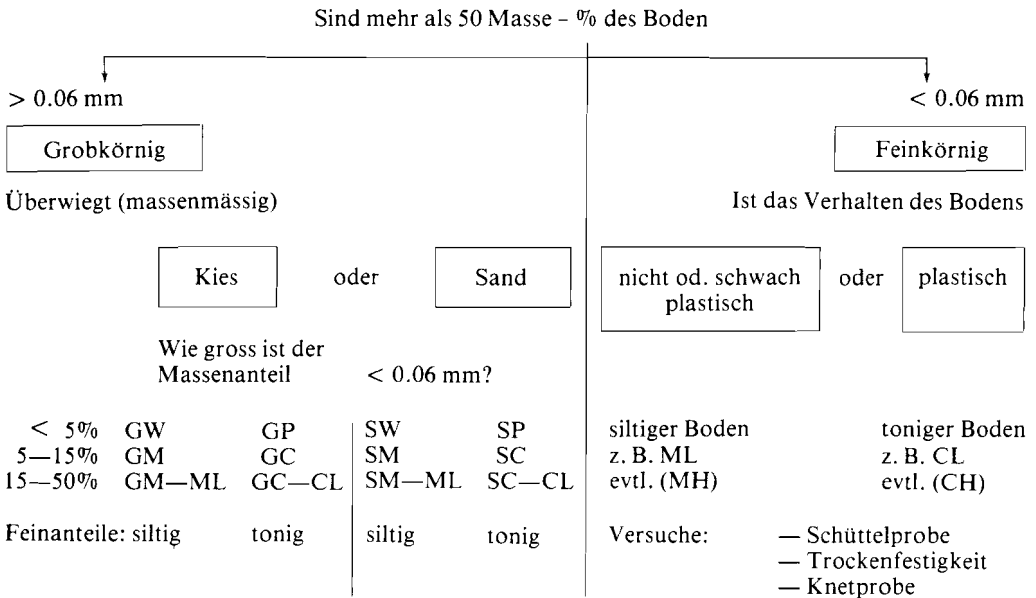
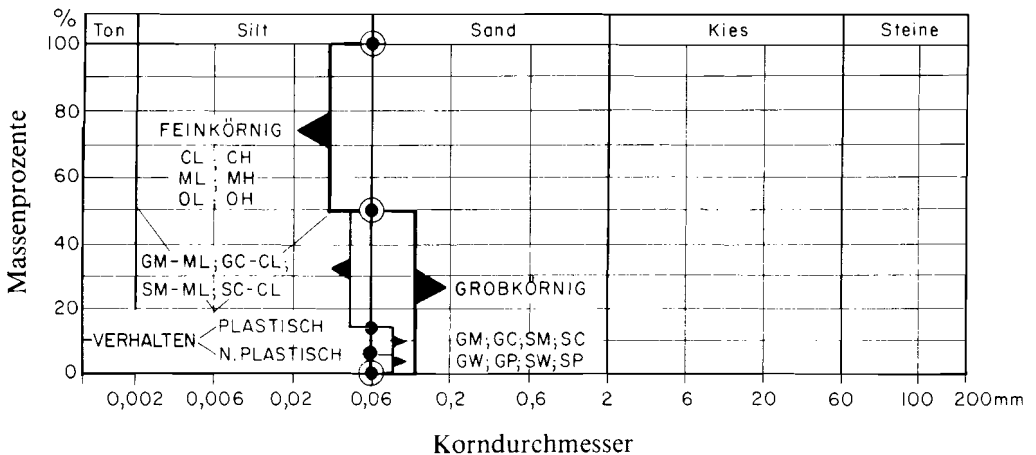


Abb. 3.32: Schema zur Bodenklassifikation nach USCS

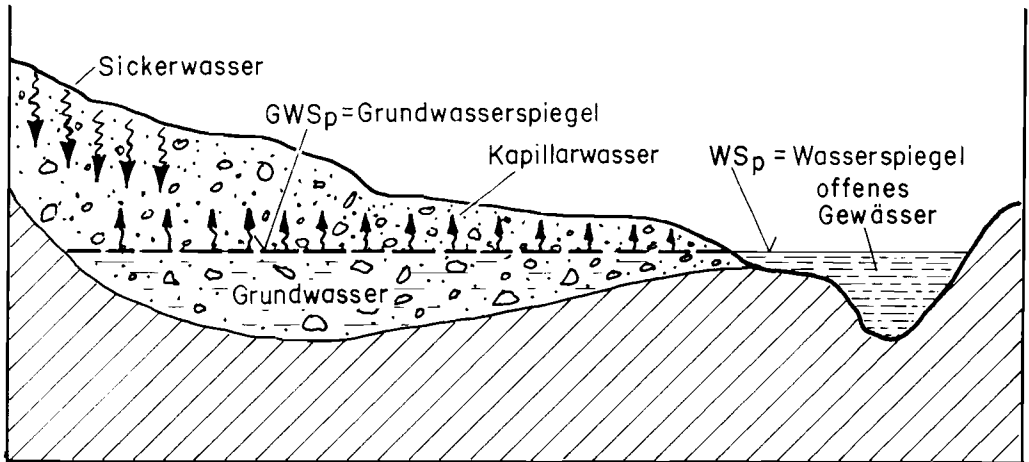


3.4 Das Wasser im Boden

Der Wassergehalt bzw. das Wasser ist eine bestimmende Einflussgrösse für die Eigenschaften eines Bodens; der Wassergehalt beeinflusst die meisten Bodeneigenschaften, wie z. B. die Scherfestigkeit, die Tragfähigkeit, Verdichtbarkeit, Befahrbarkeit, Bearbeitbarkeit usw. in drastischer Weise. Die Probleme der Wasserbindung und der Wasserbewegung in den Böden sind deshalb für die Bodenmechanik von wesentlicher Bedeutung.

3.41 Schematische Darstellung der wichtigsten Wasservorkommen

Abb. 3.33: Wasservorkommen

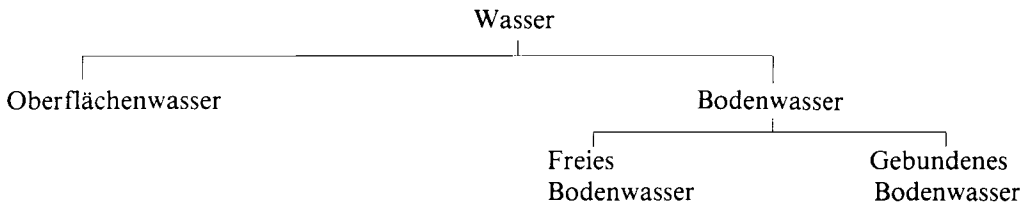


Zu den offenen Gewässern gehören Seen, Tümpel, Flüsse, Bäche, Rinnsale usw., die in diesem Zusammenhang nicht behandelt werden.

Das Bodenwasser kann aufgrund seiner Bindung an die Bodenkörner bzw. seiner Bewegungsmöglichkeit im Porensystem eingeteilt werden in:

- freies Porenwasser:
 - Grundwasser
 - Sickerwasser
- gebundenes Porenwasser:
 - Saugwasser (adsorbiertes Wasser)
 - Haftwasser
 - Kapillarwasser

Abb. 3.34:



3.42 Grund- und Sickerwasser

Das Grundwasser füllt alle Bodenhohlräume aus und wird hauptsächlich durch Sickerwasser aus Niederschlägen (Regen, Schnee) und durch Zufluss aus freien Gewässern gespeisen. Es steht nur unter dem Einfluss der Schwerkraft. Der Boden, welcher Grundwasser enthält, wird als Grundwasserträger bezeichnet. Grundwasser, das sich in Bewegung

befindet, heisst Grundwasserstrom. Dieser hat gegenüber einem offenen Strom eine viel kleinere Strömungsgeschwindigkeit. Wird ein Grundwasserträger ringsherum auf nahezu gleicher Höhe mit undurchlässigem oder nur schwer durchlässigem Material abgeschlossen, so entsteht ein Grundwasserbecken.

3.43 Saugwasser (adsorbiertes Wasser)

Das Saugwasser ist eine sehr dünne Schicht (0.005 mm) von Wassermolekülen, das durch starke Oberflächenkräfte an die Bodenteilchen gebunden ist. Es steht unter sehr hohem Druck, wodurch es verdichtet wird und nicht mehr die Eigenschaften von Wasser besitzt. Es kann auch durch normale Ofentrocknung (105°C) nicht entfernt werden. Die Menge des Saugwassers ist abhängig von der aktiven Oberfläche, so dass insbesondere die feinen Tonteilchen relativ viel Saugwasser aufnehmen können.

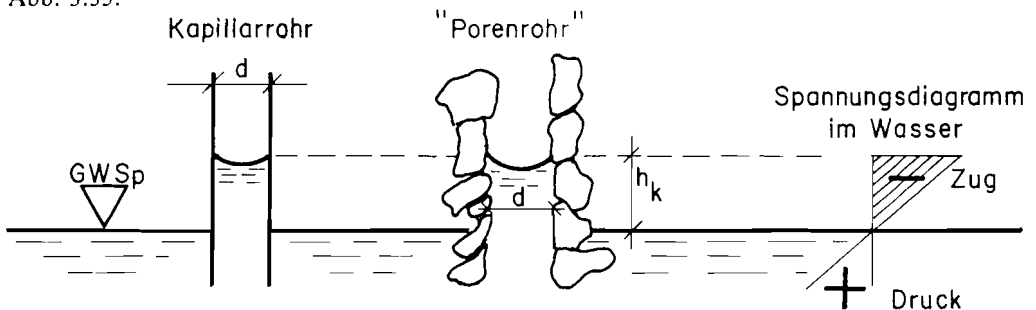
3.44 Haftwasser

Das Haftwasser bildet eine weitere Hülle um die Bodenkörner. Es steht noch unter der Anziehung der Bodenkörner, ist aber nicht verdichtet und kann durch die Schwerkraft nicht bewegt werden. Die Dicke dieser Haftwasserhülle beeinflusst das Volumenverhalten (Quellen und Schrumpfen) und die davon abhängigen Bodeneigenschaften. Die Dicke des Wasserfilms kann durch Austrocknung und Benetzung und durch Veränderung des Ionenbelags am Bodenkorn oder durch Veränderung des Ionengehalts im Bodenwasser vergrößert oder verkleinert werden. Eine Verkleinerung der Haftwasserhülle findet z. B. bei der Bodenstabilisierung mit Kalk statt, bei der am Tonteilchen und im Bodenwasser eine hohe Konzentration von Kalziumionen erzeugt wird.

3.45 Kapillarwasser, Kapillarität

Infolge der Oberflächenspannung steigt das Wasser in den engen und stark verzweigten Porengängen zwischen den Körnern trotz der Schwerkraft über den freien Grundwasserspiegel. Diese Erscheinung wird Kapillarität und das hochsteigende Wasser als Kapillarwasser bezeichnet (Abb. 3.35).

Abb. 3.35:



Das Wasser hängt sein Gewicht an die Bodenkörner, wodurch zwischen den Bodenkörnern ein Druck ausgeübt wird. Dieser Druck auf die Bodenkörner ergibt die sogenannte scheinbare Kohäsion. So kann z. B. ein feuchter kohäsionsloser Sand ziemlich hoch senkrecht stehen, bei Austrocknung fällt er jedoch zusammen.

Je enger die Bodenporen desto höher ist die sogenannte kapillare Steighöhe h_k und zwar:

$$h_k \text{ (cm)} = \frac{0.3}{d} \text{ (cm)}$$

h_k : kapillare Steighöhe
 d : Durchmesser der Kapillare bzw. der Poren

Daraus ergeben sich etwa die folgenden Werte für die verschiedenen Bodenarten:

Tab. 3.36:

Kapillare Steighöhe h_k	
Kies	0 m
Grobsand	0.01—0.1 m
Feinsand	0.1—2.0 m
Silt	1.0—20.0 m
Ton	>50 m

Eine zwischen Feinmaterial eingelagerte Kies- oder Sandschicht unterbricht — bedingt durch die groben Poren — die Kapillarität, so dass diese Bodenarten zur Unterbrechung von kapillar aufsteigendem Wasser verwendet werden («kapillarbrechende Schicht»).

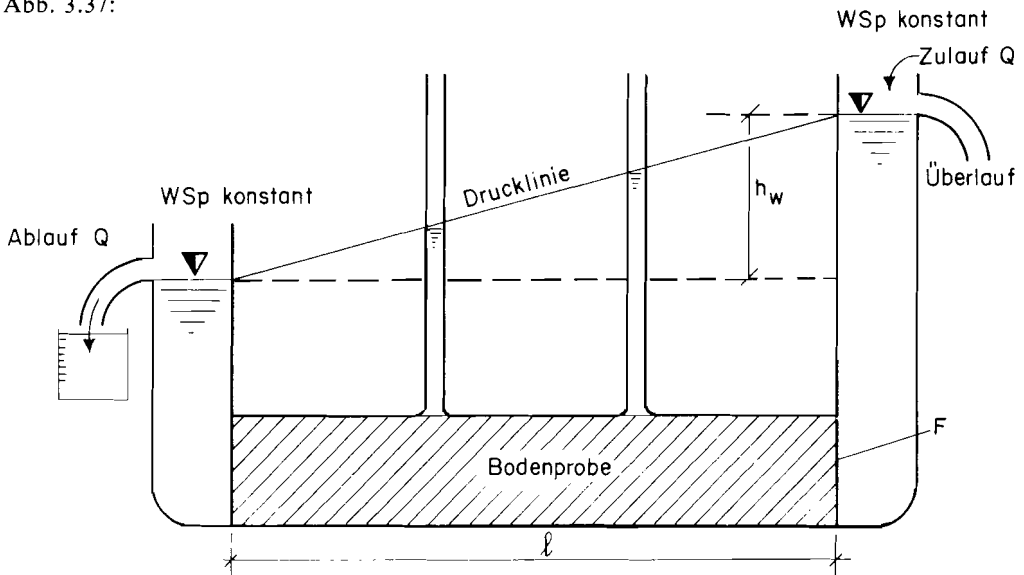
Jene Bodenzone über dem freien Grundwasserspiegel, in der die Poren mit Kapillarwasser gefüllt sind, heisst Kapillarsaum.

3.46 Wasserdurchlässigkeit

Das Vermögen eines Bodens, von Wasser durchströmt zu werden, wird durch den Wasserdurchlässigkeitskoeffizienten k (= « k -Wert») gekennzeichnet. Wasserundurchlässige Böden gibt es nicht, auch wenn die stark bindigen Böden so erscheinen mögen. Die Durchlässigkeit ist insbesondere abhängig von der Grösse der einzelnen Hohlräume, weniger aber vom gesamten Porengehalt. So kann ein stark bindiger Boden ein Porenvolumen (z. B. Ton 50%) haben, das viel grösser ist als in einem gut abgestuften Kies (z. B. 30%). Die Poren sind aber im bindigen Boden vorwiegend im Mikrobereich, so dass dem strömenden Wasser ein hoher Reibungswiderstand entgegengesetzt wird, was nur eine sehr kleine Durchlässigkeit ergibt.

Der theoretischen Betrachtung der Durchlässigkeit wird das Darcy'sche Gesetz zugrunde gelegt.

Abb. 3.37:



h_w hydrostatische Druckhöhe (konstant)

l Sickerweg

F Querschnittsfläche der Bodenprobe

Q zu- bzw. abfließende Wassermenge

Die abfließende Wassermenge ist $Q = v \cdot F$; v wird als gedachte Geschwindigkeit oder Filtergeschwindigkeit bezeichnet, weil vorausgesetzt wird, dass der Gesamtquerschnitt F durchflossen wird. In Wirklichkeit wird aber nur der Porenraum durchströmt, so dass die wirkliche Geschwindigkeit grösser ist.

Nach Darcy ist dann:

wobei $J = \frac{h_w}{l}$

$$v = k \cdot J$$

$$v = \frac{Q}{F} = k \frac{h_w}{l} = k \cdot J$$

Q : Sickerwassermenge pro Zeiteinheit

J : hydraulisches Gefälle

h_w : hydrostatische Druckhöhe (cm)

l : Sickerweg (cm)

Für die Bestimmung des Durchlässigkeitswertes k wird bei konstanter Druckhöhe h_w und bei bekanntem Sickerwert l die Sickerwassermenge V während einer bestimmten Zeit t gemessen ($V = Q \cdot t$); der k -Wert ergibt sich dann nach der Formel:

$$k = \frac{v}{J} = \frac{V \cdot l}{F \cdot h_w \cdot t}$$

Tab. 3.38: Grössenordnung der k-Werte

Bodenart	cm/sec
saubere Kiese	$10^{+1} - 10^{-2}$
siltige Kiese	$10^{-3} - 10^{-6}$
tonige Kiese	$10^{-6} - 10^{-8}$
saubere Sande	$10^0 - 10^{-3}$
siltige Sande	$10^{-3} - 10^{-6}$
tonige Sande	$10^{-6} - 10^{-8}$
Silt	$10^{-3} - 10^{-6}$
toniger Silt	$10^{-5} - 10^{-8}$
Ton	$10^{-6} - 10^{-8}$

Die Durchlässigkeit k der Lockergesteine kann also im Verhältnis von etwa 1:1'000'000'000 schwanken. Bei einer Durchlässigkeit von $k = 10^{-6}$ (z. B. toniger Silt) beträgt der jährliche Sickerweg 31 cm; bei einem Ton mit einem k -Wert von 10^{-8} noch etwa 3 mm.

Da der k -Wert von der Menge der Poren, insbesondere aber von der Porengrösse abhängig ist, kann er auch für die Beurteilung der Entwässerbarkeit herangezogen werden.

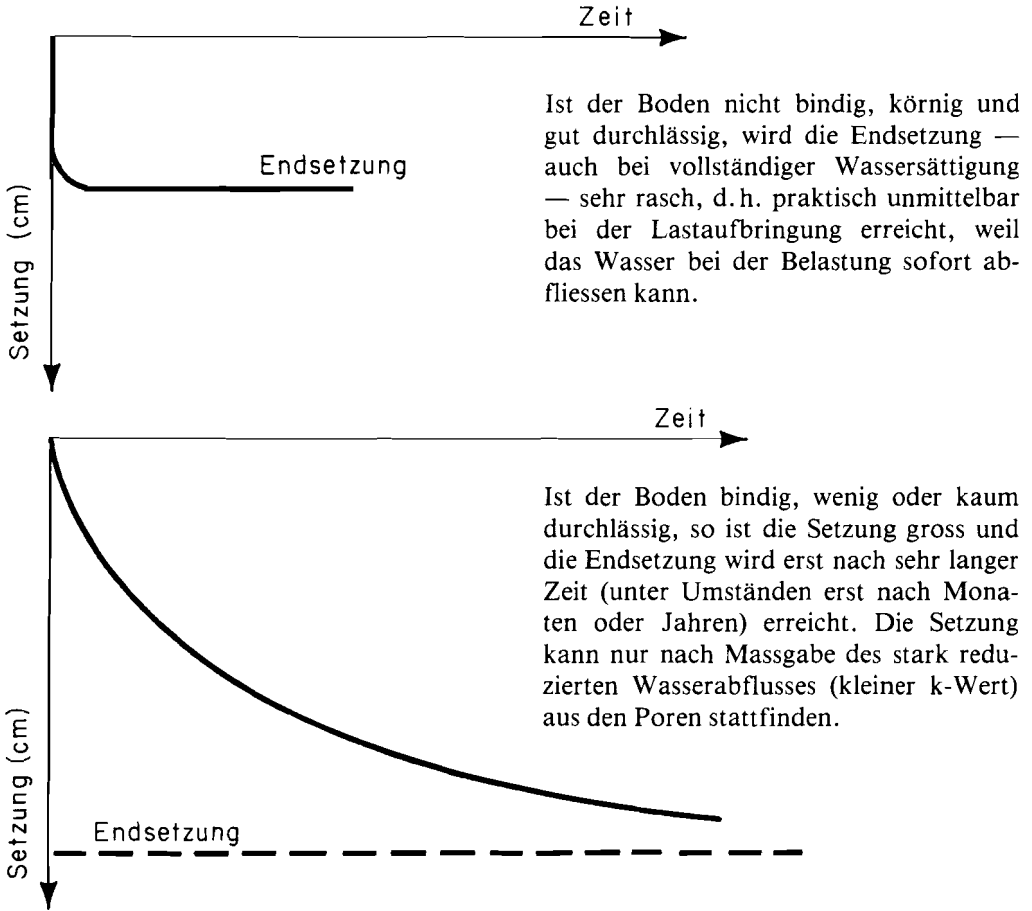
Tab. 3.39:

k-Wert	Entwässerbarkeit
$> 10^{-4}$ cm/sec	gut entwässerbar
$10^{-4} - 10^{-6}$	schlecht entwässerbar
$< 10^{-6}$	nicht entwässerbar

3.5 Die Zusammendrückbarkeit des Bodens

Wird ein Boden belastet (z. B. durch eine Dammschüttung, durch die Oberbauschichten, durch eine Stützmauer usw.), so wird er zusammengedrückt. Diese vertikale Deformation des Bodens wird als Setzung oder Konsolidation bezeichnet. Der Setzungsvorgang ist ein Verdichtungsvorgang, wobei der Boden nach Massgabe der Belastungs- bzw. Spannungsänderung eine dichtere Lagerung einnimmt. Die Körner werden in eine dichtere Lagerung gepresst, wobei der Porenraum verkleinert wird. Wenn aber alle Poren mit Wasser gefüllt sind (gesättigter Boden $S_r = 100\%$), kann die dichtere Lagerung nur erfolgen, wenn ein Teil des Porenwassers abfliessen kann. Hier zeigt sich ein grundlegender Unterschied zwischen den gut durchlässigen, nicht bindigen Böden (Kiese, Sande) und den schlecht durchlässigen, tonigen Böden (Abb. 3.40).

Abb. 3.40 Zeitsetzungskurven, z. B. für die Last $p = 1 \text{ N/mm}^2$



Zur Erläuterung des Setzungsvorgangs kann ein Modell (Abb. 3.41) verwendet werden.

Abb. 3.41: Modell des Setzungsvorgangs

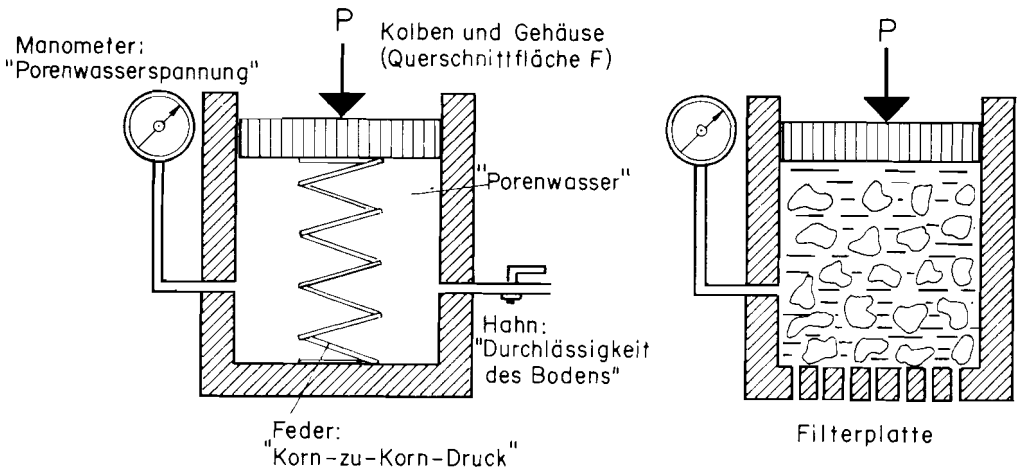
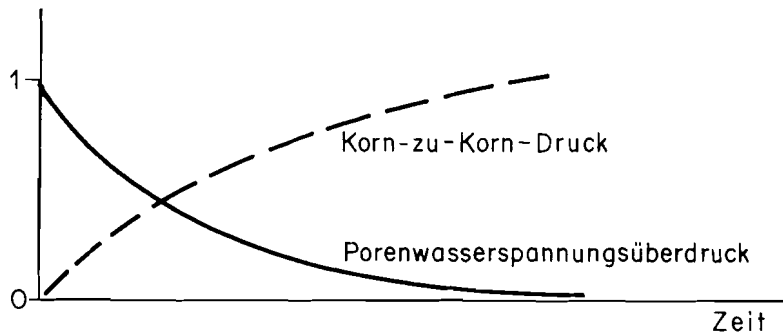


Abb. 3.42: Porenwasserspannungsüberdruck und Korn-zu-Korn-Druck



Ist ein bindiger, feinkörniger, wenig durchlässiger Boden mit Wasser gesättigt, so wird unmittelbar bei der Lastaufbringung die ganze Last vom Porenwasser aufgenommen, weil das Wasser nicht sofort entweichen kann, d. h. es entsteht ein Porenwasserspannungsüberdruck $u = P/F$.

Die Körner übertragen noch keine Kräfte (Feder entspannt). Der Boden setzt sich im ersten Moment noch nicht. Je nach der Durchlässigkeit des Bodens (Hahn mehr oder weniger weit geöffnet $\hat{=}$ k-Wert) beginnt das Porenwasser unter diesem Druck abzufließen. Der Boden beginnt sich zu setzen (Zusammendrücken der Feder). Die Porenwasserspannungen nehmen ab und der Korn-zu-Korn-Druck (Feder) nimmt entsprechend zu. Wenn die Porenwasserspannungen gleich Null sind, wird die gesamte Last P vom Korngerüst aufgenommen. Die Endsetzung infolge P ist erreicht. Der Boden ist auskonsolidiert, die Setzung ist «abgeklungen».

Im Zusammenhang mit dem Konsolidationsvorgang werden die folgenden Begriffe verwendet:

$\sigma = \frac{P}{F}$: Äussere Spannung auf das Gesamtsystem Boden und Wasser (totale Spannung). Diese von aussen aufgebrachte Spannung σ wird zu einem bestimmten Zeitpunkt t zum Teil vom Korngerüst und zum Teil vom Porenwasser aufgenommen, ohne dass vorerst unterschieden wird, wieviel von σ auf das Korngerüst und wieviel von σ auf das Porenwasser geht.

u : Porenwasserspannungsüberdruck, «Porenwasserspannung» (neutrale Spannung)

σ' : Effektive wirksame Spannung (Korn-zu-Korn-Druck)

Es ist also $\sigma = \sigma' + u$

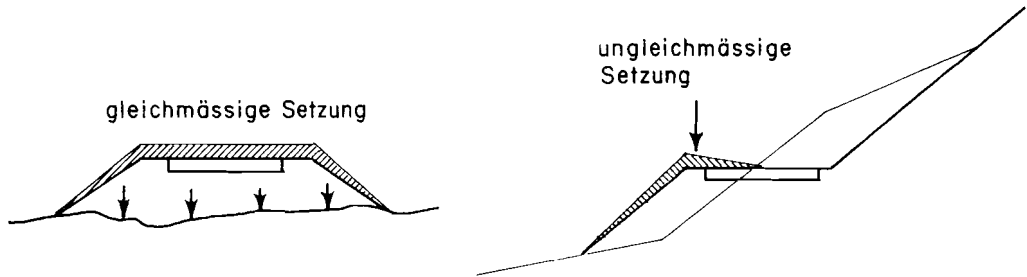
Die Aufteilung von σ in σ' und u kann nur durch Messung der einen oder der anderen Grösse vorgenommen werden. Praktisch wird der Porenwasserspannungsüberdruck gemessen, woraus sich dann die effektive Spannung berechnen lässt.

$$\sigma' = \sigma - u$$

Das Setzungsverhalten kann im Labor mit Hilfe des Ödometersversuches bestimmt werden. Dabei wird eine Bodenprobe bei behinderter Seitenausdehnung verschiedenen Laststufen ausgesetzt und dabei das Setzungsmass bestimmt.

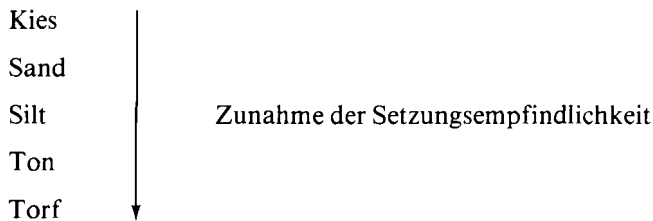
Für den forstlichen Strassenbau sind vor allem die Setzungsunterschiede im Querschnitt einer Strasse von Bedeutung. Dabei wird unterschieden (Abb. 3.43):

Abb. 3.43: Setzungsverhalten



Die Setzungseigenschaften können einen Einfluss auf die Erdarbeiten, z. B. Überhöhung von Dammschüttungen oder auf die zeitliche Folge der verschiedenen Bauphasen, haben. Künstlich gebundene Schichten, z. B. Betonplatte, Heissmischtragschicht, steife Deckbeläge (AB und TA), dürfen erst eingebracht werden, wenn die Setzungen weitgehend abgeklungen sind. Eine Beschleunigung der Setzung kann erreicht werden durch vorgängige Entwässerung (1—2 Jahre bei schlecht durchlässigen Böden) oder durch künstliche Verdichtung.

Die Böden sind umso setzungsempfindlicher je höher der Wassergehalt, je grösser die Porosität und je kleiner die Feuchtdichte.



3.6 Die Scherfestigkeit des Bodens

Die Scherfestigkeit ist die wohl wichtigste Eigenschaft eines Bodens bei einer Beanspruchung. Von ihr hängt die Grösse der Tragfähigkeit, die Stabilität von Böschungen, die Grösse des Erddrucks auf Stützmauern usw. ab.

Die Scherspannung ist der Widerstand der Bodenteilchen gegen eine gegenseitige Verschiebung. Die Scherfestigkeit ist dann die maximal mögliche Scher- oder Schubspannung, welche unmittelbar im Augenblick des Bruches in der Bruch- oder Gleitebene auftritt.

Formal gilt die Gleichung vom Coulomb (1777):

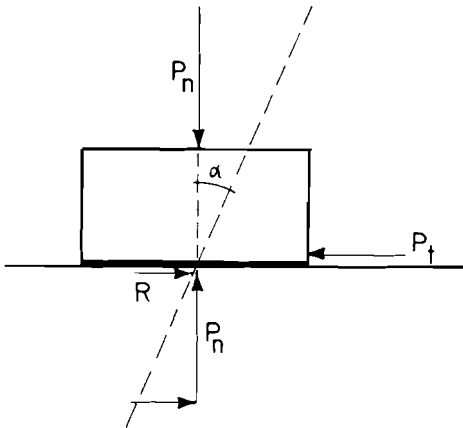
$$S = \tau_t = c + \sigma \cdot \text{tg } \Phi$$

- Sie unterteilt die Scherfestigkeit in:
- den Kohäsionsanteil c
 - den Reibungsanteil $\sigma \cdot \text{tg } \Phi$

Die Gleichung drückt aus, dass die Kohäsion unabhängig von der Normalspannung, der Reibungsanteil dagegen proportional zu ihr ist.

3.61 Nicht bindige, körnige Böden (kohäsionslose, rollige Böden)

Abb. 3.44:



Aus der Physik ist das Reibungsgesetz von Newton bekannt. Danach ist:

$$R = \mu \cdot P_n$$

R : Reibungswiderstand in der Berührungsfläche

P_n : Normalkraft

P_t : Tangentialkraft

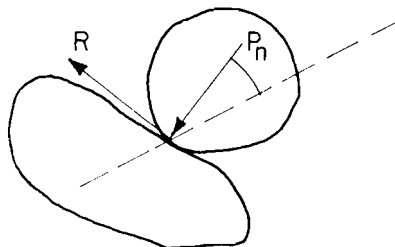
$\text{tg } \alpha = \mu$: Reibungsbeiwert

Der Körper beginnt zu gleiten, wenn die Tangentialkraft P_t grösser ist als die Reibungskraft $R = \mu \cdot P_n$. Der Reibungswiderstand ist dabei proportional zur Normalkraft P_n . Der Reibungsbeiwert μ dagegen ist unabhängig vom Druck P_n , jedoch veränderlich mit der Beschaffenheit der sich berührenden Flächen.

Übertragen auf einen körnigen Boden heisst dies:

Wird ein Boden durch Kräfte beansprucht, so werden zwischen den einzelnen Bodenkörnern die Normalkräfte P_n und die Reibungskräfte R wirksam, welche einer gegenseitigen Verschiebung der Bodenkörner entgegenwirken. Die Summe aller Widerstände zwischen den Einzelkörnern bezeichnet man als Widerstand der inneren Reibung = Reibungswiderstand (Abb. 3.45).

Abb. 3.45:



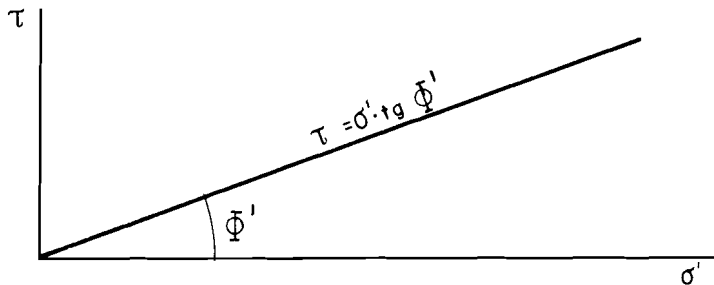
$$\operatorname{tg} \Phi = \frac{\Sigma R}{\Sigma P_n} = \frac{\tau}{\sigma'}$$

$$\tau_f = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \Phi'$$

- τ_f : Scherfestigkeit
- σ' : Normalspannung ausgedrückt als effektive Spannung (Korn-zu-Korn-Druck)
- Φ' : Winkel der inneren Reibung

Dieser Zusammenhang kann graphisch als Gerade durch den Koordinatennullpunkt angegeben werden (Abb. 3.46).

Abb. 3.46



Die Grösse von Φ' ist von verschiedenen Faktoren abhängig. Φ' ist umso grösser:

- je besser die Kornabstufung
- je höher die Lagerungsdichte
- je grösser der grobkörnige Anteil
- je kantiger die Kornform

Tab. 3.47: Informativische Werte für Φ'

		Φ'
gebrochener, gut abgestufter Kies	GW	>45°
gut abgestufter Kies	GW	45°
schlecht abgestufter Kies	GP	40°
schwach siltiger, toniger Kies	GM, GC	35...38°
sauberer, gut abgestufter Sand	SW	40°
schwach siltiger, toniger Sand	SM, SC	30°

Mittelwerte und Streubereich für die verschiedenen Bodenklassen nach USCS sind aus Tabelle 3.30 ersichtlich.

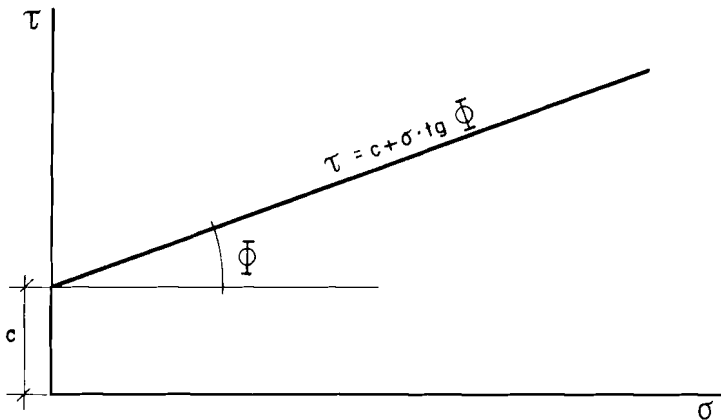
3.62 Bindige Böden (kohäsive Böden)

Bei den nicht bindigen Böden ist analog dem Reibungsgesetz von Newton die Scherfestigkeit nur vom Reibungswinkel Φ und von der senkrecht zur Scherfläche stehenden Druckspannung abhängig. Bei den bindigen Böden kommt zum genannten Reibungsanteil die Kohäsion c hinzu. Formal kann die Formel für kohäsionslose Böden durch die Grösse c ergänzt werden. Sie wird dann als Gesetz von Coulomb bezeichnet.

$$\tau_l = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi$$

Kohäsion bedeutet Zusammenhang. Die «echte» Kohäsion ist ein dauernder Zusammenhalt; sie ist die Zugfestigkeit des Korngefüges und beruht auf der «Verkittung» der Körner durch elektrostatische Anziehungskräfte. Diese Anziehungskräfte sind praktisch auf die Tonfraktion beschränkt, so dass nur tonige Böden kohäsive Eigenschaften aufweisen. Graphisch lässt sich das Gesetz von Coulomb durch eine Gerade darstellen (Abb. 3.48).

Abb. 3.48: Coulomb'sche Gerade



Bei den bindigen Böden ist die Wasserdurchlässigkeit sehr klein. In einem gesättigten bindigen Boden wird bei einer plötzlichen Lastaufbringung die äussere, aufgebrachte Spannung vollständig durch das Wasser aufgenommen. Die Porenwasserspannung u wird gleich der äusseren Spannung, d. h. die wirksame Spannung («Korn-zu-Korn-Druck») wird gleich Null ($\sigma' = \sigma - u = 0$). Bei plötzlicher Belastung und kleiner Durchlässigkeit kann im gesättigten Boden im ersten Moment der Reibungsanteil nicht wirksam werden. Dieser Anfangszustand stellt einen gefährdeten, kritischen Zustand dar. Die Analyse dieser Extremzustände wird auch als « $\Phi = 0$ -Analyse» bezeichnet (richtig wäre: $\sigma - u = 0$ -Analyse), d. h. $\tau_l = c$.

Im Zeitpunkt t ist bereits ein Teil des Porenwassers abgeströmt, so dass nur noch ein Teil der äusseren Spannung vom Porenwasser, der andere Teil aber bereits vom Korngerüst aufgenommen wird. Nun wird ein Teil der Reibung wirksam, d. h. die Scherfestigkeit ist grösser geworden. Die Formel nach Coulomb wird dann:

$$\tau_1 = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \Phi'$$

c' : Kohäsion

σ : äussere Spannung

u : Porenwasserspannung

$\sigma - u = \sigma'$: wirksame Spannung

Beim endgültigen Gleichgewichtszustand (der unter Umständen erst nach sehr langer Zeit erreicht wird), wenn das Gefüge des Lockergesteins und damit der Porengehalt und der Wassergehalt sich der Belastung endgültig angepasst haben, ist der Porenwasserdruck gleich Null. Die aufgebrachte äussere Spannung entspricht nun der wirksamen Spannung («Korn-zu-Korn-Druck»), d. h. der Reibungsanteil kann nun voll wirksam werden.

Tab. 3.49: Informatorische Werte für Φ' und c' (vgl. auch Tab. 3.30):

	Φ'	c'
Gehängelehme (siltige Tone)	$27 \pm 3^\circ$	0—1 kN/m ²
fette Tone	$20 \pm 4^\circ$	5—10 kN/m ²
Silte	$30 \pm 4^\circ$	—

Die Kohäsion ist sehr stark vom Wassergehalt abhängig. Da dieser durch die klimatischen Bedingungen stark variiert, ist bei der Berücksichtigung der Kohäsion grosse Vorsicht geboten (z. B. Stabilität von Böschungen, Erddruck auf Sützmauern usw.).

Die «echte» Kohäsion ist nicht zu verwechseln mit der scheinbaren Kohäsion in einem ungesättigten, feuchten Boden (z. B. Sand, Silt), welche durch die Kapillarkräfte bei unvollständiger Sättigung verursacht wird, bei Wassersättigung aber vollständig aufgehoben wird.

Die Scherfestigkeit kann im Labor direkt bestimmt werden, dazu sind aber aufwendige Versuche und Apparaturen notwendig, welche im forstlichen Strassenbau nur in Ausnahmefällen zur Anwendung kommen z. B.:

- triaxialer Druckversuch
- verschiedene Scherapparate
- einfacher Druckversuch

In der Regel ist eine Abschätzung der Scherfestigkeit mittels Klassifikation nach USCS hinreichend genau (Eingang in Tabelle 3.30).

Im Strassenbau ist mit wenigen Ausnahmen (z. B. Böschungsstabilität, Erddruck) nicht die eigentliche Scherfestigkeit, sondern die von ihr abhängige Tragfähigkeit bedeutsam, so dass im folgenden Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit beschrieben werden.

3.63 Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit

Im Strassenbau wird die Tragfähigkeit durch die folgenden Methoden bestimmt:

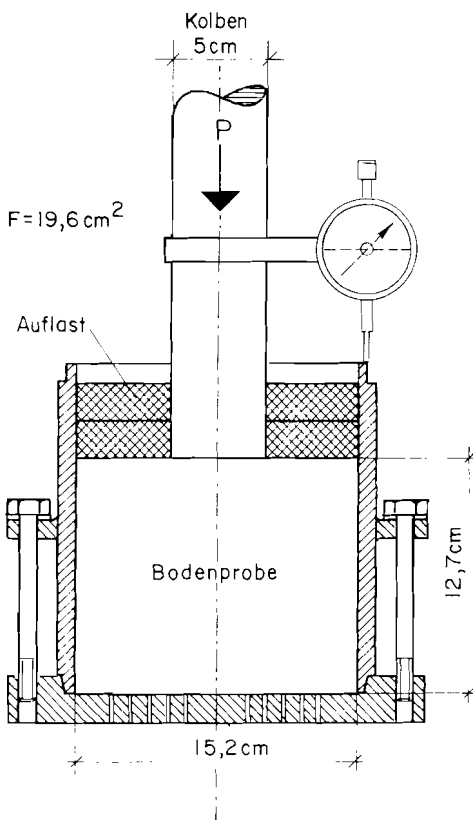
- CBR-Versuch : Labor, Feld
- Plattendruckversuch : Feld
- Deflektionsmessung : Feld
- Schätzung aufgrund der Bodenklassifikation : Labor, Feld

3.631 CBR-Wert (California Bearing Ratio)

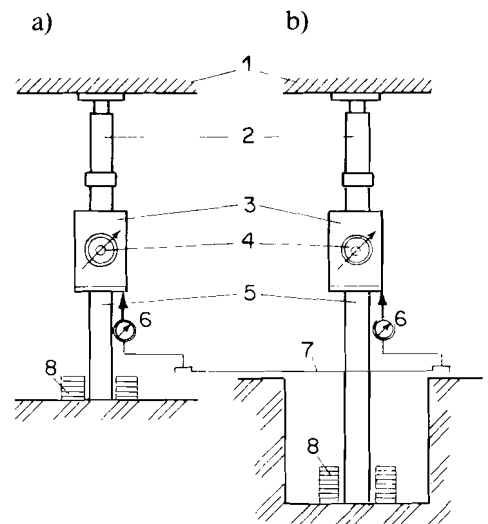
Der CBR-Versuch ist ein schneller Penetrationsversuch, bei dem die Scherfestigkeit bei einer plastischen Deformation bestimmt wird (Abb. 3.50).

Abb. 3.50 CBR-Versuche

A) Laborversuch



B) Feldversuch



- a) Eindringungsversuch auf der Oberfläche
- b) Eindringungsversuch unterhalb der Oberfläche

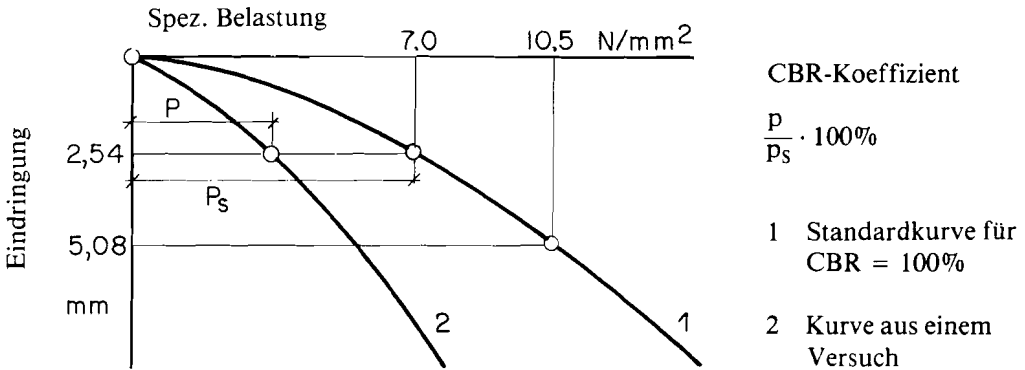
- 1 Balken des LKW-Fahrgestells
- 2 Hydraulische Presse
- 3 Druckmessdose
- 4 Messuhr zur Kraftmessung
- 5 Belastungskolben
- 6 Messuhr zur Messung der Eindringung
- 7 Stativ
- 8 Segmentförmige Belastungsplatte

Der CBR-Wert ist — ausgedrückt in Prozenten — das Verhältnis des Stempel Eindringungswiderstandes in das zu prüfende Material zum Eindringungswiderstand in ein Standardmaterial, das aus einem mechanisch verdichteten Schlagschotter besteht (Abb. 3.51), also:

$$\text{CBR \%} = \frac{p}{p_s} \cdot 100$$

- p : Eindringungswiderstand des geprüften Materials
- p_s : Eindringungswiderstand des Standardmaterials

Abb. 3.51: CBR-Kurven



Der CBR-Wert kann mit der gleichen Versuchseinrichtung sowohl im Labor als auch im Feld bestimmt werden. Der Versuch ist allerdings materialaufwendig und nur für ein Grösstkorn von 20 mm geeignet.

Für feinkörnige Böden (CBR-Wert < 15%) kann der CBR-Wert auch mit einem tragbaren Handpenetrometer bestimmt werden. Diese Messung kann sehr schnell durchgeführt werden, was die Bestimmung sehr vieler Werte erlaubt.

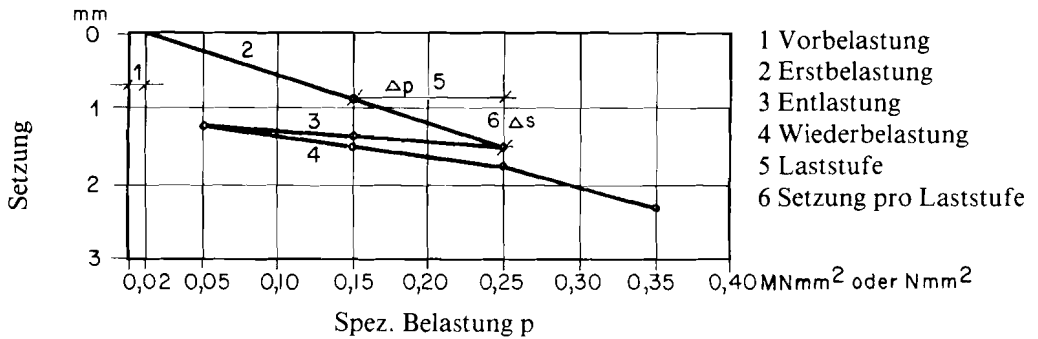
3.632 M_E -Wert (Plattenversuch)

Der M_E -Wert wird durch einen Plattendruckversuch bestimmt. Eine Kreisplatte ($F = 700 \text{ cm}^2$ evtl. 200 cm^2) wird stufenweisen Laständerungen ausgesetzt. Die dabei auftretenden Setzungen werden gemessen. Aus dem Versuch (Abb. 3.52) wird der «Zusammendrückungsmodul» oder M_E -Wert nach folgender Formel bestimmt:

$$M_E = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot D \quad (\text{MN/m}^2; \text{N/mm}^2)$$

- Δp : Änderung der Laststufe
- Δs : Setzungsdifferenz für die entsprechende Änderung der Laststufe
- D : Durchmesser der Platte

Abb. 3.52: Plattenversuch, Lastsetzungsdiagramm



Der Plattenversuch ist ein Feldversuch, der zur Kontrolle der Tragfähigkeit der verschiedenen Schichten des Unter- und Oberbaus dient. Dabei werden für die schwach beanspruchten Strassen die Werte gemäss Tabelle 3.53 vorgeschrieben.

Tab. 3.53: M_E -Werte für bestimmte Schichten

Kiessandtragschicht	60—80 MN/m ² oder N/mm ²
Untergrund, Unterbau, Stabilisierung mit Kalk	10—15 MN/m ² oder N/mm ²

Der Plattenversuch ist sehr zeit- (6—10 Versuche pro Tag) und materialaufwendig (Lastwagen, Apparatur mit Messeinrichtung). In der Regel können nur wenige Versuche ausgeführt werden, die keine statistische Auswertung ermöglichen. Es wird darauf tendiert, den Plattenversuch durch einfachere und schnellere Messmethoden (z. B. Deflektionsmessungen, Abschnitt 3.634) zu ersetzen.

3.633 *k*-Wert nach Westergaard

Der *k*-Wert nach Westergaard wird ebenfalls mit einer Lastplatte (ϕ 76 cm) bestimmt. Er bildet eine Eingangsgrösse für die Dimensionierung von Betonstrassen. Im Wald- und Güterstrassenbau wird er kaum zur Anwendung kommen, da eine eigentliche Dimensionierung der Betonplatte nicht notwendig ist.

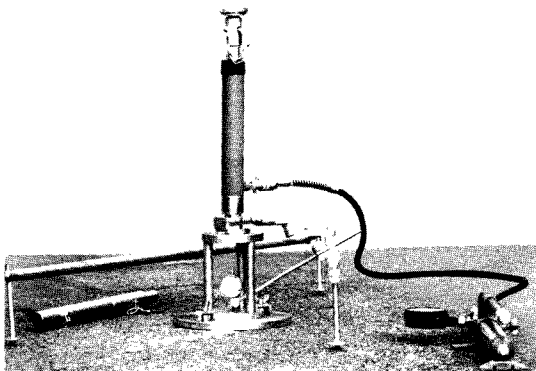
3.634 *Elastische Deflektion*

Die elastische Deflektion ist die Einsenkung einer Oberfläche unter einer Radlast. Sie wird in der Schweiz unter einem Lastwagen-Zwillingsrad mit 50 kN Radlast und 0.7 N/mm² Pneudruck gemessen (Abb. 3.54). Das gebräuchlichste Gerät ist der Benkelman-Balken.



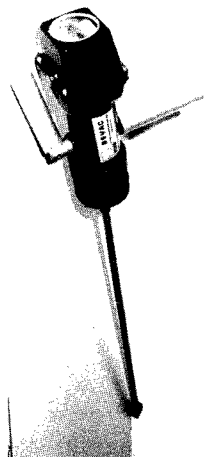
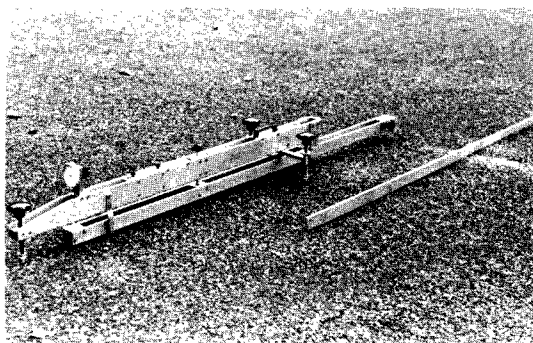
Ausrüstungen für Feld und Labor

Geotechnik —
Geophysik
Bodenmechanik
Beton — Asphalt



8250 BR-03
VSS-Gerät für
Plattenversuche
(normal und
schnell)

8306 BR-02
Benkelman-
balken



8249 BM-02
Handpenetro-
meter
CBR

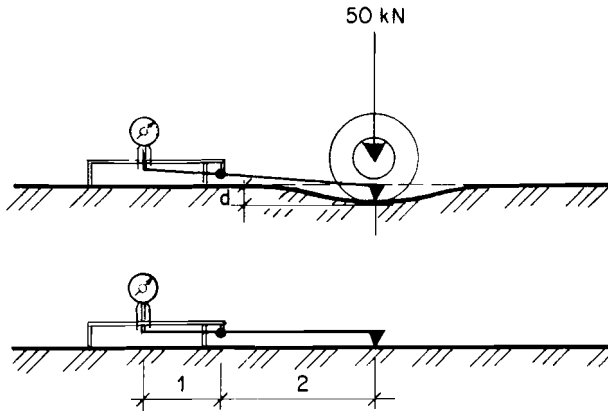
Weitere Messgeräte für Strassen- und Grundbau
Lassen Sie sich durch unseren Technischen Dienst
beraten!

Konstruktion — Installation — Unterhalt
Mechanik — Elektronik — Hydraulik — Pneumatik



BEVAC SA
Case postale 63, 1018 LAUSANNE (Suisse)
Telephone 021 38 11 71, Telex 25506 begra ch

Abb. 3.54: Prinzip der Deflektionsmessung



Der Balken wird zwischen die Zwillingssreifen des stehenden Lastwagens geschoben und die Rückfederung (Deflektion) der Schicht beim Wegrollen der Last bestimmt. Die einfache Handhabung des Geräts ermöglicht eine grosse Anzahl von Messungen mit relativ geringem Aufwand und guter Genauigkeit (5/100 mm). Die vielen Messwerte in einer zufälligen Verteilung erlauben die erwähnte statistische Auswertung der Resultate, d. h. die stichprobenweise Messung ermöglicht eine zuverlässige Aussage für die ganze Strassenfläche. Durch die Deflektionsmessung können die folgenden Problemstellungen gelöst werden:

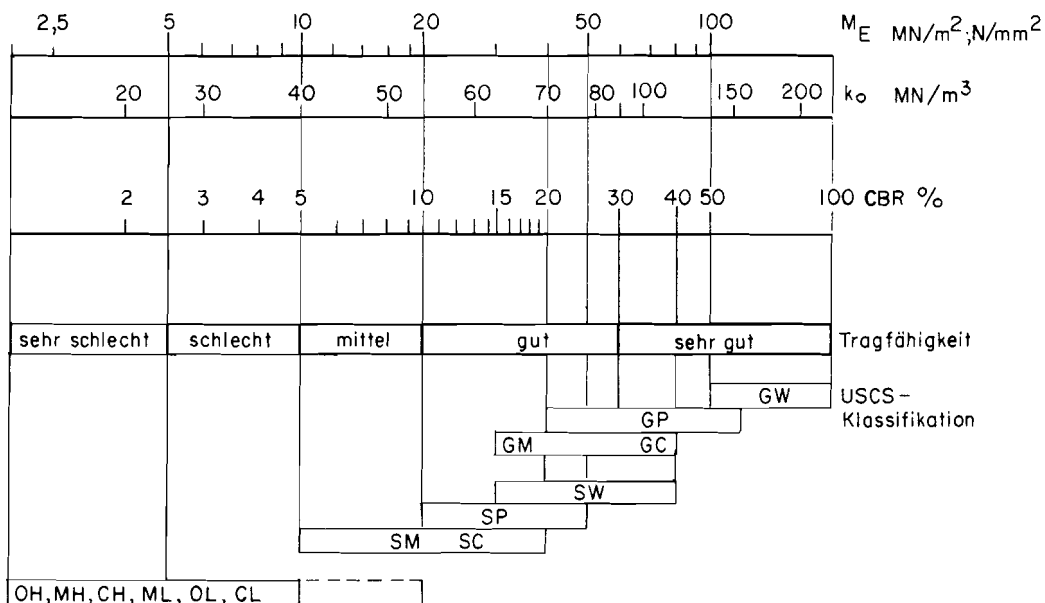
- Bestimmung der Tragfähigkeit und Gleichmässigkeit des Unter- und Oberbaus
- Bestimmung des Verhaltens und der Lebensdauer flexibler Aufbauten
- Bestimmung der Verstärkung von alten Strassen
- Bestimmung des jahreszeitlichen Verlaufs der Tragfähigkeit

Mit dem Benkelman-Balken können täglich bis zu hundert und mehr Messungen durchgeführt werden, so dass dieser Versuch immer mehr an die Stelle des aufwendigen Plattenversuchs tritt.

3.635 *Schätzung der Tragfähigkeit und Zusammenhang zwischen den verschiedenen Messwerten*

Die Tragfähigkeit des Untergrundes kann auch aufgrund einer Bodenklassifikation, z. B. USCS-Methode, geschätzt werden. Dies setzt aber eine grosse Erfahrung im Ansprechen und Beurteilen der Böden voraus. Für die verschiedenen Tragfähigkeitswerte gelten etwa die in der Abbildung 3.55 dargestellten Zusammenhänge.

Abb. 3.55: Angenäherter Zusammenhang zwischen den Bodentragfähigkeitswerten und den Bodentypen



3.7 Die künstliche Verdichtung von Böden

Sehr viele wichtige Bodeneigenschaften sind von der Lagerungsdichte abhängig. Die künstliche Verdichtung im Unter- und Oberbau von Strassen bezweckt eine dichtere Lagerung der Bodenmaterialien. Dadurch werden die folgenden Eigenschaften verändert:

- die Scherfestigkeit wird erhöht
- das Setzungsmass wird verkleinert
- die Wasser- und Froststabilität wird verbessert
- die Durchlässigkeit wird verkleinert

3.71 Darstellung des Bodens im W - γ_d -Diagramm

Im Zusammenhang mit der Lagerungsdichte werden zuerst die folgenden Kennziffern bestimmt:

- Wassergehalt W
- Feuchtdichte γ
- Rohdichte γ_s

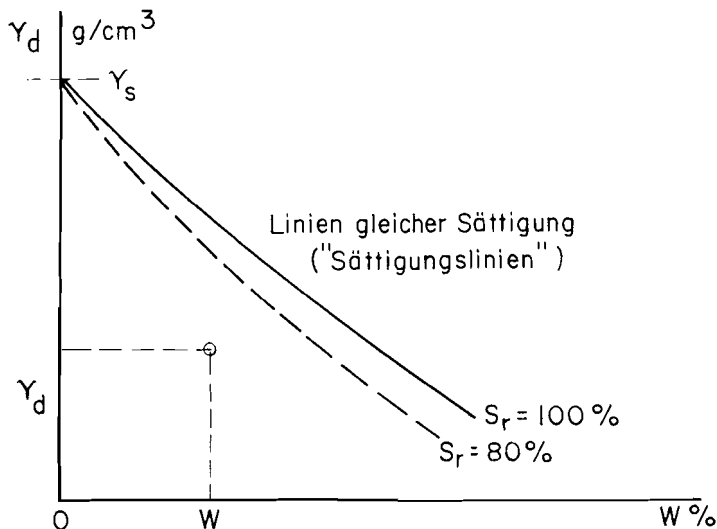
Daraus können die folgenden Größen bestimmt werden:

— Trockendichte $\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + W}$ (W als Dezimalbruch)

— Sättigungsgrad $S_r = \frac{W}{\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma}} \cdot 100$

Jedem Wertepaar W/γ_d entspricht im Diagramm ein Punkt (Abb. 3.56). Bei bekanntem γ_s liegt auch der zugehörige Sättigungsgrad fest; Sättigungsgrade über 100% sind physikalisch unmöglich.

Abb. 3.56: W- γ_d -Diagramm



Meist werden die Linien gleicher Sättigung für eine Sättigung von 100%, 90%, 80% berechnet und aufgetragen. In der Formel zur Berechnung des Sättigungsgrades wird die Dichte des Wassers gleich 1 g/cm^3 gesetzt und die Formel nach γ_d aufgelöst, so dass die Punkte der Sättigungslinien berechnet werden können.

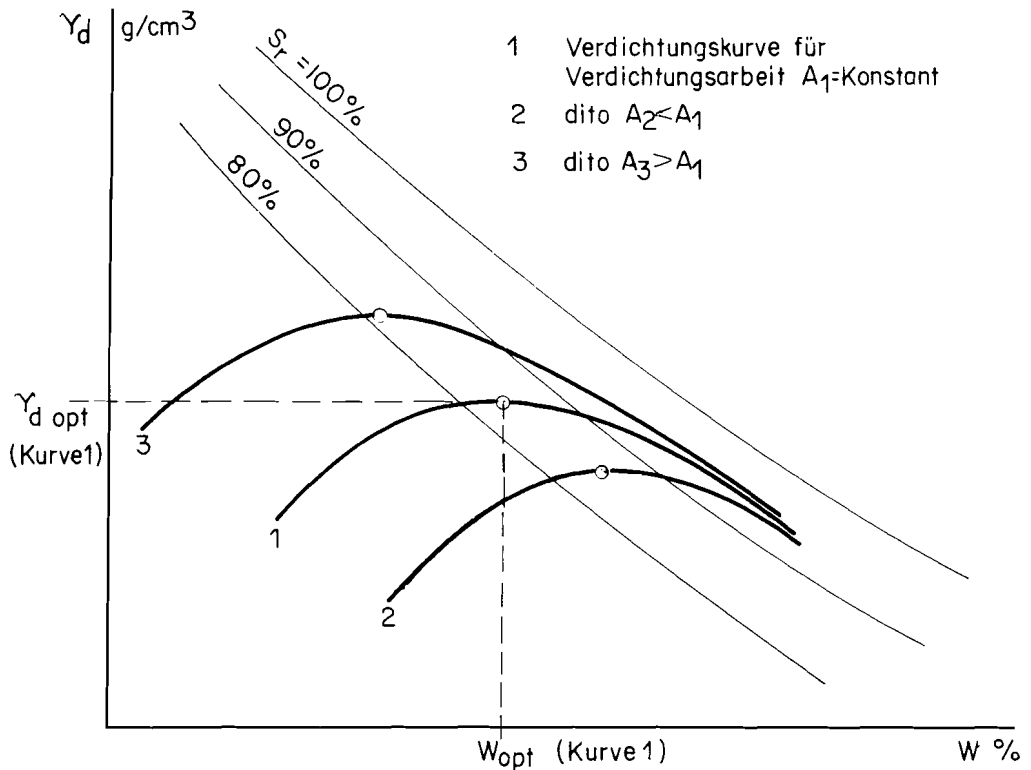
$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{W}{S_r} \cdot \gamma_s}$$

3.72 Die Proctor-Kurve (Verdichtungskurve)

Wird der gleiche Boden mit konstanter Verdichtungsarbeit bei verschiedenem Wassergehalt verdichtet, so ergeben sich verschiedene Trockendichten. Zuerst steigen die Werte

von γ_d mit steigendem Wassergehalt bis zu einem Maximum und fallen danach wieder (Abb. 3.57). Die Kurve, welche den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt W und der Trockendichte γ_d für eine konstante Verdichtungsenergie darstellt, wird als Verdichtungskurve (Proctorkurve) bezeichnet.

Abb. 3.57: Proctorkurven



Zum Maximum gehört der optimale Wassergehalt W_{opt} und die optimale Trockendichte γ_{dopt} . Die zugehörige Sättigung liegt in der Regel in der Nähe von etwa 80%.

Wird die Verdichtungsarbeit verkleinert (Kurve 2) oder vergrößert (Kurve 3), so liegt die Kurve tiefer oder höher, wobei das Maximum ungefähr auf einer Linie $S_r = \text{konstant}$ wandert. Im «nassen Bereich» («nasser Ast der Proctorkurve»), d. h. rechts von W_{opt} fallen die Kurven zusammen und folgen etwa einer Linie $S_r = 90\text{—}95\%$.

Der Verdichtungsversuch wurde 1933 von R.R. PROCTOR entwickelt und ist heute normiert (SN 670 330a). Er wird als Proctorversuch bezeichnet. Der Boden wird in einem Gefäß von 10.16 cm Durchmesser, 11.70 cm Höhe und 948 cm³ Inhalt in 3 Schichten verdichtet. Jede Schicht wird mit 25 Schlägen eines aus 30.5 cm Höhe fallenden Gewichtes von 24.9 N verdichtet.

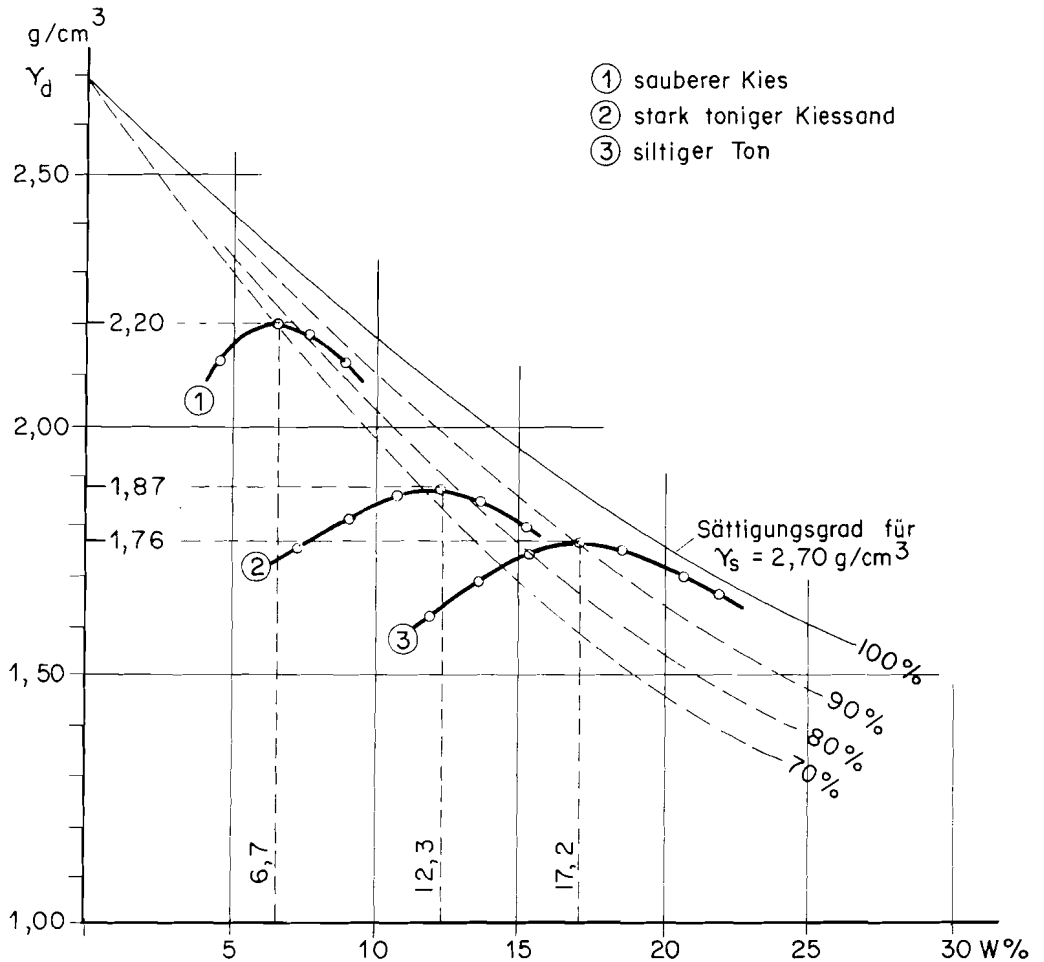
Die Verdichtungskurve des angegebenen Vorgehens wird als Proctor standard oder neuerdings als AASHO-Standard (AASHO = American Association of State Highway Officials) bezeichnet.

Entsprechend den Abmessungen des Gerätes können Böden mit Komponenten >7 mm (nach Norm meist >10 mm) nicht geprüft werden. Das Überkorn muss vor dem Versuch ausgeschieden werden.

Der so ermittelte Wassergehalt W_{opt} liegt bei bindigen Böden etwa 2—3% unterhalb der Ausrollgrenze W_p oder er entspricht etwa der halben Fließgrenze $W_L/2$ ($0.45-0.5 W_L$).

Mit steigendem Gehalt an Feinanteilen wird die Proctorkurve flacher, gleichzeitig steigt W_{opt} , während γ_{dopt} abnimmt (Abb. 3.58).

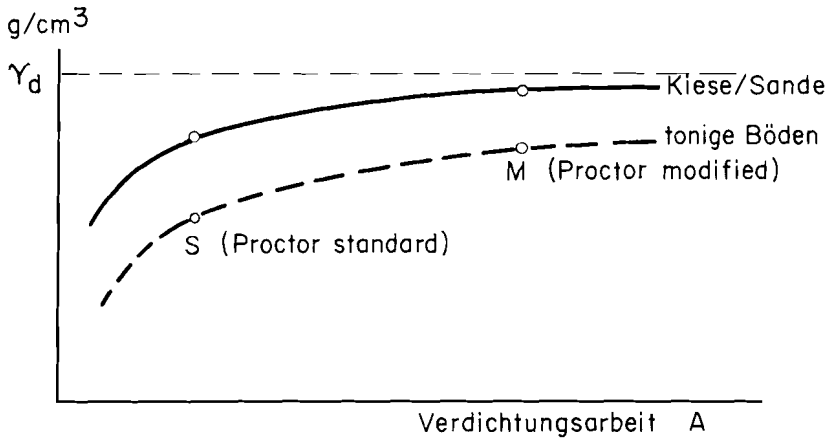
Abb. 3.58: Proctorkurven einiger Böden



3.73 Variable Verdichtungsarbeit

Der Zusammenhang zwischen der Trockendichte und der Verdichtungsarbeit ist aus der Abbildung 3.59 ersichtlich:

Abb 3.59: Zusammenhang zwischen Trockendichte und Verdichtungsarbeit



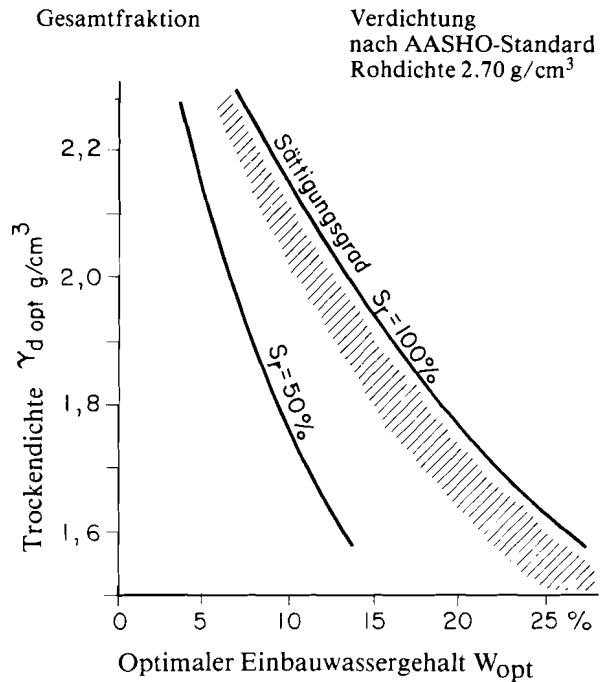
Diese Form der Kurven zeigt, dass anfänglich eine kleine Zunahme der Verdichtungsarbeit einen grossen Zuwachs an Verdichtungswirkung ergibt; während später auch eine wesentliche Vergrößerung der Verdichtungsarbeit keinen wesentlichen Einfluss mehr auf die Lagerungsdichte hat.

Der Punkt S in der Abbildung 3.59 entspricht in etwa dem Standard-Verdichtungsversuch. Um diese Lagerungsdichte zu erreichen ist eine Verdichtungsarbeit notwendig, welche einerseits in der Praxis ohne Schwierigkeiten erreicht werden kann, andererseits ist meistens keine wesentlich grössere Verdichtung mehr möglich. So hat der ebenfalls normierte modifizierte (verbesserte) Proctorversuch (Proctor modified) eine Verdichtungsarbeit von rund 4.5—5 mal derjenigen von Proctor standard, der Zuwachs der Trockendichte beträgt aber nur noch 5—10% von Proctor standard.

Am besten lassen sich die gut abgestuften Kiese verdichten. Mit zunehmendem Feinanteilgehalt und mit abnehmendem Ungleichförmigkeitsgrad sinkt die optimale Trockendichte und der optimale Wassergehalt steigt an. Die entsprechenden Werte für die verschiedenen USCS-Klassen gehen aus der Abbildung 3.60 hervor.

Abb. 3.60: Optimaler Einbauwassergehalt und Trockendichte wichtiger Bodenklassen

Material		
Bezeichnung*	USCS	Fließgrenze
Kiese	GW, GP GM—ML	
Sande	SW, SP SM—ML	
Siltige oder tonige Kiessande	GM GC SM SC	25
Silt	ML CL—ML	30
Siltiger Ton	CL	35
org. Material Ton	OL CH	40
Silt Tone mit org. Beimengungen	MH OH	50



*Details vgl. Abschnitte 3.313—3.315

Sofern keine Verdichtungsversuche im Labor ausgeführt wurden, kann der Bereich von W_{opt} und $\gamma_{d\text{opt}}$ ebenfalls aus dieser Abbildung entnommen werden.

3.74 Anwendung des Proctorversuches

3.741 Festlegung der Verdichtungsanforderungen

Die Anforderungen an eine Verdichtung richten sich grundsätzlich nach den jeweils technischen Notwendigkeiten. Im Strassenbau sind die Anforderungen gemäss SN 640 585a üblich. Dabei wird als Anforderung die notwendige Trockendichte in Prozent der optimalen Trockendichte nach Proctor (= 100%) angegeben. Zusätzlich wird ein minimaler M_E -Wert auf der Schicht verlangt.

Tab. 3.61: Verdichtungsanforderungen im Strassenbau

	Trockendichte in % von $\gamma_{d\text{opt}}$ (Proctor standard)	M_E -Wert
Tragschicht	100%	80 N/mm ²
Unterbau bis 60 cm unterhalb Planum	100%	15 N/mm ²
Unterbau tiefer als 60 cm unterhalb Planum	97%	—

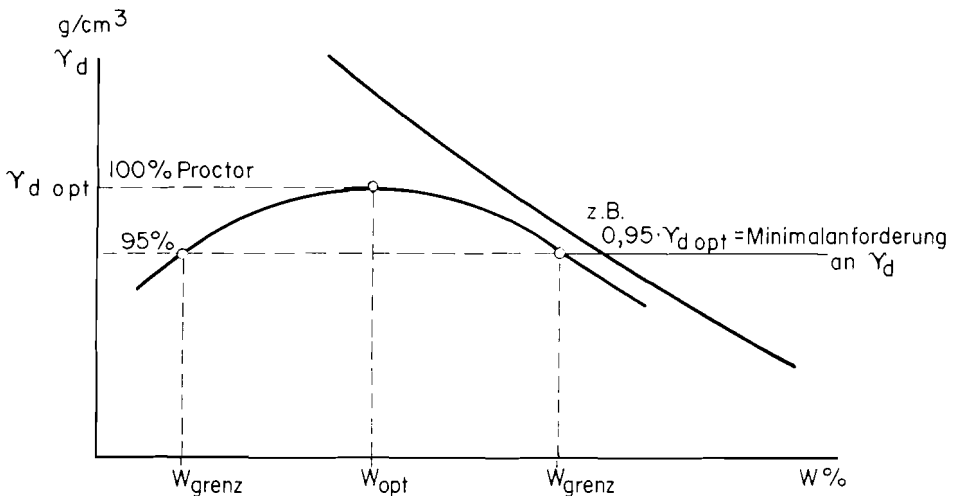
In der Kiessandtragschicht sind auch im Wald- und Güterstrassenbau die geforderten Werte in der Regel zu erreichen. Dagegen ist die Forderung im Unterbau (insbesondere Dammschüttung) kaum zu erfüllen.

Die Grösse und Gleichmässigkeit der Verdichtung kann auch mit folgenden Geräten kontrolliert werden:

- Sandersatzgerät
 - Ballongerät
 - Nukleargerät
- } für forstliche Verhältnisse
kaum praktikabel
- Deflektionsmessung
 - Abrollversuch mit einem schweren Fahrzeug (= Proof-rolling)

Wird als Minimalforderung nur ein bestimmter Anteil der optimalen Trockendichte, z. B. 95% Proctor, vorgeschrieben, so kann diese Forderung bei vorgegebener Verdichtungsenergie innerhalb einer gewissen Wassergehaltsspanne (z. B. $W_{opt} \pm 3\%$) erreicht werden (Abb. 3.62).

Abb. 3.62: Grenzwassergehalte



Die obere und untere Schranke der zulässigen Wassergehaltsspanne werden auch als Grenzwassergehalte bezeichnet.

3.742 Beurteilung der natürlichen Lagerungsdichte eines Bodens

Die Aussage, dass ein bestimmter Boden eine Trockendichte γ_d von z. B. 1.75 g/cm^3 hat, gibt noch keine Aussage über seine relative Lagerungsdichte, d. h. darüber, ob er dicht oder locker gelagert ist. Diese Beurteilung kann durch Vergleich mit γ_{dopt} nach Proctor gewonnen werden.

Tab. 3.63: Vergleich zwischen γ_{dnat} und γ_{dopt}

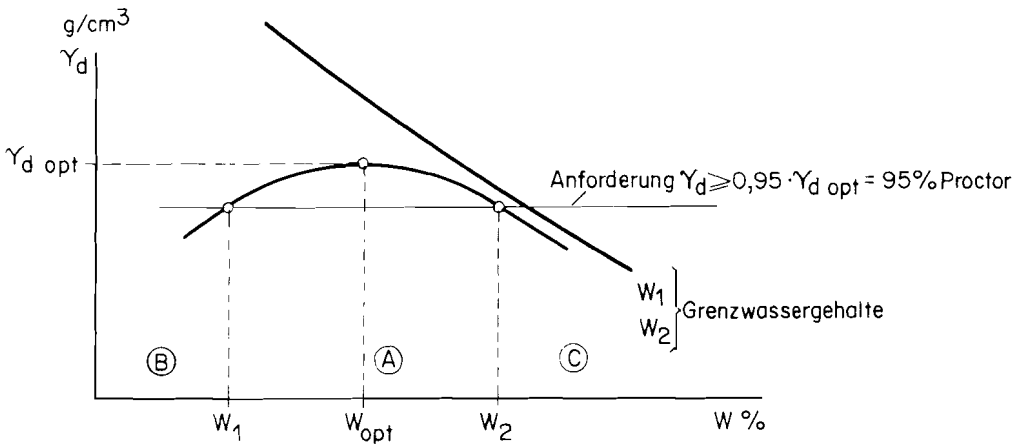
Bodenart	γ_{dnat}	γ_{dopt}	Entscheid
siltiger Ton CL	1.48 g/cm ³	1.86 g/cm ³	$\gamma_{\text{dnat}} \ll \gamma_{\text{dopt}}$ Verdichten!
toniger Feinsand SC—CL	1.68 g/cm ³	1.74 g/cm ³	$\gamma_{\text{dnat}} \sim \gamma_{\text{dopt}}$ Verdichtung unwirksam

3.743 Beurteilung der Eignung eines Bodens als Schüttmaterial

Zuerst wird der Boden klassifiziert. Böden der USCS-Klassen OL, OH, Pt, d. h. Böden mit vielen organischen Bestandteilen, sind schlecht verdichtbar und deshalb ungeeignet.

Mit Hilfe des Proctorversuchs wird dann festgestellt, ob der Wassergehalt des Bodens in einem Bereich liegt, bei welchem eine genügende Verdichtung ohne weiteres möglich ist, oder ob besondere Massnahmen zu treffen sind (Abb. 3.64).

Abb. 3.64: Vergleich zwischen W_{nat} und W_{opt}



Der natürliche Wassergehalt W_{nat} des Materials wird mit den Grenzwassergehalten verglichen:

- Ⓐ $W_1 < W_{\text{nat}} < W_2$: Der Boden kann ohne weiteres verdichtet werden, so dass die erzielte Trockendichte γ_d grösser oder gleich der Anforderung ist.
- Ⓑ $W_{\text{nat}} < W_1$: Der Boden ist zu trocken. Die Forderung von z. B. $\gamma_d \geq 0,95 \cdot \gamma_{\text{dopt}}$ kann nur erreicht werden, wenn eine wesentlich grössere Verdichtungsarbeit als ca. 0.6 MN m/m³ (Proctor standard) geleistet wird. Dies ist aber eher unwirtschaftlich. Abhilfe ist durch die Zugabe von Wasser möglich, so dass W_{nat} in den Bereich A gelangt.

- © $W_{nat} > W_2$: Der Boden ist zu nass. Auch die Anwendung einer grösseren Verdichtungsarbeit ist sinnlos. Eine Verbesserung ist möglich durch Austrocknung oder Stabilisierung mit Kalk.

3.744 *Aussagemöglichkeit des Proctorversuches (Zusammenfassung)*

Der Verdichtungsversuch ermöglicht die folgenden Aussagen:

- Bestimmung des Einflusses einer Veränderung des Wassergehaltes auf die Verdichtbarkeit
- Bestimmung des Wassergehaltes (W_{opt}), bei dem sich der Boden bei einer konstanten Verdichtungsenergie am stärksten verdichten lässt (γ_{dopt} , W_{opt})
- Festlegung der Grenzwassergehalte, innerhalb welcher die Erreichung einer vorgeschriebenen Dichte möglich ist (z. B. 95% oder 98% der optimalen Trockendichte)
- Die Differenz zwischen der optimalen Trockendichte (γ_{dopt}) und der Trockendichte bei natürlicher Lagerung (γ_{dnat}) zeigt an, ob überhaupt eine Verdichtung notwendig ist:

$$\gamma_{dnat} \sim \gamma_{dopt} \rightarrow \text{Verdichtung nicht notwendig}$$

$$\gamma_{dnat} \ll \gamma_{dopt} \rightarrow \text{Verdichten!}$$

- Die Differenz zwischen dem natürlichen und dem optimalen Wassergehalt zeigt an, welche Massnahmen notwendig sind, um den Boden optimal zu verdichten:

$$W_{nat} \ll W_{opt} \rightarrow \text{Wasserzugabe (in der Schweiz eher selten!)}$$

$$W_{nat} \sim W_{opt} \rightarrow \text{keine Massnahme notwendig}$$

$$W_{nat} \gg W_{opt} \rightarrow \text{Austrocknung (Belüftung, Stabilisierung mit Kalk)}$$

3.75 **Umrechnung der Laborwerte**

Der Proctorversuch wird nur mit der Kornfraktion < 7 mm (evtl. < 10 mm) durchgeführt. Da bei grobkörnigen Böden aber je nach Schichtdicke und Anforderungen in der Regel ein wesentlich grösseres Maximalkorn zugelassen wird, stellt sich die Frage nach der Übertragbarkeit der Laborwerte in die Natur. Eine überschlägige Aussage ist mit den folgenden Formeln möglich, sofern das Überkorn etwa 30% der Gesamtfraktion nicht übersteigt:

$$\gamma_{dopt} \text{ (total)} = \frac{\gamma_{doptV}}{1 - p \left(1 - \frac{\gamma_{dV}}{\gamma_s}\right)}$$

$$W_{opt} \text{ (total)} = W_{optV} \cdot (1 - p)$$

γ_{optV}	optimale Trockendichte aus Proctorversuch
W_{opt}	optimaler Wassergehalt aus Proctorversuch
$\gamma_{\text{opt}} \text{ (total)}$	} optimale Verdichtungswerte der Gesamtfraktion
$W_{\text{opt}} \text{ (total)}$	
p	Überkornanteil der Fraktion > 7 mm (10 mm)

Als grobe Näherung können auch die folgenden Werte dienen:

- pro 10% Überkornanteil beträgt die Zunahme der optimalen Trockendichte etwa 0.05—0.07 g/cm³
- pro 10% Überkornanteil beträgt die Abnahme des optimalen Wassergehaltes etwa 1%

3.76 **Verdichtungsvorgang**

Verdichten heisst, die Bodenkörner in eine grössere Lagerungsdichte bringen. Eine Veränderung der Lage der Bodenteilchen ist aber nur durch die Überwindung der Scherfestigkeit (Reibung, Kohäsion) möglich. Die Reibung zwischen den Bodenkörner ist spannungsabhängig, die Kohäsion dagegen ist unabhängig von der aufgebrachten Spannung. Deshalb werden reine Reibungsböden zweckmässigerweise mit anderen Geräten verdichtet als kohäsive Böden mit einem Reibungs- und Kohäsionsanteil.

Eine dichtere Lagerung wird in einem Reibungsboden dadurch erzielt, dass die durch die Auflast (Bodenschicht, Verdichtungsgerät) erzielte Reibung aufgehoben wird, damit sich die Bodenkörner gegenseitig verschieben und dichter lagern können. Das geschieht durch Vibration der Bodenschicht. Durch Schwingungen wird die Reibung für einen Moment aufgehoben und eine Verlagerung der Bodenkörner ist möglich. Daher sind Reibungsböden grundsätzlich mit Vibrationsgeräten zu verdichten. Abschliessend ist eine Kiessandtragschicht mit einer statischen Walze zu verdichten, weil die obersten Zentimeter dieser Schicht durch die Vibration nicht verdichtet werden. Diese Massnahme empfiehlt sich besonders vor Deflektionsmessungen und Plattendruckversuchen.

In Kohäsionsböden kann die vorhandene Scherfestigkeit nicht aufgehoben werden. Die Verschiebung der Teilchen in eine dichtere Lagerung erfolgt hier durch Überwindung der Scherfestigkeit durch eine Scherdeformation. In diesen Böden müssen demnach Geräte eingesetzt werden, welche durch ihr Gewicht bzw. ihre spezifische Belastung die vorhandene Scherfestigkeit des Bodens überwinden können. Es sind dies die drückenden, knehenden und stampfenden Verdichtungsgeräte mit hoher Bodenpressung.

3.8 Die Stabilitätseigenschaften der Böden

3.81 Begriff und Bedeutung der Stabilität

Eine Strasse (Unter- und Oberbau) bildet eine relativ dünne Schicht an der Erdoberfläche. Sie ist deshalb in hohem Mass den Witterungseinflüssen ausgesetzt. Es sind dies vor allem die Einflüsse des Wassers (die Benetzung und Austrocknung) und die Frostwirkungen (das Gefrieren und Auftauen des Bodens). Diese Einwirkungen führen zu einer Änderung des Volumens und der Festigkeit. Die Tatsache, dass die Eigenschaften natürlicher Böden, insbesondere ihre Festigkeit und ihr Volumen innerhalb weiter Grenzen ändern können, führt dazu, dass neben der Festigkeit der Begriff der Stabilität bzw. Instabilität eingeführt werden muss. Stabilität bedeutet in diesem Zusammenhang Konstanz der Festigkeit und des Volumens bei Einwirkung der Umgebungsbedingungen Wasser und Frost. Die Instabilität natürlicher Böden ist — im Vergleich zu anderen Baustoffen z. B. Stahl, Beton usw. — relativ gross und von der Bodenart abhängig. Deshalb ist die Betrachtung des möglichen Variationsbereiches der Festigkeit und der Stabilität bei den Böden sehr wichtig.

Die Erfahrung zeigt, dass die Variationsbreite je nach Boden verschieden ist, z. B. klein beim Kies und gross beim Ton. Es stellt sich die Frage, ob die Böden nach einer Skala mit zunehmender Variationsbreite der Stabilitätseigenschaften geordnet werden können. Eine solche Einteilung ist die USCS-Klassifikation. Sie zeigt in der aufgeführten Reihenfolge (von GW nach Pt) den Übergang von den stabilsten Böden (saubere Kiese) bis zu den feinkörnigen Böden mit dem grössten Variationsbereich der Stabilität. Generell ist bei Zunahme des Feinanteilgehalts mit einer Abnahme der Stabilität zu rechnen.

Alle Bodenmaterialien werden durch Wasser- und Frosteinwirkungen in ihrem Volumen- und Festigkeitsverhalten beeinflusst. Wenn nur Materialien als stabil bezeichnet werden, deren Eigenschaften durch die Umgebungsfaktoren nicht beeinflusst werden, so kann man sagen, dass alle Bodenmaterialien instabil sind. Untersuchungen und Erfahrungen zeigen aber, dass bei einzelnen Böden keine Schäden durch Umgebungsfaktoren auftreten und dass eine den Bedürfnissen des Strassenbaus angepasste Definition der Stabilität möglich ist.

Stabil ist ein Boden, wenn seine Festigkeit und Formänderung unter den Beanspruchungen durch Benetzen, Austrocknen, Gefrieren und Auftauen begrenzt bleibt oder durch praktisch durchführbare Massnahmen kontrollierbar ist.

Eine Voraussage über den Stabilitätsbereich eines Bodens ist aufgrund von Laboruntersuchungen möglich, wobei insbesondere ein Bereich um den optimalen Wassergehalt herum untersucht wird. Diese Stabilitätsuntersuchungen lassen die Frage offen, was zu geschehen habe, wenn die Grenzwerte bezüglich der Festigkeits- und Volumenänderung überschritten werden. Die Bodenmechanik weist in diesem Fall auf die Technik der Bodenstabilisierung hin.

3.82 Die Wasserstabilität der Böden

Der Wassergehalt des Bodens kann, bedingt durch Niederschlagswasser, Sickerwasser, Kapillar- und Grundwasser stark wechseln. Jede Erhöhung des Wassergehalts führt aber

zu einer Quellung, jede Reduktion zu einer Schrumpfung des Bodens. Parallel zur Volumenänderung geht eine Veränderung der Festigkeit bzw. der Tragfähigkeit. Da der Boden in der Regel inhomogen ist, treten in Längs- und Querrichtung der Strasse Tragfähigkeitsunterschiede auf, die erfahrungsgemäss eine wesentliche Schadenursache sind.

Der Variationsbereich der Stabilität bei Wassereinwirkung wird im Labor mit dem CBR-Versuch untersucht.

An einer Probenserie mit steigendem Wassergehalt im Bereich von W_{opt} werden die CBR-Versuche unmittelbar nach der Verdichtung bestimmt. Dieser Wert wird auch als CBR_1 -Wert bezeichnet. Eine zweite Serie von Proben wird vor der Versuchsausführung während 4 Tagen im Wasser gelagert (Sättigung bis zur Erreichung der Gewichtskonstanz), während der Wasserlagerung die Quellung bestimmt und hernach die CBR-Werte gemessen. Der CBR-Wert nach Wasserlagerung wird als CBR_2 -Wert bezeichnet. Das Verhältnis von CBR_2 -Wert zu CBR_1 -Wert ist ein Mass für die Wasserstabilität, d. h. für die Reduktion der Festigkeit durch Wassersättigung.

In der Regel wird die Wasserstabilität bei optimalem Verdichtungswassergehalt W_{opt} angegeben.

Die baulichen Massnahmen zur Konstanthaltung des Wassergehaltes und somit der Festigkeit und des Volumens sind:

- Oberflächen- und Seitenentwässerung
- Verdichtung
- Stabilisierung

3.83 **Die Froststabilität der Böden**

3.831 *Die verschiedenen Arten des Bodenfrostes*

Als Bodenfrost wird die Gesamtheit aller physikalischen Eigenschaften bezeichnet, welche im Boden auftreten, wenn das Bodenwasser gefriert. Die Wirkung des Frostes ist abhängig von der Bodenart, den hydrologischen Bedingungen und der Geschwindigkeit, mit welcher der Frost in den Boden eindringt (klimatische Bedingungen).

Relativ einfach ist das Frostverhalten der sauberen, gut abgestuften Kiese und Sande. Diese frieren als Ganzes ein. Die Bodenkörner werden vom Eis umgeben. Ein Teil des Wassers wird in die luftgefüllten Poren abgedrängt und gefriert dort, so dass auch die Volumenvergrösserung von 9% beim Übergang von Wasser zu Eis keinen wesentlichen Einfluss auf das Festigkeits- und Volumenverhalten des Bodens hat, da die Struktur nicht verändert wird.

In allen anderen Böden ist die Wirkung des Bodenfrostes komplizierter. Hier bilden sich an der Frostgrenze (0°C -Isotherme) parallel zur Bodenoberfläche Eislinsen und Eisadern, welche das umgebende Material auseinanderdrängen, also eine Strukturveränderung bewirken.

Der Mechanismus des Kristallwachstums des Eises und der Wasserbewegung ist nur teilweise bekannt. Beim Auftreten von Frost im Boden kristallisieren sich an der Frostgrenze

die Eislinsen aus, wobei Wasser zur Frostgrenze hin transportiert wird. Der Ort der Eislinsenbildung wandert also mit fortschreitender Frosteindringung tiefer in den Boden, bis die maximale Frosteindringtiefe erreicht ist.

Hinsichtlich des Ursprungs des Wassers, das zu den Eislinsen transportiert wird, können zwei Fälle unterschieden werden:

- Gefrieren des Bodens als «geschlossenes System»
- Gefrieren des Bodens als «offenes System»

Steht ein Boden mit freiem Wasser (z. B. Grundwasser) nicht in Verbindung, kann kein Nachschub von Wasser erfolgen. Wenn sich in diesem Fall Eislinsen bilden, tritt nur eine Umlagerung des Wassers auf. Das Wasser aus der näheren Umgebung wandert zur Frostgrenze. An den Stellen, wo Wasser entzogen wird, schrumpft der Boden; durch die Eislinsenbildung wird der Boden gehoben. Diese Hebung bei den Eislinsen wird durch die Schrumpfung der entwässerten Bodenpartien etwa kompensiert, so dass die resultierende Volumenänderung nur unwesentlich ist. Ein solches System ohne Wassernachschub wird als geschlossenes System bezeichnet. Es können bei diesem Mechanismus keine Hebungen beobachtet werden.

Ebenfalls wie ein geschlossenes System gefrieren die tonigen Böden, auch wenn sie mit freiem Wasser in Verbindung stehen. Wegen der kleinen Durchlässigkeit kann nur das Wasser aus der nächsten Umgebung zur Frostgrenze transportiert werden.

In den Böden, welche als geschlossenes System gefrieren, führt der Frost zu keinen Hebungen, also zu keinen eigentlichen Frostschäden. Im gefrorenen Zustand ist die Tragfähigkeit sehr hoch. Während der Tauperiode ist im Bereich der Eislinsen ein Überschuss an Wasser vorhanden, welches die Tragfähigkeit des Bodens wesentlich verkleinert. In den nicht frostsicheren Böden treten in der Tauperiode wegen der örtlich verminderten Tragfähigkeit Tauschäden auf, welche das gleiche Schadenbild haben, wie bei einer unterdimensionierten Strasse (Netzrisse, «Krokodilhaut-Risse»).

Die gefährlichste Situation ergibt sich in den mitteldurchlässigen, siltigen Böden. Hier ist die Wasserdurchlässigkeit und der kapillare Wasseranstieg derart, dass aus dem freien Wasser laufend genügend Wasser an die Frostgrenze transportiert werden kann. In diesem Fall spricht man von einem offenen System. Die Eislinsen können beliebig wachsen und es treten deshalb sehr grosse Hebungen beim Gefrieren auf. Dies führt wegen der Ungleichmässigkeit des Bodens zu ungleichmässigen Hebungen, also zu eigentlichen Frost- oder Hebungsschäden, welche sich als Längsrisse in der Strassenoberfläche manifestieren. Beim Auftauen ist ein grosser Wasserüberschuss im Bereich der Eislinsen vorhanden, was in der Tauperiode zusätzlich zu meist massiven Tauschäden infolge der stark reduzierten Tragfähigkeit führt.

Die Geschwindigkeit der Frosteindringung hat ebenfalls einen Einfluss auf die Wirkungen des Bodenfrostes. Ungefährlich ist in der Regel eine schnelle Frosteindringung. Der Boden gefriert in diesem Fall wie ein geschlossenes System, weil das Wasser nicht genügend schnell zur Frostgrenze hinwandern kann. Gefährlicher dagegen ist eine lange Frostperiode, verbunden mit einer langsamen Frosteindringung, weil die Frostgrenze relativ tief in den Boden eindringen kann. Daraus resultiert eine lange Auftauperiode mit reduzierter Tragfähigkeit.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass für das Auftreten von Eislinsenbildungen drei Bedingungen gleichzeitig erfüllt sein müssen:

1. die Temperatur sinkt unter 0°C (Frosttemperatur)
2. der Boden ist frostempfindlich
3. es besteht die Möglichkeit des Wassernachschubs

Bezüglich der Frostwirkung in den verschiedenen Materialien kann die folgende Unterteilung gemacht werden:

— frostsichere Böden	: • keine Hebung kein Tragfähigkeitsverlust	saubere, gut abgestufte Kiese und Sande
— frostgefährdete Böden	: • keine Hebung nur Tragfähigkeitsverlust	tonige Böden, siltige Böden: geschlossenes System
	• Frosthebung und Tragfähigkeitsverlust	siltige Böden: offenes System

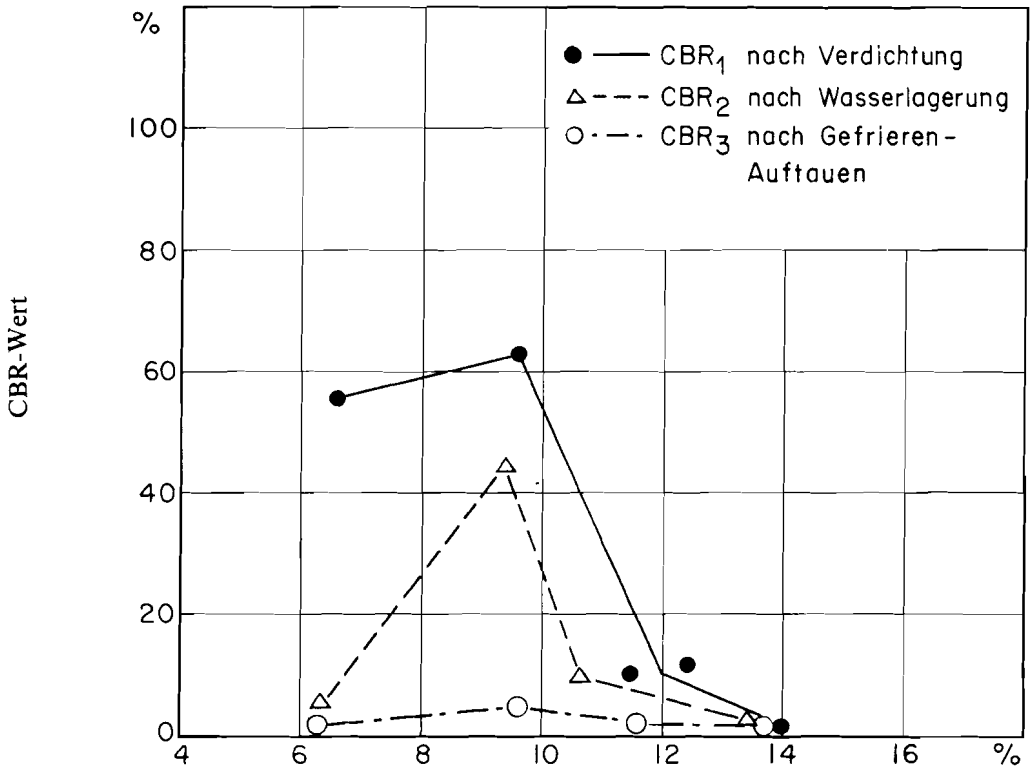
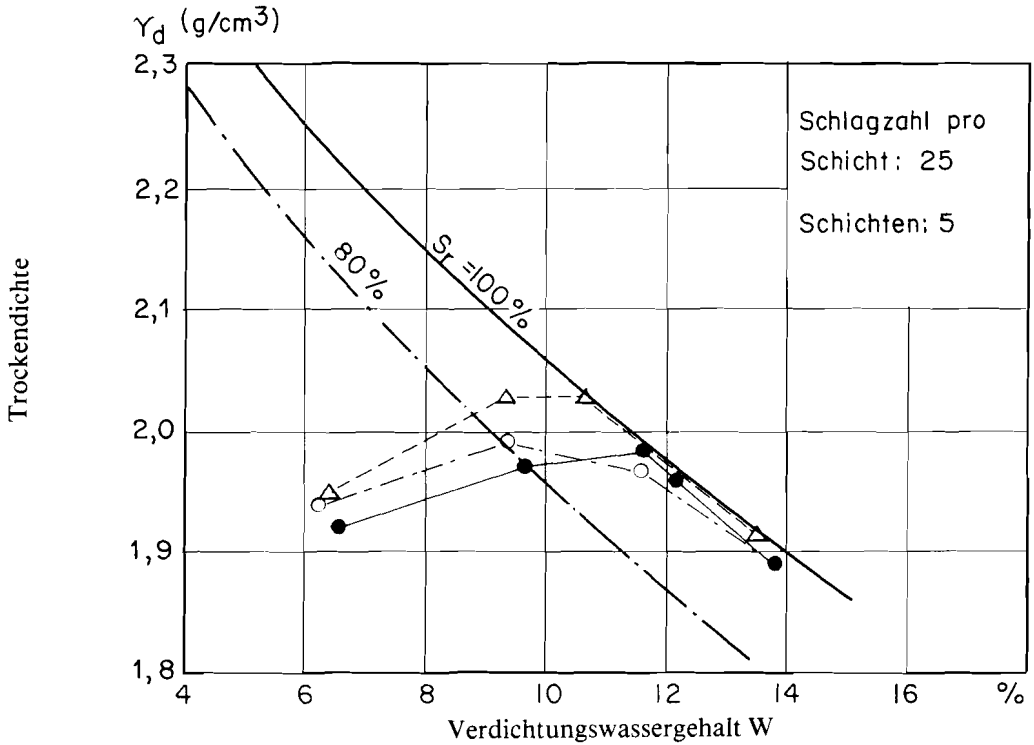
3.832 *Bestimmung der Froststabilität*

Als froststabil kann ein Boden bezeichnet werden, wenn durch Gefrieren und Auftauen die Formänderungen (Hebungen) und die Änderungen der Festigkeit klein bleiben, so dass sie nicht zu Schäden führen.

Die Prüfung der Froststabilität kann wiederum mit dem CBR-Versuch erfolgen. Auch hier wird zuerst der CBR-Wert nach Verdichtung (CBR_1 -Wert) bestimmt. Eine weitere Probenserie wird im Wasserbad gesättigt, die Quellung gemessen und hernach bei möglichem Wassernachschub (offenes System) in einer Kühltruhe so gefroren, dass die 0°C -Isotherme etwa in Probenmitte verläuft. Dabei wird die Frosthebung kontinuierlich gemessen. Nach dem Gefrieren wird die Probe aufgetaut und der CBR-Wert bestimmt. Dieser Wert nach einem Frost-Auftauzyklus wird auch als CBR_3 -Wert bezeichnet. Die Froststabilität ist das Verhältnis von CBR_3 -Wert zu CBR_1 -Wert und stellt ein Mass für den Tragfähigkeitsverlust dar.

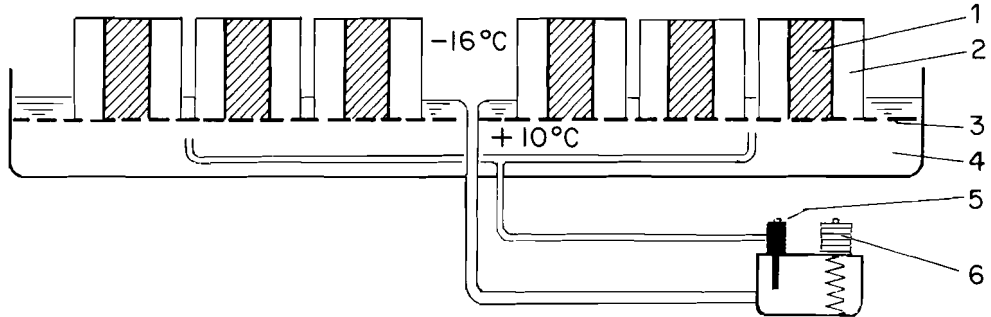
In der Regel liegt der CBR_3 -Wert bei Gefrieren im offenen System, d. h. unter Simulation der denkbar ungünstigsten Frostbedingungen tiefer als der CBR_1 -Wert (Abb. 3.65).

Abb. 3.65: CBR-Untersuchung eines tonigen Sandes (SC—CL)



Eine weitere Möglichkeit besteht in der Messung der Frosthebung allein. Dieser Versuch benötigt eine einfachere Versuchsausrüstung (Abb. 3.66). Es kann aber nur entschieden werden, ob der Boden frostsicher ist oder nicht, eine quantitative Aussage über das Mass der Frostgefährdung ist nicht möglich. Diese Technik genügt in der Regel für die Prüfung der Froststabilität von stabilisierten Materialien.

Abb. 3.66: Schema der Versuchsanordnung für den Frosthebungsversuch



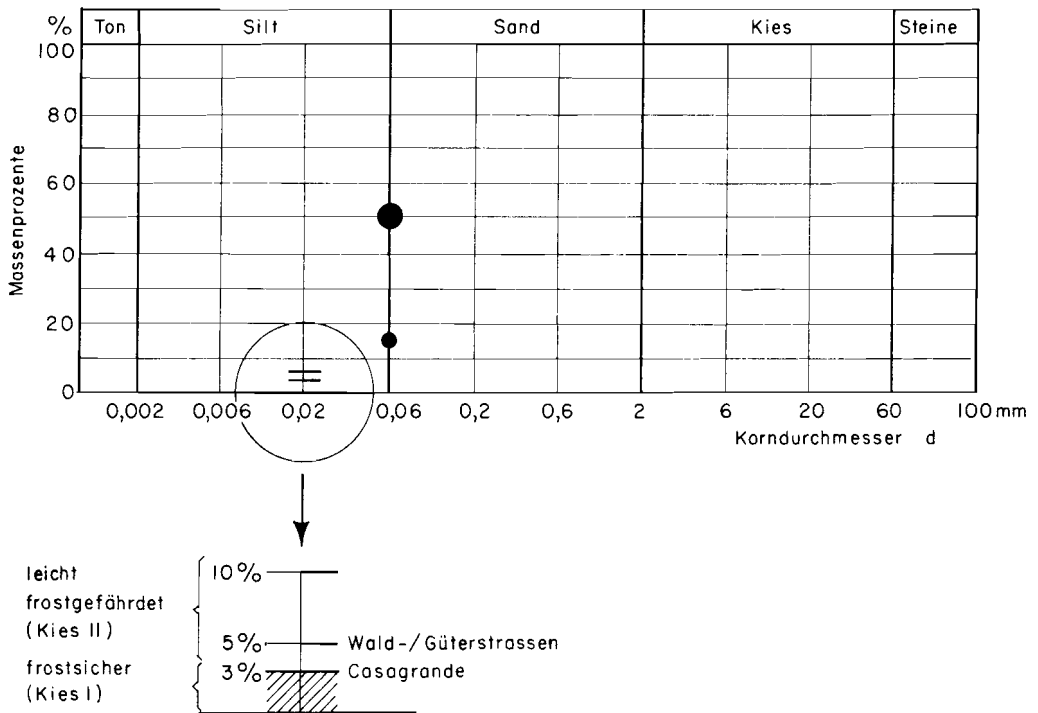
- 1 Probe
- 2 Isolation
- 3 Gitter
- 4 Wasserbad
- 5 Pumpe
- 6 Thermostat

3.833 Frostkriterien

Es stellt sich nun die Frage, ob aufgrund von einfach bestimmbareren Bodenkennziffern allein eine Aussage über die Frostgefährdung eines Bodens gemacht werden kann.

Ein derartiges Frostkriterium hat CASAGRANDE empirisch gefunden. Er betrachtet den Feinanteil beim Durchmesser von 0.02 mm (Abb. 3.67). Wenn bei diesem Korn-durchmesser weniger als 3 Masse-% Feinanteile vorhanden sind, so kann der Boden als frostsicher angesehen werden (CASAGRANDE-Frostkriterium). Sind mehr als 3% Massenanteile vorhanden, so können (müssen aber nicht!) Frostschäden auftreten, wobei aber keine quantitative Voraussage mit Sicherheit möglich ist. Die Erfahrung im Wald- und Güterstrassenbau hat gezeigt, dass ein Massenanteil von etwa 5% noch kaum zu gravierenden Schäden führt. Das Frostkriterium beim Durchmesser von 0.02 mm von maximal 3% evtl. 5% können nur relativ gut abgestufte saubere Kiese und Sande erfüllen. Werden leicht frostgefährdete Materialien mit 5—10 Masse-% im Oberbau verwendet, so können leichte Frostwirkungen auftreten, welche aber bei flexibler Ausbildung der Deckschicht (z. B. Naturstrasse, Cutbackbelag) nicht wesentlich ins Gewicht fallen.

Abb. 3.67:



Das US Corps of Engineers hat aufgrund der Kornverteilung und der Plastizität eine Klassierung vorgenommen, welche sich vor allem für die Frostklassifikation des Untergrundes im Hinblick auf die Oberbaudimensionierung eignet (Tab. 3.68, vgl. auch SN 670 145).

Tab. 3.68: Frostklassifikation

Mass der Frostgefährdung Kategorie	Zunahme des Tragfähigkeitsverlusts bzw. der Frosthebung ↓	Böden	Feinanteil < 0.02 mm	USCS-Klassifikation
G1 nicht oder leicht frostgefährdet		Kiese	Masse - % 3....10	GW, GP, GM, GC
G 2 leicht bis mittel frostgefährdet		a) Kiese b) Sande	10....20 3....15	GM, GC—CL, GM/GC, GM—ML SW, SP, SM, SC
G 3 mittel frostge- fährdet		a) Kiese b) Sande c) Tone $I_p > 12\%$	> 20 > 15	GC—CL, GM/GC, GM—ML SC—CL, SM/SC, SM—ML CL, CH
G 4 stark frostgefährdet		a) Silte b) sehr feine siltige Sande c) tonige Silte $I_p < 12\%$ d) Bändertone und andere feinkörnige Bändersedimente	> 15	ML, MH SM—ML CL, CL—ML

3.834 Die Frosttiefe X

Die Frosttiefe X (cm) ist die grösste, im Verlauf eines Winters erreichte Tiefe, die durch den Frost (0°C-Isotherme) erreicht wird. Die Grösse der Frosteindringung auf Strassen ist abhängig vom Klima, von den Bodeneigenschaften (γ , W) und von der Dicke des Oberbaus. Für die Dimensionierung als massgebend wird in der Regel die mittlere Frosteindringtiefe X_{30} der 3 kältesten Winter in 30 Jahren betrachtet. Die Werte für einen sauberen Kies (gemessen und gerechnet) sind in der Tabelle 3.69 festgehalten.

Tab. 3.69: Massgebende Frosteindringungstiefe

Nr.	Temperaturmess- stationen	m ü. M.	X ₃₀ ¹⁾ (cm)	X ₁₀ ²⁾ (cm)
1	Aarau	406	129	71
2	Adelboden	1345	189	125
3	Airolo	1170	143	103
4	Altdorf	456	107	54
5	Andermatt	1442	288	225
6	Basel	318	117	69
7	Bellinzona	236	46	27
8	Bern	572	133	78
9	Château-d'Oex	994	180	129
10	Chur	609	131	77
11	Davos-Platz	1561	265	238
12	Engelberg	1018	194	133
13	Frauenfeld	432	135	79
14	Fribourg	670	139	85
15	Genève	405	90	47
16	Glarus	503	157	96
17	Interlaken	568	112	66
18	Kloten	440	128	77
19	Kreuzlingen	445	131	78
20	La Brévine	1060	231	171
21	La Chaux-de-Fonds	990	170	108
22	Lausanne	589	102	58
23	Luzern	497	124	70
24	Neuenburg	487	111	65
25	Sargans	510	132	75
26	Sarnen	474	128	69
27	Schaffhausen	448	140	77
28	Schuls	1253	247	189
29	Sitten	549	94	55
30	Solothurn	470	122	70
31	Splügen	1500	269	213
32	St. Gallen	664	158	100
33	St. Moritz	1853	320	250
34	Zermatt	1610	246	207
35	Zürich	569	127	78

1) X₃₀: Mittel der 3 kältesten Winter in 30 Jahren

2) X₁₀: Mittel aus 10 Jahren

Die Frosteindringtiefe X₃₀ ist sehr stark von der Höhe über Meer abhängig. Sie kann etwa nach der folgenden Formel abgeschätzt werden:

$$X_{30} \text{ (cm)} = 55 + 0.13 \cdot H$$

wobei H = m ü. M.

Diese Werte gelten natürlich nur für schneefreien Boden. Wird die Strasse nicht vom Schnee geräumt, ist die Frosteindringung bedeutend kleiner, da der Schnee eine wesentlich kleinere Wärmeleitfähigkeit hat (Tab. 3.70).

Tab. 3.70: Wärmeleitfähigkeit verschiedener Materialien

	Wärmeleitfähigkeit λ kcal/m · h · °C
Bituminöse Schichten	1 — 1.6
Beton	~ 1.4
Kies-Sand	~ 1.7
Wärmedämmplatten (Hartschaum)	~ 0.04
Schnee	0.05 — 0.5

Der Schnee ist ein billiges Mittel zur Vermeidung von Frostwirkungen!

3.835 *Folgerungen für die Wald- und Güterstrassen*

Bezüglich der Wald- und Güterstrassen können die folgenden Fakten in bezug auf die Frostwirkungen festgehalten werden:

- Die Oberbaudicke ist praktisch durchwegs geringer als die Frosteindringtiefe. Der Frost dringt also, sofern die Strasse vom Schnee geräumt wird, bis in den Untergrund ein.
- Böden, die beim Gefrieren wesentliche Hebungen zeigen, insbesondere in Verbindung mit ungünstigen hydrologischen Bedingungen, sind in der Schweiz relativ selten.
- Die meisten Böden sind frostepfindlich, indem sie während der begrenzten Tauperiode eine verminderte Tragfähigkeit aufweisen. Die Deflektionswerte können in dieser Zeit 1.5—2mal höher liegen als im Sommer oder Herbst.

Bei praktisch allen Böden, mit Ausnahme extremer Silte, Feinsande und Bändertone mit $I_p < 12\%$, genügt die Dimensionierung des Oberbaus auf Tragfähigkeit gemäss AASHO. In diesen Fällen ist eine ausreichend dimensionierte Strasse auch eine frostsichere Strasse. Schneeräumung und besondere klimatische Verhältnisse können durch die Wahl eines geeigneten Regionalfaktors berücksichtigt werden. Als weitere Möglichkeiten, insbesondere bei Vorliegen spezieller Verhältnisse, können die folgenden Massnahmen zur Vermeidung von Frostschäden ausgeführt werden:

- Sperrung der Strasse für schwere Lasten während der Auftauperiode
- Verstärkung des Oberbaus durch stabilisierte Schichten
- Vollständiger oder teilweiser Ersatz des frostgefährdeten Materials bis in eine Tiefe von X_{30} bzw. $0.6 \cdot X_{30}$ (SN 640 328)
- Thermische Isolation durch Wärmedämmplatten oder Unterlassung der Schneeräumung

3.9 **Eigenschaften einiger typischer Böden der Schweiz**

3.91 **Einleitung**

Die bodenmechanischen Eigenschaften, insbesondere die Tragfähigkeit der oberflächennahen Bodenschichten sind für den Strassenbau und die Konzeption der Feinerschliessung von grosser Bedeutung. In zwei umfangreichen Arbeiten wurden typische Böden des schweizerischen Mittellandes und der Voralpen über ein grösseres Gebiet untersucht (EHRBAR 1982 und 1983). Die wichtigsten Bodeneigenschaften wie Wassergehalt, Kornverteilung, Plastizitätseigenschaften, Klassifikation nach USCS, Zustandsform, Tragfähigkeit usw. wurden dabei stichprobenweise erfasst und mittels statistischer Methoden ausgewertet.

Das untersuchte Gebiet im nordöstlichen Mittelland kann von den Böden her als typisch für das gesamte Mittelland angesehen werden. Folgende geologische Formationen sind für die Bodenbildung im genannten Gebiet verantwortlich:

- Würmmoräne
- Obere Süsswassermolasse:
 - Mergel der mergelreichen Molasse
 - Sandsteine der sandsteinreichen Molasse
 - Sandstein- und mergelreiche Molassenagelfluh

Als typisches Voralpengebiet wurde mit Ausnahme der Kalkalpen der gesamte Kanton Schwyz auf gleiche Weise untersucht. Hier sind für die Bodenbildung die folgenden geologischen Unterlagen massgebend:

- Flysch
- Würmmoräne
- Untere Süsswassermolasse:
 - Nagelfluh
 - Sandstein

Die Stichprobenpunkte wurden bezüglich der geologischen Unterlage und ihrer Lage (Mulde, Hang, Kuppe) derart angelegt, dass für die statistische Auswertung eine Stratifizierung des Gebietes nach Muttergestein und Relief möglich war.

Als ein sehr wichtiges Unterscheidungsmerkmal für die Bodeneigenschaften hat sich die sogenannte hydrologische Lage erwiesen, welche den Wasserhaushalt der Böden charakterisiert:

- Hydrologisch erhöhte Lage:
 - Grundwasserspiegel immer tiefer als 1.2 m
- Hydrologisch erniedrigte Lage:
 - Grundwasserspiegel dauernd oder zeitweise höher als 1.2 m unter der Terrainoberfläche

3.92 Ergebnisse der Bodenuntersuchungen im Mittelland

In allen geologisch-geotechnischen Zonen dominieren die fein- und mittelkörnigen Böden kleinerer bis mittlerer Plastizität; es sind dies die siltigen Tone (CL) und die tonigen Sande (SC—CL). Die Böden mit erheblichem Kiesanteil stammen vor allem aus der Molassenagelfluh.

Die Mittelwerte und die Variationsbereiche ($\bar{x} \pm s$, entsprechend 68% aller Werte) der Kornverteilung, der Plastizitätseigenschaften, der Wassergehalte, der Liquiditätsindizes sind für die untersuchten Zonen in den Abbildungen 3.71 bis 3.79 dargestellt. Daraus geht hervor, dass bezüglich der durchschnittlichen Bodeneigenschaften keine sehr grossen Unterschiede zwischen den verschiedenen Zonen vorhanden sind.

Abb. 3.71: Summationskurve der Kornverteilung der Zone Moräne

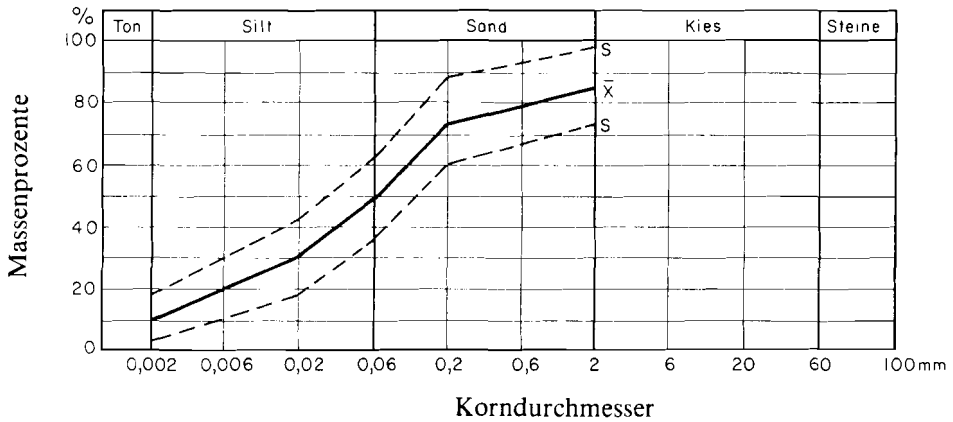


Abb. 3.72: Lage der Moränenböden im Plastizitätsdiagramm

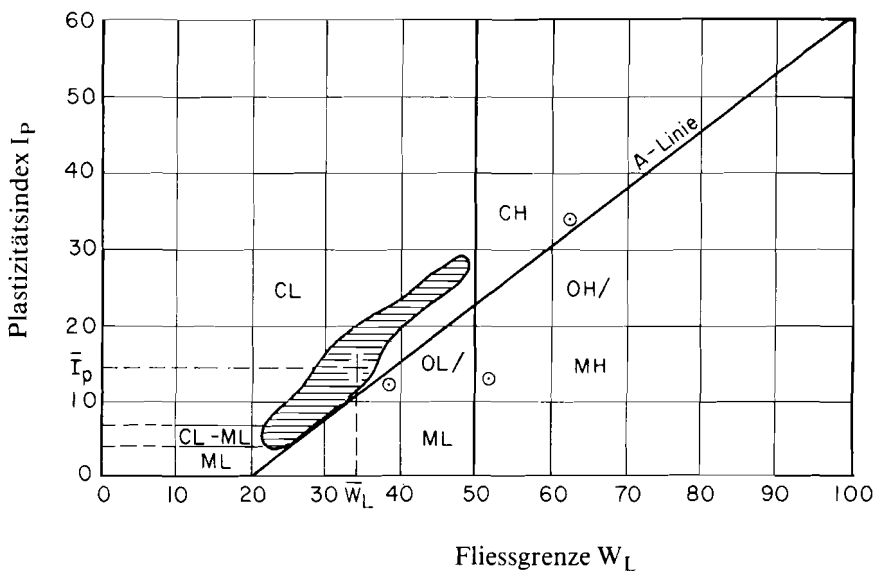


Abb. 3.73: Summationskurve der Kornverteilung der Zone mergelreiche Molasse

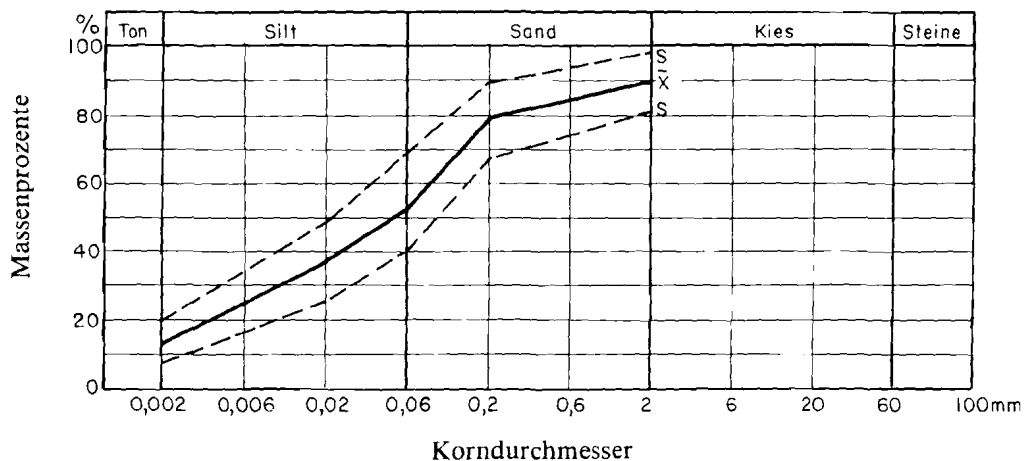


Abb. 3.74: Lage der Böden der mergelreichen Molasse im Plastizitätsdiagramm

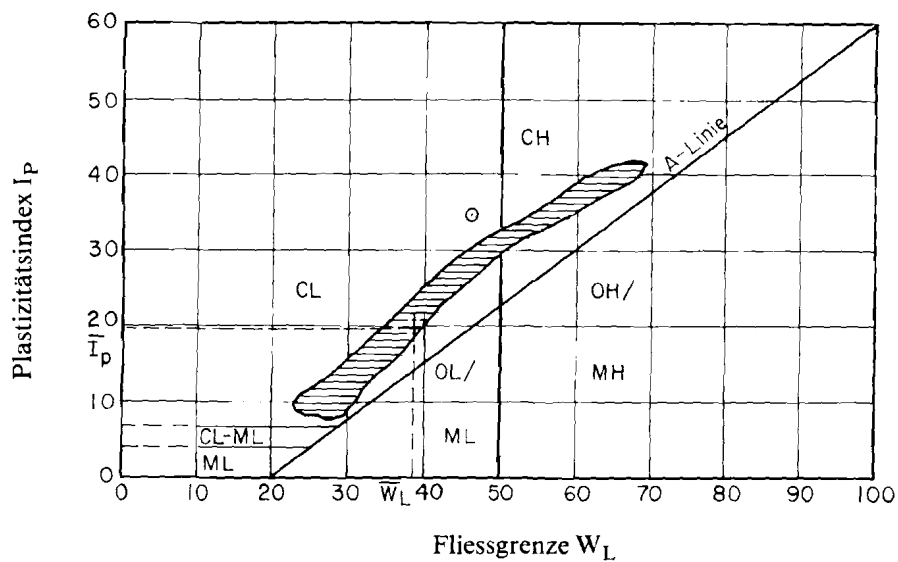


Abb. 3.75: Summationskurve der Kornverteilung der Zone sandsteinreiche Molasse

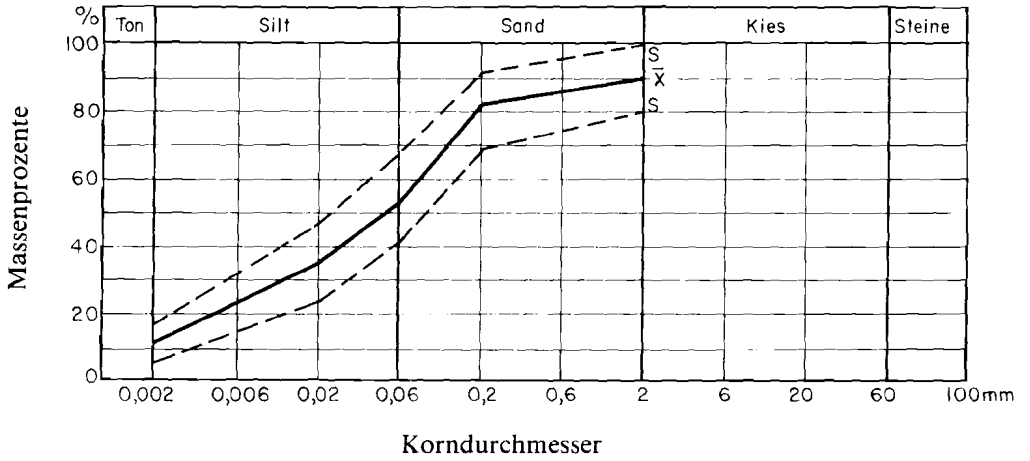


Abb. 3.76: Lage der Böden der sandsteinreichen Molasse im Plastizitätsdiagramm

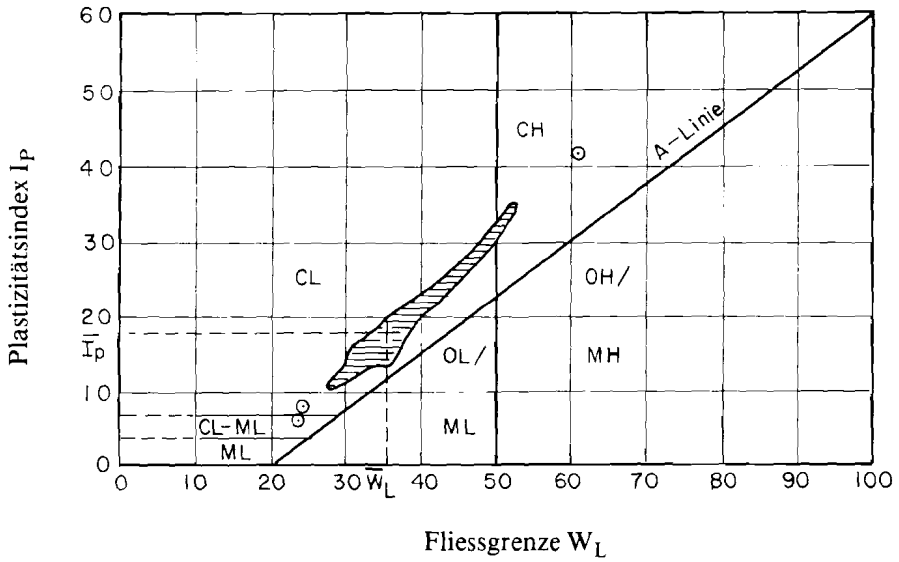


Abb. 3.77: Summationskurve der Kornverteilung der Zone sandstein- und mergelreiche Molassenagelfluh

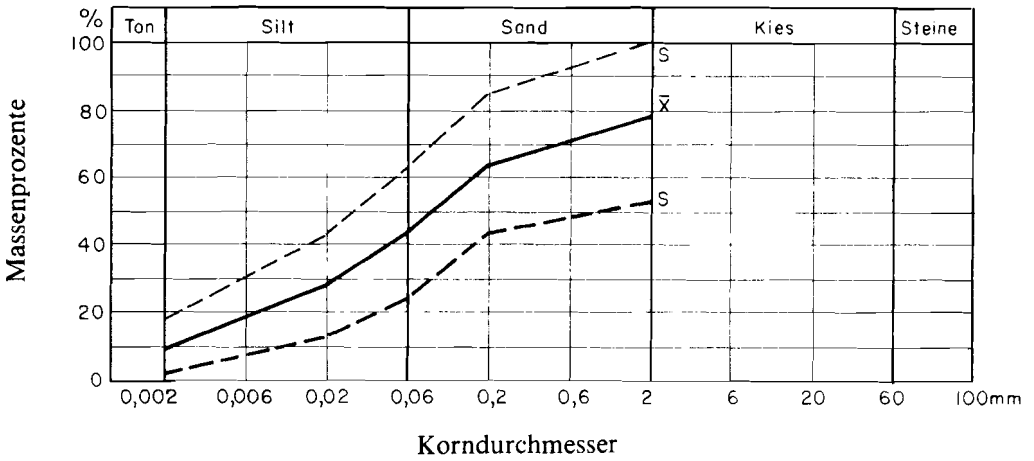


Abb. 3.78: Lage der Böden der Zone sandstein- und mergelreiche Molassenagelfluh im Plastizitätsdiagramm

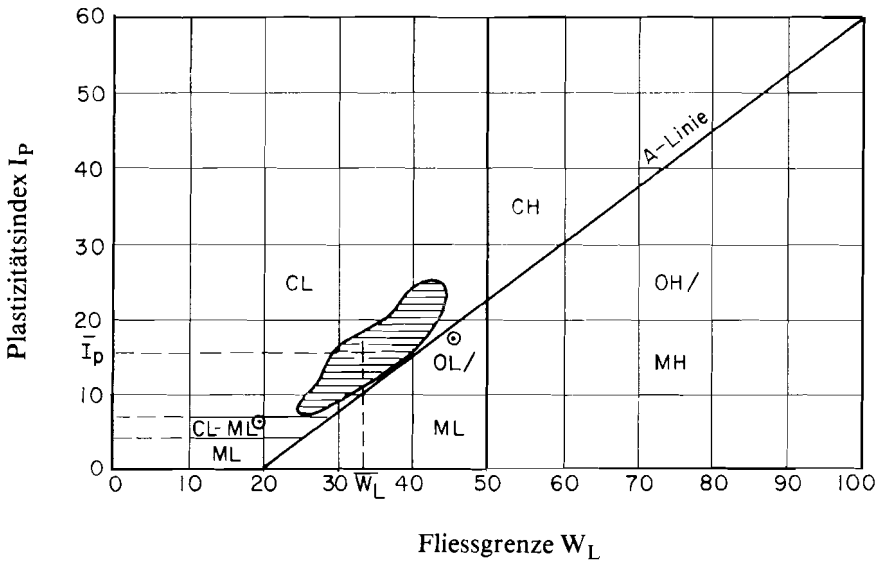
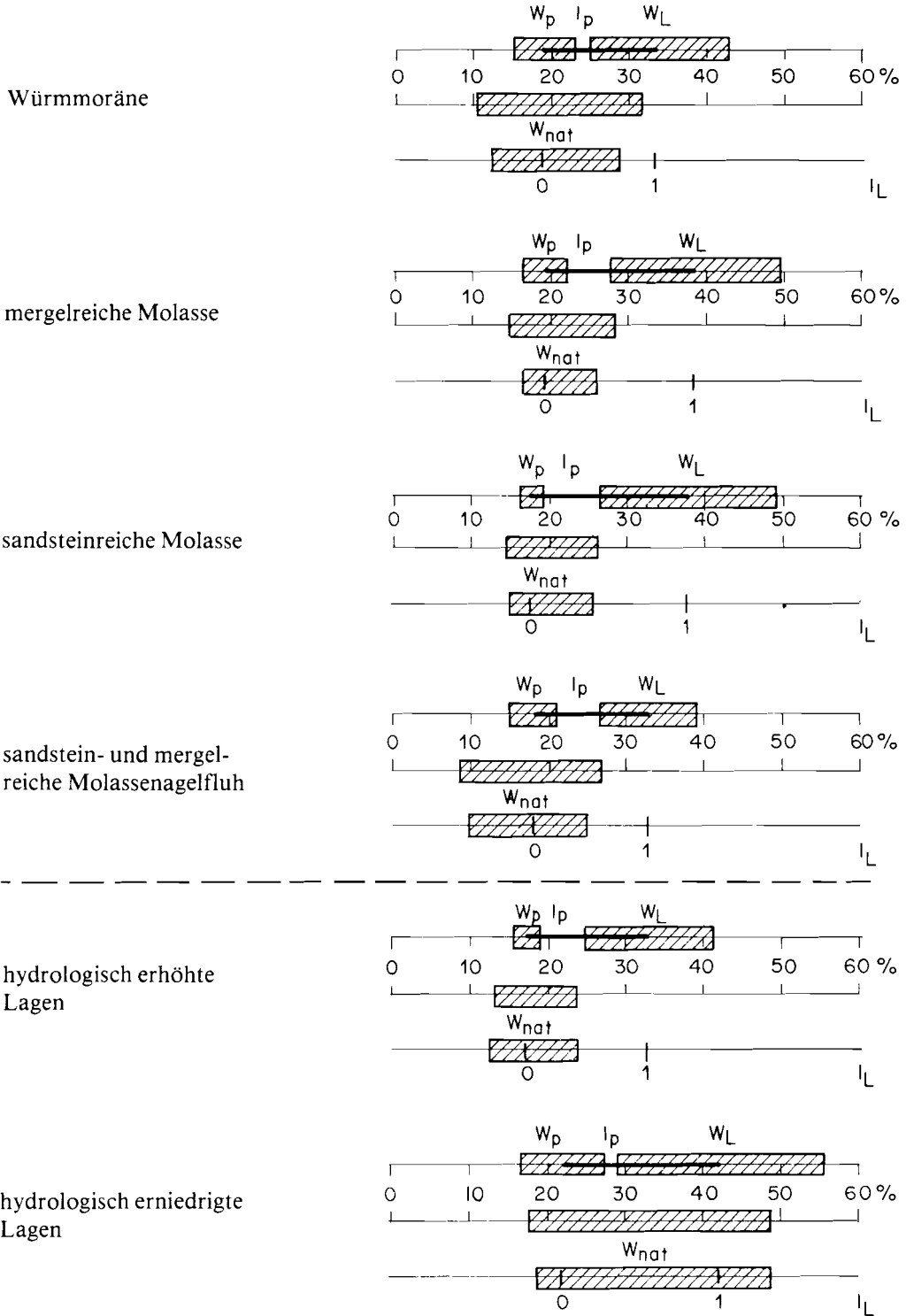


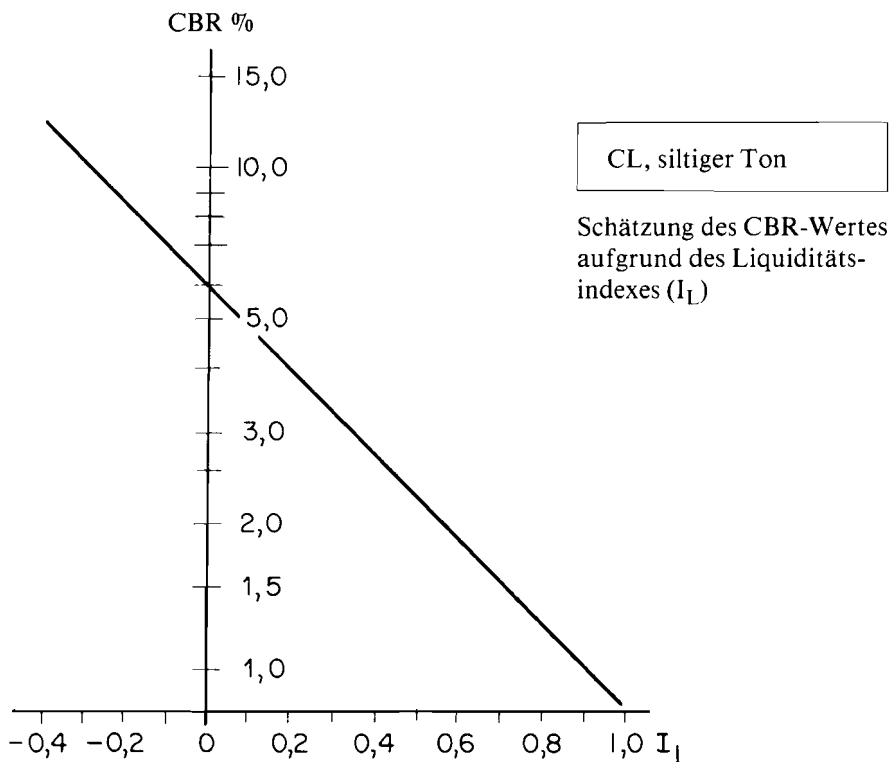
Abb. 3.79: Plastizität und Zustandsform der Böden der geologisch-geotechnischen Zonen und hydrologischen Lagen ($\bar{x} \pm s$)



Sehr viel ausgeprägter wirkt der Wasserhaushalt auf die bodenmechanischen Eigenschaften. Die hydrologisch erniedrigten Lagen, meist identisch mit Muldenlagen, sind infolge des wesentlich höheren Wassergehalts in einer weichen, wenig tragfähigen Zustandsform und weisen im Gegensatz zu den hydrologisch erhöhten Lagen ungünstige bodenmechanische Eigenschaften auf (Abb. 3.79).

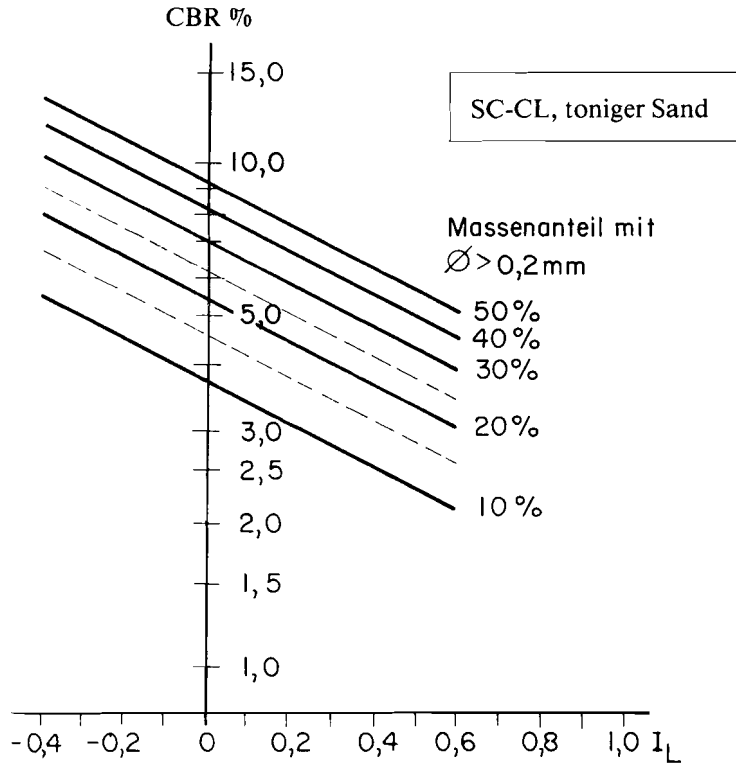
Für die Probleme der Konzeption von Erschliessungsnetzen, d.h. für den Strassenbau und die Befahrbarkeit von Rückegassen und Maschinenwegen ist vor allem die Tragfähigkeit — ausgedrückt als CBR-Wert — von wesentlicher Bedeutung. Dabei lässt sich bei den siltigen Tonen (CL) ein guter Zusammenhang zwischen dem Liquiditätsindex I_L und der Tragfähigkeit, ausgedrückt als CBR-Wert, nachweisen (Abb. 3.80).

Abb. 3.80: Zusammenhang zwischen CBR-Wert und Liquiditätsindex eines CL-Bodens



Für die tonigen Sande (SC—CL) gilt ein ähnlicher Zusammenhang, wobei hier als zusätzlicher Parameter der Grobsand- und Kiesanteil (Massenanteil der Körner grösser als 0.2 mm Durchmesser) ebenfalls berücksichtigt werden muss (Abb. 3.81). Die Mittelwerte der verschiedenen bodenmechanischen Kennziffern wie Plastizität, Zustandsform und CBR-Wert sind in der Tabelle 3.82 nach geologisch-geotechnischer Zone, nach hydrologischer Lage und nach den wichtigsten beiden Bodenklassen zusammengestellt. Von den wesentlichen Unterschieden sticht vor allem der grosse Unterschied zwischen ungünstigen hydrologisch erniedrigten Lagen und der problemlosen hydrologisch erhöhten Lage hervor.

Abb. 3.81: Schätzung des CBR-Wertes aufgrund des Liquiditätsindex (I_L) und des Grobsand- und Kiesanteils (Massenanteil mit $\phi > 0.2$ mm)



Tab. 3.82: Einige Bodeneigenschaften im nordöstlichen Mittelland

Geologisch-geotechnische Zone, hydrologische Lage, USCS-Bodenklasse	Plastizität (%)			Zustandsform		CBR-Zentralwert (%) in 45 cm Tiefe
	\bar{W}_P	\bar{W}_L	\bar{I}_P	\bar{W}_{nat} (%)	\bar{I}_L	
Würmmoräne	18.4	32.9	14.5	20.4	+0.14	11.5
Mergelreiche Molasse	18.5	38.4	19.9	21.9	+0.12	6.3
Sandsteinreiche Molasse	17.5	35.5	18.0	20.5	+0.14	4.8
Sandstein- und mergelreiche Molassenagelfluh	17.9	33.0	15.1	18.0	-0.01	>15
Hydrologisch erhöhte Lagen	17.6	33.5	15.9	18.5	+0.05	11.5
Hydrologisch erniedrigte Lagen	22.3	42.5	20.2	33.9	+0.61	2.0
Siltiger Ton (CL)	17.4 ¹⁾	36.4 ¹⁾	19.0 ¹⁾	20.4 ¹⁾	+0.21 ¹⁾	4.6 ²⁾
Toniger Sand (SC-CL)	17.6 ¹⁾	30.6 ¹⁾	13.0 ¹⁾	17.9 ¹⁾	+0.01 ¹⁾	15.0 ²⁾

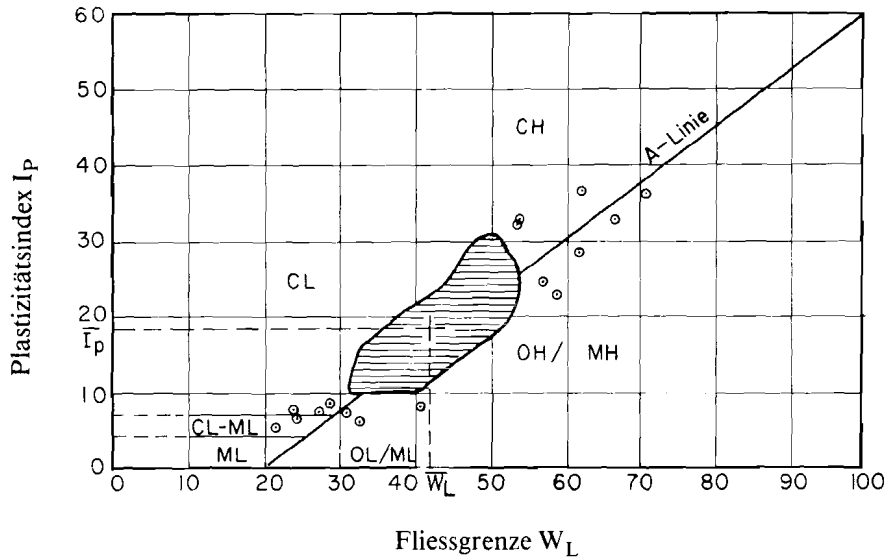
1) hydrologisch erhöhte Lagen

2) hydrologisch erhöhte und erniedrigte Lagen

3.93 Ergebnisse der Bodenuntersuchungen in einem Voralpengebiet (Kanton Schwyz)

Das Voralpengebiet ist vom bautechnischen Standpunkt aus als ein problematisches Gebiet bekannt. Auch hier dominieren in den oberflächennahen Schichten die fein- bis mittelkörnigen Böden der Gruppen CL und SC—CL. Die Lage des Feinanteils der untersuchten Böden im Plastizitätsdiagramm ist aus der Abbildung 3.83 ersichtlich.

Abb. 3.83: Lage der Voralpenböden im Plastizitätsdiagramm



Die Böden liegen im Bereich mittlerer Plastizität (Mittelwert des Plastizitätsindex $\bar{I}_p = 18.0\%$, Fließgrenze $\bar{W}_L = 42\%$). Die Böden mit nicht oder nur schwach bindigen Feinanteilen (ML; SM—ML) stammen vor allem aus den Zonen Flysch, Moräne und sandsteinreiche Molasse.

Die Kornverteilungskurven und ihr Variationsbereich ($\bar{x} \pm s$) sind in den Abbildungen 3.84 bis 3.87 dargestellt. Sie unterscheiden sich nicht grundsätzlich voneinander.

Abb. 3.84: Summationskurve der Kornverteilung der Zone Flysch

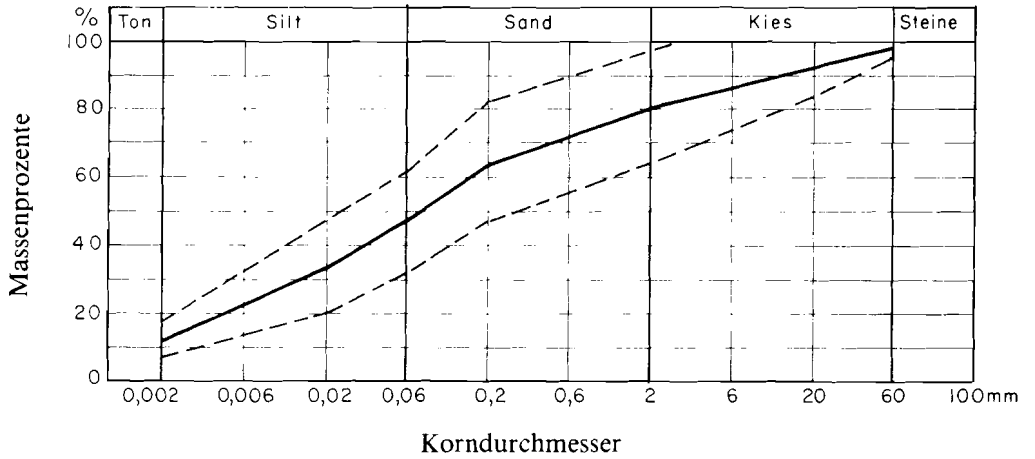


Abb. 3.85: Summationskurve der Kornverteilung der Zone Moräne

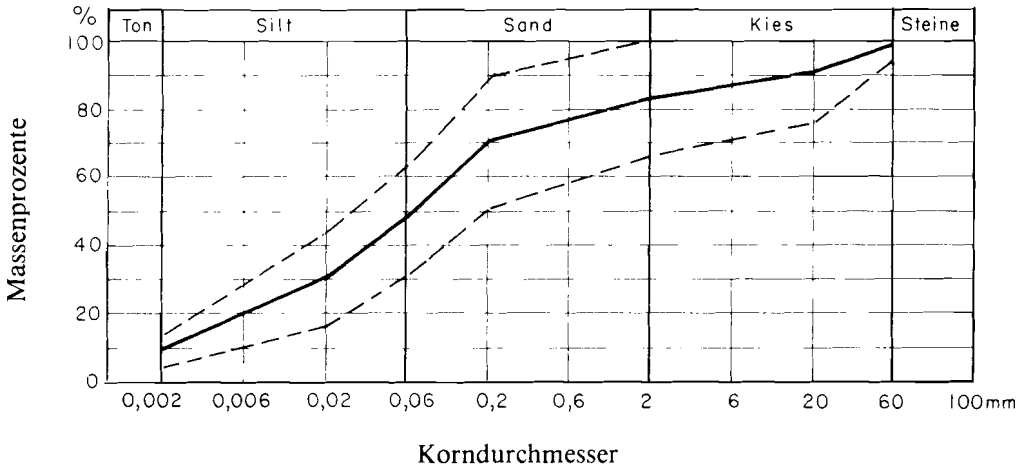


Abb. 3.86: Summationskurve der Kornverteilung der Zone Nagelfluh

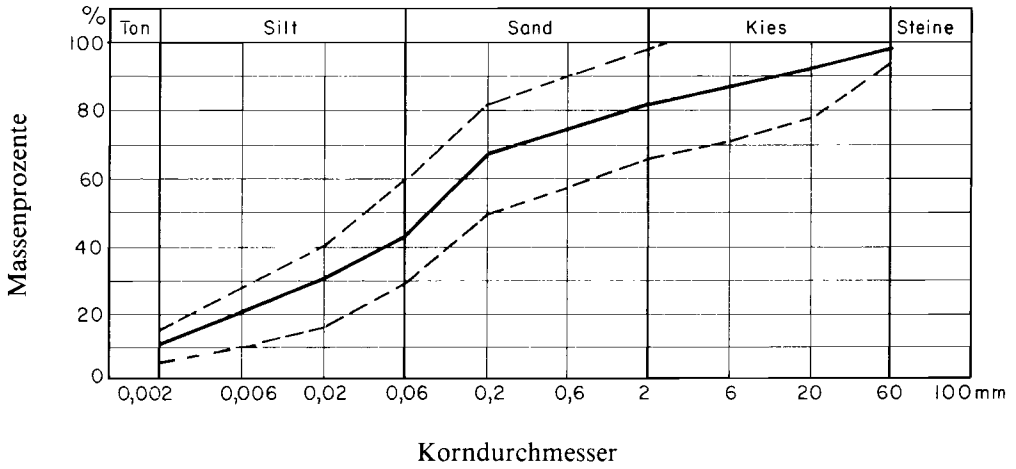


Abb. 3.87: Summationskurve der Kornverteilung der Zone Sandstein

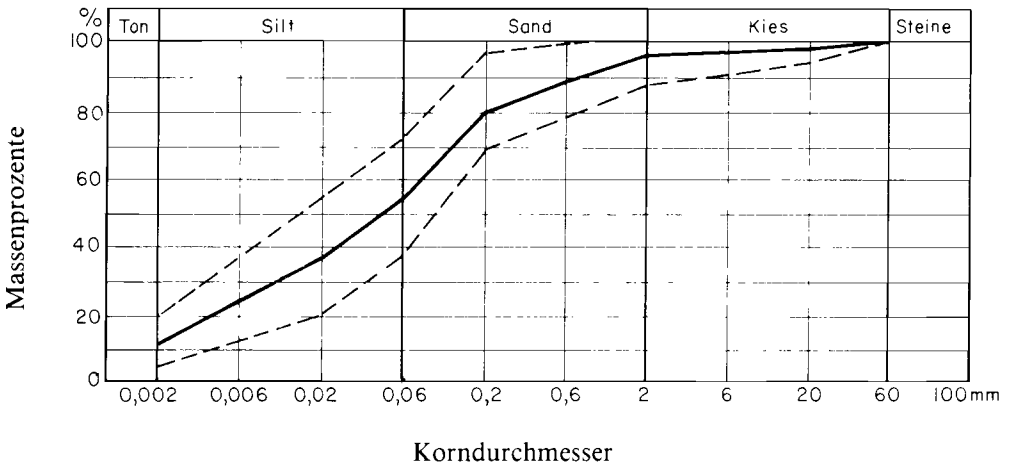
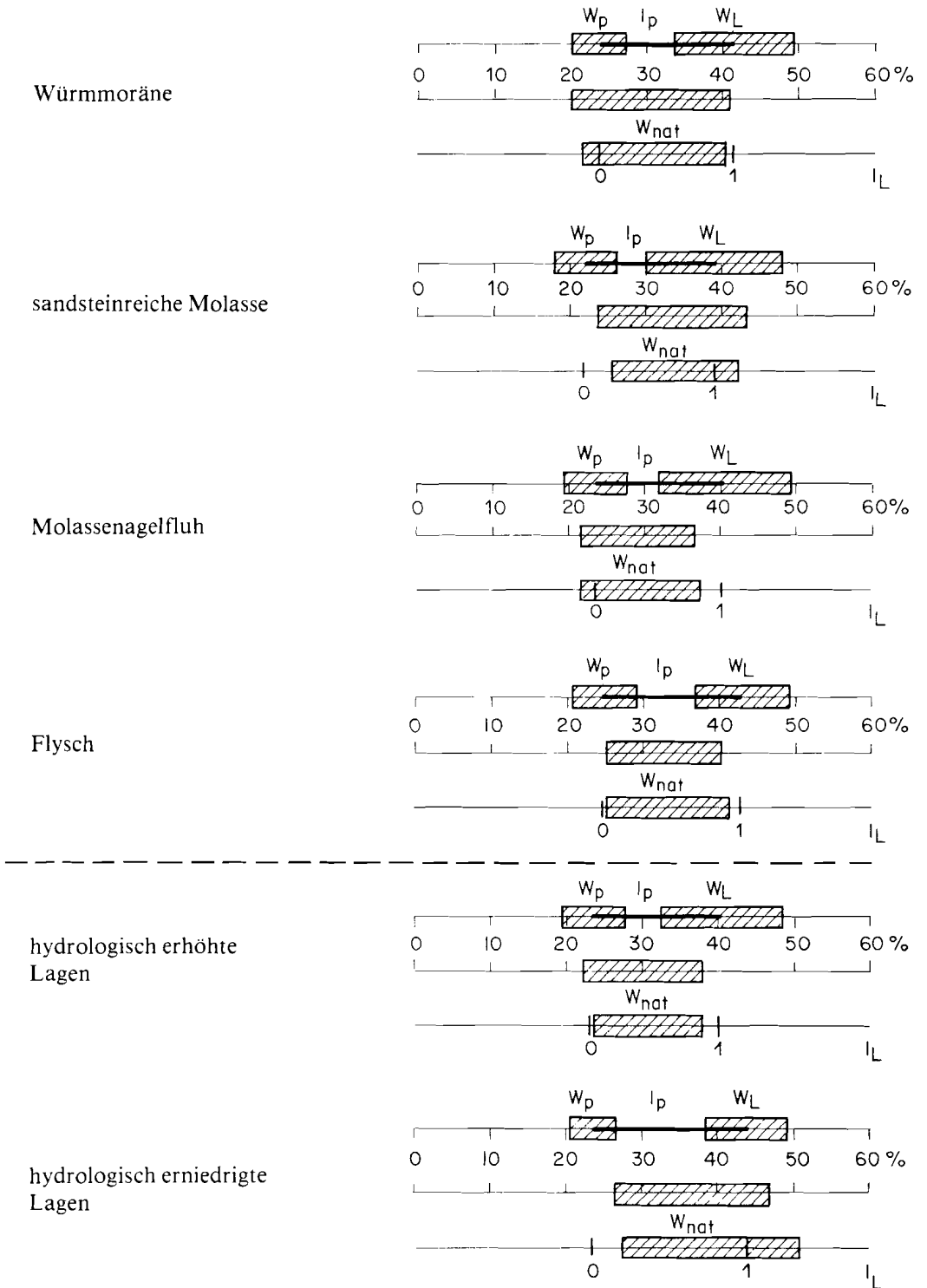


Abb. 3.88: Plastizität und Zustandsform der geologisch-geotechnischen Zonen und hydrologischen Lagen der Voralpenböden ($\bar{x} \pm s$)



Die Mittelwerte und der Variationsbereich der Plastizitätseigenschaften, der natürlichen Wassergehalte und der Zustandsform sind in der Abbildung 3.88 nach geologisch-geotechnischer Zone sowie nach den beiden hydrologischen Lagen dargestellt.

Die Tabelle 3.89 zeigt die entsprechenden Mittelwerte sowie zusätzlich die mittleren Tragfähigkeitswerte als CBR-Wert. Aus diesen Zahlen geht hervor, dass die wichtigsten Bodeneigenschaften zwischen den verschiedenen Zonen keine statistisch gesicherten Unterschiede aufweisen. Infolge der hohen Niederschläge in der Voralpenzone sind alle Böden praktisch wassergesättigt, so dass die Unterschiede insbesondere bezüglich des CBR-Wertes zwischen den verschiedenen Zonen weitgehend verwischt sind. Statistisch gesichert ist dieser Unterschied nur zwischen den hydrologischen Lagen, mit sehr tiefen Werten in den hydrologisch erniedrigten Lagen.

Gegenüber den Böden des Mittellandes sind auch die wesentlich tieferen CBR-Werte, d. h. meist kleiner als 3%, augenfällig. Wird als Grenzwert für die Notwendigkeit einer Untergrundstabilisierung mit Kalk ein CBR-Wert von 3% angenommen, so müsste nach der Wahrscheinlichkeit bei ca. 80% aller Böden eine Untergrundstabilisierung mit Kalk ausgeführt werden.

Tab. 3.89: Einige Bodeneigenschaften im Kanton Schwyz

Geologisch-geotechnische Zone, hydrologische Lage	Plastizität (%)			Zustands- form		CBR-Zen- tralwert (%) in 45 cm Tiefe
	\bar{W}_P	\bar{W}_L	\bar{I}_P	$\bar{W}_{nat} (\%)$	\bar{I}_L	
Würmmoräne	23.8	41.7	17.9	31.1	+ 0.46	3.1
Sandsteinreiche Molasse	22.4	39.5	17.1	33.7	+ 0.67	1.8
Molassenagelfluh	23.6	40.8	17.2	29.7	+ 0.40	2.9
Flysch	24.9	43.6	18.7	32.9	+ 0.44	2.1
Alle geologisch-geo- technischen Zonen	23.9	41.9	18.0	31.7	+ 0.48	2.3
Hydrologisch erhöhte Lagen	23.8	40.5	16.7	30.0	+ 0.40	2.9
Hydrologisch erniedrigte Lagen	23.6	45.2	21.6	37.2	+ 0.73	1.3

Baustoffe für den Oberbau

4.1 **Kies-Sande**

4.11 **Grundsätzliches**

Die Beschaffung der Baustoffe für den Oberbau von Strassen wird in allen Regionen der Schweiz immer schwieriger. Auf keinen Fall wird das Problem dadurch gelöst, dass die letzten Reserven von Schottervorkommen als saubere, natürliche Kies-Sande durch die ganze Schweiz transportiert werden (z. B. aus dem Norden des Kantons Zürich in den Kanton Tessin oder in den Kanton Waadt), oder dass Kies-Sand aus dem Ausland importiert wird.

Die Kosten des Oberbaus von Strassen machen etwa 30% der Gesamtkosten aus. Die Abklärung einer zweckmässigen Baustoffbeschaffung ist daher bei jedem Projekt notwendig. Bei Wald-, Güter- und Alpstrassen wird das Problem «Baustoffe» noch durch andere Faktoren beeinflusst. Diese Strassen werden vor Kopf gebaut. Die Belastung durch den Baustellenverkehr wird auf langen, zusammenhängenden Strecken sehr gross. Besondere Probleme entstehen auf Strassen, welche vor Jahrzehnten gebaut wurden und für heutige Beanspruchungen unterdimensioniert sind. Damit die verfügbaren Mittel in Neuanlagen investiert werden können, sind die Baustofftransporte auf den Zufahrtsstrassen zu den Baustellen auf ein Minimum zu reduzieren. Vermehrte Anwendung von Bodenstabilisierungsverfahren sowie das Aufbereiten (Brechen) von örtlich vorhandenem Material zu Kies-Sand für Trag- und Verschleisschichten führt hier zu sehr guten Lösungen. Die moderne Strassenbautechnik stellt dem Ingenieur mehrere Möglichkeiten für zweckmässige, energie- und materialschonende Bauweisen zur Verfügung. Dazu sind aber verschiedene geotechnische und bodenmechanische Untersuchungen notwendig. Die Kosten für derartige Untersuchungen liegen unterhalb einer Grössenordnung von einem Prozent der Bausumme.

4.12 **Schichten des Oberbaus**

Der Oberbau von Wald- und Güterstrassen sieht im allgemeinen folgendermassen aus:

Abb. 4.1: Bezeichnung der Oberbausichten

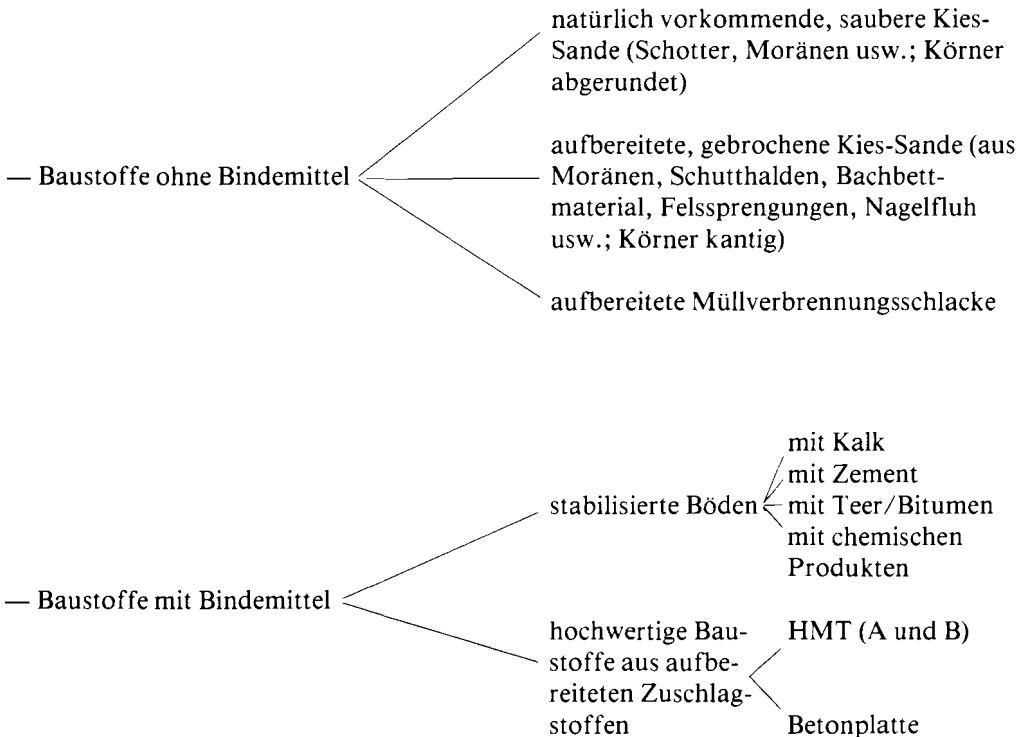
Oberbau	Deckschicht
	Tragschicht(en)
	Übergangsschicht

Unterbau bzw. Untergrund

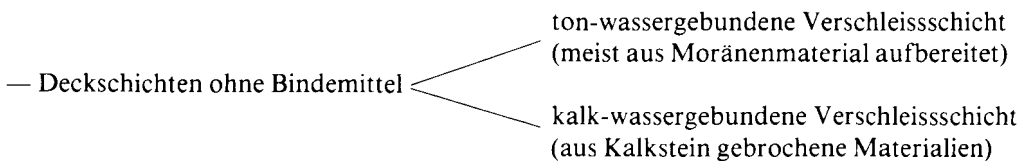
Die Übergangsschicht hat die Aufgabe, eine Vermischung von Tragschichtmaterial mit dem Untergrund zu verhindern und den fachgerechten Einbau der Tragschicht (Einbrin-

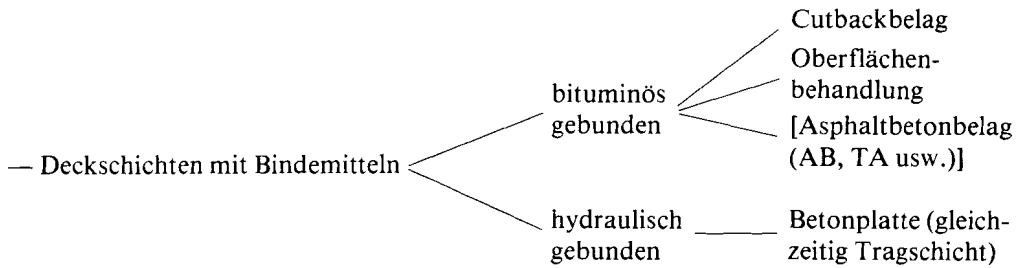
gen, Planie, Verdichtung) zu ermöglichen. Sie ist deshalb nur in vernässten, feinkörnigen Böden (Flysch, Molassemergel, Gehängelehm, stark tonige Moräne usw.) notwendig. Eine ideale Übergangsschicht bildet die Stabilisierung des Untergrundes mit Kalk, da diese nebst der Trennfunktion zusätzlich einen Beitrag an die Tragfähigkeit des Oberbaus leistet. Keine Erhöhung der Tragfähigkeit bewirken die Geotextilien, sie haben lediglich Trennfunktion zwischen Unter- und Oberbau.

Die Tragschicht hat die Aufgabe die Verkehrslasten ohne unzulässige Spannungen und Deformationen aufzunehmen. Dazu stehen eine Reihe von Baustoffen zur Verfügung. Die wichtigsten können eingeteilt werden in:



Die Deckschicht hat der Erosionswirkung des Wassers und den direkten Einflüssen des Verkehrs standzuhalten. Es gibt nur relativ wenig Deckschichten für Wald- und Güterstrassen, welche sich bewährt haben. Sie können — ähnlich den Tragschichten — eingeteilt werden in:

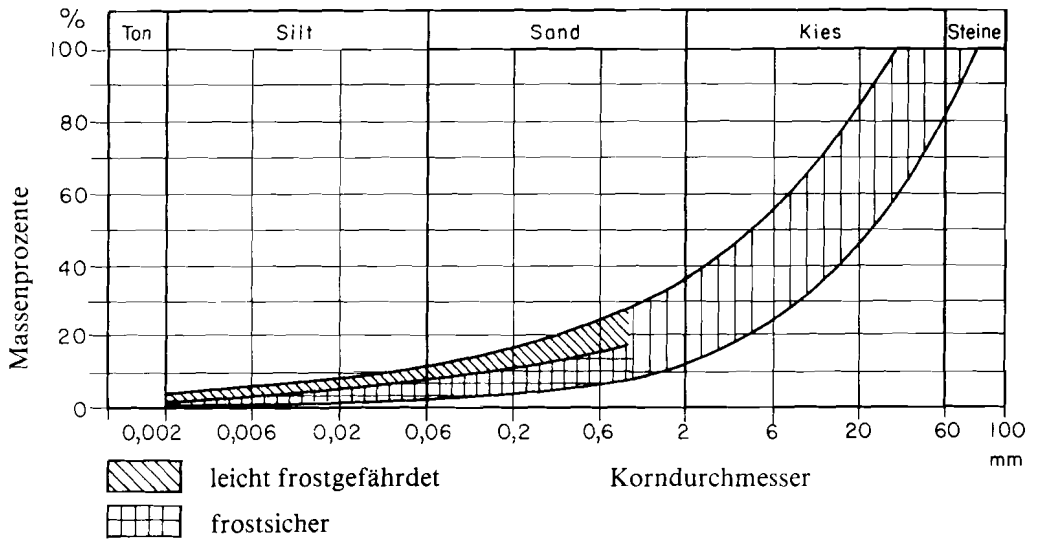




4.13 Kies-Sande für Trag- und Deckschichten

Natürlich vorkommende, saubere, d. h. frostsichere Kies-Sande werden in der Schweiz immer rarer und damit immer auch teurer. Damit sie als Tragschichtmaterial verwendet werden können, müssen sie aus harten, widerstandsfähigen Körnern bestehen und gut abgestuft sein. Die Kornverteilung von Tragschichtmaterial muss in einem bestimmten Streubereich liegen, wie ihn die Abbildung 4.2 zeigt.

Abb. 4.2: Kornverteilung von Kiessand-Tragschichtmaterial



Ein solches Material kommt natürlich in Schotterterrassen (Alluvionen) und allenfalls vereinzelt in Seitenmoränen vor. Die Kosten für den Ankauf und den Antransport auf unsere Baustellen sind oft so teuer, dass in verschiedenen Regionen der Schweiz (z. B. LU, TI, BE, NW, SZ, GR, VS) nach anderen Lösungen gesucht werden muss.

Mit Brechanlagen lässt sich aus Schutthalden, Moränen, Bachbettmaterial, Sprengfels, Nagelfluh usw. ein kantiges, gut verkeilendes Trag- und oft auch Verschleisschichtmaterial herstellen. Für die Aufbereitung von Tragschichtmaterial eignen sich vor allem moderne, mobile Backenbrecher, welche mit Rüttelsieben und Förderbändern ausgerüstet sind, so dass auch Korrekturen in der Materialzusammensetzung möglich sind (z. B. Dosierung der Feianteile). Die Idee der mobilen Brechanlage wurde so weit entwickelt, dass

Wir sind Spezialisten für die Aufbereitung
von Baustoffen für die

- Kiessandtragschicht
- Verschleisschicht von
Naturstrassen
- Planie
- Sickerleitungen

Unsere originellen, mobilen Brechanlagen er-
möglichen sehr oft die Verwendung örtlich
vorkommender Materialien, so dass lange
Antransporte wegfallen.

Gerne stellen wir auch Ihnen unsere jahrzehn-
telange Erfahrung zur Verfügung. Rufen Sie
uns an!



**Hans Renggli
Bau AG**
6102 Malters Telefon 041-972020



WAVEAG
Wasser- und Wegbau AG
6166 Hasle Telefon 041-722772



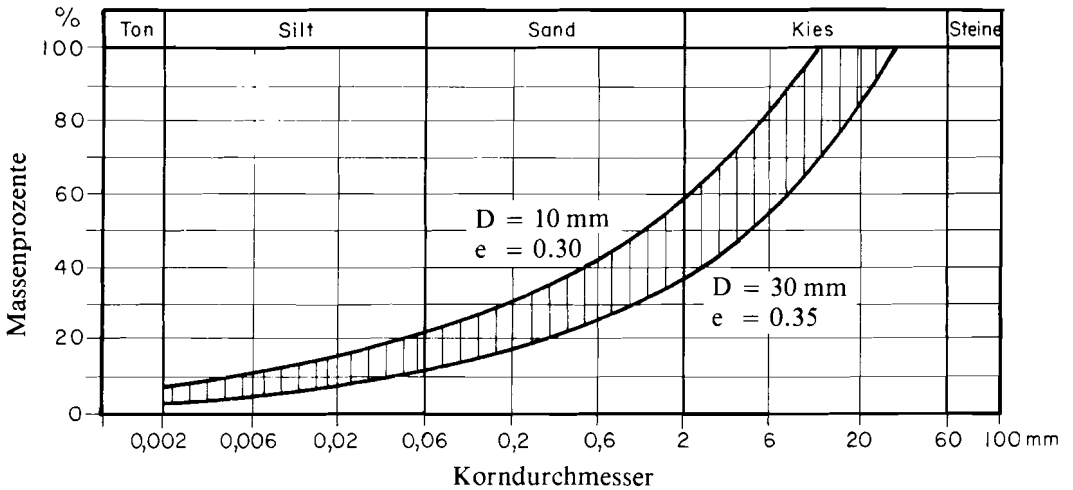
Bohr + Spreng AG
Tiefbauunternehmung
6287 Aesch Telefon 041-852710

ein Backenbrecher durch einen Bagger auf dem Trasse der zukünftigen Strasse nachgezogen und mit Gesteinsmaterial (Hangschutt, Nagelfluh, Sprengfels usw.) beschickt wird. Das Tragschichtmaterial kann somit ohne Lastwageneinsatz eingebaut werden.

Ein gutes Verschleisschichtmaterial muss praktisch immer aufbereitet, d. h. gebrochen werden. Es muss hinsichtlich Zusammensetzung, Grösstkorn, natürlichem Binder usw. bestimmte Kriterien erfüllen, was in natürlich vorkommendem Material nur äusserst selten der Fall ist.

Der natürliche Binder besteht entweder aus Ton oder aus Kalk. Ton findet sich oft als Bestandteil in Moränenmaterial, gelegentlich auch in Schutthalden. «Kalkmehl» als Binder entsteht bei der Aufbereitung von Kalkgestein. Die Zusammensetzung der beiden Materialien geht aus den Abbildungen 4.3 und 4.4 hervor.

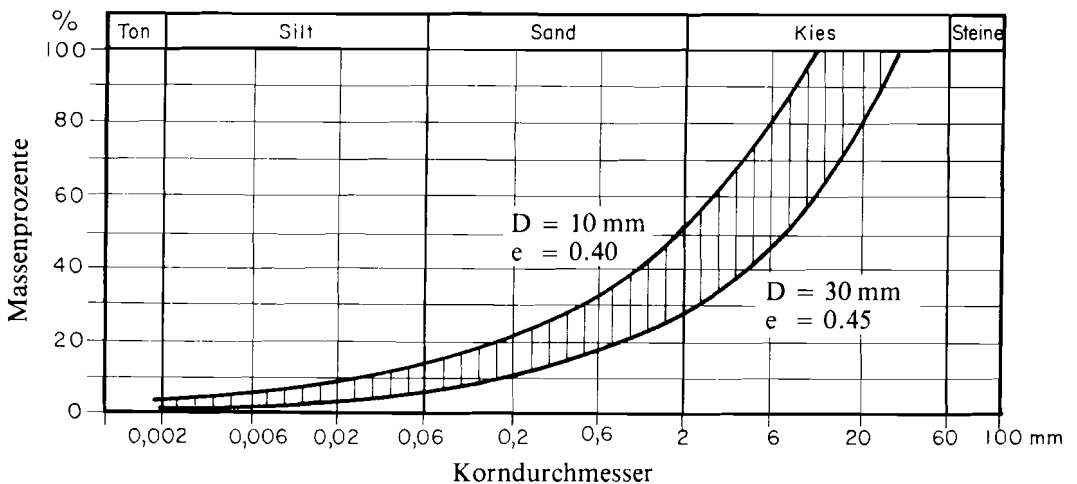
Abb. 4.3: Materialzusammensetzung für ton-wassergebundene Verschleisschichten



D : Grösstkorndurchmesser

e : Parabelexponent (vgl. Formel Abschnitt 4.23)

Abb. 4.4: Materialzusammensetzung für kalk-wassergebundene Verschleisschichten



Zur Aufbereitung von Verschleisschichtmaterial (Grösstkorn 15—25 mm) eignen sich besonders Hammermühlen. Wird Kalkgestein oder grobblockiges Material aufbereitet, so kann dieses mit dem Backenbrecher vorgebrochen und auf einem Förderband direkt in die Hammermühle weitergeleitet werden.

Die Aufbereitung örtlich vorkommenden Materials wird auf dem weitverzweigten Netz der Wald- und Güterstrassen eine zunehmende Bedeutung erlangen. Kleine Material- und Transportkosten und die Schonung der Zufahrtsstrassen sind gute Argumente dafür. Das Ausgangsmaterial ist zu untersuchen. Die richtige Einstellung der Geräte muss durch Überprüfungen der Kornzusammensetzungen gesteuert werden.

4.2 Stabilisierte Baustoffe

4.21 Begriff der Stabilität — Ziel der Bodenstabilisierung

Unter- und Oberbau einer Strasse bilden eine relativ dünne Schicht an der Erdoberfläche, welche in hohem Masse den Witterungseinflüssen ausgesetzt ist. Es sind dies vor allem die Einflüsse des Wassers (Benetzung und Austrocknung) und die Frostwirkungen (Gefrieren und Auftauen). Diese Einwirkungen können zu einer Änderung des Volumens und der Festigkeit des Bodens führen. Dieses Verhalten ist der Grund dafür, dass neben der Festigkeit der Begriff der Stabilität bzw. Instabilität eingeführt werden muss. Stabilität bedeutet in diesem Zusammenhang Konstanz der Festigkeit und des Volumens bei Einwirkung der Umgebungsbedingungen Wasser und Frost.

Von Natur aus absolut stabile Böden gibt es nicht. Untersuchungen und Beobachtungen zeigen aber, dass saubere Kiese und Sande (< 5 Masse-% Feinanteile bei 0.06 mm) als stabile Materialien bezeichnet werden können. Die Änderungen der Festigkeit und des Volumens durch Benetzen, Austrocknen, Gefrieren und Auftauen bleiben begrenzt, führen zu keinen Schäden und sind deshalb tolerierbar.

Böden mit grösseren Mengen (> 5 Masse-%) an Feinanteilen sind dagegen instabil, d. h. Böden mit siltigen und tonigen Anteilen ändern bei Einwirken von Wasser und Frost ihr Volumen und ihre Festigkeit beträchtlich (vgl. auch CASAGRANDE-Frostkriterium: Böden mit ≤ 3 Masse-% bei 0.02 mm Durchmesser sind frostsicher).

Das Ziel der Bodenstabilisierung besteht nun darin, von Natur aus instabile Böden stabil zu machen; d. h. sie so zu verändern, dass die Änderung der Festigkeit und des Volumens bei Einwirken von Wasser und Frost in zulässigen Grenzen bleibt. Als zulässig betrachtet man Werte, bei welchen keine Schäden an der Strasse entstehen.

Die Erfahrung zeigt, dass es mit wirtschaftlichem Aufwand nicht gelingt, alle instabilen Böden zu stabilisieren. Die Böden können somit folgendermassen eingeteilt werden:

— *Stabile Böden:*

- Saubere, gut abgestufte Kiese und Sande (GW, SW, GP, SP)

— *Instabile-stabilisierbare Böden:*

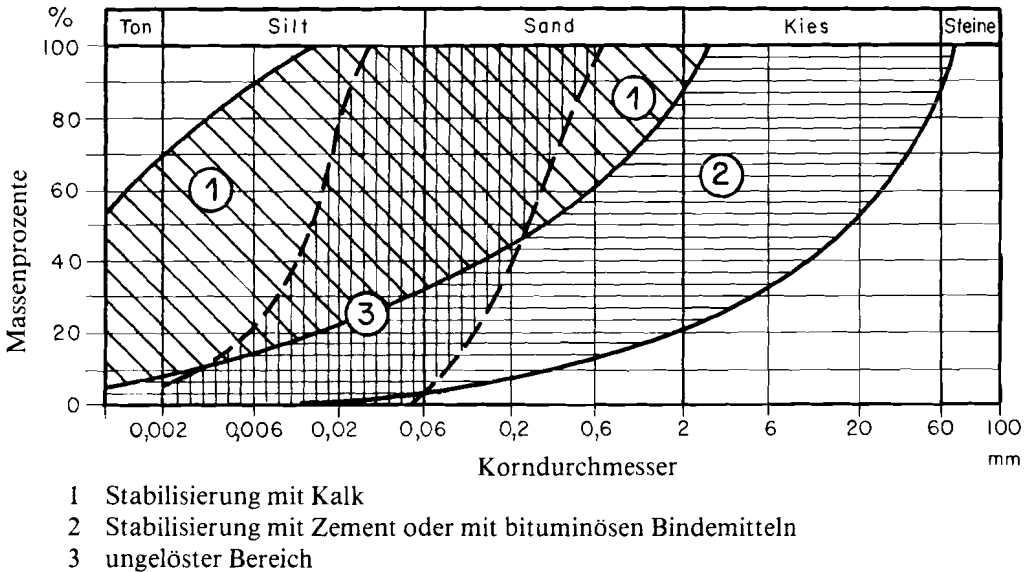
- Grobkörnige Böden mit ~ 5—50 Masse-% Feinanteilen (GM, GC, GM-ML, GC-CL)
- Feinkörnige, tonige Böden (CL, CH)

Aus der Abbildung 4.5 sind die verschiedenen Stabilisierungsverfahren in Abhängigkeit der Kornzusammensetzung ersichtlich.

— *Instabile-nicht stabilisierbare Böden:*

- Feinkörnige, ausgesprochen siltige Böden (ML, MH)
- Organische Böden

Abb. 4.5: Kornverteilungsbereiche für verschiedene Stabilisierungsverfahren



Bei den bekannten Stabilisierungsarten wird in allen Fällen die Festigkeit der Böden vergrößert. Die Vergrößerung der Festigkeit ($\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \Phi$) wird erreicht durch die Vergrößerung der beiden Anteile der Scherfestigkeit, d. h. durch:

- die Vergrößerung des Kohäsionsanteils (c) und/oder
- die Vergrößerung des Reibungsanteils ($\sigma \cdot \text{tg } \Phi$)

Die Kohäsion natürlicher Böden ist eine Eigenschaft der Tonminerale. Ihre Grösse ist abhängig von der Menge des Tonanteils, vom Wassergehalt und von der Lagerungsdichte. Durch Verkleinerung des Wassergehaltes (Austrocknung) und Vergrößerung der Lagerungsdichte (Verdichtung) wird die Kohäsion vergrößert.

Die zweite Komponente der Festigkeit — der Reibungsanteil — kann durch Verdichtung, durch Verbesserung der Kornzusammensetzung und durch die Zugabe von Stabilisierungsmitteln vergrößert werden. Durch die Verdichtung werden die Bodenkörner dichter gelagert und dadurch grössere Reibungsflächen geschaffen, so dass der Reibungsanteil grösser wird. Die Tatsache, dass die Verdichtbarkeit eines Bodens von der Kornzusammensetzung abhängt, ist bekannt. Je mehr sich die Kornverteilung einer Parabel nähert, desto dichter kann ein Material gelagert werden.

Die Festigkeit eines Bodens ist also abhängig von der Schüttdichte und vom Wassergehalt. Je höher die Schüttdichte und je kleiner der Wassergehalt, desto grösser ist die Festigkeit. Das Ziel der Bodenstabilisierung liegt nun in der dauernden Beibehaltung der einmal erreichten Festigkeit, was dadurch erzielt wird, dass Wassergehalt und Schüttdichte konstant gehalten werden können. Die Stabilität des Bodens, d. h. die Festigkeits- und Volumenkonstanz, wird praktisch durchwegs mit den traditionellen Stabilisierungsmitteln Kalk, Zement, Teer, Bitumen oder mit der mechanischen Stabilisierung erreicht. Die verschiedenen Massnahmen zur Vergrösserung der Scherfestigkeit können zusammengefasst der Tabelle 4.6 entnommen werden.

Tab. 4.6: Massnahmen zur Erhöhung der Scherfestigkeit

Massnahme	Kohäsionsanteil c	Reibungsanteil $\sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi$
Verdichtung	+	+
Mechanische Stabilisierung	(+)	+
Stabilisierung mit Kalk	+	(+)
Stabilisierung mit Zement	+	•
Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln	+	•

- + Vergrösserung des betreffenden Anteils
- (+) mögliche Vergrösserung
- keine Vergrösserung

In neuerer Zeit sind aber auch andere Stabilisierungsmittel im Handel, wie z. B. Arquad, Terrabind, Allphob, Soil Consolid RPS, Chlorkalzium usw., die in bezug auf den Stabilisierungseffekt teilweise gute Resultate ergeben. Die Schwierigkeit dieser relativ teuren Stabilisierungsmittel liegt aber darin, dass sie — um noch wirtschaftlich zu sein — in sehr kleinen Dosierungen oder teilweise in flüssiger Form (Wassergehaltserhöhung!) zur Anwendung kommen. Die gleichmässige Verteilung und homogene Durchmischung derartiger Zugaben ist daher auf der Baustelle kaum durchzuführen.

4.22 Arbeitsverfahren der Bodenstabilisierung

Die wichtigste Voraussetzung für das Gelingen einer Bodenstabilisierung ist eine vollständige und gleichmässige Vermischung von Boden, Stabilisierungsmittel und Wasser. Für den Mischvorgang werden zwei Verfahren angewandt:

- das Orts- oder Baumischverfahren (mix-in-place)
- das Zentralmischverfahren (mix-in-plant)

Beide Verfahren sind nahezu gleichwertig, wenn solange gemischt wird, bis das Stabilisierungsmittel gleichmässig verteilt ist (homogene Farbe des Mischgutes).

Anstehende oder bereits eingebrachte Böden werden im Ortsmischverfahren stabilisiert. Wird Bodenmaterial an einer bestimmten Entnahmestelle gewonnen, können beide Ver-

fahren zur Anwendung kommen. In der Schweiz wird in diesem Fall fast ausschliesslich im Zentralmischverfahren gearbeitet. Entscheidend für die Wahl des Mischverfahrens ist schlussendlich die Wirtschaftlichkeit.

Beim Ortsmischverfahren fahren die Mischgeräte über den zu stabilisierenden Boden. Die Mischung erfolgt an Ort und Stelle, ohne den Boden aufzunehmen (Maschine durch Boden). Bei den Mischgeräten wird zwischen den sogenannten Eingangsmischern (ein Mischdurchgang stellt die fertige Mischung her) und den Mehrgangmischern (mehrere Mischdurchgänge sind nötig) unterschieden. Im «kleinen» Strassenbau werden fast ausschliesslich Mehrgangmischer eingesetzt.

Beim Zentralmischverfahren werden Boden, Stabilisierungsmittel und Wasser in stationären Mischanlagen gemischt (Boden durch Maschine), d. h. in Betonmischern für die Zementstabilisierung und in Aufbereitungsanlagen für die Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln. In der Schweiz kommen relativ häufig mobile Anlagen zum Einsatz, welche mit kleinem Aufwand montiert, demontiert und verschoben werden können.

In der Tabelle 4.7 sind die wichtigsten Arbeitsgänge, welche ausser der Mischung für das Gelingen einer Stabilisierung entscheidend sind, für beide Mischverfahren zusammengestellt.

Tab. 4.7: Arbeitsgänge der Bodenstabilisierung

<i>Ortsmischverfahren</i>	<i>Zentralmischverfahren</i>
— Planieren und evtl. Vorverdichten der zu stabilisierenden Bodenschicht	— Planieren und Verdichten der Unterlage, auf welche das stabilisierte Mischgut eingebracht wird
— Verteilen des Stabilisierungsmittels	— Aufbereiten des Mischgutes in Zentrale (genaue Dosierung von Stabilisierungsmittel und Wasser möglich)
— Mischen	— Transport des Mischgutes auf die Baustelle
— evtl. Wasserbeigabe	— Einbringen (Verteilen)
— Kontrolle evtl. Korrekturen	— Planieren des Mischgutes (Kontrolle)
— Planieren	— Verdichten
— Verdichten	— Kontrolle evtl. Korrekturen
— Kontrollen evtl. Korrekturen	— evtl. Nachbehandeln
— evtl. Nachbehandeln	

Die mechanische Stabilisierung und die Stabilisierung mit Kalk werden fast ausschliesslich im Ortsmischverfahren ausgeführt, während für die Stabilisierung mit Zement und mit bituminösen Bindemitteln beide Verfahren angewandt werden.

Details über Dosierung, Verteilen der Stabilisierungsmittel, Mischen, Verdichten usw. werden bei den einzelnen Verfahren besprochen.

4.23 Die mechanische Bodenstabilisierung

Das Prinzip der mechanischen Bodenstabilisierung besteht darin, die Kornverteilung eines Bodens so zu verändern, dass die Festigkeits- und Stabilitätseigenschaften verbessert werden. Dies wird erreicht durch die Herstellung von Korngemischen, die sich möglichst hohlraumarm verdichten lassen, d. h. die verschiedenen Korngrößen müssen in einer solchen Verteilung vertreten sein, dass jeweils die Hohlräume zwischen den groben Körnern von den nächst kleineren ausgefüllt werden. Die Kornverteilungskurve solcher Mischungen ist parabelförmig und hat die folgende Formel:

$$p = 100 \frac{d^e}{D^e}$$

p : Durchgang in % durch das Sieb mit der Sieböffnung d
D : Durchmesser des Grösstkorns
d : Durchmesser des Kornes für Siebdurchgang p
e : Parabelexponent

Hohlraumarme Gemische ergeben sich für Parabelexponenten von 0.4—0.55 (Fullerkurve: $e = 0.5$).

Die Materialien der Tragschicht werden nach den Prinzipien der mechanischen Stabilisierung zusammengesetzt. Es werden für die verschiedenen Schichten Kornverteilungsgebiete vorgeschrieben, so dass die zulässigen Materialien die Grundsätze der mechanischen Stabilisierung erfüllen (vgl. Abb. 4.2).

Vielfach stehen natürliche Bodenmaterialien an, welche ohne besondere Aufbereitung den Anforderungen der mechanischen Bodenstabilisierung entsprechen. Wenn sie aber die Anforderungen nicht erfüllen, so können sie durch die folgenden Massnahmen aufbereitet werden:

- Mischung des Bodens mit einem oder mehreren Böden oder mineralischen Zuschlagstoffen
- Eliminierung ungeeigneter Kornfraktionen durch Waschen, Sieben oder Brechen

Die Mischung von Böden z. B. zur Erreichung eines körnigen Traggerüstes in einem Untergrund, wird aus Kostengründen in der Schweiz kaum praktiziert.

Die Zuschlagstoffe für Beton und Heissmischgut sind ebenfalls nach den Prinzipien der mechanischen Stabilisierung zusammengesetzt. Die Einstellung idealer Korngemische erfolgt hier durch Fraktionierung natürlicher Bodenmaterialien und nachträglicher Zusammensetzung entsprechend den strengen Spezifikationen für eine möglichst hohe Verdichtbarkeit.

Schwach beanspruchte Strassen werden häufig als Naturstrassen gebaut. Die Deckschicht der Naturstrassen, die sogenannte ton- bzw. kalk-wassergebundene Verschleisschicht, ist ebenfalls nach den Prinzipien der mechanischen Stabilisierung zusammengesetzt (vgl. Abb. 4.3 und 4.4). In diesem Material muss ein bestimmter Feinanteil vorhanden sein, damit die Bodenkörner möglichst gut verkittet werden.

Das Waschen von Kies-Sanden für die Schichten des Strassenoberbaus zur Eliminierung von instabilen Feinanteilen, kommt aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und des Umweltschutzes kaum mehr in Frage.

Das Sieben von natürlich anstehenden Materialien hat insbesondere für die Begrenzung des Maximalkorns eine gewisse Bedeutung.

Eine häufige und zunehmend wichtigere Massnahme zur Verbesserung der Kornzusammensetzung (Abstufung und Grösstkorn) ist das Brechen von Steinen und Blöcken aus Moränen, Schutthalden, Bachbetten, Felsabträgen usw. Die modernen Brechanlagen liefern dabei gut abgestufte Materialien, die etwa den Prinzipien der mechanischen Stabilisierung entsprechen und eine hohe Tragfähigkeit gewährleisten.

4.24 **Bodenstabilisierung mit Kalk**

4.241 *Allgemeines*

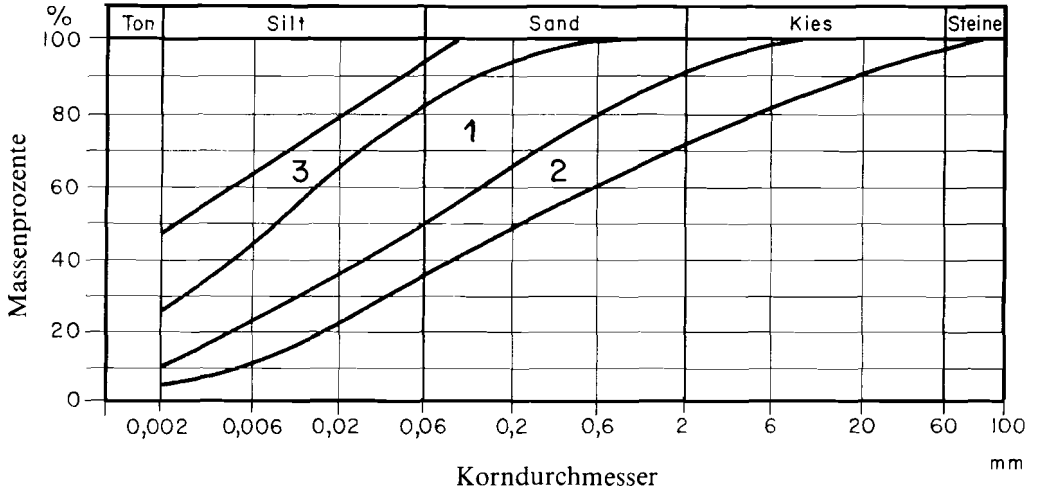
Die Verwendung von Kalk im Strassen- und Erdbau war schon im Altertum bekannt. Boden-Kalkgemische wurden gefunden in den Shensi-Pyramiden im tibetisch-mongolischen Hochland (ca. 3000 v. Chr.), im Kern der grossen Chinesischen Mauer, im Kern zahlreicher Stadtmauern in China. Die Römer mit ihrer in hoher Blüte stehenden Strassenbaukunst mischten dem Boden vulkanische Asche aus Pozzuoli bei (pozzolanisches Material = stark kalkreaktiv). Einen solchen Aufbau zeigen Teilstücke der Via Appia.

Im Mittelalter geriet das Verfahren der Bodenverbesserung mit Kalk in völlige Vergessenheit. Erst in neuester Zeit ist es von amerikanischen Strassenbauingenieuren wieder «erfunden» worden. Nach dem 2. Weltkrieg verbreitete sich diese Methode in den USA sehr schnell. In Europa wurde unseres Wissens etwa 1955 damit begonnen. In der Schweiz erfolgten die ersten Versuche auf einer kleinen Versuchsstrecke 1959. In den ersten Jahren (bis etwa 1964) wurde die Methode bei uns nur im Waldstrassenbau angewandt. Heute gehört die Stabilisierung mit Kalk zu den anerkannten Methoden des modernen Strassenbaus.

In sehr grossen Gebieten der Schweiz führte die Bodenbildung zu tonigen Lockergesteinen. Insbesondere sind dies die feinkörnigen Gletscher- und Schmelzwasserablagerungen (Grundmoräne, Becken- und Bändertone usw.), sowie die Verwitterungsböden der Molassemergel, des Flysch und der tonigen Juraschichten (Opalinuston). Die Abbildung 4.8 zeigt den Streubereich der Kornverteilung der für die Stabilisierung mit Kalk untersuchten Böden; Abbildung 4.9 zeigt deren Lage im Plastizitätsdiagramm. Sie gehören in der Mehrzahl zu den Gruppen der mittel- bis hochplastischen Tone und zu deren kies- und sandreichen Varianten: CL, CH, GC-CL, GC, SC-CL, SC.

Charakteristisch für einige dieser Bodentypen mit intensiver Verwitterung sind die geringe Lagerungsdichte, die hohe Porosität, das Vorhandensein von organischem Material und der dauernde oder saisonbedingte hohe Wassergehalt. Die grosse Wassersättigung hat zur Folge, dass die Böden in einer weichen bis breiigen Konsistenzform vorliegen. Die Abbildung 4.10 liefert einen Vergleich der natürlichen Lagerungswerte mit den Optimalwerten des Verdichtungsversuches, den plastischen Eigenschaften und dem Liquiditätsindex.

Abb. 4.8: Kornverteilungsbereich mit Kalk stabilisierbarer Böden



- 1 Kornverteilungsbereich sehr oft stabilisierter Böden, z. B. Gehängelehme
- 2 Kornverteilungsbereich von Böden, bei denen die Stabilisierung mit Kalk infolge ungenügender Tonmenge fraglich ist
- 3 Kornverteilungsbereich von sehr tonreichen Böden: Opalinuston, Lias, Gipskeuper u. a.

Abb. 4.9: Plastizität des Feinanteils mit Kalk stabilisierbarer Böden

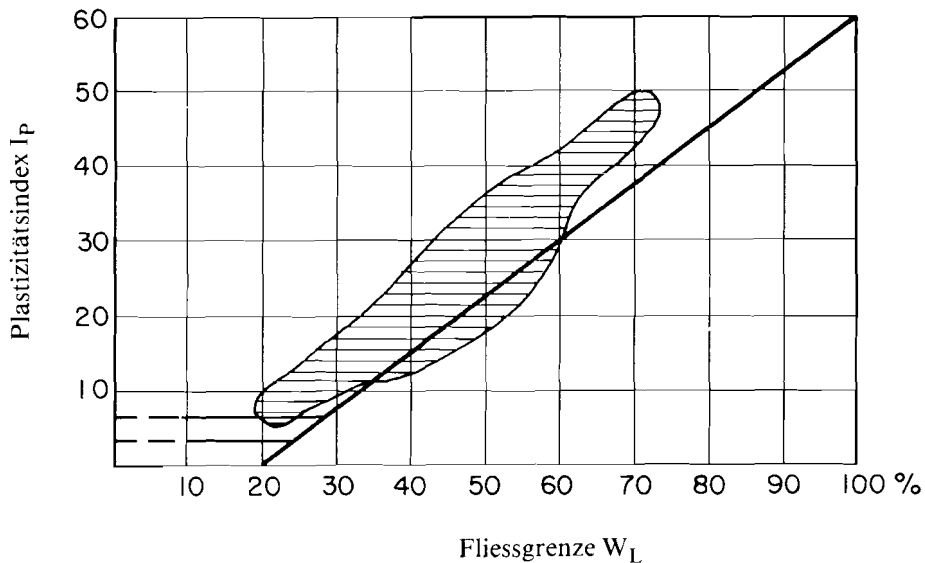
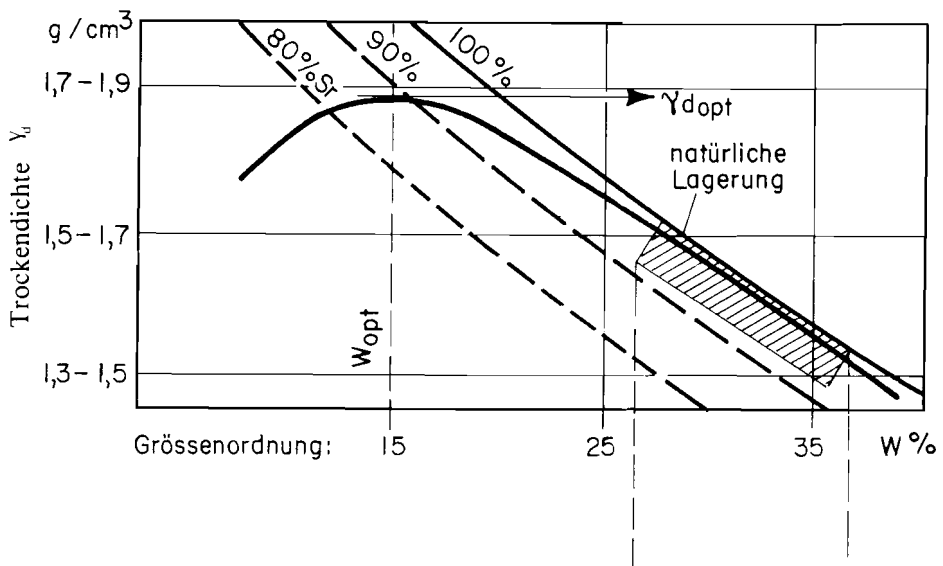
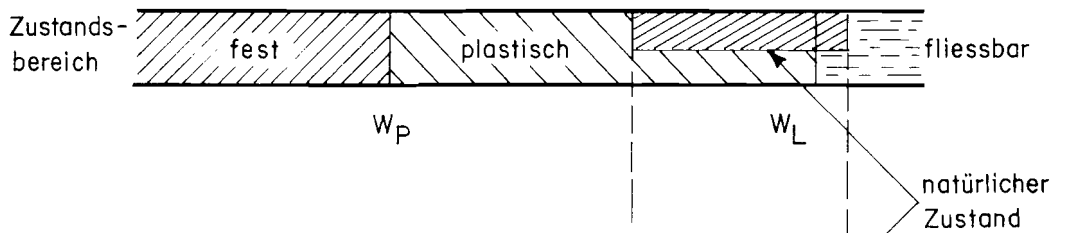


Abb. 4.10: Vergleich der natürlichen Lagerungswerte mit

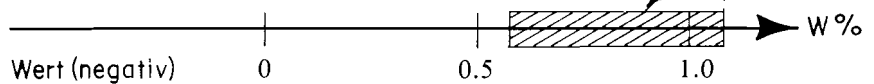
— den Optimalwerten des Verdichtungsversuches:



— den plastischen Eigenschaften: $I_P = W_L - W_P$



— dem Liquiditätsindex: $I_L = \frac{W_{nat} - W_P}{I_P}$



$$W_{nat} = W_P$$

$$W_{nat} = W_L$$

- W_{nat} : natürlicher Wassergehalt
- W_L : Wassergehalt bei Fließgrenze
- W_P : Wassergehalt bei Ausrollgrenze

- I_P : Plastizitätsindex
- γ_d : Trockendichte
- S_r : Sättigungsgrad

Der hohe Wassergehalt, die grosse Plastizität des Tonanteils und das Fehlen eines körnigen Gerüsts sind die Ursachen der ungünstigen bodenmechanischen Eigenschaften, der ungenügenden Tragfähigkeit und Stabilität, der schlechten Bearbeitbarkeit und Verdichtbarkeit bei Abtrag und Schüttung. Tonige Böden sind instabile Materialien. Ihre

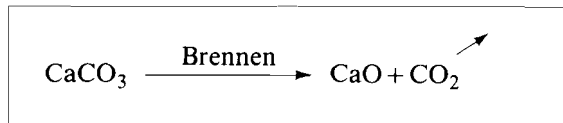
grösste Festigkeit und die Festigkeit bei optimaler Verdichtung entsprechen keineswegs stabilen Zuständen, denn diese Festigkeit wird durch die Einwirkung der Umgebungsfaktoren Wasser und Frost verkleinert. Die ungenügende Verdichtbarkeit im natürlichen Zustand und die ausgesprochene Instabilität schliessen diese bindigen Böden von der Verwendung als Baustoff für den Erdbau und die Schichten des Oberbaus aus.

Durch die Verwendung von Kalk ist es möglich, vernässte, bindige Böden auszutrocknen, optimal zu verdichten und die geforderte Stabilität dieser Materialien zu erreichen. Instabile, bindige Böden werden derart verbessert, dass sie als Baustoff für den Erdbau und die Schichten des Strassenaufbaus verwendet werden können.

4.242 *Kalkarten und ihre Wirkungsweise*

Für die Stabilisierung wird Kalk in feingemahlener Form verwendet. Grundsätzlich können zwei verschiedene Arten unterschieden werden: Weisskalk und hydraulischer Kalk.

Der Weisskalk wird aus Kalkstein durch Brennen hergestellt:



Der Weisskalk kommt nach SIA-Norm 215 in zwei Formen auf den Markt:

- als Weissfeinkalk : ungelöschter gemahlener Weisskalk, Branntkalk, Kalziumoxyd, «Stabilit», «Stabilisol» usw.
CaO: kalzitischer Weissfeinkalk
- als Kalkhydrat : gelöschter Weissfeinkalk
Ca(OH)₂: kalzitisches Kalkhydrat

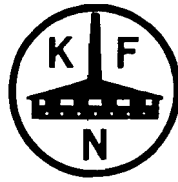
Weissfeinkalk und Kalkhydrat haben mit Ausnahme des Wasserentzuges die gleiche Wirkung, sofern äquivalente Dosierungen verwendet werden.

Der hydraulische Kalk wird aus Kalkmergeln oder Kieselkalken hergestellt, so dass verschiedene Zusammensetzungen möglich sind, z. B. CaO + Al₂O₃, CaO + SiO₂, CaO + Fe₂O₃, evtl. Mischungen dieser Arten.

Werden bindige Böden und Kalk miteinander vermischt, kann man Reaktionen feststellen, die mit unterschiedlicher Reaktionsgeschwindigkeit vor sich gehen. Die zeitliche Differenz ist so gross, dass man im allgemeinen zwischen Sofort- und Langzeitreaktionen unterscheidet.

4.243 *Sofortreaktionen*

Als Sofortreaktionen werden jene Reaktionen bezeichnet, welche unmittelbar beim Einmischen des Kalkes beginnen und innerhalb kurzer Zeit (4—8 Stunden) abgeschlossen sind. Die dadurch bewirkten Veränderungen der Bodeneigenschaften können sofort genutzt werden. Zu diesen gehören die nachfolgenden Vorgänge.



KALK

ein wichtiger Baustoff
im

FORST- und GÜTERWEGEBAU

Bindige Böden werden durch Zugabe von

STABILITKALK CaO

(Weissfeinkalk ungelöscht)

gut verarbeitbar,
tragfähig,
nässe- und frostbeständig

Unsere Werke liefern «STABILITKALK»
ab Lager in Säcken à 50 kg oder lose
in SBB-Kesselwagen und in Siloautos

Beratung und Fachliteratur durch:

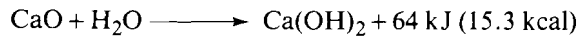
KALKFABRIK NETSTAL AG, 8754 Netstal
Telefon 058 61 22 06

FABRIQUE DE CHAUX DE ST-URSANNE S.A.
2882 St-Ursanne
Telefon 066 55 31 22

4.2431 Reduktion des Wassergehaltes

Mit den beiden Kalkarten — dem Weissfeinkalk (CaO) und dem Kalkhydrat [$\text{Ca}(\text{OH})_2$] — wird eine Reduktion des Wassergehaltes bei der Mischung mit dem Boden erreicht. Die Menge des gesamten Wasserentzuges ist abhängig von der Kalkart, der Kalkdosierung, der Dauer und Intensität der Mischung und den atmosphärischen Bedingungen.

Das Wasser im Boden löscht den Branntkalk ab:



d. h. 1000 g Kalk verbinden sich mit 321 g Wasser. Der Ablöschvorgang ist exotherm und die freiwerdende Wärme verursacht die Verdunstung eines weiteren Teils des Bodenwassers.

Eine zusätzliche Wassergehaltsreduktion ergibt sich durch die Vermehrung der Trockensubstanz infolge des Kalkzusatzes, wie auch durch die Belüftung des gekrümelten Bodens beim Mischvorgang.

Für letzteres sind die Temperatur-, Luftfeuchtigkeits- und Windverhältnisse von besonderer Bedeutung. Aufgrund von Feldmessungen können folgende Grössenordnungen für den Wasserentzug angegeben werden:

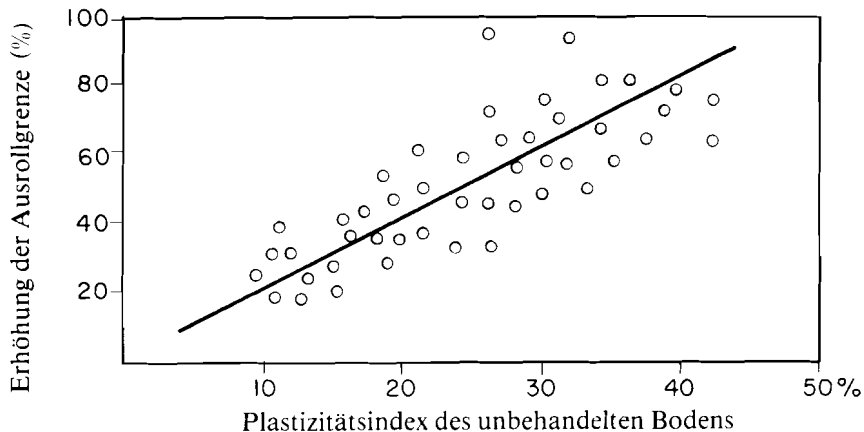
- Ablöschvorgang (nur CaO): 1—2% pro Masse-% CaO
- Belüftung (alle Kalkarten): 4—8%

Wegen der grossen Differenz zwischen dem natürlichen und dem optimalen Wassergehalt wird in der Schweiz vorwiegend der ungelöschte Kalk verwendet.

4.2432 Veränderung der Plastizitätseigenschaften

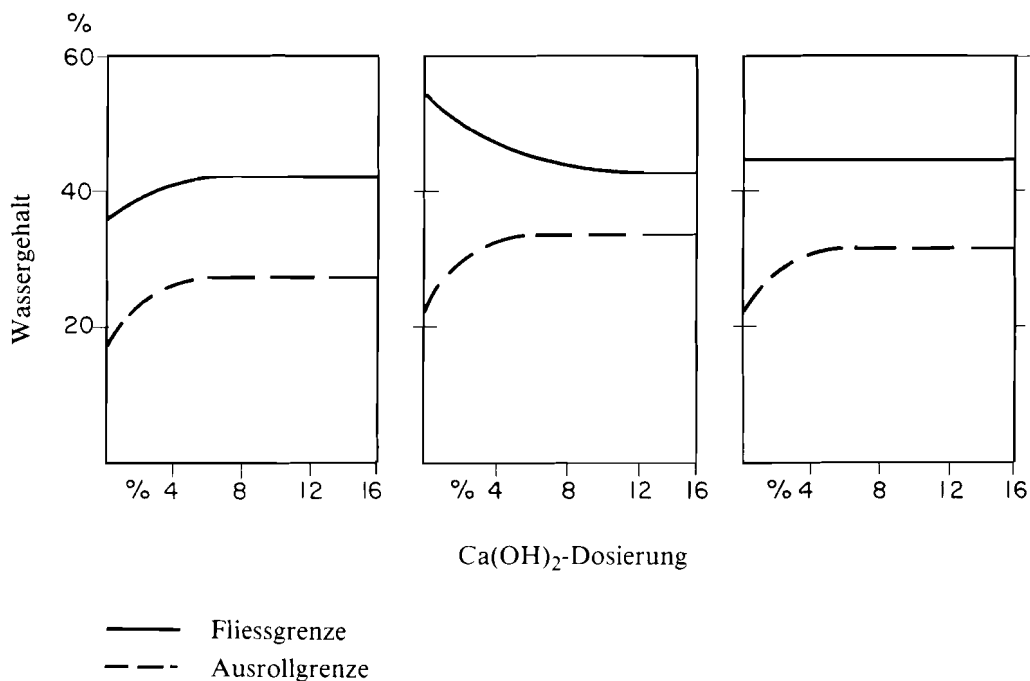
In plastischen Böden wird die Ausrollgrenze durch die Kalkbeimischung immer erhöht, so dass der feste Zustandsbereich des Bodens verbreitert wird. Aufgrund sehr vieler Untersuchungen gilt folgende Regel: je grösser der Plastizitätsindex des natürlichen Bodens, desto stärker die Vergrösserung der Ausrollgrenze (Abb. 4.11).

Abb. 4.11: Zusammenhang zwischen dem Plastizitätsindex der unbehandelten Böden und der Erhöhung der Ausrollgrenze



Die Veränderung der Fließgrenze ist nicht einheitlich. Sie wird meistens vergrößert, jedoch weniger stark als die Ausrollgrenze. In wenigen Fällen wird die Fließgrenze verkleinert oder sie bleibt gleich (Abb. 4.12).

Abb. 4.12: Veränderung der Plastizitätseigenschaften



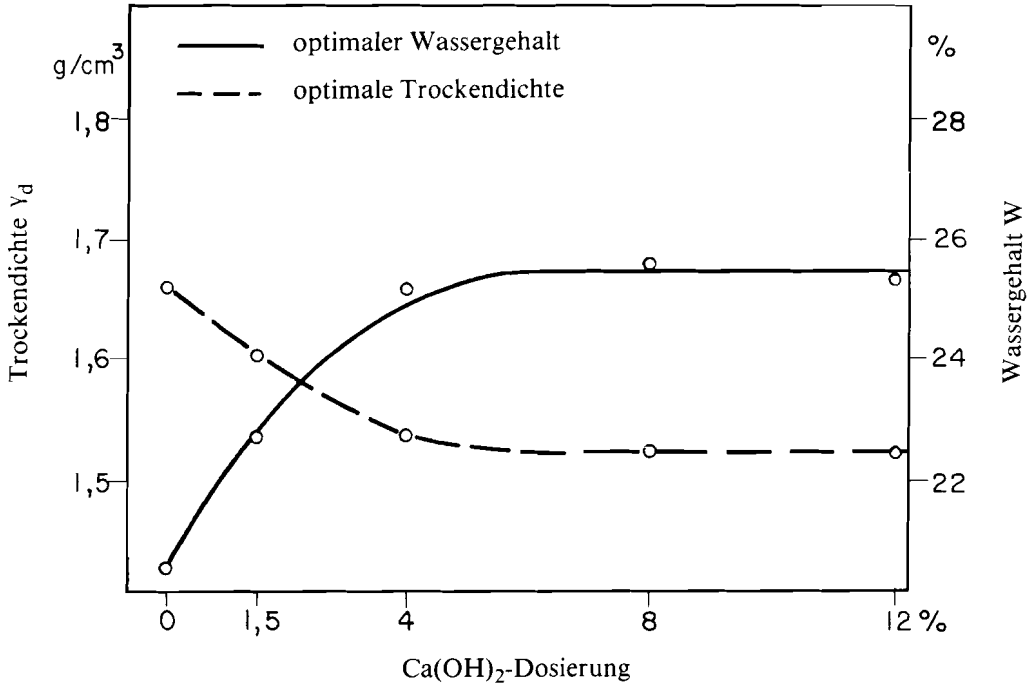
Die Veränderung der Plastizitätsgrenzen ist abhängig von der Kalkdosierung. Bei kleiner Dosierung sind die differentiellen Veränderungen gross und klingen dann ab, bis ein konstanter Maximal- bzw. Minimalwert erreicht ist. Die Dosierung zur Erreichung der maximalen Veränderung der Plastizitätsgrenzen ist abhängig von der Bodenart. Sie liegt für schweizerische Böden in der Regel unterhalb 3—4 Masse-% Ca(OH)₂.

Die durch die Kalkbeimischung bewirkte Veränderung der Plastizitätsgrenzen hat zur Folge, dass der Plastizitätsindex verkleinert wird. Je höher die Fließgrenze und die Plastizität des natürlichen Bodens, desto grösser ist die Reduktion der Plastizität. Diese Verkleinerung der Plastizität ist bautechnisch sehr bedeutsam, denn je kleiner die Plastizität, desto besser ist die Bearbeitbarkeit (Abtrag, Mischung, Schüttung).

4.2433 Veränderung der Verdichtungseigenschaften

Die Kalkbeimischung verändert die Verdichtungseigenschaften der Tonböden wesentlich. Bei gleichbleibender Verdichtungsenergie (z. B. Proctor) ergibt sich eine Verkleinerung der optimalen Trockendichte und eine Vergrößerung des optimalen Verdichtungswassergehaltes (Abb. 4.13).

Abb. 4.13: Veränderung von Wassergehalt und Trockendichte bei optimaler Verdichtung mit steigender Kalkdosierung

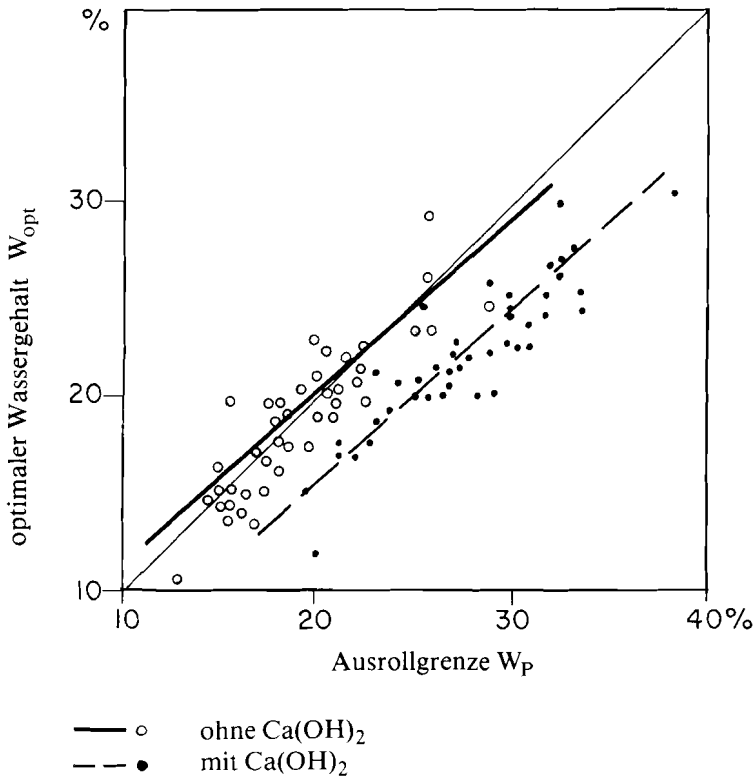


Die Reduktion der optimalen Trockendichte liegt zwischen 3—10%, bezogen auf die optimale Trockendichte des unbehandelten Bodens. Die Erhöhung des optimalen Wassergehaltes für die Verdichtung beträgt etwa 20—30%, bezogen auf W_{opt} des natürlichen Bodens, d. h. der optimale Wassergehalt eines Bodens von z. B. 14% wird nach Kalkbeimischung etwa bei 17—19% liegen.

Wie bei der Veränderung der Plastizitätseigenschaften zeigt sich auch bei der Verdichtung, dass die kleineren Dosierungen grössere Veränderungen bewirken. Die Proctorkurve wird nach der Kalkbeimischung meistens flacher, so dass die Verdichtung eines Boden-Kalkgemisches gegenüber Wassergehaltsschwankungen weniger empfindlich ist.

Der optimale Wassergehalt bei stabilisierten Böden ist praktisch immer kleiner als der Wassergehalt der Ausrollgrenze (Abb. 4.14), so dass die stabilisierten Böden bei optimaler Verdichtung ausnahmslos in der festen Zustandsform vorliegen und diese auch über eine grössere Wassergehaltsspanne oberhalb des optimalen Wassergehaltes beibehalten.

Abb. 4.14: Zusammenhang von Ausrollgrenze und optimalem Wassergehalt

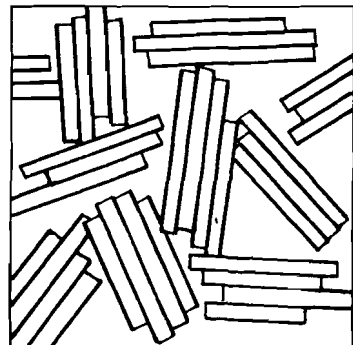
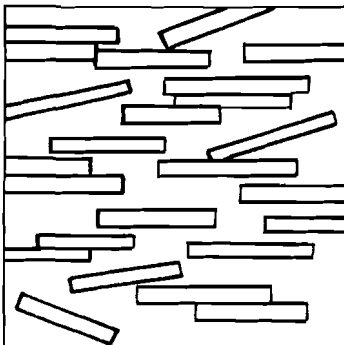


4.2434 Interpretation der Ergebnisse

Abb. 4.15: Struktur und Aggregation des Bodens

natürlicher Boden:
 — disperse Struktur
 — geringe Aggregation

stabilisierter Boden:
 — flockulierte Struktur
 — starke Aggregation



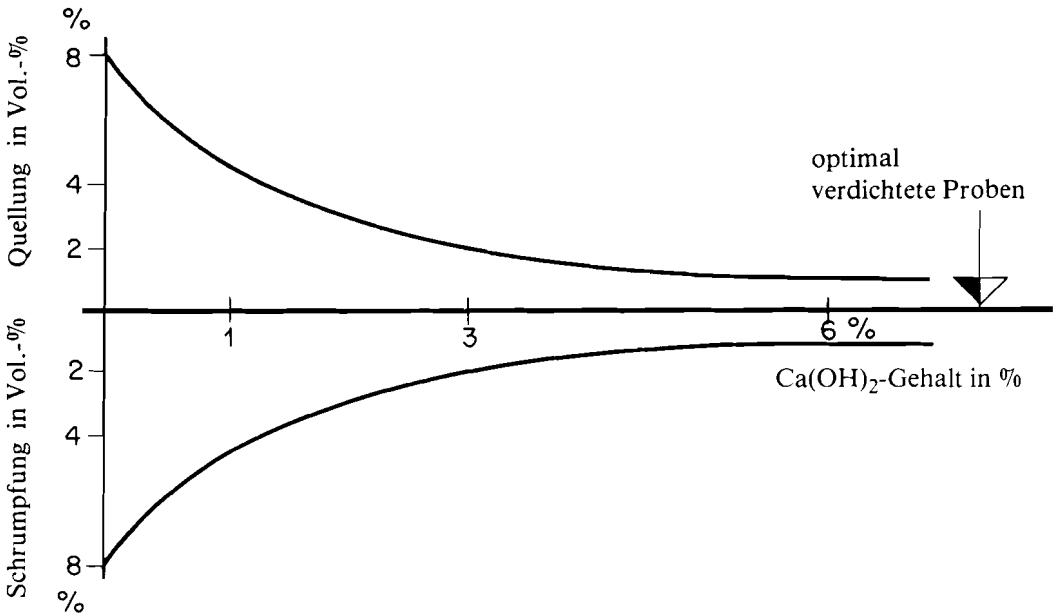
Im unbehandelten Boden sind die Tonteilchen nur schwach aggregiert. Der Kontakt zwischen den Teilchen erfolgt über dicke Wasserschichten. Das gesamte Wasser ist an die Teilchen gebunden oder steht in starker Wechselwirkung mit ihnen und bestimmt das Plastizitätsverhalten und die Konsistenz des Bodens. Der Kalkzusatz bewirkt eine starke Aggregation der Bodenteilchen, welche eine porösere, ungeordnete Struktur aufbauen. Die Aggregate sind dabei in unmittelbarem Kontakt untereinander. Ein Teil des Wassers steht nicht mehr in Wechselwirkung mit den Bodenteilchen; es liegt als passives Porenwasser vor. Infolge dieser aggregierten und poröseren Struktur ist ein grösserer Wassergehalt möglich, bevor die Teilchen voneinander getrennt werden und der Boden vom festen in den plastischen Zustand übergeht.

Die Veränderung der Plastizitäts- und Verdichtungseigenschaften ist die Folge der in der Abbildung 4.15 dargestellten Veränderung der Struktur und Aggregation. Je grösser die Plastizität des unbehandelten Bodens, desto grösser ist die Erhöhung der Ausrollgrenze und desto stärker wird die optimale Trockendichte verkleinert und der optimale Wassergehalt für die Verdichtung erhöht.

4.2435 Veränderung der Wasser- und Froststabilität

Der Kalkzusatz bewirkt schon im Soforteffekt die Stabilität des Volumens und der Festigkeit bei Wassereinwirkung (Wasserstabilität). Die Beimischung von Kalk zu einem tonigen Boden entspricht der Zugabe eines starken Elektrolyten in hoher Konzentration zum Boden-Wasser-System. Nach dem kolloid-chemischen Konzept werden dadurch die anziehenden Kräfte zwischen den Tonteilchen vergrössert und im Bereich des optimalen Wassergehalts wird die Wasseraffinität stark verkleinert (Abb. 4.16).

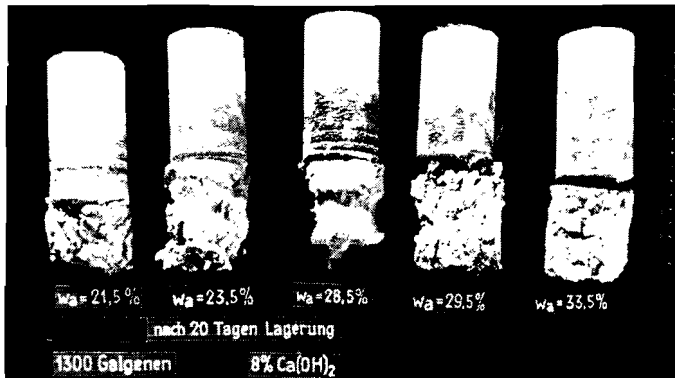
Abb. 4.16: Wasserstabilität



Im Gegensatz zur Wasserstabilität zeigt das Boden-Kalkgemisch unter Frosteinwirkung im Soforteffekt das Verhalten eines siltigen Bodens mit grosser Frosthebung (Abb. 4.17),

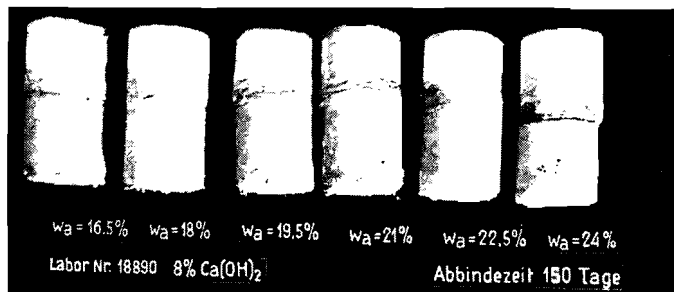
wobei die Grösse der Frosthebung von der Lagerungsdichte abhängig ist, und zwar in der Weise, dass die grösste Frosthebung bei dichtester Lagerung erfolgt. Die Frosthebungen sind in der Regel grösser als im Naturboden. Der Kalk bewirkt also vorerst eine grössere Instabilität gegenüber Frost.

Abb. 4.17: Verhalten kalkstabilisierter Bodenproben unter Frosteinwirkung, Alter: 20 Tage



Durch die fortschreitende Zementierung (Langzeiteffekt) nimmt die Froststabilität zu (Abb. 4.18).

Abb. 4.18: Verhalten kalkstabilisierter Bodenproben unter Frosteinwirkung, Alter: 150 Tage (Langzeiteffekt)



4.244 *Langzeitreaktionen*

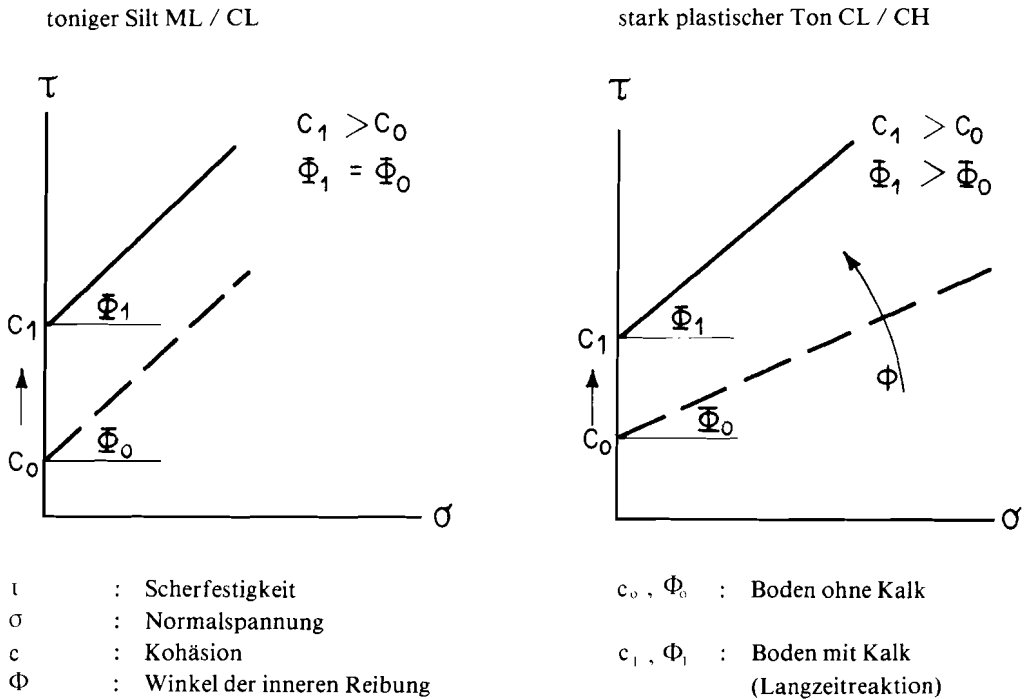
Die zweite Phase des Stabilisierungsvorgangs ist die sogenannte pozzolanische Reaktion. Sie ergibt die langfristige Festigkeitsentwicklung im Boden-Kalkgemisch. Der Kalk reagiert mit den Feinstanteilen des Bodens — vorwiegend mit den Tonmineralen — und bildet das zementierende Bindemittel. Der Kalk allein ist nur die eine Komponente des Bindemittels, welche in dosierter Quantität dem Boden beigegeben wird. Die andere Komponente, das pozzolanische Material, ist in unterschiedlicher Menge und Reaktivität in den verschiedenen Böden enthalten. Dies ist auch der Grund für die grosse Variation der Festigkeitsentwicklung zwischen den verschiedenen Böden.

	(ca. 63% + 21% + 7% . . .)
Stabilisierung mit Zement:	<u>CaO</u> + <u>SiO₂</u> + <u>Al₂O₃</u>
-----	-----
Stabilisierung mit Kalk:	Kalkbeigabe + Tonminerale des Bodens

4.2441 Festigkeitseigenschaften

Die Scherfestigkeit eines Bodens, ausgedrückt durch den Reibungswinkel und den Kohäsionsanteil, wird durch die Kalkbeimischung verändert. Je nach der Bodenart ist dabei ein unterschiedliches Verhalten festzustellen (Abb. 4.19).

Abb. 4.19: Veränderung der Scherfestigkeit



Bei einem Boden mit vorherrschender Siltfraktion (toniger Silt) wird der Reibungswinkel durch die Kalkbeimischung nicht verändert. Für die Reibung ist schon im natürlichen Boden die Korngröße der Siltfraktion massgebend, so dass eine Vermehrung dieser Fraktion durch die Aggregation keinen wesentlichen Einfluss auf die Grösse der Reibung hat. Bei einem Boden mit vorherrschender Tonfraktion (plastischer Ton) baut sich die Reibung im natürlichen Boden zwischen den primären Tonteilchen auf, nach dem Kalkzusatz dagegen zwischen den neu gebildeten sekundären Aggregaten. Der Reibungswinkel wird dadurch im Soforteffekt vergrössert und zwar mit zunehmender Aggregation, wie sie durch die zunehmende Veränderung der Plastizitätseigenschaften zum Ausdruck kommt.

Die Kohäsion wird schon im Soforteffekt leicht erhöht; darauf erfolgt die langfristige starke Vergrößerung des Kohäsionsanteils durch die fortschreitende Bildung der Reaktionsprodukte.

4.2442 Einflussfaktoren der Festigkeitsreaktion

Das Ausmass der Festigkeitsreaktion ist abhängig von der Abbindezeit und von der Kalkdosierung. Es existiert ein optimaler Kalkgehalt, bei welchem die maximale Festigkeit erreicht wird. Die Endfestigkeit des Boden-Kalkgemisches wird bei Temperaturen von 15–20°C nach 1–3 Jahren erreicht. Die Endfestigkeiten, gemessen als einfache Druckfestigkeit, variieren für die verschiedenen Böden beträchtlich; sie liegen jedoch zur Mehrzahl zwischen 1–2 N/mm² (10–20 kg/cm²).

Die Existenz eines optimalen Kalkgehaltes ist einleuchtend, weil nicht der Kalk selbst, sondern die Reaktionsprodukte zwischen Boden und Kalk das Bindemittel darstellen. Bei kleinen Dosierungen ist zu wenig Kalk vorhanden, um mit dem gesamten pozzolanischen Material zu reagieren; es wird weniger Zementsubstanz gebildet. Bei sehr hohen Dosierungen ist der Kalk bezogen auf das verfügbare pozzolanische Material im Überschuss vorhanden. Es wird nur ein Teil des Kalkes zur Bildung der Zementsubstanz verbraucht; der verbleibende Rest verändert als inaktives Material die Kornverteilung. Eine Überdosierung führt demnach zu einem Gemisch mit weniger Zementsubstanz und mehr inaktiven Kornanteilen. Zwischen den beiden Extremen liegt der optimale Kalkgehalt, der die günstigste Zusammensetzung der Anteile an Kalk, pozzolanischem Material und inaktiven Teilchen für den Aufbau der maximalen Festigkeit gibt.

Der optimale Kalkgehalt für die grösste Festigkeit liegt für schweizerische Bodenverhältnisse zwischen 4–10% Ca(OH)₂. Er liegt immer über jener Dosierung, welche die maximalen Veränderungen des Soforteffektes liefert. Böden mit hohen Anteilen an organischem Material ergeben keine oder nur eine kleine Festigkeitsentwicklung. Organisches Material hemmt oder verhindert den Abbindevorgang.

Die Temperaturverhältnisse während des Abbindens sind für die Geschwindigkeit der Festigkeitsreaktion entscheidend. Unterhalb ca. 20°C ist der Einfluss der Temperatur jedoch sehr klein; Temperaturen über 20°C beschleunigen die Festigkeitsentwicklung stark.

4.2443 Stabilität

Die Zunahme der Festigkeit durch die fortschreitende Zementierung führt zur Vergrößerung der Wasser- und Froststabilität; je grösser die Festigkeit eines Bodens, desto grösser ist seine Stabilität. Die Bodenteilchen werden so stark zusammengekittet, dass keine Quellung und Eislinnenbildung mehr möglich ist. Der Endzustand des verdichteten Boden-Kalkgemisches ist die vollständige Stabilität gegen Wasser- und Frosteinwirkung. Die Vergrößerung der Stabilität gegenüber den Umgebungsfaktoren wird durch die zunehmende Zementierung verursacht (vgl. Abb. 4.18), deshalb ist die Stabilitätszunahme von allen Faktoren abhängig, die auch die Festigkeitsentwicklung beeinflussen.

4.245 *Zusammenfassung der theoretischen Grundlagen*

Die durch den Soforteffekt des Kalkes bewirkten Veränderungen sind:

- Reduktion des Wassergehaltes
- Veränderung der Plastizitätseigenschaften
- Veränderung der Verdichtungscharakteristiken
- Veränderung der Wasser- und Froststabilität

Die Reduktion des Wassergehaltes, die Verschiebung der Plastizitätsgrenzen und die Erhöhung des Verdichtungswassergehaltes wirken alle in Richtung auf eine festere Konsistenzform und ergeben bautechnisch nutzbare Effekte, die wegen ihrer schnellen Nutzbarkeit von grossem Vorteil sind. Mit der durch den Kalkzusatz bewirkten Reduktion der Wasseraffinität wird die Wasserstabilität bereits im Soforteffekt erreicht. Im Gegensatz dazu wird die Instabilität des Bodens gegenüber Frost zunächst erhöht.

Der Langzeiteffekt besteht in der Reaktion des Kalkes mit den pozzolanischen Bodenteilchen, die zur Bildung des zementierenden Bindemittels führt. Die fortschreitende Zementierung der Bodenteilchen bewirkt eine Veränderung der Festigkeit, die als eine Vergrößerung des Kohäsionsanteils gemessen wird.

Die Grösse der Festigkeitsentwicklung ist abhängig von der Abbindezeit und von der Kalkdosierung, wobei ein optimaler Kalkgehalt zur Erreichung der grössten Festigkeit besteht.

Je nach Bodenart sind die erreichbaren Endfestigkeiten verschieden, was auf die unterschiedliche Art und Menge des pozzolanischen Materials im Boden zurückgeführt werden kann. Hohe Temperaturen beschleunigen die Festigkeitsentwicklung, organisches Material kann sie verhindern.

Ein direkter Zusammenhang zwischen der Grösse der Bodenkennziffern oder der Grösse des Soforteffektes und dem Ausmass der Festigkeitsentwicklung konnte nicht gefunden werden.

Die Vergrößerung der Stabilität gegenüber den Umgebungsfaktoren Wasser und Frost wird durch die zunehmende Zementierung verursacht, deshalb ist sie von allen Faktoren abhängig, die auch die Festigkeitsentwicklung beeinflussen.

4.246 *Anwendung der Bodenstabilisierung mit Kalk*

Die Bodenstabilisierung mit Kalk als Methode für die Verbesserung bindiger Böden hat grundsätzlich zwei Anwendungsgebiete: einerseits die Verbesserung bzw. Modifikation von Böden für den Erdbau, andererseits die eigentliche Stabilisierung für die Schichten des Strassenaufbaus. Im ersten Fall wird die Stabilität des Materials durch die Ermöglichung einer optimalen Verdichtung erreicht. Im letzteren Fall dagegen ergibt sich die Stabilität des Bodens durch die Wirkung des Stabilisierungsmittels.

4.2461 **Modifikation der Bodeneigenschaften**

Die Bearbeitung — d. h. Abtrag, Schüttung, Zerkleinerung, Mischung mit Zuschlagsstoffen usw. — toniger Böden mit hohem Wassergehalt und weicher Zustandsform ist

nur mit grossem Aufwand auszuführen. Wegen der kleinen Tragfähigkeit bei der meist vorherrschenden hohen Wassersättigung sind diese Böden oft nicht befahrbar. Für die Verdichtung zur Erhöhung der Tragfähigkeit ist eine Austrocknung notwendig. Unter den schweizerischen Klimabedingungen ist die natürliche Austrocknung kaum möglich oder aus zeitlichen Gründen unwirtschaftlich. Ohne besondere Massnahmen scheiden deshalb nasse und bindige Böden als Baustoffe für den Erdbau aus.

Das Ziel der Kalkbeimischung als Bauhilfsmassnahme ist die Ausnützung der Soforteffekte zur schnellen Reduktion des Wassergehaltes, zur Verschiebung der Konsistenzgrenzen, zur Reduktion der Plastizität und zur Veränderung der Verdichtungseigenschaften. Alle diese Veränderungen bewirken eine festere Konsistenzform und günstigere Verdichtungsbedingungen. Unter diese Zielsetzung fallen die folgenden Anwendungen:

- Verbesserung von vernässtem Schüttmaterial
- Austrocknung von vernässten Schichten
- Vorbehandlung und Aufschluss des Bodens für die eigentliche Stabilisierung mit Kalk, Zement, bituminösen Bindemitteln oder für die mechanische Stabilisierung.

Die Grösse des Wasserentzuges geht aus Abschnitt 4.2431 hervor.

Zur Erreichung der rasch nutzbaren Soforteffekte wird eine minimale Dosierung angestrebt, welche gerade die geforderten Veränderungen der Bodeneigenschaften bewirkt. Gefordert sind eine möglichst weitgehende Verkleinerung des Plastizitätsindex zur Verbesserung der Bearbeitbarkeit, sowie die Annäherung des Wassergehaltes an den vorgeschriebenen Bereich. Mit dieser kleinstmöglichen Dosierung wird in der Regel keine Stabilität des Bodens erreicht. Dies ist jedoch unerheblich, weil die Stabilität des Materials durch die Verdichtung angestrebt wird.

Die Verbesserung von vernässtem Schüttmaterial ist wohl die häufigste Anwendung des Kalkes als Bauhilfsmassnahme. Die geforderte Bearbeitbarkeit und Verdichtbarkeit wird durch die Wassergehalts- und Plastizitätsreduktion erreicht.

Die Austrocknung von vernässten Schichten bedeutet für die schweizerischen Klimaverhältnisse eine weitere wichtige Massnahme. Durch Austrocknung und nachträgliche Verdichtung kann sehr rasch ein sauberes, tragfähiges und befahrbares Planum hergestellt werden. Die Austrocknung ist in allen Böden möglich; bei nicht bindigen Böden wird nur der Ablöschvorgang und die Belüftung, bei bindigen Böden zusätzlich die Plastizitätsveränderung ausgenützt.

Die Vorbehandlung des Bodens für die eigentliche Stabilisierung ist eine Bauhilfsmassnahme, welche den Boden für die Stabilisierung mit Kalk, Zement, bituminösen Bindemitteln oder für die mechanische Stabilisierung vorbereitet. Durch diese Massnahme wird die Mischbarkeit eines plastischen Bodens verbessert und der Wassergehalt so verändert, dass er bei der eigentlichen Stabilisierung mühelos auf das Optimum eingestellt werden kann. Die Reduktion des Wassergehaltes, die Veränderung der Plastizitätsgrenzen und der Konsistenz sind die Soforteffekte, die bei dieser Anwendung ausgenützt werden. Diese Vorbehandlung kann insbesondere für jene Stabilisierungsmittel notwendig werden, welche die Plastizität und den Wassergehalt nur unwesentlich beeinflussen oder den Wassergehalt sogar erhöhen.

4.2462 Stabilisierung des Bodens

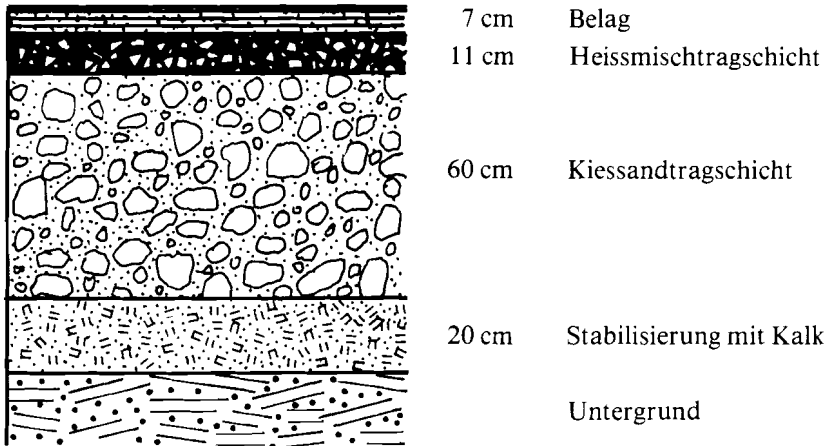
Zu diesem Anwendungsbereich — der Stabilisierung im engeren Sinn — gehört die Herstellung von tragfähigen und stabilen Schichten des Unter- und Oberbaus von Strassen.

Für den Bauvorgang liegt das Ziel in der raschen Erreichung der Soforteffekte, d. h. in der Reduktion des Wassergehaltes und in der Veränderung der Plastizitätsgrenzen und der Verdichtungseigenschaften.

Das Ziel der eigentlichen Stabilisierung ist die Erreichung der notwendigen Festigkeit und Stabilität eines vorerst instabilen Materials, so dass diese Schichten für die Dimensionierung des Strassenaufbaus genutzt werden können. Die stabilisierten Schichten können je nach der Lage, der Festigkeit und Stabilität sowie der Tragfähigkeit des Untergrundes verschiedene Funktionen der Strasse erfüllen.

Im übergeordneten Strassennetz, d. h. auf den National- und Hauptstrassen, werden mit Kalk stabilisierte Schichten nur im Unterbau und in der Übergangsschicht angewandt. Ein typischer Aufbau einer Nationalstrasse ist in der Abbildung 4.20 dargestellt.

Abb. 4.20: Beispiel eines Aufbaus einer Nationalstrasse



Das sekundäre Strassennetz, mit einer ebenso grossen Länge wie das Hauptstrassennetz, weist wesentlich geringere Verkehrsbeanspruchungen auf. Bei diesen relativ schwach beanspruchten Ortsverbindungs-, Wald- und Güterstrassen kommen mit Kalk stabilisierte Bodenmaterialien in allen Schichten des Unter- und Oberbaus zur Anwendung. Einige Möglichkeiten sind aus den Abbildungen 4.21 und 4.22 ersichtlich.

Abb. 4.21: Stabilisierung der obersten Schicht des Untergrundes bzw. Unterbaus

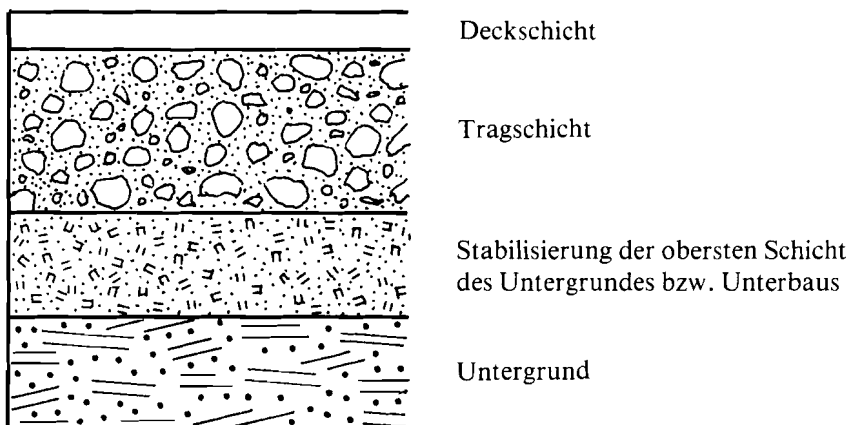
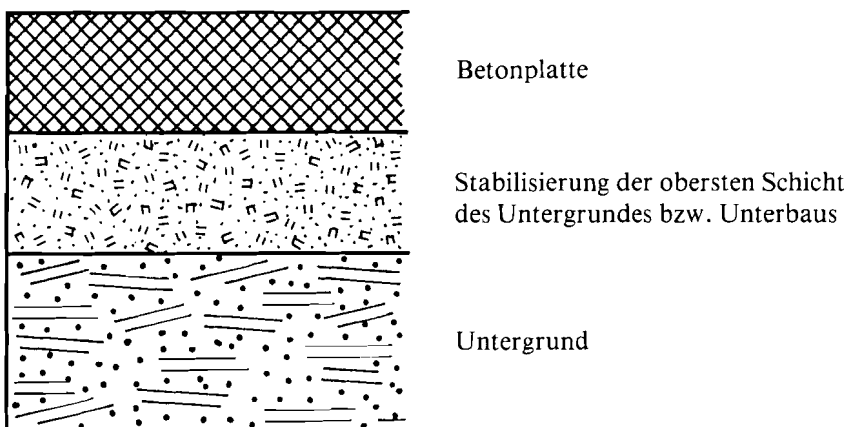


Abb. 4.22: Stabilisierte Schicht als Unterlage für eine Betonplatte



Der Aufbau in der Abbildung 4.21, die Stabilisierung der obersten Schicht des Untergrundes, ist die häufigste Anwendungsart für die Strassen mit geringem Verkehr. Der Bautyp in Abbildung 4.22 wird vor allem in den Regionen mit Erfolg angewendet, in welchen die Beschaffung von Kiessand-Material Schwierigkeiten bereitet.

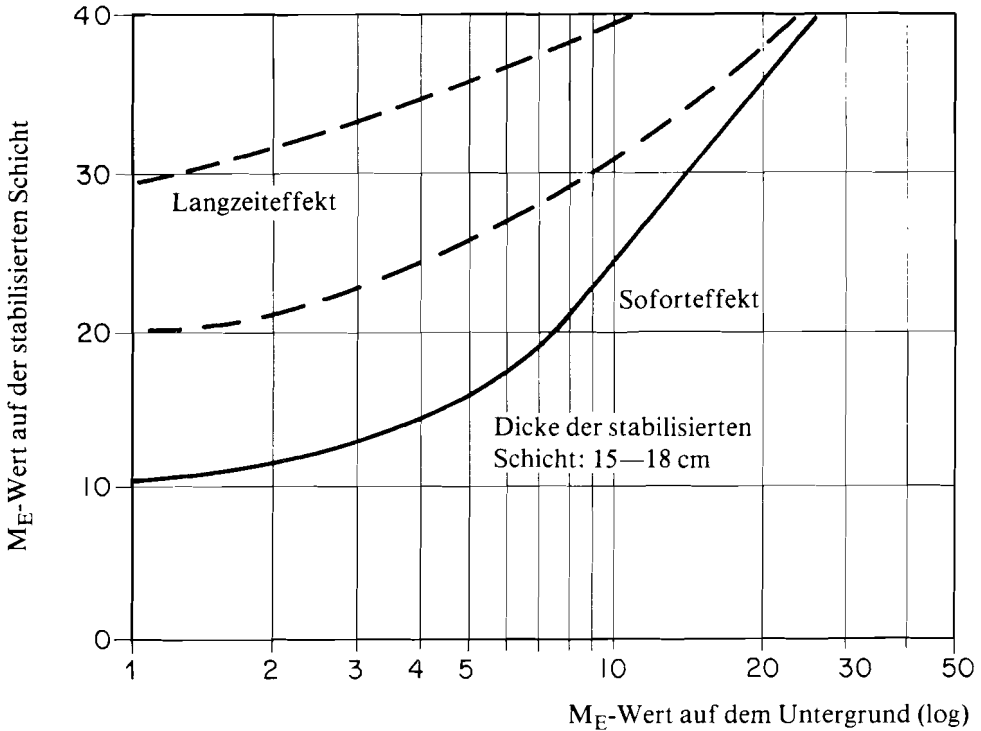
Die stabilisierten Schichten erfüllen somit je nach ihrer Lage im Aufbau der Strasse die folgenden Funktionen:

- Unterlage für die Verdichtung des Oberbaus
- Verhinderung einer Durchmischung zwischen Untergrundmaterial und Oberbau (Saubereitsschicht)
- Wirkung als tragfähiges Element im Strassenaufbau

Die Tragfähigkeit der stabilisierten Schichten soll bei der Dimensionierung des Strassenaufbaus genutzt werden. Die Abbildung 4.23 zeigt die Vergrößerung des M_E -Wertes durch eine Stabilisierung mit Kalk. Dieser Zusammenhang ist insbesondere für den Soforteffekt gut mit Messergebnissen belegt.

Abb. 4.23: Beziehung zwischen dem M_E -Wert auf dem Untergrund und der stabilisierten Schicht

$$M_E = \frac{\Delta P}{\Delta S} \cdot D \quad \text{in N/mm}^2 \quad (\text{SN 670 317a})$$



Diese Messungen zeigten, dass bei einer Tragfähigkeit des Untergrundes von zirka M_E kleiner als 10 N/mm^2 bzw. CBR-Wert kleiner als 3–5% die Stabilisierung der obersten Schicht des Untergrundes nebst der wirtschaftlichen auch eine technische Notwendigkeit ist (Befahrbarkeit, Verdichtung des Oberbaus). Bei höherer Tragfähigkeit des Untergrundes ist es weitgehend die Wirtschaftlichkeit, welche über die Ausführung einer Stabilisierung entscheidet.

Die Strassen, einschliesslich Sekundärstrassen, werden in der Schweiz nach den Erkenntnissen aus dem AASHO-Strassentest dimensioniert. In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, mit welchen Materialkoeffizienten die mit Kalk stabilisierte Schicht in der Formel für die Berechnung des Stärkenindex berücksichtigt werden soll. In der Literatur werden Koeffizienten angegeben, die zwischen 0.07 und 0.30 liegen. Der grosse Variationsbereich ist durch die unterschiedliche Reaktivität der Bodenmaterialien und durch die unterschiedliche Anwendung (Kalkbehandlung, Stabilisierung) bedingt. Die bisherigen Untersuchungen, insbesondere an Strassen mit geringem Verkehr, haben für schweizerische Verhältnisse gezeigt, dass die Koeffizienten zwischen 0.13–0.30 liegen dürften. Der untere Wert wird dabei durch den Soforteffekt erreicht, die Annäherung an die obere Grenze erfolgt durch die langfristige Festigkeitsreaktion (BURLET 1980).

Die mit Kalk stabilisierten Schichten leisten also je nach Festigkeit und Schichtdicke einen entsprechenden Beitrag an die Tragfähigkeit des gesamten Aufbaus. Ihre zweite,

ebenso wichtige Funktion, welche aber bei der Betrachtung der Tragfähigkeit nicht zum Ausdruck kommt, ist die Funktion als Sauberkeitsschicht. Durch die Lage und ihre Eigenschaften verhindert die stabilisierte Schicht auch in einem problematischen Baugrund eine Vermischung des Untergrundmaterials mit dem Oberbau.

4.247 Eignungsprüfung

Die Eignung eines Bodens für die Stabilisierung mit Kalk geht nicht aus seiner Identifikation und Klassifikation hervor. Es muss eine Eignungsprüfung (SN 670 370) durchgeführt werden. Darin werden die massgebenden Bodeneigenschaften mit steigender Kalkdosierung und für die Langzeitwirkungen zusätzlich bei zunehmender Abbindezeit untersucht.

Für die Modifikation der Bodeneigenschaften wird eine minimale Dosierung angestrebt, welche bei wirtschaftlichem Mischaufwand gerade die erforderliche Verbesserung des Bodens ergibt. Für diesen Anwendungszweck — der schnellen Herbeiführung einer guten Bearbeitbarkeit und Verdichtbarkeit sowie einer festeren Konsistenzform — liegt diese wirtschaftliche Dosierung zwischen 1—3% CaO. Die Eignungsprüfung wird zweckmässigerweise in Dosierungsintervallen von 1% durchgeführt.

Abb. 4.24: Eignungsprüfungen für die verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten

Anwendung	Eignungsprüfung							Dosierungsbereich CaO
	Reduktion des Wassergehalts	Plastizitätsgrenzen	Konsistenz	Verdichtbarkeit	Festigkeit	Wasserstabilität	Froststabilität	
<i>Modifikation der Bodeneigenschaften</i>								
— Austrocknung und Verbesserung der Verdichtbarkeit von nassem Dammschüttmaterial	●	●	●	●				1—3%
— Austrocknung von vernässten Schichten	◐	◐	◐	◐				1—3%
— Vorbehandlung der Böden für andere Stabilisierungsverfahren	●	●	◐	◐				1—3%
<i>Stabilisierung der Schichten des Ober- und Unterbaus</i>	●	●	●	●	●	●	◐	3—10%

- Untersuchung in Funktion der Kalkdosierung
- ◐ Untersuchung abhängig von der Anwendung

Für die eigentliche Stabilisierung müssen die Sofort- und Langzeitreaktionen untersucht werden. Die angestrebte Kalkdosierung zur Erreichung der maximalen Festigkeit und Stabilität wird als optimale Kalkdosierung bezeichnet. Sie liegt für schweizerische Böden zwischen 3—10% CaO bzw. Ca(OH)₂, jedoch immer über der Dosierung für die Erreichung des maximalen Soforteffektes. Die Untersuchung mit den Dosierungsstufen von 0, 4, 8, 12% Ca(OH)₂ bzw. 0, 3, 6, 9% CaO hat sich als zweckmässig erwiesen.

Für die Untersuchungen im Labor wird immer der gelöschte Kalk verwendet, um unkontrollierbare Wasserverluste aus dem Ablöschvorgang zu vermeiden und den Wassergehalt für die Probenherstellung möglichst genau einstellen zu können. Die Bodeneigenschaften werden in gleichem Masse verändert, sofern äquivalente Dosierungen verwendet werden: 1 Teil CaO entspricht 1.32 Teilen Ca(OH)₂.

Die Versuche zur Eignungsprüfung sind in den meisten Ländern normiert oder in Normierung begriffen. Zu den einzelnen Versuchen kann nachstehendes bemerkt werden.

4.2471 **Wassergehaltsreduktion**

Die Wassergehaltsreduktion in Funktion der Kalkdosierung wird in Kenntnis der örtlichen Gegebenheiten wie Besonnung, Niederschlagsverhältnisse, Ausführungsstermin, Mischgerät usw. mit Richtwerten geschätzt. Bei sehr stark vernässten Böden kann der Kalkbedarf zur notwendigen Reduktion des Wassergehaltes höher liegen als jener für die Erreichung des grössten Stabilisierungseffektes.

4.2472 **Plastizitätsgrenzen**

Der Verlauf der Plastizitätsgrenzen in Funktion der Dosierung ergibt die Vergrösserung des festen Zustandsbereiches und die Verkleinerung des Plastizitätsindex. Daraus wird jene Dosierung bestimmt, mit welcher der maximale Soforteffekt erreicht wird.

4.2473 **Konsistenz**

Der Liquiditätsindex ist ein Mass für die Konsistenz und indirekt auch ein Mass für die Bearbeitbarkeit und Befahrbarkeit des Bodens. Wird er definitionsgemäss mit dem natürlichen Wassergehalt berechnet, so zeigt er diejenige Verfestigung des Bodens an, welche allein aus der Veränderung der Plastizitätsgrenzen resultiert. Bezogen auf den in der Regel angestrebten optimalen Wassergehalt, zeigt er den Übergang des Bodens in die feste Konsistenz.

4.2474 **Verdichtungseigenschaften**

Die Verdichtungseigenschaften werden durch die Aggregation und Strukturbildung wesentlich verändert. Diese Veränderungen werden mit dem Verdichtungsversuch nach Proctor (standard oder modified) untersucht. Mit zunehmender Dosierung werden die Veränderungen von der einen zur nächst höheren Kalkdosierung — insbesondere ab ca. 4% Ca(OH)₂ — kleiner. Die Untersuchung der Verdichtung für die Dosierung von beispielsweise 0, 4, 8% Ca(OH)₂ ist somit ausreichend; dazwischen liegende Werte lassen sich mit genügender Genauigkeit interpolieren.

4.2475 **Festigkeitseigenschaften**

Für die Untersuchung der Festigkeit verdichteter und stabilisierter Proben in Funktion der Dosierung und der Abbindezeit im Labor werden der einfache Druckversuch, der

triaxiale Druckversuch und der CBR-Versuch angewandt. Anfänglich wurde vorwiegend der einfache Druckversuch für die Untersuchung der Festigkeit angewandt. In neuerer Zeit wird jedoch dem CBR-Versuch der Vorzug gegeben, weil er sowohl im Labor als auch im Felde ausgeführt werden kann und weil sehr viele, vergleichbare Ergebnisse für diesen Versuch vorliegen (Bodentragfähigkeitswert, Tragfähigkeitskoeffizienten nach AASHO, Qualitätskriterien für Oberbaumaterialien, Befahrbarkeit usw.).

4.2476 **Wasserstabilität**

Die Wasserstabilität, d. h. die Stabilität des Volumens und der Festigkeit bei Wassereinwirkung, wird durch Vergleich des Volumens und der Festigkeit stabilisierter Proben vor und nach Wassersättigung erhalten. Die Festigkeit wird nach einem der angegebenen Versuche bestimmt. Beim CBR-Versuch ist die Messung des Volumens und der Festigkeit vor und nach Wassersättigung normiert (SN 670 370).

4.2477 **Froststabilität**

Die Stabilität bzw. Instabilität des Boden-Kalkgemisches gegen Frosteinwirkung kann durch Untersuchung der Frosthebung bestimmt werden, indem verdichtete Proben im offenen System dem Frost ausgesetzt werden. Das Tragfähigkeitsverhalten der Stabilisierung während der Auftauperiode kann durch die Bestimmung des CBR-Wertes nach einem oder mehreren Frost-Tauzyklen untersucht werden. Die Froststabilität des vorerst instabilen Materials wird frühestens in einem Monat erreicht.

Die Untersuchung der Festigkeit und der Stabilität erfolgt zum ersten Mal nach einer Reaktionszeit von 4—8 Tagen. Eine weitere Prüfung sollte erst nach einer möglichst langen Abbindezeit von mindestens 60 Tagen durchgeführt werden, weil die Vergrößerung der Festigkeit und Stabilität anfänglich noch nicht repräsentativ für die Reaktivität des Bodens ist.

Die Vorschriften für die Eignungsprüfung (SN 640 500) sind so konzipiert, dass sie einen breiten Spielraum in der Ausführung erlauben. Es ist somit eine starke Anpassung der Eignungsprüfung an die Anwendung möglich. Der Umfang der Untersuchung (Dosierungsintervalle, Abbindezeiten) und die Versuchstechnik können für eine bestimmte Anwendung so gewählt werden, dass ein wirtschaftliches Verhältnis zwischen der Grösse und Bedeutung des Bauobjektes und dem Aufwand für die Untersuchungen resultiert.

4.248 *Ausführung der Stabilisierungsarbeiten*

Die Stabilisierungsarbeiten umfassen die folgenden Arbeitsgänge:

- Vorbereitung des Bodens
- Verteilung des Kalkes
- Mischung von Boden und Kalk
- Verdichtung des Boden-Kalkgemisches

Die Vorbereitung des Bodens besteht in der Herstellung eines genügend tragfähigen und ebenflächigen Planums. Die Vorbehandlung des Bodens als Vorbereitung der eigentlichen Stabilisierung kann deshalb für eine erste Reduktion des Wassergehaltes und für die Entfernung grober Steine notwendig sein.

Die Verteilung des Kalkes ist durch mechanische Verteilgeräte vorzunehmen. Nur diese gewährleisten eine gleichmässige Verteilung und Dosierung zur Erreichung der geforderten Homogenität des Mischgutes. Die Verteilung von Hand ist nur für eine Vorbehandlung oder für kleinere unbedeutende Bauobjekte zulässig.

Die Mischung von Boden und Kalk muss homogen sein. Sie wird in der Regel im mix-in-place-Verfahren ausgeführt. Das mix-in-plant-Verfahren bildet die Ausnahme.

Bei der Verwendung von Kalk als Bauhilfsmassnahme genügen zur Mischung Scheibeneggen, Fels-, Stein-, Wurzelrechen oder Aufreisser.

Für die eigentliche Stabilisierung ist die Qualität der Mischung von ausschlaggebender Bedeutung, damit eine möglichst grosse Festigkeitsentwicklung erreicht wird. Dazu wird gefordert, dass keine Bodenkrümel grösser als 5 mm im Boden vorhanden sind. Diese Mischqualität wird in der Regel nur mit Eingang- oder Mehrgangmischern erreicht. Insbesondere im kleinen Strassenbau wird das Resultat bedeutend besser, wenn mit billigen Geräten lange und mehrmals gemischt wird, als wenn mit einem sehr teuren Eingangsmischer nur ein einziges Mal gefahren wird.

Die Zeitspanne zwischen Mischbeginn und Verdichtung sollte zwischen 8 und 48 Stunden liegen, damit die grösste Festigkeit der stabilisierten Schicht erreicht wird. Die Zeit für die Mischung wird durch den Abbindevorgang nicht eingeschränkt, so dass eine homogene Durchmischung, das vollständige Ablöschen des Kalkes und die Einstellung des vorgeschriebenen Wassergehaltes mit grösster Genauigkeit zu erreichen sind.

Für die Verdichtung des Boden-Kalkgemisches gelten die üblichen Regeln der Verdichtungstechnik. Knetende Walzen geben in bindigen Böden die wirksamste Verdichtung. Das Gewicht der Walze ist der Tragfähigkeit des Untergrundes und der stabilisierten Schicht anzupassen.

Bei guter Tragfähigkeit führt der Einsatz einer schweren Gummiradwalze mit hoher Bodenpressung zu einer guten und gleichmässigen Verdichtung innerhalb der ganzen Schicht. Auch die Kombination einer leichten Schaffuss- oder Igelwalze mit einer Gummiradwalze für das Abglätten ergibt eine gute Verdichtung.

Bei kleiner Tragfähigkeit des Untergrundes ist die Verdichtung schwierig. Es ergibt sich ein grosses Verhältnis der Elastizitätsmoduli zwischen der stabilisierten Schicht und dem Untergrund. Der Einsatz schwerer Walzen führt zu fortschreitenden Bruchdeformationen im Untergrund und in der zu verdichtenden Schicht. Bei kleiner Tragfähigkeit des Untergrundes ist daher eine möglichst tiefreichende Vorbehandlung auszuführen.

Die Nachbehandlung besteht nur darin, die stabilisierte Schicht vor der Austrocknung zu schützen. Dies kann erfolgen durch rasches Aufbringen der nächstfolgenden Schicht, durch Befeuchtung oder durch Aufspritzen einer Bitumenemulsion.

4.249 *Zusammenfassung*

Die Bodenstabilisierung mit Kalk ist ein Verfahren, welches die Verwendung bindiger und vernässter Böden als Baustoff ermöglicht. Dabei bewirkt der Kalk verschiedene Veränderungen der Bodeneigenschaften in bautechnisch günstigem Sinn. Die Ergebnisse und Folgerungen aus experimentellen Untersuchungen ermöglichen eine richtige und wirtschaftliche Anwendung dieser Stabilisierungsmethode.

Der rasch eintretende Soforteffekt bewirkt eine Veränderung der Bodeneigenschaften in Richtung auf eine festere Zustandsform. Die Sofortreaktionen werden als Bauhilfsmassnahme im Erdbau zur Austrocknung und zur Verbesserung der Bearbeitbarkeit, Befahrbarkeit und Verdichtbarkeit genutzt.

Die Langzeitreaktionen führen zu einer Zementierung der Bodenkörner, so dass im vorerst instabilen Bodenmaterial die Wasser- und Froststabilität erreicht wird.

Die Sofort- und Langzeitreaktionen ergeben also eine Summe von bodenmechanisch günstigen Veränderungen, so dass ungeeignete Bodenmaterialien zu Baustoffen aufgearbeitet werden können.

Durch Identifikation und Klassifikation der Böden allein kann keine sichere Aussage über die Reaktivität der Böden gemacht werden. Dazu ist eine Eignungsprüfung notwendig, welche in Umfang und Aussage der baulichen Problemstellung anzupassen ist. Dadurch ist es möglich, die stabilisierten Schichten richtig zu erstellen und sie ihrer Tragfähigkeit entsprechend zu nutzen.

4.25 **Stabilisierung mit Zement**

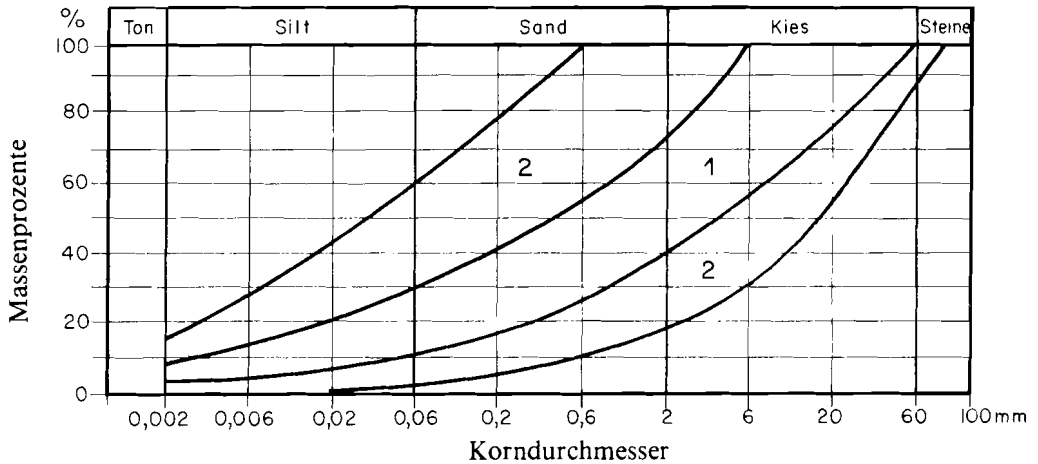
4.251 *Grundsätzliches*

Zement und einige weitere hydraulische Bindemittel wie Mörtelbinder, Pectacrete-Zement, hydraulischer Kalk u. a. vermörteln durch ihre hydraulischen Eigenschaften die Körner eines Mineralgemisches. Deshalb gelten bei der Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln hinsichtlich Abbinden, Erhärten, Nachbehandeln usw. ähnliche Grundsätze wie in der Betontechnologie. Für die Herstellung von Beton sind aber hochwertige, stabile Zuschlagstoffe vorgeschrieben. Die Bodenstabilisierung mit Zement dagegen wird in Böden angewandt, die wegen ihres hohen Feinanteilgehaltes nicht stabil sind und deshalb ohne besondere Behandlung im Strassenoberbau nicht verwendet werden können.

4.252 *Mit Zement stabilisierbare Böden*

Der Kornverteilungsbereich der mit Zement stabilisierbaren Böden geht aus der Abbildung 4.25 hervor.

Abb. 4.25: Bereich der mit Zement stabilisierbaren Böden



- 1 Kornverteilungsbereich der in der Schweiz am häufigsten mit Zement stabilisierten Böden
- 2 Bereich der mit Zement stabilisierbaren Böden; in der Schweiz selten ausgeführt

Generell wären — mit Ausnahme der organischen — alle Böden mit Zement stabilisierbar. Die Menge und die Plastizität der Feinanteile setzen aber technische und wirtschaftliche Grenzen. Bei grosser Plastizität ($I_p > 15\%$) ist die Mischbarkeit derart erschwert, dass eine genügende Mischqualität nur noch mit unwirtschaftlich hohem Aufwand erreicht werden kann. Erfahrungsgemäss steigt zudem mit der Zunahme des Feinanteils auch der notwendige Zementgehalt. In sehr feinkörnigen Böden müssen zur Erreichung einer genügenden Stabilität Dosierungen von wesentlich über 10% angewandt werden, so dass die Wirtschaftlichkeit fraglich wird.

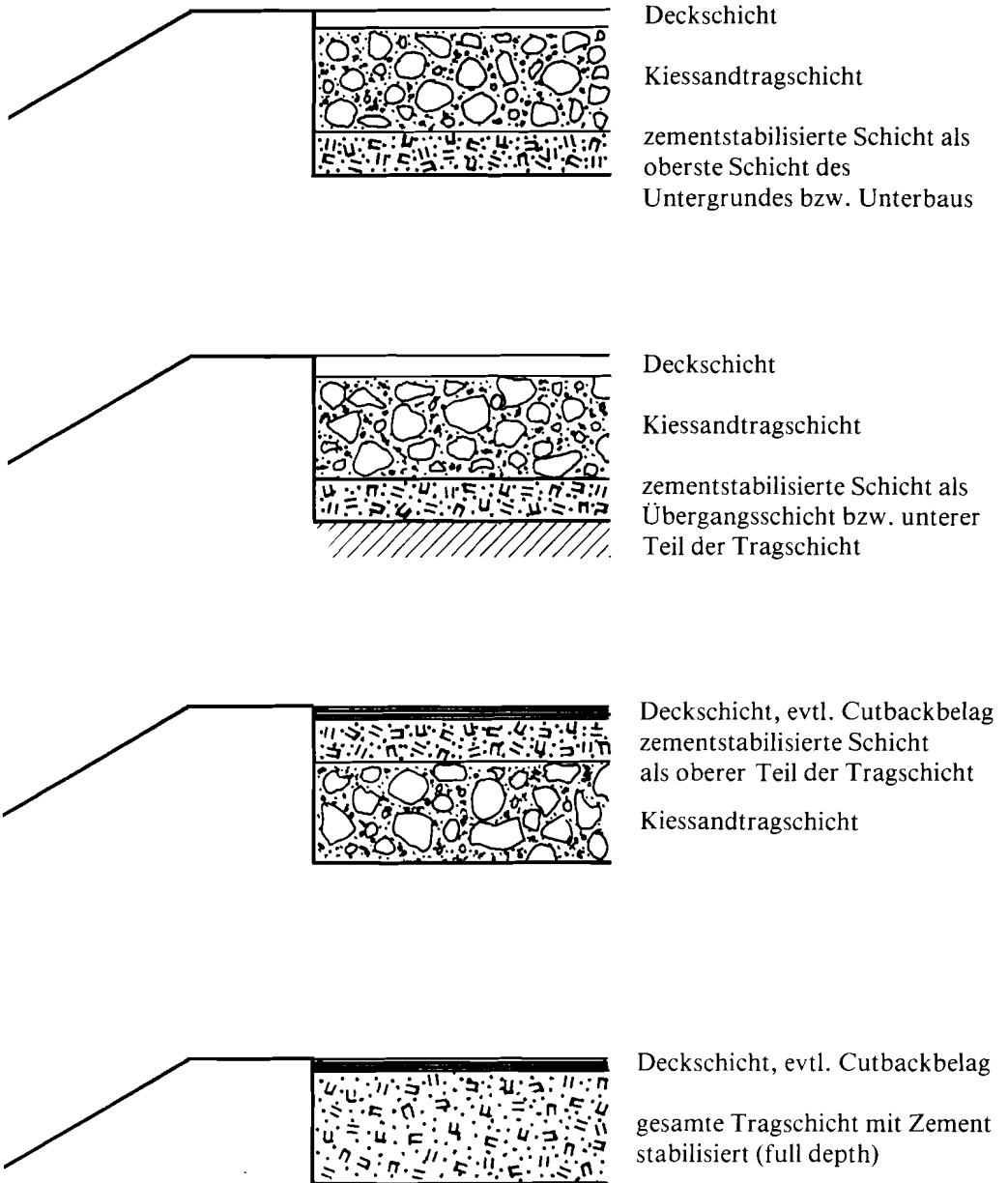
In der Schweiz werden deshalb vor allem körnige Bodenmaterialien mit Zement stabilisiert, welche den Qualitätsvorschriften für Tragschichtmaterialien nicht mehr entsprechen, d. h. Kiese und Sande, die wegen ihres hohen Feinanteilgehaltes nicht wasser- und froststabil sind.

4.253 Lage der zementstabilisierten Schicht im Aufbau der Strasse

Zementstabilisierte Schichten können im Unter- oder Oberbau eingebaut werden (Abb. 4.26). Im Unterbau ist es grundsätzlich die oberste Schicht des Untergrundes bzw. Unterbaus (oft als Zementbehandlung bezeichnet). Im Oberbau kann die mit Zement stabilisierte Schicht folgende Lage haben:

- als Übergangsschicht bzw. unterer Teil der Tragschicht bei inhomogenem, schlecht tragfähigem Untergrund (Sandwich-Methode)
- als oberer Teil der Tragschicht
- als gesamte Tragschicht (full depth)

Abb. 4.26: Lage der zementstabilisierten Schicht bei Wald- und Güterstrassen



Die Stabilisierung mit Zement erlaubt die Verwendung von zweit- und drittklassigen Kiesen, welche oft im Projektgebiet selbst zu finden sind. Der Tragfähigkeit des mit Zement stabilisierten Materials ist aber etwa doppelt so hoch wie der eines guten, von Natur aus stabilen Kiesel (vgl. Tab. 5.24). Anstelle mehrerer Schichten wird daher in Zukunft die gesamte Tragschicht vermehrt nur noch aus zementstabilisiertem Material bestehen. Der ganze Arbeitsablauf, insbesondere auch der Einbau des Materials, wird dadurch wesentlich vereinfacht.

Wird der obere Teil oder die gesamte Tragschicht mit Zement stabilisiert, ist eine bituminöse Deckschicht nötig. Zweifache Oberflächenbehandlungen (OB) und dünne (ca. 2 cm) Asphaltbetonbeläge (AB) haben dabei z. T. zu unbefriedigenden Resultaten geführt, weil diese dünnen Schichten an einzelnen Stellen abgeplatzt und Schlaglöcher entstanden sind. Der AB 10 oder AB 16 muss dicker aufgebracht werden (> 3 cm). Denkbar wäre als Deckschicht auch ein flexibler Cutbackbelag (z. B. 3—4 cm CB 10), weil durch den Verkehr die Risse, welche in einer zementstabilisierten Schicht auftreten können, wieder geschlossen werden.

4.254 *Technologie der Bodenstabilisierung mit Zement*

Die Bodenstabilisierung mit Zement beruht auf den Gesetzmässigkeiten der Bodenmechanik. Im Gegensatz zum Beton, steht beim stabilisierten Material nicht die Festigkeit, sondern die Stabilität gegen Wasser- und Frosteinwirkung im Vordergrund. Dazu sind minimale Druckfestigkeiten von etwa 2 N/mm^2 erforderlich. Die Zementdosierungen liegen in der Regel mit 3—6% entsprechend 60—150 kg Zement pro Kubikmeter Bodenmaterial wesentlich tiefer als bei der Betonherstellung. Die Mischung des anstehenden Bodens mit dem Zement im Ortsmischverfahren entspricht der ursprünglichen Zielsetzung der Bodenstabilisierung, nämlich der Verbesserung des an Ort und Stelle anstehenden Bodens. Bei diesem Mischverfahren ist allerdings die homogene Mischung und die Einstellung des optimalen Wassergehaltes schwieriger als beim Zentralmischverfahren.

Wird das Material aus Entnahmestellen (Kiesgruben, Moränen, Schutthalden) antransportiert, so ist es meistens zweckmässiger, das Stabilisierungsmischgut in Mischanlagen (mix-in-plant) aufzubereiten. Zement und Wasser können hier genauer dosiert werden und die Mischung wird homogener. Zur Vermeidung von Schwindrissen wird empfohlen, die Verdichtung unterhalb des optimalen Wassergehaltes auszuführen. Der Wasserzementwert liegt mit etwa 1.0 allerdings immer noch wesentlich über demjenigen des Betons.

Die Tragfähigkeitswerte (a-Werte) für die Dimensionierung des Oberbaus liegen zwischen 0.20—0.30. Die unteren Werte werden etwa im Ortsmischverfahren erreicht, bei dem die Qualität der Mischung bezüglich Zementdosierung und Wassergehalt schlechter ist als beim Zentralmischverfahren, bei dem die oberen Werte Gültigkeit haben.

4.255 *Zemente*

In der Schweiz wird für die Stabilisierung fast ausschliesslich Portlandzement (PC) verwendet. Ausnahmsweise gelangt hochwertiger Portlandzement (HPC) mit hoher Anfangsfestigkeit zum Einsatz, damit die stabilisierte Schicht möglichst bald befahren werden kann.

Für feinsandige, siltige Böden mit steiler Kornverteilungskurve scheint ein Spezialzement gute Resultate zu ergeben. Der sogenannte Pectacrete-Zement ist ein hydrophober Zement, der seine wasserabstossende Wirkung erst durch intensive Mischung mit dem Boden und dem Wasser verliert. Durch diesen Effekt steht die gesamte Zementmenge für die Festigkeitsreaktion zur Verfügung, so dass für den gleichen Boden eine kleinere Pectacrete-Zementdosierung notwendig ist, um die gleiche Festigkeit wie mit normalem

Portlandzement zu erreichen. Mit dem Pectacrete-Zement hat man in Deutschland gute Erfahrungen gemacht; in der Schweiz ist er bisher nur wenig verarbeitet worden.

Ein weiterer Spezialzement ist der Mörtelbinder (Rocadur: auf Ölschieferbasis), welcher ähnliche Festigkeiten wie Portlandzement ergibt. Das Bodenmaterial bleibt länger einbaufähig.

4.256 *Eignungsprüfungen — Dosierungen*

Vor der Ausführung von Stabilisierungsarbeiten muss eine Eignungsprüfung im Labor durchgeführt werden. Fast alle Länder haben diesbezügliche Normen herausgegeben (Schweiz: SN 670 376). Die Eignungsprüfung muss vor allem über folgende Punkte Auskunft geben:

- Ist der Boden mit Zement stabilisierbar oder enthält er organische Anteile, welche das Abbinden oder Erhärten des Zementes beeinträchtigen (Natronlauge-Test; Bestimmung des pH-Wertes usw.)?
- Ist der Boden bearbeitbar, müssen Blöcke und Steine (> 60 mm) vorgängig entfernt oder gebrochen werden, kann der Boden infolge seiner Tonanteile mit den zur Verfügung stehenden Maschinen genügend zerkleinert und mit dem Zement homogen vermischt werden?
- Wie gross ist die erforderliche Zementdosierung? Grössenordnungen für die Dosierung können der Tabelle 4.27 entnommen werden.
- Bei welchem Wassergehalt soll das Boden-Zementgemisch verdichtet werden?

Eignungsprüfungen werden durch Speziallabors durchgeführt [z. B. Betonstrassen AG, Wildegg (Zementindustrie); private Labors; Labors der ETH].

Tab. 4.27: Zementdosierungen

Bodenart	Zementdosierung in Masse-%
— Kiese: GW; GP; GM; GC; GM—ML; GC—CL	3—5
— Sande: SW; SP	5—8
— Silte, siltige Sande: SM; SM—ML	8—12
— tonige Sande und siltige Tone: SC; SC—CL; CL	12—20*

* in der Schweiz selten ausgeführt

4.257 *Arbeitsausführung*

Grundsätzlich gelten die unter Abschnitt 4.22 gemachten Angaben. Im grossen Strassenbau (Autobahnbau usw.) werden Stabilisierungen mit Zement fast ausschliesslich im Zentralmischverfahren ausgeführt, während im Wald- und Güterstrassenbau auch im Ortsmischverfahren gearbeitet wird. Mischung, Planie und Verdichtung müssen spätestens ca. 3 Stunden nach Arbeitsbeginn abgeschlossen sein (Abbinden, Erhärten), was einige organisatorische Probleme mit sich bringt. Die Wahl der Verdichtungsgeräte richtet sich nach dem Ausgangsboden; also Vibrationsgeräte für kohäsionslose Böden, knehende Geräte (z. B. Gummiradwalzen) für kohäsive Böden. Unmittelbar nach der Verdichtung muss eine sogenannte Nachbehandlung erfolgen, damit das Austrocknen der Schicht verhindert wird. Dies geschieht in der Regel durch Aufspritzen einer basischen, rasch brechenden Bitumenemulsion (ca. 0.8—1.0 kg/m²). Zementstabilisierte Schichten dürfen mindestens bis 7 Tage nach dem Einbau nicht befahren werden. Der Einbau über Kopf ist somit bei dieser Stabilisierungsart ausgeschlossen.

4.26 **Bodenstabilisierung mit bituminösen Bindemitteln**

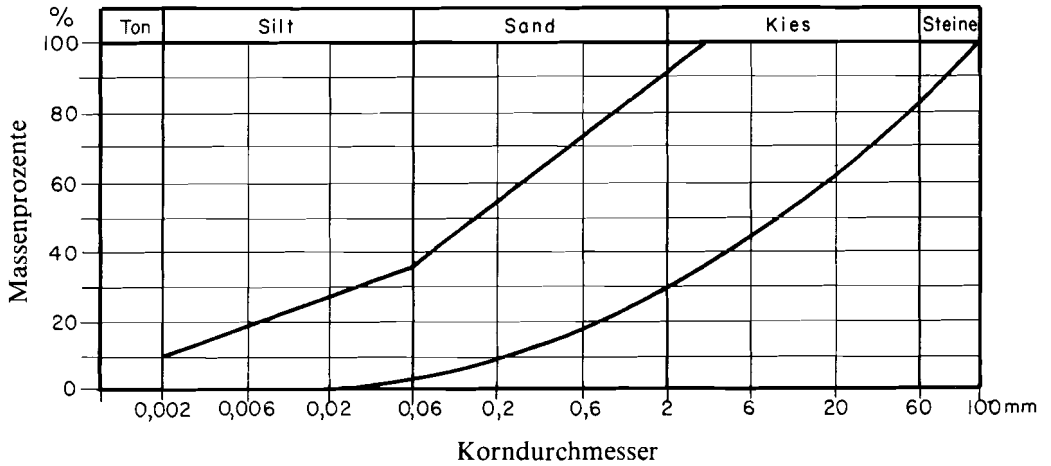
4.261 *Grundsätzliches*

Unter «bituminösen Bindemitteln» versteht man in der Schweiz Baustoffe, welche Bitumen oder Teer enthalten. Durch die Stabilisierung werden die Körner eines Mineralgemisches so verkittet, dass eine flexible, frost- und wasserbeständige Schicht entsteht. Meistens werden Kies-Sande, die relativ viele Feinanteile enthalten mit bituminösen Bindemitteln stabilisiert. Das zu stabilisierende Material wird dabei nicht aufbereitet, d. h. nicht getrocknet oder aufgeheizt. Daher ist es notwendig, dass zur Bindung der Feinanteile und zur Erhöhung der Haftfähigkeit des Bindemittels ein Haftmittel beigemischt wird. In der Regel wird dazu Kalkhydrat Ca(OH)₂ oder auch Mörtelbinder verwendet.

4.262 *Mit bituminösen Bindemitteln stabilisierbare Böden*

Aus der Abbildung 4.28 ist ersichtlich, dass der Kornverteilungsbereich der mit bituminösen Bindemitteln stabilisierbaren Böden enger begrenzt ist als der Bereich für die Stabilisierung mit Zement. Voraussetzung für das Gelingen einer Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln ist, dass sich die Böden leicht zerkleinern und mischen lassen. Die zulässige Menge an Feinanteilen ist daher hauptsächlich wirtschaftlich bedingt (hohe Dosierung, grosser Mischaufwand).

Abb. 4.28: Bereich der mit bituminösen Bindemitteln stabilisierbaren Böden



Andrerseits verlangt man von einem gut stabilisierbaren Boden einen minimalen Sandanteil von 25—30 Masse-%. Das Grösstkorn des zu stabilisierenden Bodens darf aus maschinentechnischen Gründen nicht grösser als 60 mm sein.

4.263 *Lage der stabilisierten Schicht im Aufbau der Strasse*

Bituminöse Stabilisierungen werden — mit einigen Ausnahmen — vor allem auf Gemeinde-, Wald- und Güterstrassen ausgeführt. Grundsätzlich wird dabei der obere Teil der Tragschicht stabilisiert, welche mit einer bituminösen Deckschicht abgedeckt werden muss. Als Deckschicht haben sich doppelte Oberflächenbehandlungen oder flexible Cutbackbeläge (z. B. CB 10) bewährt. Weniger gute Erfahrungen hat man mit den spröden Sandteppichbelägen oder mit dünnen Asphaltbetonbelägen (z. B. AB 10) gemacht, weil die Flexibilität der stabilisierten Schicht bedeutend grösser als die der Deckschicht ist. Dadurch sind in der Deckschicht häufig Risse entstanden.

Bituminöse Stabilisierungen sind in den letzten 15 Jahren in der Schweiz sehr häufig zum Ausbau von sogenannten Naturstrassen ausgeführt worden. Durch die Stabilisierung wurden die Strassen gleichzeitig verstärkt, erosionsfest und staubfrei gemacht.

4.264 *Bindemittel*

Für die Stabilisierung gelangen niedrigviskose Bindemittel zur Anwendung, welche die Stabilisierung von feuchtem, kaltem Bodenmaterial im Ortsmischverfahren erlauben. Weitaus am häufigsten wird Strassenteer verwendet und zwar je nach Jahreszeit T 80/120 oder T 135/250. Zum Teil kann seine Verwendung auch mit seiner Widerstandsfähigkeit gegenüber Humin-Säuren begründet werden (Phenol, welches als Herbizid wirkt).

Stabilisierungen mit Bitumenemulsion (Typ EL) oder Cutback als Bindemittel werden in der Schweiz kaum ausgeführt.

4.265 *Eignungsprüfungen — Dosierungen*

Auch bei der Bodenstabilisierung mit bituminösen Bindemitteln muss eine Eignungsprüfung ausgeführt werden. Besonders wichtig ist dabei die Festlegung der richtigen Dosierung. Während bei Kalk oder Zement eine kleine Überdosierung keine sehr grossen Nachteile nach sich zieht, hat eine Überdosierung mit bituminösen Bindemitteln zur Folge, dass das Gemisch «überfettet» wird und durch Verkehr und Sonnenbestrahlung massive Schäden erleiden kann. Für die in der Schweiz ausgeführten Stabilisierungen sind 3.5—4.5 Masse-% Teer und 1.5—2.0 Masse-% Kalkhydrat oder Mörtelbinder verwendet worden. Die stabilisierte Schicht wird meistens 10—12 cm dick, d. h. es kommen 8—9 kg/m² Teer und 3.5—4.5 kg/m² Kalkhydrat oder Mörtelbinder zur Anwendung. Eignungsprüfungen werden durch die Schweizerische Teerindustrie AG in Pratteln ausgeführt.

4.266 *Arbeitsausführung*

Stabilisierungen mit bituminösen Bindemitteln werden im Ortsmisch- und im Zentralmischverfahren ausgeführt.

Im Ortsmischverfahren wird vor allem beim Ausbau und bei der Verstärkung von bestehenden Strassen gearbeitet, sofern das vorhandene Kiessand-Material geeignet ist. Bei der Arbeitsausführung muss darauf geachtet werden, dass die geforderte Planiegenauigkeit bereits vor der Mischphase vorhanden ist.

Der «Mischzug» besteht aus einem Kalkverteilergerät, aus einem Tankwagen mit dem Bindemittel und aus einer relativ hochoffenen Bodenfräse. Das Bindemittel wird durch eine Druckleitung direkt in den Mischkasten der Bodenfräse geführt und dort über Düsen in das aufgewirbelte Material gespritzt.

Mit dem Zentralmischverfahren wird vor allem bei der Stabilisierung von Fremdmaterial gearbeitet, d. h. insbesondere dann, wenn an einer Entnahmestelle geeignetes Kiessand-Material gewonnen wird. Der Einbau des Mischgutes erfolgt beim Zentralmischverfahren fast ausschliesslich mit dem Fertiger. Dosierung, Mischung und Einbauqualität sind im Zentralmischverfahren besser als im Ortsmischverfahren, insbesondere treten keine Über- oder Unterdosierungen an den «Längsfugen» der einzelnen Arbeitsstreifen auf.

Die Verdichtung erfolgt beim optimalen Feuchtigkeitsgehalt, wobei das Bindemittel zu 50% als «Feuchtigkeit» in Rechnung gesetzt wird. Als zweckmässig hat sich folgendes Verdichtungsschema erwiesen: zuerst Anwalzen mit leichter Glattradwalze (ca. 20 kN), nach 1—2 Tagen Nachverdichten und Abglätten der Oberfläche mit einer schweren Glattradwalze (mindestens 120 kN) evtl. in Kombination mit einer Gummiradwalze.

Eine mit bituminösen Bindemitteln stabilisierte Schicht kann sofort befahren werden. Nach vollständigem Austrocknen und «Abbinden» (nach ca. 3 Wochen) muss sie aber mit einer Deckschicht (OB, Cutbackbelag) versehen werden.

In Frostperioden darf nicht stabilisiert werden. Während des Arbeitsvorganges soll die Aussentemperatur mindestens +5°C betragen. Bei starkem Regen ist die Arbeit zu unterbrechen, durchnässte Böden können nicht stabilisiert werden.

4.27 **Schlussbemerkungen**

Seit 1960 werden in der Schweiz die verschiedenen — wir können heute sagen — traditionellen Stabilisierungsverfahren mit Kalk, Zement, Teer und Bitumen vermehrt angewandt. In der Abbildung 4.5 wurde gezeigt, welche Böden mit welchen Mitteln stabilisiert werden können. Sie zeigt, dass vorwiegend tonige Böden mit Kalk und vorwiegend kiesig-sandige Böden mit Zement oder Teer stabilisiert werden. Nach wie vor problematisch sind die reinen Silte (ML), die sandreichen Silte und die siltigen Sande (SM-ML).

Durch die Beimischung von ein paar Massenprozenten Stabilisierungsmitteln zu einem von Natur aus instabilen Boden wird dieser zu einem hochwertigen, stabilen Baustoff. Aus dem AASHO-Test geht hervor, dass die Tragfähigkeitswerte (a-Werte) stabilisierter Böden höher liegen als diejenigen erstklassiger Kies-Sande. Besonders hervorgehoben werden muss, dass ein toniger, nicht befahrbarer, stark vernässter Boden durch die Stabilisierung mit Kalk zu einem Baustoff wird, welcher tragfähigkeitsmässig etwa einem guten Kies gleichgesetzt werden kann (vgl. Tab. 5.24).

Stabilisierungen sind — neben ingenieurbioologischen Massnahmen — ein wichtiger Schritt zum umweltfreundlichen Strassenbau. Durch die Stabilisierung von Böden aus dem Projektgebiet werden:

- die Baustellen Transporte (Lärm, Abgase usw.) wesentlich vermindert
- die oft schwach dimensionierten Zufahrtsstrassen weniger beansprucht
- die hochwertigen noch verfügbaren Kiesreserven für andere Bauaufgaben geschont

Welche Stabilisierungsart und welches Arbeitsverfahren gewählt werden soll, hängt ab von den Verhältnissen auf der Baustelle, von der Funktion und Lage der stabilisierten Schicht im Strassenaufbau, von organisatorischen Problemen und schlussendlich von der Wirtschaftlichkeit.

4.3 **Bituminöse Baustoffe**

4.31 **Einleitung**

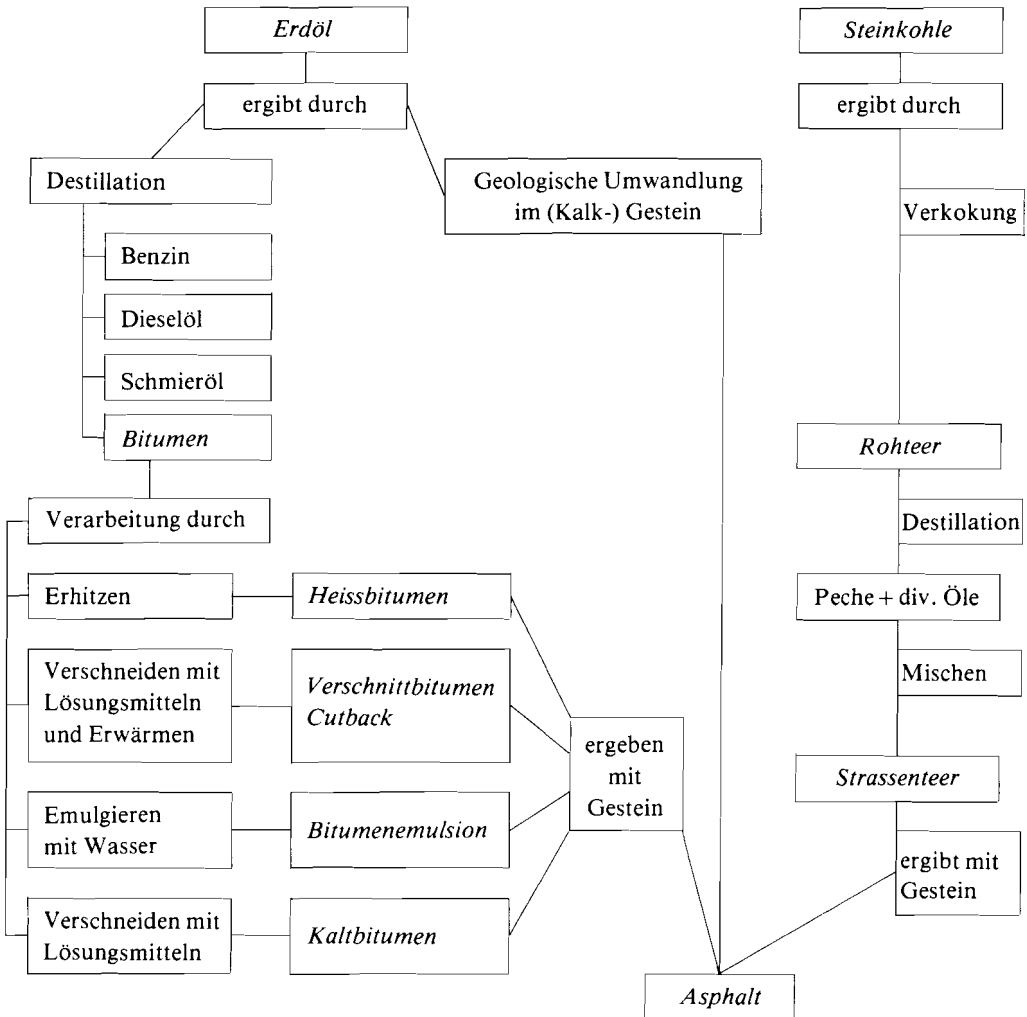
Wald- und Güterstrassen wurden bis in die fünfziger Jahre praktisch ausschliesslich als Naturstrassen gebaut. Ton-wassergebundene oder kalk-wassergebundene Verschleiss-schichten sind bei richtiger Zusammensetzung und gutem Einbau, besonders wenn sie aus gebrochenem, gut verkeilendem Material bestehen, in vielen Fällen auch heute noch die wirtschaftlichste Lösung.

Auf stark beanspruchten, steilen oder sehr flachen Wald- und Güterstrassen sind die Unterhaltskosten zum Teil aber so stark gestiegen, dass Naturstrassen unwirtschaftlich sind und sogenannte Hartbeläge bedeutend grössere Vorteile bieten. Grundsätzlich unterscheidet man starre und flexible Trag- und Deckschichten. Die bituminös gebundenen Schichten gelten als flexibel.

4.32 Bituminöse Bindemittel

In der Schweiz versteht man unter der Bezeichnung «bituminös» Stoffe, welche Bitumen oder Teer enthalten. In der Abbildung 4.29 wird eine Übersicht über Herkunft, Herstellung und Zusammensetzung der im Strassenbau gebräuchlichsten bituminösen Bindemittel gegeben.

Abb. 4.29: Bitumen und Teer und ihre Formen für die Verwendung im Wald- und Güterstrassenbau



Mischungen aus bituminösen Bindemitteln und Mineralstoffen werden in der Schweiz als Asphalt bezeichnet. Man spricht von Asphaltbelag/Asphaltmischgut. In einigen Ländern werden aber die Ausdrücke Asphaltbitumen und Asphalt anstelle von Bitumen verwendet. Die sogenannten Naturasphalte stellen erdöhlhaltiges Gestein dar, aus welchem die leichteren Erdölanteile verdunstet sind. Beispiele für Naturasphalte sind der Trinidadasphalt (etwa 40% Bitumen) und der Asphalt aus dem Val de Travers (etwa 10% Bitumen).

4.321 *Reinbitumen — Heissbitumen (B)*

Reinbitumen kann nur heiss (150—180°C) verarbeitet werden. Es wird häufig verwendet zur Aufbereitung von Heissmischtragschichten (HMT) und Asphaltbetonbelägen (AB). Bitumen hat eine Rohdichte von etwa 1.0 g/cm³; es wird durch eine Reihe von Werten genauer charakterisiert. Für Details wird auf die vielfältige Fachliteratur verwiesen.

Sehr häufig wird Bitumen charakterisiert durch die Eigenschaften, welche durch die drei folgenden Versuche ermittelt werden:

— *Erweichungspunkt*

Bitumen ist ein Stoffgemisch und hat keinen exakt definierten Schmelzpunkt. Beim Erwärmen wird es langsam weicher und schliesslich flüssig (thermoplastisches Verhalten). Bestimmt wird der Erweichungspunkt durch die Ring-Kugel-Methode (R. u. K.).

— *Penetration*

Die Penetration ist das gebräuchlichste Mass für die Härte des Bitumens. Die einzelnen Sorten werden durch die Penetrationswerte bezeichnet. Je grösser die Zahl, umso weicher das Bitumen. Bestimmt wird die Eindringung in das Bitumen einer mit 1 N belasteten Nadel bei 25°C in 5 Sek. Die Angabe erfolgt in 1/10 mm; zum Beispiel B 80/100 bedeutet Eindringung der Nadel zwischen 8 und 10 mm.

— *Viskosität*

Zur Bestimmung der Viskosität wird die Zeit gemessen, die eine bestimmte Probemenge benötigt, um aus einem genormten Gefäss mit genormter Öffnung auszulaufen (je kleiner die Zahl, umso grösser die Viskosität).

4.322 *Verschnittbitumen oder Cutback (C), Cutback-Bitumen*

Cutbacks sind Bitumen, deren Zähigkeit durch Zusatz von leicht- und schwerflüchtigen Lösungsmitteln herabgesetzt wird. Als Lösungsmittel (10—25%) werden Teeröle, Erdöldestillate oder Mischungen daraus verwendet. Diese Lösungsmittel sind unter dem Oberbegriff Fluxöle bekannt, weshalb auch von gefluxten Bitumen gesprochen wird. Der Zusatz von Fluxölen hat ein langsames Abbinden des Bindemittels zur Folge. Die leichtflüchtigen Lösungsmittel dienen der besseren Verarbeitbarkeit des Mischgutes beim Belageinbau. Die schwerflüchtigen Lösungsmittel sind für die langfristige gewünschte Flexibilität des Belages massgebend.

Das Wasser, aber auch die Art des Minerals spielen bezüglich der Haftung der Verschnittbitumen am Gestein eine sehr grosse Rolle. Dieses Problem hat man heute gut im Griff, indem dem Verschnittbitumen sehr gut wirkende Haftmittelzusätze beigegeben werden (0.5—1.2%). Diese Haftmittel, die sowohl auf basische als auch auf saure Mineralien wirken müssen, sind sehr teuer und wurden zum Teil in langwierigen Versuchen ermittelt. Es ist deshalb verständlich, dass die Lieferanten auf die Haftmittelfrage nicht gerne antworten wollen.

Cutback wird verwendet zur Herstellung von Cutbackbelägen. Es handelt sich um sehr flexible Deckschichten, welche auf Wald- und Güterstrassen oft anstelle ton-wassergebundener Verschleisschichten eingebaut werden.

Meliobit

**Spezialbindemittel für
Meliorationsstrassenbau.
Mit durchwuchshemmenden
Eigenschaften.**

Bindemittel W

**normiertes Bindemittel
für Cutbackbeläge.**

TB 200/500

**bewährtes Bindemittel für
HMT Typ Meho**

**Auf der
richtigen Spur mit**



**Schweizerische Teerindustrie AG
4133 Pratteln
Telefon 061 81 52 44**

4.323 *Bitumenemulsionen (E)*

Bitumenemulsionen bestehen aus in Wasser fein verteiltem Bitumen. Diese Emulsionen enthalten zudem kleine Mengen von oberflächenaktiven Substanzen, die als Emulgatoren und Stabilisatoren wirken. Diese Substanzen beeinflussen die Brechzeit der Bitumenemulsion und wirken als Haftmittel. Unter «Brechen» versteht man das Zusammenfließen, das Koagulieren der in der Emulsion feinst verteilten Bitumenteilchen (wenige Tausendstel Millimeter ϕ), wobei mit dem Verdunsten des Emulsionswassers der Abbindeprozess eingeleitet wird. Man unterscheidet anionische (negativ geladene Schutzhülle) und kationische (positiv geladene Schutzhülle) Bitumenemulsionen.

Die Wahl der Emulsionsart hängt vom Verhalten des Gesteins ab. Emulsionen werden für Oberflächenbehandlungen (OB) und Tränkungen, seltener auch für Bodenstabilisierungen, verwendet.

Die Bitumenkonzentration liegt heute meistens zwischen 50 und 60%. Je nach der Brechgeschwindigkeit unterscheidet man folgende Sorten:

ER : rasch brechende Emulsion; vor allem für Oberflächenbehandlungen (OB)

EM : mittelerasch brechende Emulsion; vor allem für Tränkungen, Bodenstabilisierungen

EST : stabile Emulsion; vor allem für Bodenstabilisierungen

4.324 *Kaltbitumen*

Kaltbitumen ist ein Verschnittbitumen mit erhöhtem Fluxölsatz (20—30%) und erhöhtem Haftmittelzusatz (0.8—1.7%). Die Lösungsmittel verdampfen rascher als im Cutback. Bei der Verarbeitung ist die grosse Feuer- und Explosionsgefahr zu beachten (niedriger Flammpunkt infolge der vielen Lösungsmittel). Kaltbitumen wird unter der Bezeichnung «Lackbitumen» als Voranstrich zum «Aufkleben» von Deckschichten auf alte Beläge verwendet. Im kleinen Strassenbau findet Kaltbitumen wenig Verwendung.

4.325 *Strassenteer (T)*

Teer fällt an bei der Verkokung von Steinkohle in Gaswerken und Kokereien (Erhitzung auf 1000—1200°C). Durch Destillation wird Rohteer in Öl- und Pechkomponenten zerlegt. Diese Grundbestandteile werden nach zweckentsprechenden Vorbehandlungen in bestimmten Gewichtsverhältnissen wieder zusammengemischt, so dass Teersorten mit bestimmten Eigenschaften erhältlich sind.

Je nach Verwendungszweck (Tragschicht, Bodenstabilisierungen, Oberflächenbehandlungen usw.) wird eine andere Zusammensetzung gewählt. Zur Hauptsache besteht Strassenteer aus Pech (etwa 64%), der Rest aus verschiedenen Teerölen: Anthrazenöl (etwa 20%), Schweröl (etwa 6%), Mittelöl (etwa 9%) und Leichtöl (maximal 1%).

Teer hat eine Rohdichte von 1.15—1.25 g/cm³.

4.326 *Bitumen-Teer-Mischungen*

Bitumen und Teer werden häufig als Mischungen verwendet. Überwiegt der Teeranteil, spricht man von Bitumenteer BT, überwiegt der Bitumenanteil, spricht man von Teerbitumen TB. Sehr häufig werden Mischungen von 20:80 verwendet. BT wird oft verwendet für Oberflächenbehandlungen und Schottertränkungen. TB ist ein ausgezeichnetes Bindemittel zur Herstellung von Heissmischtragschichten (HMT) und Teerasphaltbelägen (TA). Die Beimischung von 15—30% Teer verbessert einerseits die Verarbeitbarkeit (um 20—30°C tiefere Misch- und Walztemperaturen), andererseits verhindert Teer meist den auf Wald- und Güterstrassen gefürchteten Graseinwuchs.

4.33 **Mineralstoffe für den bituminösen Strassenbau**

Jede Asphaltstrasse ist in erster Linie eine «Steinstrasse», denn die Asphaltbefestigung besteht im Mittel zu etwa 95 Masse-% aus Mineralstoffen und nur zu etwa 5% aus Bindemitteln. Die Eigenschaften einer Strassenbefestigung werden also ganz entscheidend von der Beschaffenheit und Zusammensetzung dieser Mineralstoffe beeinflusst. Gerade im kleinen Strassenbau ist eine gute Qualität des Gesteins praktisch immer vordringlich, weil die gebundenen Schichten meistens direkt unter der Fahrbahn liegen und weil meistens minimale Schichtdicken eingebaut werden. Eine Ausnahme kann man eventuell bei Material machen, welches stabilisiert wird (dickere Schicht).

Grundsätzlich soll das für den bituminösen Strassenbau verwendete Naturgestein hohe Beständigkeit (Witterung, Frost) und Festigkeit (Druck, Schlag), geringe Porosität, gedrungene und kantige Kornform sowie ein gutes Verhalten gegenüber bituminösen Bindemitteln besitzen. Für den bituminösen Strassenbau werden folgende Gesteinsarten bevorzugt:

Basalte; Porphyrite; Melaphyre; Diabase; Grauwacken; feinkörnige, feste Sandsteine; Kieselkalke; feste, spätige Kalksteine und einige andere. Oft müssen mangels besseren Materials feste Kalksteine, Marmore und Dolomite verwendet werden.

Bituminöses Mischgut wird zum Teil aus nur rundem Zuschlagsmaterial (natürlichen Lockergesteinen aus Alluvionen, Flüssen, Seen), zum Teil aus nur gebrochenen Natursteinen und zum Teil aus Mischungen von rundem und gebrochenem Material aufbereitet. Beim gebrochenen Material spricht man von Schotter (25/100 mm), Splitt (2.5/25 mm) und Brechsand (0/3 mm fillerreich oder 0.2/3 mm fillerarm).

Die Zuschlagsstoffe werden grundsätzlich in Fraktionen (4—6) aufgeteilt; die gewünschte Kornzusammensetzung wird massenmässig zusammengestellt. Eine Ausnahme besteht bei der Bodenstabilisierung mit bituminösen Bindemitteln, wo natürlich vorkommende, das heisst nicht fraktionierte Böden stabilisiert werden. Meistens werden zweit- und drittclassige Kies-Sande stabilisiert.

Filler (< 0.08 mm) hat die Aufgabe, kleinste Hohlräume auszufüllen und das Bindemittel zu «stabilisieren». Der Art und Menge des Fillers kommt daher im bituminösen Belagsbau eine besondere Bedeutung zu. Zuviel Filler kann zu einem Ausmagern des Belages, zuwenig zu einer Überfettung führen. Die Verwendung des aus dem ungewaschenen Brechsand stammenden Eigenfillers ist bei der HMT aus wirtschaftlichen Gründen vertretbar. Bei hochwertigen Verschleisschichten sind gewaschene Brechsande mit wenig

Feinanteilen geeigneter, da hier ein industriell hergestellter Filler mit bekannten Eigenschaften und genauer Dosierung zugegeben werden muss.

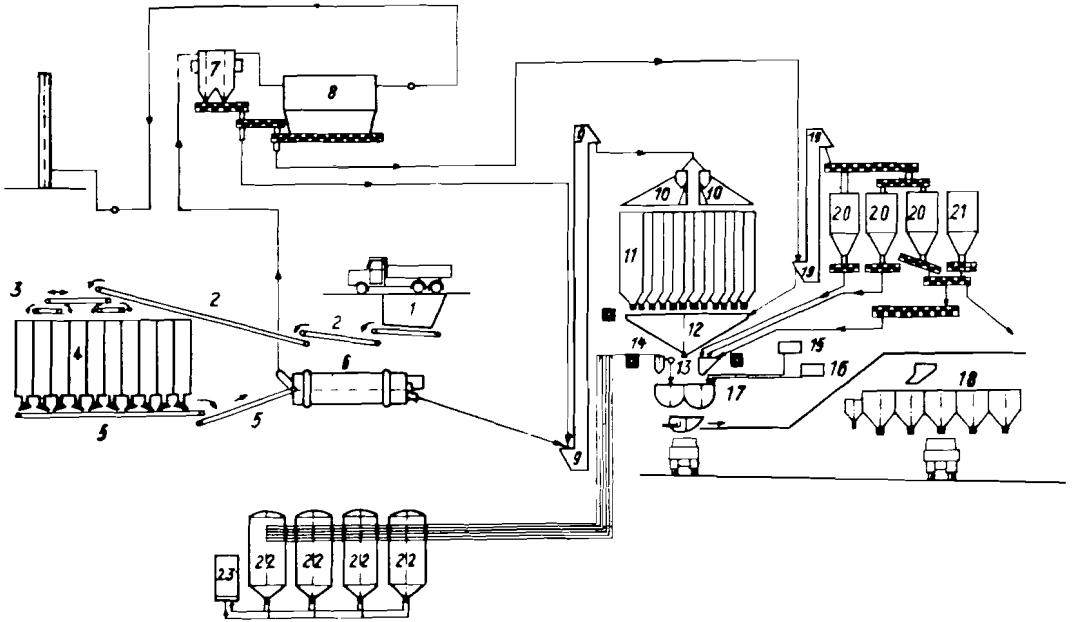
Die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe für bituminöse Schichten kann grundsätzlich in drei Kategorien eingeteilt werden:

- *gleichförmiger Kornaufbau* für sogenannte Schottertränkungen (Macadam) und Oberflächenbehandlungen (1- bis 3fache OB).
- *ungleichförmiger, abgestufter Kornaufbau*: Die Kornzusammensetzungskurve entspricht in diesem Fall fast immer einer Parabel mit wenig Feinanteilen (< 10 Masse-% bei 0.06 mm Durchmesser), so dass eine sehr dichte Lagerung möglich ist. Das Mischgut erhält neben der Funktionsbezeichnung (HMT; Belag = Deck- oder Verschleiss-schicht) und/oder der Bindemittelangabe (B, T, TB, C) auch eine nähere Charakterisierung durch die Angabe des Grösstkorns (zum Beispiel HMT 16, HMT 32; AB 16; CB 16 usw.).
- *ungleichförmiger, mehr oder weniger gut abgestufter Kornaufbau*: Eine gewisse Menge an Feinanteilen ist erwünscht (maximal etwa 35 Masse-%). Diese Böden (nach USCS die Klassen GC, GM, GC-CL und GM-ML) eignen sich für eine Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln.

4.34 **Mischgutaufbereitung**

Die Herstellung des Mischgutes für bituminöse Heissmischbeläge und -tragschichten erfolgt in Aufbereitungsanlagen, die eigens hierfür konzipiert werden. Die einzelnen Mischanlagentypen sind in ihrem Aufbau und ihrer Arbeitsweise sehr verschieden. Grundsätzlich sind aber die Aufbereitungsverfahren gleich (Abb. 4.30).

Abb. 4.30: Belags-Lieferwerk



Materialflussschema

- | | | |
|------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| 1 Entladegosse | 9 Heissgut-Elevator | 18 Mischgutverladeeinrichtung |
| 2 Zufuhrbänder | 10 Siebstrassen | 19 Füllerelevator |
| 3 Verschiebeband mit 2 Querbändern | 11 Heissmineral-Vorratssilos | 20 Eigenfüllersilos |
| 4 Rohmineralsilo | 12 Mineralwaage | 21 Fremdfüllersilo |
| 5 Sammelband + Band-Dosierapparat | 13 Füllerwaage | 22 Bindemittel tanks |
| 6 Trommeltrockner T 2590 | 14 Bindemittelwaage | 23 Ölumlaufaggregat |
| 7+8 Trockenfilterentstaubung | 15 Haftmitteldosierung | |
| | 16 Fluxmitteldosierung | |
| | 17 Mischer 2.5 t | |

4.35 Lagerung, Transport, Mischgutkontrolle

Nur in seltenen Fällen wird das Mischgut vom Mischer direkt auf das Transportfahrzeug abgegeben. Durch die Zwischenschaltung von Verlade- und Lagersilos kann die Kapazität des Mixers besser ausgenutzt und ein kontinuierlicher Betrieb (Pannen beim Transport und Einbau) aufrechterhalten werden.

Die Lagersilos sind meistens aus mehreren Zellen aufgebaut und haben eine Gesamtgröße von 1—2 Stundenleistungen der Mischanlage. Gute Wandisolierung und Beheizung der unteren Silohälfte und der Verschlüsse gestatten eine Mischgutlagerung bis zu 10 Stunden.

Um beim Transport starke Temperaturverluste zu vermeiden, müssen die Mischgutladungen mit Blachen abgedeckt werden. Die Fahrzeiten sollten 2—3 Stunden nicht über-

schreiten, da pro Stunde Fahrzeit mit einer Temperaturabnahme von 10°C zu rechnen ist und die Einbautemperatur nur 20°C unter der zulässigen Minimaltemperatur des Materials beim Verlassen des Mischers liegen darf.

Jeder Bauleiter kann und muss die Temperaturen des Mischgutes an der Aufbereitungsanlage und beim Einbau (noch auf dem Lastwagen: Rückschub!) kontrollieren. Bei grösseren Arbeiten ist für die eigentliche Kontrolle des Mischgutes (Bindemittelgehalt, Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, Qualität der Mischung usw.) auch beim Wald- und Güterstrassenbau ein Speziallabor beizuziehen.

4.36 **Einbau des Mischgutes**

Mischgut, welches in einer Mischanlage oder in einem sogenannten Lieferwerk hergestellt wird, ist grundsätzlich mit einem Fertiger einzubauen. Die häufig wechselnde Fahrbahnbreite auf Wald- und Güterstrassen (unterschiedliche Kurvenradien) erfordern dafür heute Fertiger mit hydraulisch regulierbarer Einbaubreite (mit sogenannter Extensorbohle), so dass das ungenaue seitliche Anlegen von Streifen entfällt (bessere Qualität, Arbeitseinsparung).

Insbesondere bei Wald- und Güterstrassen ist auf folgende Punkte zu achten:

- Vor dem Belageinbau müssen Tragfähigkeit (z. B. durch Deflektionsmessungen) und Genauigkeit der darunterliegenden Schichten überprüft werden. Schadenquellen können erkannt und Streitigkeiten zwischen dem Belagsbauer und dem Unternehmer, der den andern Teil der Strasse gebaut hat, vermieden werden.
- Meistens ist es wesentlich einfacher und billiger, die Unterlage zu verbessern, bevor die Decke verlegt wird, als nachher die fertige Strasse zu flicken.
- Bei starkem Regen soll grundsätzlich kein Mischgut eingebaut werden.
- Weil im Wald- und Güterstrassenbau meistens dünne Beläge (siehe Minimaldicken) eingebaut werden, ist im Spätherbst vom Einbau abzusehen, weil dünne Beläge bei niedrigen Temperaturen schlecht verarbeitbar sind.
- Die Verdichtung des bituminösen Mischgutes erfolgt in zwei Stufen:
 - beim Einbau durch den Fertiger und die Walzen
 - durch den Verkehr.

Auf den einspurigen Wald- und Güterstrassen wird meistens Spur gefahren, so dass der Verdichtung beim Einbau sehr grosse Bedeutung zukommt. Besonders wichtig ist die Vorverdichtung durch den Fertiger (Mischgut hoher Temperatur, bessere Wirkung der Walzen). Die Walzen sind so frühzeitig wie möglich einzusetzen (Gummiradwalzen, Vibrationswalzen, Glattradwalzen). Vom zweckmässigen, geplanten Einsatz der Verdichtungsgeräte hängt weitgehend die Qualität und die Lebensdauer der bituminösen Schicht ab. Jede im Belagsbau erfahrene Firma hat eine eigene «Philosophie» für die Verdichtung von Mischgut entwickelt!

4.37 Wahl der bituminösen Bauweise

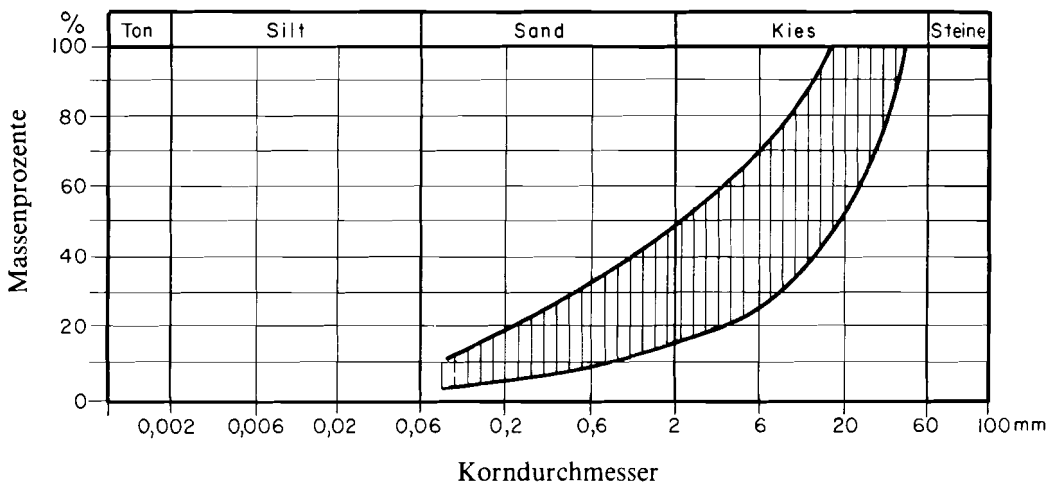
Wie in Abschnitt 4.33 dargelegt, wird unterschieden zwischen bituminösen Schichten gleichförmiger und ungleichförmiger, abgestufter Körnung. Die 2- und 3fachen Oberflächenbehandlungen, direkt auf die Kiessandtragschicht aufgebracht, haben sich im Wald- und Güterstrassenbau nicht bewährt, weil Spur gefahren wird und daher in diesen stark offenen Belagstypen am Rand und in der Mitte der Strasse relativ rasch eine Versprödung des Bindemittels eintritt. Dadurch entstehen grosse Unterhaltskosten. Abgesehen von ein- und zweifachen OB auf HMT und bituminösen Stabilisierungen sollten diese Belagstypen im Wald- und Güterstrassenbau nicht mehr angewandt werden.

Asphaltbeton (AB) und Teerasphaltbeton (TA) sind hochwertige Deckschichten für Strassen mit grosser Verkehrsbelastung. Es handelt sich um sehr steife Beläge (Wahl des Bindemittels), welche eine Unterlage mit ausgesprochen guter Tragfähigkeit verlangen. Für den für Wald- und Güterstrassen üblichen Aufbau eignen sie sich normalerweise nicht (grosse Gefahr von Rissbildungen). In einigen Gebirgskantonen (TI, VS, GR), wo die Untergrundtragfähigkeit bereits sehr gut ist, wird auch auf Wald- und Güterstrassen ab und zu ein AB oder besser ein TA eingebaut (meistens ein TA 16).

Immer häufiger werden auch im Wald- und Güterstrassenbau Heissmischtragschichten (HMT) verwendet. Sie leisten gegenüber Kies-Sand einen 3- bis 4fachen Beitrag an die Tragfähigkeit einer Strasse und tragen oft auch wesentlich zur Verminderung der Unterhaltskosten bei. Bei der HMT werden zwei Mischgutsorten unterschieden, nämlich die Sorte A aus vorwiegend Rundmaterial und die Sorte B mit mindestens 35% gebrochenem Material. HMT B wird vor allem verwendet für Strecken mit grosser Schubbeanspruchung (Steigung). Die minimale Schichtdicke beträgt etwa 7 cm. Gerade im Wald- und Güterstrassenbau, wo man der Platzverhältnisse wegen Schwierigkeiten hat eine ganz gute Planie herzubringen, sollte diese Dicke nicht unterschritten werden. Das Grösstkorn hängt von der gewählten Schichtdicke ab. Für 6 und 7 cm dicke Schichten wird meistens eine HMT 16, für dickere Schichten die HMT 25 oder HMT 32 verwendet. Ausgeschrieben wird der Mischgutbedarf häufig in kg/m^2 ($1 \text{ cm}/\text{m}^2 \sim 24 \text{ kg}$), das heisst für 6 cm werden $144 \text{ kg}/\text{m}^2$, für 8 cm $192 \text{ kg}/\text{m}^2$ verlangt. Die Lieferscheine ermöglichen im übrigen eine grobe Kontrolle der Einbaudicke! «Normale» HMT müssen zur Verlängerung der Lebensdauer mit einem Porenschluss (OB, Schlämme, dünner Belag) versehen werden.

Auf Wald- und Güterstrassen wird in einzelnen Regionen auch ein spezieller Typ HMT eingebaut, eine sogenannte «HMT Typ Meliorationsstrasse». Die Zuschlagstoffe sind sandreicher und die Bindemitteldosierung wird um etwa 0.5% erhöht. Durch die Verdichtung wird dadurch eine relativ geschlossene Schicht erreicht, so dass diese HMT auch die Funktion der Deckschicht übernimmt. Man kann die erste OB einsparen, das heisst sie wird erst etwa nach 6—8 Jahren fällig. Die erhöhte Bindemitteldosierung kann an exponierten Stellen bei starker Sonnenbestrahlung zur Aufweichung führen. Als Bindemittel ist für HMT von Wald- und Güterstrassen grundsätzlich TB zu verwenden. Die Kornzusammensetzungen für HMT sind aus der Abbildung 4.31 ersichtlich.

Abb. 4.31: Kornverteilungsbereich für HMT A und B mit Grösstkorn 16 bzw. 32 mm für Strassen mit kleiner Verkehrsfrequenz



Auf Wald- und Güterstrassen hat man in den letzten 10—20 Jahren mit sogenannten Cutback-Belägen gute Erfahrungen gemacht. Die Cutback-Beläge sind als Deckschichten zu bezeichnen, welche auf erosionsempfindlichen Strassen an die Stelle von ton-wasser-gebundenen Verschleisschichten treten. Das Bindemittel für diese Beläge ist ein Verschnittbitumen (Cutback). Es handelt sich um relativ offene, splittreiche Beläge, die den heutigen Verkehrsbelastungen angepasst, einen Hohlraumgehalt von 6—10% aufweisen (Abb. 4.32, steile Kornverteilungskurve). Der Cutback-Belag muss einen bestimmten Hohlraumgehalt erhalten, damit sich das weichere Bindemittel bei Temperaturschwankungen in die Hohlräume ausdehnen bzw. wieder daraus zurückziehen kann (kein Schwitzen des Belages!). Diese Beläge bleiben dadurch lange flexibel, so dass sie sich allfälligen kleineren Frosthebungen, unterschiedlichen Setzungen, kleinen Geländebewegungen usw. über Jahre hinaus anpassen können. Kleine Risse werden durch den Verkehr wieder geschlossen. Diese Eigenschaft des Belages erlaubt auf vielen Baustellen den Einbau von leicht frostempfindlichem Kies-Sand, welcher im Projektgebiet gewonnen werden kann (günstiger Ankauf, kurze Transporte, weniger Unterhalt auf Zufahrtsstrassen). In vielen Gebieten der Voralpen bewähren sich diese Beläge auch darum, weil unvermeidliche Setzungen und kleine Geländebewegungen relativ schadlos aufgefangen werden können.

Man unterscheidet kalt- und warmaufbereitetes Mischgut. Beim kaltaufbereiteten Mischgut wird das Mineral nicht oder nur auf 30—40°C erwärmt. Das Bindemittel wird aber mit einer Temperatur von 110—120°C beigemischt. Bei der Warmaufbereitung werden sowohl Mineral als auch Bindemittel auf 100—120°C erwärmt und zusammengemischt. Dieses Verfahren wird heute fast ausschliesslich angewandt.

Aus Kostengründen (Einsparen von teuren Haft- und Lösungsmitteln) wird das kaltaufbereitete Belagsmischgut fast nur noch für Flickzwecke verwendet. Vor ca. 20 Jahren hat man ausschliesslich kalt eingebaut. Die Erfahrungen waren sehr gut. Um an teuren Lösungsmitteln einsparen zu können, ist man vor etwa 10 Jahren auf den Warmeinbau übergegangen. Die nächsten Jahre werden zeigen, ob man sich damit nicht zu sehr der HMT nähert. Der Cutback-Belag muss aber eine Deckschicht bleiben und vor allem lan-

Der Belag für Güter-,
Forst- und
Gemeindestrassen

flex[®] Belag

Seit 20 Jahren hat sich FLEX in der Praxis bewährt.
Über 4 Millionen m² eingebaut.

Wir bieten Qualität, weil wir langfristig denken.
Zufriedene Kunden können Ihnen dies bestätigen.

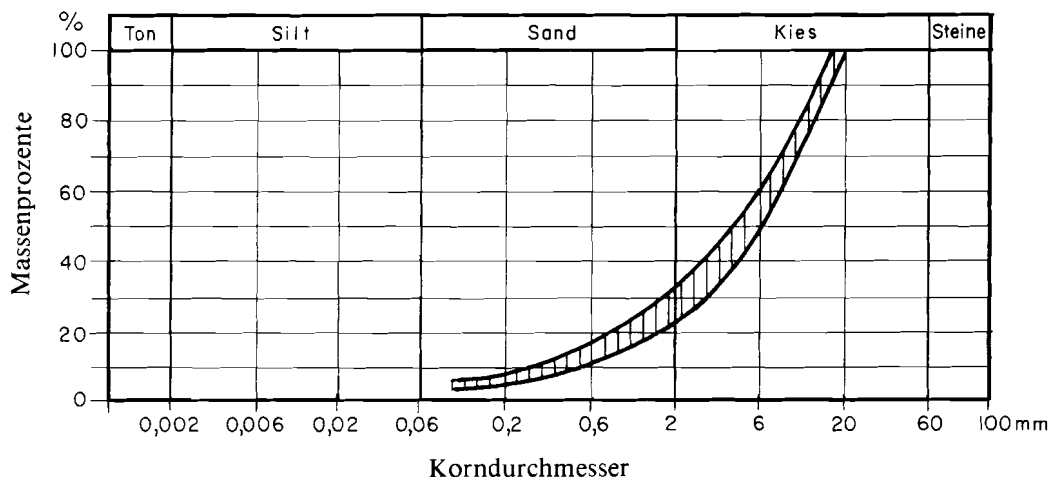
Rufen Sie uns an, wir beraten Sie gerne und unverbindlich.
Ein Versuch lohnt sich.

DETONT
HandelsAG

CH-8615 Wermatswil ZH
Waldgässli
Telefon 01 - 941 22 36

ge anpassungsfähig sein. Dünne Cutback-Beläge (CB 10 und CB 6) eignen sich auch sehr gut als Deckschichten auf bituminösen Stabilisierungen, Zementstabilisierungen, HMT usw.

Abb. 4.32: Kornverteilungsbereich für einen Cutbackbelag «warm» mit Grösstkorn 16 mm



4.38 Schlussbemerkungen

Generelle Rezepte für die Wahl des Bindemittels, des Mischgutes und der Schichtdicke können nicht angegeben werden. Jedes Objekt muss für sich betrachtet werden. Bei Neubauten sind hinsichtlich der Tragfähigkeit und Lebensdauer gleichwertige Varianten miteinander zu vergleichen, wobei die wirtschaftlichste auszuwählen ist. Beim Ausbau von Strassen ist abzuklären, ob die Strasse zu verstärken ist oder ob nur die Erneuerung der Verschleisschicht zur Diskussion steht.

Wenn die bituminöse Schicht einen Beitrag an die Tragfähigkeit leisten muss, kommen praktisch nur zwei Bauweisen in Frage:

- die Heissmischtragschicht (HMT)
- die bituminöse Stabilisierung

Es gibt zwei Sorten von HMT:

- HMT A: vorwiegend rundes Zuschlagsmaterial
- HMT B: mindestens 35% des Zuschlagsmaterials sind gebrochen

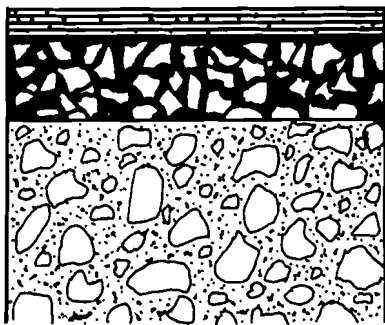
Der Tragfähigkeitskoeffizient der HMT B liegt höher (0.40) als bei der HMT A (0.30 bis 0.34). Der Tragfähigkeitskoeffizient von HMT ist ungefähr 3- bis 4mal grösser als bei einem sauberem, gut abgestuften, runden Kies-Sand (0.11). Heissmischtragschichten werden meistens auf steilen Wald- und Güterstrassen (> 8% Steigung) eingebaut. In der HMT B entsteht durch das gebrochene Zuschlagsmaterial eine bessere Verteilung als in der HMT A; eine «Wellenbildung», wie sie bei der HMT A gelegentlich zu beobachten ist, entsteht nicht, so dass für Wald- und Güterstrassen die HMT B bevorzugt werden sollte.

Die bituminöse Stabilisierung (Stabilisierung mit Teer oder mit einer Bitumenemulsion) ermöglicht die Verwendung von wasser- und frostempfindlichem Kies-Sand (Qualitätsklassen II und III). Das stabilisierte Material hat etwa einen Tragfähigkeitskoeffizienten von 0.20, das heisst, er ist etwa doppelt so hoch wie bei einem guten Kies-Sand.

HMT und bituminös stabilisiertes Material werden normalerweise auf einer Kiessandtragschicht aufgebracht (Abb. 4.33). Nur in den seltensten Fällen wird der ganze Oberbau aus bituminös gebundenem Tragschichtmaterial erstellt.

Die Dicke der bituminös gebundenen Tragschicht hängt ab von der Tragfähigkeit der Unterlage, dem zu erwartenden Verkehr und den Umgebungsfaktoren. Die Dimensionierung erfolgt nach AASHO. Die minimale Schichtdicke beträgt für HMT etwa 7 cm, für bituminöse Stabilisierungen etwa 12 cm.

Abb. 4.33: Aufbau einer Wald- oder Güterstrasse mit einer bituminösen Tragschicht



Deckschicht (OB; dünne Cutbackbeläge usw.)

HMT oder bituminöse Stabilisierung

Kies-Sand

Oberflächenbehandlungen (OB) auf Kiessandtragschichten haben sich auf Wald- und Güterstrassen nicht bewährt. Auf schmalen Strassen, auf denen Spur gefahren wird, versprödet das Bindemittel ausserhalb der Fahrspuren relativ rasch, so dass Schlaglöcher entstehen. Die Baukosten von Tränkungen und Oberflächenbehandlungen sind kleiner als die von HMT oder bituminösen Stabilisierungen; sie leisten aber einen kleineren Beitrag an die Tragfähigkeit, und — was vor allem entscheidend ist — sie verursachen in den meisten Fällen höhere Unterhaltskosten.

Bei der dreifachen OB, welche als «selbständige Bauweise» zur Diskussion steht, ist zudem festzuhalten, dass es eine sehr arbeitsintensive Bauweise ist, weil dreimal Schotter oder Splitt und dreimal Bindemittel aufgebracht werden muss. Grundsätzlich sollte beim Strassenaufbau das Geld eher in Material als in Arbeit investiert werden.

Für Wald- und Güterstrassen ist die Auswahl bei den bituminös gebundenen Deckschichten nicht gerade gross. Sie ist — neben der Wirtschaftlichkeit — weitgehend von der Art und Tragfähigkeit der Unterlage abhängig. Auf einer Kiessandtragschicht kommt praktisch nur ein Cutback-Belag (z. B. ein CB 16) als Deckschicht in Frage, ausnahmsweise ein Asphaltbetonbelag (AB 16, TA 16) oder eine dreifache OB.

Auf einer HMT oder auf einer bituminösen Stabilisierung können ausser den bereits erwähnten Deckschichten auch sehr dünne Verschleisschichten verwendet werden, wie ein- und zweifache OB, dünne Asphaltbetonbeläge (AB 6 und TA 6) sowie dünne Cutback-Beläge (CB 10). Auf Wald- und Güterstrassen nur selten angewandt werden Sandasphaltbeläge und Schlämmen (vgl. Abb. 5.2).

4.4 **Hydraulisch gebundene Baustoffe**

4.41 **Einleitung**

Schon im Altertum verwendeten die Römer für ihre Bauwerke teilweise Baustoffe, die ähnlich hergestellt wurden wie Beton. So stellten sie Zement durch Mischen von gebranntem Kalk mit gemahlenem, gebranntem Ton oder durch Brennen von Kalkmergel her. Die Kornverteilung ihrer Zuschlagstoffe entspricht etwa den heutigen Vorschriften.

Heute wird Beton, teilweise auch Mörtel, wie in vielen anderen Anwendungsbereichen, auch im forstlichen Bauwesen häufig verwendet, z. B. für Betonmauern, Plattenbrücken, Bodenstabilisierungen, Betonstrassen, Wildbachsperrern usw. Beton und Mörtel sind Konglomerate aus Bindemitteln, Zuschlagstoffen, Wasser und evtl. Zusatzmitteln:

Beton = Zement + Kies + Sand + Wasser + evtl. Betonzusatzmittel

Mörtel = Bindemittel + Sand + Wasser + evtl. Zusatzmittel

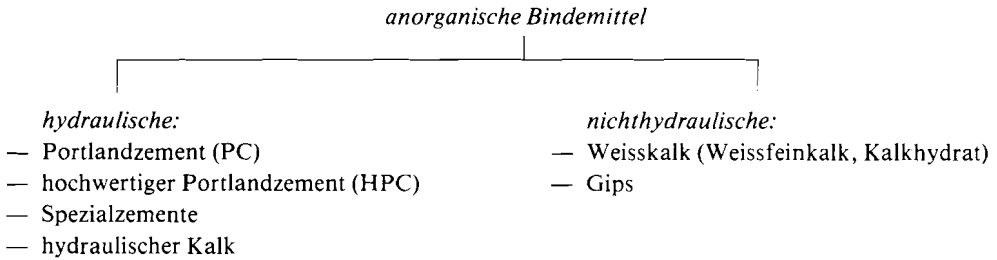
Beim Beton ist das Bindemittel immer Zement, beim Mörtel können ausser Zement auch hydraulischer Kalk, Weisskalk und Gips verwendet werden. Die Zuschlagstoffe bestehen beim Beton aus den Kornfraktionen Kies und Sand, beim Mörtel nur aus der Fraktion Sand. Die Grenze zwischen Kies und Sand liegt in der Betontechnologie nach SIA-Norm 162 bei 8 mm Korngrösse, im Gegensatz zu 2 mm bei der USCS-Klassifikation. Mit den Zuschlagstoffen können verschiedene Eigenschaften von Beton und Mörtel massgebend verändert werden, wie z. B. ihre Verarbeitbarkeit oder ihre Frostbeständigkeit.

4.42 **Bestandteile von Beton und Mörtel**

4.421 *Bindemittel*

Wie der Name sagt, dienen die Bindemittel zur Ver kittung der einzelnen, losen Bestandteile der Baustoffe zu einem dauerhaften Gefüge. Die wichtigsten anorganischen Bindemittel sind aus der Abbildung 4.34 ersichtlich. Organische bzw. bituminöse Bindemittel werden für Asphaltbetonbeläge (AB), Heissmischtragschichten (HMT), bituminöse Stabilisierungen und Oberflächenbehandlungen (OB) verwendet (vgl. Abschnitt 4.264 und Abschnitt 4.32).

Abb. 4.34:



Hydraulische Bindemittel reagieren (erhärten) in Berührung mit Wasser (H_2O), also auch ohne Luftzutritt. Nichthydraulische Bindemittel reagieren mit der Kohlensäure (CO_2) der Luft und sind erst nach dem Erhärten wasserbeständig.

Im forstlichen Bauwesen spielen praktisch nur die Bindemittel Portlandzement (Mauern, Brücken, Furten, Betonplatten, Bodenstabilisierung usw.) und Weisskalk (Bodenstabilisierung) eine Rolle. Die verbindlich geltenden Güterwerte für die einzelnen Bindemittel sind jeweils aus der SIA-Norm 215, Ziffern 32, 33, 34 und 35 ersichtlich.

4.4211 **Portlandzement (PC)**

Portlandzement ist gekennzeichnet durch eine bestimmte chemische Zusammensetzung der Rohmaterialien Kalk und Ton oder Kalkmergel. E. DOBBS und J. ASPEDIN gelten als Erfinder des Portlandzementes. Sie führten die ersten Versuche mit verschiedenen Rohmehlmischungen aus Kalkstein und Ton aus. Die Rohmehlmischungen wurden im Kalkschachtofen gebrannt. So erhielten sie ein Produkt, das mit Wasser angemacht schon relativ hohe Festigkeit entwickelte. 1824 reichte ASPEDIN das Patent für das gefundene Bindemittel ein und gab dem Produkt den Namen Portlandzement, benannt nach dem Farbton des Portlandgesteins. Die genaue chemische Zusammensetzung der Rohmaterialien, deren Mengenverhältnisse und die genaue Brenntemperatur (Sintergrenze) des heutigen Portlandzementes wurde erst im Jahre 1844 durch J. C. JOHNSON erkannt und ausführlich beschrieben. 1871 wurde erstmals in der Schweiz in der Fabrik von R. VIGIER in Luterbach (SO) Portlandzement hergestellt.

Portlandzemente werden durch Feinmahlen von Portlandzement-Klinker hergestellt. Der Klinker seinerseits wird durch Erhitzung bestimmt zusammengesetzter, homogener Mischungen aus Kalkstein oder anderer kalkhaltiger Materialien und Ton bis zur Erweichung (ca. $1450^{\circ}C$) gewonnen.

Aus der Tabelle 4.35 ist die mineralogische Zusammensetzung von Portlandzement-Klinker ersichtlich, welche aus chemischen Analysen im Labor ermittelt wurde.

Tab. 4.35: Mineralogische Zusammensetzung von Portlandzement-Klinker, nach TRÜB (1979)

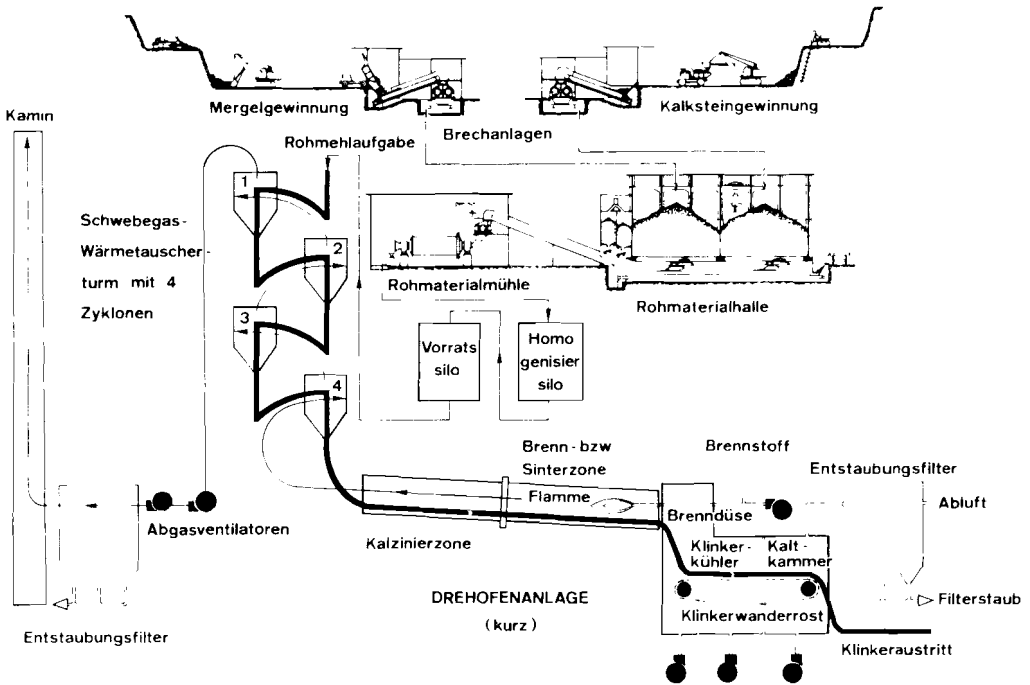
Menge	Name	Chemische Bezeichnung	Chemische Formel
ca. %			
50	Alit	Tricalciumsilikat	$3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$
25	Belit	Dicalciumsilikat	$2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$
10		Tricalciumaluminat	$3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$
10		Tetracalciumaluminatferrit	$4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$
4	Gips	Calciumsulfathydrat	$\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{ H}_2\text{O}$
1	freier Kalk	Calciumoxyd	CaO

In der Tabelle 4.36 werden die durchschnittlichen mengenmässigen Anteile der Hauptbestandteile des Portlandzementes dargestellt.

Tab. 4.36: Hauptbestandteile des Portlandzementes, nach TRÜB (1979)

63% CaO	Calciumoxyd	«Kalk»
1% MgO	Magnesiumoxyd	«Magnesium»
21% SiO ₂	Siliciumoxyd	«Silicium»
7% Al ₂ O ₃	Aluminiumoxyd	«Aluminium»
3% Fe ₂ O ₃	Eisenoxyd	«Eisen»
2% SO ₃	Schwefeltrioxyd	«Gips»

Abb. 4.37: Schema der Herstellung von Zement, nach TRÜB (1979)



Die vier erst genannten Verbindungen der Tabelle 4.35 reagieren mit Wasser und bewirken dadurch die Zementverfestigung. Man spricht vom Abbinde und Erhärten des Zementes. Für die Praxis spielt dabei der Abbindebeginn eine sehr wichtige Rolle. Dieser Begriff wird in der SIA-Norm 215 definiert.

Beim Abbinden wird das Wasser zuerst physikalisch (z. B. durch Kapillarkräfte) gebunden. In einer zweiten Phase erfolgt eine chemische Anlagerung des Wassers, die Bildung von Hydraten (Hydratisierung). Die Reaktion des Wassers mit den Klinkermineralien, vor allem mit Tricalciumaluminat, erfolgt sehr schnell und bewirkt somit eine rasche Verfestigung. Durch Zugabe von wenig Gips und freiem Kalk kann diese Reaktion aber verzögert werden.

Der Portlandzement zeichnet sich durch grosse Gleichmässigkeit hinsichtlich der Zusammensetzung, Aufbereitung und Reinheit der Materialien aus. Die für die Praxis wichtigsten Güterwerte seien hier festgehalten:

- Abbindebeginn (Erstarrungsbeginn) nicht vor 2 Stunden
- Druckfestigkeit nach 2 Tagen mindestens 20 N/mm² (200 kg/cm²)
- Druckfestigkeit nach 28 Tagen mindestens 50 N/mm² (500 kg/cm²)

Der Portlandzement ist ein Bindemittel, das auf der ganzen Welt in sehr grossen Mengen verwendet wird. Am meisten wird er zur Herstellung von Beton in Dosierungen von 250—400 kg/m³ gebraucht. Als Bindemittel wird Zement auch für Bodenstabilisierungen und anderes mehr verwendet.

4.4212 **Hochwertiger Portlandzement (HPC)**

Der hochwertige Portlandzement unterscheidet sich vom normalen Portlandzement infolge der grösseren Mahlfineinheit durch eine frühzeitige Festigkeitsentwicklung und schneller erfolgende Erhärtung. Er erreicht in 3 Tagen ungefähr die gleichen Festigkeitswerte wie ein normaler Portlandzement in 7 Tagen. Die Endfestigkeit jedoch ist etwa gleich gross wie bei normalem Portlandzement. Aus SIA-Norm 215, Ziffer 32, können folgende Werte entnommen werden:

- Abbindebeginn nicht vor 1 Stunde
- Druckfestigkeit nach 2 Tagen mindestens 35 N/mm² (350 kg/cm²)
- Druckfestigkeit nach 28 Tagen mindestens 65 N/mm² (650 kg/cm²)

4.4213 **Weitere Zementarten**

Neben normalen und hochwertigen Portlandzementen sind weitere Zementtypen auf dem Markt erhältlich, die sich durch Zusammensetzung und Eigenschaften unterscheiden (Tab. 4.38). In der Schweiz werden auch noch Portlandzement mit erhöhter Sulfatbeständigkeit und schnellbindender Zement hergestellt. Ihre Bedeutung im forstlichen Bauwesen ist jedoch so gering, dass sie hier nicht näher beschrieben werden.

Tab. 4.38: Zusammenstellung der in der Schweiz hergestellten Zementtypen

Bezeichnung	Name	Farbe der Verpackung	Anwendung
PC	Normaler Portlandzement	braun	Im Normalfall
HPC	Hochwertiger Portlandzement (erhöhte Festigkeit nach 48 Stunden und 28 Tagen)	rot	Bei rasch zu belastenden Bauwerken, Endfestigkeit etwa gleich wie PC
PCS 5	Portlandzement mit max. 5% Hochofenschlacke	braun	Wie PC
PCHS	Sulfacem oder Sulfix (Portlandzement mit erhöhter Sulfatbeständigkeit)	gelb	Bei sulfathaltigem Wasser (Gips)
—	Schnellbindender Zement (Abbindebeginn nach 1½—15 Min.)	weiss	Für Spezialfälle

Zement wird entweder in Silowagen oder in Säcken à 40 kg ausgeliefert.

4.4214 **Lagerung des Zementes auf Baustellen**

Grosse Bedeutung kommt der Lagerung des Zementes auf Baustellen zu. Von der Lagerung hängt seine Haltbarkeit ab. Hohe Luftfeuchtigkeit und warme Temperaturen lösen den Abbindeprozess aus. Die Knollenbildung ist proportional zur Grösse der Festigkeits einbusse. Man unterscheidet die in Tabelle 4.39 aufgeführten Lagerungsstadien.

Tab. 4.39: Festigkeitseinbussen durch Lagerung

Lagerungsstadium	Aussehen	Festigkeit
— fabrikfrischer Zement	feines Mehl	keine Festigkeitseinbusse
— gelagerter Zement	Knollen, die beim Berühren oder Mischen zerfallen	10—20% Festigkeitseinbusse
	harte Knollen, die ausgesiebt werden müssen	bis 40% Festigkeitseinbusse
— überlagerter Zement	± völlig erhärtet	unbrauchbar

Die Haltbarkeit des Zementes wird also durch unsachgemässe Lagerung wesentlich verkürzt. Die Lagerung auf Baustellen hat in geschlossenen, kühlen und trockenen Räumen zu erfolgen. Der Zement muss ausserdem in unbeschädigten Säcken auf einer Unterlage (Holzrost) kompakt gelagert und gegen Zugluft geschützt werden. Zement darf niemals im Freien gelagert werden.

4.4215 Hydraulischer Kalk

Der hydraulische Kalk ist ein Bindemittel, welches aus einem bestimmten, geeignet zusammengesetzten Rohgestein hergestellt wird. Durch Brennen von Kalkmergeln oder tonigen Kieselkalken bei Temperaturen von 900—1000°C erhält man hydraulischen Kalk, welcher sich aus variablen Anteilen von Reaktionsprodukten zwischen dem zersetzten Calciumcarbonat (CaCO_3) und SiO_2 , Al_2O_3 sowie Fe_2O_3 einerseits und Calciumhydroxyd [$\text{Ca}(\text{OH})_2$] und unzersetztem Calciumcarbonat andererseits zusammensetzt. Gemäss SIA-Norm 215, Ziffer 33, soll der Abbindebeginn nicht vor einer Stunde liegen und die Druckfestigkeit nach 28 Tagen mindestens 4 N/mm^2 (40 kg/cm^2) betragen.

Hydraulischer Kalk wird vor allem zur Herstellung von Kalkmörtel für Fassaden-, Deck- und Innenverputz verwendet, welcher sehr elastisch und anpassungsfähig ist (keine Rissbildung). Für Pump- und Sichtbeton wird der feinere, weichere und weniger kantige hydraulische Kalk oft in Mengen von 5—20% des Portlandzementes diesem beigemischt, um die Verarbeitung des Betons zu erleichtern und die Festigkeit und Beständigkeit der Oberfläche zu erhöhen.

4.4216 Weisskalk

Weisskalk wird durch Brennen von reinen Kalksteinen (CaCO_3) bei Temperaturen bis gegen 1100°C gewonnen. Das anfallende Brennprodukt ist der sogenannte Branntkalk (= ungelöschter Weissfeinkalk), welcher zu überwiegenden Teilen aus Calciumoxyd (CaO) besteht. Durch Löschen mit Wasser kann der Branntkalk unter starker Wärmeentwicklung in Calciumhydroxyd $\text{Ca}(\text{OH})_2$ («Kalkhydrat» = gelöschter Weissfeinkalk) überführt werden.

Im Bauwesen kommt dem Weisskalk in der Bodenstabilisierung eine sehr grosse Bedeutung zu (vgl. Abschnitt 4.242). Zudem wird Weisskalk auch für die Mörtelherstellung für den Innenausbau verwendet.

4.4217 Gips

Gipse werden durch Erhitzen und Mahlen von natürlichem Gipsstein (Calciumsulfatdihydrat $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) gewonnen. Beim Brennen erfolgt eine teilweise oder vollständige Dehydratation. Für weitere Angaben siehe SIA-Norm 215, Ziffer 25.

4.422 Zuschlagstoffe

Als Zuschlagstoffe werden in der Regel runde Kies-Sande (natürliche Vorkommen) oder gebrochene Materialien verwendet. Sie sind massenmässig der grösste Anteil im Beton (Rohdichte etwa 2.65 g/cm^3). Die Zuschlagstoffe haben grundlegende technische Funktionen. Dem Frischbeton geben sie eine gewisse Konsistenz und im erhärteten Beton bewirken sie eine Reduktion des Schwindmasses gegenüber reinem Zementmörtel. Die Zuschlagstoffe können auch optische Funktionen an sichtbaren Betonoberflächen erfüllen. Spezielle Zuschlagstoffe können z. B. bei Leichtbeton (Schlacken, Blähton, Holz, Tuffstein usw.; Rohdichte $< 1 \text{ g/cm}^3$) die Isolationsfähigkeit erhöhen oder bei schwerem Strahlenschutzbeton (Erze, Metallkörper; Rohdichte $> 3 \text{ g/cm}^3$) die Schutzwirkung vergrössern.

Die wichtigsten Eigenschaften der Zuschlagstoffe sind:

- Petrographische Zusammensetzung, Kornform und Oberflächenbeschaffenheit
- Reinheit
- Grösstkorn und Granulometrische Zusammensetzung
- Feuchtigkeitsgehalt, Schüttdichte und Rohdichte

Petrographische Zusammensetzung, Kornform und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschlagstoffe haben einen grossen Einfluss auf die Festigkeitseigenschaften des Betons. Mit weichen Zuschlagstoffen kann keine hohe Betondruckfestigkeit erzielt werden. Als weich gelten diejenigen Gesteine, welche mit dem Hammer sehr leicht zerschlagen werden können (z. B. Molassesandsteine, Mergelkalk, Mergelschiefer, glimmerreiche Schiefer, Rauhacke, poröse Jurakalke sowie die meisten angewitterten Gesteine). Verbindliche Vorschriften bezüglich zulässigen Höchstmengen an weichen Anteilen in den Betonzuschlägen bestehen noch nicht. Aufgrund von Erfahrungen sind die in Tabelle 4.40 enthaltenen Werte als massgebend zu betrachten (SIA-Norm 162).

Tab. 4.40: Anteil Weichgesteine zur Betonherstellung

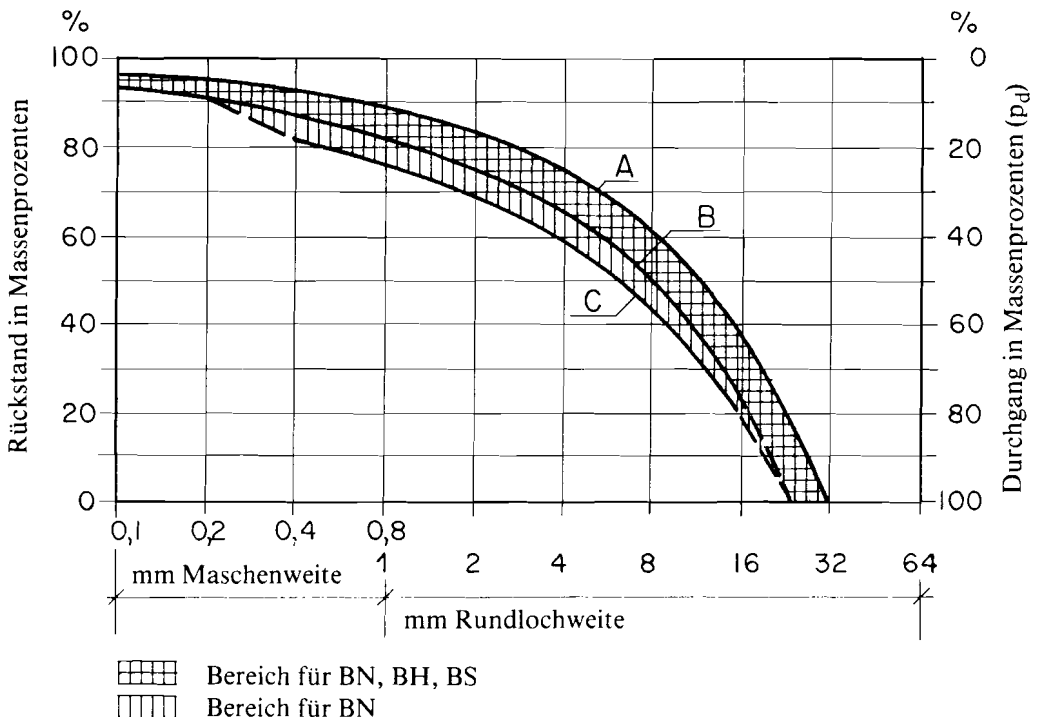
Anteil an weichen und porösen Gesteinen im gesamten Kies-Sandgemisch	Eignung zur Betonherstellung
$< 6\%$	geeignet für hochwertigen Beton (BH)
6—10%	geeignet für Normalbeton (BN); bei Verwendung für hochwertigen Beton Eignungsprüfung im Betonverband unerlässlich
10—15%	ungeeignet für hochwertigen Beton; bei Verwendung für Normalbeton Eignungsprüfung im Betonverband unerlässlich
$> 15\%$	für Beton unbrauchbar

Bezüglich Kornform ergeben runde, kugelige (isodiametrische) Körner das beste Zuschlagmaterial. Bei gebrochenem Material ist darauf zu achten, dass die Körner nicht zu plattig, stengelig und länglich sind, d. h. dass das Verhältnis zwischen dem grössten und kleinsten Durchmesser für mindestens die Hälfte der Körner kleiner als 2.5 ist. Gebrochene Körner mit rauher Oberfläche ergeben hohe Zug- oder Biegezugfestigkeiten. Beton mit runden und glatten Körnern hingegen lässt sich leichter einbringen und vollständiger verdichten.

Die Zuschlagstoffe müssen rein sein. Hauptsächliche Verunreinigungen sind organische Bestandteile (z. B. Algen), Lehm und Humus. Diese Stoffe können die Verbindung Zement-Zuschlagstoff schwächen. Organische Bestandteile können durch den Farbtest mit Natronlauge nachgewiesen werden, während der Gehalt an Lehm mit der Handprobe (SAFS-Merkblatt Nr. 410) oder mit der Schlämmanalyse (SAFS-Merkblatt Nr. 406) bestimmt werden kann.

Von grosser Bedeutung für die Verarbeitbarkeit des Betons ist die Kornabstufung und das Grösstkorn, d. h. der Durchmesser des grössten Kornes und der mengenmässige Anteil der einzelnen Korngrössen. Die Kornabstufung des Zuschlagstoffes, welche als Kurve (Siebkurve) aufgezeichnet werden kann, muss sich innerhalb bestimmter Grenzen bewegen. In der Abbildung 4.41 ist der Bereich angegeben, in welchem sich die Siebkurven von Zuschlagstoffen für hochwertigen Beton (BH) und für Spezialbeton (BS) bewegen müssen und zwar für einen Grösstkorndurchmesser von 32 mm. Für normalen Beton (BN) wird empfohlen, die Kurve C nicht zu unterschreiten, welche 5% tiefer liegt als Kurve B.

Abb. 4.41: Kornabstufung der Zuschlagstoffe für ein Grösstkorn von 32 mm, nach SIA-Norm 162



Kurve A: $p_d (\%) = 50 \left(\frac{d}{D} + \sqrt{\frac{d}{D}} \right)$ (EMPA-Kurve)

Kurve B: $p_d (\%) = 100 \cdot \sqrt{\frac{d}{D}}$ (FULLER-Kurve)

Kurve C: 5% tiefer als Kurve B

p_d : Durchgang bei Sieblochbreite d

d : Maschen- bzw. Rundlochweite

D : Grösstkorndurchmesser

Abb. 4.42: Anteile der Fraktionen für die Kurven A und B, nach TFB (o.J.)

Anteile (Masse-%) Komponenten (mm) Anteile (Masse-%)

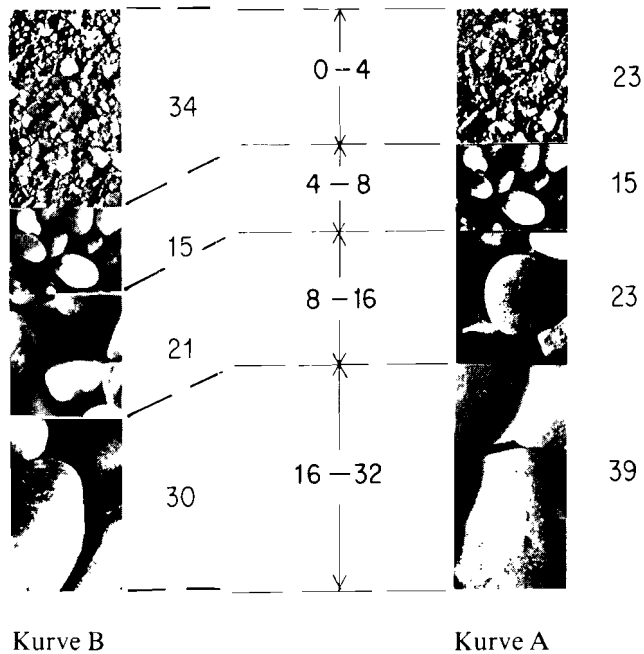
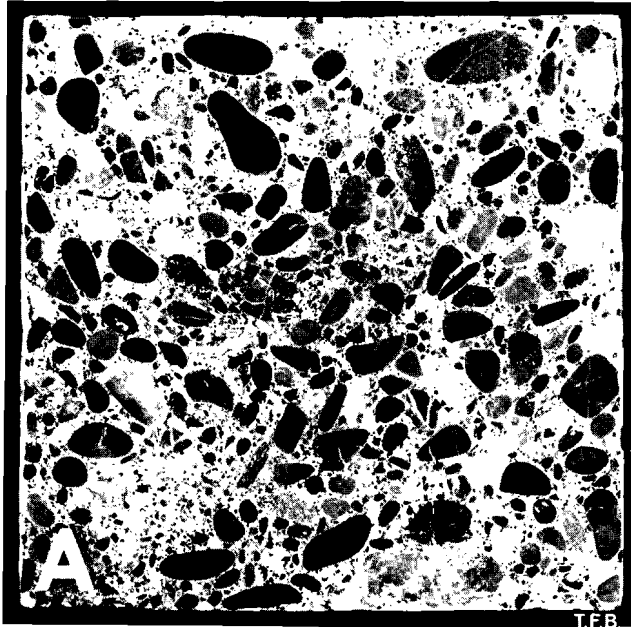
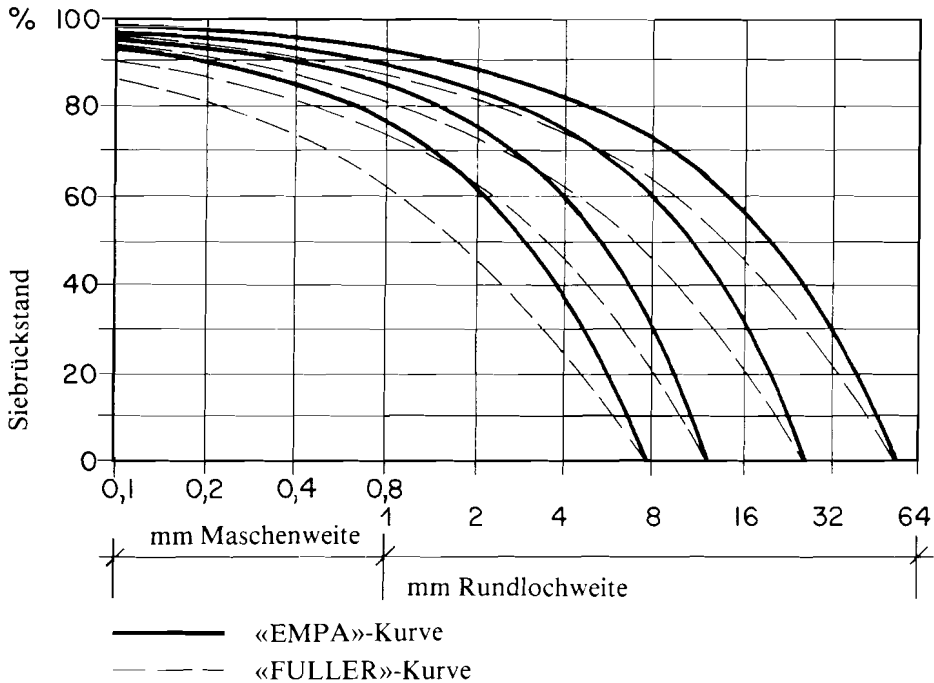


Abb. 4.43: Sägeschnitt durch Beton nach Kurve A, nach TFB (o.J.)



Die Abbildung 4.44 zeigt die Idealsiebkurven (EMPA- und FULLER-Kurve) von Zuschlagstoffen mit Grösstkorndurchmessern von 8, 15, 30 und 60 mm.

Abb. 4.44: Idealsiebkurven für Zuschlagstoffe mit 8, 15, 30 und 60 mm Grösstkorn, nach TRÜB (1968)



Für die industrielle Betonherstellung werden die einzelnen Kornfraktionen der Zuschlagstoffe häufig separat in Silos zwischengelagert und bei Bedarf in der gewünschten Zusammensetzung vermischt.

Die Wahl des Grösstkorns richtet sich nach den Abmessungen des Bauteils. Es darf aber nicht grösser sein als ca. 1/3 der kleinsten Bauteilabmessung. Bei armierten Bauteilen muss das Grösstkorn kleiner sein als der kleinste Zwischenabstand der Armierungseisen. Übliche Grösstkorndurchmesser sind 8, 15, 30 und 60 mm.

Der Feinanteil der Zuschlagstoffe (Material kleiner als 0.2 mm) und der Zement bilden zusammen das Mehlkorn, welches im frischen Beton als Schmiermittel dient und deshalb für die Verarbeitbarkeit eine wichtige Rolle spielt. Ein zu hoher Mehlkorngehalt bewirkt einen erhöhten Wasseranspruch und damit eine kleinere Betonfestigkeit. Ein zu tiefer Mehlkorngehalt ergibt eine schlechte Verarbeitbarkeit und muss durch Filler, Steinmehl, hydraulischen Kalk oder zusätzlichen Zement ergänzt werden (vor allem bei Pumpbeton wichtig). In 1 m³ Beton sollten etwa 350—450 kg Mehlkorn enthalten sein (bei kleinem Grösstkorn mehr).

Die Feinstanteile (Ton- und Siltfraktion, d. h. Material kleiner als 0.02 mm) dürfen 1.5 Masse-% bei runden und 2 Masse-% bei gebrochenen Zuschlagstoffen nicht übersteigen. Für Beton, welcher Witterungseinflüssen und mechanischer Abnutzung besonders ausgesetzt ist, muss der Feinstanteil auf 1 Masse-% beschränkt werden.

Werte über den Feuchtigkeitsgehalt der Zuschlagstoffe sind der Tabelle 4.50 zu entnehmen.

4.423 *Anmachwasser*

Das für die Betonherstellung benötigte Wasser hat eine doppelte Funktion. Einerseits dient es zur Auslösung des Abbinde- und Erhärtungsprozesses. Das Wasser wird dabei chemisch gebunden. Hierzu ist nur eine kleine Menge nötig (höchstens 25% der Zementmasse). Andererseits wird Wasser zur Erreichung einer bestimmten Konsistenz gebraucht, um dadurch eine günstige Verarbeitbarkeit des Betons zu erlangen. Weicher, plastischer Beton lässt sich mit viel weniger Aufwand verarbeiten als steifplastischer oder trockener Beton.

Betonanmachwasser sollte der Qualität von Trinkwasser entsprechen. Insbesondere muss es klar, farb-, geruch- und geschmacklos sein und darf beim Schütteln keinen bleibenden Schaum bilden. Es darf keine schädlichen Beimengungen, insbesondere organischer Natur, enthalten. Ein Gehalt von 1000 mg/ℓ SO₄ und, im Falle von armiertem Beton, 100 mg/ℓ Chloride werden gerade noch toleriert. Beim armierten Beton fördert stark chlorhaltiges Wasser die Korrosion der Stahleinlagen.

Die Eignung des Wassers als Anmachwasser darf nicht mit der Aggressivität des Wassers auf erhärteten Beton verwechselt werden. So kann z. B. ein sulfathaltiges oder kohlen-säurehaltiges Wasser den erhärteten Beton angreifen, braucht aber als Anmachwasser nicht ausgeschlossen zu werden.

4.424 *Zusatzmittel*

Zusatzmittel sind flüssige oder pulverförmige, in Wasser lösliche Produkte, die in speziellen Fällen zur Veränderung bestimmter Eigenschaften verwendet werden. Ihre Dosierung beträgt in der Regel 2—3% der Zementmasse. Die wichtigsten Zusatzmittel sind:

- *Plastifizierungsmittel* (Verflüssiger) : Verbesserung der Verarbeitbarkeit ohne Veränderung der Betoneigenschaften (Superverflüssiger bei Fließbeton)
- *Luftporenbildende Zusätze* : Verbesserung der Frostbeständigkeit, Förderung der Sicherheit gegen Tausalze (Isolation)
- *Abbindebeschleuniger* : rascheres Abbinden (meist CaCl_2 , Gefahr der Korrosion der Armierungseisen)
- *Abbindeverzögerer* : verzögertes Abbinden
- *Dichtungsmittel* : Verringerung der Wasserdurchlässigkeit

(vgl. auch SIA-Norm 162, Richtlinie 25)

Früher war die Zweckmässigkeit chemischer Zusatzmittel umstritten (Beeinträchtigung der Festigkeit, Korrosionserscheinungen an der Armierung usw.). Heute liegen für verschiedene Mittel positive Erfahrungen vor, so dass ihrer Verwendung von der technischen Seite her nichts mehr im Wege steht. Es dürfen jedoch nicht mehrere Mittel gleichzeitig angewendet werden, hingegen wirken z. B. Plastifizierungsmittel häufig auch als Luftporenbildner und/oder Verzögerer (Kombinationsprodukte).

Sofern keine gesicherten Unterlagen über die Wirkungen einzelner Mittel vorhanden sind, ist es zweckmässig, vor ihrem Einsatz Versuche anzustellen. Dies vor allem, weil ihre Wirkung je nach Zementart und Temperatur ändern kann.

4.43 **Beton**

4.431 *Betonqualität und Betonsorten*

Dichte, Granulometrie der Zuschlagstoffe, Zementgehalt und Anmachwassermenge sowie Verarbeitung und Nachbehandlung beeinflussen die Qualität eines Betons wesentlich. Nach SIA-Norm 162, Art. 2.05 werden drei verschiedene Betonsorten unterschieden:

- *Normaler Beton* *BN*
- *Hochwertiger Beton* *BH*
- *Spezialbeton* *BS*

Entscheidend für die Zugehörigkeit zu einer dieser drei Betonsorten ist der Nennwert der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen (β_{w28}), der in Tabelle 4.45 angegeben ist.

Tab. 4.45 Verlangte Nennwerte für Würfeldruckfestigkeit

	Zementmenge pro m ³ fertigen Beton in kg	BN	BH	BS
		Nennwert β_{w28} in N/mm ²	Nennwert β_{w28} in N/mm ²	Nennwert β_{w28} in N/mm ²
für unbewehrten Beton	150 200 250 und höher	10 (100)* 15 (150)* 20 (200)*	30 (300)*	
Stahlbeton und Spannbeton	300 300 und höher	20 (200)*	30 (300)*	37.5 (375)* oder mehr

(vgl. auch Tab. 4.54)

*Werte in kg/cm²

4.432 Zementdosierung

Die Zementdosierung wird in kg pro Kubikmeter fertig verdichteten Beton angegeben. PC 300 bedeutet, dass in 1 Kubikmeter Beton 300 kg Zement enthalten sind. Die Zementdosierung richtet sich nach der geforderten Festigkeit (Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen). Die Festigkeit nimmt bis zu einer Zementdosierung von etwa 400 kg/m³ zu. Weil das Schwindmass und damit verbundene Schwindrisse des Betons auch von der Zementdosierung abhängen, sollte die geforderte Festigkeit mit der minimalen Zementmenge erreicht werden, sofern nicht durch eine erhöhte Zementbeigabe besondere Frischbetoneigenschaften erzielt werden müssen. Die Zementzugabe hat massenmässig zu erfolgen. Eine volumetrische Zugabe ist zu ungenau, weil die Schüttdichte des lose eingefüllten Zements viel zu stark variiert (1.0—1.35 kg/ℓ).

Je nach Anwendungszweck und Anforderungen werden in der Praxis etwa folgende Zementdosierungen (PC oder HPC) gewählt:

- 80—150 kg/m³ Bodenstabilisierung mit Zement
- 250—300 kg/m³ Betonplatten im Strassenbau, Stützmauern
- 300—350 kg/m³ Eisenbeton

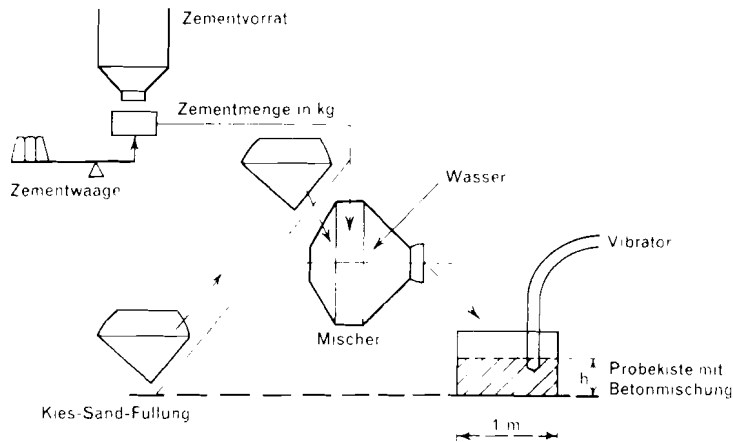
Vorgehen zur Herstellung von Beton einer bestimmten Dosierung:

Es sei z. B. ein Beton PC 300 verlangt und ausserdem stehe ein 450 ℓ-Mischer zur Verfügung. Erfahrungsgemäss ergibt eine Mischercharge etwa 330 ℓ verdichteten Beton. Die Zementmenge, welche pro Charge eingefüllt werden muss, wird zuerst geschätzt:

$$\frac{300}{1000} \cdot 330 = 99 \text{ kg}$$

Durch den sogenannten Ergiebigkeitsversuch wird die daraus resultierende Dosierung berechnet und wenn nötig korrigiert. In der Abbildung 4.46 ist dieser Versuch und das Vorgehen beschrieben.

Abb. 4.46: Ergiebigkeitsversuch (SIA-Norm 162)



Kontrolle der Abschätzung mit dem Ergiebigkeitsversuch:

1. Die Kies-Sandmenge wird volumetrisch oder massenmässig, wie für jede Betonierarbeit (mit der normalen Überfüllung des Aufzugkübels), zugegeben.
2. Vorausgerechnete Zementmenge muss mit einer kontrollierten Waage abgemessen und zugegeben werden.
3. Zusätzliche Wassermenge für die gewünschte Betonkonsistenz begeben.
4. Die Mischung in eine Messkiste geben.
(Auf dem Bauplatz kann eine solche Kiste aus Schalholz zusammengestellt werden, wobei der Grundriss zweckmässig mit 1×1 m gewählt wird.)
5. Diese Mischung wird mit dem vorgesehenen Vibrator in der Kiste (wie im Bauwerk) verdichtet.

6. Das erzielte Betonvolumen ausmessen.
Die Mischung ergibt z. B. $F \cdot h = 297$ Liter verdichteten Beton.

7. Bestimmung des vorhandenen Zementgehaltes:
auf 297ℓ verdichteten Beton entfallen: 99 kg Zement
auf 1000ℓ verdichteten Beton entfallen:

$$PC = \frac{99}{297} \cdot 1000 \ell = 333 \text{ kg Zement/m}^3$$

d. h. es sind 33 kg Zement zuviel pro m^3 Beton, oder der Beton ist um ca. 10% überdosiert.

8. Die Korrektur erfolgt durch Veränderung der Zementmenge
Beispiel Zementmenge pro Mischung um 10% reduzieren:

$$99 - \frac{99}{100} \cdot 10 = 89.1 \text{ kg}$$

Diese neu berechnete Zementmenge wird aufgerundet auf 90 kg .

9. Durch einen neuen Ergiebigkeitsversuch wird die Korrektur überprüft.
(Die Zahlenangaben sind reine Rechenbeispiele und haben nur eine allgemeine Bedeutung.)

4.433 *Wasserdosierung*

Die Wasserdosierung (in ℓ pro m^3 fertig verdichteten Beton angegeben) sowie der Feuchtigkeitsgehalt der Zuschlagstoffe bestimmen die Konsistenz des Frischbetons. Man unterscheidet erdfuchte (Stampfbeton), steifplastische (Vibrierbeton), plastische und stark plastische Konsistenzform. Von der dem Betongemisch beigegebenen Wassermenge wird ein Teil — ca. 20% der Zementmasse — für die chemische Reaktion benötigt, während der Rest, das sogenannte Überschusswasser, für eine gute Verarbeitbarkeit des Betongemisches notwendig ist. Plastische oder stark plastische Konsistenzform benötigt eine grössere Wassermenge als eine erdfuchte Konsistenz. Erstere lässt sich zwar einfacher und leichter verarbeiten, letztere aber erzielt eine bedeutend grössere Festigkeit. Höhere Zementdosierung bewirkt in der Regel einen grösseren Wasseranspruch. Natürliche Kies-Sande erfordern weniger Anmachwasser als gebrochene, feine mehr als grobe und poröse mehr als dichte. Je grösser der Feuchtigkeitsgehalt der Zuschlagstoffe, desto kleiner ist die Anmachwassermenge.

Grundsätzlich ist mit einer minimalen Wasserdosierung zu arbeiten, d. h. mit jener Dosierung, welche eine gute Verarbeitbarkeit und Verdichtung des Betons gerade noch gewährleistet. Eine minimale Wasserdosierung wird auch deshalb gefordert, weil mit zunehmendem Wassergehalt die Betonfestigkeit stark abnimmt. In der Tabelle 4.47 sind Erfahrungswerte für die Wasserdosierung in Abhängigkeit von der Zementdosierung und der Konsistenz des Frischbetons gegeben (AG für Steinindustrie, Rozloch).

Tab. 4.47: Bedarf an Wasser und trockenem Rundsandkies für $1 m^3$ Beton

Zement- menge in kg/m^3 fert. Beton	Stampfbeton			Vibrierbeton		
	Wasser ℓ/m^3	Kies-Sandmenge kg/m^3	ℓ/m^3	Wasser ℓ/m^3	Kies-Sandmenge kg/m^3	ℓ/m^3
100	115	2125	1090	130	2250	1154
150	120	2095	1074	130	2210	1133
200	120	2070	1062	130	2165	1100
250	130	2040	1046	130	2125	1090
300	—	—	—	133	2077	1065
350	—	—	—	137	2023	1038
400	—	—	—	142	1968	1020
	Plastischer Beton			Stark plastischer Beton		
100	—	—	—	—	—	—
150	—	—	—	—	—	—
200	175	2050	1051	—	—	—
250	175	2005	1028	195	1905	977
300	180	1950	1000	195	1870	959
350	185	1895	972	200	1810	928
400	190	1835	941	200	1780	913

Die Schüttdichte für trockenen Rundsandkies wurde zu $1950 kg/m^3$ eingesetzt. Aus den angegebenen Massenmengen kann die Literzahl für jede Schüttdichte berechnet werden.

4.434 *Wasserzementwert w*

Unter dem Wasserzement w versteht man das Verhältnis zwischen der Masse des Wassers W (inkl. Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe) und der Masse des Zements C :

$$w = \frac{W \text{ (kg)}}{C \text{ (kg)}}$$

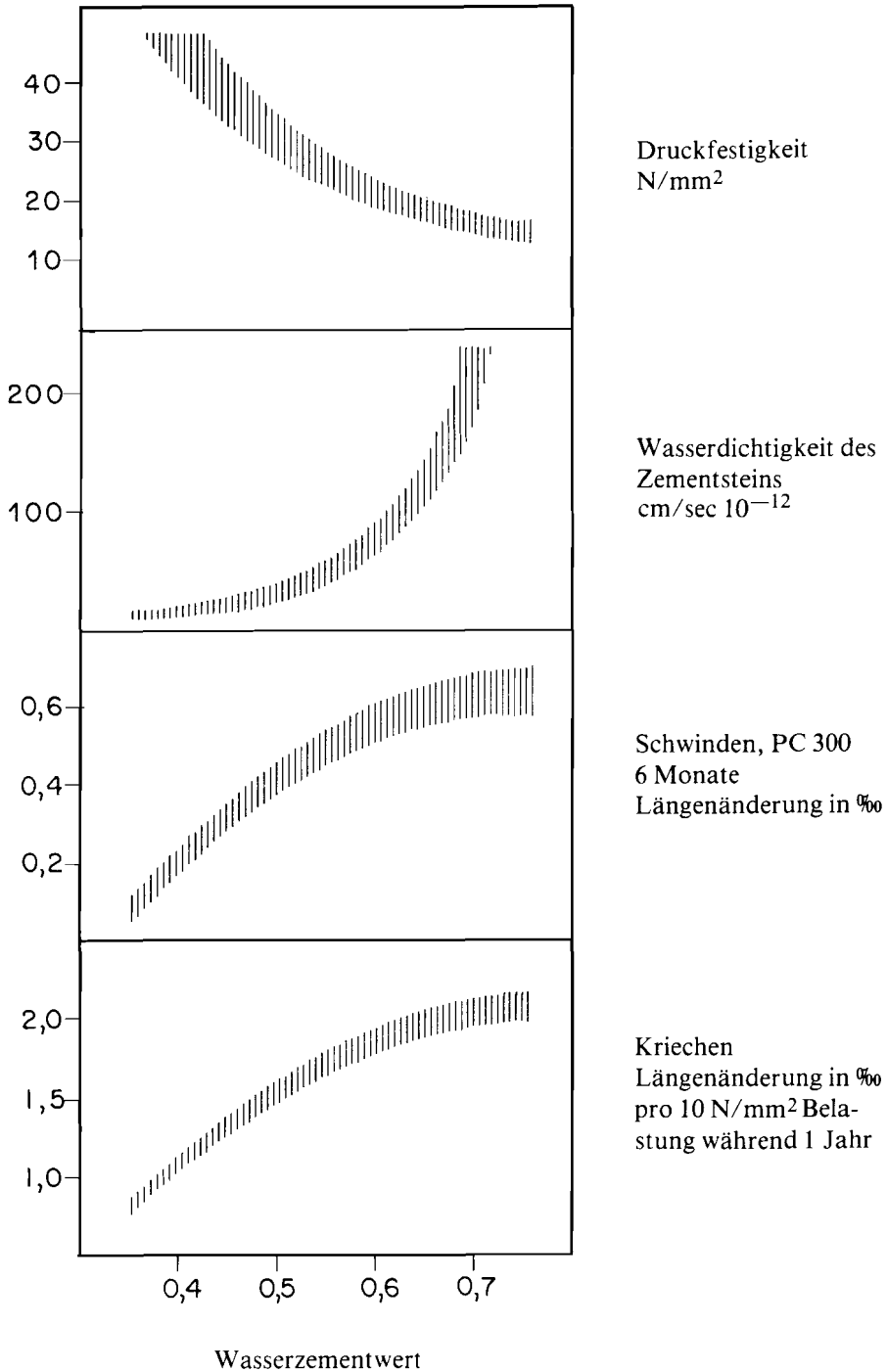
Der Wasserzementwert ist entscheidend für sämtliche Eigenschaften des erhärteten Betons. Bei abnehmendem Wasserzementwert verbessert sich jede Eigenschaft des Betons, sofern der Beton sich noch vollständig verdichten lässt (Abb. 4.48):

- die Druckfestigkeit nimmt zu
- die Wasserdichtigkeit und damit die Frostbeständigkeit nimmt zu
- das Schwindmass nimmt ab
- das Kriechmass nimmt ab

Aus den folgenden Gründen ist der Wasserzementwert, das wesentlichste Qualitätsmerkmal für die Beschreibung einer Betonmischung, so niedrig als möglich zu halten. Dadurch wird dem Wasserzementwert-Gesetz Rechnung getragen, welches lautet:

«Die Festigkeit, Dichtigkeit und Beständigkeit des Betons hängt in der ersten Grössenordnung ausschliesslich vom Wasserzementwert ab» (TRÜB 1979).

Abb. 4.48: Einfluss des Wasserzementwertes auf die wichtigsten Betoneigenschaften, nach TRÜB (1979)



Die Grösse des Wasserzementwertes wird in der Regel durch die Verarbeitbarkeit und Verdichtbarkeit des Frischbetons bestimmt, welche einwandfrei gewährleistet sein müssen, ansonsten mit mehr oder weniger grossen Qualitätseinbussen des erhärteten Betons gerechnet werden muss. Der Wasserzementwert kann prinzipiell auf zwei Arten herabgesetzt werden. Einerseits kann die Wasserzugabe verringert und andererseits die Zementmenge erhöht werden. Das erste ist sehr leicht durchzuführen (Begrenzung: Verarbeitbarkeit und Verdichtbarkeit). Daher kommt die Forderung nach der minimalen Wasserdosierung. Dem zweiten Weg sind wirtschaftliche Schranken gesetzt und ausserdem muss bei extrem hoher Zementdosierung sogar mit Beeinträchtigung der Festigkeit und der Raumbeständigkeit des Betons gerechnet werden. Deshalb wird auch die Forderung nach der minimalen Zementmenge erhoben, welche die gestellten Festigkeitsansprüche gerade noch erfüllt.

Der Wasserzementwert ist von so grosser Bedeutung, dass er in Empfehlungen für die Betonherstellung in seiner Höhe begrenzt wird. TRÜB (1979) verweist in seinem Buch auf eine amerikanische Ausführungsvorschrift (Tab. 4.49). Es handelt sich um höchstzulässige Wasserzementwerte für verschiedene Arten von Bauwerken und verschiedene Beanspruchungen.

Tab. 4.49: Höchstzulässige Wasserzementwerte, nach TRÜB (1979)

Art des Bauteils	Art der Beanspruchung			
	<i>Strenge Witterung</i> Grössere Temperaturunterschiede mit häufigem Wechsel von Frost und Tau		<i>Milde Witterung</i> Nur selten unter den Gefrierpunkt fallende Temperaturen	
	in Luft	im Bereich schwankenden Wasserstands od. Benetzung (Süsswasser)	in Luft	im Bereich schwankenden Wasserstands od. Benetzung (Süsswasser)
Dünne Querschnitte, Geländer, Pfähle, kleine Mauern, Rohre u. dgl. Überdeckung der Bewehrung weniger als 2.5 cm	0.49	0.45	0.53	0.49
Mittlere Querschnitte, Stützmauern, Pfeiler, Träger, Balken, Widerlager u. dgl.	0.53	0.49	X	0.53
Massenquerschnitte (Aussenteile)	0.58	0.49	X	0.53

X : beliebig wählbar je nach geforderter Festigkeit

Zur Berechnung des Wasserzementwertes müssen folgende Grössen bekannt sein:

— Zementdosierung

— Wasserdosierung $\left\{ \begin{array}{l} \text{Feuchtigkeitsgehalt der Zuschlagstoffe} \\ \text{Wasserzugabe} \end{array} \right.$

Zementdosierung und Wasserzugabe sind leicht zu bestimmen. Schwieriger ist die Ermittlung des Feuchtigkeitsgehaltes der Zuschlagstoffe. Dieser muss entweder aufgrund der in Tabelle 4.50 gegebenen Werte geschätzt oder genau nach der im SAFS-Merkblatt Nr. 407 beschriebenen Methode bestimmt werden.

Tab. 4.50: Wassergehalt von Zuschlagstoffen in %, nach TRÜB (1979)

Aussehen	Körnungen (mm)					
	0/4	0/8	0/30	0/50	8/30	8/50
lufttrocken	0— 1	0—0.8	0—0.3	0—0.3	0	0
naturfeucht	4— 6	3—5	1—2	1—2	0.5—1	0.5—1
nassfeucht	6— 8	5—7	3—4	2—3	1—3	1—2
tropfnass	10—15	8—12	6—8	5—7	3—4	2—3

4.435 *Bedarf an Zuschlagstoffen*

Die Menge an Kies-Sandzuschlagstoffen, welche für 1 m³ verdichteten Beton benötigt wird, wird in kg oder ℓ angegeben. Die massenmässige Beigabe der Zuschlagstoffe ist der volumetrischen Beigabe vorzuziehen, weil bei letzterer die Dichte bestimmt werden muss, welche je nach Lagerungsdichte, Grösstkorn, granulometrischer Zusammensetzung, Feuchtigkeitsgehalt usw. stark variieren kann. Der ungefähre Bedarf an Kies-Sandzuschlagstoffen in Abhängigkeit der Zementdosierung und der Konsistenzform des Frischbetons ist aus Tabelle 4.47 ersichtlich.

4.436 *Stoffraumrechnung*

Mit der Stoffraumrechnung werden die Raumanteile des Zementes, des Wassers und der Zuschlagstoffe pro Kubikmeter Beton bestimmt und dann die Zuschlagmenge in kg umgerechnet. Vereinfachend wird angenommen, dass der Beton vollkommen verdichtet ist, d. h. dass das Porenvolumen Null ist. Die Rohdichte des Zementes beträgt 3.1 kg/ℓ, diejenige der Zuschlagstoffe 2.60—2.70 kg/ℓ. Das Vorgehen bei der Stoffraumrechnung erfolgt nach dem Beispiel in Tabelle 4.51.

Tab. 4.51: Beispiel einer Stoffraumrechnung, nach TRÜB (1979)

Gefordert:

PC 325, steifplastisch (geschätzter Wasserzementwert der Mischung: 0.46)

	Massenanteil kg/m ³		Raumanteil ℓ/m ³
Zement:	325	→ $\frac{325}{3.1}$	→ 105
Wasser: 325 · 0.46 =	150		→ 150
Zementleim:			255
Zuschlag:	1975	← 745 · 2.65	← 745
			1000

4.437 *Eigenschaften des Betons*

4.4371 **Festigkeit**

Beim Beton kennt man die Druck-, Zug- und Scherfestigkeit. Die grösste Bedeutung kommt der Druckfestigkeit zu, welche für die Bezeichnung der Betonsorte (BN, BH oder BS) massgebend ist und nach 28 Tagen als Würfeldruckfestigkeit β_{w28} gemessen wird. Aus der Tabelle 4.45 ist ihre Grössenordnung ersichtlich. Die Tabelle 4.52 zeigt den Verlauf der Festigkeitsentwicklung, und zwar für normalen und hochwertigen Portlandzement. Die Endfestigkeit (nach 1 Jahr) ist ca. 20% grösser als diejenige nach 28 Tagen.

Tab. 4.52 Festigkeitsentwicklung

Werte β_w / β_{w28}		
Alter Tage	Normaler Portland- zement (PC)	Hochwertiger Port- landzement (HPC)
3	—	0.50
7	0.80	0.85
14	0.90	0.95
28	1.00	1.00
90	1.10	1.10
180	1.15	1.15
365	1.20	1.20

β_w : Würfeldruckfestigkeit im Zeitpunkt der Belastung

4.4372 **Beständigkeit**

Die Frostbeständigkeit des Betons ist umso grösser, je weniger die Möglichkeit besteht, dass er sich mit Wasser sättigen kann. Die Frostbeständigkeit steht in engem Zusammenhang mit der Wasserdichtigkeit. Eine hohe Wasserdosierung, schlechte Kornabstufung der Zuschlagstoffe, ungenügende und übermässige Verdichtung (Entmischung) wirken

der Frostbeständigkeit entgegen. Luftporenbildende Zusatzmittel verbessern die Frostbeständigkeit.

Sehr hohe Temperaturen können zu Ausdehnungen des Betons führen, welche ihrerseits Rissbildungen und eine allmähliche Zerstörung des Betons verursachen und ausserdem den chemischen Zerfall des Zementsteins einleiten. Im Normalfall ist der Beton bei langsam ansteigender Temperaturbelastung bis ca. 500°C hitzebeständig. Die chemische Zersetzung des Zementsteins, welche eine erhebliche Festigkeitseinbusse bewirkt, erfolgt bei ca. 800—1000°C.

Alle sauer reagierenden Chemikalien sind betonaggressiv. Gegenüber alkalisch reagierenden Lösungen ist der Beton beständig. Besonders gefährlich ist sulfathaltiges Wasser. SO₃ bildet mit der Aluminiumkomponente des Zementsteines eine kristallisierte Verbindung, welche sich ausdehnt und damit das Gefüge sprengt. Zu beachten ist auch die Korrosionsgefahr der Armierungseisen. Eine genügende Eisenüberdeckung sowie gute Dichtigkeit des Betons wirken dieser Gefahr entgegen. Die chemische Beständigkeit des Betons wird allgemein erhöht durch einen niedrigen Wasserzementwert und eine gute Verdichtung. Die Säurebeständigkeit kann durch spezielle Anstriche erhöht werden und gegen Sulfatangriff kann ein spezieller Zement mit erhöhter Sulfatbeständigkeit verwendet werden.

4.4373 Dichtigkeit

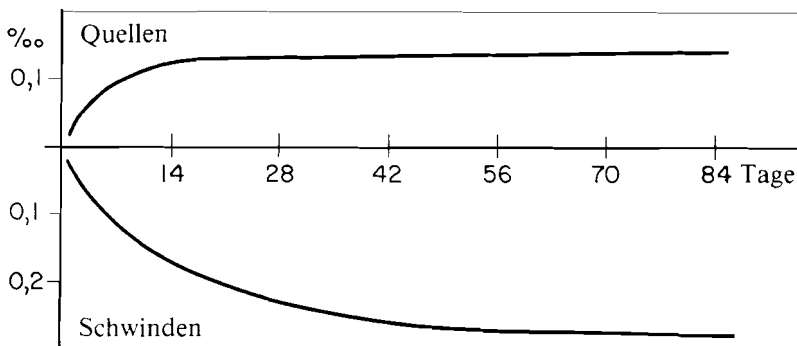
Die Dichtigkeit eines Betons spielt eine grosse Rolle für seine Frostbeständigkeit. Gut verdichteter Beton ist in der Regel wasserdicht (bei $w \leq 0.50$). Die Dichtigkeit wird erhöht durch:

- einen möglichst geringen Wasserzementwert
- eine einwandfreie granulometrische Zusammensetzung der Zuschlagstoffe
- das Vermeiden von Entmischungen beim Einbringen und Verdichten
- optimale Verdichtung

4.4374 Schwinden und Quellen

Wenn der Beton Feuchtigkeit abgibt, erfährt er eine Volumenverkleinerung, er schwindet (bei Feuchtigkeitsaufnahme quillt er). Das Schwinden ist umso grösser, je höher die Zementdosierung und je kleiner das Grösstkorn der Zuschlagstoffe ist.

Abb. 4.53: Zeitlicher Verlauf des Quellens und Schwindens, nach TRÜB (1979)



4.438 *Herstellung und Transport von Beton*

Beton entsteht durch Mischen von Zuschlagstoffen, Zement, Wasser und evtl. Zusatzmitteln. Das Mischen kann von Hand erfolgen (ursprüngliche Methode; unwirtschaftlich, heute nur noch für kleine Mengen zulässig). In der Regel wird es maschinell durchgeführt (Zwangs- oder Freifallmischer). Es werden verschiedene Mischergrößen unterschieden:

- Kleinmischer (50—100 ℓ fertiger Beton pro Mischung)
- Normalgrößen (150—500ℓ)
- Grossmischer (500—2000ℓ)

Heute wird Beton meist fertig gemischt ab Werk bezogen, damit so eine homogene, genaue Zusammensetzung garantiert werden kann, keine Probleme mit der Kapazität oder Auslastung der Anlage auftreten usw. Dieser sogenannte Fertigbeton wird normalerweise mit speziellen Transportfahrzeugen, die mit einer während der Fahrt rotierenden Trommel ausgerüstet sind, auf die Baustelle gebracht, da sonst die Gefahr der Entmischung besteht. Auf der Baustelle kann der Beton direkt ab Lastwagen, mit Betonkübeln an Kranen, über Rutschen, evtl. mit Förderbändern usw. eingebracht werden. Heute werden dafür häufig Betonpumpen eingesetzt, die den Beton über Rohrleitungen direkt vom Lastwagen in das Bauwerk befördern. Dazu muss der Beton einwandfrei zusammengesetzt und plastisch sein. Die Plastizität kann, bei gleichbleibendem Zementgehalt und Wasserzementwert, durch einen erhöhten Mehlkornanteil (Filler, Steinmehl, hydraulischer Kalk usw.) und/oder entsprechende Zusatzmittel erreicht werden.

Vor allem für Bauwerke mit engen Armierungen, komplizierten Formen und für Reparaturen wird heute auch Fließbeton verwendet, der sich durch selbständiges Fließen im Bauwerk ausbreitet. Dafür wird eine «normale» Betonmischung (360—420 kg/m³ Mehlkorn) mittels chemischer Zusatzmittel (Fließmittel, Superverflüssiger) kurzfristig verflüssigt, ohne dass sich Abbindevorgang oder Druckfestigkeit nach 28 Tagen grundsätzlich ändern. Erfahrungen zeigen, dass bei richtig zusammengesetztem Fließbeton beim Einbringen kaum Entmischungen auftreten. Die Verteilung durch selbständiges Fließen erübrigt den Einsatz von Vibratoren oder Verdichtungsgeräten. Der Wassergehalt kann sehr klein gehalten werden.

Der Beton soll unter Vermeidung jeder Entmischung (beim Schütten und Aufprallen) in möglichst horizontalen Schichten eingebracht werden. Er muss vor Abbindebeginn in die Schalung eingebracht und verdichtet werden. Die Verdichtung erfolgt durch Vibration oder durch Stampfen. Die Vibration erlaubt, den Beton mit der kleinst möglichen Wasserdosierung (kleiner Wasserzementwert) praktisch vollständig zu verdichten. Man kennt Innenvibration (Tauchvibratoren, Rüttelflaschen), Aussenvibration (Schalungsvibratoren) und Oberflächenvibration. Der Beton lässt sich durch Aussenvibration schlechter verdichten als durch Innenvibration. Jene kommt zur Anwendung bei Betonbauten geringer Dicke und enger Armierung. Die Oberflächenvibration kommt bei Balken und Plattenkonstruktionen, sowie dünnen Belägen und Decken im Strassenbau zur Anwendung. Die optimale Vibrationsdauer lässt sich nicht in Minuten und Sekunden ausdrücken (u. a. abhängig von Vibratorgröße, Vibrationsfrequenz, Betonkonsistenz usw.). Wenn an der Betonoberfläche wenig Wasser oder flüssige Zementmilch auszutreten beginnt, soll die Vibration beendet werden. Bei zu kurzer Vibrationsdauer wird der Beton unvollständig verdichtet (Festigkeitseinbusse). Zu lange Vibrationsdauer bewirkt Entmischung durch Sedimentation und Zementmilchabscheidung (Festigkeitseinbusse).

4.439 *Ausschalungsfristen*

Der Zeitpunkt des Ausschalens ist abhängig von:

- der Grösse und Bedeutung des Bauwerkes
- der vorhandenen Beanspruchung
- der Qualität des Betons
- dem Schwinden und Kriechen des Betons
- der fortschreitenden Erhärtung des Betons (Temperatureinflüsse) usw.

Beton mit hochwertigem Portlandzement (HPC) kann grundsätzlich früher ausgeschalt werden als solcher mit normalem Portlandzement (PC) und nichttragende Teile früher als tragende Teile. Da die Ausschaltungsfristen zwischen 2 und etwa 30 Tagen betragen, ist es schwierig allgemein gültige Regeln anzugeben.

4.4310 *Nachbehandlung des Betons*

Die Nachbehandlung des Betons bezweckt das rasche Austrocknen des Betons zu verhindern, weil dadurch die Festigkeitsentwicklung (Hydratation) gestört oder gar abgebrochen werden kann und das Schwinden beschleunigt wird. Durch die Nachbehandlung soll das Schwinden so lange hinausgezögert werden, bis die Betonfestigkeit so gross ist, dass die Schwindspannungen aufgenommen werden können. Von grosser Bedeutung für das Abbinden und Erhärten des Betons ist die Temperatur des Frischbetons und die Umgebungstemperatur. Hohe Temperaturen beschleunigen den Abbindevorgang und verursachen dadurch Rissbildungen (Festigkeitseinbusse). Die Abbindegeschwindigkeit wird bei einer Temperatursteigerung von 15°C auf 25°C etwa verdoppelt, von 15°C auf 30°C vervierfacht (TRÜB 1979). Tiefe Temperaturen verzögern den Abbinde- und Erhärtungsprozess. Bei Temperaturen unter 0°C kommt der Erhärtungsprozess praktisch zum Stillstand. Die Temperatur des einzubringenden Betons sollte mindestens 10°C betragen, das Optimum dürfte etwa bei 15°C liegen. Die hauptsächlichen Massnahmen der Nachbehandlung bezwecken die Eliminierung der Einflüsse ungünstiger Umgebungsbedingungen (hohe bzw. tiefe Temperaturen, Sonnenbestrahlung, starker Wind usw.). Es handelt sich u. a. um Verhinderung des zu schnellen Austrocknens (Aufspritzen eines Kunststofffilms = Curing), um Feuchthaltung (z. B. Besprengung, Abdecken mit Sand oder Kunststoffolie), um Wärmen, Kühlen und Verhindern von raschen Temperaturwechseln.

4.4311 *Vergleich der Betonsorten, Definitionen und Qualitätsanforderungen*

In der Tabelle 4.54 sind die Unterschiede zwischen den Betonsorten BN, BH und BS festgehalten, sowie deren Anwendungsbereiche abgegrenzt. Ausserdem sind die Anforderungen, welche an die Komponenten des Betongemisches gestellt werden, ersichtlich und die Prüfungen, welchen die einzelnen Betonsorten unterzogen werden müssen, vorgeschrieben.

Man beachte den Unterschied zwischen hochwertigem Portlandzement (HPC) und hochwertigem Beton (BH). Es gibt hochwertigen Beton mit normalem oder hochwertigem Zement, es gibt aber auch normalen Beton mit normalem oder hochwertigem Zement.

Tab. 4.54: Zusammenstellung der Kennwerte der verschiedenen Betonsorten, nach SIA-Norm 162

Bezeichnungen		normaler Beton BN			hochwertiger Beton BH	Spezialbeton BS	
Festigkeitswerte	Nennwert der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen β_{w28} N/mm ² (kg/cm ²)	10 (100)	15 (150)	20 (200)	30 (300)	37.5 (375 oder mehr)	
	Mindestwert in % des Nennwerts	$\geq 75\%$			$\geq 80\%$	$\geq 85\%$	
Anwendungsbereich	unbewehrter Beton	zugelassen			zugelassen	In Spezialfällen zugelassen	
	Stahlbeton	nicht zugelassen	zugelassen			zugelassen	
	Spannbeton	nicht zugelassen			zugelassen	zugelassen	
Komponenten	Zement		normaler oder hochwertiger Portlandzement				
	min. Dosierung (PC oder HPC) in kg/m ³ fertig verdichtetem Beton	unbewehrter Beton	150	200	250	250	300
		Stahlbeton				300	300
		Spannbeton				300	300
Zuschlagstoffe	Aufbereitung		Verwendung natürlicher Vorkommen zulässig		getrennte oder vorgemischte Anlieferung		
	Anteil Weichgesteine		weniger als 10%, sonst siehe Richtlinien		weniger als 6%, sonst siehe Richtlinien	schon sehr kleine Mengen schädlich	
	Feuchtigkeitsgehalt		keine speziellen Anforderungen			in engen Grenzen	
Anmachwasser		spezielle Prüfung, wenn nicht aus Trinkwassernetz					
Prüfung	Zuschlagstoffe	Eignungsprüfung		nicht erforderlich		erforderlich	
		Siebproben auf Baustelle		nicht erforderlich	erforderlich	erforderlich	
	Beton	Vorversuche		nicht erforderlich			erforderlich
		Festigkeitsprüfung		nicht immer erforderlich		erforderlich	erforderlich
		Wasserdichtigkeit		Prüfung in besonderen Fällen erforderlich			
Frostbeständigkeit							

Beispiele für die Bezeichnung der geforderten Betonsorte auf Plänen

Beton BN
 $\beta_{w28} \geq 15$ N/mm²
PC 200 kg/m³

Beton BS
 $\beta_{w28} \geq 45$ N/mm²
PC 350 kg/m³

Beton BN
 $\beta_{w28} \geq 20$ N/mm²
HPC 250 kg/m³

Beton BH
 $\beta_{w28} \geq 30$ N/mm²
HPC 300 kg/m³

Von den nach SIA-Norm definierten Betonsorten sind verschiedene Betonarten zu unterscheiden. *Leichtbeton* zeichnet sich durch geringe Dichte (Senkung bis ca. 600 kg/m³ möglich) aus. Die Isolationsleistung ist besonders gut (kleine Wärmeleitzahl). Ein Vertreter des Leichtbetons ist der sogenannte LECA-Beton. Bei diesem Beton bestehen die Zuschlagstoffe zur Hauptsache aus LECA, d. h. aus kugelförmigem Blähton. Dieser Blähton wird in einem speziellen Verfahren durch Blähen und Brennen von Ton hergestellt. Von *Magerbeton* wird gesprochen, wenn die Zementdosierung < 150 kg/m³ ist. Festigkeit und Dichtigkeit von Magerbeton sind wesentlich geringer als bei Beton mit höherer Zementdosierung. Magerbeton wird häufig für Bodenstabilisierungen verwendet. *Sichtbeton* soll durch seine Oberflächenstruktur eine ästhetische und architektonische Wirkung erzielen (natürlicher Sichtbeton, gestockter Beton, Waschbeton, «Besenstrich», Sichtbeton mit roher Schalung). Hier muss vor allem auf gleichbleibende Grundmaterialien, Verhinderung von Entmischung, gutes Nässen der Schalung vor dem Betonieren und regelmässige Bedingungen beim Austrocknen geachtet werden.

4.4312 *Praktische Hinweise zur Betonherstellung*

Wenn immer möglich ist Beton fertig gemischt ab Werk zu beziehen. Bei der Bestellung sind folgende Angaben zu machen:

- Betonsorte (BN, BH oder BS) und Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
- Zementart und Zementdosierung
- Grösstkorn
- Wasserzementwert, evtl. Beigabe von Zusatzmitteln

Sollte ein Bezug ab Werk aus irgendeinem Grund nicht möglich sein, muss bei der Betonherstellung auf der Baustelle folgendes berücksichtigt werden:

- Geräte, Maschinen, Unterlagen und Schalungen müssen in sauberem Zustand sein. Verunreinigungen können z. B. den Erhärtungsprozess und das Aussehen des Betons beeinträchtigen.
- Zement soll möglichst fabrikfrisch zur Anwendung kommen. Er wird massenmässig beigegeben. Zu lange gelagerter Zement (Knollenbildung) darf höchstens für untergeordnete Arbeiten verwendet werden.
- Zuschlagstoffe (Kies, Sand) müssen sauber gewaschen in der vorgeschriebenen Kornabstufung geliefert werden. Können die Zuschlagstoffe nicht in der vorgeschriebenen Abstufung geliefert werden, so sind sie in getrennten Fraktionen zu beziehen und auf der Baustelle richtig zusammenzumischen.
- Die Anmachwassermenge soll möglichst gering gehalten werden. Je kleiner der Wasserzementwert bei bestimmter Zementdosierung, desto besser die Betoneigenschaften.
- Die Mischung von Zement, Zuschlagstoffen und Wasser muss gründlich erfolgen. Die Mischdauer beträgt mindestens eine Minute.

Die Schalungen sind auf Sauberkeit, Dichtigkeit und Stabilität zu überprüfen und vor dem Einbringen zu benetzen. Sie sollen mit Beton nicht überfüllt werden, da sonst evtl. Zementleim abfließt. Der Beton muss nach dem Einbringen sofort verdichtet werden. Zu langes Verdichten (z. B. Vibrieren) kann Entmischung des Betons bewirken. Die Aus-

schalungsfristen sind zu beachten. Ausserdem sind Massnahmen gegen zu rasches Austrocknen des frischen Betons zu treffen.

4.44 **Betonstrassen**

4.441 *Einleitung*

Die Motorisierung in der Land- und Forstwirtschaft hatte unter anderem zur Folge, dass Naturstrassen manchenorts nicht mehr die wirtschaftlichste Lösung darstellten. Neben bituminös gebundenen Trag- und Deckschichten wurde bald einmal auch die Betonplatte als dauerhafter Strassenoberbau angewandt. Im grossen Strassenbau wurde sie ab 1926 in der Schweiz mit gutem Erfolg eingebaut.

In Deutschland wurden die ersten Waldwege 1939 in Betonbauweise erstellt. In der Schweiz wurden erstmals 1950 im Kanton Waadt Güterstrassen in Beton gebaut, die sich in der Zwischenzeit gut bewährt haben.

4.442 *Dimensionierung*

Die starre Betonplatte ergibt eine sehr gute lastverteilende Wirkung. Deshalb wird eine Betonstrasse anders dimensioniert als flexible Aufbauten (vgl. Abschnitt 5.6).

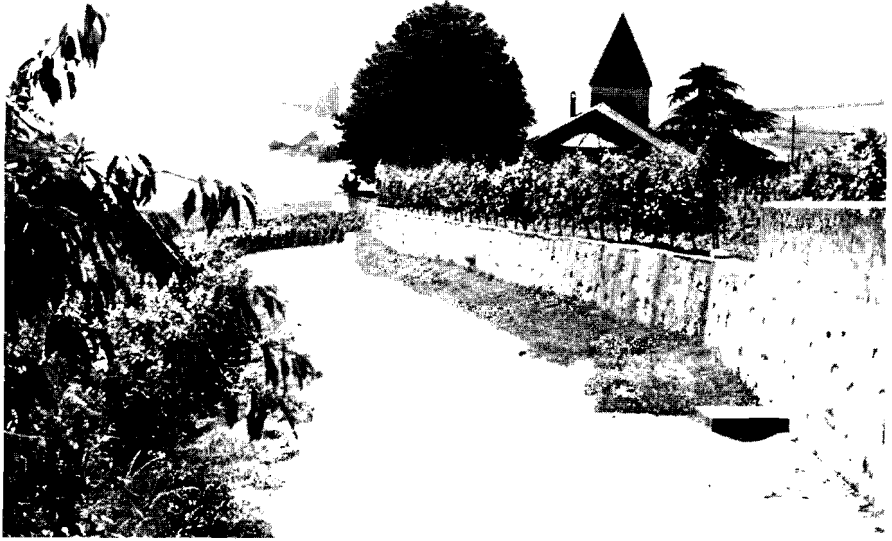
Die bekannten Dimensionierungsverfahren ergeben für Wald- und Güterstrassen auch bei sehr schlecht tragfähigen Böden Plattendicken von höchstens 14 cm. Da der Einbau mit Gleitschalungsfertigern eine zusätzliche Toleranz erfordert und weil die Betonplatten zur Aufnahme der Dilatationskräfte ein gewisses Eigengewicht aufweisen müssen, wird als Plattendicke für Wald- und Güterstrassen generell 16 cm gewählt. Dünnere Platten müssten zur Vermeidung von Aufstauchungen durch die Dilatationskräfte armiert werden, oder es müssten zusätzliche Dehnfugen eingebaut werden.

4.443 *Unterlage der Betonplatte*

Die Betonplatte kann auf verschiedene Unterlagen aufgebracht werden, nämlich:

- direkt auf den Untergrund
- auf stabilisierten Untergrund
- auf eine Kiessandtragschicht
- auf einen bestehenden Weg

Grundsätzlich kann die Betonplatte auch bei schlecht tragfähigem Baugrund direkt auf den Untergrund verlegt werden. Bei kleiner Untergrundtragfähigkeit und beim Bau der Strasse vor Kopf sind jedoch der Antransport und der Einbau des Betons problematisch, so dass oft spezielle Massnahmen erforderlich sind, wie z. B. Stabilisierung des Untergrunds mit Kalk, Einbau einer Kiessandtragschicht, Verwendung von Spezialdumpern mit geringer Bodenpressung für den Zutransport des Betons, Verwendung von Pumpbeton usw.



BETONBELÄGE eignen sich dank ihrer ausgesprochenen Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit auch für Bauvorhaben von Gemeinden und Wegebaugenossenschaften für QUARTIER-, GÜTER- und WALDSTRASSEN.

Auskunft und Beratung durch:

BETONSTRASSEN AG

5103 Wildegg

Telefon 064 53 13 74

Untergrund und Betonplatte werden zweckmässigerweise durch eine Plastikfolie getrennt, damit keine Verunreinigungen aus dem Untergrund aufsteigen und vor allem kein Wasser aus dem Beton wegsickern kann.

Die Tragfähigkeit des Untergrundes fällt für die Dimensionierung der Plattendicke nur wenig ins Gewicht. Viel bedeutsamer ist die Gleichmässigkeit der Unterlage. Diese ist bei gemischten Profilen vielfach nicht vorhanden, da Dammschüttung und Einschnitt ein unterschiedliches Setzungsverhalten aufweisen. Bei grösseren Setzungsdifferenzen kann die Betonplatte brechen.

4.444 *Einbau der Betonplatte*

Für den Einbau werden in der Praxis zwei Methoden angewandt:

- Einbau in Handarbeit mit eigenen Leuten oder billigen Arbeitskräften in Eigenregie
- Einbau mit Gleitschalungsfertigern

Bezüglich Qualität der fertigen Strasse sind die beiden Verfahren etwa gleichwertig. Jedoch bedingen Fertiger beidseits der Strasse eine ca. 25 cm breite Standfläche, was zur Verbreiterung der Baufläche führt.

4.4441 **Einbau in Handarbeit**

Dieses ursprüngliche Verfahren wurde der Entwicklung angepasst. Es stellt heute noch bei Strassen, wo die betroffenen Landeigentümer gewillt sind, ihre Kostenbeiträge in Form von Arbeit zu leisten, eine gute Lösung dar. Vor allem für kleinere Strecken kann mit dieser Bauweise auf teure Baustelleninstallationen verzichtet werden.

Zum Vorgehen:

- Das Planum wird mittels Baumaschinen (Bagger, Trax, Grader, Walze) sauber erstellt und evtl. mit einer Plastikfolie abgedeckt. Bei schlechter Untergrundtragfähigkeit wird oft eine Kiessandtragschicht eingebracht oder der Untergrund mit Kalk stabilisiert.
- Die Schalungsbretter (2—3 cm dick) werden beidseits auf die richtige Höhe angebracht (mittels Pflöcken fixiert), so dass sie als Gleitbahn für den Balkenvibrator benützt werden können. Zweckmässigerweise wird jeweils nur für eine Tagesleistung zum voraus geschalt, damit die Schalung bis zum Einbau nicht beschädigt wird und nicht zu viele Bretter gebraucht werden. In Kurven werden dünnere Bretter verwendet, um eine gleichmässige Krümmung zu erhalten.
- Der Beton (PC 300) wird mittels Lastwagen (evtl. auf dem Planum auf Bretterbahnen fahrend), Landwirtschaftstransportern oder Dumpfern auf dem Planum grob verteilt.
- Mit Schaufeln wird der Beton fein verteilt und anschliessend mit einem Doppelbalkenvibrator ausgeglichen und verdichtet (abglätten der Oberfläche mit einer Bohle und verdichten mit Rüttelplatten).
- Mit einem groben Besen wird die fertige Strassenoberfläche quer zur Fahrbahn gerillt, um die Griffigkeit zu erhöhen und das Oberflächenwasser abzuleiten.
- Alle 4—5 m (bei schlechtem Untergrund alle 3 m) werden Kontraktionsfugen erstellt. Dafür wird ein ca. 5 cm hoher Eternitstreifen in einen im Frischbeton vorbereiteten

Schlitz eingelegt. Unterhalb des Streifens werden parallel zur Strassenachse Stahldübel eingebaut. Unter der Belastung durch den Verkehr wird der Beton unter den Fugen brechen. Die Fixation der Platten, sowohl vertikal als auch horizontal, erfolgt dann durch die Dübel.

- Zum Schutz gegen Austrocknung oder Auswaschung muss bei starker Sonneneinstrahlung, Regen oder Wind die Betonoberfläche abgedeckt, befeuchtet oder mit einem chemischen Schutzmittel (Curing Compound) versehen werden.
- Am nächsten Tag kann die Betonplatte ausgeschalt und nach etwa zwei Wochen befahren werden.

Dieses Verfahren benötigt einen geringen technischen Aufwand, dafür aber einen erfahrenen Bauführer. Mit einer Equipe von 8—10 Mann können pro Tag bis 100 m (300—400 m²) betoniert werden.

4.442 Einbau mit Fertiger

Der Einbau mit kleinen Fertigern vereinfacht verschiedene Teilarbeiten und gewährleistet eine gleichbleibende Qualität. Für die erste Generation von Fertigern mussten sogenannte Schalschienen zur Fortbewegung und zur Schalung verlegt werden. Dieser grosse Aufwand konnte durch die Einführung der Gleitschalungsfertiger eliminiert werden. In der Schweiz wurden die ersten Betonstrassen Mitte der sechziger Jahre mit diesem rationellen Verfahren erstellt. Die Schalung ist fest an die Einbaumaschine angehängt, wird also mitgezogen. Damit steht die Betonplatte nach dem Durchgang der Maschine fertig verdichtet und mit Fugen versehen bereit und muss nur noch mit dem Besenstrich versehen und evtl. gegen Witterungseinflüsse geschützt werden.

Die Zufuhr des Betons kann in schwierigen Verhältnissen auch durch Pumpen erfolgen, da sonst ein Einbau «vor Kopf» nicht möglich ist (Pumpen bis max. 200 m Horizontaldistanz). Die Einbauleistung des Gleitschalungsfertigers liegt bei etwa 300 m pro Tag.

4.445 *Spezielle Probleme*

4.4451 **Fugen**

Bei der Erhärtung des Betons sowie durch Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen entstehen bekanntlich Spannungen im Beton. Die heutigen Betonplatten (≥ 16 cm Plattendicke) können die möglichen Druckspannungen im Normalfall gefahrlos aufnehmen. Daher werden sogenannte Dehn- oder Raumbfugen nur noch am Ende von Tagesetappen und bei besonderen Gegebenheiten wie Abzweigungen, Brücken, engen Kurven und starken Gefällsänderungen notwendig.

Schein- oder Kontraktionsfugen werden, als geplante Bruchstellen (Sollbruchstellen), alle 4—5 m erstellt, um Verkürzungen der Platten zu ermöglichen und somit die beim Erhärten des Betons zu erwartenden Risse auf eine Stelle zu konzentrieren. Alle Quertfugen werden mittels Eternitstreifen, Weichholzbrettern, Hartfaserplatten oder plastischer Vergussmasse verschlossen, in Handarbeit sauber abgerieben sowie durch Eisendübel verstärkt (Abb. 4.55 und 4.56).

Abb. 4.55: Armierungsschema bei Querfugen (Grundriss)

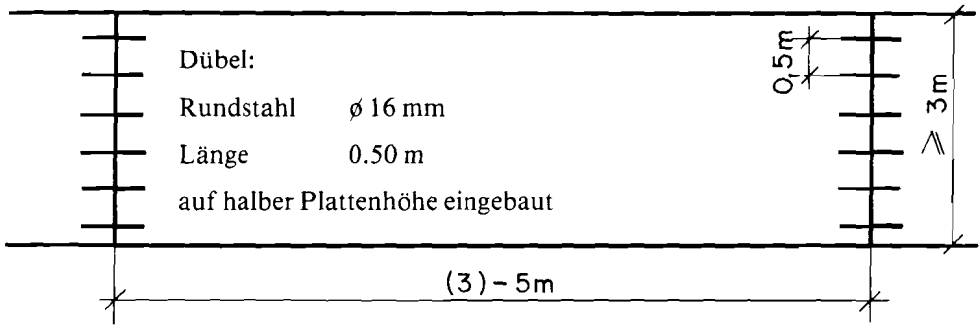
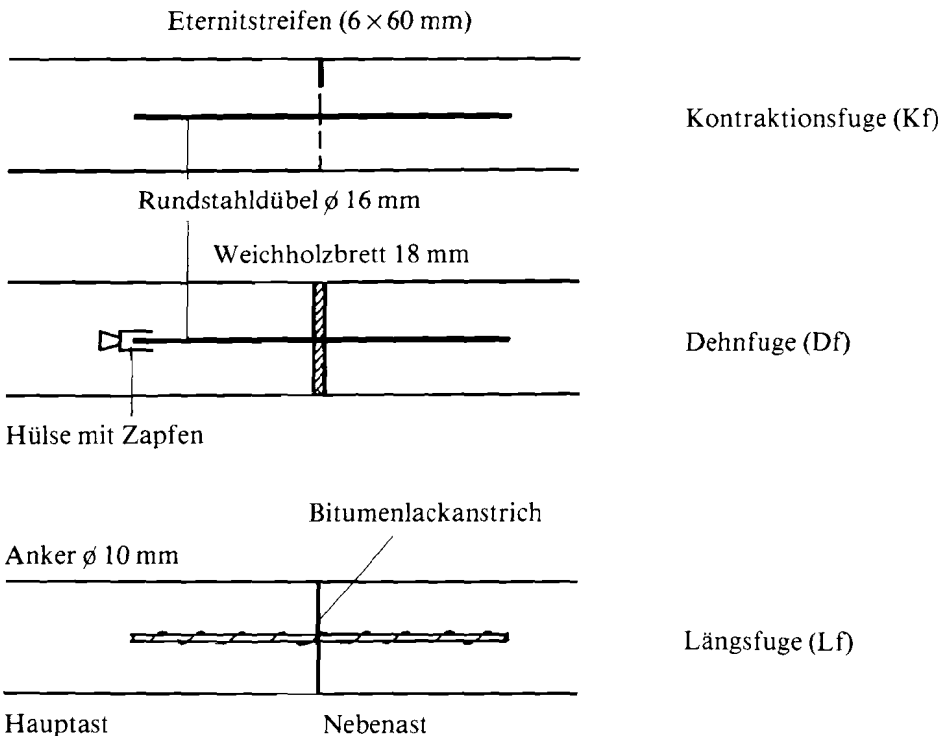


Abb. 4.56: Ausbildung verschiedener Fugen (Aufriss)

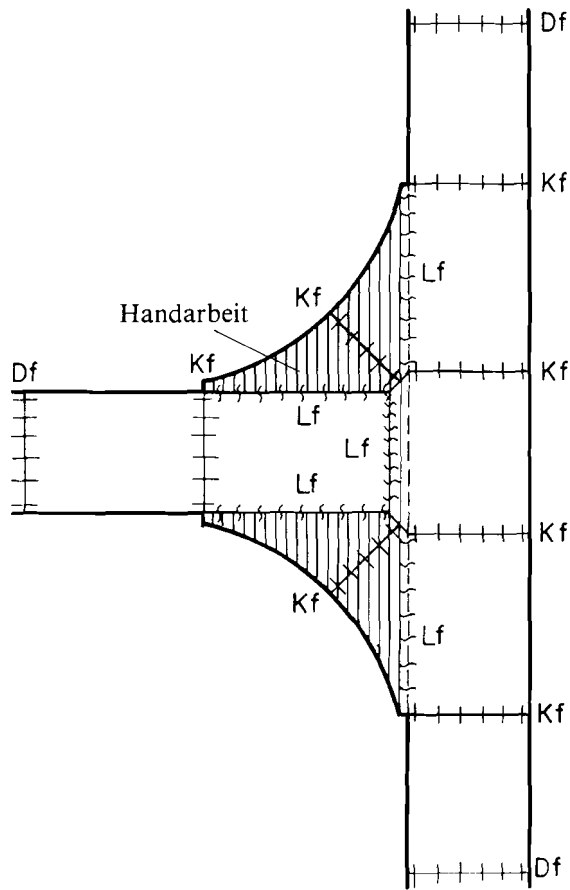


Längsfugen trennen verschiedene Einbaubahnen. Sie müssen längswirkende Kräfte aufnehmen. Längsfugen beginnen und enden zweckmässigerweise bei Querfugen.

4.4452 Abzweigungen, Ausweichstellen

Abzweigungen und Ausweichstellen sind auch bei maschinellem Einbau teilweise in Handarbeit zu erstellen. An solchen Stellen sind die verschiedenen Betonbahnen durch Längsfugen zu trennen (Abb. 4.57).

Abb. 4.57: Bau- und Armierungsschema einer Abzweigung



Achtung

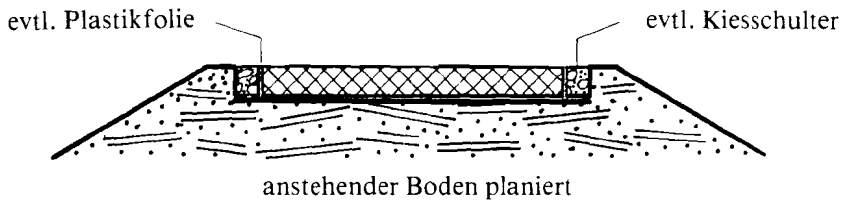
Die Fugen dürfen nicht im spitzen Winkel aufeinandertreffen. Die zusätzlichen Platten sollen bei Quertugen beginnen und enden.

4.4453 Normalprofile

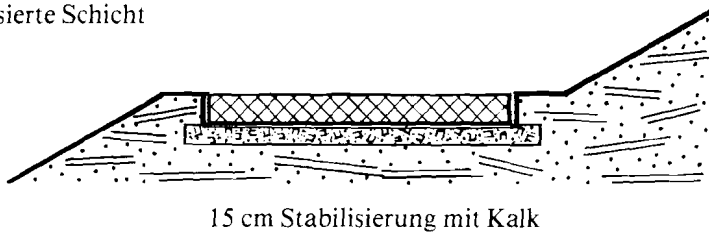
Betonstrassen sind häufig auch ausserhalb von Kurven zur Wasserableitung einseitig quergeneigt. Diese Querneigungen müssen schon bei der Erstellung des Planums berücksichtigt werden.

Abb. 4.58: Mögliche Normalprofile

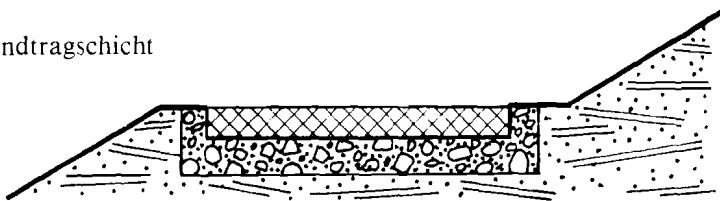
— auf Untergrund



— auf stabilisierte Schicht



— auf Kiessandtragschicht



4.446 *Schlussbemerkungen*

Im Gegensatz zu Hauptverkehrsstrassen benötigt der Beton für Wald- und Güterstrassen in der Regel keine Zusatzmittel wie z. B. Luftporenbildner gegen Frost-Tausalz-Einwirkungen.

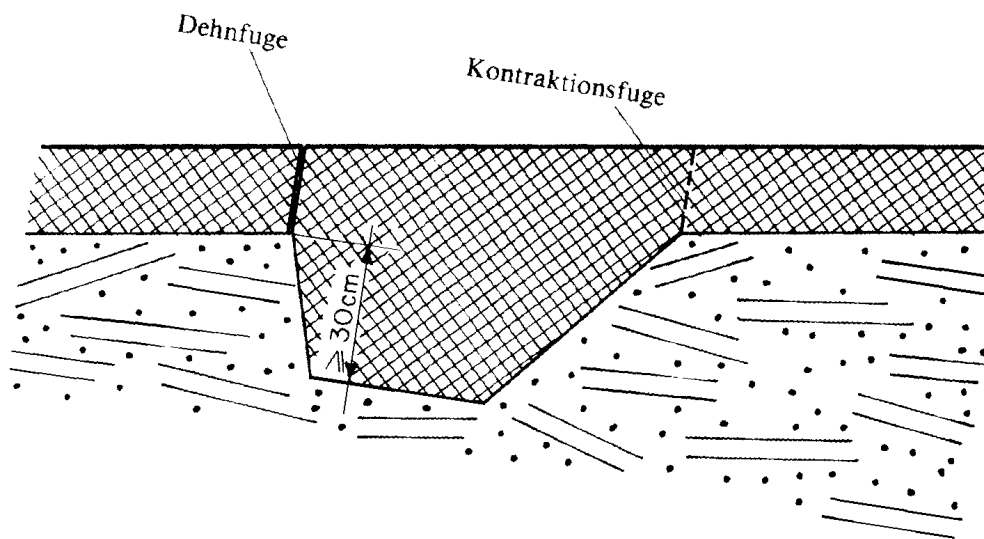
Folgende Faktoren sprechen im kleinen Strassenbau für die Wahl der Betonstrasse:

- hohe Lebensdauer
- sehr gute Lastverteilung auf Untergrund
- wenig Unterhalt
- evtl. Reduktion der Baustofftransporte

Betonbeläge sind auf Güterstrassen gelegentlich bis zu Steigungen von 18% eingebaut worden. Pumpbeton kann allerdings nur bis 5% und Fliessbeton nur bis zu 3% Steigung verwendet werden.

Bei steilen Strecken können die Reibungskräfte zwischen Beton und Untergrund teilweise die Spannungen nicht mehr aufnehmen, so dass sicherheitshalber zur Verzahnung Betonsporen ins Planum getrieben werden (Abb. 4.59).

Abb. 4.59: Betonspore in Steilstrecke



Dimensionierung und Verstärkung des Oberbaus

5.1 Einleitung

Jede Strasse soll eine möglichst ebenflächige Verkehrsachse bilden, die mit Fahrzeugen während langer Zeit sicher befahren werden kann. Je nach der Funktion der Strasse ergeben sich verschiedene Anforderungen an die Geometrie und den Ausbaustandard. Der heutige Verkehr mit Personenwagen, schweren Lastwagen, Lastenzügen und Langholzfahrzeugen verlangt tragfähige, wetterbeständige, verschleissresistente und somit richtig dimensionierte Strassen, die den grossen mechanischen und klimatischen Beanspruchungen gewachsen sind.

Während langer Zeit beruhte die Dimensionierung des Strassenoberbaus — insbesondere bei den Wald- und Güterstrassen — weitgehend auf der Erfahrung und der gutachtlichen Beurteilung, welche in ihrer extremen Form zur Aufstellung von «kantonalen Normalprofilen» führte. Diese «Normalprofile» sahen meistens für alle Böden und Verkehrsbeanspruchungen den gleichen Oberbau vor. Diese Art der Dimensionierung führte in den wenigsten Fällen zu einem strukturell richtig dimensionierten Oberbau und erlaubte keinen wirtschaftlichen Variantenvergleich. Angesichts der grossen Ausdehnung des Wald- und Güterstrassennetzes von etwa 60 000 km, des zukünftigen Bauvorhabens von jährlich über 1000 km und der Tatsache, dass der Oberbau bei einem grossen Teil der bestehenden Strassen bereits wieder verstärkt werden muss, ist die Verfügbarkeit einer fundierten Methode für die Dimensionierung und Verstärkung des Oberbaus von grosser technischer und wirtschaftlicher Bedeutung.

Die Dimensionierung des Strassenoberbaus erfuhr erst in den sechziger Jahren durch den AASHO-Strassentest (AASHO = American Association of State Highway Officials) einen grossen Durchbruch. Aufgrund der Testergebnisse stellte das AASHO-Dimensionierungskomitee im AASHO Interim Guide (van TIL 1972) Dimensionierungsvorschläge für die Bemessung von flexiblen und starren Oberbauten auf. Ausserdem wurden die notwendigen Mess- und Kontrollmethoden festgelegt. Der AASHO-Test war vor allem auf stark beanspruchte Strassen ausgerichtet. Die Auswertung der Ergebnisse dieses Strassentests sowie zusätzliche Untersuchungen an der Professur für forstliches Ingenieurwesen der ETH Zürich erlaubten die Ausarbeitung einer Dimensionierungs- und Verstärkungsmethode (HIRT 1972; BURLET 1980), welche die besonderen Ansprüche der Strassen mit geringem Verkehr, insbesondere der Wald- und Güterstrassen berücksichtigt.

5.2 Vertikalaufbau von Wald- und Güterstrassen

5.2.1 Bezeichnung und Beschreibung der Schichten

In der Abbildung 5.1 sind die verschiedenen Schichten im Vertikalaufbau von Wald- und Güterstrassen festgehalten.

Der Unterbau wird durch das anstehende Material gebildet und umfasst den Untergrund und die Dammschüttungen. Er muss — übertragen durch den Oberbau — schlussendlich alle Verkehrslasten aufnehmen.

Der Oberbau umfasst alle Schichten des Strassenaufbaus, welche ganz oder teilweise aus Fremdmaterial zusammengesetzt sind. Er besteht in der Regel aus Trag- und Deckschicht. Bei schlechtem Unterbau kommt eventuell noch eine Übergangs- oder eine Trennschicht hinzu.

Die Übergangsschicht ist heute meistens eine mit Kalk stabilisierte Schicht. Die eigentliche Trennschicht kennt man erst seit wenigen Jahren. Sie besteht aus Kunststoffmatten (Geotextilien), welche heute auch bei Wald- und Güterstrassen gelegentlich eingebaut werden.

Abb. 5.1: Schematischer Vertikalbau von Wald- und Güterstrassen

Schichten	Beispiele gebräuchlicher Schichten	
DECKSCHICHT	<ul style="list-style-type: none"> — ton- bzw. kalk-wasser-gebundene Verschleiss-schicht — Cutbackbelag (CB) — Asphaltbetonbelag (AB) — Sandasphaltbelag — Oberflächenbehandlung (OB) 	OBERBAU
TRAGSCHICHT	Betonplatte <ul style="list-style-type: none"> — Kiessandtragschicht — Müllverbrennungsschlacke — Heissmischtragschicht (HMT) — Schottertränkung — Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln — Stabilisierung mit Zement 	
evtl. ÜBERGANGS- bzw. TRENNSCHICHT	<ul style="list-style-type: none"> — Stabilisierung mit Kalk — Geotextilien 	
DAMMSCHÜTTUNG UNTERGRUND		UNTERBAU

Die Tragschicht kann aus einer oder mehreren Schichten bestehen. Die Baustoffe der Tragschicht sind entweder ungebunden oder mit einem hydraulischen oder bituminösen Bindemittel verfestigt. Die im Wald- und Güterstrassenbau üblichen Tragschichten sind:

— *Kiessandtragschicht*

Sie besteht aus einem Gemisch von Rundkies und Sand (z.B. Alluvionen, Moränen) oder aus gebrochenem Material. Ein gutes Kiessand-Material muss frostsicher sein und in seiner Zusammensetzung möglichst der Fullerkurve entsprechen, d.h. gut abgestuft sein (vgl. Abb. 4.2). Das Maximalkorn soll je nach Schichtdicke mindestens 30 mm und höchstens 100 mm betragen. Die Mindestdicke der Kiessandtragschicht

liegt bei etwa 20 cm. Seit einiger Zeit wird im Wald- und Güterstrassenbau anstelle von Kiessand auch Schlacke aus der Müllverbrennung für die Tragschicht eingebracht. Dieses Material hat ähnliche Eigenschaften wie ein gut abgestufter Kiessand (HIRT 1973).

— *Heissmischtragschicht (HMT)*

Sie besteht aus einem im Heissverfahren hergestellten bituminösen Mischgut, dessen Zuschlagstoffe eine ungleichförmige, gut abgestufte Kornzusammensetzung aufweisen. Es werden zwei Mischgutsorten unterschieden, nämlich die HMT A aus vorwiegend Rundmaterial und die HMT B mit mindestens 35% gebrochenem Material. Die HMT darf bei der Oberbaudimensionierung nur dann als tragende Schicht berücksichtigt werden, wenn ihre Dicke mindestens 6 cm beträgt. Das Grösstkorn der HMT sollte ein Drittel der fertig verdichteten Schichtdicke möglichst nicht überschreiten. Die HMT wird normalerweise auf eine Kiessandtragschicht aufgebracht (vgl. Abschnitt 4.3).

— *Schottertränkung*

Sie besteht aus einem gut verkeilten, hohlraumreichen Schottergerüst, das mit bituminösen Bindemitteln getränkt und anschliessend mit Splitt abgestreut wird. Sie soll eine fertige Dicke von mindestens 5 cm aufweisen. Für Tränkungen wird Schotter mit einer Körnung von 25/40 mm oder 40/63 mm verwendet. Schottertränkungen werden im Wald- und Güterstrassenbau nur noch selten eingebracht.

— *Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln*

Sie wird meist aus wasser- und frostempfindlichen Kiessand-Materialien hergestellt. Durch die Verkittung der Bodenkörner mit Teer (evtl. Bitumenemulsion) wird eine tragfähige wasser- und froststabile Schicht erhalten. Das Grösstkorn des zu stabilisierenden Materials darf aus maschinentechnischen Gründen nicht grösser als 60 mm sein. Die minimale Schichtdicke der bituminösen Stabilisierung beträgt ca. 12 cm. Das bituminös stabilisierte Material wird normalerweise auf eine Kiessandtragschicht aufgebracht (vgl. Abschnitt 4.26).

— *Stabilisierung mit Zement*

Die Bodenkörner werden hydraulisch gebunden. Dadurch kann aus einem wasser- und frostempfindlichen Material eine stabile und tragfähige Schicht hergestellt werden. Das Grösstkorn des zu stabilisierenden Materials sollte ebenfalls nicht grösser sein als 60 mm. Die minimale Schichtdicke der Stabilisierung mit Zement beträgt 15 cm. Das mit Zement stabilisierte Material kann sowohl auf eine Kiessandtragschicht als auch auf den Unterbau aufgebracht werden (vgl. Abschnitt 4.25).

Bei der Aufbereitung im Zentralmischverfahren (mix-in-plant) wird aus arbeitstechnischen Gründen oft die ganze Tragschicht aus zementstabilisiertem Material ausgeführt.

— *Betonplatte*

Sie ist Trag- und Deckschicht zugleich. Ihre Mindestdicke beträgt 16 cm. Sie kann auf eine Kiessandtragschicht sowie auf den Unterbau aufgebracht werden (vgl. Abschnitt 4.44).

Die im Wald- und Güterstrassenbau gebräuchlichen Deckschichten sind (Abb. 5.2):

— *Ton-wassergebundene Verschleisschicht bzw. kalk-wassergebundene Verschleisschicht*

Diese Verschleisschichten bestehen aus einem gut abgestuften Kiessand-Material, welches einen natürlichen Tonbinder bzw. Karbonat enthält. Das übliche Grösstkorn liegt bei 20—25 mm und die entsprechenden Schichtdicken bei 6—8 cm. Diese Verschleisschichten werden nur auf eine ungebundene Tragschicht aufgebracht. Die Reduktion auf das vorgeschriebene Grösstkorn wird durch Sieben oder Brechen erreicht, wobei gebrochenes Material eine bessere Qualität ergibt.

— *Cutbackbeläge (CB)*

Es handelt sich um offene, splittreiche Beläge. Das Bindemittel ist ein Verschnittbitumen (Cutback), das dem Belag eine grosse Flexibilität verleiht. Der 5—6 cm dicke Cutbackbelag CB 16 wird normalerweise auf eine ungebundene Tragschicht, der dünnere Cutbackbelag CB 10 (Dicke 2—3 cm) dagegen nur auf gebundene Tragschichten aufgebracht.

— *Asphaltbeton- (AB) bzw. Teerasphaltbetonbeläge (TA)*

Diese Beläge sind hochwertige Deckschichten, welche für Strassen mit grosser Verkehrsbeanspruchung entwickelt wurden. Es handelt sich um hohlraumarme, sehr steife Beläge, welche eine Unterlage mit hoher Tragfähigkeit verlangen und für Wald- und Güterstrassen nur bedingt anwendbar sind. Dicke Asphaltbeton- bzw. Teerasphaltbetonbeläge (AB 16 bzw. TA 16 von 6 cm Dicke) können auf ungebundene Tragschichten aufgebracht werden. Dünne Asphaltbeton- bzw. Teerasphaltbeläge mit kleinem Grösstkorn (z.B. AB 6 bzw. TA 6) werden nur auf bituminös gebundenen Tragschichten (HMT, stabilisierte Schichten) und eventuell auf zementstabilisierten Schichten verwendet.


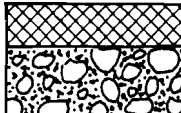



— *Sandasphaltbeläge*

Das Mischgut für Sandasphaltbeläge besteht aus Brech- und Rundsand, die mit bituminösem Bindemittel im Heissverfahren gemischt werden. Sandasphaltbeläge wurden früher besonders auf bituminöse Stabilisierungen aufgebracht. Heute werden sie auf Wald- und Güterstrassen nur noch selten angewandt.

— *Oberflächenbehandlungen (OB)*

Sie werden durch Auftragen eines bituminösen Bindemittels und nachfolgendem Abstreuen mit geeignetem Splitt hergestellt. Es wird Splitt mit einer Körnung von 3/6 mm, 6/10 mm oder 10/16 mm verwendet. Einfache und doppelte Oberflächenbehandlungen dienen als Porenschluss auf bituminös gebundenen Tragschichten und eventuell auf zementstabilisierten Schichten. Die dreifachen Oberflächenbehandlungen können auf ungebundene Tragschichten aufgebracht werden.

Abb. 5.2: Wahl der Deckschicht in Abhängigkeit der Unterlage

Deckschicht	Unterlage		
	Unterbau	Kiessand-tragschicht	HMT; stab. Schichten
Betonplatte			
Cutbackbelag (CB 16; CB 25) Asphaltbeton* (AB 16; AB 25; TA 16; TA 25) 3fache OB*			
1fache OB 2fache OB CB 10 AB 6; TA 6 Sandasphalt*			
Kalk- bzw. ton-wasser- gebundene Verschleiss- schicht			

*bedingt anwendbar

5.22 Funktion der verschiedenen Oberbauschichten

Die *Deckschicht* hat einerseits die Aufgabe, die Schubbeanspruchungen der Räder direkt zu übernehmen. Andererseits muss sie die Tragschicht vor eindringendem Regenwasser, der Erosionswirkung der Fahrzeugräder und des Niederschlagswassers schützen. Sie soll ausserdem eine ebene Oberfläche bilden, ein sicheres Befahren der Strasse gewährleisten und das Oberflächenwasser ableiten. Als eigentliche Verschleisschicht ist sie durch den Abrieb einem Substanzverlust unterworfen, so dass sie periodisch ergänzt oder erneuert werden muss. Bei der Ausbildung der Deckschicht handelt es sich daher in erster Linie um ein Erosionsproblem. Der Baustoff der Deckschicht muss eine genügende Kohäsion aufweisen, damit er seinen Zusammenhalt durch die Schubbeanspruchung und durch die Erosionswirkung der Räder und des Niederschlagswassers nicht verliert. Die massgebenden Kriterien für die Wahl der Deckschicht sind somit Verkehr, Niederschläge, Steigungsverhältnisse und Besonnung.

Die *Tragschicht* hat vor allem eine lastverteilende Funktion, d.h. sie muss die Verkehrslasten so auf den Unterbau verteilen, dass dessen Tragfähigkeit nicht überbeansprucht wird, denn dadurch würden unzulässig grosse Verformungen in Unter- und Oberbau entstehen. Die lastverteilende Wirkung der Tragschicht ist abhängig von der Scherfestigkeit ihrer Baustoffe, d.h. nur von der Reibung bei den körnigen Materialien (Kiese, Sande), und von der Reibung und Kohäsion bei den gebundenen Baustoffen (stabilisierte Baustoffe, bituminös gebundene Baustoffe, Beton). Ausserdem muss die Tragschicht eine genügend tragfähige Unterlage zur Aufnahme der Deckschicht bilden, damit in dieser keine unzulässig grossen Biegezugspannungen entstehen (besonders wichtig bei bituminös gebundenen Deckschichten). Um diese Aufgaben zu erfüllen, muss die Tragschicht eine grosse und gleichmässige Tragfähigkeit aufweisen, die durch Wasser und Frost nur wenig beeinflusst wird. Die Dimensionierung der Tragschicht ist also grundsätzlich ein Tragfähigkeitsproblem. Die notwendige Dicke der Tragschicht hängt somit ab von der Tragfähigkeit des Unterbaus, vom Verkehr (Grösse und Anzahl der Achslasten), von den Umgebungsbedingungen (hydrologische Verhältnisse, Frost) und den Festigkeitseigenschaften der Baustoffe.

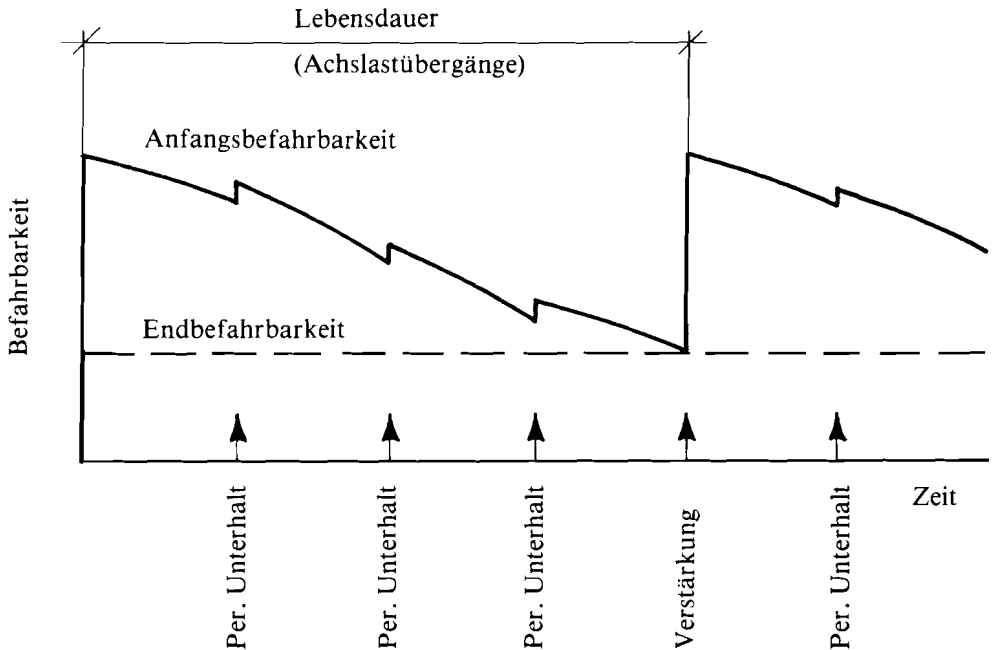
Die *Übergangsschicht* besteht meistens aus einer mit Kalk stabilisierten Schicht. Sie hat vor allem zu verhindern, dass sich beim Einbringen und Verdichten die Materialien von Unter- und Oberbau vermischen, wodurch das Kiessand-Material des Oberbaus frostempfindlich wird. Zudem leistet sie einen Beitrag an die Tragfähigkeit des Oberbaus.

Die *Trennschicht* (Geotextilien) hat die Aufgabe, eine Durchmischung der Unter- und Oberbau-Materialien zu verhindern. Im Gegensatz zur Übergangsschicht leistet sie keinen Beitrag an die Tragfähigkeit des Oberbaus.

5.3 **Ziel der Oberbaudimensionierung**

Das Ziel der Dimensionierung des Oberbaus einer Strasse (Neubau, Verstärkung) besteht darin, den Vertikalaufbau so zu bemessen, dass eine ausreichende Befahrbarkeit der Strasse während der gewählten Lebensdauer gewährleistet ist (Abb. 5.3). Als Lebensdauer wird jene Zahl von Achslastübergängen definiert, nach der die Strasse nicht mehr mit dem notwendigen Fahrkomfort befahrbar ist. In dieser Zeit wird die Endbefahrbarkeit erreicht, ohne dass dabei mehr als der laufende und periodische Unterhalt notwendig sind. Bei Erreichung der Endbefahrbarkeit ist die Strasse nicht zerstört, sie muss jedoch verbessert werden. Diese Verbesserung besteht in der Verstärkung des Oberbaus und der Wiederinstandstellung der Ebenheit der Fahrbahn.

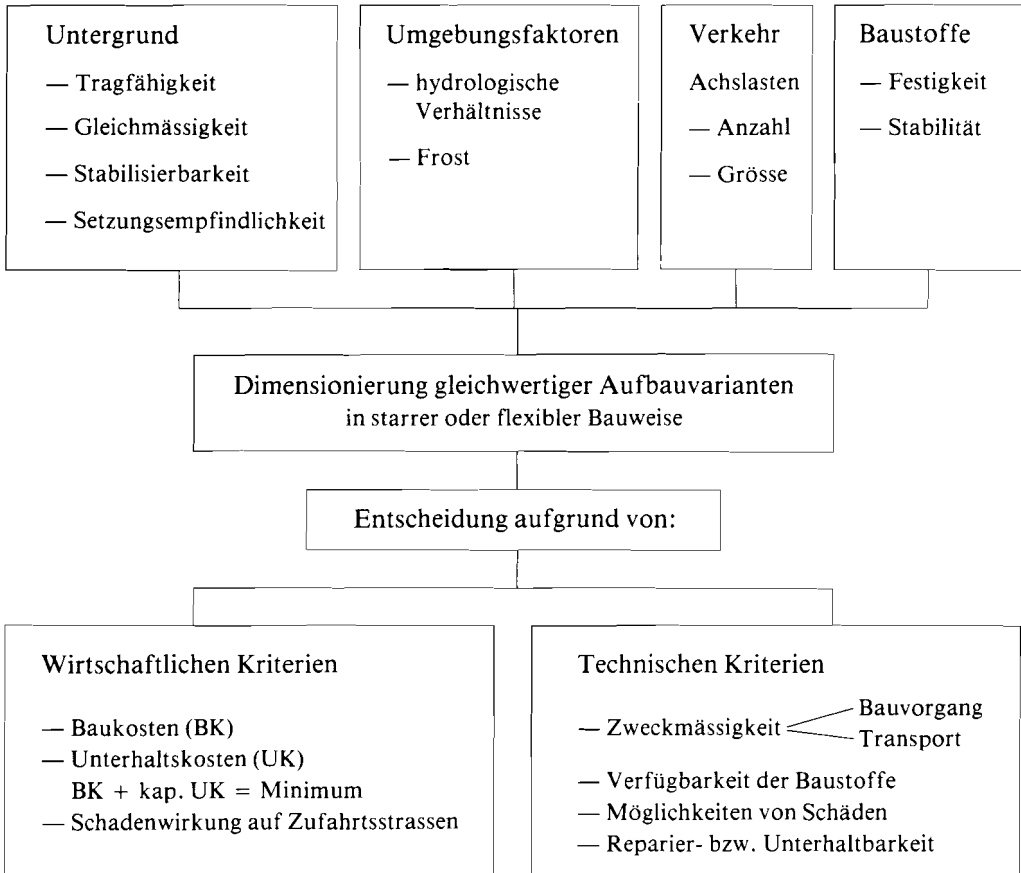
Abb. 5.3: Schematischer Verlauf der Befahrbarkeit einer Strasse



Eine Dimensionierungsmethode sollte die Möglichkeit bieten, unter möglichst umfassender Berücksichtigung der massgebenden Dimensionierungsfaktoren wie Untergrund, Verkehr, Umgebungsbedingungen und Baustoffe mehrere in bezug auf die Tragfähigkeit gleichwertige und somit vergleichbare Oberbauvarianten zu bestimmen. Die Auswahl aus mehreren gleichwertigen Varianten erfolgt sodann aufgrund wirtschaftlicher und technischer Entscheidungskriterien (Abb. 5.4), wobei aber nur ein Teil dieser Kriterien quantitativ erfasst und berechnet werden kann.

Genau erfassbar sind die Baukosten. Durch die Ausschreibung gleichwertiger Oberbauvarianten ergeben sich verbindliche und vergleichbare Unternehmerofferten. Es muss aber darauf hingewiesen werden, dass die gesamten Kosten zu berücksichtigen sind; also auch die Kosten für die Entwässerung, die Randsteine usw. Die Ausschreibung von Varianten hat den Vorteil, dass jeder Unternehmer für jene Variante offerieren kann, für die sein Maschinenpark optimal ausgerüstet ist, d.h. die Unternehmerkapazitäten werden sinnvoll ausgenützt.

Abb. 5.4: Schema der Oberbaudimensionierung



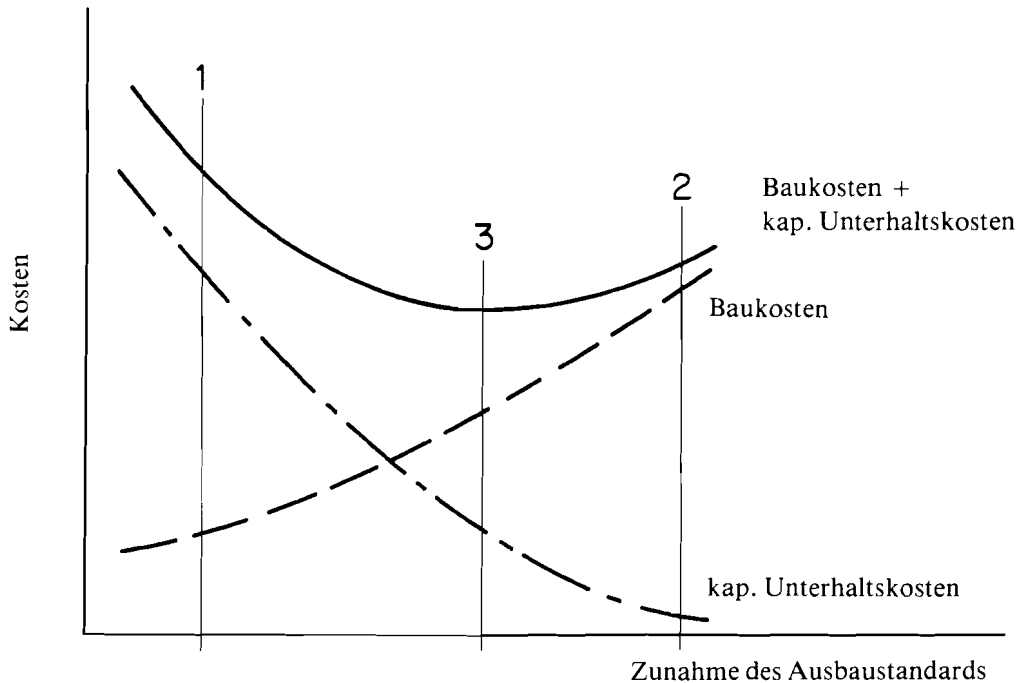
Bei der Erfassung der Unterhaltskosten treten schon die ersten Schwierigkeiten auf. Damit die Unterhaltskosten in eine Wirtschaftlichkeitsberechnung einbezogen werden können, müssen sie in eine vergleichbare Form gebracht werden. Dies geschieht dadurch, dass sie auf den Zeitpunkt der Erstellung der Strasse kapitalisiert werden. Die Kapitalisierung der Unterhaltskosten besteht in der Vorwertbestimmung der während einer bestimmten Zeitdauer periodisch anfallenden Unterhaltskosten. Die Grösse der kapitalisierten Unterhaltskosten hängt von der Lebensdauer der Strasse, von der Grösse der Unterhaltskosten, von der Höhe des Zinsfusses und vom Unterhaltsturnus ab. Diese Faktoren weisen teilweise einen spekulativen Charakter auf, weil sie weitgehend auf Prognosen beruhen (vgl. Abschnitt 1.3342).

Zwischen dem Ausbaustandard des Oberbaus und den Bau- und Unterhaltskosten besteht ein Zusammenhang (KUONEN 1969), der schematisch in der Abbildung 5.5 dargestellt ist. Der Ausbaustandard, insbesondere die Erosionsfestigkeit der oberflächennahen Schichten, bestimmt die Art und Häufigkeit der Unterhaltsmassnahmen und somit die Grösse der Unterhaltskosten. Mit zunehmendem Ausbaustandard bzw. mit zunehmender Qualität der Oberbauschichten werden die Baukosten vergrössert, dagegen verkleinern sich die Unterhaltskosten. Unter mehreren hinsichtlich der Tragfähigkeit gleichwertigen Oberbauvarianten gibt es nun eine kostenoptimale Variante, welche den geringsten Kapi-

talaufwand erfordert, d.h. bei welcher die Summe aus den Baukosten und den kapitalisierten Unterhaltskosten ein Minimum ergibt.

Alle weiteren Entscheidungskriterien sind sehr stark von den örtlichen Verhältnissen abhängig und müssen immer von Fall zu Fall berücksichtigt werden. Die Verwendung örtlicher Baustoffe, die Vermeidung grosser Kiestransporte und die Umweltfreundlichkeit der Baumethoden sind Randbedingungen, die bei jedem Bauobjekt gründlich überprüft werden müssen.

Abb. 5.5: Bau- und kapitalisierte Unterhaltskosten in Funktion des Ausbaustandards



- 1 Baukostenminimale Variante
- 2 Unterhaltskostenminimale Variante
- 3 Kostenoptimale Variante

5.4 Der AASHO-Strassentest

Die im folgenden dargestellte Methode für die Dimensionierung des Oberbaus von Wald- und Güterstrassen basiert zur Hauptsache auf den Ergebnissen des erwähnten AASHO-Strassentests. Für ein besseres Verständnis dieser Dimensionierungsmethode wird deshalb kurz auf diesen Strassentest eingegangen.

Der AASHO-Strassentest (HIGHWAY RESEARCH BOARD 1961 und 1962) wurde zwischen 1956 und 1961 in den USA bei Ottawa, Illinois, durchgeführt. Mit 468 Versuchsabschnitten in flexibler und 368 in starrer Bauweise ist dieser Test der bisher grösste

Versuch über das Verhalten des Strassenoberbaus unter Verkehr. Der Versuchsverkehr, der während 25 Monaten über die verschiedenen Teststrecken rollte, erreichte auf jedem Abschnitt eine Verkehrsbeanspruchung von 1 114 000 Achsdurchgängen.

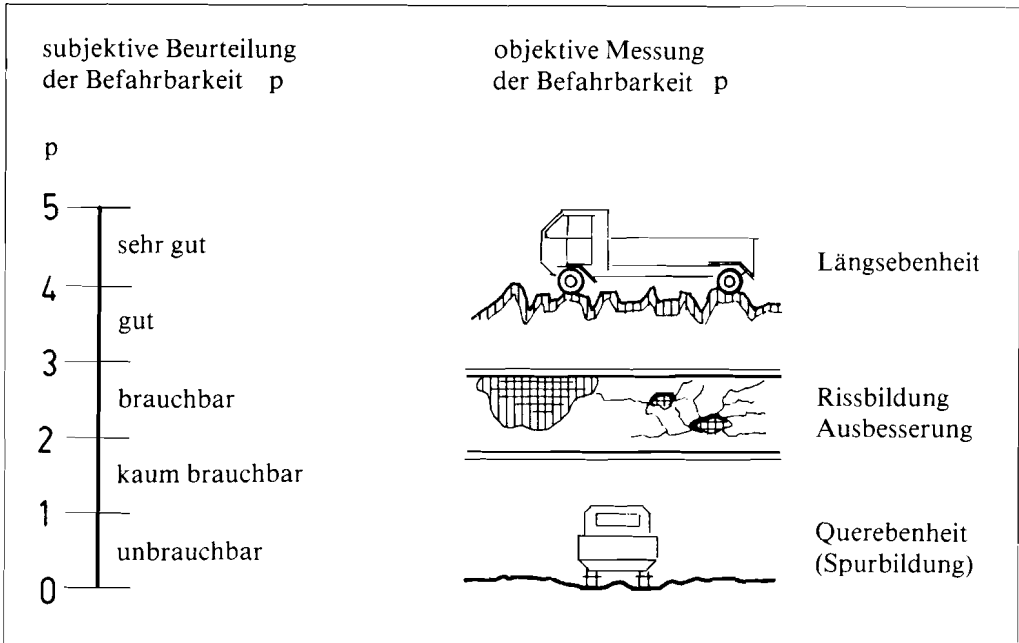
Das wichtigste Ziel des Versuchs bestand in der Bestimmung der Beziehungen zwischen der Anzahl Achsdurchgängen verschiedener Grösse und Anordnung und dem Verhalten flexibler und starrer Oberbauten von verschiedener Dicke auf einem Untergrund von bekannten Eigenschaften. Dabei wurde zur Beurteilung des Verhaltens des Strassenoberbaus der neue Begriff der «Befahrbarkeit einer Strasse» eingeführt.

5.41 Die Befahrbarkeit einer Strasse

Die Befahrbarkeit einer Strasse ist die Eigenschaft, welche vom Strassenbenützer subjektiv als Fahrkomfort empfunden wird. Mit der Alterung der Strasse wird die Befahrbarkeit durch Schäden wie Unebenheiten, Verdrückungen, Spurbildungen, Risse, Schlaglöcher usw. verkleinert. Der erste Schritt des Test-Programms bestand darin, die subjektive Beurteilung der Befahrbarkeit durch objektive Messwerte zu ersetzen. Dazu wurden 138 Strassen durch verschiedene Verkehrsteilnehmer befahren und nach einem einfachen Schema in bezug auf ihre Befahrbarkeit bewertet. Eine objektive Zustandserfassung auf den gleichen Strassen erfolgte anschliessend durch folgende Messungen (Abb. 5.6):

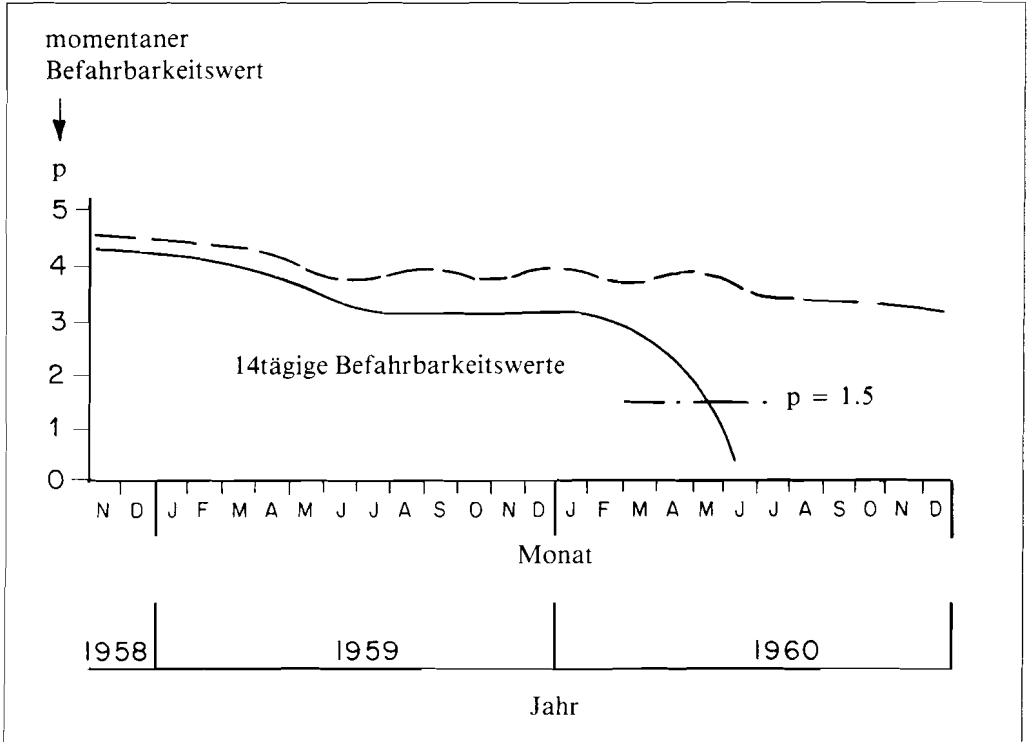
- Mittlere Neigungsstreuung in den Fahrspuren SV (Längsebenheit)
- Ausmass der Rissbildung und der Flickstellen in der Oberfläche C + P
- Verdrückung in den Fahrspuren RD (Querebenheit)

Abb. 5.6: Bestimmung der Befahrbarkeit, nach HIRT (1972)



Die subjektive Beurteilung der Benutzer konnte mit diesen objektiven Messwerten korreliert und als Befahrbarkeitsindex $p = f(SV, C + P, RD)$ ausgedrückt werden. Dieses neuartige Konzept ermöglicht jederzeit, die vom Benutzer empfundene Befahrbarkeit einer Strasse reproduzierbar zu messen. Durch regelmässige Bestimmung der Befahrbarkeit kann die Befahrbarkeitsgeschichte einer Strasse, d.h. die Abnahme der Befahrbarkeit unter dem Verkehr aufgezeichnet werden, bis die Endbefahrbarkeit von beispielsweise $p = 1.5$ erreicht ist (Abb. 5.7). Aus diesem Befahrbarkeitskonzept resultiert eine neue, präzise Definition für die Lebensdauer einer Strasse, nämlich als jene Zahl von Achslastwechseln, bei der die Strasse nicht mehr befahrbar ist.

Abb. 5.7: Verlauf der Befahrbarkeit, nach HIRT (1972)



5.42 Das Verhalten der Oberbauten

Die Untersuchung des Verhaltens der verschiedenen Oberbauten unter dem Verkehr erlaubte auf statistischem Wege die Ermittlung der Beziehungen zwischen dem Befahrbarkeitsindex und den Faktoren Achslast, Lastanordnung, Anzahl der Achslastübergänge und der Stärke des Strassenoberbaus. Die allgemeine Gleichung für den Befahrbarkeitsindex p , welche das Verhalten der Oberbauten beschreibt, hat folgende Form:

$$p = p_0 - (p_0 - p_1) \left[\frac{W}{p} \right]^\beta \quad [5.1]$$

- p : Befahrbarkeitsindex zu einem gegebenen Zeitpunkt
 p_0 : Anfangsbefahrbarkeitsindex
 p_1 : Befahrbarkeitsindex, bei dem die Versuchsabschnitte aus dem Versuch genommen wurden
 W : Anzahl der Achslastwechsel
 ρ und β : Funktionen der Achslast, der Lastanordnung und des Strassenoberbaus, welcher bei flexiblen bzw. starren Oberbauten durch den Stärkenindex SN bzw. die Dicke D der Betonplatte erfasst wird

Beim AASHO-Strassentest war für die flexiblen Abschnitte $p_0 = 4.2$ und für die Betonabschnitte $p_0 = 4.5$. Die Beobachtungen an den Versuchsabschnitten wurden eingestellt, wenn der Befahrbarkeitsindex unter den Wert von $p_1 = 1.5$ sank. Damit wird aus Gleichung [5.1] für flexible Oberbauten

$$p = 4.2 - 2.7 \left[\frac{W}{\rho} \right]^\beta \quad [5.2]$$

und für starre Oberbauten

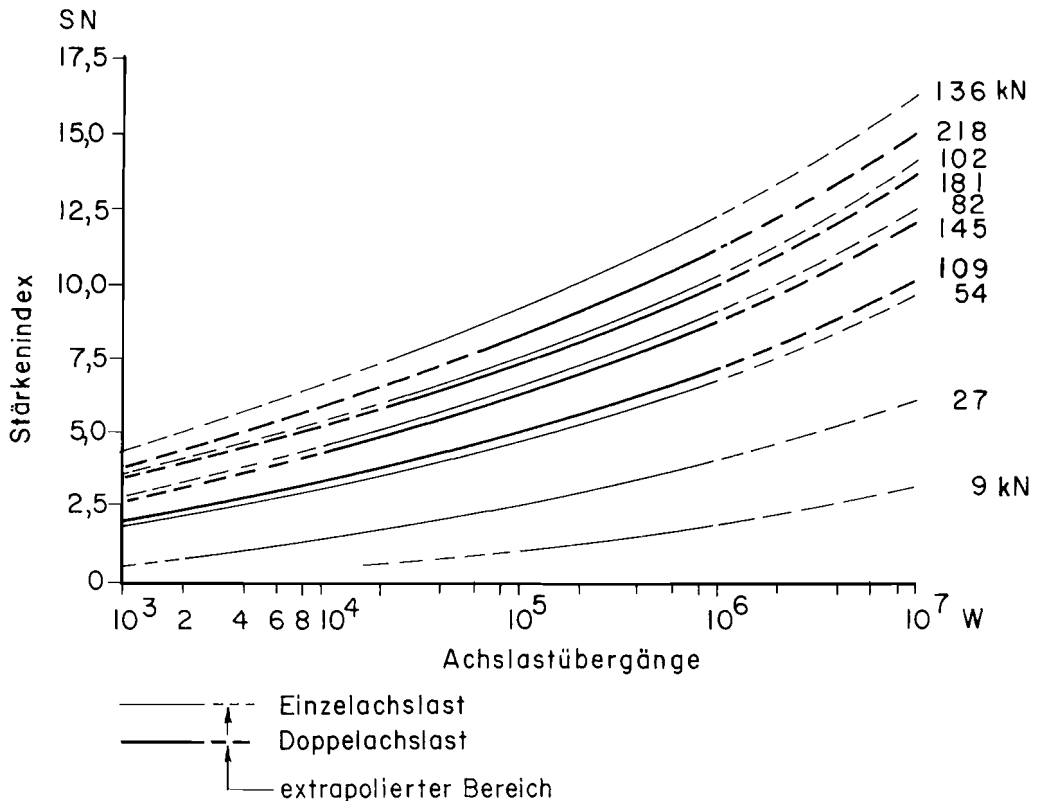
$$p = 4.5 - 3.0 \left[\frac{W}{\rho} \right]^\beta \quad [5.3]$$

Die Gleichung [5.2] ist für einen Befahrbarkeitsindex von $p = 1.5$ in der Abbildung 5.8 als sogenannte AASHO-Kurven dargestellt. Diese Kurvenscharen beinhalten das wichtigste Ergebnis des AASHO-Strassentests. Aus ihnen lassen sich nun die folgenden Zusammenhänge ableiten:

- Der Oberbau muss umso stärker (tragfähiger) sein, je grösser die Anzahl der Achslastübergänge auf einer Strasse ist.
- Bei gleicher Zahl der Achslastübergänge benötigen die höheren Achslasten stärkere Oberbauten.
- Bei gleichem Oberbau können mehr schwächer belastete Achsen aufgenommen werden als schwere Achslasten.

Die Gleichungen [5.2] und [5.3] bilden die Grundlage für die Dimensionierung des Oberbaus von Strassen. In dieser Form gelten sie allerdings nur für die Testverhältnisse wie Untergrund, Verkehrsverkehr, Baustoffe, klimatische und hydrologische Umgebungsfaktoren usw.

Abb. 5.8: AASHO-Kurven von flexiblen Oberbauten für die Befahrbarkeit von $p = 1.5$



5.5 Dimensionierung von Strassen mit flexiblem Oberbau

5.5.1 Formel und Nomogramm für die Dimensionierung von flexiblen Oberbauten

Ausgehend von der AASHO-Grundgleichung für flexible Oberbauten [5.2] konnte durch:

- Festlegung der Endbefahrbarkeit ($p = 1.5$)
- Reduktion der Achslasten auf eine Normachslast (82 kN)
- Einführung eines Regionalfaktors, der die Umgebungsbedingungen berücksichtigt
- Einführung einer Bodentragfähigkeitsskala

die nachstehende Formel für die Dimensionierung des Oberbaus von Strassen mit geringem Verkehr und flexiblem Oberbau, insbesondere von Wald- und Güterstrassen, hergeleitet werden (BURLET 1980):

$$SN = \frac{2.67 (W \cdot R)^{0.1068}}{10^{0.1647 \cdot \log CBR - 0.0655}} - 2.54 \quad [5.4]$$

Dimensionierungsformel für Strassen mit geringem Verkehr und flexiblem Oberbau

Die Dimensionierungsformel enthält die folgenden Parameter:

- Untergrundtragfähigkeit als CBR-Wert
- Verkehr W in Normachslasten von 82 kN
- Umgebungsbedingungen als Regionalfaktor R

Mit dieser Formel wird die erforderliche Oberbaudicke als Stärkenindex SN bestimmt. Der Stärkenindex ist definiert als die Summe der Schichtdicken D in Zentimetern multipliziert mit den entsprechenden Tragfähigkeitskoeffizienten a der Baustoffe.

$$SN = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 + a_3 \cdot D_3 \quad [5.5]$$

Diese lineare Form für den Stärkenindex hat den Vorteil, dass durch das Variieren der Schichtdicken und der Baustoffe verschiedene gleichwertige Varianten mit gleichem Stärkenindex bestimmt werden können, wobei minimale Schichtdicken eingehalten werden müssen.

In der Abbildung 5.9 ist die Dimensionierungsformel in Form eines Nomogramms dargestellt.

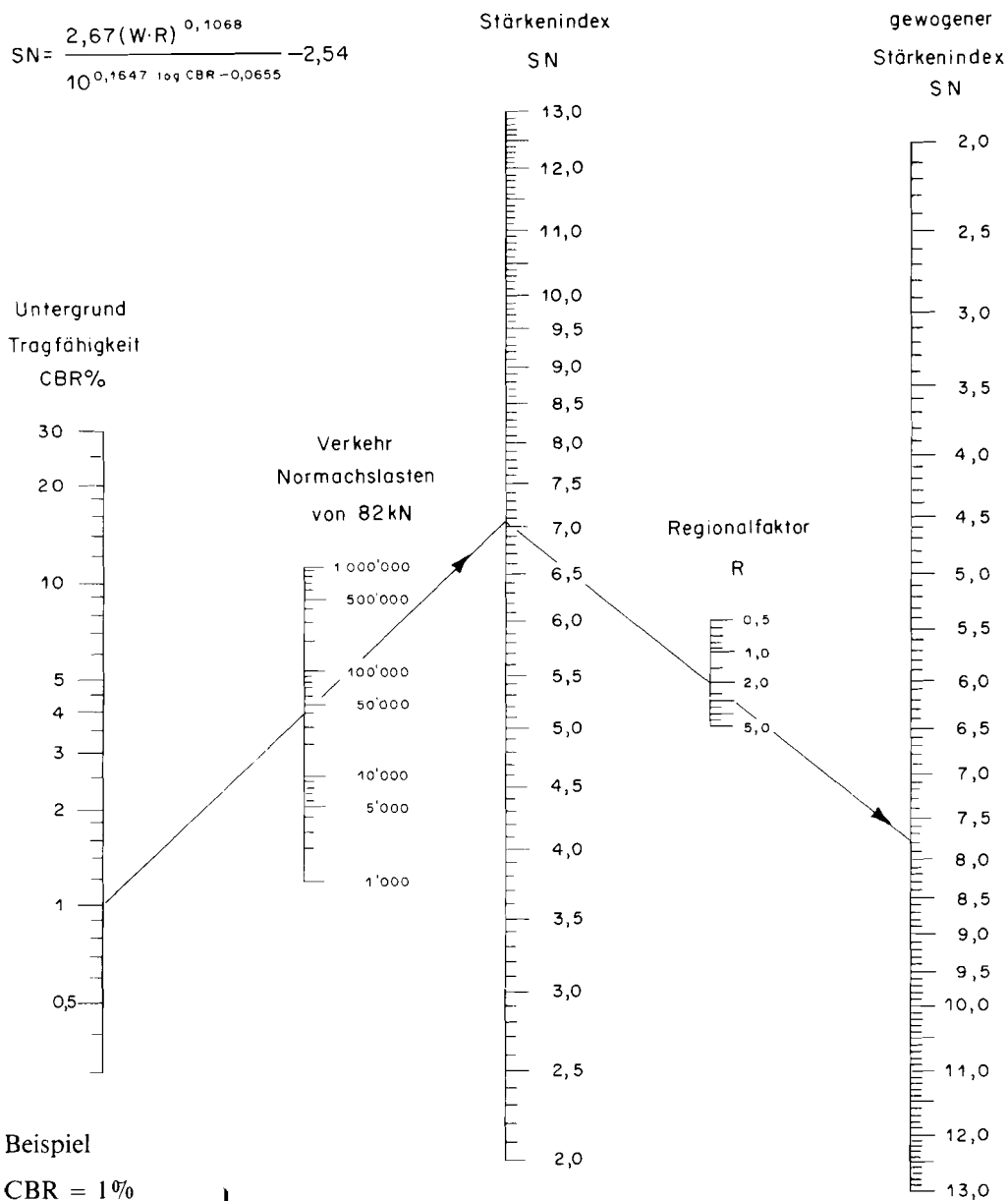
5.52 Dimensionierungsparameter

5.521 Untergrundtragfähigkeit

Die Untergrundtragfähigkeit wird in der Dimensionierungsformel (Gleichung [5.4]) bzw. im Dimensionierungsnomogramm (Abb. 5.9) für flexible Oberbauten als CBR-Wert eingegeben. Dabei wird der Mittelwert aus den örtlich streuenden CBR-Werten bei wassergesättigtem Untergrund berücksichtigt. Die örtliche Ungleichmässigkeit in der Untergrundtragfähigkeit, ausgedrückt als Variationskoeffizient CV, sollte den Wert 0.5 nicht überschreiten.

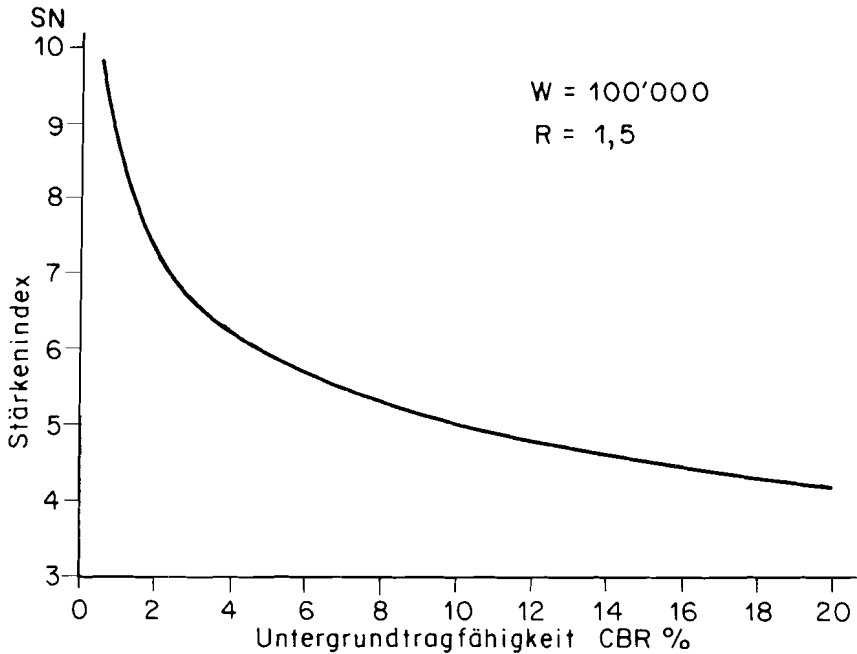
Abb. 5.9: Dimensionierungsnomogramm für Strassen mit geringem Verkehr und flexiblem Oberbau ($p = 1.5$), nach BURLET (1980)

$$SN = \frac{2,67(W \cdot R)^{0,1068}}{10^{0,1647 \log CBR - 0,0655}} - 2,54$$



Bei Strassen mit flexiblem Oberbau hat die Untergrundtragfähigkeit einen wesentlichen Einfluss auf den Stärkenindex und somit auf die Dicke des Oberbaus (Abb. 5.10). Dies ist besonders ausgeprägt bei Böden mit schlechter Tragfähigkeit, d.h. mit einem CBR-Wert von weniger als 5%. Für CBR-Werte über 10% wirkt sich dagegen die Untergrundtragfähigkeit nur noch geringfügig auf den Stärkenindex aus. Daher ist vor allem bei schlechter Untergrundtragfähigkeit eine präzise Bestimmung des CBR-Wertes erforderlich.

Abb. 5.10: Einfluss der Untergrundtragfähigkeit auf den Stärkenindex



Der CBR-Wert kann grundsätzlich durch den Feld- oder Laborversuch nach SN 670 315 oder 670 320a bestimmt werden (vgl. Abschnitt 3.631). Diese beiden Versuche sind jedoch zeit- und materialaufwendig, so dass sie für die Baupraxis ungeeignet sind. Zur Messung oder Schätzung des CBR-Wertes stehen daher die folgenden Möglichkeiten zur Verfügung:

- Die Messung des CBR-Wertes mit dem tragbaren Farnell-Handpenetrometer. Damit kann der CBR-Wert sehr schnell bestimmt werden. Das Gerät ist jedoch nur für feinkörnige Böden bis zu einem CBR-Wert von 15% geeignet.
- Die Schätzung des CBR-Wertes aufgrund der Bodenklassifikation nach USCS (vgl. Abschnitt 3.635). Dieses Verfahren setzt aber Erfahrung im Beurteilen der Böden voraus. Ferner ist die Schätzung des CBR-Wertes bei den feinkörnigen Böden nicht genau, aber gerade hier ist der Einfluss der Untergrundtragfähigkeit auf den Stärkenindex besonders gross.

Die Verfahren zur Bestimmung der Untergrundtragfähigkeit je nach Boden und Befahrbarkeit sind in der Tabelle 5.11 dargestellt.

Tab. 5.11: Bestimmung der Untergrundtragfähigkeit und des Vorgehens bei der Oberbaudimensionierung in Abhängigkeit der Untergrundverhältnisse, nach BURLET (1980)

Untergrund	Verfahren zur Ermittlung der Untergrundtragfähigkeit	Dimensionierung
feinkörnige Böden, Sande und Kiese mit viel Feinanteilen (USCS: CL, CH, ML, MH, OL, OH, SC—CL, SM—ML, GC—CL, GM—ML) CBR-Wert < 10% (nicht oder kaum mit Lastwagen befahrbar)	Ermittlung des CBR-Wertes mit dem Farnell-Handpenetrometer	Bestimmung des Stärkenindex SN mit der Dimensionierungsformel (Gleichung [5.4]) bzw. dem Dimensionierungsnomogramm (Abb. 5.9)
Sande, Kiese mit viel Feinanteilen (USCS: SW, SP, SM, SC, GC—CL, GM—ML) 10% < CBR-Wert < 20% (mit Lastwagen befahrbar)	Ermittlung der elastischen Deflektion mit dem Benkelman-Balken	Vorgehen wie bei einer Oberbauverstärkung: Bestimmung von ΔSN mit dem Verstärkungsdiagramm für CBR = 10% (Abb. 5.37)
Kiese mit wenig Feinanteilen (USCS: GW, GP, GC, GM) CBR-Wert > 20%	Ermittlung der Untergrundtragfähigkeit nicht erforderlich	Wahl einer geeigneten Deckschicht

5.522 *Verkehr*

Der Oberbau einer Strasse wird für eine bestimmte Anzahl von Achslastübergängen, d.h. für einen bestimmten Dimensionierungszeitraum dimensioniert. Dieser wird für Hauptverkehrsstrassen auf zwanzig Jahre festgelegt. Bei den Strassen mit geringem Verkehr, insbesondere den Wald- und Güterstrassen, kann der Dimensionierungszeitraum länger gewählt werden. Der Verkehr auf diesen Strassen setzt sich zur Hauptsache zusammen aus dem Baustellenverkehr sowie den Transporten für die Forst- und Landwirtschaft, welche sich langfristig nur wenig ändern und somit leicht bestimmbare Grössen sind (gegebenes Strassennetz, gegebene Nutzung). Für die Wald- und Güterstrassen wird ein Dimensionierungszeitraum von 40 Jahren angenommen. Diese Periode ist in erster Linie als Berechnungsgrösse anzusehen. Die Berechnungszeit spielt keine derart massgebende Rolle, weil der praktisch zeitunabhängige Baustellenverkehr zwischen 40 und 60% des Gesamtverkehrs ausmacht; d.h. die Oberbaudicke wird vor allem durch den Baustellenverkehr bestimmt.

Es stellt sich die Aufgabe, den Verkehr für diese Bezugsperiode von vierzig Jahren vorzubestimmen. Dazu wird der Verkehr in Normachslasten von 82 kN umgerechnet. Diese Umrechnung erfolgt anhand von Lastäquivalenzfaktoren, mit welchen die Scha-

denwirkung der verschieden schweren Achslasten auf jene der Normachslast bezogen wird. Der Normachslast wird der Schadenfaktor bzw. der Lastäquivalenzfaktor von $e = 1$ zugeordnet. Für eine Endbefahrbarkeit von $p = 1.5$ können die Lastäquivalenzfaktoren e der verschieden schweren Einzel- und Tandemachslasten mit den beiden folgenden Beziehungen bestimmt werden (BURLET 1980):

$$e_E = \left[\frac{2.2 X + 10}{180 + 10} \right]^{4.79} \quad [5.6]$$

$$e_T = \left[\frac{2.2 X + 20}{180 + 10} \right]^{4.79} \cdot \frac{1}{2^{4.33}} \quad [5.7]$$

e_E : Lastäquivalenzfaktor einer Einzelachslast

e_T : Lastäquivalenzfaktor einer Tandemachslast

X : Gewicht in kN einer Einzel- bzw. Tandemachse

In der Tabelle 5.12 sind die mit den Gleichungen [5.6] und [5.7] ermittelten Lastäquivalenzfaktoren für Einzel- und Tandemachslasten von 10 kN bis 200 kN angegeben. Daraus kann entnommen werden, dass für eine Endbefahrbarkeit von $p = 1.5$ die Lastäquiva-

Tab. 5.12: Lastäquivalenzfaktoren e für eine Endbefahrbarkeit von $p = 1.5$, Normachslast = 82 kN, nach BURLET (1980)

Achslast (kN)	Einzelachslast	Tandemachslast
10	0.0002	0.00004
20	0.002	0.0003
30	0.01	0.001
40	0.04	0.003
50	0.11	0.008
60	0.25	0.02
70	0.49	0.03
80	0.90	0.06
82	1.00	0.06
90	1.54	0.10
100	2.50	0.15
110	3.87	0.23
120	5.78	0.34
130	8.36	0.49
140	11.79	0.68
150	16.24	0.93
160	21.93	1.24
170	29.09	1.64
180	37.98	2.12
190	48.91	2.72
200	62.18	3.43

lenzfaktoren bzw. die Schadenwirkung der Achslasten ungefähr in der 4.5ten Potenz mit dem Gewicht der Achsen zunehmen. So hat eine Einzelachslast von 100 kN eine um mehr als zwanzigmal grössere Schadenwirkung auf den Strassenaufbau als jene von 50 kN. Ferner ergeben die Tandemachslasten infolge der besseren Lastverteilung bedeutend kleinere Faktoren und damit eine geringere Schadenwirkung als die Einzelachslasten.

Tab. 5.13: Lastäquivalenzfaktoren e ausgewählter Fahrzeugtypen, nach BURLET (1980)

Fahrzeugtyp		Lastäquivalenzfaktoren e				Nutzlast	
		Leer (L)	Beladen (B)	pro Fahrt (L + B)	pro m ³ Nutzlast	kN (t)	m ³
Bautransport	3achsiger Lastwagen	0.09	2.54	2.63	0.38	140 (14.0)	7.0
	2achsiger Lastwagen:						
	— schwer	0.09	3.17	3.26	0.82	80 (8.0)	4.0
	— mittel	0.01	0.38	0.39	0.16	50 (5.0)	2.5
	— leicht	0.002	0.06	0.06	0.04	35 (3.5)	1.7
Holztransport	Lastwagenzug mit Kran	0.24	3.67	3.91	0.20	150 (15.0)	19.5
	Langholzfahrzeug mit Kran	1.11	3.32	4.43	0.23	145 (14.5)	19.0
	3achsiger Lastwagen mit Kran	0.13	2.54	2.67	0.16	130 (13.0)	17.0
	2achsiger Lastwagen mit Kran	0.24	3.17	3.41	0.43	60 (6.0)	8.0
	Forsttraktor:						
	— sehr schwer	0.06					
	— schwer	0.01					
— mittel	0.002						
	— leicht	0.0005					
Landwirtschaftlicher Transport					pro 10 kN Nutzlast		
	Jauchewagen + Traktor	0.01	0.17	0.18	0.04	45 (4.5)	
	Miststreuer + Traktor	0.01	0.17	0.18	0.04	45 (4.5)	
	Ladewagen + Traktor	0.01	0.12	0.13	0.04	35 (3.5)	
	Selbstfahrladewagen	0.0009	0.01	0.01	0.01	20 (2.0)	
	Landwirtschaftstraktor:						
	— sehr schwer	0.008					
— schwer	0.002						
— mittel	0.0005						
	— leicht	0.00006					
	Reisecar	0.24	3.17				
	Landrover	0.002					
	Schwerer Personenwagen	0.0004					
	Leichter Personenwagen	0.00005					

Die Tabelle 5.13 enthält die Lastäquivalenzfaktoren ausgewählter Fahrzeugtypen für Leer- und Lastfahrt, die Lastäquivalenzfaktoren pro Fahrt, d.h. Leer- und Lastfahrt, und pro Kubikmeter bzw. pro 10 kN Nutzlast. Daraus gehen insbesondere die folgenden Tatsachen hervor:

- Die beladenen Fahrzeuge für Baustellen- und Holztransporte weisen hohe Lastäquivalenzfaktoren auf. Im Gegensatz dazu haben die beladenen landwirtschaftlichen Fahrzeuge bedeutend kleinere Lastäquivalenzfaktoren.
- Leere Fahrzeuge haben deutlich kleinere Lastäquivalenzfaktoren als die entsprechenden beladenen Fahrzeuge.
- Personenwagen, Landwirtschafts- und Forstraktoren haben vernachlässigbar kleine Lastäquivalenzfaktoren.
- Die Lastäquivalenzfaktoren pro Kubikmeter bzw. pro 10 kN (1 t) Nutzlast betragen:

• Baustellentransport	0.38 — 0.82	pro m ³
• Holztransport	0.16 — 0.43	pro m ³
• Landwirtschaftlicher Transport	0.01 — 0.04	pro 10 kN

5.5221 Verkehr auf Waldstrassen

Auf Waldstrassen setzt sich der Schwerverkehr vorwiegend aus Baustellen- und Holztransporten zusammen. Zusätzliche Schwertransporte ergeben sich für Waldstrassen mit gleichzeitiger Verbindungsfunktion, oder wenn sie als Zufahrt zu landwirtschaftlich genutzten Flächen, zu Alpen, Kiesgruben, Verbauungen usw. dienen. Die Verkehrsbelastung der Waldstrassen nimmt meistens mit zunehmender Entfernung vom übergeordneten Strassennetz ab (Abb. 5.14), so dass bei gleichbleibender Untergrundtragfähigkeit die Oberbaudicke abnehmen kann.

Der Baustellenverkehr auf Waldstrassen umfasst im wesentlichen den Antransport von Oberbaumaterialien. Dabei fallen besonders die Kiestransporte und in geringerem Masse diejenigen von Mischgut ins Gewicht. Sie werden im folgenden als Kiesbedarf bezeichnet.

Der Kiesbedarf einer Strasse lässt sich aufgrund der nachstehenden Beziehung ermitteln:

$$K = 1.25 \cdot B \cdot D \cdot L \quad [5.8]$$

K : Kiesbedarf lose in m³

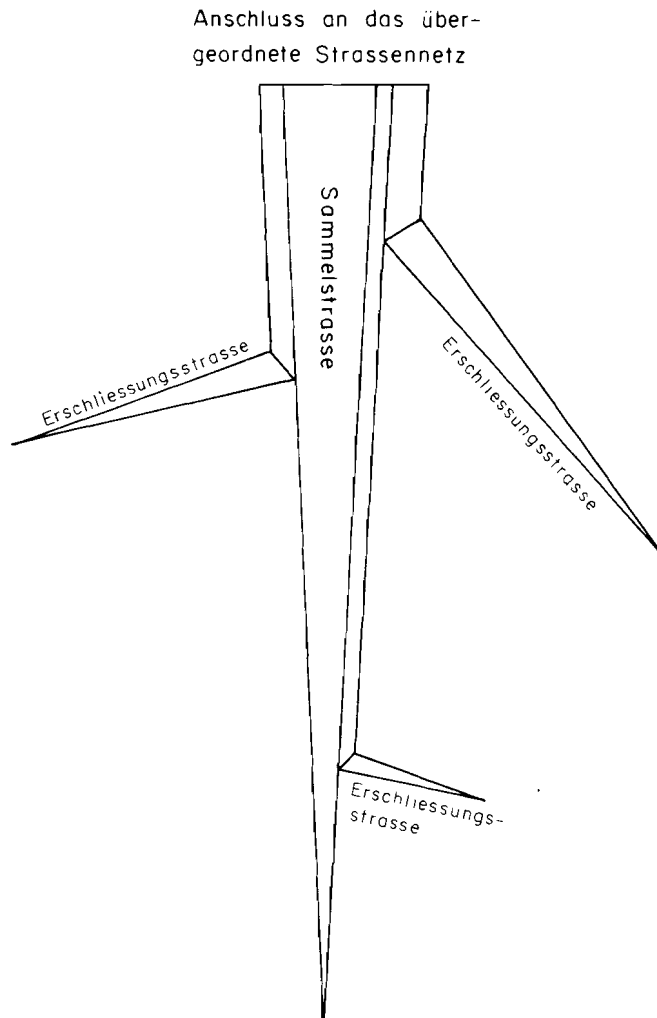
1.25: Auflockerungsfaktor

B : mittlere Breite der Strasse in Metern

D : mittlere Dicke des Oberbaus in Metern

L : Länge der Strasse bzw. des Waldstrassennetzes in Metern

Abb. 5.14: Schema der Verkehrsbelastung von Waldstrassen



Für den Antransport von einem Kubikmeter Kies mit einem zweiachsigen Lastwagen ist mit einem Verkehr von 0.8 Normachslasten zu rechnen. Damit ergibt sich aus Gleichung [5.8] für den Baustellenverkehr W_B folgende Formel:

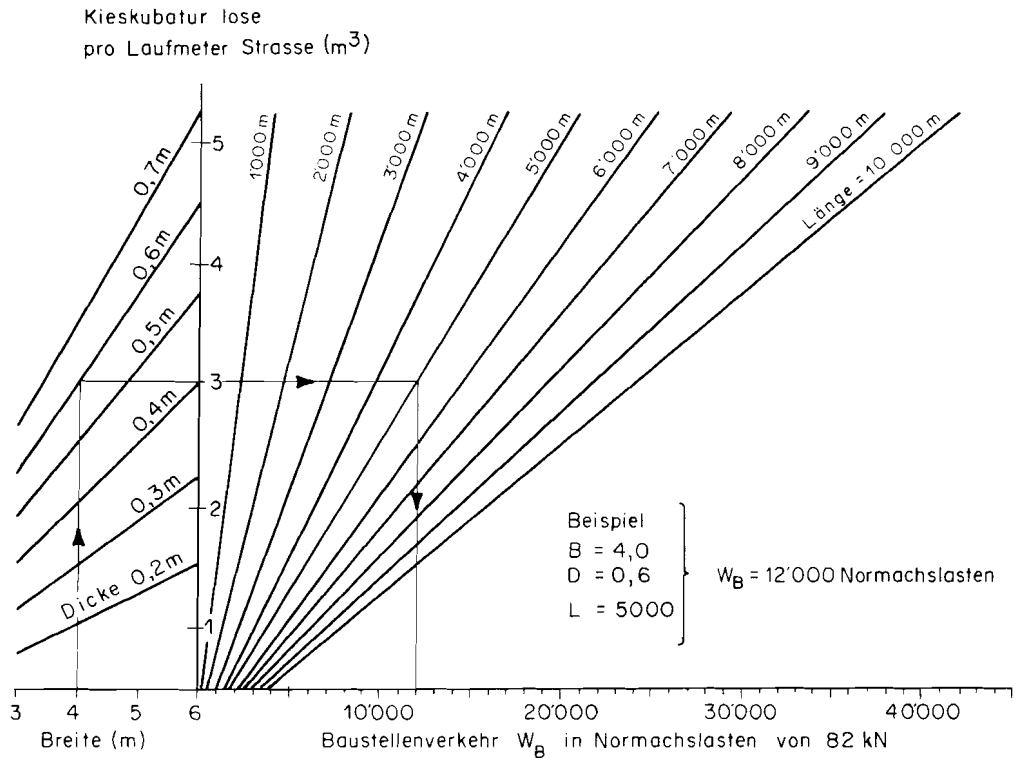
$W_B = B \cdot D \cdot L$	[5.9] Baustellenverkehr
---------------------------	-------------------------

oder
$$W_B = (1.25 \cdot B \cdot D) \cdot 0.8 \cdot L \quad [5.9']$$

1.25 · B · D : Kieskubatur lose pro Laufmeter Strasse
 0.8 : Normachslast pro m³ Kies lose

In der Abbildung 5.15 ist diese Beziehung in Form eines Diagramms dargestellt.

Abb. 5.15: Diagramm zur Ermittlung des Baustellenverkehrs W_B , nach BURLET (1980)



Bei Waldstrassen ist mit einer Kieskubatur lose (Mischgut inbegriffen) von 2—3 m^3 pro Laufmeter Strasse zu rechnen, was bei einer mittleren Strassenbreite von 4 m einer Oberbaudicke von 40—60 cm entspricht. Der mittlere Kiesbedarf liegt also bei 2.5 m^3 pro Laufmeter Strasse. Damit ergibt sich für den Baustellenverkehr W_B nachstehende angenäherte Beziehung:

$$W_B = 2 \cdot L \quad [5.10] \text{ Baustellenverkehr}$$

Neben dem Baustellenverkehr wird eine Waldstrasse mit vorwiegender Bewirtschaftungsfunktion am stärksten durch den Abtransport des Holzes belastet. Für eine bestimmte Waldfläche F und den gewählten Dimensionierungszeitraum von 40 Jahren kann die genutzte Holzmenge mit der nachstehenden Formel berechnet werden:

$$H = 40 \cdot F \cdot H_J \quad [5.11]$$

- H : genutzte Holzmenge in m^3
- 40 : Dimensionierungszeitraum in Jahren
- F : Waldfläche in ha
- H_J : jährliche Holznutzung in m^3 pro ha

Da für den Abtransport von einem Kubikmeter Holz mit einer Verkehrsbelastung von rund 0.2 Normachlasten zu rechnen ist, ergibt sich für den Holztransport der in der Formel [5.12] angegebene Verkehr.

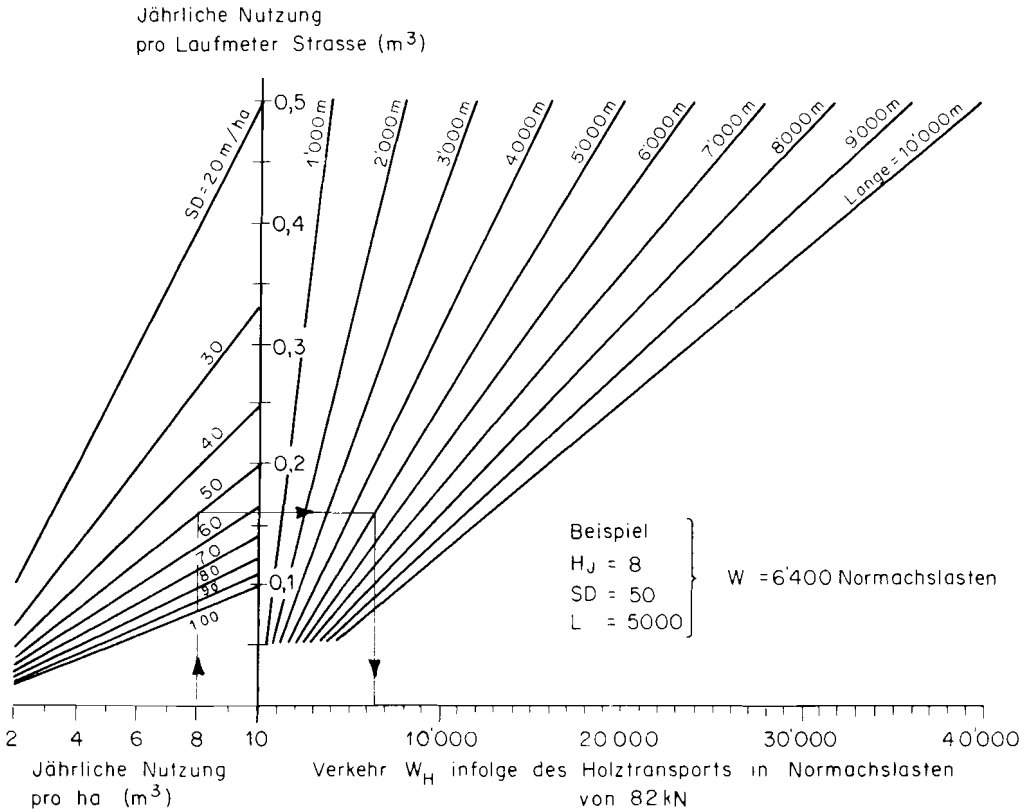
$$W_H = 8 \cdot F \cdot H_J \quad [5.12] \quad \text{Verkehr für den Holztransport}$$

Durch die Einführung der Strassendichte SD und der Strassenlänge L in die Gleichung lässt sich noch eine weitere Beziehung zur Bestimmung des Verkehrs für den Holztransport ermitteln. Diese Gleichung hat die folgende Form:

$$W_H = 8 \cdot \frac{H_J}{SD} \cdot L \quad [5.13] \quad \text{Verkehr für den Holztransport}$$

Diese Beziehung kann auch in Form eines Diagramms dargestellt werden (Abb. 5.16).

Abb. 5.16: Diagramm zur Ermittlung des Verkehrs für den Holztransport W_H , Dimensionierungszeitraum 40 Jahre, nach BURLET (1980)



Die Analyse des Ausdruckes $8 \cdot \frac{H_J}{SD}$ der Gleichung [5.13] zeigt, dass für die Produktionsregionen Jura, Mittelland und Alpen dieser Faktor im Mittel ungefähr gleich 1 ist. Bei der Region Voralpen ist dagegen dieser Faktor $8 \cdot \frac{H_J}{SD}$ etwa doppelt so gross und weist einen mittleren Wert von ca. 2 auf. Damit lassen sich aus der Gleichung [5.13] die beiden folgenden angenäherten Beziehungen zur Ermittlung des Verkehrs für den Holztransport ableiten (BURLET 1980):

Jura, Mittelland, Alpen	$W_H = 1 \cdot L$	[5.14] Verkehr für den Holztransport
Voralpen	$W_H = 2 \cdot L$	[5.15]

Bei Waldstrassen mit ausgesprochener Bewirtschaftungsfunktion (Erschliessungs- und Sammelstrassen) ergibt sich der Dimensionierungsverkehr W aus der Summe der Baustellen- und Holztransporte ($W_B + W_H$). Er kann mit ausreichender Genauigkeit anhand der nachstehenden Näherungsformeln für die verschiedenen Produktionsregionen berechnet werden.

Jura, Mittelland, Alpen	$W = 3 \cdot L$	[5.16] Dimensionierungsverkehr für Waldstrassen mit vorwiegender
Voralpen	$W = 4 \cdot L$	[5.17] Bewirtschaftungsfunktion

Bei Waldstrassen mit zusätzlicher Verbindungsfunktion sowie bei solchen, die als Zufahrt zu Almhütten, Verbauungen (Wildbach-, Lawinen-, Steinschlag-, Rutschverbauungen usw.), Kiesgruben oder militärischen Anlagen benutzt werden, muss der weitere Schwerverkehr von Fall zu Fall abgeklärt werden. Bei Verbindungsstrassen müssen die Schwervertransporte geschätzt werden. Die zusätzliche Verkehrsbelastung durch die Transporte zu den Verbauungen oder von den Kiesgruben kann dagegen aufgrund der Kubatur der an- bzw. abzutransportierenden Materialien erfasst werden. Der Verkehr aus landwirtschaftlich genutzten Gebieten lässt sich mit den in Abschnitt 5.5222 angegebenen Formeln berechnen.

Unter Berücksichtigung der Strassenlänge können nun Richtwerte für den Dimensionierungsverkehr auf Waldstrassen angegeben werden (Tab. 5.17).

Tab. 5.17: Richtwerte für den Dimensionierungsverkehr W auf Waldstrassen, Dimensionierungszeitraum 40 Jahre, nach BURLET (1980)

Strassentyp	Normachslasten von 82 kN
Erschliessungsstrassen	
— Strassenlänge bis 1.5 km	5 000
— Strassenlänge 1.5—3.0 km	5 000— 10 000
Sammelstrassen	
— kleines Einzugsgebiet: 3—6 km Strassen	10 000— 20 000
— mittleres Einzugsgebiet: 6—12 km Strassen	20 000— 40 000
— grosses Einzugsgebiet: 12—18 km Strassen	40 000— 60 000
Verbindungsstrassen	100 000—200 000

5.5222 Verkehr auf Güterstrassen

Die Güterstrassen werden wie die Waldstrassen am stärksten durch die Baustellentransporte und den Bewirtschaftungsverkehr belastet. Der Baustellenverkehr kann mit der Gleichung [5.10] oder mit dem Diagramm der Abbildung 5.15 bestimmt werden.

Der landwirtschaftliche Verkehr umfasst im wesentlichen die Abfuhr der geernteten Produkte sowie den Antransport von landwirtschaftlichen Produktionsmitteln wie Saatgut, Düngemittel, Stallmist, Gülle usw. Die Grösse des Landwirtschaftsverkehrs hängt somit in erster Linie vom Gesamtgewicht der abgeführten Produkte und der zugeführten Mittel ab. Dieses Gesamtgewicht lässt sich für eine bestimmte landwirtschaftliche Nutzfläche F und den Dimensionierungszeitraum von 40 Jahren mit der nachstehenden Formel berechnen:

$$T = 40 \cdot F \cdot T_J \quad [5.18]$$

T : Transportgewicht in kN (abgeführte Produkte und zugeführte Mittel)

40 : Dimensionierungszeitraum in Jahren

F : landwirtschaftliche Nutzfläche in ha

T_J : jährliches Transportgewicht in kN pro ha

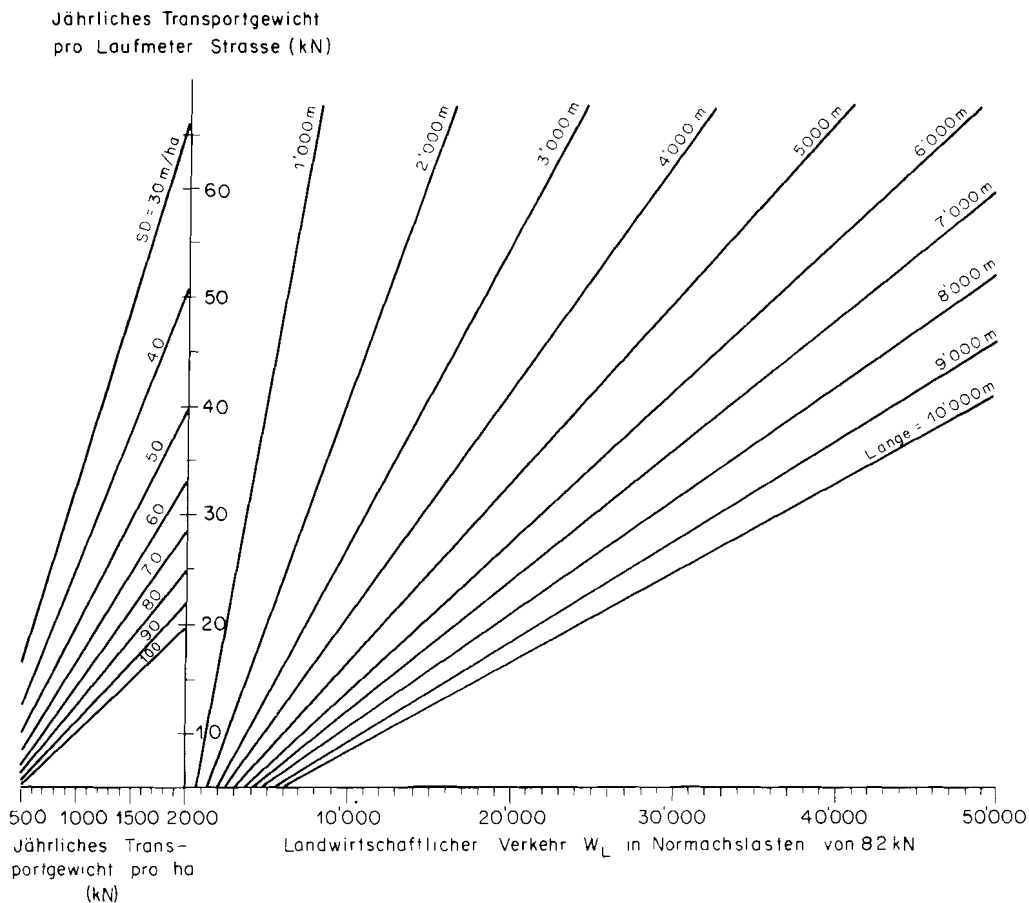
Für den Transport von 10 kN (1 t) landwirtschaftlicher Produkte bzw. Produktionsmittel ist mit einer mittleren Verkehrsbelastung von 0.03 Normachslasten zu rechnen. Unter Berücksichtigung der Gleichung [5.18] ergibt sich damit für den landwirtschaftlichen Verkehr folgende Beziehung:

$$W_L = 0.12 \cdot F \cdot T_J \quad [5.19] \quad \text{Landwirtschaftlicher Verkehr}$$

Durch das Einführen der Strassendichte SD und der Strassenlänge L in die obige Gleichung lässt sich eine weitere Beziehung für den landwirtschaftlichen Verkehr ermitteln. Diese Gleichung ist in der Abbildung 5.18 in Form eines Diagramms dargestellt und lautet wie folgt:

$$W_L = 0.12 \cdot \frac{T_J}{SD} \cdot L \quad [5.20] \quad \text{Landwirtschaftlicher Verkehr}$$

Abb. 5.18: Diagramm zur Ermittlung des landwirtschaftlichen Verkehrs W_L , Dimensionierungszeitraum 40 Jahre, nach BURLET (1980)



Aus der Analyse des Ausdruckes $0.12 \cdot \frac{T_J}{SD}$ der Gleichung [5.20] geht hervor, dass der Wert dieses Faktors im Mittel etwa bei 3 liegt. Daraus folgt die nachstehende Näherung zur Ermittlung des landwirtschaftlichen Verkehrs:

$$W_L = 3 \cdot L \quad [5.21] \quad \text{Landwirtschaftlicher Verkehr}$$

Der Dimensionierungsverkehr auf Güterstrassen mit vorwiegender Bewirtschaftungsfunktion kann hinreichend genau mittels der Gleichung [5.22] berechnet werden, welche die Summe aus Baustellenverkehr und landwirtschaftlichen Transporten ($W_B + W_L$) darstellt.

$W = 5 \cdot L$	[5.22]	Dimensionierungsverkehr auf Güterstrassen mit vorwiegender Bewirtschaftungsfunktion
-----------------	--------	-------------------------------------------------------------------------------------

Bei Güterstrassen mit Verbindungscharakter sowie bei solchen, die als Zufahrt zu Alpthütten, Wäldern, Kiesgruben, Verbauungen oder militärischen Anlagen dienen, muss neben dem Baustellenverkehr und den landwirtschaftlichen Transporten noch der Schwerverkehr infolge dieser zusätzlichen Funktionen bestimmt werden. Dabei kann der Verkehr aus den Waldgebieten mit den in Abschnitt 5.5221 angegebenen Formeln berechnet werden.

Für den Dimensionierungsverkehr der verschiedenen Güterstrassentypen gelten die in der Tabelle 5.19 angegebenen Richtwerte, welche unter Berücksichtigung der Strassenlänge aus der Gleichung [5.22] ermittelt wurden.

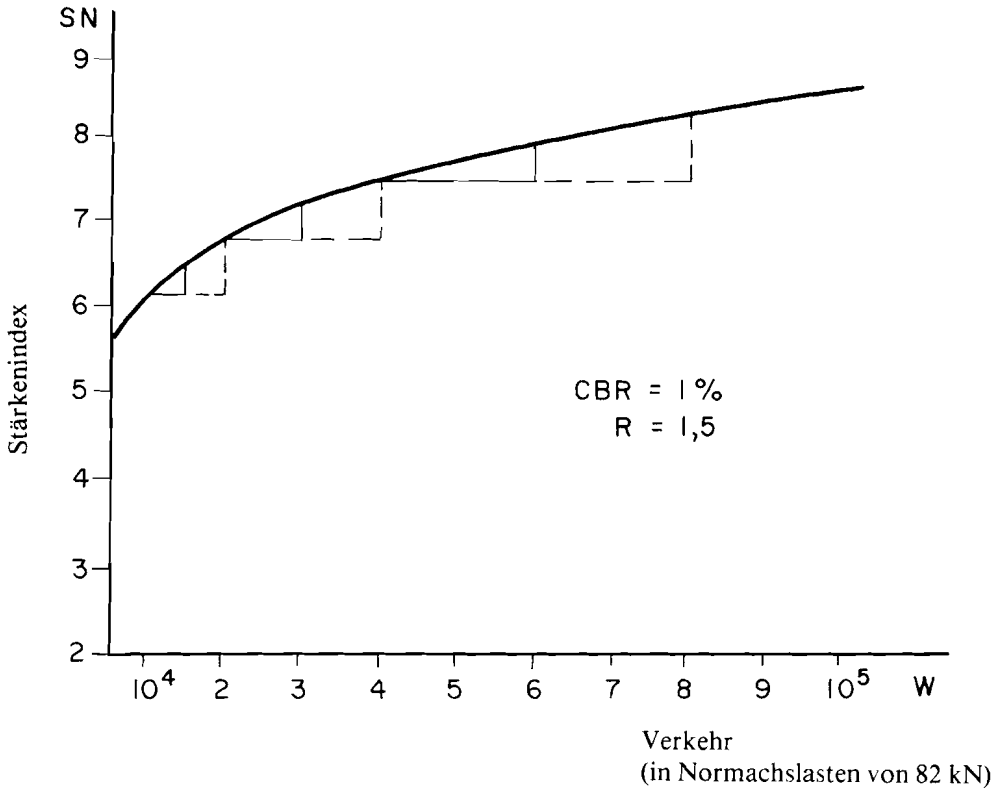
Tab. 5.19: Richtwerte für den Dimensionierungsverkehr W auf Güterstrassen, Dimensionierungszeitraum 40 Jahre, nach BURLET (1980)

Strasstyp	Normachlasten von 82 kN
Erschliessungsstrassen (Nebenwege)	
— Strassenlänge bis 1 km	5 000
— Strassenlänge 1—2 km	5 000— 10 000
Sammelstrassen (Hauptwege)	
— kleines Einzugsgebiet: 2—4 km Strassen	10 000— 20 000
— mittleres Einzugsgebiet: 4—8 km Strassen	20 000— 40 000
— grosses Einzugsgebiet: 8—16 km Strassen	40 000— 80 000
Verbindungsstrassen	100 000—200 000

5.5223 Einfluss des Verkehrs auf den Stärkenindex

Betrachtet man den Einfluss des Verkehrs auf den Stärkenindex (Abb. 5.20), zeigt es sich, dass eine Erhöhung des Verkehrs um weniger als 50% nur eine geringfügige Veränderung des Stärkenindex bewirkt. Erst bei einer Verdoppelung des Verkehrs wird der Stärkenindex wesentlich erhöht. Es ist also bei der Oberbaudimensionierung nicht zweckmässig, eine Strasse in sehr kurze Abschnitte zu unterteilen.

Abb. 5.20: Einfluss des Verkehrs auf den Stärkenindex



5.523 Umgebungsbedingungen (Regionalfaktor R)

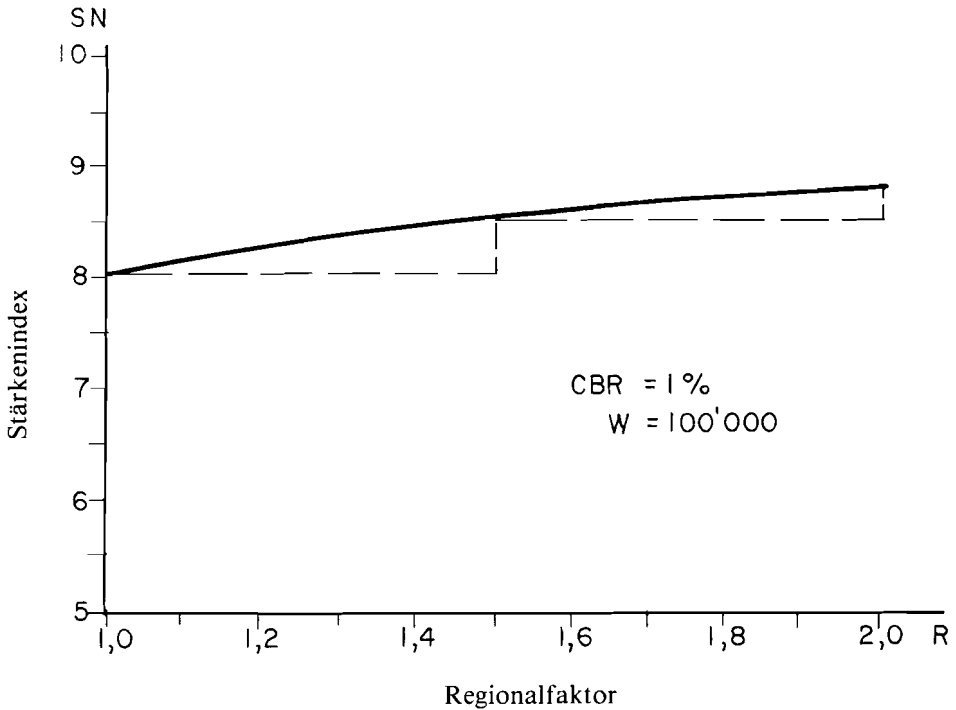
Die Umgebungsbedingungen werden in der Dimensionierungsformel (Gleichung [5.4]) und im Dimensionierungsnomogramm (Abb. 5.9) durch den Regionalfaktor R berücksichtigt. Dieser Faktor stellt eine umfassende Gewichtungsfunktion dar, welche die jahreszeitlichen Tragfähigkeitsänderungen des Strassenaufbaus erfasst. Die Grösse dieser saisonalen Schwankungen der Tragfähigkeit einer Strasse hängt von den folgenden Einflussfaktoren ab:

- Tiefe der Frosteindringung
- Dauer und Anzahl der Frost- und Tauzyklen
- Menge und Verteilung der Niederschläge
- Hydrologische Verhältnisse
- Art des Untergrundes usw.

Die tragfähigkeitsvermindernden Faktoren bewirken eine Erhöhung des Regionalfaktors und somit eine Vergrösserung des Stärkenindexes.

Der Regionalfaktor kann grundsätzlich aufgrund von Deflektionsmessungen bestimmt werden. Durch diese Messungen kann der jahreszeitliche Verlauf der Tragfähigkeit bestehender Strassen und vor allem die Tragfähigkeitsverminderung des Strassenaufbaus während der Auftauperiode erfasst werden. Bei der Dimensionierung von Strassen mit geringem Verkehr genügt jedoch eine Schätzung des Regionalfaktors. Bei schwacher Verkehrsbeanspruchung ist der Einfluss dieses Faktors auf den Stärkenindex klein (Abb. 5.21); zudem zeigen Untersuchungen (GIUDICETTI 1970), dass der Regionalfaktor für den grössten Teil der Schweiz zwischen 1.0 und 2.0 liegt. Eine einfache Abstufung des Regionalfaktors kann etwa nach der Höhe über Meer gemäss Tabelle 5.22 vorgenommen werden.

Abb. 5.21: Einfluss des Regionalfaktors auf den Stärkenindex



Tab. 5.22: Vorschlag für den Regionalfaktor in der Schweiz, nach BURLET (1980)

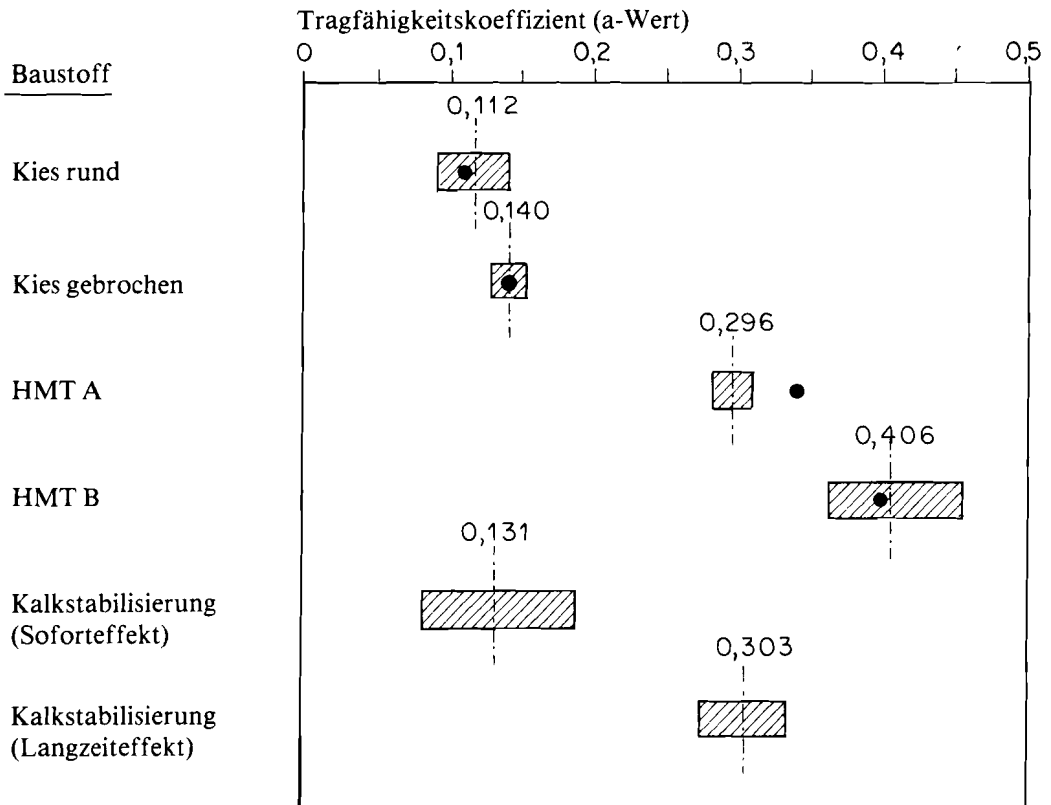
Günstige Umgebungsbedingungen Höhenlagen unter 400 m ü. M.	R = 1.0
Normale Umgebungsbedingungen Höhenlagen 400 bis 800 m ü. M.	R = 1.5
Ungünstige Umgebungsbedingungen Höhenlagen über 800 m ü. M.	R = 2.0

5.524 *Tragfähigkeitskoeffizienten (a-Werte)
der gebräuchlichen Baustoffe*

Damit der Stärkenindex SN in die Oberbaudicke umgerechnet werden kann, muss jedem Oberbaumaterial ein Tragfähigkeitskoeffizient (a-Wert) zugeordnet werden. Diese Koeffizienten sind ein Mass für die relative Tragfähigkeit der Baustoffe. Ihre Grösse hängt von den Festigkeits- und Stabilitätseigenschaften der Materialien ab. Sie wurden für verschiedene Baustoffe im AASHO-Strassentest sowie in Satellitenversuchen bestimmt.

Die Tragfähigkeitskoeffizienten der im Wald- und Güterstrassenbau gebräuchlichen Oberbaumaterialien wurden mittels Deflektionsmessungen überprüft (BURLET 1980). Die erhaltenen Werte zeigen im allgemeinen eine gute Übereinstimmung mit denjenigen aus dem AASHO-Strassentest (Abb. 5.23).

Abb. 5.23: Bereich der Tragfähigkeitskoeffizienten, Strassen mit geringem Verkehr



● AASHO-Test und Satellitenversuche

▨ Bereich der Tragfähigkeitskoeffizienten, Strassen mit geringem Verkehr

0,112 Mittelwert

In der Tabelle 5.24 sind die gebräuchlichen Baustoffe und die entsprechenden Tragfähigkeitskoeffizienten, die Schichtdicken gleicher Tragfähigkeit und die minimalen Schichtdicken zusammengestellt.

Tab. 5.24: Tragfähigkeitskoeffizienten der gebräuchlichen Baustoffe

Baustoffe	a-Wert	Schichtdicke gleicher TF* (cm)	Minimale Schichtdicke (cm)
AB 25/TA 25	0.44	0.9	6
HMT B	0.40	1.0	6
HMT A	0.30	1.3	6
Bituminöse Stabilisierung	0.23	1.8	12
Stabilisierung mit Zement			
mix-in-place	0.20	2.0	15
mix-in-plant	0.30	1.3	15
Stabilisierung mit Kalk			
Soforteffekt	0.13	3.1	15
Langzeiteffekt	0.30	1.3	15
Kies gebrochen	0.14	2.9	20
Kies rund	0.11	3.6	20

*TF : Tragfähigkeit

5.53 **Beispiel einer Oberbaudimensionierung bei schlechter Untergrundtragfähigkeit**

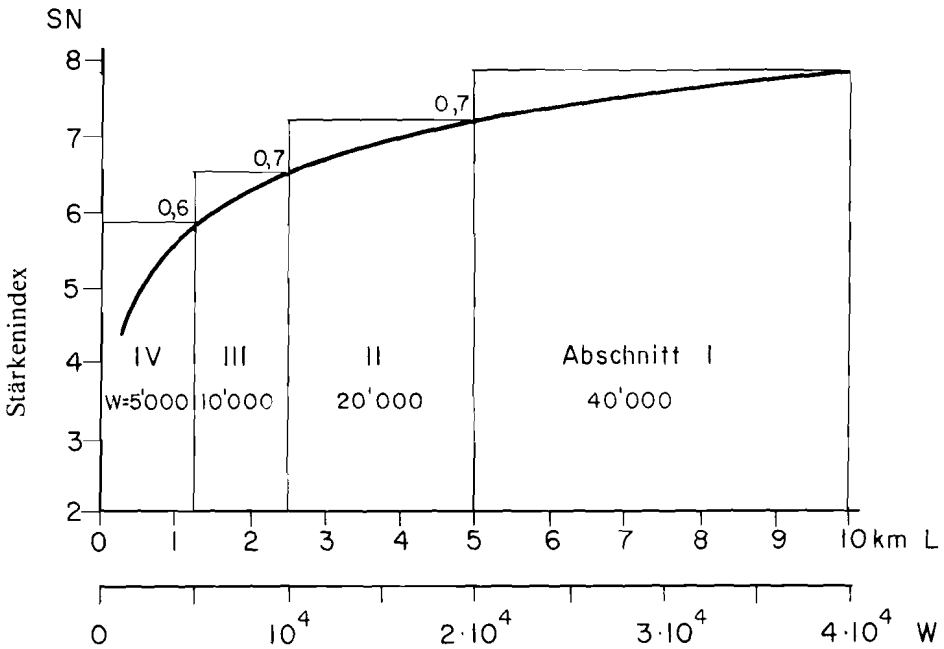
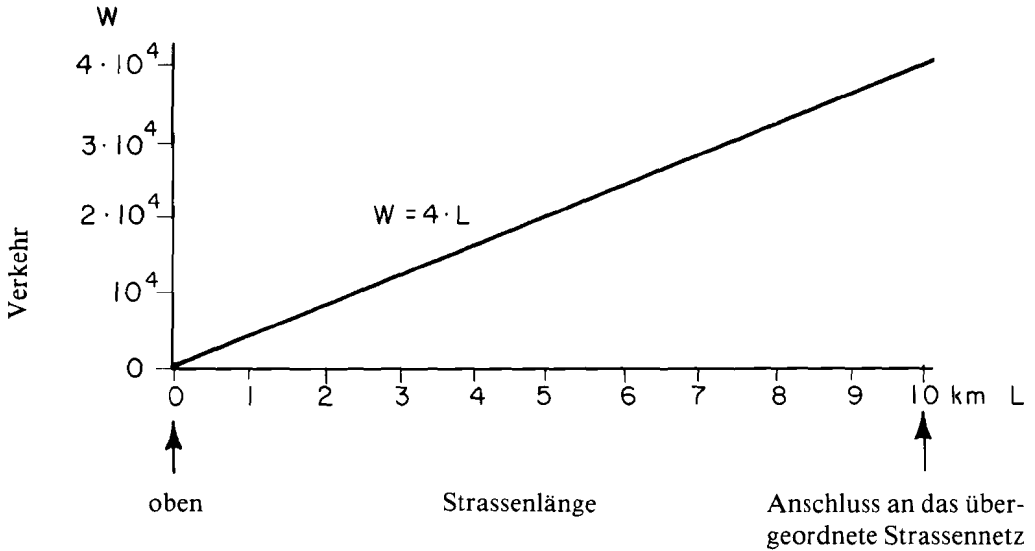
Mit den besprochenen Grundlagen ist die Dimensionierung von Strassen mit geringem Verkehr und flexiblem Oberbau unter richtiger Berücksichtigung der massgebenden Parameter sehr einfach.

Im folgenden wird die Dimensionierung des Oberbaus am Beispiel einer 10 km langen Waldstrasse in den Voralpen dargestellt. Die Dimensionierungsgrundlagen für dieses Beispiel sind in der Abbildung 5.25 angegeben. Für die Oberbaudimensionierung wird diese Strasse infolge der zunehmenden Verkehrsbelastung in vier Abschnitte unterteilt.

Abb. 5.25: Dimensionierungsbeispiel

Grundlagen

Neigung der Strasse	: 10%	} bituminöse Deckschicht
Niederschläge	: hoch	
Höhenlage	: über 800 m ü. M.	→ R = 2.0
Untergrund	: Flysch, feinkörnig	→ CBR = 1%
Verkehr	: Voralpen	→ W = 4 · L
Strassenlänge 10 km		



Aus der Dimensionierungsgleichung [5.4] oder aus dem Dimensionierungsnomogramm (Abb. 5.9) ergibt sich für den Oberbau des Abschnittes I mit den Dimensionierungsparametern

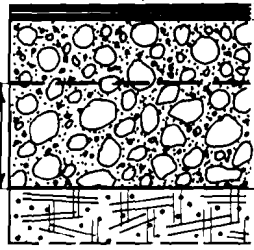
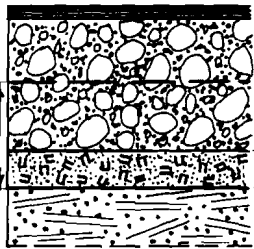
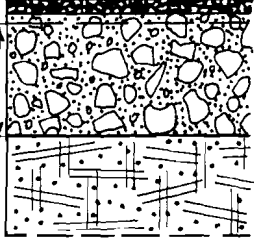
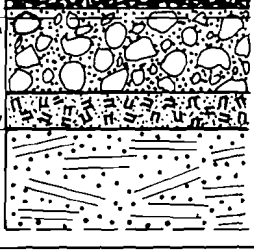
- Untergrundtragfähigkeit 1% CBR
- Verkehr W 40 000 Normachlasten
- Regionalfaktor 2.0

ein erforderlicher Stärkenindex (SN) von 7.8.

In der Abbildung 5.26 sind für diesen Oberbau vier gleichwertige Varianten angegeben, welche den erforderlichen Stärkenindex von $SN = 7.8$ erfüllen. Folgendes ist dazu zu bemerken:

- Für die Aufnahme des Baustellenverkehrs ist auf jeden Fall ein minimaler Oberbau aus Kies und eventuell aus einer Stabilisierung mit Kalk notwendig. Er wurde unter der Annahme bestimmt, dass diese Strasse in Abschnitten von etwa 1.5 km gebaut wird, wofür jeweils ein Baustellenverkehr W_B von zirka 3000 Normachlasten ($W_B = 2 \cdot L$) notwendig ist. Dieser für den Baustellenverkehr erforderliche Oberbau hat je nach Varianten folgende Dicken (CBR = 1%, W = 3000, R = 2.0):
 - Varianten I und III: 48 cm Kies
 - Varianten II und IV: 30 cm Kies + 15 cm Stabilisierung mit Kalk
- Bei einer Untergrundtragfähigkeit kleiner als ca. 4% CBR kann die Kiesschicht nicht mehr sauber auf den Untergrund eingebracht und gut verdichtet werden. Um einen Mehrverbrauch an Kies zu vermeiden, sind daher bei den Varianten I und III zusätzliche Massnahmen erforderlich, wie z.B. Behandlung des Untergrundes mit Kalk als Bauhilfsmassnahme, Einbringen eines Geotextils usw.
- Von diesen gleichwertigen Varianten sollte schliesslich diejenige zur Ausführung gelangen, welche dem Kriterium der minimalen Summe aus Bau- und kapitalisierten Unterhaltskosten und weiteren Gesichtspunkten wie Schadenwirkung auf den Zufahrtsstrassen, Verfügbarkeit der Baustoffe, Verhalten gleicher Oberbautypen in der Gegend, Bauvorgang usw. am weitgehendsten Rechnung trägt.

Abb. 5.26: Dimensionierungsbeispiel
 Oberbauvarianten für den Abschnitt I (CBR = 1%, W = 40 000, R = 2.0)

Variante	Dicke	Oberbau	a-Wert	SN
	5	Cutbackbelag	—	—
	70 cm	Kies rund	0.11	7.7
	75 cm	Geotextil oder Kalkbehandlung		7.7
	5	Cutbackbelag	—	—
	55 cm	Kies rund	0.11	6.0
	15	Kalkstabilisierung	0.13	1.9
	75 cm	Geotextil oder Kalkbehandlung		7.9
	7	HMT A 25 + OB	0.30	2.1
	50 cm	Kies rund	0.11	5.5
	57 cm	Geotextil oder Kalkbehandlung		7.6
	7	HMT A 25 + OB	0.30	2.1
	35 cm	Kies rund	0.11	3.9
	15	Kalkstabilisierung	0.13	1.9
	57 cm	Geotextil oder Kalkbehandlung		7.9

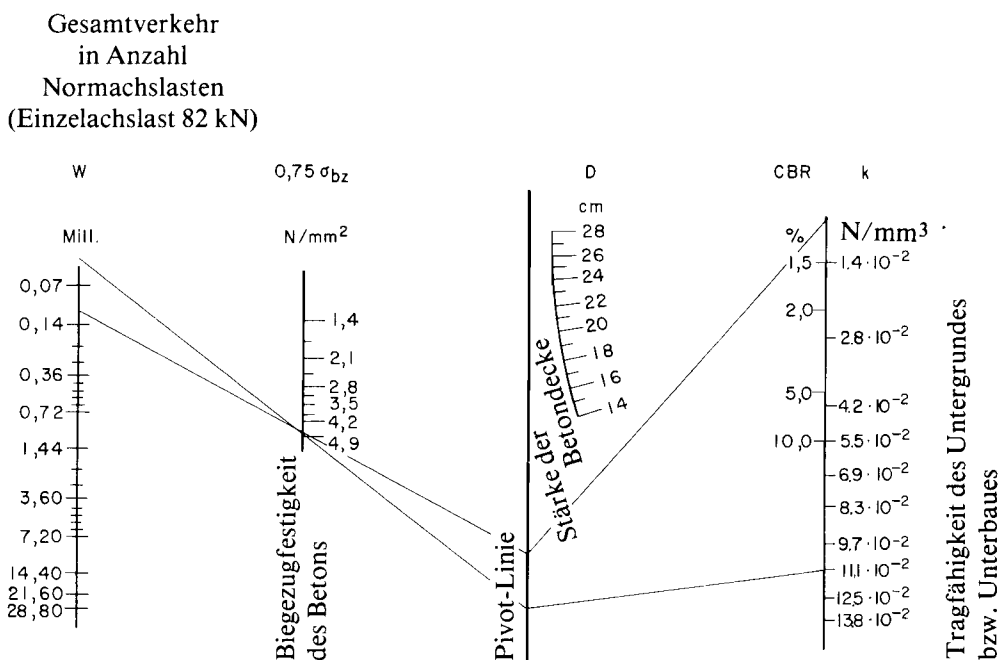
↑ für den Baustellenverkehr erforderlicher Oberbau

5.6 Dimensionierung von Strassen mit starrem Oberbau (Betonplatte)

Das AASHO-Dimensionierungsnomogramm für die starre Bauweise (Abb. 5.27) gibt direkt die erforderliche Dicke der Betonplatte in cm an. Dieses Nomogramm weist als Dimensionierungsparameter die folgenden Eingangsgrößen auf:

- Verkehr W in Normachslasten von 82 kN
- Biegezugfestigkeit des Betons
- Tragfähigkeit des Untergrundes bzw. Unterbaues

Abb. 5.27: Dimensionierungsnomogramm für starre Oberbauten



Die Untergrundtragfähigkeit wird im Nomogramm als k-Wert nach Westergaard angegeben (vgl. Abschnitt 3.633); ein angenäherter Zusammenhang mit dem CBR-Wert ist ebenfalls eingezeichnet. Die Biegezugfestigkeit des Betons fällt in der Schweiz als Variable weg, denn die Betonqualität ist in der Schweiz festgelegt (SIA-Norm 162).

Das Dimensionierungsnomogramm zeigt, dass bei geringem Verkehr die Solldicke der Betondecke auch bei sehr schlechten Untergrundverhältnissen (CBR-Wert = 1%) immer unterhalb der konstruktiven Minimaldicke von ca. 16 cm liegt. Dies bedeutet, dass für die Betonplatte keine eigentliche Dimensionierung vorgenommen werden muss, denn die Betonplatte ist bei Einhaltung der konstruktiven Minimaldicke für schwachen Verkehr immer genügend dimensioniert.

Die Betonplatte kann grundsätzlich direkt auf den Untergrund verlegt werden, sofern die Tragfähigkeit des Untergrundes bzw. Unterbaus die erforderliche Gleichmässigkeit erreicht (Variationskoeffizient $CV \leq 0.5$). Gemischte Profile mit Einschnitt und setzungsempfindlicher Schüttung erreichen meist diese Gleichmässigkeit nicht (evtl. Bau der Strasse in verschiedenen Phasen). Obwohl die Schichtdicke der Betonplatte auch für schlecht tragfähigen Baugrund ausreicht, ist in vielen Fällen eine Untergrundstabilisierung mit Kalk oder der Einbau einer Kiessandtragschicht notwendig, da für den Einbau und die Verdichtung eine minimale Tragfähigkeit erforderlich ist, die in der Grössenordnung von 3% CBR liegen dürfte. Spezielle Probleme stellen sich bei nicht befahrbarem Untergrund und beim Vortrieb der Strasse vor Kopf für den Antransport des Betons. Der Bauvorgang ist also ein sehr wesentliches technisches Kriterium, das insbesondere bei der Betonstrasse zu berücksichtigen ist. Auf Betonstrassen, die auf einer homogenen Unterlage liegen, sind keine grösseren Schäden und Abnützungen zu erwarten. Die Unterhaltskosten werden meistens so klein, dass sie in der Wirtschaftlichkeitsberechnung vernachlässigt werden können (wirtschaftliches Kriterium).

Zusammenfassend lassen sich zur Dimensionierung der Betonplatte die folgenden Aussagen machen:

- Die konstruktive Minderdicke der Betonplatte von 16 cm ist für geringen Verkehr in jedem Fall ausreichend.
- Der Einbau der Betonplatte ist bei kleiner Untergrundtragfähigkeit problematisch.
- Beim Betonstrassenbau ist dort besondere Vorsicht geboten, wo unterschiedliche Setzungen (z.B. Einschnitt/Dammprofile) zu erwarten sind.
- Die Unterhaltskosten können für die Wirtschaftlichkeitsberechnung vernachlässigt werden.

5.7 **Verstärkung bestehender Strassen mit flexiblem Oberbau**

5.71 **Einleitung**

Bei der besprochenen Dimensionierungsmethode wird eine Strasse für eine bestimmte Anzahl von Achslastübergängen dimensioniert. Nach Ablauf dieses Verkehrs ist die Strasse nicht zerstört. Lediglich der Befahrbarkeitsindex p ist unter den zulässigen Wert gesunken. Die Strasse kann nicht mehr mit genügender Sicherheit und dem notwendigen Fahrkomfort befahren werden. Die Befahrbarkeit der Strasse muss daher durch eine Verstärkung des Oberbaus verbessert werden.

Zur Ermittlung der erforderlichen Verstärkung sind zwei Verfahren anwendbar, nämlich die Stärkenindexmethode und die Deflektionsmethode. Für die Bestimmung der Verstärkung werden in der Regel beide Verfahren angewandt, wobei beide zu vergleichbaren Resultaten führen.

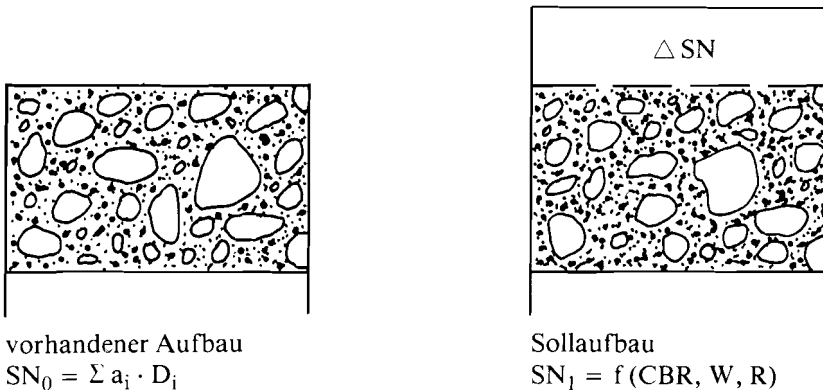
5.72 Bestimmung der notwendigen Verstärkung nach der Stärkenindexmethode

Die zu verstärkende Strasse wird bei dieser Methode wie ein Neubau behandelt. Mit den Dimensionierungsfaktoren Untergrundtragfähigkeit, Verkehr und Regionalfaktor wird der Stärkenindex des Sollaufbaus (SN_1) mit der Dimensionierungsformel (Gleichung [5.4]) oder mit dem Dimensionierungsnomogramm (Abb. 5.9) bestimmt. Durch Sondierungen kann der Stärkenindex des vorhandenen Oberbaus (SN_0) bestimmt werden, wobei die vorhandenen Oberbauschichten entsprechend der Schichtdicke und der Qualität der Baustoffe ($\sum D_j \cdot a_j$) berücksichtigt werden. Die Differenz (ΔSN) zwischen dem Stärkenindex des Sollaufbaus und demjenigen des bestehenden Oberbaus ergibt den Stärkenindex für die erforderliche Verstärkung, also $\Delta SN = SN_1 - SN_0$ (Abb. 5.28).

Die Ermittlung der Untergrundtragfähigkeit und der vorhandenen Schichtdicken sowie die Entnahme von Proben der Oberbaumaterialien und des Unterbaus erfolgen in systematisch angeordneten Sondierschlitz quer zur Strassenachse. Bei Anordnung einer genügenden Zahl derartiger Schlitzte können die Messwerte statistisch ausgewertet werden (Mittelwert, Streuung, Variationskoeffizient).

Abb. 5.28: Verstärkung einer Strasse nach der Stärkenindexmethode (schematisch)

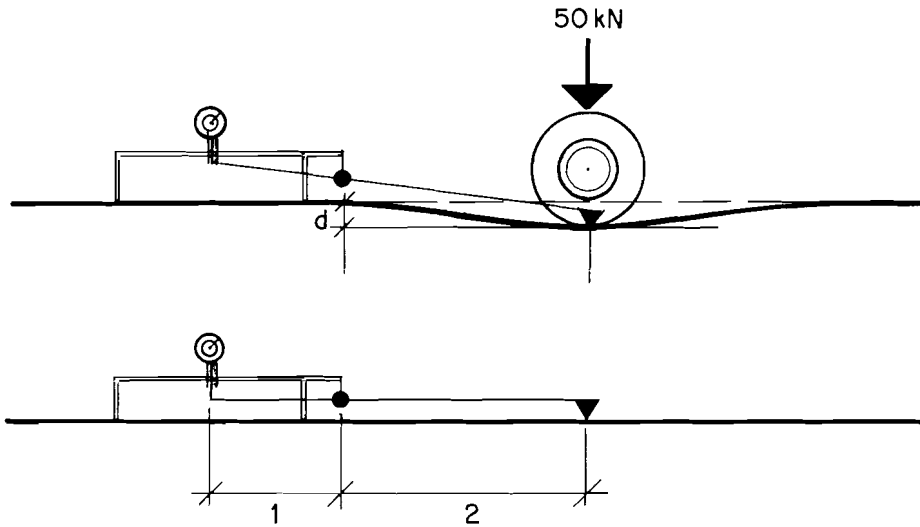
$$\Delta SN = SN_1 - SN_0$$



5.73 Bestimmung der notwendigen Verstärkung nach der Deflektionsmethode

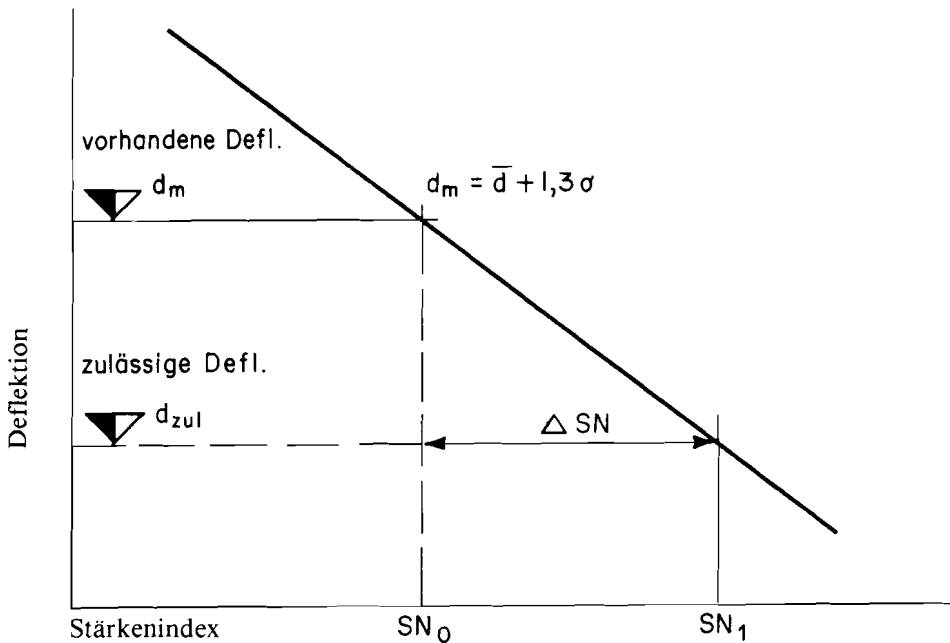
Bei dieser Methode wird die rückfedernde (elastische) Deflektion der zu verstärkenden Strasse unter einer normierten Radlast gemessen. Diese Messung wird mit dem Benkelman-Balken und unter einem Lastwagen-Zwillingsrad mit 50 kN Belastung durchgeführt (Abb. 5.29, vgl. Abschnitt 3.634). Die Messstellen werden in regelmäßigen Abständen angeordnet, bei den einspurigen Strassen z. B. alle 25 m, abwechslungsweise in beiden Radspuren. Die vielen Messwerte (pro Tag über 150 Messungen), welche für einen gleichartig aufgebauten homogenen Abschnitt annähernd normal verteilt sind, erlauben eine statistische Auswertung.

Abb. 5.29: Prinzip der Deflektionsmessung



Das Ziel der Deflektionsmethode besteht nun darin, jene Schichtdicke zu bestimmen, welche die vorhandene unzulässig grosse Deflektion auf den zulässigen Wert reduziert (Abb. 5.30). Aus wirtschaftlichen Gründen kann die Verstärkung nicht auf die grösste Deflektion dimensioniert werden. Als massgebend wird die 90%-Grenze betrachtet, d.h. jene Grenze, unterhalb welcher nach der Wahrscheinlichkeit 90% aller Werte liegen. Dieser Grenzwert wird als massgebende Deflektion d_m bezeichnet ($d_m = \bar{d} + 1.3 \sigma$; \bar{d} : mittlere Deflektion, σ : Standardabweichung).

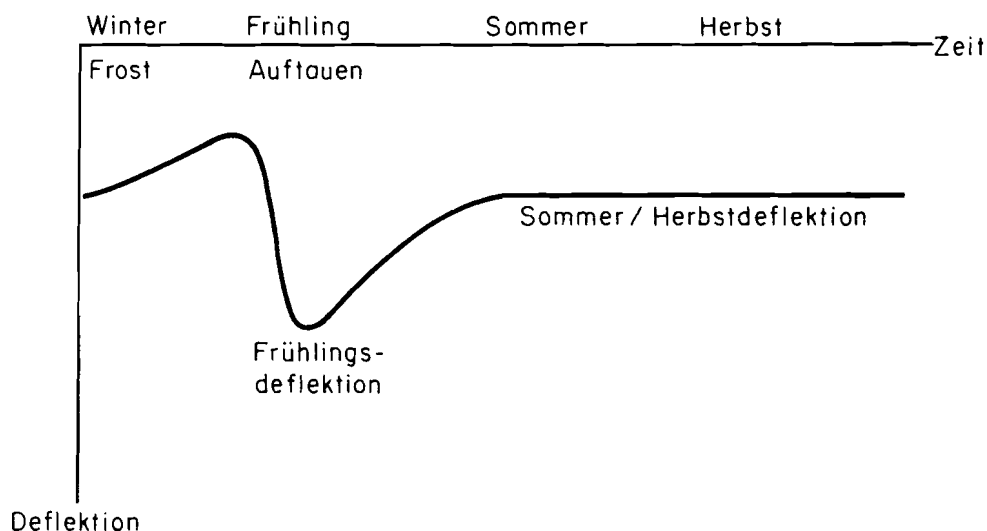
Abb. 5.30: Verstärkung einer Strasse nach der Deflektionsmethode (schematisch)



5.731 *Der Zeitpunkt der Deflektionsmessung*

Die Deflektion als Mass für die Tragfähigkeit des Strassenaufbaus ist je nach Jahreszeit von unterschiedlicher Grösse. Diese saisonalen Veränderungen der Deflektion werden vor allem durch den Frost und das Auftauen verursacht (Abb. 5.31).

Abb. 5.31: Jahreszeitlicher Verlauf der Deflektion (schematisch)



Für die Beurteilung der Tragfähigkeit einer Strasse können entweder die Frühlings- oder die Sommer/Herbstdeflektionen als massgebend betrachtet werden. Die Frühlingsdeflektion ist die maximale Deflektion, die bei der kleinsten Tragfähigkeit während der Auftauperiode auftritt. Die Ermittlung dieser maximalen Deflektion ist jedoch schwierig, denn es ist kaum möglich, während der kurzen und nicht eindeutig definierten Auftauperiode Messungen durchzuführen. Zudem ist die maximale Deflektion je nach Strenge des Winters von Jahr zu Jahr verschieden, was die Vergleichbarkeit verschiedener Messungen erschwert. Die im Sommer/Herbst gemessene Deflektion ist dagegen weniger von den vorhergehenden Klimaverhältnissen abhängig. Sie kann für einen bestimmten Strassenaufbau annähernd als konstante Grösse betrachtet werden (GIUDICETTI 1971). Die Messung kann somit während einer langen, gut definierbaren Periode (Mai—November) durchgeführt werden, so dass für die Bestimmung der Oberbauverstärkung die Sommer/Herbstdeflektion verwendet wird.

5.732 Die Deflektion (Sommer/Herbst) in Funktion des Stärkenindex und der Untergrundtragfähigkeit

Aufgrund von Messungen auf über 100 km Strassen konnte eine statistisch gut gesicherte, empirische Beziehung gefunden werden, welche die massgebende Deflektion ($d_m = \bar{d} + 1.3 \sigma$) in Funktion des Stärkenindex und der Bodentragfähigkeit angibt (BURLET 1980). Diese Beziehung hat die folgende Form:

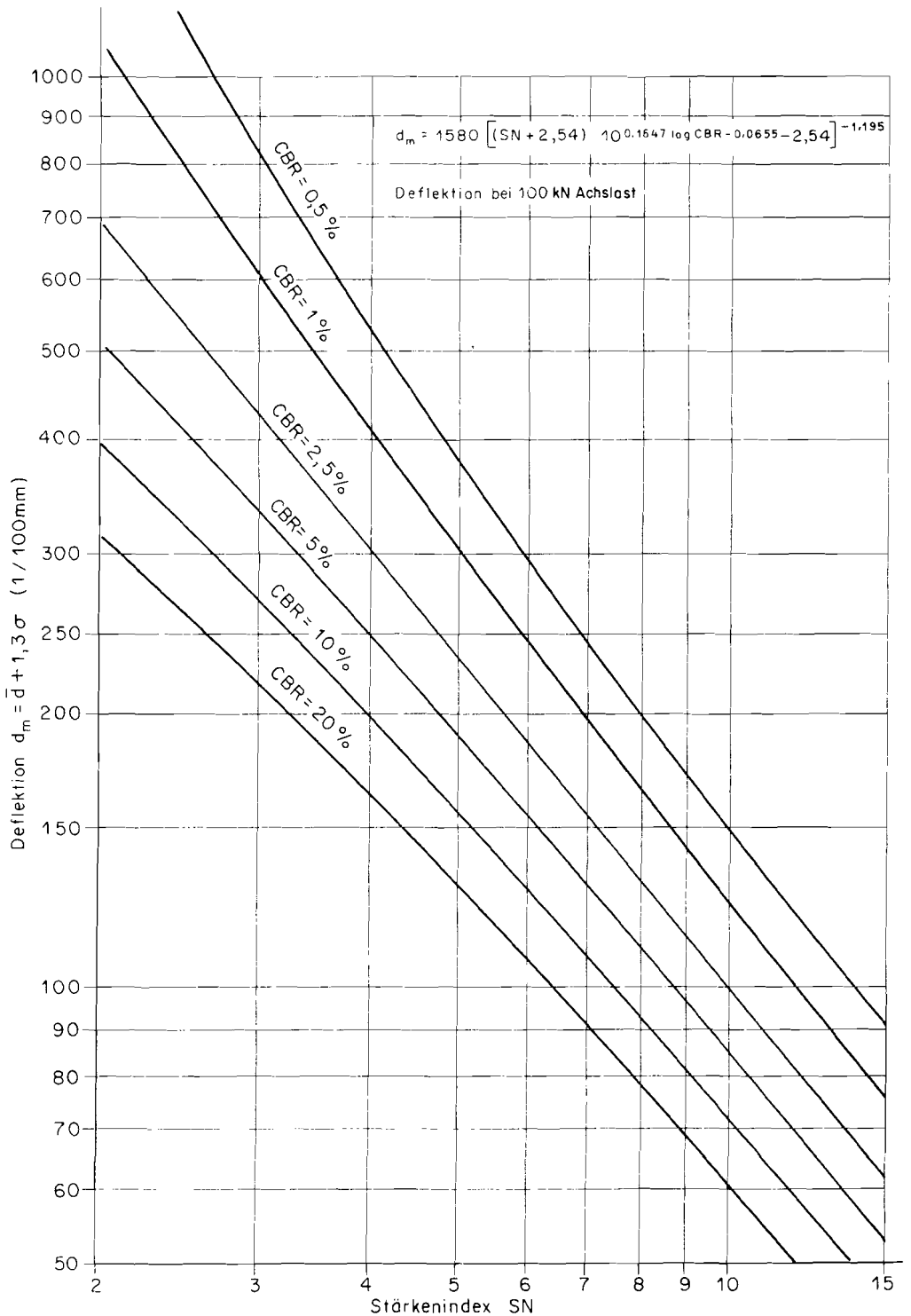
$$d_m = 1580 \left[(SN + 2.54) \cdot 10^{0.1647 \log CBR - 0.0655} - 2.54 \right]^{-1.195} \quad [5.23]$$

d_m in 1/100 mm

Diese Gleichung bildet die Grundlage für die Berechnung der zulässigen Deflektion und für die Ermittlung der Verstärkung von bestehenden Strassen. In der Abbildung 5.32 ist diese Gleichung für verschiedene Werte der Untergrundtragfähigkeit dargestellt. Aus dieser Darstellung kann folgendes entnommen werden:

- Bei gegebenem Stärkenindex nimmt die Deflektion mit abnehmender Untergrundtragfähigkeit sehr stark zu, d.h. die Grösse der Deflektion ist stark von der Untergrundtragfähigkeit abhängig.
- Im Bereich kleiner Untergrundtragfähigkeiten und kleiner Stärkenindizes bewirkt eine Erhöhung des Stärkenindex eine sehr starke Verkleinerung der Deflektion. Bei hoher Tragfähigkeit und grossem Stärkenindex sind diese Veränderungen wesentlich kleiner. So wird z.B. bei einer Untergrundtragfähigkeit von 0.5% CBR durch eine Erhöhung der Kiesdicke von 30 cm auf 40 cm die Deflektion um etwa 2.5 mm reduziert; bei einer Tragfähigkeit von 10% CBR dagegen wird durch eine Erhöhung der Kiesdicke von 40 cm auf 50 cm die Deflektion nur noch um 0.4 mm verkleinert.

Abb. 5.32: Massgebende Deflektion $d_m = \bar{d} + 1.3 \sigma$ in Funktion des Stärkenindex und der Untergrundtragfähigkeit



5.733 Zulässige Deflektionswerte für Strassen mit geringem Verkehr

Die Grösse der elastischen Deflektion ist ein Mass für die Lebensdauer einer Strasse. Für einen bestimmten Dimensionierungsverkehr ergibt sich damit eine maximal zulässige Deflektion. Durch Kombination der Dimensionierungsformel (Gleichung [5.4]) und der Formel für die massgebende Deflektion kann die zulässige Deflektion in Funktion des Verkehrs und des Regionalfaktors angegeben werden (BURLET 1980):

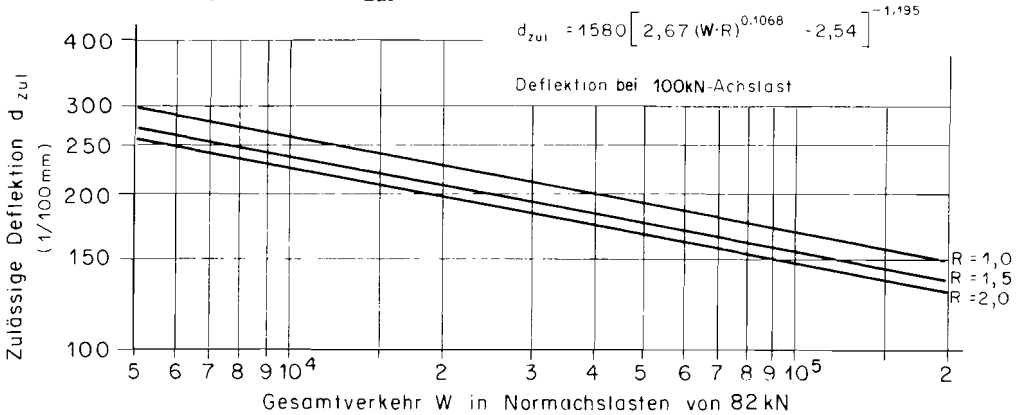
$$d_{zul} = 1580 \left[2.67 (W \cdot R)^{0.1068} - 2.54 \right]^{-1.195} \quad [5.24]$$

d_{zul} in 1/100 mm

In der Abbildung 5.33 sind die zulässigen Deflektionen für drei Regionalfaktoren ($R = 1.0, 1.5, 2.0$) in Funktion des Verkehrs angegeben. Aus dieser Darstellung kann entnommen werden, dass für Wald- und Güterstrassen die zulässigen Deflektionen d_{zul} je nach Strassentyp zwischen den folgenden Werten liegen:

Strassentyp	d_{zul} (1/100 mm)
Erschliessungsstrassen	230—300
Sammelstrassen	160—230
Verbindungsstrassen	130—160

Abb. 5.33: Zulässige Deflektion d_{zul} in Funktion des Verkehrs und des Regionalfaktors



5.734 Bestimmung des Stärkenindexes ΔSN der Verstärkung nach der Deflektionsmethode

Wie bei der Stärkenindexmethode wird auch bei der Deflektionsmethode die erforderliche Verstärkung ΔSN aus der Differenz zwischen dem Stärkenindex des Solloberbaus (SN_1) und demjenigen des vorhandenen Oberbaus (SN_0) gebildet, also $\Delta SN = SN_1 - SN_0$.

Der Stärkenindex SN_1 des Solloberbaus wird mit der Dimensionierungsformel berechnet:

$$SN_1 = \frac{2.67 (W \cdot R)^{0.1068}}{10^{0.1647 \log CBR - 0.0655}} - 2.54 \quad [5.4]$$

Der Stärkenindex SN_0 des vorhandenen Oberbaus wird aufgrund seiner Deflektion nach der folgenden Formel bestimmt, welche aus der Gleichung [5.23] durch Auflösen nach SN erhalten wird:

$$SN_0 = \frac{474.94 \cdot d_m^{-0.8368} + 2.54}{10^{0.1647 \log CBR - 0.0655}} - 2.54 \quad [5.25]$$

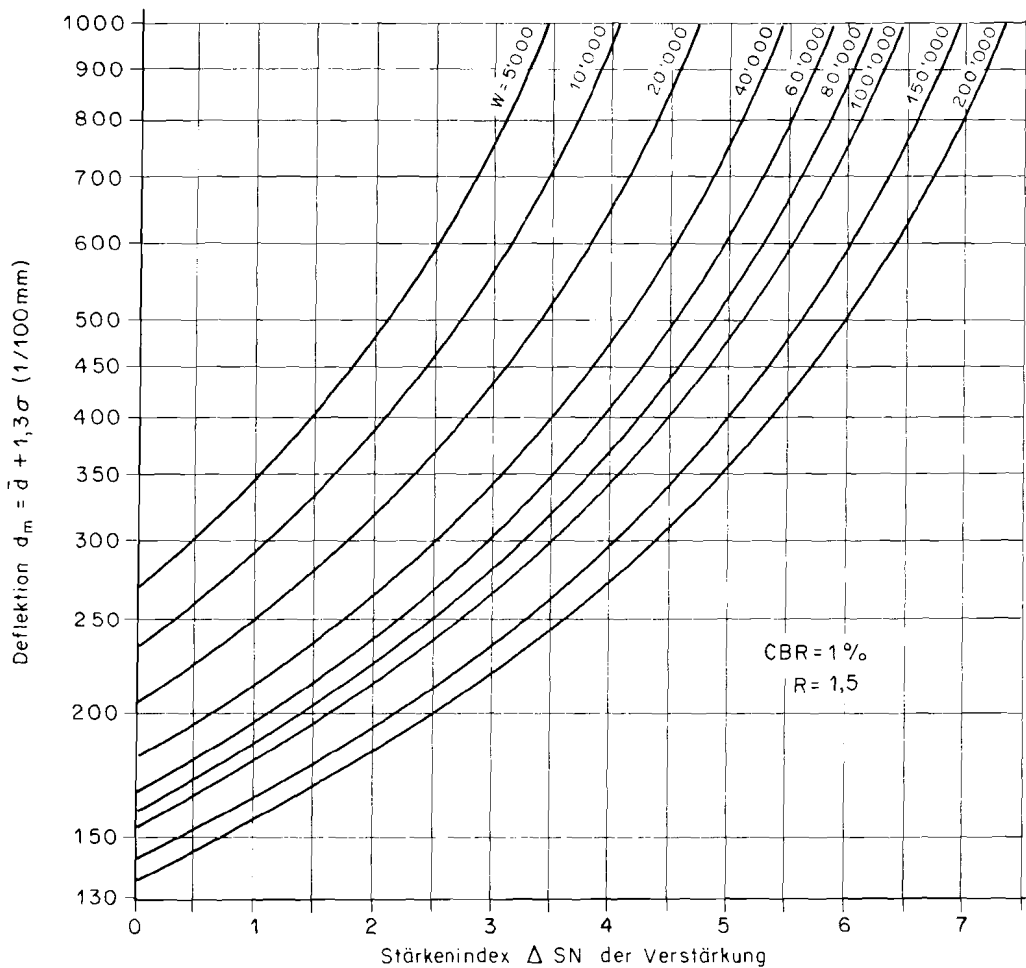
Durch Subtraktion der beiden Gleichungen ergibt sich für die erforderliche Verstärkung der Stärkenindex ΔSN (BURLET 1980):

$$\Delta SN = \frac{2.67 (W \cdot R)^{0.1068} - 474.94 \cdot d_m^{-0.8368} - 2.54}{10^{0.1647 \log CBR - 0.0655}} \quad [5.26]$$

Verstärkungsformel

Diese Gleichung ergibt den Stärkenindex ΔSN der Verstärkung in Funktion der massgebenden Deflektion d_m (1/100 mm), des Gesamtverkehrs W , des Regionalfaktors R und der Untergrundtragfähigkeit $CBR\%$. Die Gleichung [5.26] kann auch als Verstärkungsdiagramm dargestellt werden. In den Abbildungen 5.34 bis 5.37 sind vier Beispiele für die Untergrundtragfähigkeit von $CBR = 1\%$, 2.5% , 5% und 10% und für den Regionalfaktor $R = 1.5$ angegeben. Daraus lässt sich der Stärkenindex ΔSN der erforderlichen Verstärkung in Funktion der massgebenden Deflektion d_m und des Gesamtverkehrs W ermitteln. Für abweichende Regionalfaktoren enthalten die Diagramme Korrekturwerte.

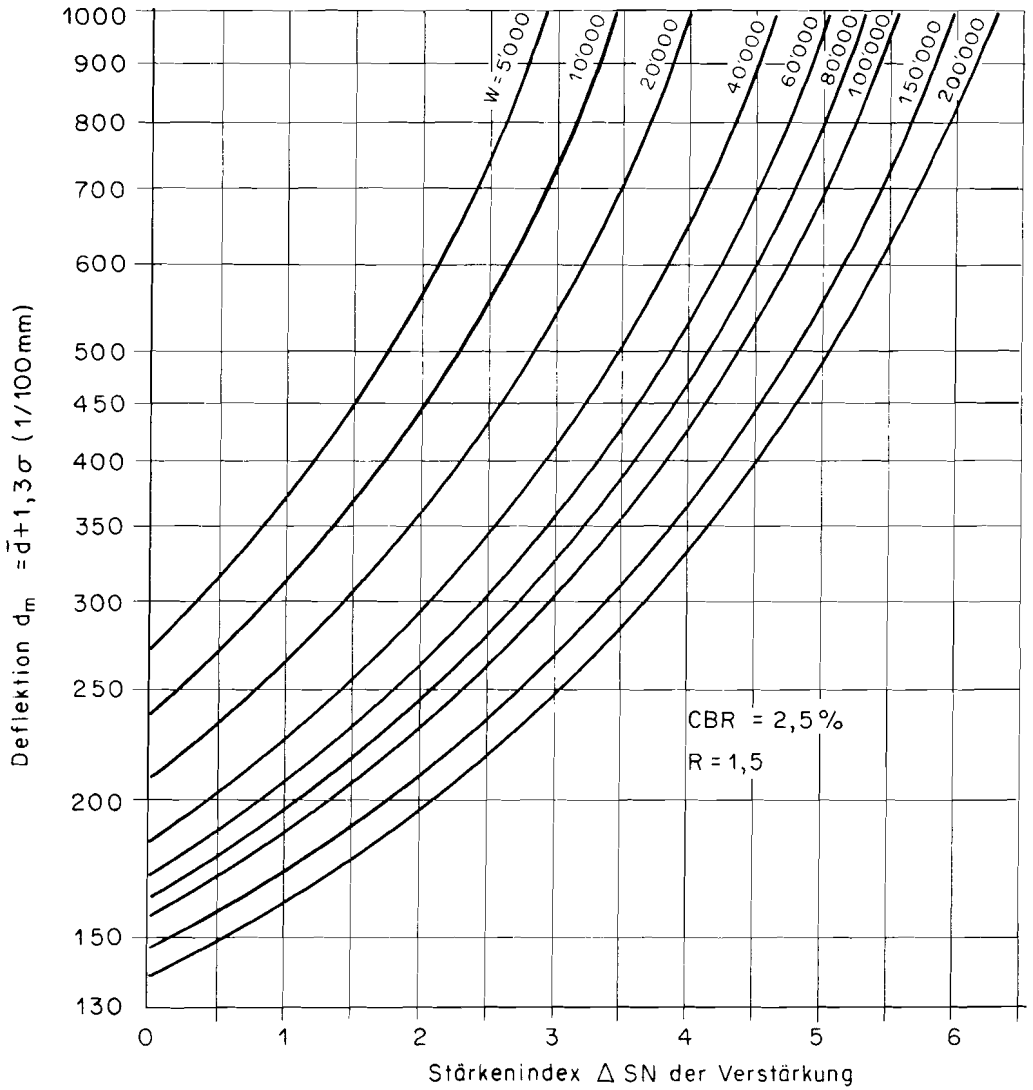
Abb. 5.34: Stärkenindex ΔSN der Verstärkung in Funktion der massgebenden Deflection d_m und des Gesamtverkehrs W , Regionalfaktor $R = 1.5$, Untergrundtragfähigkeit $CBR = 1.0\%$



Korrekturwerte für $R \neq 1.5$

<p>$R = 1.0$ $\Delta SN - 0.45$</p>	<p>$R = 2.0$ $\Delta SN + 0.30$</p>
---------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------

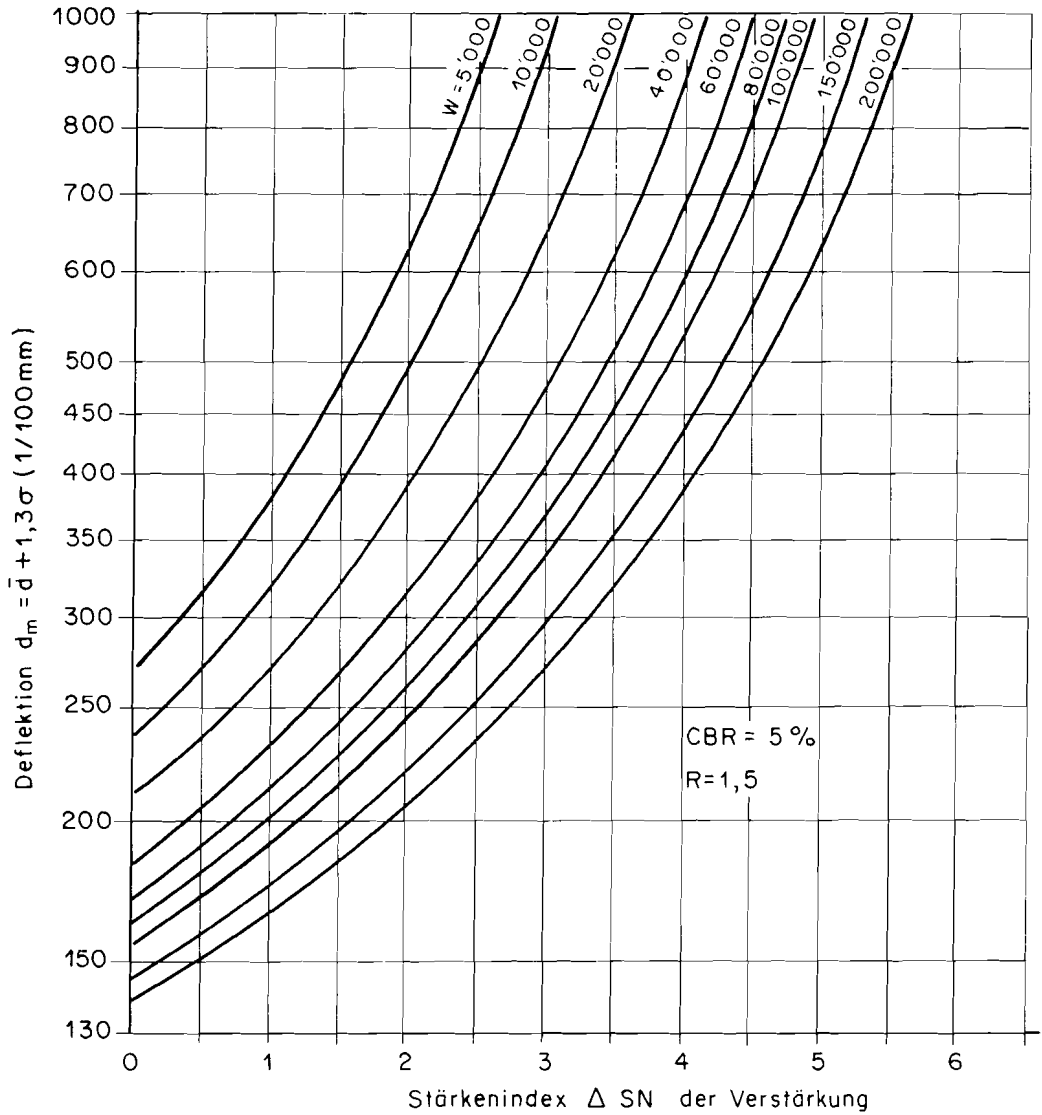
Abb. 5.35: Stärkenindex ΔSN der Verstärkung in Funktion der massgebenden Deflection d_m und des Gesamtverkehrs W , Regionalfaktor $R = 1.5$, Untergrundtragfähigkeit $CBR = 2.5\%$



Korrekturwerte für $R \neq 1.5$

$R = 1.0$ $\Delta SN - 0.40$	$R = 2.0$ $\Delta SN + 0.30$
---------------------------------	---------------------------------

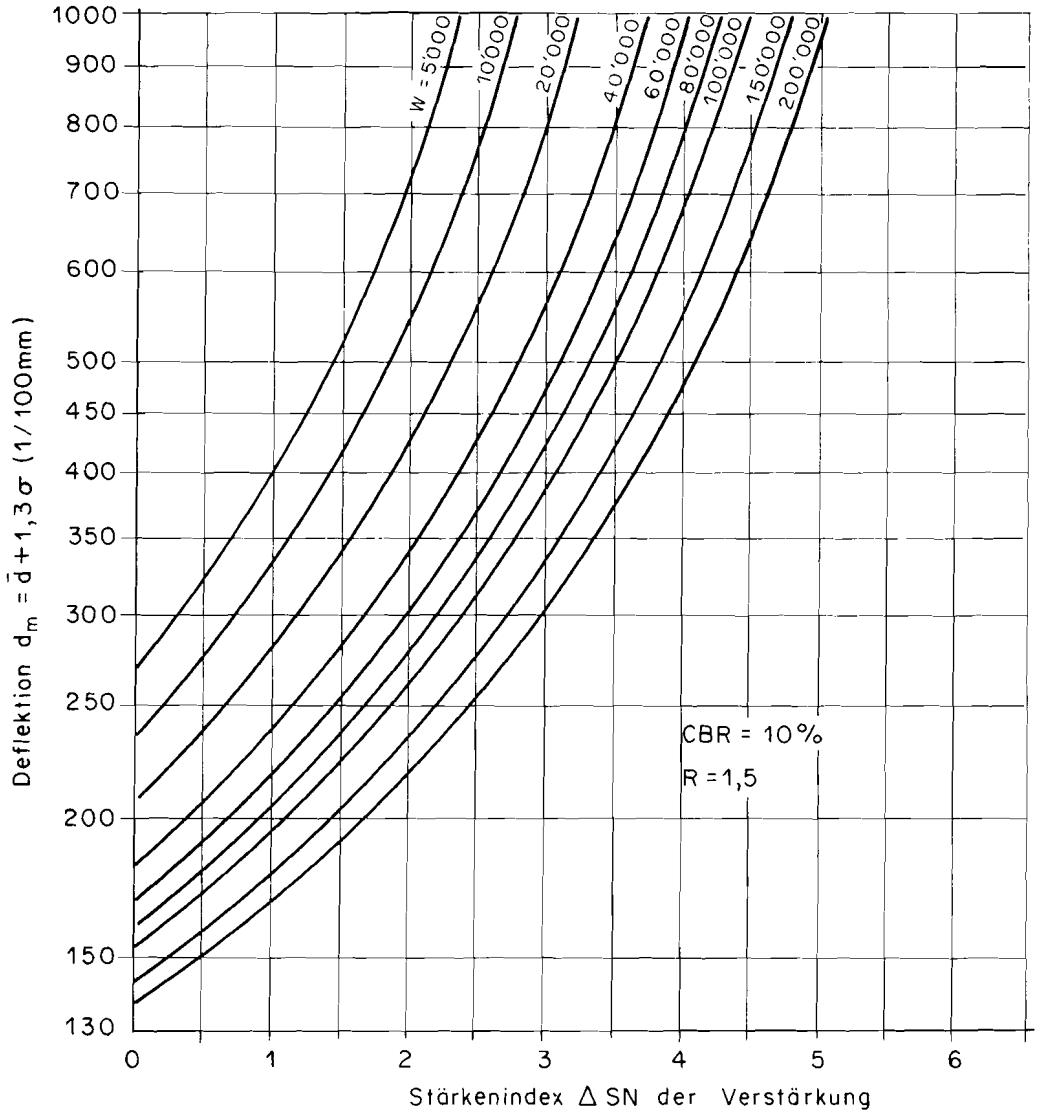
Abb. 5.36: Stärkenindex ΔSN der Verstärkung in Funktion der massgebenden Deflektion d_m und des Gesamtverkehrs W , Regionalfaktor $R = 1.5$, Untergrundtragfähigkeit $CBR = 5\%$



Korrekturwerte für $R \neq 1.5$

$R = 1.0$ $\Delta SN - 0.35$	$R = 2.0$ $\Delta SN + 0.25$
---------------------------------	---------------------------------

Abb. 5.37: Stärkenindex ΔSN der Verstärkung in Funktion der massgebenden Deflektion d_m und des Gesamtverkehrs W , Regionalfaktor $R = 1.5$, Untergrundtragfähigkeit $CBR = 10\%$



Korrekturwerte für $R \neq 1.5$

$R = 1.0$ $\Delta SN - 0.30$	$R = 2.0$ $\Delta SN + 0.20$
---------------------------------	---------------------------------

Der Stärkenindex ΔSN der erforderlichen Verstärkung kann auch in Funktion der zulässigen Deflektion d_{zul} , der massgebenden Deflektion d_m und der Untergrundtragfähigkeit mit der nachstehenden Formel bestimmt werden.

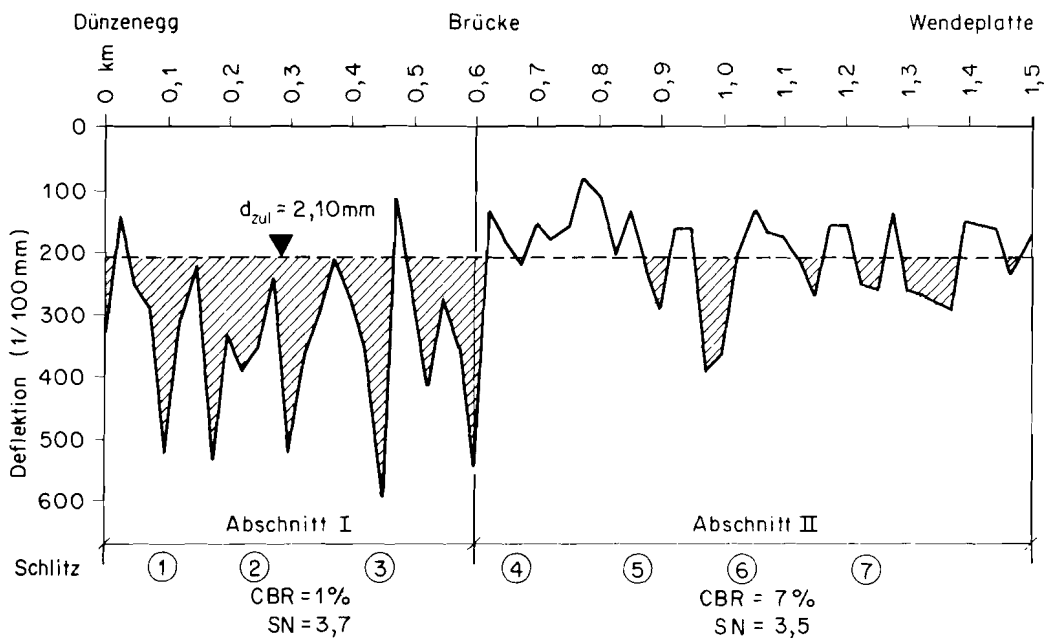
$$\Delta SN = \frac{474.94 (d_{zul}^{-0.8368} - d_m^{0.8368})}{10^{0.1647 \log CBR} \cdot 0.0655} \quad [5.27]$$

Diese Formel wird durch Umformen der Gleichung [5.24] und Einsetzen in die Gleichung [5.26] erhalten.

5.74 Vorgehen bei der Bestimmung der erforderlichen Verstärkung

Auf der zu verstärkenden Strasse werden zuerst die Deflektionsmessungen durchgeführt und die Messwerte sodann graphisch dargestellt.

Abb. 5.38: Deflektionsmessungen (Dünzeneggstrasse, Gemeinde Sigriswil BE)



Abschnitt		I	II
Mittelwert	\bar{d} (1 / 100 mm)	336	200
Standardabweichung	σ (1 / 100 mm)	128	67
90 % – Grenze	$\bar{d} + 1,3 \sigma$ (1 / 100 mm)	502	287
Variationskoeffizient	CV	0,38	0,34

Aufgrund dieser Darstellung kann leicht festgestellt werden, ob die Strasse auf ihrer gesamten Länge eine gleichmässige Tragfähigkeit aufweist und somit gleich behandelt werden kann, oder ob mehrere jeweils homogene Abschnitte gleicher Tragfähigkeit ausgeschieden werden müssen. Zur Bestimmung der Untergrundtragfähigkeit, der Dicke der vorhandenen Schichten und der Qualität der Baustoffe werden in den verschiedenen, als homogen angesehenen Abschnitten eine genügende Zahl von Sondierschlitzten im Strassenkörper geöffnet.

Im beschriebenen Beispiel (Abb. 5.38) wurden zwei Abschnitte ausgeschieden, die für die Verstärkung gesondert betrachtet werden müssen. Die Tragfähigkeitsunterschiede dieser Strasse sind eindeutig auf die unterschiedliche Untergrundtragfähigkeit zurückzuführen.

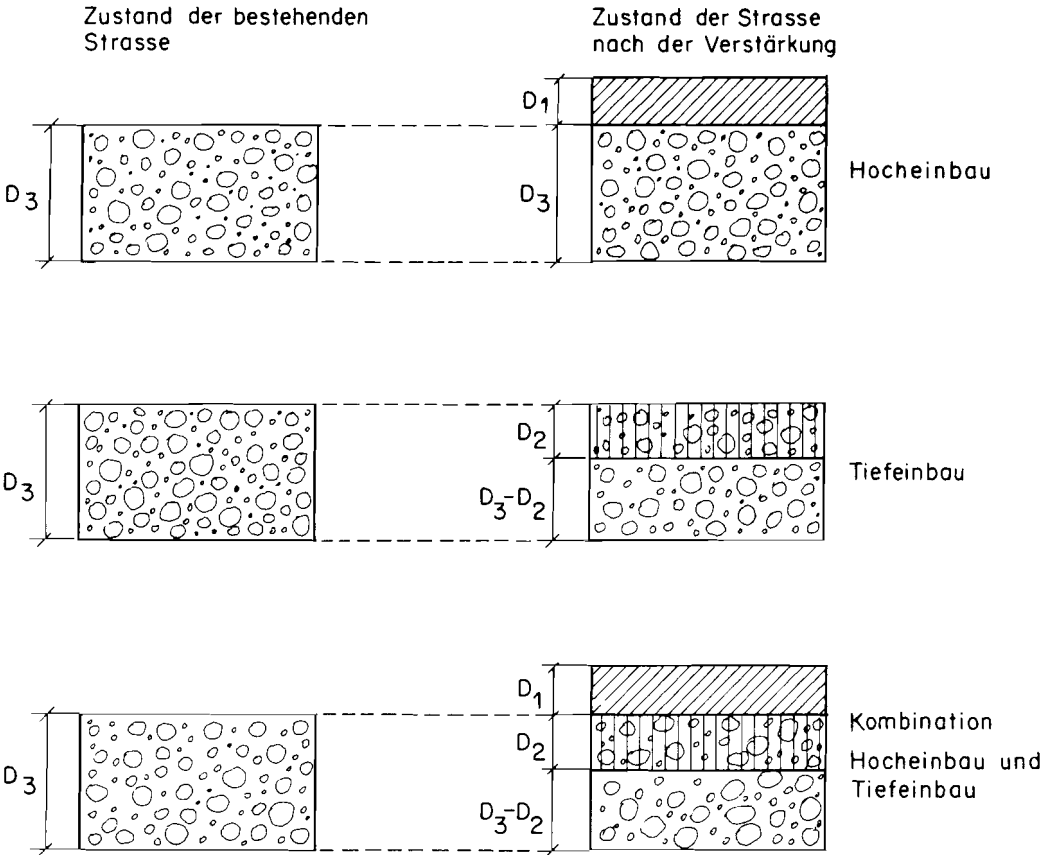
5.75 **Möglichkeiten der Oberbauverstärkung**

Die Verstärkung des Oberbaus einer Strasse kann nach einem der folgenden Verfahren ausgeführt werden (Abb. 5.39):

- *Hocheinbau*
Aufbringen einer oder mehrerer Schichten auf den vorhandenen Oberbau
- *Tiefereinbau*
Ersetzen eines Teils des bestehenden Oberbaus durch ein Material mit einer höheren Tragfähigkeit oder Vergrösserung der Tragfähigkeit der obersten Schicht durch eine Stabilisierung
- *Kombination Hocheinbau und Tiefereinbau*
Erhöhung der Tragfähigkeit der obersten Schicht des vorhandenen Oberbaus durch Ersatz oder Stabilisierung und Aufbringen einer zusätzlichen Schicht

Der Hocheinbau stellt meistens die wirtschaftlichste Lösung für die Oberbauverstärkung einer Strasse dar. Die Baukosten können bei diesem Verfahren relativ niedrig gehalten werden, weil am bestehenden Oberbau nichts verändert wird und damit dessen Tragfähigkeit voll genutzt werden kann. Beim Hocheinbau ist ausserdem mit einer kurzen Bauzeit zu rechnen, so dass die Einschränkungen für den Verkehr gering sind. Im Gegensatz zum Tiefereinbau liegt jedoch beim Hocheinbau die Strassenoberfläche nach der Verstärkung höher, was oft Anpassungsarbeiten an bestehenden Anlagen (Entwässerungen, Schächte, Bankette, Stützmauern usw.) erfordert.

Abb. 5.39: Verfahren zur Oberbauverstärkung



5.76 Beispiel einer Oberbauverstärkung

Im folgenden wird die Bestimmung einer Verstärkung am Beispiel «Bilsten-Chlos» (Kanton Schwyz) dargestellt. Diese Strasse ist eine Sammelstrasse für forst- und landwirtschaftlichen Verkehr. Für den Weiterbau des Waldstrassennetzes (ca. 5 km) ist während der Bauzeit mit einem starken Baustellenverkehr zu rechnen.

5.761 Stärkenindexmethode

Bestimmung des Sollaufbaus SN_1

- | | |
|----------------------------------------------|------------------------------|
| — Untergrundtragfähigkeit | CBR = 1% |
| — Verkehr ($W = 4 \cdot L$, Voralpen) | $W = 20\,000$ Normachslasten |
| — Regionalfaktor (Höhenlage 400–800 m ü. M.) | $R = 1.5$ |

Nach der Dimensionierungsformel bzw. dem Dimensionierungsnomogramm ergibt sich mit diesen Eingangsgrößen für den Sollaufbau ein Stärkenindex von 6.8 (SN_1).

Bestimmung des vorhandenen Aufbaus SN_0

$$\left. \begin{array}{l} 5 \text{ — } 10 \text{ cm Kies} \\ 15 \text{ cm Steinbett (teilweise verdrückt)} \end{array} \right\} a \cdot D = 0.1 \cdot 20 = 2.0 (SN_0)$$

Bestimmung des Stärkenindex der erforderlichen Verstärkung ΔSN

$$\begin{array}{l} \text{Sollaufbau} \quad \quad \quad SN_1 = 6.8 \\ \text{Vorhandener Aufbau} \quad \quad SN_0 = 2.0 \\ \hline \Delta SN = 4.8 \end{array}$$

5.762 Deflektionsmethode

Mit der Beziehung zur Ermittlung der zulässigen Deflektion (Gleichung [5.24]) ergibt sich für einen Dimensionierungsverkehr von 20 000 Normachlasten und für einen Regionalfaktor von $R = 1.5$ eine zulässige Deflektion d_{zul} von 207/100 mm.

Die Deflektionsmessungen mit dem Benkelman-Balken ergaben die folgenden Resultate (Abb. 5.40):

Mittelwert	\bar{d}	= 548	1/100 mm
Streuung	σ	= 274	1/100 mm
Variationskoeffizient	CV	= 0.50	
Massgebende Deflektion (90%-Grenze)	$\bar{d} + 1.3 \sigma$	= 904	1/100 mm
Zulässige Deflektion	d_{zul}	= 207	1/100 mm

Es ist nun jene Verstärkung zu bestimmen, welche die vorhandene massgebende Deflektion von 904/100 mm auf den zulässigen Wert von 207/100 mm reduziert. Die erforderliche Verstärkung, ausgedrückt als Stärkenindex, kann mit der Verstärkungsformel (Gleichung [5.26] bzw. [5.27]) oder mit dem Verstärkungsdiagramm für einen CBR-Wert von 1% (Abb. 5.34) bestimmt werden. Daraus ergibt sich ein zusätzlicher Stärkenindex ΔSN von 4.5 (Stärkenindexmethode $\Delta SN = 4.8$).

5.763 Vorschläge für die Verstärkung

Für den Ausbau der Strasse «Bilsten—Chlos» wurden die drei folgenden Varianten vorgeschlagen:

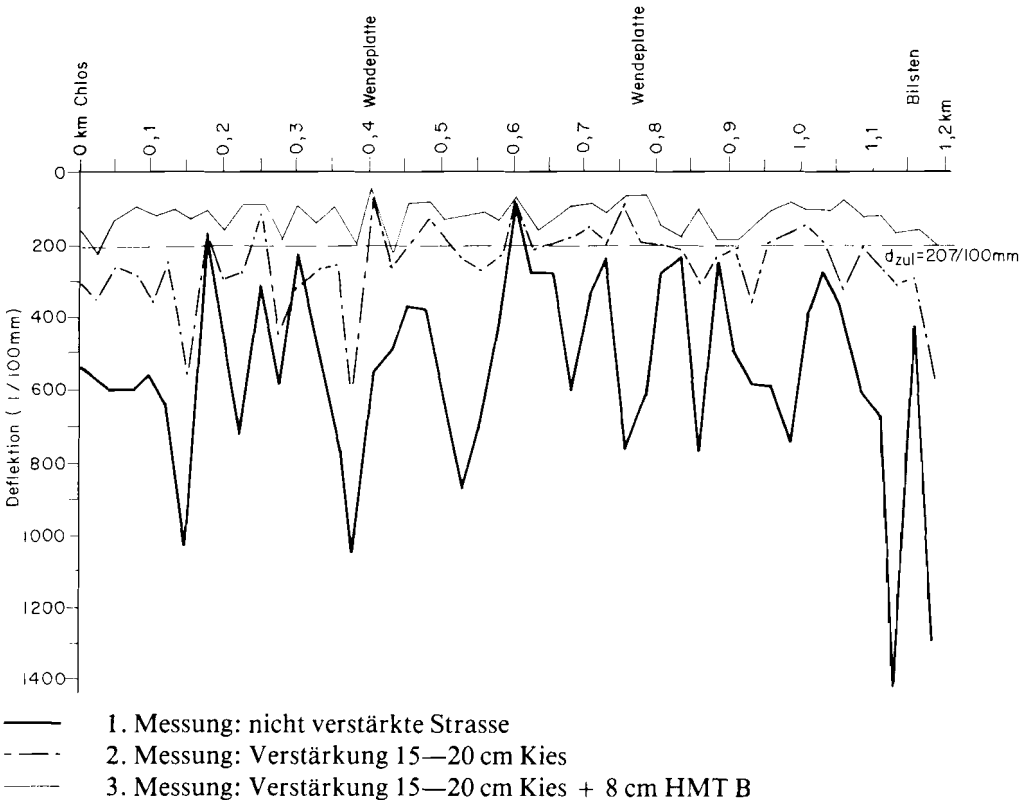
Variante	I	II	III	a-Wert
Cutbackbelag CB 10	3 cm	3 cm	3 cm	—
HMT A 25	8 cm	—	—	0.30
HMT B 25	—	8 cm	—	0.40
bituminöse Stabilisierung	—	—	12 cm	0.23
Kies rund	20 cm	15 cm	20 cm	0.11
Totaldicke	31 cm	26 cm	35 cm	
ΔSN (Verstärkung)	4.6	4.8	4.9	

Zur Ausführung gelangte die Variante II, wobei die Kiesschicht zur Erreichung der notwendigen Planie auf eine Dicke von 15—20 cm kam. Die verstärkte Strasse weist nun folgenden Oberbau auf:

Schicht	Dicke	SN	
HMT B	8 cm	3.2	} 5.2
Kies	15—20 cm	2.0	
Kies Steinbett	20—25 cm	2.0	} alter Oberbau
Total	~ 48 cm	7.2	

Zur Überprüfung der durchgeführten Verstärkungen wurden auf der Kiesschicht und auf der HMT wiederum Deflektionsmessungen durchgeführt. Die Resultate dieser Messungen und diejenigen auf der nicht verstärkten Strasse sind in der Abbildung 5.40 dargestellt. Sie zeigen, dass die Deflektionen auf beiden Verstärkungsschichten im erwarteten Rahmen liegen.

Abb. 5.40: Deflektionsmessungen Strasse Bilsten—Chlos



Messung	Mittelwert \bar{d} (1/100 mm)	Streuung σ (1/100 mm)	90%-Grenze $\bar{d} + 1.3 \sigma$ (1/100 mm)	Variations- koeffizient CV
Nicht verstärkte Strasse (24. 7. 1974)	548	274	904	0.50
Verstärkung 15—20 cm Kies (24. 9. 1975)	251	117	403	0.47
Verstärkung 15—20 cm Kies + 8 cm HMT B (17. 10. 1975)	133	45	191	0.34

5.77 Beispiel einer Oberbaudimensionierung bei guter Untergrundtragfähigkeit

Bei gut tragfähigem, befahrbarem Untergrund kann die Untergrundtragfähigkeit durch Deflektionsmessungen bestimmt werden. Aufgrund dieser Deflektionswerte kann die Oberbaudicke mit der Verstärkungsformel (Gleichung [5.26]) berechnet werden, was im folgenden Beispiel dargestellt wird.

Grundlagen

Funktion der Strasse	Verbindungsstrasse	→ bituminöse Deckschicht oder Betonplatte
Verkehr	Verbindungsstrasse	→ $W = 100\ 000$ Normachlasten
Höhenlage	400—800 m ü. M.	→ $R = 1.5$
Untergrund	Kies mit viel Feinanteilen (GC-CL oder GM-ML), mit Lastwagen befahrbar	} → CBR-Wert mit dem Handpenetrometer nicht bestimmbar, Ermittlung der Deflektion und Vorgehen wie bei einer Verstärkung

Resultate der Deflektionsmessungen auf dem Erdplanum

Mittelwert	\bar{d}	= 416	1/100 mm
Streuung	σ	= 178	1/100 mm
Variationskoeffizient	CV	= 0.43	
Massgebende Deflektion d_m	$\bar{d} + 1.3\sigma$	= 647	1/100 mm

Erforderlicher Stärkenindex

Die Bestimmung des Stärkenindex erfolgt mit der Verstärkungsformel (Gleichung [5.26]) bzw. mit dem Verstärkungsdiagramm für einen CBR-Wert von 10% (Abb. 5.37).

Mit den Eingangsgrößen

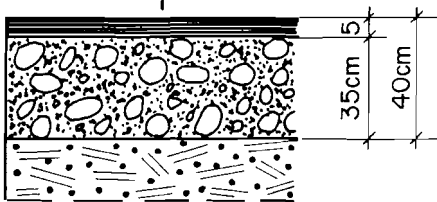
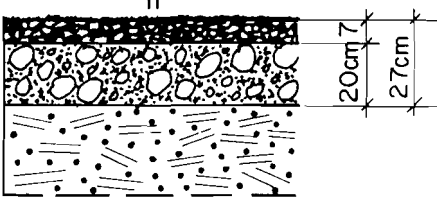
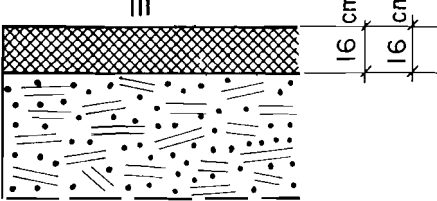
Verkehr W 100 000 Normachslasten

Regionalfaktor R 1.5

Massgebende Deflektion d_m 647 1/100 mm

ergibt sich damit ein erforderlicher Stärkenindex SN von 3.9. In der Abbildung 5.41 sind drei Varianten angegeben, welche den erforderlichen Stärkenindex von 3.9 erfüllen.

Abb. 5.41: Oberbauvarianten des Dimensionierungsbeispiels

Variante	Dicke	Oberbau	a-Wert	SN
 <p>I</p>	5	Cutbackbelag	—	—
	35cm	Kies	0.11	3.9
	40cm			3.9
 <p>II</p>	7	HMT A 25 + OB	0.30	2.1
	20cm	Kies	0.11	2.2
	27cm			4.3
 <p>III</p>	16 cm	Betonplatte	wird nicht bestimmt	

Ingenieurbiologie — Grünverbau

6.1 Allgemeines

6.11 Einleitung

Die dichte Besiedlung und die zunehmende Nutzung unseres Lebensraumes belasten unsere Umwelt immer stärker. Der Einsatz von Baumaschinen ermöglicht es, grosse Erdmassen zu bewegen, und die Entwicklung des Baustoffes Beton erlaubt die Verwirklichung gigantischer Bauwerke.

Dank diesen technischen Möglichkeiten wurde die möglichst gute Einpassung der Verkehrsbauten in die Landschaft oft verpasst. Es wundert daher nicht, wenn vielenorts ein Unbehagen über die modernen Hartbauweisen entstanden ist und Forderungen nach umweltfreundlichen, landschaftsschonenden Baumethoden laut geworden sind. Seit den dreissiger Jahren sind u. a. in Österreich, in der Schweiz, aber auch in West- und Ostdeutschland verschiedene ingenieurbio-logische Methoden wiederentdeckt und neu entwickelt worden. Heute ist die Ingenieurbiologie als Zweig des Bauwesens in vielen Ländern eingeführt. Ihre Anwendung geschieht jedoch zögernd.

Auch die Schweiz bildet hierin keine Ausnahme, obwohl bereits seit Jahren gut brauchbare Wegleitungen zur «Lebendverbauung an fliessenden Gewässern» (EIDG. AMT FÜR STRASSEN- UND FLUSSBAU 1973) und «Massnahmen zur Erhaltung der Fischerei bei Gewässerkorrek-tionen» (EIDG. DEPARTEMENT DES INNERN 1969) bzw. «Die für den Natur- und Heimatschutz zu treffenden Massnahmen» (EIDG. DEPARTEMENT DES INNERN 1970) zur Verfügung stehen (SCHIECHTL 1978). SCHIECHTL sieht den Grund für die ungenügende Anwendung vor allem in der unzureichenden Ausbildung der Fachleute. Daraus resultiert eine Unsicherheit in der Anwendung ingenieurbio-logischer Methoden.

Nomenklatur und Systematik der folgenden Ausführungen werden weitgehend aus SCHIECHTL'S «Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau» (1973) übernommen.

Soweit möglich wurden Erfahrungen aus ausgeführten Beispielen und aus der Literatur zusammengetragen.

6.12 Geschichtlicher Überblick

Ingenieurbio-logische Bauweisen wurden seit jeher aufgrund von Erfahrung angewandt. So wurden beispielsweise schon im Mittelalter Weiden, Erlen und Pappeln für die Ufersicherung verwendet (PRÜCKNER 1965). Die ersten Grundlagen der Ingenieurbiologie, insbesondere der Grünverbauung, wurden von Österreichern und Franzosen beschrieben (DEMONTZEY 1878; DUILE 1826; ZALLINGER 1779).

Mit dem zunehmenden Wissen über die festen Baustoffe wurden die biologischen Methoden zurückgedrängt, sie wurden jedoch in der Wildbach- und Lawinverbauung weitergepflegt, aber nicht weiterentwickelt.

In der Schweiz wurde ca. 1880 die Verbauung der Brienzer Wildbäche in Angriff genommen. Die Grabeneinhänge wurden mit Flechtzäunen, Grassaaten und -pflanzungen sowie

mit Aufforstungen gesichert (DASEN 1951). Zwischen 1933 und 1960 wurde unter Leitung des damaligen Oberförsters des Kantons Nidwalden, Max Kaiser, die Buochser Rübi verbaut. Auf einer Fläche von ca. 3 ha wurden rund 34 000 m Flechtwerk erstellt, 360 000 Weiden gepflanzt und ca. 33 to Heublumen ausgebracht (KAISER 1967).

Nach dem 2. Weltkrieg setzte vor allem in Deutschland und Österreich eine intensive Forschungstätigkeit ein. Alte Verfahren wurden wiederentdeckt, neue Verfahren entwickelt.

Insbesondere die Arbeiten auf dem Gebiet des Grünverbaus sind eng mit den Österreichern HASSENTEUFEL und SCHIECHTL verbunden.

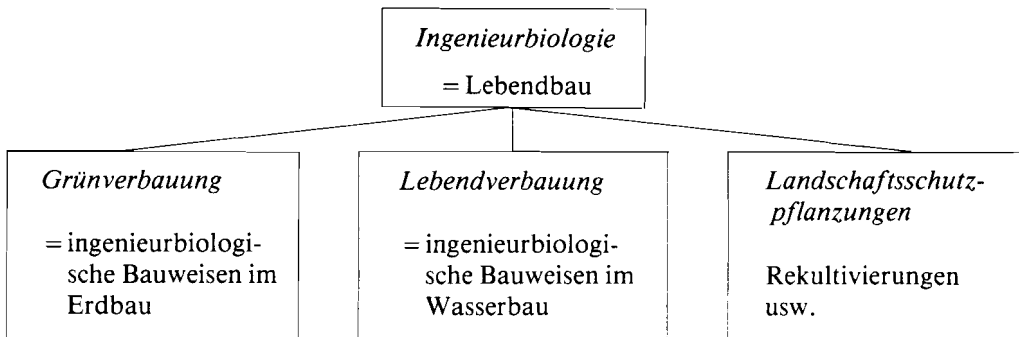
6.13 Übersicht über die wichtigsten Begriffe

Ingenieurbiologie ist ein Überbegriff des biologisch ausgerichteten Teils der Ingenieurwissenschaft, der vor allem in Österreich (SCHIECHTL) und in der DDR (LINKE) gebraucht wird. In der BRD werden als Synonyme «Lebendbau» (SCHLÜTER) bzw. «Lebendverbau» angewandt.

Landschafts- und Gartengestaltung, deren Ziele vor allem ästhetischer Natur sind, gehören nicht zur Ingenieurbiologie. SCHIECHTL (1973) unterteilt die Ingenieurbiologie in drei Bereiche (Abb. 6.1):

- *Grünverbauung* (= ingenieurbiologische Bauweisen im Erdbau), worunter Methoden zu verstehen sind, die der Sicherung von Hängen und Böschungen im Erdbau dienen
- *Lebendverbau* (= ingenieurbiologische Bauweisen im Wasserbau); darunter sind Methoden zur Sicherung von Sohle und Ufern von Gewässern zu verstehen
- *Landschaftsschutzpflanzungen*; zweckgerichtete Pflanzungen zur Sicherung der Landschaft, Aufforstung von Deponien und Halden (z. B. Braunkohleabbau), Strassenbepflanzungen (z. B. optische Leitwirkung, Immissions- und Lärmschutz)

Abb. 6.1: Teilgebiete der Ingenieurbiologie



Im folgenden sind insbesondere die Methoden der «Grünverbauung» dargestellt, für die Methoden der Lebendverbauung sei auf die Literatur (EIDG. AMT FÜR STRASSEN- UND FLUSSBAU 1973; PRÜCKNER 1965; SCHIECHTL 1973; SCHLÜTER 1971; VOLGMANN 1979) verwiesen.

Für die Grünverbauung unterscheidet SCHIECHTL (1973) nach der Wirkungsweise:

- Stabilbauweisen, die der tiefgreifenden Festigung dienen
- Deckbauweisen, die die Oberfläche festigen
- Biotechnische Entwässerungen
- Kombinierte Verfahren, bei denen «tote» und «lebende» Baustoffe gleichzeitig verwendet werden
- Ergänzungsbauweisen, vor allem Gehölzsaaten und die Pflanzung von Bäumen und Sträuchern

6.2 **Bodenmechanische Grundkenntnisse**

Die Ziele ingenieurbioologischer Massnahmen im Strassenbau bestehen hauptsächlich:

- im Schutz der Böschungsoberflächen vor Erosion durch Wasser und Wind
- in der Verhinderung und Sanierung von Oberflächenrutschungen

Im folgenden werden einige Grundregeln der Erosionsgefährdung verschiedener Böden und der Rutschungsgefährdung von Böschungen dargelegt.

6.21 **Erosionsgefährdung**

Vegetationslose Böden unterliegen relativ stark der Erosion. Demgegenüber sind Wald- und Grünlandböden selbst an steilen Lagen weitgehend vor Abtrag geschützt. In unseren Klimagebieten sind Schäden durch Wassererosion weit grösser als durch Winderosion.

Die Wassererosion hängt im wesentlichen von folgenden Faktoren ab:

- Hangneigung, Flächengrösse (Energie des abfliessenden Wassers)
- Menge und Intensität der Niederschläge (abfliessende Wassermenge)
- Zusammensetzung des Bodens (Körnung, Humusgehalt, Gefüge)
- Art der Bodennutzung

Die Erosionsempfindlichkeit eines bestimmten Bodens hängt nach WISCHMEIER et al. (1971) von nachfolgenden Faktoren ab:

- Kornanteil 0.002—0.1 mm (Silt- und Feinsandfraktion)
- Kornanteil 0.1—2 mm (Sandanteil)
- Gehalt an organischer Substanz
- Aggregatgrösse
- Wasserdurchlässigkeit

Silt- und feinsandreiche, humusarme, sowie verdichtete Böden sind am stärksten erosionsgefährdet. Mit zunehmendem Feinsand-Siltanteil steigt die Erosionsgefährdung. Mit zunehmendem Tonanteil nimmt die Erosionsempfindlichkeit ab.

Die USCS-Klassifikation ist für die Beurteilung der Erosionsgefährdung nur beschränkt geeignet. Der Humusgehalt, die Aggregatgröße und die Durchlässigkeit spielen neben der Kornzusammensetzung eine massgebende Rolle. Ein Boden mit einer bestimmten Kornzusammensetzung kann je nach Faktorenkombination schwach bis stark erosionsgefährdet sein.

Biologische Verfahren eignen sich für den Erosionsschutz sehr gut. Die Pflanzen fördern die Humusbildung und verbessern die Durchlässigkeit, was nach WISCHMEIER et al. die Erosionsgefährdung senkt.

6.22 Rutschungsgefährdung von Böschungen

Die Standsicherheit bzw. die mögliche Böschungsneigung hängt hauptsächlich von folgenden Faktoren ab:

- Bodeneigenschaften, insbesondere Scherfestigkeit (Φ , c)
- Geometrie der Böschung [Neigung, Höhe (nur bei bindigen Böden)]
- Geologische Verhältnisse (Schichtung)
- Bodenwasser (Grund-, Hang-, Quellwasser)

6.221 Kohäsionslose Böden ($\Phi > 0$, $c = 0$)

Die Scherfestigkeit ist eine Funktion des Reibungswinkels. Wasserzutritt beeinflusst die Scherfestigkeit in nichtbindigen Böden nur unwesentlich.

Rutschungen weisen ebene Gleitflächen auf und sind in der Regel oberflächlich. Der maximal zulässige Böschungswinkel entspricht dem Reibungswinkel.

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \Phi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (\text{ohne Grundwasser, ohne Porenwasserdruck})$$

η : Sicherheitsgrad

Φ : Reibungswinkel

β : Böschungswinkel

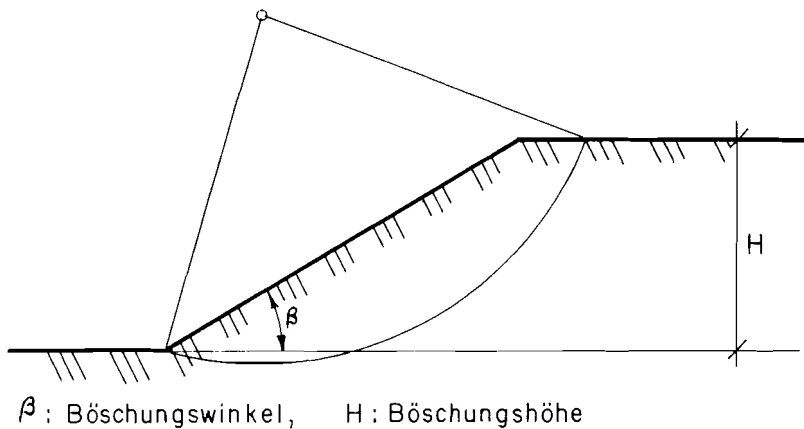
6.22 Bindige Böden ($\Phi > 0, c > 0$)

Die Scherfestigkeit setzt sich aus Reibung (Φ) und Kohäsion (c) zusammen. Sie hängt stark vom Wassergehalt des Bodens ab. Wasserzutritt:

- verkleinert den Reibungswinkel, da die Wasserhüllen um die einzelnen Bodenkörner vergrössert werden
- vermindert die Kohäsion; Wasser ist ein «Schmiermittel»

Homogene, kohäsive Böden weisen gekrümmte Gleitflächen auf, die meistens durch den Böschungsfuss verlaufen (Abb. 6.2). Je grösser die Kohäsion, desto stärker die Krümmung der Gleitfläche und desto tiefgreifender die Rutschung.

Abb. 6.2: Gleitfläche in Böschungen aus bindigen Böden



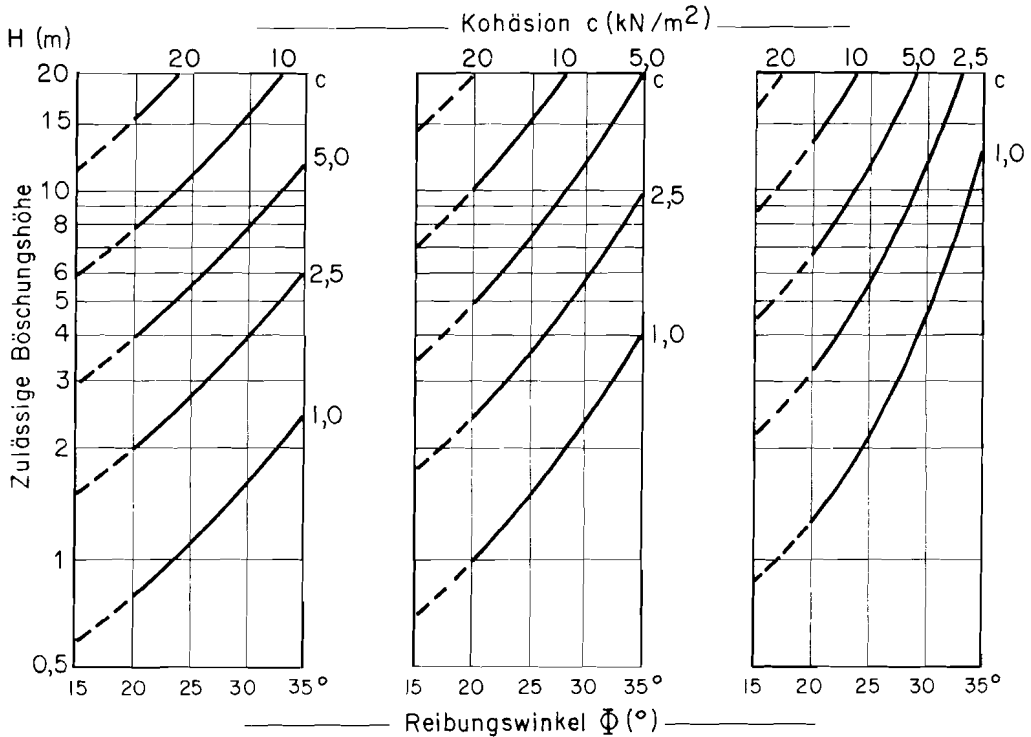
Die Berechnung der Standsicherheit η gekrümmter Gleitflächen ist arbeitsintensiv. Die verschiedenen Rechenverfahren sind bei VEDER (1979) ausführlich dargestellt. In Abbildung 6.3 sind die zulässigen Böschungshöhen für Böschungsneigungen von 1:1, 4:5 und 2:3 dargestellt (Methode nach TAYLOR und FELLENIUS). Die zulässige Böschungshöhe kann als Funktion der Scherparameter Φ und c für einen Sicherheitsgrad $\eta = 1.0$ (labiles Gleichgewicht) und eine Feuchtdichte $\gamma = 2.0 \text{ g/cm}^3$ abgelesen werden. Das Diagramm darf nur für geringe Böschungshöhen und für homogene Böden angewandt werden. Bei grossen Böschungshöhen und starker Gefährdung der Umgebung muss unbedingt ein Spezialist beigezogen werden, der die Bodeneigenschaften untersucht und sorgfältige Berechnungen anstellt. Die Abbildung 6.3 zeigt, dass die Grösse der Kohäsion einen massgebenden Einfluss auf die zulässige Böschungshöhe hat. Die Kohäsion ist jedoch keine Materialkonstante, sie hängt ab vom Wassergehalt, der Vorbelastung des Bodens usw. Die Bemessung der Kohäsion muss daher mit grösster Vorsicht erfolgen.

Abb. 6.3: Zulässige Böschungshöhe in homogenem Boden (Feuchtdichte $\gamma = 2.0 \text{ g/cm}^3$) in Abhängigkeit der Scherparameter Φ und c für einen Sicherheitsgrad $\eta = 1.0$

Böschungs- | : | n
winkel 45° β

4 : 5
 40°

2 : 3
 35°



6.3 Ingenieurbiologische Methoden

6.3.1 Grenzen der Anwendung ingenieurbiologischer Methoden

Der Verwendung lebender Pflanzen und Pflanzenteile als Baustoffe sind Grenzen gesetzt:

- Sie gedeihen nur dort, wo die natürlichen Areal- und Lebensgrenzen der verwendeten Arten nicht überschritten werden. So ist beispielsweise die Verwendung von Bäumen und der meisten Sträucher oberhalb der Waldgrenze unmöglich. Die richtige Beurteilung der Standortverhältnisse und die dementsprechende Artenwahl sind somit Voraussetzung für ein Gelingen (vgl. Abschnitt 6.42).

— Sie können nicht in jeder Jahreszeit eingebracht werden. Alle Verfahren, bei denen Stechhölzer oder Äste ausschlagfähiger Arten verwendet werden, sollen zur Zeit der Vegetationsruhe (~Oktober — April, je nach Standort) ausgeführt werden. Dies ergibt gewisse Schwierigkeiten, da die günstigste Zeit für Erdbauarbeiten in die Vegetationszeit fällt.

Ausnahmen sind möglich, falls Einrichtungen für die kühl-feuchte Lagerung zur Verfügung stehen (vgl. Abschnitt 6.5134).

— Die statische Wirkung von Grünverbauungen ist beschränkt. Neben der Verbauungsmethode sind insbesondere die Wurzeltiefe und der Bodenwasserhaushalt im Oberboden für den Wirkungsgrad entscheidend (NEULAND 1977). Durch Stabilbauweisen werden nach SCHAARSCHMIDT (1974) in der Regel die obersten 2 m, maximal die obersten 3 m stabilisiert. Somit können nur Oberflächen- und Flachrutschungen (kohäsionslose bis wenig kohäsive Böden) stabilisiert werden.

Der Slogan, Hartbauweisen könnten immer durch ingenieurbioologische Bauweisen ersetzt werden, ist somit völlig verfehlt. Ingenieurbioologie ist nicht Ersatz, sondern eine Ergänzung zu den verschiedenen Hartbauweisen.

**Die Merkblätter Nr. 240 und Nr. 241 der
SAFS behandeln ausführlich Grundlagen und
Dimensionierung nichtarmierter Schwer-
gewichtsmauern.**

**Werden auch Sie Abonnent der SAFS
(Schweizerische Arbeitsgemeinschaft
für forstlichen Strassenbau)!**

**Geschäftsstelle SAFS:
Frau Th. Gadmer
Haldenstrasse 6, CH - 3084 Wabern
Telefon 031 53 24 22**

6.32 Vorarbeiten

Wie schon erwähnt, müssen für das Gelingen einer ingenieurbiologischen Verbauung neben biologischen (Pflanzenwahl usw.) auch erdbauliche Voraussetzungen erfüllt sein.

6.321 Festlegen der stabilen Geländeneigung

Durch bodenmechanische Untersuchungen muss die «stabile Geländeneigung» festgelegt werden. Daraus ergibt sich, ob eventuell in Kombination mit Stützbauten die Hänge abgeflacht werden müssen.

Werden Böschungen sofort begrünt, so können sie infolge der Wirkung der Vegetation steiler belassen werden als es der natürliche Böschungsneigungswinkel erlauben würde. Mit der Durchwurzelung entsteht in den obersten Bodenschichten ein «Armierungseffekt». Solche stabilisierte Deckschichten können eine gewisse Stützfunktion ausüben (SCHAARSCHMIDT 1974). Mit steigender Bruchfestigkeit der Deckschicht wächst die Stützkraft und damit die Stabilität von Böschungen an.

Die Vegetation beeinflusst den Wasserhaushalt im Boden günstig. Durch Interzeption, Verdunstung (= aktive Entwässerung) und geringere Infiltration von Oberflächenwasser werden in bindigen Böden die Kohäsion vergrößert und die Standsicherheit erhöht. Allerdings gilt einschränkend, dass die Verdunstung in Zeiten grosser Rutschgefahr (Oktober bis März) infolge Vegetationsruhe nur gering ist.

Grenzneigungen für Erdböschungen liegen bei 45°–50° (PRÜCKNER 1965; VOLGMANN 1979). Durch Grünverbauung kann die Standsicherheit von Böschungen im Soforteffekt durch Deckbauweisen (Berasungen) um etwa 5%, durch Stabilbauweisen im gewachsenen Boden (Flechtwerke, Buschlagen) um ca. 10% und durch Stabilbauweisen in Schüttungen (Buschlagen, Heckenbuschlagen) bis ca. 40% erhöht werden (SCHAARSCHMIDT 1974). Der Standsicherheitszuwachs ist wie folgt zu verstehen:

$$\Delta \eta = \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha}$$

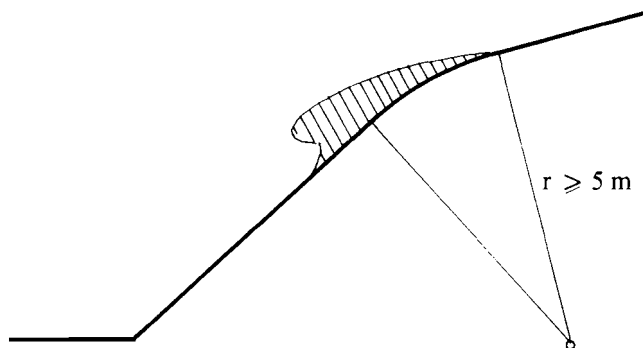
$\Delta \eta$: Standsicherheitszuwachs
 α : Grenzneigung ohne Verbauung
 β : Grenzneigung mit Verbauung

Es gilt jedoch generell, dass eine rigorose Abflachung die beste und in Verbindung mit einer Begrünung die dauerhafteste Lösung ist (SCHIECHTL 1973).

6.322 Ausrunden von Böschungsoberkanten

Kanten und Anbrüche sind Zonen, die durch Austrocknen und Frost ständig nachbrechen. Dadurch verwachsen auch niedrige Böschungen lange nicht. Grundsätzlich müssen diese Kanten so bearbeitet werden, dass sie nach der Begrünung nicht mehr sichtbar sind (Abb. 6.4).

Abb. 6.4: Ausrunden von Böschungsoberkanten



6.323 *Übrige Vorarbeiten*

- Zur Minderung der Rutschgefahr muss während des Baus alles Fremdwasser sorgfältig abgeleitet werden.
- Bei Böschungen über 10—15 m sollten Bermen angelegt werden. Dies verringert die Steinschlaggefahr, unterbricht den Oberflächenabfluss und erleichtert zusätzlich auch die Pflege. Ohne Bermen ergeben sich allerdings bei gleichem Flächenbedarf flachere Böschungen.
- Der Fels ist ohne Gesteinszertrümmerung (Kluftbildung) abzubauen.
- Die Bauarbeiten sollten auf die jahreszeitlichen Begrünungsmöglichkeiten abgestimmt werden.

6.324 *Praktisches Beispiel: Vorgehen beim Rufenverbau*

Beim Rufenverbau wird wie folgt vorgegangen (KAISER 1967):

- *Vermessung* der Geländeform (Ausdehnung, Gliederung, Neigung usw.)
- *Projekt*:
 - Festlegen der notwendigen Sperrern, um zu verhindern, dass die Grabensohle weiter eingetieft wird
 - Festlegen der stabilen Grenzneigung
 - Ermittlung der abzutragenden Massen
 - Orte der zu schüttenden Massen
 - Allfällige Stützbauten (Holzkästen usw.) für die Schüttungen
 - Art und Ausmass der Grünverbauungen
 - Pflanzenbeschaffung
- *Bauausführung und Grünverbau*
Grössere Massen werden normalerweise maschinell abgetragen. Grundsätzlich soll das geschüttete Material verdichtet werden.

6.33 Stabilbauweisen

Stabilbauweisen bestehen ausschliesslich aus lebenden Gehölzen, und zwar vorwiegend aus Ästen und Stechhölzern ausschlagfähiger Holzarten, die oft mit bewurzelten Pflanzen gemischt werden.

Aufgabe der Stabilbauweisen ist die tiefgreifende Festigung der Hangoberfläche durch die Pflanzenwurzeln.

Stabilbauweisen sind gegliederte (lineare) Verbausysteme. Der Wert der Verbauung hängt von der Einbautiefe und vom Abstand der einzelnen Werke voneinander ab. Stabilbauweisen sollen immer mit flächigen Deckbauweisen kombiniert werden, meist mit Rasensaaten. Ausnahmsweise können humusreiche Böden der Selbstbesiedlung überlassen werden.

6.331 Flechtzaunbau

Flechtzäune sind die ältesten Stabilbauweisen.

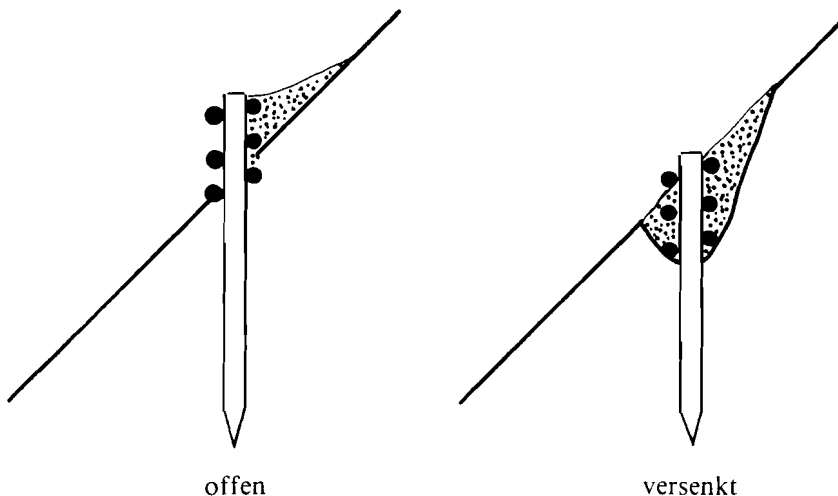
Ausführung

Holzpflocke von 3–10 cm Durchmesser und ca. 1 m Länge werden in Abständen von ca. 1 m in den Boden geschlagen. Anstelle von Holzpflocken können auch Stahlstäbe verwendet werden. Zwischen diesen Pflöcken bzw. Stäben werden in Abständen von ca. 30 cm kürzere Pflöcke (Stäbe) oder lebende Stechhölzer eingeschlagen. 3–7 Ruten werden übereinander um die Pflöcke geflochten.

In den Boden versenkte Flechtzäune (Abb. 6.5) bewähren sich besser als offene, da diese rasch austrocknen und absterben. Es sollte grundsätzlich nur versenkt gebaut werden.

Die Arbeiten haben ausserhalb der Vegetationsperiode zu erfolgen.

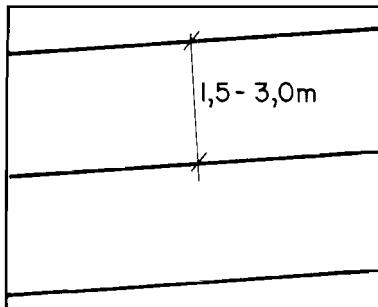
Abb. 6.5: Schema Flechtzaunbau



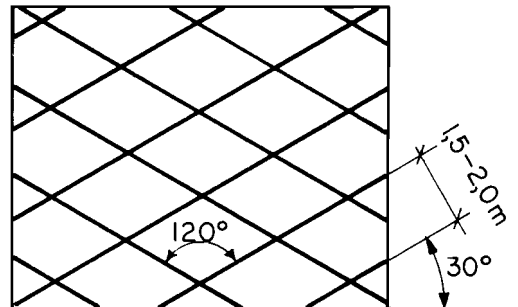
Anordnung

In Reihen oder in Rautenform. Die Stabilität der Rautengeflechte ist grösser. Die Reihen sind mit 10–35% Neigung anzulegen, damit Sickerwasser im Flechtwerk abfliessen kann.

Abb. 6.6: Anordnung der Flechtzäune



einfache Flechtzäune



Rautengeflecht

Anwendung

Als Sofortmassnahme bei kleinen Rutschungen zum Rückhalt des Oberbodens. Die Bedeutung ist schwindend, da geeignetere Stabilbauweisen vorhanden sind.

6.332 *Cordonbau*

Ursprünglich wurde der Cordonbau von COUTURIER in Frankreich entwickelt (1880). Das Verfahren war eine bepflanzte Hangterrassierung. Dieses Verfahren wirkt erst nach erfolgtem Aufwuchs hangstabilisierend. Dagegen wirkt die von PRAXL (1954) beschriebene Variante als eine echte Stabilisierung der obersten Bodenschicht.

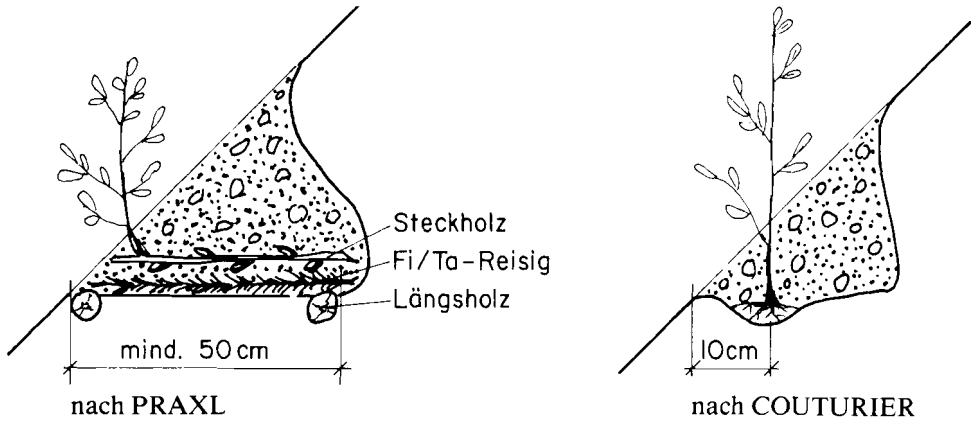
Ausführung nach COUTURIER

Zuerst wird eine horizontale Berme (Bankett) gegraben. Danach werden die Pflanzen auf die Berme gebracht, und mit dem Aushubmaterial der nächstoberen Berme wird die darunterliegende Berme aufgefüllt.

Ausführung nach PRAXL

Auf die Berme wird eine Reisigschicht aus Fichten- oder Tannenästen verlegt. Diese Äste werden versteift, indem darunter in Längsrichtung Stangen aus totem Material gelegt werden. Das Ganze wird mit ca. 10 cm Erde bedeckt. Darauf kommt eine dichte Reihe von Stekhölzern zu liegen, die mit Erde bedeckt wird. Die Methode ist jedoch arbeitsintensiv und benötigt grosse Mengen an Stekhölzern und Reisig.

Abb. 6.7: Schema Cordonbau



Anordnung

in horizontalen Reihen mit ca. 3.0 m Abstand

Anwendung

Das Verfahren nach PRAXL wird für die Stabilisierung von feuchten Hängen in tonigen, lehmigen, mergeligen, phyllitischen und schieferigen Böden angewandt.

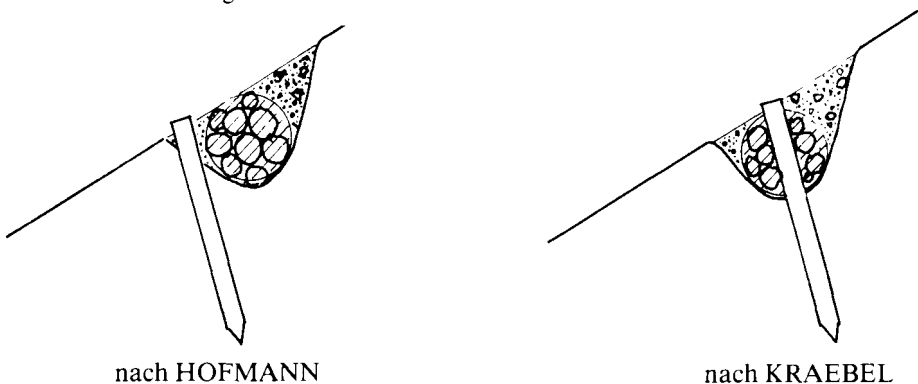
Das Verfahren nach COUTURIER wird für die Aufforstung von Trockengebieten gebraucht. Der Cordonbau wurde durch bessere Verfahren, insbesondere Buschlage und Heckenbuschlage abgelöst.

6.333 *Hangfaschinenbau*

Ausführung

In 30—50 cm breite und ebenso tiefe Gräben werden Faschinen aus ausschlagfähigen Holzarten verlegt. Es genügt, wenn in jedem Querschnitt der Faschine 5 Ruten von mindestens 1 cm Durchmesser vorhanden sind. Alle 50 cm werden die Ruten mit Draht lose zusammengebunden. Die Faschinen werden mit mindestens 60 cm langen, lebenden oder toten Holzpflocken oder Stahlstäben in Abständen von ca. 80 cm befestigt. Die Pflöcke bzw. Stäbe sind so weit einzuschlagen, dass sie mit der Oberkante der Faschine bündig sind.

Abb. 6.8: Schema Hangfaschinenbau



Anordnung

Zur Wasserspeicherung werden die Faschinen horizontal, zur Ableitung von Sickerwasser geneigt angelegt.

Anwendung

Gut geeignet für Anschnittböschungen in tiefgründigem, weichem Erdmaterial und in tieferen, wüchsigen Lagen. Wird in den USA häufig verwendet, in Europa jedoch fast nur zur Entwässerung von Nassstellen.

6.334 *Lagenbau (nach SCHIECHTL)*

SCHIECHTL versuchte, die vorgängig beschriebenen Stabilbauweisen zu verbessern. Verschiedene Versuche führten schliesslich zum Lagenbau, wo sowohl sperrige, nicht flechtbare Äste als auch bewurzelte Pflanzen verbaut werden können. Der Lagenbau kann auch teilweise mechanisiert und während des Schüttvorgangs angewandt werden. Je nach Baumaterial unterscheidet SCHIECHTL (1978) drei Arten des Lagenbaus.

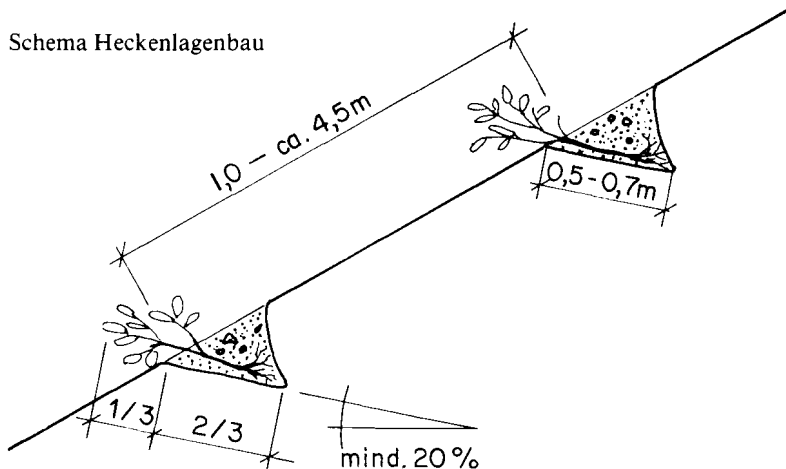
6.3341 **Heckenlagenbau**

Ausführung

Auf Terrassen (Bermen) von ca. 50—70 cm Breite verlegt man bewurzelte Gehölzpflanzen dicht nebeneinander. Pro Laufmeter werden zwischen 5—20 Pflanzen benötigt. Die Bermen können bei geringen Böschungshöhen von der Strasse aus mit einem Hydraulikbagger ausgehoben werden. Auf hohen Böschungen und auf Hängen können die Bermen mit dem Schreitbagger angelegt werden, der sich auf der Böschung bzw. auf dem Hang bewegt. Mit dem Bau der Bermen wird unten am Hang begonnen, mit dem Aushub der oberen werden die untenliegenden zugedeckt.

An den Stämmchen und Ästen, die eingeschüttet werden, bilden sich adventive Wurzeln.

Abb. 6.9: Schema Heckenlagenbau



Anordnung

Meist in horizontalen Reihen. Wo Sickerwasser anfällt, müssen die Heckenlagen geneigt werden. Der maximale Neigungswinkel beträgt 30°, da bei steilerem Winkel die Arbeit stark erschwert wird.

Der minimale Reihenabstand beträgt wegen der Gefahr des Nachbrechens 1.0 m. Dieser Minimalwert gilt für nichtbindige Böden. Mit zunehmender Kohäsion vergrössert sich der Reihenabstand (SCHAARSCHMIDT 1974). Für tonige Böden können die Reihenabstände in Anlehnung an SCHAARSCHMIDT wie folgt angegeben werden:

Tab. 6.10: Reihenabstand von Lagenbauten in Einschnittböschungen, Neigung 1:1

Kohäsion	Reihenabstand
klein	~ 2.0 m
mittel	~ 3.5 m
gross	~ 4.0—4.5 m

Anwendung

Auf guten, nährstoffreichen Böden und auf Standorten, wo Weiden nicht zur Verfügung stehen bzw. selten vorkommen (z. B. kalkarme Substrate der Alpen).

Wegen des hohen Pflanzenbedarfs und der dadurch hohen Kosten werden meist andere Lagenbauweisen angewandt.

6.3342 **Buschlagenbau**

Ausführung

Anstelle von bewurzelten Pflanzen werden ganze Äste ausschlagfähiger Holzarten (v. a. Weiden) verlegt.

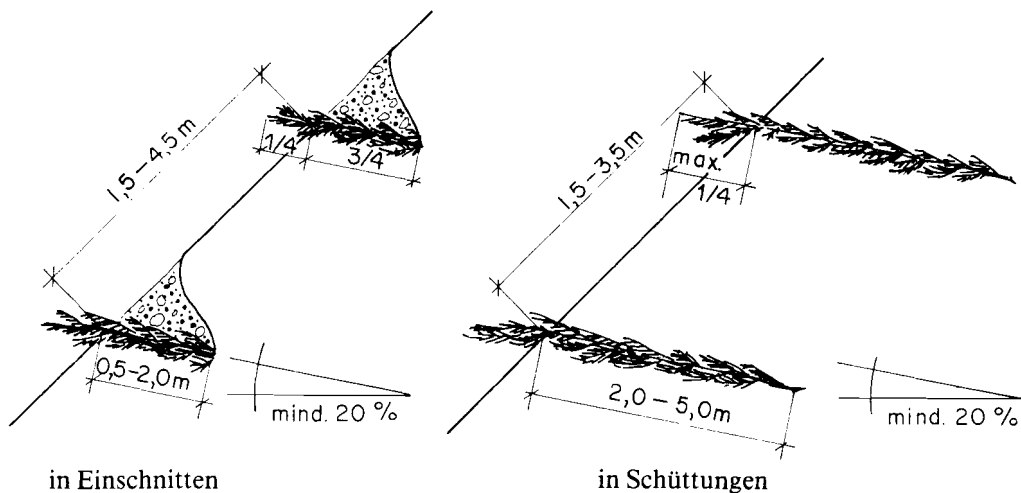
In Hängen und Einschnittböschungen werden 50—100 cm breite Bermen ausgehoben. Vorgehen wie beim Heckenlagenbau.

In Schüttungen ist der Buschlagenbau einfacher. 2—5 m lange Äste werden in zwei gekreuzten Lagen ausgelegt und mit Erdmaterial zugedeckt, das verdichtet werden kann, ohne dass das Astmaterial beschädigt wird. Wichtig ist, dass die Lagen mindestens 20% gegen innen geneigt werden.

Im Wald- und Güterstrassenbau mit geringen Böschungshöhen werden die Böschungen mit Hydraulikbaggern (im besonderen Teleskopbaggern) geschüttet, das Material wird nur selten verdichtet. Auf grossen Böschungen (Autobahnbau) kann das Erdmaterial zwischen den Lagen mit Ladeschaufeln oder Dozern eingebracht werden.

Ausnahmsweise können Buschlagen (auch Heckenbuschlagen) nachträglich in Dämme eingebracht werden (WOODTLI 1978). Der Löffel eines Hydraulikbaggers wird von der Oberseite der Böschung in den Boden gedrückt und leicht angehoben. In den entstehenden Hohlraum können Buschlagen bis max. 1 m tief eingelegt werden. Allerdings ist das nachträgliche Einbringen teurer als der Einbau während des Schüttens.

Abb. 6.11: Schema Buschlagenbau



Anordnung

In Schüttungen immer, sonst meist in horizontalen Lagen. Der minimale Reihenabstand soll wegen der Gefahr des Nachbrechens nicht weniger als 1.5 m betragen. Mit zunehmender Kohäsion wird der Reihenabstand grösser (Tab. 6.12), Einschnittböschungen siehe Tabelle 6.10.

Tab. 6.12: Reihenabstand von Lagenbauten in Schüttungen, Neigung 4:5

Kohäsion	Reihenabstand
klein	~ 1.5 m
mittel	~ 2.5 m
gross	~ 3.0—3.5 m

Die grösste stabilisierende Wirkung wird erreicht, wenn die Lagen (für $c=0$) senkrecht zum Reibungswinkel geneigt werden (SCHAARSCHMIDT 1974). Wegen des Maschineneinsatzes wird man sich aber oft mit dem Minimum von 20% begnügen müssen.

Anwendung

Zur raschen Sicherung von Anbrüchen in extremen Lagen, z. B. labilen erosions- und rutschgefährdeten Hängen.

6.3343 Heckenbuschlagenbau

Ausführung

Zunächst verlegt man wie beim Buschlagenbau Äste ausschlagfähiger Holzarten. Zusätzlich werden bewurzelte Pflanzen der angestrebten Endgesellschaft eingelegt. Der Bedarf liegt bei ca. 1—5 bewurzelten Pflanzen pro Laufmeter.

Anordnung

Wie Buschlagenbau, vgl. Tabellen 6.10 und 6.12.

Anwendung

Heute am häufigsten angewandte Stabilbauweise!

Heckenbuschlagen können praktisch in allen Klimazonen, wo Bäume und Sträucher ge-
deihen, eingesetzt werden. Zur Sicherung labiler Hänge vgl. Buschlagenbau.

6.335 *Versetzen von Steckhölzern einschliesslich Fugenbepflanzung*

SCHIECHTL (1973) zählt das Versetzen von Steckhölzern zu den Stabilbauweisen. Wegen der nur oberflächlichen Sofortwirkung (bis etwa 40 cm Tiefe) rechnet SCHAAR-SCHMIDT (1974) diese Methode zu den Deckbauweisen.

Steckhölzer sind unverzweigte, ein- und mehrjährige Triebe ausschlagfähiger Holzarten (u. a. Weiden und Pappeln). Sie sollen 1—5 cm dick und mindestens 40 cm lang sein.

Unter Fugenbepflanzung versteht man das Versetzen von Steckhölzern in die Fugen von Trockenmauern oder Böschungsrollierungen.

Anordnung

Steckhölzer werden in der Regel senkrecht zur Flächenneigung so tief in den Boden gesteckt, dass sie nicht mehr als einige Zentimeter, höchstens ein Viertel ihrer Länge, aus dem Boden herausragen. Es muss mit 30—50% Ausfall gerechnet werden, weshalb mindestens 2—5 Steckhölzer pro m² versetzt werden sollen. In dichten Böden sind die Löcher mit einem Locheisen oder einem Kompressor vorzubereiten. Reihenanordnungen sind zu vermeiden, die Steckhölzer sind unregelmässig auf die geeignetsten Stellen zu versetzen. Nur während Vegetationsruhe. Die Steckhölzer können mit einem Schlägel oder einem Kompressor nachgeschlagen werden.

Anwendung

Eine der wirtschaftlichsten und einfachsten Methoden des Uferschutzes, des Verbaus von Lawinen-Leitwerken und -Bremshöckern. Für kleinere, labile Böschungen. Ungeeignet für sehr dichte, schwer durchwurzelbare Böden.

6.34 **Deckbauweisen**

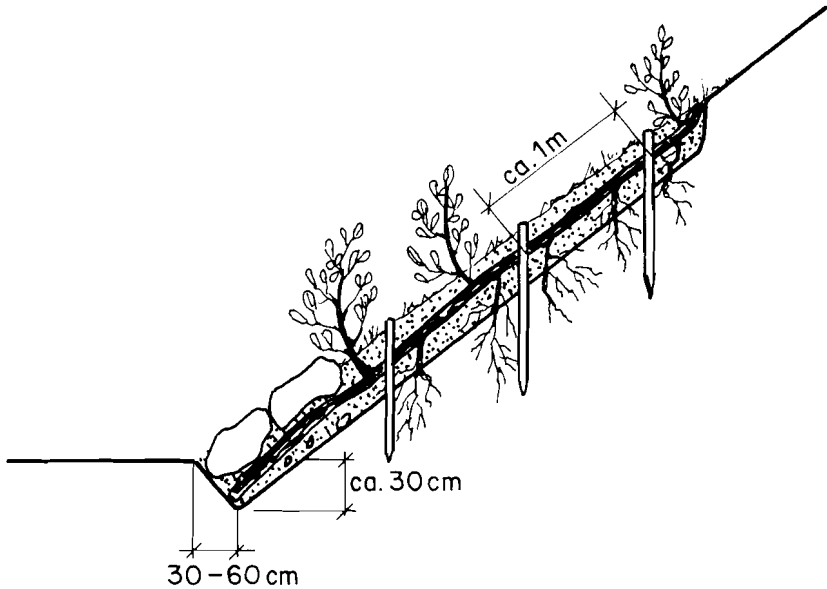
Die abdeckende, oberflächenschützende Wirkung steht bei den Deckbauweisen im Vordergrund. Durch den Einsatz einer grossen Anzahl Pflanzen bzw. Samen pro Flächeneinheit wird der Boden vor dem schädlichen Einfluss von Hagel, Starkregen, Wind-, Wasser- und Frosterosion geschützt. Die Deckbauweisen wirken flächig.

6.341 *Spreitlagenbau*

Ausführung

Auf die Böschungsoberfläche werden ausschlagfähige Äste und Ruten so dicht verlegt, dass damit eine nahezu geschlossene Bodendeckung erzielt wird. Das dicke Ende der Äste muss an der Hangbasis eingebettet werden. Die Spreitlagen werden mit Drähten oder querliegenden Ruten befestigt, die mit Pflöcken an den Boden gebunden werden. Nach dem Verlegen und Fixieren werden die Spreitlagen mit Erdmaterial zugedeckt, so dass die Äste nur noch an wenigen Stellen sichtbar sind.

Abb. 6.13: Schema Spreitlagenbau



Anwendung

Wichtigstes Anwendungsgebiet ist der Schutz von Uferböschungen, als Vorbeugung oder zur Sanierung von Anrissen. Für kleinflächige, extrem erosionsgefährdete Abschnitte sind Spreitlagen auch für die Hangsicherung brauchbar. Das Verfahren ist jedoch sehr material- und arbeitsaufwendig.

6.342 *Rasenverlegung*

Aus natürlichen Beständen ausgestochene Rasenziegel wurden schon immer bei ingenieurb biologischen Arbeiten eingesetzt.

Ausführung

Quadratische Stücke von ca. 40 cm Kantenlänge werden auf die mit Kulturerde angelegte Böschung verlegt. Auf steilen Hängen muss jeder vierte bis fünfte Ziegel mit einem ~ 50 cm langen Pflock angenagelt werden. Eine Befestigung mit Drahtgeflechten ist ebenfalls möglich. Künstlich hergestellte Fertigrasen oder Rollrasen werden als Ziegel bzw. in Bahnen verlegt und anschliessend befestigt.

Anwendung

Auf Standorten, wo Rasen erforderlich, jedoch kein geeignetes Saatgut vorhanden ist und wo bei Bauarbeiten Rasenziegel anfallen (Hochgebirge, tropische Klimazonen).

Fertigrasen erlangten in Europa zur Hangsicherung kaum Bedeutung, im Gegensatz z. B. zu Japan.

Zur Sicherung neuralgischer Stellen am Hang (Hangfuss, Oberkante, Nassstellen).

6.343 *Rasensaaten*

Bis zur Entwicklung mechanischer Saatverfahren seit etwa Ende der fünfziger Jahre hatten Saaten als Deckbauweisen nur eine untergeordnete Bedeutung. Durch die laufende Verbesserung der Saatmethoden wurde es möglich, auch sterile Böden in kürzester Zeit zu begrünen und biologisch zu aktivieren. Saaten sind deshalb heute die wichtigsten Deckbauweisen.

6.3431 **Trockensaaten**

Alle Verfahren, die ohne Einsatz von Wasser als Trägersubstanz ausgeführt werden, sind Trockensaaten. Neben den seit langem bekannten konventionellen Saatmethoden (Heublumensaat, Normalsaat) wurden weitere Verfahren entwickelt.

6.34311 Heublumensaat

Diese älteste Saatmethode wurde schon im Mittelalter angewandt. Zwischen 1933 und 1960 wurde in der Buochser Rübi mit ca. 33 to Heublumen eine Fläche von etwa 3 ha begrünt (KAISER 1967).

Ausführung

Samenreiche Rückstände der Heulagerung (= Heublumen) werden samt Halmen einige Zentimeter dick ausgestreut. Um ein Verwehen zu verhindern, werden sie auf den feuchten Boden aufgebracht oder mit Wasser benetzt. Durch Aussieben der Heublumen wird der Anwuchsfolg erhöht. Die Beschaffung genügender Heublumenmengen ist jedoch oft problematisch, zudem fehlen oft Samen wichtiger Rohbodenpioniere.

Anwendung

Auf guten Standorten (nährstoffreich, frisch-feucht, humusreicher Oberboden) mit geringer Erosionsgefährdung.

In Gebieten, wo geeignetes Saatgut im Handel nicht erhältlich ist (z. B. Hochlagen).

In Naturschutzgebieten, wo «fremde Arten» unerwünscht sind (im Nationalpark wurden z. B. Heublumen als Mulchsaat ausgebracht).

6.34312 Normalsaat

Ausführung

Das Saatgut wird von Hand oder maschinell auf den Boden gestreut, leicht eingearbeitet (z. B. von Hand durch Einrechen) und leicht angewalzt. Das Verfahren ist auf natürlichen Böden mit Humusaufgabe erfolgversprechend. Auf Rohböden, auf Sonnenhängen und in niederschlagsarmen Gebieten befriedigt es jedoch selten. Für solche Standorte wurden trockene und pulverförmige Produkte wie VERDYOL COMPLEX TAS entwickelt, die den Boden düngen und gleichzeitig erosionshemmend wirken. Sie können zusammen mit dem Saatgut oder nachträglich aufgebracht werden. Um Boden und Saatgut vor Austrocknung zu schützen, können sie mit Reisig oder Matten aus Draht- oder Kunststoffgeflechten abgedeckt werden; in diesem Fall spricht man von Decksäaten. Dienen die Deckmaterialien gleichzeitig der Klimatisierung, so bezeichnet man sie als Mulchsaaten.

Anwendung

Temporäre Begrünung von Materialdeponien als Erosionsschutz. Auf flachen und leicht geneigten Flächen und Böschungen.

6.34313 Gebläsesaat

Ausführung

Saatgut, Düngemittel und Mulchstoffe können etwa 20 m weit in einem Luftstrom (Gebläse) auf die zu begrünenden Flächen befördert werden.

Anwendung

Aufgeblasene Saaten sind stark wind- und erosionsgefährdet und werden mehr und mehr durch Nassaaten abgelöst. Sie haben jedoch in Entwicklungsländern immer noch eine gewisse Bedeutung (SCHIECHTL 1973).

6.34314 Begrünungsmatten

Begrünungsmatten (vorgefertigte Saatmatten) bestehen aus zwei Schichten, einer Trägerschicht, in die Saatgut und Düngemittel eingearbeitet sind (meist aus Zellulose) und einer darüberliegenden Mulchschicht (vorwiegend aus Stroh- und/oder Schilf-, Kokos-, Kunststoffmatten).

Ausführung

Die Matten werden auf die zu begrünenden Flächen gelegt und befestigt. Wichtig ist eine saubere Feinplanie, damit die Matten überall auf dem Boden liegen.

Anwendung

Saatmatten sind vom Prinzip her bestechend, können doch Saatgut und Mulchschicht in einem Arbeitsgang aufgebracht werden. In geneigtem Gelände haben sie sich bis heute als ungeeignet erwiesen (HILLER 1976), da die Feinplanie kaum so gut hergestellt werden kann, dass die Matten überall auf dem Boden aufliegen. Zudem verursachen sie hohe Kosten.

6.3432 Nassaaten

(Synonyme: Hydraulische Ansaaten, Anspritzverfahren) Nassaaten werden mit Wasser als Trägersubstanz maschinell auf die Flächen gespritzt. Im Wasser können entweder Samen, Dünger, Bodenverbesserungsmittel, Kleber und Mulchstoffe getrennt oder gemischt aufgebracht werden.

Ausführung

Nassaaten werden maschinell gespritzt. Es sind Spritzweiten bis 40 m möglich (HILLER 1976). Das Grundgerät besteht aus einem Mischtank mit Rührwerk (Seeder), in den Wasser, Zusatzstoffe und Saatgut eingefüllt werden, und einer Pumpe mit Motor. Je nach Tankinhalt ist das Gerät auf einem geländegängigen Fahrzeug (Unimog, Lastwagen) montiert. Kleine Aggregate können bei schwierigsten Geländebedingungen eingesetzt und allenfalls per Helikopter transportiert werden. In Übersee wird die Nassaat vom Helikopter aus durchgeführt, sofern die Baustellen mit Fahrzeugen nicht erreichbar sind.

Die unter den verschiedensten Namen angebotenen Anspritzverfahren beruhen alle auf dem Nassaatverfahren, so z. B. folgende Verfahren: Hydrosaat, Verdyol, Stabilex usw.

Anwendung

Vorwiegend auf Steilhangflächen, die keinen Oberboden aufweisen und nur schwer oder gar nicht begehbar, jedoch von Fahrzeugen aus erreichbar sind (Strassenbau!).

Saathilfsmaterialien

Vor allem bei Nassaaten, seltener bei Trockensaaten, werden neben dem Saatgut verschiedene Hilfsmaterialien verwendet:

— *Dünger*

mineralische und/oder organische Volldünger (N, P, K und Spurenelemente). Organische Dünger (z. B. Mischung aus Stallmist, Blut- und Knochenmehl) sind vorzuziehen, da sie vom Wasser nicht gelöst und ausgewaschen werden (FLORINETH mündl.).

— *Bodenverbesserungsmittel*

Organische Substanzen, die besonders für humuslose Böden verbessernd wirken. Die wichtigsten Stoffe sind (vgl. auch HILLER 1976):

- Torf und Zellulose, die unter den verschiedensten Namen angeboten werden
- Klärschlamm (pasteurisiert, damit er frei von pathogenen Keimen ist)
- Alginat und Algenextrakte, welche die Mikroorganismen und den Wasserhaushalt eines Bodens günstig beeinflussen (z. B. das in der Schweiz angebotene VERDYOL COMPLEX)
- Hydrosilikate wie Agrosil und Verdysil (mineralisch), welche die Austauschkapazität des Bodens fördern
- Synthetische Schaumstoffe wie «Hygromull», die bei den sogenannten Schaumsaaten verwendet werden

— *Kleber*

Anstelle des Ausdrucks «Kleber» (SCHIECHTL 1973) werden als Synonyme die Begriffe «Haftmittel» oder «Binder» verwendet. Klebemittel sollen das Saatgut und die anderen Zuschlagstoffe — insbesondere auf steilem Gelände — festhalten und vor Abschwemmung oder Verwehung schützen. Daneben sollen sie die Bodenoberfläche vor Erosion schützen, bis die Pflanzendecke diese Aufgabe übernehmen kann, sowie die Mulchschichten zu einer lockeren Decke verkleben. Die Zahl der Kleber ist gross und erhöht sich laufend:

- Bitumenemulsionen (leicht sauer) sind die ältesten Klebemittel. Sie dienen nicht nur zum Verkleben des Strohmulches bei Nass-, sondern auch bei Trockensaaten. Die dunkle Färbung wirkt günstig auf den Temperaturhaushalt und die Keimung.
- Synthetische Klebemittel wie CURASOL AK, AH (Hydrosaat AG, Salvenach) und organische Kleber wie VERDYOL COMPLEX (Verdyol-Verfahren) werden heute in zunehmendem Masse verwendet. Synthetische Mittel können gesundheitsschädigend wirken; einige Produkte können sogar den Keimvorgang beeinträchtigen (HILLER 1976).
- Sulfitablauge der Zellstoffindustrie wirkt bei gewissen Arten keimverzögernd, wird jedoch in der DDR angewandt (LINKE 1969).

Zu den Saathilfsmaterialien gehören auch die Mulchstoffe, die im folgenden Abschnitt behandelt werden.

6.3433 **Mulchsaaten**

Mulchen bedeutet das lockere Bedecken der Bodenoberfläche mit abbaubaren organischen Stoffen wie Stroh, Heu und andere faserige Pflanzenmaterialien oder aber mit mineralischen Stoffen wie Kies und Steine.

Mineralische Mulche wirken hauptsächlich als Schutz vor Witterungseinflüssen (Erosionen), da sie einerseits die Bodenoberfläche gegen das Prallen von Starkregen schützen

verdylol

Verdyol-Produkte für die Begrünung von humuslosen Böschungen und Ufern auf biologischer Grundlage

Unser hydraulisches Verfahren wird von hochqualifizierten Firmen mit speziellen Anspritzmaschinen in der Schweiz und im Ausland angewandt.

Die Bestandteile sind:

- Samenmischung, dem Standort angepasst
- «VERDYOL COMPLEX», organischer Bodenstabilisator
- «VERDYOL»-Dünger, teilweise langzeit, chloridfrei, nicht keimhemmend
- «VERDYOL MULCH», maschinell bearbeitete Pflanzenfasern für hohe Wasseraufnahme.

«Verdyol Complex TAS» für die Trockenansaat auf humuslosen Böden

Einfache Anwendung von Hand, Maschine oder Helikopter. Braunes Pulver, bestehend aus getrockneten Meerespflanzen, organischen Kolloiden und Nährstoffen. Erlaubt die Trockenansaat kleiner, humusloser Flächen und bewirkt den sofortigen Erosionsschutz sowie ein gutes Pflanzenwachstum.

Hersteller:

**Verdyol International AG, Langenhagweg 28,
4123 Allschwil Telefon 061 38 47 27, Telex 62665**

und andererseits die Abflussgeschwindigkeit des Oberflächenwassers reduzieren (Erhöhung der Infiltration).

Bei hydraulischen und Trocken-Ansaaten wird der organische Pflanzenfaser-Mulch bevorzugt, da dieser die Keimung begünstigt und das Pflanzenwachstum fördert. Dies geschieht einerseits durch besseren Samen-Bodenkontakt und andererseits durch Verbesserung des Kleinklimas (Minderung der Temperaturextreme und der Windgeschwindigkeit, Erhöhung der Feuchtigkeit der bodennahen Luftschicht). Unter einer Strohschicht liegt z. B. die Minimaltemperatur 1—5°C höher, die Maximaltemperatur 5—10°C niedriger als auf ungeschütztem Boden (SKIRDE 1978).

Besonders geeignete Mulchstoffe sind Pflanzenfasern wie Getreidestroh und Heu. Torf und Baumrinden sind nur bedingt einsetzbar (für Gehölze).

Zu bemerken ist, dass Zellulose, die der Anspritzmischung beigegeben oder nachträglich als Mulchschicht aufgebracht wird, nicht als optimale Mulchdecke wirken kann (HILLER 1976), obwohl dies verschiedentlich behauptet wird. Der Grund liegt darin, dass der Boden völlig abgedeckt wird und sich Zellulose nach vollständigem Austrocknen nur schwer wieder anfeuchten lässt. Torf ist ebenfalls schlecht geeignet, da er rasch austrocknet und wasserabweisend wirkt. Eine solche Schicht wirkt nicht selten hemmend auf die Entwicklung der Sämlinge.

Ausführung

Nass- oder Trockensaaten werden vor oder gleichzeitig mit der Saat gemulcht. Die Mulchschicht wird mit Klebern gegen Erosionseinflüsse befestigt, bis der Rasen diese Aufgabe übernehmen kann.

Anwendung

Mulchsaaten sind im Grünverbau die am weitesten verbreiteten Saatmethoden für die Begrünung von:

- erosionsgefährdeten Flächen
- Bauflächen, um die Störwirkung der «Bauwunden» rasch zu mindern
- Deponien und Halden (Rekultivierung)

Maschinelle Mulchsaaten sind auf erschlossenen Baustellen (Strassenbau) gut anwendbar.

Im folgenden werden die wichtigsten Mulchsaatenverfahren, die in der Schweiz angeboten werden, kurz besprochen.

6.34331 Strohdecksaat (= SCHIECHTELN ®)

Zuerst wird eine Mulchdecke (4—6 cm dick) aus langhalmigem, ungehäckseltem Stroh aufgebracht. In einem zweiten Arbeitsgang werden Saatgut und Dünger eingestreut, und in einem dritten Arbeitsgang wird die Mulchschicht fixiert, indem sie mit einer Bitumenemulsion überspritzt wird. FLORINETH (mündl.) sät die Samen vor dem Ausbringen der Mulchdecke. Auf Steilhängen bringt er die eine Hälfte der Samen vor, die andere Hälfte nach der Mulchdecke aus. Alle Arbeitsgänge können von Hand wie auch teil- oder vollmechanisiert ausgeführt werden.

Kann die Mulchschicht durch Verkleben nicht genügend gesichert werden, sind vorgängig Stifte (Armierungseisen von 35 cm Länge, 1 Stk./m²) einzuschlagen. Eventuell ist

eine zusätzliche Befestigung mit Drähten, die zwischen den Stiften gespannt werden, nötig = «SCHIECHTELN[®] mit Stiften». Sehr stark der Wind- und/oder Wassererosion sowie Trittschäden ausgesetzte Flächen sichert man durch Überdecken mit Drahtgeflechten oder Eisengittern, die mit Stiften aus Armierungseisen angenagelt werden = «SCHIECHTELN[®] unter Gittern». FLORINETH (1981) verwendet den Begriff «armierte Mulchsaat».

Das Strohecksaatverfahren ist jedoch mit einigen Nachteilen behaftet (STEINER 1976):

- Auf Standorten, die biologisch wenig aktiv sind (grosse Höhenlage), ist der Strohabbau gehemmt.
- Die unangenehmen Nebenwirkungen des Bitumens — Gewässerverschmutzung durch den wasserlöslichen Haftzusatz und optische Störung (Dunkelfärbung) — sind vielerorts unerwünscht.

6.34332 Hydraulische Ansaatverfahren

Das Hydraulische Saatverfahren wurde in Amerika (sog. Finn Hydroseeding) entwickelt und ungefähr 1958 via Schweiz in Europa eingeführt (RÜMLER 1974). Wie in der Bezeichnung bemerkt, diente das Wasser als Transportmittel für die Samen und den Dünger. Danach wurden Stroh und Bitumen ausgebracht. Es handelte sich also um ein Mehrweg-Verfahren. Die Methode wurde dann später durch die Firma VERDYOL rationalisiert. Einerseits wurde das Stroh speziell vorbehandelt, damit es problemlos durch die Pumpe des Seeders fließen kann, und andererseits hat man das Bitumen durch ein organisches, wasserlösliches Produkt ersetzt. Damit war es möglich, alle Produkte in einem Arbeitsgang auf die Flächen aufzubringen.

Heutzutage findet man auf dem Markt hauptsächlich zwei Kategorien von Klebern (Haftmitteln): Chemisch-organische Kleber, synthetische Harze oder Gummi und natürliche organische Kleber.

Chemisch-organische Kleber und synthetische Harze oder Gummi

Diese Kategorie umfasst Klebemittel wie Bitumen-Emulsionen oder Curasol, die aber meistens einen Film auf der Bodenoberfläche bilden. Die Flächen werden meist zuerst mit einer Nassaat bedeckt. In einem zweiten Arbeitsgang werden gleichzeitig Stroh und Kleber maschinell aufgeschleudert. Das Verfahren wurde von der Firma HYDROSAAT übernommen und als «Hydrosaatverfahren» geschäftsmässig betrieben. Das Stablex-Bitumen-Rasen-Verfahren ist diesem ähnlich.

Natürliche organische Kleber

Die natürlichen organischen Klebemittel basieren meistens auf Substanzen mit kolloidalen Eigenschaften. Sie bilden zusammen mit dem Regenwasser ein Gel mit Zellularstruktur und ionischen Bindungen. Bei normalen Mulchdosierungen werden alle Produkte zusammen im Rührtank (Seeder) untereinander gemischt und dann mit einer Pumpe ausgebracht. Das Verdyol-Verfahren ist diesem ähnlich. Zu bemerken ist, dass je nach Schwierigkeitsgrad hier zwei verschiedene Mulche verwendet werden.

Leichte Verhältnisse : Stroh- und Zellulose-Mulch

Schwierige Verhältnisse : Zusätzlich Rohbaumwolle-Mulch

Das Klebemittel besteht hauptsächlich aus speziell behandelten Meeresalgen (polymerisiert).

6.3434 **Wahl der Saatmethode**

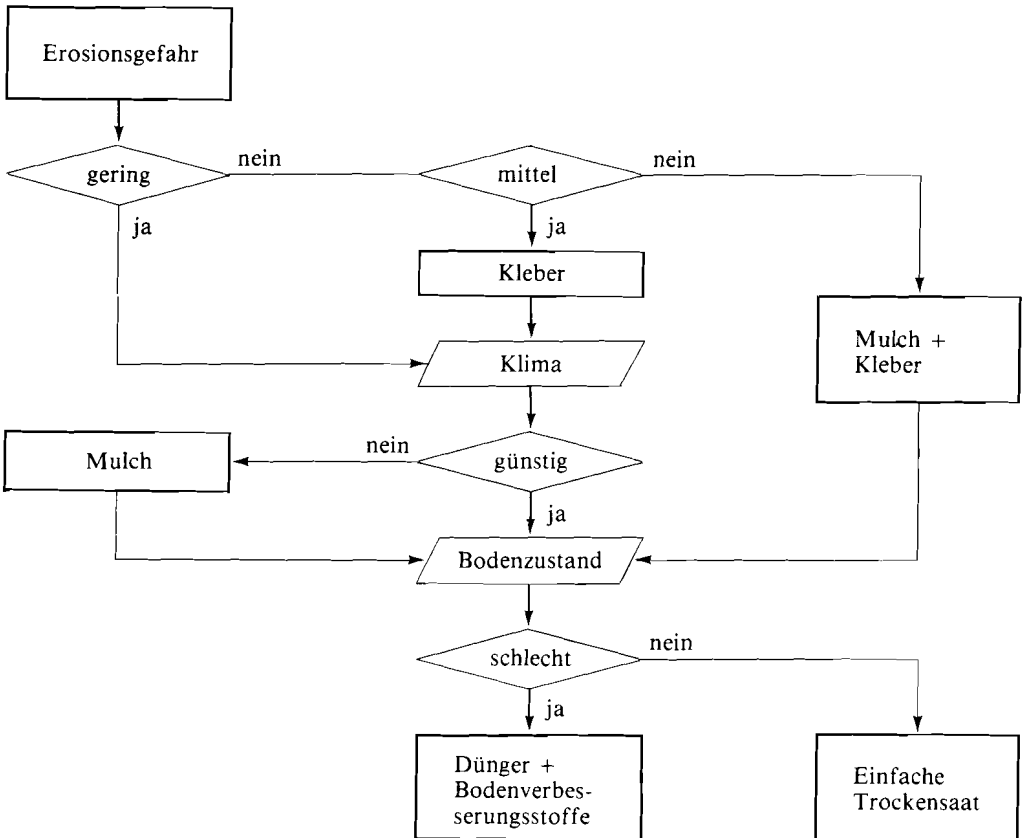
Die meisten in der Schweiz angebotenen Saatverfahren basieren auf der Nassaatmethode. Neben Saatgut und Dünger können der Anspritzmischung verschiedene Saathilfsmaterialien wie Mulchstoffe, Bodenverbesserungsmittel und Kleber beigegeben werden.

Nach SCHIECHTL (1973) hängt die Wahl der Saathilfsmaterialien von folgenden Faktoren ab:

- *Erosionsgefährdung des Bodens:* Für die Beurteilung der Erosionsgefährdung sind die Bodeneigenschaften, die Böschungshöhe und die Gefährdung durch Starkniederschläge näher zu betrachten (vgl. Abschnitt 6.21). Die Gebiete mit grosser Starkniederschlagsgefährdung liegen in der Schweiz in den nördlichen Randalpen und im Tessin.
- *Klima:* Die wesentlichsten Faktoren für das Pflanzenwachstum sind die Niederschläge, eventuelle Trockenzeiten, Höhe über Meer, Exposition.
- *Bodenzustand:* Die Eignung des Bodens für das Pflanzenwachstum hängt hauptsächlich ab vom Wasserspeichervermögen, vom Nährstoffgehalt und vom Humusgehalt.

Die Abbildung 6.14 dient als vereinfachtes Schema zur Wahl der Saathilfsmaterialien. Liegen schwierige Verhältnisse vor, so muss für die Wahl der Saatmethode und der Saathilfsmaterialien unbedingt ein Spezialist beigezogen werden.

Abb. 6.14: Wahl der Saathilfsmaterialien



6.35 Biotechnische Entwässerungen

Grosse Entwässerungen und dauernd wasserführende, steile Gerinne erfordern rein technische Massnahmen. Für kleine Entwässerungen und solche, wo nur wenig Wasser dauernd vorhanden ist, nützt man die Vegetation aus.

Im folgenden sind nur die wichtigsten Methoden beschrieben, für detaillierte Angaben sei daher auf SCHIECHTL (1973) verwiesen.

6.351 Entwässerung durch «pumpende» Pflanzenarten

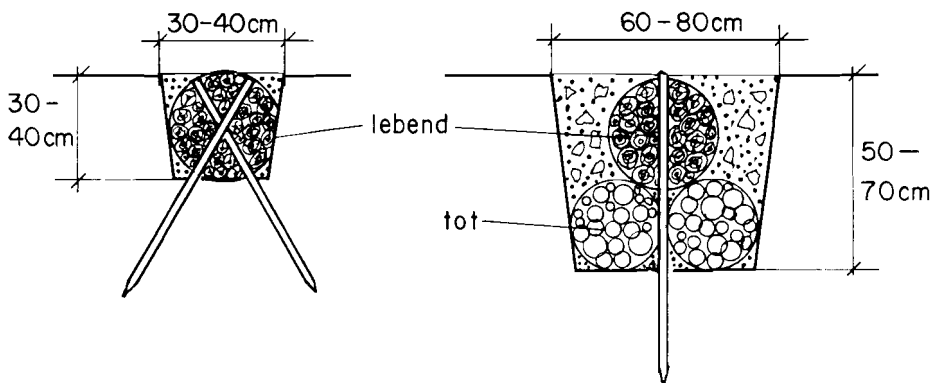
Dauernd feuchte Hangabschnitte bereiten oft Schwierigkeiten und lassen sich mit technischen Mitteln nur ungenügend oder nur mit hohem Aufwand entwässern. Pflanzen mit grosser Blattoberfläche und folglich hohem Wasserverbrauch entziehen dem Boden Wasser durch Transpiration. Dies entspricht einem flächenhaft angelegten Pumpsystem. Jede ingenieurbioologische Bauweise trägt somit zur Entwässerung bei. Geeignete Arten sind Spitz- und Bergahorn, Weiss- und Schwarzerle, Esche, Pappel- und Weidenarten, Faulbaum, Holunder, Alpendost- und Pestwurzarten, Huflattich, Schilf u. a.

6.352 Lebender Faschinendrain

Ausführung

Aus lebenden Ästen und/oder Ruten werden endlose Faschinen in einer Dicke von 20—40 cm Durchmesser zusammengebunden; die dicken Enden der Äste liegen immer in derselben Richtung. In Abständen von ca. 30 cm werden diese Faschinen mit Draht zusammengebunden. Die Faschinen werden in Gräben verlegt und mit Erdmaterial zugeeckt; sie müssen das Profil voll ausfüllen und mit der Bodenoberfläche bündig abschliessen, damit sich die Äste bewurzeln können. Es können auch mehrere Faschinen pro Graben verlegt werden. In diesem Fall wählt man für die tiefer liegenden Faschinen totes Astwerk nicht ausschlagfähiger Holzarten, das jedoch frisch sein muss.

Abb. 6.15: Schema lebender Faschinendrain



Anordnung

Das Wasser soll auf dem kürzesten Weg abgeleitet werden. Auf Böschungen und Hängen werden die Faschinen somit meist in der Falllinie angeordnet. Zur Befestigung dienen 60 cm lange lebende Weidenpflöcke von mindestens 5 cm Durchmesser und Drähte bzw. Drahtseile, die in die Faschine eingebaut und oberhalb des Hanges befestigt werden (steile Drainagen).

Anwendung

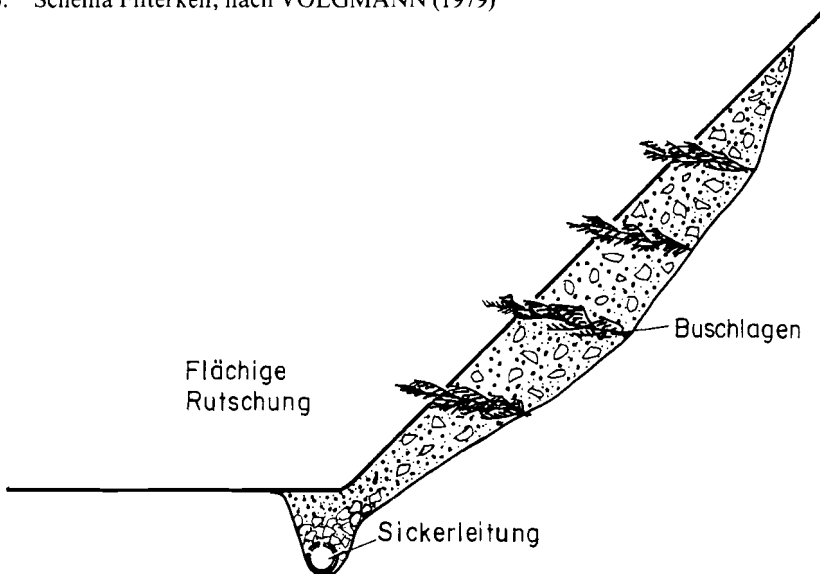
Zur unterirdischen Ableitung von Bodenwasser. Voraussetzung dafür ist eine wasserundurchlässige Sohle der Gräben (VOLGMANN 1979). Vor allem für zeitweise auftretendes Wasser. Dauernd fließendes Wasser (Quellaufstöße usw.) werden mit technischen Massnahmen abgeleitet.

6.353 *Filterkeil*

Ausführung

Filterkeile sind Schüttungen aus durchlässigem Material (Schotter, Filterkies) zur Entwässerung und Stützung von Hängen und Böschungen. Sie werden in der Regel mit einer Rasensaat begrünt. Zur Stabilisierung können während der Schüttung Äste ausschlagfähiger Holzarten eingelegt werden (analog Buschlagen), deren Ende in den gewachsenen Boden reichen soll.

Abb. 6.16: Schema Filterkeil, nach VOLGMANN (1979)



Anwendung

Hauptsächlich zur Hang- und Böschungsfussicherung, insbesondere beim Anschnitt wasserführender Schichten, was beim Strassenbau relativ häufig der Fall ist. Das Hangwasser wird abgeführt und dadurch wird die Gefahr von Frostschäden und Tragfähigkeitsverlusten an Strassen gemindert. Wirkungsvolle Möglichkeit zur Stabilisierung oberflächlicher Rutschungen.

6.36 Kombinierte Verfahren

Kombinierte Verfahren sind Bauweisen, bei denen «tote» und «lebende» Baustoffe gleichzeitig verwendet werden. Der Unterschied zu rein technischen Hartbauweisen liegt in der grösseren Flexibilität, der Bodenentwässerung durch den Wasserverbrauch, der Bodenstabilisierung durch die Wurzeln, der grösseren Lebensdauer und der besseren Einfügbarkeit ins Landschaftsbild. Kombinierte Verfahren werden zur Sicherung von labilen Hangabschnitten sowie zur Sanierung von Rutschungen und Runsenbildungen eingesetzt.

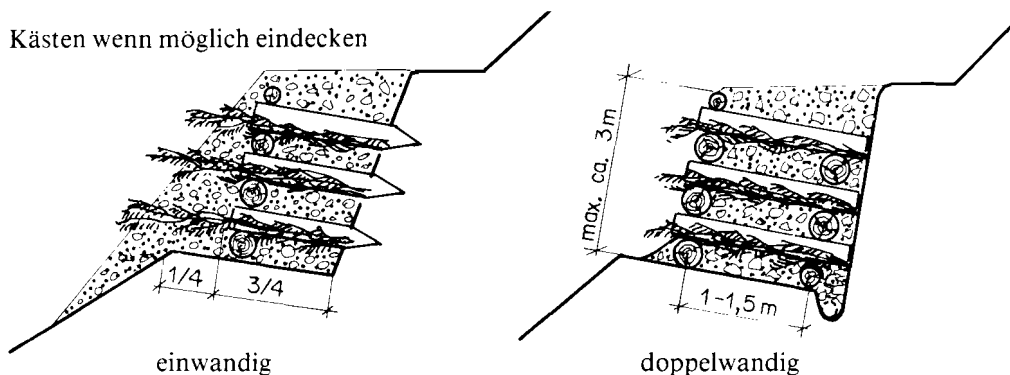
6.361 *Holzkästen und Kassettenstützwände in Kombination mit lebenden Pflanzen*

SCHIECHTL (1973) bezeichnet Holzkästen als «Krainerwände» und begrünte Holzkästen als «Grünschwellen». Für Kassettenstützwände aus Stahl- oder Betonelementen, die begrünt werden, verwendet er «Metallgrünschwellen» bzw. «Betongrünschwellen».

Ausführung

Holzkästen werden als ein- oder doppelwandige Kassetten meist aus Rundhölzern hergestellt und mit grobkörnigem, wasserdurchlässigem Material gefüllt (Abb. 6.17). Die Lebensdauer ist durch die Vermorschung des Holzes auf etwa 20–30 Jahre beschränkt. Durch das Einlegen ausschlagfähiger Äste oder bewurzelter Pflanzen (wie Heckenlagen) entsteht ein dichter Busch, der die Lebensdauer des Bauwerks verlängert, indem er den Boden verfestigt. Kassettenstützwände — eine Weiterentwicklung der Holzkästen — können auf die gleiche Weise begrünt werden. Die Begrünung soll das Bauwerk in die Landschaft eingliedern und die Stützbauten durch die «pumpende Wirkung» der Pflanzen entwässern.

Abb. 6.17: Schema Begrünte Holzkästen, nach VOLGMANN (1979), verändert



Anwendung

Holzkästen werden als Stützkonstruktionen eingesetzt, wo Holz an Ort und Stelle zur Verfügung steht. Können die Zangen gut in den gewachsenen Boden eingebunden werden, so werden die Kästen einwandig gebaut. Doppelwandige Kästen eignen sich vor allem für grobkörnige Böden.

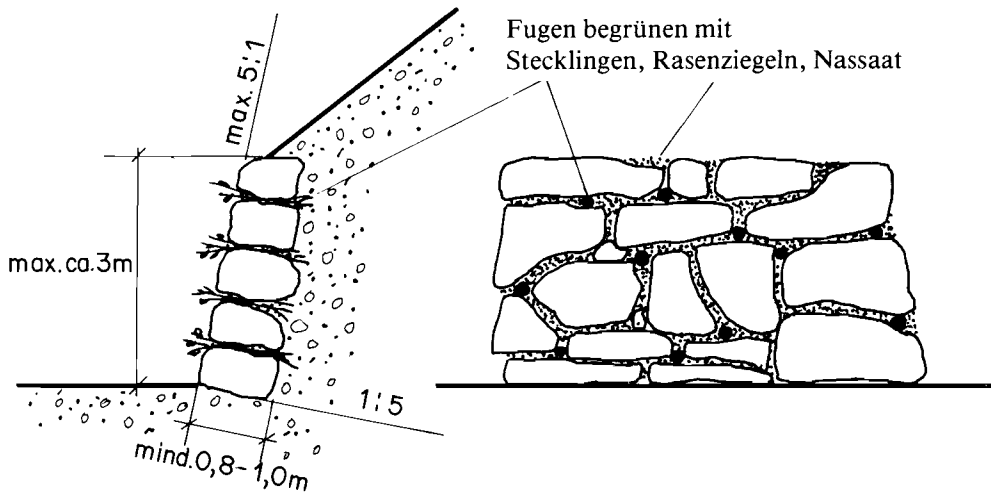
6.362 Begrünte Steinblockmauern

Anstelle von Steinblockmauern werden etwa die Ausdrücke «Blockwurf», «Blockschichtung» oder «Zyklopenmauern» verwendet.

Ausführung

Die Mauern werden durch das Aufschichten von relativ grossen Blöcken maschinell gebaut (Abb. 6.18). Während des Verlegens der Steinblöcke werden die Fugen mit feinkörnigem Material gefüllt und gleichzeitig bewurzelungsfähige Äste bzw. bewurzelte Laubhölzer eingelegt. Die Fugen können auch mit Rasenziegeln gefüllt werden. Kann die Begrünung erst nach der Fertigstellung der Mauer erfolgen, so geschieht dies am besten durch Nass- oder Mulchsaat und das Versetzen von Steckhölzern.

Abb. 6.18: Schema Begrünte Steinblockmauern



Anwendung

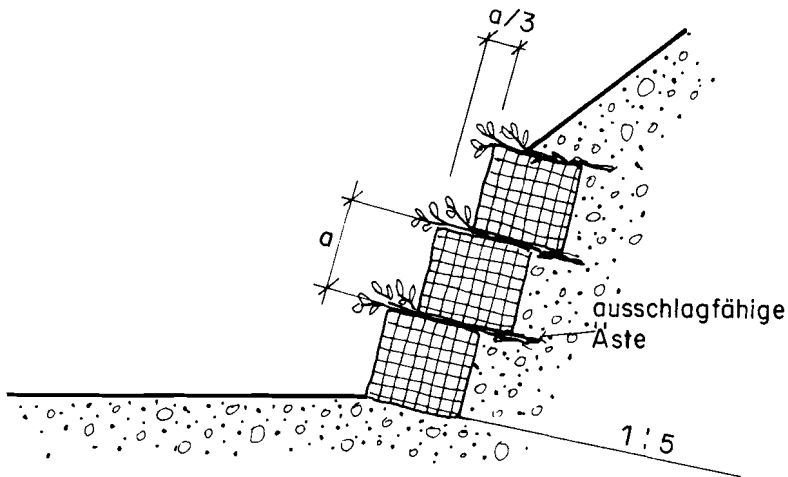
Als Stützbauwerke, wo geeignete Blöcke auf der Baustelle selbst oder kostengünstig zu beschaffen sind.

6.363 Begrünte Steinkorbmauern

Ausführung

Gehölze werden am einfachsten zwischen die Steinkörbe eingelegt (Abb. 6.19). Die eingelegten Äste müssen in den gewachsenen Boden hineinreichen. Auf diese Weise können Steinkorbmauern besser ins Gelände eingefügt werden und erhalten auch einen gewissen Schutz vor mechanischen Schäden an den Drähten.

Abb. 6.19: Schema Begrünte Steinkorbmauern



Anwendung

Als Stützbauten, wo nur kleine Steine zur Verfügung stehen, die sich zum Bau von Steinblockmauern nicht eignen.

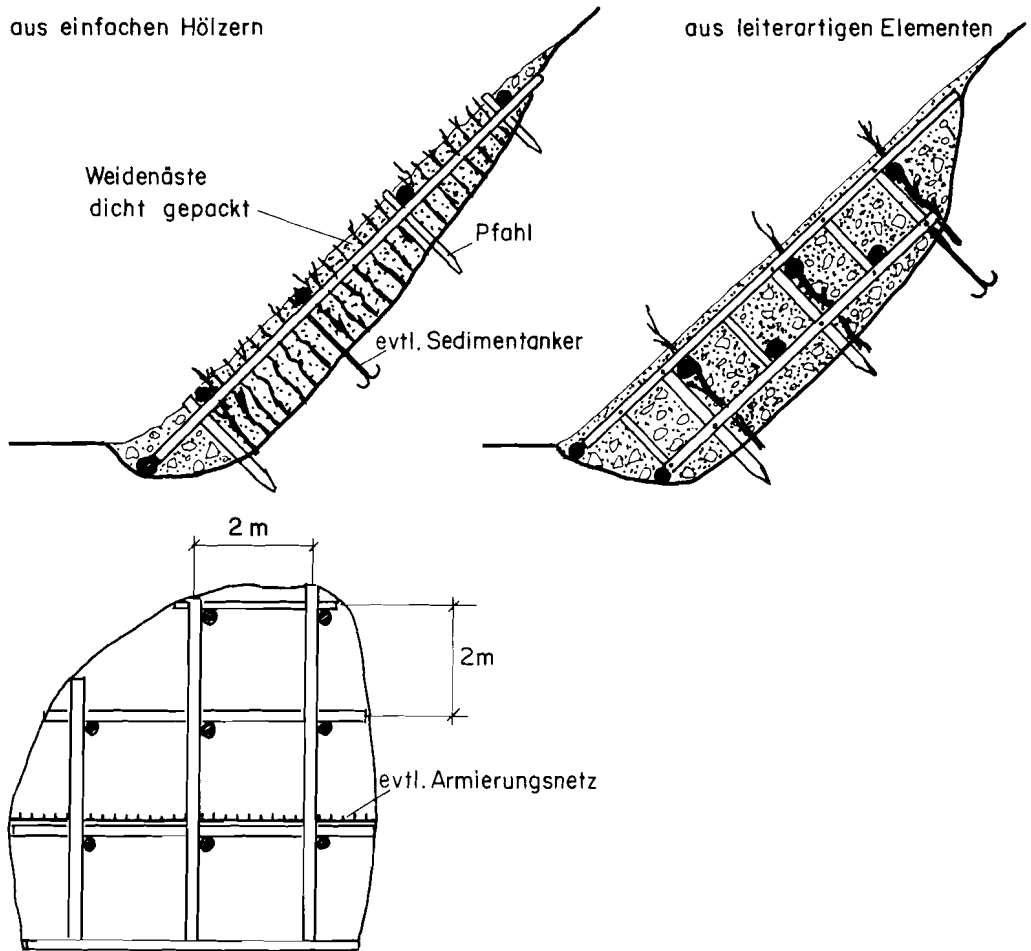
6.364 *Lebende Hangroste*

Hangroste sind baugerüstartige Konstruktionen aus Rund- oder Kanthölzern ($\sim 10\text{--}30\text{ cm } \phi$) an Hängen mit hohen, steilen Anbrüchen.

Ausführung

Je nach Tiefe des Abbruchs werden einfache Hölzer oder vorgefertigte, leiterartige Elemente in der Falllinie in ca. 2 m Abstand voneinander an den Hang gelehnt (Abb. 6.20). Die Leitern werden so gerichtet, angepasst und befestigt, dass die oberen Holme den gewünschten Böschungskörper begrenzen. Senkrecht zu den Leiterelementen werden in Abständen von ebenfalls ca. 2 m Querbinder eingebracht. Vor die Querbinder können hangaufwärts Armierungsnetze gestellt werden, die das einzufüllende Material zusätzlich festigen. Während des Füllens werden ausschlagfähige Äste oder bewurzelte Pflanzen eingelegt (wie Heckenlagen), die Oberfläche wird anschliessend angesät. Ist eine Begrü- nung erst nach dem Bau möglich, so erfolgt sie durch Nass- oder Mulchsaat und durch Versetzen von Steckhölzern.

Abb. 6.20: Schema Lebender Hangrost, nach VOLGMANN (1979), verändert



Anwendung

Stützbauten für das zum Schliessen von grösseren steilen Böschungsabbrüchen aufgebraachte Erdmaterial. Hangroste können nur eingesetzt werden, falls sie nach unten abgestützt werden können.

Sie sind baldmöglichst mit Tiefwurzlern zu begrünen, damit bei Vermorschung der Hölzer die Vegetation die Hangsicherung übernehmen kann.

6.365 *Gitter-Schiechteln* ®

Für hoch am Hang auftretende Rutsche und Ausbrüche beschreibt SCHIECHTL (1978) das einfache und wirtschaftliche Verfahren des GITTER-SCHIECHTELNS ®.

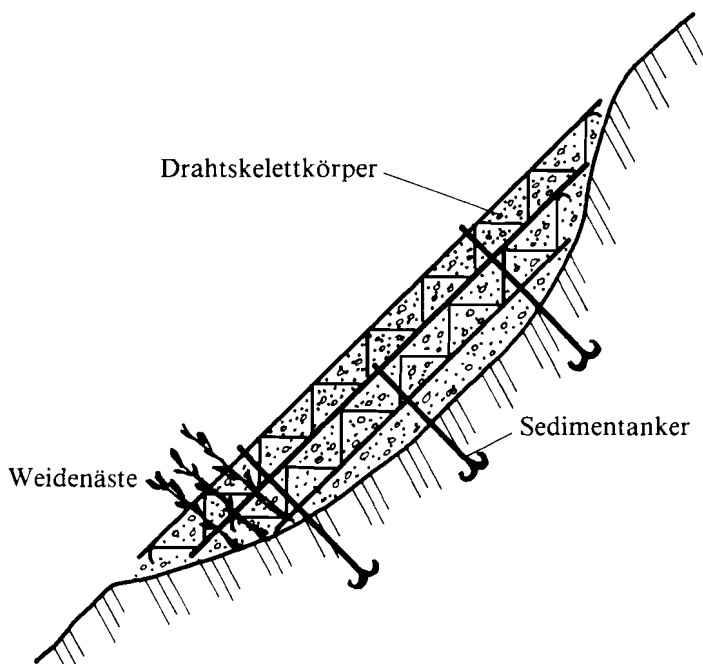
Ausführung

Als Bauelemente werden aus Armierungsnetzen hergestellte, gewellte und versteifte Drahtskelettkörper verwendet (Abb. 6.21). Ein oder mehrere solcher Körper werden mit

Fels- oder Sedimentankern im stabilen Untergrund verankert. Die Drahtskelettkörper und die darüber zueinander rechtwinklig angeordneten Bewehrungsstäbe werden über Stahlplatten mit den Ankern verschraubt. Durch den Einbau von Faserstoffen wie Stroh, Heu oder Geotextilien werden die Drahtkörper so dicht, dass auch ein feinkörniger Boden nicht austreten kann.

Eine Kombination mit lebenden Baustoffen wird erreicht, indem eine Berausung durch Mulchsaat erfolgt und Stechkölzer versetzt werden.

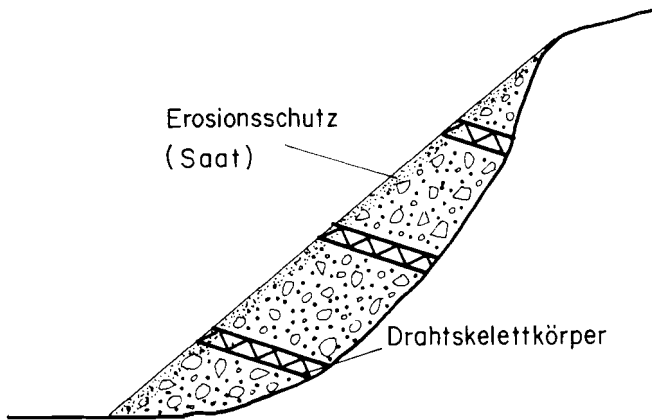
Abb. 6.21: Schema GITTER-SCHIECHTELN[®]



WOODTLI (1980) beschreibt, dass bei einer Sanierung eines Böschungsrutsches die dreidimensionalen Gitter waagrecht in den Hang verlegt wurden (Abb. 6.22). Aufgrund von Berechnungen und Modellversuchen von SCHAARSCHMIDT (1974) kann für kohäsionslose Böden gesagt werden, dass die beste Verbauwirkung bei der Einbaurichtung «senkrecht zum Winkel der inneren Reibung» (für Böschungswinkel $< \Phi$) erreicht wird. Die schlechteste Wirkung wird bei der Verbaurichtung «waagrecht» erreicht.

Insbesondere bei Dammschüttungen aus überwiegend nichtbindigem Material sollte daher die Einbaurichtung «senkrecht zu Φ » angewandt werden. Der Einbau und die Verdichtung werden dadurch allerdings erschwert.

Abb. 6.22: Schema Gitterschichteln [®] als Sandwich-Bauweise



Vermutlich genügt es bei der Einbaurichtung «senkrecht zu Φ », wenn anstelle der Raumgitter ebene Armierungsnetze eingebaut werden, die eine genügende Stabilisierung bewirken (Terre armée).

Anwendung

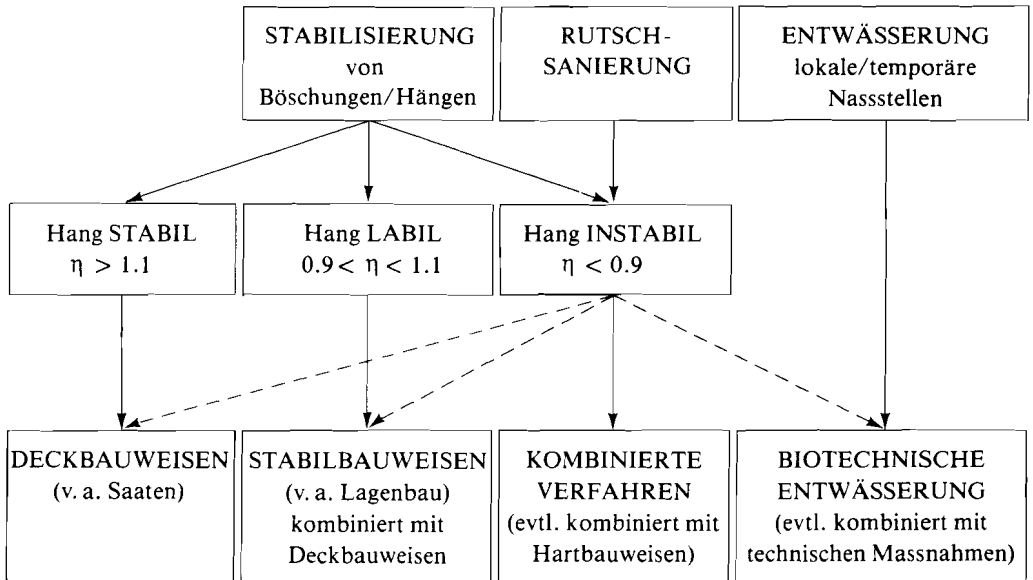
Zur Sanierung hoch am Hang auftretender Rutsche und Ausbrüche. Zur Stabilisierung beim Wiederaufbau von Steilböschungen.

6.37 **Wahl der Verbaumethode**

Nur ausnahmsweise kann ein Hang mit einer einzigen Baumethode ausreichend gesichert werden. In der Regel werden mehrere Methoden neben- und nacheinander angewandt, so dass sie sich in ihrer Wirkung ergänzen und in der Entwicklung gegenseitig fördern.

Bei der Anwendung ingenieurbioologischer Verfahren hat sich die Technik in den letzten Jahren gewandelt. Früher wurden ganze Hänge mit Stabilbauweisen verbaut. Der Aufwand an Pflanzenmaterial und Arbeit war entsprechend hoch und vielfach überflüssig. Dagegen legt man heute die Flächen zunächst durch Berasungen (Deckbauweisen) fest und sichert nachträglich die labilen Hangabschnitte durch Stabilbauweisen (SCHIECHTL 1978). Die Abbildung 6.23 vereinfacht die Wahl der Verbaumethoden.

Abb. 6.23: Methodenwahl im Grünverbau



η : Sicherheitsgrad

6.38 Unterhalt

6.381 Rasensaaten

- Zur Verhinderung eines Totalausfalls ist bei neu angelegten Rasensaaten eine Beregnung in Trockenzeiten lebensnotwendig (HILLER 1976).
- Nebst einer Startdüngung sind in den ersten 2—3 Jahren nach der Ansaat Nachdüngungen wünschenswert. Dies ist insbesondere auf grobkörnigen, humusfreien Böden wichtig. In Hochlagen ist eine Nachdüngung während 6—7 Jahren unerlässlich (FLORINETH mündl.).
- Flächen, die in Weidegebieten liegen, müssen unmittelbar nach der Ansaat eingezäunt werden. Die anfänglich schwache Grasnarbe wird durch Trittschäden immer wieder aufgerissen. Die entstehenden Stufen sind Wasserspeicher, welche die Oberflächen-erosion fördern.
- Ein einmaliges Schneiden fördert das Wurzelwachstum, ist jedoch nicht unbedingt notwendig (SCHIECHTL 1973). Werden die Flächen sich selbst überlassen, so verbuschen sie vielenorts. Ist die Ausbreitung von Gehölzen unerwünscht, müssen die Flächen 1—2 mal jährlich geschnitten werden. Anstelle einer Mahd ist auch eine Beweidung mit Schafen möglich.
- Stellen, die sich nicht begrünen, sind nachzubessern. Dabei muss geprüft werden, ob sich die Ansaatmischung für den betreffenden Standort eignet.

6.382 *Bauweisen mit Gehölzen*

- Nach der Fertigstellung sind die Verbauungen öfters zu kontrollieren. Dadurch können Schäden festgestellt und durch Nachbesserungen rasch behoben werden. Der Wirkungsgrad der Bauweisen nimmt mit steigendem Alter zu.
- Eine Düngung fördert das Wurzelwachstum vor allem auf nährstoffarmen Böden.
- Für Bauweisen mit Weiden sind zwei Fälle von Schnitten zu unterscheiden:
 - Soll als Dauerzustand ein elastisches Weidengebüsch erhalten werden, so sind die Weiden alle 3—10 Jahre auf den Stock zu setzen. Dadurch kann Buschwerk für weitere Grünverbauungen geschnitten werden.
 - Sollen die standortgemässen Baumarten der Schlussgesellschaft gefördert werden (künstlich eingebracht oder Anflug), so sind die Weiden zugunsten der anspruchsvollen Baumarten zurückzuschneiden. Die folgende Jungwuchs- und Dickungspflege erfolgt nach den gleichen Gesichtspunkten wie im Waldbau.

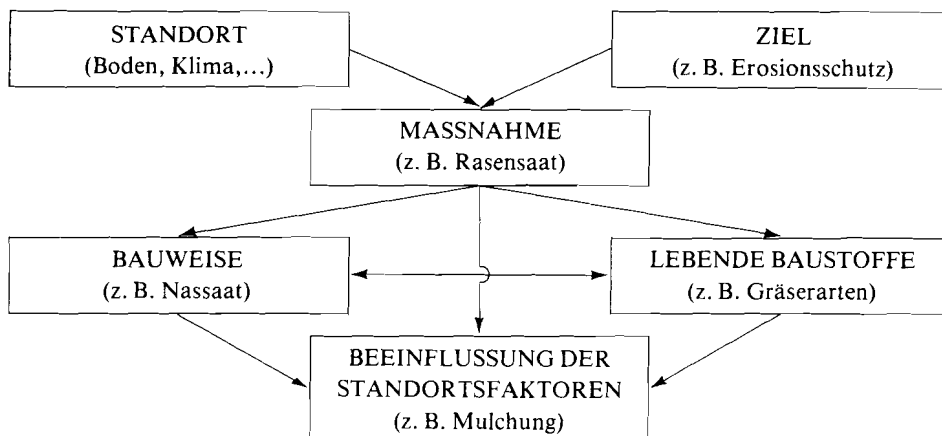
6.4 **Pflanzenwahl**

6.41 **Allgemeines**

Die Planung jeder ingenieurbioologischen Massnahme (Abb. 6.24) gliedert sich nach SCHLÜTER (1971) in:

- die Wahl der Bauweise (z. B. Buschlage, Saat usw.)
- die Wahl der «lebenden Baustoffe» (Stecklinge, Pflanzen, Samen)
- die Beeinflussung der Standortfaktoren (Düngung, Mulch usw.)

Abb. 6.24: Planung einer ingenieurbioologischen Massnahme, nach SCHLÜTER (1971), verändert



Zwischen den einzelnen Faktoren bestehen enge Wechselbeziehungen. Demzufolge kann das Misslingen einer Massnahme in der Wahl der falschen Bauweise, der falschen Pflanzenarten oder der mangelnden Standortverbesserung liegen.

SCHIECHTL (1973) hat festgestellt, dass der Hauptgrund für das Misslingen von Grünverbauungen in der Wahl ungeeigneter Pflanzen liegt. Für die Artenwahl in der Ingenieurbio­logie sind folgende Faktoren massgebend (VOLGMANN 1979):

- Standortverhältnisse der Baustelle
- Verfügbarkeit und Vermehrbarkeit entsprechenden Pflanzenmaterials
- Biotechnische Eigenschaften der Pflanzen
- Artenmischungen (Samen, Gehölze)
- Ziel der Verbauung
- Bauausführung (Eigenregie, Unternehmer)
- Übrige Faktoren wie Pflegebedürftigkeit, Naturschutz usw.

6.42 **Standortverhältnisse**

Unter Standort werden alle an einem bestimmten Wuchsort wirkenden Faktoren wie Klima, Boden, Wasser, Relief, Mensch, Tier usw. zusammengefasst. Die Qualität des Standorts ist für die Artenwahl einer der wichtigsten Faktoren.

6.421 *Pflanzensoziologische Grundlagen*

Unter natürlichen Bedingungen kommen die Pflanzenarten nicht einzeln und auch nicht in rein zufälligen Kombinationen vor, sondern sie schliessen sich zu bestimmten Pflanzengemeinschaften zusammen (WALTER 1979). Durch Bestandesaufnahmen von Pflanzengemeinschaften auf ähnlichen Standorten lassen sich Typen bilden. Diese Typen sind abstrakter Natur, floristisch genau beschrieben, und werden als Pflanzengesellschaften bezeichnet. Gesellschaften sind charakteristisch für bestimmte Standortverhältnisse. So haben beispielsweise ELLENBERG und KLÖTZLI (1972) die «Waldgesellschaften und Waldstandorte der Schweiz» beschrieben. Aus der Kenntnis der Pflanzengesellschaft kann auf die Standortverhältnisse geschlossen werden und mit Einschränkungen auch umgekehrt. Für die Artenwahl in der Ingenieurbio­logie sind jedoch die Kenntnis der natürlichen Pflanzengesellschaft nach ELLENBERG/KLÖTZLI oder auch vor Baubeginn erstellte Vegetationsaufnahmen nur bedingt brauchbar.

Der Ingenieur wird häufig vor die Aufgabe gestellt, Böden zu begrünen bzw. zu bepflanzen, die völlig unnatürlich gelagert sind. Solche Böden sind beispielsweise Dammschüttungen, wo verschiedene Bodenschichten durchmischt sein können, oder Einschnittböschungen, wo der reine Mineralboden (Lockergestein, Fels) ansteht.

Die natürliche Begrünung eines Rohbodens kann ausbleiben:

- infolge von Bodenbewegungen
- infolge klimatischer Hindernisse (zu trocken, zu heiss, zu nass)

— infolge ungünstiger Bodenbeschaffenheit (mangelnde Nährstoffe, Verdichtung, toxisch, hydrophob)

Auf weniger extremen Standorten erfolgt eine Besiedlung der Rohböden durch Pioniergesellschaften mit wenig anspruchsvollen Arten, in deren Schutz sich Folgegesellschaften mit anspruchsvolleren Arten ansiedeln, bis die Entwicklung zur standortsgemässen Schlussgesellschaft führt. Diese Entwicklung bezeichnet man als Sukzession. Für die Dauer einer Sukzession führt MAYER (1974) folgendes Beispiel an: Der Rohboden einer Flussaue ist nach ca. 5 Jahren mit einer Krautschicht besiedelt, nach ca. 25 Jahren hat sich ein Weidenstadium und nach weiteren 25 Jahren ein Erlenstadium eingestellt. Bis die Baumarten der Schlussgesellschaft überhandnehmen, vergehen weit über 100 Jahre.

Ziel einer Grünverbauung ist es, «die natürlichen Sukzessionen in gedrängter Zeitfolge nachzuahmen» (HASSENTEUFEL zit. in HILLER 1966), da die zu sichernden Flächen meist so extreme Standortverhältnisse aufweisen, dass die als Endziel gewünschte Pflanzengesellschaft nicht sofort eingebracht werden kann.

Die Kenntnis der Pioniergesellschaften auf Rohböden und ihrer Sukzessionen ist somit für die Artenwahl von besonderer Bedeutung (SCHIECHTL 1973). Die genauesten Ergebnisse liefern dabei pflanzensoziologische Aufnahmen auf nahe gelegenen gleichen oder ähnlichen Standorten.

Die natürliche Besiedlung von Rufen oberhalb der Waldgrenze erfolgt durch verschiedene Rasengesellschaften. In der subalpinen Stufe erfolgt sie durch Weidenstadien (Kalk und Dolomit) und in der montanen Stufe durch Weiden oder Weissleren, auf Dolomit auch durch Föhren-Pioniergesellschaften.

Dies zeigt auf, dass für den Grünverbau verschiedene Gräser (Gramineae), Leguminosen (Leguminosae) und Weiden- bzw. Pappelarten (Saliceae) als Pioniere eine wichtige Rolle spielen. Weitere wichtige Pionierarten sind Birken, Erlen, Eberesche, Robinie, Waldföhre, Schwarzföhre, Liguster, Goldregen, Vogelbeere, Hartriegel, Sanddorn, Schlehdorn, Kreuzdorn, Weissdorn, Schneeball, Brombeere u. a. (PIETSCH 1970).

6.422 *Standortserkundung*

Wichtig ist vor allem die Beurteilung der Boden- und Klimaverhältnisse. In den meisten Fällen werden einfache Untersuchungsmethoden genügen. Von besonderem Interesse sind dabei die physikalischen (Korngrössenverteilung, Wassergehalt, Humusgehalt) und die chemischen Bodeneigenschaften (Nährstoffgehalt, pH-Wert).

Beschreibungen in Wirtschaftsplänen, Vegetations- und/oder Bodenkarten, geologische Karten, die «ökologischen Zeigerwerte der Schweizer Flora» von LANDOLT (1977) usw. können dabei wertvolle Hilfsmittel sein.

Für extreme Bodenverhältnisse (z. B. Stollenausbruchmaterial, Industrieabfälle) sind genaue Untersuchungen (z. B. durch landwirtschaftliche Versuchsanstalten) unerlässlich.

6.423 *Hauptverbreitung häufig verwendeter Pflanzenarten nach den wichtigsten Standortsfaktoren*

Für die Baupraxis hat SCHLÜTER für Deutschland Standortstypen gebildet, denen die ökologisch wichtigsten Faktoren (Bodenart, Bodenfeuchtigkeit, Nährstoff- und pH-

Wert) zugrundeliegen. Aufgrund der Zeigerwerte von LANDOLT (1977) können die Arten nach verschiedenen Bodentypen, Feuchtigkeitsstufen und Säuregraden eingeteilt werden. Diese Einteilung bezeichnet lediglich das Schwergewicht des Vorkommens einer bestimmten Art und sagt nichts aus über die physiologische Eigenschaft. Die meisten Pflanzen werden gezwungen, in einem viel engeren Bereich zu leben, als es ihnen physiologisch möglich wäre.

6.4231 Einteilungskriterien für die Standortstypenbildung, nach LANDOLT (1977)

6.42311 Bodenart

— *Grobkörnige Böden:*

- mittlerer bis größerer Schutt, Geröll oder Kies
- durchlässiger, skelettreicher oder sandiger, sehr gut durchlüfteter Boden

— *Skelettarme*, meist feinsandig-siltige, gut durchlüftete Böden

— *Feinkörnige*, tonige oder torfige, meist wasserundurchlässige oder schlecht durchlüftete Böden

6.42312 Feuchtegrad des Bodens

Der Feuchtegrad ist als mittlere Feuchtigkeit des Bodens während der Vegetationszeit zu verstehen:

— *trocken:* Pflanzen mit Hauptverbreitung auf trockenen Böden. Diese Pflanzen meiden meist nasse Böden, sie sind auf feuchten Böden im allgemeinen nicht konkurrenzfähig.

— *frisch:* Pflanzen mit Hauptverbreitung auf mässig trockenen bis feuchten Böden. Pflanzen dieser Klasse weisen im allgemeinen eine breite ökologische Amplitude auf; sie meiden meist trockene und nasse Böden.

— *feucht:* Pflanzen mit Hauptverbreitung auf feuchten bis sehr feuchten Böden. Diese Pflanzen kommen gelegentlich auch auf nassen Böden vor, sie meiden trockene Böden.

— *nass:* Pflanzen mit Hauptverbreitung auf nassen, vom Wasser durchtränkten Böden. Diese Pflanzen meiden mittelfeuchte und trockene Böden.

6.42313 Säuregrad

Der pH-Wert ist wichtig für die Verfügbarkeit der Pflanzennährstoffe im Boden:

— *sauer:* Pflanzen mit Hauptverbreitung auf sauren Böden (pH 3.5—5.5), sie kommen kaum auf neutralen und basischen Böden vor.

— *schwach sauer:* Pflanzen mit Hauptverbreitung auf schwach sauren Böden (pH 4.5—7.5). Diese Pflanzen können auch auf neutrale oder schwach basische Böden übergehen.

— *basenreich:* Pflanzen mit Hauptverbreitung auf basenreichen Böden (pH 5.5—8.0). Diese Pflanzen meiden saure Böden.

6.42314 Höhenstufen

Die Vegetation ändert mit zunehmender Meereshöhe in auffälliger Weise. LANDOLT (o.J.) unterscheidet vier Höhenstufen (Tab. 6.25): kollin, montan, subalpin und alpin.

Tab. 6.25: Abgrenzung der Höhenstufen, nach LANDOLT (o.J.)

	Jura	Mittelland	Nordalpen	Zentralalpen	Südalpen
kollin	500— 600 m	500— 600 m	600— 700 m	800— 900 m	800— 900 m
montan	~ 1100 m	1100—1200 m	1200—1300 m	~ 1400 m	1600—1700 m
subalpin	~ 1600 m		1800—2000 m	2100—2400 m	1900—2200 m
alpin					

ELLENBERG und KLÖTZLI (1972) unterscheiden dagegen fünf Höhenstufen: kollin, submontan, montan, subalpin und alpin.

6.4232 Arten mit grosser ökologischer Amplitude

Arten mit grosser ökologischer Amplitude sind vorzuziehen, da dadurch die Gefahr einer falschen Wahl und eines Misslingens der Verbauung verringert wird.

Arten mit geringen Bedürfnissen bezüglich Nährstoffen, Bodenfeuchte und Temperatur, woraus eine grosse Höhenverbreitung und ein ausgedehntes Areal resultieren, haben eine grosse ökologische Amplitude.

Nach SCHIECHTL (1973) sind dies Weisserle, Hängebirke, Lärche, Waldföhre, Schwarzpappel, Robinie, Salweide, Purpurweide, Schwarzweide, Lavendelweide, Roter Hartriegel, Liguster, Rotes Geissblatt, Hundsrose, Schwarzer Holunder, Huflattich, Schafgarbe, Rotschwingel, Straussgras usw.

6.4233 Gehölze mit geringen Ansprüchen an die Kornzusammensetzung des Bodens (Tab. 6.26)

Vorbemerkung: In den Tabellen 6.26 bis 6.29 sind häufig verwendete Gehölzarten in Ökogramme eingeordnet. Auf der Abszisse werden verschiedene Säuregrad-Klassen des Bodens, auf der Ordinate verschiedene Bodenfeuchtigkeits-Stufen dargestellt.

Gehölze mit geringen Ansprüchen an die Kornzusammensetzung des Bodens (Tab. 6.26) kommen sowohl auf grob- und feinkörnigen Böden als auch auf Torf vor. Die meisten Arten finden sich zudem auf nassen und auf trockenen, auf sauren und auf basenreichen Böden.

Tab. 6.26: Gehölze mit geringen Ansprüchen an die Kornzusammensetzung des Bodens

		Säuregrad														
		sauer			schwach sauer			basenreich								
Bodenfeuchte	trocken	Waldföhre	▲	▲	+	Waldföhre	▲	▲	+	Waldföhre	▲	▲	+			
		Bergföhre			+	▲	Bergföhre			+	▲	Bergföhre			+	▲
		Hängebirke	●	▲	●	Hängebirke	●	▲	●	Hängebirke	●	▲	●			
					Wacholder	▲	●	+	Felsenmispel	▲	●	+				
Bodenfeuchte	frisch	Waldföhre	▲	▲	+	Waldföhre	▲	▲	+	Waldföhre	▲	▲	+			
		Bergföhre			+	▲	Bergföhre			+	▲	Bergföhre			+	▲
		Hängebirke	●	▲	●	Hängebirke	●	▲	●	Hängebirke	●	▲	●			
					Fichte	●	●	▲	Fichte	●	●	▲				
					Traubenholunder	+	▲	●	Fichte	●	●	▲				
					Fichte	●	●	▲								
Bodenfeuchte	feucht	Waldföhre	▲	▲	+	Waldföhre	▲	▲	+	Waldföhre	▲	▲	+			
		Bergföhre			+	▲	Bergföhre			+	▲	Bergföhre			+	▲
		Hängebirke	●	▲	●	Hängebirke	●	▲	●	Hängebirke	●	▲	●			

▲	Hauptverbreitung	k	kollin	auf Rohböden wachsend
●	verbreitet	m	montan	auf Böden mit geringem Humusgehalt
+	selten	s	subalpin	auf Böden mit mittlerem Humusgehalt

6.4234 **Gehölze mit Hauptverbreitung auf grobkörnigen Böden** (Tab. 6.27)

Grobkörnige Böden sind gut durchlässig und sehr gut durchlüftet.

Tab. 6.27: Gehölze mit Hauptverbreitung auf grobkörnigen Böden

		Säuregrad		
		sauer	schwach sauer	basenreich
Bodenfeuchte	trocken	Traubeneiche k m ▲ +	Traubeneiche k m s ▲ + Robinie k m s ▲ + Mehlbeerbaum k m s ● ● ● Hundsrose k m s ● ▲ + Zwergwacholder k m s + ▲	Sanddorn k m s ● ▲ ● Traubeneiche k m s ▲ + Blumenesche k m s ▲ + Esche k m s ▲ + Berberitze k m s ● ▲ + Schwarzdorn k m s ▲ ● Woll. Schneeball k m s ▲ ● +
	frisch	Edelkastanie k m ▲ +	Purpurweide k m s ● ▲ ● Flieder k m s ▲ ● Hasel k m s ● ▲ ● Himbeere k m s ● ▲ ●	Purpurweide k m s ● ▲ ● Tamariske k m s + ▲ ● Weisspappel k m s ▲ Himbeere k m s ● ▲ ●
	feucht	Schweizer Weide s ▲	Lavendelweide k m s + ▲ + Reifweide k m s + ▲ + Stinkende Weide k m s ▲ Lorbeerweide k m s + + ▲	Lavendelweide k m s + ▲ + Silberweide k m s ▲ + Reifweide k m s + ▲ + Schwarzpappel k m s ▲ ● Waldsteins Weide k m s + ▲ Lorbeerweide k m s + + ▲

- | | | | | |
|---|------------------|---|----------|-------------------------------------|
| ▲ | Hauptverbreitung | k | kollin | auf Rohböden wachsend |
| ● | verbreitet | m | montan | auf Böden mit geringem Humusgehalt |
| + | selten | s | subalpin | auf Böden mit mittlerem Humusgehalt |

6.4235 Gehölze mit Hauptverbreitung auf skelettarmen, feinsandig-siltigen Böden (Tab. 6.28)

Skelettarme, feinsandig-siltige Böden sind meist gut durchlüftet. Pflanzen mit Hauptverbreitung auf dieser Bodenklasse kommen auf Grobschutt nicht vor.

Tab. 6.28: Gehölze mit Hauptverbreitung auf skelettarmen, feinsandig-siltigen Böden

		Säuregrad											
		sauer			schwach sauer			basenreich					
Bodenfeuchte	frisch	Lärche	●	●	▲	Lärche	●	●	▲	Bergahorn	●	▲	●
	Vogelbeerbaum		▲		●	Bergahorn	●	▲	●	Feldahorn	▲	●	
Aspe	●	▲	●	Roskastanie	▲	●		Spitzahorn	▲	●			
Schw. Holunder	▲	●		Aspe	●	▲	●	Kornelkirsche	▲	+			
Stieleiche	▲	+		Vogelbeerbaum		▲	●	Roter Hartriegel	▲	+			
				Salweide	●	▲	●	Schw. Holunder	▲	●			
				Schw. Holunder	▲			Weissdorn	▲	●			
				Rotes Geissblatt	●	▲	+	Salweide	●	▲	●		
				Hagebuche	▲	+		Rotes Geissblatt	●	▲	+		
				Stieleiche	▲	+		Liguster	▲	+			
				Gew. Schneeball	▲	●		Stieleiche	▲	+			
	feucht												
					Blue Brombeere	▲	●	+	Mandelweide	▲	●	+	
								Weisserle	●	▲	+		
								Esche	▲	+			
								Schwarzweide	●	▲	●		
								Korbweide	▲	●			
								Blue Brombeere	▲	●	+		

▲	Hauptverbreitung	k	kollin	auf Rohböden wachsend
●	verbreitet	m	montan	auf Böden mit geringem Humusgehalt
+	selten	s	subalpin	auf Böden mit mittlerem Humusgehalt

6.4236 **Gehölze mit Hauptverbreitung auf tonigen oder torfigen Böden** (Tab. 6.29)

Tonige Böden sind meist wasserundurchlässig oder schlecht durchlüftet. Pflanzen dieser Bodenklasse meiden sandige oder kiesige Böden.

Tab. 6.29: Gehölze mit Hauptverbreitung auf tonigen oder torfigen Böden

		Säuregrad																																																	
		sauer	schwach sauer	basenreich																																															
Bodenfeuchte	frisch			<table border="0"> <tr><td></td><td>k</td><td>m</td></tr> <tr><td> Europ. Pfaffenh.</td><td>●</td><td>▲</td></tr> <tr><td> Kreuzdorn</td><td>▲</td><td>●</td></tr> </table>		k	m	Europ. Pfaffenh.	●	▲	Kreuzdorn	▲	●																																						
		k	m																																																
	Europ. Pfaffenh.	●	▲																																																
Kreuzdorn	▲	●																																																	
feucht	<table border="0"> <tr><td> Faulbaum</td><td>▲</td><td>●</td><td></td></tr> <tr><td> Haarbirke</td><td>●</td><td>▲</td><td>●</td></tr> </table>	Faulbaum	▲	●		Haarbirke	●	▲	●	<table border="0"> <tr><td> Grünerle</td><td>+</td><td>●</td><td>▲</td></tr> <tr><td> Faulbaum</td><td>▲</td><td>●</td><td></td></tr> <tr><td> Bergulme</td><td>▲</td><td>●</td><td></td></tr> <tr><td> Grossbl. Weide</td><td>+</td><td>●</td><td>▲</td></tr> <tr><td> Haarbirke</td><td>●</td><td>▲</td><td>●</td></tr> <tr><td> Kriechende W.</td><td>●</td><td>▲</td><td>+</td></tr> </table>	Grünerle	+	●	▲	Faulbaum	▲	●		Bergulme	▲	●		Grossbl. Weide	+	●	▲	Haarbirke	●	▲	●	Kriechende W.	●	▲	+	<table border="0"> <tr><td> Faulbaum</td><td>▲</td><td>●</td><td></td></tr> <tr><td> Bergulme</td><td>▲</td><td>●</td><td></td></tr> <tr><td> Grossbl. Weide</td><td>+</td><td>●</td><td>▲</td></tr> <tr><td> Haarbirke</td><td>●</td><td>▲</td><td>●</td></tr> </table>	Faulbaum	▲	●		Bergulme	▲	●		Grossbl. Weide	+	●	▲	Haarbirke	●	▲	●
Faulbaum	▲	●																																																	
Haarbirke	●	▲	●																																																
Grünerle	+	●	▲																																																
Faulbaum	▲	●																																																	
Bergulme	▲	●																																																	
Grossbl. Weide	+	●	▲																																																
Haarbirke	●	▲	●																																																
Kriechende W.	●	▲	+																																																
Faulbaum	▲	●																																																	
Bergulme	▲	●																																																	
Grossbl. Weide	+	●	▲																																																
Haarbirke	●	▲	●																																																
nass	<table border="0"> <tr><td> Bergföhre</td><td></td><td>+</td><td>▲</td></tr> <tr><td> Haarbirke</td><td>●</td><td>▲</td><td>●</td></tr> <tr><td> Ohrweide</td><td>●</td><td>▲</td><td></td></tr> <tr><td> Aschweide</td><td>●</td><td>▲</td><td></td></tr> </table>	Bergföhre		+	▲	Haarbirke	●	▲	●	Ohrweide	●	▲		Aschweide	●	▲		<table border="0"> <tr><td> Schwarzerle</td><td>▲</td><td>●</td></tr> <tr><td> Aschweide</td><td>●</td><td>▲</td></tr> </table>	Schwarzerle	▲	●	Aschweide	●	▲	<table border="0"> <tr><td> Aschweide</td><td>●</td><td>▲</td></tr> <tr><td> Schwarzerle</td><td>▲</td><td>●</td></tr> </table>	Aschweide	●	▲	Schwarzerle	▲	●																				
Bergföhre		+	▲																																																
Haarbirke	●	▲	●																																																
Ohrweide	●	▲																																																	
Aschweide	●	▲																																																	
Schwarzerle	▲	●																																																	
Aschweide	●	▲																																																	
Aschweide	●	▲																																																	
Schwarzerle	▲	●																																																	

▲	Hauptverbreitung	k	kollin		auf Rohböden wachsend
●	verbreitet	m	montan		auf Böden mit geringem Humusgehalt
+	selten	s	subalpin		auf Böden mit mittlerem Humusgehalt

6.43 **Vermehrbarkeit**

Für verschiedene Bauweisen (z. B. Lagenbau) werden grössere Mengen an Pflanzenmaterial benötigt. Damit eine Pflanze verwendet werden kann, muss sie in der erforderlichen Menge verfügbar, also leicht vermehrbar sein. Für die Vermehrung stehen generative und vegetative Methoden zur Verfügung.

6.431 *Pflanzung*

Die Pflanzung ist eine rationelle Art der Gehölzausbringung. Die Erfolgschance gegenüber Saat ist grösser, durch den Altersvorsprung des Pflanzmaterials wird eine raschere Wirkung erreicht. Geeignetes Material kann in privaten und öffentlichen Baumschulen und Pflanzgärten bezogen werden. Bei schwierigen Verhältnissen (Hochlagen, nährstoffarme Rohböden) hat sich die Verwendung von Topfpflanzen (Torfpöfe) bewährt.

6.432 *Bewurzelungsfähige Gehölzteile*

Verschiedene Gehölze besitzen die Eigenschaft, sich aus Triebteilen zu bewurzeln oder aus Wurzelteilen Triebe zu bilden. Auf diese Weise werden Pflanzen in erster Linie aus oberirdischen Trieben bzw. Triebteilen (= Triebstecklinge) nachgezogen. Die am meisten angewandte Vermehrungsart ist die Verbreitung durch Steckhölzer. Vorwiegend Weiden und Pappeln (Tab. 6.30), deren Samen wegen der fehlenden Schutzhülle rasch austrocknen und nur wenige Tage keimfähig bleiben, werden durch Triebstecklinge vermehrt.

Tab. 6.30: Steckhölzer, die im Freiland mit über 50% bewurzeln. Reihenfolge nach abnehmendem Bewurzelungsprozent, nach SCHIECHTL (1973)

Purpurweide (> 90%)		Schweizer Weide
Reifweide		Lorbeerweide
Mandelweide		Ohrweide
Korbweide		Lavendelweide
Hegetschweiler Weide		Waldsteins Weide
Aschweide		Schwarzpappel
Schwarzweide		Grossblättrige Weide
Silberweide		Spießweide
		Kriechende Weide (~ 50%)

Einige Arten, wie Weisslerle, Grünerle, Aspe, Salweide und Berberitze bewurzeln sich mit Triebstecklingen lediglich zu 2—25%, was für den Grünverbau völlig ungenügend ist. Diese Arten sowie Holunderarten, Himbeere und Brombeere können durch Wurzeln oder Wurzelteile (= Wurzelstecklinge) vermehrt werden. Wurzelstecklinge spielen nur eine geringe Rolle.

6.433 *Saaten*

Im Grünverbau werden Gräser und Kräuter durch verschiedene Methoden in grösserem Ausmass angesät. Dagegen bleibt die Vermehrung von Gehölzen durch Saat auf Ausnahmen beschränkt. Gehölzsaaten im Freiland mit Grünerle, Weisslerle und Birke wurden in der Wildbachverbauung ausgebracht. Diese Freilandsaaten schlugen fast ausnahmslos fehl (SCHIECHTL 1973).

Heute werden nicht reine Gehölzsaaten ausgeführt, vielmehr werden bei Nassaaten an felsigen und steinigen Böschungen den Gras- und Kräutersamen Gehölzsaaten beigegeben, so z. B. Sanddorn (SCHIECHTL 1973). Im Südtirol werden in neuerer Zeit Grünerlen mittels Lochsaat ausgebracht (FLORINETH 1978). Weil auf den stark erodierten Hängen der Oberboden fehlt, wird zusammen mit den Erlensamen Streu aus dem angrenzenden Fichten-Lärchenwald eingebracht. Samen, die auf diese einfache Weise mit Mykorrhizen geimpft werden, gedeihen wesentlich besser als ungeimpfte. Es hat sich allerdings gezeigt, dass mit Grünerlen-Topfpflanzung (Torftöpfe) bessere Erfolge erzielt werden können.

6.44 Biotechnische Eignung

Unter biotechnischer Eignung einer Pflanze versteht SCHIECHTL (1973) die «Brauchbarkeit einer Pflanze für ingenieurbiologische Zwecke, die vom Bau der Pflanze, ihrer Verwendbarkeit für verschiedene Bautypen, der Resistenz gegen mechanische Beanspruchung und der Art der Bewurzelung abhängt»:

- *Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Beanspruchung*: Schwankungen des Bodenniveaus infolge Überschüttung bzw. Erosion; Beanspruchung durch Schneeschurf, Kriechschnee und Schurf durch Muren; Steinschlag usw.
- *Bodenfestigende Wirkung*: Hängt ab von Wurzelform, Dichte der Bewurzelung und Wurzelmasse; stufige Wurzelhorizonte festigen den Boden besser als gleichförmige, Monokulturen sind daher zu vermeiden
- *Zugfestigkeit der Wurzeln*: Solange die Oberfläche der Witterung direkt ausgesetzt ist, treten immer wieder Zugspannungen auf, die gewisse Pflanzen schadlos aufnehmen können

In den Tabellen 6.31 und 6.32 sind die wichtigsten Arten nach ihren biotechnischen Eigenschaften aufgeführt. Nicht alle Arten eignen sich uneingeschränkt für ingenieurbiologische Massnahmen.

Arten, die ihre Hauptverbreitung auf humusreichen Böden haben, durchwurzeln vor allem die humusreichen Bodenhorizonte an der Oberfläche; ihre Wirkung bleibt somit beschränkt. Sie scheiden meist aus und sind nur auf guten Böden einzusetzen.

Tab. 6.31: Auswahl biotechnisch geeigneter Baum- und Weidenarten, nach SCHIECHTL (1973)

Art	Gute Adventivwurzelbildung (Eignung für Heckenlagen)	Gute Verschüttungsresistenz	Gute Resistenz gegen Übermürung, Schneeschurf usw.	Grosse Resistenz gegen Steinschlag	Gute bodenfestigende Wirkung	Grosse Zugfestigkeit der Wurzeln	
Feldahorn	X	X			X		Böden mit geringem Humusgehalt
Spitzahorn	X	X			X		
Weisserle	X	X		X	X		
Roskastanie	X						
Waldföhre		X	X		X		
Traubeneiche		X			X		
Winterlinde					X		
Esche	X	X	X	X	X	X	
Schwarzpappel	X	X					
Weisspappel	X						
Silberweide	X	X			X	X	
Lavendelweide	X	X	X	X	X		
Reifweide	X	X	X	X	X	X	
Mandelweide	X	X			X	X	
Korbweide	X	X			X	X	
Bergahorn	X	X	X	X	X	X	Böden mit mittlerem Humusgehalt
Hängebirke	X		X	X	X		
Vogelbeerbaum	X	X	X	X			
Mehlbeerbaum	X	X	X	X	X		
Aspe *	X	X		X	X		
Salweide	X	X	X	X	X	X	
Schwarzweide	X	X		X	X	X	
Purpurweide	X	X	X	X	X	X	
Grünerle	X	X	X	X			Böden mit mittlerem Humusgehalt
Bergföhre **			X	X			
Schweizer Weide	X		X		X	X	
Schwarzerle	X	X			X		
Edelkastanie	X	X					
Hagebuche	X				X		
Stieleiche	X	X			X		
Bergulme	X	X	X		X		
Ohrweide	X					X	
Aschweide	X	X	X	X	X	X	
Bruchweide	X	X			X	X	
Haarbirke *		X	X	X			
Grossblättrige Weide	X	X	X	X		X	
Lorbeerweide **	X	X			X	X	

* auch subalpin

** vorwiegend subalpin

Tab. 6.32: Auswahl biotechnisch geeigneter Straucharten, nach SCHIECHTL (1973)

Art	Gute Adventivwurzelbildung (Eignung für Heckenlagen)	Gute Verschüttungsresistenz	Gute Resistenz gegen Übermürung, Schneeschurf usw.	Grosse Resistenz gegen Steinschlag	Gute bodenfestigende Wirkung	Grosse Zugfestigkeit der Wurzeln	
Berberitze	X	X	X	X		X	Böden mit geringem Humusgehalt
Waldrebe, Niele	X					X	
Kornelkirsche	X						
Hartriegel	X		X		X		
Weissdorn	X	X					
Liguster	X	X	X	X	X	X	
Rotes Geissblatt	X			X			
Schwarzdorn		X				X	
Weinrose	X					X	
Schwarzer Holunder	X			X			
Wolliger Schneeball	X				X		
Hasel		X	X	X			Böden mit mittlerem Humusgehalt
Sanddorn **	X			X	X		
Himbeere		X	X	X	X	X	
Traubenholunder	X	X		X			
Kreuzdorn					X		*
Gewöhnlicher Schneeball	X						

* Böden mit mittlerem Humusgehalt

** auch subalpin

Biotechnisch geeignete Stauden und Kräuter

Nach SCHIECHTL (1973) und DUTHWEILER (1974) haben insbesondere verschiedene Kleearten (Echter Wundklee, Hornklee, Hopfenklee, Luzerne, Weisser Honigklee, Bastard-Klee usw.), Huflattich, Weisse Pestwurz, Trespenarten (*Bromus* spp.) günstige bodenfestigende Wirkung. Eine detaillierte Aufzählung würde zu weit führen. Zudem sind geeignete Samenmischungen im Handel erhältlich. Für weitere Informationen sei auf die zwei obigen Publikationen verwiesen.

6.45 Artenmischung

In der Natur sind Monokulturen selten. Ihre Nachteile sind hinreichend bekannt. Auch in der Ingenieurbiologie sind daher möglichst artenreiche Mischungen anzustreben, egal ob Rasen, Gebüsch oder Wald das Ziel der Begrünung ist.

6.451 Gehölze

Für die meisten Stabilbauweisen sind vor allem Weidenarten geeignet, während andere Gehölze, selbst wenn sie Adventivwurzeln bilden, bezüglich ober- und unterirdischer Wuchsleistung unterlegen sind. Die Gefahr eines Misserfolgs kann gemindert werden, wenn entsprechend den natürlichen Bestandesverhältnissen mehrere Weidenarten gemischt werden.

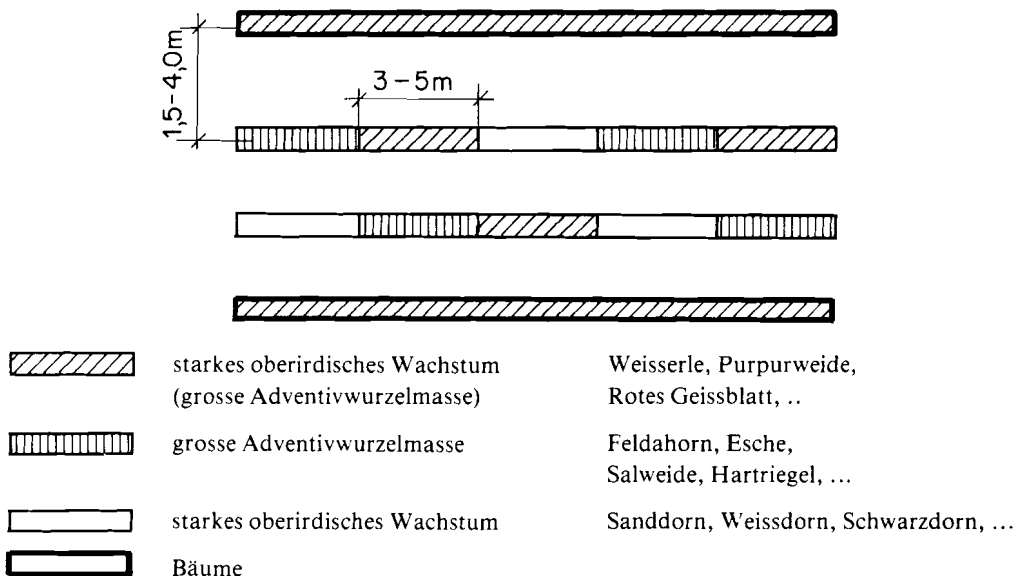
Für Heckenlagen (bzw. Heckenbuschlagen) kann je nach Standort eine Mehrzahl von Baumarten verwendet werden, die ihre Leistungen gegenseitig ergänzen (SCHLÜTER 1971).

Folgende Arten sollen nach Möglichkeit kombiniert werden:

- Arten mit grosser Adventivwurzelbildung und Arten mit geringer Adventivwurzelbildung
- Flachwurzler und Tiefwurzler
- vieltriebige Gehölze mit wenigtriebigen (grosse Höhe)
- Bäume und Sträucher
- Weidenarten als Vorwaldbegründung (z. B. als Buschlagen) mit Gehölzen der Zielbestockung (als Heckenlagen)
- Einzelmischungen sind zu vermeiden, da konkurrenzstarke Arten konkurrenzschwache verdrängen

Werden grössere Teile eines Hanges mit einer einzigen Holzart begrünt, besteht die Gefahr, dass beim Ausfall dieser Art grössere Teile des Hanges ungeschützt sind. Am günstigsten dürfte es sein, wenn in den Lagen etwa alle 3–5 m (Abb. 6.33) die Holzart oder die Bauweise (Heckenlage-Buschlage) geändert wird (SCHLÜTER 1971).

Abb. 6.33: Beispiel der Anordnung von Heckenlagen, nach SCHLÜTER (1971), verändert



Die Abbildung 6.33 zeigt ein Beispiel einer möglichen Anordnung und ist nicht als Schema zu verstehen.

6.452 *Saatgutmischungen*

In der Praxis ist es kaum möglich die vollständige Artengarnitur der standortsgemässen Pioniergesellschaft anzusiedeln, da viele Arten im Handel nicht erhältlich sind und die Eigengewinnung aus Wildbeständen sehr teuer ist (HILLER 1976). SCHIECHTL (1973) beschreibt 65 Arten, die im Handel beschafft werden können, eine Vielzahl davon ist für den landwirtschaftlichen Futterbau bestimmt.

Für die Anlage von Rasen wurden früher sehr differenzierte, artenreiche Mischungen verwendet (RÜMLER 1974). Während die ältesten und artenreichsten Mischungen aus über 20 Arten bestanden, werden in neuerer Zeit erfolgreiche Mischungen mit nur 5 Arten eingesetzt.

Für die endgültige Artenzusammensetzung einer Rasenfläche sind die Umweltfaktoren am Pflanzenstandort entscheidender als die bei der Saat gewählte Artenkombination (RÜMLER 1977), da sich Gräser und Kräuter aus der Umgebung relativ rasch einstellen. Somit sollen Berasungen mit jenen Arten erfolgen, die sich bis anhin bewährt haben und die eine grosse ökologische Amplitude aufweisen. Eine solche Initialbegrünung genügt unter günstigen Bedingungen, um die Entwicklung der standortsgemässen Pflanzengesellschaft einzuleiten (RÜMLER 1974). Für verschiedene Standorte sind in der Schweiz Norm-Saatmischungen erhältlich (Tab. 6.34).

Tab. 6.34: Standard-Saatmischungen für Begrünungen im schweizerischen Strassenbau, nach SN 640 671a = VSS-Mischungen

Pflanzenart	Mischungsrezepte							
	VSS A «Mittelland»	VSS B «Jura»	VSS C «Voralpen»	VSS D «Alpen»	VSS E «Trockenzonen»	VSS F «Strapaziertassen»	VSS G «Kultur-Erddedepots»	
	Massenprozente							
<i>Achillea millefolium</i>	—	1	1	1	1	—	—	Schafgarbe
<i>Agropyron repens</i>	—	—	—	—	5	—	—	Quecke
<i>Agrostis tenuis</i>	5	5	5	5	5	5	—	Rotes Straussgras
<i>Anthyllis vulneraria</i>	—	—	—	5	—	—	—	Wundklee
<i>Bromus erectus</i>	—	5	5	—	5	—	—	Aufrechte Trespe
<i>Bromus inermis</i>	—	—	—	5	5	—	—	Wehrlose Trespe
<i>Cynosurus cristatus</i>	—	—	—	5	—	—	—	Kammgras
<i>Dactylis glomerata</i>	—	5	5	5	5	—	—	Knaulgras
<i>Festuca arundinacea</i>	—	10	—	—	—	—	—	Rohrschwinkel
<i>Festuca ovina</i>	10	10	10	10	10	—	—	Schafschwengel
<i>Festuca rubra</i>								Rotschwinkel
<i>commutata</i>	23	15	15	10	15	25	—	horstbildend
<i>Festuca rubra rubra</i>	25	25	25	20	30	25	—	Rotschwinkel ausläufertreibend
<i>Lolium perenne</i>	20	10	5	5	—	20	20	Englisches Raygras (spätblühende Sorte)
<i>Lotus corniculatus</i>	5	5	5	5	5	—	—	Hornklee
<i>Medicago lupulina</i>	—	5	5	5	—	—	10	Gelbklee
<i>Onobrychis sativa</i>	—	—	5	5	—	—	—	Esparsette
<i>Poa compressa</i>	—	—	—	—	4	—	—	Platthalmrispe
<i>Poa pratensis</i>	10	—	5	4	—	25	—	Wiesenrispe
<i>Sanguisorba minor</i>	—	—	—	—	5	—	—	Kleiner Wiesenknopf
<i>Trifolium hybridum</i>	—	—	5	5	—	—	20	Bastardklee
<i>Trifolium pratense</i>	—	—	—	—	—	—	40	Rotklee
<i>Trifolium repens</i>	2	4	4	5	5	—	10	Weissklee (ausdauernde, winterharte Sorte)
	100	100	100	100	100	100	100	

Bei den Mischungen in Tabelle 6.34 werden die Zahl der Gräserarten und der Prozentsatz an Kräutern mit zunehmender Pflanzenfeindlichkeit des Standortes grösser. So enthält die Mischung VSS A «Mittelland» 6 Gräser- und 2 Leguminosenarten und die Mischung VSS D «Alpen» 9 Gräser- und 7 Kräuterarten.

Hauptbestandteile der Standardmischungen sind einige wenige, aber sicher wachsende Gräser in hochprozentigen Anteilen wie Schwingelarten (*Festuca rubra*, *F. ovina*), Straussgras (*Agrostis tenuis*), Aufrechte Trespe (*Bromus erectus*), Schafgarbe (*Achillea millefolium*).

Vergleicht man die VSS-Mischungen mit den Empfehlungen von RÜMLER (1974), so sind jene Arten, die als gut taxiert werden (Schwingelarten, Straussgras usw.) in den Schweizer Mischungen ebenfalls enthalten.

Für Hochlagenbegrünungen hat FLORINETH (1981) verschiedene Mischungen gefunden, deren Zusammensetzung durch Versuche laufend verbessert wird. Im Handel sind jedoch zurzeit noch keine guten Saatmischungen für alpine Lagen erhältlich. Sollten in Einzelfällen Spezialmischungen erforderlich sein, so ist unbedingt ein Fachmann beizuziehen.

6.46 **Übrige Faktoren**

Grünverbauungen müssen ganz bestimmte Funktionen übernehmen, die durch verschiedene Bauweisen erfüllt werden können. Dabei soll der finanzielle Aufwand (Anlagekosten und Unterhaltskosten) möglichst gering sein. Die Forderung nach Extensivrasen (keine oder wenige Schnitte pro Jahr) gewinnt dadurch zusehends an Bedeutung. VON FINTEL (1977) hat bodendeckende Gehölze als Rasenersatz an Strassenböschungen untersucht. Danach betragen die durchschnittlichen Unterhaltskosten einer bodendeckenden Strauchsicht im achten Jahr nach der Pflanzung etwa gleichviel wie jene eines Rasens; nach 40 Jahren jedoch nur noch 1/3 bis 1/4. Schliesslich sei noch darauf hingewiesen, dass durch die Verwendung von Weiden ein Beitrag zur Verbesserung der Bienenweide geleistet wird. In diesem Fall sollen vorwiegend männliche Weiden verwendet werden, da das Pollenfutter im Frühjahr besonders wichtig ist.

6.5 **Pflanzenbeschaffung**

6.51 **Weiden**

6.511 *In der Schweiz natürlich vorkommende Arten*

HESS und LANDOLT (1967) beschreiben 34 Arten, die in der Schweiz vorkommen. Davon sind jedoch nicht alle für den Grünverbau geeignet. Für die Verwendbarkeit spielt insbesondere die Wuchsform eine Rolle. Fuss- bis hüfthohe Sträucher und Zwergsträucher sind für die Ingenieurbiologie von geringerer Bedeutung, da sie langsam wachsen und für den Lagenbau ungeeignet sind. In Tabelle 6.35 sind die für tiefere Lagen wichtigen Weiden der Schweiz zusammengestellt.

Tab. 6.35: In der Schweiz vorkommende Arten (Bäume, mittelhohe bis hohe Sträucher)

	Art	Hauptvorkommen	
verbreitet	Silberweide, Felbe	<i>S. alba</i>	Flussufer, Auewälder Steilhänge, Grünerlengebüsch, basenreiche Böden Moore Flachmoore Schotter der Gebirgsflüsse Pionier in Kiesgruben/Schutt Waldränder grobe Schotterböden/Gebirgs- flüsse, Molassehänge sumpfige Wiesen, Wasserläufe Wasserläufe. bes. Flussschotter Bach-/Flussufer, Feinsandauen meist gepflanzt, fliessende Gewässer
	Grossblättrige Weide ²	<i>S. appendiculata</i>	
	Ohrweide ²	<i>S. aurita</i>	
	Aschweide	<i>S. cinerea</i>	
	Reifweide ²	<i>S. daphnoides</i>	
	Salweide ^{1/2}	<i>S. caprea</i>	
	Lavendelweide ²	<i>S. elaeagnos</i>	
	Schwarzweide ²	<i>S. nigricans</i>	
Purpurweide ²	<i>S. purpurea</i>		
Mandelweide	<i>S. triandra</i>		
Korbweide	<i>S. viminalis</i>		
selten	Hegetschweiler Weide	<i>S. hegetschweileri</i>	Ufer v. Gewässern, meidet Kalk Auewälder, Alluvionen, subalpin an Wasserläufen, auf Schotter See- und Flussufer, höhere Lagen
	Lorbeerweide	<i>S. pentandra</i>	
	Bruchweide	<i>S. fragilis</i>	
	Flaumweide	<i>S. pubescens</i>	

¹ Stecklinge der Salweide bewurzeln im Freiland weniger als 10% (SCHIECHTL 1973) und sind als lebende Baustoffe nur in bewurzelter Zustand zu verwenden.

² Weiden, die im Flyschgebiet vorkommen, nach GUTZWILLER (1950)

Auf eine Zusammenstellung der fuss- bis hüfthohen Sträucher und der Zwergsträucher wird verzichtet (siehe HESS/LANDOLT 1967; CHMELAR/MEUSEL 1979).

Für spezielle Zwecke wie Hochlagenbegrünungen können die fuss- bis mannshohen Arten der Tabelle 6.36 verwendet werden.

Tab. 6.36: Auswahl fuss- bis mannshoher Weiden der Schweiz

Art	Hauptvorkommen	
Kriechende Weide	<i>S. repens</i>	Flach- und Hochmoore, kollin — montan
Waldsteins Weide	<i>S. Waldsteiniana</i>	kalkhaltiger Blockschutt, nördliche Kalkalpen östlich Vierwaldstättersee
Stinkende Weide	<i>S. foetida</i>	kalkarmer Blockschutt, Alluvionen, innere Ketten der Alpen, subalpin
Schweizer Weide	<i>S. helvetica</i>	Silikatschutt, subalpin — alpin, Zentral- und Südalpen

Die Kahle Weide, in Österreich und Südtirol stellenweise häufig, kommt für eine technische Verwendung in der Schweiz kaum in Frage, da sie bei uns eine ausgesprochene botanische Seltenheit darstellt. Sie kommt nur in einem kleinen Areal im Südessin vor. Neben den artenreinen Weiden sind in der Schweiz folgende Varietäten und Bastarde häufig zu finden (BUSER 1940):

— Dotterweide *S. alba* var. *vitellina* (gelbtriebige Form der Silberweide)

— *S. alba* x *S. fragilis* (*S. x rubens*)

— *S. alba* var. *vitellina* x *S. fragilis* (*S. x basfordiana*)

Die Bastarde *S. alba* x *S. fragilis* sind bei uns z. T. ziemlich häufig, jedenfalls häufiger als die reinrassige *S. fragilis*.

— *S. caprea* x *S. purpurea*

— *S. caprea* x *S. elaeagnos*

Diese Typen sind häufig und verbreitet, sie gehören zu den verbreitetsten und häufigsten Weidenbastarden der Schweiz.

Für eine ausführliche Darstellung sei auf BUSER (1940) verwiesen. BUSER hat beobachtet, dass Bastarde vor allem auf offenen Rohböden vorkommen, da sie anscheinend weniger konkurrenzfähig sind als artenreine Weiden. Nach SCHIECHTL (1973) sind all diese Bastarde gut ausschlagfähig.

6.512 *Weidenbestimmungsschlüssel*

Für die Bestimmung von Weidenarten liegt bei HESS/LANDOLT (1967) ein Schlüssel vor, der sich hauptsächlich auf Blattmerkmale abstützt. Für die Bestimmung einiger weniger Arten im Winterzustand siehe MARCET (1968) und GODET (1983).

Ein vereinfachter Weidenbestimmungsschlüssel — ausgenommen Kriech- und Zwergweiden — ist in den Tabellen 6.37 bis 6.39 wiedergegeben.

Eingang in die Tabellen:

— Weiden (Bäume und höhere Sträucher) der kollinen und montanen Stufe:

- schmalblättrige
Blätter mehr als 4 mal so lang als breit Tabelle 6.37
- breitblättrige
Blätter in der Regel weniger als 4 mal so lang als breit Tabelle 6.38

— Strauchweiden der Alpen, subalpine-alpine Stufe Tabelle 6.39

Tab. 6.37: Weiden der kollinen und montanen Stufe, nach WEINMEISTER (o.J.), verändert.
Schmalblättrige Weiden. Blätter in der Regel 4—18 mal länger als breit.

1a Blattrand umgerollt	2a	Blätter lang, schmallineal, unterseits matt weissgrau, filzig. L = 6—14 cm B = —1 cm	Mittelgrosser Strauch oder Baum, auf Schotter entlang Flüssen, Bächen	Lavendelweide S. elaeagnos	1
	2b	Blätter sehr lang, gegen die Spitze allmählich verschmälert, unterseits schimmend seidenhaarig, Haare den Seiten- L = 6—18 cm T = 2) cm nerven parallel, dicht anliegend.	Meist mittelgrosser Strauch, selten Baum, entlang Wasserläufen der Ebene	Korbweide S. viminalis	2
1b Blattrand nicht umgerollt	2c	Blätter klein, schmaloval bis lanzettlich, i. d. R. beidseits + schimmend L = 2—3,5 cm B = 0,7—1,5 cm	+ kriechender Kleinstrauch Flachmoore, feuchte Gräben und Hänge, kollin-montan	Kriechende Weide S. repens	3
	3a	Blätter und Triebe auch jung vollkommen kahl	Sehr häufiger mittelgrosser Strauch	Purpurweide S. purpurea	4
3b Blätter und Triebe mindestens ± behaart	4a	Blätter in der oberen Hälfte am breitesten, nur dort gesägt. Oft fast gegensständig! Gegen den Blattstiel keilig verschmälert, Oberseits matt däuergrün, unterseits matt weisslicherun. L = 3—7 (—12) cm B = 0,5—1 (—1,5) cm	Mittelgrosser Strauch, an Ufern und feuchten Stellen, v. a. Sand- und Schlickauen	Mandelweide S. triandra	5
	4b	Blätter in der Mitte am breitesten, dort meist eine Strecke parallel. Oberseits dunkelgrün, glänzend, dicht gesägt, Nebenblätter bleibend. L = 5—10 cm B = 2—3 cm	Grosser Strauch oder Baum, auch als Kopfweide gezogen, Tietlagen	Bruchweide S. fragilis	6
3b Blätter und Triebe mindestens ± behaart	4c	Blätter im unteren Teil am breitesten, mit langer Spitze, knorpelig gesägt, lehrhaft grün, Zweige L = 10—20 cm B = —4 cm	Strauch oder Baum, auch gepflanzt; Schotter der Gebirgsflüsse «Bienenweide» (♂)	Reifweide* S. daphnoides	7
	5a	Mehrfährige Zweige und Äste meist abwischbar bereift	Baum, auch als Kopfweide gezogen. Flusssufer, Auwälder	Silberweide S. alba	8
* Reifweide: Blätter oft breiter	5b	Zweige und Äste nicht bereift	Untertart mit gelber Zweigrinde	Dotterweide	
	6a	Blätter jung auch oberseits dicht seidig, enganliegend, behaart, lanzettlich, Mitte am breitesten, Haare parallel den Hauptrippen. Zweige an der Basis nicht leicht abbrechend.	Relativ häufiger Bastard, oft grosser Baum	Hohe Weide S. x rubens	9
	6b	Blätter weniger dicht behaart, früher verkahlend, gross fast wie Nr. 6. Zweige an der Basis relativ leicht abbrechend.	Untertart mit gelber Zweigrinde	S. x basifordiana	

Tab. 6.38: Weiden der kollinen und montanen Stufe, nach WEINMEISTER (o.J.), verändert. *Breitblättrige Weiden*. Blätter in der Regel weniger als 4 mal so lang als breit. *

<p>1a Blätter auch jung vollkommen kahl</p>	<p>Blätter oberseits lebhaft grün glänzend, unterseits heller mattgrün, in der Regel aus gerundetem Blattrand eiförmig elliptisch, die untersten kurz, die obersten lang ausgeschweifit zugespitzt, dem Lorbeer ähnlich. Rand dicht drüsig, fein und scharf gesägt. Blattstiel mit mehreren Drüsen. Grösserer Strauch oder kleinerer Baum der Tallagen. Häufiger in den Talern der Zentralalpen. Vorwiegend auf sauren Mooren.</p>	<p>10 Lorbeerweide S. pentandra</p>	
<p>1b Blätter nur jung stärker behaart, später verkahlend. (Die Schwarzweide kann auch jung manchmal kahle Blätter haben; andersseits sind oft die Augusttrieb-Blät- ter besonders stark behaart)</p>	<p>2a Blattobersseite nicht run- zellig, schwach glänzend, dunkelgrün. Blätter meist in der Mitte am breitesten, elliptisch bis breit lanzettlich.</p>	<p>Junge Triebe graufilzig bis filzig. Blätter unterseits schwach behaart, bereift, an der Spitze oft dunkler. Blätter bis in die Spitze fein gesägt. Nebenblätter gross und bleibend. Grösserer Strauch auf feuchten Wiesen. An Alpenbächen mit Weisserle. $\frac{L}{B} = \frac{3-(15)}{1-(5)} \text{ cm}$</p>	<p>11 Schwarzweide S. nigricans</p>
	<p>3a Nur ganz junge Triebe behaart, später verkahlend. Zweige braungrün bis saftig grün. Holz der 2—6jährigen Triebe meist ohne Striemen**. Blätter relativ weniger behaart als folgende Art. Ungleich grob gesägt. Nebenblätter gross, Kätzchen mit den Blättern erscheinend. Grösserer Strauch. Grün- erlengebüsch, Hänge. $\frac{L}{B} = \frac{(2)-6-15 \text{ cm}}{(1.5)-3-4 \text{ cm}}$</p>	<p>3a Nur ganz junge Triebe behaart, später verkahlend. Zweige braungrün bis saftig grün. Holz der 2—6jährigen Triebe meist ohne Striemen**. Blätter relativ weniger behaart als folgende Art. Ungleich grob gesägt. Nebenblätter gross, Kätzchen mit den Blättern erscheinend. Grösserer Strauch. Grün- erlengebüsch, Hänge. $\frac{L}{B} = \frac{(2)-6-15 \text{ cm}}{(1.5)-3-4 \text{ cm}}$</p>	<p>12 Grossblättrige W. S. appendiculata</p>
<p>1c Blätter unterseits bleibend behaart Junge Zweige und Knospen nur spär- lich kurzhaarig oder kahl</p>	<p>2b Blattobersseite runzelig. Blätter über der Mitte am breitesten, länglich, keil- förmig.</p>	<p>3b Zweige bis ins 2. Jahr dicht kurzfilzig bis grau- samtig, braun oder graugrün. Holz der 2—6jährigen Zweige mit Striemen**. Knospen graufilzig. Blätter mit schmalen, scharf umgebogenem Rand, unregel- mässig bogig gesägt. Nebenblätter relativ kleiner. Kätzchen vor den Blättern erscheinend. Grösserer Strauch. Auf nassen Wiesen, Flachmoore.</p>	<p>13 Aschweide S. cinerea</p>
	<p>4a Blätter stark runzellig, 1—(4) cm lang. Meist über der Mitte am breitesten. Rundl. verkehrt, eiförmig. Nebenblätter relativ gross, bleibend. Blätter am Rand wellig gesägt. Spitze oft gefaltet bis umgebogen. Zweige mit Striemen**, dunkel. Kleine Sträucher auf moorigen Wiesen. $\frac{L}{B} = \frac{3 \text{ cm}}{1.5 \text{ cm}}$</p>	<p>4a Blätter stark runzellig, 1—(4) cm lang. Meist über der Mitte am breitesten. Rundl. verkehrt, eiförmig. Nebenblätter relativ gross, bleibend. Blätter am Rand wellig gesägt. Spitze oft gefaltet bis umgebogen. Zweige mit Striemen**, dunkel. Kleine Sträucher auf moorigen Wiesen. $\frac{L}{B} = \frac{3 \text{ cm}}{1.5 \text{ cm}}$</p>	<p>14 Ohrweide S. aurita</p>
	<p>4b Blätter mehr glatt, 3—11 cm lang, fast immer in der Mitte am breitesten, fast kreis- rund bis länglich elliptisch, unregelmässig bogig gekerbt-gesägt. Zweige nicht striemig**. Blätter auffallend apfelblattartig, unterseits meist dichtfilzig. Grösserer Strauch oder kleiner Baum. Waldränder, Waldschläge.</p>	<p>4b Blätter mehr glatt, 3—11 cm lang, fast immer in der Mitte am breitesten, fast kreis- rund bis länglich elliptisch, unregelmässig bogig gekerbt-gesägt. Zweige nicht striemig**. Blätter auffallend apfelblattartig, unterseits meist dichtfilzig. Grösserer Strauch oder kleiner Baum. Waldränder, Waldschläge.</p>	<p>15 Salweide S. caprea</p>

* Siehe auch Nr. 7, Reifweide, in Tab. 6.37

**Striemen: unter der Rinde, Rinde und Bast abheben!

Tab. 6.39: *Strauchweiden* der Alpen, subalpine bis alpine Stufe, nach WEINMEISTER (o.J.), verändert

<p>1a Blätter und Jungtriebe vollkommen kahl</p>	<p>Blätter oberseits wie lackiert, glänzend grün, glatt, unterseits bläulich-hechgrau, eiförmig-elliptisch bis breitlanzettlich, nicht oder undeutlich kurz zugespitzt. Grund keilig, Spitze zurückgekrümmt, gepresst schief. Strauch bis ca. 1.5 m hoch. Südost-alpin, Schweiz: als grösste Seltenheit nur auf Dolomiten Südtessins.</p> <p>$\frac{L}{B} = \frac{3-9}{1.5-4.5}$ cm</p>	<p>Kahle Weide <i>S. glabra</i></p>	<p>16</p>	
<p>1b Blätter jung behaart</p>	<p>2a Junge Triebe behaart, später verkahlend. Blätter runzelig oder matt. Blätter meist relativ gross.</p>	<p>3a Blätter länglich keilförmig, aber der Mittre am breiten. Oberseits runzelig, unterseits Adern stark hervortretend. Nebenblätter gross und auffallend. Oft grösserer Strauch. Staubläden und Fruchtknoten behaart. Stiel- $\frac{L}{B} = \frac{2-10}{1-3.5}$ cm hänge, Grünerhengebüsch.</p> <p>3b Blätter breit elliptisch bis verkehrt eiförmig, zart, Oberseite matgrün, völlig glanzlos. Unterseits Seitenerven und Adernetz fein, deutlich, aber kaum erhaben. Junge Triebe hellgrün behaart. Dichtastiger Strauch. Grünerhengebüsch. $\frac{L}{B} = \frac{-8}{-5}$ cm feuchte Hänge, Bäche.</p>	<p>Spissweide <i>S. hastata</i></p>	<p>17</p>
<p>1c Blätter unterseits dauernd filzig behaart</p>	<p>2b Junge Triebe meist kahl. Blätter glatt, etwas glänzend. Meist relativ klein.</p>	<p>4a Blätter verkehrt eiförmig bis länglich zugespitzt. Oberseite lebhafte tiefgrün, etwas glänzend. Nerven beiderseits schwach hervortretend. Niedriger, dichtastiger, knorriger Strauch der östlichen Kalkalpen. $\frac{L}{B} = \frac{2-(6)}{0.5-(3)}$ cm</p> <p>4b Blätter i.d.R. kleiner, dunkler, scharf und sehr eng drüsig gesägt. Vorwiegend auf Silikat. Eher südost-alpin.</p>	<p>Waldsteins Weide <i>S. waldsteiniana</i></p> <p>Sinkende Weide <i>S. foetida</i></p>	<p>18</p> <p>19</p>
<p>1c Blätter unterseits dauernd filzig behaart</p>	<p>Blätter bis 8 cm lang, meist 2-3 mal so lang wie breit, breit lanzettlich. Junge Blätter unterseits dicht seidig und glänzend behaart, später Haare kraus und Behaarung dicht wollig, weiss ohne Glanz. Rand nach unten eingerollt. Zweige gelbbraun oder graubraun bis dunkelbraun, glänzend. 1-jährige dicht filzig behaart, ältere kahl. Silikat-schutt. Zentral-/Südalpen</p>	<p>Schweizer Weide <i>S. helvetica</i></p>	<p>20</p>	

6.513 *Stecklingsgewinnung*

6.5131 **Mutterbestände**

Für die Weidenbeschaffung ist eine zeitgerechte Planung wichtig. Schon bei der Ausarbeitung des Generellen Projekts sind daher Überlegungen über Grünverbauungen anzustellen, damit bis zur Ausführung der Detailprojekte genügend Zeit für das Suchen bzw. Anlegen von Mutterbeständen besteht.

Für die verschiedenen Stabilbauweisen sind grosse Mengen an ausschlagfähigem Astmaterial erforderlich. Für die Beschaffung von lebendem Material stehen folgende Möglichkeiten zur Verfügung:

— *Naturbestände*

Weiden sind häufig entlang von Bach- und Flussläufen (oft auf Schotter) zu finden. Montane und subalpine Arten kommen zudem in Grünerlengebüsch, Hochstaudenfluren und Schutthängen vor. Durch die Verbauung unserer Bäche und Flüsse sind jedoch viele Weidenbestände verschwunden. Weiden sollen möglichst in benachbarten Naturbeständen gewonnen werden, die ökologisch dem Verwendungsort ähnlich sind. Ebenso dienen Naturbestände für die künstliche Vermehrung.

— *Bestehende Grünverbauungen*

Für Böschungssicherungen und im Rufenverbau wurden verschiedentlich Weiden verwendet, die zu Gebüsch herangewachsen sind. Im Rahmen von Pflegearbeiten können diese Gebüsch geschnitten werden (z. B. Autobahnböschungen).

— *Weidennachzucht*

Private und öffentliche Baumschulen bieten verschiedene Weidenarten an (z. B. als bewurzelte Stecklinge). Durch Verträge wäre es möglich, die Lieferung von ausschlagfähigem Astmaterial zu vereinbaren. Problematisch scheinen jedoch die Nachzucht geeigneter Ökotypen — Arten für Hochlagen fehlen meist — sowie die grossen Transportdistanzen.

Vorteilhafter ist die Anlage eigener Muttergärten, wo geeignete Herkünfte aus Naturbeständen nachgezogen werden können. Für die Verbauung der Buochser Rübi wurden im eigenen Pflanzgarten Korbweiden (*S. viminalis*) nachgezogen. Total wurden dort ca. 360 000 bewurzelte Stecklinge verbaut.

Die Äste und Ruten können gewonnen werden, indem die Mutterbäume als Kopfwiden geschnitten werden.

6.5132 **Stecklingsform**

VOLGMANN (1979) unterscheidet folgende Triebstecklinge:

- *Steckhölzer*: Rutenstärke ab 1 cm ϕ , mindestens 40 cm Länge. Steckhölzer werden als Erosionsschutz senkrecht eingebracht.
- *Pflöcke*: möglichst gerade Triebteile von mindestens 3 cm ϕ und 50 cm Länge. Verwendung als «lebende Pfähle». Von mehrjährigen Trieben können Pfähle von ca. 10 cm Dicke und von über 1 m Länge gewonnen werden, die problemlos ausschlagen.
- *Buschwerk* (= bewurzelungsfähiges Reisig): Äste und Zweige von mindestens 50 cm Länge. Für den Lagenbau wird Buschwerk von ca. 0.8 m—5.0 m samt Verzweigungen eingebaut.

Vor allem für die Pappelnachzucht spielen folgende Stecklingsformen eine Rolle:

— *Setzruten*: einjährige, unverzweigte Ruten von mindestens 1.20 m Länge

— *Setzstangen*: mehrjährige, 1.5—2.0 m lange, ± gerade Zweige und Äste bis 6 cm ϕ

Das Bewurzelungsvermögen nimmt mit zunehmendem Alter und zunehmendem Durchmesser des Stecklings zu (LEIBUNDGUT/GRÜNIG 1951). Die Zuwachleistung dicker Stecklinge ist ebenfalls grösser als jene dünner. Es sollen daher alle Rutendicken — bis etwa Armdicke — verwendet werden.

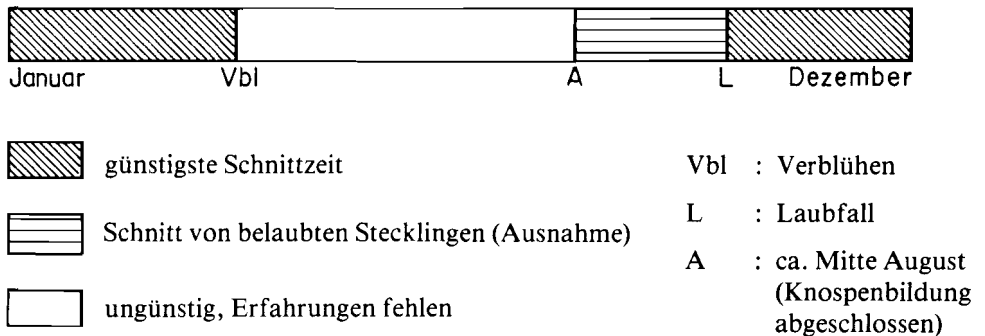
6.5133 Schnitt, Schnittzeit

Die günstigste Zeit für die Gewinnung des Stecklingsmaterials liegt in der Zeit der Vegetationsruhe (Abb. 6.40). Ausnahmsweise können belaubte Stecklinge ab etwa Mitte August geschnitten werden, wobei die Knospenbildung abgeschlossen sein muss (SCHIECHTL 1973).

Unter Treibhausbedingungen (Glas, Sprühnebel) lassen sich feinblättrige Weidenarten recht gut durch Sommerstecklinge vermehren (BÄRTELS 1978). Die Stecklinge werden aus Trieben geschnitten, die in vollem Wachstum, somit krautartig und noch nicht verholzt sind. Versuche, Weiden im Sommer zu schneiden und direkt zu verbauen, fehlen weitgehend. Im Sommer geschnittene und verbaute Weiden bewurzeln sich, jedoch ist noch nicht bekannt, ob die Verholzung so weit fortschreitet, dass keine Frostgefährdung besteht.

Sträucher werden unmittelbar über dem Boden, Bäume in der Regel wie Kopfweiden geschnitten. Die Äste sollen in ihrer ganzen Länge auf die Baustelle transportiert und dort zu Steckhölzern oder Buschwerk zugeschnitten werden.

Abb. 6.40: Schnittzeit von Stecklingen



6.5134 Lagerung

— Lebendes Astwerk darf in angetriebenem Zustand (beim Blühen, im Laub) nicht gelagert werden, sondern ist innert Tagesfrist zu verarbeiten. Gegen Ende der Vegetationsruhe geschnittenes Material kann einige Tage, maximal eine Woche gelagert werden, falls es berieselt oder in 20 cm tiefes Wasser gelegt wird.

— Während der Vegetationsruhe geschnittenes Material kann längere Zeit gelagert werden, falls es kühl ist und die Äste vor Austrocknung und Erwärmung geschützt werden können. Es empfiehlt sich jedoch nicht, Ruten im Einschlag zu überwintern.

- Um die Verwendung von Stecklingen auf den Erdbau abzustimmen, wird es oft nötig sein, die Vegetationsruhe künstlich zu verlängern:
 - *Schnee-Einschlag*: Im Spätwinter Schneeloch ausschaufeln — Boden mit Plastikfolie abdecken — Pflanzenmaterial einlegen — mit Schnee bis zur ursprünglichen Höhe zudecken (HOCEVAR 1980). Auch Herbsteinschlag ist möglich.
 - *Lagerung in Kühlräumen*: Bei ca. 0—1 °C (BÄRTELS 1978). Es empfiehlt sich, das Material in Plastiksäcke zu verpacken oder es mit Plastikfolien abzudecken.
 - *Untertauchen in kaltes Wasser*: Die Wassertemperatur muss weniger als 15° C betragen, das Material wird gebündelt untergetaucht. Das Wasser soll fließen, damit genügend Sauerstoff zugeführt wird.

6.514 *Stecklingsbehandlung*

Wässern der Stecklinge unmittelbar vor der Verwendung fördert die Wuchsleistung (WEBER 1963). Das Optimum wird erreicht, wenn die Stecklinge während 24—48 Stunden in voller Länge in Wasser eingelegt werden.

Die Anwendung von Wuchsstoffen fördert die Bewurzelung. Wuchsstoffe sind als Lösungen, Puder oder Pasten erhältlich. Erfahrungen in der Ingenieurbiologie fehlen.

Für Details über Wuchsstoffe und ihre Anwendung sei auf KRÜSSMANN (1978) und BÄRTELS (1978) verwiesen. SCHIECHTL (1973) ist der Ansicht, dass leichtbewurzeln-de Arten oder bewurzelte Pflanzen dem Experimentieren mit Wuchsstoffen vorzuziehen sind.

6.52 **Übrige Bäume und Sträucher**

Für die Beschaffung von bewurzelten Baum- und Straucharten gelten dieselben Grundsätze wie in der Aufforstungstechnik. Im folgenden werden daher lediglich einige wichtige Punkte erläutert:

- Es sind geeignete Herkünfte zu verwenden, d. h. die Standortverhältnisse des Pflanzortes sollen jenen des Herkunftsortes ähnlich sein. Geeignetes Pflanzenmaterial kann in den privaten und öffentlichen Pflanzgärten beschafft werden.
- Laubhölzer und Sträucher werden vor allem als Heckenlagen verwendet. Bei einer Bermenbreite von 50—70 cm sollen die Pflanzen zu 2/3 im Boden liegen. Dies ergibt Pflanzengrößen zwischen 75 und 100 cm. Für Aufforstungen werden in der Regel kleinere Pflanzen verwendet.
- Werden die Pflanzen bei Ankunft auf der Baustelle nicht innert einer Stunde eingebracht, so müssen sie vor Austrocknung geschützt werden. Dies kann durch Einschlagen in Erde oder Schnee geschehen. Für eine kurze Zwischenlagerung können auch Frischhaltesäcke verwendet werden.
- Als Vorbereitung der Pflanzen empfiehlt sich unmittelbar vor dem Setzen ein Tauchen in Wurzelfrischhaltemittel (z. B. AGRICOL). AGRICOL vermindert den Pflanzschock und reduziert die Ausfälle vor allem bei Sommer- und Herbstpflanzungen (MAYER 1976).

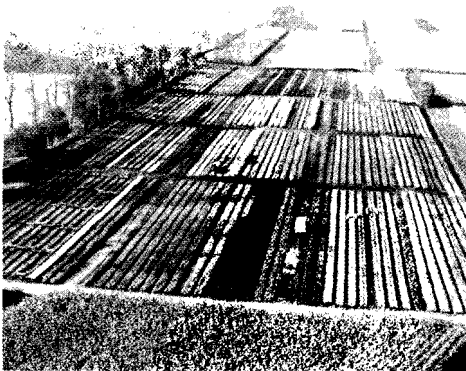


H. und K. Walder Forstbaumschulen 4125 Riehen



Im Hirshalm 48, Telefon 061 49 19 33

Der führende Betrieb mit 45 Hektar Baumschulen für Forstpflanzen, Wildgehölze und Heckenpflanzen. Baumschulen in Althäusern bei Muri AG, Kaiseraugst, Rheinfeldern und Olsberg AG



Althäusern/Muri:
Saatgarten für 3 000 000 Sämlinge
pro Jahr

Seit 25 Jahren ziehen wir Waldpflanzen und einheimische Wildgehölze, Heckenpflanzen, Büsche, Heister und Bäume nach. Jährlich werden davon einige 100 000 Pflanzen verwendet für:

Ingenieurbiologische Verbauungen

Naturhecken in der Landschaft

Anpflanzung von Vogelschutzgehölzen

Anlage von Windschutzstreifen

Bepflanzung von Wasserläufen

Gestaltung von Strassen und Autobahnen

Schutzhecken bei Industrie- und Wohnbauten
natürliche Garten- und Landschaftsgestaltung

**Wir beraten, planen, liefern und pflanzen.
Verlangen Sie bitte unser Angebot.**

6.53 Saatgutmischungen

Die in der SN 640 671a (1974) beschriebenen Saatgutmischungen (siehe Tab. 6.34) sind unter den Bezeichnungen VSS A bis VSS G in Samenhandlungen (z. B. landwirtschaftliche Genossenschaftsverbände) erhältlich. Der Handel bietet neben den Norm-Mischungen weitere Mischungen an, so beispielsweise für Skipistenbegrünungen.

Die Erfahrung zeigt, dass die Mischungen unbedingt auf ihre Zusammensetzung und Keimfähigkeit kontrolliert werden müssen (z. B. durch Eidg. Landwirtschaftliche Versuchsanstalten), um der Gefahr vorzubeugen, dass falsch zusammengesetzte oder schlecht keimende Mischungen geliefert werden.

6.6 Planung

6.61 Grundlagen

Ingenieurbiologische Bauweisen sind meist Bestandteile von Strassen- oder Verbauungsprojekten, für welche mehrere Vorschriften gelten.

6.611 *Vorschriften für forstliche Projekte und ihre Unterstützung durch den Bund (EDI 1978)*

Der Technische Bericht von Vorprojekten und generellen Erschliessungsnetzen enthält u.a.:

- Ziffer 13 c (Beurteilung des Geländes hinsichtlich Unterbau; Rutsch- bzw. Erosionsempfindlichkeit)
- Ziffer 13 d (Auswirkungen des geplanten Unternehmens auf das Landschaftsbild)

Falls Grünverbauungen vorgesehen sind, muss die Zeit zwischen Generellem Projekt und Detailprojekt unbedingt genutzt werden, um die Pflanzenbeschaffung (Weiden!) zu klären.

Für Detailprojekte und Bauprogramme von Aufforstungen, Verbauungen und Transportanlagen gelten:

- Ziffer 32 f (Beschreibung der beabsichtigten Bautypen; System, Material)
- Ziffer 34 c (Detailpläne der Werke)
- Ziffer 43 c (Beurteilung des Baugrundes, Angaben über Böschungsstabilisierungen)

6.612 *VSS-Norm Bepflanzung, Gestaltung: Bepflanzungsprojekt
SN 640 668 (1974)*

Die Norm beschreibt Bepflanzungsprojekte, inklusive Grünverbauung. Es wird zwischen einem Generellen Projekt und einem Ausführungsprojekt unterschieden. Die wichtigsten Angaben, welche den forstlichen Strassenbau betreffen, sind unter Abschnitt 6.62 zusammengefasst.

6.613 *Normpositionenkatalog für den Tiefbau, Band I (1978)*

Verschiedene Teilarbeiten sind detailliert beschrieben. Für den Grünverbau sind die folgenden Positionen von Bedeutung:

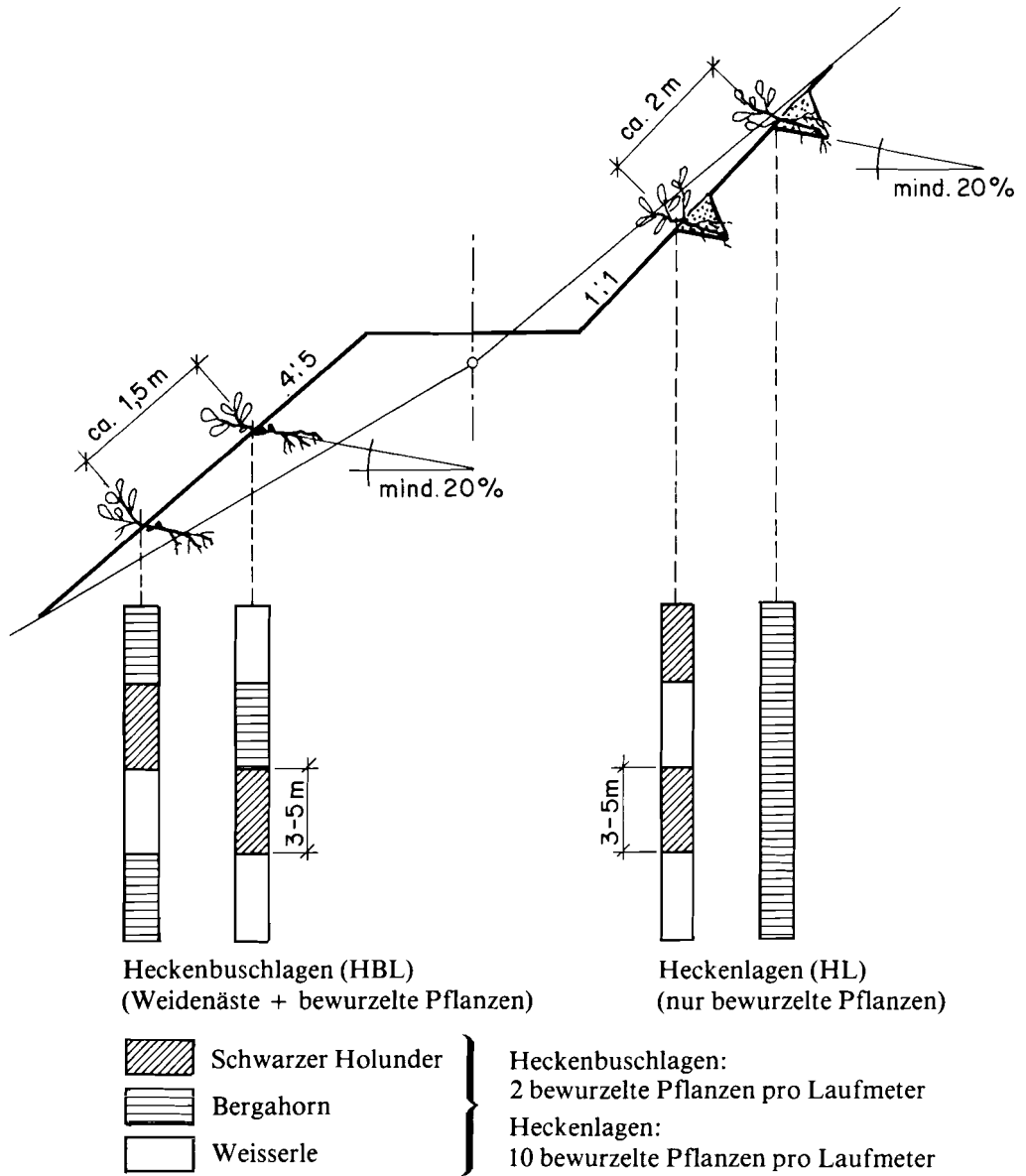
- 122 Kulturerdarbeiten
 - 12219 Trockensaat mit/ohne Strohmulch
 - 12220 Nassaat mit/ohne Strohmulch
 - 12225 Begrünungsmatten
- 123 Böschungssicherungen
 - 12306 Totes Flechtwerk
 - 12308 Lebendes Flechtwerk
 - 12310 Lebende Faschinen
 - 12311 Buschlagen

6.62 **Detailprojekt**

6.621 *Normalprofil*

Die Normalprofile sind Bestandteil eines Detailprojektes (vgl. SAFS MB 113.3). In Abbildung 6.41 ist ein Beispiel eines Normalprofils dargestellt.

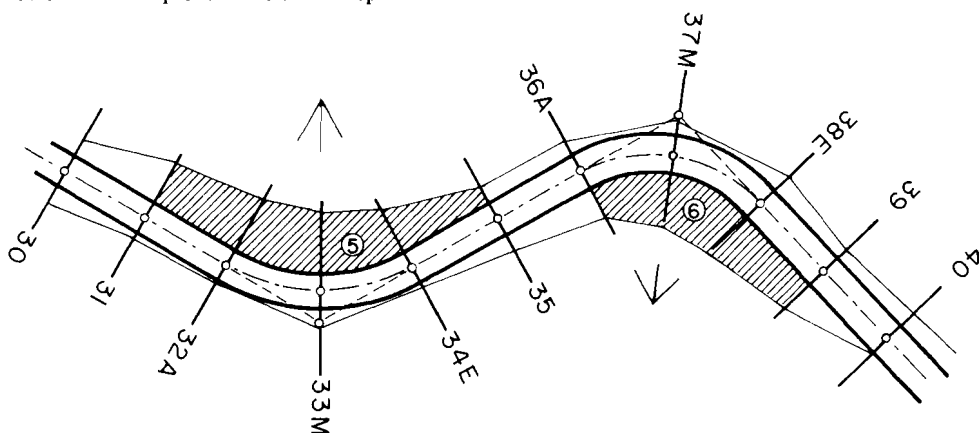
Abb. 6.41: Beispiel eines Normalprofils und Pflanzschemas



6.622 Situationsplan

Die zu verbauenden Flächen werden auf dem Situationsplan eingezeichnet und fortlaufend nummeriert (Abb. 6.42).

Abb. 6.42: Beispiel eines Situationsplans



6.623 Pflanzenliste

Der Pflanzenbedarf wird zweckmässigerweise tabellarisch zusammengestellt (Tab. 6.43).

Tab. 6.43: Pflanzenliste

Fläche Nr.	Bauweise	Ausmass	Bewurzelte Pflanzen				Stecklinge	
			S. Holunder	B' Ahorn	W' Erle		Steckhölzer ca. 30 cm lang	Buschwerk 1.5—2.0 m lang
			Stk	Stk	Stk	Stk	Stk	Stk
5	HL	50 m	125	250	125		—	
6	HBL	80 m	60	60	60		1600	
TOTAL								

Die Pflanzenliste ist vor allem für die Ausführung ein wichtiges Dokument. Sie vereinfacht die Pflanzenbestellung, den Pflanzentransport und die Verteilung auf die einzelnen Verbauorte.

6.624 *Zeitplan*

Wichtig ist die Aufstellung eines Zeitplans, in dem der Ablauf der Teilarbeiten festgehalten wird. Der Zeitplan kann beispielsweise als Netzplan dargestellt werden, möglich sind auch andere, einfachere Darstellungsweisen, z. B. Balkendiagramme.

Der kritische Weg — um mit einem Ausdruck der Netzplantechnik zu sprechen — führt im Strassenbau meist über den Unterbau. Besondere Beachtung muss somit jenen biologischen Bauweisen geschenkt werden, die während der Unterbauarbeiten eingebaut werden müssen. Die wichtigste Bauweise ist diesbezüglich die Heckenbusch- bzw. Buschlage, die während des Schüttvorgangs eingebracht wird.

Ist das Pflanzenmaterial nicht zur richtigen Zeit auf der Baustelle, so entstehen Verzögerungen im Bauablauf und Mehrkosten.

6.625 *Kostenvoranschlag*

Die einzelnen Positionen sind im Normpositionenkatalog, Band I (1978) beschrieben. Für den forstlichen Strassenbau genügt eine einfachere Beschreibung. Im folgenden finden sich einige Hinweise, die im Kostenvoranschlag zu berücksichtigen sind:

— Saaten:	• Methode	(z. B. Nassaat)	pro m ²
	• Saatmischung	(z. B. VSS D)	pro m ²
	• evtl. Mulch	(z. B. Stroh mit Bitumen fixiert)	pro m ²
	• Pflege	(Nachdüngung 2—7 Jahre)	
— Stabilbauweisen:	• Methode ohne Pflanzenmaterial	(z. B. Buschlagen)	pro m
	• Beschaffung und Anlieferung des Pflanzen- und Astmaterials		pro m
	• Pflege (bis 5 Jahre)		

6.7 **Register der Pflanzennamen**

Register der Weidennamen

Wissenschaftliche Namen nach HESS/LANDOLT (1967), in () Synonyme.

Deutscher Name

Aschweide, Grauweide
Bruchweide, Knackweide
Dotterweide
Flaumweide

Wissenschaftlicher Name

Salix cinerea L.
Salix fragilis L.
Salix alba var. *vitellina* Stokes
Salix pubescens Schleicher
(*Salix albicans* Bonjean)

Deutscher Name

Wissenschaftlicher Name

Grossblättrige Weide,
Nebenblättrige Weide
Hegetschweiler Weide

Salix appendiculata Vill.
(*Salix grandifolia* Seringe)
Salix hegetschweileri Heer
(*Salix phylicifolia* auct.)

Kahle Weide, Glattweide
Korbweide, Hanfweide
Kriechende Weide
Lavendelweide

Salix glabra Scop.
Salix viminalis L.
Salix repens L.
Salix elaeagnos Scop.
(*Salix incana* Schrank)

Lorbeerweide
Mandelweide

Salix pentandra L.
Salix triandra L.
(*Salix amygdalina* L.)

Ohrweide
Purpurweide
Reifweide
Salweide
Schwarzweide, Schwarzwerdende Weide
Schweizer Weide
Silberweide
Spiessweide
Stinkende Weide
Waldsteins Weide, Ost-Bäumchen-Weide

Salix aurita L.
Salix purpurea L.
Salix daphnoides Vill.
Salix caprea L.
Salix nigricans Sm.
Salix helvetica Vill.
Salix alba L.
Salix hastata L.
Salix foetida Schleicher
Salix waldsteiniana Willd.

Register der Namen der übrigen Bäume und Sträucher

Wissenschaftliche Namen nach HESS/LANDOLT (1967), in [] abweichende Nomenklatur nach ZANDER (1979)

Deutscher Name

Wissenschaftlicher Name

Aspe
Berberitze
Bergahorn
Bergföhre (aufrechte, kriechende Sippe)

Populus tremula L.
Berberis vulgaris L.
Acer pseudoplatanus L.
Pinus montana Mill.

Bergulme

[*Pinus mugo* Turra]
Ulmus scabra Huds.
[*Ulmus glabra* Huds.]

Blumenesche, Mannaesche
Brombeere, blaue
Deutsche Tamariske [Rispelstrauch]
Edelkastanie
Esche
Faulbaum

Fraxinus ornus L.
Rubus caesius L.
Myricaria germanica Desv.
Castanea sativa Mill.
Fraxinus excelsior L.
Frangula alnus Mill.
[*Rhamnus frangula* L.]

Feldahorn, Massholder
Felsenmispel
Fichte

Acer campestre L.
Amelanchier ovalis Medik.
Picea excelsa Link
[*Picea abies* Karst.]

Deutscher Name

Flieder
Geissblatt, rotes; gemeine Heckenkirsche
Grünerle, Alpenerle
Haarbirke, Moorbirke
Hagebuche
Hängebirke
Hartriegel, roter
Hasel
Himbeere
Holunder, schwarzer
Hundsrose
Kornelkirsche, Tierlibaum
Kreuzdorn

Lärche, europ.
Liguster
Mehlbeerbaum
Pfaffenhütchen, europ.

Robinie

Roskastanie
Sanddorn
Schneeball, gemeiner
Schneeball, wolliger
Schwarzdorn, Schlehdorn
Schwarzerle
Schwarzpappel
Spitzahorn
Stieleiche
Traubeneiche
Traubenholunder
Vogelbeerbaum
Wacholder, gewöhnlicher
Waldföhre
Weinrose

Weissdorn

Weisserle
Weisspappel
Winterlinde
Zwergwacholder

Wissenschaftlicher Name

Syringa vulgaris L.
Lonicera xylosteum L.
Alnus viridis DC.
Betula pubescens Erh.
Carpinus betulus L.
Betula pendula Roth
Cornus sanguinea L.
Corylus avellana L.
Rubus idaeus L.
Sambucus nigra L.
Rosa canina L.
Cornus mas L.
Rhamnus cathartica L.
[*Rhamnus catharticus* L.]
Larix decidua Mill.
Ligustrum vulgare L.
Sorbus aria Crantz
Evonymus europaea L.
[*Euonymus europaeus* L.]
Robinia pseudacacia L.
[*Robinia pseudoacacia* L.]
Aesculus hippocastanum L.
Hippophae rhamnoides L.
Viburnum opulus L.
Viburnum lantana L.
Prunus spinosa L.
Alnus glutinosa Gaertn.
Populus nigra L.
Acer platanoides L.
Quercus robur L.
Quercus petraea Liebl.
Sambucus racemosa L.
Sorbus aucuparia L.
Juniperus communis L.
Pinus silvestris
Rosa eglanteria L.
[*Rosa rubiginosa* L.]
Crataegus oxyacantha L.
[*Crataegus laevigata* DC.]
Crataegus monogyna Jacq.
Alnus incana Moench
Populus alba L.
Tilia cordata Mill.
Juniperus nana Willd.

Maschinen für den Bau von Wald- und Güterstrassen

7.1 Grundsätzliches zum Maschineneinsatz

Die Erschliessung der land- und forstwirtschaftlich genutzten Gebiete durch Strassen ist eine dringende Aufgabe der nächsten Jahre. Eine nachhaltige Pflege, Gesunderhaltung und Nutzung des Waldes ist nur durch eine zweckmässige Erschliessung möglich. Bei der Bauausführung erhält die Wahl der Baumaschinen künftig zunehmende Bedeutung, weil die Baustellen der Wald- und Güterstrassen hinsichtlich Gelände und Boden (Fels, schlechte Tragfähigkeit) immer grössere Anforderungen stellen. Diese Tatsache verlangt von allen Beteiligten noch sorgfältigeres Planen, Projektieren und Bauen. Der Maschineneinsatz muss vor allem auch darauf ausgerichtet sein, dass die Schäden an Landschaft und Waldbestand klein bleiben.

Der Bau der Wald- und Güterstrassen erfolgt in Streifen- oder Linienbaustellen mit langgezogenen und schmalen Bauflächen ohne Baupisten.

Beim Bau von Wald- und Flurstrassen wird nach wie vor Massenausgleich auf kurze Distanzen angestrebt. Massenausgleich bedeutet ja bekanntlich kleinster Eingriff ins Gelände. Mit zunehmender Steilheit und Gliederung des Geländes nimmt der Längstransport von Abtragsmaterial zu, der billige Quertransport dagegen ab. Im Gelände mit mehr als ca. 60% Neigung muss überschüssiges Abtragsmaterial oft auf Deponien transportiert werden.

Für den Wald- und Güterstrassenbau stehen keine besonderen Maschinen zur Verfügung, sondern nur solche, welche auch im grossen Strassenbau eingesetzt werden. Grosse Geräte arbeiten meistens billiger als kleine. Daher besteht auch die Gefahr, möglichst grosszügig zu projektieren und gestreckte Linienführungen zu wählen. Diese «Philosophie des billigen Kubikmeterpreises» ist verwerflich. Wald- und Güterstrassen sind wohl für die Transportfahrzeuge der nächsten Zukunft zu bauen (Fahrbahnbreite, Kurvenradien, Vertikalaufbau), sie sind aber besonders gut dem Gelände anzupassen (Eingriff in die Landschaft; Bewirtschaftung der benachbarten Flächen). Die eingesetzte Maschinenkombination muss in der Lage sein, projektgetreu und landschaftsschonend zu arbeiten. Auf keinen Fall darf eine Strasse wegen der eingesetzten Baumaschinen gestreckter und breiter gebaut werden, als für die Erschliessung erforderlich wäre.

Der Unternehmer hat Anspruch auf ein gründlich studiertes Projekt. Insbesondere sind Längenprofil, Querprofile und Massenprofil sowie die Resultate der Bodenuntersuchungen notwendige Entscheidungsgrundlagen für einen zweckmässigen Maschineneinsatz und sorgfältiges, pflegliches Bauen.

Im schwierigen, steilen Gelände sind häufig auch Felspartien zu durchqueren. Diesen Abschnitten kommt hinsichtlich Schutz der Landschaft und des Waldbestandes erstrangige Bedeutung zu. Daher ist vermehrt abzuklären, ob Felsrippen nicht mit kurzen Tunnels durchquert werden können. Felspartien werden zur Visitenkarte von Bauleitung und Unternehmung. Technischer Bericht, Kostenvoranschlag und Pflichtenheft müssen geeignete Schutzmassnahmen und allfällige Konsequenzen unmissverständlich enthalten; die Unternehmer müssen Abbaumethoden und Schutzmassnahmen wählen, welche das Schadenrisiko auf ein Minimum reduzieren. Grundsätzlich ist abzuklären, ob der Fels ohne Sprengen abgebaut werden kann. Es ist erstaunlich, was die modernen Abbauhämmer an Hydraulikbaggern auf diesem Gebiet leisten.

MENZI MUCK

Weltweit die Nummer 1 unter den Schreitbaggern



15 Jahre Erfahrung unter dem Motto
„Sicherheit und Qualität“
haben den MENZI MUCK zur
Nummer 1 unter den Schreitbaggern
werden lassen.
Die stolze Zahl von 3000
produzierten Einheiten
ist eindrücklicher Beweis dafür.



ERNST MENZI AG

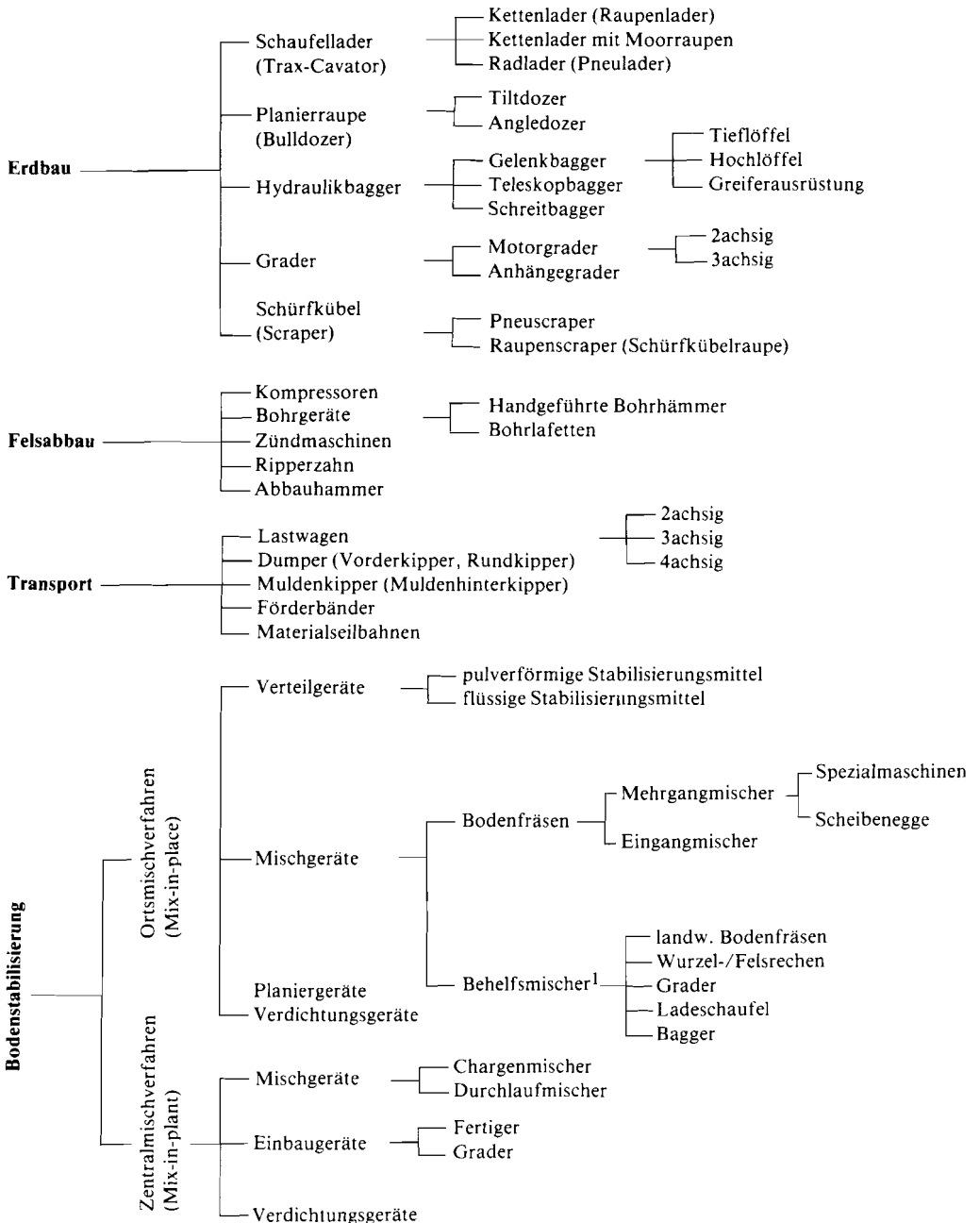
Ernst Menzi AG
Maschinenfabrik
CH-9443 Widnau

Telefon 071/72 26 26
Telex 71142

graphic art studio, Lustenau

7.2 Übersicht

Die im Wald- und Güterstrassenbau verwendeten Geräte lassen sich gliedern in Maschinen für:



¹ Behelfsmischer werden vor allem für Bauhilfsmassnahmen im Erdbau und weniger für eigentliche Stabilisierungsarbeiten eingesetzt.

Planie — Grader
 — Planierraupe
 — Teleskopbagger

— selbstfahrend
 — gezogen

Verdichtung — Vibrationsgeräte
 — Knetende Geräte
 — Stampfende Geräte
 — Statische Geräte

— Vibrationswalzen
 — Einplattenvibrator
 — Mehrplattenvibrator
 — Innenvibrator
 — Vibrationsbohle } (Beton)

— Schaffuss-, Igelwalze
 — Breitfusswalze (Tampingroller)
 — Gitterwalze
 — Gummiradwalze/Pneuradwalze

— Explosionsstampfer
 — Stampfplatten
 — Vibrostampfer

— Glatzwalzen
 — (Gummiradwalzen)

Grünverbau — Erdbaugeräte (meist Schreitbagger)
 — Mulchgeräte (Mulch-Spreader)
 — Seeder (z. B. Finn-Hydroseeder)

Material-aufbereitung — Rost («Rechen» oder «Sieb»)
 — Brecher
 — Sortierungsanlagen zur Fraktionierung von Zuschlagstoffen
 — Aufbereitungsanlagen

— Backenbrecher
 — Kreisel- oder Kegelbrecher
 — Walzenmühlen
 — Hammerbrecher
 — Hammermühlen

— Beton
 — Bituminöses Mischgut
 — Stabilisiertes Mischgut

Einbau (Fertiger) — Gleitschalungsfertiger
 — Fertiger auf Schienen

— auf Rädern
 — auf Ketten (Raupen)

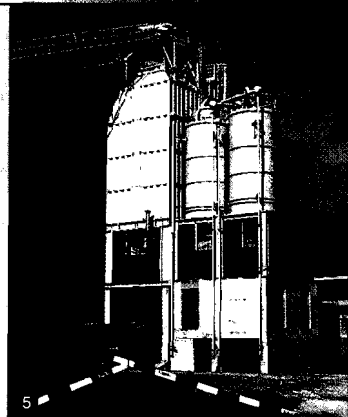
Strassen-unterhalt — Fahrzeug mit Aufreisser (meist Grader)
 — Bordkantenschneidgeräte (Grader, Spezialgeräte)
 — Planiergeräte (Grader)
 — Verdichtungsgeräte (Gummiradwalze, Mehrplattenvibrator)
 — Fass-Sprengwagen (für laufenden Unterhalt)
 — Tankwagen mit Balkenbrause
 — Lastwagen mit Splittverteilergerät

Anlagen nach Mass

Wir bauen für Sie: Anlagen und Maschinen für die Aufbereitung von Steinen und Erden, Asphalt, Beton, Recyclingmaterial. Förderanlagen.



- 1 Betonmischzentrale in Mobilbauweise. 60–80 m³/h Frischbeton
- 2 Kieswerk La Poissine SA, Grandson, Rundkies bis 200 t/h. Gebrochenes Material bis 90 t/h.
- 3 Erster Asphalt-Zerkleinerer in CH für Wiederverwendung von altem Strassenbelag. 50–100 t/h.
- 4 Erste Asphalt-Recyclinganlage in CH. Bis 150 t/h. Recyclingmaterial bis zu 50%.
- 5 Betonmischzentrale Wallbach AG, 85 m³/h



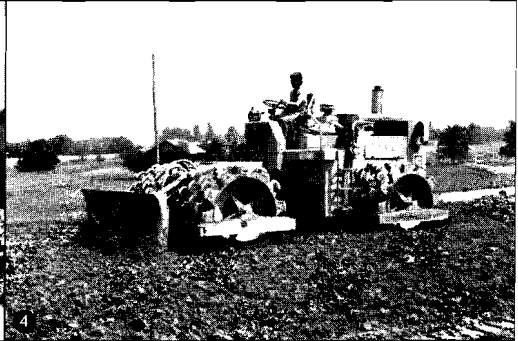
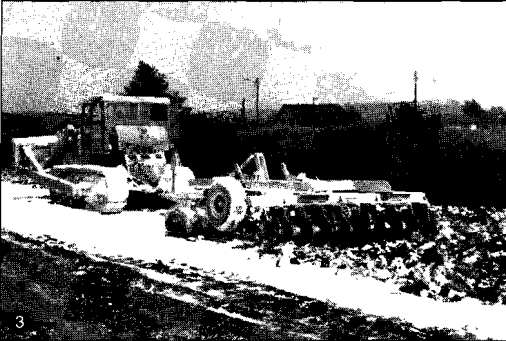
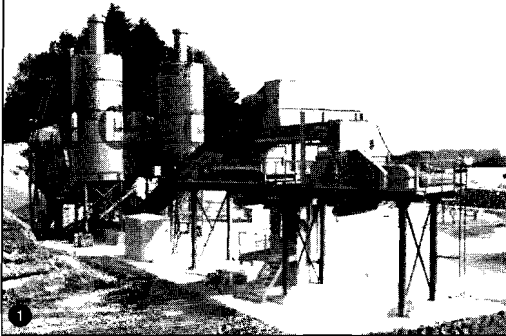
AMMANN Service
Komplett

Regionale Servicezentren in Puidoux,
Hegnau und Landquart

AMMANN

4900 Langenthal
☎ 063 - 29 61 61

Bodenstabilisierung mit Kalk und Zement



- 1 Anlage für Aufbereitung von Stabi-Material mit Zement oder Kalk. Bis 180 m³/h.
- 2 Zement- und Kalkstreuer. Streubreite bis 1,8 m. Streubereich für Kalk 2–16 kg/m².
- 3 Bulldozer zieht Scheibenegge und mischt Boden- und Stabilisierungsmittel. Arbeitsbreite 3,35 m.
- 4 Tampungsverdichter. Einsatzgewicht 18,8 t. Als kneten-des Verdichtungsgerät für Einsatz in bindigen Böden.
- 5 Tandem-Doppelvibrationswalze auf Zementstabilisierung. Schichtstärke –30 cm.



AMMANN Service
Komplett

Regionale Servicezentren in Puidoux,
Hegnau und Landquart

AMMANN

4900 Langenthal
☎ 063 - 29 61 61

7.3 **Bemerkungen zu einzelnen Baumaschinen**

7.31 **Maschinen für den Erdbau**

Zu Beginn der fünfziger Jahre hielten die Baumaschinen auch im kleinen Strassenbau Einzug. In Österreich und zum Teil auch in Deutschland wurden für die Erdarbeiten zunächst Schubraupen (Dozer) eingesetzt. Im steilen Gelände verursachten diese Maschinen Schäden am darunterliegenden Gelände und Waldbestand, weil sie beim Längstransport das Material nicht unter Kontrolle halten konnten. Wohl aus diesem Grunde haben die Schweizer Forstleute eher auf den Einsatz des Kettenladers (Trax-Cavator auf Raupen) hingewirkt. Mit dieser Maschine war ein pflegliches Bauen möglich, weil das Material beim Transport kontrolliert in der Schaufel gehalten werden kann.

Die Wahl der Baumaschinen für den Erdbau wird vor allem beeinflusst durch:

- die Geländeneigung (flach, steil) und die Geländeform (gleichmässig, stark gegliedert)
- den Baugrund, insbesondere die Befahrbarkeit des Lockergesteins (angegeben durch CBR-Werte oder den Liquiditätsindex) und die Abbaubarkeit des Felsmaterials (Ripper, Abbauhammer, Sprengen)
- die Arbeitsweise der Maschinen, insbesondere hinsichtlich Längstransport (Schieben oder Aufnehmen des Materials) und Bodenpressung (Ketten- oder Pneufahrwerk)
- das Massenprofil, insbesondere Ausmass, Transportdistanzen und Transportrichtung der zu transportierenden Massen

Nebst dem Ketten- oder Radlader gelangt heute besonders in steilen Geländeabschnitten der Hydraulikbagger (Gelenk- und Teleskopbagger) als Abtragsmaschine zum Einsatz. Das Abtragsmaterial ist in solchen Abschnitten meistens auf Dämme oder Deponien zu transportieren. Die Hydraulikbagger können für das Beladen der Transportfahrzeuge auf dem schmalen Trasse stehenbleiben und müssen nur den Löffel schwenken (SCHÖNAUER 1975). Ketten- oder Radlader dagegen müssen zwischen Abbau und Beladen des Transportgerätes auf dem schmalen Trasse komplizierte, gefährliche Manöver ausführen.

Im Mittelland und in den Voralpen sind die Böden oft vernässt. Zudem beeinflussen die häufigen Regen während der Bausaison die Befahrbarkeit der Böden. Für die Erdarbeiten (Unterbau) der Wald- und Güterstrassen kommen daher fast ausschliesslich Baumaschinen mit einem Kettenfahrwerk (Raupenfahrwerk) zum Einsatz. Der Bodendruck der Normalausführungen beträgt zwischen 70 und 120 kN/m². Sowohl bei Kettenladern wie bei Schubraupen gibt es aber heute extra breite Ketten, sogenannte Moorraupen, welche eine Bodenpressung von nur 25—40 kN/m² aufweisen. Diese Moorraupen werden mit grossem Erfolg auf Flysch-, Molassemergel- und Opalinustonböden eingesetzt. Sehr oft wird auf solchen Böden auch Branntkalk als Bauhilfsmassnahme eingesetzt («vorstabilisierte» Dämme und Schichten des Unterbaus).

Auf sehr schlecht tragfähigen Böden, auf welchen selbst die Moorraupe nicht mehr durchkommt, bewähren sich Gelenk- und Teleskopbagger als Erdbaugeräte, indem sie in Kombination mit «Holzmatten» (mit Drahtseilen zusammengebundene Rund- oder Kanthölzer) eingesetzt werden. Die Maschinen arbeiten im Schwenkbereich und legen

sich die Holzmatten als Unterlage für ihr Fahrwerk auf das provisorische Planum (ABT 1969).

Bodentragfähigkeit und geringe Breite der Baustelle diktieren meistens auch die Maschine für den Längstransport. Häufig wird die Maschine, welche abbaut, auch für den Längstransport eingesetzt (z. B. Kettenlader). Eigentliche Transportgeräte, wie sie im Erdbau der grossen Strassen eingesetzt werden, sind im Wald- und Güterstrassenbau die Ausnahme. Allradangetriebene Dumper, Muldenkipper und Lastwagen bewähren sich gut für Längstransporte auf tragfähigem Baugrund.

Hydraulikbagger eignen sich auch sehr gut für die Erstellung von Steinblockmauern. Dieser Mauertyp gewinnt zunehmend an Bedeutung, da er als naturnah empfunden wird und begrünt und bepflanzt werden kann. Hydraulikbagger vereinfachen zudem den Bau von grossen Rohrdurchlässen. Die Einzelteile von Durchlässen aus Stahlblech werden heute vielfach nicht mehr im Graben selbst zusammengeschaubt, sondern auf einem zweckmässigen Arbeitsplatz und dann als Ganzes durch einen Hydraulikbagger zum definitiven Standort transportiert und eingebaut.

Für die einwandfreie Gestaltung der Böschungen und des Planums — vor allem auf schlecht tragfähigen Böden — ist der Teleskopbagger wohl das geeignetste Gerät. Mit dieser Maschine kann die obere Böschungskante einwandfrei gestaltet werden. Wird diese nämlich nicht sauber abgerundet, entstehen Überhänge von Humusschichten oder Wurzeln, welche als «Tropfnasen» wirken und die Böschung nicht zur Ruhe kommen lassen. Mit dem Teleskopbagger kann auch die talseitige Böschung gut angedrückt und abgeglättet werden, so dass keine Wassertaschen entstehen, welche häufig die Ursache für kleine Rutschungen sind. Auf schlecht tragfähigen Böden kann mit dem Teleskopbagger ein gutes Planum (z. B. als Vorbereitung für eine Stabilisierung mit Kalk) erstellt werden, wenn über die ganze Strecke rückwärts gearbeitet wird.

Der Schreitbagger (z. B. Menzi-Muck) ist eine ausgezeichnete Maschine zum Bau von Böschungsfüssen und Bermen sowie für die Erdarbeiten im Zusammenhang mit dem Grünverbau. Zum Erstellen von Entwässerungsgräben (Flächenentwässerung) gibt es wohl keine bessere Maschine als den Schreitbagger. Er eignet sich auch gut zur Entfernung von Humusschichten auf steilen Bauflächen. Häufig wird er auch bei der Verlegung von kleinen Rohrdurchlässen (Grabarbeiten und Verlegen der Rohre) verwendet.

Die mechanischen Universalbagger und die Schürfkübelraupe sind auf den schmalen Baustellen des kleinen Strassenbaus wenig geeignet. Auch der Grader (Strassenhobel) kommt für Erdarbeiten auf unseren Böden (Tragfähigkeit) nur äusserst selten zum Einsatz.

7.32 **Maschinen für den Felsbau**

Felspartien auf Wald-, Güter- und Alpstrassen werden zu Visitenkarten von Bauleitung und Unternehmung. Felsabschnitte bestimmen oft das Tempo des Vortriebs. Aus diesem Grunde werden auch auf diesen schmalen Bauflächen die traditionellen, lohnintensiven Methoden der Felssprengung mit handgeführten Bohrhämmern immer mehr durch Grosslochbohrgeräte ersetzt. Solche Geräte sind seit langem vor allem in Steinbrüchen im Einsatz und müssen selbstverständlich den besonderen Verhältnissen des Vortriebs auf Wald- und Güterstrassen angepasst werden. Die Österreichischen Bundesforste haben

hier wohl Pionierarbeit geleistet (BLAHA 1975; HACKERMÜLLER 1973; NEUBER 1973).

Vielversprechend sind in der Schweiz auch die Versuche mit der Zusatzbohrereinrichtung zum Menzi-Muck und mit wendigen, selbstfahrenden Leicht-Raupenbohrwagen (ca. 20 kN Gewicht).

Besondere Aufmerksamkeit ist bei allen Sprengarbeiten den Schutzmassnahmen zu widmen. Auffangdämme, Netze, Wälle aus minderwertigen Holzsortimenten u. a. m. können mithelfen, grosse Schäden zu vermeiden. Neuerdings werden da und dort die «Sprengobjekte» auch mit Geotextilien abgedeckt. Bei der Sprengung entsteht eine Art «Ballonwirkung»; die ersten Resultate sind sehr gut.

7.33 **Maschinen für den Transport**

Im flacheren Gelände werden kürzere Transporte (< 150 m) meistens mit der gleichen Maschine ausgeführt wie der Abbau (Ketten- oder Radlader). Im steilen Gelände dagegen wird mit Vorteil der Hydraulikbagger als Abbaumaschine eingesetzt und die Längstransporte mit geländegängigen, pneubereiften Fahrzeugen ausgeführt: Dumper, kleine Muldenkipper, allradangetriebene Lastwagen.

Für den Transport von Baustoffen werden ausschliesslich Lastwagen eingesetzt. Die zweiachsigen Lastwagen (maximale Achslast 120 kN) werden auch auf Wald- und Güterstrassen immer mehr durch drei- und vierachsige Fahrzeuge verdrängt. Der Lastäquivalenzfaktor (die Schadenwirkung) ist gemäss AASHO bei einer Einzelachse bedeutend grösser als bei Tandemachsen. Die Tragschicht wird durch drei- und vierachsige Lastwagen also erheblich weniger strapaziert als durch zweiachsige. Beobachtungen zeigen aber, dass dreiachsige Lastwagen auf kurvenreichen Strassen die Verschleisschichten wesentlich stärker beanspruchen als zwei- und vierachsige Fahrzeuge. Die dynamischen Beanspruchungen durch drei- und vierachsige Lastwagen mit 250 bzw. 280 kN Gesamtgewicht sind aber wesentlich grösser als bei zweiachsigen mit 160 kN, was sich besonders auf wenig konsolidierten Dämmen aus vernässten, tonigen Böden des Voralpengebietes stark negativ auswirken kann. Zudem sind die Kunstbauten vieler bestehender Wald- und Güterstrassen nicht für solche Lasten dimensioniert. Um spätere Differenzen zwischen Bauleitung und Unternehmung zu verhindern, ist bei der Ausschreibung genau festzulegen, welcher Lastwagentyp für den Materialtransport eingesetzt werden darf.

7.34 **Maschinen für die Bodenstabilisierung**

Sowohl die pulverförmigen (Zement, Kalk) als auch die flüssigen (Teer, Bitumenemulsion) Stabilisierungsmittel sollten durch Verteilgeräte auf die vorbereitete Fläche gebracht werden. Das Verteilen von Hand sollte die Ausnahme bilden. Auf sehr schlecht tragfähigen, vernässten Böden gibt es allerdings oft keine andere Möglichkeit, als Branntkalk von Hand zu verteilen. Die Firma Mettler in Reichenburg SZ hat auch hier eine Lösung gefunden. Auf dem Schild eines Dozers D4 hat sie ein Verteilgerät montiert, welches durch die Zapfwelle des Dozers gesteuert wird. Auf einigermaßen tragfähigen Böden eignet sich für pulverförmige Stabilisierungsmittel das Ammann-Verteilgerät sehr

gut. Es wird durch ein geländegängiges Zugfahrzeug (Traktor) gezogen und weist eine sehr gute Verteilgenauigkeit auf.

Die flüssigen Stabilisierungsmittel werden unter Druck über mehrere Düsen in den Mischkasten der Bodenfräsen in das aufgewirbelte Material gespritzt. Bei den Mischgeräten unterscheidet man Eingang- und Mehrgangmischer. Die Eingangsmischer bewerkstelligen die Mischung in einem einzigen Durchgang. Solche Geräte sind in der Schweiz nicht mehr im Einsatz. Heute wird fast ausschliesslich mit Mehrgangmischem gearbeitet, mit Maschinen also, welche in mehreren Durchgängen eine einwandfreie Mischung aus Boden, Stabilisierungsmittel und allenfalls Wasser herstellen. Für Stabilisierungen mit bituminösen Bindemitteln und mit Zement sind nur wenige Mischdurchgänge (2—4) notwendig, weil meistens instabile Kies-Sande (GM, GC, GM-ML, GC-CL) stabilisiert werden, die sich relativ leicht mischen lassen. Die Mischwelle der hierfür verwendeten Bodenfräsen dreht normalerweise entgegengesetzt zur Drehrichtung der Antriebsachse des Zugfahrzeuges.

Für die Bodenstabilisierung mit Kalk wird am häufigsten die Scheibenegge (Towner) verwendet, welche an der Dreipunkthydraulik eines Kettenladers oder Dozers, allenfalls eines Forstraktors, angebaut ist. Es sind bedeutend mehr Mischdurchgänge notwendig als bei den anderen Stabilisierungsarten. Für die endgültige Mischung sind auch bei der Bodenstabilisierung mit Kalk, nach Entfernung der grossen Steine, Bodenfräsen einzusetzen. Diese Geräte sind den landwirtschaftlichen Bodenfräsen nachgebildet. Die Mischwelle dieser Fräsen dreht in der gleichen Richtung wie die Achsen des Trägerfahrzeuges (Vorteil bei schlecht tragfähigen Böden).

Verdichtungs- und Planiergeräte sind auch bei der Bodenstabilisierung nach den Grundsätzen dieser Spezialarbeiten einzusetzen.

7.35 **Maschinen für die Planierarbeiten**

Die Vorteile des Teleskopbaggers zur Erstellung des Planums als Abschluss der Unterbauarbeiten sind bereits kurz beschrieben worden. Die speziell für die Planie gebaute Maschine ist der Grader (Strassenhobel). Allerdings wird er bei den Erdarbeiten nur selten als Planiergerät eingesetzt, häufiger dagegen zur Erstellung der Planie der Trag-schichten (Kies-Sand; stabilisierte Schichten). Weitaus am häufigsten wird der Grader zum Bau und Unterhalt der Verschleiss-schichten eingesetzt. Die Naturstrassen, d. h. Strassen mit einer speziell aufbereiteten ton-wassergebundenen oder kalk-wassergebundenen Verschleiss-schicht (Grösstkorn des Materials ca. 20—25 mm), sind für den maschinellen Unterhalt durch Grader konzipiert. Grader haben eine grosse Leistung, so dass die Verdichtungsgeräte darauf abzustimmen sind.

Die Schweizer Firma Boschung bietet einen preisgünstigen Anhängegrader an. Forstverwaltungen mit betriebseigenen Zugmaschinen führen mit dieser Kombination die Unterhaltsarbeiten in Eigenregie durch. Sie sind damit freier in der Wahl des Zeitpunkts. Sie können ihre eigenen Leute einsetzen, die «ihre» Strassen, auf welchen sie täglich zur Arbeit fahren, gerne in gutem Zustand halten. Dieser gezogene Grader kostet einen Bruchteil der selbstfahrenden, so dass er den Forstbetrieb auch bei Stillstand nicht stark belastet. Unternehmer, welche den Grader für verschiedene Arbeiten praktisch über das ganze Jahr hindurch einsetzen können, arbeiten ausschliesslich mit dem selbstfahrenden Typ. Auf den schmalen, kurvenreichen Wald- und Güterstrassen werden zweckmässiger-

weise kleine Grader (40—80 kN Eigengewicht) oder grössere Maschinen mit Knicklenkung eingesetzt.

7.36 **Maschinen für die Verdichtung**

Entscheidend für die Wahl des Verdichtungsgerätes ist die Bodenart. Grundsätzlich ist zu unterscheiden, ob sich die Scherfestigkeit eines Bodens zur Hauptsache aus der Reibung oder aus der Kohäsion zusammensetzt. Reibungsböden (Kiese und Sande) können durch Vibration in Schwingungen versetzt werden. Durch die Schwingungen wird die Reibung für kurze Zeit aufgehoben, so dass eine Umlagerung der Körner möglich ist. Kiessandtragschichten sind daher mit Vibrationsgeräten zu verdichten. Beim Kieseinbau muss auf den einspurigen, schmalen Wald- und Güterstrassen — vor allem auf schlecht tragfähigem Baugrund — darauf geachtet werden, dass der Kies vom stehenden Lastwagen abgekippt und dass der verteilte Kies verdichtet wird, bevor der nächste Lastwagen mit Kies ankommt. Durch die Verdichtung wird die Scherfestigkeit des Kies-Sandes wesentlich erhöht und verhindert, dass die Achslasten den Unterbau beschädigen. Für diese «Vorverdichtung» haben sich bei den engen Platzverhältnissen und den meist hohen Längsneigungen kleine Zweirollen-Vibrationswalzen (10—15 kN Eigengewicht) bewährt, die auf beiden Rollen angetrieben sind. Für die abschliessende Verdichtung der Kiessandtragschicht eignen sich leistungsfähige Mehrplattenvibratoren und Vibrationswalzen. Die obersten Zentimeter der Kiessandtragschicht werden durch die Vibration eher aufgelockert als verdichtet. Der Einsatz einer statischen Walze (Glattwalze) ist besonders dann von Vorteil, wenn zur Kontrolle der Verdichtung Deflektionsmessungen oder Plattenversuche durchgeführt werden.

Tonige Böden mit vorwiegend kohäsivem Anteil an der Scherfestigkeit sind durch knehende Geräte zu verdichten. Besonders gute Resultate werden bei Bodenstabilisierungen mit Kalk durch kleinere Schafffuss- und Igelwalzen sowie durch Pneuradwalzen erzielt.

Glattwalzen mit vorwiegend statischer Wirkung werden sowohl auf Kiessandtragschichten als auch auf Schwarzbelägen für die abschliessende Verdichtung eingesetzt.

Beim Bau und Unterhalt der ton- bzw. kalk-wassergebundenen Verschleisschicht muss das gewählte Verdichtungsgerät auf die Leistung des Graders und die Zusammensetzung des Materials abgestimmt werden. Für diese Verdichtungsarbeiten und die Einhaltung des gewünschten Profils (Bombierung, Dachprofil) haben sich die Pneuradwalze und der Mehrplattenvibrator am besten bewährt.

7.37 **Maschinen für den Grünverbau**

Die Erdarbeiten im Zusammenhang mit Stabilbauweisen der Ingenieurbiologie werden vorwiegend mit Hydraulikbaggern, vor allem mit Schreitbaggern ausgeführt. Für die Deckbauweisen des Grünverbaus kommen Mulchgeräte und Seeder zum Einsatz. Mulchgeräte «blasen» nach erfolgter Saat eine Schicht zerkleinertes Stroh oder Heu auf die zu begrünende Fläche. Seeder dagegen bestehen aus einem Tank mit Rührwerk und Druckpumpe. In einem Arbeitsgang werden Samen, Dünger, Kleber, Saathilfsstoffe usw. auf die vorbereitete Fläche aufgespritzt.

7.38 **Maschinen zur Aufbereitung von Material für Trag- und Verschleisschichten**

Wald-, Güter- und Alpstrassen werden vor Kopf gebaut. Die Belastung durch den Baustellenverkehr wird auf langen, zusammenhängenden Strecken sehr gross. Besondere Probleme entstehen auf Strassen, welche vor Jahrzehnten gebaut wurden und für heutige Beanspruchungen unterdimensioniert sind. Damit die verfügbaren Mittel in Neuanlagen investiert werden können, ist deshalb der Verkehr auf den Zufahrtsstrassen zu den Baustellen auf ein Minimum zu reduzieren. Vermehrte Anwendung der Bodenstabilisierungsverfahren, Aufbereiten von Kies für Trag- und Verschleisschichten durch Brechen von örtlich vorhandenem Material führt hier zu sehr guten Lösungen. Mit Brechanlagen lässt sich aus Schutthalden, Moränen, Bachbetten, Sprengfels, Nagelfluh usw. ein kantiger, gut verkeilender Kies für Trag- und oft auch Verschleisschichten herstellen. Für die Aufbereitung von Tragschichtmaterial eignen sich vor allem mobile Backenbrecher, welche mit Rüttelsieben und Förderbändern ausgerüstet sind, so dass auch Korrekturen in der Materialzusammensetzung möglich sind (z. B. Dosierung der Feianteile). Die Idee der mobilen Brechanlage wurde so weit entwickelt, dass ein Backenbrecher durch einen Bagger auf dem Trasse der zukünftigen Strasse nachgezogen, mit Gesteinsmaterial (Hangschutt, Sprengfels usw.) beschickt und das Tragschichtmaterial ohne Lastwageneinsatz eingebaut werden kann (H. Renggli, Malters).

Zur Aufbereitung von Verschleisschichtmaterial (Grösstkorn 20—25 mm) eignen sich besonders Hammermühlen. Wird Kalkgestein oder grobblockiges Material aufbereitet, so wird dieses mit dem Backenbrecher vorgebrochen und auf einem Förderband direkt in die Hammermühle geleitet.

Die Aufbereitung örtlich vorkommenden Materials wird auf dem weitverzweigten Netz der Wald- und Güterstrassen eine zunehmende Bedeutung erlangen. Kleine Materialkosten, geringe Transportkosten und die Schonung der Zufahrtsstrassen sind gute Argumente dafür. Das Ausgangsmaterial ist zu untersuchen. Die richtige Einstellung der Geräte muss durch Überprüfungen der Kornzusammensetzungen gesteuert werden.

7.39 **Einbaumaschinen (Fertiger)**

Bituminöses Mischgut (HMT, Cutbackbeläge usw.) und Beton sind mit Fertigern einzubauen. Wald-, Güter- und Alpstrassen sind wegen der geforderten Anpassung an das Gelände kurvenreich. Die Kurven weisen unterschiedliche Radien auf, so dass die Fahrbahnbreite infolge der unterschiedlichen Kurvenverbreiterungen wechselt. Für den Einbau des Mischgutes oder des Betons müssen daher Fertiger verwendet werden, welche stufenlos regulierbare Einbaubreiten zulassen (Fertiger mit sogenannten Extensorbohlen). Durch den Einsatz solcher Geräte werden viele Schadenquellen (Nähte zwischen Maschineneinbau und Handeinbau, unterschiedlicher Verdichtungsgrad usw.) eliminiert. Im Betonstrassenbau werden ausschliesslich Gleitschalungsfertiger (Slip-form-paver) verwendet.

7.310 **Maschinen für den Strassenunterhalt**

Der Unterhalt bituminöser Decken von Wald- und Güterstrassen unterscheidet sich nicht wesentlich von dem der übergeordneten Strassen. Die Verschleisssschicht der Naturstrassen dagegen muss so zusammengesetzt sein, dass ein maschineller Unterhalt möglich ist. Die beste Schichtwirkung entsteht in einem gut abgestuften, bindigen (Ton oder Kalk) Kies-Sand mit einem Grösstkorn von 20—25 mm. Die fertig verdichtete Schicht muss mindestens 7 cm dick sein; das Grösstkorn darf ein Drittel dieser Schichtdicke nicht überschreiten. Abgenützte Verschleisssschichten können mit leistungsfähigen Gradern aufgerissen, ergänzt, planiert bzw. bombiert und mit Mehrplattenvibratoren oder Pneu-radwalzen wieder verdichtet werden. Viele Forstverwaltungen benützen ihren Forstraktor als Zugfahrzeug für den Anhängergrader und als Trägerfahrzeug für die Mehrplatten-vibratoren. Die Untersuchungen in der Stadtforstverwaltung von Winterthur zeigen, dass sich richtig zusammengesetzte und gut bombierte Verschleisssschichten ausgezeichnet be-währen.

7.4 **Schlussfolgerungen**

Der Wahl der Baumaschinen und der Bauverfahren kommt auf den schmalen Linienbau-stellen der Wald- und Güterstrassen grosse Bedeutung zu. Im Erd- und Felsbau sind Ma-schinen einzusetzen, welche Gewähr dafür bieten, dass möglichst wenig Schäden an Landschaft und Waldbestand entstehen. Die Transporte der Baustoffe für den Oberbau können durch erprobte Verfahren der Bodenstabilisierung und den Einsatz mobiler Brechanlagen auf ein Minimum gesenkt werden. Neue Strassen sind richtig zu dimensionieren und so zu bauen, dass ein rationeller, maschineller Unterhalt möglich ist.

Unterhalt von Wald- und Güterstrassen

8.1 **Einleitung**

Alle Bauwerke — auch die Strassen — sind nach der Erstellung einer Abnutzung und Alterung unterworfen. Die Alterung der Baustoffe und die gebrauchts- und witterungsbedingte Abnutzung führen zu einem Substanzverlust und/oder zu einer Minderung der ursprünglichen Qualität des Bauwerks.

Der Strassenunterhalt lässt sich somit definieren als Gesamtheit aller Arbeiten, die notwendig sind, damit die Strasse und ihre zugehörigen Teile (Fahrbahn, Bankette, Böschungen, Gräben, Entwässerungsanlagen, Kunstbauten usw.) vor progressiver Zerstörung durch die Wirkung des Verkehrs und der Witterung bewahrt werden und jederzeit eine sichere Benützung der Strasse mit den üblichen Fahrzeugen gewährleistet ist.

Die Zielsetzung des Unterhalts ist also dreifach, nämlich:

- die Erhaltung des Bauwerkes
- der Schutz der Benützer vor Unfällen und Gefahren (Gewährleistung der Verkehrssicherheit)
- die Verhinderung von Schäden an den Fahrzeugen durch Schläge und Vibrationen infolge ungenügender Ebenflächigkeit

Der Unterhalt wird also nach der Erstellung der Strasse zu einer Daueraufgabe und somit auch zu einer dauernden finanziellen Belastung, so dass schon beim Bau von Strassen oder ganzer Strassennetze der künftige Unterhalt, d. h. der finanzielle und zeitliche Umfang, die Organisation und die Ausführung des Unterhalts überdacht, geplant und geregelt werden soll.

8.2 **Umfang und Bedeutung des Unterhalts**

Bei einer Länge des Wald- und Güterstrassennetzes von etwa 60 000 km besteht eine Strassenfläche von gegen 200 Millionen Quadratmetern, welche jährlich noch um etwa 1—2% vergrößert wird. Diese Strassenfläche entspricht einem Wiederbeschaffungswert von mindestens 6 Milliarden Franken. Die jährlich wiederkehrenden Unterhaltskosten werden im Mittel je nach Region mit 69—96 Rappen pro Laufmeter Strasse angegeben (EDI 1975), was allerdings einem statistischen Mittelwert aus laufendem und periodischem Unterhalt entspricht. Auf dem gesamten Wald- und Güterstrassennetz ist somit insgesamt mit etwa 50 Millionen Franken jährlich wiederkehrenden Unterhaltskosten zu rechnen.

Von der Gesamtlänge des Waldstrassennetzes ist etwa ein Viertel mit einer bituminös oder hydraulisch gebundenen Deckschicht versehen (bei Güterstrassen ca. 40%). Der überwiegende Anteil ist mit einer wassergebundenen Deckschicht als Naturstrasse ausgebildet, so dass diesem Aufbau im Rahmen der folgenden Ausführungen eine etwas vertiefte Aufmerksamkeit geschenkt wird.

8.3 Gesetzliche Regelung des Unterhalts

Die gesetzliche Regelung des Unterhalts ergibt sich aus den folgenden Rechtsnormen und Vorschriften:

- FPG Bundesgesetz betreffend die eidgenössische Oberaufsicht über die Forstpolizei vom 11. Oktober 1902
- FPV Vollziehungsverordnung zum Bundesgesetz betreffend die eidgenössische Oberaufsicht über die Forstpolizei vom 1. Oktober 1965
- BG Investitionskredite
Bundesgesetz über Investitionskredite für die Forstwirtschaft im Berggebiet vom 21. März 1969
- Subventionsvorschriften
Vorschriften für forstliche Projekte und ihre Unterstützung durch den Bund vom 15. April 1978, herausgegeben vom Bundesamt für Forstwesen
- SAFS-Merkblätter
Merkblätter über den Bau und Unterhalt von Wald- und Güterstrassen, herausgegeben von der Schweizerischen Arbeitsgemeinschaft für forstlichen Strassenbau
- Landwirtschaftsgesetz
Bundesgesetz über die Förderung der Landwirtschaft und die Erhaltung des Bauernstandes (Landwirtschaftsgesetz) vom 3. Oktober 1951
- Bodenverbesserungs-Verordnung
Verordnung über die Unterstützung von Bodenverbesserungen und landwirtschaftlichen Hochbauten (Bodenverbesserungs-Verordnung) vom 4. Juni 1971

Der Bund hat gemäss FPG die Kompetenz, im öffentlichen Schutzwald, im Privatwald und bei Parzellarzusammenlegungen Beiträge an die Anlage von Abfuhrwegen zu leisten (Ausnahme: öffentlicher Nichtschutzwald, entsprechend 4% der Waldfläche).

Damit der Bestand und Zweck der Holztransportanlagen, insbesondere der Strassen, gewährleistet bleibt, wird der zweckmässige Unterhalt der Strassen zwingend vorgeschrieben:

- Art. 25 Abs. 3 FPG «Diejenigen Grundbesitzer, welche den Weg benützen, haben sich am Unterhalte verhältnismässig zu beteiligen» (gilt für den öffentlichen und privaten Schutzwald).
- Art. 43 FPG «Mit dem Bezug von Bundesbeiträgen verpflichtet sich der betreffende Kanton, dafür zu sorgen, dass die Aufforstung und die damit verbundenen Entwässerungen und allfällige Bauten sowie die Holztransporteinrichtungen und trigonometrischen Versicherungen in gutem Zustande erhalten werden.»

Wird der Unterhalt subventionierter Werke offensichtlich vernachlässigt, so kann der Bund die Instandstellung oder die Rückerstattung der bezahlten Beiträge verlangen (Art. 38 Abs. 2 FPV). Desgleichen kann der Bund bei vernachlässigtem Unterhalt die Rückzahlung von Investitionskrediten verlangen (Art. 7 Abs. 1 BG Investitionskredite).

Weitere, den Unterhalt betreffende Regelungen gehen aus den Subventionsvorschriften hervor.

Der Technische Bericht von Vorprojekten und generellen Erschliessungsnetzen enthält u. a.:

— Ziffer 13c: Angaben über den vorgesehenen Oberbau (Baustoffbeschaffung, Wahl der Deckschicht, Unterhalt)

Für Detailprojekte und Bauprogramme von Transportanlagen gelten:

— Ziffer 39: «Nicht beitragsberechtigt sind Ausbau- und Wiederherstellungsarbeiten, die infolge Vernachlässigung des ordentlichen Unterhalts notwendig werden.»

— Ziffer 43g: Der Technische Bericht enthält u. a. die «Regelung des Unterhaltes.»

Für die Zusammenlegung von Privatwaldungen gilt:

— Ziffer 57: «Die Genossenschaft ist in eine Unterhaltsorganisation umzuwandeln, die für den dauernden guten Zustand der baulichen Anlagen verantwortlich ist, sofern nicht die Gemeinde diese Pflicht übernimmt.»

Bei der Einreichung der Projekte ist u. a. beizulegen:

— Ziffer 64c: «Die vorbehaltlose schriftliche Verpflichtung der Bauherrschaft, die Arbeiten projektgemäss innerhalb der festgesetzten Frist auszuführen und fortwährend in gutem Zustand zu erhalten (sog. Bauerklärung).»

Aus den angeführten Bestimmungen geht die Unterhaltungspflicht unmissverständlich hervor. Ähnliche Bestimmungen gelten auch für die Güterstrassen, deren gesetzliche Grundlagen im Landwirtschaftsgesetz und in der Bodenverbesserungs-Verordnung zu finden sind.

Der Begriff des Unterhalts wird jedoch nirgends näher umschrieben. Der Gesetzgeber ist aber sicher der Meinung, dass das Bauwerk durch den Unterhalt in funktionstüchtigem Zustand erhalten bleibt. In den Subventionsvorschriften werden unter Ziffer 1 die SAFS-Merkblätter als anwendbare Grundlage angegeben. Zum Problemkreis Unterhalt sind die folgenden Merkblätter erschienen und somit verbindlich:

— Nr. 605 Unterhalt von Strassen, Allgemeines

— Nr. 610 Unterhalt von Strassen mit einer ton-wassergebundenen Verschleisschicht (Naturstrasse)

— Nr. 660 Ausbau von Strassen, Allgemeines

Nach Art. 43 FPG ist es eine Aufgabe der Kantone, für den ordnungsgemässen Unterhalt der Strassen zu sorgen.

8.4 Schadenursachen und Schäden

Die Schäden und ihre Ursachen können wie folgt angegeben werden:

— *Schadenursache Verkehr:*

- Abnutzung und Abrieb der Deckschicht, Schlaglochbildung, Fahrspurbildung, Rissebildung, Verdrückungen, Abdrückungen des Belagsrandes, Beschädigung der Bankette, Verdrückung von Entwässerungsanlagen usw.

— *Schadenursache Klima:*

- Erosion an der Deckschicht, an Böschungen, Banketten und Entwässerungsanlagen durch Niederschlagswasser und Schmelzwasser
- Risse, Aufbrüche und Verdrückungen durch Frostwirkungen in der Trag- und Deckschicht
- Auswitterung der Böschungen durch Frost-Tauzyklen

— *Schadenursache Holzerei (Fällen, Reisten, Rücken, Aufarbeiten):*

- Beschädigung der Deckschicht, der Böschungen, Entwässerungsanlagen, Kunstbauten (Steinkörbe)
- Verschmutzung der Strassenfläche
- Verstopfung der Entwässerungsanlagen

— *Schadenursache land- und alpwirtschaftliche Nutzung:*

- Verschmutzung der Deckschicht durch landwirtschaftliche Maschinen und Viehtrieb (Kot, Urin)
- Beschädigung der Böschungen und Bankette durch Viehtritt

— *Schadenursache Pflanzeneinwuchs und Vegetation:*

- Verschmutzung der Strasse durch Laub- und Nadelfall
- Verkehrsbehinderung durch Bäume und Sträucher
- Einwachsen von Pflanzen in die Fahrbahn und in die Entwässerungssysteme

— *Schadenursache Schneeräumung:*

- Aufreissen der Deckschicht, insbesondere bei Naturstrassen
- Beschädigung der Bankette und Asphalthochborde («Bitumenwülste») und der bergseitigen Stützkonstruktionen durch Anpflügen

Beim Vorhandensein bautechnischer Mängel (Oberbaudimensionierung, Frostempfindlichkeit des Tragschichtmaterials, Belagsqualität, Qualität des wassergebundenen Verschleisschichtmaterials usw.), durch extreme Neigungs- und Expositionsverhältnisse (z. B. starke Besonnung) und durch übermässige mechanische Beanspruchungen (z. B. Spikes, Schneeketten, Hufeisen) können insbesondere die Bildung und das Ausmass der verkehrs- und klimabedingten Schäden erheblich verstärkt werden.

8.5 **Bezeichnung und Gliederung des Unterhalts**

Aufgrund der unter Abschnitt 8.4 aufgezählten Schäden kann der Unterhalt mit den folgenden Gruppen von Teilarbeiten umschrieben werden:

- Zustandskontrollen (Inspektion, Überwachung)
- Reinigungsarbeiten
- Reparaturarbeiten (Flick- und Ergänzungsarbeiten)
- Erneuerungsarbeiten

Von der Arbeit, vom Umfang, der zeitlichen Abfolge und der Häufigkeit her gesehen, kann der Unterhalt zweckmässigerweise wie folgt eingeteilt werden:

- laufender Unterhalt
- periodischer Unterhalt

8.51 **Laufender Unterhalt**

Der laufende Unterhalt bezweckt die dauernde Aufrechterhaltung der Befahrbarkeit und Verkehrssicherheit der Strasse. Er umfasst die Teilbereiche Kontrolle, Reinigung und Reparaturen. Der laufende Unterhalt wird nach Bedarf — aber mindestens jährlich — durchgeführt. Nebst der Kontrolle und Reinigung umfasst er die rasche Behebung meist kleinerer Schäden und Schadstellen. Diese treten vorwiegend auf bei Starkniederschlägen, bei der Schneeschmelze, bei der Holzerei, bei überdurchschnittlicher Verkehrsbelastung (Baustellentransporte, Militär), bei unsachgemässer Schneeräumung, bei Viehtrieb usw. Wesentlich ist auch die Reinigung der Einlaufschächte von Laub im Spätherbst. Diese Schäden, welche durch den laufenden Unterhalt behoben werden, haben ihre Ursache nicht in einer ungenügenden Tragfähigkeit der Strasse, und die Schichten des Strassenaufbaus sind in ihrem strukturellen Bestand nicht gefährdet.

Zustandskontrollen sollten jährlich, vornehmlich nach der Schneeschmelze und während, evtl. nach grossen Niederschlägen und überdurchschnittlicher Verkehrsbelastung durchgeführt werden. Wesentlich ist dabei die dauernde Funktionstüchtigkeit der Entwässerungsanlagen, weil durch Wasser starke und schnell fortschreitende Zerstörungen eingeleitet werden können.

8.52 **Periodischer Unterhalt**

Der periodische Unterhalt bezweckt neben der dauernden Aufrechterhaltung der Befahrbarkeit und Verkehrssicherheit insbesondere die Substanzerhaltung des Strassenkörpers. Er umfasst somit den Teilbereich Erneuerung der Deckschicht (Verschleisschicht, Belag). Durch die Schadenwirkung des Verkehrs und der Niederschläge, durch die Alterung und Ausmagerung des Bindemittels wird die Deckschicht mit der Zeit derart abgenützt,

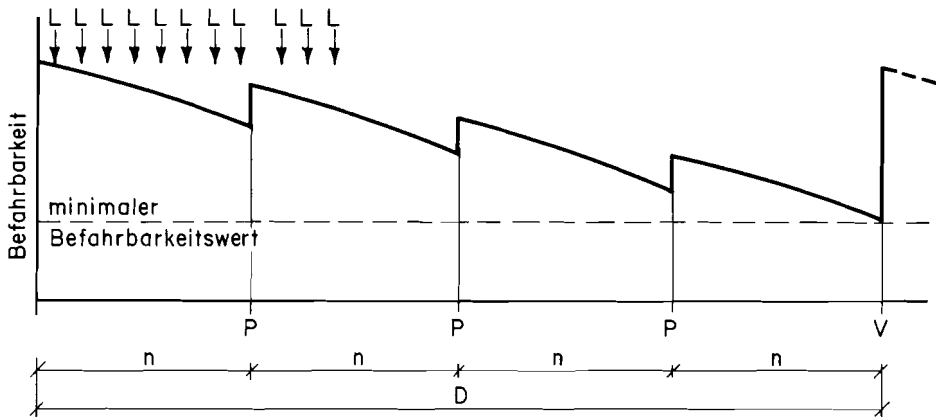
dass die darunterliegenden Tragschichten in ihrem Bestand und ihrer Substanz gefährdet werden.

Durch das Aufbringen einer neuen Verschleisssschicht bzw. der Wiederherstellung (inkl. einer evtl. Ergänzung) der wassergebundenen Verschleisssschicht werden die Tragschichten in ihrem strukturellen Bestand geschützt.

Die Arbeiten des periodischen Unterhalts umfassen in der Regel die gesamte Strassenfläche oder wesentliche Teile davon. Der Unterhaltsturnus ist abhängig von der Art und Dicke der Verschleisssschicht, sowie vom Ausmass der Schadenwirkungen, welche zu ihrer Abnutzung führen.

Schematisch lässt sich der Unterhalt gemäss Abbildung 8.1 darstellen.

Abb. 8.1: Schematische Darstellung der Unterhaltsmassnahmen



- L : laufender Unterhalt
- P : periodischer Unterhalt
- n : Unterhaltsturnus für den periodischen Unterhalt
- D : Dimensionierungszeitraum (z. B. 40 Jahre)
- V : Zeitpunkt der Verstärkung

Durch den zunehmenden Verkehr nimmt der Fahrkomfort und die Fahrsicherheit der Strasse — z. B. ausgedrückt als Belastbarkeitsindex — laufend ab. Durch den periodischen Unterhalt, d. h. durch die Erneuerung der Deckschicht wird jeweils eine Verbesserung der Befahrbarkeit erreicht. Der längerfristige Trend der Befahrbarkeit ist jedoch trotzdem abnehmend. Zu einem bestimmten Zeitpunkt, nach Ablauf des Dimensionierungszeitraumes, sinkt die Befahrbarkeit der Strasse unter das zulässige Mass ab. Die Strasse muss nun durch eine Verstärkung an eine neue Verkehrsbelastung angepasst werden (vgl. Abschnitt 5.7).

Nicht unter den Begriff Unterhalt fällt die Behebung von Schäden und Zerstörungen, die durch Elementarereignisse aufgetreten sind, wie z. B. Schäden durch Rufen, Steinschlag, Lawenniedergang, ausserordentliche Hochwasser, grossflächige Geländerutschungen usw. Solche Schäden sind auf ausserordentliche, nicht voraussehbare Ursachen zurückzuführen. Ihre Behebung gehört in den Bereich der Wiederherstellungsarbeiten, welche im Gegensatz zum Unterhalt beitragsberechtigt sind.

8.6 Planung und Ausführung des Unterhalts

Für eine systematische und geordnete Planung und Ausführung des laufenden und periodischen Unterhalts sollten genügend relevante Daten über den Zustand des bestehenden Strassennetzes in einer Datenbank (Kartei) verfügbar sein, was aber fast nirgends der Fall ist. Zu den für den Unterhalt wichtigen Angaben und Daten gehören u. a.:

- Funktion der Strasse (Verbindungs-, Sammel- oder Erschliessungsstrasse)
- Verkehrsverhältnisse (PW, LKW), Verkehrsregelung (z. B. Fahrverbot, Reitverbot)
- Steigungsverhältnisse (minimale und maximale Steigungen)
- Schneeräumung
- Erstellungsjahr
- Baukosten (total, bzw. pro Laufmeter)
- Art und Dicke der Tragschicht
- Art und Dicke der Verschleisschicht
- Art, Zeit und Umfang, sowie Kosten des laufenden und periodischen Unterhalts
- Situationsplan mit allen Durchlässen, Sickerleitungen, Kunstbauten usw.
- laufend nachgeführte Zustandserhebung

Der laufende Unterhalt wird in der Regel mit einfachen Mitteln (Geräte, Maschinen) meist mit betriebseigenen Leuten ausgeführt. Für die Reparatur- und Flickarbeiten des laufenden Unterhalts kann auf die folgenden Normen und Merkblätter verwiesen werden:

SAFS MB Nr. 610	Unterhalt von Strassen mit einer ton-wassergebundenen Verschleisschicht (Naturstrasse)
SN 640 733	Reparatur bituminöser Beläge, Allgemeines und Baustoffe
SN 640 734	Reparatur bituminöser Beläge, Provisorische Reparaturen
SN 640 735	Reparatur bituminöser Beläge, Definitive Reparaturen
SN 640 745	Unterhalt und Reparatur von Zementbetonbelägen

Für die Festlegung des Zeitpunktes des periodischen Unterhalts kann in vielen Fällen die visuelle Beurteilung des Strassenzustandes ausreichen; dies insbesondere dann, wenn aus einer Datenbank die wichtigsten Angaben über den Aufbau und die «Verhaltensgeschichte» der Strassen entnommen werden können.

Die visuelle Beurteilung allein ermöglicht allerdings nicht immer eine eindeutige Entscheidung, ob bei einem bestimmten Schadenbild und Schadenausmass ein periodischer Unterhalt für die Herstellung der notwendigen Befahrbarkeit ausreicht, oder ob dazu eine eigentliche Verstärkung der Strasse notwendig ist. In diesen Fällen kann mit Hilfe von Tragfähigkeitsmessungen eine eindeutige Entscheidung getroffen werden. Die weitestgehenden Erfahrungswerte für diese Beurteilung basieren auf den Deflektionsmes-

sungen mit dem Benkelman-Balken. Dabei wird abgeklärt, ob die vorhandene Deflektion d_{vorh} unterhalb der für den entsprechenden Strassentyp zulässigen Deflektion d_{zul} liegt.

Betrachtet man nur die im Waldstrassenbau üblichen Verschleisschichten, so zeigt es sich, dass bei den bituminösen Belägen in fast allen Fällen die Oberflächenbehandlung (OB) die einzige und wirtschaftlichste Lösung für den periodischen Unterhalt darstellt (Tab. 8.2).

Tab. 8.2: Unterhaltmassnahmen für verschiedene Schichten

Schicht aus:	periodischer Unterhalt mit:
Cutbackbelag	OB (CB 10)
HMT	OB (CB 10, AB 6)
Oberflächenbehandlung 1- bis 2-fach	OB
Schottertränkung	OB (CB 10)
Naturstrasse	Reprofilierung (+ evtl. Ergänzung)
Betonbelag	evtl. Reparaturen

Cutback- und Asphaltbetonbeläge (CB 10, AB 6) sowie Sandasphaltbeläge müssen im Gegensatz zu einer OB mit dem Fertiger eingebaut werden, was höhere Anforderungen an die Planiegenauigkeit der Unterlage bedingt und wesentlich höhere Kosten verursacht.

Die Ausführung der OB wird unterschieden nach der Unterlage:

- Typ A* auf wassergebundenen Schichten bei leichtem bis geringem Verkehr
- Typ B* auf offenen bituminösen Unterlagen, z. B. Tränkungen
- Typ C* auf geschlossenen Unterlagen, z. B. Stabilisierungen, Heissmischtrag-schichten

Nach der Ausführungsart wird sodann unterschieden:

- einfache OB
- einfache OB mit zweifachem Abstreuen

Die OB kann im Kaltverfahren mit Bitumenemulsion oder im Heissverfahren mit Teer (T), Bitumenteer (BT) oder Cutback (RC, MC) ausgeführt werden. Detaillierte Angaben über die Ausführung von Oberflächenbehandlungen sind zu finden in den Normen der VSS:

- SN 640 410b Oberflächenbehandlungen im Heissverfahren
- SN 640 415b Oberflächenbehandlungen mit Bitumenemulsion

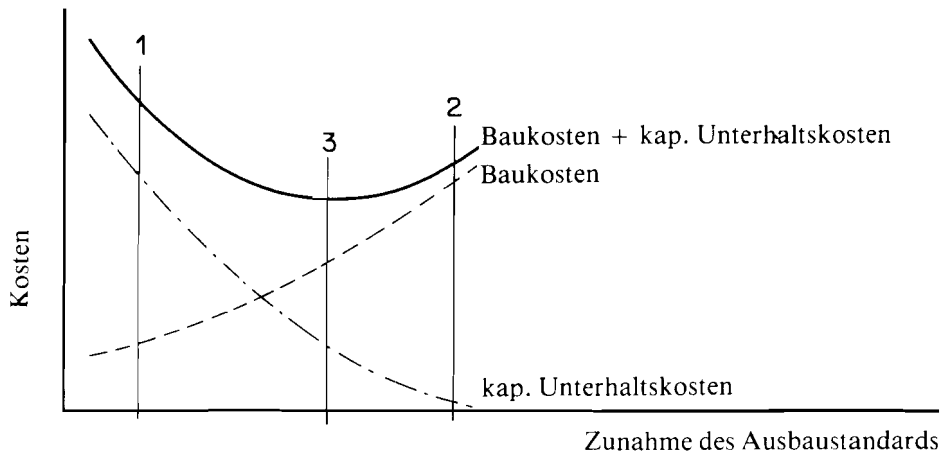
Ebenfalls normiert sind AB-Beläge und Sandasphaltüberzüge.

8.7 Wirtschaftliche Betrachtungen

Bei Strassen besteht ein enger Zusammenhang zwischen dem sogenannten Ausbaustandard des Oberbaus und den Bau- und Unterhaltskosten. Dieser Zusammenhang ist schematisch in der Abbildung 8.3 dargestellt.

Als Ausbaustandard eines Strassenoberbaus wird die qualitative und quantitative Zusammensetzung, d. h. die Dicke der verschiedenen Schichten und ihre Korn- und Bindemittelzusammensetzung verstanden. So kann z. B. ein Oberbau aus ungebundenem Kies — also eine Naturstrasse — die gleiche Tragfähigkeit aufweisen, wie Aufbauten mit bituminös oder hydraulisch gebundenen Trag- und Deckschichten. Gleiche Tragfähigkeit sei z. B. der Fall bei den in der Abbildung 8.3 dargestellten Oberbauvarianten; unterschiedlich ist aber ihr Ausbaustandard, insbesondere die Erosionsfestigkeit der Deckschichten. So unterscheiden sich Oberbauten gleicher Tragfähigkeit neben den Baukosten, insbesondere in der Art und Häufigkeit der Unterhaltsmassnahmen und somit in der Grösse der Unterhaltskosten. Generell kann gesagt werden, dass mit zunehmendem Ausbaustandard die Baukosten zunehmen. Im Gegensatz dazu verlangt ein einfacher Ausbaustandard kleinere Baukosten, aber einen wesentlich höheren Unterhaltsaufwand. Zwischen den beiden Extremen liegt eine «mittlere Variante», bei der die Summe aus den Baukosten und den kapitalisierten Unterhaltskosten minimal wird. Somit bestehen für ein konkretes Strassenprojekt jeweils verschiedene Oberbauvarianten, von denen drei für die nachfolgenden Überlegungen interessant sind.

Abb. 8.3: Bau- und kapitalisierte Unterhaltskosten in Funktion des Ausbaustandards



- 1 Baukostenminimale Variante
- 2 Unterhaltskostenminimale Variante
- 3 Kostenoptimale Variante

Die baukostenminimale Variante wird in den Fällen angestrebt, in welchen für die dringliche und unaufschiebbare Erschliessung eines Gebietes nur beschränkte Geldmittel vorhanden sind. In dieser Situation befindet sich auch die öffentliche Hand als Subventionsgeber, die jährlich über ein beschränktes Budget verfügt und dazu neigt, diese Gelder auf möglichst viele Objekte zu verteilen. Hinzu kommt, dass die Baukosten sehr gut, die Un-

terhaltskosten dagegen nur mit beschränkter Genauigkeit erfassbar sind, so dass aus dieser Unsicherheit heraus vor allem die Baukosten minimalisiert werden. Die Philosophie der Baukostenminimierung kommt in der Regel auch bei reinen Exploitationsstrassen (z. B. Entwicklungsländer) zum Ausdruck. In diesen Fällen führt die Baukostenminimierung soweit, dass die Einflüsse des Strassenbaus auf die Ökologie, das Landschaftsbild, die Hydrologie und die Stabilität des Geländes usw. zum Teil völlig vernachlässigt werden.

Die unterhaltskostenminimale Variante wird verständlicherweise von der Bauherrschaft als Strasseneigentümer angestrebt, da sie wohl Beiträge an die Baukosten erhält, die periodisch wiederkehrenden Unterhaltskosten aber selbst zu tragen hat.

Die kostenoptimale Variante bringt die kleinsten Gesamtkosten (Summe der Baukosten und der kapitalisierten Unterhaltskosten). Sie gilt als die Variante, welche vom volkswirtschaftlichen Standpunkt aus immer angestrebt werden sollte. Allerdings ist ihre Bestimmung nicht sehr einfach, da die Grösse der Unterhaltskosten nur mit verschiedenen Annahmen und nur mit beschränkter Genauigkeit möglich ist.

Um künftige Ausgaben — wie z. B. in Zukunft anfallende periodische Unterhaltskosten — vergleichbar zu machen, müssen sie in eine vergleichbare Form gebracht werden. Dies geschieht in der Regel durch die Kapitalisierung (Vorwertbestimmung) einer endlichen, alle n Jahre wiederkehrenden Unterhaltsausgabe. Dies entspricht einer bekannten Aufgabe aus dem Problemkreis der Zinsrechnung. Dazu müssen aber die folgenden Grössen bekannt sein:

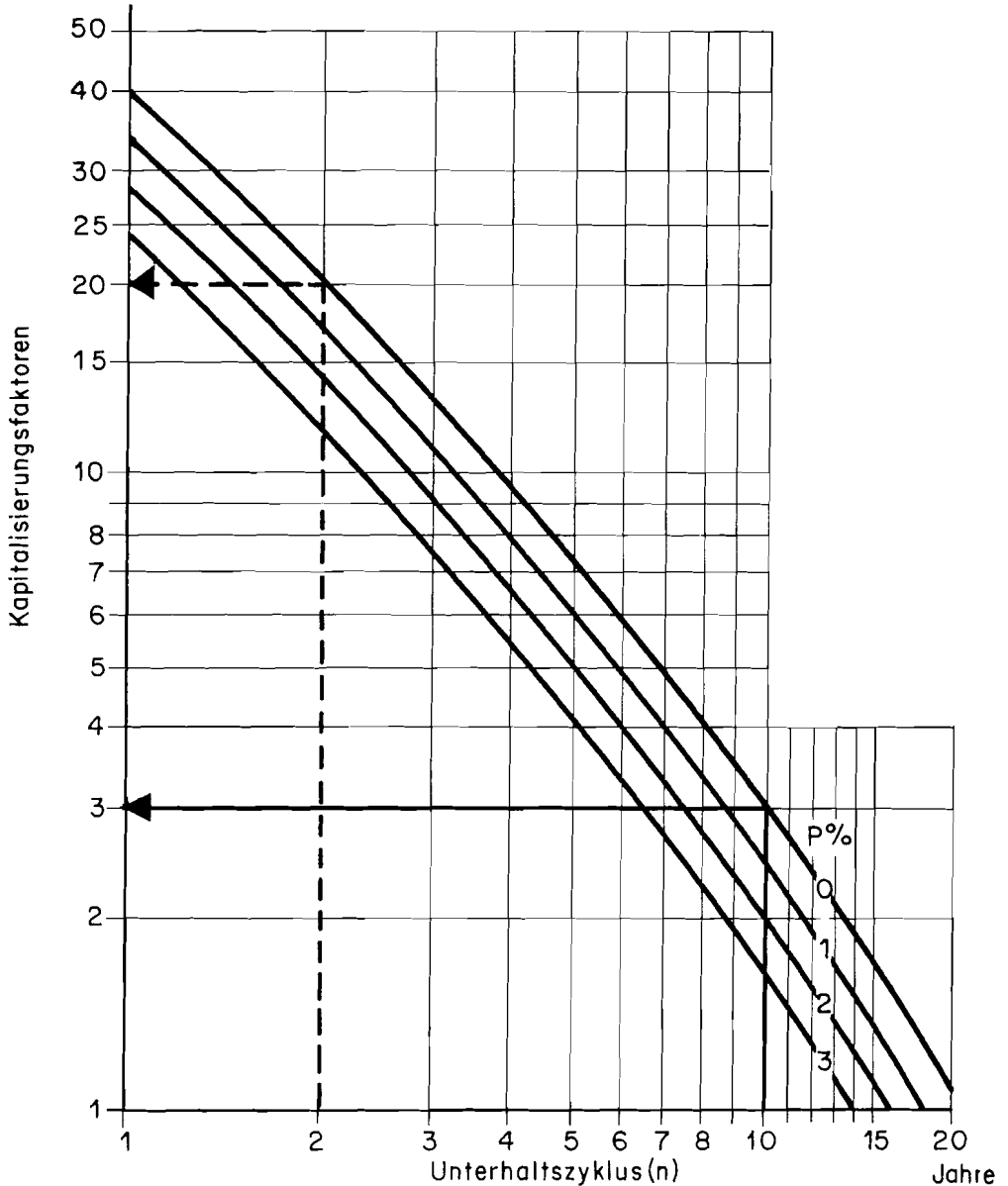
- Zinssatz
- jährliche Bauteuerungsrate
- Lebensdauer der Strasse bzw. Berechnungszeitraum N (meist 40 Jahre)
- Unterhaltszyklus n (Zeitintervall zwischen zwei periodischen Unterhalten)

Über die Grösse sinnvoller und zweckmässiger Rechnungsannahmen sind die Meinungen nicht einheitlich (HIRT 1977; LEY 1977; LEE und GRANT 1965). Häufig, weil auch rechnerisch einfach, ist die Annahme, den Zinsfuss gleich der Bauteuerungsrate zu setzen; damit kann die Zahl der periodischen Unterhaltszyklen direkt mit den Unterhaltskosten (mit heutigen Preisen gerechnet) multipliziert werden (vgl. Bsp. Abb. 8.4). Der Berechnungszeitraum wird allgemein gleich dem Dimensionierungszeitraum gesetzt, welcher bei Wald- und Güterstrassen etwa 40 Jahre beträgt. Diese Grössenordnung scheint vernünftig und hat sich allgemein eingebürgert.

Über die Grösse der Unterhaltskosten, insbesondere aber über die Länge des Unterhaltszyklus, sind wenig gesicherte Angaben und Erkenntnisse vorhanden, weil einerseits meist eine Datenbank für die Strassen fehlt und andererseits diese Zyklen sehr stark von der Art und Häufigkeit des Verkehrs, von der Art und Häufigkeit der Niederschläge und von den Steigungsverhältnissen abhängig sind. Sofern die Qualität der Deckschicht an die Beanspruchung angepasst ist (vgl. Abschnitt 8.8), sollte unter normalen Bedingungen dieser Unterhaltszyklus sowohl für die Erneuerung der OB als auch für die Wiederherstellung der wassergebundenen Verschleisschicht in einer Grössenordnung, je nach Beanspruchung, von 8–12 Jahren liegen. Die Kosten für die Erneuerung dieser beiden Schichten liegen zur Zeit (Preisbasis 1983) je nach Einsatzort bei Fr. 3.— bis 4.—/m² für eine einfache OB und bei etwa Fr. 1.—/m² für den periodischen Unterhalt der wassergebundenen Verschleisschicht.

In der Abbildung 8.4 sind die aufsummierten Kapitalisierungsfaktoren für eine periodische Ausgabe von Fr. 1.— in Funktion des realen Zinsfußes $p=0, 1, 2, 3\%$ ($p=0\%$: Zins = Teuerung) und des Unterhaltsturnus n für einen Berechnungszeitraum von 40 Jahren angegeben. Daraus kann der Einfluss der verschiedenen Berechnungsgrößen auf die kapitalisierten Unterhaltskosten sehr gut ersehen werden. Von entscheidender Bedeutung ist neben der Wahl eines vernünftig erscheinenden Zinsfußes insbesondere der Unterhaltszyklus; so werden z. B. bei einer Verlängerung des Unterhaltszyklus von 6 auf 10 Jahre die kapitalisierten Unterhaltskosten etwa auf die Hälfte reduziert.

Abb. 8.4: Kapitalisierungsfaktoren (Berechnungszeitraum 40 Jahre)



Beispiel: A = ideale ton-wassergebundene Verschleisssschicht
 B = schlecht zusammengesetzte Verschleisssschicht in ungenügender Schichtdicke, hoher Anteil an PW-Verkehr

Gegebenheiten	A	B
Berechnungszeit	40 Jahre	40 Jahre
Realer Zinsfuss (Nominalzins = Teuerung)	0%	0%
Unterhaltszyklus	10 Jahre	2 Jahre
Kapitalisierungsfaktor	3	20
Unterhaltskosten pro m ²	Fr. 1.50	Fr. 0.50
Kapitalisierte Unterhaltskosten pro m ²	Fr. 4.50 (3 × 1.50)	Fr. 10.— (20 × 0.50)

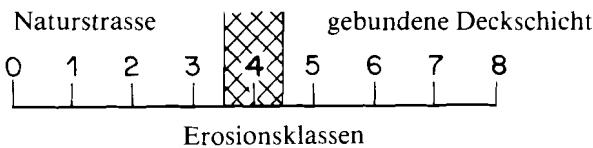
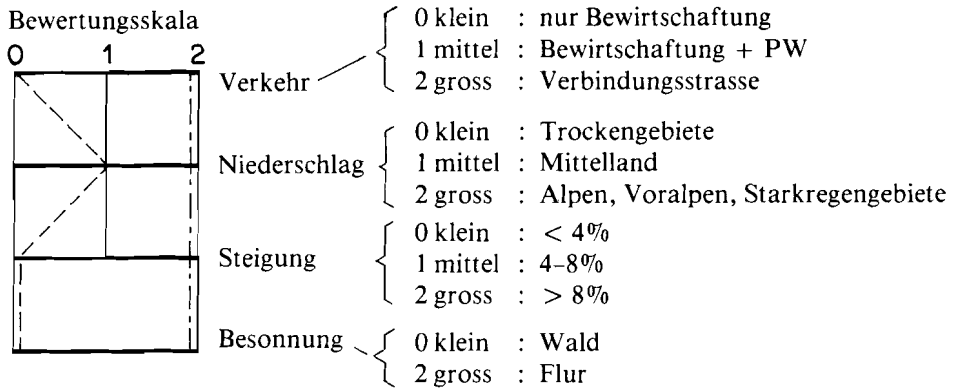
Aus dem Verlauf der Kurven für die Grösse der Kapitalisierungsfaktoren zeigt sich, dass durch eine Verkürzung des Unterhaltszyklus n ein starker Anstieg der kapitalisierten Unterhaltskosten erfolgt. Dies ist dann der Fall, wenn Verschleisssschichtmaterialien ungeeigneter Qualität eingebaut werden. Eine gute Qualität der Baustoffe und die zweckmässige Wahl der Verschleisssschicht sind somit wesentliche Voraussetzungen für einen wirtschaftlichen Unterhalt.

8.8 Wahl der Verschleisssschicht

Bei den Wald- und Güterstrassen wird die Deckschicht entweder als wassergebundene Verschleisssschicht (Naturstrasse: ton-wassergebundene bzw. kalk-wassergebundene Verschleisssschicht) oder als bituminös oder hydraulisch (Betonplatte) gebundene Deckschicht ausgebildet. Bei der Wahl der Deckschicht ist also immer eine grundsätzliche Entscheidung zwischen der baukostengünstigen, schwach gebundenen, wenig erosionsfesten Naturstrasse und einer teuren, bituminös oder hydraulisch gebundenen, widerstandsfähigen Deckschicht zu treffen. Ein technisches Kriterium zur Bestimmung der notwendigen Erosionsfestigkeit kann nicht exakt formuliert werden. Aufgrund von Versuchsstrecken, Erfahrungswerten und Kostenanalysen können jene Faktorenkombinationen bestimmt werden, bei welchen die kostengünstige Naturstrasse versagt. Ein Schema zur Quantifizierung der wichtigsten Einflussfaktoren wie Verkehr, Niederschläge, Steigungsverhältnisse und Besonnung ist in der Abbildung 8.5 dargestellt. Durch die Bewertung der genannten Einflussfaktoren wird eine Punktschritte erhalten, die als Erosionsklasse bezeichnet werden kann. Bei einer Punktschritte, die deutlich über 4 liegt, genügt die Naturstrasse nicht mehr, da sie eine derartige Beanspruchung erfährt, dass sie in sehr kurzen Intervallen ergänzt oder erneuert werden muss. Bei einer Punktschritte von 0 bis 3 — der häufigste Fall bei Erschliessungsstrassen im Wald — ist die Naturstrasse die wirtschaftlichste und zweckmässigste Verschleisssschicht. Bei einer Punktschritte von 4 ist die Ent-

scheidung nicht eindeutig; in diesen Fällen ist die Wahl der Verschleisssschicht besonders sorgfältig zu treffen, indem weitere Gesichtspunkte wie z. B. Schneeräumung, militärischer Verkehr, Reiter usw. mitberücksichtigt werden.

Abb. 8.5: Beurteilungsschema zur Wahl der Deckschicht, nach HIRT (1977)



Beispiele:

- — — Walderschliessungsstrasse im Mittelland
- - - - - Verbindungs-/Sammelstrasse in den Voralpen

8.9 Unterhalt von Naturstrassen

Etwa drei Viertel des schweizerischen Waldstrassennetzes sind sogenannte «Naturstrassen». Die Verschleisssschicht ist in diesen Fällen als wassergebundene Schicht, entweder als ton-wassergebundene Verschleisssschicht oder als kalk-wassergebundene Verschleisssschicht ausgebildet. Mit diesen relativ schwach gebundenen Materialien ist es möglich, auf reinen Walderschliessungsstrassen gut befahrbare, schlaglochfreie und ebenflächige Schichten mit wasserabweisendem Profil herzustellen. Der periodisch notwendige Unterhalt kann dabei vollständig mechanisiert ausgeführt werden. Der Wirtschaftlichkeit der wassergebundenen Schichten sind allerdings Grenzen gesetzt, was in der relativ schwachen Erosionsfestigkeit begründet ist. Die Grenzen können gemäss Abbildung 8.5 aufgrund der Verkehrsfrequenz, der Niederschlagsverhältnisse, sowie der Steigung und Besonnung abgeschätzt werden.

Eine wichtige Voraussetzung für die zweckmässige Anwendung dieser Schichten ist die Ausbildung eines wasserabweisenden Profils, so dass das Wasser auf kürzestem Weg von der Strassenoberfläche abgeleitet wird (vgl. Abschnitt 2.631). Dies wird erreicht durch eine Bombierung oder ein Dachprofil mit einer beidseitigen Neigung von mindestens je 5%. Bei horizontaler Lage der Strasse oder nur geringer Längsneigung kann auch eine einseitige talseitige Querneigung zur Anwendung kommen. Einseitige Querneigungen bei grösseren Längsneigungen führen meistens zu starken Erosionsschäden. Die Erfahrung hat gezeigt, dass durch eine starke Überhöhung in der Mitte (Bombierung oder Dachprofil) die wirksamste Entwässerung der Strassenoberfläche erfolgt, weil in diesem Fall das Wasser auf dem kürzesten Weg abgeleitet wird.

Das wassergebundene Verschleisschichtmaterial muss bestimmte Anforderungen bezüglich der Zusammensetzung, der Kornabstufung und des Grösstkorns erfüllen. Die Kornabstufung sollte dem Prinzip der mechanischen Stabilisierung entsprechen, so dass eine gut verdichtete, möglichst hohlraumarme Schicht erreicht wird. Das Prinzip der mechanischen Stabilisierung lässt sich wie folgt angeben:

$$p_i = \frac{d_j^e}{D^e}$$

D : Durchmesser des Grösstkorns (mm)

d_j : beliebiger Korndurchmesser (mm)

e : Parabelexponent

p_i : Massenanteil in % aller Körner kleiner als der Durchmesser d_j

Der Parabelexponent liegt im Gegensatz zur Fullerkurve ($e=0.5$) für die Verschleisschichtmaterialien tiefer, d. h. etwa in folgendem Bereich:

- ton-wassergebundene Verschleisschicht 0.30—0.35
- kalk-wassergebundene Verschleisschicht 0.40—0.45

Der Anteil der Tonfraktion, der für eine hinreichende Verkittung der Bodenkörner verantwortlich ist, sollte bei der ton-wassergebundenen Verschleisschicht zwischen 5 und 10 Masse-% liegen und einen Plastizitätsindex von 5—15% aufweisen (vgl. Abb. 4.3).

Bei der kalk-wassergebundenen Verschleisschicht ist der Anteil an Tonfraktion und die entsprechende Plastizität meist kleiner. Die Verkittung wird bei diesem Material durch Karbonatbindung des Feinanteils (Kalkmehl) sichergestellt (vgl. Abb. 4.4).

Für beide Materialien sollte das Grösstkorn 25 mm nicht überschreiten. Die Schichtdicke muss so gewählt werden, dass das Grösstkorn 1/3 der fertig verdichteten Schichtdicke nicht übersteigt. Die Schichtdicke sollte 6 cm in keinem Fall unterschreiten, weil sonst der Bestand der Schicht und der Verbund mit der darunterliegenden Tragschicht nicht gewährleistet ist und ein maschineller Unterhalt erschwert oder verunmöglicht wird.

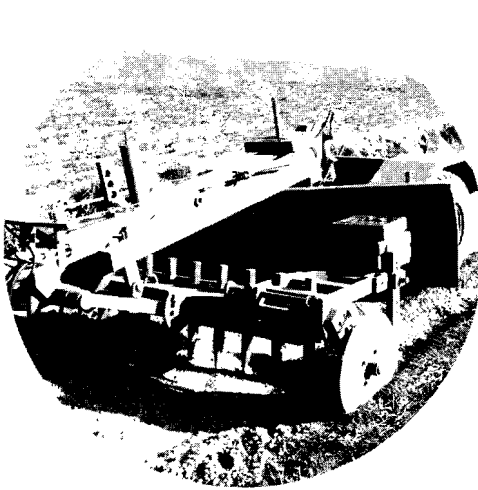
Das übliche Grösstkorn liegt bei 20—25 mm und die entsprechenden Schichtdicken bei 6—8 cm.

Die Herstellung eines guten Verschleisschichtmaterials, insbesondere die Einstellung des Grösstkorns, erfolgt entweder durch Sieben oder Brechen. Die Erfahrung hat gezeigt, dass gebrochene Materialien wegen der besseren Verteilung und Verzahnung ein besseres Verhalten zeigen. Der Kornverteilungsbereich wassergebundener Verschleisschichtmaterialien geht aus den Abbildungen 4.3 und 4.4 hervor.

Bordkantenschneiden Aufreissen Planieren Verdichten

mit pat.

Boschung Pionier und Mehrplattenverdichter



Maschinen und Geräte für den Strassenbau und -Unterhalt

boschung

Marcel Boschung AG, Maschinenfabrik, CH - 3185 Schmitten
Telefon 037 - 36 01 01, Telex 36134

Marcel Boschung, Maschinenfabrik AG
CH - 7000 Chur, Sommeraustasse 14, Tel. 081 - 22 77 63

Die Ausführung des Unterhalts von Naturstrassen ist aus dem SAFS-Merkblatt Nr. 610 («Unterhalt von Strassen mit einer ton-wassergebundenen Verschleisssschicht (Naturstrassen)») ersichtlich.

Der Arbeitsablauf ist darin wie folgt angegeben:

- Reinigen der Fahrbahnoberfläche
- Abschälen der Seiten- und Mittelstreifen bei Graseinwuchs
- Aufreissen der bestehenden Verschleisssschicht
- Ergänzen der Verschleisssschicht mit geeignetem Material bis zu einer minimalen Schichtdicke von 6 cm (fertig verdichtet)
- Mischen des locker liegenden Materials
- Herstellen der Planie
- Verdichten unter Einhaltung des optimalen Wassergehaltes

Die Leistungsfähigkeit der Geräte ist dabei aufeinander abzustimmen. Gute Maschinenkombinationen sind Grader (selbstfahrend: 60—90 kN Gewicht und 35—60 kW oder gezogen: Einsatz mit betriebseigenen Zugfahrzeugen!) und Mehrplattenvibratoren oder Gummiradwalzen.

Vermessungskunde

9.1 **Die Bedeutung der Vermessungskunde im Forstwesen**

Die Vermessungskunde ist ein Teilgebiet der Geodäsie (Erdvermessung, Ermittlung von Form und Grösse der Erde). Die Vermessung befasst sich mit Ausschnitten aus der Erdoberfläche und gliedert sich in die Gebiete Landesvermessung, Grundbuchvermessung und Ingenieurvermessung. Die Ingenieurvermessung ist Gegenstand dieses Kapitels. Im Forstwesen sind Absteckungen durchzuführen (z.B. Strassen, Lawinenverbauungen) und Aufnahmen zu machen (z.B. Waldparzellen, topographische Aufnahmen bei Wildbach- und Lawinenverbauungen).

Die vermessungstechnischen Aufgaben bestehen generell in Winkel-, Distanz- und Höhenmessungen. Während in der Geodäsie die Erde bei der Lagebestimmung als Geoid oder Rotationsellipsoid betrachtet werden muss, genügt im forstlichen Vermessungswesen die Ebene als Bezugsfläche. Bei der Bestimmung der Höhen mittels Nivellement wird die Krümmung der Bezugsfläche automatisch berücksichtigt.

Ziel dieses Kapitels ist es, die Kenntnis verschiedener Absteckungs- und Aufnahmeverfahren und verschiedener Instrumente zu vermitteln, was die richtige Auswahl und Ausführung der verschiedenen Absteckungs- und Aufnahmeverfahren ermöglichen soll.

9.2 **Allgemeine Grundlagen**

9.2.1 **Das Projektionssystem der schweizerischen Landesvermessung**

Die Projektion von Ausschnitten der Erdoberfläche auf eine Ebene ist immer verzerrt. Das Ausmass der Verzerrung hängt von der Grösse und der Form des abzubildenden Gebiets ab. Die einzige genaue Darstellung der Erde stellt der Globus dar, da er die Kontinente und Meere als gekrümmte Flächen wiedergibt.

Bei der Abbildung von Teilen der Erdoberfläche auf Karten oder Plänen wird grundsätzlich zwischen flächentreuen und winkeltreuen Projektionssystemen unterschieden. Für die ersten Landeskarten der Schweiz (Dufour- und Siegfriedkarten) wurde als Abbildungsverfahren die flächentreue unechte Kegelprojektion gewählt. Diese Projektionsart ist dadurch gekennzeichnet, dass trotz der auftretenden Verzerrungen die Flächenverhältnisse erhalten bleiben. Dafür werden aber die Winkel stark verzerrt.

Die heutige Landeskarte der Schweiz wird nach dem Verfahren der winkeltreuen schiefachsigen Zylinderprojektion erstellt. Bei diesem Projektionsverfahren berührt der bezüglich zur Erdachse schiefstehende Zylinder die Erdkugel längs dem Grosskreis, der durch den Kartenmittelpunkt Bern geht und senkrecht zum Meridian von Bern steht (Abb. 9.1).

Der Kartenmittelpunkt ist die alte Sternwarte von Bern mit den Koordinaten 600 km/200 km (Abb. 9.2). Mit diesem System sind alle Koordinaten positiv, und eine Verwechslung von x- und y-Koordinaten ist unmöglich, weil bis 300 km nur x-Werte und ab 450 km nur y-Werte auftreten. Die maximalen Flächenverzerrungen der winkeltreuen schiefachsigen Zylinderprojektion treten in Chiasso auf und betragen +0.38‰. Sie sind somit klein und haben keinen Einfluss auf die Genauigkeit der praktischen Vermessung. Dieses Projektionsverfahren wurde anfangs dieses Jahrhunderts aufgrund einer Untersuchung von ROSENMUND (1903) eingeführt.

Abb. 9.1: Schiefachsige Zylinderprojektion der Landkarte der Schweiz (VOELLMY 1968)

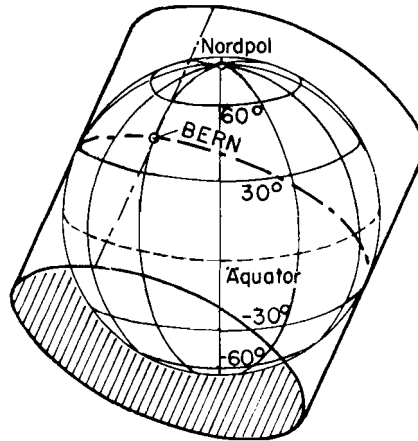
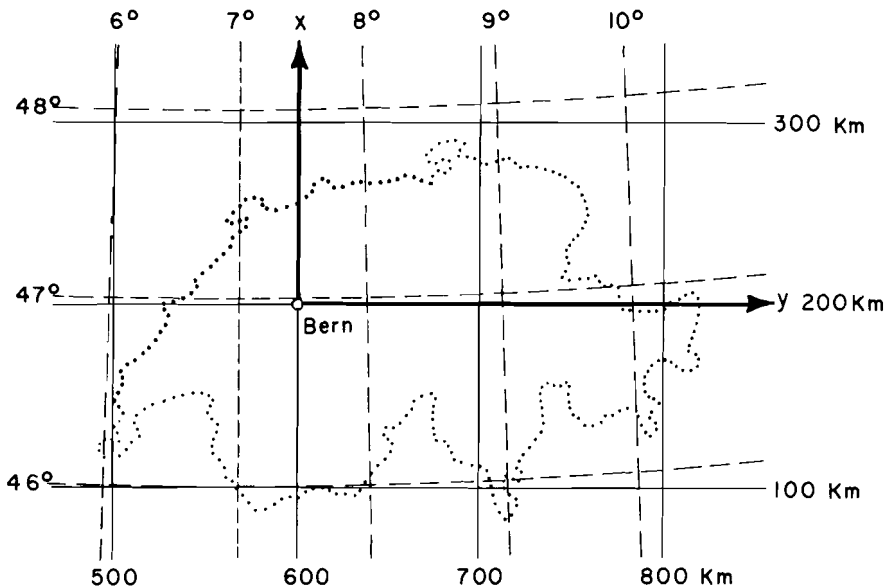


Abb. 9.2: Abbildung der Meridiane und Grosskreise, Koordinatenursprung und -system auf der Landkarte der Schweiz (IMHOF 1968)



9.22 Das schweizerische Vermessungswesen

Das schweizerische Vermessungswesen gliedert sich in die Gebiete Erdmessung und wissenschaftliche Geodäsie, Landesvermessung und Landeskartenwerk, amtliche Vermessung und Ingenieurvermessung.

Mit der Erdmessung und wissenschaftlichen Geodäsie befasst sich die Schweizerische Geodätische Kommission. Sie erarbeitet die wissenschaftlichen Grundlagen für das schweizerische Vermessungswesen. Ausserdem beteiligt sie sich an internationalen Projekten bei der Bestimmung der geometrischen und geophysikalischen Eigenschaften der Erde.

Die Landesvermessung und das Landeskartenwerk ist die Aufgabe der Eidgenössischen Landestopographie, welche ein Amt des Eidgenössischen Militärdepartements ist. Sie besorgt die Erstellung und Erneuerung der Landestriangulation I. bis III. Ordnung sowie das Landesnivellement. Ihr obliegt auch die technische Aufsicht über die Ausführung der Grundbuchtriangulation und der Originalübersichtspläne der Grundbuchvermessung sowie deren Verifikation. Eine besonders wichtige Obliegenheit der Eidgenössischen Landestopographie ist die Erstellung, die Nachführung und die Herausgabe des eidgenössischen Landeskartenwerks in den Massstäben 1:25 000, 1:50 000, 1:100 000, 1:200 000, 1:500 000 und 1:1 000 000. Der Bund besitzt also das Urheberrecht an allen von der Eidgenössischen Landestopographie geschaffenen Werken.

Bei der amtlichen Vermessung im Sinne des Schweizerischen Zivilgesetzbuches handelt es sich um die zur Anlage des Grundbuches und vom Bund anerkannte Grundbuchvermessung. Sie umfasst die Triangulation IV. Ordnung und die Parzellarvermessung sowie deren Nachführung. Die amtliche Vermessung hat also in erster Linie die Bedürfnisse des Grundbuches zu erfüllen. Damit aber diese Vermessung möglichst gut genutzt werden kann, wird sie ohne grossen zusätzlichen Aufwand so ausgeführt, dass sie auch anderen Zwecken dient, wie z.B. als Grundlage für die Planung und Projektierung von land- und forstwirtschaftlichen Anlagen usw. Die beiden wichtigsten Planwerke der Grundbuchvermessung sind der Übersichtsplan und der Grundbuchplan. Der Übersichtsplan der Schweizerischen Grundbuchvermessung stellt das grösstmassstäbliche amtliche Planwerk mit topographischem Inhalt dar. Der Kartierungsmassstab beträgt 1:5 000 im Flachland und 1:10 000 im Berggebiet. Die Äquidistanz der Höhenkurven wurde auf 10 m festgelegt, mit Zwischenkurven von 5 m im Flachland. Der Grundbuchplan bildet einen wesentlichen Bestandteil des Grundbuches, denn darin wird die örtliche Lage, der Umfang, die Form und die Fläche des Grundstückes erfasst. Die wichtigsten Angaben im Grundbuchplan sind die Grundstücksgrenzen und die Grundstücksnummern. Andere Elemente des Grundbuchplanes wie Gebäude, Wege, Kulturgrenzen, Gewässer haben nur beschreibenden Charakter. Die Grundbuchpläne werden, je nach dem Grad der Parzellierung des Grundeigentums und der Bebauung in den Massstäben 1:250, 1:500, 1:1 000, 1:2 000, 1:5 000 oder 1:10 000 erstellt. Als Grundlagen der Kartierung dienen das Koordinatennetz der Landesvermessung, die koordinatenmässig bestimmten Fixpunkte (Triangulations- und Polygonpunkte) und die auf die Fixpunkte bezogenen Detailaufnahmen.

An der Durchführung der Grundbuchvermessung sind der Bund, die Kantone, die Gemeinden und private Unternehmungen beteiligt. Die Oberaufsicht wird durch die Eidgenössische Vermessungsdirektion im Justiz- und Polizeidepartement ausgeübt. Die Durchführung der Grundbuchvermessung selbst ist Sache der Kantone, die diese Arbeit mehrheitlich privaten Vermessungs- und Ingenieurbüros oder kommunalen Vermessungsäm-

tern übergeben haben. Die Überwachung und Verifikation dieser Vermessung ist in fast allen Kantonen die Aufgabe des kantonalen Vermessungsamtes. Einige Kantone, nämlich Uri, Ob- und Nidwalden, Glarus und Appenzell Inner- und Ausserrhoden verfügen über kein eigenes Vermessungsamt und haben deshalb ihre Vermessungsaufgaben der Eidgenössischen Vermessungsdirektion übertragen.

9.23 Die Masseinheiten

9.231 *Längenmasse*

Der Meter wurde ursprünglich als der zehnmillionste Teil eines Erdquadranten definiert und war anhand des Pariser Urmeters jederzeit reproduzierbar. 1960 wurde der Meter als das 1 650 763.73fache der Wellenlänge der von einem Krypton-Isotop ausgesandten Strahlung definiert.

Die übrigen Längenmasse im metrischen System werden vom Meter dezimal abgeleitet.

1 Millimeter (mm)	=	1/1000 m
1 Zentimeter (cm)	=	1/100 m
1 Dezimeter (dm)	=	1/10 m
1 Meter (m)		
1 Hektometer (hm)	=	100 m
1 Kilometer (km)	=	1000 m

Die englischen Längenmasse haben im Rahmen dieses Kapitels keine Bedeutung.

9.232 *Flächenmasse*

Die Masseinheit der Flächenmasse ist im metrischen System der Quadratmeter (m²), der Inhalt eines Quadrates von 1 m Seitenlänge. Davon abgeleitete und häufig verwendete Einheiten sind:

1 Quadratmillimeter (mm ²)	=	1/1 000 000	m ²
1 Quadratzentimeter (cm ²)	=	1/10 000	m ²
1 Quadratdezimeter (dm ²)	=	1/100	m ²
1 Quadratmeter (m ²)			
1 Are (a)	=	100	m ²
1 Hektare (ha)	=	10 000	m ²

Ein in der Landwirtschaft gebräuchliches Mass ist 1 Jucharte = 36 Aren.

9.233 *Winkelmasse*

Im alten Sexagesimalsystem ist ein voller Winkel 360 Altgrade (°). 1 Altgrad enthält 60 alte Minuten (′), 1 alte Minute 60 alte Sekunden (″). Im Vermessungswesen wird heute fast ausschliesslich im Zentesimalsystem gearbeitet, in dem ein voller Winkel 400 Neugrade (ᵍ) oder 400 Gon ist. 1 Neugrad enthält 100 neue Minuten (ᶜ), 1 neue Minute 100 neue

Sekunden (^{cc}). Vom Zentesimalsystem kann in das Sexagesimalsystem umgerechnet werden und umgekehrt.

$400^g = 360^\circ$	$360^\circ = 400^g$
$1^g = 0.9^\circ$	$1^\circ = 1.1111^g = 1^g 11^c 11^{cc}$
$100^c = 0.9 \cdot 60'$	$60' = 111.11^c$
$1^c = 0.54'$	$1' = 1.85^c$
$100^{cc} = 0.54 \cdot 60''$	$60'' = 1.85 \cdot 100^{cc}$
$1^{cc} = 0.324''$	$1'' = 3.09^{cc}$

Beispiel

Umrechnung von $37^\circ 18' 59''$ in Neugrad:

$37^\circ = 37 \cdot 1.1111^g$	$= 41.1107^g$	
$18' = 18 \cdot 1.85^c = 33.30^c$	$= 0.3330^g$	
$59'' = 59 \cdot 3.09^{cc} = 182.31^{cc}$	$= 0.0182^g$	
$37^\circ 18' 59''$	$= 41.4619^g$	

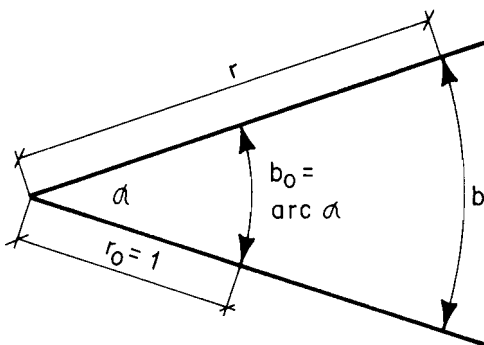
Beispiel

Umrechnung von $368^g 02^c 77^{cc}$ in Altgrad:

$368^g = 368 \cdot 0.9^\circ = 331.20^\circ$	$= 331^\circ 12'$	
	$0.20^\circ = 0.20 \cdot 60' = 12'$	
$2^c = 2 \cdot 0.54' = 1.08'$	$= 1' 4.8''$	
	$0.08' = 0.08 \cdot 60'' = 4.8''$	
$77^{cc} = 77 \cdot 0.324'' = 24.9''$	$= 24.9''$	
$368^g 02^c 77^{cc}$	$= 331^\circ 13' 29.7''$	

Ausser den Alt- und Neugraden gibt es weitere Winkelmasse, z.B. Artillerie- und Radiuspromille sowie das Bogenmass (arcus). Unter dem Bogenmass oder arc α versteht man die Bogenlänge des Kreissektors mit dem Zentriwinkel α und dem Radius 1 (Abb. 9.3). Das Bogenmass beliebiger Kreissektoren mit dem Zentriwinkel α berechnet sich aus der Division der Bogenlänge b durch den Radius r . Für einen gegebenen Zentriwinkel ist das Bogenmass konstant.

Abb. 9.3: Das Bogenmass



$$\text{arc } \alpha = b_0 = b : r$$

Zwischen den Winkelmassen Grad und arcus besteht folgende Beziehung:

$$\alpha : 400^g = \text{arc } \alpha : 2\pi$$

$$\alpha = \frac{400^g \cdot \text{arc } \alpha}{2\pi}$$

$$\text{wobei } \frac{400^g}{2\pi} = Q = 63.66^g$$

$Q =$ Reduktionsfaktor

$$\alpha = Q \cdot \text{arc } \alpha$$

Beispiel

Umrechnung von $\text{arc } \alpha = 3.27195$ in Neugrade:

$$\alpha = Q \cdot \text{arc } \alpha = 63.66198^g \cdot 3.27195 = 208.2988^g$$

$$\alpha = 208^g 29^c 88^{cc}$$

Beispiel

Umrechnung von $77^g 19^c 28^{cc}$ ins Bogenmass:

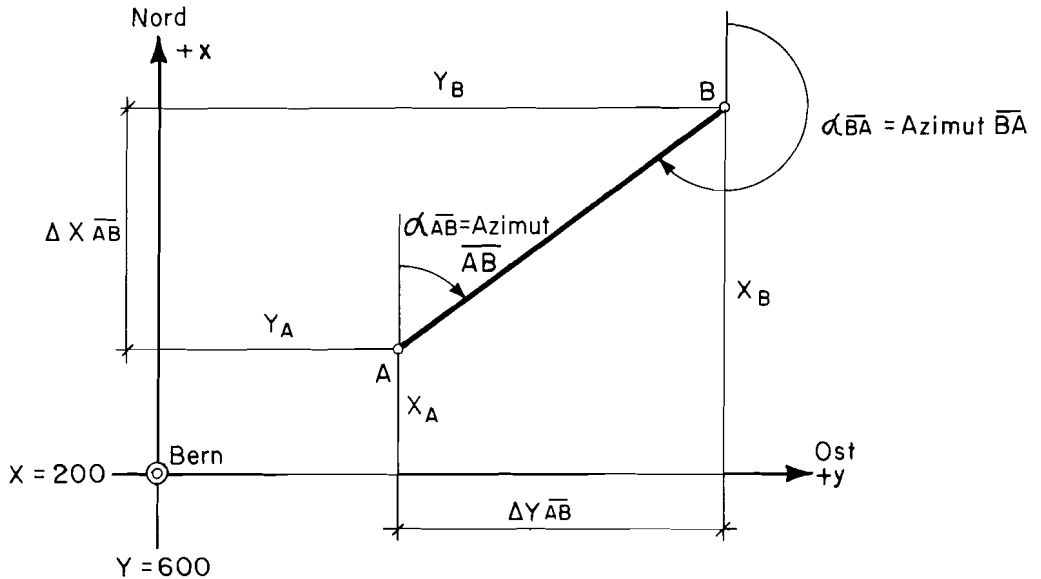
$$\text{arc } \alpha = \alpha : Q = 77.1928^g : 63.66198^g = 1.21254$$

9.24 Rechnen mit Koordinaten

9.241 *Definition des Koordinatensystems*

Das Koordinatensystem ist ein Achsensystem, auf das die Lage der Punkte bezogen wird. In der forstlichen Vermessung wird mit ebenen Koordinatensystemen gearbeitet, deren zwei Achsen rechtwinklig aufeinanderstehen. Die Abstände eines Punktes zu den Koordinatenachsen sind dessen Koordinaten. Wie bereits in Abschnitt 9.21 dargelegt wurde, schneiden sich die Koordinaten der schweizerischen Karten in der alten Sternwarte von Bern, welche als Koordinatenursprung die Koordinaten 600 km / 200 km hat (Abb. 9.4). Sämtliche Punkte der Schweiz liegen damit im 1. Quadranten. Die Koordinaten werden immer in der Reihenfolge Y, X geschrieben.

Abb. 9.4: Definition des Koordinatensystems und Bezeichnungen



Der Winkel α , der dem Azimut entspricht, heisst in der Koordinatenrechnung Richtungswinkel. Er ist der im Uhrzeigersinn gemessene Winkel zwischen der x-Achse und der Strecke \overline{AB} .

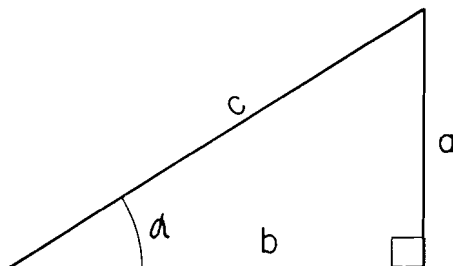
9.242 Die Winkelfunktionen

Die Form des rechtwinkligen Dreiecks ist durch das Verhältnis zweier Seiten, die sogenannte Winkel- oder trigonometrische Funktion, bestimmt (Abb. 9.5).

Definitionen

sinus α	$(\sin \alpha)$	=	Gegenkathete	:	Hypothese
cosinus α	$(\cos \alpha)$	=	Ankathete	:	Hypothese
tangens α	$(\text{tg } \alpha)$	=	Gegenkathete	:	Ankathete
cotangens α	$(\text{ctg } \alpha)$	=	Ankathete	:	Gegenkathete

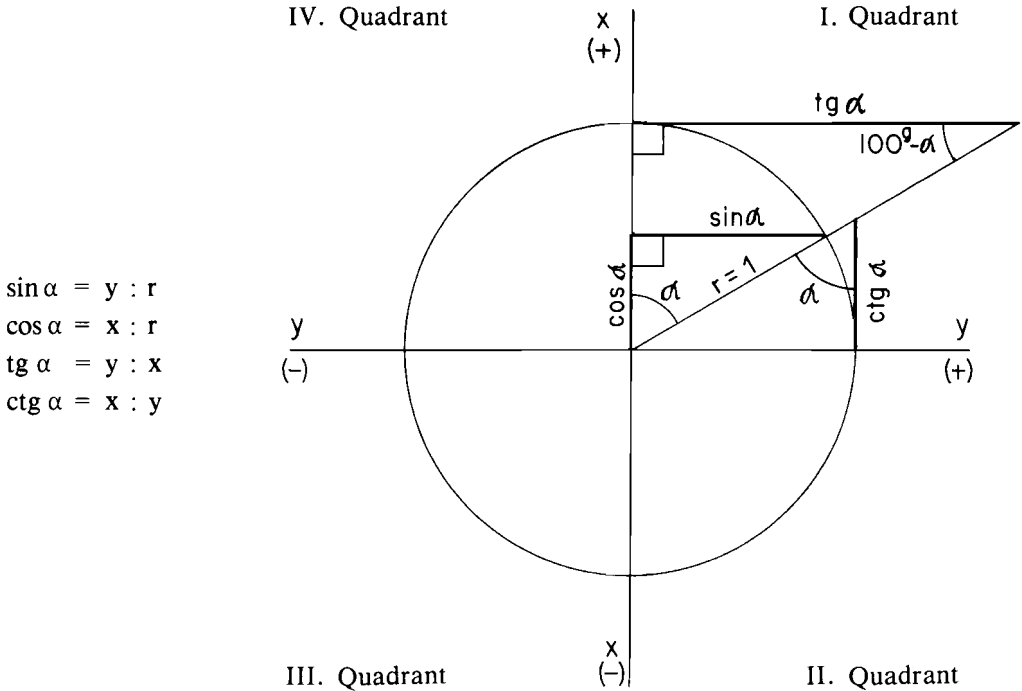
Abb. 9.5: Die Winkelfunktionen am rechtwinkligen Dreieck



$$\begin{aligned} \sin \alpha &= a : c \\ \cos \alpha &= b : c \\ \text{tg } \alpha &= a : b \\ \text{ctg } \alpha &= b : a \end{aligned}$$

In der Abbildung 9.6 sind die Winkelfunktionen am Einheitskreis, d.h. am Kreis mit Radius 1, dargestellt. Man beachte die in der Vermessungstechnik übliche Beschriftung der Koordinatenachsen! Der Winkel α wird von der positiven x-Achse aus im Uhrzeigersinn abgetragen. Die positive x-Achse zeigt nach Norden. Je nach der Grösse des Winkels α liegen die rechtwinkligen Dreiecke im I. ($\alpha = 0-100^\circ$), II. ($\alpha = 100-200^\circ$), III. ($\alpha = 200-300^\circ$) oder IV. ($\alpha = 300-400^\circ$) Quadranten und die Winkelfunktionen sind je nachdem positiv oder negativ (Tab. 9.7).

Abb. 9.6: Die Winkelfunktionen am Einheitskreis



Tab. 9.7: Die Vorzeichen der Winkelfunktionen in den vier Quadranten

Winkelfunktion	Vorzeichen			
	I.	II.	III.	IV.
$\sin \alpha$	+	+	-	-
$\cos \alpha$	+	-	-	+
$\text{tg } \alpha$	+	-	+	-
$\text{ctg } \alpha$	+	-	+	-

Die Winkelfunktionen im II., III. und IV. Quadranten lassen sich durch entsprechende Werte im I. Quadranten, d.h. durch Funktionen spitzer Winkel, ausdrücken. Die Winkelfunktionen im I. Quadranten können zudem durch die Cofunktionen dargestellt werden (Tab. 9.8).

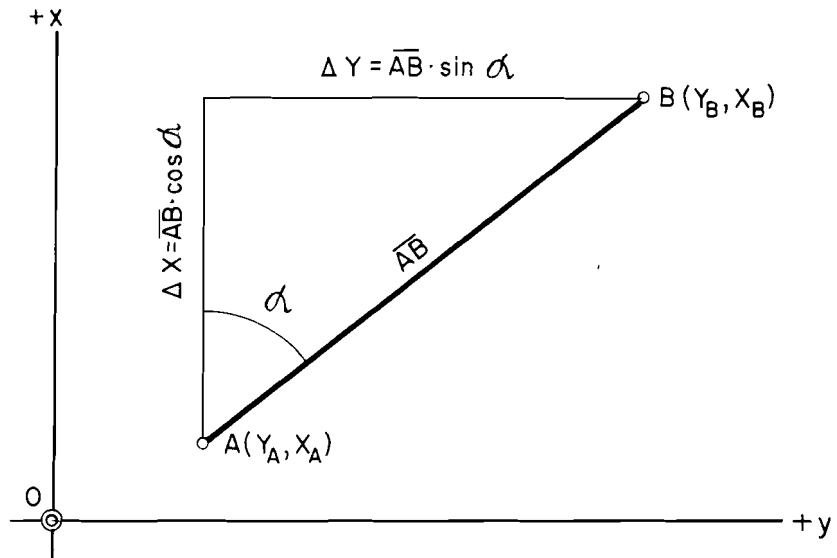
Tab. 9.8: Winkelfunktionen und Cofunktionen

Winkel- funktion	I. Quadrant $\alpha = 0-100^\circ$	II. Quadrant $\alpha = 100-200^\circ$	III. Quadrant $\alpha = 200-300^\circ$	IV. Quadrant $\alpha = 300-400^\circ$
$\sin \alpha =$	$\cos (100^\circ - \alpha)$	$\sin (200^\circ - \alpha)$	$-\sin (\alpha - 200^\circ)$	$-\sin (400^\circ - \alpha)$
$\cos \alpha =$	$\sin (100^\circ - \alpha)$	$-\cos (200^\circ - \alpha)$	$-\cos (\alpha - 200^\circ)$	$\cos (400^\circ - \alpha)$
$\operatorname{tg} \alpha =$	$\operatorname{ctg} (100^\circ - \alpha)$	$-\operatorname{tg} (200^\circ - \alpha)$	$\operatorname{tg} (\alpha - 200^\circ)$	$-\operatorname{tg} (400^\circ - \alpha)$
$\operatorname{ctg} \alpha =$	$\operatorname{tg} (100^\circ - \alpha)$	$-\operatorname{ctg} (200^\circ - \alpha)$	$\operatorname{ctg} (\alpha - 200^\circ)$	$-\operatorname{ctg} (400^\circ - \alpha)$

9.243 Berechnung der Koordinaten

In der Abbildung 9.9 ist der Punkt A mit den Koordinaten Y_A und X_A gegeben. Die Strecke \overline{AB} und das Azimut α der Strecke \overline{AB} wurden gemessen. Gesucht sind die Koordinaten Y_B und X_B des Punktes B.

Abb. 9.9: Berechnung der Koordinaten



Die Berechnung der Koordinaten des Punktes B erfolgt mit nachstehenden Formeln.

$$Y_B = Y_A + \Delta Y = Y_A + \overline{AB} \cdot \sin \alpha$$

$$X_B = X_A + \Delta X = X_A + \overline{AB} \cdot \cos \alpha$$

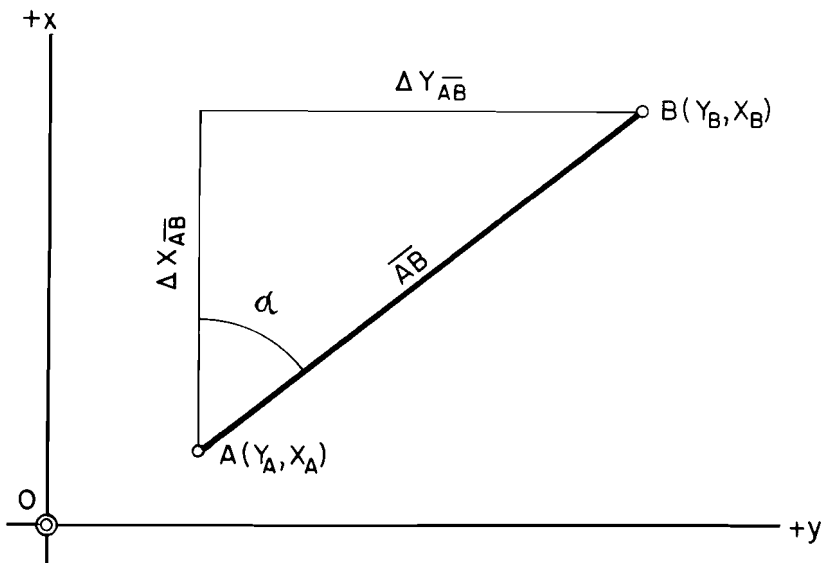
Tab. 9.10: Beispiel einer Berechnung der Koordinaten

Pt.	Azimut g	Seite m	$\sin \alpha$ $\cos \alpha$	ΔY m	ΔX m	Y m	X m
A			0.6311			723.87	279.34
B	43.48	67.83	0.7757	42.81	52.62	766.68	331.96

9.244 Berechnung des Richtungswinkels und der Distanz

In der Abbildung 9.11 sind die Koordinaten der Punkte A (Y_A, X_A) und B (Y_B, X_B) gegeben. Gesucht sind der Richtungswinkel α und die Distanz \overline{AB} .

Abb. 9.11: Berechnung des Richtungswinkels und der Distanz



Diese Ermittlung wird anhand der beiden nachstehenden Formeln durchgeführt.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta Y_{\overline{AB}}}{\Delta X_{\overline{AB}}} = \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}$$

$$\overline{AB} = \frac{Y_B - Y_A}{\sin \alpha} = \frac{X_B - X_A}{\cos \alpha} = \sqrt{(Y_B - Y_A)^2 + (X_B - X_A)^2}$$

Je nachdem, ob die Koordinaten von Punkt A oder B grösser sind, sind die Koordinatenunterschiede (ΔY , ΔX) positiv oder negativ, und je nach der Kombination der Vorzeichen der Koordinatenunterschiede, liegt die Strecke \overline{AB} im I., II., III. oder IV. Quadranten (Tab. 9.12).

Tab. 9.12: Vorzeichen von ΔY und ΔX

Quadrant		I	II	III	IV
Vorzeichen	ΔY	+	+	-	-
	ΔX	+	-	-	+

In den Tabellen 9.13 und 9.14 ist je ein Beispiel zur Berechnung des Richtungswinkels und der Distanz angegeben.

Tab. 9.13: Beispiel einer Berechnung des Richtungswinkels und der Distanz im I. Quadranten

Pt.	Y	X	ΔY	ΔX	$\text{tg}\alpha = \frac{\Delta Y}{\Delta X}$	$\overline{AB} = \sqrt{(\Delta Y)^2 + (\Delta X)^2}$
A	723.87	279.34	42.81	52.62	0.813569	67.83
B	766.68	331.96				
$\alpha = 43.48^\circ$ $\overline{AB} = 67.83 \text{ m}$ I. Quadrant						

Tab. 9.14: Beispiel einer Berechnung des Richtungswinkels und der Distanz im IV. Quadranten

Pt.	Y	X	ΔY	ΔX	$\text{tg}\alpha = \frac{\Delta Y}{\Delta X}$	$\overline{AB} = \sqrt{(\Delta Y)^2 + (\Delta X)^2}$
A	827.17	211.69	-169.28	207.39	-0.816240	267.71
B	657.89	419.08				
$\alpha = -43.58^\circ$ $\overline{AB} = 267.71 \text{ m}$ IV. Quadrant						

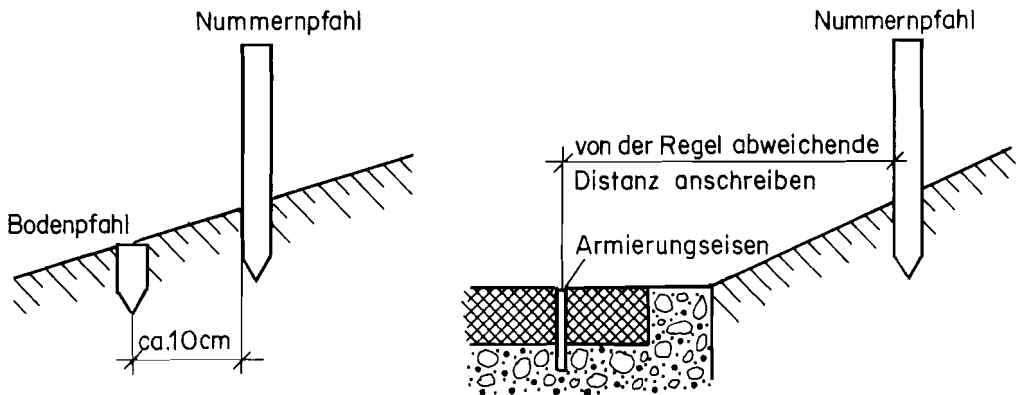
9.3 Vermessungsmaterial

9.31 Material zur Punktversicherung

Punkte, die im Gelände dauernd markiert sein müssen (Triangulations- und Polygonpunkte der Vermessung, Grundstücksgrenzen, Höhenfixpunkte), werden durch Pfeiler, Granitsteine, Felskreuze oder Metallbolzen versichert. Granitsteine werden in den Boden eingegraben und Metallbolzen in Strassen oder Mauern eingegossen oder mit Gusschächten abgedeckt.

Aufnahme- und Absteckungspunkte im Rahmen von Bauprojekten werden nicht dauernd, sondern nur für einige Monate bis wenige Jahre gebraucht. Sie werden deshalb auch weniger dauerhaft versichert, z.B. mit Holzpfählen, Metallnägeln, Armierungseisen, Farbkreuzen. Bei Verwendung von Holzpfählen wird der eigentliche Messpunkt mit einem bodeneben eingeschlagenen Pflöck markiert (Bodenpfahl) und mit einem über den Boden herausragenden und beschrifteten Nummernpfahl in ca. 10 cm Abstand sichtbar gemacht (Abb. 9.15).

Abb. 9.15: Punktversicherung bei Bauprojekten



Wichtige Punkte können von Fixpunkten aus durch Messung von Azimut und Längen und Darstellung in einem Versicherungskroki zusätzlich festgehalten werden.

Während der Absteckungsarbeiten werden zur vorübergehenden Punktbezeichnung Jalons oder Fluchtstäbe verwendet. Dies sind 2—3 m lange Stäbe aus Holz oder Metall mit halbmeter- oder dezimeterweiser rot-weißer Bemalung und einer Stahlspitze. Jalons können mit einem Lattenrichter oder einem Senkblei lotrecht gestellt und mit einem Jalonstativ auf fester Oberfläche aufgestellt werden.

9.32 Instrumente für die Längenmessung

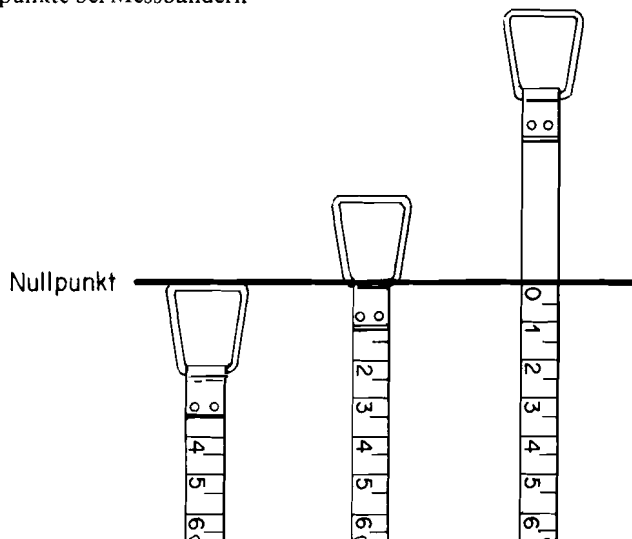
9.321 Latten, Messbänder und Messrad

Zur direkten Distanzmessung werden Latten, Doppelmeter oder Messbänder mit Zentimeter- oder Millimeterteilung verwendet. Im forstlichen Vermessungswesen genügt die Zentimeterteilung. Doppelmeter werden nur bei kurzen Distanzen gebraucht. Bei den Latten ist zwischen Messlatten, Setzlatten und Nivellierlatten zu unterscheiden. Messlatten sind meist 5 m lang, aus Holz gefertigt und haben oft zwei übereinanderliegende Skalen, nämlich eine Dezimeter- und Zentimeterteilung. Setzlatten sind 3, 4 oder 5 m lang, aus Holz und haben oft eine flach eingebaute Wasserwaage. Sie werden bei der Aufnahme von Querprofilen gebraucht. Nivellierlatten sind meist 4 oder 5 m lang und haben aufrechte oder verkehrte Beschriftung, je nach dem Fernrohrbild des Nivelliergerätes. Nivellierlatten sind meistens zusammenklappbar. Sie werden bei der Höhenbestimmung verwendet.

Messbänder werden bei der Längenmessung des Polygonzuges, der Kurvenabsteckung, der Aufnahme von Seillinien usw. gebraucht. Sie sind 20, 25, 30 oder 50 m lang und aus Stahl, Leinen oder Glasfaser mit PVC-Belag gefertigt. Stahlmessbänder sind am zweckmässigsten, jedoch bruchgefährdet. Glasfaser-Bänder haben einen gelben PVC-Belag, auf welchem die Skala angebracht ist. Diese Bänder sind gegen Nässe unempfindlich und genau. Leinenbänder verziehen sich je nach der Feuchtigkeit. Sie können jedoch repariert werden. Alle Messbänder dürfen nicht in feuchtem Zustand versorgt werden, sondern müssen offen ausgelegt und getrocknet werden. Der Nullpunkt der Messbänder liegt nicht einheitlich (Abb. 9.16).

Bau-Ausmasse werden oft mit dem Messrad erhoben. Eine Radumdrehung entspricht einem Meter. Die abgerollte Distanz kann am Zähler abgelesen werden. Das Messrad misst die Oberflächendistanz und nicht die Horizontaldistanz. Für Geländeaufnahmen und Absteckungen eignet es sich deshalb nicht.

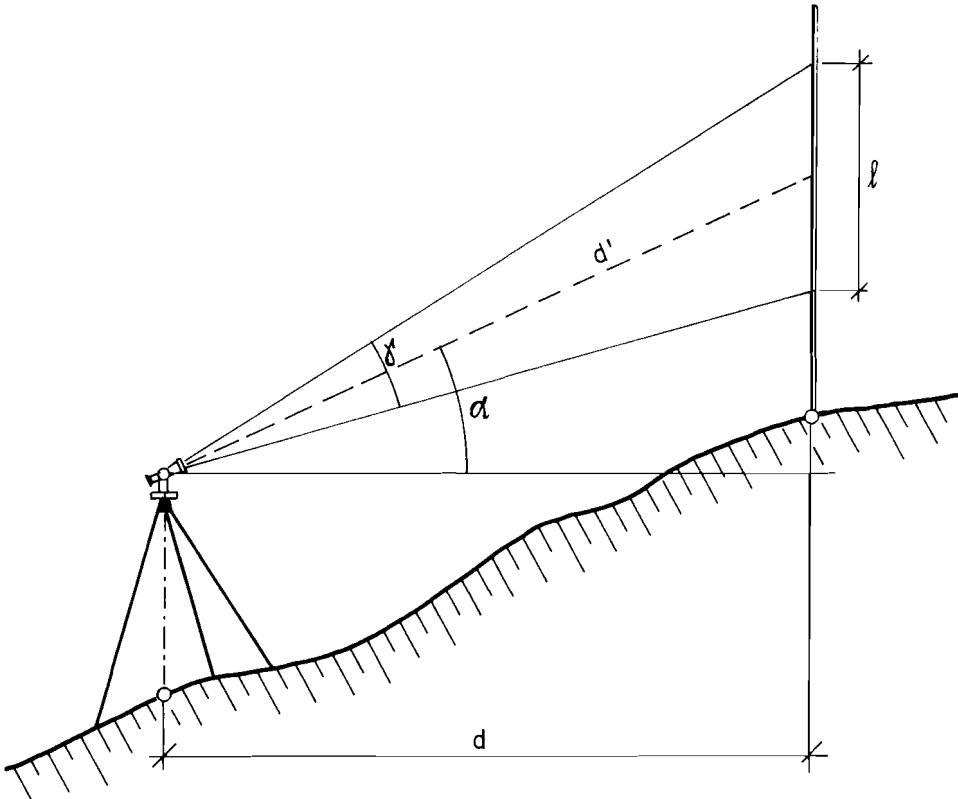
Abb. 9.16: Nullpunkte bei Messbändern



9.322 *Optische Distanzmesser*

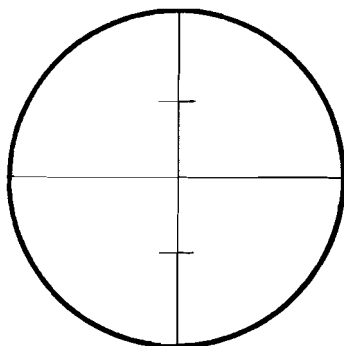
Mit den optischen Distanzmessgeräten wird eine Distanz nicht direkt gemessen, sondern sie wird über optisch ermittelte Hilfsgrößen berechnet. Dafür wird mit optischen Mitteln ein parallaktisches Dreieck erzeugt (Abb. 9.17). Aus dessen Grundlinie ℓ und dem Parallaxwinkel γ kann vorerst die Schrägdistanz d' und in der Folge unter Berücksichtigung des Höhenwinkels α die horizontale Distanz d ermittelt werden.

Abb. 9.17: Prinzip der optischen Distanzmessung



Zur optischen Distanzmessung ist das Strickkreuz des Fernrohres der meisten Theodolite und Nivellierinstrumente mit zwei horizontalen Distanzstrichen, den sogenannten Reichenbach'schen Distanzstrichen, versehen (Abb. 9.18). Diese legen den parallaktischen Winkel γ fest.

Abb. 9.18: Strichkreuz mit Distanzstrichen



Das Ablesen des Höhenwinkels α und die Reduktion der Schrägdistanz in die Horizontale sind mit einem gewissen Aufwand verbunden. Es wurden deshalb Tachymeter-Theodolite (Reduktionstachymeter) mit automatischer Distanzreduktion entwickelt (Tachymeter = Schnellmesser). Bei diesen Geräten kann die Horizontalabstand direkt abgelesen werden.

9.323 *Elektronische Distanzmesser*

Bei den elektronischen Distanzmessgeräten wird mit Hilfe ausgesandter Strahlungen die Länge einer Strecke ermittelt. Zurzeit kommen im Vermessungswesen besonders die elektro-optischen Infrarotdistanzmesser zur Anwendung (MATTHIAS 1979). Diese Geräte sind einfach zu bedienen und bestehen aus einer kombinierten Sender-/Empfängereinheit. In einem Endpunkt der zu messenden Strecke wird das Gerät (Sender-/Empfängereinheit) und im anderen der Reflektor aufgestellt. Der Sender strahlt Infrarotstrahlen aus, die der Reflektor zum Gerät zurück schickt, wo sie vom Empfänger aufgenommen werden. Aus der Differenz der Phasen zwischen den ausgestrahlten und reflektierten Wellen lässt sich die Distanz der Strecke berechnen. Der vollständige Messvorgang findet in wenigen Sekunden statt. Die gesuchte Distanz wird am Gerät digital angezeigt.

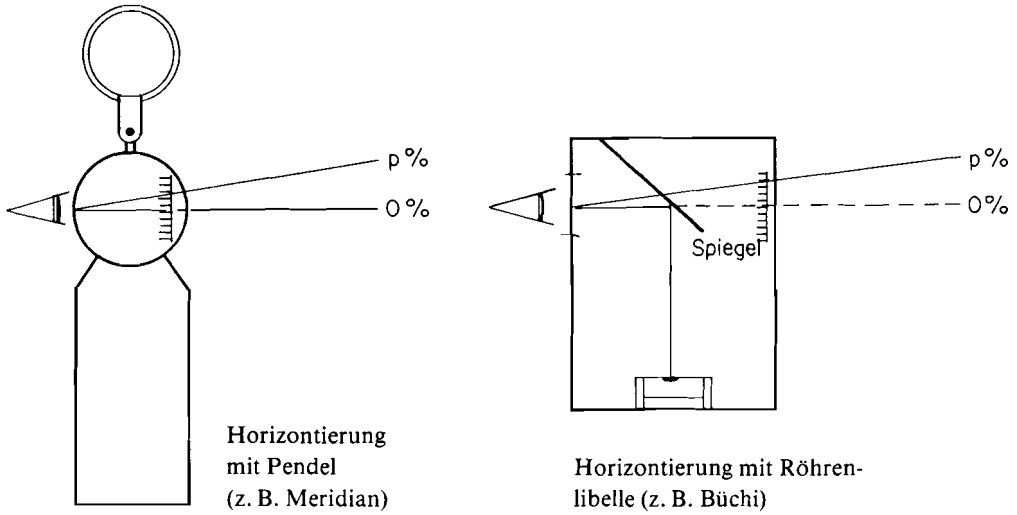
Elektronische Distanzmessgeräte kommen heute in der Forstwirtschaft kaum zur Anwendung.

9.33 **Instrumente für die Höhenbestimmung und die Neigungsmessung**

9.331 *Gefällsmesser*

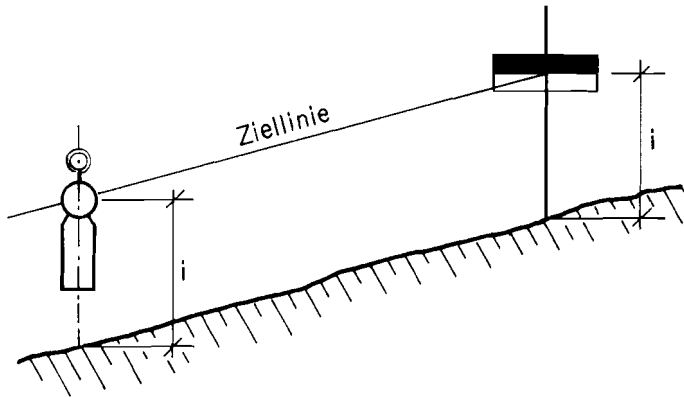
Der Gefällsmesser oder das Clisimeter ist für den Forstingenieur ein äusserst wichtiges Instrument, steckt er mit ihm doch Nulllinien von Strassenprojekten und Maschinenwege ab. Der Gefällsmesser besteht aus einer Ziel- und Ablesevorrichtung und einer Horizontiereinrichtung (Abb. 9.19).

Abb. 9.19: Beispiele von Gefällsmessern



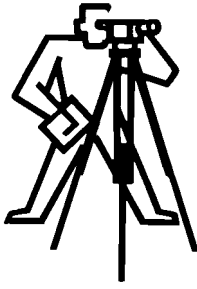
Wichtig ist bei der Handhabe des Gefällsmessers, dass die Ziellinie parallel zur Geländelinie ist, deren Neigung gemessen werden soll (Abb. 9.20). Die Ziellinie ist durch das Skalenfenster des Gefällsmessers und ein Visierkreuz bestimmt. Das Skalenfenster und das Kreuz müssen also gleich hoch über der Geländeoberfläche sein. Zur Ablesung werden mit dem gleichen Auge die Skala und das Visierkreuz beobachtet.

Abb. 9.20: Handhabe des Gefällsmessers



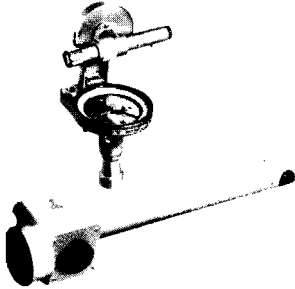
9.332 Libellen

Mit Libellen werden Instrumente horizontalisiert. Libellen bestehen aus einem Glasgefäß, das mit Äther oder Alkohol gefüllt ist und eine Dampfblase enthält. In der Aufsicht runde Libellen sind Dosenlibellen, längliche heißen Röhrenlibellen (Abb. 9.21). Mit Dosenlibellen kann nicht so genau horizontalisiert werden wie mit Röhrenlibellen; erstere dienen deshalb zur Grobhorizontalisierung, letztere zur Feinhorizontalisierung.

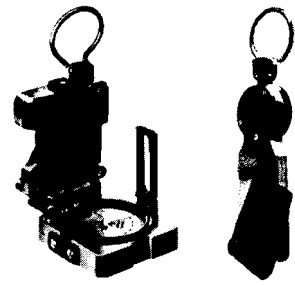


Vermessungsinstrumente für das forstliche Ingenieurwesen

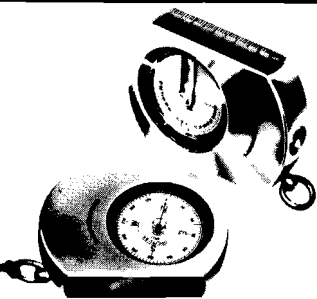
Nivellierinstrumente mit automatischer Ziel-
linienhorizontierung, Bussolen-Theodolite,
Klein-Theodolite, Ingenieur-Theodolite mit
elektro-optischen Distanzmessern, Winkel-
prismen.



Forstkompass mit kippbarem Fernrohr und
Vertikalkreisteilung. Sehr grosse Auswahl an
Bussolen und Gefällmesser mit Direkt- oder
Prismen-Ablesung, Peil- und Wyssenkom-
pass, Sitometer, Baumhöhenmesser, Win-
kelhalbierer, barometrische Höhenmesser,
Telemeter.

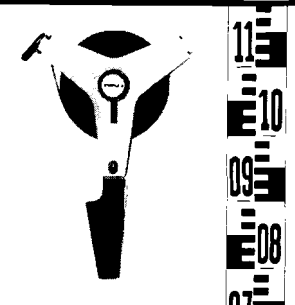


Glasfaser- und Stahlbandmasse, Messräder,
Teleskop-Messlatten, Klapplatten aus
Leichtmetall oder Kunststoff, superleichte
Messstäbe, Nivelliermeter, Teleskop-Jalons,
zerlegbare Jalons und den gesamten
Vermessungsbedarf.



Zeichenmöbel und Zeichengeräte für die Planarbeit und Planauswertung

Zeichentische mit Schubladenkörper in ver-
schiedenen Grössen und Ausführungen,
Planschränke, optischer Umzeichner Plan-
Variograph, Zeichen-, Gravier- und Beschrif-
tungsgeräte, masshaltige Zeichen- und
Gravierfilme, Reduktionsmassstäbe, Kur-
venmesser, Planimeter für Flächenberech-
nungen, Polar- und Rechtwinkel-Koordina-
tographen, Stereoskope für Luftbildbetrach-
tung und viele andere Spezialitäten.



GRAB+WILDI AG

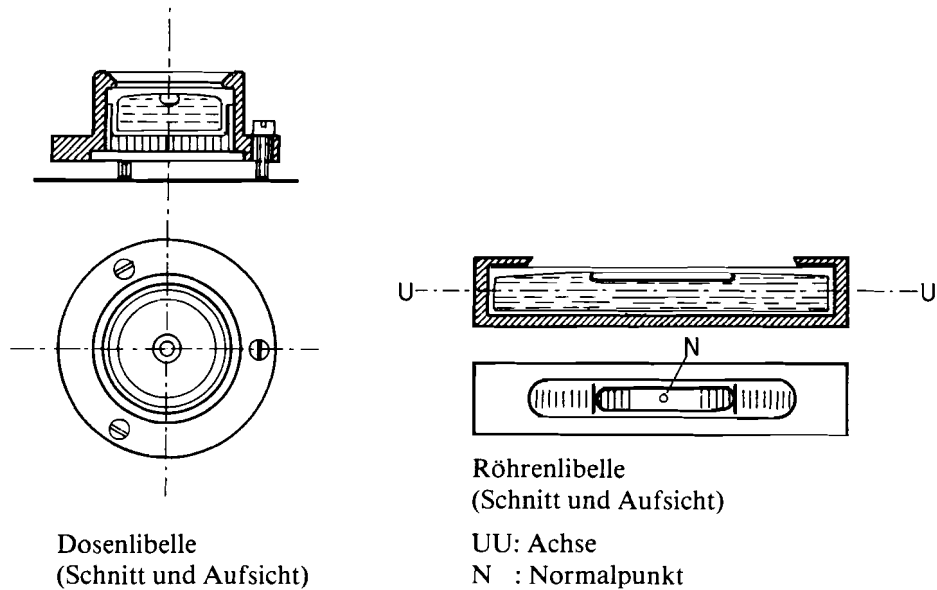
8023 Zürich 1
8902 Urdorf

Seilergraben 61
beim Bahnhof

Tel. 01 251 57 88
Tel. 01 734 36 67

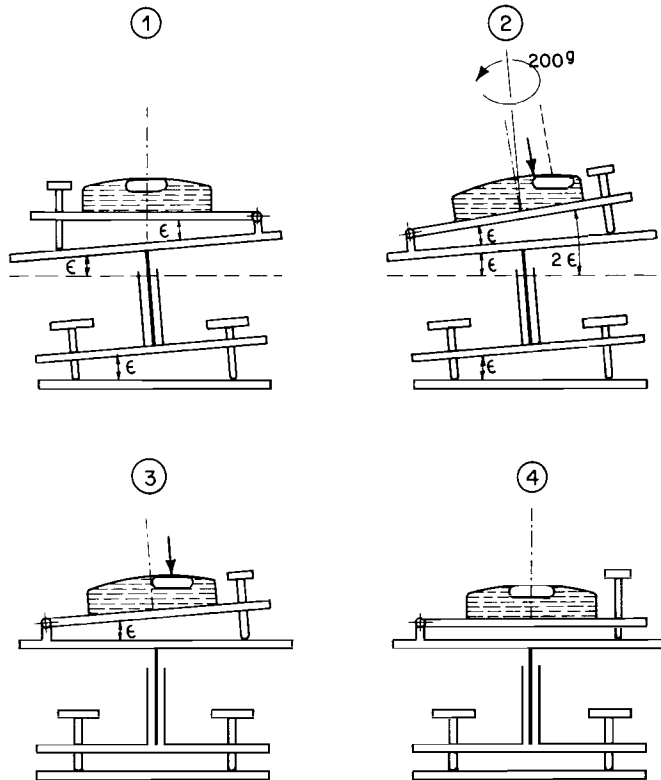
Ausstellung in Zürich am Seilergraben 61

Abb. 9.21: Libellen



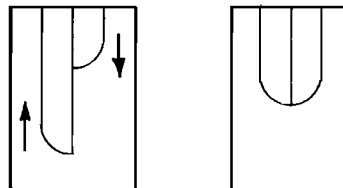
Im allgemeinen werden die Libellen auf den Normalpunkt N, den Mittelpunkt der Teilung der Libellenskala, eingespielt. Bei sehr genauen Messungen oder schlechter Justierung sind Röhrenlibellen jedoch auf den Spielpunkt S und nicht auf den Normalpunkt einzuspielen. Der Spielpunkt ist jener Punkt der Libellenskala, in dem die Libellentangente senkrecht zur Stehachse des Instrumentes ist. Die Libellenblase wird folgendermassen auf den Spielpunkt eingespielt (Abb. 9.22): Das Instrument wird mit der Dosenlibelle grob horizontaliert. Dann wird die Blase der Röhrenlibelle zentriert ①. Nun wird das Instrument um 200° gedreht. Wenn die Stehachse lotrecht ist, so bleibt die Libellenblase im Zentrum der Teilung, d.h. Spielpunkt und Normalpunkt sind identisch. Wenn die Blase jedoch aus dem Mittelpunkt der Teilung ausschlägt, ist die Stehachse schief, und der Libellenausschlag zeigt die doppelte Stehachsenneigung ②. Der Stehachsenfehler wird nun berichtigt, indem die Hälfte des Ausschlages korrigiert, die Blasenmitte also mit den Fusschrauben des Instrumentes auf die Mitte der beiden Blasenstellungen, den Spielpunkt, eingespielt wird ③. Bei grossem Libellenausschlag und vor grösseren Messungen soll der Spielpunkt mit der Libellenjustierschraube in den Normalpunkt verlegt, die Libelle also justiert werden ④.

Abb. 9.22: Justierung der Libellen



Am genauesten kann mit Koinzidenzlibellen horizontalisiert werden (Abb. 9.23). Über ein Prismensystem werden die beiden Blasenenden einer Röhrenlibelle zusammengespielt. Die Libelle ist eingespielt, wenn die beiden Blasenenden übereinstimmen.

Abb. 9.23: Koinzidenzlibelle



9.333 Setzlatten

Setzlatten sind in der Regel 3, 4 oder 5 m lang und haben meistens eine eingebaute Wasserwaage. Sie dienen für Profilaufnahmen (z.B. Querprofile) oder -absteckungen mit der Staffelmethode (vgl. Abschnitt 9.4211).

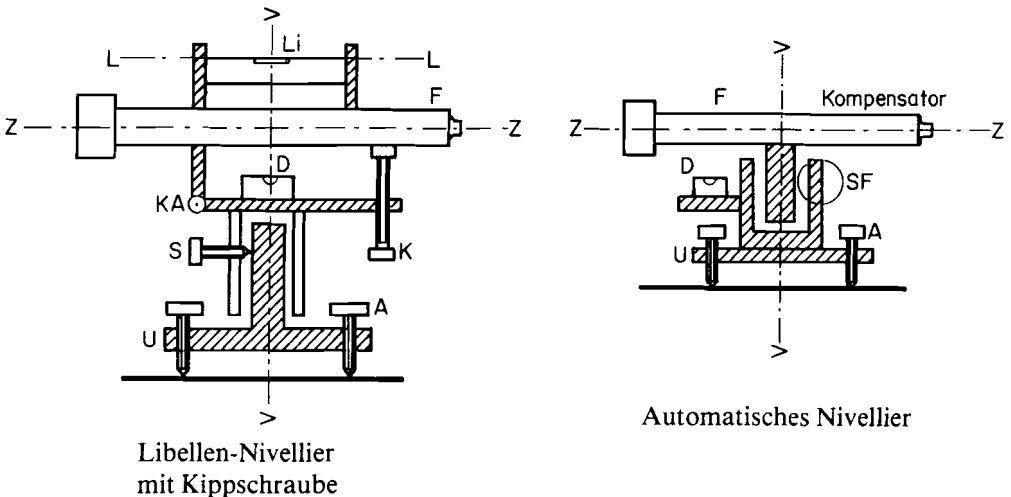
9.334 Nivellierinstrumente

Höhenunterschiede über längere Distanzen werden meistens mit Nivelliergeräten bestimmt. Alle Nivelliergeräte haben ein Fernrohr und eine Horizontiereinrichtung, welche auf dem Instrumentenunterteil angebracht und um eine vertikale Achse drehbar sind. Dadurch können von einem Standort aus verschiedene Punkte anvisiert werden. Der Instrumentenunterteil steht auf drei Fußschrauben oder dem Gelenkkopf des Statives, womit die Stehachse mit der Dosenlibelle grob vertikal gestellt werden kann. Die Feinhorizontalisierung erfolgt bei Libellennivellieren mit einer Röhrenlibelle, bei automatischen Nivellieren mit einem Kompensator (Abb. 9.24). Die Röhrenlibelle wird mit einer Kippschraube eingespielt, mit der der ganze Oberteil des Instrumentes geneigt werden kann. Zum Einspielen der Röhrenlibelle ist ein Spiegel behilflich. Häufig sind Koinzidenzlibellen eingebaut, die ein etwa zehnmal genaueres Einspielen ermöglichen. Automatische Nivelliere sind einfacher und rascher zu handhaben und im forstlichen Anwendungsbereich genauer als Libellennivelliere.

Die kürzeste Zielweite liegt je nach Instrument zwischen etwa 1 und 2 m. Bei Millimeter-schätzung an Zentimeterlatten dürfen 50 m Zielweite nicht überschritten werden. Die Standardabweichung für 1 km Doppelnivellement mit einem Ingenieurnivellier beträgt ± 2.5 mm oder weniger.

Die Distanzstriche im Fernrohr ermöglichen die optische Distanzmessung mit dem Nivelliergerät. Nivelliergeräte mit einem Horizontalkreis und einer Zentriervorrichtung erlauben die Messung von Horizontalwinkeln.

Abb. 9.24: Prinzipskizzen von Nivelliergeräten



U : Unterteil
 A : Fußschrauben
 D : Dosenlibelle
 F : Fernrohr
 Li : Röhrenlibelle
 K : Kippschraube

S : Seitenklemme
 SF : endloser Seitenfeintrieb
 LL : Libellenachse
 VV : Stehachse (Vertikalachse)
 ZZ : Zielachse (Ziellinie)
 KA : Kippachse

Die Nivelliergeräte werden folgendermassen eingeteilt:

- *Baunivelliere*: mittlerer Fehler für 1 km Doppelnivellement $\pm 2.5 - 5$ mm
Anwendung: auf Baustellen, Längen- und Querprofile, kurze Anschlussnivellements
- *Ingenieur-nivelliere*: mittlerer Fehler für 1 km Doppelnivellement $\pm 1.5 - 2.5$ mm
Anwendung: Ingenieurvermessung (Übertragung von Bauhöhen, Streckennivellements)
- *Fein-nivelliere*: mittlerer Fehler für 1 km Doppelnivellement $\pm 0.2 - 0.7$ mm
Anwendung: geodätische Feinnivellements erster Ordnung, Deformationsmessungen an Bauwerken, Projektierung im grossen Strassenbau, Eisenbahnbau, Tunnel-, Brücken- und Kraftwerkbau

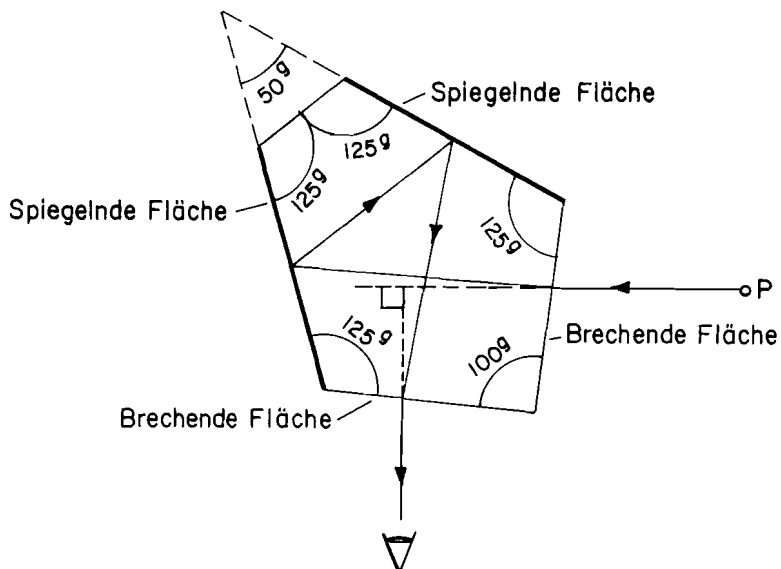
Der Forstingenieur arbeitet mit Ingenieur- oder Baunivellieren.

9.34 Instrumente für die Richtungs- bzw. die Winkelmessung

9.341 Winkelprisma

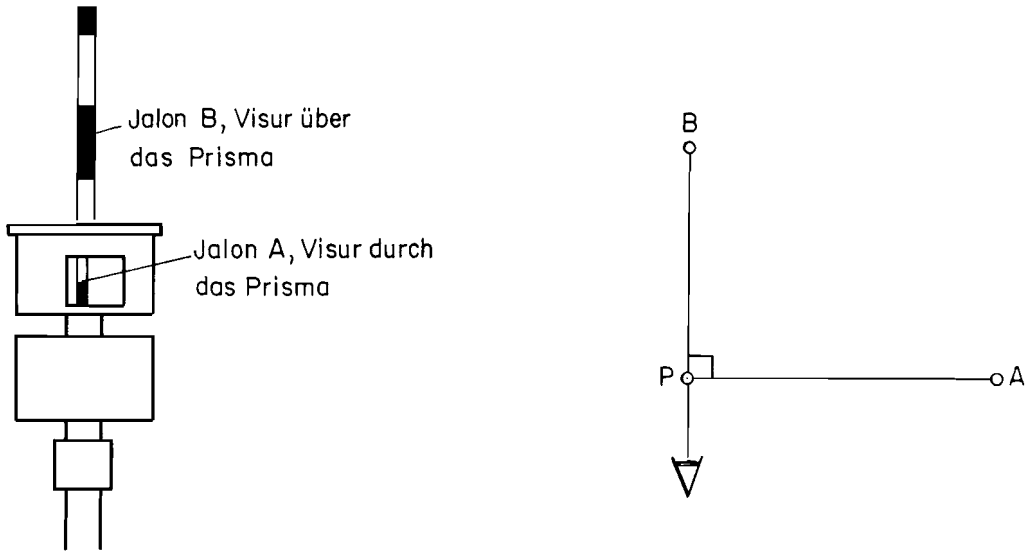
Winkelprismen sind zu Prismen geschliffene Glaskörper. Ursprünglich waren die Prismen Dreiecke, heute sind es wegen der besseren Handhabung und grösseren Genauigkeit fast ausschliesslich Fünfecke (Pentaprisma). Die Winkel der Seitenflächen betragen viermal 125° und einmal 100° (Abb. 9.25). Die Lichtstrahlen werden beim Ein- und Austritt des Winkelpentagons gebrochen und an zwei verspiegelten Seitenflächen reflektiert. Der ein- und der ausfallende Lichtstrahl bilden einen rechten Winkel. Auch bei steilen Visuren und verdrehtem Pentaprisma bleibt der rechte Winkel erhalten. Das Winkelpentagon gibt den rechten Winkel auf einige Sekunden genau an. Das Pentaprisma ist also ein einfaches, billiges, aber sehr genaues Instrument für die Absteckung rechter Winkel.

Abb. 9.25: Strahlengang im Pentaprisma



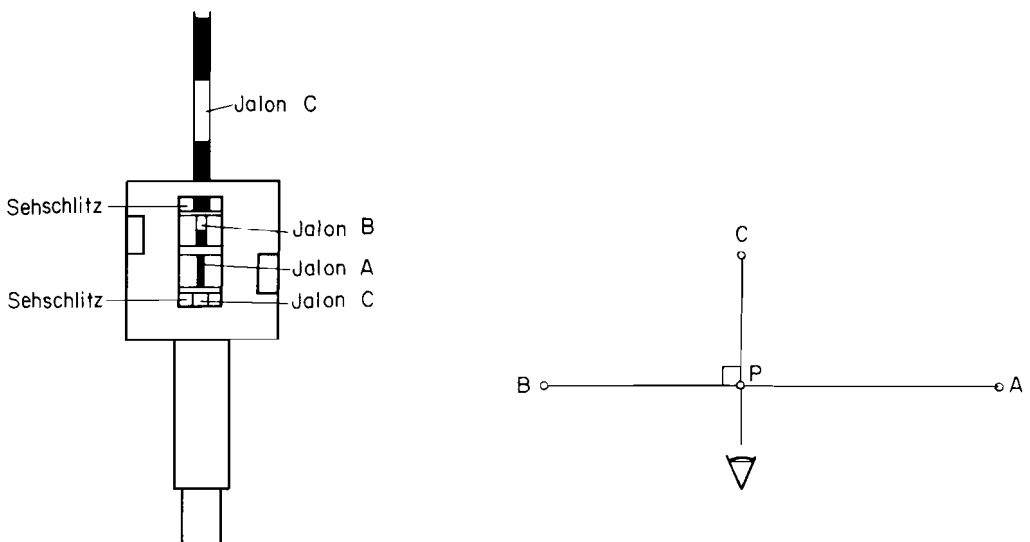
Das Abloten vom Winkelprisma auf den Boden geschieht mittels eines Schnurlotes oder eines Lotstabes. Bei der Bestimmung des Scheitels eines rechten Winkels wird ein Schenkel des Winkels durch das Prisma betrachtet und der andere direkt über das Prisma oder durch einen Sehschlitz (Abb. 9.26).

Abb. 9.26: Aufsuchen des Scheitels eines rechten Winkels mit einem einfachen Pentaprisma



Mit einem zweistöckigen Winkelprisma (Doppelpentaprisma) kann sich der Beobachter selbst in eine Gerade einvisieren und zugleich einen Punkt ausserhalb der Geraden aufwinkeln (Abb. 9.27). Beim Doppelpentaprisma liegen zwei Pentaprismen so übereinander, dass zwei Strahlen aus entgegengesetzter Richtung je um 100^β in die gleiche Richtung abgelenkt werden. Das Steilsichtprisma hat verspielte Grund- und Deckflächen und kann auch im steilen Gelände verwendet werden.

Abb. 9.27: Einfluchten und Aufloten mit dem Doppelpentaprisma



9.342 *Bussole*

Eine Bussole ist ein mit einer Visiereinrichtung versehener Kompass. Die Magnetnadel sitzt auf einer gehärteten Stahlspitze. Die Zielvorrichtung in der Forstwirtschaft gebräuchlicher Bussolen besteht aus einem Faden und einem Sechsschlitz mit einem dreiseitigen Prisma, das zur Ablesung der Skala und als Ableselupe dient (Prismenbussole). Beim Arbeiten mit der Bussole dürfen keine Eisenteile in der Nähe der Bussole sein, weil sonst die Magnetnadel abgelenkt wird. Wichtig ist, dass die Bussole horizontiert wird, damit die Nadel frei einschwingen kann. Üblicherweise werden Bussolen verwendet, bei denen direkt auf 1st genau abgelesen werden kann. Die Bussole wird im forstlichen Strassenbau, bei der Aufnahme von Grenzlinien usw. sehr häufig verwendet. Mit ihr wird auch die Richtung von Seillinien abgesteckt.

9.343 *Theodolit*

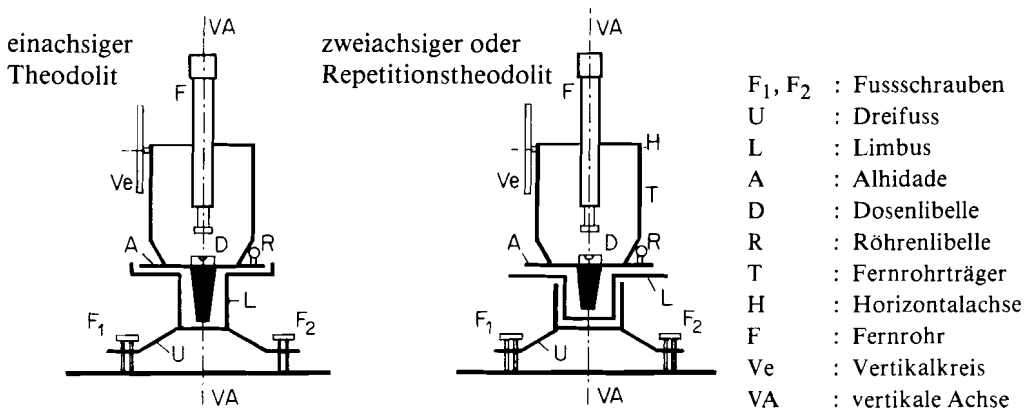
Der Theodolit ist ein Präzisionsinstrument zur Messung von Horizontal- und Vertikalwinkeln. Mit Tachymeter-Theodoliten kann zudem optisch die Distanz gemessen werden.

9.3431 **Aufbau**

Der Theodolit besteht aus zwei Hauptteilen, dem Unterteil oder Instrumentenkörper, der mit drei Fusschrauben auf dem Stativ befestigt ist, und dem um eine vertikale Achse drehbaren Oberteil oder der Alhidade (Abb. 9.28). Der Unterteil enthält den Dreifuss und bei einachsigen Theodoliten den Teilkreis zur Horizontalwinkelmessung (Limbus).

Zur Alhidade gehören die Dosenlibelle zur Grobhorizontierung und eventuell die Röhrenlibelle zur Feinhorizontierung, die beiden Stützen für das Messfernrohr, der Teilkreis für die Messung der Vertikalwinkel und die Ablesevorrichtung für den Horizontalkreis. Bei zweiachsigen Theodoliten, sogenannten Repetitionstheodoliten, ist der Horizontalträger (Limbus) drehbar zwischen dem Unterbau und der Alhidade eingebaut. Beim Anzielen eines Punktes mit dem Repetitionstheodolit kann also jede beliebige Anfangsablesung eingestellt werden. Der Theodolit wird mit einem Schnur- oder optischen Lot oder einem Zentrierstab über dem Bodenpunkt zentriert.

Abb. 9.28: Einachsiger und zweiachsiger Theodolit



9.3432 Achsen

Die Vertikal- oder Stehachse verläuft durch den Drehpunkt der Alhidade (Abb. 9.29). Vor jeder Messung muss sie mittels der Libellen lotrecht gestellt werden.

Um die Horizontal- oder Kippachse kann das Fernrohr in der Vertikalen gedreht werden. Das Fernrohr ist in der Mitte der Kippachse, d.h. zentrisch angebracht. Bei astronomischen Beobachtungen mit steilen Visuren werden Theodolite mit einem am Rande der Kippachse angeordneten, d.h. exzentrischen Fernrohr, verwendet. Das Fernrohr kann um die Kippachse durchgeschlagen werden.

Die Ziel- oder Kollimationsachse ist durch den Mittelpunkt des Objektivs und den Schnittpunkt des Fadenkreuzes bestimmt.

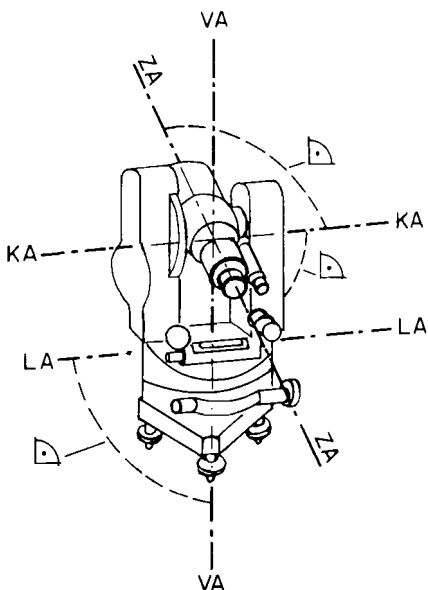
Die Libellenachse ist durch die Tangente im Spielpunkt der Alhidadenlibelle bestimmt.

Damit die Winkel genau gemessen werden können, müssen folgende Achsenbedingungen erfüllt sein:

1. Libellenachse rechtwinklig zur Stehachse
2. Zielachse rechtwinklig zur Kippachse
3. Kippachse rechtwinklig zur Stehachse
4. Libellenachse parallel zur Kippachse

Die modernen Instrumente behalten ihre Justierung bei sorgfältiger Behandlung jahrelang. Minimale Unregelmässigkeiten sind aber nicht zu vermeiden. Diesen ist durch einen zweckmässigen Messvorgang Rechnung zu tragen. Nötigenfalls muss das Instrument justiert werden. Von den vier Achsenbedingungen können die ersten drei korrigiert werden, die vierte muss jedoch durch den Spezialisten bereinigt werden.

Abb. 9.29: Achsen des Theodolits (MATTHIAS 1979)



VA : Vertikal- oder Stehachse
KA : Horizontal- oder Kippachse
ZA : Ziel- oder Kollimationsachse
LA : Libellenachse

9.3433 Kreise

Horizontal- und Vertikalkreis bestehen meistens aus Glas, auf das die Teilung geritzt oder photographisch aufgebracht wird. Die Teilung beider Kreise ist rechtsläufig. Der Kreisteilungsfehler beeinflusst das Messresultat umso weniger, je grösser der Limbusdurchmesser ist. Der Horizontalkreis ist meistens drehbar. Der Vertikalkreis macht die Bewegungen des Fernrohres mit. Mit den Klemmen können der Horizontalkreis und das Fernrohr in einer bestimmten Lage festgehalten und mit der Feinstellschraube nach der Arretierung um geringe Beträge gedreht und genau auf den Zielpunkt eingestellt werden. Bei einachsigen Theodoliten können mit der sogenannten Alhidadenklemme die Alhidade und der Teilkreis gegeneinander arretiert werden. Der Repetitionstheodolit hat zusätzlich eine Limbusklemme, mit welcher der Limbus gegen den Dreifuss festgehalten werden kann.

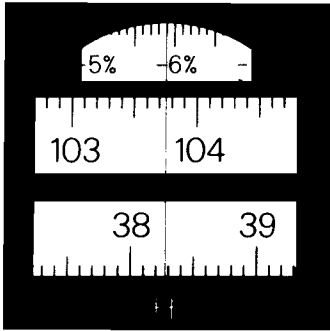
Neuere Repetitionstheodolite haben statt der Limbus- eine Repetitionsklemme, mit welcher der Limbus mit der Alhidade verbunden wird.

Bei der Horizontalwinkelmessung sind im Kreis zwei Richtungen einzustellen, bei der Vertikalwinkelmessung wird jedoch am Kreis nur eine Richtung gemessen, während die andere, nämlich die Horizontal- oder die Zenitrichtung, mit der Höhenzeigerlibelle oder mit dem Kompensator eingestellt wird.

9.3434 Ablesevorrichtung

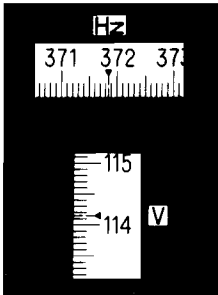
Die Kreisablesevorrichtung ist entweder ein Nonius oder ein Mikroskop, und man spricht von Nonien- und Mikroskoptheodoliten. Heute sind praktisch nur noch Mikroskoptheodolite im Gebrauch. Das Ablesemikroskop ist in der Regel beim Fernrohr angebracht. Man unterscheidet Strich-, Skalen- und Koinzidenzmikroskope. Beim Strichmikroskop wird an einem Strich abgelesen, der auf einer Glasplatte aufgebracht ist (Abb. 9.30). Die Ablesegenauigkeit beträgt 10° und kann mit einem Schrauben- oder optischen Mikrometer auf 1° verbessert werden. Beim Skalenmikroskop wird an der Strichmarke der Hauptteilung abgelesen, was eine sehr rasche und zuverlässige Beobachtung ermöglicht. Die Ablesegenauigkeit beträgt 1° , welche durch ein optisches Mikrometer verbessert werden kann. Beim Skalenmikroskop erscheinen der Horizontal- und Vertikalkreis in einem Gesichtsfeld. Um den Messfehler infolge der Exzentrizität der Teilkreise zu verhindern, sind beim Strich- und Skalenmikroskop zwei Ablesungen aus entgegengesetzten Ablesestellen nötig. Beim Koinzidenzmikroskop ist dies nicht mehr erforderlich, denn bei diesem System werden zwei gegenüberliegende Kreisstellen über Prismen zu einem einzigen Bild im Mikroskop vereinigt, und die Ablesung entspricht bereits dem Mittel aus zwei Beobachtungen aus den beiden diametralen Kreisstellen. Mit Koinzidenzmikroskopen kann rascher und genauer gearbeitet werden als mit den übrigen. Beim Doppelkreistheodolit haben der Horizontal- und Vertikalkreis zwei konzentrische, gleichgerichtete Teilungen, von denen die äussere beziffert ist. Im Ablesemikroskop erscheint der Ausschnitt der einen Teilung mit dem diametral gegenüberliegenden der anderen Teilung. Zwei entsprechende Striche erscheinen als Doppelstrich. Bei der Ablesung wird am optischen Mikrometer gedreht, bis der feste Ablesestrich genau in die Mitte zwischen einen Doppelstrich fällt. Der Zweck dieses Ablesesystems liegt darin, dass die ganze Länge der Teilstriche zur Wirkung kommt. Weil die beiden Teilstriche zwei diametrale Kreisstellen darstellen, handelt es sich ebenfalls um eine Koinzidenzablesung.

Abb. 9.30: Beispiele von Ablesevorrichtungen von Theodoliten



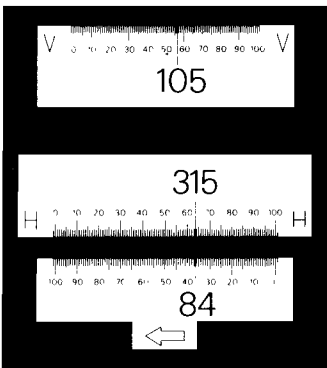
Bautheodolit Kern K0-S
Strichmikroskop

Horizontalkreis: 38.28^g
Vertikalkreis: 103.75^g
-5.90%



Bautheodolit Wild T 05
Strichmikroskop

Horizontalkreis: 371.85^g
Vertikalkreis: 114.15^g

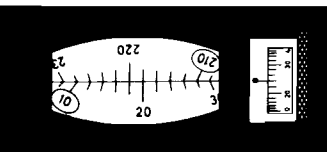


Ingenieurtheodolit Kern K1-S
Skalenmikroskop

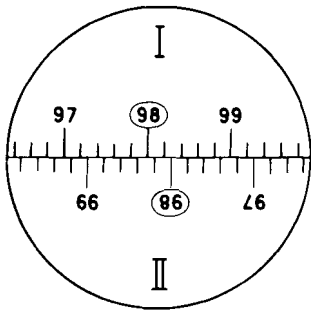
Horizontalkreis
rechtsläufig: 315.635^g
linksläufig: 84.365^g
Vertikalkreis: 105.565^g

Bussolentheodolit Wild T0
Koinzidenzmikroskop

Horizontalkreis: 19^g24^c



Mikrometertrommel drehen, bis die oberen und unteren Striche koinzidieren. Die erste Kreiszahl unten links der Bildmitte gibt die Zehner-Grade der Ablesung an. Die Zahl der Teilstriche zu der um 180° bzw. 200^g verschiebenen, kopfstehenden Zahl, gibt die Einer-Grade an. Die Minuten werden an der Mikrometertrommel abgelesen.



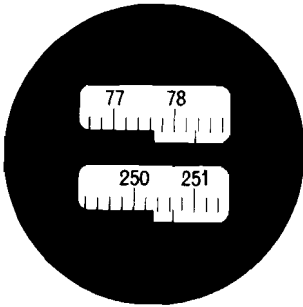
Vertikalkreis: $98^{\circ}14'$

Die beiden Kreisstellen werden nicht koinzidiert. Die Grade gibt jene Zahl der oberen Teilung, die am nächsten links der Bildmitte ist. Zwischen dieser und der gleichen, jedoch umgekehrten Zahl der unteren Teilung zählt man die Intervalle ab und erhält die Zehner-Minuten. Die Einer-Minuten erhält man durch Schätzen des verbleibenden Restintervalles auf ein Zehntel.

Doppelkreis-theodolit Kern DK 1

Koinzidenzablesung

Horizontalkreis: $250^{\circ}32'$



Ablesung an der unteren Skala. Ganze Grade links vom Absatz des Kreisfensters ablesen. Die Intervalle der Hauptteilung vom abgelesenen Grad bis zum ersten Strich der Hilfsteilung (unten) rechts vom Index ergeben die Zehner-Minuten. Die einzelnen Minuten werden im 10er-Intervall geschätzt.

Vertikalkreis: $77^{\circ}68'$

9.3435 Theodolittypen

Neben der Unterteilung in ein- und zweiachsige Theodolite und Nonien- und Mikroskoptheodolite gibt es noch eine anwendungsbezogene, nämlich in Bau-, Ingenieur- und Präzisionstheodolite. Der Bautheodolit kommt im Forststrassenbau, in der Kulturtechnik und im Hochbau zur Anwendung. Direkte Horizontalkreisablesung ist auf $10''$ möglich, die Schätzigenauigkeit beträgt $1-5''$. Bautheodolite sind z. B. der Kern K0-S, der Doppelkreis-theodolit Kern DK 1 und die Wild-Theodolite T0 und T05. Ingenieurtheodolite sind Instrumente mittlerer Genauigkeit und für praktisch die ganze Bauvermessung und viele rein vermessungstechnische Aufgaben einzusetzen. Direkte Horizontalkreisablesung ist auf $1-5''$ möglich, die Schätzigenauigkeit beträgt $10-50''$. Präzisionstheodolite werden bei Vermessungsaufgaben mit höchsten Genauigkeitsanforderungen verwendet.

Im Wald sind die Zielweiten oft nur kurz, und der Verlauf von Polygonzügen ist stark geknickt. Deshalb wird in der Forstwirtschaft sehr oft mit Bussolenzügen gearbeitet, zu deren Abstecken und Messen zweckmässigerweise der Bussolentheodolit eingesetzt wird. Der Bussolentheodolit wird in der Schweiz nur von der Firma Wild hergestellt und trägt die Bezeichnung T0. Der Horizontalkreis schwingt frei und ist mit einer Magnetnadel fest verbunden, welche den Kreis nach magnetisch Nord ausrichtet. Zur Elimination der Kreisexzentrizität und der Parallaxe erfolgt auch beim T0 eine Koinzidenzablesung an zwei diametralen Kreisstellen. Mit dem Bussolentheodolit kann wesentlich genauer gearbeitet werden als mit der Bussole, denn er erlaubt Ablesungen auf $\pm 1''$, während mit einer gewöhnlichen Bussole bestenfalls auf $50''$ genau gemessen werden kann. Zudem ist der gewöhnlich grosse Exzentrizitätsfehler bei der normalen Bussole nicht eliminiert, und

die Ablesung ist wegen der Parallaxe ungenau. Ausserdem wird der Theodolit wesentlich besser zentriert und horizontiert als die gewöhnliche Bussole.

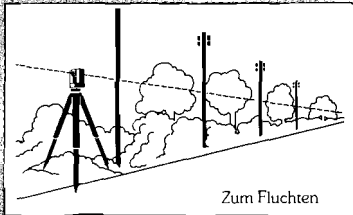
9.3436 Handhabung

1. Theodolit auf ein stabiles Stativ schrauben. Stativbeine verlängern oder verkürzen, bis das Instrument grob zentriert und horizontiert ist. Feinzentrierung durch Verschieben des Instrumentes auf dem Stativteller. Das Zentrieren erfolgt mit dem Schnurlot (Senkel), dem Zentrierstock oder dem optischen Lot.
2. Grobhorizontierung des Theodolits mit der Dosenlibelle durch Drehen an den Fusschrauben, welche vorgängig in Mittelstellung gebracht wurden.
3. Theodolit folgendermassen feinhorizontieren:
 - Alhidadenlibelle parallel zu zwei Fusschrauben ausrichten und durch gegengleiches Drehen der beiden Fusschrauben die Blase zentrieren.
 - Alhidade um 100° drehen und die Alhidadenlibelle mit der dritten Fusschraube erneut zentrieren.
 - Blase in der Ausgangsstellung kontrollieren, wenn nötig Korrektur. Die Blase ist damit in der Mitte der Libelle eingespielt. Für sehr genaue Winkelmessungen und steile Visuren ist die Richtung der Stehachse durch Umschlagen der Alhidadenlibelle zu überprüfen und die Libelle allenfalls in den Spielpunkt (vgl. Abschnitt 9.332) einzuspielen. Dann ist die Alhidade um 100° zu drehen und die Blase mit der dritten Fusschraube in den vorher bestimmten Spielpunkt zu bringen. Wenn der Spielpunkt um mehr als zwei Teilstriche von der Libellenmitte entfernt ist, soll die Blase mit der Libellenjustierschraube auf den Mittelpunkt gestellt, die Libelle also justiert werden.

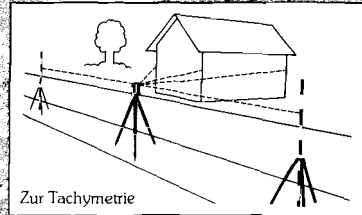
Dass die Stehachse lotrecht verläuft, ist von besonderer Wichtigkeit, weil der Stehachsenfehler durch keine Messanordnung (etwa Beobachtung aus zwei Fernrohrlagen) kompensiert werden kann und weil er bei steilen Visuren zu erheblichen Winkel Fehlern führt. Der Stehachsenfehler ist der bedeutendste systematische Fehler der Winkelmessung.

4. Fernrohr gegen den Himmel richten und das Fadenkreuz durch Drehen des Dioptrienringes am Okular für das Auge scharf und tiefschwarz einstellen.
5. Zielpunkt mit Korn und Kimme oder Sucherkollimator grob anzielen und Horizontal- und Vertikalachsklemmen anziehen.
6. Zielpunkt mit Fokussiererring oder -knopf scharf einstellen. Beim Hin- und Herbewegen des Auges dürfen sich Fadenkreuz und Zielpunkt nicht mehr gegeneinander verschieben (Kontrolle auf Parallaxe).
7. Der Zielpunkt ist mit der Seiten- und Höheneinstellschraube ungefähr in das mittlere Drittel des Fernrohr Gesichtsfeldes zu bringen.
8. Der Vertikalstrich ist mit der Seitenfeinstellschraube genau auf das Ziel auszurichten. Nicht mit dem Zentrum des Strickkreuzes zielen!
9. Ablesung des Horizontalwinkels in beiden Fernrohrlagen. Dadurch werden der Zielachsenfehler (Zielachse nicht rechtwinklig zur Kippachse) und Kippachsenfehler (Kippachse nicht rechtwinklig zur Stehachse) eliminiert.

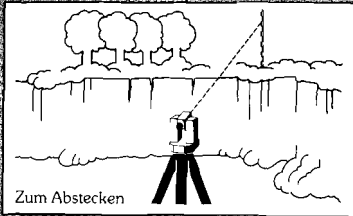
Wild T05: ideal für die Bauvermessung.



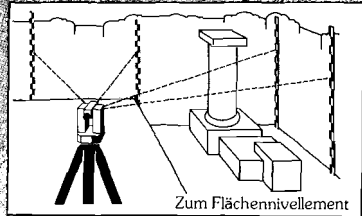
Zum Fluchten



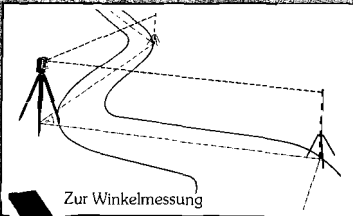
Zur Tachymetrie



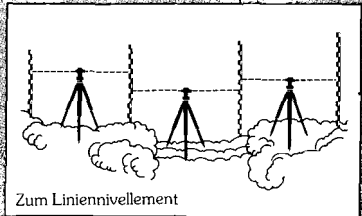
Zum Abstecken



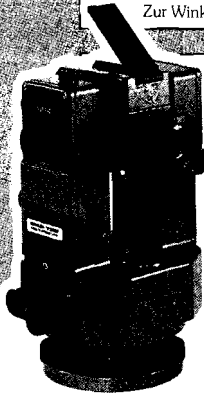
Zum Flächennivellement



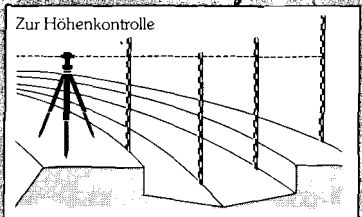
Zur Winkelmessung



Zum Liniennivellement



Zur Neigungsbestimmung



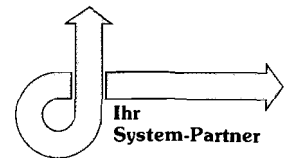
Zur Höhenkontrolle

Mit dem Wild T05 haben Sie einen ausgereiften Baustellen-Theodolit, ein zuverlässiges Libellen-Nivellier und einen komfortablen Gefäll- und Distanzmesser.

Dieses praktische und universelle Instrument hilft Ihnen bei Vermessungsarbeiten auf dem Bauplatz, beim Montagebau, im Hoch- und Tiefbau und im Wasserbau. Rasch und effizient.

Kombiniert mit dem elektronischen reduzierenden Infrarot-Distanzmesser CITATION CI 410 lassen sich auch Distanzen genau messen und in Sekunden Horizontal- und Höhenunterschiede in großen Ziffern auf der LCD-Anzeige auf den Millimeter ablesen.

Der Wild T05 könnte das ideale Vermessungsinstrument auch für alle Ihre Aufgaben werden. Fordern Sie detaillierte Unterlagen an! ■



G 53 83

Wild Heerbrugg AG CH-9435 Heerbrugg · Schweiz Telefon 071/70 31 31

**WILD
HEERBRUGG**

10. Messung des Höhenwinkels: Horizontalstrich des Strichkreuzes mit der Höhenfeinstellschraube auf das Ziel ausrichten und die Höhenzeigerlibelle (Libellentrieb) oder den Kompensator einspielen. Zur Elimination von Instrumenten- oder Messfehlern wären auch die Höhenwinkel in beiden Fernrohrlagen zu messen, sie werden meistens jedoch nur in Lage I, dafür aber in beiden Richtungen gemessen. Die Instrumenten- und die Zielhöhe sind sorgfältig zu messen. Die Instrumenten-höhe ist die Distanz zwischen dem Bodenpfahl und der Kippachse des Theodolites.
11. Optische Distanzmessung (vgl. Abschnitt 9.423):
 - Instrumenten-höhe sorgfältig messen
 - Den unteren der beiden Distanzstriche im Fernrohr mit der Höhenfeinstellschraube auf einen runden Meter, Dezimeter oder Zentimeter einstellen; Lattenablesung am oberen Distanzstrich und Differenz der beiden Ablesungen bilden
 - Zielhöhe messen
 - Kollimationslibelle einspielen, ablesen des Höhenwinkels

Spezielles zum Bussolentheodolit:

- Nach der Anzielung des ersten Schenkels eines Winkels wird der Arretierhebel der Bussole heruntergeklappt und langsam im Uhrzeigersinn bis zum Anschlag gezogen. Damit orientiert sich der Bussolenkreis mit gedämpften Schwingungen nach magnetisch Nord. Durch behutsames Zurückstellen des Arretierhebels kann der Bussolenkreis gebremst und der Einspielvorgang verkürzt werden. Der Hebel wird langsam in seine Ausgangslage zurückgebracht.
- Für alle weiteren Messungen vom gleichen Standort aus bleibt der Bussolenkreis fixiert!
- Beim Transport des Theodoliten muss der Bussolenkreis unbedingt arretiert sein.
- Wird der Bussolenkreis nicht nach magnetisch Nord orientiert, so werden keine magnetischen Azimute gemessen. Die Grösse der Winkel bleibt aber gleich!

9.3437 **Pflege des Theodoliten**

Nach Messungen in feuchtem oder nassem Wetter ist die Haube zu öffnen, bis das Instrument trocken ist. Staubige Objektive und Okulare werden sehr vorsichtig mit einem weichen Lappen oder einem Staubpinsel gereinigt. Zum Reinigen nie eine Flüssigkeit verwenden. Objektivlinse nicht berühren. Im übrigen beachte man die Gebrauchsanleitung.

9.4 Vermessungsmethoden

9.41 Richtungs- bzw. Winkelmessung

9.411 Die Horizontalwinkelmessung

Der Horizontalwinkel ist durch zwei Schenkel in der Horizontalebene bestimmt. Er ergibt sich damit aus der Differenz zwischen zwei gemessenen Richtungen. Bei der Horizontalwinkelmessung wird das Instrument zentrisch über dem Scheitel des Winkels aufgestellt und horizontalisiert. Bei der Horizontalwinkelmessung unterscheidet man zwischen einfacher Winkelmessung (von einem Instrumentenstandort wird nur ein einziger Winkel gemessen), Richtungs- oder Satzmessung (von einem Instrumentenstandort werden mehrere Winkel gemessen) und der Repetitionswinkelmessung (der zu messende Winkel wird auf dem Limbus mechanisch mehrfach addiert, ohne dass eine Zwischenablesung gemacht wird). In der Forstwirtschaft kommen die einfache Winkelmessung und die Satzmessung zur Anwendung. Hier wird nur die einfache Winkelmessung behandelt.

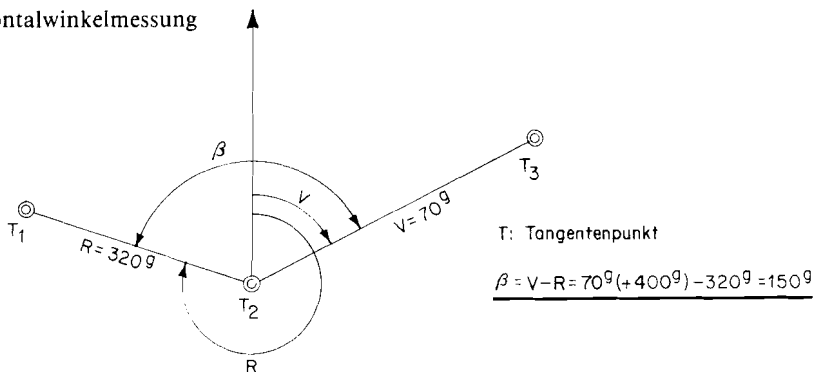
Das Instrument (Theodolit, Bussole) wird zentriert (Punkt T₂, Abb. 9.31) und horizontalisiert. Dann werden nacheinander die Punkte T₁ und T₃ anvisiert und jeweils die Richtungen gemessen. Unter der Visur nach Punkt T₁ versteht man den Rückblick R, nach Punkt T₃ den Vorblick V. Die Messung wird mit durchgeschlagenem Fernrohr in Fernrohrstellung II wiederholt. Dann wird bei jeder Visur das Mittel aus den Ablesungen in beiden Fernrohrlagen gebildet. Der gesuchte Winkel β , der immer als Winkel links zum Vorblick betrachtet wird, ist die Differenz zwischen Vorblick und Rückblick (Tab. 9.32).

$$\text{Polygonwinkel } \beta = \text{Winkel links zum Vorblick} = \text{Vorblick V} - \text{Rückblick R}$$

Die Nullrichtung ist entweder zufällig oder nach magnetisch Norden (Bussole, eingespielter Bussolentheodolit) orientiert. Ist der Rückblick grösser als der Vorblick, so werden zum Vorblick 400^g addiert.

Wird der Bussolentheodolit verwendet und der Bussolenkreis nach magnetisch Nord eingespielt, sind der Vorblick vom Punkt n auf den Punkt (n + 1) und der Rückblick vom Punkt (n + 1) auf den Punkt n um 200^g bzw. 180° verschieden.

Abb. 9.31: Horizontalwinkelmessung



Tab. 9.32: Protokollführung für einfache Horizontalwinkelmessung

Instrument: Kern DK 1 (Doppelkreistheodolit)

Visur	Horizontalwinkel	
	FRL I	FRL II
V 7—8	3.79	203.80
R 7—6	195.21	395.21
V-R	208.58	208.59
β	208.59	
Visur	FRL I	FRL II
V 8—9	2.59	202.59
R 8—7	87.72	287.73
V-R	314.87	314.86
β	314.87	

Die Ablesungen in Fernrohrlage I und II sind um 200° verschieden. Weil der Rückblick in diesem Beispiel grösser ist als der Vorblick, sind zur Berechnung des Horizontalwinkels zum Vorblick 400° zu addieren.

Instrument: Wild TO (Bussolentheodolit)

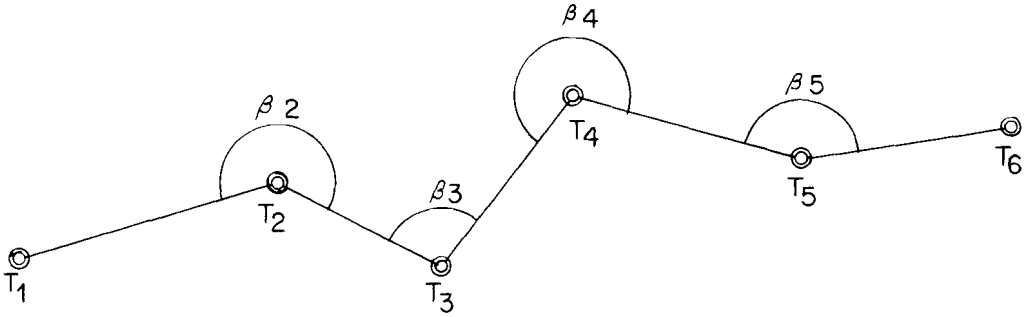
Visur	Horizontalwinkel	
	FRL I	FRL II
V 2—3	236.57	236.56
R 2—1	87.14	87.14
V-R	149.43	149.42
β	149.43	
Visur	FRL I	FRL II
V 3—4	307.84	307.85
R 3—2	36.56	36.56
V-R	271.28	271.29
β	271.29	

In der Fernrohrlage II wird das Ablesebild durch Drehen des Umschaltknopfes auf den Kopf gestellt, so dass das gleiche Bild wie in Lage I erscheint. Deshalb sind die Kreisablesungen in beiden Lagen gleich und unterscheiden sich nicht um 200° . Beachte, dass Visur 2—3 und Visur 3—2 um etwa 200° verschieden sind (Bussolenkreis eingespielt).

(Bussolenkreis eingespielt)

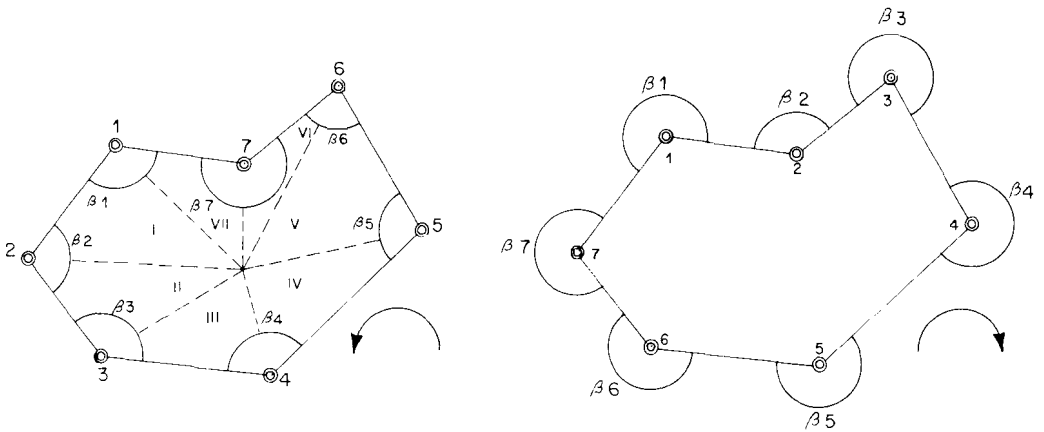
Bei der Strassenprojektierung werden mehrfach gebrochene Linienzüge, sogenannte Polygonzüge aufgenommen, deren Knickpunkte die Tangentenpunkte T sind. Der Polygonwinkel β ist der Winkel links zum Vorblick (Abb. 9.33).

Abb. 9.33: Offener Polygonzug



Sind die Polygonwinkel zu einem Vieleck geschlossen, so spricht man von einem geschlossenen Polygonzug (Abb. 9.34). Die Summe der Polygon-Innenwinkel ist die Summe der Winkel der Dreiecke (I, II, III . . .) minus 400° . Die Innenwinkel werden durch linksläufige Umgehung des Polygonzuges gemessen. Die Summe der Polygon-Außenwinkel ist die Summe der vollen Winkel bei den Tangentenpunkten minus die Summe der Polygon-Innenwinkel. Die Außenwinkel werden durch rechtsläufige Umgehung des Polygonzuges gemessen.

Abb. 9.34: Geschlossener Polygonzug



Innenwinkelsumme

$$\Sigma \beta = (n-2) \cdot 200^\circ$$

Außenwinkelsumme

$$\Sigma \beta = n \cdot 400^\circ - (n-2) \cdot 200^\circ$$

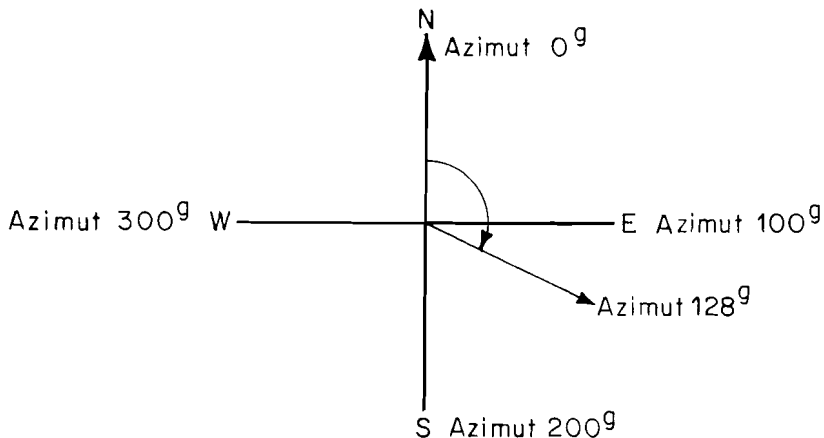
$$\Sigma \beta = (n+2) \cdot 200^\circ$$

n: Anzahl Polygonpunkte

9.412 Das Azimut

Das Azimut ist der Winkel zwischen magnetischer Nordrichtung und einer bestimmten Richtung, gemessen im Uhrzeigersinn (Abb. 9.35). Mit dem Azimut kann die nach Norden orientierte Richtung von Strecken im Gelände bestimmt werden.

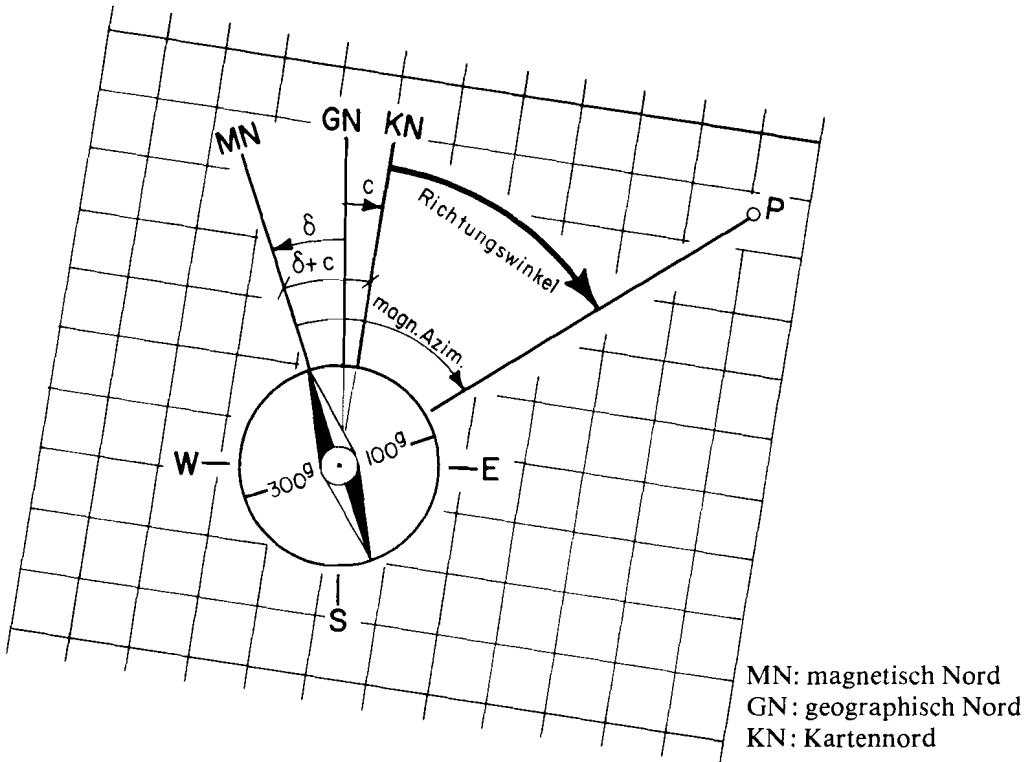
Abb. 9.35: Das Azimut, der Winkel zur magnetischen Nordrichtung im Uhrzeigersinn



Vor- und Rückblick über die gleiche Strecke haben ein um 200^{g} verschiedenes Azimut, das Lot auf die Strecke hat ein um 100^{g} verschiedenes Azimut.

Beim Arbeiten mit Karten und Plänen ist zu berücksichtigen, dass magnetisch Nord MN und geographisch Nord GN um den Winkel δ , die sogenannte magnetische Deklination, verschieden sind (Abb. 9.36). In der Schweiz weicht die Magnetnadel überall nach Westen von geographisch Nord ab. Die magnetische Deklination ist von Ort zu Ort verschieden und ändert mit der Zeit, sowohl über längere Perioden (Jahre) als auch während eines Tages. Neben der magnetischen Deklination ist auch die Abweichung der Kartenmeridiane von geographisch Nord, die sogenannte Meridiankonvergenz c , zu berücksichtigen. Die Meridiankonvergenz ist durch die Projektionsverzerrung der Zylinderprojektion der neuen Landeskarte bedingt. Die magnetische Deklination und die Meridiankonvergenz ergeben zusammen die sogenannte Kartendeklination, d. h. den Winkel zwischen Kartennord KN und Kompassnord. Auf dem Bezugsmeridian der Landeskarte der Schweiz, dem Meridian durch die Sternwarte von Bern, ist die Kartendeklination identisch mit der magnetischen. An allen anderen Orten ist auch die Meridiankonvergenz zu berücksichtigen. Die Kartendeklination und deren zeitliche Veränderung ist für die Blattmitte und ein bestimmtes Jahr auf jeder Landeskarte angegeben. Die Kartendeklination kann also für jeden Zeitpunkt berechnet werden.

Abb. 9.36: Azimut, magnetische Deklination δ , Meridiankonvergenz c , Kartendeklination $\delta + c$



Beispiel

Landeskarte der Schweiz, 1:25 000, Blatt 1091, Zürich «Der veränderliche Winkelwert der westlichen Abweichung der Magnetnadel wird auf die Süd-Nordlinien des Kilometernetzes bezogen und gilt für die Blattmitte und das Jahr 1978. Er beträgt 54 A‰ (3°53′, 3°05′) und nimmt jährlich ca. 1.5 A‰ (9.6″, 5.2′) ab».

Die Kartendeklination kann auch empirisch bestimmt werden, indem mit der Bussole oder dem Bussolentheodolit das Azimut zwischen zwei auf der Karte genau lokalisierten Punkten gemessen wird. Mit einem Transporteur oder mittels Koordinatenrechnung wird das Azimut der Strecke aus der Karte bestimmt. Die Differenz der beiden Azimute ergibt die Kartendeklination.

Die Kartendeklination ist insbesondere bei der Koordinatenberechnung des Polygonzuges, beim Anschliessen des Polygonzuges an Fixpunkte und bei der Absteckung von Seillinien zu berücksichtigen.

9.413 Die Vertikalwinkelmessung

Der Vertikalwinkel kann mit dem Theodolit gemessen werden. Er ist der Winkel zwischen der Horizontalen und der Ziellinie. Die Ziellinie ist durch den Mittelpunkt des Objektivs und den Schnittpunkt des Fadenkreuzes des Fernrohres bestimmt, die Horizontale durch die Tangente an die Blase der eingespielten Höhenzeigerlibelle. Vor jeder Ver-

tikalwinkelmessung muss also die Höhenzeigerlibelle bzw. der Kompensator eingespielt werden. Dann ist der Horizontalfaden auf den Zielpunkt zu richten. Neben der Winkelgröße sind auch die Instrumenten- und Zielhöhe zu notieren. Der Vertikalwinkel kann bei den meisten Theodoliten nur an einer einzigen Kreisstelle abgelesen werden, womit die Exzentrizität des Vertikalkreises nicht behoben ist. Zur Elimination von Instrumenten- und Messfehlern wären die Höhenwinkel in beiden Fernrohrlagen zu messen, doch begnügt man sich bei tachymetrischen Messungen im forstlichen Ingenieurwesen mit einer einzigen Fernrohrlage. Die Ablesung in horizontaler Richtung beträgt bei den meisten Theodoliten 100^g (Fernrohrlage I) oder 300^g (Fernrohrlage II), um eine Verwechslung von positiven und negativen Höhenwinkeln zu verhindern.

Der Vertikalwinkel wird aus der Differenz zwischen der Ablesung A und dem Wert für die Horizontale bestimmt (Tab. 9.37).

Tab. 9.37: Beispiele für die Berechnung des Vertikalwinkels

Kern DK 1

Visur	Vertikalwinkelablesung A		Vertikalwinkel α
	FRL I	FRL II	
aufwärts	123.00 ^g	277.00 ^g	+ 23.00 ^g
horizontal	100.00 ^g	300.00 ^g	0.00 ^g
abwärts	91.00 ^g	309.00 ^g	- 9.00 ^g

Wild T0

Visur	Vertikalwinkelablesung A		Vertikalwinkel α
	FRL I	FRL II	
aufwärts	81.00 ^g	119.00 ^g	+ 19.00 ^g
horizontal	100.00 ^g	100.00 ^g	0.00 ^g
abwärts	116.00 ^g	84.00 ^g	- 16.00 ^g

Da beim T0 die Ablesung bei horizontaler Visur in beiden Fernrohrlagen 100^g ist, ist bei der Vertikalwinkelmessung die Lage des Fernrohres unbedingt zu notieren.

9.42 Längenmessung

9.421 Die direkte Längenmessung

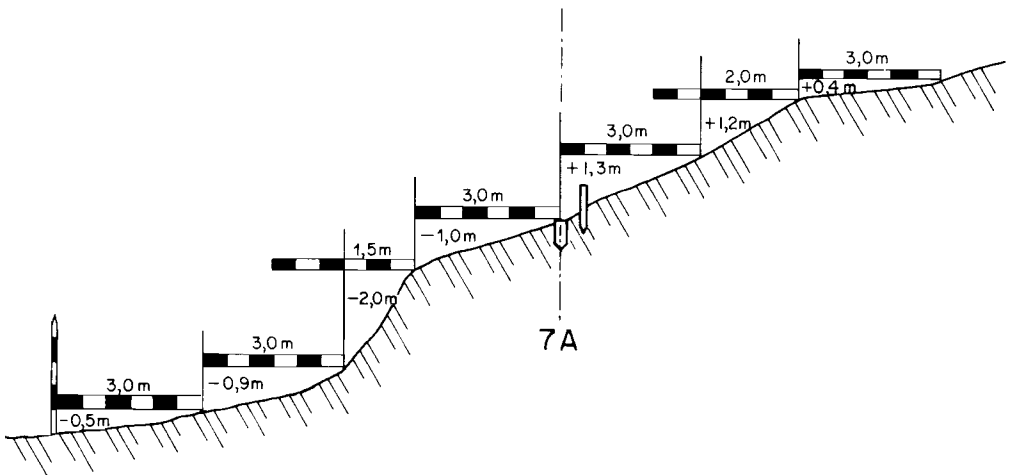
Bei der direkten Längenmessung wird ein Metermass (Messband, Doppelmeter, Messlatte) direkt an der zu messenden Strecke angelegt. Bei der direkten Distanzmessung muss die Strecke auf ihrer ganzen Länge begehbar sein. Unter der Länge wird ausser bei Bau-

ausmassen für Abrechnungen immer die Horizontaldistanz verstanden, welche durch Staffelmessung oder durch Schrägmessung mit Neigungskorrektur bestimmt wird. Um Mess- und Rechnungsfehler zu eliminieren, werden in der Regel Doppelmessungen (Hin- und Rückmessung) ausgeführt.

9.4211 Die Staffelmessung

Bei der Staffelmessung wird eine geneigte Strecke je nach Messinstrument in kurze Horizontalstrecken unterteilt, deren Richtung durch Einvisieren von Jalons festgelegt wird. Die Teilstrecken werden mit dem Messband, der Messlatte, Setzlatte oder dem Doppelmeter gemessen. Beim Messband wird die Horizontallage von Auge (kürzeste Strecke!), bei der Latte mit einer Libelle oder Wasserwaage bestimmt. Gestaffelt wird mit dem Senkel oder mit dem Jalon. Im forstlichen Strassenbau wird die Länge der Strassenachse mittels Staffelmessung mit dem Messband ermittelt, und die Querprofile werden in Form einer Staffelmessung mit der Setzlatte aufgenommen (Abb. 9.38 und Tab. 9.39). Bei der Strassenprojektierung werden die Längen normalerweise auf Dezimetergenauigkeit gemessen (Tab. 9.40). In Kurven müssen die Bogenlängen rechnerisch ermittelt werden; die Messung der Sehnenlängen dient nur zu Kontrollzwecken.

Abb. 9.38: Staffelmessung mit Setzlatte und Jalon bei der Aufnahme der Querprofile



Tab. 9.39: Protokoll für die Aufnahme von Querprofilen

QUERPROFILE				Projekt	Luftschloss				
				Datum	21. 7. 83				
links				Profil-Nr.	rechts				Bemerkungen
L	ΔL	ΔH	H		L	ΔL	ΔH	H	
0.0			0.0	7 A	0.0			0.0	
3.0	3.0	-1.0	-1.0		3.0	3.0	+1.3	+1.3	
4.5	1.5	-2.0	-3.0		5.0	2.0	+1.2	+2.5	
7.5	3.0	-0.9	-3.9		8.0	3.0	+0.4	+2.9	
10.5			-4.4						

Tab. 9.40:
 Protokoll einer
 Staffelmessung mit dem
 Messband bei der
 Längenmessung der
 Strassenachse

LÄNGENMESSUNG

Datum: 14. 7. 83

Wetter: regnerisch

Projekt: Luftschloss

Hinmessung: Zwischengeraden und gerechnete Bogenlängen		Profil	Rückmessung: nur Zwischengeraden
ΔL	L	Nr.	ΔL
	0.0	1	
12.2	12.2	2	12.2
10.1	22.3	3 A	10.1
10.2	32.5	4 M	
10.2	42.7	5 E	
9.8	52.5	6	9.7
11.7	64.2	7 A	11.7
10.8	75.0	8 M	
10.7	85.7	9 E	
11.5	97.2	10 A	11.5
12.1	109.3	11 M	
12.1	121.4	12 E	
10.5	131.9	13	10.5
13.7	145.6	14	13.7
8.5	154.1	15 A	8.5
8.7	162.8	16 M	
8.7	171.5	17 AE	
10.2	181.7	18 M	
10.1	191.8	19 E	
10.2	202.0	20 A	10.2
10.5	212.5	21 M	
10.5	223.0	22 E	
12.2	235.2	23	12.1
13.8	249.0	24	13.8
10.2	259.2	25 A	10.2
11.3	270.5	26 M	
11.3	281.8	27 E	

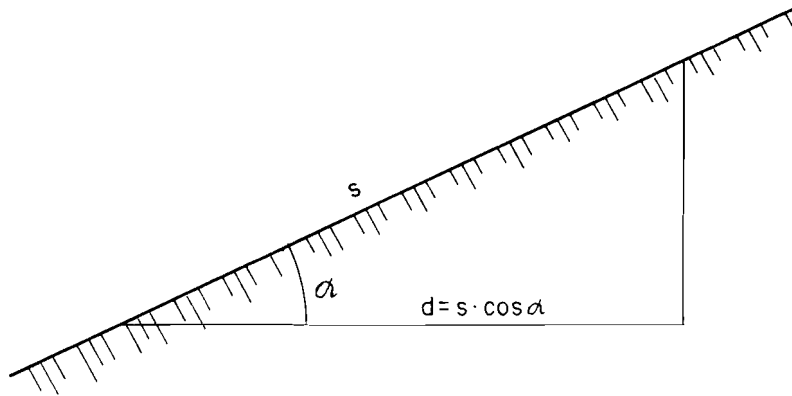
9.4212 **Das Reduktionsverfahren**

Beim Reduktionsverfahren werden die Strecken entlang der Geländelinie schief gemessen, und es wird die Neigung bestimmt (Abb. 9.41). Diese Methode kommt in gleichmäßig geneigtem Gelände zur Anwendung. Die Horizontalabstand wird rechnerisch folgendermassen ermittelt:

$$d = s \cdot \cos \alpha$$

Für kleine Winkel (Neigung bis 3‰ oder 2°) ist die Korrektur mit $\cos \alpha$ ($\cos 2^\circ = 0.9995$) so gering, dass $s = d$, d.h. die schiefe gleich der horizontalen Distanz gesetzt werden darf.

Abb. 9.41: Reduktionsverfahren



Mit dem Gefällsmesser wird die Neigung in ‰, also $100 \cdot \operatorname{tg} \alpha$, gemessen. Mit Tabellen oder Rechnern ist die Beziehung von $\operatorname{tg} \alpha$ und $\cos \alpha$ leicht herzustellen.

Beispiel

$$s = 83.5 \text{ m, Neigung} = 47\text{‰} \rightarrow \cos \alpha = 0.9050$$

$$d = 83.5 \text{ m} \cdot 0.9050 = 75.6 \text{ m}$$

9.4213 Die Fehlerquellen bei der Längenmessung mit dem Messband

9.42131 Grobe, vermeidbare Fehler:

— Falsches Ablesen (z.B. Meter- oder Dezimeterfehler, verwechseln von Zahlen wie z.B. 9.65 m statt 9.56 m, falsche Auffassung der Messrichtung wie z.B. 9.02 m statt 8.98 m)

Durch unabhängige Hin- und Rückmessung können diese Fehler vermieden werden.

— Falsches Anlegen des Bandanfanges

9.42132 Systematische Fehler:

— Durchhang des Messbandes. Dieser Fehler kann mit folgender Formel berechnet werden:

$$\Delta \ell = - \frac{8 \cdot f^2}{2 \cdot \ell} \quad \begin{array}{l} f \quad : \text{Durchhang} \\ \ell \quad : \text{Bandlänge} \\ \Delta \ell : \text{Längenverkürzung} \end{array}$$

Bei einem 30 m langen Band beträgt die Verkürzung der gemessenen Länge bei einem Durchhang von 50 cm 3.3 cm. Zur Vermeidung von grösseren Durchhangfehlern sind deshalb bei der Staffelmessung die Teilstrecken nicht länger als 15—20 m zu wählen.

- Falsche Bandlänge. Die Leinen- und Kunststoffmessbänder dehnen sich bei Zug und Feuchtigkeitseinwirkung erheblich. Diese Messbänder sind von Zeit zu Zeit an Latten zu eichen. Stahlmessbänder verziehen sich wenig.
- Die einzelnen Messungen weichen seitlich aus der Geraden aus. Dieser Fehler tritt bei der Staffelmessung auf. Er ist jedoch unbedeutend. Bei 20 m Bandlänge und 50 cm seitlicher Abweichung beträgt die Verkürzung 6 mm. Durch Markieren der Anfangs- und Endpunkte und genaues Einfluchten der Zwischenpunkte verschwindet dieser Fehler praktisch.
- Das Ausweichen aus der Horizontalen hat die gleiche Auswirkung wie das Ausweichen aus der Geraden. Da dieser Fehler weniger leicht vermieden werden kann, ist besondere Aufmerksamkeit auf horizontales Messen zu legen.

9.42133 Zufällige Fehler:

- ungenaues Abloten bei der Staffelmessung
- ungenaues Anlegen bei der Staffelmessung
- unscharfes Ablesen (z.B. nicht genau in Jalonmitte, ungenaues Runden)

Durch Wiederholen der Messungen können diese Fehler geschätzt und ausgeglichen werden.

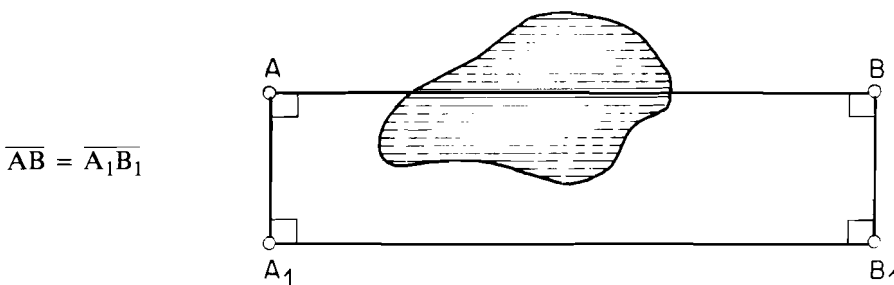
9.422 Die indirekte Längenmessung zur Überwindung von Hindernissen

Wenn die zu messende Strecke nicht auf ihrer ganzen Länge oder überhaupt nicht zugänglich oder nicht übersehbar ist, so ist sie indirekt zu messen. Dabei können folgende Fälle unterschieden werden:

- Die Strecke ist wegen eines Hindernisses nicht begehbar, jedoch übersehbar.
- Die Strecke ist weder begehbar noch übersehbar.
- Ein Endpunkt der Strecke ist unzugänglich, die Strecke ist jedoch übersehbar.

9.4221 Messung einer nicht begeh-, aber übersehbaren Strecke

Abb. 9.42: Indirekte Längenmessung durch eine parallele Hilfsstrecke



$$\overline{AB} = \overline{A_1B_1}$$

In A und B (Abb. 9.42) errichtet man das Lot zu \overline{AB} und steckt darauf die gleich langen Strecken $\overline{AA_1}$ und $\overline{BB_1}$ ab. $\overline{A_1B_1}$ ist dann gleich lang wie \overline{AB} . Um den Richtungsfehler des Lotes möglichst klein zu halten, sollen $\overline{AA_1}$ und $\overline{BB_1}$ möglichst kurz sein.

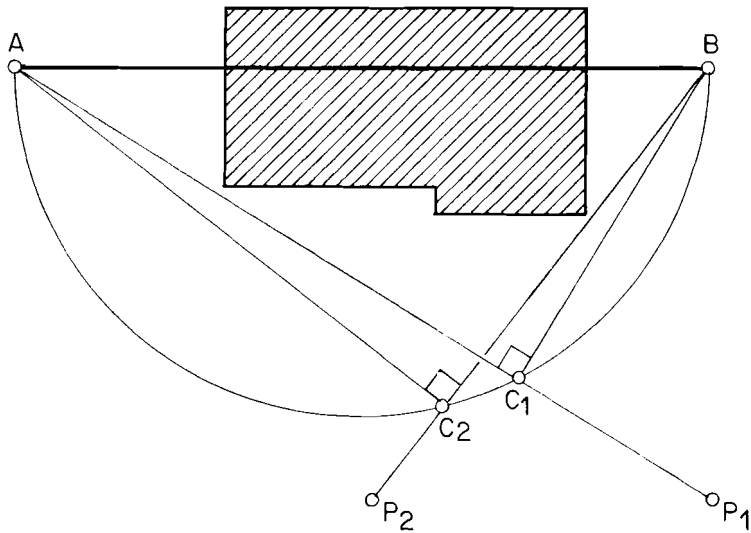
9.4222 Messung einer weder begeh- noch übersehbaren Strecke

Eine weder begeh- noch übersehbare Strecke kann mit Hilfe des Lehrsatzes von Pythagoras bestimmt werden. Möglichst nahe am Hindernis (Abb. 9.43) vorbei wird von A bzw. von B aus ein Hilfsstrahl $\overline{AP_1}$ bzw. $\overline{BP_2}$ abgesteckt, auf den der andere Endpunkt der Strecke (Punkt B bzw. A) aufgelotet wird. Die gesuchte Strecke ist dann:

$$\overline{AB} = \sqrt{\overline{AC_1}^2 + \overline{BC_1}^2} = \sqrt{\overline{AC_2}^2 + \overline{BC_2}^2}$$

Im Interesse der Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Messung wird diese Hilfskonstruktion zweimal durchgeführt (P_1 und P_2 , C_1 und C_2).

Abb. 9.43: Indirekte Längenmessung mit Hilfe des Lehrsatzes von Pythagoras



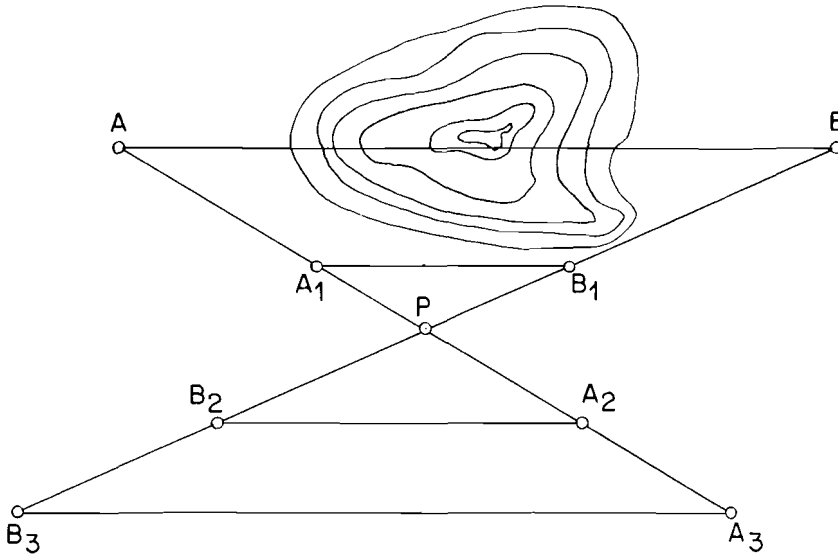
Beispiel

$$\overline{AC_1} = 28.7 \text{ m}, \quad \overline{BC_1} = 38.2 \text{ m}$$

$$\overline{AB} = \sqrt{28.7^2 + 38.2^2} = 47.8 \text{ m}$$

Die Länge einer weder begeh- noch übersehbaren Strecke kann auch mit Hilfe des Strahlensatzes bestimmt werden (Abb. 9.44). Der Punkt P wird so gewählt, dass von ihm aus A und B sichtbar sind und die Strecken \overline{AP} und \overline{BP} gemessen werden können. Nun werden \overline{AP} und \overline{BP} im gleichen Verhältnis verlängert oder verkürzt, so dass die Strecke $\overline{A_iB_i}$ gemessen werden kann. Die Strecke $\overline{A_iB_i}$ ist dann parallel zur Strecke \overline{AB} , welche nach dem Strahlensatz berechnet werden kann. Wenn möglich wählt man $\overline{AA_i} = 1/2 \cdot \overline{AP}$ oder $\overline{AA_i} = 2 \cdot \overline{AP}$.

Abb. 9.44: Indirekte Längenbestimmung mit Hilfe des Strahlensatzes



$$\overline{A_1B_1} : \overline{AB} = \overline{A_1P} : \overline{AP} \rightarrow \overline{AB} = \overline{A_1B_1} \cdot \frac{\overline{AP}}{\overline{A_1P}}$$

$$\overline{A_2B_2} : \overline{AB} = \overline{A_2P} : \overline{AP} \rightarrow \overline{AB} = \overline{A_2B_2} \cdot \frac{\overline{AP}}{\overline{A_2P}}$$

$$\overline{AP} = \overline{A_3P} \rightarrow \overline{AB} = \overline{A_3B_3}$$

Beispiel

$$\overline{AP} = 47.80 \text{ m}, \quad \overline{BP} = 35.20 \text{ m}$$

$$\overline{A_1P} = 12.70 \text{ m}, \quad A_1 \text{ frei gew\u00e4hlt.}$$

In der Wahl von B_1 ist man nicht mehr frei, denn es gilt:

$$\overline{A_1P} : \overline{AP} = \overline{B_1P} : \overline{BP}$$

$$12.70 \text{ m} : 47.80 \text{ m} = \overline{B_1P} : 35.20 \text{ m}$$

$$\overline{B_1P} = \frac{12.70 \cdot 35.20 \text{ m}}{47.80} = 9.35 \text{ m}$$

Nun wird $\overline{A_1B_1}$ gemessen und \overline{AB} berechnet.

$$\overline{A_1B_1} = 15.60 \text{ m}$$

$$\overline{AB} = 15.60 \text{ m} \cdot \frac{47.80 \text{ m}}{12.70 \text{ m}} = 58.71 \text{ m}$$

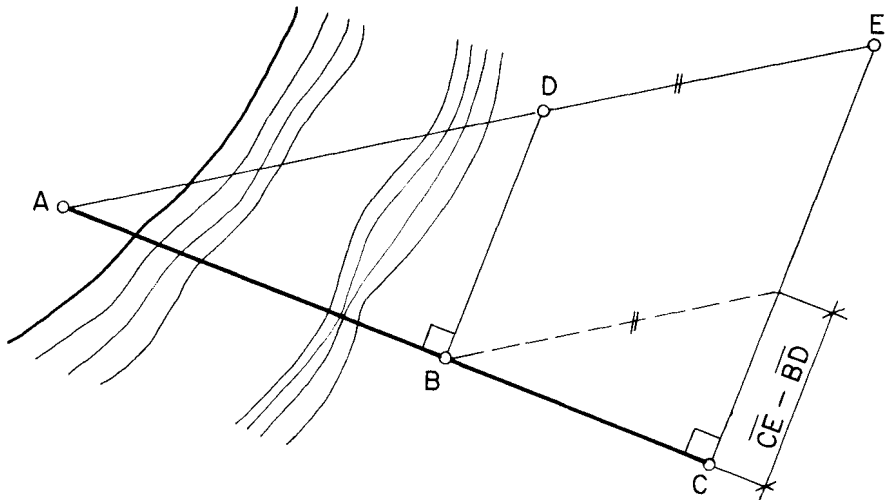
9.4223 Messung einer Strecke, bei der ein Endpunkt unzugänglich ist

Die Strecke \overline{AB} (Abb. 9.45) ist übersehbar, im Punkte A aber nicht zugänglich. \overline{AB} wird bis C verlängert, wo das Lot auf \overline{ABC} errichtet wird. Punkt E wird so gewählt, dass das Dreieck ACE ungefähr gleichschenkelig ist. Im Punkt B wird ebenfalls das Lot auf \overline{AB} errichtet. Der Schnittpunkt mit \overline{AE} ist D. Nun werden die Strecken \overline{BC} , \overline{BD} und \overline{CE} gemessen, und \overline{AB} wird nach dem Strahlensatz berechnet.

$$\overline{AB} : \overline{BD} = \overline{BC} : (\overline{CE} - \overline{BD})$$

$$\overline{AB} = \frac{\overline{BD} \cdot \overline{BC}}{\overline{CE} - \overline{BD}}$$

Abb. 9.45: Indirekte Längenmessung über zwei Hilfsdreiecke



Beispiel

$$\overline{BD} = 51.2 \text{ m}, \overline{BC} = 45.8 \text{ m}, \overline{CE} = 118.3 \text{ m}$$

$$\overline{AB} = \frac{51.2 \text{ m} \cdot 45.8 \text{ m}}{67.1 \text{ m}} = 34.9 \text{ m}$$

9.423 Die optische Distanzmessung

Die gebräuchlichen Instrumente für die optische Distanzmessung sind der Theodolit und im flachen Gelände auch das Nivellierinstrument. Wie bereits in Abschnitt 9.322 dargelegt wurde, ist die Strichplatte des Fernrohres dieser Instrumente neben dem Stüchkreuz mit zwei horizontalen Distanzstrichen versehen, die zwei Ziellinien mit dem konstanten Winkel γ einschliessen. Für die Messung der Distanz wird eine vertikale Nivellierlatte anvisiert, auf der die beiden Ziellinien den Lattenabschnitt ℓ herauschneiden (Abb. 9.46). Bei geneigter Visur berechnet sich die Horizontaldistanz vom Instrumenten- zum Lattenstandort folgendermassen:

$$d = (c + k \cdot \ell) \cdot \cos^2 \alpha$$

c : Additionskonstante
 k : Multiplikationskonstante
 α : Vertikalwinkel
 ℓ : Lattenabschnitt

Diese Beziehung zur Berechnung der Horizontaldistanz lässt sich aus der Abbildung 9.46 näherungsweise wie folgt ableiten:

$$d' = c + \ell' \cdot \frac{1}{2} \cdot \operatorname{ctg} \frac{\gamma}{2} \quad \text{setzen wir } k = \frac{1}{2} \cdot \operatorname{ctg} \frac{\gamma}{2} \quad \text{dann wird}$$

$$d' = c + k \cdot \ell' \quad \text{mit } \ell' = \ell \cdot \cos \alpha \quad \text{wird}$$

$$d' = c + k \cdot \ell \cdot \cos \alpha$$

$$d = d' \cdot \cos \alpha = c \cdot \cos \alpha + k \cdot \ell \cdot \cos^2 \alpha$$

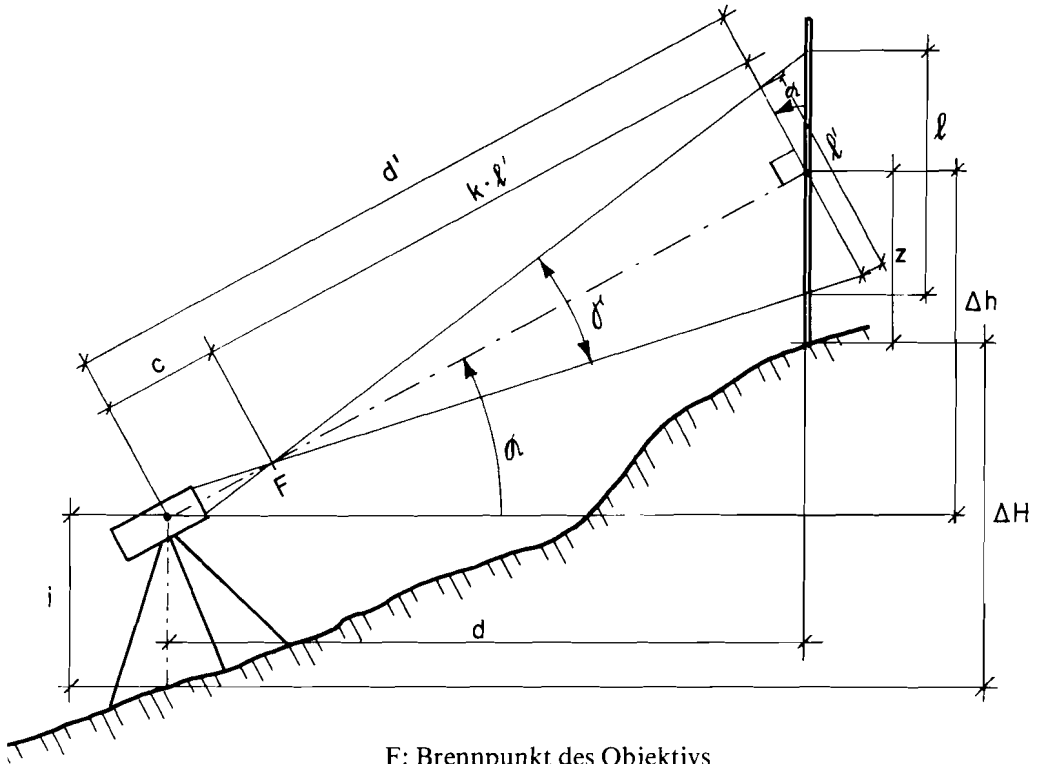
c ist nun so klein, dass geschrieben werden kann:

$$c \cdot \cos \alpha \approx c \cdot \cos^2 \alpha$$

damit wird schliesslich

$$d = (c + k \cdot \ell) \cdot \cos^2 \alpha$$

Abb. 9.46: Optische Distanzmessung bei geneigter Visur



F: Brennpunkt des Objektivs

Bei horizontaler Visur ist $\cos^2 \alpha = 1$. Dann ergibt sich für die Berechnung der Horizontaltdistanz folgende Beziehung:

$$d = c + k \cdot l$$

Die modernen Instrumente sind so konstruiert, dass die Additionskonstante $c = 0$, der parallaktische Winkel $\gamma = 63.66^\circ$ und damit $k = 100$ sind. Dann ergibt sich:

$$d = 100 \cdot l \cdot \cos^2 \alpha$$

schräge Visur

$$d = 100 \cdot l$$

horizontale Visur

Ausser der Horizontaltdistanz kann auch der Höhenunterschied ΔH (Abb. 9.46) berechnet werden.

$$\Delta H = i + \Delta h - z = \Delta h + (i - z)$$

$$\Delta h = d \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$\Delta H = d \cdot \operatorname{tg} \alpha + (i - z)$$

oder mit $d = (c + k \cdot l) \cos^2 \alpha$

$$\Delta H = (c + k \cdot l) \sin \alpha \cdot \cos \alpha + (i - z)$$

Der Arbeitsablauf der optischen Distanz- und Höhendifferenzmessung ist in Abschnitt 9.3436 beschrieben. In der Forstwirtschaft genügt es, wenn diese Messung in einer Fernrohrlage ausgeführt wird.

Beispiele

1) $c = 0$; $k = 100$

$$\ell = 0.176 \text{ m}, \quad \alpha = +5.73^\circ, \quad i = 1.29 \text{ m}, \quad z = 1.39 \text{ m}$$

$$d = 100 \cdot 0.176 \text{ m} \cdot \cos^2 5.73^\circ = 17.46 \text{ m}$$

$$\Delta H = 17.46 \cdot \text{tg } 5.73^\circ + 1.29 \text{ m} - 1.39 \text{ m} = 1.48 \text{ m}$$

2) $c = 0.35 \text{ m}$; $k = 98.7$

$$\ell = 1.234 \text{ m}, \quad \alpha = +12.70^\circ, \quad i = 1.31 \text{ m}, \quad z = 1.42 \text{ m}$$

$$d = (0.35 \text{ m} + 98.7 \cdot 1.234 \text{ m}) \cdot \cos^2 12.70^\circ = 117.35 \text{ m}$$

$$\Delta H = 117.35 \cdot \text{tg } 12.70^\circ + 1.31 \text{ m} - 1.42 \text{ m} = 23.62 \text{ m}$$

Die Größen der Additions- und Multiplikationskonstanten können ermittelt werden. Man arbeitet dabei mit horizontalen Visuren, damit der Reduktionsfaktor $\cos^2 \alpha$ entfällt.

Zuerst bestimmt man die Additionskonstante c . Dabei nimmt man an, dass die Multiplikationskonstante $k = 100$ ist, was ungefähr bei jedem Instrument zutrifft. Damit sich eine Abweichung von 100 möglichst wenig auswirkt, arbeitet man mit kurzen Visuren. Mit dem Messband oder besser mit der Messlatte wird eine horizontale Strecke von 4—8 m Länge abgesteckt, an deren einem Ende das Instrument, am andern die Latte aufgestellt wird. Dann wird die Lattenablesung ℓ getätigt. Die Additionskonstante c ist dann

$$c = d - 100 \cdot \ell$$

Die Messung wird mehrmals und sehr genau durchgeführt (Tab. 9.47).

Tab. 9.47: Beispiel zur Bestimmung der Additionskonstante c

Messung	1.	2.	3.	4.
d (Messband) m	4.0	5.0	6.0	7.0
$100 \cdot \ell$ m	3.8	4.8	5.8	6.8
$c = d - 100 \cdot \ell$ m	0.2	0.2	0.2	0.2
Mittel: $c = 0.2 \text{ m}$				

Anschliessend wird die Multiplikationskonstante k bestimmt. Damit die Abweichung von k ins Gewicht fällt, wird eine längere Strecke von 50—150 m abgesteckt. Auch diese Messung wird mehrmals und sehr genau durchgeführt (Tab. 9.48). k berechnet sich aus der Formel $d = c + k \cdot \ell$ folgendermassen:

$$k = \frac{d - c}{\ell}$$

Tab. 9.48: Beispiel zur Bestimmung der Multiplikationskonstante k

Messung	d (Messband) m	c m	ℓ	$k = \frac{d-c}{\ell}$
1.	50.0	0.2	0.509	97.84
2.	80.0	0.2	0.815	97.91
3.	120.0	0.2	1.221	98.12
4.	150.0	0.2	1.529	97.97
Mittel			$k = 97.96$	

Bei Reduktionstachymetern entfällt die Korrektur mit $\cos^2\alpha$ weil die Entfernung automatisch auf die Horizontalstrecke reduziert wird. An Stelle der festen Horizontalstriche erscheinen im Fernrohrbild gekrümmte Linien, die auf einem Glaskreis aufgetragen sind, der mit der Fernrohrbewegung gekoppelt ist. Je nach Neigung des Fernrohres erscheint ein anderer Ausschnitt aus dem Glaskreis im Fernrohrbild. Ein Kurvenpaar dient zur Ermittlung der Horizontalstrecke, ein zweites zur Ermittlung des Höhenunterschiedes. Theodolite mit automatischer Reduktion sind z.B. der K1-RA (Kern) und der Diagrammtachymeter RDS (Wild).

Der mittlere Fehler der optischen Distanzmessung mit vertikalen Latten beträgt auf 100 m Entfernung 10—20 cm. Durch die stärkere Ablenkung des unteren Messstrahles im Vergleich zum oberen wird die Entfernung systematisch zu kurz geschätzt. Der mittlere Fehler für den Höhenunterschied beträgt je nach Visurweite 1—2 cm.

Im forstlichen Strassenbau werden die Polygonseiten ausser mit dem Messband auch tachymetrisch gemessen, wodurch man zwei unabhängige Messresultate erhält.

9.43 Methoden zur Aufnahme des Geländes

In der Forstwirtschaft ist die Situationsaufnahme des Geländes besonders von Bedeutung bei der Projektierung von Waldstrassen, Wildbachverbauungen, Rutschungssanierungen, Entwässerungen und Lawinverbauungen. Sie gibt dem Projektierenden eine gute Übersicht über die wichtigen Objekte (Gebäude, Strassen, Gewässer, Leitungen, Begrenzungen von Kulturen usw.) im Bereich der zukünftigen Bautätigkeit. Ausserdem dient sie auch der Ermittlung der Lage, der Form und der Grösse von Flächen (Grundstücke, Waldbestände, Gebäude usw.).

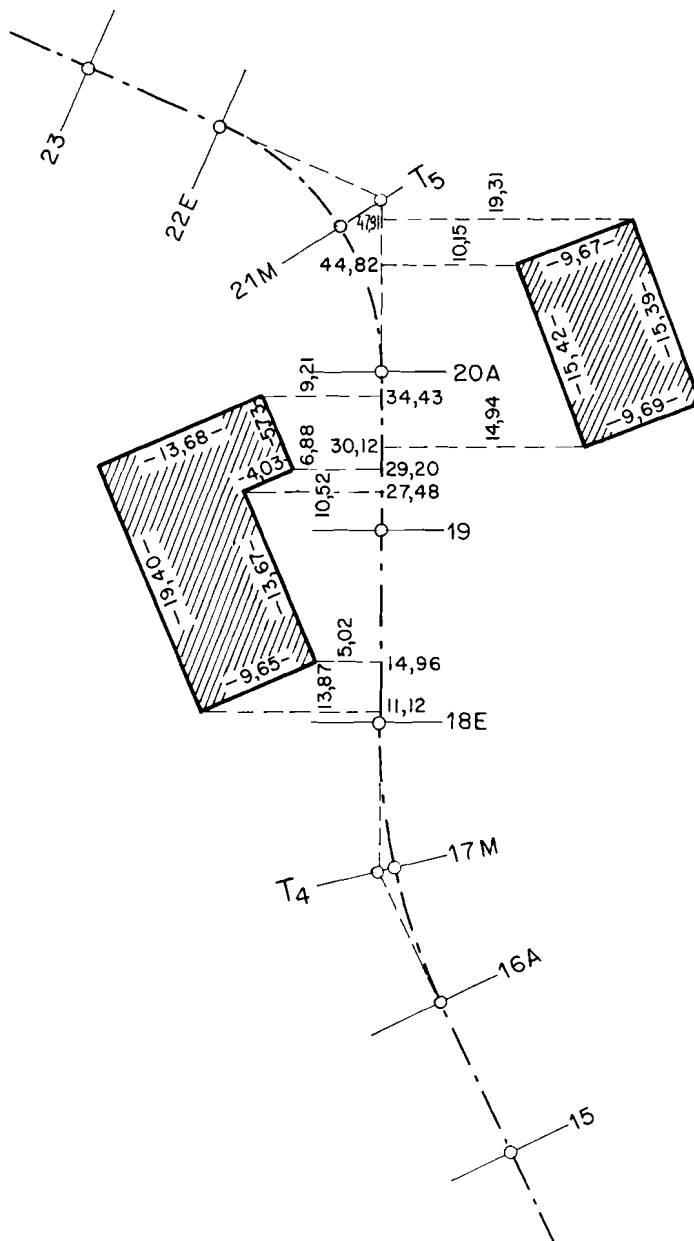
9.431 Die orthogonale Aufnahmemethode

Bei der orthogonalen Aufnahmemethode wird mit rechtwinklig aufeinanderstehenden Koordinaten gearbeitet. Zuerst wird die Grundlinie oder Abszisse gewählt, die durch zwei Fixpunkte (Polygonpunkte, Tangentenpunkte) gehen muss (Abb. 9.49). Dann werden von den einzumessenden Detailpunkten die Lote auf die Abszisse gefällt, d.h. mit dem Winkelprisma werden die Lotfusspunkte auf der Abszisse bestimmt. Die Abstände

vom Lotfusspunkt zum Detailpunkt sind die Ordinaten. Nun werden die Abszissen durchgehend eingemessen und anschliessend die Ordinaten einzeln bestimmt. Dabei konstruiert der Aufnahmeleiter fortlaufend die Vermessungsskizze und protokolliert die Masse.

Für die Aufnahme des Geländes nach diesem Verfahren werden nur ein Doppelpentaprisma, ein Messband und einige Jalons benötigt. Diese Methode eignet sich besonders für Situationsaufnahmen im flachen Gelände.

Abb. 9.49: Prinzip der orthogonalen Aufnahmemethode

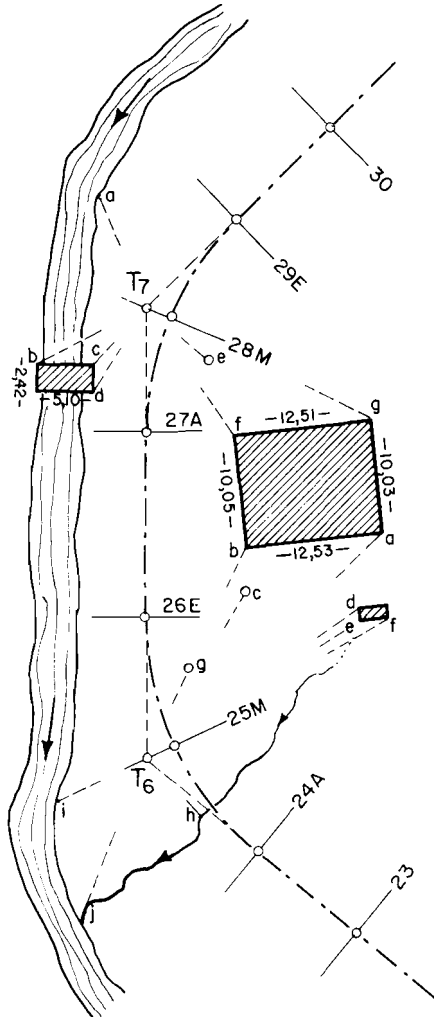


9.432 Die polare Aufnahmemethode

Bei der polaren Aufnahmemethode wird die Lage der einzumessenden Detailpunkte mit einem Winkel und einer Distanz auf einen bestimmten Ausgangspunkt, den Pol, bezogen. Winkel und Distanz werden als polare Koordinaten bezeichnet. Für die Aufnahme der Detailpunkte werden von den Polen (T_6 und T_7 in Abb. 9.50) und von den gegebenen Richtungen aus (von T_6 nach T_7 bzw. von T_7 nach T_6) die Distanzen und Richtungen zu den einzumessenden Punkten ermittelt. Die Winkelmessung erfolgt mit dem Theodolit oder mit der Bussole. Für die Distanzmessung wird entweder der Theodolit oder das Messband verwendet. Die aufgenommenen Punkte werden ungefähr maßstäblich in einer Feldskizze eingezeichnet, jedoch ohne Winkel- und Distanzangaben. Das Hauptzahlenmaterial wird in einem Feldbuch registriert.

Die polare Aufnahmemethode ist der orthogonalen besonders im steilen Gelände überlegen.

Abb. 9.50: Prinzip der polaren Aufnahmemethode



9.44 Höhenbestimmung

9.441 Die Höhenbestimmung mit der Setzlatte

Die Höhenbestimmung mit der Setzlatte ist eine Staffelmessung, wie sie in Abschnitt 9.4211 beschrieben wurde. Bei der Aufnahme der Querprofile wird mit dem Jalon gestafelt und der Höhenunterschied meistens auf einen Dezimeter genau gemessen. Die Aufnahme der Querprofile von Strassenprojekten ist in Kapitel 2 «Detailprojektierung» eingehend beschrieben.

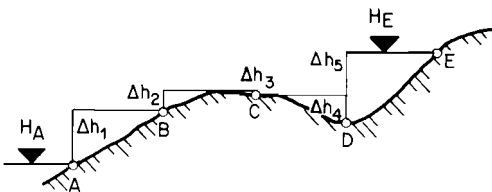
9.442 Das Nivellement

Das Nivellement stellt die wichtigste Methode zur Bestimmung von Höhen bzw. Höhenunterschieden dar. Dabei werden die Höhenunterschiede durch horizontales Anvisieren von senkrecht stehenden Messlatten (Nivellierlatten) ermittelt. Zum Nivellieren werden ein Nivellierinstrument oder ein Gefällsmesser und eine Nivellierlatte benötigt.

9.4421 Die Arten von Nivellements

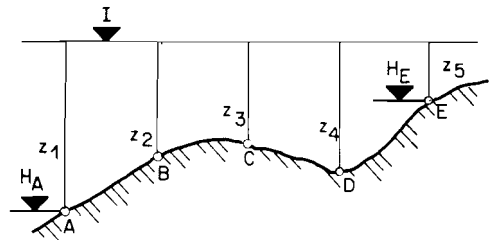
Grundsätzlich unterscheidet man zwischen Strecken- und Flächennivellements (Abb. 9.51). Beim Streckennivellement wird der Höhenunterschied der Punkte auf einen Geländepunkt, beim Flächennivellement auf eine Horizontalebene bezogen. Dies hat zur Folge, dass sich beim Streckennivellement ein Messfehler fortpflanzt, beim Flächennivellement jedoch nicht.

Abb. 9.51: Strecken- und Flächennivellement



Prinzip des Streckennivellements:

$$H_E = H_A + [\Delta h_i]$$



Prinzip des Flächennivellements:

$$H_E = H_A + z_1 - z_5$$

$$H_E = I - z_5$$

9.44211 Das Streckennivellement

Beim Streckennivellement stellt sich der Messende mit dem Gefällsmesser oder Nivellierinstrument ungefähr in die Mitte, jedoch nicht notwendigerweise in die Verbindungsgerade von zwei Punkten. Dadurch wird der Einfluss des Ziellinienfehlers (Ziellinie nicht genau horizontal) eliminiert. Dann wird horizontal auf die vordere und hintere Latte visiert. Die beiden Lattenablesungen heißen Vorblick V und Rückblick R. Der Höhenunterschied Δh zwischen den beiden Lattenstandorten ist die Differenz von Rück- und Vorblick, also:

$$\Delta h = R - V$$

Wird ein Streckennivellement über mehrere Punkte einer Linie durchgeführt, so berechnet sich der Höhenunterschied ΔH zwischen Anfangs- und Endpunkt der Linie folgendermassen:

$$\Delta H = |R_i| - |V_i| = |\Delta h_i|$$

Wichtig ist, dass die Höhe der Ziellinie beim Rückblick und Vorblick gleich gross ist! In Tabelle 9.52 ist ein Beispiel für ein Streckennivellement angegeben.

Tab. 9.52: Beispiel eines Streckennivellements

Punkt Nr.	Rückblick R (m)	Vorblick V (m)	R-V		Punkthöhe	Bem.
			(+)	(-)		
A = 1					100.00	fikt. Höhe
2	2.15	1.05	1.10		101.10	
3	1.81	0.80	1.01		102.11	
4	1.20	1.51		0.31	101.80	
B = 5	0.30	1.62		1.32	100.48	
Summe	5.46	4.98	2.11	1.63	B-A = 0.48	Kontrolle
			+ 0.48			

9.44212 Das Flächennivellement

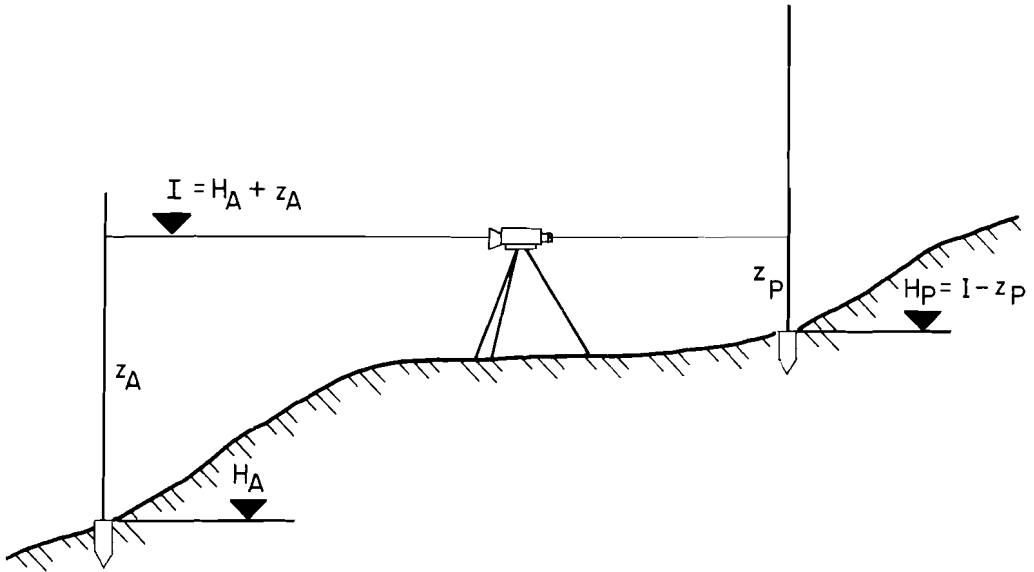
Beim Flächennivellement werden die Punkthöhen auf eine Horizontalebene auf der Höhe der Ziellinie, den sogenannten Instrumentenhorizont I, bezogen (Abb. 9.53). Im Unterschied zum Streckennivellement werden beim Flächennivellement von einem Instrumentenstandort aus möglichst viele Punkte anvisiert. Der Instrumentenhorizont I wird berechnet, indem man zur bekannten Ausgangshöhe H_A des Punktes A die Lattenablesung z_A addiert:

$$I = H_A + z_A$$

Die Punkthöhe H_P eines beliebigen Punktes P wird auf den Instrumentenhorizont I bezogen und ist:

$$H_P = I - z_P$$

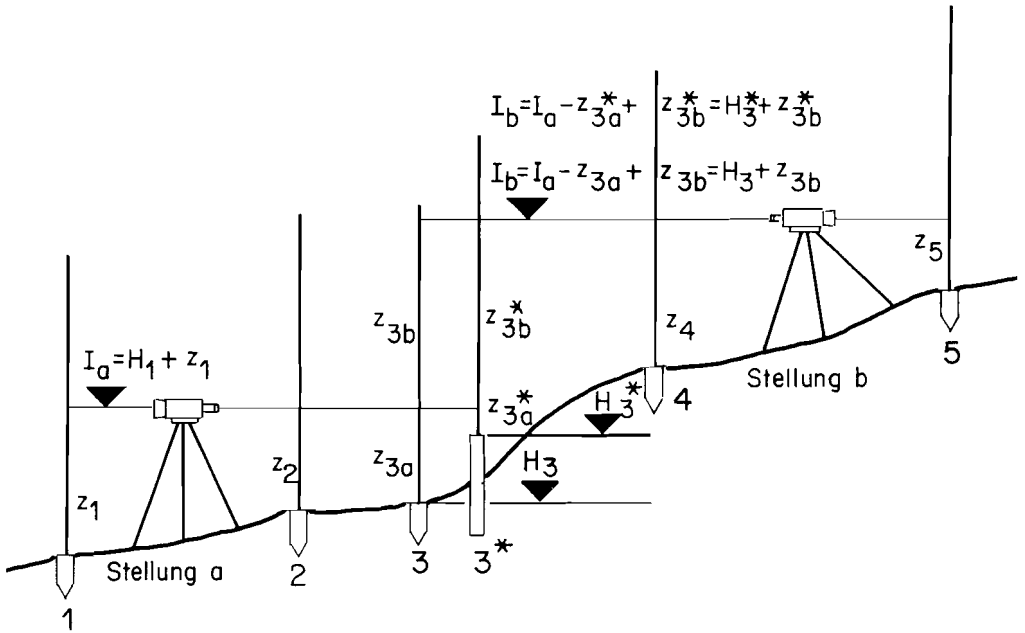
Abb. 9.53: Prinzip des Flächennivellements



Von einem Instrumentenstandort aus werden möglichst viele Punkte anvisiert. Wenn nun die Nivellierlatte über oder unter dem Instrumentenhorizont ist oder wenn die Visurweite zu lang wird, muss ein neuer Instrumentenstandort gewählt werden (Abb. 9.54 und Tab. 9.55). Der Instrumentenhorizont der neuen Instrumentenstellung wird berechnet, indem auch von der neuen Instrumentenstellung aus der letzte Messpunkt der alten Stellung, dessen Höhe nun als Ausgangshöhe gewählt wird, nochmals anvisiert wird. Ein Ablesefehler bei der Umstellung des Instrumentes würde sich deshalb fortpflanzen. Um dies zu verhindern, wird beim letzten Messpunkt der alten Instrumentenstellung ein zusätzlicher Punkt, der sogenannte Kontrollpunkt, vom alten und neuen Instrumentenstandort aus eingemessen. Der Kontrollpunkt wird im Protokoll mit einem * bezeichnet (oft Nummernpfahl neben dem Bodenpfahl).

Weil die Zielweiten beim Flächennivellement unterschiedlich lang sind, wirkt sich ein Ziellinienfehler im Unterschied zum Streckennivellement auf das Messergebnis aus. Deshalb muss die Ziellinie von Libellennivellieren vor jeder Messung exakt feinhorizontiert werden (Einspielen der Röhrenlibelle vor jeder Ablesung!). Zur Kontrolle wird immer ein Doppelnivellement, d.h. ein Hin- und Rücknivellement, ausgeführt.

Abb. 9.54: Flächennivellement mit Umstellung des Instrumentes



Tab. 9.55: Beispiel eines Protokolles für ein Flächennivellement

NIVELLEMENT Projekt: Luftschloss
 Wetter: regnerisch Datum: 15. 7. 83

Pkt. Nr.	z (m)	I (m)	H (m)	Bemerkung
1	2.09	102.09	100.00	fikt. Höhe
2	1.58	(= I _a)	100.51	
3	1.03		101.06	
3*	0.65		101.44	
3*	3.33	104.77	101.44	
3	3.71	104.77	101.06	
4	2.03	(= I _b)	102.74	
5	0.98		103.79	

- z : Lattenablesung
- I : Instrumentenhorizont
- H : Punkthöhe
- 3* : Kontrollpunkt

- I_a = H₁ + z₁
- H₂ = I_a - z₂
- I_b = H₃* + z₃*_b
- = H₃ + z_{3b}
- H₄ = I_b - z₄

9.4422 Nivellieren mit dem Gefällsmesser

Beim Nivellieren mit dem Gefällsmesser erfolgt die Lattenablesung ohne Fernrohr von blossem Auge, so dass nur relativ kurze Zielweiten möglich sind. Deshalb führt man mit dem Gefällsmesser in der Regel ein Strecken- und kein Flächennivellement durch. Die Instrumentenhöhe muss beim Vor- und Rückblick gleich gross sein.

Das Nivellieren mit dem Gefällsmesser ist relativ ungenau und eignet sich deshalb nur für Vermessungsarbeiten mit geringen Anforderungen an die Genauigkeit.

9.4423 Nivellieren mit dem Nivellierinstrument

Das Messfernrohr des Nivellierinstrumentes erlaubt Visuren auf längere Distanz, so dass sowohl ein Strecken- als auch ein Flächennivellement ausgeführt werden kann. Vor jeder Ablesung muss die Ziellinie exakt feinhorizontiert werden. Eine Dejustierung des Instrumentes wird mit der Nivellierprobe (Abschnitt 9.4424) ermittelt. Das Stativ und die Nivellierlatte sind auf einen festen Standort zu stellen. Die Latte muss mit einem Lattenrichter senkrecht aufgestellt und mit einem Jalon seitlich abgestützt werden.

9.4424 Die Nivellierprobe

Beim Nivellieren mit dem Nivellierinstrument muss die Ziellinie waagrecht, d.h. parallel zur Libellentangente im Einspielpunkt liegen. Um dies zu kontrollieren und das Instrument allenfalls zu justieren dient die Nivellierprobe (Abb. 9.56). Dabei werden zwei Punkte A und B von zwei verschiedenen Instrumentenstandorten 1 und 2 aus eingemessen. Die Punkte A und B werden im Abstand von 40—60 m gewählt. Die wahre Höhendifferenz von A und B wird durch Nivellieren aus der Mitte der Strecke \overline{AB} ermittelt, denn ein Ziellinienfehler wirkt sich bei dieser Instrumentenstellung (Stellung 1) nicht aus. Beim Nivellieren aus der Mitte erhält man die Lattenablesungen z_{A1} und z_{B1} , und die wahre Höhendifferenz von Punkt A zu Punkt B ist

$$\Delta h_1 = z_{A1} - z_{B1}$$

Dann wird das Nivellierinstrument möglichst nahe hinter den Punkt A, d.h. im Abstand von etwa 2 m, aufgestellt (Stellung 2). Die Ablesung an der Latte beim Punkt A, z_{A2} , ist dann praktisch frei vom Ziellinienfehler, während dieser sich auf die Ablesung an der Latte beim Punkt B, z_{B2} , auswirkt. Nun wird die Höhendifferenz der Punkte A und B aus der Instrumentenstellung 2 berechnet.

$$\Delta h_2 = z_{A2} - z_{B2}$$

Falls nun Δh_2 wesentlich von Δh_1 abweicht, ist die Ziellinie nicht parallel zur Libellentangente im Einspielpunkt, d.h. nicht horizontal, und das Instrument muss justiert werden. Bei Libellennivellieren stellt man dabei mit der Kippschraube den Faden auf die Sollablesung an der Latte B:

$$z_{A2} - \Delta h_1$$

Der Ausschlag der Blase der Röhrenlibelle wird mit der Libellenjustierschraube korrigiert.

Bei automatischen Nivellieren verschiebt man das Fadenkreuz auf die Sollablesung $z_{A2} - \Delta h_1$ durch Drehen der Justierschraube. Nach der Justierung ist die Nivellierprobe zu wiederholen. Die Nivellierprobe ist zu Beginn jeder neuen Aufnahme durchzuführen.

Protokoll Nivellierprobe

1) Aufstellung in der Mitte (Stellung 1)

$$\begin{aligned} z_{A1} &= 1.457 \text{ m} \\ z_{B1} &= 0.824 \text{ m} \\ \hline \Delta h_1 &= 0.633 \text{ m} \end{aligned}$$

Aufstellung bei A (Stellung 2)

$$\begin{aligned} z_{A2} &= 1.325 \text{ m} \\ z_{B2} &= 0.704 \text{ m} \\ \hline \Delta h_2 &= 0.621 \text{ m} \end{aligned}$$

$$z_{B2} \text{ Soll} = z_{A2} - \Delta h_1 = 1.325 \text{ m} - 0.633 \text{ m} = 0.692 \text{ m}$$

$$\underline{z_{B2}} = 0.704 \text{ m}$$

$$\text{Dejustierung} = 0.012 \text{ m}$$

2) Aufstellung in der Mitte (Stellung 1)

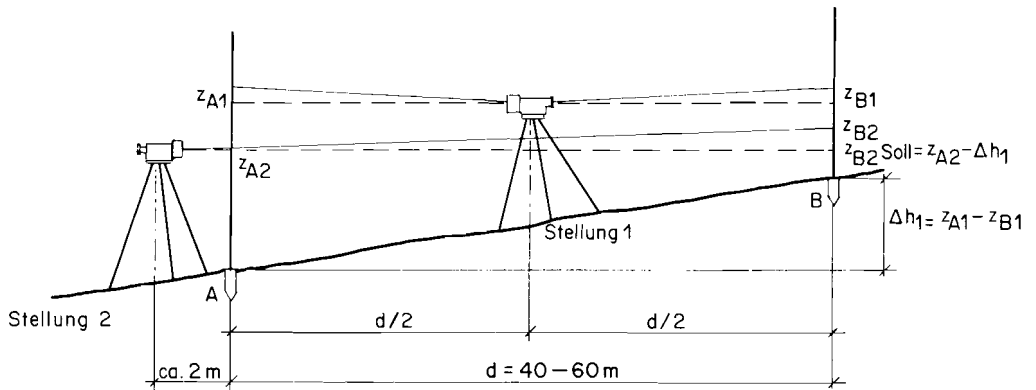
$$\begin{aligned} z_{A1} &= 1.573 \text{ m} \\ z_{B1} &= 0.940 \text{ m} \\ \hline \Delta h_1 &= 0.633 \text{ m} \end{aligned}$$

Aufstellung bei A (Stellung 2)

$$\begin{aligned} z_{A2} &= 1.439 \text{ m} \\ z_{B2} &= 0.806 \text{ m} \\ \hline \Delta h_2 &= 0.633 \text{ m} \end{aligned}$$

keine Dejustierung

Abb. 9.56: Schematische Darstellung einer Nivellierprobe



9.4425 Die Fehlerquellen beim Nivellieren

9.44251 Grobe, vermeidbare Fehler

Folgende grobe, vermeidbare Fehler kommen beim Nivellieren vor:

- falsches Ablesen an der Latte, insbesondere der berüchtigte Meterfehler
- falsches Protokollieren

Diese Fehler werden durch Hin- und Rücknivellement und durch Kontrollpunkte beim Umstellen des Instrumentes aufgedeckt.

9.44252 Systematische Fehler

Es können beim Nivellieren nachstehende systematische Fehler auftreten:

- Die Ziellinie ist trotz eingespielter Libelle nicht waagrecht. Dieser Fehler kann durch die Nivellierprobe und das Justieren eliminiert werden.
- Die Latte oder das Nivellierinstrument sinkt zwischen einem Rückblick und einem Vorblick in den Boden ein. Bei der Latte kann dies auch während der Umstellung des Nivelliergerätes von einem Punkt zum andern geschehen. Das Stativ soll fest in den Boden getreten und die Latte auf eine stabile Unterlage gestellt werden. Es soll rasch gearbeitet werden. Das Einsinken ist der wichtigste systematische Fehler beim Nivellieren.
- Die Latteneinteilung stimmt nicht genau.

9.44253 Zufällige Fehler

Folgende Fehler sind auf den Zufall zurückzuführen:

- Schätzfehler bei der Lattenablesung (Schätzung von Millimetern auf Zentimeterlatten).
- Die Libelle ist ungenau eingestellt.
- Die Latte schwankt und steht nicht lotrecht. Die Nivellierlatte soll mit einem Lattenrichter vertikal gestellt und mit einem Jalon seitlich abgestützt werden.

9.4426 Die Genauigkeit des Nivellements

Die Genauigkeit des Nivellements ist vom Instrument, von der Latte, vom Gelände und von der Arbeitsweise abhängig und wird in der Regel als mittlerer Fehler für 1 km Doppelnivellement angegeben. Für Flächennivellements können keine Formeln über die Genauigkeit hergeleitet werden. Nach Angaben der Produktionsfirmen beträgt der mittlere Fehler für 1 km Doppelnivellement mit einem Ingenieurnivellier $\pm 1.5\text{--}2.5$ mm, mit einem Präzisionsnivellier sogar weniger als 1 mm und mit einem Baunivellier $\pm 2.5\text{--}5$ mm.

9.443 Die trigonometrische Höhenbestimmung

Die trigonometrische Höhenbestimmung dient zur Ermittlung der Höhe schwer zugänglicher Punkte. Sie wird in der Landesvermessung häufig angewandt. Der Höhenunterschied zwischen zwei Punkten wird trigonometrisch aufgrund der horizontalen Distanz d und des Vertikalwinkels α berechnet.

In der Abbildung 9.57 ist eine Prinzipskizze für die trigonometrische Höhenbestimmung angegeben. Daraus lassen sich die Beziehungen zur Berechnung der Höhe des Punktes B bzw. des Höhenunterschiedes zwischen A und B wie folgt ableiten:

mit $H_A + i + \Delta h - z = H_B$ und $\Delta h = d \cdot \operatorname{tg} \alpha$

wird

$$H_B = H_A + d \cdot \operatorname{tg} \alpha + (i-z)$$

i : Instrumentenhöhe

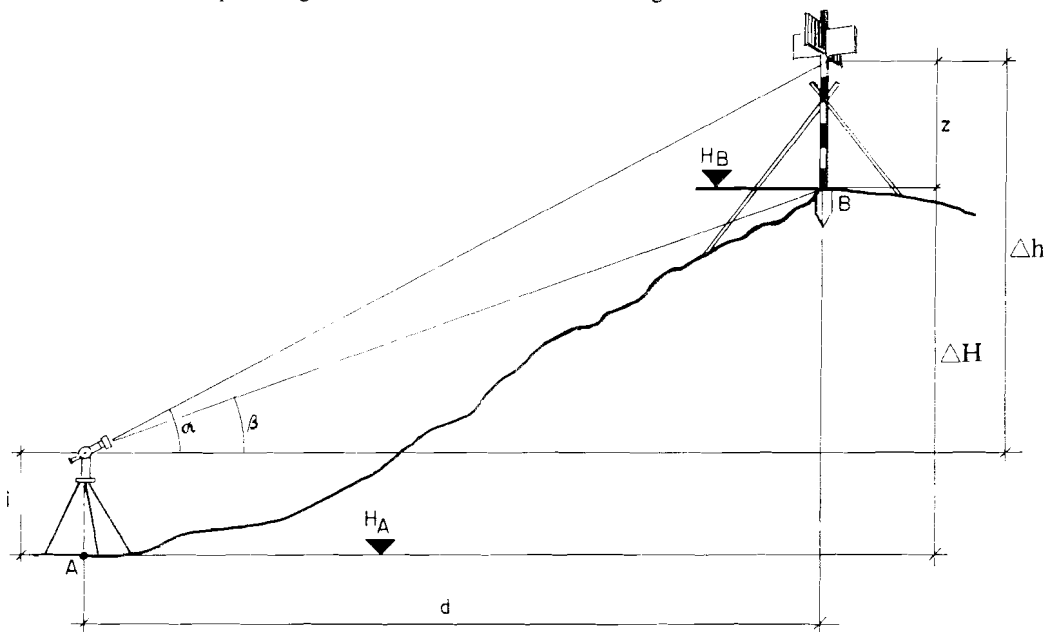
z : Zielhöhe

H_A, H_B : Höhe über Meer

oder

$$H_B - H_A = d \cdot \operatorname{tg} \alpha + (i-z)$$

Abb. 9.57: Prinzip der trigonometrischen Höhenbestimmung



Je nachdem ob α aufwärts oder abwärts gerichtet ist, ist $\operatorname{tg} \alpha$ positiv oder negativ. Diese Formeln gelten für relativ kurze Distanzen (< 300 m). Bei grösseren Distanzen sind die Erdkrümmung und die Refraktion (Ablenkung des Zielstrahles infolge Brechung in verschieden dichten Luftschichten) zu berücksichtigen. Bei der trigonometrischen Höhenmessung sind die Instrumenten- und Zielhöhe zu messen! Die Horizontalstrecke d wird rechnerisch ermittelt, wobei neben dem Winkel α auch der Winkel β zu messen ist. Die Gleichung zur Berechnung von d ergibt sich wie folgt:

$$\frac{\Delta H + z - i}{d} = \operatorname{tg} \alpha \longrightarrow \Delta H + z - i = d \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$\frac{\Delta H - i}{d} = \operatorname{tg} \beta \longrightarrow \Delta H - i = d \operatorname{tg} \beta$$

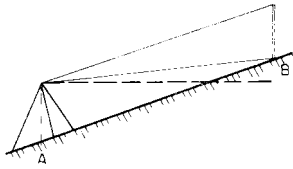
Die Subtraktion dieser beiden Gleichungen ergibt: $z = d (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta)$

$$d = \frac{z}{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta}$$

Beispiel:

1.) α und β aufwärts gerichtet

$$i = 1.32 \text{ m}, \quad \alpha = + 10.50^\circ, \quad \beta = + 9.30^\circ, \quad z = 4.00 \text{ m}$$



$$d = \frac{4.00 \text{ m}}{0.16645 - 0.14713} = 207.11 \text{ m}$$

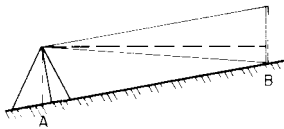
$$H_B - H_A = d \cdot \operatorname{tg} \alpha + (i - z)$$

$$H_B - H_A = 207.11 \text{ m} \cdot 0.16645 - 2.68 \text{ m}$$

$$H_B - H_A = 31.79 \text{ m}$$

2.) α aufwärts, β abwärts gerichtet

$$i = 1.42 \text{ m}, \quad \alpha = + 2.10^\circ, \quad \beta = - 0.90^\circ, \quad z = 4.00 \text{ m}$$

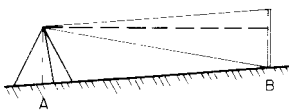


$$d = \frac{4.00 \text{ m}}{0.03300 + 0.01414} = 84.86 \text{ m}$$

$$H_B - H_A = 84.86 \text{ m} \cdot 0.03300 - 2.58 \text{ m} = + 0.22 \text{ m}$$

3.) α aufwärts, β abwärts gerichtet

$$i = 1.38 \text{ m}, \quad \alpha = + 0.50^\circ, \quad \beta = - 1.80^\circ, \quad z = 4.00 \text{ m}$$

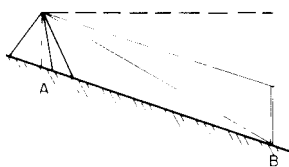


$$d = \frac{4.00 \text{ m}}{0.00785 + 0.02828} = 110.69 \text{ m}$$

$$H_B - H_A = 110.69 \text{ m} \cdot 0.00785 - 2.62 \text{ m} = - 1.75 \text{ m}$$

4.) α und β abwärts gerichtet

$$i = 1.40 \text{ m}, \quad \alpha = - 8.70^\circ, \quad \beta = - 10.40^\circ, \quad z = 4.00 \text{ m}$$



$$d = \frac{4.00 \text{ m}}{-0.13752 + 0.16483} = 146.44 \text{ m}$$

$$H_B - H_A = - 146.44 \text{ m} \cdot 0.13752 - 2.60 \text{ m} = - 22.74 \text{ m}$$

9.5 Anwendungen der Messmethoden

9.51 Die Aufnahme von Polygonzügen mit dem Theodolit

Der Polygonzug ist in Abschnitt 9.61 ausführlich behandelt. Der Polygonzug ist als ein mehrfach gebrochener Linienzug definiert, dessen Eckpunkte die sogenannten Polygon- bzw. Tangentenpunkte sind. In jedem Eckpunkt wird der Theodolit aufgestellt, zentriert und horizontalisiert. Dann werden die Horizontal- und Vertikalwinkelmessungen sowie die Ablesungen an der Messlatte ausgeführt, wie sie in Abschnitt 9.3436 ausführlich beschrieben wurden. Daraus werden folgende Grössen berechnet:

- der Polygonwinkel $\beta = V - R$
- die Länge der Polygonseiten $d = (c + k \cdot \ell) \cdot \cos^2 \alpha$
- der Höhenunterschied der Polygonpunkte $\Delta H = d \cdot \operatorname{tg} \alpha + i - z$

Die horizontale Linienführung von Wald- und Güterstrassen wird mit einem Polygonzug festgelegt. Das Protokoll- und Berechnungsformular für die Aufnahme dieses Polygonzuges ist in Abschnitt 2.53 aufgeführt.

9.52 Das Abstecken rechter Winkel

Im forstlichen Bauwesen müssen häufig rechte Winkel abgesteckt werden (Kurven- und Wendepfadenabsteckung beim Strassenprojekt, Probeflächen, Situationsaufnahmen). Dazu stehen optische Festwinkelinstrumente, nämlich das Winkelprisma (Abschnitt 9.341), Bussolen (Abschnitt 9.342) und Theodolite (Abschnitt 9.343) zur Verfügung. Schliesslich kann ein rechter Winkel auch mit dem Messband abgesteckt werden, indem man ein Dreieck mit dem Seitenverhältnis 3:4:5 oder $1:1:\sqrt{2}$ konstruiert, welches zwangsläufig rechtwinklig ist.

9.53 Das Abstecken von Geraden

Geraden sind durch zwei Punkte oder einen Punkt und einen Richtungswinkel bestimmt. Meistens wird die Gerade im Gelände durch zwei Jalons markiert. Zwischenpunkte können auf verschiedene Arten eingefluchtet werden:

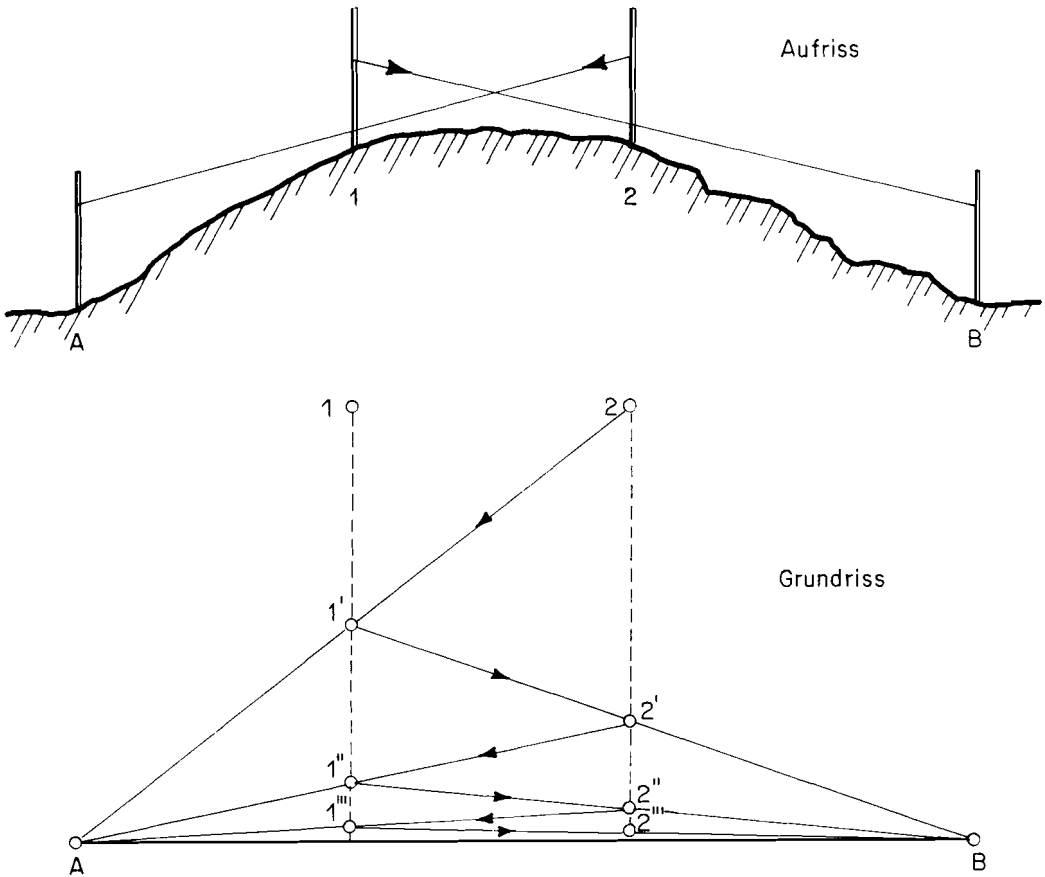
- Visur über die beiden die Gerade bestimmenden Jalons
- Selbständiges Einfluchten mit dem Doppelpentaprisma (vgl. Abschnitt 9.341)
- Visur mit dem Theodolit

Bei allen Methoden ist es wichtig, dass zuerst die entfernten Jalons eingefluchtet werden. Der einzuweisende Jalon muss lotrecht gehalten werden.

Wenn eine direkte Sichtverbindung zwischen den beiden eine Gerade markierenden Jalons wegen einer Geländeerhebung oder eines Gebäudes unmöglich ist, müssen sich zwei

Personen, die bei den Punkten 1 und 2 stehen, gegenseitig einvisieren (Abb. 9.58). Abwechselnd wird der Jalon 1 in die Gerade 2—A und der Jalon 2 in die Gerade 1—B eingefluchtet, bis beide Personen dieselbe Gerade sehen.

Abb. 9.58: Abstecken einer Geraden in unübersichtlichem Gelände



9.54 Das Abstecken von Linien konstanter Neigung

Bei der Absteckung von Nulllinien für (forstliche) Strassenprojekte geht es darum, zwischen zwei Fixpunkten eine Linie konstanter Neigung abzustecken. Dazu werden der Gefällsmesser (vgl. Abschnitt 9.331) und ein Visierkreuz verwendet. Als Visierkreuz dient oft ein Jalonkreuz (vgl. Abb. 1.28). Es ist darauf zu achten, dass das Skalenfenster und das Kreuz gleich hoch über der Geländeoberfläche sind.

Linien konstanter Neigung können auch mit einem Theodolit, der mit einer Neigunglibelle ausgerüstet ist, abgesteckt werden (Bautheodolit Kern K0-S, Neigungsbereich $\pm 15\%$).

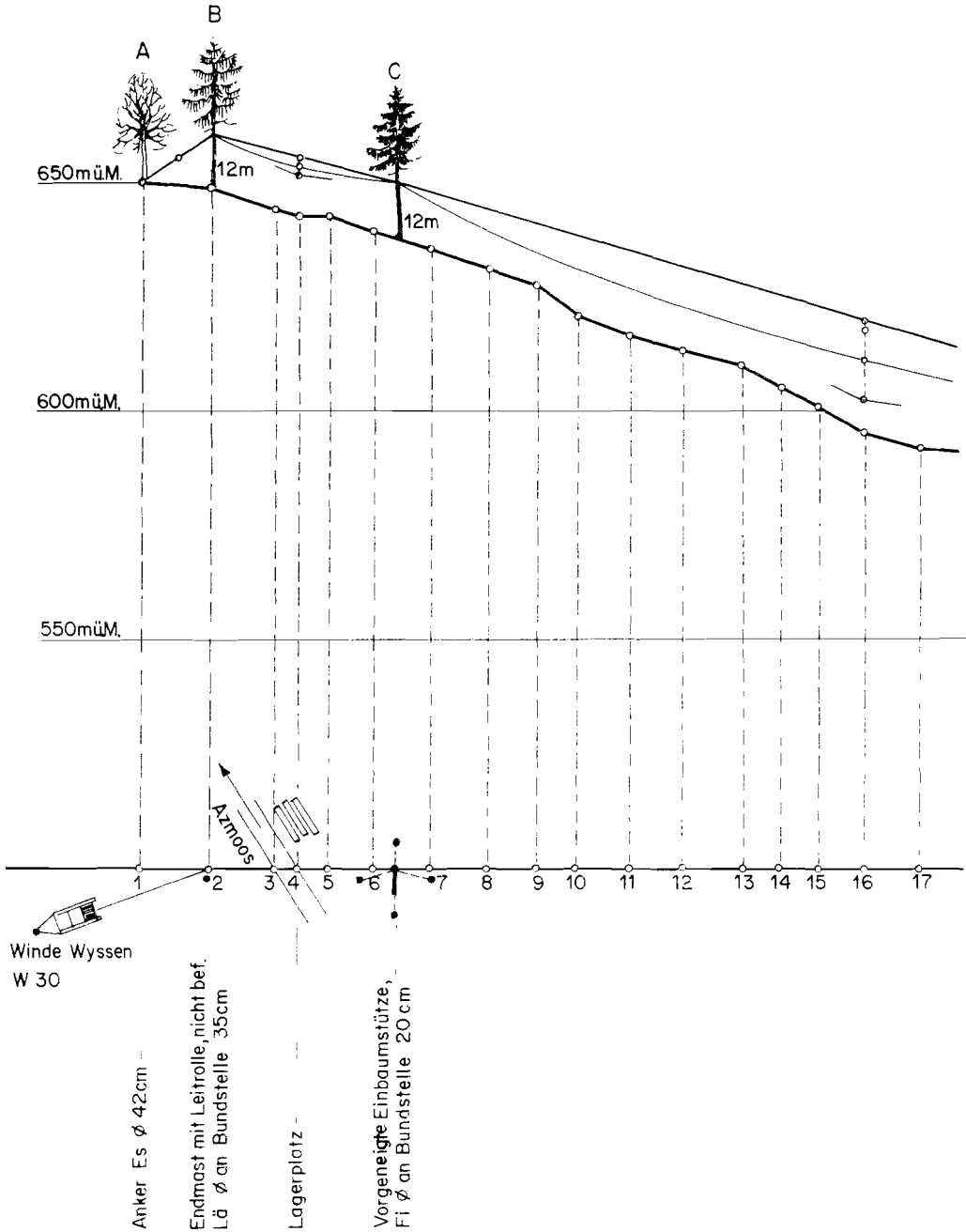
9.55 Das Abstecken und die Aufnahme von Seillinien

Seillinien werden im Generellen Erschliessungsprojekt auf einem Plan 1:5 000 oder 1:10 000 als gerade Strecke eingezeichnet. Nachher werden sie unter Berücksichtigung der Kartendeklination mit der Bussole ins Gelände übertragen. Das Seilkrangelände ist meistens steil, so dass eine spezielle Bussole für steile Visuren, der sogenannte Wyssen-Kompass, verwendet wird. In einem ersten Durchgang wird die Linie als Gerade abgesteckt. In einem zweiten Durchgang wird die Seillinie längs des Terrains aufgenommen. Mit dem Messband werden die Schrägdistanz und mit dem Wyssen-Kompass, der auch mit einem Gefällsmesser versehen ist, die Neigung in % gemessen. So wird dann auch das Längenprofil im Büro aufgetragen. Im weiteren werden mögliche Stütz-, Endmast- und Verankerungsbäume eingemessen und der Windenstandort festgelegt (Tab. 9.59 und Abb. 9.60).

Tab. 9.59: Aufnahmeprotokoll für eine Seilkrananlage

Verankerg. Winde: Fi, 25 m nach Anker	Pt.	ΔL schräg m	Neigung (%)	Grundriss der Seillinie mit Angaben über Stützen, Verankerungen usw.
Anker	1	15.45	- 5.0	• Es \varnothing 42 Anker • 5 4 + Strasse + Lagerplatz
Endmast, n. bef.	2	15.40	- 40.5	
	3	4.75	- 40.5	
	4	6.55	+ 3.5	
	5	10.80	- 30.5	
Stützen	6	13.10	- 25.0	{ 4.10 m nach Pt. 6 • Fi \varnothing 45 • 3.80 1.00 • L \varnothing 65 } { Fi \varnothing 45 • 0.90 4.10 m nach Pt. 6 }
	7	12.70	- 38.5	
	8	11.70	- 46.5	
	9	10.80	- 61.5	
	10	11.60	- 38.5	
Stütze	11	12.50	- 34.5	{ Fi \varnothing 50 • 1.50 genau bei Pt. 13
	12	13.15	- 25.0	
	13	9.80	- 54.0	
	14	9.30	- 51.0	
	15	11.70	- 53.0	
Stütze	16	12.60	- 25.5	Seillinie 1.50 • L \varnothing 60 } 5.60 m nach Pt. 18 }
	17	15.30	+ 3.0	
	18	14.05	- 10.0	
	19	18.83	- 21.0	
	20	20.44	- 18.0	
Endmast	21	13.20	- 39.0	Endmast befahrbar { Fi \varnothing 45 • 2.60 3.30 m nach Pt. 23 } Weglein 5.50 m nach Pt. 23
	22	11.55	- 29.0	
	23	10.05	- 55.0	
	24	7.40	- 100.0	
	25	8.75	- 75.0	
Mehrfachanker	26	11.25	- 67.0	• • Mehrfachanker
	27	11.85	- 99.0	
	28			

Abb. 9.60: Ausschnitt aus einem Seilkranprojekt



9.6 Berechnungsmethoden

9.61 Berechnung von Polygonzügen

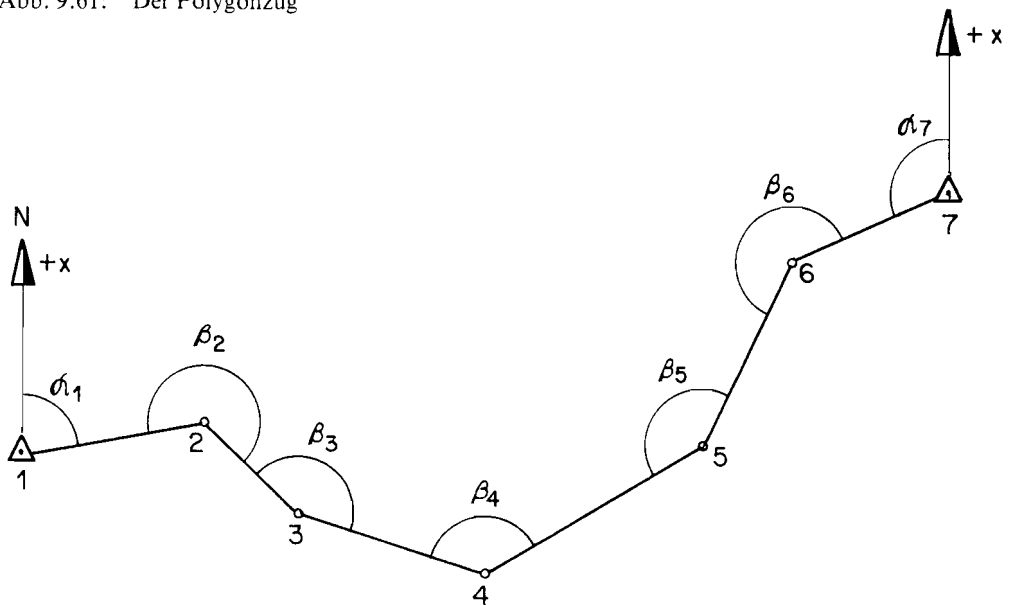
9.611 Definition des Polygonzuges

Der Polygonzug ist ein mehrfach gebrochener Linienzug. Die Eckpunkte sind die Polygon- bzw. Tangentenschnittpunkte, die Strecken dazwischen die Polygonseiten, die Winkel zwischen den Polygonseiten die Polygonwinkel (Abb. 9.61).

Der Polygonzug hat eine grosse Bedeutung bei der:

- Geländeaufnahme für Detailprojekte
- Absteckung im Bauwesen
- Grundbuchvermessung (Fixpunktverdichtung)

Abb. 9.61: Der Polygonzug



- 1, 7 : Anschlusspunkte (lage- und höhenmässig bekannte Punkte, z.B. Triangulationspunkte I.—IV. Ordnung, Polygonpunkte der Grundbuchvermessung)
- 2, 3, 4, 5, 6 : Polygonpunkte
- $\beta_2, \beta_3, \dots, \beta_6$: Polygonwinkel = $V - R$ = Winkel links zum Vorblick (vgl. Abschnitt 9.411)
- $\overline{12}, \overline{23}, \dots, \overline{67}$: Polygonseiten

Polygonzüge werden womöglich an lage- und höhenmässig bekannte Fixpunkte der Vermessung, sogenannte Anschlusspunkte, angeschlossen. Anschlusspunkte können Triangulations- und Polygonpunkte der amtlichen Vermessung sein. Besondere Bedeutung haben die Triangulationspunkte IV. Ordnung, mit einer Dichte von 2—4 Stück pro km². Ihre Koordinaten- und Höhenfehler betragen im Maximum 3 cm. Die Lage- und Höhenkoordinaten können beim kantonalen Vermessungsamt oder beim Nachführungsgeometer angefordert werden.

9.612 Arten von Polygonzügen

Die Polygonzüge werden nach der Art des Anschlusses (Abb. 9.62) und auch nach der Form (Abb. 9.63) unterteilt.

Abb. 9.62: Arten von Polygonzügen, unterteilt nach der Art des Anschlusses

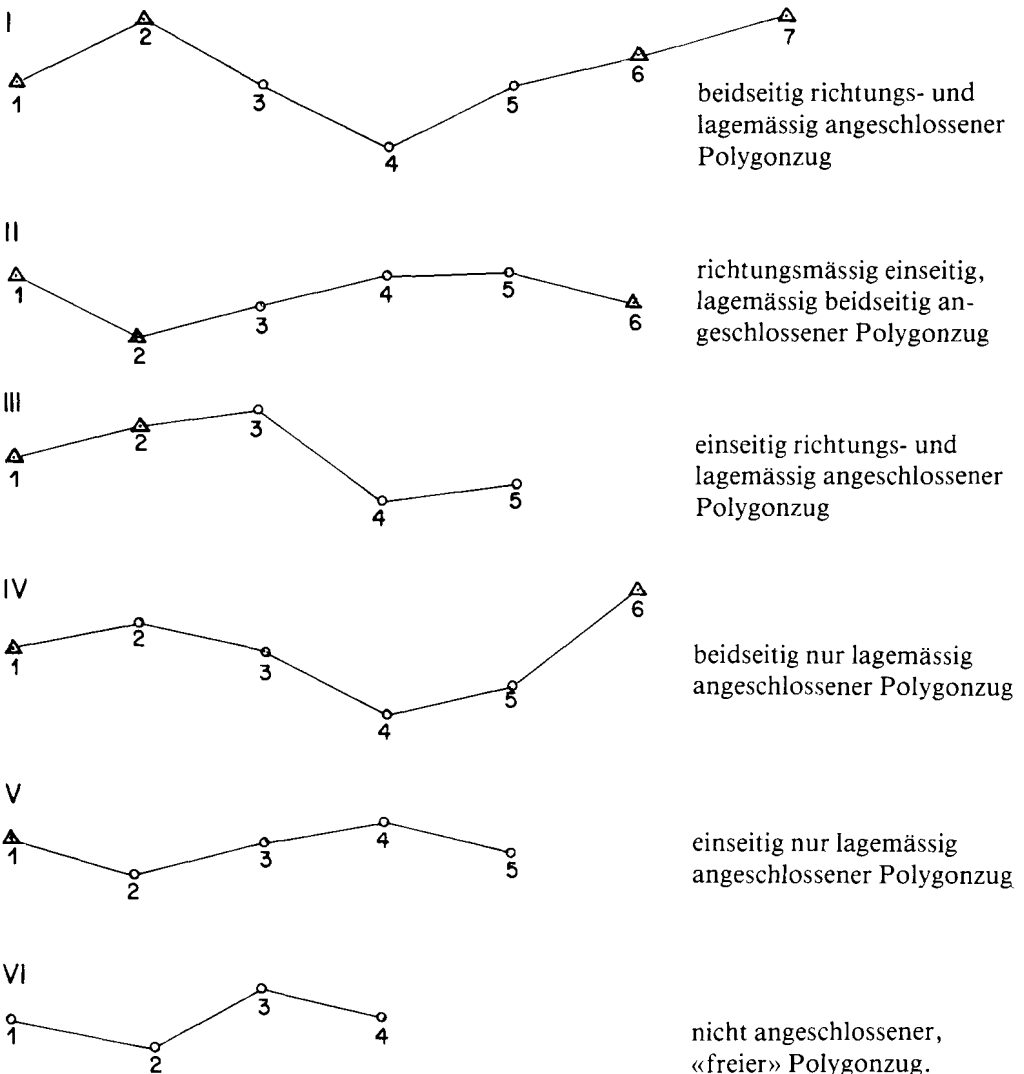
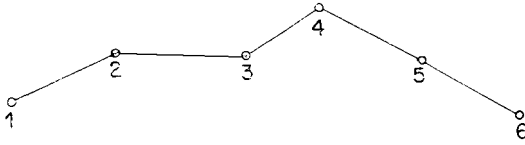
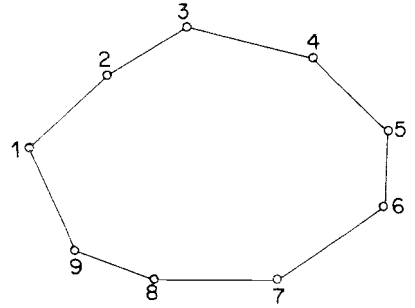


Abb. 9.63: Arten von Polygonzügen, unterteilt nach der Form

offener Polygonzug



geschlossener Polygonzug



9.613 Berechnung des Polygonzuges

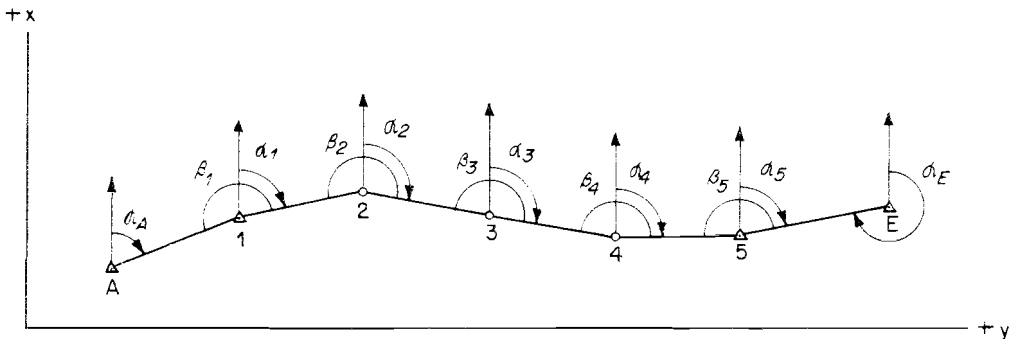
Bei der Aufnahme des Polygonzuges gemäss Abschnitt 9.51 werden gemessen:

- die Polygonwinkel (links zum Vorblick)
- die Polygonseiten (horizontal)

Mit diesen Daten können die Koordinaten sämtlicher Polygonpunkte berechnet werden, wenn der Anfangsrichtungswinkel und die Anfangskoordinaten bekannt sind.

9.6131 Beidseitig richtungs- und lagemässig angeschlossener Polygonzug

Abb. 9.64: Beidseitig richtungs- und lagemässig angeschlossener Polygonzug



α : Richtungswinkel
 β : Polygonwinkel
 A, 1, 5, E: Anschlusspunkte

Die Berechnung des beidseitig richtungs- und lagemässig angeschlossenen Polygonzuges (Abb. 9.64) geschieht folgendermassen:

- 1 Berechnung des Anschlussrichtungswinkels α_A und des Abschlussrichtungswinkels α'_5 aus den Koordinatenunterschieden der Anschlusspunkte A und 1 bzw. 5 und E nach Abschnitt 9.244.

2. Berechnung der Richtungswinkel der Polygonseiten aus dem Anschlussrichtungswinkel α_A und den Polygonwinkeln β_i :

$$\alpha_1 = \alpha_A + \beta_1 + 200^\circ$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 + \beta_2 + 200^\circ$$

⋮

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + \beta_i + 200^\circ$$

⋮

$$\alpha_5 = \alpha_4 + \beta_5 + 200^\circ$$

Die auf diese Art und Weise berechneten Richtungswinkel α_i sind jeweils um 400° zu reduzieren, wenn sie grösser als 400° sind.

Der aus den Polygonwinkeln berechnete Abschlussrichtungswinkel α_5 ist wegen unvermeidlichen Fehlern in der Winkelmessung nicht gleich gross wie der aus den Koordinaten der Anschlusspunkte 5 und E berechnete Richtungswinkel α'_5 . Aus dem Winkelabschlussfehler $f_\beta = \alpha'_5 - \alpha_5$ wird der durchschnittliche Fehler t der Polygonwinkel β_i wie folgt berechnet:

$$t_\beta = \frac{f_\beta}{5} = v_1 = v_2 = v_3 = v_4 = v_5 = v$$

Nun werden alle Polygonwinkel um den Betrag v korrigiert, und man erhält die definitiven Richtungswinkel der Polygonseiten. Jetzt darf kein Abschlussfehler mehr entstehen.

$$\beta_{i\text{korrt}} = \beta_i + v$$

$$\alpha_{i\text{korrt}} = \alpha_{i-1\text{korrt}} + (\beta_i + v) + 200^\circ$$

3. Berechnung der Koordinatenunterschiede aus den korrigierten Richtungswinkeln α_i und den Polygonseiten nach Abschnitt 9.243.

$$\Delta Y_{12} = \overline{12} \cdot \sin \alpha_1$$

$$\Delta X_{12} = \overline{12} \cdot \cos \alpha_1$$

$$\Delta Y_{23} = \overline{23} \cdot \sin \alpha_2$$

$$\Delta X_{23} = \overline{23} \cdot \cos \alpha_2$$

⋮

⋮

$$\Delta Y_{45} = \overline{45} \cdot \sin \alpha_4$$

$$\Delta X_{45} = \overline{45} \cdot \cos \alpha_4$$

d_i : Länge der Polygonseiten

$$\Delta Y_{15} = |d_i \cdot \sin \alpha_i|$$

$$\Delta X_{15} = |d_i \cdot \cos \alpha_i|$$

[] : Summe

Die auf diese Weise berechneten Koordinatenunterschiede der Anschlusspunkte 1 und 5 stimmen wegen Messfehlern nicht mit denjenigen überein, die sich aus der Differenz der Koordinaten der Punkte 1 und 5 ($Y_5 - Y_1, X_5 - X_1$) ergeben.

Die Koordinatenabschlussfehler betragen nun:

$$f_y = (Y_5 - Y_1) - |d_i \cdot \sin \alpha_i|$$

$$f_x = (X_5 - X_1) - |d_i \cdot \cos \alpha_i|$$

Daraus berechnet sich der Zugabschlussfehler f_d :

$$f_d = \sqrt{f_y^2 + f_x^2}$$

Die Koordinatenabschlussfehler f_y und f_x werden nun proportional zu den Seitenlängen auf die Koordinatendifferenzen verteilt.

$$\Delta Y_{i, \text{korr}} = d_i \cdot \sin \alpha_i + \frac{f_y}{|d_i|} \cdot d_i$$

$$\Delta X_{i, \text{korr}} = d_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{f_x}{|d_i|} \cdot d_i$$

Beispiel

Der in der Abbildung 9.64 abgebildete richtungs- und lagemässig beidseitig angeschlossene Polygonzug ist zu berechnen. Der Theodolit wurde auf den Punkten 1, 2, 3, 4 und 5 stationiert, und die Strecken $\overline{12}$, $\overline{23}$, $\overline{34}$ und $\overline{45}$ wurden mit dem Messband gemessen.

Die Berechnung des Polygonzuges erfolgt zweckmässigerweise auf einem Formular. Zuerst werden der Anschluss- und Abschlussrichtungswinkel aus den Koordinatenunterschieden der Anschlusspunkte A und 1 bzw. 5 und E berechnet (Tab. 9.65). Dann wird die Berechnung der Koordinaten der Polygonpunkte mit dem Fehlerausgleich durchgeführt (Tab. 9.66).

Tab. 9.65: Berechnung des Anschluss- und Abschlussrichtungswinkels

Pt.	Y	X	ΔY	ΔX	$\text{tg} \alpha = \frac{\Delta Y}{\Delta X}$	α°
A	677.74	167.18	+ 60.55	+ 86.75	0.69798	38.794
1	738.29	253.93				
5	1039.01	260.32	+ 77.98	+ 33.74	2.31120	74.003
E	1116.99	294.06				

Tab. 9.66: Berechnung der Koordinaten eines beidseitig richtungs- und lagemässig angeschlossenen Polygonzuges

Polygonpunkt	Polygonwinkel β_i (g)		Richtungswinkel $\alpha_{i \rightarrow i+1}^*$ (g)		Polygonseite $d_{i \rightarrow i+1}$ (m)	$\Delta Y_{i \rightarrow i+1} = d \cdot \sin \alpha$ (m)		$\Delta X_{i \rightarrow i+1} = d \cdot \cos \alpha$ (m)		X_i (m)
	Ist	Soll	Ist	Soll		Ist	Soll	Ist	Soll	
A										167.18
1	236.529 +6	236.535	75.323	75.329	82.43	+76.32 -3	+60.55	+31.15 -1	+86.75	253.93
2	234.874 +6	234.880	110.197	110.209	54.79	+54.09 -2		-8.75 0	+31.14	285.07
3	208.036 +6	208.042	118.233	118.251	102.22	+98.05 -3	+54.07	-28.91 -1	-8.75	276.32
4	170.485 +6	170.491	88.718	88.742	73.52	+72.37 -3	+98.02	+12.93 -1	-28.92	247.40
5	185.256 +5	185.261	73.974	74.003		+77.98	+72.34		+12.92	260.32
E									+33.74	294.06
						$[d_i \cdot \sin \alpha_i] =$	$[d_i \cdot \sin \alpha_i] =$	$[d_i \cdot \cos \alpha_i] =$	$[d_i \cdot \cos \alpha_i] =$	$X_5 - X_1 = 6.39$
						300.83	300.83	6.42	6.42	
						$f_y = -0.11$	$f_y = -0.11$	$f_x = -0.03$	$f_x = -0.03$	

* $\alpha_{i \rightarrow i+1} = \alpha_{i-1 \rightarrow i} + \beta_i + 200^\circ$; (wenn $\alpha_{i-1 \rightarrow i} + \beta_i > 400^\circ$; -400°)

$f_d = 0.11$

Die eingetragenen Daten sind gegeben und werden direkt in das Formular eingetragen.

9.6132 Richtungsmässig einseitig, lagemässig beidseitig angeschlossener Polygonzug

Wenn beim Polygonzug des vorhergehenden Abschnittes der Richtungsabschlusswinkel α'_5 nicht gegeben ist, so ist der Polygonzug richtungsmässig nur einseitig, lagemässig jedoch beidseitig angeschlossen. Der Rechnungsgang ist in diesem Fall insofern anders, als ein Winkelabschlussfehler f_β nicht berechnet und die Winkel damit nicht verbessert werden können. Auch ein Koordinatenabschlussfehler kann nicht exakt ermittelt werden.

9.6133 Nur einseitig richtungs- und lagemässig angeschlossener Polygonzug

Wenn an einem Ende des Polygonzuges die Anschlusspunkte fehlen, so ist er nur einseitig richtungs- und lagemässig angeschlossen (Zug III, Abb. 9.62). Weder ein Winkel- noch ein Koordinatenabschlussfehler kann bestimmt werden. Die Messung und die Berechnung bleiben unkontrolliert.

9.6134 Beidseitig nur lagemässig angeschlossener Polygonzug

Der Richtungswinkel α_1 der ersten Polygonseite wird entweder der Karte entnommen, oder — bei Verwendung des Bussolentheodoliten oder der Bussole — er ist das um die Kartendeklination bereinigte Azimut der ersten Polygonseite. Mit diesem Richtungswinkel wird der Polygonzug 1—2'—3'—4'—5' (Abb. 9.67) wie ein freier Zug berechnet (Abschnitt 9.6136). Er endet im Punkt 5' und nicht in Punkt 5, ist also um den Winkel $\Delta\alpha$ verschwenkt. Nun wird der Winkel $\Delta\alpha$, um den der Polygonzug gedreht werden muss, aus den Koordinatenunterschieden der Punkte 1, 5 und 5' nach Abschnitt 9.244 ermittelt:

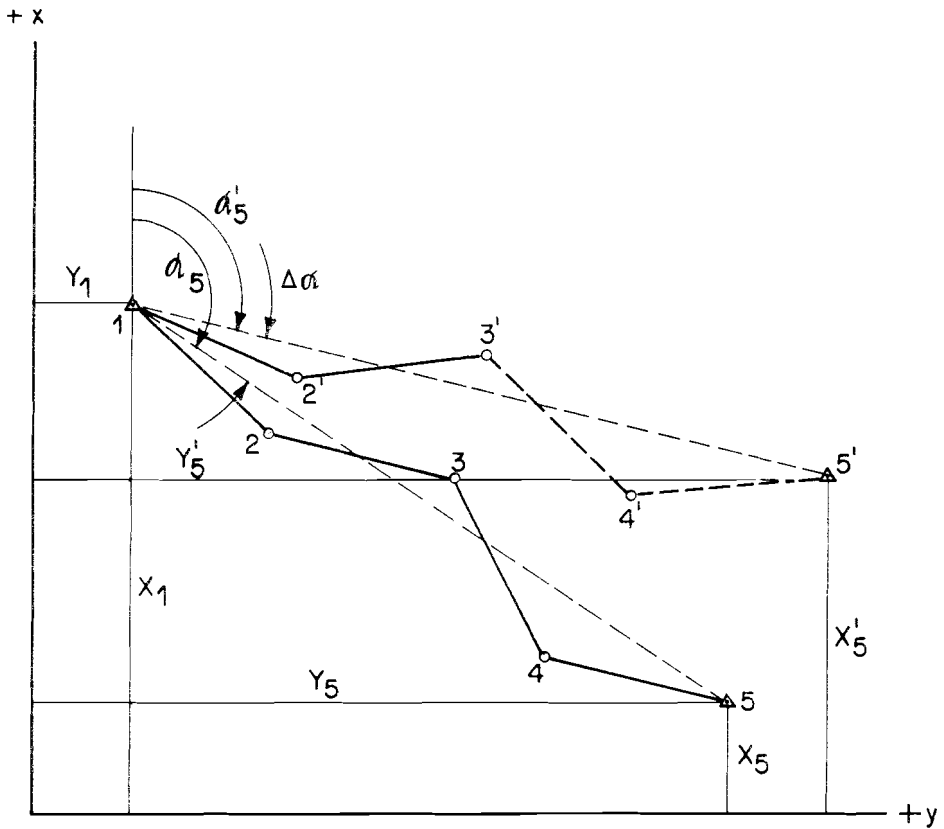
$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\alpha_5 &= \frac{Y_5 - Y_1}{X_5 - X_1} \\ \operatorname{tg}\alpha'_5 &= \frac{Y'_5 - Y_1}{X'_5 - X_1} \end{aligned} \quad \Delta\alpha = \alpha_5 - \alpha'_5$$

Alle Richtungswinkel α_i der Polygonseiten sind um $\Delta\alpha$ zu verbessern. Wegen Messfehlern sind auch die Strecken $\overline{15'}$ und $\overline{15}$ nicht gleich lang. Die Längen der Polygonseiten sind deshalb mit dem Faktor $m = \overline{15} : \overline{15'}$ zu verbessern. Die Länge der Strecken $\overline{15'}$ und $\overline{15}$ ergibt sich aus den Koordinatenunterschieden der Punkte 1, 5 und 5' wie folgt (Abschnitt 9.244):

$$\begin{aligned} \overline{15} &= \sqrt{(Y_5 - Y_1)^2 + (X_5 - X_1)^2} \\ \overline{15'} &= \sqrt{(Y'_5 - Y_1)^2 + (X'_5 - X_1)^2} \end{aligned} \quad m = \frac{\overline{15}}{\overline{15'}}$$

Nun wird der Polygonzug mit den um $\Delta\alpha$ verbesserten Richtungswinkeln und den um den Faktor m verbesserten Polygonseiten neu berechnet. Es darf kein Zugabschlussfehler entstehen. Weder ein Winkel- noch ein Koordinatenabschlussfehler können ermittelt werden; die Messung und die Berechnung bleiben unkontrolliert.

Abb. 9.67: Berechnung eines beidseitig nur lagemässig angeschlossenen Polygonzuges



9.6135 Einseitig nur lagemässig angeschlossener Polygonzug

Er wird grundsätzlich gleich wie der freie Polygonzug (Abschnitt 9.6136) berechnet, ausser dass die Anfangskordinaten bekannt sind. Die Orientierung des Zuges im Koordinatensystem, die Richtungswinkel und die Koordinaten bleiben unkontrolliert.

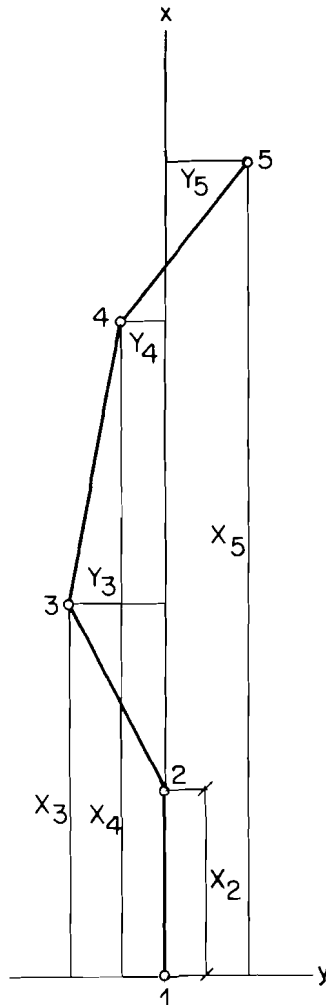
9.6136 Nicht angeschlossener, «freier Polygonzug»

Eine Polygonseite wird als Ordinatenachse (x -Achse) gewählt. Die Messung und die Berechnung bleiben unkontrolliert.

Beispiel

Der in der Abbildung 9.68 dargestellte Polygonzug ist zu berechnen. Die Polygonseite $\overline{12}$ wird als positive x-Achse gewählt. Dadurch wird der erste Richtungswinkel α_1 Null. Die Berechnung der Koordinaten ist in Tabelle 9.69 angegeben.

Abb. 9.68: Nicht angeschlossener, «freier Polygonzug»



9.6137 Geschlossener Polygonzug

Beim geschlossenen Polygonzug sind die Winkelmessung und die Koordinatenrechnung kontrollierbar, weil folgende Bedingungen erfüllt sein müssen:

Aussenwinkelsumme: $|\beta_i| = (n + 2) \cdot 200^\circ$ (vgl. Abschnitt 9.411)

oder

Innenwinkelsumme: $|\beta_i| = (n - 2) \cdot 200^\circ$

Koordinatenunterschiede: $|\Delta Y_i| = 0 \quad |\Delta X_i| = 0$

Eine Verdrehung des Polygonzuges, Fehler in der Distanzmessung wegen verzogenen Messbändern und grobe Fehler in den Abschlusskoordinaten und in der Anschlussrichtung hingegen werden nicht aufgedeckt.

Der geschlossene Polygonzug wird folgendermassen berechnet:

1. Wenn kein Polygonpunkt ein Fixpunkt der amtlichen Vermessung ist, so führt man ein örtliches Koordinatensystem ein, in dem man die Polygonseite $\overline{12}$ als Ordinatenachse x wählt und dem Polygonpunkt 1 einen solchen Ordinatenwert zuordnet, dass keine negativen Ordinaten auftreten. Der Polygonpunkt 1 und allenfalls weitere Polygonpunkte können auch Fixpunkte der amtlichen Vermessung sein.
2. Bei rechtsläufiger Umgehung des Polygonzuges berechnet man den Winkelabschlussfehler f_β aus der Summe der Polygonwinkel β_i und der Aussenwinkelsumme $(n + 2) \cdot 200^\circ$ eines n -Eckes wie folgt:

$$f_\beta = (n + 2) \cdot 200^\circ - |\beta_i|$$

f_β wird nun gleichmässig auf die Polygonwinkel β_i verteilt:

$$\beta_{i\text{korr}} = \beta_i + \frac{f_\beta}{n}$$

3. Darauf berechnet man aus den verbesserten Polygonwinkeln die Richtungswinkel α_i folgendermassen:

$$\alpha_1 = 0$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 + \beta_{2\text{korr}} + 200^\circ$$

⋮

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + \beta_{i\text{korr}} + 200^\circ$$

Wenn die auf diese Art und Weise berechneten Richtungswinkel α grösser als 400° werden, so sind sie jeweils um 400° zu reduzieren.

Kontrolle: $\alpha_n + \beta_{1\text{korr}} + 200^\circ = \alpha_1 = 0$

4. Mit diesen Richtungswinkeln und den Längen der Polygonseiten werden die Koordinatenunterschiede der Polygonpunkte provisorisch berechnet. Dann berechnet man die Koordinatenabschlussfehler f_Y und f_X :

$$f_Y = 0 - |d_i \cdot \sin \alpha_i|$$

$$f_X = 0 - |d_i \cdot \cos \alpha_i|$$

Der Streckenabschlussfehler f_d ist: $f_d = \sqrt{f_Y^2 + f_X^2}$

Die Koordinatenabschlussfehler werden nun proportional zu den Längen der Polygonseiten auf die Koordinatendifferenzen verteilt:

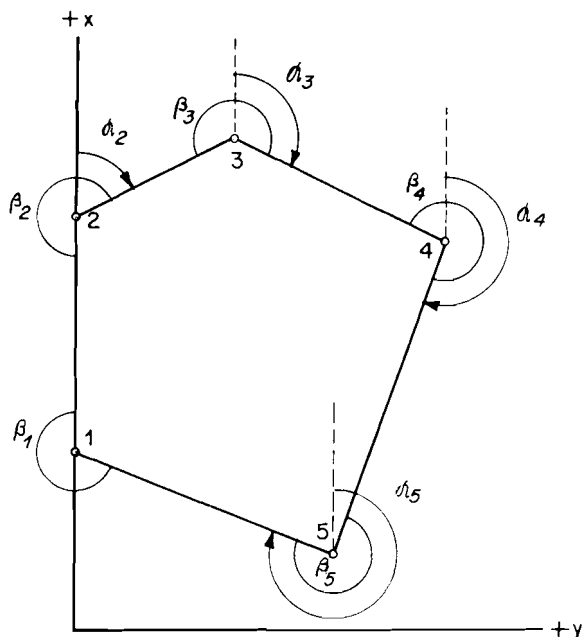
$$\Delta Y_{i\text{korr}} = d_i \cdot \sin \alpha_i + \frac{f_Y}{|d_i|} \cdot d_i$$

$$\Delta X_{i\text{korr}} = d_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{f_X}{|d_i|} \cdot d_i$$

Beispiel

Der in der Abbildung 9.70 dargestellte geschlossene Polygonzug soll berechnet werden. Das Koordinationssystem wird so gewählt, dass die Polygonseite $\overline{12}$ auf die x-Achse zu liegen kommt und dass keine negativen x-Werte auftreten. Die Berechnung der Koordinaten ist in Tabelle 9.71 angegeben.

Abb. 9.70: Geschlossener Polygonzug



Tab. 9.71: Berechnung der Koordinaten eines geschlossenen Polygonzuges

Polygonpunkt	Polygonwinkel β_i (g)		Richtungswinkel α_{i+1+1}^* (g)	Polygonseite d_{i+1+1} (m)	$\Delta Y_{i+1+1} = d \cdot \sin \alpha$ (m)		Y_i (m)	$\Delta X_{i+1+1} = d \cdot \cos \alpha$ (m)		X_i (m)
	Ist	Soll			Ist	Soll		Ist	Soll	
1	259,186 +1	259,187	0,000	72,31	+0,00 -2	-0,02	0,00	+72,31 +2	+72,33	+300,00
2	262,374 +1	262,375	62,375	55,03	+45,70 -2	+45,68	-0,02	+30,66 +1	+30,67	+372,33
3	286,555 +1	286,556	148,931	70,98	+51,03 -2	+51,01	+45,66	-49,34 +2	-49,32	+403,00
4	274,457 +1	274,458	223,389	104,73	-37,62 -3	-37,65	+96,67	-97,74 +3	-97,71	+353,68
5	317,423 +1	317,424	340,813	73,60	-58,99 -3	-59,02	+59,02	+44,02 +1	+44,03	+255,97
1	(259,186)	(259,187)	0,000	[d _i] = 376,65	[d _i sin α _i]	[d _i sin α _i]	0,00	[d _i cos α _i]	[d _i cos α _i]	+300,00
	[β _i] =	[β _{i, kor.}] =			= + 0,12	= 0,00		= - 0,09	= 0,00	
	1399,995	1400,000								
	$f_{\beta} = (5 + 2) \cdot 200^{\frac{2}{n}} -$	$1399,995 = + 0,005^{\frac{2}{n}}$			$f_y = -(+0,12) = -0,12$			$f_x = -(-0,09) = + 0,09$		
	$v = \frac{f_{\beta}}{n} = + 0,001^{\frac{2}{n}}$				$\frac{f_y}{[d_i]} = -0,00032$			$\frac{f_x}{[d_i]} = + 0,00024$		

* $\alpha_{i-1+1} = \alpha_{i-1+1} + \beta_i + 200^{\frac{2}{n}}$; (wenn $\alpha_{i-1+1} > 400^{\circ}$; -400°)

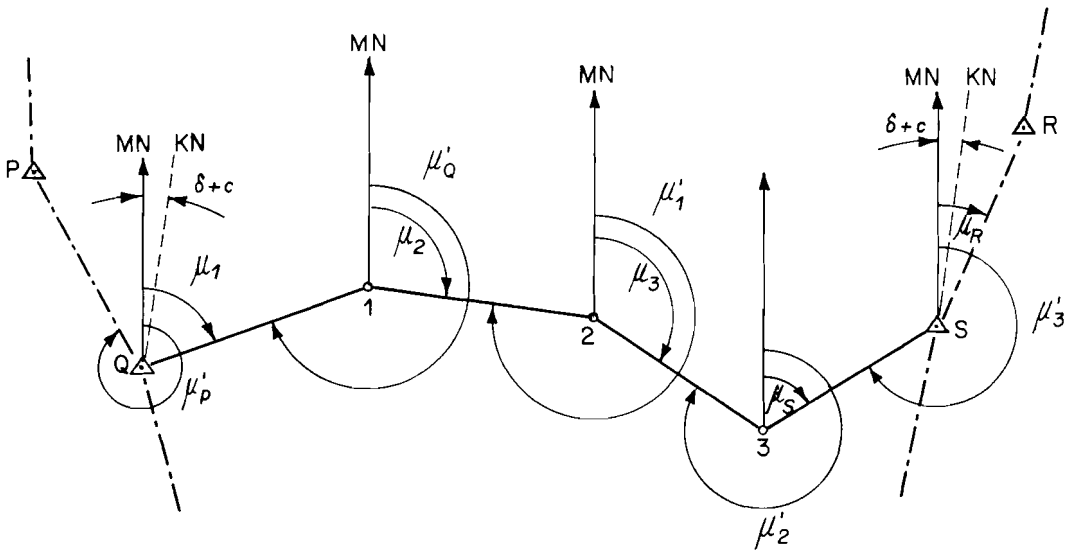
9.614 Bussolenzug

Mit dem Bussolentheodolit oder mit der Bussole werden nicht Polygon-, sondern Bussolenzüge aufgenommen. Der Unterschied zwischen dem Polygon- und dem Bussolenzug liegt darin, dass bei ersterem die Brechungswinkel der Polygonseiten, bei letzterem jedoch die magnetischen Richtungswinkel der Zugseiten gemessen werden (Abb. 9.72).

Bussolenzüge werden grundsätzlich wie Polygonzüge berechnet. Die Bussolenrichtungen sind um die Kartendeklination zu korrigieren. Der Winkelabschlussfehler wird jedoch nicht gleichmässig auf alle gemessenen Winkel verteilt, sondern der ganze Zug wird um die Querabweichung gedreht. Die Koordinatenabschlussfehler werden aber ebenfalls proportional zu den Seitenlängen verteilt.

Bussolenzüge werden in Wäldern, unübersichtlichen Gebieten, engen Tälern usw. angewandt, wo relativ lange Züge mit kurzen Seiten aufgenommen werden müssen. In diesem Gelände wirkt sich das Fehlerfortpflanzungsgesetz zugunsten des Bussolenzuges aus, so dass trotz der relativ geringen Genauigkeit der Bussoleninstrumente Bussolenzüge im gleichen Genauigkeitsbereich wie Polygonzüge liegen. Beim Bussolenzug verschwenkt zudem ein Richtungsfehler nicht den ganzen Zug wie beim Polygonzug, sondern er bewirkt nur eine Parallelverschiebung.

Abb. 9.72: Bussolenzug



- P, Q, R, S : Anschlusspunkte
- 1,2,3 : Eckpunkte des Bussolenzuges
- $\mu_1, \mu'_p, \mu_2, \dots$: magnetische Richtungswinkel der Seiten
- KN : Kartennord
- MN : magnetisch Nord
- $\delta + c$: Kartendeklination = magnetische Deklination δ + Meridiankonvergenz c

9.62 Flächenermittlung

9.621 Einleitung

Die Fläche einer Figur ist der Inhalt ihrer Normalprojektion auf eine Horizontalebene. Bei der graphischen Flächenermittlung aus Plänen ist daran zu denken, dass sich der Flächeninhalt auf dem Plan zum Inhalt der wirklichen Fläche proportional zum Massstab im Quadrat verhält. Der Massstab ist das Verhältnis der Länge einer Strecke auf dem Plan zu ihrer wirklichen Länge.

$$\text{Massstab } M = \frac{\text{Länge auf dem Plan}}{\text{wirkliche Länge}} = \frac{d'}{d}$$

Der Reziprokwert des Massstabes $m = \frac{1}{M} = \frac{d}{d'}$, heisst Massstabzahl.

Beispiel

Quadrat von der Seitenlänge d

$$M = \frac{d'}{d} \quad \rightarrow d' = M \cdot d$$

$$F = d^2 \quad F' = d' \cdot d' = (M \cdot d)^2 = M^2 \cdot d^2 = M^2 \cdot F$$

$$m = \frac{d}{d'} \quad \rightarrow d = m \cdot d'$$

$$F' = d'^2 \quad F = d \cdot d = (m \cdot d')^2 = m^2 \cdot d'^2 = m^2 \cdot F'$$

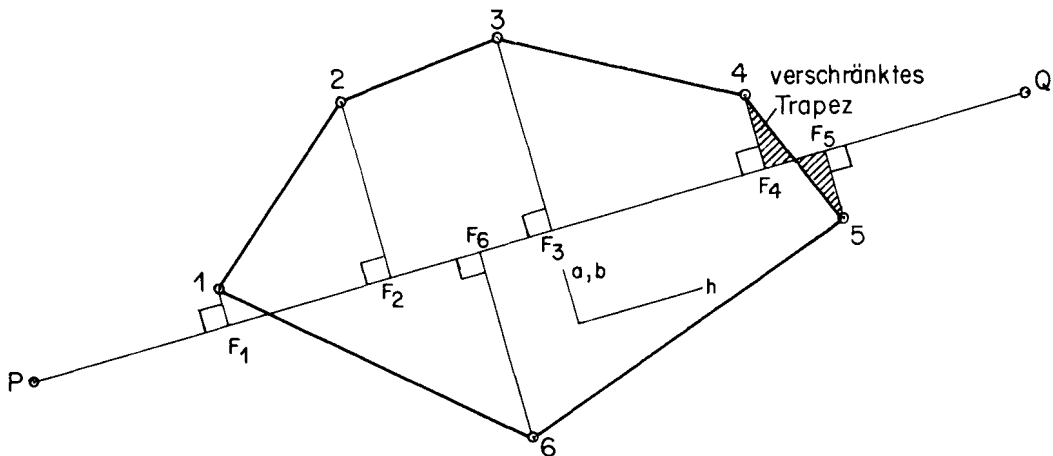
9.622 Numerische Methoden zur Flächenberechnung

9.6221 Flächenberechnung aus orthogonalen Masszahlen

Durch gerade Linien begrenzte Flächen werden im Feld durch orthogonale Strecken in Dreiecke und Trapeze zerlegt (Abb. 9.73). Die Abszissen und Ordinaten werden gemessen, die Teilflächen berechnet und aufsummiert. Bei dieser Methode können am Rand sogenannte verschränkte Trapeze entstehen, deren Fläche die Differenz der beiden Dreiecksflächen ist, d.h.

$$F = \frac{a-b}{2} \cdot h$$

Abb. 9.73: Zerlegung einer Fläche in rechtwinklige Trapeze und Dreiecke



\overline{PQ} : Aufnahmelinie
 F_{1-6} : Fusspunkte auf \overline{PQ}
 $F_1-1-6-F_6, F_4-4-5-F_5$: verschränkte Trapeze

Beispiel

Der Flächeninhalt des in der Abbildung 9.73 abgebildeten Polygons ist zu ermitteln. Zuerst wird der doppelte Flächeninhalt berechnet, der anschliessend halbiert wird.

$$2 \cdot \text{Trapez } F_1-1-2-F_2 = (5.03 + 23.87) \cdot 22.63 = 654.01$$

$$2 \cdot \text{Trapez } F_2-2-3-F_3 = (23.87 + 25.95) \cdot 20.73 = 1032.77$$

$$2 \cdot \text{Trapez } F_3-3-4-F_4 = (25.95 + 9.97) \cdot 28.87 = 1037.01$$

$$2 \cdot \text{Trapez } F_5-5-6-F_6 = (25.11 + 9.03) \cdot 46.48 = 1586.83$$

$$2 \cdot v \text{ Trapez } F_1-1-6-F_6 = (25.11 - 5.03) \cdot 33.27 = 668.06$$

$$2 \cdot v \text{ Trapez } F_4-4-5-F_5 = (9.97 - 9.03) \cdot 7.52 = 7.07$$

$$2F = 4985.75 \text{ m}^2$$

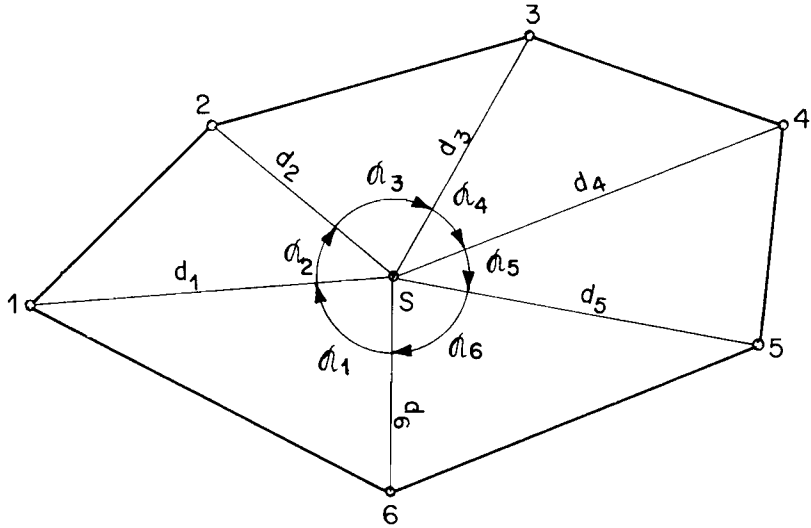
$$F = 4985.75 \text{ m}^2 : 2 = 2492.88 \text{ m}^2$$

9.6222 Flächenberechnung aus polaren Masszahlen

Bei diesem Verfahren wird die Fläche von einem Pol S aus in beliebige Dreiecke zerlegt (Abb. 9.74). Die vom Pol ausgehenden Dreiecksseiten d_i sowie die Richtungen α_i dieser Seiten werden gemessen. Die Fläche eines Dreieckes wird dann mit folgender Formel berechnet:

$$F = \frac{d_1 \cdot d_2 \cdot \sin(\alpha_2 - \alpha_1)}{2}$$

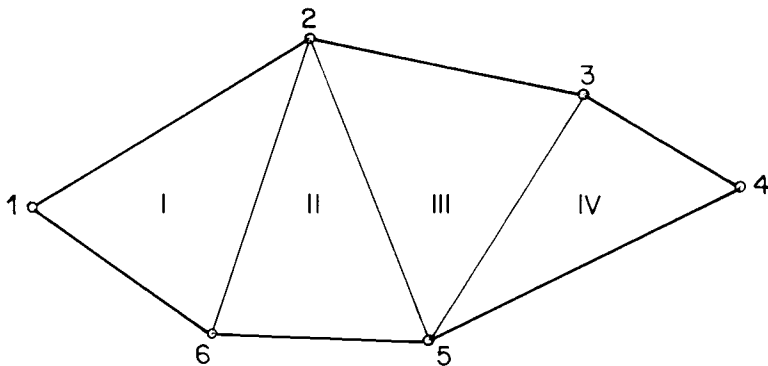
Abb. 9.74: Zerlegung einer Fläche in beliebige Dreiecke von einem Pol aus



Die Fläche kann auch von den Eckpunkten aus in beliebige Dreiecke zerlegt werden (Abb. 9.75), deren drei Seiten gemessen werden. Dann berechnet sich die Fläche eines Dreiecks nach Héron:

$$F = \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)} \quad \text{wobei } s = \frac{1}{2}(a+b+c)$$

Abb. 9.75: Zerlegung einer Fläche in beliebige Dreiecke von den Endpunkten aus

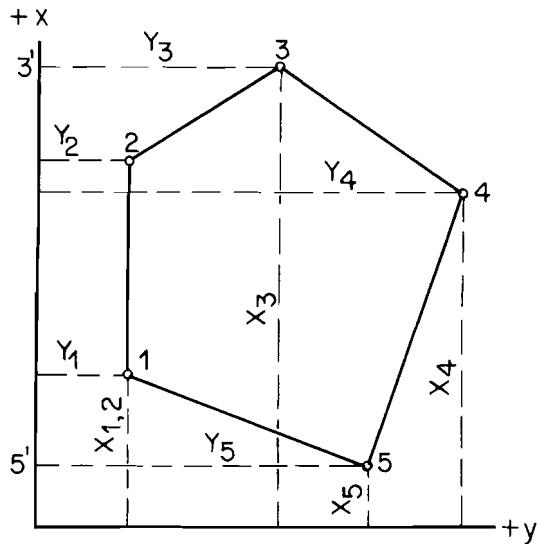


9.6223 Flächenberechnung aus Koordinaten

Abszisse und Ordinate sind so zu wählen, dass sie ausserhalb der Figur liegen (Abb. 9.76). Die Polygonfläche wird als Summe von Trapezflächen berechnet. Das Polygon ist im Uhrzeigersinn zu numerieren. Auf das Vorzeichen der Koordinaten ist besonders zu achten. Die Flächenberechnung aus Koordinaten wird am Beispiel des geschlossenen Po-

lygonzuges von Abschnitt 9.6137 dargelegt, wobei die x-Achse um 100.00 m nach Westen verschoben wird, damit die Koordinatenachsen ausserhalb der Figur liegen.

Abb. 9.76: Flächenberechnung aus Koordinaten



$$F = [\text{Fläche } 3'-3-4-5-5'] - [\text{Fläche } 3'-3-2-1-5-5']$$

$$2F = [(Y_3 + Y_4) \cdot (X_3 - X_4) + (Y_4 + Y_5) \cdot (X_4 - X_5)] \\ - [(Y_2 + Y_3) \cdot (X_3 - X_2) + (Y_1 + Y_2) \cdot (X_2 - X_1) + (Y_1 + Y_5) \cdot (X_1 - X_5)]$$

In der unteren Zeile werden der Ausdruck in [] und die X-Werte in den ()-Klammern mit -1 multipliziert:

$$2F = [(Y_3 + Y_4) \cdot (X_3 - X_4) + (Y_4 + Y_5) \cdot (X_4 - X_5)] \\ + [(Y_2 + Y_3) \cdot (X_2 - X_3) + (Y_1 + Y_2) \cdot (X_1 - X_2) + (Y_5 + Y_1) \cdot (X_5 - X_1)]$$

$$2F = [(X_i - X_{i+1}) \cdot (Y_i + Y_{i+1})]$$

Als Bezugsachse kann statt der x- auch die y-Achse gewählt werden, und man erhält:

$$2F = [(Y_{i+1} - Y_i) \cdot (X_i + X_{i+1})]$$

Diese beiden Formeln heissen «Gauss'sche Trapezformeln». Wenn man die Klammern ausmultipliziert, erhält man:

$$\begin{aligned}
 2F &= + \cancel{Y_1 \cdot X_1} - Y_1 \cdot X_2 + Y_2 \cdot X_1 - \cancel{Y_2 \cdot X_2} \\
 &+ \cancel{Y_2 \cdot X_2} - Y_2 \cdot X_3 + Y_3 \cdot X_2 - \cancel{Y_3 \cdot X_3} \\
 &+ \cancel{Y_3 \cdot X_3} - Y_3 \cdot X_4 + Y_4 \cdot X_3 - \cancel{Y_4 \cdot X_4} \\
 &+ \cancel{Y_4 \cdot X_4} - Y_4 \cdot X_5 + Y_5 \cdot X_4 - \cancel{Y_5 \cdot X_5} \\
 &+ \cancel{Y_5 \cdot X_5} - Y_5 \cdot X_1 + \cancel{Y_1 \cdot X_5} - \cancel{Y_1 \cdot X_1}
 \end{aligned}$$

$$2F = Y_1(X_5 - X_2) + Y_2(X_1 - X_3) + Y_3(X_2 - X_4) + Y_4(X_3 - X_5) + Y_5(X_4 - X_1)$$

$$2F = [Y_i(X_{i-1} - X_{i+1})] = [X_i(Y_{i+1} - Y_{i-1})]$$

Diese beiden Formeln heissen «Gauss'sche Dreiecksformeln».

Beispiel

Die Fläche des geschlossenen Polygonzuges von Abschnitt 9.6137 soll aus den Koordinaten der Polygonpunkte berechnet werden.

Wie bereits erwähnt, wird die x-Achse um 100.00 m nach Westen verschoben, wodurch alle Y-Koordinaten um 100.00 grösser werden. Die Berechnung der Fläche ist in der Tabelle 9.77 aufgeführt.

Tab. 9.77: Berechnung einer Fläche aus Koordinaten

Punkt	Y_i	X_i	$Y_{i+1} - Y_{i-1}$	$X_{i-1} - X_{i+1}$	$X_i(Y_{i+1} - Y_{i-1})$	$Y_i(X_{i-1} - X_{i+1})$
1	100.00	300.00	- 59.04	- 116.36	- 17712.00	- 11636.00
2	99.98	372.33	+ 45.66	- 103.00	+ 17000.59	- 10297.94
3	145.66	403.00	+ 96.69	+ 18.65	+ 38966.07	+ 2716.56
4	196.67	353.68	+ 13.36	+ 147.03	+ 4725.16	+ 28916.39
5	159.02	255.97	- 96.67	+ 53.68	- 24744.62	+ 8536.19
			0.00	0.00		
			(Kontrolle)	(Kontrolle)		
2F					+ 18235.20	+ 18235.20
F					9117.60 m ²	

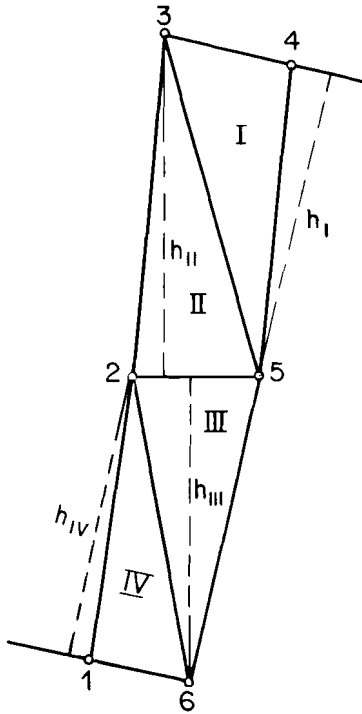
9.623 Halbgraphische Flächenermittlung

Halbgraphisch wird eine Fläche ermittelt, wenn sie sich in schmale Dreiecke zerlegen lässt. Die kurze Grundlinie des Dreieckes wird im Feld gemessen, die lange Höhe aus dem Plan abgegriffen. So wird die relativ ungenau ermittelte Höhe mit einem kleinen Wert multipliziert, und der Flächenfehler bleibt gering.

Beispiel

Das in der Abbildung 9.78 dargestellte Grundstück ist zu berechnen.

Abb. 9.78: Halbgraphische Flächenermittlung



	Grundlinie	Höhe	
$2 F_I$	$= 16.67 \cdot$	39.8	$= 663.5$
$2 F_{II}$	$= 16.03 \cdot$	44.3	$= 710.1$
$2 F_{III}$	$= 16.03 \cdot$	39.4	$= 631.6$
$2 F_{IV}$	$= 14.75 \cdot$	36.2	$= 534.0$
<hr/>			
$2 F$			$= 2539.2 \text{ m}^2$
<hr/>			
$F =$		$2539.2 \text{ m}^2 : 2 =$	1269.6 m^2

9.624 Graphische Methoden zur Flächenermittlung

9.6241 Flächenermittlung mit dem Strichplanimeter

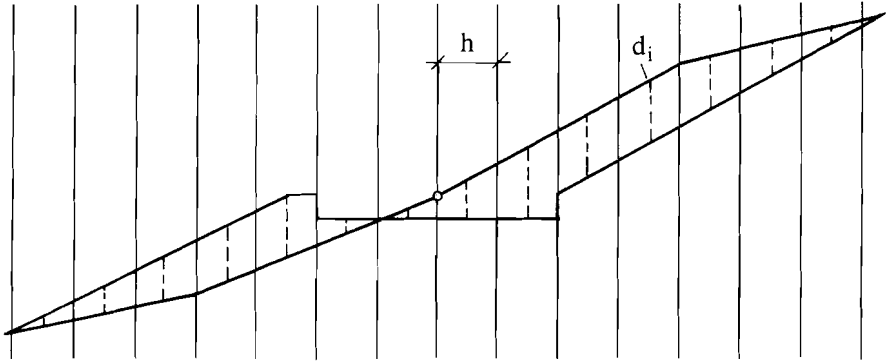
Mit einer Schar von Parallelen im Abstand h (transparentes Millimeterpapier) wird die Figur etwa rechtwinklig zur grössten Ausdehnung in Trapeze zerlegt (Abb. 9.79). Die Mittellinien d_j der Trapeze werden mit dem Stechzirkel abgegriffen und laufend aufaddiert. Es wird also nicht jede Mittellinie gesondert abgelesen, sondern der Stechzirkel wird fortlaufend bei jeder nächsten Mittellinie angesetzt. Die Zirkelöffnung enthält damit die Summe aller Mittellinien d_j und die Fläche berechnet sich mit:

$$F = h \cdot [d_j] \cdot m^2$$

m : Massstabzahl

Kleine überschüssende Randflächen sind gesondert auszumessen.

Abb. 9.79: Ermittlung der Abtrags- und Auftragsfläche in einem Strassenquerprofil mit dem Strichplanimeter



9.6242 Flächenermittlung mit dem Punktraster

Auf die Fläche wird eine transparente Tafel mit kleinen Quadraten gelegt (Quadratglas-tafel). Die Quadrate werden ausgezählt, und daraus wird die Fläche bestimmt. Statt der Quadrateinteilung werden auch Punkte verwendet (Punktraster). Wenn der Punktabstand a ist, so repräsentiert ein Punkt die Fläche F_0 :

$$F_0 = a^2 \cdot m^2 \quad m: \text{Massstabzahl}$$

Alle Punkte, die eindeutig innerhalb der Begrenzungslinie der Figur liegen, werden ganz gezählt, solche, die genau auf der Begrenzungslinie liegen nur halb. Die Anzahl der gezählten Punkte n , multipliziert mit der von einem Punkt repräsentierten Fläche F_0 , ergibt den Flächeninhalt F der Figur:

$$F = n \cdot F_0 = n \cdot a^2 \cdot m^2$$

Beispiel

Eine Fläche wurde mit einem Punktraster von 5 mm Punktabstand ausgemessen. Es wurden 135 Punkte voll und 8 Punkte halb gezählt. Der Planmassstab ist 1:5 000. Wie gross ist die Fläche?

$$a = 5 \text{ mm} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad a^2 = 25 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$M = 1:5\,000 \quad m = \frac{1}{M} = 5\,000 \quad m^2 = 25 \cdot 10^6$$

$$F_0 = a^2 \cdot m^2 = 25 \cdot 10^{-6} \cdot 25 \cdot 10^6 \text{ m}^2 = 625 \text{ m}^2 = 6.25 \text{ ar}$$

$$F = n \cdot F_0 = \left(135 + \frac{8}{2}\right) \cdot 6.25 \text{ ar} = 139 \cdot 6.25 \text{ ar} = 868.75 \text{ ar} = 8.69 \text{ ha}$$

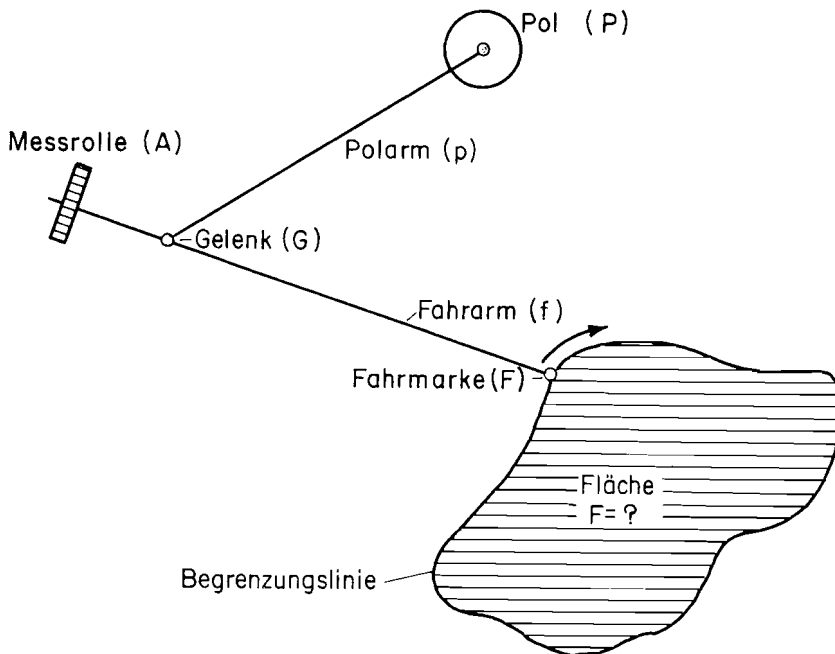
9.6243 Flächenermittlung mit dem Polarplanimeter

9.62431 Beschreibung

Flächen mit unregelmässigem, krummem Umriss lassen sich mit den vorgenannten Hilfsmitteln nur schlecht messen, und zweckmässigerweise wird das Planimeter verwendet. Ebene Flächen beliebiger Form lassen sich durch einfaches Umfahren ermitteln.

Das Polarplanimeter ist ein mechanisches Integrationsinstrument (Abb. 9.80). Es besteht aus einem Polarm und einem Fahrarm, die durch ein Kugelgelenk miteinander verbunden sind. Der Polarm ruht auf dem Pol, der mit einer feinen Nadel auf der Unterlage fixiert ist. Vorn am Fahrarm ist die Fahrlupe mit der Fahrmarke bzw. dem Fahrstift befestigt. Die Messrolle überträgt die Bewegungen der Fahrmarke auf eine Skala. Bei der Flächenermittlung fährt man nun mit der Fahrmarke im Uhrzeigersinn längs der ganzen Begrenzungslinie der Figur. Dabei dreht sich die Messrolle, deren ganze Umdrehungen vom Zählwerk gezählt und abgelesen werden können. Bruchteile von Umdrehungen werden am Nonius abgelesen. Die Ablesung ist vierstellig.

Abb. 9.80: Schema des Polarplanimeters



9.62432 Funktionsweise des Polarplanimeters

Die Funktionsweise des Polarplanimeters ist in der Abbildung 9.81 schematisch dargestellt.

Wenn die Fahrmarke die Figur von F_1 bis F_2 umfährt, bewegt sich das Gelenk G auf einem Kreisbogen mit dem Radius p ($=$ Länge des Polarmes) um den Pol P, welcher fixiert ist. Eine differentielle Bewegung des Fahrarmes f kann in eine Parallelverschiebung um dl und eine Drehung um $d\varphi$ zerlegt werden. Bei der Parallelverschiebung um

$d\ell$ überstreicht der Fahrarm die Fläche $f \cdot d\ell$, bei der Drehung um $d\varphi$ den Kreissektor $\frac{1}{2} \cdot f^2 \cdot d\varphi$. Bei der Parallelverschiebung dreht sich die Messrolle um den Betrag $d\ell$, bei der Drehung um $-g \cdot d\varphi$, insgesamt also um $da = d\ell - g \cdot d\varphi$. Zwischen der vom Fahrarm überstrichenen differentiellen Fläche dF und der Rollenabwicklung besteht also folgende Beziehung:

$$dF = f \cdot d\ell + \frac{1}{2} \cdot f^2 \cdot d\varphi \quad \text{entspricht } da = d\ell - g \cdot d\varphi$$

Durch Einsetzen von $da + g \cdot d\varphi$ für $d\ell$ in dF folgt:

$$dF = f \cdot da + f \cdot g \cdot d\varphi + \frac{1}{2} \cdot f^2 \cdot d\varphi$$

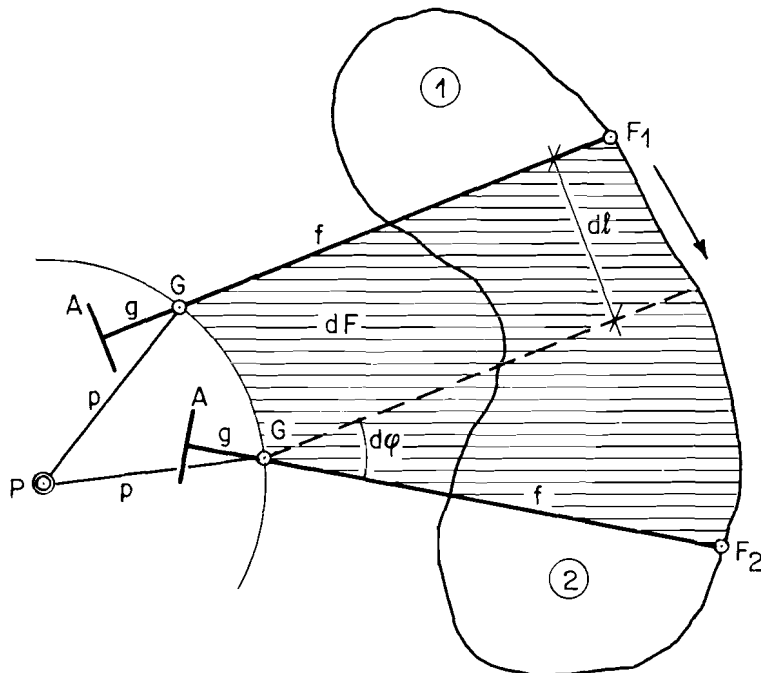
$$dF = f \cdot da + \left(f \cdot g + \frac{1}{2} \cdot f^2 \right) \cdot d\varphi$$

Die Fläche F beträgt:

$$F = \int dF = f \cdot a + \left(f \cdot g + \frac{1}{2} \cdot f^2 \right) \cdot \int d\varphi + \text{Konstante}$$

wobei a die an der Messrolle abgelesene Abwicklung ist.

Abb. 9.81: Funktionsweise des Polarplanimeters



Beim Umfahren der Figur werden die Flächenelemente von 1 bis 2 positiv, von 2 nach 1 hingegen negativ gezählt, weil der Drehsinn der Messrolle ändert. Damit ist jedoch die Fläche F gleich der Fläche der umfahrenen Figur.

Der Pol befindet sich aus Gründen der Genauigkeit in der Regel ausserhalb der Fläche. Damit wird $\int d\varphi = 0$ und $F = f \cdot a$. Ist nun u der Umfang der Messrolle und $u/1000$ die Länge der Noniuseinheit, so beträgt die Anzahl der Noniuseinheiten n , welche schlussendlich an der Skala abgelesen werden kann:

$$n = \frac{a}{u} \cdot 1000$$

a : Abwicklung der Messrolle

u : Umfang der Messrolle

$\frac{u}{1000}$: Länge der Noniuseinheit

n : Anzahl der Noniuseinheiten

Daraus folgt:

$$F = f \cdot a = f \cdot \frac{n \cdot u}{1000} = \frac{f \cdot u}{1000} \cdot n$$

mit $k = \frac{f \cdot u}{1000}$

k : Wert der Noniuseinheit

wird schliesslich:

$F = k \cdot n$

k ist für eine bestimmte FahrarmEinstellung konstant und kann mit einer jedem Planimeter beigelegten Tabelle oder durch Umfahren einer Kontrollfläche von bekannter Grösse bestimmt werden. Ein Kontrolllineal, das ebenfalls jedem Planimeter beigelegt ist, ermöglicht das genaue Umfahren einer Kreisfläche von bekannter Grösse. Es ist jedoch besser, als Kontrollfläche ein Planquadrat zu wählen, weil dann der Planverzug in der Eichung von k bereits berücksichtigt ist. k berechnet sich wie folgt:

$$k = \frac{F_{\text{Kontrollfläche}}}{n_{\text{Kontrollfläche}}}$$

Das Planimeter liefert umso genauere Resultate, je kleiner der Umfang im Vergleich zum Flächeninhalt der Figur ist. Für schmale Figuren ist das Planimeter deshalb weniger gut geeignet. Die Genauigkeit beträgt 1% bis 1‰ der Fläche.

9.62433 Handhabung des Polarplanimeters

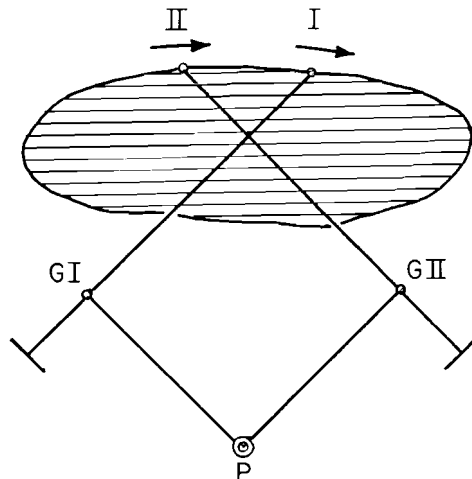
1. Vorbereitungen

- 1.1 Kann der Pol bei grossen Figuren nicht ausserhalb der Figur plaziert werden, wird die Figur in Teilflächen zerlegt, welche einzeln mit dem Pol ausserhalb der Figur umfahren werden.

- 1.2 Polarplanimeter so plazieren, dass:
 - die Fahrmarke etwa im Schwerpunkt der Figur liegt
 - die Linie Pol-Messrolle und der Fahrarm ungefähr einen rechten Winkel bilden.
- 1.3 Kontrollieren, ob die Figur in zwei symmetrischen Planimeterstellungen umfahren werden kann, ohne dass sich die Laufrolle ausserhalb des Planes bewegt und ohne dass der Pol verschoben werden muss.
- 1.4 Den Anfangspunkt so wählen, dass eine kleine Verschiebung der Fahrmarke eine nur minimale Drehung der Messrolle bewirkt.
- 1.5 Längs geraden Linien soll kein Lineal angelegt werden, weil sonst systematische Fehler entstehen, was beim Umfahren von freier Hand nicht der Fall ist.
2. Anfangsablesung tätigen oder das Zählwerk auf Null stellen (A_A).
3. Die Figur im Uhrzeigersinn umfahren, bis die Fahrmarke wieder im Anfangspunkt steht.
4. Endablesung A_E tätigen und die Differenz der beiden Ablesungen bilden:

$$n = A_E - A_A$$
5. In je einer Planimeterstellung soll die Figur mindestens einmal, wenn die Fläche klein ist, zweimal umfahren werden.
6. Die Messung in symmetrischer Planimeterstellung (Abb. 9.82) wiederholen, und zwar ebenfalls im Uhrzeigersinn. Dadurch wird der Fehler wegen der Messrollenschiefe (Messrollenachse nicht genau parallel zum Fahrarm) eliminiert. Man spricht deshalb von Kompensationsplanimetern.

Abb. 9.82: Symmetrische Planimeterstellungen



7. Berechnen der Fläche
 - 7.1 Arithmetisches Mittel aus den Differenzen der Ablesungen bilden $\rightarrow n$
 - 7.2 $F = k \cdot n$

Beispiel

Eine Fläche wurde je zweimal in beiden Planimeterstellungen gemessen. Die Noniuseinheit wurde an einem Planquadrat ermittelt. Der Massstab ist 1:5 000. Die Berechnung ist in Tabelle 9.83 aufgeführt.

Tab. 9.83: Flächenermittlung mit dem Polarplanimeter

Planimeter Haff		Nr. 315		Fahrarmeinstellung		fix
Kontrollfläche: $F = 25.00 \text{ ha}$				Poleinstellung		
$k = \frac{F}{n} = \frac{25.00 \text{ ha}}{1000} = 0.025 \text{ ha}$				Planmasstab		1:5 000
				Wert der Nonius-Einheit $k = 0.025 \text{ ha}$		
Fläche Nr.	Messung	Anfangs- ablesung A_A	End- ablesung A_E	Ablesung $n = A_E - A_A$	Fläche F	
Kontrollfläche (Planquadrat $500 \text{ m} \times 500 \text{ m}$)	1.	0000	998	998		
	2.	998	1998	1000		
	3.	0000	1000	1000		
	4.	1000	2002	1002		
	Mittel			1000 $k =$ 1 $k =$		25.00 ha 0.025 ha
Waldgrund- stück Nr. 925	1.	0000	2385	2385		
	2.	2385	4772	2387		
	3.	0000	2389	2389		
	4.	2389	4776	2387		
	Mittel			2387		
				$F = k \cdot n$ $= 2387 \cdot 0.025 \text{ ha}$ $F = 59.675 \text{ ha}$		

9.6244 Einfluss des Planverzuges

Vor allem infolge Feuchtigkeitseinwirkung verzieht sich ein Plan. Oft ist der Verzug in verschiedenen Richtungen verschieden gross. Zweckmässigerweise wird der Planverzug an Hand der Koordinatenlinien ermittelt. Der Planverzug wird in Prozenten angegeben («relative Längenänderung»).

Die Seiten eines Planquadrates werden in x- und y-Richtung mit a und b gemessen. Die wahre Länge der Quadratseite ist s. a ist um Δx und b um Δy zu kurz. Die relativen Längenänderungen p_x und p_y in x- und y-Richtung betragen:

$$p_x = \frac{\Delta x}{a} \rightarrow \Delta x = a \cdot p_x$$

$$p_y = \frac{\Delta y}{b} \rightarrow \Delta y = b \cdot p_y$$

Die wahre Fläche des Planquadrates ist:

$$s^2 = (a + \Delta x) \cdot (b + \Delta y) = (a + a \cdot p_x) \cdot (b + b \cdot p_y)$$

$$s^2 = a \cdot (1 + p_x) \cdot b \cdot (1 + p_y) = a \cdot b \cdot (1 + p_x) \cdot (1 + p_y)$$

$$s^2 = a \cdot b (1 + p_x + p_y + p_x \cdot p_y)$$

Der Ausdruck $p_x \cdot p_y$ darf vernachlässigt werden. Damit wird:

$$s^2 = a \cdot b (1 + p_x + p_y) = a \cdot b + a \cdot b \cdot (p_x + p_y)$$

Die Differenz der wahren zu der auf dem Plan ermittelten Fläche des Planquadrates ist:

$$\Delta F = s^2 - a \cdot b = a \cdot b + a \cdot b \cdot (p_x + p_y) - a \cdot b = a \cdot b \cdot (p_x + p_y)$$

Der relative Flächenfehler $p_F = \frac{\Delta F}{a \cdot b}$ ist damit

$$p_F = p_x + p_y$$

9.625 Genauigkeit der Flächenermittlung

Flächenberechnungen werden kontrolliert, indem die Fläche zweimal, wenn möglich mit verschiedenen Methoden, berechnet wird.

Bei aus mehreren Teilflächen zusammengesetzten Flächen wird zuerst die Gesamtfläche ermittelt. Nachher werden die Teilflächen berechnet. Ein Abschlussfehler wird proportional zur Grösse der Teilflächen verteilt. Bei diesem Verfahren kann auch der Planverzug korrigiert werden.

Die Flächenberechnung aus den Koordinaten ist die genaueste Methode. Ihr folgt die Flächenbestimmung aus Feldmassen. Fast so genau ist die halbgraphische Methode, wenn die Dreiecke schmal sind und die Grundlinien im Feld gemessen werden. Die Genauigkeit der graphischen Methoden (Strichplanimeter, Punktraster, Polarplanimeter) ist vom Massstab und Verzug des Planes, vom verwendeten Instrument und vom Messenden abhängig.

Literaturverzeichnis

Literatur zu Kapitel 1

- ABEGG, B. (1978): Die Schätzung der optimalen Dichte von Waldstrassen in traktorbefahrbarem Gelände. EAFV Mitt., 54, 2: 101—213
- BACKMUND, F. (1966): Kennzahlen für den Grad der Erschliessung von Forstbetrieben durch autofahrbare Wege. Forstwiss. Cbl., 85: 342—354
- BROSSMANN, L. (1976): Inwieweit können Schwerkraft-Riesen den Wegebau in Steilhangwäldern ersetzen? AFZ, 31, 12: 208—212, 221, 222
- BROSSMANN, L. (1978): Mobile Kippmast-Seilkräne. AFZ, 33, 31: 875—878
- BUNDESAMT FÜR FORSTWESEN (1978): Vorschriften für forstliche Projekte und ihre Unterstützung durch den Bund. EDMZ, Bern, 39 S.
- BURI, H. (1975): Kriterien für die Planung, die Typenwahl und den Bau von Furten. Diplomarbeit Forstliches Ingenieurwesen ETHZ, unveröffentlicht
- DIETZ, P. (1979): Gibt es eine optimale Walderschliessung? AFZ, 34, 7: 141—143 und 167—168
- ERDAS, O. (1976): Bodenmechanische Probleme der Befahrbarkeit, der Bodentragfähigkeit und des Holzrückens in natürlichen Böden des schweizerischen Mittellandes. ETH Diss. Nr. 5830
- GIUDICETTI, F. (1968): Die Befahrbarkeit natürlicher Böden. VAWE Mitteilungen, Nr. 77
- HAFNER, F. (1964): Der Holztransport. Österreichischer Agrarverlag, Wien, 460 S.
- HAFNER, F. (1971): Forstlicher Strassen- und Wegebau. 2. Auflage Österreichischer Agrarverlag, Wien, 360 S.

- HIRT, R. (1977): Bau- und Unterhaltskosten von Wald- und Güterstrassen. SZF, 128, 4: 199—217
- KLIER, G. (1970): Die Geländeneigung als wichtigster Parameter bei forstlichen Projektierungsarbeiten. Arch. Forstw., 19, 4: 371—383
- KORNDÖRFER, W. (1974): Allgemeine Betriebswirtschaftslehre — Aufbau, Ablauf, Führung, Leitung. 3. Auflage, Gabler Verlag, Wiesbaden, 408 S.
- KRAMER, H. (1958): Wegebreite und Zuwachs im angrenzenden Bestand. Allg. Forst- und Jagdzeitung, 129, 6: 121—133
- KRAMER, H. (1963): Die Beeinflussung des Waldes durch Wege und holzfreie Strassen. Log Symposium 1/29, Genf
- KROTH, W. (1973): Entscheidungsgrundlagen bei Walderschliessungsinvestitionen. Forstwiss. Cbl., 92: 132—151
- KUONEN, V. (1974): Generelle Erschliessungsplanung im Gebirge. 8. Drei-Länder-Wegebautagung, Manuskript
- KUONEN, V. (o.J.): Die Erschliessung land- und forstwirtschaftlich genutzter Gebiete im Gebirge. Polykopie
- LANDESFORST-
VERWALTUNG
BADEN-
WÜRTTEMBERG (1977): Richtlinien zur Feinerschliessung der Bestände. Stuttgart, Drucknummer EM 14—77
- LEIBUNDGUT, H. (1961): Die Walderschliessung als Voraussetzung für den Waldbau. SZF, 112, 3: 187—196
- LIENERT, S. (1978): Erschliessungskonzepte und Holzerntekosten im Kanton Schwyz. Diplomarbeit Forstliches Ingenieurwesen ETHZ, unveröffentlicht
- LÖFFLER, H.
TIMINGER, J. (1977): Nutzen-Kosten-Untersuchung über den forstlichen Wirtschaftswegebau. München, Polykopie
- LÜNZMANN, K. (1967): Begriffsbestimmungen beim Holztransport. Forstarchiv Hannover, 38, 10: 250—252
- MAYER, H. (1972): Waldbau und Technik im Gebirge. SZF, 123, 1: 12—38
- MAYER, H. (1977): Waldbau auf soziologisch-ökologischer Grundlage. Gustav Fischer Verlag, Stuttgart, New York, 482 S.

- PFEIFFER, K. (1972): Feinerschliessung mit Maschinenwegen. Bündnerwald, 25, 2: 53—60
- PFEIFFER, K. (1973): Rundholztransport mit Helikopter. EAFV Bericht, Nr. 117
- FLURY, J.
ABEGG, B.
- PFEIFFER, K. (1974): Bau und Kosten von Maschinenwegen. EAFV Bericht, Nr. 122.
- KUHN, P.
LITSCHER, R.
- PFEIFFER, K. (1977): Vergleich zwischen Seilkran- und Maschinenwegerschliessung für das Gebiet Strahlegg. EAFV Bericht, Nr. 169
- RAAFATNIA, N. (1978): Ausgewählte Entscheidungsgrundlagen zur Projektierung von Strassen mit geringem Verkehrsvolumen, dargestellt am Beispiel der Waldstrasse. ETH Diss. Nr. 6150
- RECHSTEINER, K. (1976): Forsttechnische Geländeklassifikation. Bisherige Untersuchungen und einige methodische Grundlagen. Beiheft zur SZF, 57: 216—233
- RIGLING, L. (1971): Die Feinerschliessung. Die Waldarbeit, 23, 1:3—19
- SAMSET, K. (1975): The accessibility of forest terrain and its influence on forestry conditions in Norway. Reports of the Norwegian Forest Research Institute, 32.1, p. 45—91
- SANKTJOHANSER, J. (1971): Zur Frage der optimalen Wegedichte in Gebirgswaldungen. Forstwiss. Cbl., 90: 142—156
- SEGEBADEN, G. (1964): Studies of Cross-Country Transport Distances and Road Net Extension. Studia Forestalia Suecica, Nr. 18
- STEINLIN, H. (1963): Die Feinerschliessung von Beständen mit Rückegassen. Forsttechnische Informationen, 10: 77—87
- STEINLIN, H. (1963): Aufgaben des Erschliessungsnetzes und seine Auswirkungen auf die Führung eines Forstbetriebes. SZF, 114, 9: 517—530
- TROMP, H. (1961): Problematik der Rentabilitätsrechnung bei Investitionen zur Walderschliessung. SZF, 112, 3: 206—223
- TROMP, H.
BLOETZER, G. (1971): Forstrecht I. Skriptum zur Vorlesung, unveröffentlicht

Literatur zu Kapitel 2

- ARETIN, TH. (1951): Handbuch zum Abstecken von Kurven. Verlagsbuchhandlung H. Husslein, München, 112 S.
- BLUMER, M. (1977): Praktischer Strassenbau, Band 1 und 2. Baufachverlag AG, Zürich, 596 S.
- BRUNI, L. (1974): Entwässerung und Wasserableitung im Waldstrassenbau. Diplomarbeit Forstliches Ingenieurwesen ETHZ, unveröffentlicht
- BUNDESAMT FÜR FORSTWESEN (1978): Vorschriften für forstliche Projekte und ihre Unterstützung durch den Bund. EDMZ, Bern, 39 S.
- DIVERSE (1971): Grabenbau. Baufachverlag AG, Zürich, 299 S.
- DIVERSE (1971): Low cost roads. Verlag Butterworths, London, Unesco Programm
- EIDG. AMT FÜR STRASSEN- UND FLUSSBAU (o.J.): Gewässerkorrekturen, Technische Unterlagen. EDMZ, Bern
- FIDES (1980): Wald, Programm zur Projektierungshilfe bei der Ausarbeitung von Detailprojekten für Sekundärstrassen. FIDES Treuhandgesellschaft, Zürich, 38 S.
- HAFNER, F. (1971): Forstlicher Strassen- und Wegbau. Österreichischer Agrarverlag, Wien, 360 S.
- HIRT, R. (1980): Stützbauwerke im forstlichen Strassenbau. Bündnerwald, 33, 8: 357—368
- HOHENTHANER, F. (1976): Verwendung von Durchlässen aus Stahlfertigteilen im Forstwegebau. AFZ, 31, 41: 902—909
- HUNZIKER AG (o.J.): Projektierung und Ausführung von Kanalisationen.
- KARLEN, R. (1975): Durchführung des Dränunterhalts, Die Dränspülung. Vermessung-Mensuration, 73, 6
- KASTL, J. (1968): Der Strassenbau, 1. Teil. Verlag Teubner, Leipzig
- NEUMANN, E. (1959): Neuzeitlicher Strassenbau. Springer Verlag, Berlin, 445 S.
- PESTAL, E. (1975): Neuere Erkenntnisse über Wasserableitungen an Forststrassen. Internationaler Holzmarkt, Wien, 66, 22: 5—10

- RAAFATNIA, N. (1978): Ausgewählte Entscheidungsgrundlagen zur Projektierung von Strassen mit geringem Verkehrsvolumen, dargestellt am Beispiel der Waldstrasse. ETH Diss. Nr. 6150
- RICHARD, F. (o.J.): Vorlesung «Forstliche Entwässerung», ETHZ
- ROTACH, M. (1970): Strassenprojektierung. Unterlagen zur Vorlesung
DIETRICH, K. Grundzüge der SP, ETHZ
- SAFS (div.): Merkblätter der «Schweizerischen Arbeitsgemeinschaft für forstlichen Strassenbau». Zürich
- VSS (div.): Normblätter der «Vereinigung Schweizerischer Strassenbaufachleute». Diverse aus Band I und II, Zürich
- WEBER, R. (1977): Zur Anlage eines Güterwegnetzes. Institut für Kulturtechnik, ETHZ
- WEHNER, B. (1977): Handbuch des Strassenbaus, Band 1, 2 und 3.
SIEDEK, P. Springer Verlag, Berlin, 714 S., 592 S. und 398 S.
SCHULZE, K.-H.
- WINDIRSCH, J. (1955): Waldwegebau und Holzbringung. aus: Neudammer Forstliches Jahrbuch von K. RUBNER, Verlag J. Neumann-Neudamm, Melsungen
- ZELLER, J. (o.J.): Vorlesung «Wildbach- und Hangverbau», ETHZ

Literatur zu Kapitel 3

- BJEERUM, L. (1952): Künstliche Verdichtung von Böden. Strasse und Verkehr, 38, Nr. 2, 3, 4 und 5
- EHRBAR, R. (1982): Beurteilung des Baugrundes im Kanton Schwyz für den Wald- und Güterstrassenbau. Forschungsauftrag Nr. 33/81 des Bundesamtes für Strassenbau.
- EHRBAR, R. (1983): Tragfähigkeit von Waldböden im nordöstlichen schweizerischen Mittelland. ETH Diss. Nr. 7273
- GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1980): Teil I, 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin
- HUDER, J. (1971): Verdichtung von Steinschuttdämmen. Strasse und Autobahn, 22, Heft 10
- KÉZDI, A. (1969—1976): Handbuch der Bodenmechanik, Band I—IV. Verlag für Bauwesen Berlin, Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften, 259 S., 304 S., 274 S., 292 S.

- LAMBE, T. W. (1969/ Soil Mechanics.
WHITMAN, R. V. 1979): Wiley, New York, 553 S.
- LANG, H.-J. (1982): Bodenmechanik und Grundbau.
HUDER, J. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 226 S.

Literatur zu Kapitel 4

- BURLET, E. (1980): Dimensionierung und Verstärkung von Strassen mit geringem Verkehr und flexiblem Oberbau.
ETH Diss. Nr. 6711
- HIRT, R. (1969): Experimentelle Untersuchungen zur Bodenstabilisierung mit Kalk, insbesondere für deren Anwendung im Wald- und Güterstrassenbau.
ETH Diss. Nr. 4312
- HIRT, R. (1973): Die Verwendung von Recycling-Materialien im Strassenbau.
Strasse und Verkehr, 59, 9: 512—517
- HUMM, W. (1947): Bindemittel, Mörtel und Beton.
Verlag Th. Gut, 211 S.
- KUONEN, V. (1980): Bituminöse Baustoffe für den Wald- und Güterstrassenbau.
SZF, 131, 7: 575—595
- MITTEILUNGS- (ab 1949): Betonstrassen, insbesondere Nr. 103/104
BLÄTTER DER
BETONSTRASSEN
AG WILDEGG
- PROCHAZKA, J. (1976): Erfahrungen mit dem Betonbelag und seinem Einbau bei Flur- und Waldstrassen.
Kurs über Wald- und Güterstrassenbau an der ETHZ vom 4.—6. Oktober 1976, Professur für forstliches Ingenieurwesen
- de QUERVAIN, F. (1967): Technische Gesteinskunde.
2. Auflage, Birkhäuser Verlag, 312 S.
- SIA-Norm 162 (1968): Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton.
Zürich, 83 S.
- SIA-Norm 215 (1978): Mineralische Bindemittel.
Zürich, 38 S.
- SOMMER, H. (1970): Bodenstabilisierung mit Zement und Magerbeton im europäischen Strassenbau,
Beton Verlag GmbH, Düsseldorf, 149 S.

- TAVERNA, E. (1983): Herstellung und Verwendung von Beton. Schweizerischer Forstkalender. Verlag Huber, Frauenfeld
- TFB (o.J.): Einfluss der Kiessand-Zusammensetzung (Betonstruktur) auf Eigenschaften des frischen und erhärteten Betons. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweiz. Zementindustrie, Wildegg
- TRÜB, U. (1968): Baustoff Beton. Ein Handbuch für die Baupraxis. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweiz. Zementindustrie, Wildegg, 219 S.
- TRÜB, U. (1979): Baustoff Beton. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweiz. Zementindustrie, Wildegg, BDV Basel, 2. Auflage, 199 S.
- VITTOZ, A. (1976): Betonbeläge für Güter- und Waldwege. Kurs über Wald- und Güterstrassenbau an der ETHZ vom 4.—6. Oktober 1976, Professur für forstliches Ingenieurwesen
- VOGT, K. (1969): Ausführung von Betonbelägen in Theorie und Praxis. Kurs über Wald- und Güterstrassenbau an der ETHZ vom 3.—6. März 1969, Professur für forstliches Ingenieurwesen
- VSS (div.): Normen der Vereinigung schweizerischer Strassenfachleute

Literatur zu Kapitel 5

- BURLET, E. (1980): Dimensionierung und Verstärkung von Strassen mit geringem Verkehr und flexiblem Oberbau. ETH Diss. Nr. 6711
- BURLET, E. (1981): Dimensionierung und Verstärkung von Strassen mit geringem Verkehr und flexiblem Oberbau. SZF, 132, 8: 645—672
- GIUDICETTI, F. (1970): Experimentelle Untersuchung des jahreszeitlichen Tragfähigkeitsverlaufs des Untergrundes und der Foundationsschicht für die Oberbaudimensionierung. unveröffentlicht
- GIUDICETTI, F. (1971): Zulässige Deflektionswerte für schweizerische Strassen in flexibler Bauweise. Forschungsauftrag Nr. 25/67 Eidg. Departement des Innern

- HIGHWAY RESEARCH BOARD (1961/1962): The AASHO-Road-Test. Special Reports Nr. 61 A — 61 F
- HIRT, R. (1972): Dimensionierung und Verstärkung von schwach beanspruchten Strassen. SZF, 123, 3: 129—159
- HIRT, R. (1973): Die Verwendung von Recycling-Materialien im Strassenbau. Strasse und Verkehr, 59, 9: 512—517
- HIRT, R. (1977): Bau- und Unterhaltskosten von Wald- und Güterstrassen. SZF, 128, 4: 199—217
- KUONEN, V. (1965): Probleme des forstlichen Strassenbaus. SZF, 116, 1: 12—25
- KUONEN, V. (1969): Gedanken zum Vertikalaufbau von Waldstrassen. Beiheft zur SZF, 46: 229—238
- KUONEN, V. (1976): Dimensionierung und Wahl des Oberbaus schwach beanspruchter Strassen. Kurs über Wald- und Güterstrassenbau an der ETHZ vom 4.—6. Oktober 1976, Professur für forstliches Ingenieurwesen
- KUONEN, V. (1980): Bituminöse Baustoffe für den Wald- und Güterstrassenbau. SZF, 131, 7: 579—595
- Van TIL, C.J.
Mc CULLOGH, B.F.
VALLERGA, B.A.
HICKS, R.G. (1972): Evaluation of AASHO Interim Guides for Design of Pavement Structures. NCHRP Report 128

Literatur zu Kapitel 6

- AULITZKY, H. (1972): Die Entwicklung des forsttechnischen Systems der Wildbachverbauung unter besonderer Berücksichtigung des österreichischen Beitrages in Praxis, Forschung und Lehre. Österreichische Wasserwirtschaft, 24, 9/10
- BÄRTELS, A. (1978): Gehölzvermehrung. Ulmer, Stuttgart, 328 S.
- BUNDESAMT FÜR FORSTWESEN (1978): Vorschriften für forstliche Projekte und ihre Unterstützung durch den Bund. EDMZ, Bern, 39 S.

- BUSER, R. (1940): Kritische Beiträge zur Kenntnis der schweizerischen Weiden, herausgegeben von W. Koch. Verfasst 1883. Berichte der Schweizerischen Botanischen Gesellschaft, 50: 567—788
- CHMELARĚ, J. (1979): Die Weiden Europas — Die Gattung Salix. 2. unveröffentl. Auflage. Die Neue Brehm-Bücherei, Wittenberg, Lutherstadt, 143 S.
- MEUSEL, W.
- DASEN, E. (1951): Verbauung und Aufforstung der Brienzer Wildbäche. Veröffentlichungen über Verbauungen Nr. 5, Eidg. Departement des Innern, Inspektion für Forstwesen, Jagd und Fischerei, Bern
- DUTHWEILER, H. (1974): Leistungsvergleich krautiger Pionierpflanzen für die Sicherung von Mergelhängen. Schriftenreihe Planungsbüro Grebe, Landschafts- und Ortsplanung, 85 Nürnberg, 71 S.
- EIDG. AMT FÜR STRASSEN- UND FLUSSBAU (1973): Lebendverbauung an Gewässern. Bern
- EIDG. DEPARTEMENT DES INNERN (1969): Wegleitung über Massnahmen zur Erhaltung der Fischerei bei Gewässerkorrekturen. Bern
- EIDG. DEPARTEMENT DES INNERN (1970): Wegleitung über die für den Natur- und Heimatschutz zu treffenden Massnahmen bei Gewässerkorrekturen. Bern
- ELLENBERG, H. (1972): Waldgesellschaften und Waldstandorte der Schweiz. EAFV Mitteilung, 48, 4
- KLOETZLI, F.
- ENKE, R. et al. (1979): Zander-Handwörterbuch der Pflanzennamen. Neu bearbeitete und erweiterte 11. Auflage, Ulmer, Stuttgart, 844 S.
- FLORINETH, F. (1978): Ingenieurbiologische Arbeiten bei der Wildbach- und Lawinenverbauung in Südtirol. Garten und Landschaft, 11: 763—770
- FLORINETH, F. (1981): Ingenieurbiologische Massnahmen beim Amt für Wildbachverbauung in Südtirol. SZF, 132, 8: 669—702
- GODET, J.D. (1983): Knospen und Zweige der einheimischen Baum- und Straucharten. Arboris-Verlag, Bern, 431 S.

- GUTZWILLER, R. (1950): Beobachtungen über das Vorkommen von Weiden (Salices) in schweizerischen Flyschgebieten. SZF, 101: 656—661
- HEGI, G. (1957): Illustrierte Flora von Mitteleuropa. Band III/1, 2. Auflage, Parey, Berlin & Hamburg, 562 S. (bearbeitet von K.H. Rechinger)
- HEINIMANN, H.R. (1982): Ingenieurbiologie-Grünverbau. Schweizerischer Forstkalender. Verlag Huber, Frauenfeld
- HESS, H.E.
LANDOLT, E.
HIRZEL, R. (1967—1972): Flora der Schweiz und angrenzender Gebiete. 3 Bände. Birkhäuser, Basel
- HILLER, H. (1966): Beitrag zur Beurteilung und zur Verbesserung biologischer Methoden im Landeskulturbau. Diss. an der Fakultät für Landbau an der TU Berlin
- HILLER, H. (1976): Rasen im Landschaftsbau. Über die Anlage und Pflege von Intensivrasen sowie die ingenieurbiologischen Bauweisen zur Ansiedlung von Landschaftsrasen. Habilitationsschrift TU Berlin, 220 S.
- HOCEVAR, M. (1980): Pflanzzeit und Bereitstellung von Forstpflanzen bei Hochlagenaufforstung. SZF, 131, 11: 987—1004
- KAISER, M. (1967): Die Buochser Rübi. SZF, 118, 8: 515—522
- KRÜSSMANN, G.
et al. (1978): Die Baumschule. Parey, Berlin & Hamburg, 656 S.
- LANDOLT, E. (1977): Ökologische Zeigerwerte zur Schweizer Flora. Veröffentlichungen des Geobotanischen Instituts der ETH, Stiftung Rübel, Zürich, 64
- LANDOLT, E. (o.J.): Einführung in die Geobotanik. Vorlesung ETHZ, Polykopie, unveröffentlicht
- LEIBUNDGUT, H.
GRÜNIG, P. (1951): Vermehrungsversuche mit Weidenarten aus schweizerischen Flyschgebieten. EAFV Mitteilungen, 27
- LINKE, H. (1969): Die Ingenieurbiologie in der DDR und ihre Entwicklungstendenzen. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, S. 143—149
- LUCHTER-
HANDT, J. (1971): Grünverbau. Leitfaden des Lebendverbaues für Bauingenieure, Architekten und Landschaftsgestalter. Bauverlag, Wiesbaden-Berlin, 199 S.

- MARCET, E. (1968): Unsere Gehölze im Winter. Hallwag Bern
- MAYER, H. (1974): Wälder des Ostalpenraumes. Gustav Fischer, Stuttgart, 344 S.
- MAYER, H. (1976): Gebirgswaldbau — Schutzwaldpflege. Gustav Fischer, Stuttgart, 435 S.
- NEULAND, H. (1977): Die Vegetation als Beitrag zur Hangstabilität — ein statistischer Beweis. Natur und Landschaft, 12: 349—350
- PIETSCH, W. (1970): Ingenieurbiologie. Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin-München-Düsseldorf, 119 S.
- PRÜCKNER, R. (1965): Die Technik der Lebendverbauung. Österreichischer Agrarverlag, Wien, 200 S.
- RÜMLER, R. (1974): Zur Entwicklung von Rasenansaat und ihrer Bedeutung für die ingenieurbiologische Sicherung von Strassenböschungen. Diss. TU Aachen
- RÜMLER, R. (1977): Zur Entwicklung von Rasenansaat und ihrer Bedeutung für die ingenieurbiologische Sicherung von Strassenböschungen. Rasenflächen und ihre Entwicklung in Abhängigkeit von unterschiedlichen Standortsfaktoren. Rasen-Turf-Gazon, 4: 117—126
- SCHAAR-SCHMIDT, G. (1974): Zur ingenieurbiologischen Sicherung von Strassenböschungen durch Bewuchs und Lebendverbau. Diss. TU Aachen
- SCHIECHTL, H.M. (1966): Ingenieurbiologie im Forstwesen. SZF, 117, 3/4: 176—185
- SCHIECHTL, H.M. (1973): Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau. Grundlagen, lebende Baustoffe, Methoden. Callwey, München, 244 S.
- SCHIECHTL, H.M. (1978): Umweltfreundliche Hangsicherung. Geotechnik, 1: 10—21
- SCHIECHTL, H.M. (1978): Ingenieurbiologie — Methoden und Anwendungen. Verbauungsmöglichkeiten im Rahmen des Nationalstrassenbaus in der Leventina. Schweiz. Bauzeitung, 51/52: 988—999
- SCHLÜTER, U. (1971): Lebendbau, Ingenieurbiologische Bauweisen und lebende Baustoffe. Callwey, München, 98 S.

- SCHLÜTER, U. (1971): Die Eignung von Holzarten für den Busch- und Heckenlagenbau. Landschaft und Stadt, Beiheft 6
- SKIRDE, W. (1978): Vegetationstechnik. Rasen und Begrünungen. Schriftenreihe Landschafts- und Sportplatzbau, Patzer-Verlag, Hannover, 240 S.
- STEINER, E. (1976): Begrünungsaufgaben in der Landschaft: Beispiel: Skipistenkorrektion. Der Gartenbau, 53
- VEDER, C. (1979): Rutschungen und ihre Sanierung. Springer, Wien-New York, 231 S.
- VOLGMANN, W. (1979): Landschaftsbau. Ulmer, Stuttgart, 280 S.
- VON FINTEL, F. (1977): Bodendeckende Gehölze als Rasenersatz an Strassen. Diss. TU Hannover
- VSS (1974): Normblatt SN 640 688: Bepflanzung, Gestaltung. Bepflanzungsprojekt.
- VSS (1974): Normblatt SN 640 671a: Bepflanzung, Ausführung. Begrünung mit Rasen, Samenmischungen.
- VSS (1977): Normblatt SN 640 680: Bepflanzung, Ausführung. Lebendverbau.
- VSS (1978): Normpositionenkatalog NPK für den Tiefbau. Band I
- WALTER, H. (1979): Allgemeine Geobotanik. 2., verbesserte und ergänzte Auflage, Ulmer UTB, Stuttgart, 260 S.
- WEBER, E. (1963): Genetische, pflanzenzüchterische und baumschul-technische Untersuchungen an Baumweiden. Diss. Ludwig-Maximilians-Universität München
- WEINMEISTER, B. (o.J.): Weidenbestimmungsschlüssel. Aus AULITZKIY, H.: Vorlesung Wildbachkunde, Institut für Wildbach- und Lawinenverbauung, Wien, unveröffentlicht
- WISCHMEIER, W.H. et al. (1971): A soil erodibility nomograph for farmland and construction sites. J. of soil and water conservation: 189—193
- WOODTLI, K. (1978): Erfahrungen mit Lebendverbbaumethoden in der Schweiz. Strasse und Verkehr, Nr. 4
- WOODTLI, K. (1980): Das Gitterschiechteln ®— ein neues Verfahren aus Österreich. Bächler + Woodtli Information, 1, 3: 2

Literatur zu Kapitel 7

- ABT, E. (1969): Erdbau in schlecht tragfähigen Böden. Kurs über Wald- und Güterstrassenbau an der ETHZ vom 3.—6. März 1969, Professur für forstliches Ingenieurwesen
- BLAHA, W. (1975): Baustelleneinrichtung und Maschineneinsatz beim forstlichen Strassenbau. Allg. Forstzeitung, 86, 11: 336
- HACKER-MÜLLER, W. (1973): Bohrlafetten im Waldwegebau. Allg. Forstzeitung, 84, 3: 69—71
- NEUBER, B. (1973): Praktische Erfahrungen beim «Mechanisierten Felsvortrieb». Allg. Forstzeitung, 84, 3: 72—74
- SAFS (div.): Merkblätter der «Schweizerischen Arbeitsgemeinschaft für forstlichen Strassenbau». Zürich
- SCHÖNAUER, H. (1975): Aktuelles vom Forststrassenbau. Allg. Forstzeitung, 86, 1: 7—8

Literatur zu Kapitel 8

- EIDG. DEPARTEMENT DES INNERN (1975): Gesamtkonzeption für eine schweizerische Wald- und Holzwirtschaftspolitik. Hauptbericht der vom Eidg. Departement des Innern am 16. 8. 1971 eingesetzten Expertenkommission, herausgegeben vom BFF, 417 S.
- HIRT, R. (1977): Bau- und Unterhaltskosten von Wald- und Güterstrassen. SZF, 128, 4: 199—217
- LEE, R.R. GRANT, E.L. (1965): Inflation and Highway Economy Studies. Highway Research Board, Highway Research Record Nr. 100, Washington D.C.
- LEY, CH. (1977): Bau- und Unterhaltskosten von Wald- und Güterstrassen — ein Diskussionsbeitrag. SZF, 128, 9: 762—764
- LIENERT, S. (1983): Zustand, Unterhalt und Ausbau von Wald- und Güterstrassen. ETH Diss. Nr. 7399

Literatur zu Kapitel 9

- BACHMANN, E. (1968): Vermessungskunde für Ingenieure und Techniker. Archimedes-Verlag, Kreuzlingen, 487 S.
- GROSSMANN, W. (1976): Vermessungskunde I, II, III. Sammlung Göschen, de Gruyter, Berlin
- IMHOF, E. (1968): Gelände und Karte. Rentsch, Erlenbach-Zürich und Stuttgart, 259 S.
- JORDAN, W. (1920): Handbuch der Vermessungskunde I, II, III. Metzler, Stuttgart, 620 S., 1169 S. und 836 S.
- LARDELLI, A. (1976): Messen und Vermessen. Baufachverlag Zürich, Dietikon, 213 S.
- MATTHIAS, H. (1979): Vermessungskunde für Bauingenieure. Institut für Geodäsie und Photogrammetrie, ETHZ
- ROSENMUND, M. (1903): Die Änderung des Projektionssystems der schweizerischen Landesvermessung. Landestopographie, Bern
- TRUTMANN, O. (1975): Der Theodolit und seine Anwendung. Wild Heerbrugg, Heerbrugg, 105 S.
- TRUTMANN, O. (1975): Das Nivellieren. Wild Heerbrugg, Heerbrugg, 45 S.
- VOLQUARDTS, H. (1967): Vermessungskunde Teil 1 und 2. B.G. Teubner, Stuttgart, 134 S. und 180 S.
- MATTHEWS, K.

Sachregister

- A-Linie 332
- a-Wert 508
- AASHO-Kurven 490
- Abflussgefälle 164
- Abflussmenge (Strickler) 234
- Abflusswinkel 165
- Abtrag 272
- Abtragskubatur 275
- Abtragsmasse 101
- Abtragsmaterial 270, 271
- Achsverschiebung 253, 255
- Additionskonstante 679
- Aktivität 326
- Alhidade 656
- Alluvionen 392
- Anfangspunkt (Ausrundung) 261
- Anhaltstrecke 145
- Annuitätenmethode 71
- Anspritzverfahren 552
- Aräometerverfahren 318
- Asphaltbetonbelag 481
- Asphalte 431
- Atterberggrenzen 320
- Auftrag 272
- Auftragskubatur 275
- Ausbaustandard 624
- Ausrollgrenze 322
- Ausrundung 148
- Ausrundungslänge 152, 264
- Ausrundungslänge, minimale 154
- Ausrundungslänge, spezifische 98
- Ausrundungsparabel 98
- Ausweichstellen 167
- Azimut 667

- Backenbrecher 392, 613
- Bankette 166, 220
- Bauflächenbreite 101, 156
- Baugrund 306, 324

- Bauhilfsmassnahme 414
- Baustellenverkehr 499, 510
- Baustoff 324, 391
- Befahrbarkeit 323, 487
- Belags-Lieferwerk 437
- Benkelman-Balken 352
- Benzinmethode 312
- Beton 444
- Betongrünschwellen 560
- Betonplatte 480
- Betonrand 218
- Betonspore 476
- Betriebsplan 83
- Bezugsachse 282
- Bildsamkeitsgrenzen 320
- Bitumen 431
- Bitumenwulst 217
- bituminös 431
- Blöcke 317
- Blockschichtung 561
- Blockwurf 561
- Böden 310
- Bodenbefahrbarkeit 42
- Bodenbildung 310
- Bodeneigenschaften 382, 387
- Bodenfräse 611
- Bodenfrost 366
- Bodenkennziffer 316, 336
- Bodenklassifikation nach USCS 337
- Bodenmechanik 306
- Bodenprobe 208
- Bodenstabilisierung mit Kalk 421
- Bodentragfähigkeit 42
- Bodentragfähigkeitswerte 355
- Bodenverbesserungsmittel 553
- Bodenwasser 338
- Bogenabstand 170
- Bogenhauptpunkte 171
- Bogenlänge 170

Bogenmass 638
 Bombierung 212
 Bordsteine 217
 Böschungslänge 102
 Böschungsneigung 166
 Brachland 45
 Branntkalk 403
 Brechanlagen 392
 Bremsweg 128
 Bringungsdistanz 62, 64
 Bringungsdistanz-Korrekturfaktor 63
 Brücke 90
 Buschlagenbau 548
 Buschwerk 589

 CASAGRANDE-Frostkriterium 370
 CASAGRANDE-Gerät 321
 CBR-Versuch 350, 366
 Cordonbau 545
 Coulomb'sche Gerade 348
 Cutback-Belag 440, 481

 Dachprofil 213
 Damm 307
 Deckbauweisen 549
 Deckschicht 391, 482
 Deflektion 516
 Deflektion, elastische 352
 Deflektion, massgebende 515
 Deflektion, zulässige 519
 Deflektionsmessung 354, 515, 525
 Dehnfuge 472
 Deponie, laufend 282
 Deponie mit Transport 282
 Deponieplätze 283
 Detailprojekt 116, 303
 Dimensionierungsbeispiel 509
 Dimensionierungsformel 491
 Dimensionierungsnomogramm,
 flexible Oberbauten 492
 starre Oberbauten 512
 Dimensionierungsverkehr,
 Waldstrassen 501, 502
 Güterstrassen 504
 Dimensionierungszeitraum 494
 Dispositionslinie 282, 285
 Distanzmessung 647
 Doppelklasse 331
 Dosenlibelle 649

 Drainage 221
 Drehschemelabstand 120, 125
 Dreiphasensystem 311
 Dünger 553
 Durchlass 91, 226
 Durchlassdimensionierung 232

 Eignungsprüfung 418
 Einbauwassergehalt, optimaler 360
 Einheitskreis 641
 Einlauf 225
 Einpassungsverfahren 244
 Einschnitt 307
 Eisenbetonplattenbrücken 232
 EMPA-Kurve 453
 Endpunkte (Ausrundung) 261
 Entwässerbarkeit 342
 Erdbaumechanik 306
 Erdmassenberechnung 279, 293
 Ergiebigkeitsversuch 457
 Erosionsempfindlichkeit 536
 Erschliessung, äussere 47
 Erschliessung, innere 47
 Erschliessungsart 46
 Erschliessungseinheit 35
 Erschliessungskonzept 35, 59, 60
 Erschliessungsmittel 46
 Erschliessungsprozent 61, 63
 Erschliessungsstrassen 47
 Erschliessungsvarianten 35, 61
 Erschliessungszahl 61
 Erweichungspunkt 432

 Fahrbahnverbreiterung 161, 296
 Faschinendrain 558
 Feinerschliessung 46
 Feinerschliessungsmittel 48
 feinkörnig 317
 Feldarbeiten 195
 Feldklassifikation 337
 Fels 310
 Felspartien 602
 Festgestein 310
 Feuchtdichte 313
 Filler 435
 Filterkeil 559
 Fixpunkte, positive 81, 82
 Fixpunkte, negative 81, 82
 Flachschaale 218

Flächenentwässerung 222
 Flächenerschliessung 32, 46
 Flächennivellement 683
 Flechtzaunbau 543
 Fliehkraft 129
 Fliessbeton 465
 Fliessgewässer 231
 Fliessgrenze 321
 Fluxöle 432
 Formular A 302
 Frischbeton 458
 Frosteindringungstiefe 373
 Frosthebungsversuch 370
 Frostklassifikation 372
 Frostkriterium 370
 Froststabilität 368
 FULLER-Kurve 453
 Furt 91
 Furt, Gegengefälle 94
 Furt, Höhenverlust 93

 Gefälle 148
 Geländefaktoren 40
 Geländeklassen 40
 Geländeklassifikation 40
 Geländewerte 40
 Geodäsie 634
 Geotextilien 391
 Geschwindigkeit, Fahr- 126
 Geschwindigkeit, Grund- 126
 Geschwindigkeit, Verkehrs- 126
 gestreckte Nulllinie 87
 Gitter-Schiechteln[®] 564
 Gleitschalungsfertiger 613
 Grader 611
 Gradiente 132, 147, 148, 244
 Gradientenhöhe 260
 Grenzneigungen 541
 Grenztransportdistanz 288
 Grenzwassergehalte 361
 Groberschliessung 46
 Groberschliessungsmittel 46
 grobkörnig 317
 Grundbuchvermessung 636
 Grundlagenplan 83
 Grundwasser 338
 Grünschwelle 560
 Grünverbauung 535

 Haarnadelkurve 182
 Haftmittel 432
 Haftwasser 339
 Hammermühlen 613
 Handpenetrometer 351
 Hangfaschinenbau 545
 Hangrost 563
 Heckenbuschlagenbau 548
 Heckenlagenbau 546
 Heissmischtragschicht 439, 480
 Helikopter 58
 Hochbord 217
 Hocheinbau 526
 Höhenbestimmung 690
 Höhendifferenz 263
 Höhenstufen 571
 Holzkasten 560
 Holzmatten 608
 Horizontaldistanz 677
 Horizontalwinkel 664
 Hydraulikbagger 609
 hydraulische Ansaaten 552
 hydraulischer Kalk 403

 Idealsiebkurven 453
 Ingenieurbiologie 535
 Instabilität 210, 365
 Instrumentenhorizont 684
 integral 32

 k-Faktor 174
 k-Wert (Darcy) 340
 k-Wert (Westergaard) 352, 512
 Kalkdosierung 418
 Kalkgehalt, optimaler 412
 Kalkhydrat 403
 Kalkmehl 394
 Kalziumkarbidmethode 312
 Kanalisation 225
 Kapillarsaum 340
 Kapillarwasser 339
 Kapitalisierung 625
 Kapitalisierungsfaktoren 626
 Kapitalwert 69
 Kapitalwertmethode 70
 Kartendeklination 667
 Kassettenstützwände 560
 Kegelprojektion 634
 Kehre 182

- Kehrplätze 168
 Kettenlader 608
 Kies 317
 Kiessand-Tragschichtmaterial 392
 Kiessandtragschicht 379
 Kippmast-Seilkran 54
 Kleber 553, 556
 Knetprobe 330
 Knickpunkt 148, 242, 249, 260
 Kohäsion 349, 396
 Kohäsion, echte 348
 Kohäsion, scheinbare 340
 Kohäsionsanteil 346
 Kohäsionsboden 364
 Koinzidenzlibelle 652
 Koinzidenzmikroskop 658
 Kompensator 653
 Konsistenzgrenzen 320
 Konsistenzindex 324
 Konsolidation 342
 Kontraktionsfuge 472
 Kontrollpunkt 685
 Koordinatenmethode 172, 202
 Korn-zu-Korn-Druck 344, 349
 Kornformen 320
 Kornfraktionen 317
 Kornverteilungslinie 318
 Kosten-Nutzen-Analyse 79
 Kosten-Wirksamkeits-Analyse 79
 Kostenvoranschlag 301
 Kotendifferenz 265, 272
 Krainerwände 560
 Kreisbogen 170
 Kreisbogenabsteckung 173
 Krokodilhaut-Risse 367
 Kronenbreite 156
 Krümmung 152, 261, 319, 331
 Kurven, gleichgerichtet 134
 Kurven, zusammengehängt 135
 Kurvenabsteckung 176
 Kurvenelemente 170, 175
- Lagerungsdichte 355
 Landschaft 117, 253, 302
 landschaftsschonende Baumethoden 534
 Landschaftsschutz 44
 Landschaftsschutzpflanzungen 535
 Längenprofil 147, 238, 239, 260, 270
 Längenprofil (1.—3. Stufe) 264, 265
- Längenprofil, Berechnung 268, 269
 Langholztransportfahrzeug 139
 Längsdrainage 223
 Längsneigung 48, 149
 Längstransport 272
 Langzeiteffekt 413
 Lastäquivalenzfaktoren 495, 496
 Lebendbau 535
 Lebendverbau 535
 LECA-Beton 468
 Leichtbeton 468
 Linie, mittlere 245
 Linienbaustellen 602
 Linienführung 132
 Liquiditätsindex 323, 381
 Lockergestein 310
- M_E -Wert 351
 magnetische Deklination 667
 Magerbeton 468
 Maschinenweg 49
 Massenausgleich 243, 253, 283, 602
 Massenausgleich mit Längstransport 244
 Massenausgleich mit Quertransport 244
 Massenberechnung 271, 273
 Massendisposition 271, 286, 289, 294
 Massenlinie 282
 Massenprofil 271, 281, 294
 Masstab 710
 Masstabzahl 710
 Mehlkorn 454
 Mehrgangmischer 611
 Meridiankonvergenz 667
 Metallgrüenschwellen 560
 Minimalradius 139
 Minimalradius, Wendeplatten 143
 Moorraupen 608
 Mörtel 444
 mulchen 553
 Mulchgeräte 612
 Mulchstoffe 555
 Multiplikationskonstante 680
- Nasssaaten 552
 Naturschutz 44
 Naturstrassen 628
 Neigung, mittlere 84, 263
 Neigungsänderung 148, 262
 Neigungsänderung, spezifische 152, 261

Neigungsbestimmung 41, 42
 Neigungsklasse 41
 Neigungsverhältnisse
 in Wendeplatten 150
 Netzrisse 367
 Niederdruckreifen 58
 Nivellette 132, 147
 Nivellierprobe 688
 Normachslasten 494
 Normalprofil 50, 155, 240
 Nulllinie 82, 87, 132, 195
 Nulllinie, Sollneigung 97
 Nullliniengabel 182
 Nulllinienwende 89
 Nullvariante 69
 Nutzwertanalyse 79

Oberbau 308, 390, 479
 Oberbaudimensionierung 485
 Oberflächenbehandlung 439, 481
 Oberflächenentwässerung 212
 Oedometerversuch 344
 Offertformular 302
 optische Distanzmessung 678
 Ortsmischverfahren 398

Parabelausrundung 151
 Penetration 432
 Penetrationsversuch 350
 Pentaprisma 654
 Peripheriewinkelmethode 186
 Pfeilhöhe 170, 188
 Pflanzengesellschaften 568
 Pflanzenliste 596
 Pflegeschneisen 49
 Pflöcke 589
 Planungseinheit 35
 Plastizitätsdiagramm 332
 Plastizitätsgrenzen 320
 Plastizitätsindex 322
 Plattenbrücke 232
 Plattendruckversuch 351
 Plotterzeichnung 297
 Polarplanimeter 717
 Polygonwinkel 171, 664
 Polygonzug 196, 696
 Porenvolumen 311
 Porenwasserdruck 349
 Porenwasserspannungsüberdruck 344

Porenziffer 315
 Porosität 314
 Portlandzement 446
 Probenmenge 312
 Proctor modified 359
 Proctor standard 359
 Proctorkurve 357
 Proctorversuch 357
 Profile, gemischte 307
 Projekthöhe 241, 260
 Projektkote 260
 Projektlinie 132, 147
 Prügelmatten 287
 Punkterschliessung 46
 Punktraster 716
 Punktversicherung 645
 Pyknometerversuch 314

Querfuge 473
 Quergefälle 165, 296
 Querneigung 164
 Querneigung, bergwärts 214
 Querneigung, talwärts 213
 Querprofil 155, 163, 206, 239, 291
 Querprofilpunkte 296
 Querrinnen 215
 Quertransport 272

Radius, Minimal- 139
 Raumbfuge 472
 Reaktion, pozzolanische 410
 Reaktionsweg 128
 Regelprofil 156
 Regionalfaktor 506
 Regressionsgerade 244
 Reibungsanteil 346, 396
 Reibungsbeiwert 346
 Reibungsboden 364, 612
 Reibungsgesetz 346
 Reibungswiderstand 346
 Reistzüge 52
 Richtungswinkel 640
 Rohdichte 314
 Röhrenlibelle 649
 Rohrverlegungsart 228
 Röstmethode 312
 Rückegassen 49
 Rückemittel 53
 Rüfenverbau 542

Saathilfsmaterialien 552, 557
 Saatmischungen 582
 Sammelstrassen 47
 Sand 317
 Sandasphaltbeläge 481
 Sättigungsgrad 315
 Sättigungslinie 356
 Sauberkeitsschicht 418
 Saugwasser 339
 Schale 218
 Scheibenegge 611
 Scheinfuge 472
 Scheitelabstand 170
 Scherdeformation 364
 Scherfestigkeit 345, 349, 397
 Scherspannung 345
 Schiechteln mit Stiften[®] 556
 Schiechteln unter Gittern[®] 556
 Schlemmversuch 317
 Schneeräumung 374
 Schrumpfgrenze 324
 Schottertränkung 480
 Schreitbagger 609
 Schüttelprobe 330
 Schwerkraft-Riesen 58
 Schwerpunktmittlung 275
 Schwerpunktweg 276
 Sedimentationsanalyse 317
 Sedimente 310
 Seeder 612
 Sehntangentenmethode 186
 Seilbahn 55
 Seilkran 54
 Seilkran, Kippmast- 54
 Seitenentnahme 283
 Setzruten 590
 Setzstangen 590
 Setzung 342
 Setzungsverhalten 343, 345
 Setzungsvorgang 343
 Sexagesimalsystem 637
 Sicherheitsabstand 128
 Sichtbeton 468
 Sickerkies 223
 Sickerschichten 222
 Sickerschlitze 222
 Silt 317
 Situation 238
 Skalenmikroskop 658
 Soforteffekt 413
 Sofortreaktion 403
 Sondierschlitz 208
 Spitzgraben 216
 Spreitlagenbau 550
 Spurkreis 123
 Spurtiefe 43, 44
 Stabilbauweisen 543
 Stabilisierung 415
 Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln 480
 Stabilisierung mit Zement 480
 Stabilisierungsverfahren 396
 Stabilität 365, 395
 Standort 568
 Standsicherheitszuwachs 541
 Stärkenindex 491
 Stärkenindexmethode 514
 Stationierungstabelle 236, 237
 Steckhölzer 549, 589
 Steighöhe, kapillare 340
 Steigung 148
 Steilheit 319, 331
 Steinblockmauern 561
 Steine 317
 Steinkorbmauern 562
 Stellsteine 217
 Stichprobenumfang 66
 Stichprobenverfahren 63
 Stoffraumrechnung 463
 Strassen 47
 Strassen, Erschliessungs- 47
 Strassen, Sammel- 47
 Strassen, Verbindungs- 47
 Strassenabstand 62
 Strassenachse, Neigung 97, 132
 Strassendichte 61
 Strassendichte, optimale 79
 Strassennetz-Korrekturfaktor 63
 Strassenquerschnitt 132
 Strassenschulter 166
 Strassenunterhalt 616
 strecken 198
 Streckennivellement 683
 Strichliste 65
 Strichmikroskop 658
 Sukzession 569
 System, geschlossenes 367
 System, offenes 367

Tachymetrie 204
 Tangentenlänge 134
 Tangentenpunkte 198
 Technischer Bericht 302
 Teer 431
 Teerasphaltbetonbelag 481
 Teleskopbagger 609
 Terrainlinie 147, 238
 Tiefenbau 526
 Ton 317
 Tragfähigkeit 42, 381
 Tragfähigkeitsbeurteilung 42, 43
 Tragfähigkeitskoeffizient (a-Wert) 507
 Tragschicht 391, 483
 Transportgrenze 36, 287
 Transportmassensummutation 278
 Transportmittel 53
 Transportphasen 53
 Trennschicht 483
 Trockendichte 314, 360
 Trockendichte, optimale 360
 Trockenfestigkeit 330
 Trockensaaten 551
 Trocknungszeit 312
 Tropfnasen 609

 Übergangsschicht 390, 479, 483
 Überkorn 363
 umweltfreundlicher Strassenbau 430
 Ungleichförmigkeitsgrad 319
 Unterbau 308, 478
 Untergrund 308
 Unterhaltskosten 616
 Unterhaltsmassnahmen 621, 623
 Unterhaltszyklus 625
 Urmeter 637
 USCS 327

 Variantenvergleich 81
 Verbindungsstrassen 47
 Verdichtungsanforderungen 360
 Verdichtungsarbeit 362
 Verdichtungsversuch 363
 Verfahren, rechnerisches 244
 Verkehr, Baustellen- 499, 510
 Verkehr, Holztransport- 501
 Verkehr, Landwirtschaft- 503
 Verschiebung, vertikale 245, 247

 Verschleisschicht,
 kalk-wassergebunden 394, 481
 ton-wassergebunden 394, 481
 Vertikalauftbau 479
 Vertikalausrundung 260
 Vertikalwinkel 668
 Vibration 465
 Viertelspunkte 175, 202
 Visierkreuz 86
 Viskosität 432
 VM 245, 247
 VSS-Mischungen 582

 Wasserdurchlässigkeitskoeffizient 340
 Wassererosion 536
 Wasserfangrillen 215
 Wassergehalt 311
 Wasserspulen 215
 Wasserstabilität 409
 Wasservolumen 311
 Wege 47
 Weissfeinkalk 403
 Weisskalk 403
 Wendekreis 123
 Wendeplatte 89, 90, 133, 137, 182
 Wendeplatte, Absteckung 185
 Wendeschleifen 169
 Winkelhalbierende 174, 200
 Würfeldruckfestigkeit 455
 Wyssen-Kompass 694

 Zementdosierung 425
 Zementherstellung 447
 zementstabilisierte Schicht 424
 Zementtypen 448
 Zentesimalsystem 637
 Zentralmischverfahren 398
 Zentrifugalkraft 129
 Zentriwinkel 171, 174
 Zirkelschritt 85
 Zusammendrückungsmodul 351
 Zusatzlenkung 124
 Zuschlag zum Auftrag 277
 Zustandsformen 320, 325
 Zwischengerade 134
 Zwischenlänge 236
 Zylinderprojektion 634
 Zyklopenmauern 561

