

BAUGRUNDINSTITUT STUTTGART

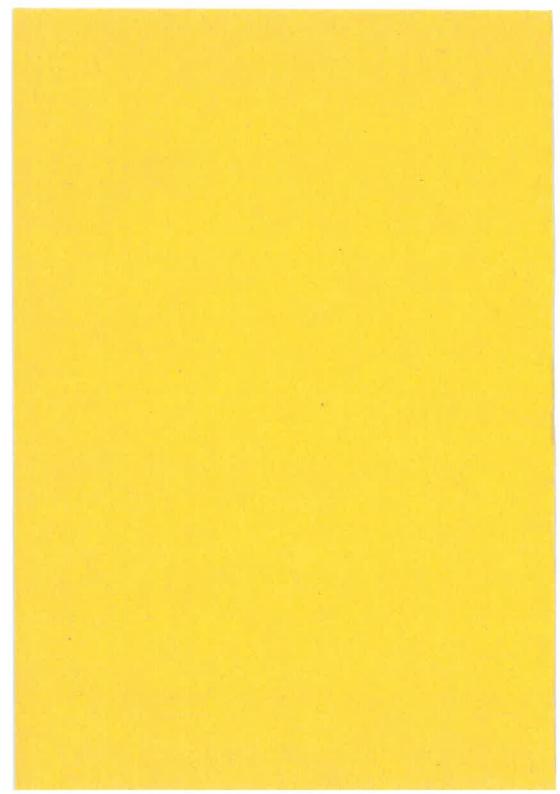
> 1985 MITTEILUNG 24

HERMANN SCHAD

MÖGLICHKEITEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG BEI KLEINEN BAUGRUBEN

ULRICH SMOLTCZYK, HERMANN SCHAD, PETER ZOLLER

SONDERKONSTRUKTIONEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG





BAUGRUNDINSTITUT STUTTGART

> 1985 MITTEILUNG 24

HERMANN SCHAD

MÖGLICHKEITEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG BEI KLEINEN BAUGRUBEN

ULRICH SMOLTCZYK, HERMANN SCHAD, PETER ZOLLER

SONDERKONSTRUKTIONEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung "Institut für Grundbau und Bodenmechanik" eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-24-3

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten. Herausgegeben 1985 im Eigenverlag des Baugrundinstituts.

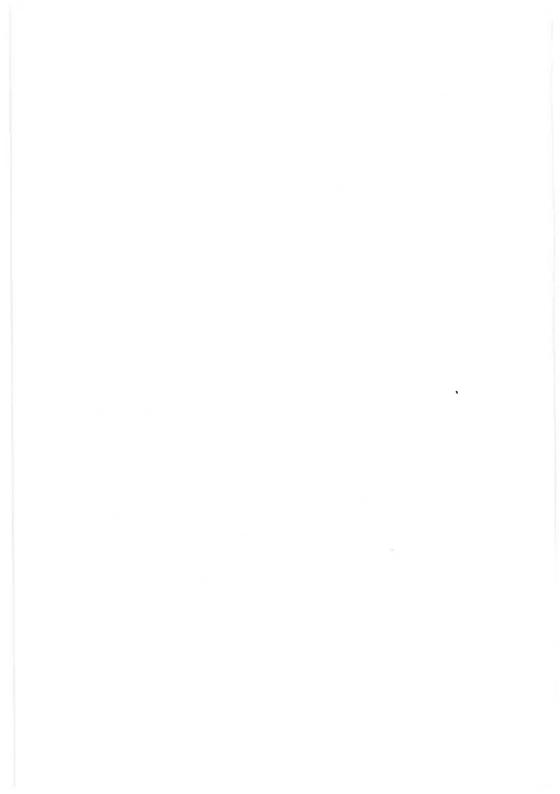
VORWORT

Die aus einem berechtigten Sicherheitsverlangen geborenen technischen Regeln für den Baugrubenverbau sind naturgemäß nicht bauwerksspezifisch, sondern verlangen für das kleine wie für das große Bauvorhaben den prinzipiell gleichen Aufwand zur Sicherung von Baugrubenwänden. Damit wird die kleine Baustelle mit Kosten belastet, deren Notwendigkeit gern bestritten und die dementsprechend häufig umgangen werden, indem man sich auf die scheinbare Festigkeit des anstehenden Bodens verläßt.

Während sich bei Kanalbaugruben das mechnisierte Verbaugerät inzwischen als technischer Ausweg durchgesetzt hat, gab es für die flächig ausgedehnte Baugrube bisher nur die Alternative der freien Steilböschung mit allen damit verbundenen und oft falsch eingeaschätzten Risiken oder des temporären Verbaus mit entsprechendem Geräteeinsatz. Es fehlte so etwas wie eine "mittlere Technologie", die sich bewußt auf handwerkliche Praktiken beschränkt.

Wir freuen uns, hierzu mit diesem zweiteiligen Forschungsbericht einen weiterführenden Beitrag leisten zu können, der im Teil I die Baugrundrisiken in Württemberg an Hand des Datenmaterials der Württ. Bau-Berufsgenossenschaft und, dadurch veranlaßt, im Teil II die Realisierung einer technischen Idee von Herrn Dr.-Ing. Schad behandelt. Dies wäre unmöglich gewesen - zumal es sich bei den experimentellen Untersuchungen um großmaßstäbliche Versuche handelte -, wenn das Vorhaben nicht viele Förderer gefunden hätte. So danken wir dem Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, der Universität Stuttgart und der Württ. Bau-Berufsgenossenschaft für die großzügige personelle und sachliche Unterstützung, den Firmen Robert Bosch GmbH, Tracto-Technik (Lennestadt) und Reinkunz (Ditzingen) für die kostenlosen Geräte-Leihgaben, der Firma Lukas Gläser in Aspach für die Bereitstellung von Gelände und Gerät (samt Fahrer!), den Diplomingenieuren Uhlig und Hauser für ihre verantwortliche Hilfe bei kleinen Sprengungen, Herrn Sooss vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart für den technischen Versuchsaufbau und die Kunst der Improvisation, die er gemeinsam mit Herrn Dipl.-Ing. Zoller entwickelte, dem unser Dank für die vorzügliche Versuchsdurchführung gebührt. Der letzte, aber nicht geringste Dank geht an unseren wissenschaftlichen Aufsichtsrat, das waren die Herren Prof. Dr.-Ing. Franke, Dr.-Ing. Gässler und Dr.-Ing. Ostermayer, für ausgezeichnete Ratschläge und ermutigenden Zuspruch.

Smoltczyk



KURZFASSUNG

Im Teil I des vorliegenden Heftes wurde die tödlichen Unfälle, die sich in Württemberg durch einbrechende Erd- und Felsmassen ereignen, analysiert. Dabei zeigt sich zwar ein Rückgang gegenüber den 50-er und 60-er Jahren, aber immer noch ereignen sich Unfälle auf Grund der falschen Einschätzung der Standsicherheit von Böschungen. Deshalb wird eine neuartige Sicherungstechnik vorgeschlagen, die mit geringem maschinellem Einsatz ausgeführt werden kann.

Im Teil II wird über die Versuche an einer 5 m hohen Böschung berichtet, die durchgeführt wurden, um die Brauchbarkeit der im Teil I vorgeschlagenen Sicherungstechnik zu prüfen. Die Belastungsversuche an dem unter 80 Grad geneigten vernagelten Bohlenverbau haben gezeigt, daß eine Vernagelung mit kurzen Bodennägeln – vor allem für kleinere Bauvorhaben – eine einfach auszuführende, sichere und wirtschaftliche Technik darstellt.

Die Bodennägel sind in der Lage, ein plötzliches Abbrechen oder Abrutschen der Böschung zu verhindern. Somit besteht für die am Fuß einer solchen Böschung beschäftigten Personen nicht mehr die Gefahr, durch abgehende Erdschollen verletzt zu werden.

Ergänzende Versuche mit begrünten Böschungen haben bewiesen, daß bei einer Böschungsneigung von 60 Grad durch Verwendung von Enkamat-Matten eine Begrünung möglich ist. Außerdem wurde gezeigt, daß an Böschungen mit einer Neigung von 80 Grad mit einfachen, lewichten Holzelementen und kurzen Bodennägeln eine bepflanzbare Elementwand hergestellt werden kann.

SUMMARY

Part I of this report deals with those fatal accidents which have occurred in Baden-Württemberg with failing soil and rock masses. In analysing them, a reduction is found when their frequency is compared to that during the fifties or sixties. However, there are still accidents as a result of an erroneous evaluation of the stability of slopes. Therefore, a new stabilizing technique is proposed which can be realized by using little mechanical equipment. It is a simple combination of soil nailing and sheathing.

In Part II, tests are reported which were performed with a 80°slope of 5 m height to check the utility of the technique indicated in Part I. It has been load-tested under normal site conditions. It could be demonstrated that a nailed protection of the slope by using short pins is a simple, safe and economic technique which is especially useful to smaller works.

The nails are able to prohibit a sudden failure or sliding of the slope. Thus an immediate danger to the lives of persons working at the toe of the slope is eliminated.

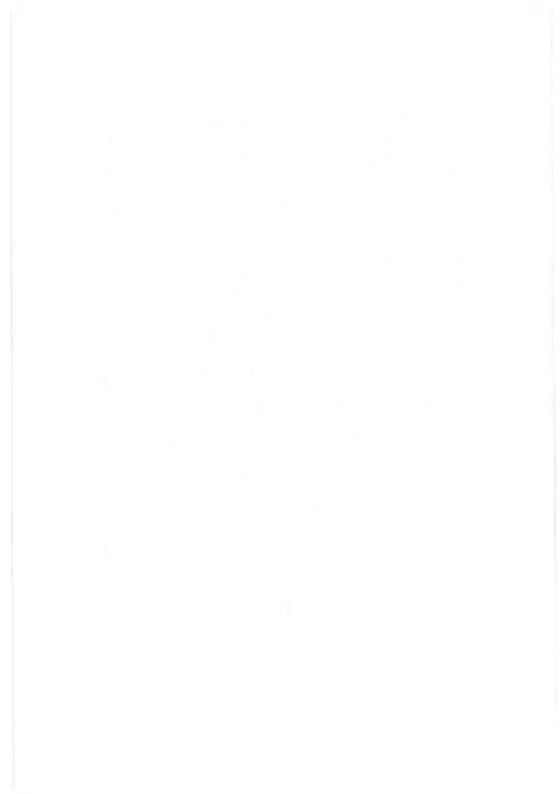
In addition, earth walls sloping at 60° were protected by nailed wooden sheeting and grassed by using Enkamat grids. It could be demonstrated that very steep slopes can also be grown with weed and grass if intermittant instead of continuos wooden sheeting is applied.

INHALT

LITERA	ATURVERZEICHNIS	11
BEZEI	CHNUNGEN	15
VERZE	ICHNIS DER BILDER UND TABELLEN	17
	I: MÖGLICHKEITEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG BEI KLEINEN BAUGRUBEN	
1 EIN	NLEITUNG	19
2 VOF	RSCHRIFTEN FÜR ARBEITEN AN D- UND FELSWÄNDEN	20
2.1	UVV "Bauarbeiten" (VBG 37) u. DIN 4124 Erdstatische Berechnung	20 22
3 ANA	ALYSE DER UNFÄLLE IN GRUBEN UND GRÄBEN	25
3.2	Aufgliederung der Unfälle nach der Art des Bauvorhabens Einfluß der Grubentiefe und der Jahreszeit Regionale Verteilung und	27 28
	Einfluß der Unternehmensstruktur Typologie der Rutschungen und Einbrüche	30 35
4 SIC	HERUNGSTECHNIKEN BEI GRUBEN UND GRÄBEN	37
4.2	Sicherungstechniken im Leitungsbau Böschungssicherung bei großen Baugruben Böschungssicherung bei kleinen Baugruben 4.3.1 Schraubanker 4.3.2 Kurze gebohrte Bodennägel 4.3.3 Kurze gerammte Bodennägel 4.3.4 Vergleich von Schraubankern mit gebohrten und gerammten Bodennägeln	37 37 41 41 43 45
	CHUNGSSICHERUNG MIT KLEINEN ANKERUNGSELEMENTEN	49
5.1	Oberflächensicherung mit kleinen Verankerungselementen	
	(verankerte Abdeckung) 5.1.1 Standsicherheitsberechnung	49
	nach DIN 4084 5.1.2 Dimensionierung von Abdeckung	51
	und Verankerung 5.1.3 Kostenvergleich Berme - verankerte	52
	Abdeckung - Spritzbeton	54

	5.2 Baugrubenverbau mit kleinen Verankerungselementen 5.2.1 Nachweis der Kipp- und Gleitsicherheit 5.2.2 Nachweis der Geländebruchsicherheit 5.2.3 Berechnung der Verbauwand 5.2.4 Kosten des Baugrubenverbaus	55 56 57 59 60
6	ZUSAMMENFASSUNG	61
 TE	L II: SONDERKONSTRUKTIONEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG	63
1	EINLEITUNG	63
2	FELDVERSUCHE	65
	2.1 Versuchsgelände 2.2 Bodeneigenschaften 2.3 Versuchsgrube 2.4 Herstellung der Bodennägel 2.5 Zugversuche 2.6 Vernagelter Bohlenverbau 2.7 Bepflanzbare Elementwand 2.8 Vernagelte Abdeckung 2.8.1 Vernagelte Abdeckung mit Begrünung 2.8.2 Freie Böschung ohne Begrünung	65 67 68 69 70 71 73 75 78
3	BEMESSUNG DER KONSTRUKTIONEN ZUR BÖSCHUNGSSICHERUNG	NG 79
	3.1 Venagelte Abdeckung 3.2 Vernagelter Bohlenverbau 3.2.1 Gleitsicherheit und Nachweis der klaffenden Fuge 3.2.2 Nachweis der Geländebruchsicherheit 3.2.3 Dimensionierung des Bohlenverbaus	79 80 80 80 80
4	KOSTENVERGLEICH	82
5	BELASTUNGSVERSUCHE	87
	5.1 Anordnung der Laststreifen5.2 Belastungseinrichtung5.3 Herstellung der Widerlageranker5.4 Herstellung der Bentonitschlitze5.5 Meßeinrichtungen	87 88 91 91
6	VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	94
	6.1 Probebelastungen6.2 Ermittlung der Gleitflächen	94 103
7	VERGLEICHSBERECHNUNGEN	104
8	ZUSAMMENFASSUNG	105

ANHANG	107
Al Berechnung der zulässigen Böschungshöhen und -neigungen für die in Tabelle 1 angegebenen Bodenkennwerte	107
A2 Berechnung der Böschungsneigung für die Böschung von Bild 20	107
A3.Berechnung der Böschungssicherheit für die Böschung von Bild 26 ohne Berücksichtigung der Bodennägel	109
A4 Zulässige Belastung der gebohrten Bodennägel	109
A5 Berechnung der Aushubmassen für die Böschung	109
A6 Ermittlung der Gleitfläche, für die der Erddruck auf die verankerte Abdeckung zum Maximum wird	110
A7 Bemessung der verankerten Abdeckung	113
A8 Gewicht des mit Bodennägeln durchsetzten Erdkörpers	114
A9 Erddruckberechnung für die Ermittlung der Gleit- und Kippsicherheit	115
Al0 Erddruckberechnung für die Bemessung der Verbauwand	115
All Untersuchung der kritischen Gleitkreise von Bild 28	117
Al2 Tafel von Gussmann zur Böschungsberechnung nach Krey/Bishop	124
Al3 Ergebnisse der Rammsondierungen	125
FARBBILDER	139

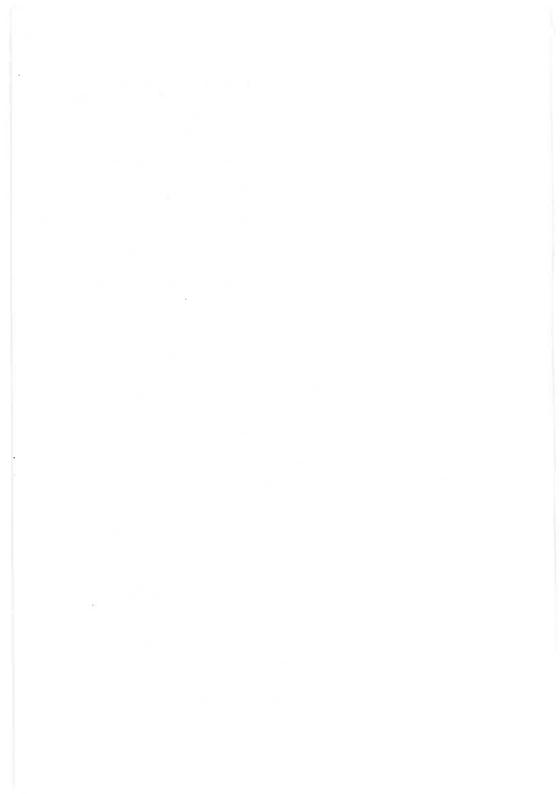


LITERATURVERZEICHNIS

Arbeitskreis Ufereinfassungen	(1980)	Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen". 6. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin.
Arnold, K.	(1968)	Probleme der Standsicherheit von vorübergehend angelegten Böschungen in verwitterten Schiefertonen des Württembergischen Jura. Dissertation Tübingen.
Benz, G.	(1978)	Einpreßmörtel. Chemische Fabrik Grünau, Illertissen.
Böttger, G.	(1972)	Unfallfolgen tragen alle. Mitt. der Württ. Bau-AG 13, Heft 1, 34.
Brandl, H.	(1982)	Raumgitter-Stützmauern (Krainerwände) - Großversuche, Baustellenmessungen, Berechnung, Konstruktion, Bauausführung. Bundesminister für Bauten und Technik, Strässenförschung Heft 208, Wien.
Brandl, H.	(1984)	Systeme von Raumgitter-Stützmauern, Erdseits offene Raumgitter-Stützmauernngen. Bundesminister für Bauten und Technik, Strassenforschung Heft 251 (Teil 1), Wien.
Brunner, H.	(1973)	Strathigraphische und sedimentpetro- graphische Untersuchungen am Unteren Keuper/Lettenkeuper im nördlichen Baden-Württemberg. Arb. Institut Geol. Paläont. Universität Stuttgart, N.F. 70
Craelius		Prospekt über das Allzweckbohrgerät Minuteman Fa. Craelius, Worpswede
Einsele, G. / Wallrauch, E.	(1964)	Verwitterungsgrade bei mesozoischen Schiefertonen und Tonsteinen und ihr Einfluß bei Standsicherheitsproblemen. Vorträge Baugrundtagung Berlin, 59 - 83.
Enka		Technische Matten von Enka Glanzstoff. Enka Glanzstoff AG Abt. Enkamat, Wuppertal.
Essig		Prospekte der Fa. H.J. Essig, Berlin 20.
Gewerbeaufsichts- amt (GAA)	(1979)	Jahresbericht des Gewerbeaufsichtsamtes Baden-Württemberg.
Glienke		Prospekte der Fa. Glienke, Gerätebau, 7128 Lauffen.
Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der kinematischen Elemente. Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 25.

Haun, H.	(1974)	Unfallfolgen tragen alle. Mitt. der Württ. Bau-BG 15, Heft 4, 37.
Hilmer, K.	(1982)	Kontrollmessungen an einer Raumgitterwand. Geotechnik 5, 105 - 114.
Hoechst AG		Trevira Spundbond. Prospekte der Verkaufs- abteilung Fasern, Frankfurt 80.
Holzbaur, G.	(1984)	Ermittlung der durch kurze Bodennägel aufnehmbaren Querkräfte. Unveröffentlichte Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.
Jessberger, H.L.	(1980)	Bodenfrost und Eisdruck. Grundbautaschenbuch 3. Auflage, Teil 1. Verlag von W. Ernst + Sohn, Berlin, 489 - 520.
Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen. Mitt. des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 18.
Kurtz, K.	(1981a)	Neuigkeiten auf dem Gebiet der Verbauverfahren. Mitteilungen der Tiefbau- Berufsgenossenschaft 93, Heft 9, 624 - 637.
Kurtz, K.	(1981b)	Erläuterungen zur DIN 4124. Mitteilungen der Tiefbau- Berufsgenossenschaft 93, Heft 12, 892 - 903.
Mersmann, S.	(1983)	Häuser dürfen grün wählen. Konkret, Heft Nr. 8, 70 - 75.
Reichelt, A.	(1980)	Die Solnhofener Plattenkalke. Mitteilungs- blatt der Steinbruchs-BG 90, Heft 2,54 - 59.
Sander, H.	(1975)	Auf Sicherheit geprüft. Verbauverfahren und Verbaugeräte. Mitt. der Württ. Bau-BG 16, Heft 1, 42 - 46.
Sander, H.	(1977)	Verbau maschinell ausgehobener Leitungsgräben. Mitt. der Württ. Bau-BG 18, Heft 3, 10 - 11.
Roesler	(1984)	Lieferprogramm der Fa. Roesler Draht AG 4056 Schwalmtal.
Scheffer, F. / Schachtschabel,		Lehrbuch der Bodenkunde. Enke Verlag, Stuttgart.
Schiechtl, HM.	(1973)	Sicherungsarbeiten im Landschaftsbau. Callwey-Verlag, München.
Schwarz, H.	(1978)	Unfallfolgen tragen alle. Mitt. der Württ. Bau-BG 19, Heft 4, 32.

Smoltczyk,	U. (1980)	Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch 3. Auflage, Teil 1, Ernst & Sohn, Berlin, 6 - 12.
Smoltczyk, Malcharek,		Lebendverbau von Steilböschungen. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, 396 - 400.
Smoltczyk,	U. (1984a)	Studienunterlagen Bodenmechanik und Grundbau. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.
Smoltczyk, Malcharek,	U./ (1984b) K	Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen Geotechnik 7, 117 - 129.
Stocker, M.	F. (1976)	Bodenvernagelung. Vorträge der Baugrundtagung Nürnberg, 639 - 652.
Stocker, M. Gässler, G.		Ergebnisse von Großversuchen über eine neuartige Baugrubenwand-Vernagelung. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 21, 677 - 682.
Tiefbau- Berufsgenos	senschaft	Schriftenreihe Heft 1: Leitungsgrabenbau Heft 5: Verbauverfahren und Verbaugeräte für den Leitungsgrabenbau Heft 6: Der Verbau von Leitungsgräben mit Verbauteilen aus Stahl
Tracto		Prospekte der Fa. Tracto-Technik, 5940 Lennestadt 14.
VBG 37		Unfallverhütungsvorschrift "Bauarbeiten" vom 1. April 1977.
Witte		Prospekte der Fa. Witte Bohrtechnik, 3060 Stadthagen.
Wyrobek, M.	(1981)	Neue Generation von Aussteifungsmitteln für den Leitungsgrabenbau. Mitteilungen der Tiefbau-Berufsgenossenschaft 93, Heft 12, 888 - 890.
Zabel, W.	(1981)	Versuche mit kurzen Boden- und Felsnägeln. Unveröffentlichte Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.
Zoller, P.	(1982)	Untersuchung der Herstellungsmethoden und der Tragkraft kleiner gebohrter und gerammter Bodennägel. Unveröffentlichte Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.
Zerfass, K.	-Ch. (1981)	Flächenentwässerung mit Geotextilien. Strasse und Autobahn 32, 317 - 321.



BEZEICHNUNGEN

b	m	horizontaler Abstand der Gurte bei der verankerten Abdeckung
BG		Berufsgenossenschaft
С	kN/m2	Kohäsion des Bodens für die totalen Spannungen
c'	kN/m2	Kohäsion des Bodens für die effektiven Spannungen
cu	kN/m2	undrainierte Scherfestigkeit
e	kN/m2	Erddruck, bezogen auf die wirksame Fläche
E	kN/m	Erddruck, bezogen auf den laufenden Meter Wand
Eah	kN/m	Horizontalkomponente des Erddrucks
Eav	Kn/m	Vertikalkomponente des Erddrucks
erf.		erforderlich
G	kN/m	Gewicht eines Erdkörpers
GOB		Größenordnung der Betriebe
HUZ		Hauptunternehmenszweig
Ms	kNm/m	stabilisierendes Moment, das durch Verankerungselemente oder dgl. in der Gleitfläche geweckt wird
N		dimensionsloser Faktor für die Böschungsberechnung mit den Tafeln von Gussmann u. Hoek/Bray
р	kN/m2	Flächenlast auf ein Bauteil
q	kN/m2	Beanspruchung der Bodennägel im nicht abrutschenden Edkörper
q	kN/m	Linienlast auf ein Bauteil
qrm	kN/m2	Mantelreibungsbeiwert (max. aufnehmbare Last/ Mantelfläche des Nagels oder Pfahls)
Q	kN/m	Stützkraft in der Gleitfläche, die stabilisierend auf den abrutschenden Erdkörper wirkt
R	m	Radius des Gleitkreises
s	cm	Setzung

	TZ	AΒ		Technischer Aufsichtsbeamter
	TI	3G		<u>T</u> iefbau- <u>B</u> erufsgenossenschaft
VBG				Vorschriften der Berufsgenossenschaften
	WI	3G		<u>Württembergische Bau-</u> Berufsgenossenschaft
i	oder	В		Böschungswinkel
		Υ	kN/m ³	Wichte des Bodens
		γι	kN/m^3	Wichte des Bodens unter Auftrieb
		δ		Wandreibungswinkel
		ф		Reibungswinkel
		φ"		Reibungswinkel für die effektiven Spannungen
}	oder	Θ		Gleitflächenwinkel (Winkel zwischen der Horizontalen und der Gleitfläche)
		λ		dimensionsloser Faktor für die Böschungsberechnung mit den Tafeln von Gußmann und Hoek/Bray
		σ	kN/m ²	Normal- und Hauptspannungen
		Σ		Summenzeichen
		τ	kN/m^2	Schubspannungen

β

θ

VERZEICHNIS DER BILDER TABELLEN VON TEIL I

- Bild 1: Rutschungen an Böschungen mit Bermen (Farbbild, Seite 139)
- Bild 2: Abbrüche an einer Böschung im Stubensandstein (Farbbild, Seite 141)
- Bild 3: Schollenbildung und abrutschende Erdmassen an einer Böschung aus Lößlehm in einem Steinbruch bei Backnang (Farbbild, Seite 143)
- Bild 4: Tödliche Arbeitsunfälle im engeren Sinn bei der WBG von 1955 bis 1979
- Bild 5: Ursachen tödlicher Bauunfälle in Baden-Württemberg
- Bild 6: Einfluß der Grabetiefe
- Bild 7: Jahreszeit und tödliche Unfälle infolge einbrechender Erd- oder Felsmassen
- Bild 8: Tödliche Unfälle in Württemberg infolge einbrechender Erd- und Felsmassen, die von 1961 bis 1980 der WBG gemeldet wurden
- Bild 9: Typologie der Rutschungen und Einbrüche
- Bild 10: Rutschungen an einer Autobahnböschung bei Wendlingen (Farbbild, Seite 143)
- Bild 11: Verfahren zum grabenlosen Verlegen von Leitungen
- Bild 12: Baugrubenverbau Bild 13: Injektionsanker und Bodennagel (Prinzipskizze)
- Bild 14: Schraubanker
- Bild 15: Last-Hebungs-Diagramm eines Schraubankers
- Bild 16: Kurze gebohrte Bodennägel
- Bild 17: Last-Hebungs-Diagramme gebohrter Bodennägel
- Bild 18: Kurze gerammte Bodennägel
- Bild 19: Last-Hebungs-Diagramme gerammter Bodennägel
- Bild 20: Möglichkeiten der Böschungssicherung
- Bild 21: Oberflächennahe Rutschungen
- Bild 22: Böschungssicherung mit verankerter Abdeckung
- Bild 23: Zwischen zwei Gurten abrutschende Erdscholle
- Bild 24: Beanspruchung der Abdeckung
- Bild 25: Baugrubenverbau mit kurzen gebohrten Bodennägeln
- Bild 26: Kipp- und Gleitsicherheit
- Bild 27: Stabilisierung des Gleitkörpers durch Verankerungselemente
- Bild 28: Die kritischen Gleitkreise
- Bild 29: Erddruck auf die Verbauwand
- Tabelle 1: Mittlere Bodenwerte für Vorentwürfe nach Abschnitt 1.2 der EAU (AK Ufereinfassungen 1980)
- Tabelle 2: Böschungshöhe und Böschungsneigung für einige Bodenarten
- Tabelle 3: Aufgliederung der tödlichen Unfälle nach Unfalljahr und Bauvorhaben
- Tabelle 4: Verteilung der untersuchten Unfälle auf die Regionen und Landkreise Baden-Württembergs
- Tabelle 5: Unfallhäufigkeit in Abhängigkeit von der Betriebsgröße
- Tabelle 6: Vergleich Schraubanker gebohrte Bodennägel gerammte Bodennägel
- Tabelle 7: Kostenvergleich: Berme verankerte Abdeckung -Oberflächensicherung durch Spritzbeton
- Tabelle 8: Beanspruchung der Holzbauteile und der Bodennägel
- Tabelle 9: Kosten des Verbaus

VERZEICHNIS DER BILDER UND TABELLEN VON TEIL II

Bild 30: Lage des Versuchsgeländes

Bild 31: Blick auf die durch den Steinbruch angeschnittenen Schichten (Farbbild, Seite 145)

Bild 32: Kornverteilungsband

Bild 33: Abmessungen der Versuchsgrube

Bild 34: Aushub der Versuchsgrube in Abschnitten (Farbbild, Seite 145)

Bild 35: Arbeiten mit dem Handbohrer

Bild 36: Lasthebungsdiagramme von Bodennägeln

Bild 37: Vernagelter horizontaler Bohlenverbau (M 1:100) Bild 38: Holzelemente für die Elementwand vor dem Einbau

Bild 39: Bepflanzbare Elementwand (Ansicht und Schnitt, M 1:100)

Bild 40: Wachstum der Pflanzen in der Elementwand (Farbbild, Seite 147)

Bild 41: Vernagelte Abdeckung und ungesicherte Böschung (M 1:100)

Bild 42: Zusammenrollen und Transport der begrünten Enkamat-Matten

Bild 43: Begrünung der venagelten Abdeckung (Farbbild, Seite 147)

Bild 44: Freie Böschung (60 Grad) ohne Abdeckung (Farbbild, Seite 147)

Bild 45: Mit Folie abgedeckter Bereich nach einem Jahr Standzeit

Bild 46: Bodenraketen

Bild 47: Kleine Bohrgeräte

Bild 48: Schrägrammungen mit der Rammsonde

Bild 49: Bohrhammer mit Bohrern

Bild 50: Anordnung der Laststreifen für die Probebelastungen

Bild 51: Belastungseinrichtung Bild 52: Anordnung von Pumpe, Pressen und Ventilen

Bild 53: Herstellung der Widerlageranker

Bild 54: Meßeinrichtungen

Bild 55: Last-Setzungskurve bei Versuch 1

Bild 56: Kräfte der Bodennägel bei Versuch 1

Bild 57: Verschiebungen des Verbaus bei Versuch 1

Bild 58: Last-Setzungskurve bei Versuch 2

Bild 59: Kräfte der Bodennägel bei Versuch 2

Bild 60: Verschiebungen des Verbaus bei Versuch 2

Bild 61: Last-Setzungskurve bei Versuch 3

Bild 62: Verschiebungen des Verbaus bei Versuch 3

Bild 63: Durch Sprengerschütterungen abgerutschter Bodenkeil

Bild 64: Ausbildung der Gleitfuge und der Risse bei Versuch 2 (Farbbild, Seite 149)

Bild 65: Gleitfläche von Versuch 1 und freigelegter Bentonitschlitz (Farbbild, Seite 149)

Tabelle 10: Bodenmechanische Kennwerte

Tabelle 11: Belastung und Beanspruchung der Holzbauteile und der Bodennägel des horizontzalen Bohlenverbaus

Tabelle 12: Herstellungskosten der Bodennägel

Tabelle 13: Kostenvergleich der ausgeführten Böschungssicherungen

TEIL I: MÖGLICHKEITEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG BEI KLEINEN BAUGRUBEN

1 EINLEITUNG

Für den Verbau von großen Baugruben werden heute im allgemeinen injizierte Erdanker oder Bodennägel verwendet, und im Leitungsgrabenbau haben sich allgemein Verbauverfahren mit Stahlelementen durchgesetzt. Ein Problem ist jedoch noch immer die Sicherung der Böschung kleinerer Baugruben, da hier die Baustelleneinrichtungskosten von Spezialmaschinen für die Ankerherstellung unverhältnismäßig hoch sind und Aussteifungen beim Einsatz von Turmdrehkränen und Großflächenschalungen den Baustellenbetrieb behindern.

Deshalb sollen in der vorliegenden Arbeit vor allem Techniken beschrieben und entwickelt werden, die auch bei kleineren Baugruben eine wirtschaftliche Böschungssicherung ermöglichen.

Um festzustellen, welche Anforderungen an eine Böschungssicherung zu stellen sind und welche Bedeutung dem Böschungsbruch am Unfallgeschehen zukommt, wird eine Unfallanalyse durchgeführt. Bei dieser Analyse werden die tödlichen Unfälle berücksichtigt, die der Württ. Bau-Berufsgenossenschaft (WBG) zwischen 1954 und 1980 gemeldet wurden und bei denen die Unfallursache des Einbrechen von Erd- und Felsmassen war. Dabei wurden auch die Unfälle ausgewertet, die sich in Gräben, also Gruben im weiteren Sinn, ereigneten, da die Unfallursache bei Gräben und Gruben identisch ist.

2 VORSCHRIFTEN FÜR ARBEITEN AN ERD- UND FELSWÄNDEN

Da im Rahmen dieser Arbeit vor allem das Problem der Unfälle in Baugruben und Gräben untersucht wird, können die Vorschriften, die für Böschungen in Steinbrüchen und Gräbereien (Kies-, Sand-, Tongruben etc.) gelten, außer acht bleiben.

2.1 UVV "Bauarbeiten" (VBG 37) und DIN 4124

In § 28 der VBG 37 wird als Schutzziel angegeben: "Erd- und Felswände sind so abzuböschen oder zu verbauen, daß Beschäftigte nicht durch Abrutschen der Massen gefährdet werden können."

Für die Überwachung wird in § 30 verlangt: "Erd- und Felswände sind vor Beginn jeder Schicht und nach Bedarf auf das Vorhandensein loser Steine oder Massen zu überprüfen und zu beräumen."

Weil diese Forderungen sehr allgemein sind, wird in der Durchführungsregel zu § 28 und § 29 der VBG 37 auf die DIN 4124 verwiesen. (Erläuterungen zur DIN 4124, Ausgabe August 1981, siehe KURTZ 1981b).

In DIN 4124, Abschnitt 4.2.2, werden unter einschränkenden Voraussetzungen (keine Auflasten, kein Wasser, Böschungshöhe unter 5 m, keine Störung oder Klüftung der Schichtung) folgende Böschungsneigungen festgelegt:

- 45 Grad für Auffüllungen, rolligen und weichen bindigen Boden;
- 60 Grad für steife und halbfeste bindige Böden;
- 80 Grad für Fels.

Ein wesentlicher Fortschritt ist darin zu sehen, daß nach DIN 4124 (August 1981) für Fels nur noch 80 Grad zulässig sind. Das Anlegen lotrechter Felsböschungen ist also, im Gegensatz zu DIN 4124 (Februar 1974), nicht mehr zulässig. Diese Änderung ist zu begrüßen, denn bei den lotrechten Wänden ist die Gefahr besonders groß, daß Brocken frei herunterfallen und Beschäftigte erschlagen.

Auch ist die Schwierigkeit weggefallen, nach leichtem und schwerem Fels zu differenzieren; problematisch bleibt die Einschätzung der Gefahr, die sich durch die Klüftung von Felswänden ergibt, und die Abgrenzung bei den angewitterten Felswänden zwischen Fels und halbfestem bindigem Boden. Diese Abgrenzung ist besonders im württembergischen Raum wichtig, wo im Bereich des Keupers und des Juras häufig Böschungen zu beurteilen sind, die aus teilentfestigten Tongesteinen bestehen. Zur Beurteilung dieser Böschungen sind die Klassifizierungen der DIN-Normen (DIN 18196, DIN 18121 bis DIN 18137, DIN 4022) nur bedingt anwendbar. Von EINSELE/WALLRAUCH (1964) und SMOLTCZYK (1972) wird hier die Einführung eines Verwitterungsgrades empfohlen.

Unter den einschränkenden Voraussetzungen, die auch für DIN 4124, Abschnitt 4.2.2, gelten, können für Tonsteine und Tonmergel des württembergischen Raumes, in Anlehnung an die Definitionen von EINSELE/WALLRAUCH (1964), folgende Festlegungen getroffen werden:

Eine Böschungsneigung von 80 Grad ist zulässig, wenn das Material plattig - grobstückig geschichtet und hart, sowie das Gefüge nur schwach gelockert ist.

Eine Böschungsneigung von 60 Grad ist zulässig, wenn das Material schon mürb und das Gefüge stark gelockert ist, die bröckelig - blättrige Struktur jedoch noch deutlich erkennbar ist.

Bei einer Böschungshöhe von mehr als 3 m und wenn die Gefahr von Abgängen besteht, sind nach DIN 4124, Abschnitt 4.2.6, Bermen von mindestens 1,5 m Breite anzulegen. Diese Forderung steht in Zusammenhang mit der Pflicht zum Beräumen (VBG 37 § 30).

Für Schichtfolgen von bindigem Boden und klüftigem Fels, wie sie für Keuper und Jura typisch sind, ist die Forderung nach Bermen oder gleichwertigen Maßnahmen immer zu erfüllen. Dabei ist eine Sicherung mit Folienabdeckung und verankerten Baustahlgewebematten (siehe Abschnitt 5.1) dem Anlegen von Bermen vorzuziehen. Denn das Anlegen von Bermen kann zum Einsickern von Wasser in kritischen Zonen führen und somit Rutschungen auslösen, wie die Fotos von Bild 1 (siehe Seite 139) zeigen.

Daß ein Maschendraht als Sicherung gegen Abgänge unzureichend ist, zeigt Bild 2 (siehe Seite 141). Das Drahtgeflecht muß in der Lage sein, Brocken mit einem Gewicht bis zu 10 kN zu halten. Dazu bedarf es dann einer zuverlässigen Verankerung des Geflechtes an der Wand (siehe Abschnitt 4).

Werden die Böschungswinkel nach DIN 4124, Abschnitt 4.2.2, überschritten bzw. sind die Einschränkungen von DIN 4124, Abschnitt 4.2.3, nicht erfüllt, ist eine erdstatische Berechnung erforderlich. Die seit August 1981 geltende Fassung der DIN 4124 hat gegenüber der vorher gültigen Fassung eine wichtige Einschränkung: Nach Abschnitt 4.2.5b ist bei einer unverbauten Böschung eine Neigung von mehr als 80 Grad, auch beim Vorliegen einer erdstatischen Berechnung, nicht zulässig.

2.2 Erdstatische Berechnung

Für die Durchführung einer erdstatischen Berechnung entsprechend DIN 4084 müssen die Wichten und die Scherfestigkeiten der anstehenden Bodenarten bekannt sein. Nach SMOLTCZYK (1980) kann bei kohäsionslosen Böden u. U. auf Scherversuche verzichtet werden. Bei bindigen und gemischtkörnigen Böden muß die Scherfestigkeit im Einzelfall, d.h. durch Versuche, bestimmt werden. Detaillierte Hinweise für die Felduntersuchungen enthalten DIN 1054 und EAU (1975); Richtlinien für Scherversuche ergeben sich aus DIN 18137 und EAU (AK Ufereinfassungen 1980).

Wenn diese Hinweise und Richtlinien alle befolgt werden, ergeben sich für Baugrunduntersuchung, Laborversuche und Baugrundgutachten hohe Kosten. Deshalb stellt sich für kleinere Bauvorhaben immer wieder die Frage, ob Erfahrungswerte akzeptiert werden können. Bei der Auswertung von 29 gutachterlichen Stellungnahmen bzw. erdstatischen Berechnungen, die in den letzten Jahren der Württ. Bau-Berufsgenossenschaft vorgelegt wurden, ergab sich folgendes Bild:

- Für kein Bauvorhaben wurden die in DIN 4084 bzw. SMOLTCZYK (1980b) und der EAU angesprochenen Scherversuche durchgeführt.
- Bei drei Bauvorhaben wurden im Labor die Sieblinien und die Konsistenzgrenzen bestimmt.
- Die höchsten Scherparameter, die für Lößlehm oder Lehm angegeben wurden, waren:
 φ' = 25 Grad; c' = 25 kN/m2.
 Die niedrigsten Scherparameter:
 φ' = 25 Grad; c' = 2,0 kN/m2.
- Die kürzeste Stellungnahme lautete: "Die Baugrubenböschung im Bereich der obengenannten Baustelle wurde am 24.09.1980 begutachtet. Danach bestehen hinsichtlich der Standsicherheit der gewählten Böschungsneigungen von geologischer Seite keine Bedenken." Diese Zeilen sollten Baugrunduntersuchung, Baugrundgutachten und erdstatische Berechnung ersetzen.

Man sieht also, daß die Sachverständigen sehr unterschiedliche Auffassungen darüber haben, wie die Vorschriften zu erfüllen sind und wie groß die Standsicherheit von Böschungen sein soll. Einen brauchbaren Hinweis auf das, was als Erfahrungswerte u. U. akzeptiert werden kann, gibt Abschnitt 1.2 der EAU.

Für die in Tabelle 1 genannten Bodenarten, unter Ausnahme des weichem Lehms, werden im Anhang Al entsprechend DIN 4084 die zulässigen Böschungshöhen berechnet und in Tabelle 2 zusammengestellt. Voraussetzungen dieser Berechnung sind:

- Verwendung der Bodenkennwerte von Tabelle 1;
- kein Wasserdruck;
- homogene Böschung mit waagrechter Geländeoberfläche ohne Auflast;

- Berechnung nach HOEK/BRAY mit einem Standsicherheitswert F = 1,3 und Zugrissen an der Oberfläche.

	Wi	chte	Endfesti	Anfangs- festigkeit		
	-des feuch- ten Bodens		Innerer Reibungs- winkel	Ko- häsion	0	
	γ	trieb	$\mathtt{cal} \varphi'$	cal c'	cal c _u	
Bodenart	kN/m ³	kN/m ³	in O	kN/m ²	kN/m²	
Ton, halbfest	19.	9	25	25	50 - 100	
Ton, schwer knetbar, steif	18	8	20	20	25 - 50	
Ton, leicht knetbar, weich	17	7	17,5	10	10 - 25	
Geschiebemergel, fest	22	12	30	25	200 - 700	
Lehm, halbfest	21	11	27,5	10	50 - 100	
Lehm, weich	19	9	27,5	-	10 - 25	

Tabelle 1: Mittlere Bodenwerte für Vorentwürfe nach Abschnitt 1.10.2 der EAU

Zug- riß	zulässige Höhe H [m]											
H B Gleitkreis	β = 6	60°	$\beta = 7$	'0°	β = 80°							
Bodenart	An- fangs- zustand	End- zu- stand	An- fangs- zustand	End- zu- stand	An- fangs- zustand	End- zu- stand						
Ton, halbfest	8,8-17,6	9,0	7,6-15,3	6,8	6,3-12,6	5,0						
Ton, steif	4,6- 9,3	6,5	4,0- 8,1	5,0	3,3-6,6	3,8						
Ton, weich	2,0- 5,0	3,2	1,7- 4,3	2,5	1,4- 3,5	1,9						
Geschiebemergel, fest	30,4 - 1060	9,4	26,4-92,4	6,8	21,8-76,5	4,9						
Lehm, halbfest	8,0-16,0	3,6	6,9-13,8	2,7	5,7-11,4	1,9						

Tabelle 2: Böschungshöhe und Böschungsneigung für einige Bodenarten

Da die Bodenkennwerte sehr stark von den natürlichen Gegebenheiten bestimmt werden, sind Tabellenwerte nur bedingt für die Praxis anwendbar. In Abschnitt 1.11 der EAU wird betont:

"Das Benutzen der mittleren Bodenwerte kann bei bindigen Böden im allgemeinen nicht vertreten werden."

Die Werte der Tabelle 2 für Geschiebemergel und Lehm zeigen deutlich, daß im Anfangszustand, also beim Aushub, steilere und höhere Böschungen zulässig sind als im Endzustand. D.h. die Standsicherheit dieser Böschungen nimmt mit der Zeit ab. Daraus ergibt sich die große Unfallgefahr, denn es kommt nur selten während des Aushubs zum Einbrechen der Böschung, sondern meistens erst wesentlich später.

Eine quantitative Aussage darüber, für wie lange man von der Anfangsstandsicherheit ausgehen darf und ab wann die Endstandsicherheit berücksichtigt werden muß, ist nicht möglich. Deshalb verlangt DIN 4084 zu Recht, daß für den Anfangs- und Endzustand eine ausreichende Standsicherheit gegeben sein muß.

Im Rahmen einer Forschungsarbeit an der Universität Tübingen (ARNOLD 1968) wurden Grabeneinbrüche im Bereich des Braunen Juras beobachtet und auch Versuchsgräben ausgehoben. Dabei zeigte sich, daß häufig Einbrüche erfolgten, obwohl die rechnerische Standsicherheit größer als 1 war. Ursachen dafür sind:

- Der Einbruch erfolgt immer an der ungünstigsten Stelle, während die Bodenproben, an denen Scherversuche durchgeführt werden, aus günstigeren Bereichen stammen können.
- 2. Ein Einbruch im Sinne der UVV "Bauarbeiten" ergibt sich häufig dadurch, daß lokal ein scheiben- oder schalenartiger Abbruch erfolgt, während nach DIN 4084 die Standsicherheit für eine tiefliegende Gleitfuge (siehe Skizze von Tabelle 2) nachgewiesen wird. Die Scheibe oder Schale löst sich i.a. durch Austrocknung oder starke Durchfeuchtung im oberflächennahen Bereich, während der Standsicherheitsberechnung die Festigkeitswerte der ungestörten, also "erdfeuchten" Bodenprobe zugrunde gelegt werden.

Also selbst dann, wenn entsprechend DIN 4084 die Standsicherheit nachgewiesen wird, ist nicht gewährleistet, daß Erdschollen mit einem Gewicht von 10 bis 20 kN nicht abbrechen. Diese Schollen sind dann nur Abgänge und keine Rutschungen, sie reichen aber aus, um einen Menschen zu töten.

Den Vorgang, wie sich solche Erdscheiben in einem steifen Lößlehm bilden und abbrechen, zeigt Bild 3 (siehe Seite 143). Man sieht deutlich, daß die Böschung zwar nahezu lotrecht stehen bleibt, daß aber immer wieder Schollen abgehen, die Beschäftigte verletzen können.

3 ANALYSE DER UNFÄLLE IN GRUBEN UND GRÄBEN

Grundlage der Analyse sind die 101 tödlichen Unfälle infolge einbrechender Erd- und Felsmassen, die der WBG zwischen 1954 und 1980 gemeldet wurden. Einer eingehenden Analyse (s. Abschnitte 3.2 und 3.3) wurden nur die 70 Unfälle der vorgenannten Art unterzogen, die sich zwischen 1961 und 1980 ereigneten.

Nicht bei allen Unfällen konnten alle für die Auswertung erforderlichen Daten festgestellt werden, so daß nicht immer die 70 Unfälle die Grundlage der Analyse sind. Die Untersuchung wurde auf die tödlichen Unfälle beschränkt, da eine Auswertung weiterer Unfälle in der vorgegebenen Zeit nicht möglich war.

Es ist festzustellen, daß es bei der WBG eine stark rückläufige Tendenz bei den tödlichen Unfälle durch einbrechende Erd- und Felsmassen gibt (s. Bild 4); von einem Anteil von 8,6% im Mittel der Jahre 1955 bis 1969 auf 4% in der Zeit von 1970 bis 1979.

Meldejahre 1955 - 1959 1960 - 1964 1965 - 1969 -in Gruben u.Gräben 1970 - 1975 1975 - 1979 20 40 60

a) absolute Zahlen

Unfälle pro Jahr

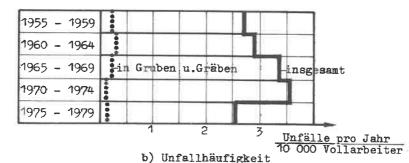


Bild 4: Tödliche Arbeitsunfälle im engeren Sinn bei der WBG von 1955 bis 1979

Bei den tödlichen Bauunfällen in Baden-Württemberg insgesamt, die von der Gewerbeaufsicht erfaßt wurden (s. Bild 5), bilden die

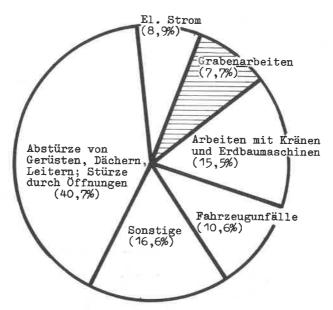


Bild 5: Ursachen tödlicher Bauunfälle in Baden-Württemberg (GAA 1979)

Grabenunfälle dagegen einen Anteil von 7,7%, der nach der Tabelle des GAA (1979) in den Jahren von 1970 bis 1978 nahezu konstant blieb. Der unterschiedlich hohe Anteil der Grubenunfälle in der Statistik der Württ. Bau-Berufsgenossenschaft und des GAA hat vor allem zwei Ursachen:

- In der Statistik des GAA sind als Grabenunfälle auch Unfälle enthalten, bei denen der Sturz in den Graben, Erschlagen durch herabfallende Rohre oder Kanaldielen oder dgl. Unfallursache war, während für die Statistik der WBG nur die Unfälle ausgewertet wurden, bei denen Versicherte durch hereinbrechende Boden- oder Felsmassen tödlich verletzt wurden.
- Der Anteil der tödlichen Grabenunfälle ist bei den anderen Unfallversicherungsträgern höher. Das ist bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft sicher der Fall, da der Anteil der Kanalarbeiten bei ihren Mitgliedsbetrieben höher ist als bei denen der WBG.

Bei der Auswertung der Unfalluntersuchungsberichte der Unfälle von 1961 bis 1980 wurde festgestellt, daß bei allen Unfällen die Forderungen der VBG 37 §§ 28 und 30 nicht erfüllt waren. Allerdings war oft nicht zu klären, ob der bei dem Unfall Getötete auf Anweisung des Aufsichtsführenden oder – trotz ausdrücklichen Verbots – eigenmächtig in den Graben oder die Grube stieg.

3.1 Aufgliederung der Unfälle nach der Art des Bauvorhabens Grundlage dieser Auswertung sind die Unfälle von 1954 bis 1980, die in Tabelle 3 zusammengestellt sind.

Unfalljahr	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	.68	69
Leitungsgraben	4	5	2	3	3	3	4	6	7	3	3	3	3	3	3	4
Baugrube				1			1						1		1	
Steinbruch, Kies-, Sandgrube	2	1				1	1									
Unterfangung, -fahrung													1	1	3	П
Summe	6	6	2	4	3	4	6	6	7	3	3	3	5	4	7	4
Unfalljahr	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	Un: abs	räl: solu	le it	54÷8 in	
Leitungsgraben	2	3	3	•	2	2		3	6	1	3	8	34		83	5
Baugrube				1		- 63							5	T		;
Steinbruch, Kies-, Sandgrube													5	T	5	;
Unterfangung, -fahrung	1						1						7	1	7	,
Summie	3	3	3	1	2	2	1	3	6	1	3	10)1	1	100	,

Tabelle 3: Aufgliederung der tödlichen Unfälle nach Unfalljahr und Bauvorhaben

Aus der Zusammenstellung ergibt sich, daß sich der größte Teil der Unfälle (83%) in Kanalgräben ereignet hat. Im Vergleich dazu ist die Zahl der Unfälle in Baugruben und bei Unterfangungen/Unterfahrungen gering. Die Unfälle in Kies- und Sandbrüchen spielen aufgrund der geänderten Gewinnungsverfahren und der Verringerung der Anzahl der Betriebe seit 1961 keine Rolle mehr. Auffallend ist, daß sich in Baugruben so wenig Unfälle ereignen, obwohl auch Baugruben sehr häufig steiler geböscht werden, als es DIN 4124 zuläßt. Neben den höheren Expositionszeiten in Kanalgräben sind dafür folgende Ursachen wesentlich:

- Kanalgräben werden wesentlich häufiger in aufgefüllten Böden ausgehoben als Baugruben. Aufgefüllter Boden ist häufig Unfallursache (siehe Abschnitt 3.4). Bei 24 Unfällen wurde im Unfalluntersuchungsbericht die Bodenart angegeben. Demnach ereigneten sich 15 Unfälle in gewachsenem Boden und 9 Unfälle in aufgefüllten Bereichen.
- 2. Baugruben und Unterfangungen/Unterfahrungen werden fast immer im Rahmen genehmigter Bauvorhaben ausgeführt, so daß eine sachkundige Überwachung durch den LBO-Bauleiter (Architekt) und die Bauaufsichtsbehörde eher gegeben ist als bei Kanalgräben. Besonders bei Hausanschlüssen und dem Suchen nach Anschlußleitungen wird oft ein extrem hohes Risiko eingegangen, denn der Aufwand für eine sachgerechte Absprießung oder das Anlegen einer Böschung ist sehr hoch im Vergleich zu den eigentlichen Kosten.

- 3. Der Rand des Kanalgrabens wird häufiger durch schwere Lastwagen und Maschinen belastet als der Rand einer Baugrube. Die hohen Einzellasten können zu Rissen im Boden führen, so daß dann, wenn eine außergewöhnliche Durchfeuchtung oder Austrocknung des Bodens dazukommt, größere Erdbrocken abbrechen können.
- 4. Bei Gräben droht der Einbruch von zwei Seiten, bei der Baugrube nur von einer Seite. Außerdem sind bei Baugruben die Fluchtmöglichkeiten meist günstiger.

3.2. Einfluß der Grubentiefe und der Jahreszeit

Die Unfälle wurden bezüglich der Gruben bzw. Grabentiefe zum Zeitpunkt des Unfalls ausgewertet. Bild 6 zeigt, daß sich 56% der Unfälle im Bereich von 1,75 m bis 3,25 m Grabentiefe ereigneten. Dies ist auch der Bereich, in dem Leitungen im allgemeinen verlegt werden. Die Zahl der Unfälle im Bereich von 1,75 m bis 2,25 m ist fast genauso hoch wie die im Bereich von 2,75 m bis 3,25 m. Ursache dafür ist, daß im Bereich von 2 m Tiefe zwar häufiger ohne Verbau gearbeitet wird als in 3 m Tiefe, jedoch die Einsturzgefahr einer 3 m hohen Grabenwand wesentlich größer ist als die einer 2 m hohen.

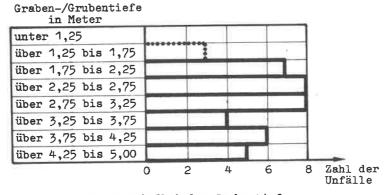


Bild 6: Einfluß der Grubentiefe

Die Unfälle im Bereich von 1,25 m bis 1,75 m Tiefe ereigneten sich bei Unterfangungen bzw. Unterschneidungen. Die Zusammenstellung von Bild 6 macht deutlich, daß die Vorschriften der DIN 4124 zwar etwas auf "der sicheren Seite liegen", daß aber auch oft grobfahrlässig gearbeitet wird, denn 37% der Unfälle ereigneten sich in unverbauten, nahezu senkrecht geböschten Gruben mit mehr als 3,25 m Tiefe.

Da Witterungseinflüsse die Standsicherheit von Böschungen entscheidend beeinflussen, wurde die Verteilung der Unfälle auf die Kalendermonate untersucht (Bild 7). Zwar ist die Zahl der Unfälle im Sommerhalbjahr (33) kleiner als im Winterhalbjahr (37), jedoch ist dieser Unterschied nicht so gravierend, daß man behaupten könnte, bei trockenem Wetter gibt es keine Einbrüche und Rutschungen. Rissebildung infolge Hitze kann genauso zu einem Einbruch führen wie der Festigkeitsabfall des Bodens infolge Durchfeuchtung.

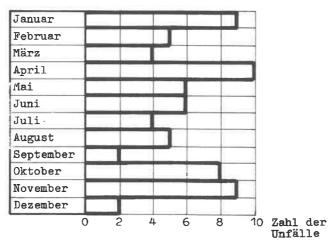


Bild 7: Jahreszeit und tödliche Unfälle infolge einbrechender Erd- oder Felsmassen

3.3 Regionale Verteilung und Einfluß der Unternehmensstruktur

Während auf der Unfallkarte (Bild 8, siehe Seite 32/33) alle zwischen 1961 und 1980 gemeldeten Unfälle eingetragen sind, werden bei der Auswertung nach Regionen und Landkreisen nur die Unfälle in Mitgliedsbetrieben der WBG, im Zuständigkeitsbereich der WBG, berücksichtigt.

Da für den Grad der Gefährdung nicht die absolute Zahl der Unfälle maßgebend ist, wird die Unfallzahl auf die Zahl der Vollarbeiter in der Tarifstelle (HUZ) 1 (Bauhauptgewerbe) und der Tarifstelle 23 (Pflasterei und Asphaltiererei) bezogen, denn nur in diesen Betrieben ereigneten sich die Unfälle. Die Unfallhäufigkeit wird definiert:

Zahl der tödl. Unfälle in Mitgliedsbetrieben mit HUZ 1 und HUZ 23 von 1961 - 1980

Unfallhäufigkeit = -

1000 Vollarbeiter in HUZ 1 und HUZ 23 im Jahr 1975

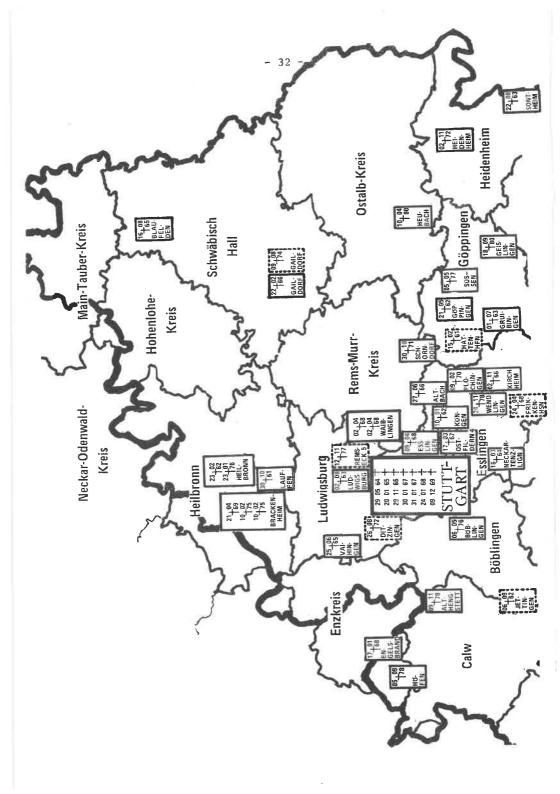
Die Unfallkarte (Bild 8, Seite 32/33) zeigt, daß sich die Unfälle überwiegend im Mittleren Neckarraum ereignet haben. Bei der Unfallhäufigkeit liegt der Mittlere Neckarraum mit 0,9 jedoch unter dem Durchschnitt von 0,97.

Aus der Tabelle 4 (Seite 31) geht hervor, daß die Unfallhäufigkeit in Württemberg sehr unterschiedlich ist. Weniger bei den Regionen, da sich durch die Größe des Einzugsgebietes schon ein gewisser Ausgleich ergibt, als vielmehr bei der Betrachtung einzelner Landkreise. Hohe Unfallhäufigkeiten ergeben sich in den Landkreisen Esslingen (2,6), Rottweil (2,3), Zollernalb (2,0) und Heilbronn (1,9). Demgegenüber steht eine Unfallhäufigkeit von 0,22 in der Region Bodensee-Oberschwaben. Eine der Ursachen für die starke Streuung der Unfallhäufigkeiten ist der geologische Aufbau Württembergs:

- In der Region Bodensee-Oberschwaben werden die Deckschichten von quartären und tertiären Ablagerungen (Sand, Kies, unvorbelasterter Ton) gebildet, die eine geringe Standfestigkeit haben. D.h., es muß verbaut oder abgeböscht werden, da der Boden - auch nicht kurzzeitig - "stehen bleibt".
- In den Landkreisen mit der hohen Unfallhäufigkeit werden häufig Schichten mit Löß, Lehm und vorbelasteten Tonen (Mergel und Letten) angeschnitten. Bei diesen Böden ist die Anfangsfestigkeit (siehe Tabelle 2) wesentlich höher als die Endfestigkeit. Deshalb können kurzfristig lotrechte Böschungen von 5 m Höhe und mehr angelegt werden. Diese hohe Anfangsstandsicherheit verleitet dann dazu, auf Abböschen oder Verbauen zu verzichten.
- Auf der Albhochfläche, wo unter einer dünnen Schicht Mutterboden der unverwitterte Kalkstein ansteht, ist im untersuchten Zeitraum kein entsprechender Unfall zu verzeichnen (siehe Bild 8, Seite 32/33).

Reg	ion	tödl.Unf. 1961-1980	Unfallhäufigkeit
	WARZWALD - BAAR den Landkreisen	4	1,74
	tweil, warzwald-Baar,	3 0	0,33
	tlingen.	1	
	KAR - ALB den Landkreisen	7	1,31
	ingen, tlingen	1 2	_0,7 _1,04
	lernalb.	4	□2,0
	AU - ILLER den Landkreisen	6	1,2
Alb-	-Donau (mit Sk Ulm), erach.	3 3	
4. FRAN	NKEN den Landkreisen	8	1,2
Heil	lbronn,	6	
Schv	wäbisch Hall, n-Tauber.	2 0	
	TLERER - NECKAR	25	0,9
mit	den Landkreisen		
Böb]	tgart, Lingen,	7	□0,61⊒ □0 ⊒ 35
Ludv	lingen, vigsburg,	8 2	□ 2,6 □ 0,6□
	pingen, s-Murr.	3	□1,6 □0,75□
	VÜRTTEMBERG	3	0,82
Heid	den Landkreisen lenheim,	2	□1,6
Osta		1	C0,74
mit	DSCHWARZWALD den Landkreisen	3	0,77
	reis,	2 1	□1,2 □0,84 <u></u>
	idenstadt.	0	1 0
	ENSEE - OBERSCHWABEN den Landkreisen	1	ℂ,22
Rave	enseekreis, ensburg,	0 1	! 0 □0,5]
	maringen.	Ö	1 0

Tabelle 4: Verteilung der untersuchten Unfälle auf die Regionen und Landkreise Württembergs



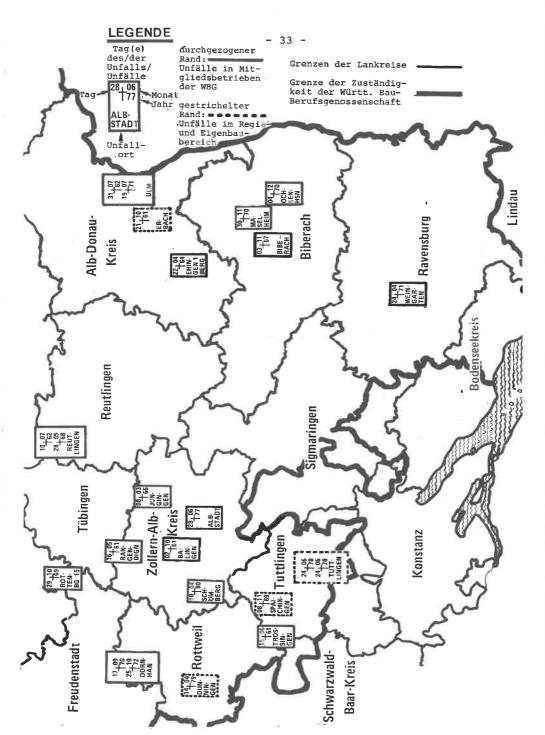


Bild 8: Tödliche Unfälle infolge einbrechender Erd- oder Felsmassen in Württemberg, die von 1961 bis 1980 der WBG gemeldet wurden

Neben der Bodenart, in der gegraben wird, ist die Organisationsstruktur eines Unternehmens sowie das Sicherheitsbewußtsein von Beschäftigten und Unternehmern für die Unfallhäufigkeit von Bedeutung. Einen Hinweis auf den Einfluß der Unternehmensstruktur gibt Tabelle 5. 37,5% der Unfälle ereigneten sich in Betrieben der GOB 03 (21 bis 50 Beschäftigte), jedoch arbeiten in diesen Betrieben nur 19,8% der Beschäftigten. Bemerkenswert ist außerdem, daß in den Betrieben der Pflasterei und Asphaltiererei die Unfallhäufigkeit mit 2,7% viermal so hoch ist wie im Bauhauptgewerbe (0,6%).

Betriebsgröße (Anzahl der Vers.)	Vollarbeiter · 1975	tödl. Unfälle 1961 - 1980	Unfallhäufigkeit
1 - 10	11 062	6	© 0,54
11 – 20	8 546	5	E0 ,585
21 - 50	11 839	17	1,435
51 - 100	9 104	12	1,318
101 - 200	7 575	5	E 0,66
201 - 500	5 767	6	1,04
über 500	8 949	0	10

Tabelle 5: Unfallhäufigkeit in Abhängigkeit von der Betriebsgröße

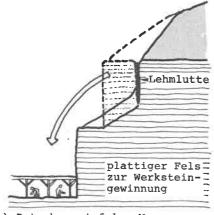
Eine besondere Art "Unternehmen" stellt der Regie- und Eigenbaubereich dar. Aus ihm wurden im Untersuchungszeitraum 1961 bis 1980 elf tödliche Unfälle durch einbrechende Erd- oder Felsmassen gemeldet (59 Unfälle in Mitgliedsbetrieben). Bei der Entschädigung ergibt sich jedoch folgendes Bild:

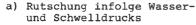
- 1 Unfall wurde von der BG für Nahrungsmittel und Gaststätten entschädigt . (Eine Brauerei ließ am Samstag von einem Arbeiter eines Bauunternehmens einen Kanal ausheben).
- 5 Unfälle wurden von Gemeindeunfallversicherungsverbänden entschädigt.
- 5 Unfälle fallen in den Zuständigkeitsbereich der WBG. In zwei Fällen waren keine Leistungen zu erbringen, da der Bauherr selbst verunglückte, und in einem Fall beteiligte sich die Haftpflichtversicherung mit 70% an den Entschädigungsleistungen (Regreß nach § 640 RVO).

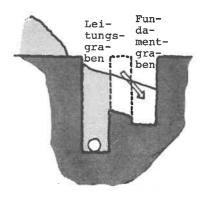
Somit ergibt sich bei den Leistungen ein Anteil von 3,8 % für die Regieunfälle. Dieser Prozentsatz liegt im Rahmen des Anteils, den die Beiträge für nicht gewerbsmäßige Bauarbeiten am Gesamtbeitragsaufkommen ausmachen. Von 1961 bis 1980 schwankte der Prozentsatz der Beiträge für nichtgewerbsmäßige Bauarbeiten zwischen 1% und 5%.

3.4 Typologie der Rutschungen und Einbrüche

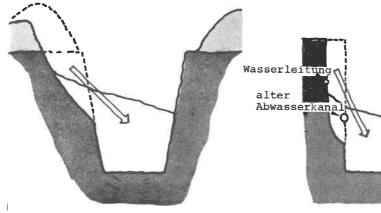
Wenn man die Ursachen der tödlichen Unfälle in Gruben und Gräben untersucht, kommt man zu den in Bild 9 dargestellten typischen Konstellationen:







b) Kippen einer Erdscheibe infolge Auffüllung



- c) Abrutschen eines oberflächennahen Erdkeils
- d) Abrutschen von Boden im gestörten Bereich
- Bild 9: Typologie der Rutschungen und Einbrüche Bilder: a) REICHELT (1980), b) BÖTTGER (1972), c) HAUN (1974), d) SCHWARZ (1978).
- Hinter scheinbar standfestem Boden befindet sich ein Bereich mit ungünstigen Verhältnissen. Sei es, daß eine Auffüllung durch ihren Erddruck eine Bodenscheibe zum Kippen bringt (Bild (Bild 9b), sei es, daß sich hinter standfestem Material Spalten oder Zonen verbergen (Bild 9a), die Wasser eindringen lassen

oder wasserführend sind. Solche Bereiche können durch natürliche Vorgänge, wie Verwerfungen, Verwitterung, Erosion, und durch Eingriffe des Menschen, wie künstliche Auffüllung oder Abtragung, Erschütterungen (z.B. Sprengen), entstehen.

- 2. Infolge Durchfeuchtung wird der Wassergehalt des Bodens erhöht und seine Standfestigkeit vermindert. Diese Gefahr ist zwar fast allen am Bau Beschäftigten bewußt, aber wenn man dann unerwartet auf einen durchnäßten Bereich, z.B. durch einen alten Kanal oder eine undichte Wasserleitung (s. Bild 9d), stößt oder plötzlich starker Regen einsetzt, wird nicht das Bauverfahren umgestellt, sondern man versucht - ohne Sicherungsmaßnahmen - die Arbeit schnell abzuschließen.
- 3. Der Boden in Oberflächennähe hat infolge Auffüllung oder Verwitterung eine wesentlich geringere Festigkeit als das geologisch ältere, tiefer liegende Material. Wenn dann durch Auflasten (Aufschüttung, Verkehr) der Boden zusätzlich beansprucht wird, kann es zum Abrutschen der Böschungsschulter kommen (Bild 9c).

Es kam zu keinem tödlichen Unfall infolge einer typischen Rutschung (Bild 10, siehe Seite 143) oder an einer Böschung, die weniger als 60 Grad Neigung hatte. Denn bei solchen Böschungen kommt es meist nicht zu einem plötzlichen Abbruch von Erdschollen, sondern der Rutschungsvorgang läuft langsam ab. Deshalb können zwar erhebliche Sachschäden entstehen, die Verletzungsgefahr für Beschäftigte ist jedoch gering.

4 SICHERUNGSTECHNIKEN BEI GRUBEN UND GRÄBEN

Prinzipiell können für Baugruben und Leitungsgräben die gleichen Sicherungstechniken verwendet werden. In der Praxis haben sich jedoch für Leitungsgräben spezielle Bauverfahren durchgesetzt.

4.1 Sicherungstechniken im Leitungsbau

Die Gefahr durch einbrechende Erdmassen ist weitgehend gebannt, wenn gar kein Graben ausgehoben wird, sondern von einem Schacht aus die Leitung vorgetrieben wird. Dafür bieten sich die Techniken des Durchpressens (WITTE), Durchbohrens (WITTE, GLIENKE), Durchschießens (TRACTO, ESSIG) oder kombinierter Verfahren an (siehe Bild 11). Bei dem "Schießen" mit den Bodenraketen handelt es sich um ein Durchpressen mit einem sich selbst führenden Preßlufthammer. Die Anwendung dieser Technik ist nur bei relativ homogenem Baugrund, ohne größere Steine oder Reste von Fundamenten, möglich.

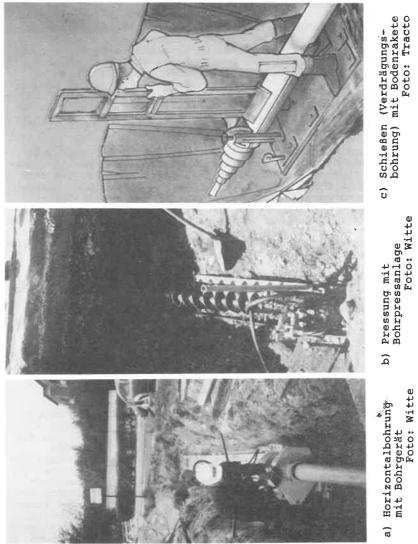
Insbesondere beim Unterqueren von Straßen oder von Versorgungsleitungen haben diese Verfahren auch bezüglich der Arbeitssicherheit große Vorteile, denn Arbeiten im Straßenraum bzw. das zwar verbotene - aber immer wieder praktizierte - Unterhöhlen bestehender Leitungen entfallen. Besonders bewährt hat sich das "Schießen" mit Bodenraketen beim Ersatz alter Leitungen. Die Rakete preßt die alte Leitung heraus und zieht die neue nach. Durch die alte Leitung ist der Rakete ihr Weg vorgegeben, und es kann zu keinem Abweichem von der "Schußrichtung" kommen, dem Hauptproblem beim Einsatz der Bodenraketen.

In der Baupraxis werden für Gräben mit mehr als 1,75 m Tiefe meist Verbauverfahren verwendet. Dabei ist festzustellen, daß das Problem weniger in der Beschaffung der Geräte liegt als vielmehr beim sachgerechten Einsatz. Zur Anwendung der Verbauverfahren gibt es zahlreiche Veröffentlichungen (SANDER 1975, SANDER 1977, KURTZ 1981a, WYROBEK 1981, Schriftenreihe der TBG), die diesen Problemkreis sehr ausführlich behandeln.

4.2 Böschungssicherung bei großen Baugruben

Während bei Gräben der Erddruck über Steifen auf die gegenüberliegende Wand abgetragen werden kann, ist das bei Baugruben nur bedingt möglich. Im Leitungsgraben nimmt man es in Kauf, daß die Arbeiten durch die Steifen behindert werden, denn im Graben selbst müssen wenige Arbeiten ausgeführt werden (in der Regel das Verlegen vorgefertigter Rohre). Bei Baugruben dagegen müssen umfangreiche Aushub-, Schalungs- und Bewehrungsarbeiten durchgeführt werden, so daß der Mehraufwand für eine Rückverhängung des Verbaus fast immer gerechtfertigt ist. Dazu kommt, daß bei Spannweiten der Steifen von mehr als 10 m, aufgrund der Knickgefahr, entweder in der Baugrube Auflager für die Steifen geschaffen werden müssen oder man Steifenverbände ausbilden muß. Zur Rückverhängung des Verbaus werden in der Regel Injektionsanker (DIN 4125) verwendet.

Die Fortschritte in der Bohr- und Injektionstechnik führten dazu, daß der Anteil der Verankerungskosten an den Gesamtkosten des



c) Schießen (Verdrägungs-bohrung) mit Bodenrakete Foto: Tracto

b) Pressung mit Bohrpressanlage Foto: Witte

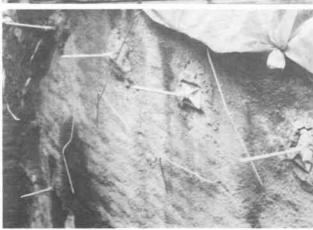
Bild 11: Verfahren zum grabenlosen Verlegen von Leitungen



a)
Berliner Verbau
in Stuttgart-Süd
Foto: Schad,1982



b)
Elementwand in
StuttgartVaihingen
Foto: Schad,1982



c) Vernagelung und Torkretierung in Waldhausen/Rems-Elisabethenberg Foto: Schad,1981

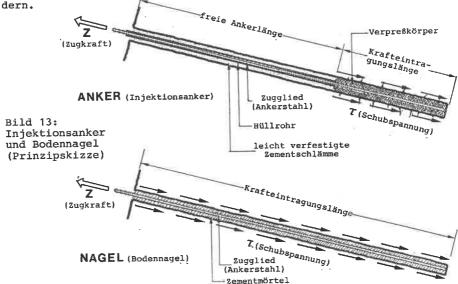
Bild 12: Baugrubenverbau

Verbaus gesunken ist. Das bedeutet, daß es weniger darauf ankommt, die zulässige Zugkraft des Ankers (i.a. ca. 400 kN) auszunutzen, als vielmehr an den Kosten für die Verbauwand zu sparen. Diese Entwicklung hat dazu geführt, daß in bestimmten Fällen nicht mehr der Berliner Verbau (Bild 12a) ausgeführt wird, sondern die Verbauwand aus einer Betonwand besteht. Diese Betonwand besteht entweder aus vorgefertigten Platten und torkretierten Zwischenräumen (Bild 12b) oder durchgehend aus Spritzbeton (Bild 12c). Bei solchen Verbauwänden kommt man aufgrund der hohen Kosten für den Spritzbeton und die Bewehrung zu relativ kleinen Ankerbzw. Nagelabständen, so daß i.a. eine Betonschale von ca. 10 cm Dicke ausgeführt wird.

Bei kleinen Ankerabständen werden die aufzunehmenden Ankerkräfte gering und deshalb werden häufig statt Erdankern sogenannte Bodennägel (STOCKER 1978) verwendet (Bild 13). Während beim Erdanker die Kraft vom Anker in den Boden nur im hinteren Bereich (ca. 5 m) übertragen wird, werden beim Nagel die Kräfte auf der ganzen Länge abgetragen. Beim Anker verhindert die Ummantelung des Ankerstahls mit Kunststoff im Bereich der "freien Länge" (Bereich zwischen Ankerkopf und der Krafteinleitungszone) den Verbund zwischen Anker und Boden. Beim Bodennagel entfällt diese Ummantelung des Stahls.

Der Vorteil der Elementwand bzw. der Bodenvernagelung gegenüber dem Berliner Verbau besteht vor allem in einer Reduzierung der Kosten für die Baustelleneinrichtung. Das große Bohrgerät, mit dem die Löcher für die Verbauträger hergestellt werden, wird eingespart.

In Sonderfällen, besonders bei beengten Verhältnissen und starker Bebauung am Baugrubenrand, können Verfahren wie Injizieren (DIN 4093) oder Bodenvereisung (JESSBERGER 1980) zur Stabilisierung der Böschung eingesetzt werden. Diese Verfahren kann man jedoch nur unter bestimmten geologischen und hydrologischen Voraussetzungen anwenden, die immer den Einsatz von Spezialfirmen erfor-



4.3 Böschungssicherung bei kleinen Baugruben

Bei der Revisionstätigkeit der Techn. Aufsichtsbeamten der WBG wird immer wieder festgestellt, daß - vor allem bei kleineren Bauvorhaben - die Forderungen der DIN 4124 bezüglich der Böschungsneigung nicht eingehalten werden. Die Gründe hierfür sind u.a.:

- Die Platzverhältnisse sind so eng, daß ein abgesprießter Verbau oder das Anlegen einer Böschung kaum möglich sind;
- die Vorplanung ist so mangelhaft, daß erst während des Baues die Probleme richtig erkannt werden;
- die Termine sind so knapp gesetzt, daß keine Zeit bleibt, Spezialingenieure und Spezialunternehmen heranzuziehen;
- die Kosten für einen sachgerechten Verbau sind relativ hoch im Vergleich zu den Gesamtkosten;
- ein großer Teil der in Württemberg anstehenden Böden hat vorübergehend eine hohe Festigkeit, so daß Verstöße gegen DIN 4123 und DIN 4124 nicht oft zu Schadensfällen - und nur selten zu Unfällen - führen.

Eine praxisorientierte Böschungssicherung bei kleineren Bauvorhaben muß also mit einer einfachen maschinellen Ausstattung, ohne speziell qualifiziertes Personal und mit wenig Vorarbeiten (Planung, Baugrunderkundung) auszuführen sein. Diese Forderungen sind bei Schraubankern, kurzen gebohrten oder gerammten Bodennägeln erfüllt.

4.3.1 Schraubanker

Von verschiedenen Herstellern werden Schraubanker (Bild 14) angeboten. Diese Anker werden mit einem Steckschlüssel oder einem umgerüsteten Erdbohrgerät (Bild 14) in den Boden eingedreht. Sie können je nach Bodenart, Scheibengröße und Einschraubtiefe Auszugskräfte zwischen 2,4 kN (aufgeschütteter Boden, Einschraubtiefe 0,70 m, Scheibendurchmesser 0,10 m) und 117,7 kN (steifer, fetter Boden, Einschraubtiefe 2,00 m, Scheibendurchmesser 0,35 m) aufnehmen (Werte von GLIENKE).

Die Anwendung der Schraubanker ist beschränkt auf rollige Böden und bindige Böden mit weicher und steifer Konsistenz. Bei halbfestem oder steinigem Boden können die Anker nicht mehr eingedreht werden, denn die angebotenen Anker sind nicht so dimensioniert, daß sie großen Drehmomenten beim Einschrauben standhalten können. Wird eine größere Anzahl von Ankern ausgeführt, lohnt sich der Einsatz eines kraftbetriebenen Einschraubgerätes.

Versuche in dem steifen Lößlehm, der auf dem Farbfoto von Bild 3 zu sehen ist und dessen bodenmechanische Kennwerte in Abschnitt 4.3.4 angegeben werden, haben gezeigt, daß in diesem Boden eine Scheibe mit 0,13 m Durchmesser von zwei Beschäftigten gerade noch



Eindrehen von Hand mit Steckschlüssel Foto: Zoller,1982



Maschinelles Eindrehen mit einem Erdbohrgerät Foto: Stihl



Bild 14: Schraubanker

eingedreht werden kann. Die Scheibe wurde in ca. 5 Minuten auf eine Tiefe von 1,5 m eingeschraubt. Bei der Probebelastung ergab sich eine Grenzlast von 22 kN bei einer Hebung (Verschiebungsweg an der Presse) von 255 mm (s. Bild 15). (Als Grenzlast wird die Last bezeichnet, die mit der Presse maximal aufgebracht werden konnte). Für den Einsatz in der Praxis könnte man bei diesem Anker eine Belastung von 10 kN zulassen, denn bei dieser Belastung ist die Verformung mit 20 mm noch relativ gering, und der Sicherheitsbeiwert ist dann mit 2,2 mehr als ausreichend.

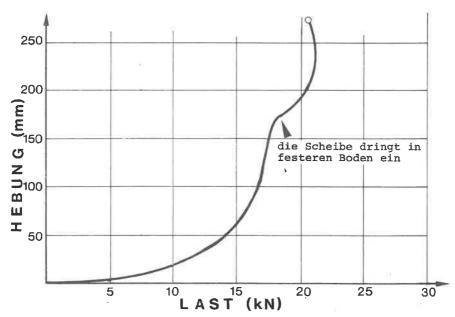


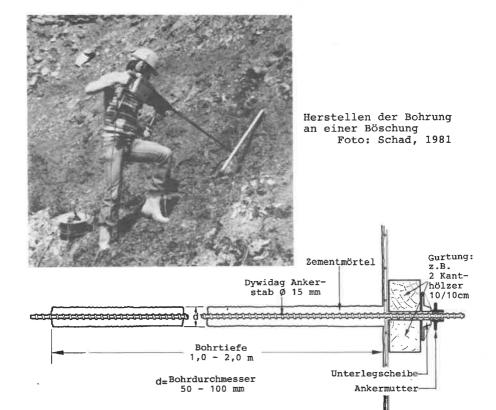
Bild 15: Last-Hebungs-Diagramm eines Schraubankers (ZOLLER 1982)

4.3.2 Kurze gebohrte Bodennägel

Diese Verankerungselemente werden wie Bohrpfähle hergestellt. In dem Boden wird ein Loch gebohrt (Bild 16), mit Zementmörtel ausgegossen und ein Gewindestahl hineingestellt. ZABEL (1981) machte bei seiner Arbeit folgende Erfahrungen:

- Mit einem schweren, elektropneumatischen Bohrhammer, z. B. Bosch UBH 12/50, ausgerüstet mit einem Erdbohrer, können in bindigem Boden und verwittertem Fels bis zu 2,00 m tiefe Löcher mit 50 mm Durchmesser hergestellt werden.
- Die Tragkraft der Anker wird wesentlich gesteigert, wenn man dem Zementmörtel ein Quellmittel, z.B. Tricosal, zusetzt.
- Es ist zweckmäßig, als Ankerstahl einen Gewindestahl zu verwenden. Der höhere Preis gegenüber Baustahl wird dadurch ausgeglichen, daß die Verankerung mit Platte und Mutter schnell und problemlos herzustellen ist und z. B. ein Spannstahl (Durchmesser 15 mm) mit einer Bruchlast von 195 kN über sehr hohe Tragreserven verfügt.

ř



Bei den Probebelastungen von ZABEL (1981) wurden an 1,20 m langen Bodennägeln mit 50 mm Durchmesser Grenzlasten von 18 bis 32 kN gemessen. Die Verformungen betrugen bei der maximalen Belastung 6 bis 20 mm (Bild 17).

Bild 16: Kurze gebohrte Bodennägel

Die gebohrten Bodennägel verhalten sich also wesentlich steifer als Schraubanker. Aus Bild 17 sieht man, daß bei den Nägeln im Lößlehm die aufnehmbare Last nach dem Erreichen der Grenzlast abfällt. Dieser Abfäll scheint mit der Quellmittelzugabe (BENZ 1976) und der Bodenart zusammenzuhängen. Denn bei den Versuchen in aufgefülltem Gelände trat dieses Phänomen nicht und bei einer hohen Dosis Quellmittel nur unwesentlich auf. Es ist zunächst überraschend, daß in dem aufgefüllten Gelände, das als schlechter Baugrund einzustufen ist, höhere Grenzlasten erzielt werden als in dem Lößlehm, der einen guten Baugrund darstellt. Ursache dafür ist, daß die Auffüllung teilweise aus steinigem Material besteht, in dem sich eine sehr gute Verzahnung zwischen Mörtel und Boden ergibt, während in einem homogenen Lößlehm dieser Effekt nicht auftritt.

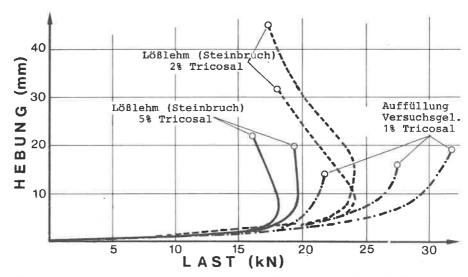


Bild 17: Last-Hebungs-Diagramme gebohrter Bodennägel (ZABEL 1981)

Wenn man aus den von ZABEL festgestellten Grenzlasten die Mantelreibungswerte ermittelt, ergeben sich für die Auffüllung Werte zwischen $114~\rm kN/m^2$ und $168~\rm kN/m^2$; für den steifen gewachsenen Lößlehm Werte von $95~\rm kN/m^2$ bis $127~\rm kN/m^2$.

Gebohrte Bodennägel haben also eine sehr gute Tragfähigkeit, sind jedoch aufwendiger in der Herstellung als die anderen untersuchten kurzen Verankerungselemente und können auch nicht unmittelbar nach der Herstellung belastet werden. Um die gebohrten Bodennägel zu einem wirtschaftlich herstellbaren Verankerungselement zu machen, sind noch weitere Entwicklungsarbeiten erforderlich. Die Arbeit von ZABEL (1981) und die Berechnungen von Abschnitt 5 zeigen jedoch, daß eine Weiterführung der Versuche erfolgversprechend ist.

4.3.3 Kurze gerammte Bodennägel

Jeder in den Boden geschlagene Pflock stellt im Prinzip einen Rammpfahl dar. Während für die Tragfähigkeit von Pfählen schon genaue Vorschriften (DIN 1054, DIN 4014, DIN 4026) bestehen, erfolgt die Beurteilung der Tragfähigkeit kleiner, eingeschlagener Elemente weitgehend nach Gefühl.

Diese Beurteilung ist unzureichend, wenn entschieden werden muß, ob eine Sicherung gegen abbrechende Schollen oder eine Rückverhängung des Verbaus an eingeschlagenen Pflöcken den Anforderungen von VBG 37 § 28 genügt.

Von ZOLLER (1982) wurden Probebelastungen an eingerammten Stahlprofilen T 40 und T 60 durchgeführt (Bild 18). Die Versuche, die in dem bereits erwähnten Lößlehm (bodenmechanische Eigenschaften siehe Abschnitt 4.3.4) durchgeführt wurden, ergaben Grenzlasten von 5 kN bis 10 kN bei Hebungen von 5 mm bis 30 mm (siehe Bild 19). Aus den Grenzlasten der Versuche ergeben sich Mantelreibungswerte von 45,8 kN/m 2 bis 72,5 kN/m 2 .

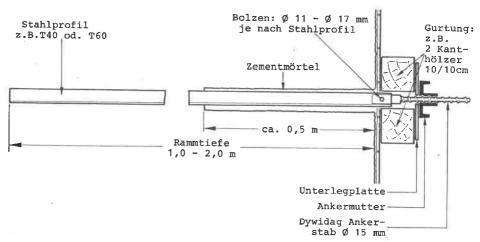
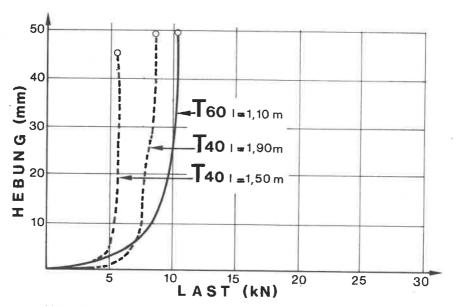


Bild 18: Kurze gerammte Bodennägel



Beim Rammen kleiner Profilstähle zur Böschungssicherung sollte zuerst auf eine Länge von 0,50 m vorgebohrt und in das Loch Zementmörtel eingefüllt werden. Dann wird das Stahlprofil eingeführt und eingerammt. Durch das Vorbohren hat das Profil bereits ein Auflager und eine Führung, so daß das Einrammen wesentlich einfacher ist. Aus diesem Grund kommt man zu der in Bild 18 dargestellten Konstruktion.

Bei den Versuchen in dem Lößlehm hat sich gezeigt, daß die Einzelschlagenergie eines elektro-pneumatischen Schlaghammers von 45 Joule (45 Nm) zu gering ist, wenn effektiv gearbeitet werden soll. Ein brauchbarer Arbeitsfortschritt ergab sich bei der Verwendung eines Vorschlaghammers; bei vertikal eingeschlagenen Profilen T 40 beträgt das Eindringmaß ca. 1 cm pro Schlag. In der Baupraxis sollte man für das Einrammen der Profile einen schweren Preßluft- oder Hydraulikhammer verwenden. Geeignete Hämmer sind: Atlas Copco Tex 41 mit einer Einzelschlagenergie von 138 Joule oder ein Montabert Hydraulikhammer BBH 36 mit einer Einzelschlagenergie von 130 Joule. Allenfalls in weichen oder rolligen Böden können Elektro- und Benzinhämmer verwendet werden.

4.3.4 Vergleich von Schraubankern mit gebohrten und gerammten Bodennägeln

In der Tabelle 6 sind die Eigenschaften der drei beschriebenen Verankerungselemente zusammengestellt. Die angegebenen Zahlen stellen allerdings nur Richtwerte dar, da die Arbeiten von ZABEL (1981) und ZOLLER (1982) die ersten systematischen Untersuchungen auf diesem Gebiet sind und noch keine Erfahrungen mit Anwendungen auf Baustellen vorliegen.

Die Daten der Tabelle 6 basieren also auf Versuchswerten, die bei dem bereits erwähnten Lößlehm (Bild 3, Seite 143) gemessen wurden. Von ZABEL (1981) und ZOLLER (1982) werden für diesen Boden folgende bodenmechanischen Eigenschaften angegeben:

- Wichte: 19.2 kN/m^3 .

Steif, 0,61 < Ic < 0,83. 16,9% < w_n < 18,1%. - Konsistenz:

- Wassergehalt:

- undrainierte

Scherfestigkeit: cu = 130 kN/m².

- Sieblinie: ca. 25% Ton, ca. 70% Schluff, ca. 5% Sand.

Die Verankerungselemente sind fortschreitend mit dem Aushub von oben nach unten einzubringen, um den Bau von Gerüsten oder das gefährliche Arbeiten von der Leiter aus zu vermeiden. Es sollten nur Bohr- oder Einschraubmaschinen verwendet werden, bei denen über eine Rutschkupplung oder dgl. das Drehmoment begrenzt wird. Nur dann kann die Maschine sicher geführt werden, auch wenn sich der Bohrer im Boden verspannt.

SCHRAUBEN	BOHREN	RAMMEN
Gewinde M16 Schraubanker Vierkant Bohrgerät mit dem Bohrgerät oder dem Steck- schlüssel werden die Anker einge- schraubt	ummörtelter DYWIDAG Gewindestab ø 15 mm Bohrhammer das mit dem Bohrhammer oder von Hand ausge- bohrte Loch wird mit Mörtel ver- füllt und der Gewinde- destahl eingesteckt Erdbohrer mit Gleitrolle u. Verlängerung Föhlbohrkrone für felsige Schichten	Profilstahl (z.B. T60) Schlaghammer Rammhaube für Schlaghammer mit dem Schlaghammer mit dem Schlaghammer wird ein Profilstahl in den Boden gerammt
Stabstahl Ø 16 mm mit Gewinde. Ø der Scheibe 130 mm. Länge 1,50 m.	Ummörtelter Dywidag Gewindestahl Ø 15 mm. Bohrdurchmesser 50 mm. Länge 1,50 m	Stahlprofil T 60 aus St. 37. Länge 1,50 m
Grenzlast: 22 kN zul. P: 10 kN	Grenzlast: 21 kN zul. P: 12 kN Mantelreibung: 95 - 168 kN/m²	Grenzlast: 6,2 kN zul. P: 3,5 kN Mantelreibung: 45,8 - 72,5 kN/m ²
Materialkosten: 18, DM Arbeitszeit:	Materialkosten: Stahlteile 15, DM Mörtel 1, DM Arbeitszeit:	Materialkosten: Stahlteile 20, DM Mörtel 0,20 DM Arbeitszeit: 25 Minuten 14,58 DM
15 Minuten 8,75 DM (Stundensatz: 35, DM) STÜCKKOSTEN: 26,75 DM	40 Minuten 23,33 DM für Bohren 15 Minuten 8,75 DM für Vermörteln STÜCKKOSTEN: 48,08 DM	für Rammen und Bohren 10 Minuten 5,83 DM für Vermörteln STÜCKKOSTEN: 40,61 DM

Tabelle 6: Vergleich Schraubanker - gebohrte Bodennägel - gerammte Bodennägel

5 BÖSCHUNGSSICHERUNG MIT KLEINEN VERANKERUNGSELEMENTEN

In diesem Abschnitt soll gezeigt werden, wie mit den in Abschnitt 4 beschriebenen Verankerungselementen eine Baugrubenböschung gesichert werden kann. Es wird eine 5 m hohe Böschung aus steinigem Lößlehm untersucht. Da bei diesem Boden mit abrutschenden Steinund Erdbrocken zu rechnen ist, muß entweder eine Berme angelegt werden (DIN 4124, Abschnitt 4.2.6), oder es ist eine andere gleichwertige Sicherungsmaßnahme durchzuführen. Die Daten der Böschung ergeben sich aus Bild 20.

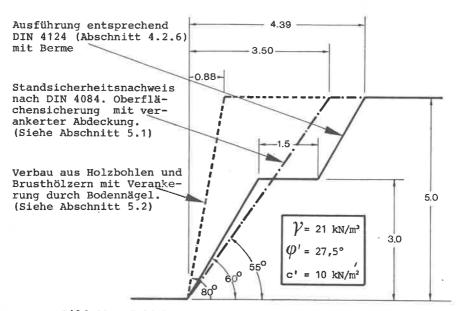


Bild 20: Möglichkeiten der Böschungssicherung

5.1 Oberflächensicherung mit kleinen Verankerungselementen (verankerte Abdeckung)

Auf Baustellen kann man häufig beobachten (Bild 21), daß auch bei Böschungen, bei denen die globale Standsicherheit nach DIN 4084 gegeben ist, oberflächennahe Rutschungen auftreten. Deshalb soll in diesem Abschnitt untersucht werden, wie eine Abdeckung ausgebildet werden muß, die solche Rutschungen verhindert.



a)
Oberflächennahe
Rutschung in den
quartären Ablagerungen des
Neckartales
Foto: Fellberg
1981



b)
Abbrüche an der
Böschungsschulter
im Hangschutt in
StuttgartRohracker
Foto: Schad,1981

Bild 21: Oberflächennahe Rutschungen

5.1.1 Standsicherheitsberechnung nach DIN 4084

Aufgrund der Berechnung nach DIN 4084 (siehe Anhang A2) ergibt sich für die Böschung von Bild 20 eine einheitliche Böschungsneigung von 55 Grad. Beim Anlegen einer Berme kann der Neigungswinkel der einzelnen Böschungsabschnitte 60 Grad betragen, da sich die Gesamtneigung der Böschung, infolge der Berme, auf 48,7 Grad ermäßigt. Für die durchgehende Böschung von β = 55 Grad wird als Sicherung gegen Abgänge eine verankerte Abdeckung gewählt, siehe Bild 22.

ANSICHT Dywidag Ankerstab mit Ankermutter und Platte Gurtung aus Kanthölzern 2x10/10 cm Baustahlgewebe 5,0 m 11 I Betonstreifen SCHNITT 2,0 m Stoß der Baustahlgewebe Lagermatten (kraftschlüssig verbinden) in and the second Abdeckung (z.B. faserverstärktes Propylen mit 200g/qm) Beton-

Bild 22: Böschungssicherung mit verankerter Abdeckung

5.1.2 Dimensionierung von Abdeckung und Verankerung

Die verankerte Abdeckung muß in der Lage sein, die Kräfte, die sich aus abrutschenden Erdschollen ergeben, aufzunehmen. Für die Ausbildung dieser Schollen wird angenommen, daß sich ein vertikaler Riß bildet und die einzelnen Schollen sich auf den Bereich zwischen zwei Gurten beschränken.

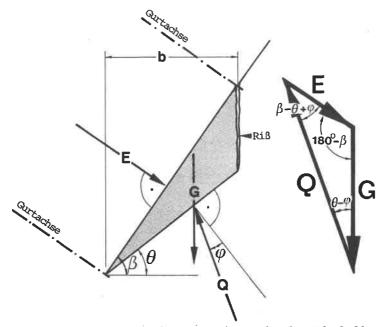


Bild 23: Zwischen zwei Gurten abrutschende Erdscholle

Aus der in Bild 23 dargestellten Geometrie ergibt sich für das Gewicht G der Scholle die Gleichung

$$G = 0.5 \cdot \gamma \cdot b \cdot (\tan \beta - \tan \theta)$$

Durch Anwendung des Sinussatzes erhält man für den Erddruck E die Gleichung

$$E = 0.5 \cdot \gamma \cdot b \cdot (\tan \beta - \tan \theta) \cdot \sin(\theta - \phi) / \sin(\beta + \phi - \theta)$$

Aufgrund der Ableitung von E nach O (siehe Anhang A6) ergibt sich der Gleitflächenwinkel O, bei dem E zum Maximum wird, zu

$$\cos (2\theta)_{1/2} = \frac{-A B + C \sqrt{-A^2 + B^2 + C^2}}{B^2 + C^2}$$

Dabei gilt:

A = $1/\cos\beta$; B = $\sin\beta \cdot \tan\beta - \cos(\beta + 2\phi)$; C = $\sin\beta + \sin(\beta + 2\phi)$.

Man muß annehmen, daß in der obenflächennahen Scherfuge keine Kohäsion wirkt und auch nur mit einem abgeminderten Reibungswinkel gerechnet werden kann.

Unter diesen Voraussetzungen (Abminderung des Reibungswinkels um 50% auf 13,75 Grad) ergibt sich für die Konstruktion von Bild 22 ein Neigungswinkel O von 43,2 Grad und eine Schollendicke von 27,5 cm. Dieses Maß entspricht der Tiefe, bis zu der im Boden die Temperatur und Feuchtigkeitsverhältnisse, in Abhängigkeit von der Witterung, stark wechseln (SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL 1966, S. 103).

Für θ = 43,2 Grad, b = 0,975 m (s. Bild 22), β = 55 Grad und ϕ = 13,75 Grad ergibt sich ein Druck E auf die Abdeckung von

$$E = 5,56 \text{ kN/m}$$
.

Daraus folgt eine Zugkraft von 11,12 kN pro Bodennagel (zulässig lt. Tabelle 6 und Anhang A4); ein erforderlicher Querschnitt der Baustahlmatten unter den Voraussetzungen von Bild 24 und s = 10 cm von 1,98 cm $^2/m$; in den Gurten (2 x 10/10 cm) eine maximale Biegespannung von 8,34 N/mm 2 (83,4 kp/cm 2) (ausführliche Berechnung g siehe Anhang A7).

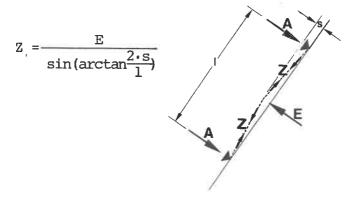


Bild 24: Beanspruchung der Abdeckung

5.1.3 Kostenvergleich Berme - verankerte Abdeckung - Oberflächensicherung durch Spritzbeton

Wenn eine Böschung ohne Berme ausgeführt wird, werden im Vergleich zur Böschung mit Berme zwar Kosten für Aushub und Wiederverfüllung eingespart (s. Anhang A6), es entstehen jedoch Mehrkosten für die Oberflächensicherung. Die anfallenden Kosten sind in Tabelle 7 zusammengestellt. (Grundlage der Kostenberechnung sind Preise von 1981 auf einer Baustelle in Stuttgart-Mitte).

verankerte Abdeckun von Bild 22	Sicherung durch Spritzbeton	Böschung 60° mit Berme nach DIN 4124
faserverstärktes Propylen 10m²x4,00DM/m² 40,0	Spritzbeton b cm stark 6,1m ² x0,06m 1000,00DM/m ³ 366,00	Mehraushub gegenüber durchgehender Bö- schung 1,464m³/lfdm.
Baustahlgewebe R 222 10m²x2,01kg/m² 1,20DM/kg 24,1	Baustahlgewebe R 222 6,5m ² x2,01kg/m ²	Aushubkosten (DM/m³) Aushub 7,00
gebohrte Bodennägel 2,0x48,08DM/Nagel 96,1	- 1,20DM/kg 15,68	Abfuhr 20,00 Auffüllgebühren 9,00 Wiederverf. 10,00 Siebschutt 33,00
Betonstreifen oben und unten 50.0		Summe/m³ 79,00
Gurtung 3x2x0,1mx0,1m x400DM/m ³ 24,0		1,464mx79,00DM/m³ 115,66 Überwachen und beräumen 20,00
KOSTEN/lfdm. 234,8	KOSTEN/lfdm. 381,68	KOSTEN/lfdm. 135,66

Tabelle 7: Kostenvergleich: Berme - verankerte Abdeckung - Oberflächensicherung durch Spritzbeton

Die Kosten für die Oberflächensicherung sind zwar höher als die für den Mehraushub bei der Ausführung mit Berme, jedoch bietet die Oberflächensicherung einige technische Vorteile:

- geringerer Platzbedarf;
- bei Regen wird kein Bodenmaterial in die Baugrube gespült;
- es können keine oberflächennahen Rutschungen auftreten.

Für Baugrubenböschungen, die längere Zeit stehen sollen, empfiehlt sich in jedem Fall eine Oberflächensicherung, da sonst durch Erosion und Verwitterung immer wieder Boden in die Baugrube gespült wird.

5.2 Baugrubenverbau mit kleinen Verankerungselementen

In diesem Abschnitt wird dargestellt, wie unter Verwendung gebohrter Bodennägel ein verankerter Verbau hergestellt werden kann. Die Untersuchung wird für die in Bild 20 gezeigte Böschung durchgeführt. Für die äußere Standsicherheit kann der mit Bodennägeln durchsetzte Erdkörper als Schwergewichtsmauer betrachtet werden (STOCKER 1975 und STOCKER/GÄSSLER 1980), für die nach DIN 1054 die Kippsicherheit (klaffende Fuge) und die Gleitsicherheit nachgewiesen werden müssen. Außerdem ist der Nachweis der Geländebruchsicherheit (DIN 4084) zu führen. Für die Verbauwand ist nachzuweisen, daß die Bohlen, Gurthölzer und Bodennägel die Erddruckkräfte aufnehmen bzw. ableiten können (DIN 4124).

Aus Vorberechnungen ergab sich die in Bild 25 dargestellte Konstruktion, für die im folgenden die erforderlichen Nachweise geführt werden.

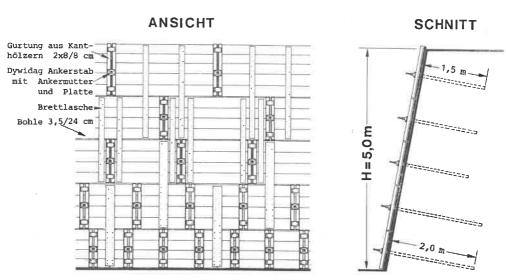


Bild 25: Baugrubenverbau mit kurzen gebohrten Bodennägeln

5.2.1 Nachweis der Kipp- und Gleitsicherheit

Auf den mit Nägeln durchsetzten Erdkörper (Bild 26) mit einem Gewicht G von 168 kN/m wirkt der Erddruck mit einer Vertikalkomponente Eav von 12,83 kN/m und einer Horizontalkomponente von 27,79 kN/m. (Siehe Anhang A8 und A9).

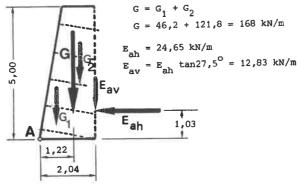


Bild 26: Kipp- und Gleitsicherheit

Somit ergibt sich eine Gleitsicherheit von

$$\eta = \frac{(G + E_{av}) \cdot \tan \phi}{E_{ah}} = \frac{(168 + 12,83) \cdot \tan 27,5^{\circ}}{27,79} = 3,4 > \eta_{erf}.$$

Die Lage der Resultierenden durch die Sohlfuge ergibt sich in einem Abstand a von der Vorderkante (Punkt A) von

$$a = \frac{G \cdot 1,22 + E_{av}^2,04 - E_{ah}^{1,03}}{G + E_{av}}$$

$$a = \frac{205 + 26,2 - 28,6}{180,83} = 1,12 \text{ m}.$$

Die Exzentrizität (Abstand des Durchstoßpunktes der Resultierenden durch die Sohlfuge von der Achse der Sohlfuge) hat ein Maß von

$$e = 2.04/2 - a = 1.02 - 1.12 = -0.10 m$$

Die Resultierende geht also durch den inneren Kern der Aufstandsfläche. Die Kippsicherheit ist damit gewährleistet.

5.2.2 Nachweis der Geländebruchsicherheit

Der Nachweis der Geländebruchsicherheit nach DIN 4084 erfolgt mit dem Lamellenverfahren von Krey-Bishop (DIN 4084, Abschn. 11.2). Ohne Berücksichtigung der Nägel beträgt die Standsicherheit der Böschung 0,8 (s. Anhang A3). Die Zug- und Querkräfte, die beim Abscheren in den Bodennägeln geweckt werden (Bild 27), müssen also so groß sein, daß mit Berücksichtigung des stabilisierend wirkenden Moments infolge Z und Q der Sicherheitsfaktor mindestens 1,3 beträgt (Lastfall 2, Bauzustand).

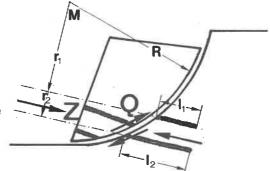


Bild 27: Stabilisierung des Gleitkörpers durch Verankerungselemente

Beim Verfahren von Krey-Bishop muß durch Variation der Gleitkreise festgestellt werden, welcher Gleitkreis für die Standsicherheit bzw. die Bemessung der Verankerung maßgebend ist. (Die kritischen Gleitkreise sind in Bild 28 zusammengestellt).

Aus der Berechnung (Anhang All) ergibt sich, daß Kreis 2 von Bild 28 der kritische Gleitkreis ist. Bei diesem Gleitkreis beträgt der Standsicherheitsfaktor – unter Berücksichtigung der Zugkräfte der Bodennägel – 1,297. Bei den anderen Gleitkreisen ist die Sicherheit bereits nach der 1. Iteration nach dem Verfahren von Bishop größer als 1,3, so daß bei diesen Kreisen auf weitere Iterationen verzichtet wurde (siehe Tabelle in Bild 28).

				========
Kreis Nr.	Ohne Nägel nach KREY	Mit Nägeln nach KREY	Mit Nägeln nach BISHOP 1.Iteration	Mit Nägeln nach BISHOP 2.Iteration
1	0,92	1,23	1,31	
2	0.97	1,21	1,28	1,297
3	1.054	1,25	1,32	
4	1,09	1,25	1,32	
_	•			
5	1,15	1,258	1,33	
6	1,33	1,435	1,544	

Zusammenstellung der Standsicherheitsfaktoren

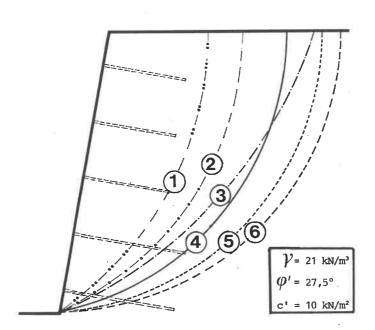


Bild 28: Die kritischen Gleitkreise

5.2.3 Berechnung der Verbauwand

Da eine Verbauwand, die aus nicht kraftschlüssig verbundenen Elementen besteht, nur Kräfte in Anker- bzw. Nagelrichtung aufnehmen kann, muß der Wandreibungswinkel Null gesetzt werden. Aus der Berechnung im Anhang AlO ergibt sich die in Bild 29 dargestellte Erddruckverteilung.

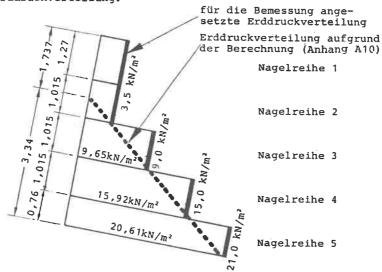


Bild 29: Erddruck auf die Verbauwand

Der Erddruck, für den der Verbau dimensioniert wird, ist - besonders im oberen Bereich - größer als der errechnete. Damit werden Unsicherheiten wie Abminderung der Kohäsion durch Austrocknung oder Durchfeuchtung, Verkehrslasten, Erhöhung des Erddrucks im oberen Bereich etc. abgedeckt. Deshalb wird für die Spannungsnachweise der in Bild 25 dargestellten Bohlen und Brusthölzer eine Biegezugspannung von 15 N/mm² zugelassen. (DIN 1052 in Verbindung mit DIN 4124, Abschn. 9.4.1 c; neuwertiges Nadelholz Güteklasse 2). Die Biegezugspannung in den Holzbauteilen und die Belastungen der Bodennägel sind in Tabelle 8 zusammengestellt.

	Nagelr. 1	Nagelr. 2	Nagelr. 3	Nagelr. 4	Nagelr. 5
Feldhöhe (m) Nagelabstand (m)	1,27 2,40	1,015 2,40	1,015 1,60	1,015 1,20	0,76 0,80
Belastung p (kN/m^2)	3,50	3,50	9,00	15,00	21,00
stat. System für Bohlen	2,4	2,4	1,6	60 1,2 60	4080 8040
max. Moment (kNm/m)	2,50	2,50	2,88	2,70	1,68
max. σ für 3,5cm starke Bohlen(N/mm²)	12,24	12,24	14,10	13,20	8,20
stat. System für Brusthölzer	1,27	—1,015→		, 1,015	-0,76+
q für Brusth. (kN/m) max. Moment (kNm)	8,40 1,64	8,40 1,08	14,40 1,85	18,00 2,31	16,80 1,82
max. σ für Brusth. 2 x 8/8cm (N/mm²)	9,61	6,33	10,83	13,54	10,66
zul. Nagelbel. (kN) vorh. Nagelbel. (kN)	15,00 10,67	15,00 8,53	15,00 14,62	20,00 18,27	20,00 19,15

Tabelle 8: Beanspruchung der Holzbauteile und der Bodennägel

5.2.4 Kosten des Baugrubenverbaus

Für eine überschlägige Kostenermittlung wird von einem Holzpreis von 800,-- DM/m³ für Lieferung und Einbau (Nadelholz, Güteklasse 2) ausgegangen. Für die gebohrten Bodennägel werden entsprechend Tabelle 6 48,08/1,5 = 32,05 DM/lfdm Nagel angesetzt. Damit ergeben sich die in Tabelle 9 zusammengestellten Kosten des Verbaus. Den Mehrkosten für den Verbau steht die Einsparung von 8,013 m³/lfdm Aushub gegenüber, s. Anhang A5. Bei dieser hypothetischen Berechnung ist also bei Kosten von 50,-- DM/m³ für Aushub und Verfüllung der Verbau die wirtschaftlichere Lösung. Gegenüber der freien Böschung entstehen allerdings beim Aushub Mehrkosten, da in fünf Abschnitten, dem Verbau folgend, ausgehoben werden muß.

Die Kostenberechnung zeigt, daß ein mit Bodennägeln verankerter Verbau eine wirtschaftliche Bauweise darstellt und es sich lohnt, die gebohrten Bodennägel zur Praxisreife zu entwickeln.

Bohlen: 5,08 m ² ; 3,5 cm dick	0,1778 m ³	
Brusthölzer: 2x0,08x0,08 (1,27/2,4 +1,015/2,4+1,015/1,6+1,015/1,2+0,76/0,8	0,0433 m ³	
Laschen: 5,08x0,20x0,024	0,0244 m ³	
	0,2455 m ³	196,40 DM
Bodennägel: 1,5/2,4 + 1,5(2,4+1,5/1,6 + 2,0/1,2+2,0/0,8	6,34 lfdm.	203,65 DM 400,05 DM
KOSTEN DES VERBAUS: 400,05 DM/1fdm oder	r 80,01 DM/r	n²

Tabelle 9: Kosten des Verbaus

6 ZUSAMMENFASSUNG

Die Zahl der tödlichen Unfälle durch einbrechende Erd- und Felsmassen ist absolut und relativ gegenüber den 50-er und 60-er Jahren zurückgegangen. Aber immer noch ereignen sich schwere Unfälle
aufgrund der falschen Einschätzung der Standsicherheit von
Böschungen; insbesondere bei den in Württemberg anstehenden Lößlehm-, Letten- und Mergelböden, bei denen die Standsicherheit vor allem bei kleinen, steilen Böschungen - mit der Zeit stark
abfällt.

Deshalb wird eine neuartige Sicherungstechnik vorgeschlagen, die bei diesen Böden mit geringem maschinellen Einsatz durchgeführt werden kann. Für die kleinen Verankerungselemente Schraubanker, gebohrte Bodennägel und gerammte Bodennägel werden die Ergebnisse von Probebelastungen in steifem Lößlehm angegeben.

Es wurden zwei Arten von Böschungssicherung entwickelt und berechnet:

- Mit kurzen gebohrten Bodennägeln verankerte Abdeckung einer freien Böschung (Böschungsneigung 55 Grad);
- mit kurzen gebohrten Bodennägeln verankerter horizontaler Bohlenverbau (Böschungsneigung 80 Grad).

Die Kostenanalyse zeigt, daß die vorgeschlagenen Sicherungstechniken wirtschaftlich sind.

Vor der Anwendung in der Baupraxis sollte man die Bohrtechnik mit der Handbohrmaschine verbessern. In einem Großversuch ist zu klären, wie sich eine mit kurzen Bodennägeln gesicherte Böschung verhält, wenn man durch Aufbringen einer Oberflächenlast den Bruch erzwingt.



TEIL II: SONDERKONSTRUKTIONEN DER BÖSCHUNGSSICHERUNG

1 EINLEITUNG

Aufgrund der dichten Bebauung in bestehenden Siedlungen müssen häufig auch bei kleinen Bauvorhaben steile Böschungen angelegt und Unterfangungen ausgeführt werden. Wegen des Einsatzes von Turmdrehkranen und großflächigen Schalelementen muß die Baugrube jedoch frei von Aussteifungen bleiben, so daß zur Gewährleistung der Standsicherheit des Baugrubenverbaus Verankerungen ausgeführt werden müssen. Die Ausführung langer Anker, Bodennägel oder Zugpfähle erfordert den Einsatz von Spezialisten und teuren Geräten, so daß die Ausführung der Baugrubensicherung i.a. durch Spezialfirmen erfolgt. Für kleine Bauvorhaben, bei denen nur wenige Anker oder Nägel herzustellen sind, bedeutet das, daß die Kosten für die Baustelleneinrichtung der Spezialfirma relativ hoch sind bezüglich der eigentlichen Herstellungskosten der Anker oder Nägel. Deshalb wurde in diesem Forschungsvorhaben die Wirkunsweise kurzer Verankerungselemente untersucht, einer Technik, die auch von kleineren Baufirmen zur Herstellung eines rückverhängten Baugrubenverbaus eingesetzt werden kann.

Für das Tragverhalten einzelner kurzer Verankerungselemente (Schraubanker, gebohrte und gerammte Elemente) gibt es aus Teil I dieses Heftes und den Angaben von GLIENKE bereits einige Daten; die Gruppenwirkung kurzer Verankerungselemente bei der Sicherung einer ganzen Böschung wurde nun in dieser Forschungsarbeit untersucht. Dazu wurde eine 5 m tiefe Grube mit einer Neigung von 80 Grad für den Verbau in einem Lößlehm bzw. verwitterten Gipskeuper abschnittsweise ausgehoben und dem Aushub folgend durch einen auf 1,5 bzw. 2 m lange Bodennägel abgestützten Bohlenverbau gesichert. Die Tragfähigkeit dieses Verbaus wurde durch das Aufbringen einer streifenförmigen Belastung – im Bereich der Bodennägel bzw. hinter den Bodennägeln an der Geländeoberfläche – geprüft. Die Last wurde bis zum Bruch (Abgleiten eines Erdkeils) gesteigert.

Die zunehmenden Probleme des Umweltschutzes und Landschaftsverbrauchs zwingen dazu, bei der Sicherung steiler Böschungen nicht nur wirtschaftliche Techniken anzuwenden, sondern auch Bauformen für Stützwände zu entwickeln, die ökologischen Anforderungen besser gerecht werden als Betonmauern und Stahlspundwände. Mit der Weiterentwicklung der Krainer Wand zu aufgelösten Raumgitterstützwänden etc. (VOLLPRACHT/TANTOW 1979, HILMER 1982) und dem Lebendverbau unter Verwendung von Geotextilien (SMOLTCZYK/MALCHA-REK 1981 und 1984) wurden in den letzten Jahren ökologisch sinnvolle Verbaukonstruktionen entwickelt. Bei diesen Konstruktionen wird jedoch an der Baugrubensohle bzw. am Böschungsfuß mit dem Bau begonnen und dann Element auf Element geschichtet. Das bedeutet, daß zunächst eine Stützkonstruktion oder eine relativ flache Böschung hergestellt werden müssen, um bei der Herstellung der Verbaukonstruktion selbst die Arbeitssicherheit (Unfallverhütungsvorschrift "BAUARBEITEN" in Verbindung mit DIN 4124) zu gewährleisten.

Deshalb wurde in der Versuchsgrube ein Teilbereich mit treppenartigen, bepflanzbaren Elementen von oben nach unten verbaut und jede Elementlage für sich durch Bodennägel gesichert, um zu zeigen, daß durch einen entsprechenden Arbeitsablauf und eine geeignete Elementform die Herstellung einer speziellen Sicherung für die Bauzeit überflüssig ist.

Neben den verbauten Böschungen wurden an der Versuchsgrube an einem unter 60 Grad abgeböschten Abschnitt die Wirkung der Erosion auf freie Böschungen und die Wirksamkeit von Schutzmaßnahmen beobachtet. Dieser Teil des Forschungsvorhabens sollte zur Klärung folgender Fragen beitragen:

- Wie kann man mit einfachen Mitteln eine zuverlässige Oberflächensicherung für die Bauzeit herstellen?
- Ist bei einer Böschungsneigung von 60 Grad noch eine Bepflanzung auch ohne Verwendung von Stützelementen möglich ?

2 FELDVERSUCHE

2.1 Versuchsgelände

Die Versuchsgrube wurde auf dem Gelände des Steinbruchs der Fa. Lukas Gläser, 7152 Aspach, ausgehoben. Dieser Steinbruch liegt ca. 40 km nördlich von Stuttgart (Bild 30) und schneidet vor allem in die Schichten des oberen Muschelkalks ein. Über dem Muschelkalk, dessen Gewinnung der Zweck des Steinbruches ist, liegen der Lettenkeuper in seiner vollen Mächtigkeit (ca. 20 m), teilweise die unteren Lagen des Gipskeupers und darüber eine Quartare Deckschicht aus Lößlehm mit einer Mächtigkeit von 1 bis 4 m (s. Bild 31, Seite 119). Der Kalkgehalt des Lößlehms ist sehr gering; der Löß ist also vollkommen verlehmt. Eine detaillierte Beschreibung der Geologie des Steinbruches wird von BRUNNER 1973 gegeben. In der 5 m tiefen Versuchsgrube stehen unter einer 3 m mächtigen Schicht aus Lößlehm die weitgehend verwitterten Grundgipsschichten des Gipskeupers an. Der Verwitterungszustand des Gipskeupers ist so, daß er sich bodenmechanisch nicht wesentlich von dem Lößlehm unterscheidet. Die Grundgipsschichten haben eine Mächtigkeit von etwa 6 m. Im Bereich der Versuchsgrube beginnt der Lettenkeuper also etwa 9 m unter Geländeoberkante. Die durch die Versuchsgrube angeschnittenen Schichten sind relativ homogen (s. Tabelle 10) und bieten daher gute Voraussetzungen für die Durchführung der Versuche.

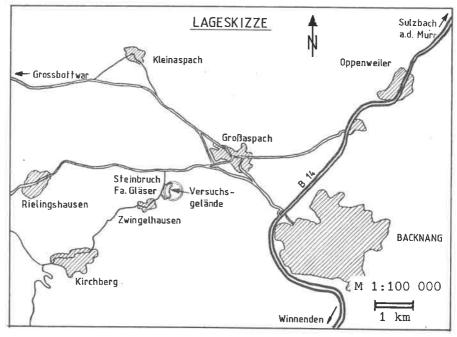


Bild 30: Lage des Versuchsgeländes

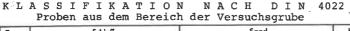
Zusammenstellung der bodenmech. Kennwerte

Probe		B1	B2	B3	B6	B7	B8	B9	B11	B13
Entrahmetiefe (m))	1.40	1.40	0.30	0.30	3.00	3.00	3.00	4.30	4.30
Bodenart nach Ansprache	sprache	u, t	U,t	U,t	U,t	u, £	0,4	u, t	n'L	U, E
Geologische Bezeichnung	ichnung	101 (q)	101 (q)	101 (q)	101 (q)	101 (g)	101 (q)	101(q)	ggs (km1)	ggs (km1)
Kennzeichnung nach	ch der Kornvert	U,t	U,t	U,t	U,t	U,E	U,E	u,Ŧ	T,u	U,t
natürlicher Wassergehalt 1)	ergehalt 1)	20,4	17,0	21,0	22,9	20,5	22,8	22,6	28,4	22,5
1 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	WL (%)	37,8	36,5	39,6	39,4	52,7	52,9	48,4	0,08	63,1
grenzen	Wp (%)	22,8	17,9	16,1	17,2	21,9	20,3	18,9	30,2	18,8
Plastizitätszahl	I p	15,0	18,6	23,5	22,2	30,8	32,6	29,5	49,8	44,3 9
Konsistenzzahl	IC	1,01	1,04	0,78	0,74	1,05	0,92	0,87	1,04	0,92
Zustandsform		halbfest	halbfes	steif	steif	halbfest	steif	steif	halbfest	steif
Tonanteil (%)T,U,S	S	22/72/2	24/74/-	25/63/1	24/68/1	39/53/3	35/55/1	35/55/1 33/57/1	64/23/2	41/51/2
Aktivitätszahl	I A									
Glühverlust (%)										
Kalkgehalt (%)		1,3	0	0	0	0	0	0	0	0
Wichte des feuchten	ten Bodens N/m3)	19,8	9,61	9'61	19,7	19,8	20,0	19,35	19,4	9,61
Kornwichte	γ _s (kN/m ³)									
Porenzahl	Ð									
Scherfestigkeit	φ' (Grad)	25,1	23,8	22,8	24,5	21,3	23,8	21,2	10,15	18,96
aus c -Versuchen u	$c' (kN/m^2)$	36,6	79,5	8,65	64,7	8'02	42,6	77,2	73,15	63,44

Tabelle 10: Bodenmechanische Kennwerte

2.2 Bodeneigenschaften

Für Voruntersuchungen wurden die mittelschwere und schwere Rammsonde eingesetzt und insgesamt 6 Sondierungen durchgeführt, die in etwa dieselben Schlagzahlen – auf dieselbe Tiefe bezogen – ergaben (s. Anhang Al3). In Tiefen von 0,3 m, 1,4 m, 3,0 m und 4,3 m wurden mindestens zwei Sonderproben entnommen. Aus den Laborversuchen dieser Bodenproben ergeben sich das Kornverteilungsband von Bild 32 und die bodenmechanischen Kennwerte von Tabelle 10. Bei der Kornverteilung zeigt die Probe B 11 einen von den anderen Proben abweichenden Verlauf. Mit Ausnahme der Probe B 11 ist der Boden als stark toniger Schluff anzusprechen; die Probe B 11 ist ein stark schluffiger Ton. Bei den übrigen bodenmechanischen Kennwerten liegen aber die beiden Proben aus dem Gipskeuper (B 11 und B 13) durchaus im Streubereich der Lößlehmproben.



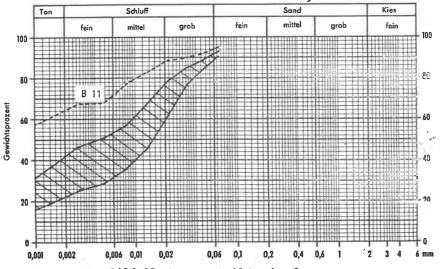


Bild 32: Kornverteilungsband

Eindeutige Abhängigkeiten von der Entnahmetiefe sind bei den bodenmechanischen Kennwerten nicht festzustellen. Die Streubreite bei der Kohäsion ist zwar beachtlich, bei Böden dieses Typs jedoch nicht außergewöhnlich.

Aus der Tabelle 10 ergeben sich keine eindeutigen Abhängigkeiten zwischen der Kohäsion und den anderen bodenmechanischen Kenngrößen. Auch von KOBLER 1982 wurden bei ähnlichen geologischen Verhältnissen eine große Streubreite bei der Kohäsion festgestellt. Um dieses Phänomen schlüssig zu klären, bedarf es noch weiterer Forschungen. Für diese Untersuchung wurden die gemessenen Werte als gegeben hingenommen, was zu einer sehr großen Diskrepanz bei der Tragfähigkeit der Böschung im Vergleich zwischen der Berechnung mit den Kennwerten aus den Laborversuchen mit dem Feldversuch führte (s. Abschnitte 6 und 7 von Teil II).

2.3 Versuchsgrube

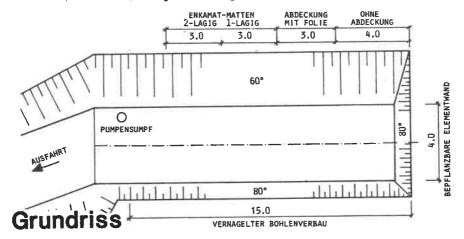
Die Böschungen der Versuchsgrube wurden in drei - grundsätzlich verschiedenen - Versionen gesichert:

Version 1: Vernagelter Bohlenverbau.

Version 2: Bepflanzbare Elementwand.

Version 3: Freie Böschung mit vernagelter Abdeckung.

Die Abmessungen der Versuchsgrube sind im Bild 33 dargestellt; Bild 34 (Seite 119) zeigt das Vorgehen beim Aushub.



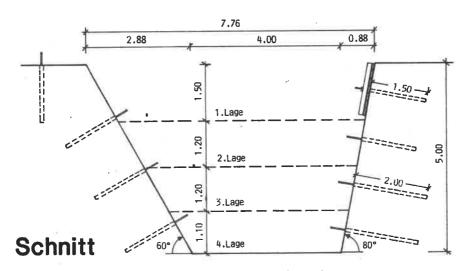


Bild 33: Abmessungen der Versuchsgrube

Mit den gewählten Aushubtiefen (s. Bild 33) wurden die Anforderungen der Unfallverhütungsvorschrift "Bauarbeiten" erfüllt, und es mußten keine Arbeitsgerüste für die Nagelherstellung gebaut werden.

Die Aushubgenauigkeit des Löffelbaggers war für die Ansprüche, die an eine Versuchsgrube gestellt werden müssen, nicht ausreichend, so daß im verbauten Bereich von Hand nachprofiliert werden mußte, um exakt die Böschungsneigung von 80 Grad zu erhalten. Für das anfallende Oberflächenwasser wurde ein kleiner Pumpensumpf hergestellt, der von Zeit zu Zeit mit einer Tauchpunpe gelenzt wurde.

2.4 Herstellung der Bodennägel

Für alle Böschungssicherungen wurden die Bohrungen mit einem Handbohrer Durchmesser 8 cm (GLIENKE) hergestellt. Über Verlängerungsstücke wurde die Länge des Bohrgestänges variiert. Beim Bohren wurde immer in Abschnitten von ca. 10 cm der Bohrer eingedreht, gezogen und der Boden im Bereich der Spirale entfernt (s. Bild 35).

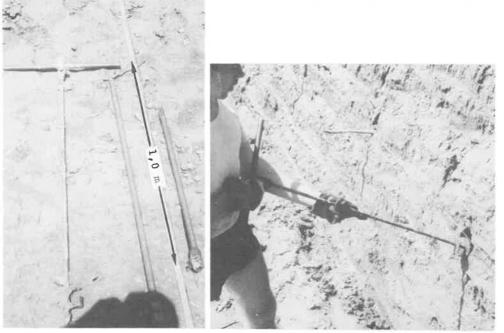


Bild 35: Arbeiten mit dem Handbohrer

Das einzige Problem bei der Herstellung der Löcher mit dem Handbohrer ist die hohe Kraft, die aufgewendet werden muß, wenn man den Bohrer herauszieht. Denn besonders in weichen und steifen Böden bildet sich beim Herausziehen vor der Bohrerspitze ein Vakuum, wodurch eine hohe Anzugskraft erforderlich wird. Im Bereich der Grundgipsschichten war der Vakuumeffekt schwächer, da hier der Boden etwas fester war und eher eine bröckelige Struktur hatte. Dafür mußte mehr Kraft für das Hineindrücken verwendet werden, so daß die Bohrleistung sowohl im Lößlehm als auch im Mergel etwa 3 lfdm Bohrloch pro Stunde war.

In die 1,5 m bzw. 2,0 m tiefen Löcher wurden Baustähle mit aufgewalztem Gewinde, Gewi-Stähle von 22 mm Durchmesser (Stahlgüte 420/500), gestellt und durch zwei Abstandhalter in ihrer Lage fixiert. Danach wurde der Zementmörtel eingefüllt. Aufgrund der Erfahrungen von ZABEL 1981 und ZOLLER 1982 wurde PZ 350 mit Wasser (Wasser-Zement-Faktor 0,45) gemischt. Diesem Mörtel wurde als Quellhilfe 2% Tricosal, bezogen auf das Zementgewicht, zugesetzt. (Zur Verwendung von Tricosal siehe BENZ 1978). Das Ouellmittel erhöht die Fließfähigkeit und kompensiert das Schwinden des Zement-Mörtels, so daß sich das Bohrloch ohne Hohlräume ausfüllen läßt und ein guter Verbund Boden-Mörtel gewährleistet wird. Für das Verfüllen des Bohrloches wird in den auf der Böschungsoberkante stehenden Mörtelkübel ein 3/4" Schlauch gehalten und das andere Schlauchende in das Bohrloch gesteckt. Aufgrund der Höhendifferenz Bohrloch-Mörtelkübel ergibt sich in dem Schlauch eine relativ hohe Fließgeschwindigkeit des Mörtels, so daß ein 1,5 m tiefes Loch (8 cm Durchmesser) in ca. 4 min gefüllt ist.

Je nach Außentemperatur können die Gewi-Stähle nach 18 bis 36 h belastet werden. Bei Temperaturen unter 8 Grad Celsius ist die Erhärtungsgeschwindigkeit so gering, daß 48 h und mehr bis zur Belastung gewartet werden müssen. Ggf. müßte ein Abbindebeschleuniger zugesetzt werden, damit der Bauablauf nicht durch eine zu lange Erhärtungszeit gestört wird. Allerdings muß dann genau geprüft werden, wie Abbindebeschleuniger und Quellmittel in der Kombination wirken.

2.5 Zugversuche

Die Dimensionierung der Nägel für die Versuchsgrube erfolgte mit dem von ZABEL 1981 ermittelten Wert für die Mantelreibung von 110 kN/m2. Ende 1984 wurden weitere Zugversuche mit 2 m langen Bodennägeln mit 8 cm Durchmesser durchgeführt. Aus diesen_Versuchen ergibt sich im Mittel eine Mantelreibung von 80 kN/m. Die Last-Hebungsdiagramm dieser Versuche sind in Bild 36 dargestellt.

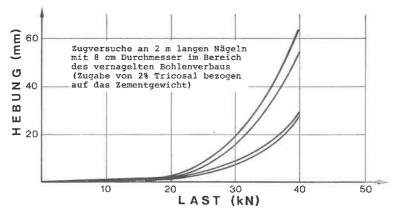


Bild 36: Last-Hebungs-Diagramme gebohrter Bodennägel

2.6 Vernagelter Bohlenverbau

Da drei Belastungsversuche durchzuführen waren, die sich nicht gegenseitig beeinflussen durften, wurde der Bohlenverbau in 3 Abschnitte mit je 3 m Länge für die Belastungsversuche und dazwischen liegenden 1,5 m-Abschnitten eingeteilt. Bild 37 zeigt Ansicht und Schnitt des Verbaus und die Anordnung der Bodennägel.

Für den Bohlenverbau wurde an Material benötigt: Bohlen 20/5 cm, Brusthölzer 8/12 cm, U-Profile 40 x 25 mm, GEWI-Stähle Durchmesser 22 mm mit entsprechenden Muttern.

Abschnittsweise wurde der folgende Arbeitsablauf durchgeführt:

- Nach Aushub des jeweiligen Abschnitts wurden die Bodennägel hergestellt.
- Ausrichten der untersten Bohle und danach Aufsetzen der übrigen Bohlen, die dann durch Brettlaschen in ihrer Lage fixiert wurden.
- Aufstellen der Brusthölzer und Vernageln der Brusthölzer mit den Bohlen.
- Aufschieben der U-Profile und Aufdrehen und Anziehen der Schrauben.

Nachdem der Verbau im Spätsommer 1983 fertiggestellt war, zeigten sich nach dem Winter 83/84 Auswaschungen an Stellen, wo die Bohlen nicht dicht aneinander gefügt waren. Abfließendes Oberflächenwasser hatte an den Fugen zwischen den einzelnen Versuchsabschnitten und an der Ecke (Übergang zur bepflanzbaren Elementwand) Boden ausgespült. Diese Mängel hätten durch sorgfältiges Ableiten des Oberflächenwassers oder Verfüllen der Fugen (Ausbetonieren oder Ausstopfen mit Holzwolle) vermieden werden können.

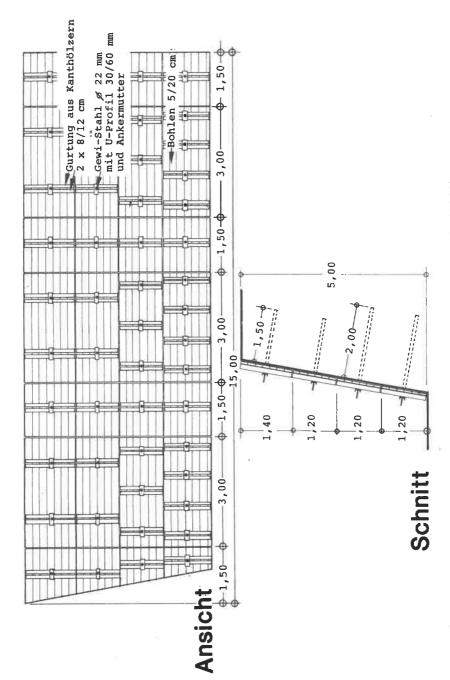


Bild 37: Vernagelter horizontaler Bohlenverbau (M 1:100)

2.7 Bepflanzbare Elementwand

Für diesen Böschungsabschnitt (Bild 39) wurden Elemente mit einer Größe von 1,00/1,20 m vorgefertigt. Als Material für ein Element wurde benötigt:

2 Brusthölzer 8/12 cm, 1 = 1,2 m; 8 Holzkeile (30 cm lang,

8 cm breit, 0 - 16 cm hoch); 4 Bohlen 30/5 cm;

1 U-Profil 40 x 25 mm (1 = 20 cm).



Bild 38: Holzelemente für die Elementwand vor dem Einbau

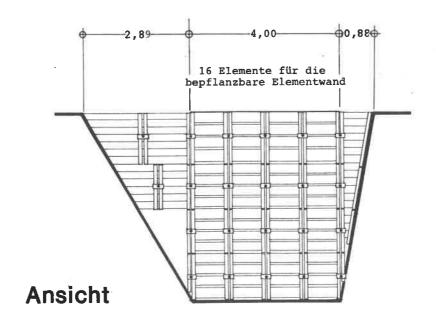
Der Arbeitsablauf bei der bepflanzbaren Elementwand war fast derselbe wie beim Bohlenverbau (s. Abschnitt 2.6 von Teil II):

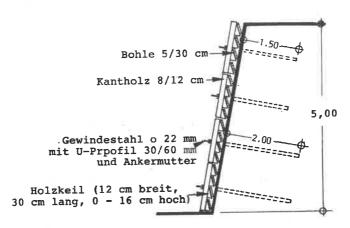
Herstellung der Nägel.

2.) Aufstellen und Ausrichten der etwa 60 kg schweren Elemente.

3.) Aufschieben der U-Profile, Aufdrehen und Anziehen der Schrauben.

Nachdem die Wand in ihrer vollen Höhe hergestellt war, wurde der Bereich zwischen den schräg abstehenden Bohlen und dem angeschnittenen Boden mit Mutterboden verfüllt. In den Mutterboden wurden im Frühjahr 84 Weidenruten gesteckt, um die Wand zu begrünen und den anstehenden Boden vor Erosion und Verwitterung zu schützen.





Schnitt

Bild 39: Bepflanzbare Elementwand (Maßstab 1:100)

Das Bepflanzen einer solchen Wand kann nach den Richtlinien LE-BENDVERBAU erfolgen. Über Bauverfahren, bei denen die Begrünung und die Stabilisierung des Bodens durch die Verwurzelung in die Planung einbezogen wurden, berichten SMOLTCZYK/MALCHAREK 1984 und VOLLPRACHT/TANTOW 1979. Bild 40 (Seite 147) zeigt die Elementwand in verschiedenen Stadien. Wenn man bei der Bepflanzung einen höheren Aufwand getrieben hätte, wären sicher noch bessere Ergebnisse zu erzielen gewesen. So bestand der größte Teil der Pflanzen aus Samen, die schon in dem Mutterboden enthalten waren. Für systematisches Begrünen gibt die Arbeit von MERSMANN 1983 wichtige Hinweise. Wenn man bei der Begrünung systematisch vorgeht, ist es denkbar, daß bei einer Elementwand die Pflanzen im Laufe der Zeit die Funktion der Elemente und der Bodennägel übernehmen. Man müßte die Empfehlungen von SCHIECHTL 1973 beachten und entsprechend tiefwurzelnde Pflanzen wählen.

2.8 Vernagelte Abdeckung

Oberflächensicherung durch Folie oder Grasmatten ist bei flacheren Böschungen (bis 40 Grad) ein übliches Verfahren. In diesem Forschungsvorhaben sollte nun geklärt werden, ob durch die Verwendung kurzer Bodennägel zur Fixierung der Abdeckung auch Böschungen mit 60 Grad Neigung vor oberflächennahen Rutschungen wirksam geschützt werden können. Voraussetzung ist natürlich, daß die Standsicherheit nach DIN 4084 gegeben ist. Zu diesem Zweck wurde die dem Bohlenverbau gegenüberliegende Seite der Versuchsgrube unter 60 Grad abgeböscht und in vier verschiedene Abschnitte aufgeteilt (Bild 41).

2.8.1 Vernagelte Abdeckung mit Begrünung

Ublicherweise werden Kunststoffolien, im vorliegenden Fall Enkamat-Matten (ENKA), durch Bespritzen mit Hydrosaat begrünt. Diese Methode erfordert jedoch Spezialgeräte, die nur wenigen Firmen zur Verfügung stehen. Für die relativ kleine Fläche des Forschungsvorhabens wäre der Einsatz der Spezialgeräte für die Hydrosaat unverhältnismäßig teuer geworden. Deshalb wurde das folgende Verfahren gewählt: Im Versuchsgelände des Instituts wurden zunächst Kunststoff-Folien ausgelegt, auf die Enkamat-Matten, Typ 7020, mit einer Größe von 2,0/3,1 m gelegt wurden. Auf die Enkamat-Matten wurde dann eine Mischung aus Torfmull und Grassamen aufgebracht und verdichtet. Bei regelmäßiger künstlicher Bewässerung hatte sich in den Enkamat-Matten nach zwei Monaten ein so dichtes und festes Wurzelwerk gebildet, daß die Matten zum Transport zusammengerollt werden konnten (s. Bild 42).

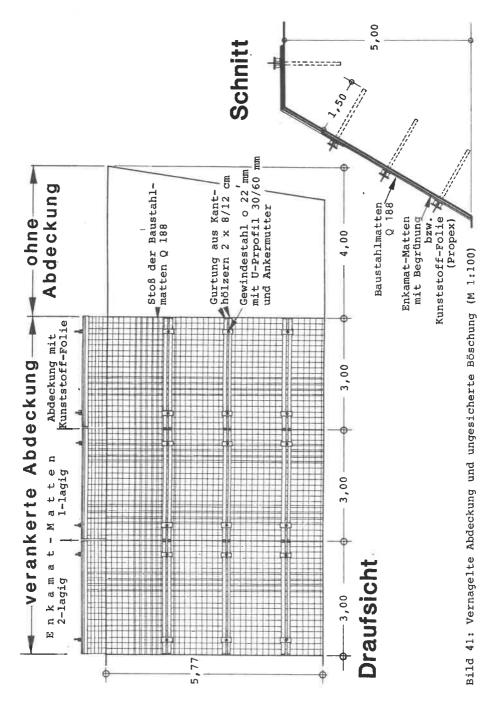




Bild 42: Zusammenrollen und Transport der begrünten Enkamat-Matten (Oktober 1983)

Auf der Versuchsböschung wurden die Enkamat-Matten ausgelegt und zunächst mit kleinen Holzpflöcken gesichert. Damit am Stoß zweier Matten kein Ausspülen des Bodens auftreten konnte, wurden die Matten mit einer Überlappung von 40 cm verlegt. In einem Versuchsabschnitt wurde auf die begrünte Enkamat-Matte eine zweite Lage Matten gelegt, um ganz sicher zu sein, daß die begrünte Matten nicht unterspült wurde. Zur endgültigen Sicherung der Matten wurden Q 188 Baustahlmatten aufgelegt und über Kanthölzer und Bodennägel gesichert.

Bild 43, Seite 147, zeigt die begrünten Enkamat-Matten zu verschiedenen Zeitpunkten. Man sieht, daß im Oktober 1984, ein Jahr nach dem Herstellen der Böschung, eine gute Begrünung vorhanden war; sowohl im einlagigen als auch im zweilagigen Bereich. Bei den Witterungsverhältnissen der Jahre 1983/1984 war also die zweite Mattenlage überflüssig. Die Aufnahme vom Oktober 1984 zeigt, daß zu diesem Zeitpunkt nicht mehr das Gras, das ursprünglich eingesät wurde, die Begrünung prägte, sondern daß Wildpflanzen aus der Umgebung der Versuchsgrube dominierten.

2.8.2 Freie Böschung ohne Begrünung

Wenn man den Zustand der nicht abgedeckten 60 Grad-Böschung auf Bild 44 (Seite 147) betrachtet, wird deutlich, daß bei einem bindigem Boden, wie er etwa in der Versuchsgrube ansteht, eine verankerte Abdeckung oder eine Oberflächensicherung durch Spritzbeton vorhanden sein muß, um kleine oder oberflächennahe Rutschungen zu verhindern. Bild 45 zeigt, daß die Abdeckung mit faserverstärkten Kunststoff-Folien – jedoch ohne Begrünung – und die Fizierung dieser Matten über Baustahlgewebe, Kanthölzer und Bodennägel, wie bei der vernagelten begrünten Abdeckung, eine wirksame Oberflächensicherung darstellt.

Eine Alternative zur Oberflächensicherung über Baustahlgewebe und Kanthölzer könnte die Verwendung von Profildrahtgeflecht (ROESLER 1984) sein. Aufgrund der Steifigkeit des Drahtgeflechts könnte man auf durchgehende Kanthölzer verzichten und die Nagelkräfte über kurze Bohlenstücke oder entsprechende Stahlteile einleiten. Der Abstand der Bodennägel müßte dann geringer werden im Vergleich zu dem Abstand in Bild 41. Auch wenn die erforderliche Tragkraft der einzelnen Nägel dann wesentlich geringer wird, sollte die Nagellänge immer mindestens 1,0 m betragen, um wenigstens die Nägel 50 cm in zuverlässig tragfähigen Baugrund einzubinden, denn im Bereich der oberen 50 cm verändert der Boden durch Austrocknung oder Durchfeuchtung so stark seine Festigkeit, daß dieser Bereich nicht für die Krafteintragung herangezogen werden kann. (Zur Austrocknung des Bodens im oberflächennahen Bereich siehe SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL 1966).

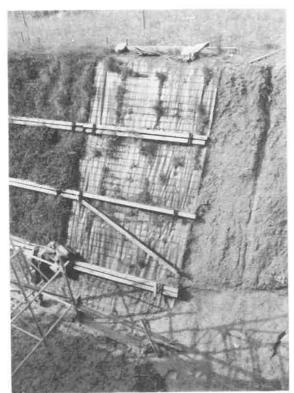


Bild 45: Mit Folie abgedeckter Bereich nach einem Jahr Standzeit

3 BEMESSUNG DER KONSTRUKTIONEN ZUR BÖSCHUNGSSICHERUNG

Für die Bemessung wurden folgende Erfahrungswerte als Bodenkennwerte angesetzt: $\phi' = 27,5^{\circ}$; c' = 10 kN/m²; $\dot{\gamma} = 21,0$ kN/m³.

3.1 Vernagelte Abdeckung

Mit den o.g. Bodenkennwerten ergibt sich nach den Verfahren von Krey/Bishop (DIN 4084) für eine 5,0 m hohe Böschung eine Böschungsneigung von 55 Grad bei einem Standsicherheitsfaktor von 1,3. Voruntersuchungen (ZABEL 1981 und ZOLLER 1982) hatten jedoch gezeigt, daß bei dem Lößlehm im Bereich der Versuchsgrube mit höheren Scherparametern gerechnet werden kann. Gewählt wurde deshalb für die freie Böschung ein Böschungswinkel von 60 Grad. Legt man der Berechnung den Mittelwert der in Tabelle 10 angegebenen Werte zugrunde, ergibt sich ein Standsicherheitsfaktor von 3,3.

Die Dimensionierung der verankerten Abdeckung erfolgte entsprechend dem Vorschlag von Teil I, Abschnitt 5.1.2. Für das Abrutschen der Schollen (Bild 23, Seite 52) wird in der Gleitfuge keine Kohäsion und nur der halbe Reibungswinkel (13,75 Grad) angesetzt (Restscherfestigkeit).

Mit der Formel

$$e = \frac{1}{2} \epsilon \gamma \cdot b^2 \cdot (\tan \beta - \tan \theta) \cdot \frac{\sin (\theta - \beta)}{\sin (\beta + \phi - \theta)}$$
 ergibt sich für

$$\theta$$
 = 48,5°, b = 1,2 m, ϕ = 13,75° und γ = 21,0 kN/m³ ein Druck von e = 4,1 kN/m².

Nimmt man bei der Abdeckung an, daß in der Mitte zwischen den Gurten die Auslenkung s = 10 cm (s. Bild 24, Seite 51) sein darf, ergibt sich eine Zugkraft Z von 33,1 kN/m und somit ein erforderlicher Stahlquerschnitt der Abdeckung von 1,2 cm $^2/m$.

Aus der Belastung von e = 4.1 kN/m^2 ergibt sich eine maximale Biegespannung in den Kanthölzern der Gurte von 8.54 N/mm^2 und in den Bodennägeln eine Zugkraft von 6.15 kN.

3.2 Vernagelter Bohlenverbau

3.2.1 Gleitsicherheit und Nachweis der klaffenden Fuge

Für den Nachweis der Kipp- und Gleitsicherheit wird der von Nägeln durchsetzte Erdbereich wie eine Schwergewichtsmauer betrachtet (siehe die Vorschläge von STOCKER 1976 und STOCKER/GÄSSLER 1980). Mit den in Bild 26, Seite 54, zusammengestellten Werten ergibt sich eine Gleitsicherheit von 3,3. Mit einer Exzentrizität von 0,10 m bleibt die Resultierende innerhalb der inneren Kernweite.

3.2.2 Nachweis der Geländebruchsicherheit

Für die Bemessung des Verbaus wird, wie in Abschnitt 5.1.1 von Teil I, das Verfahren von Krey-Bishop verwendet. Für die Nachrechnung der Versuche neben diesem Verfahren auch die Kinematische Elementmethode (GUSSMANN 1985).

Der Standsicherheitsbeiwert der Böschung beträgt mit den Bodenkennwerten der Vorbemessung ohne Nägel 0,8. Werden die Zugkräfte
berücksichtigt, die die Nägel aufnehmen können, erhöht sich die
Sicherheitsfaktor auf 1,31 (s. Abschnitt 5.1.1 von Teil I). Da es
sich bei den ausgeführten Nägeln mit d = 8 cm und l = 1,5 m bzw.
2,0 m um relativ gedrungene Verankerungselemente handelt, hat
auch die Querkraft, die die Nägel aufnehmen können, eine wesentliche stabilisierende Wirkung. Erste Versuche in dem Lößlehm der
Versuchsgrube (Diplomarbeit HOLZBAUR 1984) haben ergeben, daß die
Nägel u.U. eine Querkraft von 9 kN aufnehmen können. Setzt man
diese Querkraft an, ergibt sich nach Krey-Bishop ein Standsicherheitsfaktor von 1,39.

3.2.3 Dimensionierung des Bohlenverbaus

Um Belastungen aufnehmen zu können, die sich infolge Rißbildung durch Austrocknen, lokale Störungen und außerplanmäßige Verkehrslasten ergeben, wird bis zur Geländeoberfläche hin ein Erddruck von 3,5 kN/m² angesetzt. Die Festlegung von Bohlendicke, Gurtquerschnitten und Nagelabständen erfolgt analog zu Abschnitt 5.2.3 von Teil I. Dabei werden für den Verbau der Versuchsgrube die Holzbauteile überdimensioniert, um sicherzustellen, daß bei den Belastungsversuchen die Bodennägel und der Boden versagen und nicht die Holzbauteile. Die Belastungen und Beanspruchungen einzelnen Teile des Bohlenverbaus sind in Tabelle 11 zusammengestellt.

*******	******	*******	********	*****
	Nagelreihe 1	Nagelreihe 2	Nagelreihe 3	Nagelreihe 4
Erddruck	3.5 kN/m2	3.5 kN/m2	12.2 kN/m2	13.8 kN/m2
Feldhöhe Nagellänge	1.40 m 1.50 m	1.20 m 1.50 m	1.20 m 2.00 m	1.20 m 2.00 m
stat.System für Bohlen	0.75 0.75 + 1.5	0.75 0.75 1.5	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	3 .8 .8 .3
Beanspru- chung der	M=0.98kNm/m	M=0.98kNm/M	M=1.50kNm/m	M=0.95kNm/m
5cm star- ken Bohlen	max.Spannung 2.4 N/qmm	max.Spannung 2.4 N/qmm	max.Spannung 3.75 N/qmm	max.Spannung 2.3 N/qmm
stat.System der Brusth. 2x8/12 cm	↓1.42 m	+1.22 m +	1 1.22 m→	+1.22 m→
Belastung q d.Brusth.	5.25 kN/m	5.25 kN/m	14.9 kN/m	16.8 kN/m
Beanspru- chung der Brust- hölzer	M = 1.32kNm max.Spannung 3.43 N/qmm	M = 0.98kNm max.Spannung 2.55 N/qmm	M = 2.77kNm max.Spannung 7.21 N/qmm	M = 3.12kNm max.Spannung 8.1 N/qmm
zul./vorh. Nagelbe- lastung	21/7.45 kN	21/6.41 kN	28/18.18 kN	28/20.50 kN

Tabelle 11: Belastung und Beanspruchung der Holzbauteile und der Bodennägel des horizontalen Bohlenverbaus

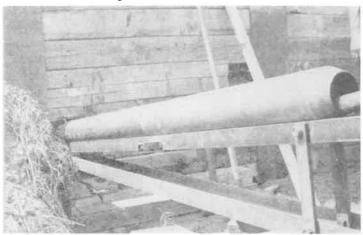
4 KOSTENVERGLEICH

Die Kosten und die für die einzelnen Tätigkeiten erforderlichen Arbeitszeiten bei der Herstellung eines Bodennagels sind in Tabelle 12 zusammengestellt. Den Kosten sind die Preise von 1984 zugrunde gelegt. Für die Lohnkosten wurde der Stundenlohn eines Bauhelfers, incl. Lohnnebenkosten und Aufsichtspersonal, von 32,46 DM angesetzt. Die Arbeitszeiten wurden bei der Herstellung der Versuchsböschungen ermittelt.

	Menge			Kosten		
	1 = 1.5m	1 = 2.0m	Einheitspr.	1 = 1.5m	1 = 2.0m	
Zement		16.7 kg		2.41 DM	3.22 DM	
Tricosal	0.13 kg	0.17 kg	6.96 DM/kg	0.88 DM	1.16 DM	
Gewi-Stahl ø22mm	1.90 m	2.40 m	3.29 DM/m	6.25 DM	7.90 DM	
Schnitt pro Stahl	1	1	2.19 DM/1	2.19 DM	2.19 DM	
Ankermutter	1	1	2.72 DM/1		2.72 DM	
Abstandhalter						
Betomax	2	2	0.15 DM/1	0.30 DM	0.30 DM	
U-Eisen 60/30mm	1	1	1.33 DM/1	1.33 DM	1.33 DM	
******	*****	*****	******		*****	
	T		******			
	T Stu	nden	Einheitspr.	Kos	ten	
ARBEISZEI	T Stu	nden		Kos	ten	
ARBEISZEI Bohren mit	Stur 1 = 1.5m	nden 1 = 2.0m	Einheitspr.	Kos 1 = 1.5m	ten 1 = 2.0m	
ARBEISZEI Bohren mit Handbohrer	T Stu	nden		Kos	ten	
A R B E I S Z E I Bohren mit Handbohrer Gewi-Stahl	Stur 1 = 1.5m 0.50 h	nden 1 = 2.0m 0.75 h	Einheitspr.	Kos 1 = 1.5m	ten 1 = 2.0m 24.35 DM	
A R B E I S Z E I Bohren mit Handbohrer Gewi-Stahl einbringen	Stur 1 = 1.5m	nden 1 = 2.0m	Einheitspr.	Kos 1 = 1.5m	ten 1 = 2.0m	
ARBEISZEI Bohren mit Handbohrer Gewi-Stahl einbringen Mischen des	Stur 1 = 1.5m 0.50 h	nden 1 = 2.0m 0.75 h	Einheitspr. 32.46 DM/h 32.46 DM/h	Kos 1 = 1.5m 16.23 DM 2.60 DM	ten 1 = 2.0m 24.35 DM 2.60 DM	
ARBEISZEI Bohren mit Handbohrer Gewi-Stahl einbringen Mischen des Zementmörtels	Stur 1 = 1.5m 0.50 h 0.08 h	0.75 h	Einheitspr.	Kos 1 = 1.5m	ten 1 = 2.0m 24.35 DM 2.60 DM 2.76 DM	
ARBEISZEI Bohren mit Handbohrer Gewi-Stahl einbringen Mischen des Zementmörtels Wergießen	Stur 1 = 1.5m 0.50 h 0.08 h 0.07 h 0.17 h	0.75 h 0.08 h 0.085h 0.22 h	Einheitspr. 32.46 DM/h 32.46 DM/h 32.46 DM/h 32.46 DM/h	16.23 DM 2.60 DM 2.27 DM 5.52 DM	ten 1 = 2.0m 24.35 DM	
ARBEISZEI Bohren mit Handbohrer Gewi-Stahl einbringen Mischen des Zementmörtels Wergießen	Stur 1 = 1.5m 0.50 h 0.08 h 0.07 h 0.17 h	0.75 h 0.08 h 0.085h 0.22 h	Einheitspr. 32.46 DM/h 32.46 DM/h 32.46 DM/h 32.46 DM/h	16.23 DM 2.60 DM 2.27 DM 5.52 DM	ten 1 = 2.0m 24.35 DM 2.60 DM 2.76 DM 7.14 DM	
Bohren mit Handbohrer Gewi-Stahl einbringen Mischen des Zementmörtels Vergießen	Stur 1 = 1.5m 0.50 h 0.08 h 0.07 h 0.17 h	0.75 h 0.08 h 0.085h 0.22 h	Einheitspr. 32.46 DM/h 32.46 DM/h 32.46 DM/h 32.46 DM/h	16.23 DM 2.60 DM 2.27 DM 5.52 DM	ten 1 = 2.0m 24.35 DM 2.60 DM 2.76 DM 7.14 DM	
Bohren mit Handbohrer Gewi-Stahl einbringen Mischen des Zementmörtels Vergießen Lohnkosten	Stur 1 = 1.5m 0.50 h 0.08 h 0.07 h 0.17 h	0.75 h 0.08 h 0.085h 0.22 h	Einheitspr. 32.46 DM/h 32.46 DM/h 32.46 DM/h 32.46 DM/h	Kos 1 = 1.5m 16.23 DM 2.60 DM 2.27 DM 5.52 DM .26.62 DM	ten 1 = 2.0m 24.35 DM 2.60 DM 2.76 DM 7.14 DM	

Tabelle 12: Herstellungskosten der Bodennägel bei der Versuchsgrube

Der hohe Anteil der Lohnkosten ergibt sich aus der Herstellungsweise der Bodennägel. D.h. die Herstellungsmethode der Bodennägel ist vor allem für kleinere Bauvorhaben und kleinere Baufirmen geeignet; bei großen Böschungen ist der Einsatz von Bohrgeräten zweckmäßiger. Dabei ist zu prüfen, ob nicht Schlagbohrgeräte oder dergleichen verwendet werden können, die wesentlich billiger sind als die konventionellen Ankerbohrgeräte, denn diese sind vor allem für große Bohrtiefen ausgelegt. Für kleinere Verankerungselemente, wie z.B. Bodennägel, können die beim Leitungsbau verwendeten Geräte, wie die Boden- oder Erdrakete (TRACTO, ESSIG; Bild 46) oder kleine Bohrgeräte (WITTE, CRAELIUS, STIHL; Bild 47) verwendet werden, sofern es die Bodenverhältnisse zulassen. Von diesen Geräten ist die Erdrakete am einfachsten zu handhaben und sicher am kostengünstigsten, wenn der Boden für eine Verdrängungsbohrung geeignet ist. Z.B. war der Lößlehm der Versuchsgrube für den Einsatz einer Bodenrakete ungeeignet; ein kleines Bohrgerät mit Spiralbohrer wäre jedoch problemlos einzusetzen gewesen.



a) Bodendurchschlagrakete (ESSIG) auf einer Startlafette



b) Erdrakete (TRACTO) mit Überwurfkappe für besseren Rücklauf

Bild 46: Bodenraketen



b) Kleines Bohrgerät Foto: Stihl

c) Vielzweckbohrgerät Minuteman Foto: Craelius

a) Horizontalbohrgerät Foto: Witte

Bild 47: Kleine Bohrgeräte

Bei der Herstellung der Schlitze zum Trennen der Versuchsabschnitte (s. Abschnitt 5.3) hat sich dann gezeigt, daß man auch eine schwere Rammsonde, s. Bild 48, in Verbindung mit der zur Herstellung der Widerlager angewandten Sprengtechnik (s. Abschnitt 5.2), zur Herstellung geneigter Bodennägel verwenden könnte:



Bild 48: Schrägrammung mit der Rammsonde

Für wenige Nägel mit Längen von ca. 1 m kann auch der Einsatz eines schweren Bohrhammers (z.B. BOSCH UBH 12/50) in Verbindung mit einer Hohlbohrkrone zweckmäßig sein. Mit diesen Werkzeugen können auch im steinigen Böden und Fels Löcher hergestellt werden.

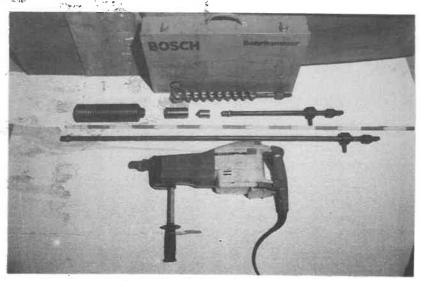


Bild 49: Bohrhammer mit Bohrern

In Tabelle 13 sind die Kosten der verschiedenen Böschungssicherungen, bezogen auf 1 m2 Böschungsfläche, zusammengestellt. Grundlagen der Kostenermittlung sind dieselben wie bei der Kostenberechnung der Bodennägel (Kosten bezogen auf 1 m² Böschungsfläche unter Annahme der Preise von 1984 und eines Stundenlohnes von 32,46 DM).

******	*****	Material- kosten	Lohn- kosten	Gesamt- kosten
 60 Grad Böschung Abdeckung mit fas Kunststoffolie, F und Vernagelung 		19.73 DM	15.50 DM	35.23 DM
2. 60 Grad Böschung Abdeckung mit Enk Baustahlmatten, V und Bgrünung		41.56 DM	23.87 DM	65.43 DM
3. 80 Grad Böschung Bepflanzbare Elem	entwand	42.28 DM	55.15 DM	97.43 DM
4. 80 Grad Böschung Vernagelter horiz Bohlenverbau	ontaler	37.89 DM	28.08 DM	65.97 DM

Tabelle 13: Kostenvergleich der ausgeführten Böschungssicherungen

Bei der Entwicklung und Anwendung ist stets zu beachten, daß in einer gesamtwirtschaftlichen Situation, die einerseits geprägt ist von hoher Arbeitslosigkeit und andererseits von ökologischen Problemen, ein Verfahren mit hohem Arbeitsaufwand und geringem Rohstoffverbrauch aus volkswirtschaftlichen Gründen eine interessante Alternative ist.

5 BELASTUNGSVERSUCHE

5.1 Anordnung der Laststreifen

Zur Prüfung des vernagelten Bohlenverbaus wurden die drei Versuchsabschnitte von Bild 50 durch einen Laststreifen an der Oberfläche belastet.

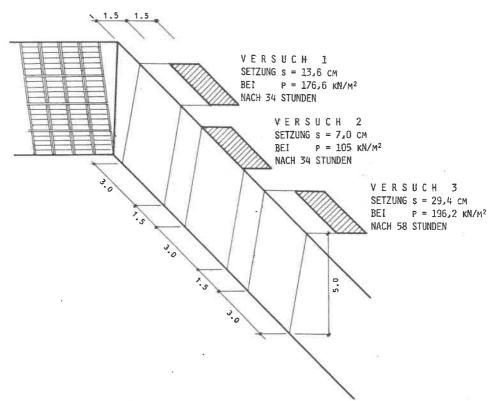


Bild 50: Anordnung der Laststreifen für die Probebelastungen

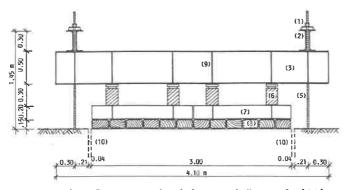
Beim 1. und 3. Versuch wurde eine 1,5 m breite Streifenlast in einem Abstand von 1,5 m vom Bohlenverbau - also hinter dem von Bodennägeln durchsetzten Erdkörper - aufgebracht, denn diese Versuche sollten zeigen, daß sich der von Nägeln durchsetzte Erdkörper wie eine Stützwand verhält, auf die Erddruck wirkt. Beim 2. Versuch wurde die 1,5 m breite Streifenlast direkt hinter dem Bohlenverbau - also auf den vom Bodennägeln durchsetzten Erdkörper - aufgebracht. Mit diesem Versuch sollte bewiesen werden, daß die Nägel den Zusammenhalt des Erdkörpers auch unter einer hohen Auflast gewährleisten.

5.2 Belastungseinrichtung

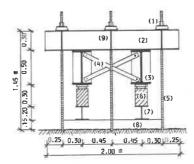
Aufgrund der Ergebnisse der Laborversuche (Tabelle 10) wurden für die Berechnung der Belastungseinrichtung die Scherparameter o' = 25 Grad und c' = 80 kN/m2 angesetzt. Bei einer Breite des Laststreifens von 1,5 m und errechnet sich bei diesen Bodenkennwerten mit Hilfe des Verfahrens von Krey-Bishop eine Last von 600 kN/m2, die aufgebracht werden kann, bevor der Bruch eintritt.

Da die Belastung über Pressen aufgebracht wurde, mußten zu beiden Seiten des Laststreifens Widerlager hergestellt werden. Dafür wurden beim ersten Abschnitt je drei Vertikalanker von 9 m Länge, beim zweiten und dritten Versuchsabschnitt nur je zwei Vertikalanker von 7,5 m Länge hergestellt. Denn der erste Versuch hatte gezeigt, daß bei weitem keine Last von 600 kN/m2 aufgebracht werden mußte, um den Bruchzustand zu erreichen und somit die Verankerung beim ersten Versuch überdimensioniert war.

Bild 51 zeigt die Konstruktion, mit der die Versuchsabschnitte belastet wurden. Um ein Verkanten der Belastungseinrichtung oder die Ausbildung einer Setzungsmulde zu vermeiden, wurden immer je zwei Pressen angesteuert. Dabei wurde der Verlauf der Druckverteilung von Hand über Absperrventile geregelt (Bild 52). Auf diese Art wurde eine starre Lastplatte ohne Verkantungen simuliert. Die Versuche wurden in bestimmten Zeitabschnitten (siehe Laststungsdiagramme der Bilder 55, 59 und 61) mit abschnittsweise konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit gefahren. Einen Eindruck von der Versuchsdurchführung gibt das Foto in Bild 51.



a) Belastungseinrichtung (Längsschnitt)



- (1) Kopfplatte mit Ankermutter(2) U 300
- (3) IPB 500
- (4) Auskreuzung mit U 60 (5) Dywidag Spannstahl o 26,5 mm Stahlgüte 1080/1230
- (6) Hydraulische Pressen
- (7) IPB 200
- (8) Holzschwellen 15/25 cm
- (9) Schottbleche zur Krafteinleitung (d = 15 mm)
- (10) Bentonitschlitz (d = 4 cm)

b) Belastungseinrichtung (Querschnitt)



c) Durchführung der Probebelastung bei Versuch 2

Bild 51: Belastungseinrichtung

Hydraulische Steuerung der Pressen

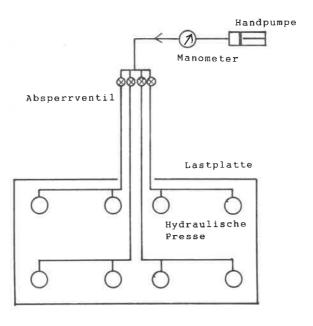


Bild 52: Anordnung von Pumpe, Pressen und Ventilen

5.3 Herstellung der Widerlageranker

Für die Anker wurden mit der schweren Rammsonde, allerdings mit der Spitze der mittelschweren Rammsonde von 32 mm Durchmesser, Löcher bis auf eine Tiefe von 8 m geschlagen. In einem zweiten Arbeitsgang wurden diese Löcher mit einer Sondenspitze von 70 mm Durchmesser aufgeweitet. Danach wurde eine 40-Gramm-Sprengschnur eingeführt und gezündet. Dadurch wurde das Loch soweit aufgeweitet, daß man eine 40-Gramm-Sprengschnur mit drei 125g-Patronen Ammongelit an der Spitze einbringen und zünden konnte. Dadurch bildete sich an der Spitze ein Kessel mit einem Volumen von etwa 0,15 m3; d.h. der Kessel hatte einen Durchmesser von etwa 60 cm, wenn man annimmt, daß die Form des Kessels zwischen der einer Kugel und der eines Zylinders liegt.

Die unteren 2 bis 3 m des Loches mit dem Kessel wurden mit Zementmörtel (Zusammensetzung wie bei den Bodennägeln) verfüllt, und dann wurden die Spannstähle mit 26,5 mm Durchmesser (Stahlgüte 900/1100) eingestellt. Es erwies sich als zweckmäßig, nicht den Ankerstahl von 9 m Länge in einem Stück einzubringen, sondern diese Länge in 2 oder 3 Abschnitte aufzuteilen und diese durch entsprechende Muffen zu verbinden. Dadurch konnte für das Einbringen des Ankerstahls auf ein Hebezeug verzichtet werden. Die Ankerherstellung zeigen die Photos von Bild 53, Seite 92.

5.4 Herstellung der Bentonitschlitze

Um bei den Versuchen möglichst die Verhältnisse der ebenen Dehnung zu simulieren, mußten die Abschnitte durch Fugen getrennt werden, in denen keine Scherkräfte auftreten können. Diese Fugen wurden durch Bentonitschlitze gebildet, die relativ einfach herzustellen waren.

Zur Herstellung der Bentonitschlitze wurde ein Loch mit 70 mm Durchmesser schräg zum Böschungsfuß hin gerammt. Die Neigung dieses Loches wurde mit 51 Grad zur Waagerechten gewählt, da bei dieser Neigung die Schlagenergie der schweren Rammsonde pro Einzelschlag gerade noch ausreichte, um die Löcher durchschlagen zu können. Die Löcher wurden - wie bei den Ankern - in zwei Arbeitsgängen hergestellt. Zuerst wurde eine Pilotrammung (Durchmesser 32 mm) ausgeführt, die dann auf 70 mm aufgeweitet wurde. Die erforderliche Genauigkeit beim Rammen - es mußte immerhin auf eine Entfernung von 7 m ein 5 cm breiter Schlitz getroffen werden - konnte nur durch Verwendung eines Theodoliten beim Einmessen erzielt werden.

Beim Zurückholen der Rammsonde wurde ein Stahlseil mit aufgestecktem Schlauch (Durchmesser 45 mm) in das Loch eingezogen und in dem Schlitz zwischen den Bohlen hochgeführt. Danach wurde der Schlitz zwischen den Bohlen durch Holzwolle und das Einspannen einer Bohle abgedichtet. Danach konnte in das gerammte Loch eine Bentonitsuspension eingefüllt werden. Mit einem Schaufellader wurden die beiden Drahtseilenden dann angespannt und hochgezogen. Mit dem Hochziehen des Drahtseiles wurde die Bentonitsuspension nachgefüllt, so daß ein mit Bentonit gefüllter Schlitz entstand. In Bild 65 (Seite 149) ist im Zusammenhang mit der Gleitfläche von Versuch 1 ein freigelegter Bentonitschlitz zu sehen.



a) Zünden der Sprengladungen zum Aufweiten der Löcher





Bild 53: Herstellung der Widerlageranker

5.5 Meßeinrichtungen

Bei den Belastungsversuchen wurden folgende Meßeinrichtungen eingesetzt (Bild 54):

- 4 Meßuhren zur Meßung der Vertikalverschiebung der Lastplatte.
- In Versuch 3 eine Meßuhr zur Messung der Horizontalverschiebung der Lastplatte.
- 8 Meßuhren zur Messung der horizontalen und vertikalen Verschiebung des Verbaus (in Versuch 3 wurde auf die Messung der Vertikalverschiebungen verzichtet). Gemessen wurde in der Achse des Versuchsabschnitts in Höhe der Bodennägel.
- Bei Versuch 1 und Versuch 2 acht Kraftmeßdosen zur Messung der Kräfte an den Köpfen der Bodennägel. Die Ablesung erfolgte mit 2 Kompensatoren der Firma Hottinger.

Bei allen Versuchen wurden die Bodennägel vor Versuchsbeginn auf 2 kN vorgespannt, um ein sattes Anliegen der Bohlen am Boden zu gewährleisten. Die Unterschiede in den gemessenen Kräften bei Versuchsbeginn sind auf Kriechvorgänge zurückzuführen.

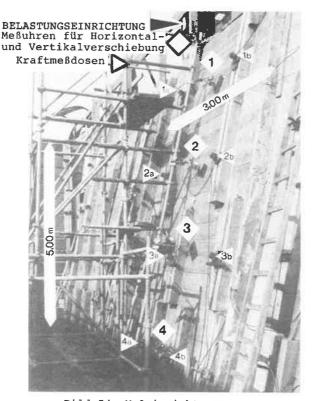


Bild 54: Meßeinrichtungen

6 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

6.1 Probebelastungen

Die Versuche wurden verschiebungsgesteuert gefahren, und die Vorschubgeschwindigkeit wurde so ausgelegt, daß innerhalb von zwei bis drei Tagen ein Versuch abgeschlossen werden konnte.

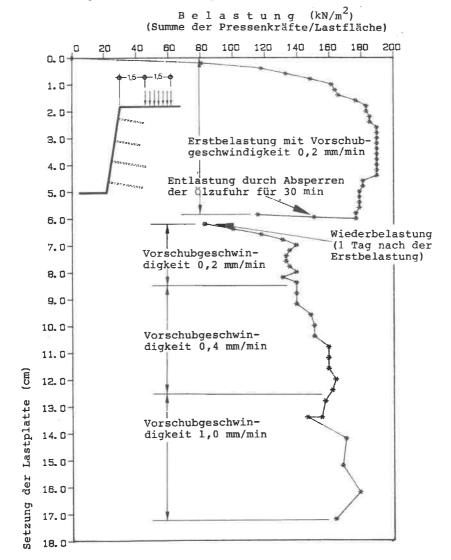


Bild 55: Last-Setzungsdiagramm von Versuch 1

Bei Versuch 1 (Bilder 55, 56 und 57) wurde bei Beginn mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,2 mm/min gefahren. Nach einem Weg von 2,8 cm und einer Zeit von 2 h 20 min wurde die Grenzlast von 189,8 kN/m² erreicht. Bei einer weiteren Steigerung der Setzung fiel die Belastung nicht wesentlich ab. 5 h nach Versuchsbeginn wurde die Ölzufuhr zu den Pressen abgesperrt; 30 min nach dem Absperren war die Last - infolge der Relaxation des Bodens und der Undichtigkeit der Pressen - auf 115,6 kN/m² abgefallen. Nach weiteren 22 h war die Belastung auf 81 kN/m² gefallen; die Setzung der Lastplatte betrug zu diesem Zeitpunkt 6,2 cm.

Wegen des begrenzten Verschiebungsweges der Pressen (15 cm max. Gesamtverschiebung) wurde zu diesem Zeitpunkt entlastet und die Pressen nachgestellt. Bei der Wiederbelastung ergab sich eine Grenzlast von 139 kN/m² bei einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,2 mm/min. Eine Steigerung der Vorschubgeschwindigkeit auf 1 mm/min ergab eine Erhöhung der Grenzlast auf 176,6 kN/m² bei einer Setzung der Lastplatte von 13,6 cm.

Die Messung der Nagelkräfte (Bild 56) zeigt, daß sich in den obersten drei Nagellagen nur geringe Änderungen der Kräfte infolge der Belastung ergeben. Nur der Nagel Nr. 3b zeigt ein wesentlich anderes Verhalten, das vermutlich auf eine lokale Störung im Bodengefüge zurückzuführen ist. In der untersten Nagellage (4. Reihe) zeigt sich am Verlauf der Nagelkräfte deutlich, daß die Nägel erst dann eine wesentliche Belastung erhalten, wenn große Verformungen bereits eingetreten sind. D. h. nach der Ausbildung der Gleitfuge ergibt sich eine Kraftumlagerung vom Boden auf die Bodennägel.

Die Darstellung der Verschiebungen (Bild 57) zeigt eine deutliche Ausbauchung des Verbaus. Im unteren Bereich des Verbaus findet nur eine geringe Horizontalverschiebung statt. Das Verschiebungsbild entspricht in etwa einer Drehung des Verbaus um den Böschungsfuß. Bei der Grenzlast von 180 kN/m² und einer Setzung der Lastplatte von 16 cm betrug die maximale Horizontalverschiebung 8,9 cm; die maximale Vertikalverschiebung des Bohlenverbaus 3,5 cm.

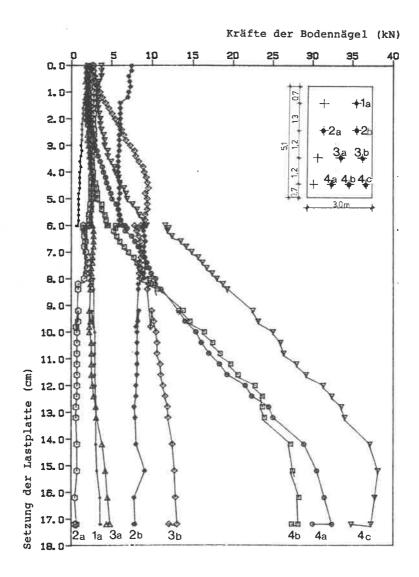
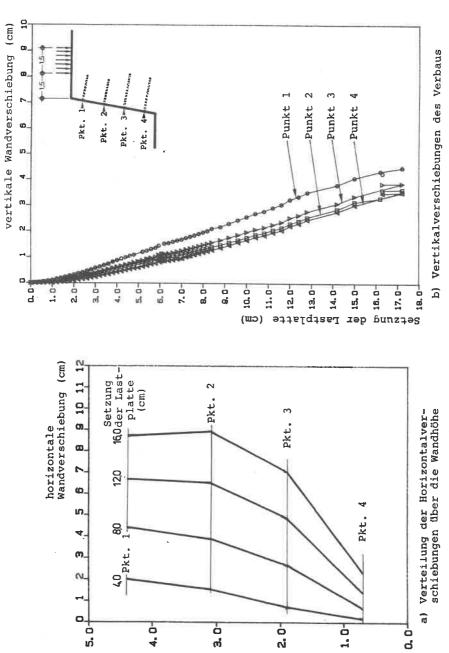


Bild 56: Kräfte der Bodennägel bei Versuch 1



(W)

Малайойе

Bild 57: Verschiebungen des Verbaus bei Versuch 1 in Abhängigkeit von den Setzungen der Lastplatte

Versuch 2 sollte beweisen, daß die Verbaukonstruktion auch sicher ist, wenn eine Last unmittelbar am Baugrubenrand steht. Die Probebelastung zeigte, daß die Bodennägel in der Lage sind, das Abplatzen einer Erdscholle an der Böschungsschulter zu verhindern (Bild 64, Seite 149).

Die Belastung konnte bei Versuch 2 zunächst auf $110~\rm kN/m^2$ bei einer Setzung von 4,2 cm gesteigert werden (Vorschubgeschwindigkeit 0,2 mm/min). Der Versuch wurde bei einer Setzung von 7,0 cm und einer Belastung von $105~\rm kN/m^2$ abgebrochen (Last-Setzungsdiagramm Bild 58, Nagelkräfte Bild 59, Verschiebungen des Verbaus Bild 60).

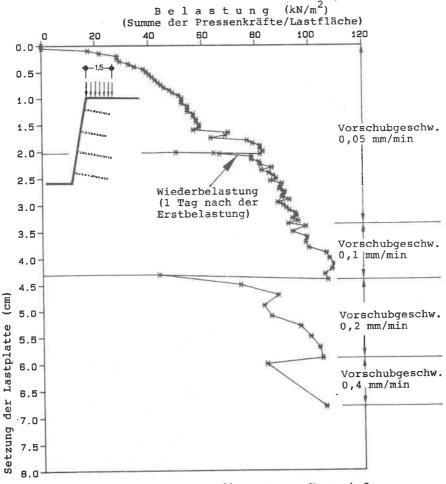


Bild 58: Last-Setzungsdiagramm von Versuch 2

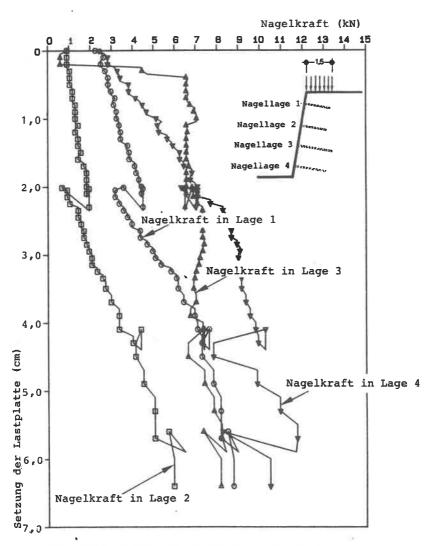
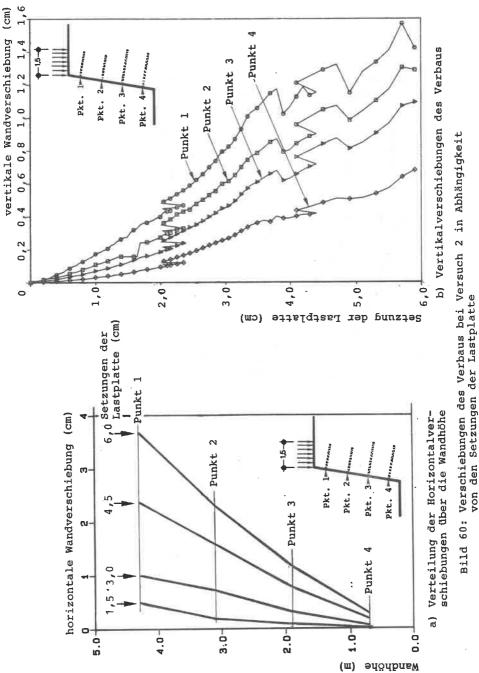


Bild 59: Kräfte der Bodennägel bei Versuch 2



von den Setzungen der Lastplatte

Versuch 3 wurde als Kontrollversuch zu Versuch 1 durchgeführt. Um den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit abschätzen zu können, wurde bei diesem Versuch zu Beginn der Belastung eine Vorschubgeschwindigkeit von 0,1 mm/min gewählt. Die Belastung wurde über drei Tage hinweg aufgebracht. Nach dem ersten Tag war bei einer Setzung von 3,6 cm eine Belastung von 126,4 kN/m² erreicht; nach dem 2. Tag bei einer Setzung von 10,8 cm eine Belastung von 178,8 kN/m². Nach drei Tagen und einer Belastung von 196,2 kN/m², bei einer Setzung von 29,4 cm, wurde der Versuch abgebrochen (Last-Setzungsdiagramm Bild 61, Verschiebungen des Verbaus Bild 62).

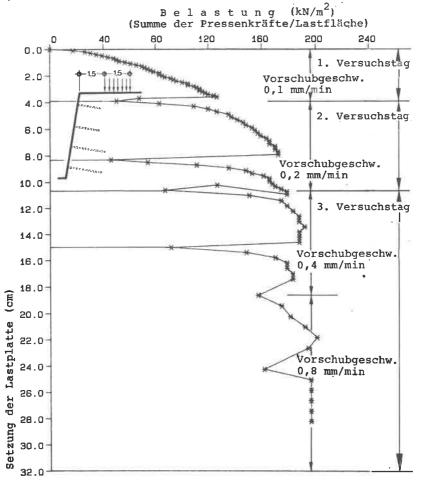


Bild 61: Last-Setzungsdiagramm von Versuch 3

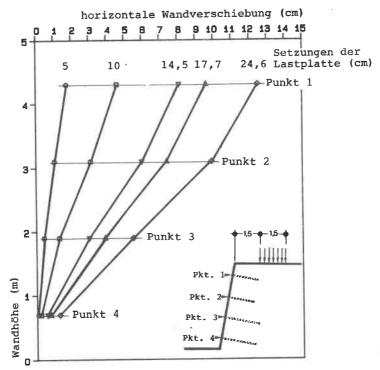


Bild 62: Horizontalverschiebungen des Verbaus bei Versuch 3

6.2 Ermittlung der Gleitflächen

Um die Bruchfuge lokalisieren zu können, wurde beim ersten Versuch ein 2,3 m langes flexibles Rohr eingebracht. Man konnte allerdings nur feststellen, daß die Bruchfuge nicht durch das eingebaute Rohr hindurchging.

Die Lage der Gleitfläche von Versuch 1 konnte jedoch durch Freilegen der Gleitfläche ermittelt werden. Im Rahmen eines Sprengmeisterlehrgangs der Württ. Bau-Berufsgenossenschaft wurden im Bereich der Versuchsgrube Sprengungen durchgeführt. Die Anordnung der Sprenglöcher und die geladenen Sprengstoffmengen ergeben sich aus Bild 63. Als Sprengstoff wurde Ammongelit verwendet. Durch die Sprengerschütterungen rutschte der in Bild 63 schraffiert dargestellte Erdkeil ab. Die Gleitfläche von Versuch 1 wurde somit zum großen Teil freigelegt (Bild 65, Seite 149). Der Verlauf der Gleitfuge und der Risse unter der Last von Versuch 2 ist in Bild 64 (Seite 149) deutlich zu erkennen.

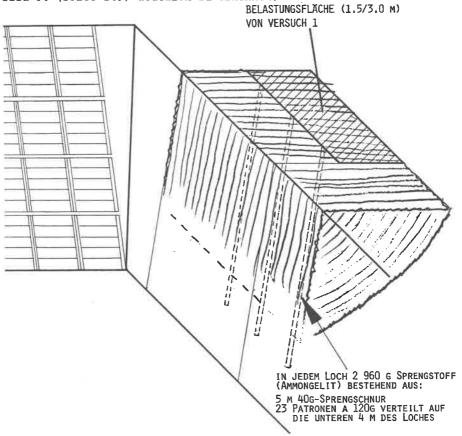


Bild 63: Durch Sprengerschütterungen abgerutschter Bodenkeil

7 VERGLEICHSBERECHNUNGEN

Mit den aus den Laborversuchen ermittelten mittleren Parametern $\phi^{\, \cdot} = 22^{\, \circ}, \, c^{\, \cdot} = 60 \, \, kN/m^2$ und $\gamma = 20.0 \, \, kN/m^2$ wurden die Vergleichsberechnungen durchgeführt. Mit diesen Parametern ergibt sich ein Standsicherheitswert nach Krey-Bishop von 2,8 nach einer Berechnung unter Verwendung der Diagramme von GUSSMANN (Anhang Al2).

Für die Nagelkräfte wurde der von ZABEL 1981 ermittelte Mantelreibungsbeiwert von 110 kN/m² angesetzt. Damit ergibt sich für 1,5 m lange Bodennägel von 8 cm Durchmesser eine Grenzlast von 36,3 kN und eine zulässige Belastung von 24,2 kN, wenn man einen Sicherheitsfaktor von 1,5 annimmt. Für die Berechnung der Bruchlasten unter Berücksichtigung der Nagelkräfte wurden sowohl das Gleitkreisverfahren von Krey-Bishop als auch die kinematische Elementmethode (GUSSMANN 1985) verwendet. Zur Berechnung konnten die auf einem Mikrocomputer (COMMODORE 8032) installierten Programme genutzt werden.

Bei der Nachrechnung von Versuch 1 zeigte sich eine erhebliche Diskrepanz zwischen Versuch und Berechnung. Während die Ergebisse der Berechnungen – Krey-Bishop 370 kN/m2, kinematische Elementmethode 364 kN/m 2 – untereinander eine gute Übereinstimmung zeigten, ergab der Versuch nur eine Grenzlast von 180 kN/m 2 .

Diese große Abweichung ist nicht mit der Unzulänglichkeit der Rechenverfahren zu erklären, sondern dürfte ihren Grund vor allem in dem Ansatz der Scherparameter haben. Die Versuche von KOBLER 1982, bei denen sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung ergab, wurden in einem ähnlich aufgebauten Lößlehm durchgeführt. Allerdings hatte KOBLER 1982 in sehr umfangreichen Laboruntersuchungen Kohäsionswerte zwischen 15 und 30 kN/m² gemessen und für die Berechnungen verwendet. Auch ein vom Zweitautor festgestellter Böschungsbruch in einer Baugrube bei Schweikheim (ca. 10 km Luftlinie vom Steinbruch Gläser entfernt, ähnliche geologische Verhältnisse) ergibt sich durch Nachrechnung nur ein Kohäsionswert von ca. 15 kN/m² bei einem Reibungswinkel von 25 Grad.

Bevor weitere Berechnungen durchgeführt werden, ist deshalb zu klären, welche Rechenwerte für die Kohäsion angesetzt werden dürfen. Insbesondere sind folgende Fragestellungen zu untersuchen:

- Muß in einem steifen bis halbfesten Lößlehm bereits mit einer "Gebirgsfestigkeit" gerechnet werden, die weit unterhalb der "Probenfestigkeit" liegt ?
- Welche Kohäsionswerte ergeben sich aus Scherversuchen in situ ?
- Hat der Lößlehm der Versuchsgrube eine besondere mineralogische Zusammensetzung, mit der sich erklären läßt, warum die im Labor gemessene Kohäsion so viel größer ist als im württembergischen Raum in der Natur festgestellt ?
- Hatte der Boden der Versuchsgrube eine Schichtung, so daß die Annahme einer homogenen Böschung nicht gerechtfertigt war ?

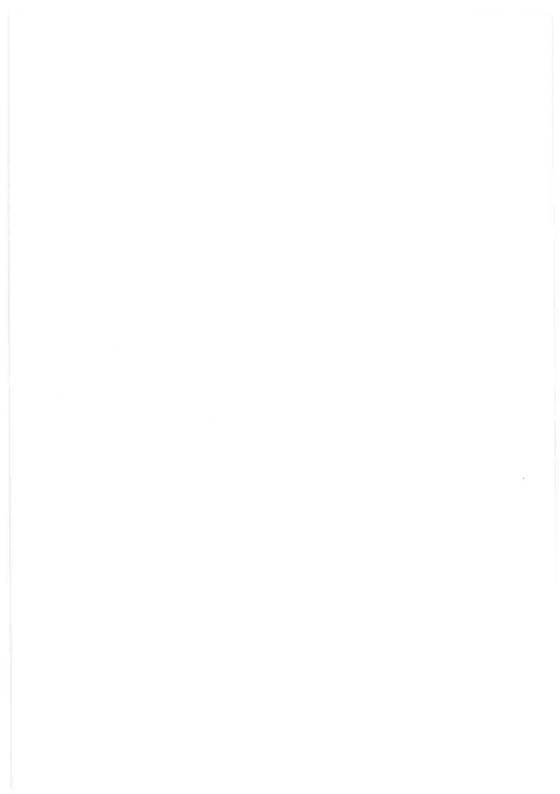
8 ZUSAMMENFASSUNG

Die Belastungsversuche an der 5 m hohen, mit einem unter 80 Grad geneigten vernagelten Bohlenverbau gesicherten Böschung haben gezeigt, daß eine Vernagelung mit kurzen Bodennägeln eine einfach auszuführende und sichere Technik darstellt. Vor allem für kleinere Bauvorhaben ist diese Technik sehr wirtschaftlich, da nur geringe Kosten für die Baustelleneinrichtung entstehen.

Die Bodennägel sind in der Lage, ein plötzliches Abbrechen oder Abrutschen der Böschung zu verhindern. Somit besteht für die am Fuß einer solchen Böschung beschäftigten Personen nicht mehr die Gefahr, durch abgehende Erdschollen verletzt zu werden. Um zu einer eindeutigen quantitativen Beurteilung der Wirkung der Bodennägel zu kommen, sind weitere bodenmechanische und mineralogische Untersuchungen notwendig, durch die geklärt werden muß, ob die im Rahmen dieses Vorhabens im Labor gemessenen Werte für Böschungsberechnungen angesetzt werden können. Die Form der freigelegten Gleitfläche und die gemessenen Verschiebungen bestätigten die Annahmen der kinematischen Elementenmethode von GUSSMANN.

Die Versuche mit begrünten Böschungen haben bewiesen, daß unter 60 Grad geneigte Böschungen durch Verwendung von Enkamat-Matten zuverlässig begrünt werden können und man mit einfachen, leichten Holzelementen und kurzen Bodennägeln eine bepflanzbare Elementwand herstellen kann.

Durch den Einsatz der Sprengtechnik bei dem Forschungsvorhaben wurden Möglichkeiten zur einfachen Herstellung von Erdankern mit einer Tragkraft von ca. 200 kN aufgezeigt. Außerdem hat es sich als zweckmäßig erwiesen, Gleitflächen nicht freizugraben, sondern durch Sprengerschütterungen die Böschung längs der vorhandenen Gleitfuge zum Abrutschen zu bringen.



ANHANG

A1 BERECHNUNG DER ZULÄSSIGEN BÖSCHUNGSHÖHEN UND -NEIGUNGEN FÜR DIE IN TABELLE 1 ANGEGEBENEN BODENKENNWERTE

Aus der Tafel von HOEK/BRAY (s. folgende Seite) kann der Wert c/($\gamma \cdot H \cdot \lambda$) auf der Abszisse abgelesen werden (dieser Wert wird mit W bezeichnet). Daźu benötigt man den Wert von $\tan \phi/\lambda$. Der Schnittpunkt der entsprechenden horizontalen Geraden mit den Kurven für den Böschungswinkel (slope angle ß) ergibt W. So erhält man folgende Tabelle:

*****	*****	*****	*****	*****
φ(°)	tanφ	Werte Werte W	$V = c/(\gamma)$ $B = 70$	•H•n)für: B = 80
+				 :
0	0	0,23	0,265	0,32
17,5	0,231	0,143	0,18	0,232
20,0	0,263	0,133	0,17	0,222
25,0	0,359	0,113	0,149	0,20
27,5	0,40	0,103	0,139	0,189
30,0	0,444	0,094	0,128	0,177
****	*****	*****	******	

Aus den Werten W der Tabelle können dann die zulässigen Höhen mit der Formel ${\bf c}$

 $H = \frac{C}{\gamma \cdot H \cdot \eta \cdot W}$

berechnet werden. $\bar{\text{D}}$ ie zulässigen Höhen sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

A2 BERECHNUNG DER BÖSCHUNGSNEIGUNG FÜR DIE BÖSCHUNG VON BILD 20

Böschungshöhe H = 5.0 m; Reibungswinkel ϕ = 27.5°; Kohösion c = 10.0 kN/m²; spez. Gewicht des Bodens γ = 21.0 kN/m³.

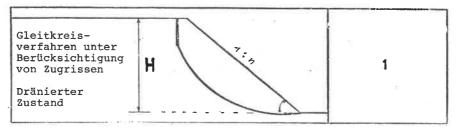
Für die Berechnung wird das Diagramm von GUSSMANN (Anhanhg A12) verwendet. Die Berechnung erfolgt für einen Standsicherheitsfaktor von 1,3.
Die Berechnung der Parameter und N ergibt:

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot H}{c} \cdot \tan \phi = \frac{21 \cdot 5}{10} \cdot \tan 27,5^{\circ} = 5,46$$

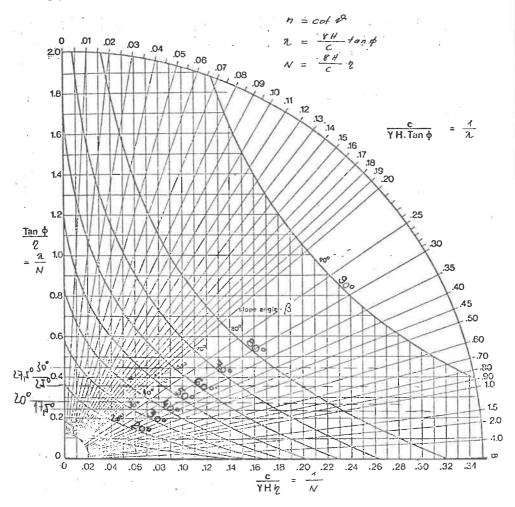
$$N = \eta \cdot \frac{H}{c} = 1.3 \cdot \frac{21 \cdot 5}{10} = 13.65$$

Daraus ergibt sich $n = \cot \beta = 0.72$ und somit $\beta = 55^{\circ}$.

TAFEL ZUR BÖSCHUNGSBERECHNUNG NACH HOEK/BRAY (The Institution of Mining and Metallurgy London 1974)



CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 1



A3 BERECHNUNG DER BÖSCHUNGSSICHERHEIT FÜR DIE BÖSCHUNG VON BILD 26 OHNE BERÜCKSICHTIGUNG DER BODENNÄGEL

Da die Daten der Böschung, mit Ausnahme der Neigung, dieselben sind wie in Abschnitt A2, ergibt sich aus dem Diagramm von GUSSMANN (siehe A12):

 λ = 5,46 und cotß = 0,1763 (ß = 80 Grad) ein Wert für N von 8,4.

Daraus folgt:

$$\eta = (N \cdot c) / (\gamma \cdot H) = (8, 4 \cdot 10, 0) / (21, 0 \cdot 5, 0) = 0, 8$$

A4 ZULÄSSIGE BELASTUNG DER GEBOHRTEN BODENNÄGEL

Für die Bodennägel von 50 mm Durchmesser und 1,2 m Länge, deren Lasthebungsdiagramme in Bild 17 dargestellt sind (ZABEL 1981), wird die zulässige Belastung bestimmt. Wenn man die Grundsätze, die in DIN 1054 für Pfähle genannt sind, auf Bodennägel anwendet und annimmt, daß alle Versuche als Probebelastung gewertet werden können, ergibt sich:

$$Q_{grenz} = (18,2 + 19,8 + 21,7 + 24,3 + 27,65 + 32)/6 = 21 kN.$$

Für die 1,2 m langen Nägel und Lastfall 2 (Bauzustand)

$$Q_{233} = 21/1,75 = 12,0 \text{ kN}.$$

Da von ZABEL gezeigt wurde, daß die aufnehmbare Belastung - zumindest im Bereich zwischen 0,6 m und 2,0 m - proportional zur Nagellänge ist (bei gleichem Durchmesser), gilt für 1,5 m bzw. 2,0 m lange Nägel:

Nagellänge 1,5 m:
$$Q_{zul} = 12 (1,5/1,2) = 15 kN$$

Nagellänge 2,0 m: $Q_{zul} = 12 (2,0/1,2) = 20 kN$

A5 BERECHNUNG DER AUSHUBMASSEN FÜR DIE BÖSCHUNG

Für die in Bild 20 dargestellten Böschungsneigungen werden die Aushubmassen für 1 lfdm Böschung berechnet. Es werden die Volumina zwischen der lotrechten Ebene, die durch den Böschungsfuß geht, und der freien Böschungsfläche ermittelt.

Durchgehende Böschung mit
$$\beta = 55$$
 Grad:
 $V = (5,0.5,0 \tan 35^{\circ})/2 = 8,753 \text{ m}^{3}/1fdm$

Böschung mit 60 Grad und 1,5 m breiter Berme entsprechend DIN 4124:

$$V = (5,0.5,0 \tan 30^{\circ})/2 + 2,0.1,5 = 10,217 \text{ m}^{3}/1\text{fdm}$$

Durchgehende Böschung mit 8 = 80 Grad (Verbau), $V = (5,0.5,0.\tan 10^{\circ})/2 = 2,204 \text{ m}^3/1fdm$

A6 ERMITTLUNG DER GLEITFLÄCHE, FÜR DIE DER ERDDRUCK AUF DIE VERANKERTE ABDECKUNG ZUM MAXIMUM WIRD

Aus Bild 23 und dem Sinussatz folgt:

$$G/\sin(6 + \phi - \Theta) = E/\sin(\Theta - \phi)$$

Da G = $0.5 \cdot b^2 \cdot y \cdot (tan\beta - tan\theta)$ ergibt sich für den Erddruck

$$E = 0.5 \cdot B^2 \cdot \gamma \cdot \frac{(\tan \beta - \tan \theta) \sin (\theta - \phi)}{\sin (\beta + \phi - \theta)}$$

Mit Einführung des Hilfswinkels ω = θ - ϕ - β wird

$$E = 0.5 \cdot b^{2} \cdot \gamma \cdot \frac{(\tan \beta - \tan \theta) \cdot \sin(\omega + \beta)}{-\sin \omega}$$

Durch Umformung ergibt sich:

$$E = K \cdot \frac{\tan \theta - \tan \theta}{\sin w} \cdot (\sin w \cdot \cos \theta + \cos w \cdot \sin \theta)$$

 $E = K \cdot (\tan \theta - \tan \theta) \cdot (\cos \theta + \cot w \sin \theta)$

Die ungünstigste Gleitfläche tritt dann auf, wenn sich für E ein Extremwert ergibt. D. h. die Ableitung von E nach 0 null wird:

$$\frac{dE}{d\theta} = K \cdot \left[(\tan \theta - \tan \theta) \cdot (-\sin \theta) / \sin^2 w + (\cos \theta + \cot w \cdot \sin \theta) / \cos^2 \theta \right] = 0$$

Daraus folgt:

 $sin\beta \cdot (tan\beta - tan \theta) \cdot cos^2 \theta + (cos\beta + cotw \cdot sin\beta) \cdot sin^2 w = 0$

 $sin\theta \cdot tan\theta \cdot cos^2 \theta - sin\theta \cdot sin\theta \cdot cos \theta + cos \theta \cdot sin^2 w + sin \theta \cdot sin w \cdot cos w = 0$

Mit den für Kreisfunktionen geltenden Beziehungen

 $\sin^2 \beta = (1 - \cos 2\beta)/2$, $\cos^2 \beta = (1 + \cos 2\beta)/2$ und $\sin \beta \cdot \cos \beta = \sin 2\beta/2$

ergibt sich:

 $\sin \beta \cdot \tan \beta + \sin \beta \cdot \tan \beta \cdot \cos 2\theta - \sin \beta \cdot \sin 2\theta + \cos \beta - \cos \beta \cdot \cos 2\omega + \sin \beta \cdot \sin 2\omega = 0$

Infolge der Beziehungen

$$\cos 2\omega = \cos 2\theta \cdot \cos(2(\beta + \phi)) + \sin 2\theta \cdot \sin(2(\beta + \phi))$$

$$\sin 2\omega = \sin 2\theta \cdot \cos(2(\beta + \phi)) - \cos 2\theta \cdot \sin(2(\beta + \phi))$$

folgt:

$$sin\beta \cdot tan\beta + cos\beta + [sin\beta \cdot tan\beta - cos\beta \cdot cos(2(\beta+\phi)) - sin\beta \cdot sin(2(\beta+\phi))] \cdot cos2\theta$$

$$- [sin\beta - sin\beta \cdot cos(2(\beta+\phi))] \cdot sin2\theta = 0 .$$

Es werden die Hilfswerte A,B und C eingeführt:

$$A = \sin\beta \cdot \tan\beta + \cos\beta = (\sin^2\beta + \cos^2\beta)/\cos\beta = 1/\cos\beta$$

$$B = \sin^2\beta + \cos^2\beta + \cos^2\beta + \cos^2\beta + \cos\beta$$

$$B = sin\beta \cdot tan\beta - cos\theta \cdot cos(2\beta + 2\phi) + sin\beta \cdot sin(2\beta + 2\phi)$$

 $B = sin\beta \cdot tan\beta - cos(-\beta - 2\phi) = sin\beta \cdot tan\beta - cos(2\phi + \beta)$

C =
$$sin\beta$$
 - $sin\beta \cdot cos(2\beta + 2\phi)$ - $cos\beta \cdot sin(2\beta + 2\phi)$
C = $sin\beta$ + $sin(2\phi + \beta)$

Mit diesen Hilfswerten ergibt sich die Gleichung:

$$A + \cos 2\theta - \sin 2\theta \cdot C = 0$$
.

Durch Quadrieren ergibt sich aus dieser Gleichung:

$$A^2 + 2 \cdot A \cdot B \cdot \cos 2\theta = \sin^2 2\theta \cdot C2 - B^2 \cdot \cos 2\theta$$

 $(B^2 + C^2) \cdot \cos^2 2\theta + 2AB \cdot \cos 2\theta + A^2 - C^2 = 0$

Mit Hilfe der Auflösungsformel für quadratische Gleichungen ergibt sich:

$$\cos(2\theta)_{1/2} = \frac{-AB \pm \sqrt{A^2B^2 - (B^2+C^2) \cdot (A^2-C^2)}}{B^2 + C^2}$$

$$\cos(2\theta)_{1/2} = \frac{-AB \pm C\sqrt{-A^2 + B^2 + C^2}}{B^2 + C^2}$$

$$A = 1/\cos \theta$$

wobel:

$$A = 1/\cos\beta$$

 $B = \sin\beta \cdot \tan\beta - \cos(\beta + 2\phi)$
 $C = \sin\beta + \sin(\beta + 2\phi)$

$$C = \sin \beta + \sin(\beta + 2\delta)$$

Die Anwendung der Formel für die Gleitfläche auf verschiedene Böschungs- und Reibungswinkel ergibt die folgende Tabelle:

			ß=45°	ß=50°	ß=60°	ß=70°	ß=80°
ø	=	10 ⁰	29,1	39,2	48,5	59,0	71,1
ø	=	20 ⁰	31,9	39,4	47,7	57,3	70,0
ø	3	30°	35,8	41,8	49,1	61,6	68,5

Winkel der Gleitfläche für das Beispiel von Abschnitt 5.1 mit β = 55 Grad:

$$\phi = 27,5^{\circ}$$
: $\theta = 44,7^{\circ}$
 $\phi = 27,5^{\circ}/2 = 13,75^{\circ}$: $\theta = 43,2^{\circ}$
 $\phi = 27,5^{\circ}/3 = 9,17^{\circ}$: $\theta = 43,9^{\circ}$

A7 BEMESSUNG DER VERANKERTEN ABDECKUNG

Bemessung der Baustahlmatten:

Für s = 10 cm ergibt sich mit der Formel von Bild 26

$$\text{Zugkraft Z} = \frac{\text{E}}{\sin(\arctan(2s/1))} = \frac{5.56 \text{ kN/m}}{\sin6.7^{\circ}}$$

$$Z = 47.58 \text{ kN/m}$$

Wenn man für die Baustahlmatten eine zulässige Spannung von 24 kN/cm2 ansetzt, ergibt sich

$$erf.fe = 47,58/24 = 1,98 cm^2/m$$

Gewählt: R 222 (fe = 2,22 cm
2
/m;
Gewicht = 2,01kg/m 2)

Bemessung des Gurts:

Der Gurt wird als Einfeldbalken mit einer Spannweite $l=2.0\ m$ gerechnet. Die entlastende Wirkung der Kragarme wird vernachlässigt.

max. Moment =
$$\frac{5.56 \cdot 2^2}{8}$$
 = 2,78 kNm = 278 kNcm

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{278 \text{ kNcm}}{20 \cdot \frac{10^2}{6} \text{ cm}^3} = 0.834 \text{ kN/cm}^2 = 8.34 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{zul}$$

Beanspruchung der Bodennägel:

Bei einem Nagelabstand von 2 m ergibt sich

erf.
$$Q = 2.5,56 = 11,12 \text{ kN } < Q_{zul}$$

(Für 1,5 m lange gebohrte Bodennägel Q_{zul} = 15 kN)

A8 GEWICHT DES MIT BODENNÄGELN DURCHSETZTEN ERDKÖRPERS

$$G_1 = \frac{5.0 \cdot \tan 10^{\circ} \cdot 5.0}{2} \cdot 21 = 46.2 \text{ kN/m}$$
 $G_2 = (2.04 - 5.0 \cdot \tan 10^{\circ}) \cdot 5 \cdot 21 = 121.8 \text{ kN/m}$
 $G = 46.2 + 121.8 = 168 \text{ kN/m}$

Berechnung des Schwerpunktes:

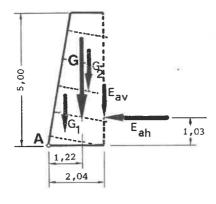
Die Summe der Momente um A ergibt

$$\sum_{A} M_{A} = \frac{2}{3} \cdot 5.0 \cdot \tan 10^{\circ} \cdot 46.2 + (5 \cdot \tan 10^{\circ} + \frac{2.04 - 5.0 \cdot \tan 10^{\circ}}{2}) \cdot 121.8$$

$$\sum_{A} M_{A} = 204.93$$

Daraus ergibt sich der Abstand a des Schwerpunktes vom Punkt A zu $\hfill \hfill$

$$a = 204,93/168 = 1,22 m$$



A9 ERDDRUCKBERECHNUNG FÜR DIE ERMITTLUNG DER GLEIT-UND KIPPSICHERHEIT

In der gedachten Fuge ist $\delta=0$. Nach DIN 4085 gilt dann für den aktiven horizontalen Erddruckbeiwert k_{ah}:

$$k_{ah} = \frac{\cos(27.5^{\circ} + 10^{\circ})}{\cos(10^{\circ} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin55^{\circ} \cdot \sin27.5^{\circ}}{\cos(-17.5^{\circ}) \cdot \cos10^{\circ}}}\right]^{2}} = 0.243$$

$$\Delta e_{ah} = 2c \cdot \sqrt{k_{ah} \cdot \cos(10^{\circ} - 27,5^{\circ})} = 9,628$$

Erddruckordinate in 5 m Tiefe:

$$e_{a5} = 5.21.0,243 - 9,628 = 15,9 \text{ kN/m}^2$$

1,90

15,9

$$E_{ah} = 0.5 3.1 15.9 = 24.65 \text{ kN/m}$$

 $E_{av} = 24.65 \text{ tan27.5}^{\circ} = 12.83 \text{ kN/m}$
 $E_{a} = 24.65/\cos 27.5^{\circ} = 27.79 \text{ kN/m}$

Alo ERDDRUCKBERECHNUNG FÜR DIE BEMESSUNG DER VERBAUWAND

Da die Elemente nur Kräfte in Nagelrichtung aufnehmen können, ist der Wandreibungswinkel δ = 0 zu setzen. Die Kräfte, die über die Laschen abgetragen werden können, werden also nicht berücksichtigt. Würde man diese Kräfte berücksichtigen, ergäbe sich ein niedrigerer Erddruckbeiwert, d.h. mit der getroffenen Annahme "liegt man auf der sicheren Seite".

Nach SMOLTCZYK (1984a, Abschnitt E05) lautet die Formel für den Gleitflächenwinkel:

$$\tan \theta = \frac{H/B}{1 + \frac{H}{B} \cdot \tan(90^{\circ} - B)}$$
Für $B = 80^{\circ}$, $\delta = 0$ und $\phi = 27,5^{\circ}$:
$$\frac{H}{B} = \frac{(1 + \tan^{2}27,5^{\circ})/(1 + \tan^{2}10^{\circ}) + \tan27,5^{\circ}}{1 - \tan27,5^{\circ} \cdot \tan10^{\circ}}$$

$$\frac{H}{B} = 1,79564$$
Daraus folgt:
$$\tan \theta = \frac{1,79546}{1 + 1,79546 \cdot \tan10^{\circ}} \qquad \theta = 53,75^{\circ}$$

$$E_{a} = G \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\beta - \theta + \phi)}$$

$$E_{a} = \frac{1}{2} \sqrt[6]{H^{2}(\cot \theta - \cot \beta)} \cdot \frac{\sin 26,25^{\circ}}{\sin 53,75^{\circ}}$$

$$E_{b} = 0,5 \cdot 21 \cdot 25 \cdot (0,7332 - 0,17633) \cdot 0,5484$$

$$E_{\rm g} = 80,17 \, \rm kN/m$$

Erddruckordinate in 5 m Tiefe: $e_a = 80,17 \cdot 2/5,077 = 31,58$

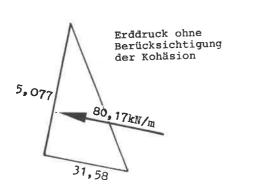
Daraus ergibt sich der Erddruckbeiwert $k_a = 31,58/(5,0.21,0) = 0.3$

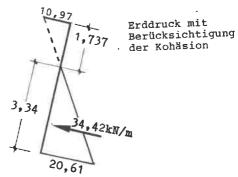
Infolge Kohäsion vermindert sich der Erddruck um

$$\Delta e_{\rm a} = 2c \cdot \sqrt{k_{\rm a}} = 10.97 \text{ kN/m}^2$$

Erddruckordinate in 5 m Tiefe:

$$e_{85} = 5.21.0,3 - 10,97 = 20,61 \text{ kN/m}^2$$





A11 UNTERSUCHUNG DER KRITISCHEN GLEITKREISE VON BILD 28

Stabilisierendes Moment infolge der Bodennägel:

Spezifische Kraft einer Nagellage:

$$q = (U \cdot q_{rm} \cdot \eta_{B\ddot{o}sch}) / (a \cdot \eta_{Nagel})$$

wobei U

Umfang eines Nagels

Mantelreibungsbeiwert

Nagelabstand in der jeweiligen Nagellage

n_{Bösch} Standsicherheitsfaktor der Böschung n_{Nagel} Standsicherheitsfaktor des Bodennagels

Stabilisierndes Moment einer Nagellage:

 $M = 1 \cdot q \cdot Hebelarm$

wobei l wirksame Länge der Nagellage

Für Nagellage 4: $q = 90 \cdot 0.08 \cdot \pi \cdot 1.3/(1.5 \cdot 1.2) = 16.336 \text{ kN/m2}$

Für Nagellage 5: $q = 90.0,08.\pi.1,3/(1,5.0,8) = 24,500 \text{ kN/m2}$

F=======			=====		========			
	NAG	ELLAGE	4	NAG	ELLAGE	5	[
Kreis Nr. Rad.	wirks. Nagell.	Hebelarm der Nagell.	M ₄	wirks. Nagell.	Hebelarm der Nagell.	. ^M 5	ΣΜ	ΣM R
1 6,01 2 5,43 3 8,16 4 5,11 5 5,0 6 4,99	0,92 0,58 0,37	2,91 3,125 5,42	43,7 29,6 32,8 0,0 0,0	1,63 1,49 1,42 1,20 0,92 0,77	3,93 4,15 6,43 4,34 4,47 4,52	156,9 151,5 223,7 127,6 100,7 85,3	127,6	33,4 33,4 31,4 25,0 20,1 17,1

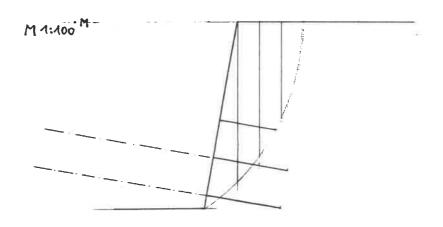
Berechnung des stabilsierenden Moments

Die Berechnung der Standsicherheit erfolgt nach dem Verfahren von Krey/Bishop entsprechend der Formulierung in DIN 4084. Dabei ergibt sich die Standsicherheit zu

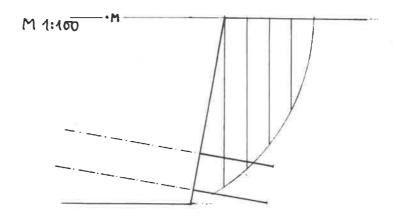
$$\eta = \frac{\Sigma T_{i} + \frac{\Sigma M}{R}}{\Sigma N_{i}}$$

(R Radius des Gleitkreises)

*******	****	KRE	IS1	****	****	*****	*****	
Lamellen-Nr.	1	2	3	4	5	6	7	
(1) Θ_i (2) b_i (3) h_i (4) G_i (5) $\sin \Theta_i$ (6) $G_i \cdot \sin \Theta_i$	0,88 4,47 39,34 0,656	0,58 3,95 48,11 0,755	59,9 0,58 2,85 34,71 0,865 30,03	0,58 1,95 15,84 0,946			ΣN	i 107,14
(7) cosθ ₁ cotφ+sinθ ₁ (8) (G ₁ + bccotφ)/(7)	2,106	2,015	1,83	1.568			Στ	
(9) $\cos\theta_i \cot\phi + \sin\theta_i / (10)$ (G _i + hccot ϕ) / (9)	1,983 28,35	1,874 31,62	1,668 27,48	1,391 19,40			Σ _{Τ,}	106,85
Nach KREY: Ohne Berücksichtigun Mit Berücksichtigung Nach BISHOP (1.Itera Mit Berücksichtigung ***********************************	der Bo	odennä it n =	gel: 1 1,23)	n = (98	,35 +	33,4)/	107,14 =	

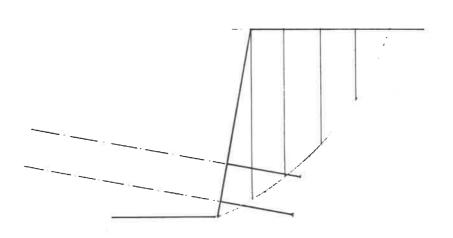


```
************************ K R E I S 2 ***********
Lamellen-Nr.
                               2 · 3 4
(1) ⊖<sub>∂</sub>
                       30,5
                               37
                                    46,9
                                            58
                                                   70
(2) b;
                       0,88
                              0,60
                                    0,60
                                           0,60
                                                 0,60
(3) h_i
                       4,80 4,30
                                    3,72 2,95
                                                  1,8
(4) G
                       44,35 54,18 46,87 37,17 15,12
                                                                     \sum_{i=135,0}^{N_i}
(5) sin⊖ ¿
                       0,507 0,602 0,730 0,848 0,940
(6) = (4) \cdot (5)
                       22,51 32,61 34,22 31,52 14,2
(7) cosθicotφ+sinθi
                      2,162 2,136 2,043 1,866 1,597
(8) (G_i + b_{CCOt}\phi)/(7) 28,35 30,76 28,58 26,10 16,68
                                                                      = 130,4
1. Iteration mit n = 1,21
(9) \cos\theta_i \cot\phi + \sin\theta_i / n 2,074 2,031 1,916 1,719 1,40
(10) (G_i + b_{ccot}\phi)/(9) 29,55 32,34 30,47 28,34 18,58
                                                                      = 139,2
2. Iteration mit n = 1.28
                                                                    Στ<sub>ι</sub>
= 141,7
(9) \cos\theta_i \cot\phi + \sin\theta_i / n \ 2.051 \ 2.004 \ 1.883 \ 1.681 \ 1.391
(10) (G_i + bccot\phi)/(9) 29,88 32,78 31,00 28,98 19,15
Nach KREY:
Ohne Berücksichtigung der Bodennägel: \eta = 130,47/135,06 = 0,97
Mit Berücksichtigung der Bodennägel: n = (130,47 + 33,4)/135,06 = 1,21
Nach BISHOP (1.Iteration mit n = 1,21):
Mit Berücksichtigung der Bodennägel: \eta = (139,28 + 33,4)/135,06 = 1,28
Nach BISHOP (2. Iteration mit n = 1,28):
Mit Berücksichtigung der Bodennägel: \eta = (141,79 + 33,4)/135,06 = 1,29
***********
```

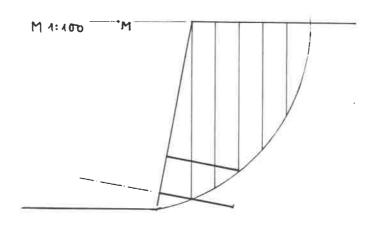


*******	**** P	KRE	I S 3 3	*****	*****	****	****	
Lamellen-Nr.	1	2	3	4	5	6	7	
(1) 0 _i		33,4						
(2) b;		0,925						
(3) h _i		4,27						
(4) G;		84,92					<u></u>	
	0,455						ZN	161,27
(6) = (4) · (5)	19,13	42,46	45,93	38,88	14,87		=	161,27
(7) cosθ _i cotφ+sinθ _i	2.165	2,153	2,098	1.976	1,785		ΣΤ:	
(8) (G; + b;c;cot \(\phi \) / (7)	27,63	47,70	41,33	33,96	19,39		=	170,0
(9) cosθ cotφ+sinθ /r	2.074	2,042	1,965	1,819	1,608		Σ_{T_i}	
(10) (G; + bccoth) / (9)	28,84	50,29	44,13	36,89	21,52		=	181,67
Nach KREY:								
Ohne Berücksichtigun	g der 1	Bodenna	igel:	n = 170	0,0/161	,27 =	1,054	
Mit Berücksichtigung	der Bo	odennäg	gel: ı	$\dot{\mathbf{n}} = (1)$	70,0 + 3	31,4)/	161,27 = 1	1,25
Nach BISHOP (1.Itera	tion ma	it n =	1,25)	i				
Mit Berücksichtigung	der Bo	odennä	gel: 1	ղ = (18	81,67 +	31,4)	/161,27 =	1,32

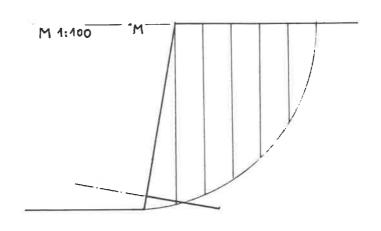
M 1:100 M



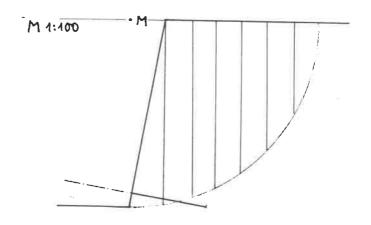
******	*****]	K R E :	IS4	*****	****	*****	****
Lamellen-Nr.	1	2	3	4	5	6	7
(1) Θ (2) b_i (3) h_i (4) G_i ((2)·(3) γ) (5) $\sin\Theta_i$ (6) = (4) · (5)	0,88 4,80 44,35 0,317	0,64 4,65 62,50 0,438	0,64 4,27 57,39 0,566	38,8 0,64 3,72 50,0 0,627 31,35	0,64 3,0 40,32 0,817	0,64 2,02 18,10 0,919	Σ _N ; = 154,54
(7) $\cos\theta_i \cot\phi + \sin\theta_i$ (8) $(G_i + bccot\phi)/(7)$	2,139 26,43	2,165 34,55	2,148 32,43	2,124 29,33	1,924 27,35	1,676	Σ _{T_i} = 168,22
(9) $\cos\theta_i \cot\phi + \sin\theta_i / \eta$ (10) ($G_i + b_c \cot\phi$) / (9)	2,076 27,24	2,077 36,01	2,035 34,23	2,124 31,17	1,761 29,88	1,676 20,36	Στ _λ = 178,89
Nach KREY: Ohne Berücksichtigung Mit Berücksichtigung Nach BISHOP (1.Iterat Mit Berücksichtigung ***********************************	der Bo	odennä it n =	gel: (n = (16	58,22 -	1 25,0)	/154,54 = 1,25



*******	**** P	(RE	I S 5 1	*****	******	*****	*****
Lamellen-Nr.			3		5	6	7
(1) Θ_{ξ} (2) b_{ξ} (3) h_{ξ} (4) G_{ξ} (5) $\sin\Theta\xi$ (6) = (4) • (5)	0,88 4,85 44,81 0,2	0,75 4,75 74,81 0,342	0,75 4,40 69,39 0,486	39,8 0,75 3,85 60,64 0,640 38,81	0,75 3,1 48,82 0,789	0,75 2,05 40,95 0,913	∑N; = 182,96
(7) cosθ cotφ+sinθ; (8) (G _ξ + bgcotφ)/(7)	2,082 29,64	2,147 41,55	2,164 38,68	2,116 35,47	1,97 32,1	1,694 32,68	Στ _ι = 210,12
(9) $\cos\theta_i \cot\phi + \sin\theta_i / \tau$ (10) $(G_i + \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ \ $	2,041 30,24	2,077 42,95	2,064 40,55	1,985 37,82	1,808 34,97	1,507 36,74	Σ _{Τί} = 226,0
Nach KREY: Ohne Berücksichtigun Mit Berücksichtigung Nach BISHOP (1.Itera Mit Berücksichtigung	der Bo tion m	odennä it n =	gel: 1,258	ង្ = (2)):	10,12	+ 20,1),	/182,96 = 1,258

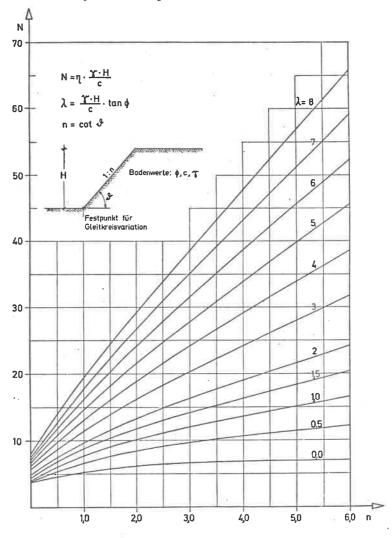


```
****************** K R E I S 6 *************
Lamellen-Nr.
                                  2
                                         3
                           6,8 14,2
                                       22,5 31,3 41
                                                             53
                                                                     68
(2) bi
                         0,88 0,68 0,68 0,68 0,68 0,68
4,85 4,82 4,60 4,25 3,75 2,98
                                                                     0,68
(3) h
                                                                     1,83
(4) G<sub>ξ</sub>
(5) sinΘ<sub>ξ</sub>
                         44,85 68,83 65,69 60,69 53,55 42,55 17,42
                         0,118 0,245 0,383 0,52 0,656 0,799 0,927 \Sigma_{N_1} 5,29 16,86 25,16 31,56 35,13 34,0 16,15 = 164,15
(6) = (4) \cdot (5)
(7) \cos\theta_{1} \cot\phi + \sin\theta_{1} 2,025 2,107 2,160 2,160 2,106 1,955 1,647 \Sigma\tau_{1} (8) (G_{1}+b_{1}\cot\phi)/(7) 30,49 38,86 36,46 34,14 31,63 28,44 18,5 = 218,52
(9) \cos\theta_{1}\cot\phi + \sin\theta_{1}/\eta_{1,989} 2,032 2,044 2,002 1,907 1,713 1,366 \Sigma_{T_{1}}
(10) (G; + bccote)/(9) 31,04 40,28 38,53 36,83 34,93 32,46 22,31 = 236,38
Nach KREY:
Ohne Berücksichtigung der Bodennägel: n = 218,52/164,15 = 1,33
Mit Berücksichtigung der Bodennägel: n = (218,52 + 17,1)/164,15 = 1,435
Nach BISHOP (1.Iteration mit n = 1,435):
Mit Berücksichtigung der Bodennägel: n = (236,38 + 17,1)/164,15 = 1,544
```



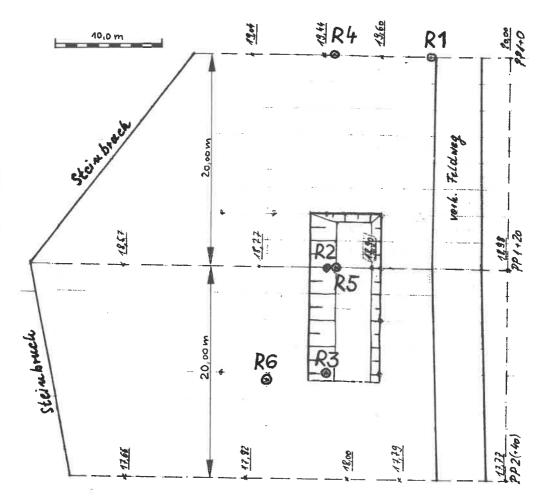
A12 TAFEL VON GUSSMANN ZUR BÖSCHUNGSBERECHNUNG NACH KREY/BISHOP

Bemessungsdiagramm für homogene Böschungen nach dem Lamellenverfahren von Krey/Bishop bei kreisförmiger Bruchfuge



A13 ERGEBNISSE DER RAMMSONDIERUNGEN

LAGEPLAN DES VERSUCHSGELÄNDES IM STEINBRUCH DER Fa. GLÄSER BEI BACKNANG



R1, R2, R3, R4: Sondierungen mit der mittelschweren Rammsonde

R5, R6: Sondierungen mit der schweren Rammsonde

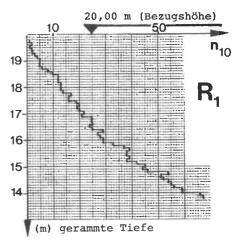
RAMMSONDIERUNGEN NACH DIN 4094

Ausgeführt vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart (Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk)

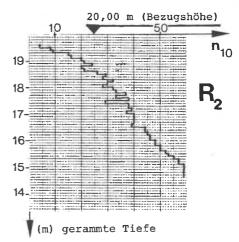
Rammsondierung: R1
Ansatzhöhe: 19,83 m
Tag der Rammsondierung: 24.04.83
Ausführung: Zoller
MITTELSCHWERE RAMMSONDE
Fallgewicht: 0,3 kN

Fallhöhe:

0,3 kN 0,5 m



Rammsondierung: R2
Ansatzhöhe: 18,71 m
Tag der Rammsondierung: 21.04.83
Ausführung: Zoller
MITTELSCHWERE RAMMSONDE
Fallgewicht: 0,3 kN
Fallhöhe: 0,5 m

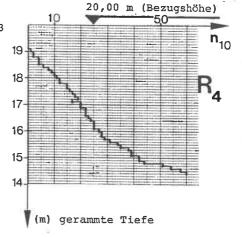


RAMMSONDIERUNGEN NACH DIN 4094

Ausgeführt vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart (Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk)

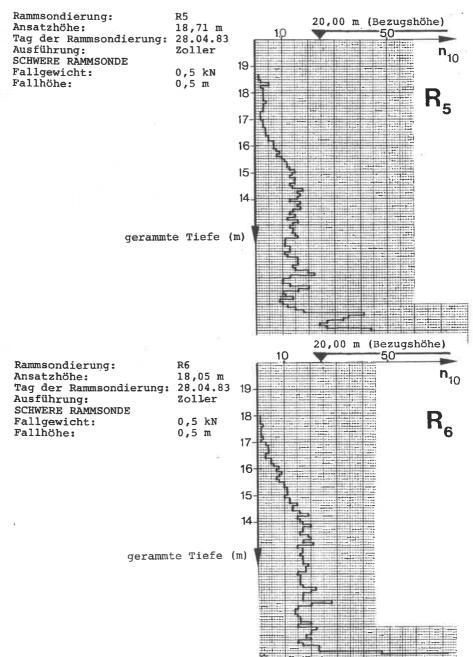
Rammsondierung: R3 20,00 m (Bezugshöhe) Ansatzhöhe: 10 50 18,23 m Tag der Rammsondierung: 21.04.83 Ausführung: Zoller 19-MITTELSCHWERE RAMMSONDE Fallgewicht: 0,3 kN Fallhöhe: 0,5 m 18-17 16 15 14 gerammte Tiefe

Rammsondierung: R4
Ansatzhöhe: 19,20 m
Tag der Rammsondierung: 21.04.83
Ausführung: Zoller
MITTELSCHWERE RAMMSONDE
Fallgewicht: 0,3 kN
Fallhöhe: 0,5 m



RAMMSONDIERUNGEN NACH DIN 4094

Ausgeführt vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart (Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk)

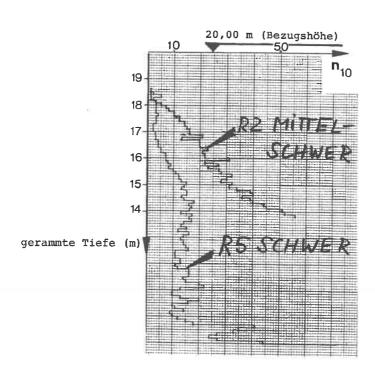


RAMMSONDIERUNG NACH DIN 4094

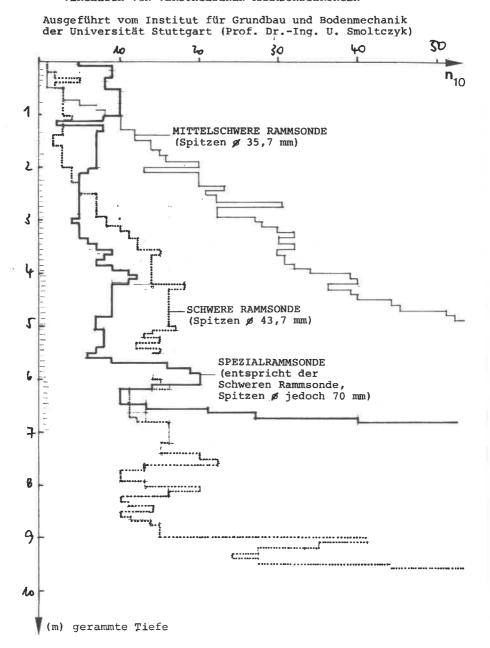
Ausgeführt vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart (Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk)

VERGLEICH VON SCHWERER UND MITTELSCHWERER RAMMSONDIERUNG

Tag der Rammsondierung: 21./28.04.83 Ausführung durch: Zoller Vergleich der Rammsondierungen R2 und R5 Ansatzhöhe: 18,71 m



VERGLEICH VON VERSCHIEDENEN RAMMSONDIERUNGEN



MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk

Nr.	1	Thamm, B.	(1974)	Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
				Preis: DM 10,
Nr.	` 2	Gußmann,P.	(1975)	Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
				Preis: DM 5,
Nr.	3	Feeser,V.	(1975)	Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die boden- physikalischen Eigenschaften von Löß
				Preis: DM 10,
Nr.	4	Du Thinh, K	(1976)	Dokumentation
Nr	5	Smoltczyk,	11/10761	
***	,	Pertschi, C		Messungen an Schleusen in der UdSSR Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
				Preis: DM 18,
Nr.	6	Hilmer,K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände
				Preis: DM 18,
Nr.	7	Laumans,Q.	(1977)	Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
				Preis: DM 18,
Nr.	8	Lächler,W.	(1977)	Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
				Preis: DM 15,
Nr.	9	Spotka,H.	(1977)	Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand
				bei Sand Preis: DM 15,
Nr.	10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grund-
				bauaufgaben Preis: DM 20,
Nr.	11	Ulrich,G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Platten- druckversuche auf konsolidierenden Böden
		Gußmann,P.	(1980)	Zum Modellgesetz der Konsolidation
				Preis: DM 20,
Nr.	12	Salden,D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
				Preis: DM 25,
Nr.	13	Seeger,H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruck- versuche im Bohrloch
				Preis: DM 25,

Nr. 14	Schmidt, HH.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stütz- wände bei nachgiebigem Baugrund
			Preis: DM 25,
Nr. 15	Smoltczyk, U. Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen
			Preis: DM 12,
Nr. 16	Malcharek, K.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berech- nung von Fundamenten Preis: DM 15,
45		(1004)	
Nr. 17	Gruhle, HD.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes
			Preis: DM 30,
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
			Preis: DM 25,
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten
			Preis: DM 25,
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"
			Preis: DM 35,
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des äktiven Erddruckes
			Preis: DM 20,
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wie- holten Wandbewegungen in Sand
			Preis: DM 25,
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten
			Preis: DM 25,
Nr. 24	Schad, H.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen
	Smoltczyk,U./		Baugruben
	Schad,H./		Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung
	Zoller,P.		Preis: DM 35,
Nr. 25	Cirl-ann B	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente
MI. 25	Gußmann, P.	(1903)	Preis: DM 20,
N. 06	Chalanna B	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner ein-
Nr. 26	Steinmann, B.	(1900)	axialer Beanspruchung

Preis: DM 25,--

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner Mitarbeiter

11	Smoltczyk,U.	(1983)	Studienunterlagen. s.a. "Mitteilungen des Baugrundinsti	tuts Stg."
2	Gußmann,P.	(1973)	Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbe- dingung unter besonderer Berücksich- tigung der Konsolidation einseitig dränierter Tonschichten Die Bautechnik 50, 20 - 25	Sonderdruck
[3]	Thamm, B.R.	(1973)	Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept Der Bauingenieur 48, 311 - 314	Sonderdruck
4	Gußmann,P./ Spotka,H.	(1973)	Eindimensionale Konsolidation mehr- schichtiger Tonböden Die Bautechnik 50, 265 - 272	Sonderdruck
5	Thamm, B.R.	(1973)	Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden Der Bauingenieur 48, 370 – 374	Sonderdruck
[6]	Gußmann,P.	(1974)	Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.	2, 61 -73
7	Gußmann,P./ Schad,H.	(1974)	Practical considerations in the appli finite element techniques to soil pro Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.	cation of
8	Gußmann,P./ Spotka,H.	(1974)	One-demensional consolidation of multiclays Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.	i-layered
9	Gußmann,P./ Thamm,B.	(1974)	Two-dimensional consolidation of trial specimen Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.	xial test
10	Schad,H. et al.	(1974)	Stresses in concrete caisson bells Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.	
11	Smoltczyk,U.	(1974)	Improved technique for foundations on Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.	\$10nes
12	Smoltczyk,U./ Diem,P./Spotka,	(1974) H.	Pressure cell for the measurement of and shear stress Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2	normal
13	Smoltczyk,U./ Ljöterud,L.	(1974)	Stabilizing sand grains by overhead we pressure in bell bottoms of caisson pure Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2	iter

Die Nrn. 6 bis 13 enthält das o.g. Heft 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preise von DM 20,-- verkauft wird.

14	Smoltczyk,U. et al.	(1975)	Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernfor- schung Karlsruhe
15	Gußmann,P./ Thamm,B.R.	(1974)	Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben Der Bauingenieur 49, 293 - 298 Sonderdruck
16	Gußmann,P.	(1974)	Uber den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruck- ansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen Der Bauingenieur 49, 298 - 301 Sonderdruck
17	Smoltczyk,U./ Gußmann,P./Schu	(1974) 11z,H.	DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele 20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,
18	Laumans,Q.	(1975)	Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächengründungen Technische Akademie Wuppertal, Heft 14
19	Smoltczyk,U.	(1975)	Graving Dock Foundation on Deep Fill Proc. 1 Baltic Conf.Soil Mech.Found.Engg.III, 213 - 222
20	Smoltczyk,U./ Du Thinh	(1975)	Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitte- rungsböden Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.
21	Smoltczyk,U.	(1975)	Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren in: Festschrift Lorenz, Techn.Univ.Berlin, 203-218
22	Smoltczyk, U.	(1975)	Wie kann man Baugruben verbilligen? Der Architekt 2, 94 - 103
	Smoltczyk,U.	(1975)	Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein Veröff. Inst.Felsmech.Bodenmech.Univ.Karlsruhe 63, 21 - 50
24	Smoltczyk,U.	(1976)	Pfahlgründung eines Eisenbahndammes Proc. 6. Europ. Conf. SMFE, 1.2, 561 - 566
25	Smoltczyk,U./ Hilmer,K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, 245 - 265
	Laumans,Q./ Schad,H.	(1976)	Calculation of mat foundations on clayey silts Proc. Sec.Int.Conf.Num.Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol 1
27	Smoltczyk,U./ Hilmer,K./Frank Schuppener,B.	(1977) ce,E./	Earth Pressure Variations Due to Temperatur Change ICOSFME Tokyo, Vol. 2, 225 - 233
28	Smoltczyk,U./ Seeger,H.	(1977)	Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes Int. Symp.The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 - 447
29	Smoltczyk,U.	(1978)	Wagnis Baugrund Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift, 8/9, 12 - 16
30	Hilmer,K./ Vogt,N.	(1978)	Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden, Geotechnik 1, 75 - 83

31	Schad, H.	(1978)	Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161
32	Schulz,H./Smol	tczyk,U.	(1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkon- solidierter Böden für Erddruckberechnungen Vorträge Baugrundtagung Berlin, 275 - 296
33	Smoltczyk,U.	(1978)	DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik GEOTECHNIK 1, 29 - 42
34	Gußmann,P.	(1978)	Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften GEOTECHNIK 1, 68 - 74
35	Hilmer,K./Vogt	,N. (1978	3) Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden GEOTECHNIK 1, 75 - 84
36	Schmidt,HH.	(1978)	Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben ein- dringenden Wassers Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Insti- tut für Grundbau und Bodenmechanik der Universi- tät Stuttgart
37	Schmidt,HH.	(1978)	Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischt- körniger Böden auf bituminöser Basis unter Ver- wendung von Handelsprodukten Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Insti- tut für Grundbau und Bodenmechanik der Universi- tät Stuttgart
38	Gußmann,P.	(1979)	Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dränierter Laborversuche GEOTECHNIK 2, 148 - 154
39 !	Smoltczyk,U.	(1979).	Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seiten- drucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80
40	Schmidt, HH.	(1979)	Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Ab- hängigkeit von Untergrundbewegungen durch Damm- schüttungen. Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f.Verkehr
41]	Smoltczyk,U.	(1979)	Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften Berichte Bundesvereingung Prüfingenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51
42	Smoltczyk, U./	/ogt,N./H	Gilmer,K. (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge

Proc. 7.ECSMFE Brighton, 2, 131 - 140

- |43| Smoltczyk,U. (1979) Influence of foundation depth on raft analyses
 Proc.3.Int.Conf.Numerical Methods in Geomechanics,
 4, 1503 1512
- |44| Smoltczyk,U. (1979) Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart 2.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 113 - 115
- [46] Smoltczyk,U./Schmidt,H.-H. (1979) Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d.Straßenwesen Koblenz
- |47| Smoltczyk,U./Gußmann,P./Schad,H. (1980) Grundbautaschenbuch 3.Auflage
 Teil 1 mit Beiträgen:
 1.1 Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole
 1.2 Baugrundgutachten; 1.7 Numerische Verfahren
 in der Bodenmechanik; 1.10 Berechnung von Zeitset-
- | 48 | Smoltczyk,U.(1980) Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen. VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau..".

zungen. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin München

- 49 Smoltczyk, U. (1980) Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde.
 III.Int.Symp. DDR-Komitee Bodenmech.Grundbau
 Dresden, S.22-28.
- |50| Smoltczyk,U.(1980) Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen. III.Int.Symp.DDR-Komitee Bodenmech.Grundbau Dresden, S.58-61.
- |51| Buchmaier,R.F./Smoltczyk,U./Schad,H.(1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand.
 Proc.6.Donaueurop.CSMFE Varna, 1a, S.65-74.
- | 52 | Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1981) Lebendverbau von Steilböschungen. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S. 396-400.
- Smoltczyk, U. (1981) Saving cities and old buildings. State-of-the-Art Report.10th ICSMFE Stockholm, 4, S. 441-465.
- [54] Gußmann,P./Lutz,W.(1981) Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser.
 GEOTECHNIK 4,S.70-81.
- | 55 | Kunz,B. (1981) Methodenbank im Grundbau (MIG). Schlußbericht S-SMO/103 des Inst.f.Grundbau- und Bodenmechanik der Univ-Stuttg., CAD-Projekt Kernforschungszentrum Karlsruhe.
- | 56 | Melzer, K.-J./Smoltczyk, U. (1982) Dynamic penetration testing. State-of-the-Art Report.Proc.2nd ESOPT Amsterdam, 1, S. 191-202.
- |57| Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1982) Living Sheets on Steep Slopes. Proc. 2nd Int.Conf. Geotextiles, 1, S. 253-257.
- | 58 | Steinmann, B. (1982) Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage. Proc.Int.Symp.Num.Models Geomechanics Zürich, S. 280-285. A.A. Balkema Rotterdam.

- [60] Vogt,N. (1982) Large scale model tests with partial mobilization of the wall. IUTAM Conference Deformation Failure Granular Materials, Delft, S.643-652.
- |61| Smoltczyk,U. (1982) Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität. Geotechn.Konferenz, Brn, CSSR.
- |62| Smoltczyk,U. (1982) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch Teil 2, Abschn. 2.3, 3.Aufl.,W.Ernst u. Sohn.
- 63 Smoltczyk, U. Netzel, D. (1982 Flachgründungen. Grundbautaschenbuch Teil 2, Abschn. 2.1, 3. Aufl., W. Ernst u. Sohn.
- |64| Smoltczyk,U./Hilmer,K. (1982) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch
 Teil 2,Abschn.2.5, 3.Aufl., W. Ernst u.Sohn.
- 65 Schenck, W. / Smoltczyk, U. / Lächler, W. (1982) Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion. Grundbautaschenbuch 2, 2.12, W. Ernst u. Sohn.
- 66 Schenck, W./Smoltczyk, U. (1982) Gründungen im offenen Wasser. Grundbautaschenbuch Teil 2, Abschn. 2.17, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn.
- |67| Gussmann,P. (1982) Kinematical Elements for Soils and Rocks. Proc. of the 4th Int.Conf.on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton/Canada.
- [68] Gussmann,P. (1982) Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures. IUTAM Symp.

 'Deformation and Failure of Granular Materials', Delft.
- [69] Smoltczyk,U. (1983) Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE Helsinki, Vol. 3, S. 63-74.
- | 70 | Gussmann,P. (1983) | Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzen unter statischen Lasten. 7. Donaueurop. CSMFE, Kishinjew, III, S. 55-60.
- [69] Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1982): Living Sheets on Steep Slopes. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, I, S.253-257.
- [70] Smoltczyk, U. (1983): Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE Helsinki, Vol. 3, S.63-74.
- |71| Gussmann,P. (1983): Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzen unter statischen Lasten. 7. Donaueurop. CSMFE, Kishinjew, III, S.55-60.
- | 72 | Smoltczyk,U. (1983): Axiale Probebelastung Teil I: Statische Belastung.

 Empfehlungen für die Durchführung (4. Vorschlag).

 GEOTECHNIK 6, S.174-195.
- 73 Smoltczyk, U. (1984): Nachlese zum Erdrutsch in Tuve. GEOTECHNIK 7, S. 54-55.
- [74] Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1984): Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen. GEOTECHNIK 7, S.117-129.
- 75 Smoltczyk, U. (1984): Wie sicher müssen Altbauten sein? GEOTECHNIK 7, S. 174-181.

- |76| Smoltczyk,U. (1984): Zur Berechnung der rückverhängten Erdwand. GEOTECHNIK 7, S.214.
- [77] Smoltczyk,U.(1984): Neues Verfahren zur Sicherung von Steilböschungen mit Hilfe von Geotextilien. 23.Int.Chemiefasertagung Dornbirn.
- | 78 | Gussmann, P. / Ochmann, H. (1985): Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. 11th ICSMFE San Francisco.
- [79] Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1985): Slope protection by membrane structures.

 GEOTEXTILES AND GEOMEMBRANES 2
- 80 Smoltczyk, U./Salden, D./Majchrzyk, K, (1985): Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone.

 11th ICSMFE San Francisco.
- 81 Smoltczyk, U. (1985): Axial Pile Loading Test Part 1: Static Loading.
 GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL 8.
- | 82 | Schad, H. (1985): Computing Costs for FEM Analysis of Foundation Engineering Problems and Possible Ways of Increasing Efficiency.

 Int. Journ. for Numerical and Analytical Meth. in Geomechanics, Vol. 9, 1985, 261-275



tierung Foto: Schad, 1981 Sanierung der Böschung von b) durch Torkre-

einer Keuperböschung bei Foto: Pflieger, 1981 Abrutschen des Bereichs unterhalb der Berme an Weinstadt Q Q

Foto: Gundlach, 1980

Bild 1: Rutschungen an Böschungen mit Bermen







- a) Böschung beim ersten Besuch des TAB auf der Baustelle.
- b) Trotz Einschaltung des Gutachters und der Sicherung mit Maschendraht kommt es zu Abbrüchen.
- c) Die Felsbrocken fallen in den Arbeitsraum. Der Maschendraht kann die Brocken nicht zurückhalten.

Fotos: Hoffmann, 1979

Bild 2: Abbrüche an einer Böschung im Stubensandstein

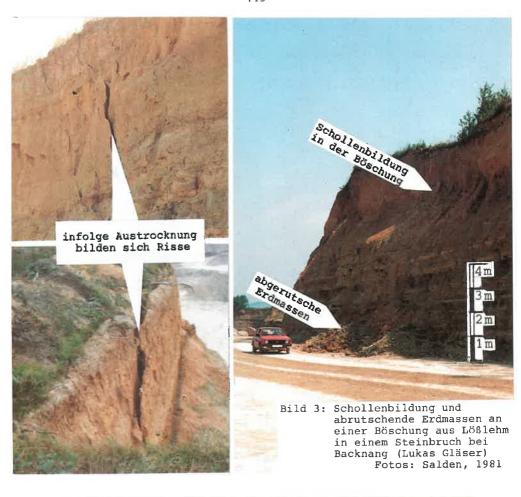




Bild 10: Rutschungen an einer Autobahnböschung bei Wendlingen Foto: Schad, 1981



Bild 31: Blick auf die durch den Steinbruch angeschnittenen Schichten



Erster Abschnitt ausgehoben und verbaut. Beginn des Aushubs für den zweiten Abschnitt



Vierter und letzter Abschnitt teilweise ausgehoben. Die Berme in der Mitte bleibt stehen bis die Randabschnitte verbaut sind.

Bild 34: Aushub der Versuchsgrube in Abschnitten

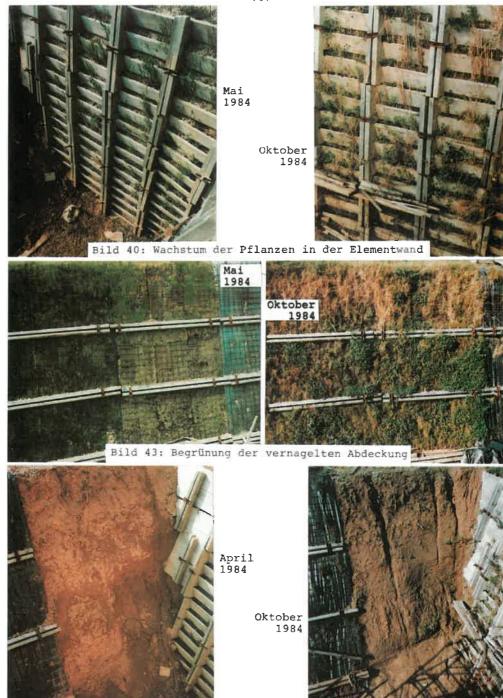


Bild 44: Freie Böschung (Neigung 60°) ohne Abdeckung



Bild 64: Ausbildung der Gleitfuge und der Risse bei Versuch 2



Bild 65: Gleitfläche von Versuch 1 und freigelegter Bentonitschlitz

