

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

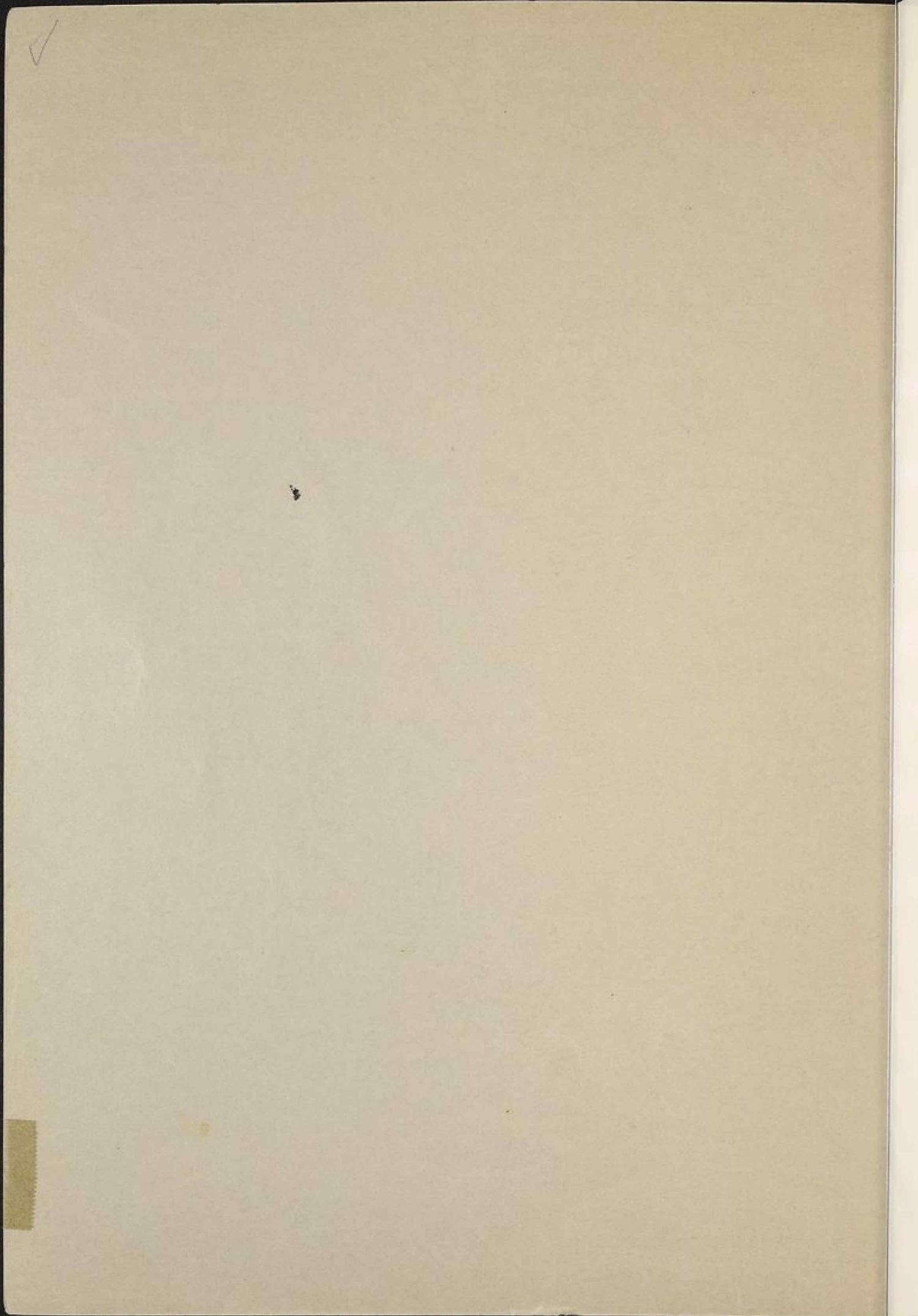
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 18

**Spannungen und Verformungen
in hohen Dämmen im Bauzustand**

Dr.-Ing. Gunter Hardt

Januar 1976



[Faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page]

Lehrstuhl für ^{44131 a} Bodenmechanik und Grundbau
Prof. Dr.-Ing. H. Brem
Technische Hochschule
Darmstadt

44131-18-1

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau

der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 18

Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand

Dr.-Ing. Gunter Hardt

Januar 1976

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 551

1964

PHYSICS 551

PHYSICS 551

PHYSICS 551

PHYSICS 551

VORWORT

Die Wechselbeziehung zwischen Kern und den Stützzonen gewinnt mit zunehmender Höhe des Staudammes an Bedeutung. Diese Erkenntnis gab auch den Anlaß, dieses Thema bei der nächsten, 1977 in Tokio stattfindenden Konferenz der International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering in einer speziellen Sitzung zu behandeln. Die Bemühungen verfolgen letztlich das Ziel, aus der erkannten Wechselbeziehung Kriterien über die Rißbildung in der Kernzone des Dammes zu finden, um den Damm nach diesen Kriterien bemessen zu können.

Verschiebungsmessungen in Dämmen und Berichte über aufgetretene Schäden ließen vermuten, daß schmale Kerne mehr gefährdet sind als breite Kerne und die Kernbreite nach den Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien gewählt werden sollte. In der vorliegenden Arbeit werden in einem ersten Schritt die Wechselbeziehungen an einem 150 m hohen Modelldamm untersucht und gezeigt, wie sich die Kernbreite auf die Verformung und Beanspruchung der Innenzone des Dammes beim weichen und beim steifen Kern auswirkt.

Ergänzende Untersuchungen über den Einfluß der Talform und der Rauigkeit der Aufstandsfläche sowie über die Auswirkungen des Aufstaus auf die Verformung und Beanspruchung des Dammes sollen folgen. Des Weiteren werden Verformungsversuche mit Asphaltbeton ausgeführt, um auch den Damm mit Asphaltbetoninnendichtung in die Untersuchungen einbeziehen zu können. Das in dieser Arbeit beschriebene Programm wird zur Zeit für die geplanten Anwendungen erweitert, um mit seiner Hilfe den Damm bei vorgegebenen Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien bemessen zu können. Die Untersuchungen werden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft in dankenswerter Weise gefördert.

Darmstadt, im Dezember 1975

H. Breth

REPORT

The following report was prepared for the Board of Directors of the Corporation by the Management on the basis of the records of the Corporation and the information furnished to the Management by the various departments of the Corporation. It is intended to provide a summary of the operations of the Corporation for the year ended December 31, 1934, and to show the results of the operations of the Corporation for the year ended December 31, 1934, compared with the results of the operations of the Corporation for the year ended December 31, 1933.

The Corporation has operated during the year ended December 31, 1934, in accordance with the plan of operations approved by the Board of Directors at its meeting held on October 10, 1933. The Corporation has maintained its operations on a sound financial basis and has achieved a net profit of \$100,000 for the year ended December 31, 1934, compared with a net profit of \$80,000 for the year ended December 31, 1933. The Corporation has also maintained its working capital at a level of \$500,000, compared with a working capital of \$450,000 at the end of the year ended December 31, 1933.

The Corporation has also maintained its operations on a sound financial basis and has achieved a net profit of \$100,000 for the year ended December 31, 1934, compared with a net profit of \$80,000 for the year ended December 31, 1933. The Corporation has also maintained its working capital at a level of \$500,000, compared with a working capital of \$450,000 at the end of the year ended December 31, 1933.

Respectfully,
The Management

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
1. Einleitung	1
2. Spannungs- und Verformungsmessungen in hohen Dämmen	4
2.1 Allgemeines	4
2.2 Spannungsumlagerungen in Zonendämmen	5
2.3 Verformung von hohen Dämmen	12
2.4 Schadensfälle	22
3. Aufgabenstellung	29
4. Derzeitiger Stand in der Berechnung von Spannungen und Verformungen in Dämmen	31
4.1 Allgemeines	31
4.2 Linear elastische Verformung des Dammes	32
4.3 Nichtlinear elastische Verformung des Dammes	38
5. Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Schüttstoffe	44
5.1 Allgemeines	44
5.2 Spannungs-Dehnungsbeziehungen aus Dreiaxialversuchen	44
5.3 Auswertung von Dreiaxialversuchen zur Ermittlung der Stoffkennwerte	46
5.4 Für die Berechnung ausgewählte Stoffkennwerte	52
6. Numerisches Rechenverfahren	57
6.1 Allgemeines	57
6.2 Beschreibung des Rechenprogrammes	57
6.2.1 Grundlagen	57
6.2.2 Berücksichtigung des Schüttvorgangs und Programmablauf	58
6.2.3 Besonderheiten	63
6.3 Auswertung	64

	<u>Seite</u>
7. Anwendung des Rechenverfahrens auf den homogenen Dammquerschnitt	66
7.1 Bisherige Untersuchungen	66
7.2 Eigene Untersuchungen	68
8. Anwendung des Rechenverfahrens auf den Damm mit senkrechtem Kern	70
8.1 Zur Wahl des Elementnetzes	70
8.2 Der steife Kern im Vergleich zum weichen Kern	74
8.2.1 Damm mit steifem Kern	74
8.2.2 Damm mit weichem Kern	76
8.3 Einfluß der Kernbreite	77
8.3.1 Damm mit steifem Kern	78
8.3.2 Damm mit weichem Kern	95
9. Beurteilung der Ergebnisse und Empfehlungen	114
9.1 Überprüfung der Berechnungsannahmen	114
9.2 Abschätzung der Gefahr der hydraulischen Rißbildung	118
9.3 Empfehlungen für den Aufbau hoher Dämme	123
9.3.1 Damm mit steifem Kern	123
9.3.2 Damm mit weichem Kern	124
10. Zusammenfassung	126
Literaturverzeichnis	129
Anhang	139

Verzeichnis der Bilder

	<u>Seite</u>
1 HARSPRANGET Damm, Vertikalspannungen im Kern, LÖFQUIST (1951)	8
2 GEPATSCH Damm, Hauptquerschnitt, SCHOBBER (1967)	8
3 GEPATSCH Damm, Verteilung der Vertikalspannungen im Bauzustand, SCHOBBER (1967)	8
4 MAUTHAUS Damm, Verteilung der Vertikalspannungen im Bauzustand, LORENZ (1973)	11
5 PERUČA Damm, Querschnitt und Setzung des Kerns im Bauzustand, NONVEILLER und ANAGNOSTI (1961)	11
6 EL INFIERNILLO Damm, Lageplan und Hauptquerschnitt, MARSAL und DE ARELLANO (1967)	14
7 EL INFIERNILLO Damm, Setzung im Kern und in beiden Stützkörpern, DE ARELLANO (1965)	15
8 EL INFIERNILLO Damm, Vergleich der Zusammen- drückung des Kerns und der Stützkörper in verschiedenen Höhen im Bauzustand, MARSAL und DE ARELLANO (1967)	15
9 EL INFIERNILLO Damm, Schnitt A in der Dammmachse in Längsrichtung, Horizontalverschiebung und Setzung des Kerns, WILSON und SQUIER (1969)	17
10 GEPATSCH Damm, Verschiebungen in verschiedenen Meßhorizonten des Hauptquerschnittes, SCHOBBER (1967)	18

	<u>Seite</u>
11 GEPATSCH Damm, Setzungen und Horizontalverschiebungen ausgewählter Punkte im Hauptquerschnitt, SCHOBER (1967)	18
12 MUDDY RUN Damm, Zusammendrückung des Kerns und der Stützkörper, WILSON und MARANO (1968)	20
13 MUDDY RUN Damm, Setzungen während der Schüttung und der ersten Füllung des Speichers, WILSON und MARANO (1968)	20
14 MAUTHAUS Damm, Setzungen in verschiedenen Meßhorizonten im Bauzustand, LORENZ (1973)	21
15 MAUTHAUS Damm, Verschiebungsvektoren einiger Meßpunkte im Bauzustand, LORENZ (1973)	21
16 COUGAR Damm, Setzung und Horizontalverschiebung der Dammkrone, CASAGRANDE (1965)	24
17 ROUND BUTTE Damm, Setzung und Horizontalverschiebung der Dammkrone, CASAGRANDE (1965)	24
18 HYTTEJUVET Damm, Dammquerschnitt, KJAERNSLI und TORBLAA (1968)	27
19 HYTTEJUVET Damm, gemessene Vertikalspannung im Kern, Wasserdruck und Überlagerungsgewicht, KJAERNSLI und TORBLAA (1968)	27
20 BALDERHEAD Damm, Dammquerschnitt, VAUGHAN et al (1970)	27
21 Modelldamm, Verschiebungen infolge Eigengewicht	34
22 Modelldamm, Spannungen in der Aufstandsfläche, 10 Lastschritte	34
23 Modelldamm, Spannungsfaktoren, 10 Lastschritte (nach CLOUGH und WOODWARD, 1967)	34
24 OTTER BROOK Damm, Querschnitt, KULHAWY, DUNCAN und SEED (1969)	39

	<u>Seite</u>
25 OTTER BROOK Damm, Verschiebungen, CLOUGH und WOODWARD (1967), KULHAWY, DUNCAN und SEED (1969)	39
26 OROVILLE Damm, Querschnitt, KULHAWY und DUNCAN (1972)	42
27 OROVILLE Damm, Setzung in 143 m Dammhöhe, KULHAWY und DUNCAN, (1970, 1972)	42
28 Kornverteilungskurven ausgesuchter Schüttstoffe	48
29 Scherfestigkeitsdiagramm für Kalkstein	48
30 Reibungswinkel großer Proben von Felsschüttungen, MARACHI, CHAN und SEED (1972)	49
31 Dreiaxialversuche mit Kies und Kalkstein, Vergleich der Druck-Setzungslinien mit der analytischen Fassung	50
32 Dreiaxialversuch mit einer Moräne, Vergleich der Druck-Setzungslinien mit der analytischen Fassung	51
33 Neigung der Anfangstangente in Abhängigkeit vom Seitendruck	51
34 ausgesuchte Schüttstoffe, Abhängigkeit des Verformungsmoduls von der Schubbeanspruchung	53
35 Schüttstoffe für die Berechnungen, Abhängigkeit des Verformungsmoduls von der Schubbeanspruchung	55
36 Programmablauf	60
37 Programmsteuerung	61
38 Ausnutzungsgrad des kritischen Hauptspannungs- verhältnisses	65
39 Vertikaler Druck unter einer dreieckförmigen Sandfüllung, REINIUS (1973)	67
40 theoretische Spannungsverteilung in der Aufstands- fläche einer kohäsionslosen Dammschüttung, TROLLOPE (1957)	67

	<u>Seite</u>
41 homogener Damm, Spannungen und Setzungen bei Teilschüttung	69
42 untersuchte Kernbreiten	71
43 Elementnetz und Randbedingungen für FE-Rechnung	72
44 Lastschritte der FE-Rechnung	73
45 Umlagerung der Vertikalspannungen in der Dammachse in Abhängigkeit von der Kernbreite	73
46 steifer Kern, Vertikalverschiebungen in m	80
47 steifer Kern, Horizontalverschiebungen in m	81
48 steifer Kern, Gesamtverschiebungen in m	82
49 steifer Kern, Verschiebungen von Achse und Böschung	83
50 steifer Kern, Vertikalspannungen in Mp/m^2	84
51 steifer Kern, Horizontalspannungen in Mp/m^2	85
52 steifer Kern, Schubspannungen in Mp/m^2	86
53 steifer Kern, Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in %	88
54 steifer Kern, Verformungsmodul in Mp/m^2	89
55 Setzungsverlauf im Horizont mit der jeweils größten Setzung	90
56 Spannungen in der Dammachse	92
57 Dammachse: Verhältnis der Horizontalspannungen zum Überlagerungsgewicht	93
58 Dammachse: Verhältnis der Vertikalspannungen zum Überlagerungsgewicht	93
59 Spannungsverhältnis σ_x / σ_y in der Dammachse	94
60 steifer Kern, Zustand bei 100 m Schütthöhe, Gesamtverschiebungen in m	96

	<u>Seite</u>
61 steifer Kern, Zustand bei 100 m Schütthöhe, Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in %	97
62 steifer Kern, Zustand bei 100 m Schütthöhe, Verformungsmodul in Mp/m^2	98
63 weicher Kern, Vertikalverschiebungen in m	100
64 weicher Kern, Horizontalverschiebungen in m	101
65 weicher Kern, Gesamtverschiebungen in m	102
66 weicher Kern, Verschiebungen von Achse und Böschung	103
67 weicher Kern, Vertikalspannungen in Mp/m^2	104
68 weicher Kern, Horizontalspannungen in Mp/m^2	105
69 weicher Kern, Schubspannungen in Mp/m^2	106
70 weicher Kern, Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in %	107
71 weicher Kern, Verformungsmodul in Mp/m^2	108
72 weicher Kern, Zustand bei 100 m Schütthöhe, Gesamtverschiebungen in m	111
73 weicher Kern, Zustand bei 100 m Schütthöhe, Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in %	112
74 weicher Kern, Zustand bei 100 m Schütthöhe, Verformungsmodul in Mp/m^2	113
75 Abschätzung der Gefahr der hydraulischen Reißbildung	122
A1 steifer Kern, Hauptspannungen σ_1 in Mp/m^2	140
A2 steifer Kern, Hauptspannungen σ_3 in Mp/m^2	141
A3 steifer Kern, Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ in Mp/m^2	142
A4 steifer Kern, Oktaederspannungen σ_{oct} in Mp/m^2	143
A5 steifer Kern, Oktaederspannungen τ_{oct} in Mp/m^2	144

	<u>Seite</u>
A6 weicher Kern, Hauptspannungen σ_1 in Mp/m^2	145
A7 weicher Kern, Hauptspannungen σ_3 in Mp/m^2	146
A8 weicher Kern, Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ in Mp/m^2	147
A9 weicher Kern, Oktaederspannungen σ_{oct} in Mp/m^2	148
A10 weicher Kern, Oktaederspannungen τ_{oct} in Mp/m^2	149

Verzeichnis der Tabellen

1	Scherfestigkeiten ausgesuchter Schüttstoffe	49
2	Stoffparameter nach DUNCAN und CHANG für ausgesuchte Schüttstoffe	49
3	Kennwerte für die Berechnungen	54
4	Abmessungen der untersuchten Dammquerschnitte	71
5	bezogene Setzungsunterschiede	90

Häufig verwendete Bezeichnungen

B	Kernbreite in der Aufstandsfläche
c, c'	Kohäsion, wirksame Kohäsion
E	Elastizitätsmodul
E_t	Verformungsmodul (Tangentenmodul)
γ, γ_n	Raumgewicht
h	Überlagerungshöhe
γh	Überlagerungsgewicht
H	Dammhöhe
K	Stoffparameter
λ_0	Seitendruckbeiwert
n	Stoffparameter
v	Querdehnungszahl
p_a	atmosphärischer Druck
R_f	Stoffparameter
ρ, ρ'	Reibungswinkel, wirksamer Reibungswinkel
σ_x, σ_y	Koordinatenspannungen
σ_1	große Hauptspannung
σ_3	kleine Hauptspannung
τ_{xy}	Schubspannung
u	Horizontalverschiebung
v	Vertikalverschiebung
z	Tiefe unter Krone

Page	Page	Page
1	1	1
2	2	2
3	3	3
4	4	4
5	5	5
6	6	6
7	7	7
8	8	8
9	9	9
10	10	10
11	11	11
12	12	12
13	13	13
14	14	14
15	15	15
16	16	16
17	17	17
18	18	18
19	19	19
20	20	20
21	21	21
22	22	22
23	23	23
24	24	24
25	25	25
26	26	26
27	27	27
28	28	28
29	29	29
30	30	30
31	31	31
32	32	32
33	33	33
34	34	34
35	35	35
36	36	36
37	37	37
38	38	38
39	39	39
40	40	40
41	41	41
42	42	42
43	43	43
44	44	44
45	45	45
46	46	46
47	47	47
48	48	48
49	49	49
50	50	50
51	51	51
52	52	52
53	53	53
54	54	54
55	55	55
56	56	56
57	57	57
58	58	58
59	59	59
60	60	60
61	61	61
62	62	62
63	63	63
64	64	64
65	65	65
66	66	66
67	67	67
68	68	68
69	69	69
70	70	70
71	71	71
72	72	72
73	73	73
74	74	74
75	75	75
76	76	76
77	77	77
78	78	78
79	79	79
80	80	80
81	81	81
82	82	82
83	83	83
84	84	84
85	85	85
86	86	86
87	87	87
88	88	88
89	89	89
90	90	90
91	91	91
92	92	92
93	93	93
94	94	94
95	95	95
96	96	96
97	97	97
98	98	98
99	99	99
100	100	100

1. Einleitung

Mit dem steigenden Bedarf an Wasser und Energie müssen große Speicher geschaffen werden, die talseitig überwiegend durch Erd- oder Steinschüttdämme abgeschlossen werden. Mit der Entwicklung zu größeren Stauräumen nimmt auch die Dammhöhe zu. Mit zunehmender Dammhöhe gewinnen neben der Standsicherheit die Verformungen im Damm an Bedeutung.

Während für die Gewährleistung der Standsicherheit zuverlässige Entwurfsmethoden zur Verfügung stehen, hatten die Bemühungen, die Verformung im Damm zutreffend zu beurteilen, bisher nicht den gewünschten Erfolg.

Dabei erwies sich nicht zuletzt die schwierige Versuchstechnik für die Abschätzung des Verformungsverhaltens der Schüttmaterialien als großes Hindernis. Dies gilt im besonderen Maße für Steinschüttungen.

Bereits während der Schüttung treten im Damm erhebliche Verformungen auf. Somit kommt dem Bauzustand besondere Bedeutung zu. Um die im Bauzustand zu erwartenden Verformungen im Damminnenen zutreffend beurteilen zu können, müssen quantitative Bemessungsaussagen gefunden werden, damit der Damm ohne schädliche Setzungen bemessen und geschüttet werden kann.

Nachfolgend wird ein kurzer Überblick über die bisherigen Bemühungen gegeben, Aussagen über die Verformung im Damm zu gewinnen und das Verständnis über sein Verhalten zu vertiefen.

Zu einer Abschätzung der Verschiebung der wasserseitigen Böschung von Steinschüttdämmen mit einer Betondecke als Oberflächendichtung gelangte TERZAGHI (1960). Nach seinen Ausführungen auf einem "Symposium on Rockfill Dams" ist die unter der Wasserlast in etwa 40 % der Dammhöhe auftretende, senkrecht zur Böschung gerichtete Verschiebung in erster Näherung proportional dem Quadrat der Dammhöhe. STEELE und COOKE (1960) konnten seine Voraussage durch Messungen an mehreren ausgeführten Steinschüttdämmen bis zu 120 m Höhe mit bis zu 1,7 m Setzung der Decke bestätigen. Das Schüttmaterial bestand überwiegend aus Granit, das

in hohen Lagen vor Kopf quer zum Tal geschüttet und - im Gegensatz zur hiesigen Praxis - nicht verdichtet worden war. Die Extrapolation der Verschiebung mit wachsender Dammhöhe führt zu Verformungen, die starre Oberflächendichtungen und auch geneigte Erdkerne nicht mehr schadlos ertragen können.

In der Folgezeit wurden die Dämme vorwiegend mit senkrechtem oder schwach geneigtem Dichtungskern ausgeführt. Auch die Erkenntnis, daß lagenweise eingebrachte und mit Rüttelwalzen verdichtete Steinschüttungen weniger zusammendrückbar sind als geschüttete Steine, brachte zwar weitere Fortschritte, das ungleiche Verformungsverhalten der im Dammkörper eingebauten Materialien verursachte jedoch Probleme, die bei hohen Dämmen als noch nicht oder nur teilweise gelöst angesehen werden. Wie Beobachtungen an Zonendämmen aus Kies und gebrochenem Stein gezeigt haben, kann es zu Rißbildungen kommen, die mitunter die Funktionsfähigkeit des Bauwerkes beträchtlich einschränken und umfangreiche und kostspielige Sanierungsmaßnahmen erfordern können. Darüberhinaus verlangt die Beurteilung solcher Schäden auch neue Überlegungen über die Sicherheit der Konstruktion.

Die Bedeutung, die dem Verformungsverhalten von hohen Kies- und Steinschüttdämmen beigemessen wird, geht aus dem Fortschrittsbericht des Komitees für Erd- und Steinschüttdämme der American Society of Civil Engineers (1967), aus dem state-of-the-art report von WILSON und SQUIER (1969) und nicht zuletzt aus den zahlreichen Beiträgen zur Frage 42 des 11. Internationalen Talsperrenkongresses in Madrid im Jahr 1973 hervor. In der von der ASCE zusammengestellten Übersicht steht an erster Stelle die Erforschung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Kies- und Steinschüttmaterialien unter hohen Spannungen, weiter das Studium der Rißbildung in Schüttungen und schließlich die Entwicklung geeigneter Verdichtungsmethoden für grobe Kiese und gebrochene Steine.

Solange unsere Kenntnisse über das Verformungsverhalten hoher Dämme noch unzulänglich sind, bleibt die Messung im Bauwerk das unentbehrliche Hilfsmittel für unsere konstruktiven Überlegungen. Sie liefert wertvolle Einblicke in das Verhalten der Dämme während der Bauphasen und im

späteren Betriebszustand sowie über die Verformungseigenschaften der eingebauten Materialien. Sie gibt Aufschluß über die Voraussetzungen und Vorgänge, die zu Spannungsumlagerungen und letztlich zu Reißbildungen führen können. Die Messungen dienen damit nicht nur zur Überwachung der Konstruktion und zur Überprüfung der dem Entwurf zugrunde gelegten Modellvorstellung, sondern auch zur Abschätzung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Schüttmaterialien, zur Überprüfung der Berechnungsverfahren und zur Verbesserung der Berechnungsannahmen.

Die Höhe der Staudämme wurde innerhalb der letzten 10 Jahre verdoppelt. Gegenwärtig wird in der Sowjet-Union der NUREK Damm mit 310 m Höhe als derzeit höchster Erddamm gebaut. Seine außergewöhnliche Höhe zeigt das Bestreben zu immer höheren Dämmen. Dies läßt die nachfolgende Behandlung der Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen gerechtfertigt erscheinen.

2. Spannungs- und Verformungsmessungen in hohen Dämmen

2.1 Allgemeines

Erst durch die Entwicklung großer Kompressionsgeräte und Dreiaxialzellen zu Beginn der 60er Jahre war es möglich, repräsentative Proben von Schüttstoffen in Versuchen zu prüfen und ihre Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit unter Spannungen, wie sie in hohen Dämmen auftreten, zu bestimmen (MARSAL, 1967). Bis dahin konnten wesentliche Erkenntnisse über die Verformungseigenschaften von steinigem Böden und von gebrochenem Stein nur durch Messungen an Schüttungen gewonnen werden. Die Verformungsmessungen blieben jedoch zunächst auf die Böschungen und die Krone beschränkt. Sie erfaßten somit nur das Verhalten des Dammes nach seiner Fertigstellung. Dies vor allem bei den bevorzugt ausgeführten Steinschüttungen, wenn deren Einbau keine Setzungsmessungen im Damminneren zuließ. Für die zuverlässige Abschätzung der Verformung von Dämmen mit vergleichbarer oder größerer Höhe waren diese wenigen Meßwerte unzureichend. Über die Größe der Verformung, die während der Bauzeit in der Schüttung auftrat, konnten keine Aussagen gemacht werden. Der Übergang zur lagenweisen Verdichtung der Schüttung ermöglichte es, zwischen zwei Meßhorizonten die Zusammendrückung einzelner Schichten mit zunehmender Dammlast zu messen. Die Ergebnisse lieferten zusammen mit den Setzungsbeobachtungen der Dammoberfläche qualitative Aussagen über das Verformungsverhalten von Schüttungen.

Im Gegensatz zu den steinigem Böden und Schüttungen aus gebrochenem Stein bereitete die Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Böden, die vorwiegend als Kernbaustoffe verwendet werden, wegen der begrenzten Korngröße geringere Schwierigkeiten. Das Verhalten der Kernmaterialien war somit besser bekannt und die Versuchsergebnisse konnten durch Messungen im Damm überprüft werden.

Mit der Erkenntnis, daß der Porenwasserdruck in dichten Schüttungen die Scherfestigkeit in der Dichtungszone verringert, war es möglich, die Erdspannungsmessungen in Verbindung mit dem gemessenen Porenwasserdruck auch im Hinblick auf die Standsicherheit während des Baues sinnvoll zu interpretieren.

Die in fast allen hohen Dämmen gemessenen Verformungen, Porenwasserspannungen und Erddrücke während der Bauzeit und nach Beendigung der Schüttung haben zum Teil überraschende Ergebnisse gebracht. Die Messungen haben darüberhinaus gefährdete Zonen aufgezeigt und bei Schadensfällen wertvolle Hinweise über die Schadensursachen geliefert.

2.2 Spannungsumlagerungen in Zonendämmen

In hohen Erd- und Steinschüttdämmen mit Kerndichtung werden entsprechend den unterschiedlichen Anforderungen, die an die einzelnen Dammzonen gestellt werden, Schüttmaterialien mit voneinander abweichenden physikalischen Eigenschaften eingebaut. Gesteinsart, Form und Materialfestigkeit des Einzelkorns sowie Korngröße und Kornzusammensetzung bestimmen weitgehend die Zusammendrückbarkeit der Böden. Bei bindigen und gemischtkörnigen Böden, die als Kernmaterial verwendet werden, tritt der Einbauwassergehalt als weitere Einflußgröße hinzu. So können solche Böden eine völlig andere Zusammendrückbarkeit besitzen als die an den Dichtungskern angrenzenden Filterzonen und Stützkörper. Bereits im Bauzustand treten infolge der unterschiedlichen Verformungseigenschaften der einzelnen Materialien Setzungsunterschiede in der Schüttung auf, die ihrerseits Relativverschiebungen benachbarter Zonen zur Folge haben und Scherspannungen an den Grenzen verursachen. Dadurch wird ein Teil des Eigengewichtes auf die Nachbarzonen verlagert. Die Spannungsumlagerungen können die Verschiebungen sowie die Erd- und Porenwasserdrücke im Damm nachhaltig beeinflussen. Ausmaß und Richtung der Umlagerungen hängen vom Verhältnis der Steifigkeit des Kerns zur Steifigkeit der Stützkörper ab.

Betrachtet man einen Damm, dessen zentral angeordneter Kern steifer ist als die angrenzenden Zonen, so werden sich diese stärker setzen als der Kern und infolgedessen mit einem Teil ihres Eigengewichtes den Kern zusätzlich belasten. Im umgekehrten Fall, bei einem im Vergleich zu den Nachbarzonen weicheren Kern, wird dieser eine größere Setzung erfahren. Durch die auftretenden Scherspannungen werden die Filterzonen oder Stützkörper zusätzlich belastet, während der Kern entlastet wird.

Spannungsumlagerungen durch ungleiches Verformungsverhalten können auch in der Folgezeit durch unterschiedliche Belastungen verursacht werden. Bei der Füllung des Speichers wird der wasserseitige Stützkörper eingestaut. Die Überflutung und der Auftrieb bleiben nicht ohne Einfluß auf sein Setzungsverhalten. Das Phänomen der Sättigungssetzung ist bei vielen Dämmen beobachtet worden, so bereits 1934 während der Schüttung des COGSWELL Dammes, als extrem hohe Niederschläge eine Setzung bis zu 4 Prozent (2,4 m) der Dammhöhe verursachten (BAUMANN, 1960) und später beim EL INFIERNILLO Damm beim ersten Aufstau (MARSAL und DE ARELLANO, 1967). KINZE (1969) berichtet über große Kompressionsversuche mit Tonschiefer, die in Abhängigkeit vom Wassergehalt und von der Belastungsphase das Setzungsverhalten und die Änderung der Kornzusammensetzung bei Wasserzugabe beschreiben. Eine Ursache für diese Sackungen (s. auch KÉZDI, 1969) liegt in der Abnahme der Kantenfestigkeit des Gesteins bei Wasserzutritt, die zum Kantenbruch und damit zu einer Umorientierung der Einzelkörner in eine dichtere Lage führt. Darüber hinaus tritt eine zusätzliche Schubbeanspruchung der Schüttmaterialien beim Teileinstau auf. Auf die Gefahr des Kantenbruchs in losem Gestein hat bereits TERZAGHI (1960) beim Bau des SALT-SPRINGS Dammes nachdrücklich hingewiesen. Die Setzung des wasserseitigen Stützkörpers kann die Richtung der Relativverschiebungen umkehren und die an den Grenzen auftretenden Scherspannungen können bis zum Erreichen eines neuen Gleichgewichtszustandes eine Umverteilung der Spannungen bewirken, die nicht nur auf die Wasserseite beschränkt bleibt, sondern den gesamten Damm erfaßt. Das Ausmaß der ungleichen Verschiebung von

Stützkörper und Kern bestimmt mit dem Spannungs-Dehnungsverhalten der Schüttmaterialien die Größe und Verteilung der Spannungen in den betroffenen Dammmzonen.

Spannungsumlagerungen können auch in der Längsrichtung des Dammes innerhalb einer Materialzone auftreten, wenn durch die Talform Setzungsunterschiede hervorgerufen werden. Die Umlagerungen werden durch steile Hänge und durch plötzliche Änderung der Hangneigung im Talquerschnitt begünstigt. Die Verlagerung der Spannungen zu den Hängen und die zur Talmitte gerichteten Verschiebungen wirken sich auf die Verformung längs der Dammkrone aus.

SQUIER (1970) hat sich mit den Spannungsumlagerungen, die nach Beendigung der Schüttung bis zum ersten Aufstau und nachfolgend bei der Füllung des Stauraums eintreten, eingehend befaßt. Die an den 1964 in Mexiko fertiggestellten Steinschüttdämmen EL INFIERNILLO (148 m hoch) und NETZAHUALCOYOTL (138 m hoch) - beide mit zentralem Dichtungskern - in mehreren Querschnitten sowohl im Kern als auch in den Stützkörpern gemessenen Gesamtverformungen und Zusammendrückungen einzelner Schichten wurden von SQUIER ausgewertet. Gemessene Erdspannungen standen nicht zur Verfügung. Die Gesamtverschiebungen, die aus den Messungen gewonnene Verteilung der Nachsetzung über die Dammhöhe sowie die Änderung der Setzungsverteilung und der prozentualen Zusammendrückung während des Einstaus bestätigten qualitativ die vorangestellten Vorstellungen über die Entstehung von Spannungsumlagerungen. In beiden Dämmen sind die Stützkörper steifer als der Kern. Im EL INFIERNILLO Damm ist der Kern im Verhältnis zur Stauhöhe schlanker als der Kern im NETZAHUALCOYOTL Damm, dessen Breite in der Basis etwa die halbe Dammhöhe erreicht. Die Messungen zeigen, welchen maßgeblichen Einfluß das Steifigkeitsverhältnis von Kern und Stützkörper auf die Lastumlagerung hat. Sie lassen auch vermuten, daß die Kernbreite für die Umlagerung von Bedeutung sein kann.

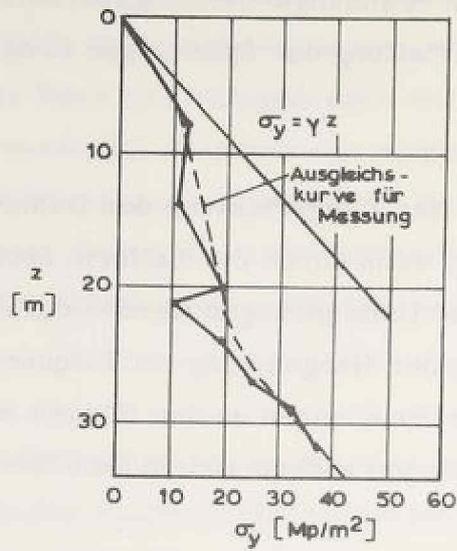


Bild 1: HARSPRANGET Damm, Vertikalspannungen im Kern, LÖFQUIST (1951)

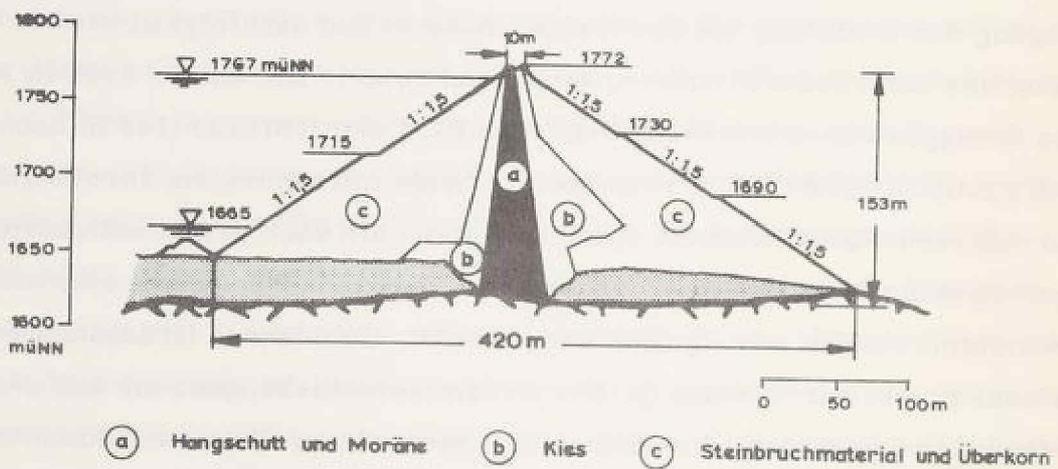


Bild 2: GEPATSCH Damm, Hauptquerschnitt, SCHOBBER (1967)

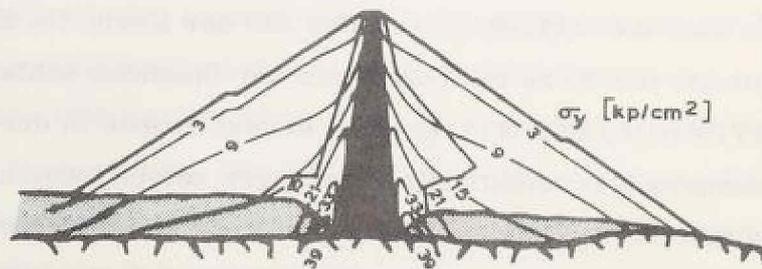


Bild 3: GEPATSCH Damm, Verteilung der Vertikalspannungen im Bauzustand, SCHOBBER (1970)

Erste, dem Verfasser bekannt gewordene Berichte über Spannungsumlagerungen wurden von LÖFQUIST (1951) vorgelegt, der seine Aussagen auf Erddruckmessungen in der dichten Kernzone zweier schwedischer Dämme stützt und damit zu quantitativen Ergebnissen gelangt. Die in Schweden damals übliche Bauweise sah einen Damm mit einem dünnen, senkrechten Kern und dahinterstehender dünner Betonwand etwa in Querschnittsmitte vor. Die Gewölbebildung, die beim setzungsfähigen Kern zwischen steiferen Nachbarzonen auftritt und zur Verlagerung der Spannungen auf die äußeren Zonen führt, wurde im Hinblick auf die Standsicherheit der Böschungen als günstig beurteilt, wobei die starre Betonwand neben dem Kern diesen Effekt verstärkte. Dem dünnen Kern gab man wegen dem schnelleren Abfluß des Porenwassers und der damit verbundenen Zunahme der Reibungsfestigkeit den Vorzug vor dem dickeren Kern mit entsprechend länger dauernder Konsolidierung. Die Erddruckmessungen im HÖLLE Damm, einem Erddamm mit einem 2 m breiten Kern und im HARSPRANGET Damm, einem Steinschüttdamm, dessen Kern 3 m dick war, zeigten einen beträchtlichen Abfall der Horizontal- und Vertikalspannungen im Kernbereich gegenüber den Werten, die nach der Überlagerungshöhe zu erwarten waren (Bild 1). Wegen fehlender Meßstellen außerhalb der Kerne konnte die Spannungsverlagerung auf die steiferen Zonen nicht nachgewiesen werden.

Von der Möglichkeit, die vertikalen und horizontalen Erddrücke in mehreren Querschnitten und Horizonten zu messen, wurde erstmals beim Bau des 153 m hohen GEPATSCH Dammes 1963/64 in Österreich Gebrauch gemacht (SCHOBER, 1967). Der Hauptquerschnitt des Dammes wird im Bild 2 gezeigt. Der zentrale Dichtungskern besteht aus einem auf 80 mm Größtkorn begrenzten, gemischtkörnigen Hangschutt. Für die Übergangszonen wurde Kies verwendet, der wegen seiner geringen Setzungsfähigkeit beim Einbau in den Damm nicht verdichtet wurde. Die Stützkörper wurden aus dem Überkorn des Kernmaterials und aus gebrochenem Augengneis mit bis zu 1,5 m Kantenlänge geschüttet (BRETH, 1966). Die Vertikalspannungen wurden in 2 Meßhorizonten im luftseitigen Stützkörper, in den Übergangszonen und im Kern gemessen. Wenn auch be-

reits 3 Monate vor Beendigung der Schüttung mit dem Aufstau begonnen wurde, wodurch sich die Setzungen infolge Schüttgewicht, Sättigung des eingestauten Teils des wasserseitigen Stützkörpers und des Wasserdruckes teilweise überlagern, so lassen dennoch die Linien gleicher Vertikalspannung im Hauptquerschnitt (Bild 3) die dominierende Wirkung des Eigengewichtes der Schüttung erkennen. Auf das Ergebnis dieser Verformungsmessungen wird im Abschnitt 2.3 eingegangen. Wie nach den Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien zu erwarten war, wurde die Kernzone entlastet und die Kieszone belastet. SCHOBER (1970) berichtet, daß der Spannungsabbau im Kern bis zu 50 % des theoretischen Überlagerungsgewichtes erreichte. Über das Verformungsverhalten der grobstückigen Steinschüttung in den Stützkörpern war ursprünglich wenig bekannt. Ihre großen Setzungen führten dazu, daß die steifen Übergangszonen zusätzlich auch von den Stützkörpern Spannungen auf sich konzentrierten.

Weitere Messungen, die über Spannungsumlagerungen Auskunft geben, wurden beim Bau der Trinkwassertalsperre MAUTHAUS durchgeführt, die 1972 als 61 m hoher Steinschüttdamm mit senkrecht angeordnetem Dichtungskern aus Lehm fertiggestellt worden ist. Zu beiden Seiten des Kerns wurden Übergangsschichten aus Gesteinssplitt, vermischt mit steinigem Lehm, hochgeführt. Die Stützkörper bestehen aus Tonschiefer. Bei den Versuchen erwiesen sich die Übergangs- und Stützkörpermaterialien bis zu viermal steifer als das Kernmaterial. Danach war mit größeren Setzungen des Kerns und mit Spannungskonzentrationen im Bereich der Übergangszonen bei gleichzeitiger Entlastung des Kerns zu rechnen. Da mit dem Einstau erst nach Beendigung der Schüttung begonnen wurde, charakterisieren die Messungen die Verteilung der Vertikalspannungen im Bauzustand (Bild 4). Nach LORENZ (1973) erreichten die Vertikalspannungen im Kern 60 bis 70 % des theoretischen Überlagerungsgewichtes.

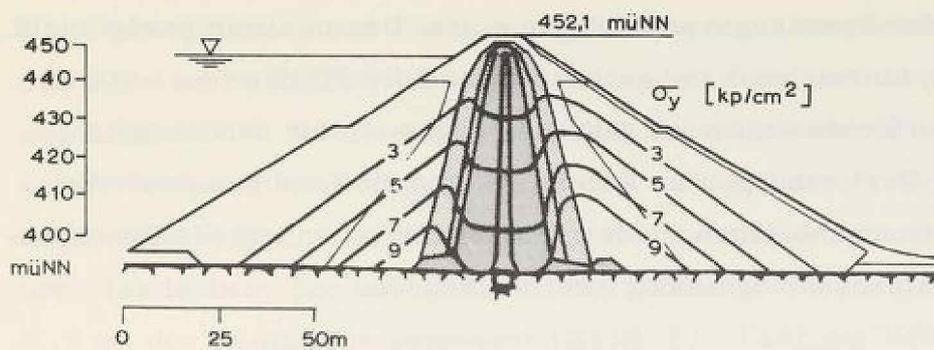


Bild 4: MAUTHAUS Damm, Verteilung der Vertikalspannungen im Bauzustand, LORENZ (1973)

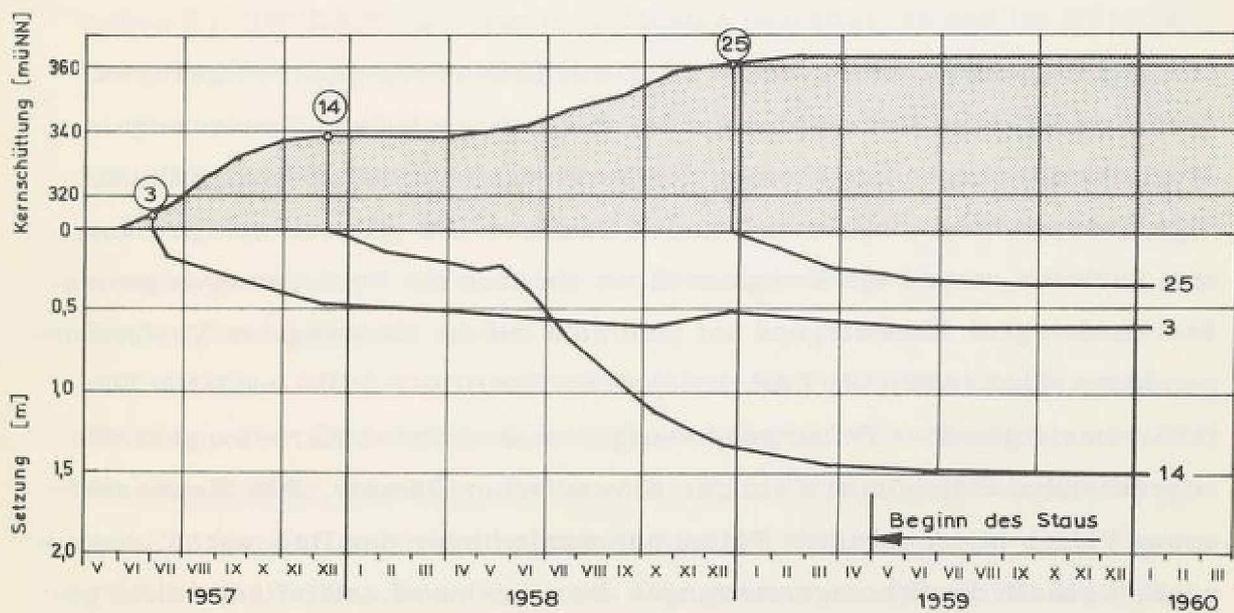
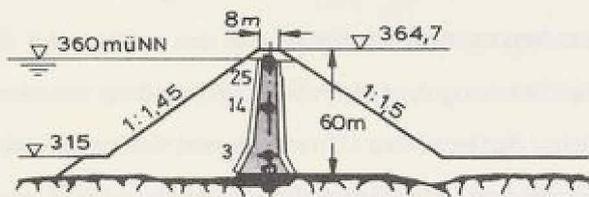


Bild 5: PERUČA Damm, Querschnitt und Setzung des Kerns im Bauzustand, NONVEILLER und ANAGNOSTI (1961)

2.3 Verformung von hohen Dämmen

Die Kenntnis der Spannungsverteilung in einem Damm allein genügt nicht, sein Verhalten hinreichend zu beschreiben und die für den Bau höherer Dämme nötigen Erkenntnisse zu gewinnen. Dies ist nur dann möglich, wenn auch die Verformungen im Damm bekannt sind, und aus ihnen die Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Schüttmaterialien und die Beanspruchung der Dammmassen abgeschätzt werden können.

Die Ursachen für die Verschiebungen sind die vom Eigengewicht verursachten Spannungen in der Schüttung und Spannungsänderungen im Dammuntergrund. Zu diesen Ursachen sollen ferner die unter hohen Spannungen auftretenden Steinertrümmerungen mit nachfolgender Umorientierung der Steinpackung unter Volumenabnahme und im weiteren Sinne die im Abschnitt 2.2 aufgeführte Setzung bei der Sättigung des wasserseitigen Stützkörpers gezählt werden. Sofern der Untergrund keine zusätzlichen Setzungen verursacht, sind aus dem Gewicht der Schüttung die größten Setzungen etwa in halber Dammhöhe zu erwarten, weil bei dieser Schütthöhe die noch aufzubringende Dammlast große Dehnungen in der bereits ausgeführten Schüttung bewirkt.

Die Mehrzahl der Dämme wurde zwar mit Meßinstrumenten ausgerüstet, doch ermöglichten Konzeption und der durch finanzielle und personelle Möglichkeiten begrenzte Umfang der Messungen nur selten eine vollständige Aussage über das Verhalten des Dammes. Es gibt nur wenige Dämme, in denen sowohl die Erdspannungen als auch die Verformungen gemessen worden sind. Überwiegend hat man sich auf die Messung der Verformungen beschränkt (ASFANDIYAR, 1968). WESTERBERG, PIRA und HAGRUP (1951) berichten über Setzungsmessungen in den dünnen Kernen und in den angrenzenden Stützkörpern einiger schwedischer Dämme. Der Stauwasserspiegel blieb in den meisten Fällen nur wenig hinter der Dammschüttung zurück, weshalb die Setzungsmessungen die einzelnen Lasteinflüsse nicht getrennt wiedergeben können. Die größte Setzung im wasserseitigen Stützkörper des MIDSKOGSFORSEN Dammes erreichte 6,5 % der Dammhöhe,

auf der Luftseite wurden 2,1 % gemessen.

Die Gesamtsetzung und Zusammendrückung einzelner Schichten im Kern des 60 m hohen PERUČA Dammes in Jugoslawien, auf die NONVEILLER und ANAGNOSTI (1961) eingehen, geben Aufschluß über die Setzung einzelner Meßpunkte mit dem Lastzuwachs während der Schüttung. Zwischen Stützkörpern aus geschüttetem Stein wurde der dünne Kern aus hochplastischem Ton hochgeführt. Als größte Setzung wurden 2,5 % (1,5 m) der Dammhöhe gemessen (Bild 5). Über die Verformung der Stützkörper liegen keine Angaben vor. Hier wurde die Setzung auf etwa 60 cm geschätzt. Der große Setzungsunterschied läßt darauf schließen, daß sich der Kern an den Stützkörpern aufgehängt hat. Nach Bauende wurde mit dem Einstau der PERUČA Damm noch weitere 7 Jahre beobachtet. Die Messungen brachten im Kern einen Setzungszuwachs von etwa 0,8 % der Dammhöhe und in den Stützkörpern von etwa 0,3 % (NONVEILLER, 1965). Die Setzungen während der Bauzeit sind im Vergleich zu den in der Folgezeit aufgetretenen Verformungen um ein Vielfaches größer gewesen.

Diese Aussage wird auch durch die Verformungsmessungen in dem 148 m hohen EL INFIERNILLO Damm in Mexiko bestätigt. In den im Bild 6 dargestellten Lageplan und Querschnitt sind nur die Meßeinrichtungen eingezeichnet, soweit sie nachstehend behandelt werden (MARSAL und DE ARELLANO, 1967). Bild 7 zeigt die Meßdaten, die im Querschnitt an den angegebenen Stellen durch Pegel- und Inklinometermessungen gewonnen worden sind. Links sind die Setzungen aufgetragen, die nach dem Einbau der Meßgeräte in der Schüttung bis zum Bauende aufgetreten sind (DE ARELLANO, 1965). Im Kern trat während der Bauzeit die größte Setzung mit 1,6 m etwa in halber Dammhöhe auf. Nur wenig kleiner sind die unmittelbar neben dem Kern in den Stützkörpern gemessenen Setzungen. In der Kernzone wurde hochplastischer Ton eingebaut. Sein Wassergehalt lag 4 % über dem Optimum. Der gebrochene Diorit für die Stützkörper wurde lagenweise verdichtet. In verschiedenen Dammhöhen wurde die Zusammendrückung einzelner Schichten mit fortschreitender Schüttung

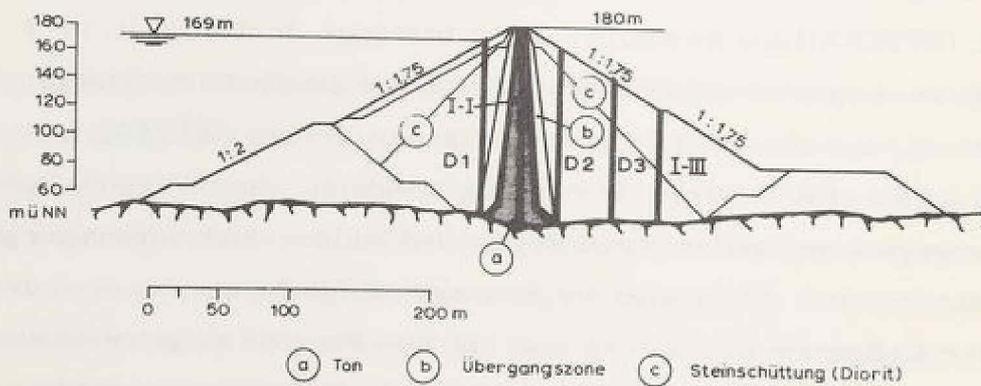
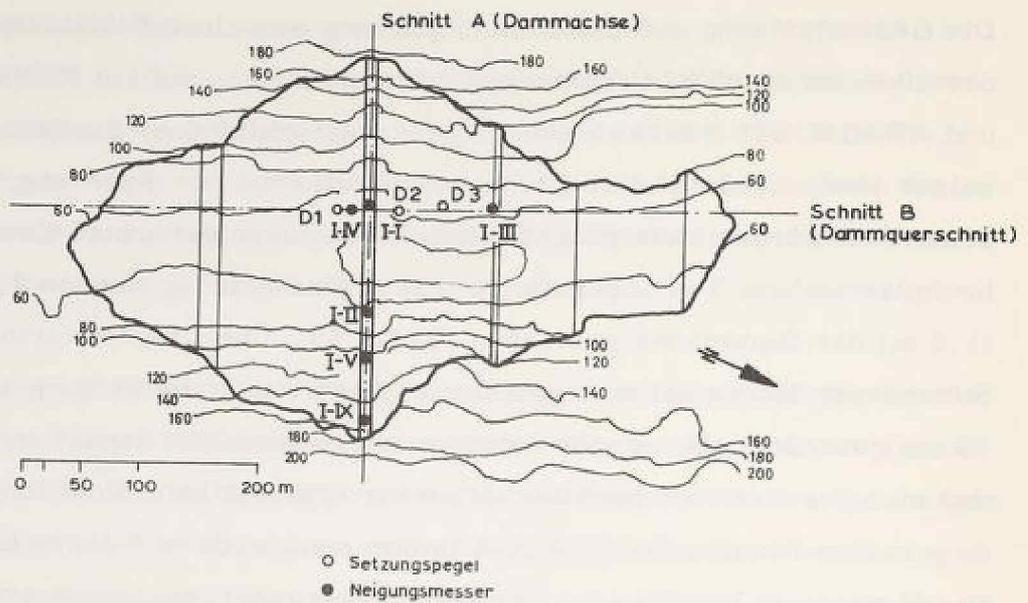
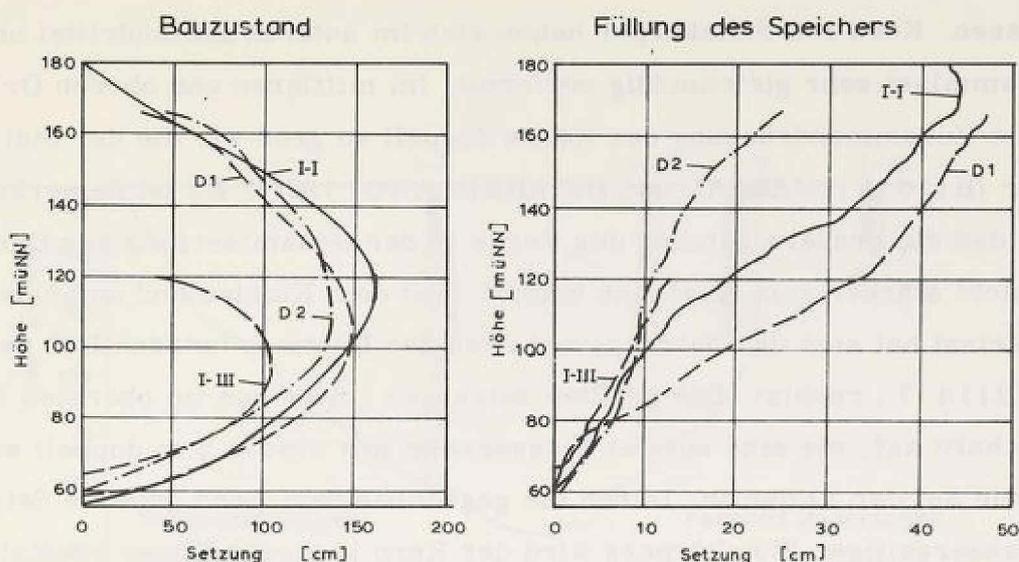


Bild 6: EL INFIERNILLO Damm, Lageplan und Hauptquerschnitt, MARSAL und DE ARELLANO (1967)



I-I — Kern D1, D2, I-III — Stützkörper

Bild 7: EL INFIERNILLO Damm, Setzung im Kern und in beiden Stützkörpern, DE ARELLANO (1965)

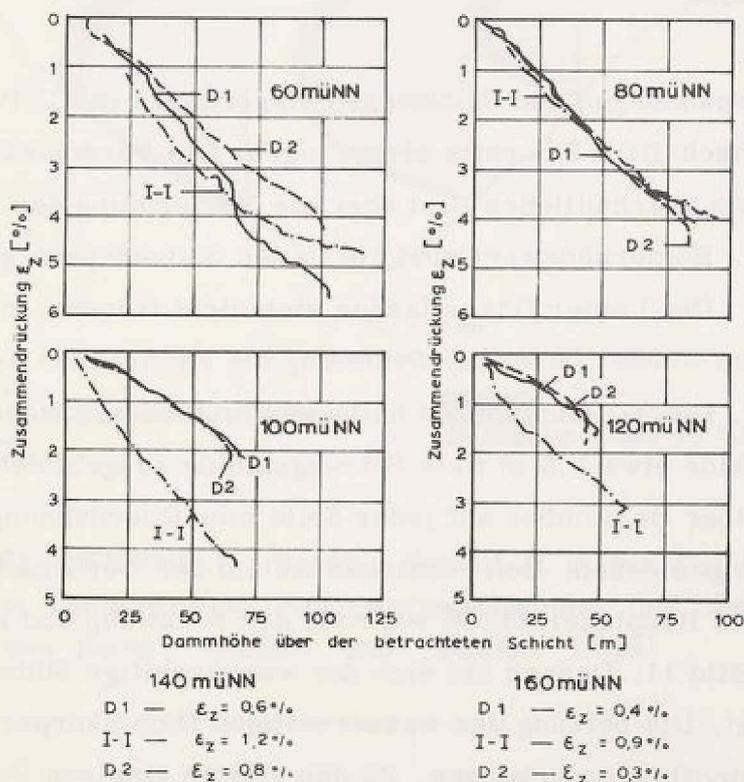
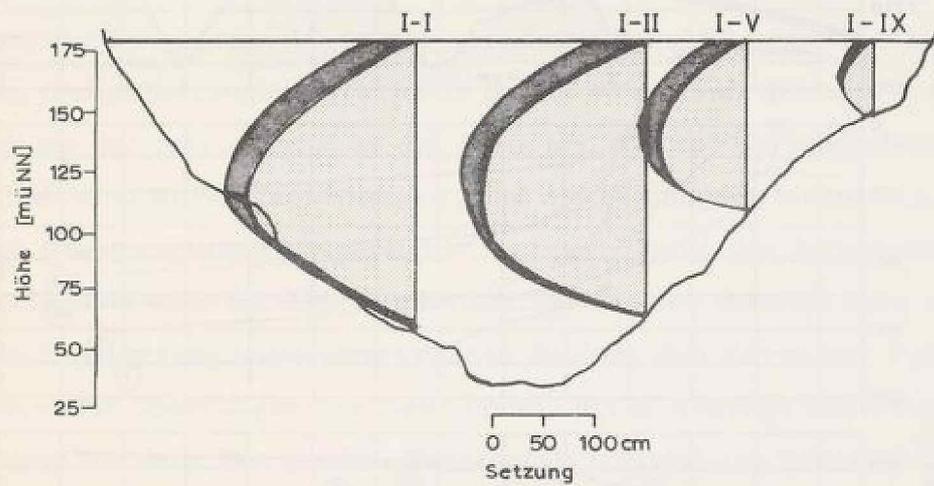
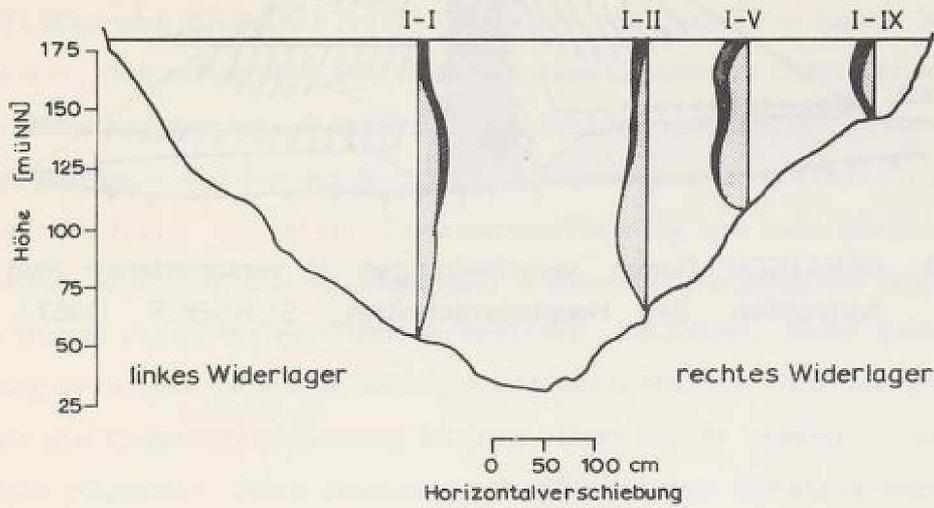


Bild 8: EL INFIERNILLO Damm, Vergleich der Zusammendrückung des Kerns und der Stützkörper in verschiedenen Höhen im Bauzustand, MARSAL und DE ARELLANO (1967)

gemessen. Kern und Stützkörper haben sich im unteren Dammdrittel unter der Dammlast sehr gleichmäßig verformt. Im mittleren und oberen Drittel war die Zusammendrückung des Kerns doppelt so groß wie die der Stützkörper (Bild 8) (MARSAL und DE ARELLANO, 1967). Es ist bemerkenswert, daß die größere Setzung des Kerns in der Gesamtsetzung des Dammes nicht stärker zum Ausdruck kommt. Mit dem Einstau und unter der Wasserlast hat sich das Setzungsverhalten des Dammes beträchtlich geändert (Bild 7, rechts). Die größten Setzungen traten nun im obersten Meßquerschnitt auf, sie sind auf der Wasserseite mit etwa 0,5 m doppelt so groß wie auf der Luftseite. Durch die gegenüber dem Kern größere Setzung des wasserseitigen Stützkörpers wird der Kern in dieser Phase zusätzlich belastet. Bild 9 zeigt die Horizontalverschiebung und Setzung des Kerns in Längsrichtung des Dammes (Schnitt A), getrennt nach Bau- und Betriebszustand (WILSON und SQUIER, 1969). In dem engen Tal mit steilen Widerlagern wird der Damm zusammengedrückt. Die während der Schüttung aufgetretene Setzung überwiegt deutlich gegenüber der Nachsetzung im Betriebszustand.

Auf die Erdspannungen und Spannungsumlagerungen im GEPATSCH Damm wurde im Abschnitt 2.2 bereits eingegangen. Die Verschiebungsmessungen vermitteln ein anschauliches Bild über die Verformung des Dammes (Bild 10). Bemerkenswert sind die in den Stützkörpern gemessenen Verschiebungen. Die Lasteinflüsse lassen sich nicht trennen, da mit dem Aufstau begonnen wurde, bevor die Schüttung die Kronenhöhe erreicht hatte (SCHOBER, 1967). Bei Bauende hatte sich in beiden Böschungen in halber Dammhöhe eine etwa 1,5 m tiefe Setzungsmulde ausgebildet. Gleichzeitig wurde in halber Dammhöhe auf jeder Seite eine Querdehnung des Dammes von etwa 1m gemessen. Den zeitlichen Ablauf der Verschiebung einiger Meßpunkte im Hauptquerschnitt während der Schüttung und im späteren Betrieb zeigt Bild 11. Danach hat sich der wasserseitige Stützkörper bis zu 3,5m gesetzt. Die Setzung des wasserseitigen Dammkörpers beim ersten Einstau ist deutlich zu erkennen. Zu den steifen kiesigen Übergangszonen hin nehmen die Verschiebungen merklich ab; dies wird besonders deutlich in der breiteren Übergangszone auf der Luftseite. Die bis zum Bauende ein-



 Bauzustand (bis 15.6.1964)  Betriebszustand (15.6.1964 bis Februar 1966)

Bild 9: EL INFIERNILLO Damm, Schnitt A in der Dammachse in Längsrichtung, Horizontalverschiebung und Setzung des Kerns, WILSON und SQUIER (1969)

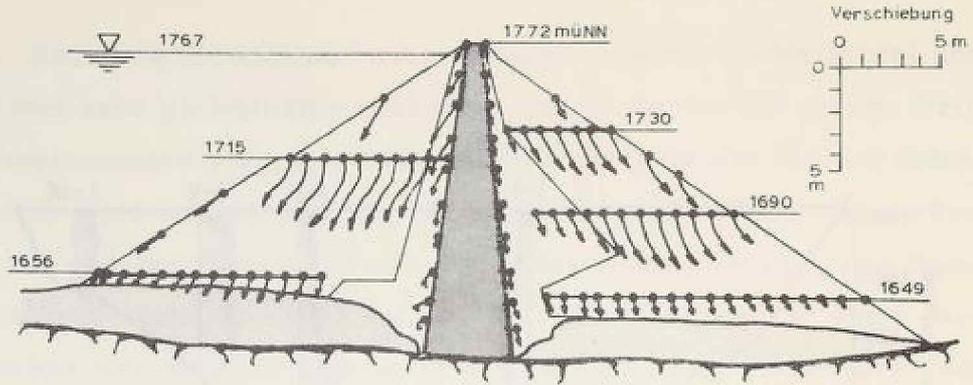
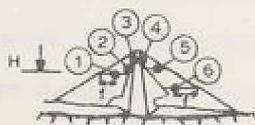
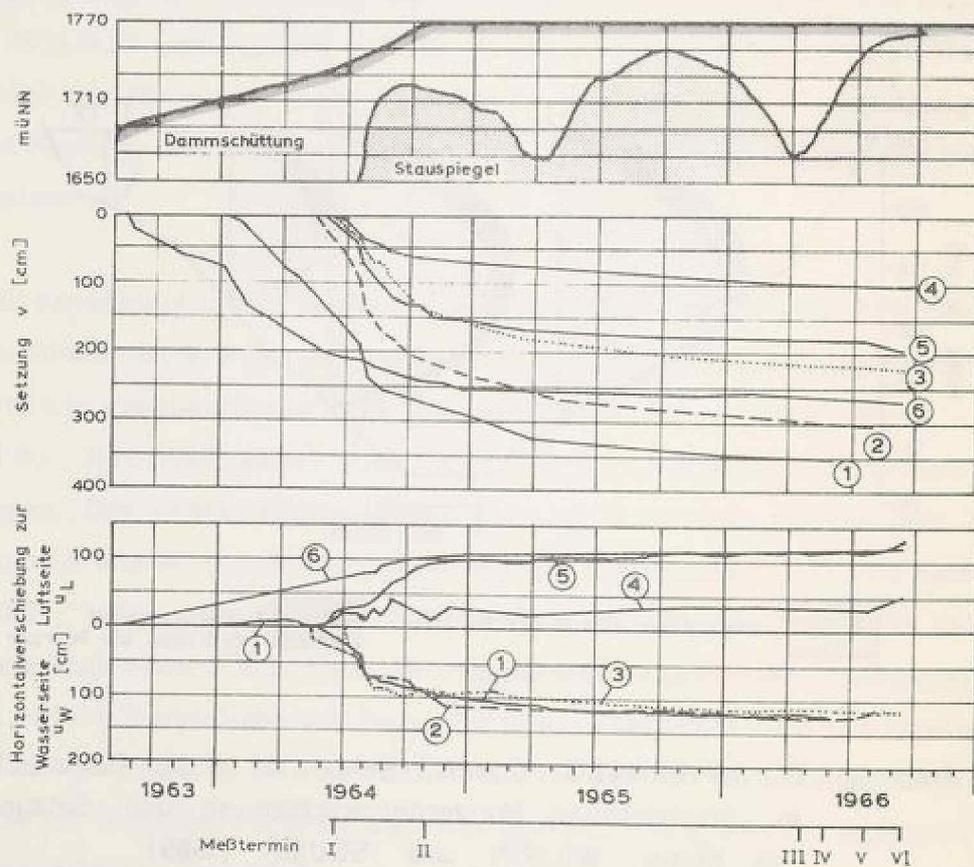


Bild 10: GEPATSCH Damm, Verschiebungen in verschiedenen Meßhorizonten des Hauptquerschnittes, SCHOBER (1967)



	1	2	3	4	5	6
H [mÜNN]	1715	1726	1733	1733	1730	1690
r [m]	33	48	51	53	35	47

Bild 11: GEPATSCH Damm, Setzungen und Horizontalverschiebungen ausgewählter Punkte im Hauptquerschnitt, SCHOBER (1967)

getretenen Verschiebungen sind wesentlich größer als die in den nachfolgenden zwei Jahren gemessenen Werte.

WILSON und MARANO (1968) berichten von dem 75 m hohen MUDDY RUN Damm, der mit einem stark zusammendrückbaren Glimmerschiefer geschüttet worden ist. Während der Schüttung und bei der ersten Füllung des Beckens wurden die Setzungen und Horizontalverschiebungen gemessen. Im Bild 12 ist die Zusammendrückung von zwei jeweils 3,5 m dicken Schichten mit zunehmender Dammlast dargestellt. Auf der Luftseite wurde verwitterter Glimmerschiefer geschüttet. Seine Zusammendrückung erreichte 10 % der anfänglichen Schichtdicke. Auf der Wasserseite war die Zusammendrückung kleiner. Dort wurde gesunder, unverwitterter Stein eingebaut. Nach Bauende und während des Einstaus wurden nur noch geringe Zusammendrückungen registriert. Der Kern war wesentlich steifer als die Stützkörper. Im Kern wurden Setzungen von 30 bis 45 cm gemessen; im Stützkörper lagen sie zwischen 60 und 90 cm. Zwischen beiden Zonen traten Setzungsunterschiede bis zu 45 cm auf. Bild 13 zeigt die Verteilung der Setzungen über die Tiefe und in zwei Horizontalschnitten. Vereinfachend wurde angenommen, daß die Setzungsdifferenzen in der Filter- und Übergangszone ausgeglichen werden. Durch die Setzungsunterschiede verlagerte sich ein Teil der Dammlast von den Stützkörpern auf den Kern. Die Umlagerung hatte eine größere Setzung des Kerns zur Folge. Wegen fehlender Spannungsmessungen konnte diese Aussage nicht durch Meßwerte belegt werden. Die größte Horizontalverschiebung während der Bauzeit wurde im luftseitigen Stützkörper etwa in Dammitte gemessen. Sie betrug 20 cm. Die Speicherfüllung brachte zusätzliche 10 cm Horizontalverschiebung, die im Bereich der Krone auftraten. Während des gesamten Beobachtungszeitraumes sind - ebenso wie beim EL INFIERNILLO Damm - keine nennenswerten Horizontalverschiebungen in der Aufstandsfläche des Dammes festgestellt worden.

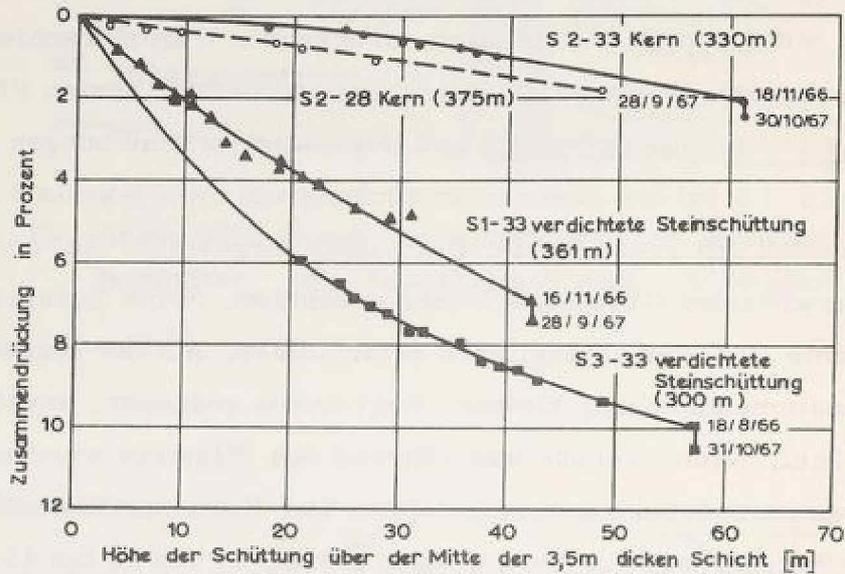


Bild 12: MUDDY RUN Damm, Zusammendrückung des Kerns und der Stützkörper, WILSON und MARANO (1968)

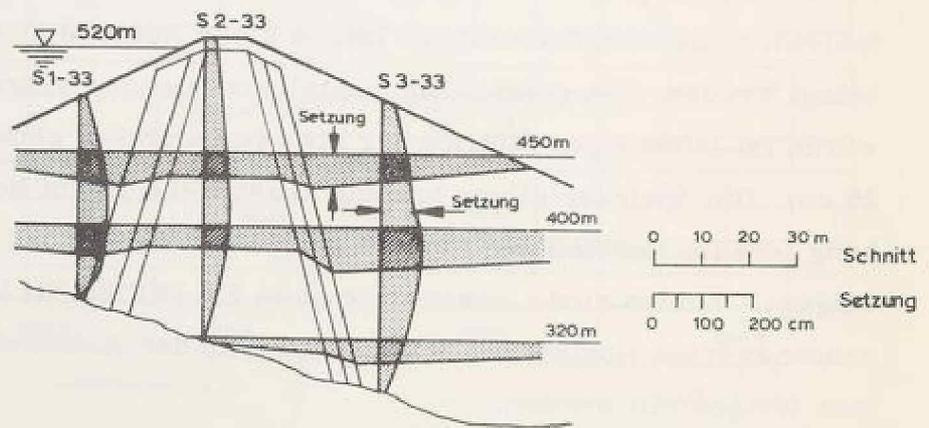


Bild 13: MUDDY RUN Damm, Setzungen während der Schüttung und der ersten Füllung des Speichers, WILSON und MARANO (1968)

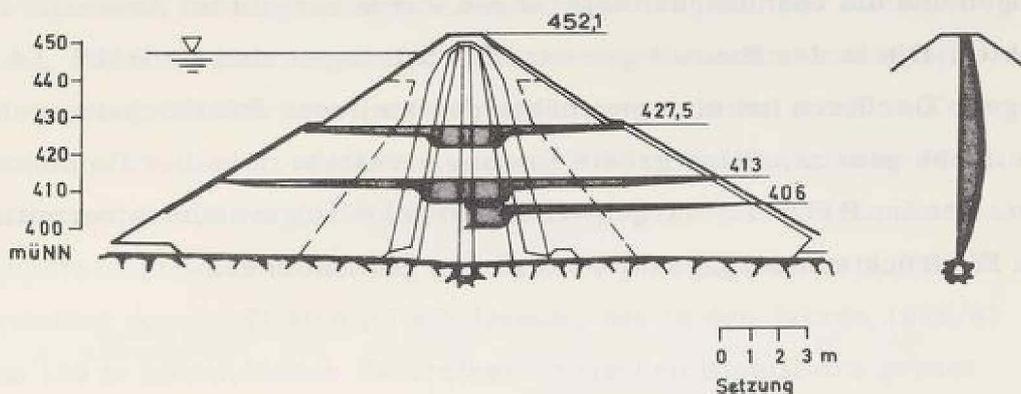


Bild 14: MAUTHAUS Damm, Setzungen in verschiedenen Meßhorizonten im Bauzustand, LORENZ (1973)

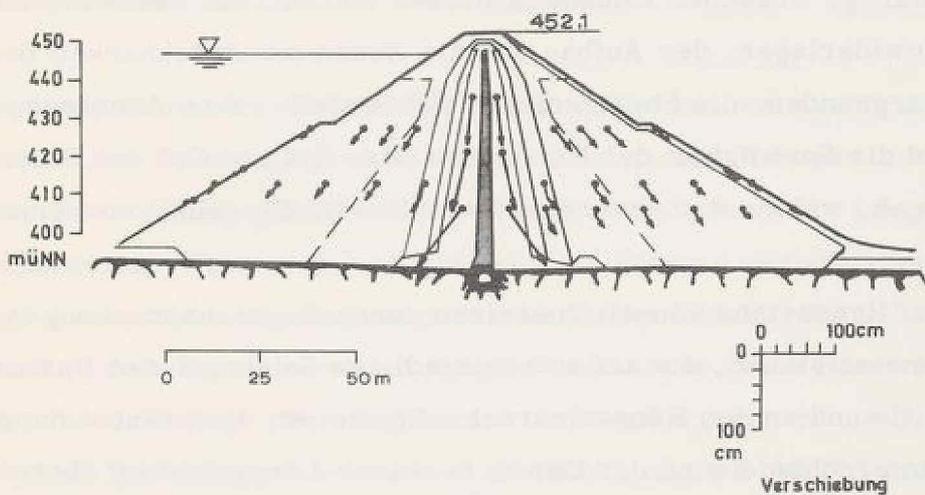


Bild 15: MAUTHAUS Damm, Verschiebungsvektoren einiger Meßpunkte im Bauzustand, LORENZ (1973)

Das Verhalten eines Zonendammes, dessen Kern setzungsfähiger ist als die benachbarten Stützkörper, zeigen die Messungen im MAUTHAUS Damm (LORENZ, 1973). Über den Aufbau des Dammes, die gemessenen Erdspannungen und die Spannungsumlagerungen wurde bereits im Abschnitt 2.2 berichtet. Die in der Bauzeit gemessenen Setzungen sind im Bild 14 aufgetragen. Der Kern hat sich gegenüber den steiferen Stützkörpern um das Dreifache gesetzt. Seine größte Setzung erreichte in halber Dammhöhe etwa 1 m. Die im Bild 15 dargestellten Verschiebungsvektoren vermitteln einen Eindruck von der Gesamtverformung des Dammes.

2.4 Schadensfälle

Nach vorliegenden Erfahrungen können - unabhängig von der Dammhöhe - in der Oberfläche und im Inneren des Dammes Risse entstehen, die die Nutzung des Bauwerks beeinträchtigen und seinen Bestand gefährden können. Vielfältige Ursachen können zu Rissen führen: die Talform, die Form der Dammwiderlager, der Aufbau und die Zusammendrückbarkeit des Dammuntergrundes, die Steifigkeit der Schüttstoffe, ihre Anordnung im Damm und die Sprödigkeit des Kernmaterials. Art und Ort der Risse hängen davon ab, welche der genannten Ursachen im Einzelfall vorherrschen.

Bereits im Bauzustand können Querrisse durch Zugbeanspruchung in der Dammkrone entstehen, die auf unterschiedliche Setzungen des Dammes in der Talmitte und an den Hängen zurückzuführen ist. Verursacht durch die Setzungsunterschiede wird der Damm in seiner Längsrichtung über der Talmitte gestaucht, über den Flanken gedehnt. Diese Beanspruchung wurde bei mehreren Dämmen gemessen. Am GEPATSCH Damm und den beiden in Mexiko errichteten Dämmen verursachte sie keine Schäden. Beim DUNCAN Damm dagegen (GORDON und DUGUID, 1970) traten unerwartet große Setzungsunterschiede im Dammuntergrund auf. Sie betrug 4,3 m über eine Entfernung von nur 120 m und verursachten über dem Widerlager bis zu 8 cm breite Querrisse, die auch in die Kernzone reichten. Umfangreiche Sanierungsmaßnahmen waren erforderlich, ebenso die Änderung des Damm-

entwurfs während der Ausführung.

Unter dem Eigengewicht können auch Längsrisse im Damm auftreten. Sie entstehen durch Setzungsunterschiede im Damm, mitunter auch im Untergrund. Sie verlaufen parallel zur Dammachse und sind meist nur wenige Meter tief. Längsrisse im Bauzustand setzen einen spröden Kern und stark kompressible Stützkörper voraus. Dieser Fall kann beim Einbau des Kernmaterials auf der trockenen Seite, bei weichem Steinmaterial und bei unzureichender Verdichtung der Stützkörper gegeben sein. CARY (1960) berichtet vom MUD MOUNTAIN Damm, der in den Jahren 1939/41 mit einem 120 m hohen, dünnen Zentralkern zwischen Kiesfiltern gebaut wurde. Das Kernmaterial wurde künstlich gemischt aus Sand, Kies und wenig Moräne. In den Stützkörpern wurde tuffiger Andesit guter Qualität in 21 m hohen Lagen geschüttet und - wie damals üblich - nicht verdichtet. Die Stützkörper haben sich um 0,5 m mehr gesetzt als der Kern. Nach Bauende traten in der Krone zwischen dem Kern und den Übergangszonen etwa 2 m tiefe Risse parallel zur Dammachse auf.

Im allgemeinen nimmt die Gefahr von Reißbildungen zu, wenn nach Abschluß der Schüttung der Damm eingestaut und dem Druck des Wassers ausgesetzt ist. Diese Feststellung gilt sowohl für Querrisse als auch für Längsrisse im Kronenbereich. Wie rasch sich die mit dem Einstau verbundenen Verschiebungen auswirken können, zeigt das Verhalten des EL INFIERNILLO Dammes. Vor dem Einstau wurden in der Dammkrone keine Risse festgestellt. Bereits drei Tage nach Beginn des Aufstaus wurden dünne Querrisse über beiden Widerlagern beobachtet (MARSAL und DE ARELLANO, 1967).

Über Längsrisse in der Krone des COUGAR Dammes, der 1963 fertiggestellt wurde, berichten CASAGRANDE (1965) und POPE (1967). Der Damm ist 148 m hoch und besitzt einen dünnen Kern aus schwach plastischem, schluffigem Sand zwischen kiesigen Übergangszonen und Stützkörpern aus gebrochenem Basalt. Es kann angenommen werden, daß sich die Stützkörper stärker als der Kern gesetzt haben. Setzungsmessungen wurden lediglich im luftseitigen Stützkörper in der Nachbarschaft des Kerns durchge-

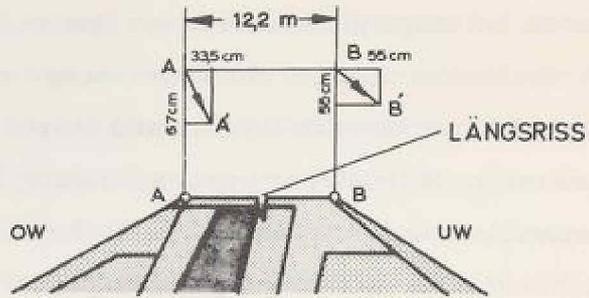


Bild 16: COUGAR Damm, Setzung und Horizontalverschiebung der Dammkrone, CASAGRANDE (1965)

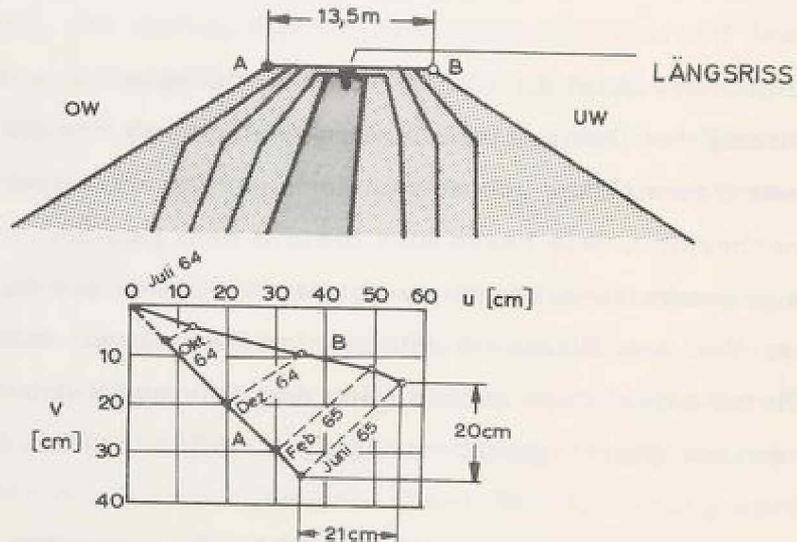


Bild 17: ROUND BUTTE Damm, Setzung und Horizontalverschiebung der Dammkrone, CASAGRANDE (1965)

führt. Sie brachten 1,4 m Setzung in halber Dammhöhe nach Beendigung der Schüttung. Acht Monate nach Fertigstellung des Dammes, als der Vollstau fast erreicht war, begann die Krone am luftseitigen Kernrand zu reißen. Die seit Bauende über zwei Jahre gemessene Verschiebung der Kronenränder zeigt Bild 16. Die Wasserseite hat sich mehr gesetzt als die Luftseite. Letztere hat jedoch unter der Wasserlast eine größere Horizontalverschiebung erfahren, wodurch sich die Krone um 21 cm verbreitert hat. Die Querdehnung hat einen Längsriß verursacht, der sich in der Folgezeit bis zu 15 cm aufweitete, für den Damm aber nicht gefährlich wurde. Über die Rißtiefe liegen keine Angaben vor.

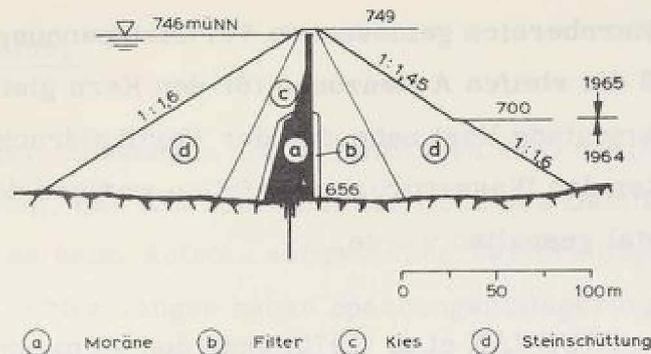
Ein ähnliches Verhalten zeigte die Krone des ROUND BUTTE Dammes, wie den Berichten von CASAGRANDE (1965) und PATRICK (1967) zu entnehmen ist. Der 134 m hohe Steindamm besitzt einen ähnlichen Querschnitt wie der COUGAR Damm. Der dünne, schwach zur Wasserseite geneigte Kern besteht aus nichtplastischem, schluffigem Sand. Neben dem Kern wurden auf beiden Seiten drei Filterzonen hochgeführt. Die Stützkörper bestehen aus gebrochenem Basalt, der in 60 cm hohen Lagen geschüttet und verdichtet worden ist. Trotz intensiver Verdichtung haben sich die Stützkörper stärker gesetzt als der spröde Kern. Mit dem Aufstau wurde während der Schüttung begonnen. Im Sommer 1964 wurde der Damm vollendet; der Wasserspiegel lag zu dieser Zeit noch 26 m unter seinem Höchststand. Im Bild 17 ist die Verschiebung der Kronenränder dargestellt, die während des restlichen Aufstaus gemessen worden ist. Danach hat sich die Wasserseite um 20 cm mehr gesetzt als die Luftseite. Gleichzeitig hat sich die Krone um 21 cm verbreitert. Bereits im Oktober 1964, nach nur 13 m weiterem Aufstau, wurde in Kronenmitte ein Längsriß beobachtet, der über 150 m Länge verfolgt werden konnte. Rißbreite und Rißtiefe waren gering und für den Damm unbedenklich.

Auf dieselbe Ursache sind die Längsrisse in der Krone des GEPATSCH Dammes zurückzuführen. Auch dort nahm der horizontale Abstand der Kronenränder beim Einstau des Dammes im Hauptquerschnitt, gemessen von August 1965 bis Juni 1967, um 22 cm zu. In diesem Zeitraum wurde

der Speicher zweimal geleert. Füllung und Entleerung haben die Richtung der Horizontalverschiebung beeinflußt. Beim Aufstau bewegten sich die Meßpunkte zur Luftseite, beim Abstau war ihre Bewegung rückläufig (SCHOBER, 1967). In der Folgezeit bis Ende 1970 hat die Kronenbreite um weitere 15 cm auf insgesamt über 37 cm zugenommen. Die Längsrisse in der Dammkrone reichten etwa 5 m tief, ohne jedoch das Stauziel zu erreichen (BRETH, 1972).

Die bisher bekannt gewordenen Längsrisse in der Dammkrone haben wegen ihrer geringen Breite und Tiefe die Funktionsfähigkeit der Dämme nicht nachteilig beeinflußt. Dies kann sich mit zunehmender Dammhöhe ändern. Ungleich gefährlicher sind Querrisse im Inneren des Dammes, besonders wenn sie in der Dammoberfläche nicht sichtbar sind. Die Gefahr horizontaler Querrisse besteht besonders in dünnen vertikalen Kernen, die sich an den steifen Außenzonen aufhängen. Die Vertikalspannung im Kern kann nach BJERRUM (1967) unter den Wasserdruck abnehmen, wodurch der Kern an dieser Stelle vom Wasser gespalten wird.

Zu derselben Auffassung gelangten auch KJAERNSLI und TORBLAA (1968) in der Beurteilung des am HYTTEJUVET Damm aufgetretenen Schadens. Dieser Damm ist 93 m hoch. Sein schmaler Kern aus schwachplastischer Moräne wird flankiert von Kies und gebrochenem Stein (Bild 18). Nach der Winterpause 1964/65, als der Damm etwa bis zur halben Höhe geschüttet war, wurde die Kernbreite auf 4 m verringert, nachdem im ersten Bauabschnitt im Kern hohe Porenwasserspannungen gemessen worden waren. Mit dem schmaleren Kern wurde eine schnellere Konsolidierung angestrebt. Nach der Winterpause durchgeführte Messungen an der Oberfläche der Schüttung hatten ergeben, daß sich die Moräne mehr gesetzt hatte als der Kies. Ende 1965 war der Damm fertiggestellt, mit dem Aufstau wurde fünf Monate später begonnen. Beim Aufstau bis 12 m unter Dammkrone wurde nur wenig Sickerwasser beobachtet. Beim weiteren Aufstau nahm die Sickerwassermenge sprunghaft auf 60 l/s zu, beim Abstau gingen die Wasserverluste wieder zurück. Zur Erkundung der Schadensursache wurden Bohrungen im Gründungsbereich und im Kern ab-



(a) Moräne (b) Filter (c) Kies (d) Steinschüttung

Bild 18: HYTTEJUVET Damm, Dammquerschnitt, KJAERNSLI und TORBLAA (1968)

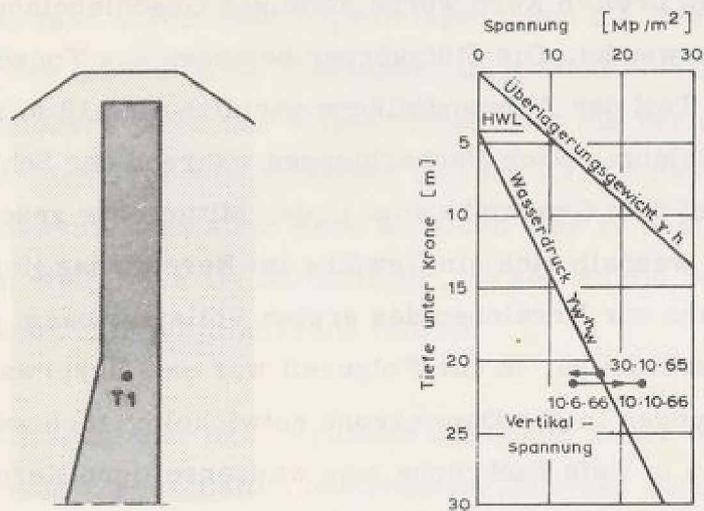
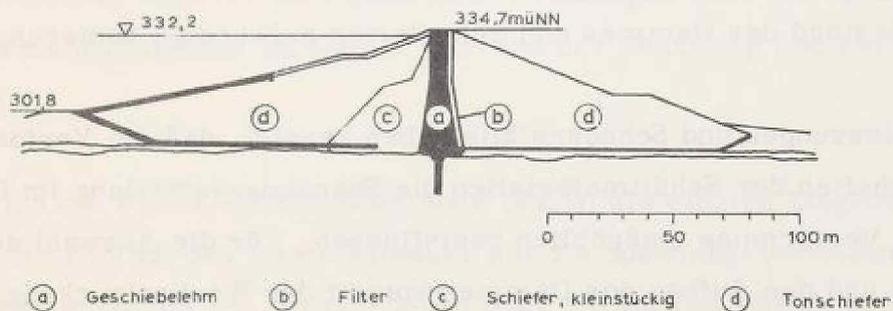


Bild 19: HYTTEJUVET Damm, gemessene Vertikalspannung im Kern, Wasserdruck und Überlagerungsgewicht, KJAERNSLI und TORBLAA (1968)



(a) Geschiebelehm (b) Filter (c) Schiefer, kleinstückig (d) Tonschiefer

Bild 20: BALDERHEAD Damm, Dammquerschnitt, VAUGHAN et al (1970)

geteuft. Letztere hatten bis 20 m unter Dammkrone Wasserverluste. Die im oberen Kernbereich gemessenen Vertikalspannungen (Bild 19) bestätigten, daß die steifen Außenzonen für den Kern gleich einem Silo wirkten. Die Vermutung liegt nahe, daß der Vertikaldruck im Kernbereichsweise unter den Wasserdruck abgefallen war und der Kern vom Wasser horizontal gespalten wurde.

Der Bericht von VAUGHAN et al (1970) über den 48 m hohen BALDER-HEAD Damm, der in den Jahren 1961 bis 1965 gebaut wurde, weist auf eine ähnliche Erscheinung hin. Für den schmalen, in der oberen Dammhälfte nur 6 m breiten Kern wurde steiniger Geschiebelehm mit 15 cm Größtkorn verwendet. Die Stützkörper bestehen aus Tonschiefer (Bild 20). Unter einem Teil der Aufstandsfläche verblieb eine 18 m mächtige Schicht aus Geschiebelehm. Nach Beobachtungen während der Schüttung hat sich der Damm auf dem Geschiebelehm in der Mitte mehr gesetzt als die Außenzonen, weshalb sich ein Gewölbe im Bereich des Kerns gebildet haben kann. Kurz vor Erreichen des ersten Vollstaus nahm die Sickerwassermenge merklich zu. In der Folgezeit war das Sickerwasser getrübt und aus Sackungen in der Dammkrone entwickelten sich zwei bis zu 3 m breite und 2,5 m tiefe Einbrüche zum wasserseitigen Kernrand. Es liegen keine Messungen vor, die über die Vertikalspannung im Kern in Höhe der Leckstellen Auskunft geben. Einen Hinweis auf verminderte Spannungen im oberen Kernbereich infolge Spannungsumlagerung liefern indessen die dort gemessenen Porenwasserspannungen (KENNARD et al, 1967). Die durch das Sickerwasser verursachten Erosionen gefährdeten ernstlich den Bestand des Dammes und erforderten aufwendige Sanierungsmaßnahmen.

Die Messungen und Schadensfälle haben gezeigt, daß die Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien die Spannungsverteilung im Damm und seine Verformung maßgeblich beeinflussen. Für die Auswahl der Schüttstoffe und den Aufbau des Dammes kommt der Wechselwirkung der Dammmzonen eine besondere Bedeutung zu. Schmale, senkrechte Kerne scheinen in hohen Dämmen besonders gefährdet zu sein.

3. Aufgabenstellung

Das Ergebnis der Messungen und Erfahrungen kann dahingehend zusammengefaßt werden, daß mit zunehmender Höhe des Dammes die während der Schüttung und beim Aufstau auftretenden Verformungen an Bedeutung gewinnen. Die Verformungen haben Spannungsumlagerungen zur Folge, die zu Rissen im Damm führen können. Das Ausmaß der Umlagerungen und ihre Richtung hängen weitgehend von der Steifigkeit der einzelnen Dammmzonen ab. Setzt sich der Dichtungskern mehr als die angrenzenden Stützkörper, so kann durch Spannungsumlagerungen die Vertikalspannung im Kern unter das theoretische Überlagerungsgewicht abfallen. Bei der Füllung des Speichers kann der Wasserdruck über die verminderte Vertikalspannung im Dichtungskern ansteigen und den Kern aufspalten. Schadensfälle bei Dämmen mit schmalem Kern scheinen dies zu bestätigen. Ist hingegen der Kern steifer als die Stützkörper, so können die Setzungsunterschiede zu Längsrissen in der Dammkrone führen.

Unsere Vorstellungen über das Verhalten eines aus Zonen mit unterschiedlichen Verformungseigenschaften bestehenden Dammes können die gemessenen Verformungen und Spannungen zwar erklären, sie reichen jedoch nicht aus, um die möglichen Folgen für den Damm beurteilen zu können. Insbesondere lassen sich aus den Messungen keine Empfehlungen für den Dammaufbau mit Rücksicht auf die Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien ableiten. Hierfür sind quantitative Aussagen über die Spannungs- und Verformungszustände im Damm während der Schüttung und nach Bauende erforderlich.

Derzeit wird die Finite-Element-Methode (FEM) als einzige Möglichkeit angesehen, den Einfluß des Dammaufbaues auf die Spannungsverteilung und Verformung im Damm bei vorgegebenen oder versuchsmäßig bestimmten Verformungseigenschaften der Schüttstoffe aufzuzeigen. In der Folge soll untersucht werden, welchen Einfluß die Breite und Neigung des vertikalen Dichtungskerns auf die Spannungen und Verformungen im Damm haben,

wenn das Kernmaterial weicher oder steifer als das für die Stützkörper in Aussicht genommene Material ist. Im Rahmen der für Staudämme verwendeten Schüttmaterialien werden die Verformungseigenschaften des Stützkörpermaterials bei gleichbleibendem Verformungsverhalten des Kernmaterials variiert. Die Untersuchungen beschränken sich bei vorgegebenen Randbedingungen auf den Bauzustand, wobei die Gewichtszunahme während der Dammschüttung und die nichtlinearen Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Schüttstoffe berücksichtigt werden. Zeitliche Einflüsse werden nicht untersucht.

Die Vorgehensweise wird nachstehend kurz erläutert:

Einige der bisher bekannt gewordenen Berechnungen über die Verformung von Dämmen mit aus Versuchen gewonnenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen werden mit gemessenen Verformungen verglichen. Bei zufriedenstellender Übereinstimmung werden die auf diese Weise getesteten Spannungs-Dehnungsbeziehungen den zur Aufgabe gestellten Untersuchungen zugrunde gelegt.

4. Derzeitiger Stand in der Berechnung von Spannungen und Verformungen in Dämmen

4.1 Allgemeines

Mit zunehmender Höhe der Dämme gewinnen neben der Standsicherheit die im Damm zu erwartenden Spannungen und Verformungen an Bedeutung. An ihnen kann die Beanspruchung des Schüttmaterials und die Gefahr von Rißbildungen beurteilt werden. Die berechneten Spannungen und Verformungen geben auch wertvolle Hinweise für die Festlegung des Meßprogrammes und die Wahl der Meßpunkte. Die Berechnung erleichtert die Interpretation der Meßwerte.

Um das Verhalten des Bauwerkes in seiner Gesamtheit beurteilen zu können, ist es erforderlich, einen Überblick über das gesamte Spannungs- und Verschiebungsfeld in den verschiedenen Belastungszuständen zu gewinnen. Geschlossene Lösungen zu deren Berechnung fehlen oder gelten nur für Sonderfälle. Numerische Berechnungsverfahren stießen bislang auch nach vereinfachenden Annahmen auf Schwierigkeiten bei der Lösung großer Gleichungssysteme. Mit der Entwicklung leistungsfähiger elektronischer Rechenanlagen ist hier ein Wandel eingetreten. Während das Eigengewicht der Schüttung und der Schüttvorgang den jeweiligen Gegebenheiten entsprechend in der Berechnung erfaßt werden können, bereitet die Formulierung geeigneter physikalischer Ansätze zur Beschreibung des Formänderungsverhaltens des Schüttmaterials noch Schwierigkeiten.

Linear elastische Berechnungen sind in der Bodenmechanik nur in Grenzen brauchbar. Die Möglichkeit, das vom örtlichen Spannungszustand abhängige nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens in der Berechnung berücksichtigen zu können, verleiht ihrem Ergebnis einen größeren Aussagewert und eröffnet neue Anwendungsgebiete im Erdbau. Für die Beschreibung der Verformung des Bodens gibt es keine allgemein gültigen Gesetze, so daß man derzeit auf versuchsmäßig gefundene Abhängigkeiten angewiesen ist. Demzufolge unterscheiden sich auch die bisher vorliegenden Berechnungen im verwendeten Stoffansatz und in seiner Verarbeitung im Rechenprogramm sowie in der Berücksichtigung der Systemänderung bei der

Simulation des Bauvorganges. Hier kann die Überprüfung der Berechnung durch Messungen über die Brauchbarkeit des Rechenansatzes und des verwendeten Stoffgesetzes wertvolle Hinweise liefern.

In den folgenden Abschnitten wird ein Überblick über die bisherigen Bemühungen gegeben, den Spannungs- und Verschiebungszustand im Damm nach der Elastizitätstheorie zu berechnen. Im Anschluß daran wird auf Ergebnisse eingegangen, die mit nichtlinearen Spannungs-Dehnungsbeziehungen erzielt worden sind. Die Ausführungen beschränken sich auf den Damm im Bauzustand auf unnachgiebigem Untergrund.

4.2 Linear elastische Verformung des Dammes

TÖLKE (1938) untersucht den Damm im Querschnitt im ebenen Spannungszustand. Die Gleichgewichtsbedingungen aus den Massenkräften werden durch die Spannungsfunktion befriedigt, die bei Gültigkeit des HOOKE'schen Gesetzes der Differentialgleichung für die elastische Scheibe genügen muß. Bei der vereinfachten Form der Dreiecksscheibe erleichtern Polarkoordinaten die Formulierung der Randbedingungen, wobei die Spannungsfunktion in einer Potenzreihe entwickelt wird.

Die meisten der nachfolgend beschriebenen Untersuchungen fassen den Damm als elastische Scheibe im ebenen Formänderungszustand auf. Die Scheibenebenen sind Hauptspannungsebenen; senkrecht zu ihnen treten keine Verzerrungen auf.

BENDEL (1962) hat für ein elastisches Material mehrere Scheibenberechnungen durchgeführt. Für die Formulierung der Gleichgewichtsaussagen wählt er nicht die Kräftebedingungen, die auf eine biharmonische Differentialgleichung für die Spannungsfunktion führen, sondern das Prinzip der virtuellen Verrückungen. Im Gleichgewichtszustand muß die potentielle Energie des Systems zum Minimum werden. Die Verschiebungsfunktionen müssen diese Forderung erfüllen. Bisher konnte weder für die Differentialgleichung noch für das Energieintegral eine analytische Lösung gefunden

werden. Mit Hilfe des Differenzenverfahrens lassen sich Funktionswerte der gesuchten Verschiebungsfunktionen in den Schnittpunkten eines über den Dammquerschnitt gelegten Netzes bestimmen. Das lineare Gleichungssystem enthält in jedem Gitterpunkt die horizontale und vertikale Verschiebungskomponente als Unbekannte. Aus den Verschiebungen können die Spannungen ermittelt werden. Mit dieser numerischen Lösung wurde der Einfluß der Materialeigenschaften und Randbedingungen auf die Verformungen und Spannungen im homogenen Damm und Untergrund untersucht. Vom Eigengewicht wurde angenommen, daß es erst nach der Fertigstellung des Dammes wirksam wird. Für die Berücksichtigung des Wasserdruckes wurde der Kern mit einer in der Mitte der Dreiecksscheibe liegenden Membran idealisiert. Das Berechnungsverfahren wurde auf den GÖSCHENENALP Damm angewandt. Im Vergleich mit den gemessenen Werten ergeben sich besonders bei den Vertikalverschiebungen beträchtliche Abweichungen.

KINZE (1969) erweitert das Verfahren auf den homogenen Damm mit Außenhautdichtung. Für den 60 m hohen mit Tonschiefer geschütteten SCHÖNBRUNN Damm auf fester Unterlage untersucht er die Verteilung der Horizontal- und Vertikalspannungen im Damm und in der Dammsohle infolge Eigengewicht und die vom Wasserdruck bei Vollstau erzeugten Zusatzspannungen. Als Elastizitätsmodul wird der aus Kompressionsversuchen gewonnene Steifemodul eingeführt, die Querdehnungszahl wird über den Reibungswinkel abgeschätzt. Die Verformungen infolge Eigengewicht werden nicht angegeben.

Während nach der konventionellen Methode das Eigengewicht des Dammes als äußere Belastung auf die fertige Struktur wirkt, wird in der Folge versucht, die Zunahme des Dammgewichts mit der Schüttung in die Berechnung einzubeziehen. Beide Vorgehensweisen unterscheiden sich in den Spannungen nur wenig voneinander; hingegen können Verschiebungen nur wirklichkeitsnah angegeben werden, wenn der Lastzuwachs und die Systemänderung während der Schüttung berücksichtigt werden.

GOODMAN und BROWN (1963) haben ein analytisches Verfahren zur Ermittlung der Eigengewichtsspannungen unter Berücksichtigung der Bauzustände

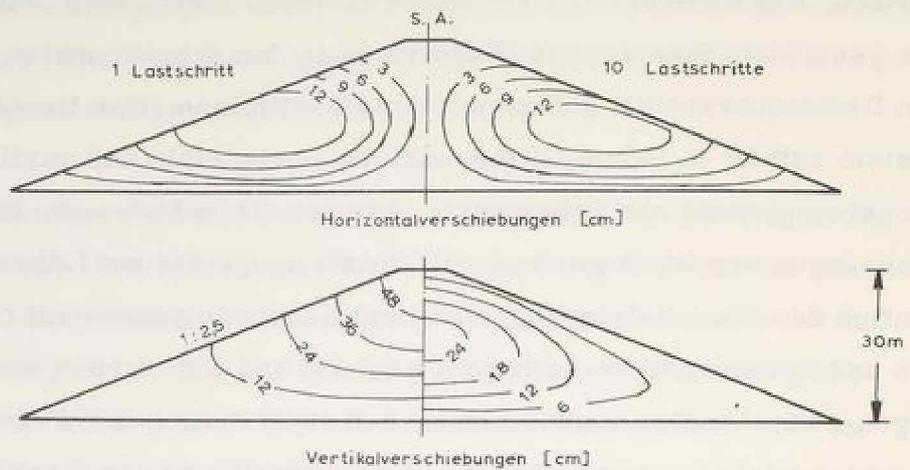


Bild 21: Modelldamm, Verschiebungen infolge Eigengewicht

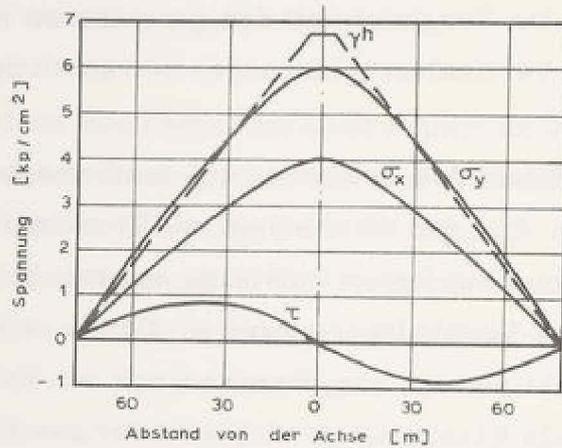


Bild 22: Modelldamm, Spannungen in der Aufstandsfläche, 10 Lastschritte

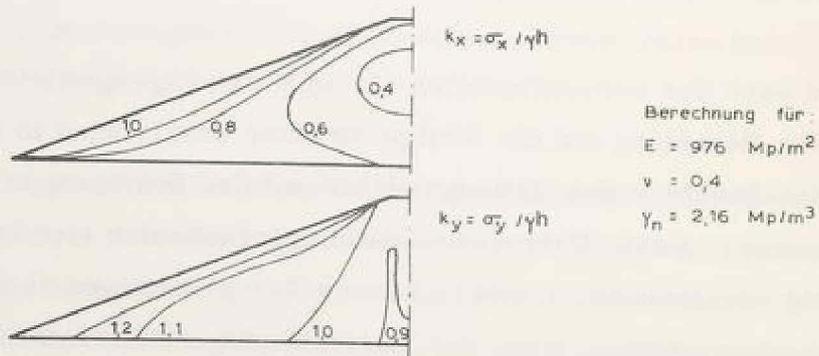


Bild 23: Modelldamm, Spannungsfaktoren, 10 Lastschritte

(nach CLOUGH und WOODWARD, 1967)

für beliebige Strukturen entwickelt. Mit der Annahme, daß die Last in Inkrementen parallel zur Oberfläche aufgebracht wird, wurde ein elastischer Keil mit horizontaler Oberfläche für verschiedene Neigungen im ebenen Formänderungszustand untersucht. Das Ergebnis der Berechnung wurde auf den homogenen Damm übertragen. Sie zeigt den Einfluß der Böschungsneigung auf die Spannungen.

CLOUGH und WOODWARD (1967) bauen in ihrer FE-Berechnung einen 30 m hohen, symmetrischen und homogenen Damm in 10 Lastschritten auf. Im Vergleich zur einmaligen Lastaufbringung beeinflussen die Lastschritte die Spannungen und Horizontalverschiebungen nur unbedeutend. Dagegen unterscheiden sich die Setzungen grundsätzlich in Größe und Verteilung (Bild 21). Die Spannungsverteilung in der Gründungssohle nach Beendigung der Schüttung ist im Bild 22 dargestellt. Das Verhältnis der Koordinatenspannungen zum jeweiligen Überlagerungsgewicht bringt Bild 23. Die Auftragungen lassen erkennen, daß auch im homogenen Damm eine geringe Umverteilung der Vertikalspannungen von der Dammitte zu den Böschungen erfolgt und dementsprechend der Seitendruck im Damminneren abfällt. Die Berechnungen wurden mit $E = 976 \text{ Mp/m}^2$; $\nu = 0,4$; $\gamma_n = 2,16 \text{ Mp/m}^3$ durchgeführt.

KINZE (1969) hat mit dem Differenzenverfahren einen 100 m hohen, homogenen und symmetrischen Damm auf fester Unterlage im ebenen Formänderungszustand unter Berücksichtigung der Bauzustände untersucht und den Einfluß der Querdehnungszahl ν auf die Verschiebungen und Spannungen geprüft. Die Zahl der Lastschritte bis zur Fertigstellung des Dammes wird nicht mitgeteilt. Nach seiner Untersuchung erreicht die Setzung in der Dammachse etwa in halber Dammhöhe ihren Größtwert. Mit zunehmendem ν nimmt die Dammsetzung unter dem Eigengewicht ab, gleichzeitig wandert das Maximum nach oben. Die größte Horizontalverschiebung tritt in der Böschung etwa in 1/3 der Dammhöhe auf. Ihre Lage ist unabhängig von ν , während ihre Größe mit ν zunimmt. Die Untersuchung zeigt, wie sehr die Horizontalspannung σ_x von der Querdehnungszahl und damit von der Verformbarkeit des Materials abhängt. Je weicher das Schüttmaterial ist, desto größer wird σ_x . Die Vertikalspannung σ_y

wird dagegen von der Querdehnung nur unwesentlich beeinflusst. In der Dammachse ist σ_y 15 bis 20 % kleiner als das Überlagerungsgewicht. Die Böschungsneigung beeinflusst die Spannungen im Damm weniger als die Eigenschaften des Schüttmaterials. Mit denselben Parametern wurden die Spannungen und Verschiebungen im Damm mit einer Oberflächendichtung für den Lastfall "voller Speicher" untersucht.

COVARRUBIAS (1969) stellt die Mechanik der Rißbildung ins Zentrum seiner Untersuchungen. Mit Hilfe der FEM untersucht er den Einfluß der Talform und der Widerlager, der Nachgiebigkeit des Untergrundes und der Ausbildung der Dammzonen auf die Entstehung von Zugspannungen und -rissen in Dämmen. In seinen Berechnungen geht er von linear elastischen Materialeigenschaften mit gleichem Verhalten bei Zug- und Druckbeanspruchung aus. Das Eigengewicht der Schüttung wird in einem Schritt aufgebracht. Die vereinfachenden Annahmen sollen die Entstehung von Zugzonen begünstigen. Nach seinen Untersuchungen ist die Lokalisierung von Zugspannungszonen möglich. Im Besonderen zeigen sie, daß die Talform von maßgeblichem Einfluß ist. Bei der Anwendung seines Verfahrens auf den Längsschnitt des GEPATSCH Dammes ist eine gute Übereinstimmung mit den dort in der Krone gemessenen Dehnungen erzielt worden.

LAING (1971) wendet sich der Spannungsumlagerung in Dämmen mit dünnem Kern zu. Bezüglich der Lastwirkung der Schüttung und ihres Stoffverhaltens gelten die gleichen Annahmen wie bei COVARRUBIAS. Für seine Berechnung verwendet er Dreieckselemente mit kubischem Verschiebungsansatz. Er untersucht den Einfluß der Steifigkeit des Kernmaterials auf die Gewölbewirkung im Damm. Ferner variiert er die Form der Kernzone. Das Ergebnis seiner Untersuchung läßt sich dahingehend zusammenfassen, daß die Verformungseigenschaften des Kernmaterials im Vergleich mit anderen Parametern mit Abstand für die Gewölbewirkung im Damm bestimmend sind. Der Vergleich seiner Rechenergebnisse mit den am BALDERHEAD Damm gemessenen Werten läßt allerdings erkennen, daß mit der Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens eine der Wirklichkeit entsprechende Aussage über Spannungsumlagerungen in Dämmen nicht er-

wartet werden kann.

MAKSIMOVIC (1973) untersucht mit dem Rechenprogramm von LAING den Einfluß der Lage des Dichtungskerns auf die Gewölbebildung im Damm und die Gefahr eines hydraulischen Risses im weichen Kern. Es wird angenommen, daß die Gültigkeit der Elastizitätstheorie die qualitative Aussage der Rechenergebnisse nicht beeinträchtigt. Die Untersuchungen werden an einem 100 m hohen Damm bei verschiedener Neigung des wasserseitigen Kernrandes bei gleichbleibender Größe der Kernfläche durchgeführt. Als Maß für die Gewölbebildung im Zonendamm wird die Abweichung der Vertikalspannung von der Vertikalspannung im homogenen Damm gewählt. Bei gleichbleibenden äußeren Dammabmessungen ist dieses Maß eine Funktion der Kernlage und der Materialeigenschaften. Als Kriterium für die Gefahr der hydraulischen Rißbildung werden die Horizontalspannung σ_3 und ihre Änderung mit der Kernneigung eingeführt. Danach ist die günstigste Kernneigung auf der Wasserseite etwa 1 : 0,5 bis 1 : 0,6. Die Untersuchungen wurden mit der Querdehnungszahl $\nu = 0,35$ durchgeführt, die Stützkörper wurden als viermal steifer als der Kern angenommen. Bei diesen Verhältnissen ist im steil einfallenden Kern die Gewölbe Wirkung in etwa 2/3 der Dammhöhe besonders stark ausgeprägt.

Eine interessante Variante der linear elastischen FE-Rechnung wird von PENMAN, BURLAND und CHARLES (1971) vorgeführt. Sie gehen von großen Ödometerversuchen mit Schüttmaterialien und aus der behinderten Seitendehnung abgeleiteten Beziehungen zwischen dem Steifemodul und den elastischen Konstanten aus. Vom Dammquerschnitt wird angenommen, daß er aus vertikalen Säulen besteht und deren Vertikalverschiebung infolge Eigengewicht bei Berücksichtigung der Bauzustände mit einem konstanten Verformungsmodul hinreichend genau definiert werden können. Die dabei verwendeten "äquivalenten" Verdichtungsziffern werden aus der im Ödometer gefundenen Spannungs-Dehnungsbeziehung abgeleitet. Die Berechnung wird mit konstanter Querdehnungszahl durchgeführt. Das Verfahren wurde an den bis zur Fertigstellung gemessenen Verschiebungen in zwei in Großbritannien ausgeführten Zonendämmen, dem 70 m hohen SCAMMONDEN

Damm und dem 90 m hohen LLYN BRIANNE Damm getestet. Der Schüttvorgang wurde in 9 bzw. 10 Lastschritten nachgeahmt (PENMAN und CHARLES, 1973). Der Grad der Übereinstimmung war unterschiedlich und wechselte mit dem Baufortschritt.

4.3 Nichtlinear elastische Verformung des Dammes

FEM-Berechnungen zur Ermittlung der Spannungen und Verformungen in Dämmen, die außer dem Schüttvorgang auch die nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung der Schüttstoffe berücksichtigen, haben bisher ausnahmslos auf versuchsmäßig gewonnene Stoffgesetze zurückgegriffen. Die nichtlineare Beziehung wird durch mehrere lineare Rechenschritte approximiert, wobei vor jedem Lastschritt die elastischen Konstanten dem örtlichen Spannungszustand angeglichen werden.

CLOUGH und WOODWARD (1967) arbeiten mit dem Volumenmodul K und dem Schubmodul G , wobei der Volumenmodul als konstant angenommen wird, während der Schubmodul sich entsprechend der Verformung des Bodens ändert. Mit diesen Annahmen wurde die Verformung des OTTER BROOK Dammes berechnet, der 1957 in Neu-England errichtet worden ist. Der Querschnitt des 40 m hohen, nahezu homogenen Dammes aus Geschiebelehm wird im Bild 24 gezeigt. Die Verformungsgrößen des Bodens wurden aus Dreiaxialversuchen abgeleitet (LINELL und SHEA, 1960). Der Schüttvorgang wurde in 14 Lastschritten simuliert. Im Bild 25 sind die berechneten Verschiebungen den gemessenen gegenübergestellt.

Ebenfalls aus Dreiaxialversuchen haben DUNCAN und CHANG (1970) eine Spannungs-Dehnungsbeziehung entwickelt, für die die Druck-Setzungslinie mit einer Hyperbel und ihre Abhängigkeit vom Seitendruck σ_3 mit einem Potenzansatz beschrieben werden. Sie erhalten eine spannungsabhängige Beziehung für den Verformungsmodul, während die Querdehnungszahl als konstant angenommen wird. KULHAWY, DUNCAN und SEED (1969) haben gezeigt, daß sich aus Dreiaxialversuchen mit Volumenmessung in ähnlicher

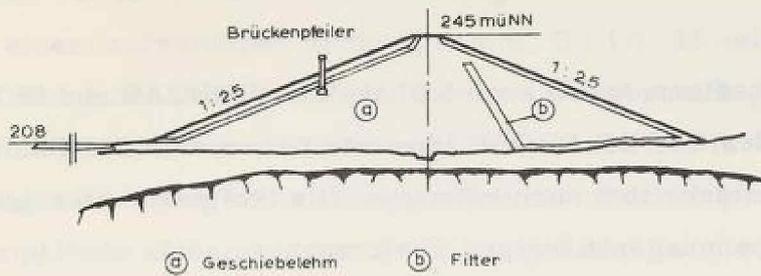


Bild 24: OTTER BROOK Damm, Querschnitt, KULHAWY, DUNCAN und SEED (1969)

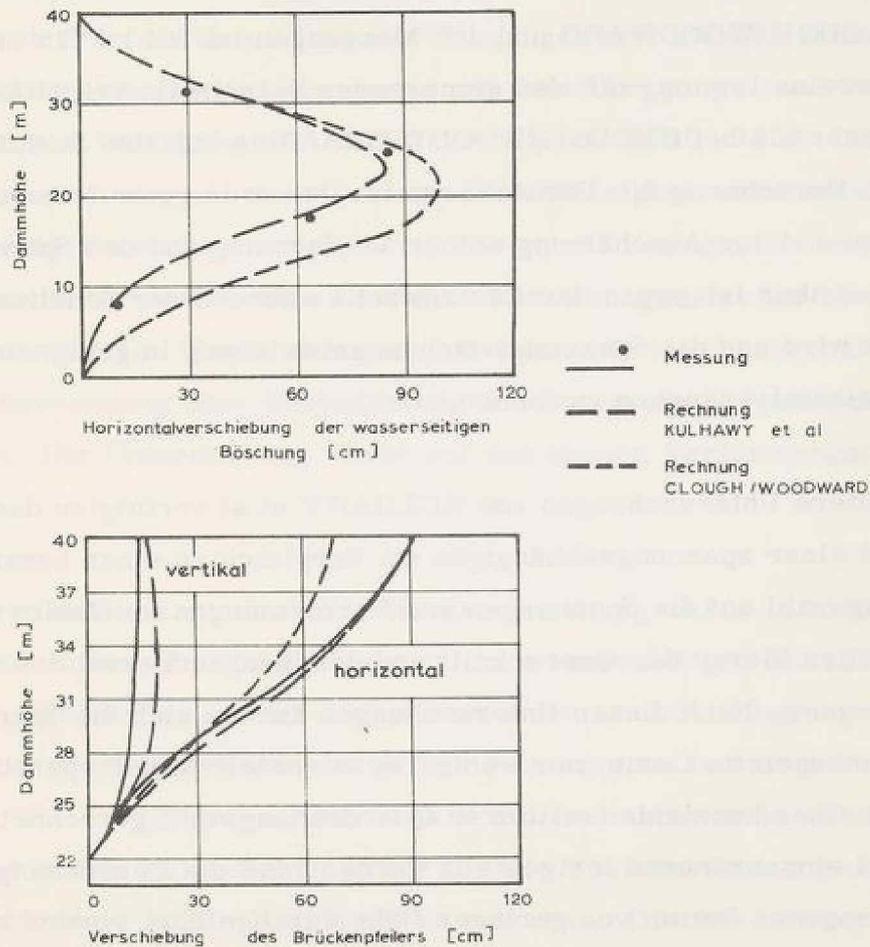


Bild 25: OTTER BROOK Damm, Verschiebungen, CLOUGH und WOODWARD (1967) KULHAWY, DUNCAN und SEED (1969)

Weise eine Beziehung zwischen der Querdehnungszahl und dem Spannungszustand herstellen läßt.

Mit diesen Stoffansätzen haben auch KULHAWY, DUNCAN und SEED (1969) die Verformung des OTTER BROOK Dammes berechnet. Die Dammschüttung wird in 8 Lastschritten nachvollzogen. Die Stoffparameter zur Beschreibung des spannungsabhängigen Verformungsmoduls werden aus den bereits erwähnten unkonsolidierten und unentwässerten Dreiaxialversuchen gewonnen. Wegen fehlender Volumenmessung werden Dreiaxialversuche mit einem dem Geschiebelehm ähnlichen Material herangezogen, um die Parameter für die spannungsabhängige Querdehnungszahl abschätzen zu können. Die berechneten Verschiebungen sind zusammen mit den Ergebnissen von CLOUGH/WOODWARD und den Messungen im Bild 25 dargestellt. Die Übereinstimmung mit den gemessenen Werten ist bei KULHAWY et al besser als bei CLOUGH/WOODWARD. Dies läßt den Schluß zu, daß die FE-Berechnung die Verhältnisse im Damm in guter Näherung wiedergeben kann und zur Abschätzung seiner Verformung und der Spannungen in ihm brauchbar ist, wenn der Lastzuwachs während der Schüttung berücksichtigt wird und die Spannungs-Dehnungsbeziehung in geeigneter Weise aus Dreiaxialversuchen gewonnen wird.

Weitere Untersuchungen von KULHAWY et al verfolgten das Ziel, den Einfluß einer spannungsabhängigen im Vergleich zu einer konstanten Querdehnungszahl auf die Spannungen und Verformungen im Damm zu prüfen. Sie wählten hierzu den Querschnitt und das Schüttmaterial des OTTER BROOK Dammes. Nach diesen Untersuchungen ändern sich die Spannungen und Verformungen im Damm nur wenig, wenn anstelle einer spannungsabhängigen mit einer konstanten mittleren Querdehnungszahl gerechnet wird. Hierzu muß einschränkend festgestellt werden, daß die Berechnungen an einem homogenen Damm von geringer Höhe durchgeführt worden sind.

Die Anwendung des Berechnungsverfahrens mit spannungsabhängiger Querdehnungszahl und spannungsabhängigem Verformungsmodul auf einen inhomogenen und hohen Damm haben erstmalig KULHAWY und DUNCAN (1970,

1972) gezeigt. In den 60er Jahren ist in Kalifornien der OROVILLE Damm errichtet worden ; seine damals außergewöhnliche Höhe von 235 m gab Anlaß zu einem aufwendigen Meßprogramm. B i l d 26 zeigt im Hauptquerschnitt den Aufbau des Dammes: Der zur Wasserseite geneigte Kern aus tonig sandigem Kies steht auf einem Betonblock und ist auf beiden Seiten in kiesigen Übergangszonen eingebettet. Die Stützkörper bestehen aus hartem Amphibolit-Kies mit nur wenig streuender Kornverteilung. Jeder der drei Bauabschnitte wurde mit einem eigenen Elementnetz und in mehreren Lastschritten untersucht. Für den 39 m hohen Betonblock und den 120 m hohen Kofferdamm wurden je 9 Lastschritte, für den anschließenden Hauptdamm 12 Lastschritte gewählt. Der Spannungs- und Verformungszustand im vorangegangenen Bauabschnitt waren Ausgangszustand für den nachfolgenden Bauabschnitt. Für die Ermittlung der Eingangswerte standen konsolidierte und entwässerte Dreiaxialversuche mit dem Übergangs- und Stützkörpermaterial zur Verfügung (MARACHI, CHAN und SEED, 1972). Mit dem Kernmaterial wurden wegen seiner geringen Durchlässigkeit unkonsolidierte und unentwässerte Versuche ausgeführt. Die guten Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien ließen insgesamt nur kleine Verformungen erwarten. Wegen der ausgezeichneten Gründungsverhältnisse konnte die Berechnung ohne Einbeziehung des Dammuntergrundes durchgeführt werden. Die Untersuchung wurde auf den ebenen Verformungsfall beschränkt.

Die Setzung des Dammes mit fortschreitender Schüttung wurde in 11 Horizonten im Kern, in den Übergangszonen und im wasserseitigen Stützkörper gemessen. Im Stützkörper auf der Luftseite wurden zwei Setzungspiegel eingebaut. Nach der Rechnung wurde die größte Setzung etwa in halber Dammhöhe erwartet. Sie erreichte im Kern etwa 1,4 m und nahm in den Übergangszonen und in den Stützkörpern rasch ab. Die Übereinstimmung von Rechnung und Messung ist im B i l d 27 zu erkennen. Die Abweichung der Rechnung von den gemessenen Horizontalverschiebungen ist prozentual größer als bei den Setzungen, zahlenmäßig erreicht sie jedoch nur 8 cm. Bemerkenswert ist, daß die berechneten Horizontalverschiebungen im oberen Viertel des wasserseitigen Stützkörpers zur Luftseite gerichtet sind.

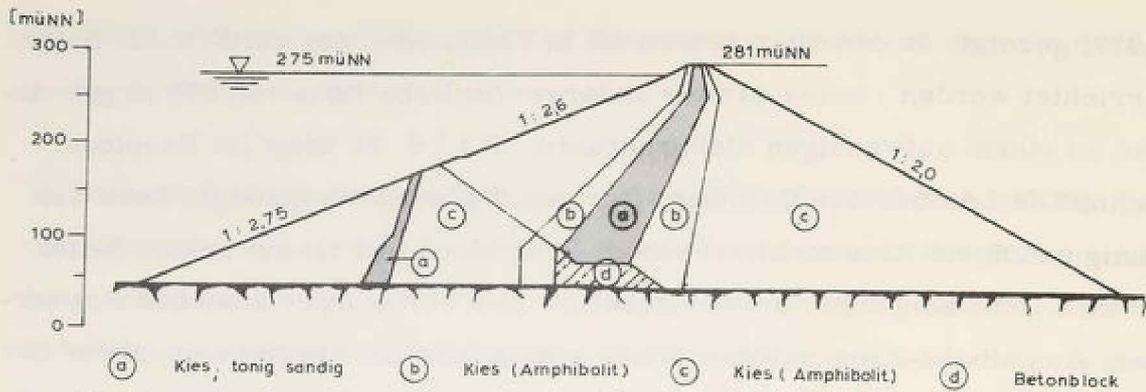


Bild 26: OROVILLE Damm, Querschnitt, KULHAWY und DUNCAN (1972)

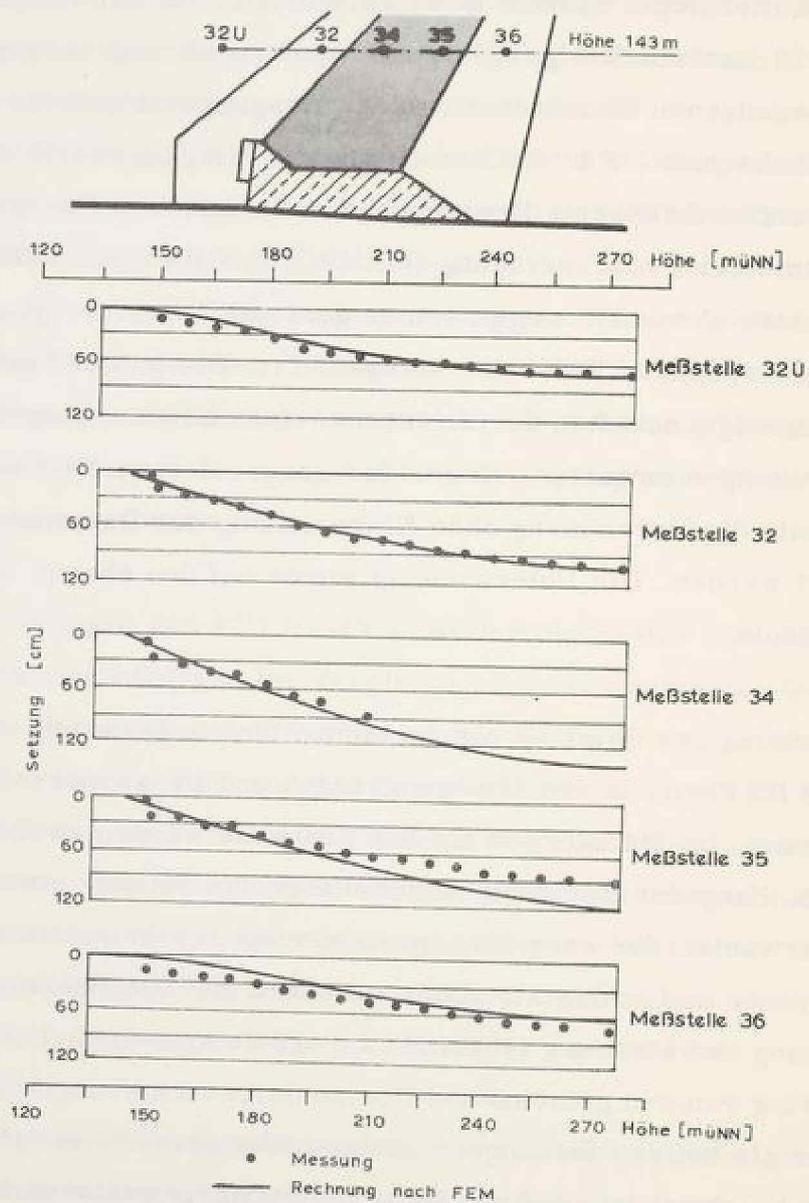


Bild 27: OROVILLE Damm, Setzung in 143m Dammhöhe, KULHAWY und DUNCAN (1970, 1972)

Dieses unerwartete Ergebnis wurde durch die Messungen in der Böschung bestätigt.

Im Verhältnis zur Dammhöhe sind die aufgetretenen Verschiebungen klein. Diese Feststellung bestätigt, daß kleinstückige Schüttmaterialien wie Kies und gebrochener, harter Stein mit bis zu 80 mm Korngröße wegen ihrer guten Verdichtungsfähigkeit und Verformungseigenschaften für den Bau hoher Dämme besser geeignet sind als grobe Steinschüttungen. Beim OROVILLE Damm wurden in der Bauzeit 0,7 % der Dammhöhe als größte Setzung, als größte Horizontalverschiebung etwa 40 % der Größtsetzung gemessen. In der Steinschüttung des GEPATSCH Dammes erreichte die größte Setzung 1,8 % der Dammhöhe. Als größte Horizontalverschiebung wurden auch dort etwa 40 % der größten Setzung gemessen (Bild 11).

Die Vertikalspannungen wurden ebenfalls während der Schüttung gemessen. Die Meßergebnisse sind im Hinblick auf die Erfüllung des Gleichgewichtes nicht immer widerspruchsfrei. Nach der Rechnung wird ein beträchtlicher Teil des Eigengewichts vom Kern auf die steiferen Übergangszonen und Stützkörper abgegeben. Der starre Betonblock beeinflußt erwartungsgemäß die Spannungsverteilung im unteren Dammbereich.

In einem state-of-the-art report gibt DUNCAN (1972) einen Überblick über die in den USA mit der Anwendung der FEM in der Berechnung von Dämmen erzielten Fortschritte.

5. Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Schüttstoffe

5.1 Allgemeines

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen sollen das Verformungsverhalten der Schüttstoffe während der Dammschüttung wirklichkeitsnah beschreiben und für die praktische Anwendung brauchbar sein. Bei der versuchsmäßigen Bestimmung müssen die komplexen Vorgänge im Damm vereinfacht nachgeahmt werden. Für die Behandlung des Dammes als ebenes Verformungsproblem wären ebene Verformungsversuche mit dem Schüttmaterial erforderlich. Nachdem biaxiale Versuche nur schwer auszuführen sind, begnügt man sich mit Dreiaxialversuchen. Ihre Brauchbarkeit wurde mittlerweile durch Vergleich von Berechnungen und Messungen mehrfach zufriedenstellend bestätigt.

Die Verformungseigenschaften des Bodens werden weitgehend vom Spannungsweg bestimmt, der bei Spannungsänderungen zurückgelegt wird. Es ist zu unterscheiden, ob der Boden vorwiegend durch Zunahme der Vertikalspannung σ_1 oder durch Abnahme der Seitenspannung σ_3 beansprucht wird. Den Einfluß des Spannungsweges auf den Verformungsmodul haben BRETH und SCHUSTER (1971) an Dreiaxialversuchen mit Sand gezeigt. Für den monotonen Spannungszuwachs während der Dammschüttung kann jedoch das Verformungsverhalten der Schüttstoffe in guter Näherung durch isotrop konsolidierte Dreiaxialversuche mit steigender Vertikalspannung σ_1 bei konstantem Seitendruck σ_3 geprüft werden.

5.2 Spannungs-Dehnungsbeziehung aus Dreiaxialversuchen

Die numerische Behandlung erfordert die zahlenmäßige Beschreibung der Abhängigkeit der Verformungswerte vom Spannungszustand. Wiederholt wurde das bilineare Modell als Ersatz für die aktuelle Spannungs-Dehnungslinie verwendet. Hierbei wurden vielfach Unverträglichkeiten zwischen den berechneten Spannungen und den zugewiesenen Festigkeitswerten festgestellt.

Nach einem Vorschlag von DESAI (1971) wird die beim Dreiaxialversuch erhaltene Druck-Setzungslinie mit einem Polynomansatz höherer Ordnung ("spline function") beschrieben. Auf diese Weise lassen sich zwar einzelne Versuchskurven beliebig genau beschreiben, für die Darstellung einer Versuchsserie nehmen jedoch der Rechenaufwand und die Zahl der zu bestimmenden Parameter beträchtlich zu.

Der Ansatz von DUNCAN und CHANG (1970) zur analytischen Beschreibung der Druck-Setzungslinien von Dreiaxialversuchen geht auf die Vorarbeiten von KONDNER (1963) und JANBU (1963) zurück. AMANN (1975) hat die Ableitung des Stoffansatzes und die Auswertung routinemäßiger Dreiaxialversuche mit Frankfurter Ton ausführlich behandelt, so daß sich diese Arbeit auf die zum Verständnis wesentlichen Grundlagen und die Ergebnisse beschränken kann.

Wie KONDNER und ZELASKO (1963) an Sanden und KONDNER an bindigen Böden gezeigt haben, läßt sich die Druck-Setzungslinie eines Dreiaxialversuches durch eine Hyperbel gut annähern. Zu ihrer analytischen Beschreibung dienen die Neigung der Anfangstangente und die Hauptspannungsdifferenz im Bruch. Beide Größen sind nach isotroper Konsolidierung von der Ausgangsspannung σ_3 abhängig. Nach JANBU kann die Abhängigkeit der Neigung der Anfangstangente von der Seitenspannung mit einem Potenzansatz ausgedrückt werden. Damit wird die Darstellung von Kurvenscharen möglich. Wenn der Versuch bei konstanter Seitenspannung σ_3 ausgeführt worden ist, ergibt sich für den Elastizitätsmodul als Tangentenmodul die nachstehende Beziehung:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \rho)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \rho + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \rho} \right]^2 K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

Mit der Aufspaltung des Spannungszustandes in den konstanten Seitendruck σ_3 und die Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ dient die Gleichung zur Bestimmung des Tangentenmoduls E_t , wenn die Scherparameter c und ρ und weitere drei Stoffparameter R_f , K , n aus Dreiaxialversuchen bekannt sind.

Es bedeuten:

- R_f - Verhältnis der tatsächlichen zu der aus der Rechnung sich ergebenden Hauptspannungsdifferenz im Bruch
- p_a - Atmosphärischer Druck zur dimensionsfreien Einführung von K und n
- K - Anfangstangentenmodul für $\sigma_3 = p_a = 1 \text{ kp/cm}^2$
- n - Abhängigkeit des Anfangstangentenmoduls vom Seitendruck σ_3

Eine ähnliche spannungsabhängige Beziehung läßt sich nach KULHAWY, DUNCAN und SEED (1969) aus Dreiaxialversuchen mit Volumenmessung für die Querdehnungszahl ν ableiten. Zu den fünf Parametern, die den Verformungsmodul beschreiben, müssen weitere drei Größen bestimmt werden. Die Auffindung der gesuchten Beziehung ist allerdings schwierig, weil die aus den Versuchen abzuleitenden Parameter erfahrungsgemäß sehr streuen.

Da somit die Beziehung für eine spannungsabhängige Querdehnungszahl nicht ausreichend gesichert erscheint und die Dreiaxialversuche meist ohne Messung der Seitendehnung ausgeführt werden, wurde für die nachfolgenden Berechnungen von einer konstanten Querdehnungszahl ausgegangen und nur der Verformungsmodul als spannungsabhängig eingeführt. Die Aufnahme einer spannungsabhängigen Querdehnungszahl in das Rechenprogramm würde keine Schwierigkeiten bereiten.

5.3 Auswertung von Dreiaxialversuchen zur Ermittlung der Stoffkennwerte

In der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau an der Technischen Hochschule Darmstadt sind für zahlreiche Dammprojekte die Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Schüttstoffe untersucht worden. Die Auswahl einiger typischer Böden und die Auswertung der mit ihnen ausgeführten Dreiaxialversuche sollte zeigen, inwieweit die empirischen Ansätze die Ver-

suchskurven richtig beschreiben und die Steifigkeiten der ausgesuchten Schüttstoffe für die beabsichtigten Berechnungen ausreichen. Stellvertretend für das Kernmaterial wurde eine magere Moräne für den BOLGENACH Damm ausgewählt, für den Stützkörper wurden die Versuche mit Kalksteinproben für den KEBAN Damm und mit dem nur wenig setzungsfähigen Kies für den GEPATSCH Damm ausgewertet. Bild 28 zeigt die Kornverteilungskurven der ausgesuchten Schüttstoffe. Das Größtkorn ist auf 20 % des jeweiligen Probendurchmessers begrenzt worden. In der Tabelle 1 sind die Seitendrücke und die erzielten Scherfestigkeiten aufgeführt. Die vielfach beobachtete Abnahme des Reibungswinkels mit zunehmender Seitenspannung war beim Kalkstein wegen seiner geringen Kantenfestigkeit am stärksten ausgeprägt (Bild 29). Beide Stützkörpermaterialien ordnen sich gut ein in das von MARACHI, CHAN und SEED vorgelegte Diagramm über die Abhängigkeit des Reibungswinkels von Felsschüttungen vom Seitendruck (Bild 30). Tabelle 2 enthält die aus den Dreiaxialversuchen nach DUNCAN/CHANG ermittelten restlichen drei Stoffparameter. Der Auswertung liegen Mittelwerte der Scherfestigkeiten innerhalb der untersuchten Spannungsbereiche zugrunde. Mit diesen Stoffkennwerten läßt sich die Spannungs-Dehnungsbeziehung der untersuchten Schüttmaterialien durch eine Schar von Hyperbeln approximieren, deren jede einem bestimmten Seitendruck zugeordnet ist. Die berechneten Hyperbeln sind in den Bildern 31 und 32 den bei den Versuchen erhaltenen Druck-Setzungslinien gegenübergestellt. Bei der Moräne und beim Kies ist die Annäherung an die Versuchskurven besser gelungen als beim Kalkstein. Die schlechtere Übereinstimmung mit diesen Versuchskurven wird auf die geringe Festigkeit des Kalksteinkorns und in deren Folge auf die große Kornzusammendrücke zurückgeführt. Während des Versuches mit 20 kp/cm^2 Seitendruck hat der Anteil am Korn $< 5 \text{ mm}$ um nahezu 30 Gewichtsprozente zugenommen (Bild 28). Die Kornzertrümmerung bewirkte auch den Abfall des Reibungswinkels mit zunehmendem Seitendruck (Bild 29). Eine bessere Angleichung der Hyperbeln an die Druck-Setzungslinien ist auch bei Schüttstoffen, die zur Kornzertrümmerung neigen, zu erreichen, wenn bei der Ermittlung der Stoffparameter die Scherfestigkeitsabnahme mit wachsender Normalspannung berücksichtigt wird.

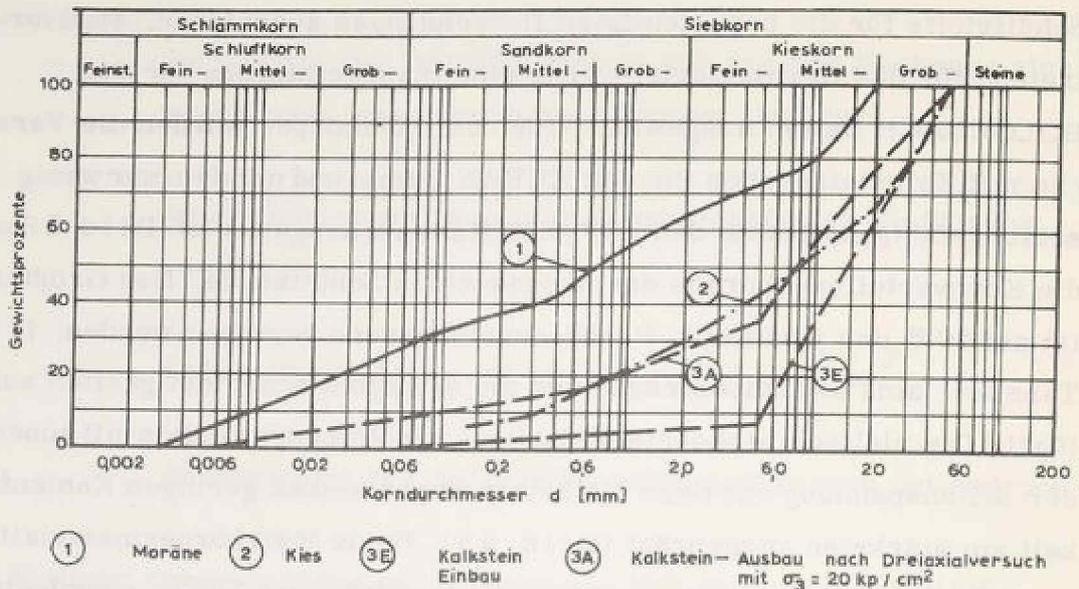


Bild 28: Kornverteilungskurven ausgesuchter Schüttstoffe

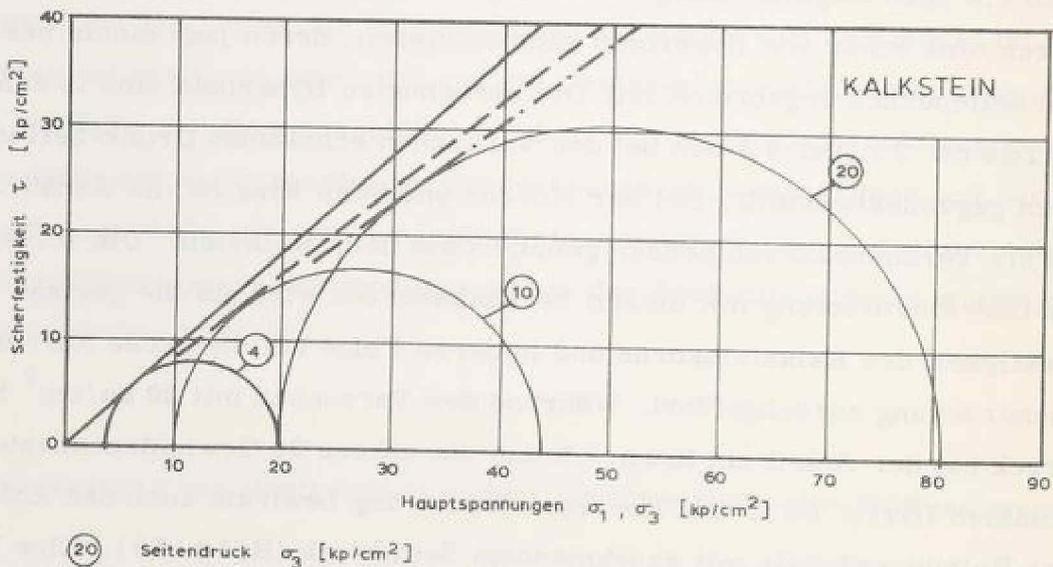


Bild 29: Schersfestigkeitsdiagramm für Kalkstein

Schüttmaterial	Probenabmessungen		max. Korn- durchmesser	σ_3	c'	ϕ'
	d	h				
	cm	cm	mm	kp/cm ²	kp/cm ²	°
Moräne (BOLGENACH)	10	25	20	1 / 3 / 5	0	39
Kies (GEPATSCH)	25	62,5	50	5 / 15 / 20	0	40,5 - 38
Kalkstein (KEBAN)	25	62,5	50	4 / 10 / 20	0	41,5 - 37

Tabelle 1: Scherfestigkeiten ausgesuchter Schüttstoffe

Schüttmaterial	c'	ϕ'_m	R_f	R_{fm}	K	n
	kp/cm ²	°	—	—	—	—
Moräne	0	39	0,69 - 0,36	0,44	741	0,45
Kies	0	39	0,73 - 0,94	0,85	4680	0,13
Kalkstein	0	40	0,86 - 1,18	1,03	1400	0,24

Tabelle 2: Stoffparameter nach DUNCAN und CHANG für ausgesuchte Schüttstoffe

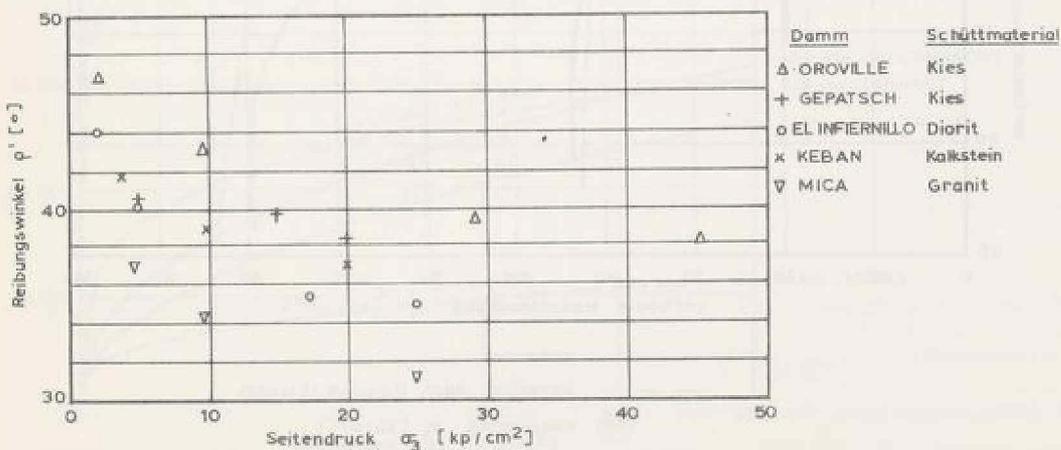
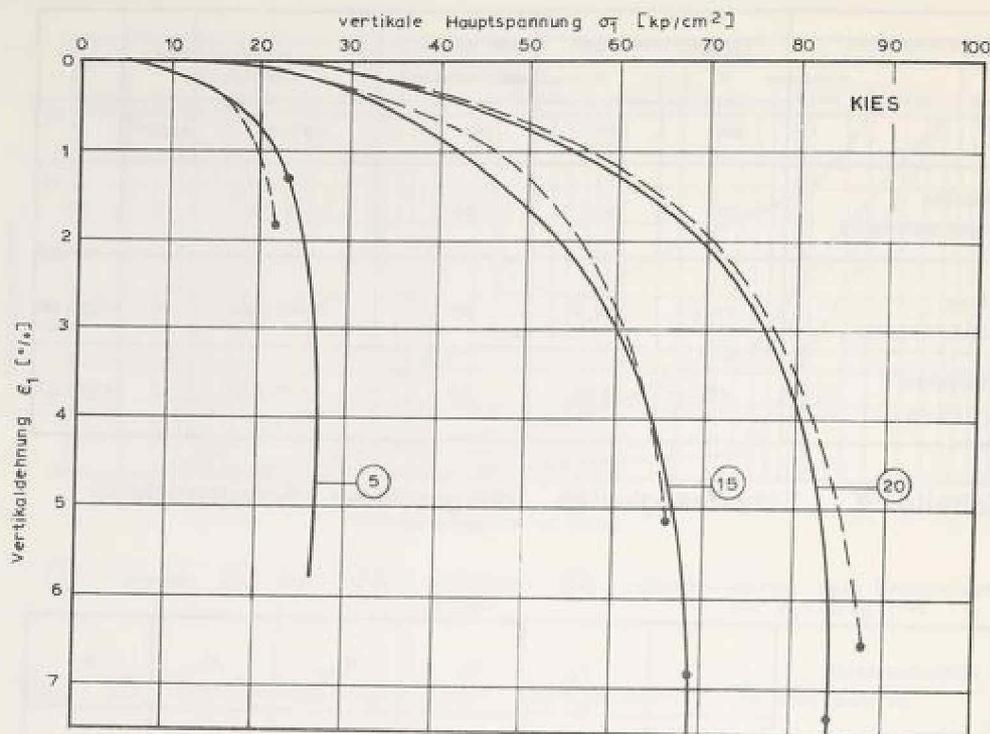
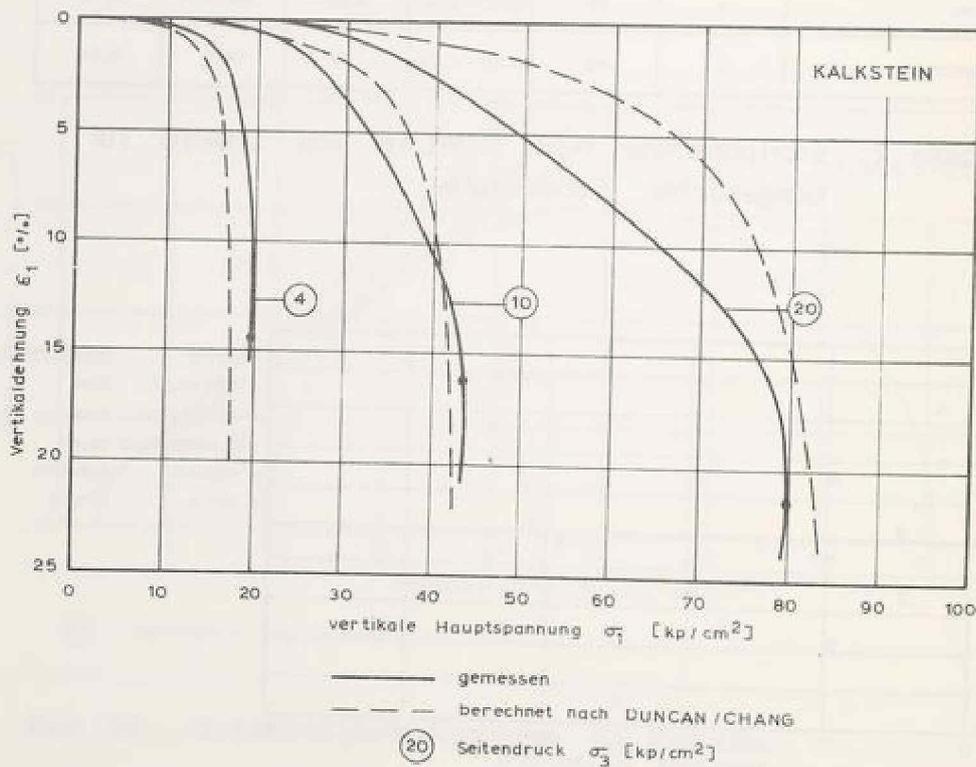


Bild 30: Reibungswinkel großer Proben von Felsschüttungen, MARACHI, CHAN und SEED (1972)



Dreiaxialversuch mit Kies



Dreiaxialversuch mit Kalkstein

Bild 31: Vergleich der Druck-Setzungslinien von Dreiaxialversuchen mit der analytischen Fassung

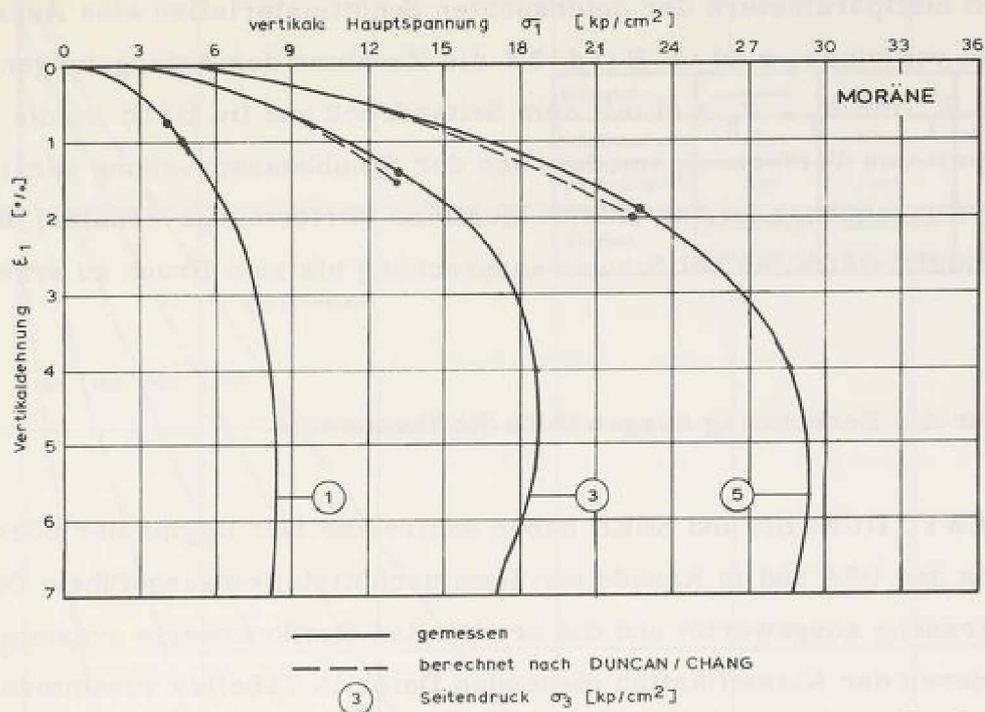


Bild 32: Dreiaxialversuch mit einer Moräne, Vergleich der Druck-Setzungslinien mit der analytischen Fassung

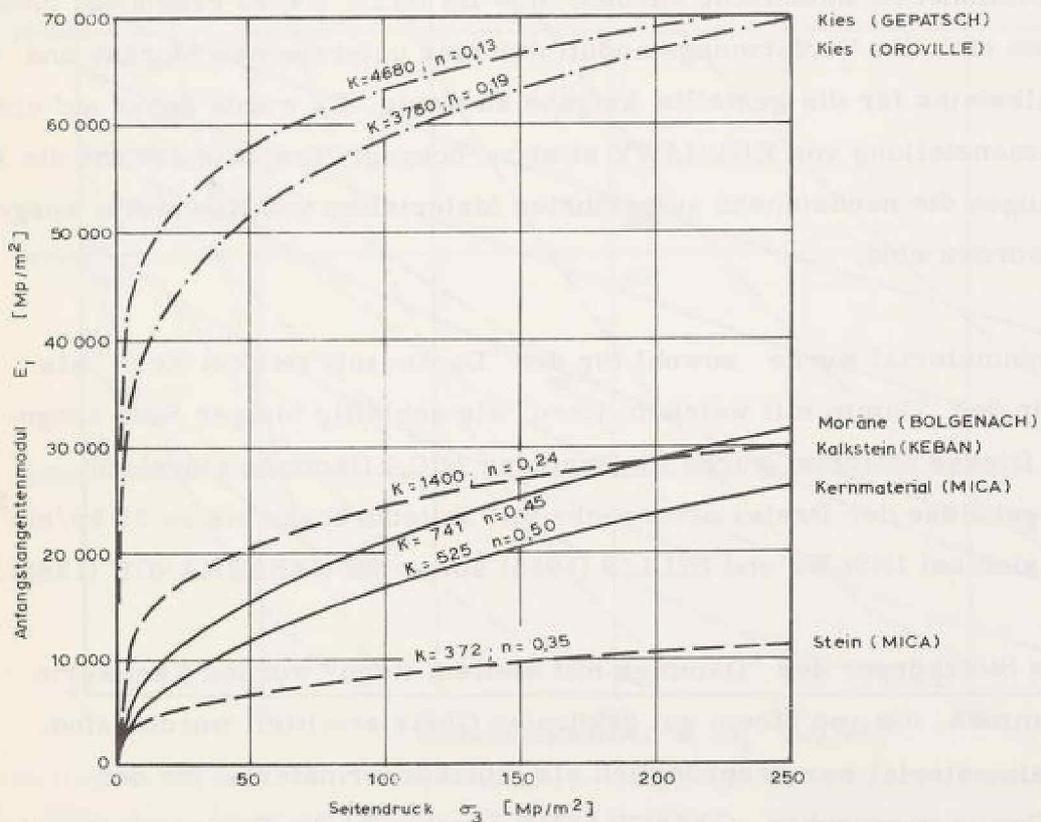


Bild 33: Neigung der Anfangstangente in Abhängigkeit vom Seitendruck

Um den Stoffparametern der untersuchten Schüttmaterialien eine Aussagekraft zu verleihen, sind im Bild 33 die Zunahme des Anfangstangentenmoduls E_i (für $\sigma_1 - \sigma_3 = 0$) mit dem Seitendruck und im Bild 34 die Abhängigkeit des Verformungsmoduls von der Schubbeanspruchung gezeigt. An der Kurvenschar ist das unterschiedliche Verformungsverhalten der drei Schüttmaterialien bei Schubbeanspruchung bis zum Bruch zu erkennen.

5.4 Für die Berechnung ausgewählte Stoffkennwerte

KULHAWY, DUNCAN und SEED haben zahlreiche seit Beginn der 60er Jahre in den USA und in Kanada mit Dammschüttstoffen ausgeführte Dreiaxialversuche ausgewertet und die ermittelten Stoffkennwerte zusammen mit anderen der Klassifikation dienenden Daten in Tabellen zusammengestellt. Wie bereits erwähnt, sollen in dieser Arbeit die Auswirkungen eines gegenüber den Stützkörpern steifen oder weichen Kerns auf die Verformung im Damminnenen untersucht werden. Wie im Bild 34 zu erkennen, unterscheiden sich die Verformungsmoduli der hier untersuchten Moräne und des Kalksteins für die gestellte Aufgabe zu wenig. Es wurde daher auf eine Zusammenstellung von KULHAWY et al zurückgegriffen, aus der für die Berechnungen die nachstehend aufgeführten Materialien und Kennwerte ausgewählt worden sind.

Als Kernmaterial wurde sowohl für den "Damm mit steifem Kern" als auch für den "Damm mit weichem Kern" ein schluffig toniger Sand ausgetestet. Dieses Material wurde im Kern des MICA Dammes eingebaut. Die Ergebnisse der Dreiaxialversuche mit Seitendrücken bis zu 35 kp/cm^2 finden sich bei INSLEY und HILLIS (1965) sowie bei CASAGRANDE (1965).

Für die Stützkörper des "Dammes mit steifem Kern" wurden Kennwerte übernommen, die von einem gut gekörnten Gneis ermittelt worden sind. Das Steinmaterial war ursprünglich als Stützkörpermaterial für den MICA Damm vorgesehen. CASAGRANDE beschreibt die Dreiaxialversuche mit diesem Material. Sie wurden mit Seitendrücken bis zu 25 kp/cm^2 ausgeführt.

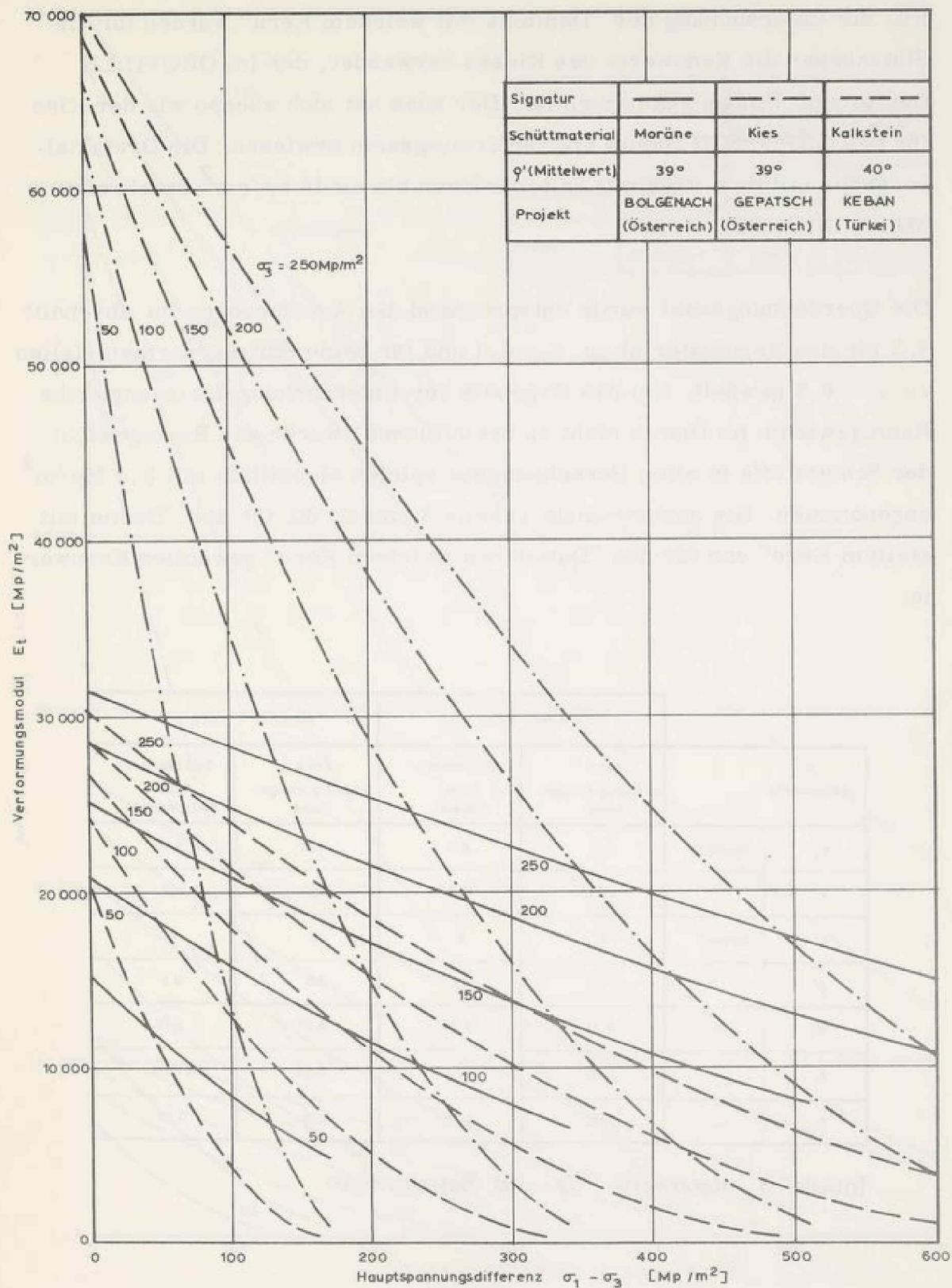


Bild 34: ausgesuchte Schüttstoffe, Abhängigkeit des Verformungsmoduls von der Schubbeanspruchung.

Für die Untersuchung des "Dammes mit weichem Kern" wurden für die Stützkörper die Kennwerte des Kieses verwendet, der im OROVILLE Damm zum Einbau gekommen ist. Der Kies hat sich ebenso wie der Kies für den GEPATSCH Damm als verformungsarm erwiesen. Die Dreiaxialversuche mit dem Kies mit Seitendrücken bis zu 46 kp/cm^2 beschreibt MARACHI (1969).

Die Querdehnungszahl wurde entsprechend den Ausführungen im Abschnitt 5.2 für das Kernmaterial zu $\nu = 0,4$ und für beide Stützkörpermaterialien zu $\nu = 0,3$ gewählt. Um das Ergebnis der Untersuchung durch ungleiche Raumgewichte im Damm nicht zu beeinflussen, wurde das Raumgewicht der Schüttstoffe in allen Berechnungsbeispielen einheitlich mit $2,0 \text{ Mp/m}^3$ angenommen. Die nachstehende Tabelle 3 enthält die für den "Damm mit steifem Kern" und für den "Damm mit weichem Kern" gewählten Kennwerte.

Kennwerte		steifer Kern		weicher Kern	
		Kern schluffig toniger Sand	Stützkörper Stein (Gneis)	Kern schluffig toniger Sand	Stützkörper Kies (Amphibolit)
γ_n	Mp/m^3	2,0	2,0	2,0	2,0
ν	—	0,4	0,3	0,4	0,3
c'	Mp/m^2	5	0	5	0
p'	°	35	33	35	42
R_f	—	0,71	0,74	0,71	0,76
K	—	525	372	525	3780
n	—	0,50	0,35	0,50	0,19

Tabelle 3: Kennwerte für die Berechnungen

Mit diesen Kennwerten wurden wie im Abschnitt 5.3 die Verformungsmoduli der drei Schüttmaterialien als Funktion der Hauptspannungsdifferenz für verschiedene Seitendrücke berechnet und im Bild 35 graphisch dargestellt.

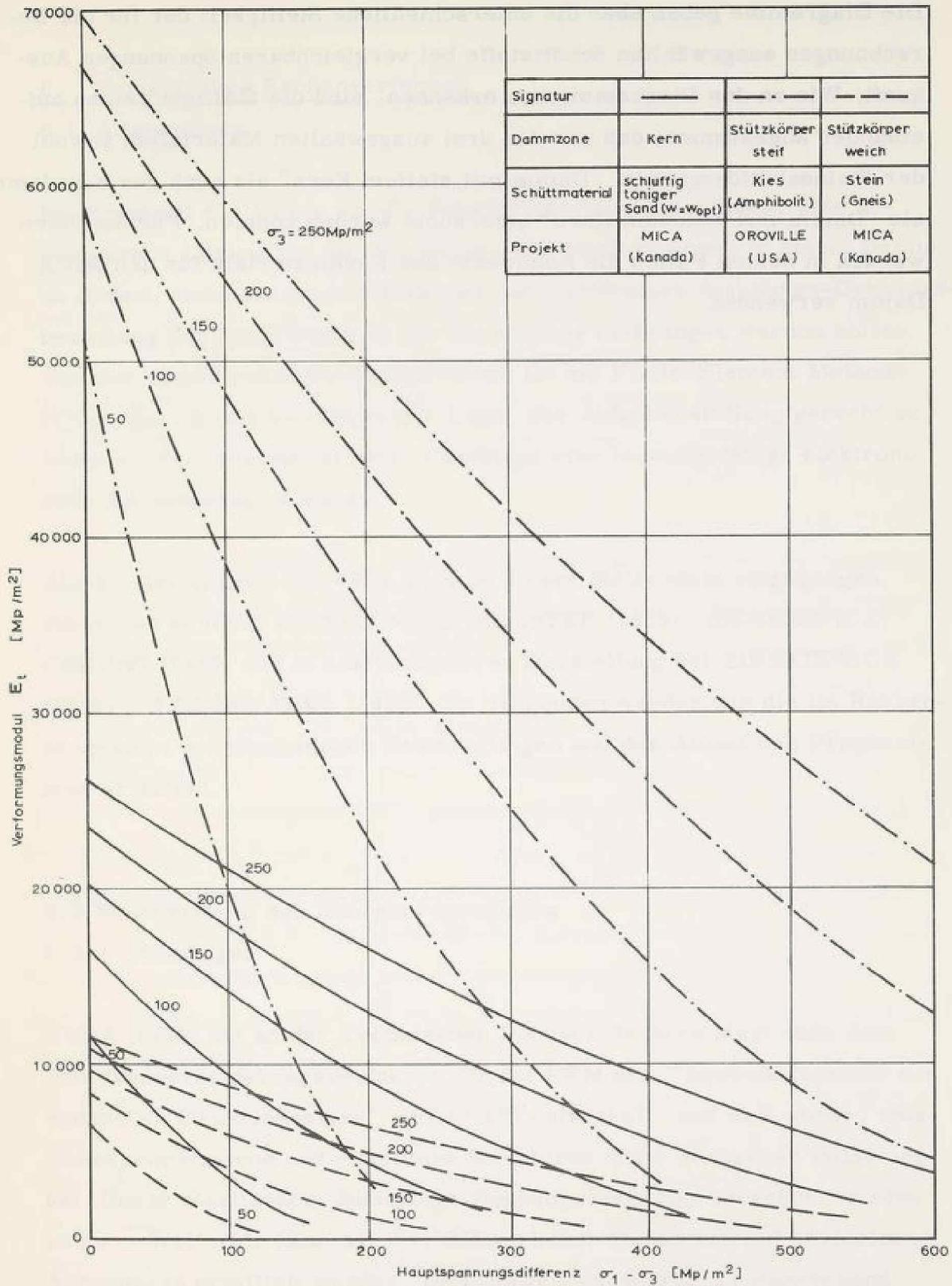
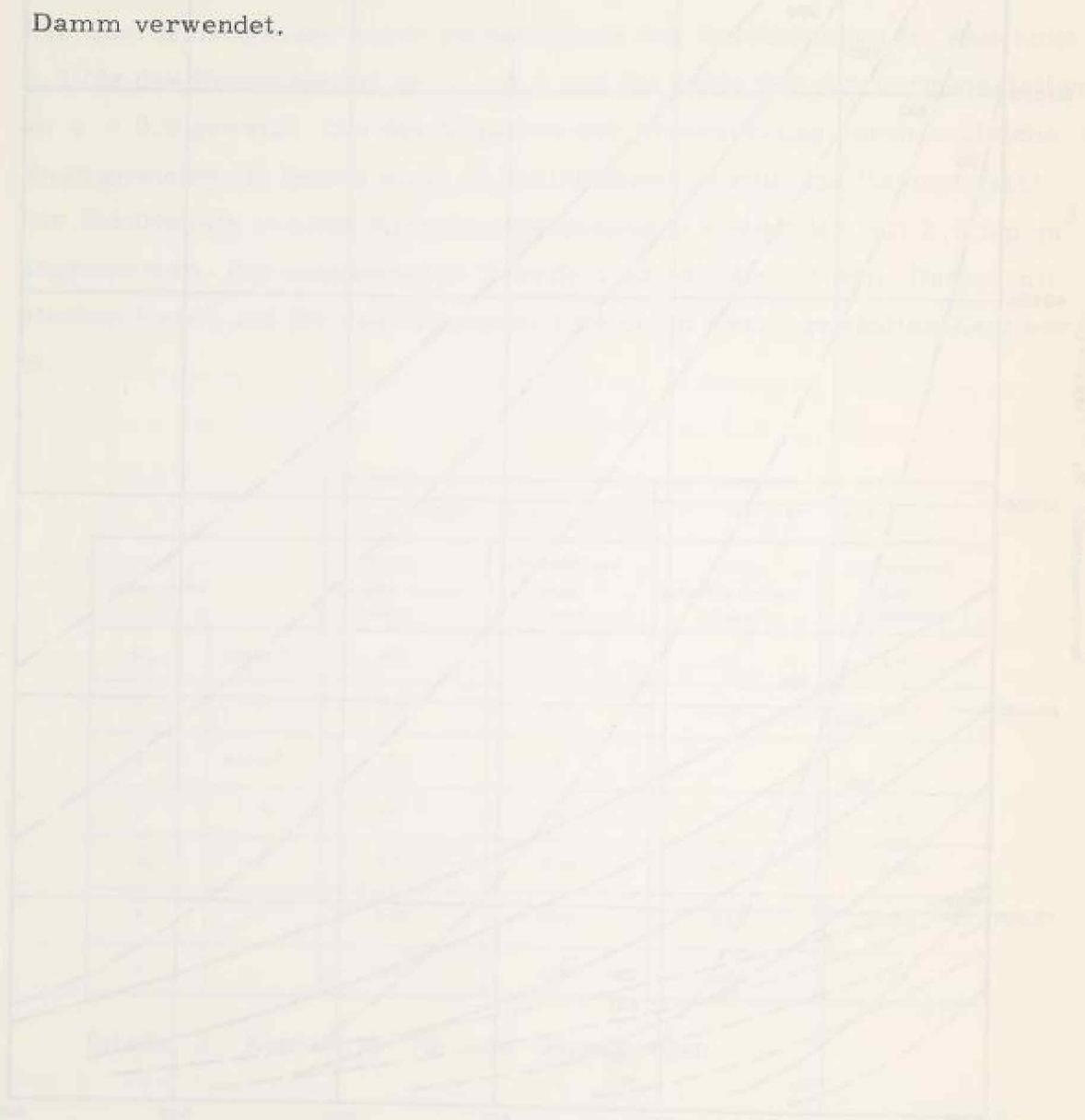


Bild 35: Schüttstoffe für die Berechnungen, Abhängigkeit des Verformungsmoduls von der Schubbeanspruchung

Die Diagramme geben über die unterschiedliche Steifigkeit der für die Berechnungen ausgewählten Schüttstoffe bei vergleichbaren Spannungen Auskunft. Wie an den Diagrammen zu erkennen, sind die Steifigkeiten so aufeinander abgestimmt, daß mit den drei ausgewählten Materialien sowohl der Steinschüttdamm als "Damm mit steifem Kern" als auch der Kiesdamm als "Damm mit weichem Kern" untersucht werden konnten. Für den Kern wurden in beiden Fällen die Kennwerte des Kernmaterials für den MICA Damm verwendet.



6. Numerisches Rechenverfahren

6.1 Allgemeines

Im Abschnitt 4.1 wurde auf die Schwierigkeiten hingewiesen, eine geschlossene Lösung für die Spannungen und Verformungen in einem Damm zu finden, wenn die Bauzustände und die nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung der Schüttstoffe in die Berechnung einbezogen werden sollen. Von den numerischen Rechenverfahren ist die Finite-Element-Methode (FEM) derzeit als einzige in der Lage, der Aufgabenstellung gerecht zu werden. Ihre Anwendung setzt allerdings eine leistungsfähige elektronische Rechanlage voraus.

Auf die Grundlagen der FEM wird an dieser Stelle nicht eingegangen. Sie finden sich bei ZIENKIEWICZ/HOLISTER (1965), ZIENKIEWICZ/CHEUNG (1967) und in ausführlicherer Darstellung bei ZIENKIEWICZ (1971) und DESAI/ABEL (1972). Im folgenden werden nur die im Rechenprogramm vorgenommenen Erweiterungen und der Ablauf des Programmes erläutert.

6.2 Beschreibung des Rechenprogrammes

6.2.1 Grundlagen

DUDA (1975) hat an der Technischen Hochschule Darmstadt nach dem Matrizenverschiebungsverfahren für die FEM ein "Anwendersystem zur statischen Strukturanalyse" (STATAN) entwickelt, mit dem ebene, rotationssymmetrische und räumliche Strukturen unter statischer Belastung bei linear elastischem Spannungs-Dehnungsverhalten berechnet werden können. Weiterhin kann das Verhalten ebener Strukturen auf periodische Anregungen ermittelt werden. Dem Anwendungsbereich entsprechend stehen zahlreiche Elementtypen zur Verfügung. Die Konzeption des Programmes ermöglicht Erweiterungen. Aufbau und Leistung von STATAN

hat DUDA ausführlich beschrieben. STROH (1974) hat das Programm für die Simulierung des Aushubs von Baugruben und zur Berücksichtigung des Spannungsweges und nichtlinearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen erweitert. In seiner Berechnung ebener Formänderungszustände wird der Boden durch Dreieckselemente mit einem linearen Verschiebungsansatz repräsentiert.

Für die vorliegende Arbeit wurde das Rechenprogramm so ausgebaut, daß Änderungen des Systems und der Belastung berücksichtigt werden können. Der Schüttvorgang wird als ebenes Formänderungsproblem mit einem nichtlinearen Stoffansatz in der Rechnung nachgeahmt. Das Programm ist in FORTRAN IV geschrieben und läuft an einer Rechenanlage TR 440. Es kann sowohl im Stapelverarbeitungsbetrieb als auch im Dialogbetrieb gestartet werden. Die Möglichkeit des Restarts zur Fortsetzung des Programmlaufs an der Unterbrechungsstelle hat sich bei Systemzusammenbrüchen und bei Unterbrechungen nach der Berechnung von Teilstrukturen bewährt.

6.2.2 Berücksichtigung des Schüttvorganges und Programmablauf

Die kontinuierliche, nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung des Bodens wird im Rechenverfahren durch bereichsweise lineares Verhalten ersetzt. Die Dammschüttung wird in aufeinander folgenden Lastschritten simuliert. Innerhalb eines Lastschrittes sind die elastischen Werte konstant. Die Belastung resultiert aus dem Eigengewicht der Schüttung. Die Lastschritte orientieren sich am Elementnetz, wobei jede horizontale Elementreihe als Schüttlage aufgefaßt wird. Beginnend mit der untersten Elementreihe wird die Struktur schrittweise mit dem Gewicht der darüberliegenden Elementreihe belastet und anschließend um diese Elementreihe erweitert. Die dem Gewicht jeder Schüttlage entsprechende Gleichstreckenlast wird in Einzelkräfte zusammengefaßt, die in den Knotenpunkten des jeweiligen oberen Strukturrandes als äußere Lasten angreifen. Diese Vorgehensweise, bei der Laständerungen mit Strukturänderungen konform gehen, wird

wiederholt, bis die Endhöhe des Dammes erreicht ist.

Grundsätzlich kann das Gewicht jeder Schüttlage in beliebig vielen Teillastschritten aufgebracht werden. Von dieser Möglichkeit wird bei grossen Lastschritten Gebrauch gemacht. Jedem Lastschritt entspricht ein Hauptrechenzyklus, in dem die Last in einem untergeordneten Rechenzyklus in mehreren frei wählbaren Teillastschritten aufgebracht werden kann. Nach dem Abschluß eines jeden Hauptrechenzyklusses wird die Struktur geändert. Mit den Teillastschritten ist es möglich, den Lastzuwachs so zu steuern, daß auch bei ungleich hohen Elementreihen nahezu gleichbleibende Schütthöhen über die gesamte Dammhöhe eingehalten werden können.

Bei monotoner Belastung kann - mit Ausnahme des ersten Lastschrittes - der Verformungsmodul dem Sekantenmodul für den linear extrapolierten Spannungszustand gleichgesetzt werden. In diesem Fall ist die Abweichung von der Spannungs-Dehnungslinie bei endlichen Lastschritten kleiner als beim Tangentenmodul. Bei einer Systemänderung ist die Extrapolation jedoch nicht zulässig. Für den ersten Lastschritt eines jeden Hauptrechenzyklusses muß daher zur Festlegung des Spannungszustandes auf die Tangente zurückgegriffen werden. Da die Rechnung mit einer vertretbaren Zahl von Schüttlagen bzw. Lastschritten auskommen muß und zahlreiche Elementlagen nur einen Lastschritt erfordern, wurde für die gesamte Berechnung der Verformungsmodul als Tangentenmodul definiert.

Der Dammquerschnitt wurde in Dreieckselemente mit 3 Knoten aufgeteilt (Simplex-Elemente). Bei einem linearen Ansatz für die Verschiebung der Knotenpunkte sind die Dehnungen und Spannungen in einem Element konstant. Ein Verschiebungsansatz höherer Ordnung liefert veränderliche Elementspannungen und zweifellos eine größere Genauigkeit, die jedoch durch die nach jedem Lastschritt notwendige Berechnung des Verformungsmoduls aus dem mittleren Spannungszustand im Element wieder verlorengehen kann.

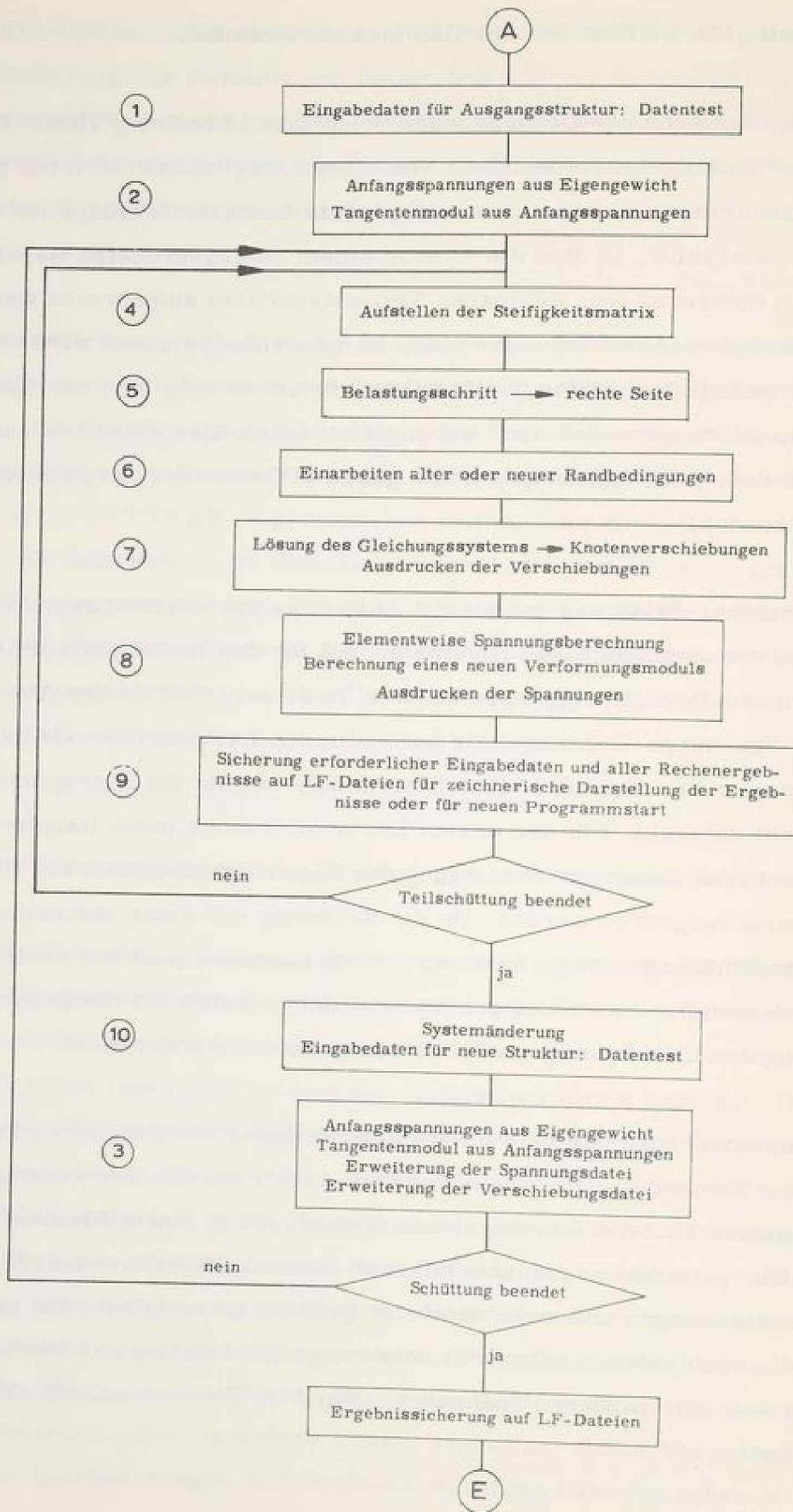


Bild 36: Programmablauf

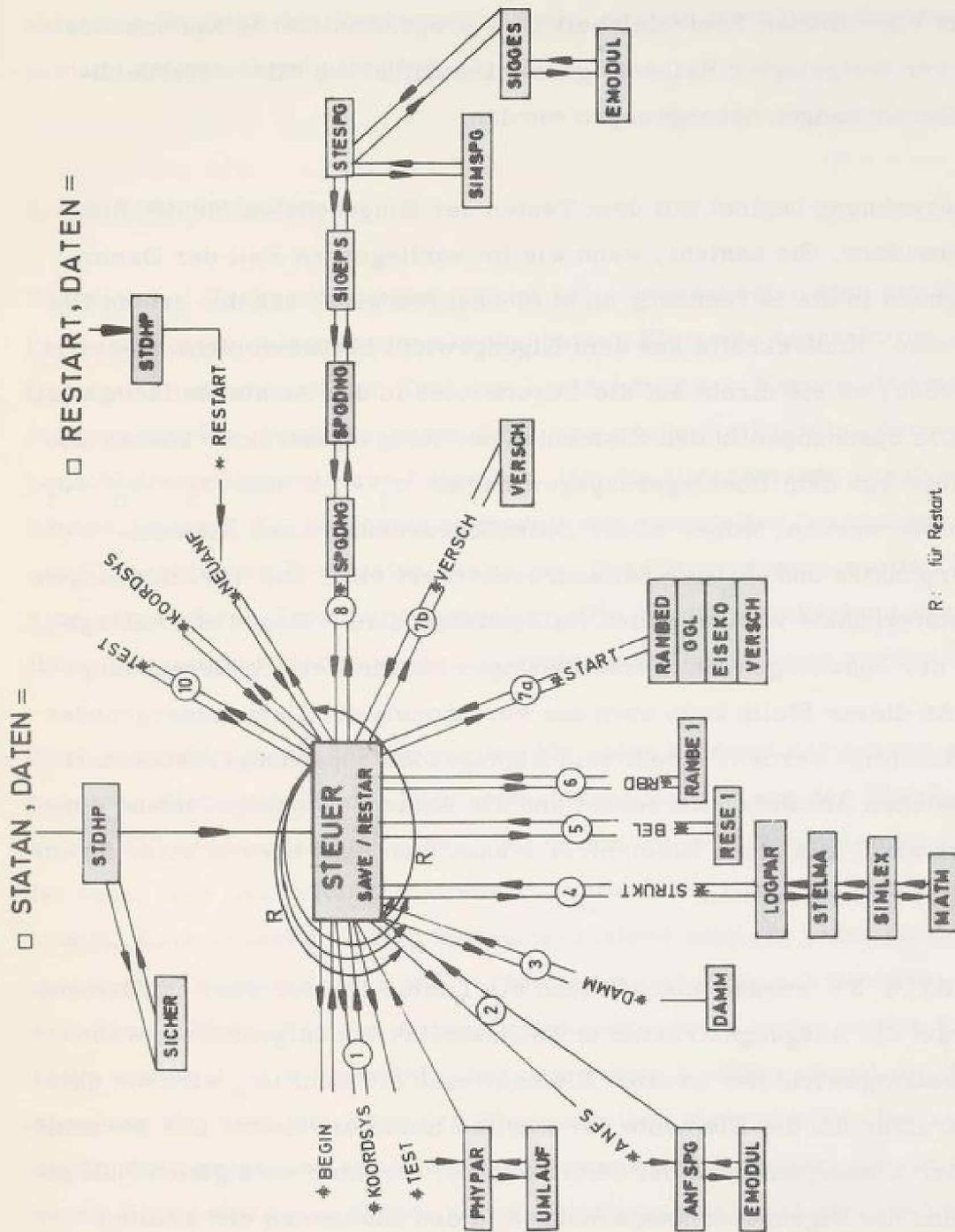


Bild 37: Programmsteuerung

Der Programmablauf geht aus Bild 36 hervor. Bild 37 zeigt die Steuerung des Rechenprogrammes und die wichtigsten Unterprogramme, die im Laufe der FE-Berechnung vom übergeordneten Steuerprogramm als der eigentlichen Zentraleinheit über programminterne Kommandos in vorher festgelegter Reihenfolge zur Durchführung aller erforderlichen Berechnungen herangezogen werden.

Die Berechnung beginnt mit dem Testen der Eingabedaten für die Ausgangsstruktur. Sie besteht, wenn wie im vorliegenden Fall der Dammuntergrund in die Berechnung nicht einbezogen wird, aus der ersten Elementreihe. Knotenkräfte aus dem Eigengewicht brauchen nicht angesetzt zu werden, da sie direkt auf die Lagerknoten in der Aufstandsfläche wirken. Die Spannungen in den Elementen der Ausgangsstruktur können unmittelbar aus dem Überlagerungsgewicht zu $\sigma_1 = \gamma h$ und $\sigma_3 = \lambda_0 \cdot \sigma_1$ angegeben werden, wobei h die Bodenüberdeckung eines Elementschwerpunktes und λ_0 der Seitendruckbeiwert sind. Die Verschiebungen der Knotenpunkte werden gleich Null gesetzt. Damit liegen die Anfangswerte der Spannungen und Verschiebungen für die weitere Berechnung fest. An dieser Stelle kann auch die Verformung des Dammuntergrundes berücksichtigt werden, indem sein Eigengewichtsspannungszustand mit den gleichen Annahmen berechnet und als Anfangsspannungszustand eingeführt wird. Die erste Elementreihe kann sich dann bereits unter ihrem Eigengewicht verformen.

Nach Bild 36 werden anschließend die Lasten aus der zweiten Elementreihe auf die Ausgangsstruktur in Teillastschritten aufgebracht. Wenn das Gesamtgewicht der zweiten Elementreihe erreicht ist, wird die aktuelle Struktur um die Elemente der zweiten Reihe erweitert. Die Verschiebung der Knotenpunkte an der Oberkante der Struktur wird gleich Null gesetzt und die Eigengewichtsspannungen in den Elementen der zweiten Reihe werden in der vorher beschriebenen Weise ermittelt. Mit der Belastung der neuen Struktur durch die Knotenkräfte aus dem Gewicht der dritten Elementreihe beginnt ein neuer Hauptrechenzyklus. Systemänderung und Belastung wiederholen sich, bis die Dammhöhe erreicht ist.

Nach jedem Lastschritt werden die berechneten Verschiebungen und Spannungen zu den bereits vorhandenen addiert und in getrennte Dateien eingetragen. Ebenso wird vor jedem Lastschritt für jedes Element der aktuellen Struktur der Verformungsmodul seinem jeweiligen Spannungszustand entsprechend ermittelt.

6.2.3 Besonderheiten

Wie sich bei Vorberechnungen gezeigt hat, unterscheiden sich die Vertikal- und Horizontalspannungen benachbarter Elemente beträchtlich. Diese Divergenz nimmt mit der Zahl der Lastschritte zu. Ebenso differieren die berechneten Verformungsmoduli, was große Steifigkeitsunterschiede benachbarter Elemente zur Folge hat. Um die Unterschiede ausgleichen zu können, wurden die Verformungsmoduli aus gemittelten Spannungen von je zwei benachbarten Elementen bestimmt. Die Elementpaare wurden durch eine vorgegebene Zuordnung festgelegt. Die Spannungsmittelung kann in ihrer Wirkung mit der in einem Viereckelement verglichen werden.

Nach jeder Strukturänderung werden für jedes Element der zuletzt aufgebrauchten Elementreihe die Eigengewichtsspannungen aus der Überlagerung seines Schwerpunktes angegeben. Die Spannung in horizontaler Richtung ist dabei über den Seitendruckbeiwert λ_0 mit der Vertikalspannung verknüpft. Entsprechend diesem Spannungszustand wird für jedes dieser Elemente der Tangentenmodul als Verformungsmodul für den nächsten Lastschritt ermittelt. Für den Anfangsspannungszustand in der ersten Elementreihe wurde $\lambda_0 = 0,7$ gewählt. Mit demselben λ -Wert nimmt die Seitenspannung ab, wenn die Höhe der Elementreihen kleiner wird. Bei verminderter Seitenspannung wird der Verformungsmodul kleiner. Um in jeder neuen Elementreihe zu Beginn ihrer Belastung möglichst gleiche Verformungseigenschaften zu gewährleisten, wurden für Elementreihen mit kleinerer Höhe als in der ersten Reihe größere Seitendruckbeiwerte als $\lambda_0 = 0,7$ gewählt.

6.3 Auswertung

Eine FE-Rechnung kommt ohne zeichnerische Darstellung der Ergebnisse nicht aus. CZAPLA (1974) hat ein Programm zum Zeichnen von FE-Topographien (PLOT0) erstellt, das die in den Knoten einer Struktur vorgegebenen Werte in Linien gleicher Werte umsetzt. Für die Darstellung der Verschiebungskomponenten und Gesamtverschiebungen greift PLOT0 unmittelbar auf die Verschiebungsdatei zurück. Zum Zeitpunkt der Auswertung war die graphische Darstellung der in den Elementen herrschenden Spannungen noch nicht möglich. Daher wurde, ausgehend von der Spannungsdatei mit ihren Informationen über die Hauptspannungen in jedem Element und für alle Lastschritte, ein Programm erstellt, das die numerischen Größen in den Knotenpunkten der FE-Struktur aus den von den Elementen vorliegenden Größen ermittelt (KNOTGR) und in Dateien niedergelegt, die für das Zeichenprogramm kompatibel sind. Damit war für alle Lastschritte die zeichnerische Darstellung der Spannungen und der aus ihnen abgeleiteten Größen möglich. Die Knotenwerte wurden nach folgender Mittelbildung berechnet: der Beitrag eines jeden einem Knoten zugeordneten Elementes wurde im Verhältnis der Elementfläche zum Quadrat des Schwerpunktsabstandes vom Knoten gewichtet. RIPPER (1974) hat mehrere Möglichkeiten der Mittelbildung für die Berechnung der Knotenspannungen untersucht.

Wahlweise können mit KNOTGR berechnet und mit PLOT0 gezeichnet werden:

Koordinatenspannungen	$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$
Hauptspannungen	σ_1, σ_3
Hauptspannungsdifferenz	$\sigma_1 - \sigma_3$
Oktaederspannungen	σ_{oct}, τ_{act}
Verformungsmodul	E_t

Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses AKH

Die Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses ist ein Maß für die Beanspruchung der Scherfestigkeit des Bodens. Zu seiner Definition wird der "stress-level" (DUNCAN; KULHAWY; STROH) herangezogen, den im MOHR'schen Diagramm die Tangente vom Schnittpunkt der Bruchgeraden mit der Abszissenachse an den aktuellen Spannungskreis bezeichnet. Nach jedem Lastschritt wird der stress level für jedes Element erneut berechnet. Als Ausnutzungsgrad wird das Verhältnis der Steigung der Tangente zur Steigung der Bruchgeraden eingeführt (Bild 38). Diese Definition ist unabhängig vom Spannungsweg, zum Unterschied von der Schubbeanspruchung, die am Vergleich des aktuellen Spannungskreises zum Bruchkreis beurteilt wird.

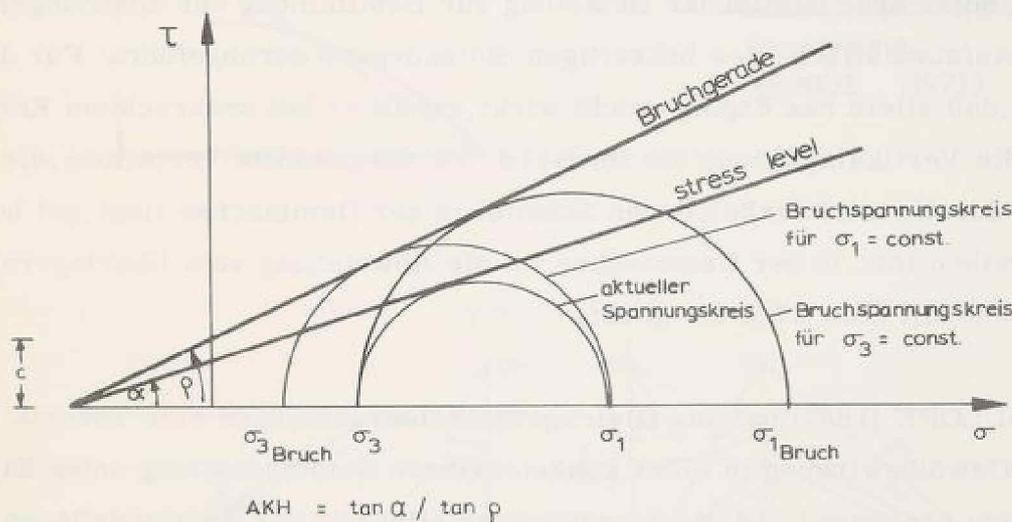


Bild 38: Ausnutzungsgrad des kritischen Hauptspannungsverhältnisses

7. Anwendung des Berechnungsverfahrens auf den homogenen Dammquerschnitt

Der homogene Damm wurde als Sonderfall des "Dammes mit steifem Kern" als Steinschüttdamm mit der Kernbreite Null berechnet (vergleiche hierzu Tabelle 3 und Bild 35). Eine ausführliche Darstellung der Ergebnisse würde über den Rahmen dieser Arbeit hinausgehen; sie ist einem gesonderten Bericht vorbehalten (BRETH/HARDT, 1976). Im folgenden werden nur die zum Verständnis des Abschnittes 8 notwendigen Grundlagen und Erkenntnisse behandelt.

7.1 Bisherige Untersuchungen

REINIUS (1973) hat Modellversuche mit lagenweise verdichteten, dreieckförmigen Sandschüttungen von 0,6 m Höhe bei verschiedener Kernneigung unter hydrostatischer Belastung zur Bestimmung der Spannungen in der Aufstandsfläche des luftseitigen Stützkörpers durchgeführt. Für den Fall, daß allein das Eigengewicht wirkt, erhält er bei senkrechtem Kern für die Vertikalspannung die im Bild 39 dargestellte Verteilung, die sich durch eine Parabel, deren Scheitel in der Dammachse liegt, gut beschreiben läßt. In der Dammachse ist die Abweichung vom Überlagerungsgewicht mit etwa 27 % am größten.

TROLLOPE (1957) hat aus Gleichgewichtsbetrachtungen eine Theorie über die Gewölbewirkung in einer kohäsionslosen Dammschüttung unter Eigengewicht erarbeitet und die Spannungsverteilung in der Aufstandsfläche für zwei Grenzfälle angegeben. Vereinfachend wird für das ebene Modell angenommen, daß die Schüttung wie hexagonal angeordnete gleich große Walzen trägt, die keine Schubkräfte übertragen. Der Grenzzustand ist erreicht, wenn die Kontaktkräfte zu Null werden. Die im Bild 40 dargestellten Spannungsverteilungen in der Aufstandsfläche wurden für zwei Grenzfälle, den Damm auf unnachgiebigem und den Damm auf nachgiebigem Untergrund, erhalten. Auf nachgiebigem Untergrund nehmen die Spannungen, insbeson-

dere die Horizontal- und die Schubspannungen, vom Dammfuß nach innen zunächst stark zu, um dann über den größeren Setzungen wieder abzufallen. Mit dem Ansteigen der Spannungen nimmt das Schubspannungsverhältnis $\frac{\tau}{\sigma}$ in Richtung auf die Böschung zu. Von TROLLOPE durchgeführte Messungen an Modelldämmen auf verformbarer Unterlage haben seine theoretischen Überlegungen bestätigt. Bei ihrer Übertragung auf wirkliche Dämme muß einschränkend festgestellt werden, daß der Grenzfall der maximalen Gewölbewirkung im Damm nicht erreicht werden kann. Diese Einschränkung gilt besonders für die Vertikalspannung. Mögliche Spannungsverteilungen müssen innerhalb der aufgezeigten Grenzen liegen, sofern die wirklichen Verhältnisse mit dem theoretischen Modell überhaupt vergleichbar sind.

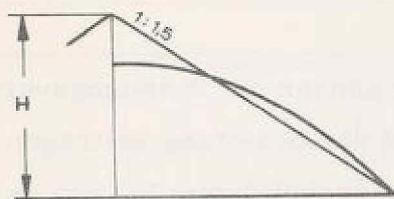


Bild 39: Vertikaler Druck unter einer dreieckförmigen Sandfüllung, REINIUS (1973)

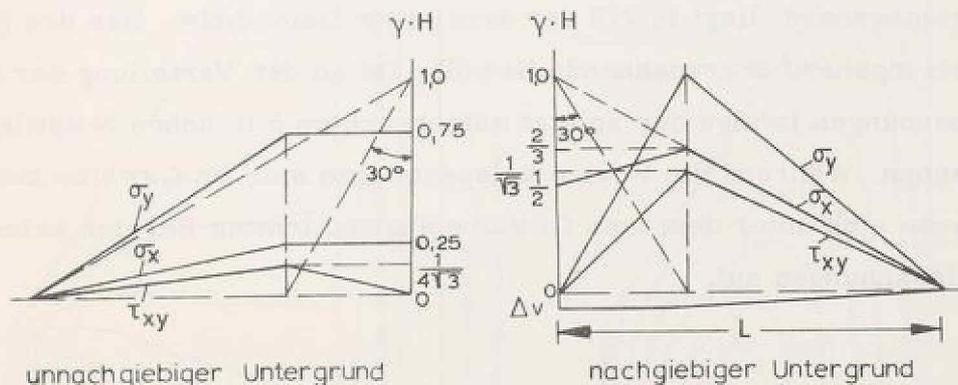


Bild 40: theoretische Spannungsverteilung in der Aufstandsfläche einer kohäsionslosen Dammschüttung, TROLLOPE (1957)

Die bisherigen Betrachtungen beschränkten sich auf die durch die Setzung des Untergrundes verursachte Gewölbebildung im Damm und auf die Spannungsverteilung in der Aufstandsfläche. Es liegt nahe anzunehmen, daß auch Setzungsunterschiede im Inneren des Dammes Gewölbebildungen hervorrufen können. Somit sind die für Gewölbe charakteristischen Spannungsverteilungen im Bild 40 in modifizierter Form nicht nur in der Aufstandsfläche, sondern auch in Horizontalschnitten im Damm denkbar.

7.2 Eigene Untersuchungen

Nach eigenen Untersuchungen bildet sich auch im homogen aufgebauten Steinschüttdamm infolge der größeren Setzung in Dammitte ein Stützgewölbe aus. Das Gewölbe überspannt das Innere des Dammes. Sein Scheitel liegt in der Dammachse, nach außen verläuft es parallel zu den Böschungen und findet seine Widerlager im unteren Dammdrittel nur wenig unterhalb der Böschungen.

Zum Verständnis der Gewölbebildung können die Spannungsverteilung im Damm und seine Verformung während der Schüttung beitragen. Im Bild 41 sind diese für den untersuchten Steinschüttdamm bei der Schüttung von 120 bis 125 m Höhe graphisch dargestellt. Bis zu dieser Schütthöhe ist in der Dammitte eine bis zu 3 m große Setzung aufgetreten. Der Hauptsetzungsherd liegt in $\frac{2}{3}$ der erreichten Dammhöhe. Das den Hauptsetzungsherd überspannende Gewölbe ist an der Verteilung der Horizontalspannungen infolge der zuletzt aufgebrauchten 5 m hohen Schüttlage zu erkennen. Während die Horizontalspannungen sich im Gewölbe konzentrieren, bauen sich unter dem vom Gewölbe abgeschirmten Bereich keine Horizontalspannungen auf.

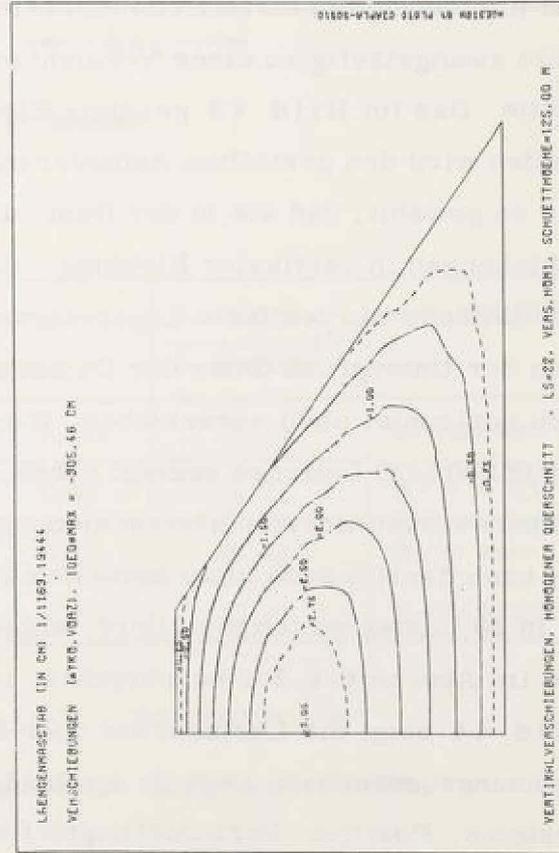
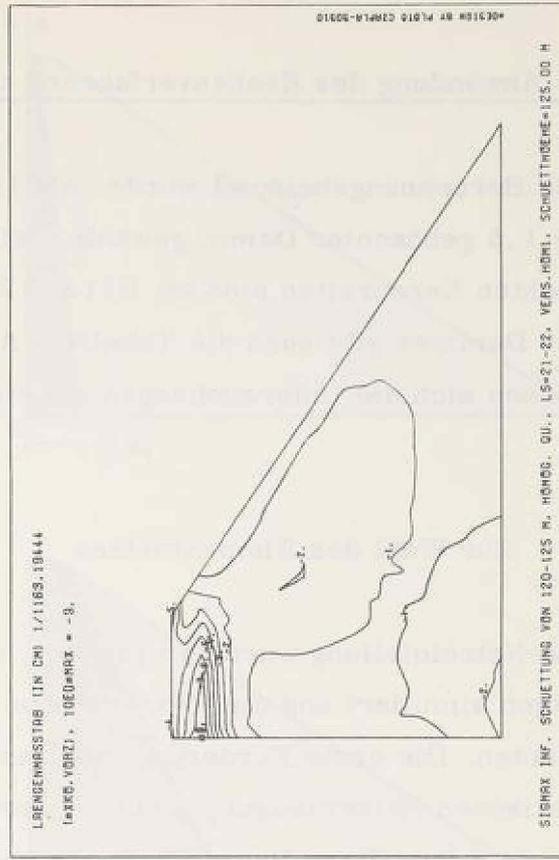
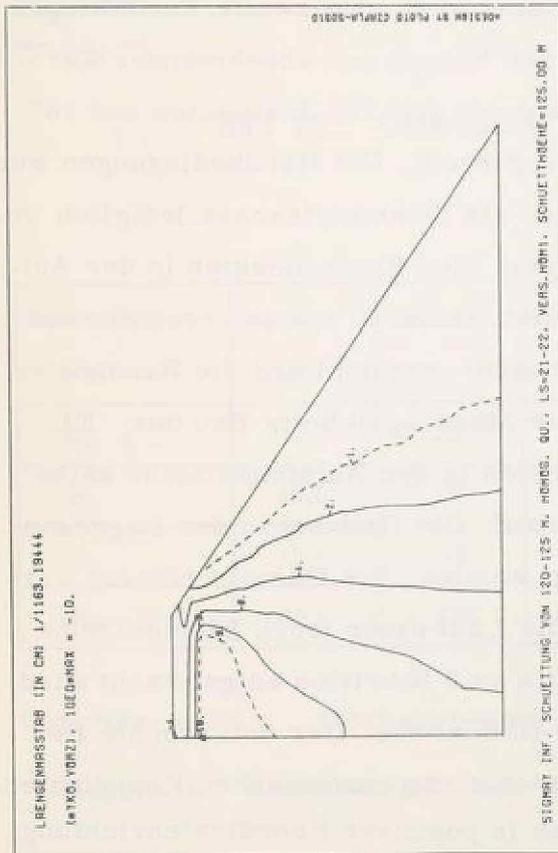
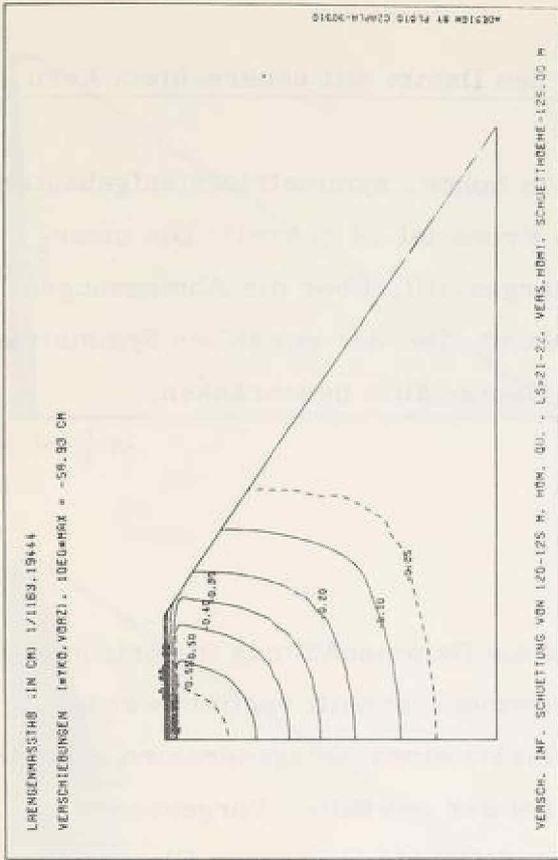


Bild 41: homogener Damm, Spannungen und Setzungen bei Teilschüttung

8. Anwendung des Rechenverfahrens auf den Damm mit senkrechtem Kern

Als Berechnungsbeispiel wurde ein 150 m hoher, symmetrisch aufgebauter, 1 : 1,5 geböschter Damm gewählt. Seine Krone ist 19 m breit. Die untersuchten Kernbreiten sind im Bild 42 dargestellt. Über die Abmessungen des Dammes gibt auch die Tabelle 4 Auskunft. Bei der gewählten Symmetrie können sich die Untersuchungen auf eine Dammhälfte beschränken.

8.1 Zur Wahl des Elementnetzes

Die Netzeinteilung wurde so gewählt, daß die Dammschüttung in horizontalen Lagen simuliert und die Kernbreite im Dammquerschnitt variiert werden konnten. Die erste Forderung läßt den Einsatz eines Netzgenerators zur automatischen Netzerzeugung nicht zu, weil bei der gewählten Vorgehensweise die dem jeweiligen Bauzustand entsprechende Struktur in ihren Elementen und Knotenpunkten fortlaufend numeriert sein muß. Die zweite Forderung führt zwangsläufig zu einer Verdichtung des Netzes mit abnehmender Kernbreite. Das im Bild 43 gezeigte Elementnetz mit 321 Elementen und 187 Knoten wird den gestellten Anforderungen gerecht. Die Randbedingungen wurden so gewählt, daß sie in der Dammachse als Symmetrieachse lediglich Verschiebungen in vertikaler Richtung zulassen. Den Knotenpunkten in der Aufstandsfläche wurden feste Lager zugeordnet. Dadurch wurde erreicht, daß sich der Untergrund unter der Dammlast nicht verformt und die Randknoten sich horizontal nicht verschieben. Wie die Messungen beim Bau des EL INFIERNILLO Dammes gezeigt haben, treten in der Aufstandsfläche keine nennenswerten Horizontalverschiebungen auf. Die Reibung in den Lagerknoten kann derzeit noch nicht berücksichtigt werden. Die Dammschüttung wurde in 28 Lastschritten simuliert, wobei die Last einer jeden Elementreihe, wie im Abschnitt 6.2.2 beschrieben, in bis zu 3 Schritten aufgebracht wird. Bild 44 zeigt die Lastschritte über die Dammhöhe. Der untersuchte Berechnungsquerschnitt liegt im 1. Quadranten eines cartesischen Koordinatensystems. Positive Verschiebungen finden in positiver Koordinatenrichtung

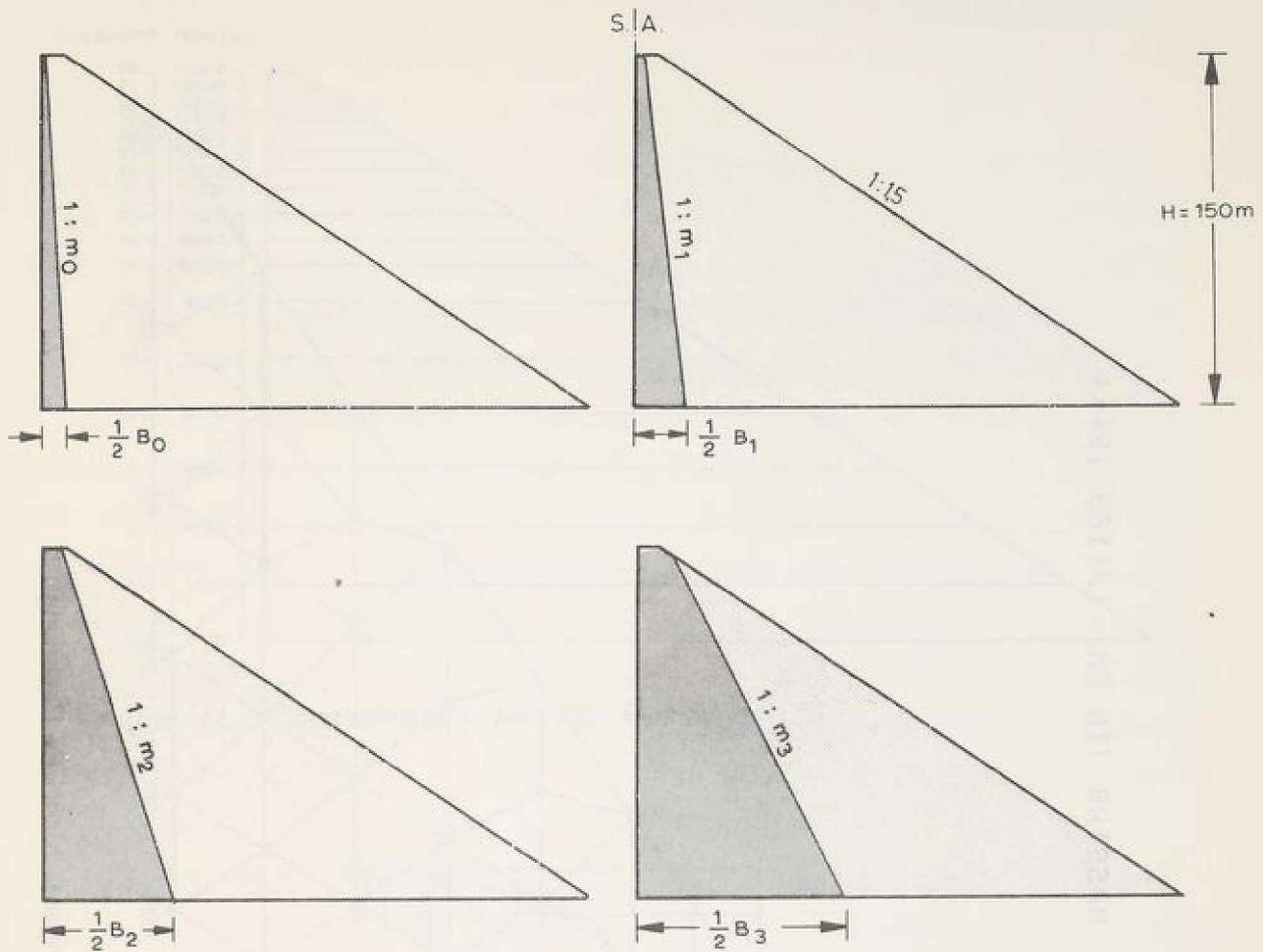


Bild 42: Untersuchte Kernbreiten

Kernbreite B_i	B_i [m]	B_i / H	Kernneigung $1:m_i$	Kernfläche Gesamtfläche [%]	nach SCHOBER
B_0	22,0	0,146	1 : 0,062	5,23	schmaler Kern $B / H < 0,5$
B_1	45,0	0,300	1 : 0,127	10,23	
B_2	112,0	0,746	1 : 0,323	26,02	breiter Kern $B / H > 0,5$
B_3	180,0	1,200	1 : 0,512	42,01	

Dammhöhe = 150 m ; Böschungsneigung = 1:1,5 ; Kronenbreite = 19m

Tabelle 4: Abmessungen der untersuchten Dammquerschnitte

MASSTAB (IN CM) 1/1169.19444

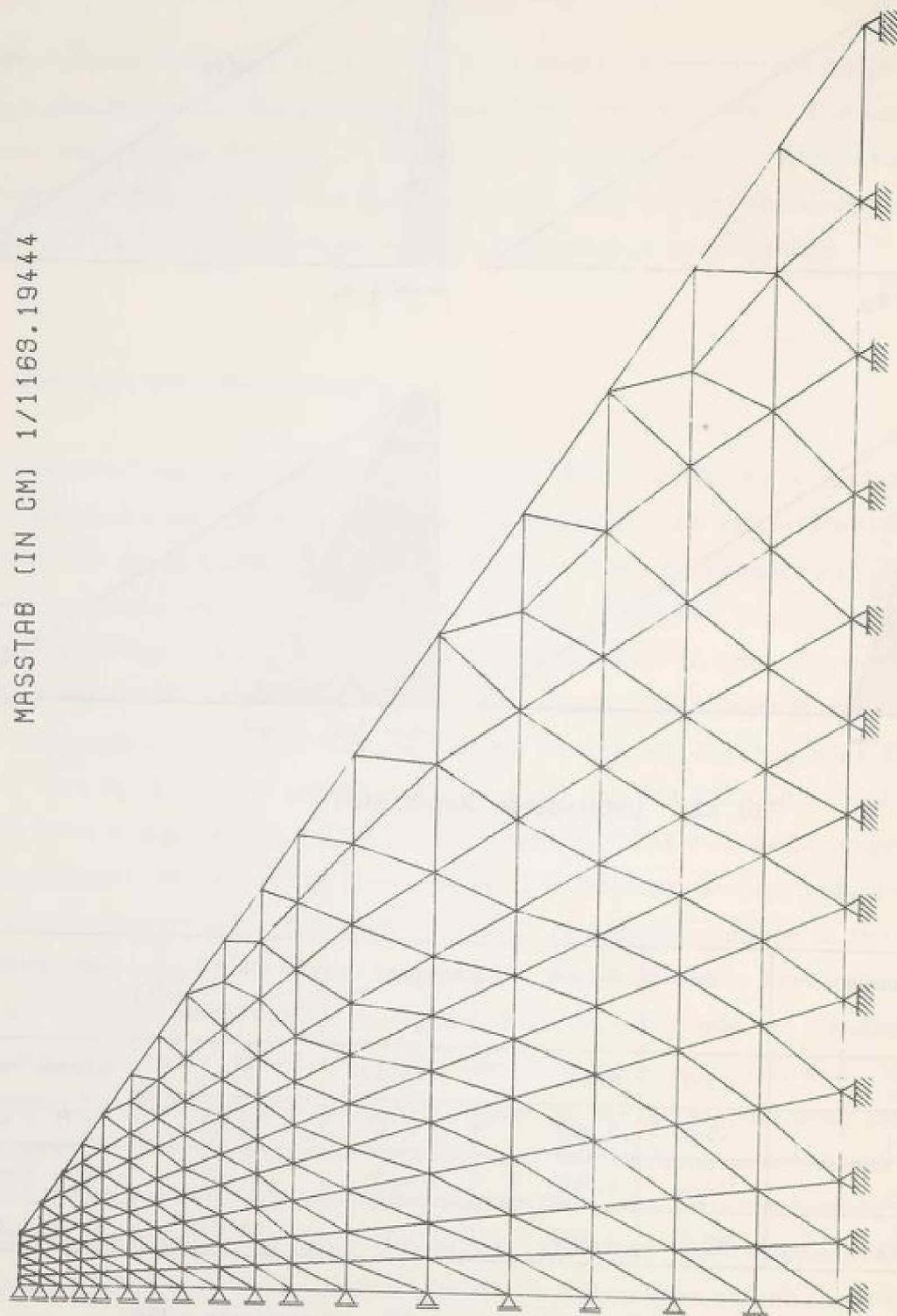


Bild 43: Elementnetz und Randbedingungen für FE - Rechnung

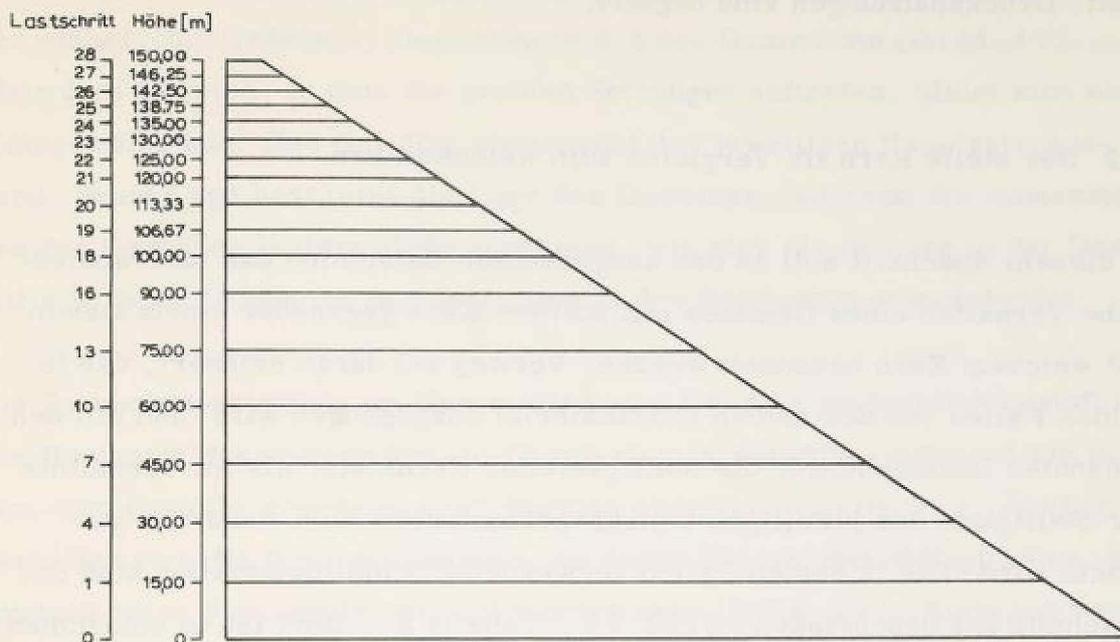


Bild 44: Lastschritte der FE-Rechnung

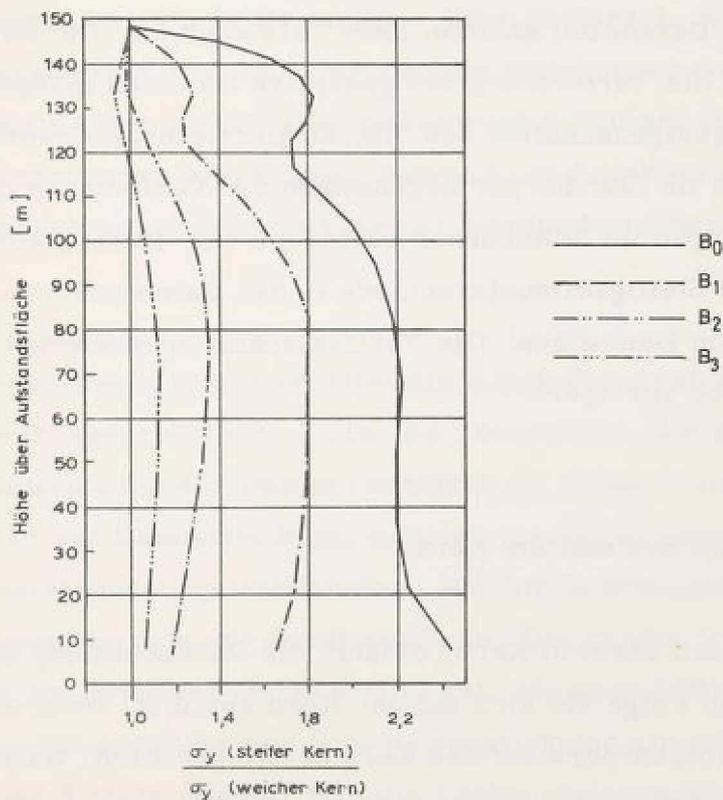


Bild 45: Umlagerung der Vertikalspannungen in der Damm - achse in Abhängigkeit von der Kernbreite

statt. Druckspannungen sind negativ.

8.2 Der steife Kern im Vergleich zum weichen Kern

In diesem Abschnitt soll an den ausgesuchten Beispielen das unterschiedliche Verhalten eines Dammes mit steifem Kern gegenüber einem Damm mit weichem Kern behandelt werden. Vorweg sei daran erinnert, daß in beiden Fällen von demselben Kernmaterial ausgegangen wird und mit den genannten Bezeichnungen die Steifigkeit des Kernmaterials im Verhältnis zur Steifigkeit des jeweiligen Stützkörpermaterials zum Ausdruck gebracht wird. Die in beiden Fällen verwendeten Schüttmaterialien sind im Abschnitt 5.4 beschrieben (Bild 35, Tabelle 3). Dort ist zu entnehmen, daß im "Damm mit weichem Kern" die Kiesschüttung im Vergleich zum Kern wesentlich steifer ist als im "Damm mit steifem Kern" der Kern im Verhältnis zur Steinschüttung.

Sowohl im "Damm mit steifem Kern" als auch im "Damm mit weichem Kern" wird die Verformung des gesamten Dammes maßgeblich von den Verformungseigenschaften des Stützkörpermaterials geprägt. Große Verschiebungen im Stützkörper begünstigen die Verformung des Kerns, kleine Verschiebungen im Stützkörper behindern sie. In vergleichbarer Weise wirken sich Steifigkeitsunterschiede in den Dammmaterialien auf die Spannungsverteilung im Damm aus. Die Vertikalspannungen werden stets in die steifere Zone verlagert.

8.2.1 Damm mit steifem Kern

Im "Damm mit steifem Kern" erfährt die Steinschüttung erhebliche Setzungen, in deren Folge sie sich auf den Kern abstützt. Wenn sich die Verformung des Stützkörpers auf den Kern auswirken kann, tritt die größte Setzung nicht im Stützkörper, sondern im Kern in seiner Mitte in etwa $\frac{2}{3}$ der Dammhöhe auf. Sie erreicht bei dem untersuchten Beispiel bis zu 4 m

(Bild 46). Mit der Setzung gehen große Querverformungen im Stützkörper einher. Ihr Größtwert liegt etwa in 0,4 der Dammhöhe (Bild 47). Über dem Bereich, in dem die größten Setzungen auftreten, bildet sich ein Stützgewölbe aus. Das Gewölbe überspannt den jeweiligen Hauptsetzungsherd. Seine Lage bestimmt die Lage des Gewölbes, während die Abmessungen des Gewölbes in dem Maße zunehmen, wie sich die Setzung in der Dammitte in ihrer Größe von den Setzungen in den Randzonen unterscheidet.

Die Spannungsverteilung im Damm wird vom Gewölbe maßgeblich beeinflusst. Die Horizontalspannungen konzentrieren sich im Gewölbe, während sie in dem vom Gewölbe abgeschirmten Bereich abnehmen (Bild 51). Ähnlich verhalten sich die Schubspannungen, an deren Verlauf das Stützgewölbe, besonders seine Spannweite, verfolgt werden kann (Bild 52). Hingegen werden die Vertikalspannungen vom Gewölbe weniger beeinflusst. An der verminderten Vertikalspannung innerhalb des Setzungsherdes ist dennoch die Abschirmung zu erkennen (Bild 50).

Die Vertikalspannungen werden in die steifere Zone verlagert. Mit der Umlagerung von den Stützkörpern zum Kern werden die Stützkörper entlastet, gleichzeitig wird der Kern belastet. Die Umlagerung bleibt auf eine Zone zu beiden Seiten des Kernrandes beschränkt. Ausmaß und Reichweite der Spannungsumlagerung nehmen nach oben mit kleiner werdendem Überlagerungsgewicht ab.

Als Maß für die Beanspruchung der Schüttstoffe wurde der Ausnutzungsgrad nach der Definition in Abschnitt 6.3, Bild 38, eingeführt. Im Bereich der Spannungsumlagerungen wird der Damm verstärkt auf Schub beansprucht. Wenn das Gewölbe in der Dammitte liegt, nehmen die Vertikalspannungen zu, während die Horizontalspannungen abnehmen. Mit der Spannungsdifferenz nimmt die Schubbeanspruchung der Schüttstoffe zu. Die größte Schubbeanspruchung tritt im Kern im mittleren Dammdrittel auf. Sie kann örtlich zum Bruch führen (Bild 53). Mit zunehmender Schubbeanspruchung nimmt der Verformungswiderstand der Schüttstoffe ab. Wie die Linien gleicher Verformungsmoduli zeigen, verliert der steife Kern bei hoher Schubbeanspruchung weit-

gehend seine Steifigkeit (Bild 54). Sein Verformungswiderstand paßt sich dem der angrenzenden Steinschüttung an.

8.2.2 Damm mit weichem Kern

Der "Damm mit weichem Kern" verhält sich völlig anders als der "Damm mit steifem Kern". Infolge der großen Steifigkeit der Kiesschüttung treten im Stützkörper nur kleine Setzungen (Bild 63) und Querverformungen (Bild 64) auf. Der in den steifen Stützkörpern eingespannte Kern ist in seiner Verformung behindert. Er setzt sich zwar mehr als die Stützkörper, seine Setzung erreicht jedoch in dem untersuchten Beispiel nur wenig mehr als 0,5 m. In der Kiesschüttung ist die Querverformung etwa um 1 m kleiner als in der Steinschüttung. Die kleinen Setzungen und Setzungsunterschiede lassen im Damm kein Stützgewölbe entstehen. Dies wirkt sich auf die Verteilung der Spannungen und auf die Schubbeanspruchung günstig aus. Wie nach den Verschiebungen zu erwarten ist, verteilen sich die Horizontalspannungen (Bild 68) und die Schubspannungen (Bild 69) sehr gleichmäßig über den Dammquerschnitt. Die Vertikalspannungen werden vom weichen Kern zu den steifen Stützkörpern verlagert. Durch die Umlagerung wird der Kern entlastet und die Stützkörper werden belastet (Bild 67). Die Umlagerung bleibt auf eine schmale Zone zu beiden Seiten des Kernrandes begrenzt.

Wie im "Damm mit steifem Kern" wird auch im "Damm mit weichem Kern" das kritische Hauptspannungsverhältnis in den steifen Dammschichten stärker ausgenutzt als in der weichen Zone. Im Vergleich zum "Damm mit steifem Kern" ist die Schubbeanspruchung im Stützkörper sogar größer. Dennoch wird die absolut größere Scherfestigkeit des Kieselsteins weniger ausgenutzt als die der Steinschüttung. In einem 150 m hohen Kiesdamm besteht demnach keine Gefahr, daß sich plastische Fließzonen bilden (Bild 70). Im Kern bleibt die Schubbeanspruchung wegen der verminderten Vertikalspannung und der stützenden, gleichmäßig verteilten Horizontalspannung deutlich unter der im steifen Kern. Als Folge der verminderten Beanspruchung fällt der Verformungsmodul weniger ab. Wie an den Linien gleich großer Ver-

formungsmoduli zu erkennen, ist der Kern in der Kiesschüttung insgesamt und örtlich bis zu 20 mal steifer als zwischen der Steinschüttung (Bild 71).

Am unterschiedlichen Verhalten der beiden Dämme ist zu ersehen, welche große Bedeutung dem Stützkörpermaterial für den Damm zukommt und wie sehr dessen Steifigkeit die Verformung, Spannungsverteilung und Schubbeanspruchung im gesamten Damm bestimmt.

Wie sich die Spannungen im "weichen" Kern von denen im "steifen" Kern unterscheiden, kann an den Diagrammen im Bild 45 abgelesen werden. Dort wurden die Vertikalspannungen in der Dammmachse im "weichen" Kern mit den Vertikalspannungen im "steifen" Kern verglichen. Wie im Bild 45 zu sehen, wird die Größe der Umlagerung nicht nur von den Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien, sondern auch von der Kernbreite bestimmt. Im Damm mit schmalen Kern findet eine größere Spannungsumlagerung statt als im Damm mit einer breiten Kernzone. In der Folge soll daher untersucht werden, wie sich die Spannungsverteilung im Damm und seine Verformung mit der Kernbreite ändern.

8.3 Einfluß der Kernbreite

Für die Untersuchung wurden vier im Bild 42 definierte Kernbreiten ausgewählt. Die Schüttmaterialien sind dieselben wie für die bisherigen Untersuchungen. Ihre Kennwerte sind in Tabelle 3 angegeben. Als schmale Kerne sollen nach einem Vorschlag von SCHOBER Kerne mit dem Querschnittsverhältnis $B/H < 0,5$, als breite Kerne solche mit $B/H > 0,5$ gelten. Nach dieser Unterscheidung sind in den hier untersuchten Dämmen die Kernbreiten B_0 und B_1 als Beispiele für schmale Kerne, die Kernbreiten B_2 und B_3 als Beispiele für breite Kerne anzusehen (vergl. hierzu Tabelle 4).

Der auf den Plotterzeichnungen angegebene Längenmaßstab ist nach der fotomechanischen Verkleinerung der Bilder nicht mehr gültig. Er ist um den Faktor 2,53 verkleinert worden. Der Hinweis, daß der Damm auf allen Bildern 150 m hoch ist, soll die Orientierung erleichtern.

8.3.1 Damm mit steifem Kern

Ausgangslage für die Betrachtung ist der homogene Steinschüttdamm, in dem sich infolge größerer Setzung im zentralen Bereich symmetrisch zur Dammachse ein ausgedehntes Stützgewölbe ausbildet, das den Hauptsetzungsherd überspannt (siehe Abschnitt 7). Vom homogenen Damm unterscheidet sich der "Damm mit steifem Kern" wie folgt:

1. Durch die Setzungsunterschiede entstehen Scherspannungen längs des Kernrandes, die einen Teil der Dammlast von den Stützkörpern auf den Kern verlagern.
2. Mit dem Einbau des steifen Kerns nehmen die Verformung und Gewölbebildung, die Spannungumlagerung infolge Gewölbebildung und damit die Schubbeanspruchung ab.

In welchem Maß sich der steife Kern auswirkt, hängt von der Größe der Setzung und der Lage des Setzungsherdes im Damm ab. Diese wiederum werden von der Kernbreite bestimmt.

Eine Vorstellung von den Vorgängen im Damm kann die Wirkung des zentralen Kerns und seiner Breite auf das Stützgewölbe vermitteln. Der steife Kern versucht, das in beiden Stützkörpern sich abstützende Gewölbe in seinem Scheitel in der Mitte des Dammes zu stützen und dadurch zu teilen. Die Stützung wird dann wirksam, wenn der Kern seine Steifigkeit infolge grosser Verformung nicht einbüßt. Die Stützung setzt voraus, daß der Hauptsetzungsherd aus der Dammitte in die Stützkörper verlagert wird. Bei den in dieser Arbeit untersuchten schmalen Kernen nimmt zwar der Größtwert der Setzung mit zunehmender Kernbreite ab, die Lage des Setzungsherdes in der Dammitte ändert sich jedoch nicht. Ebenso werden Form und Spann-

weite des Stützgewölbes von schmalen Kernen im Vergleich zum homogenen Damm nur wenig beeinflusst. Hingegen können breite Kerne das Gewölbe teilen, wenn im oberen Kerndrittel ein Widerlager entsteht. Dann tritt der Hauptsetzungsherd nicht mehr im Kern auf. Der Kern wird umso weniger von der Setzung der Stützkörper beeinflusst, je breiter er ist. Am Verlauf der Linien gleicher Verschiebungen und Spannungen kann die Gewölbebildung und ihre Wirkung verfolgt werden. Dies soll in der Folge beschrieben werden.

Verschiebungen

Die Setzungen (Bild 46) und Horizontalverschiebungen (Bild 47) nehmen ebenso wie ihre Unterschiede mit zunehmender Kernbreite ab. Die Horizontalverschiebungen nehmen weniger ab als die Setzungen. Erwartungsgemäß beeinflusst die Kernbreite die Setzung im Damminneren mehr als in der Böschung. Auf die Setzung in der Böschung wirkt sich die Kernbreite nur in der oberen Dammhälfte aus. Ihr Einfluß auf die Querverformung der Böschung ist klein (Bild 49). Die Gesamtverschiebung wird von der Setzung geprägt (Bild 48).

Spannungen

Die Vertikalspannungen werden vom Stützkörper in den Kern verlagert (Bild 50). Die Umlagerung wird kleiner, wenn der Kern breiter wird und die Überlagerungshöhe des Kernrandes abnimmt. Wie auf die Setzungen übt die Kernbreite auch auf die Größe und den Verlauf der Horizontalspannungen einen großen Einfluß aus (Bild 51). Unter dem Gewölbe, im Bereich des Setzungsherd, fällt die Horizontalspannung stark ab. Wenn der Kern breiter und das Gewölbe kleiner wird, verteilen sich die Horizontalspannungen gleichmäßiger. Die Schubspannungen konzentrieren sich im Gewölbe und nehmen im abgeschirmten Bereich ab (Bild 52).

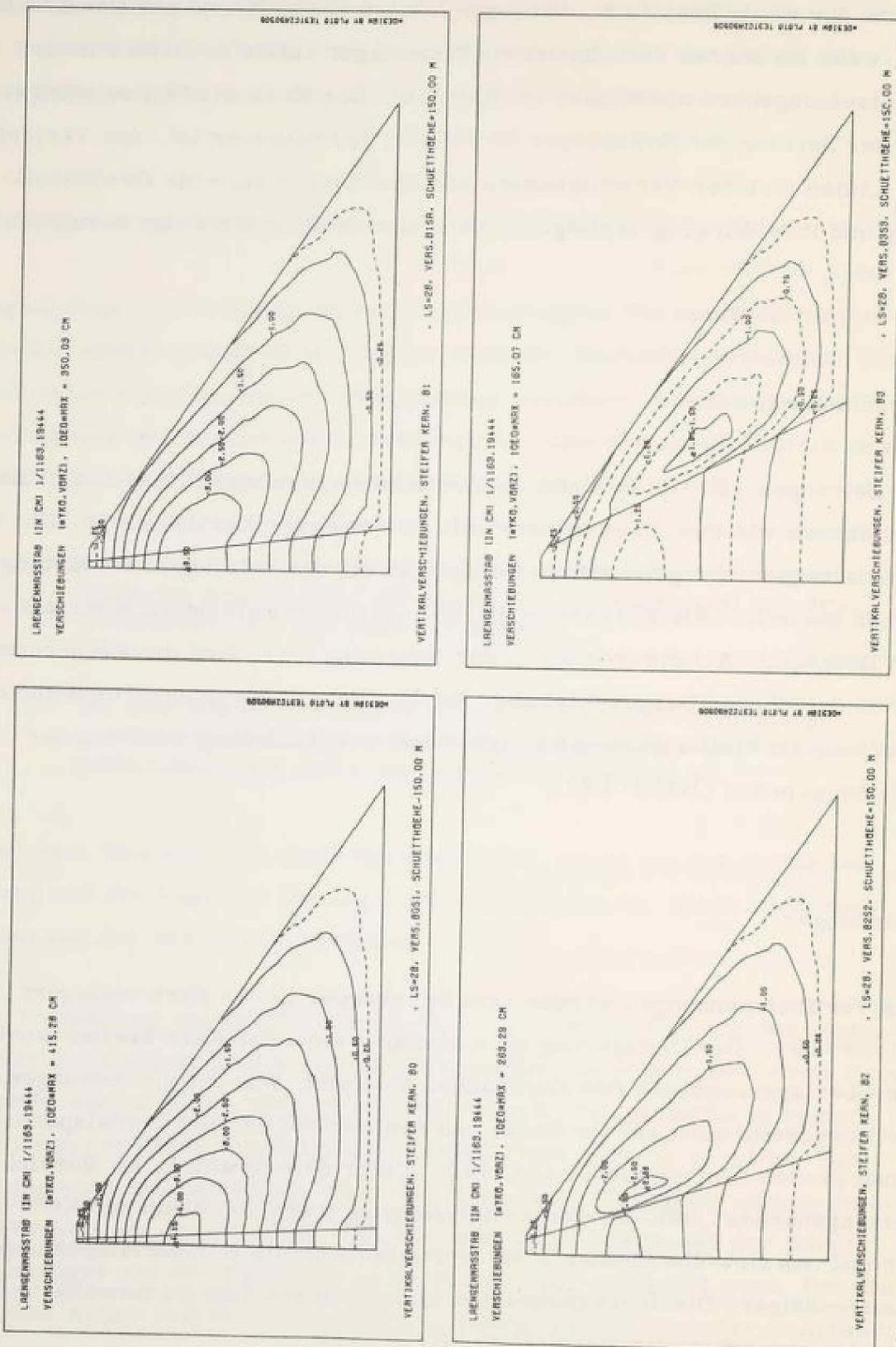


Bild 46: steifer Kern, Vertikalverschiebungen in m

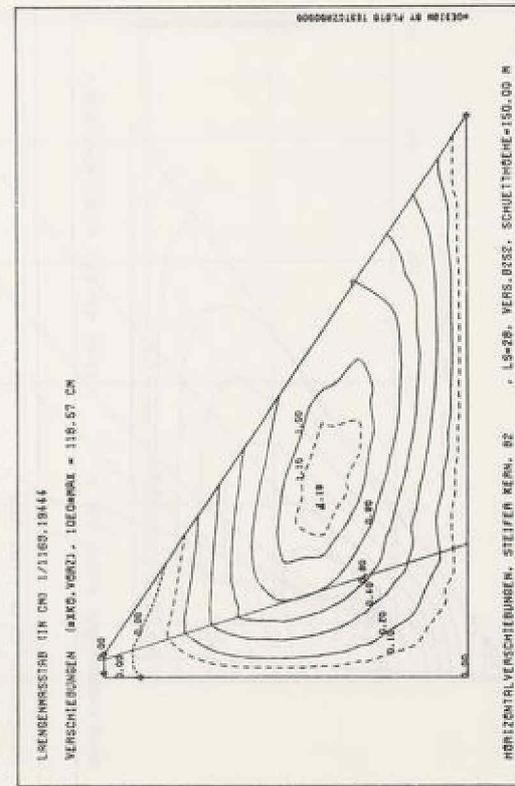
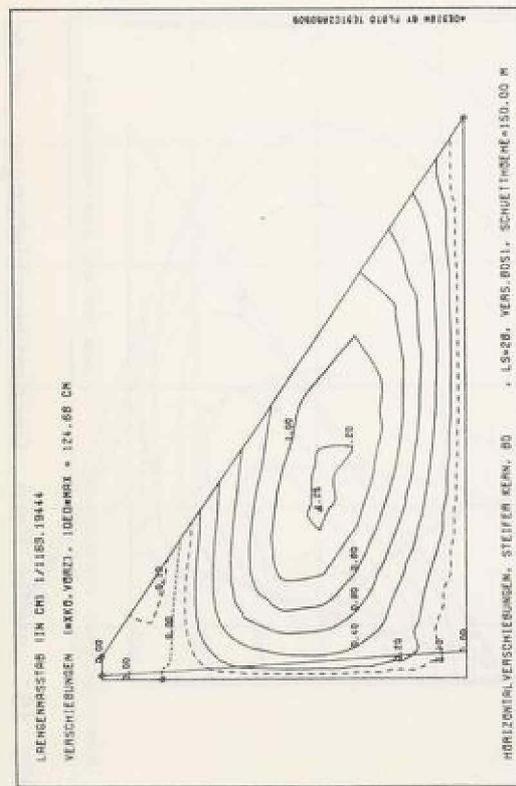
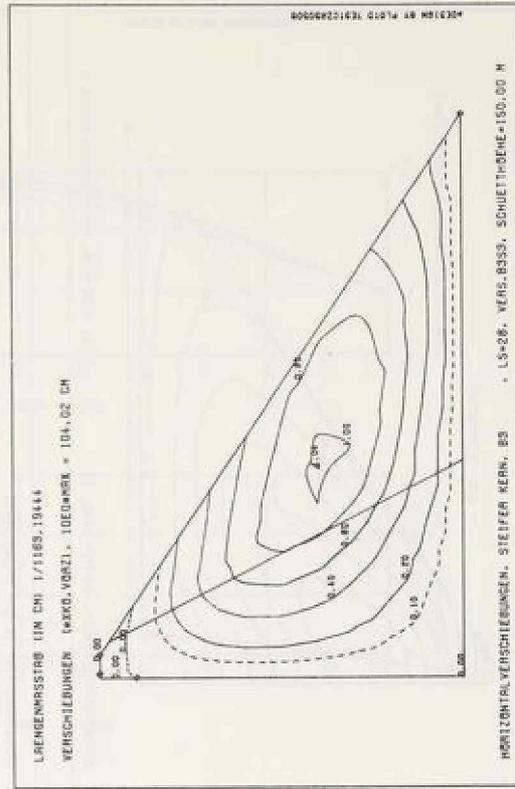
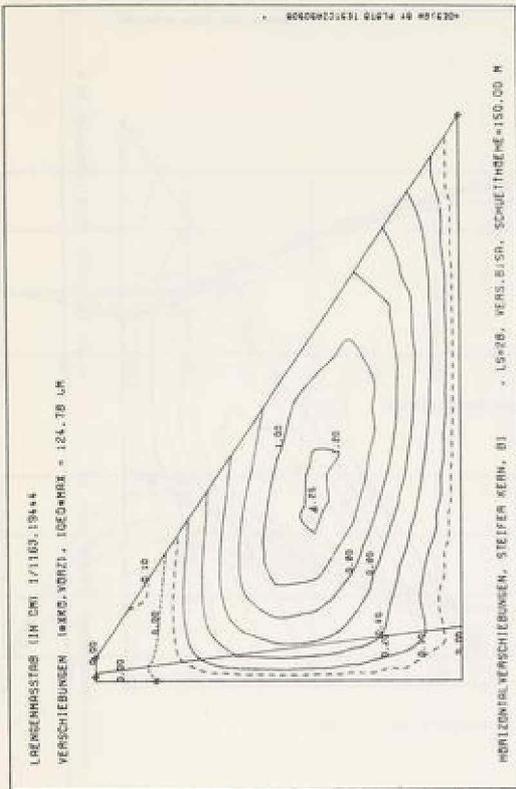


Bild 47: steifer Kern, Horizontalverschiebungen in m

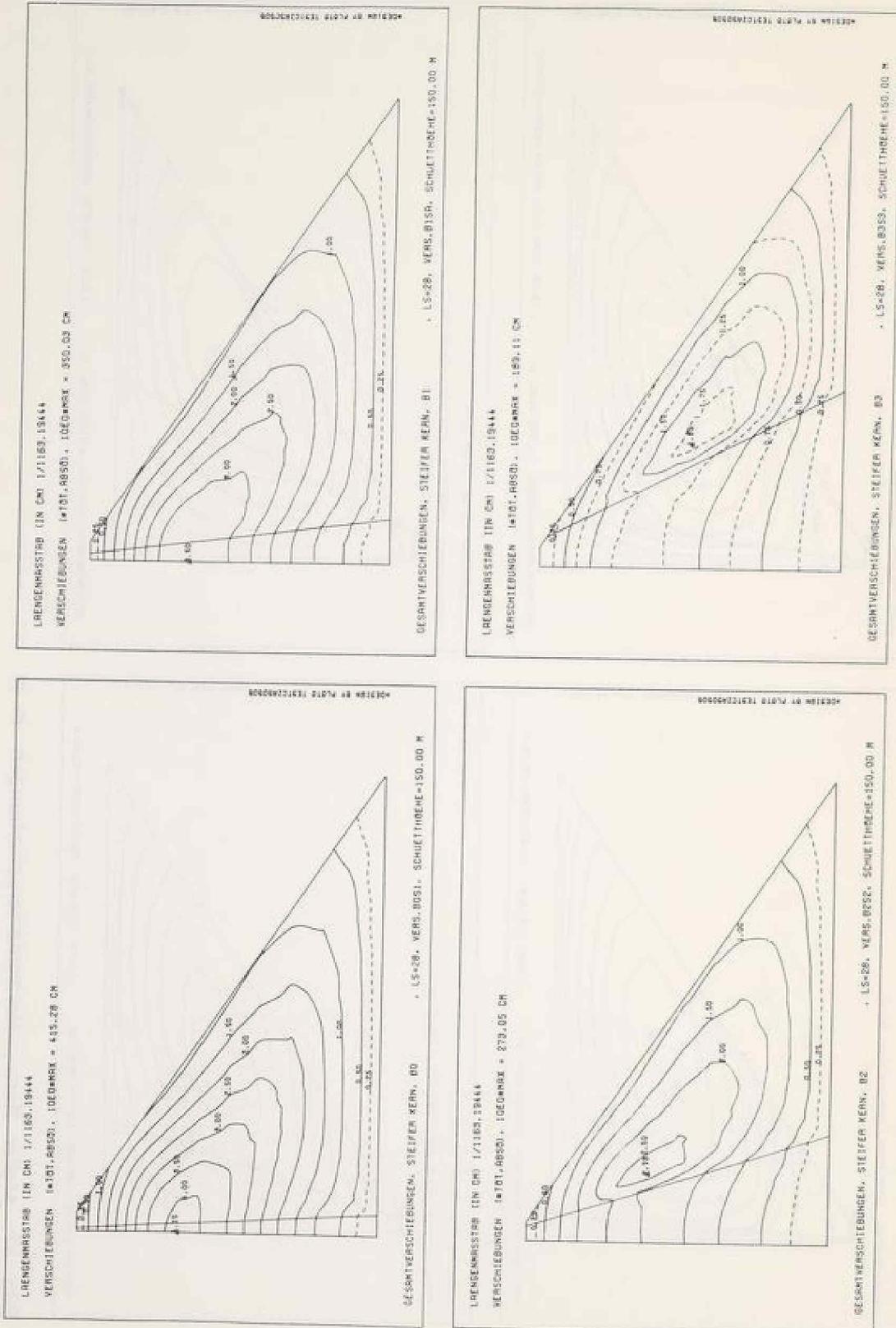


Bild 48: steifer Kern, Gesamtverschiebungen in m

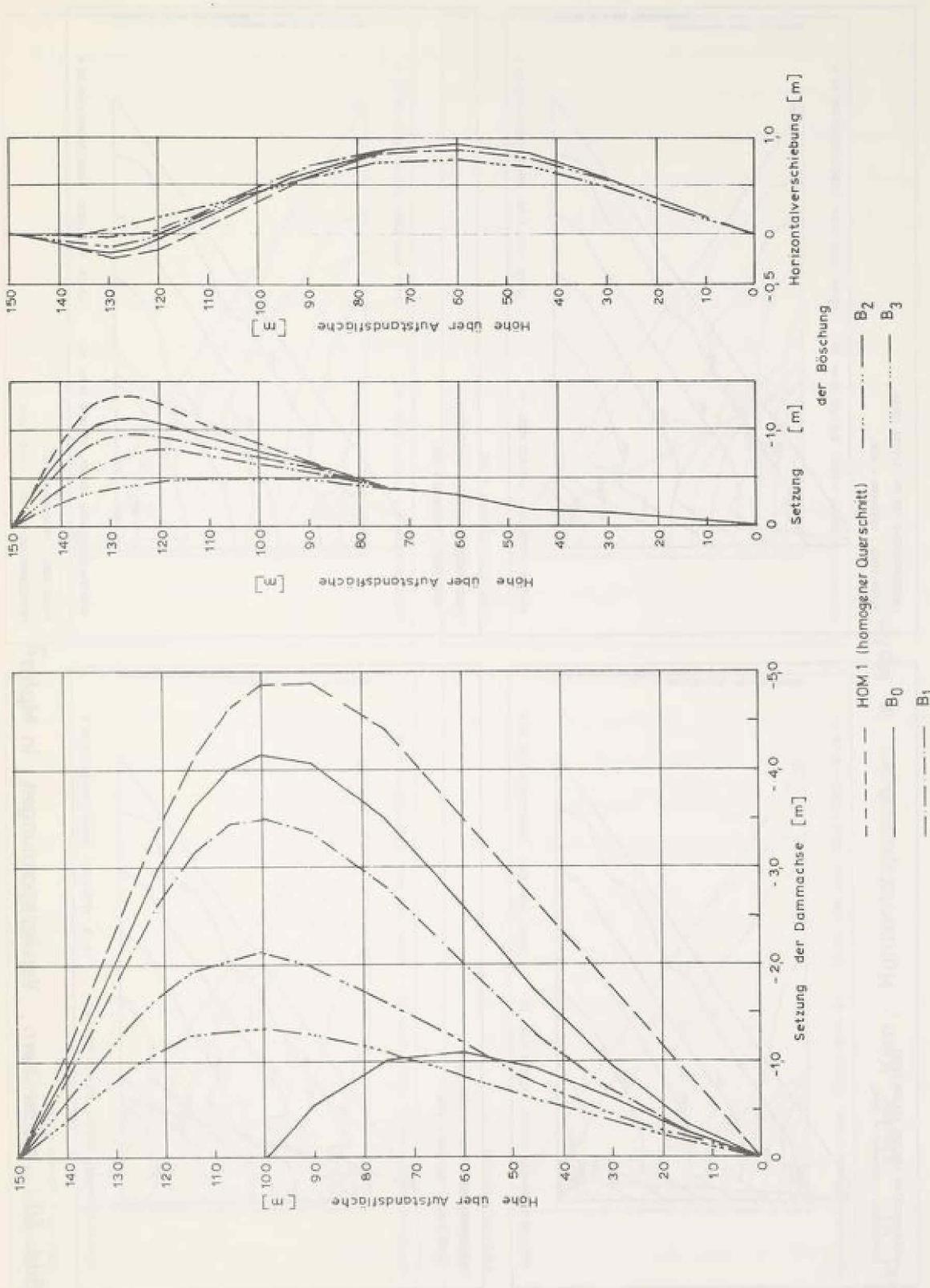


Bild 49: steifer Kern, Verschiebungen von Achse und Böschung

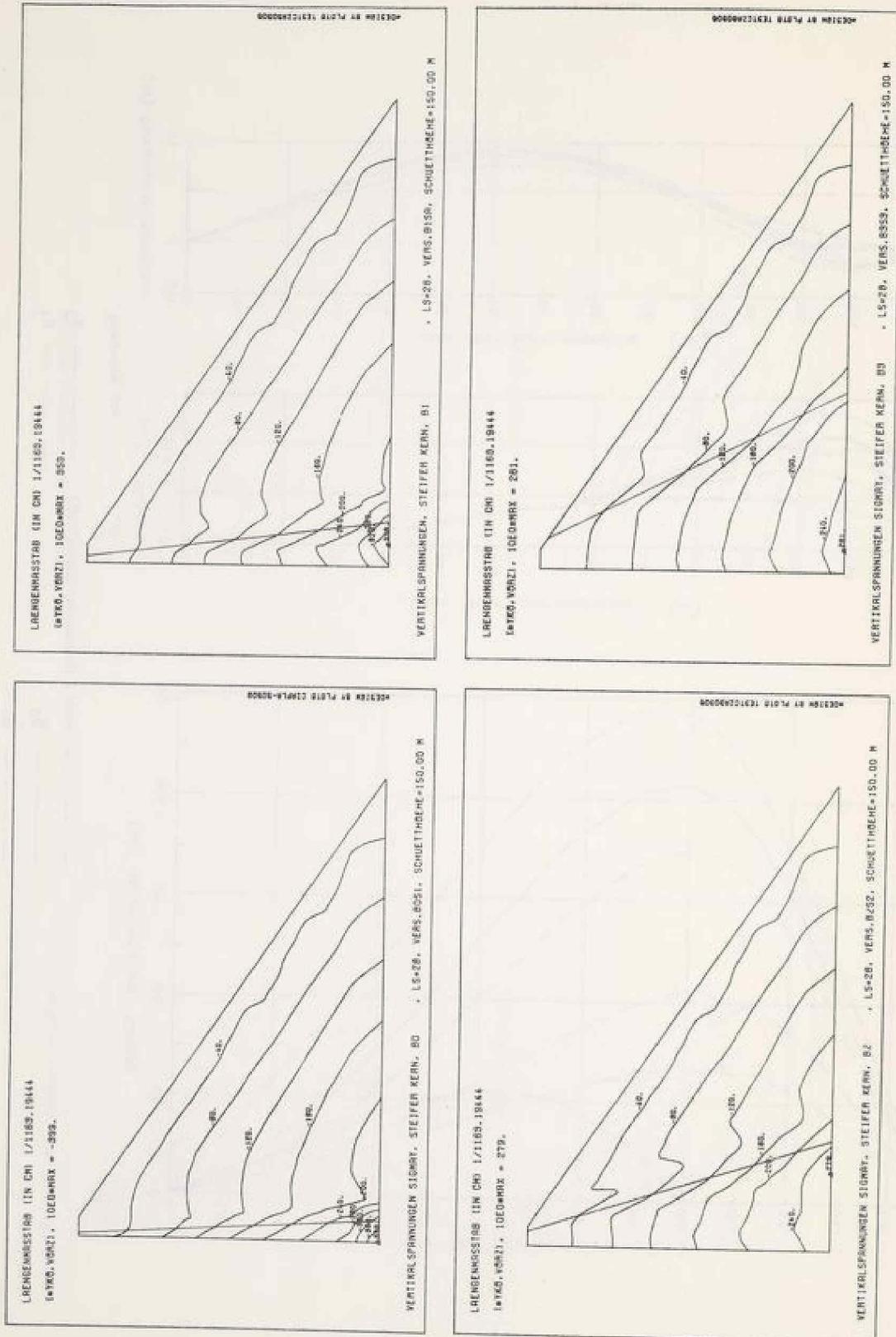


Bild 50: steifer Kern, Vertikalspannungen in Mp/m^2

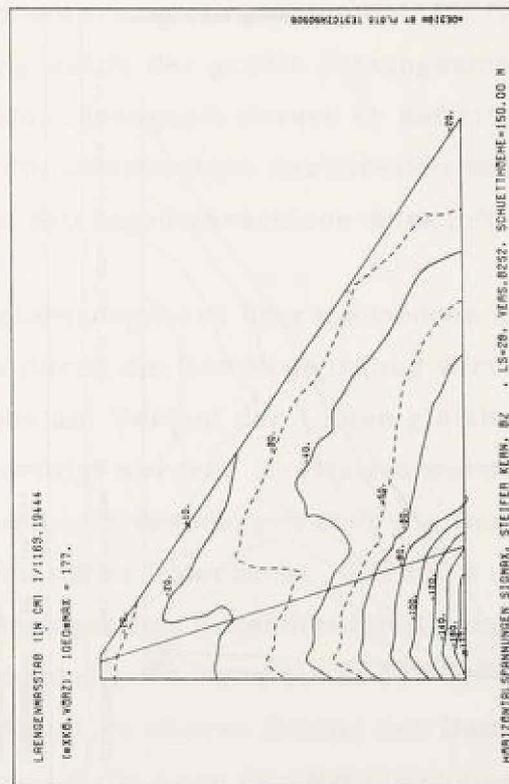
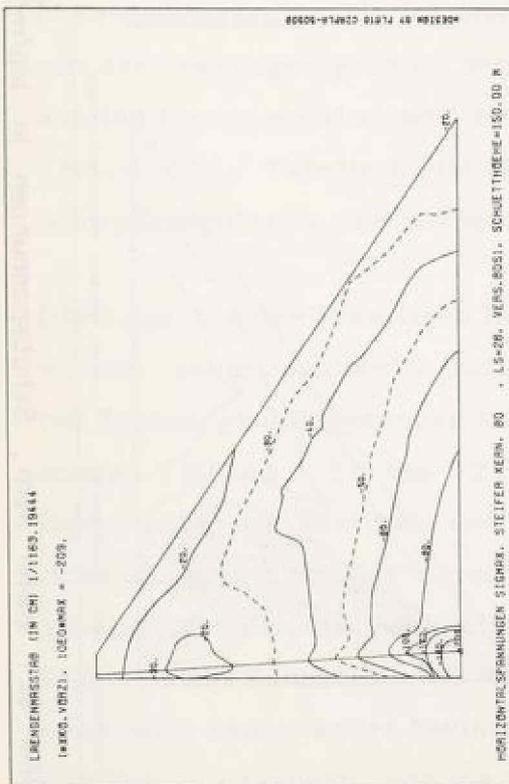
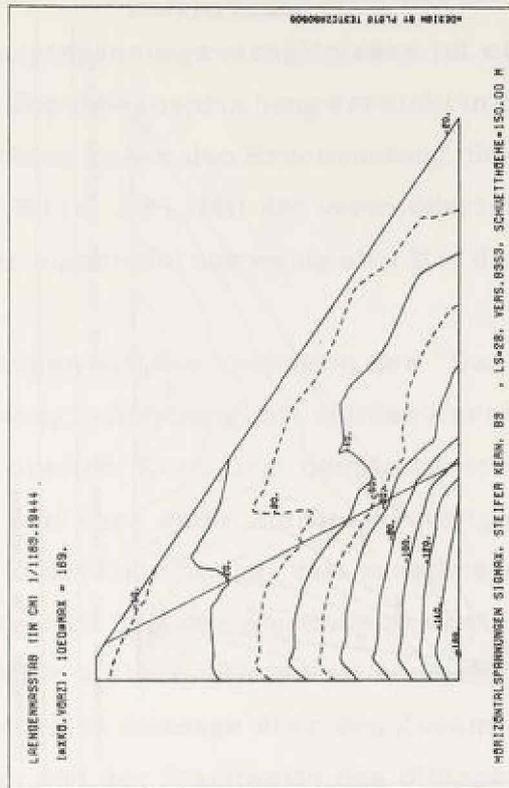
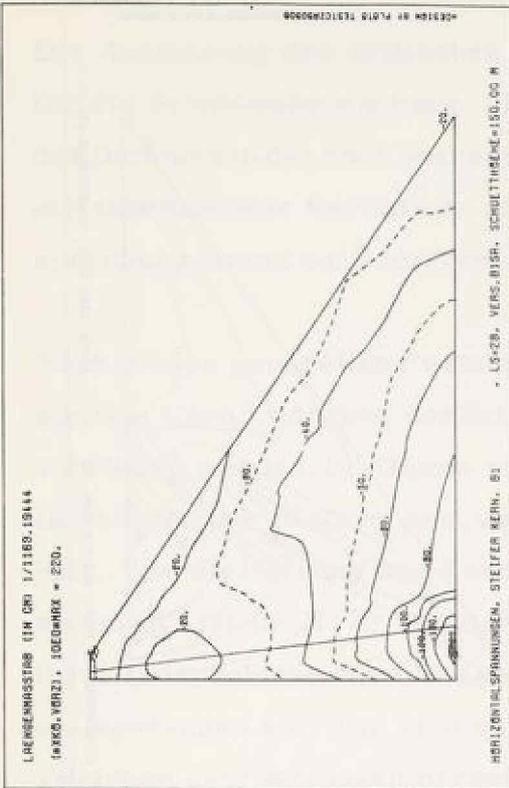


Bild 51: steifer Kern, Horizontalspannungen in Mp/m^2

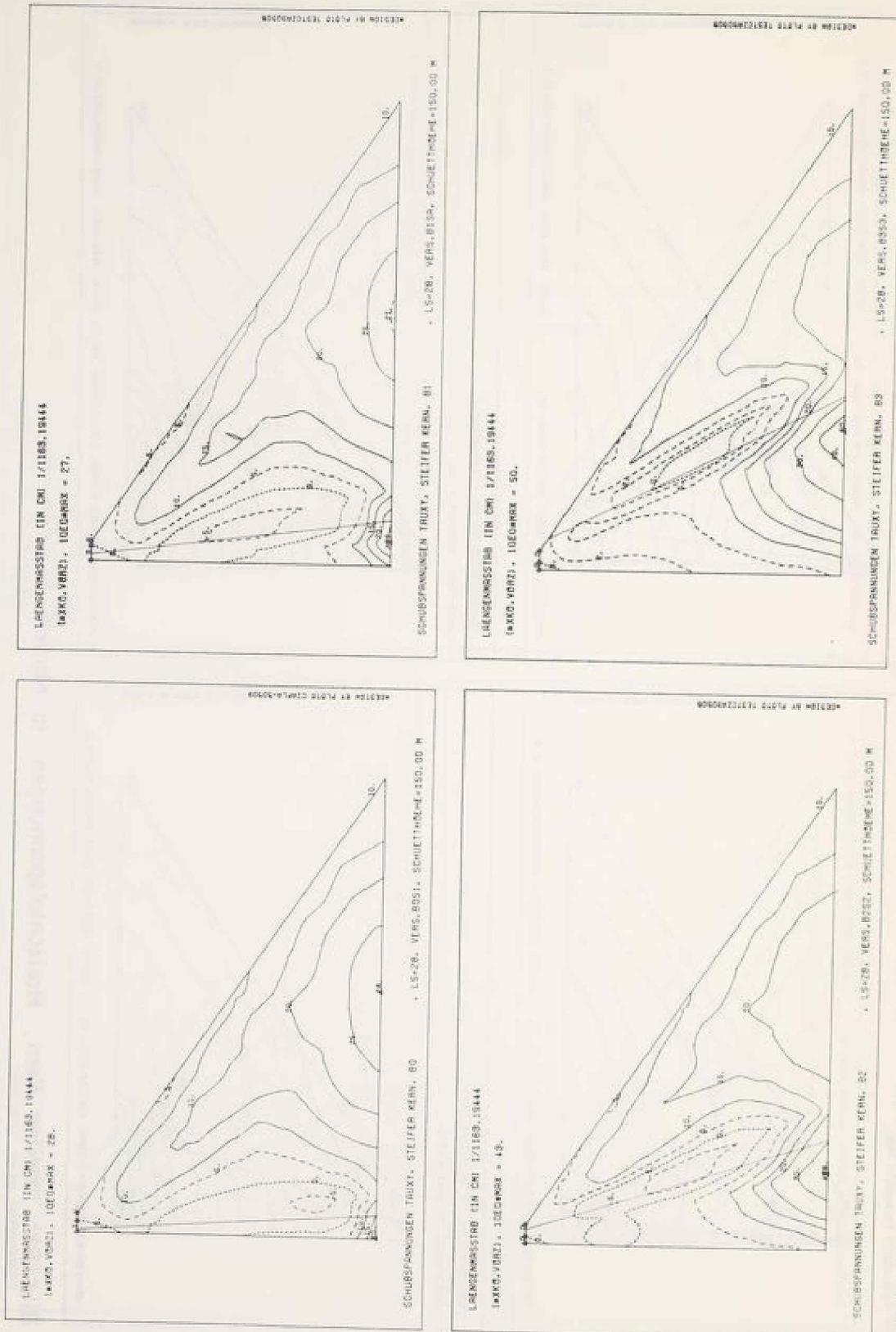


Bild 52 : steifer Kern , Schubspannungen in Mp/m^2

Schubbeanspruchung

Die Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses ist ein Maß für die Schubbeanspruchung. Die Schubbeanspruchung erreicht in der Mitte des Dammes in den hoch beanspruchten Zonen den Bruchzustand. Sie nimmt mit zunehmender Kernbreite ab (Bild 53). Mit der verminderten Beanspruchung nimmt auch der Verformungsmodul nur wenig ab (Bild 54).

Nach diesen generellen Feststellungen soll das Verhalten des "Dammes mit steifem Kern" während der Schüttung in Abhängigkeit von der Kernbreite beschrieben werden. Im Damm mit breitem Kern liegt der Hauptsetzungsherd im Stützkörper in Kernnähe, weil der Kern seine Steifigkeit weitgehend behält. Wie die Setzung des Kerns in der Dammachse mit zunehmender Breite abnimmt, ist im Bild 49 dargestellt. Mit der Abnahme der Setzungen und ihrer Unterschiede wird das Gewölbe kleiner. Es treten weniger Spannungsumlagerungen auf. Um eine quantitative Aussage über den Zusammenhang zwischen dem Setzungsunterschied und der Spannweite des Stützgewölbes machen zu können, wurde folgende Auswertung vorgenommen: Im Horizont mit der jeweiligen größten Setzung wurde der größte Setzungsunterschied Δv auf den Horizontalabstand l bezogen, innerhalb dessen er auftritt (Bild 55). Tabelle 5 gibt für die untersuchten Kernbreiten über die Schwankungsbreite der bezogenen Setzungsunterschiede Auskunft.

Die Lage des den jeweiligen Hauptsetzungsherd überspannenden Stützgewölbes, seine Spannweite und die durch die Gewölbewirkung verursachten Spannungsumlagerungen können am Verlauf der Linien gleicher Spannungen (Bilder 50 bis 52) verfolgt werden. Zusätzlich wurden in der Dammachse die Vertikal- und Horizontalspannungen über die Dammhöhe in Abhängigkeit von der Kernbreite näher untersucht. Wie im Bild 56 gezeigt, nehmen die Vertikalspannungen mit zunehmender Kernbreite ab. Während die Kernbreite die Horizontalspannungen bis in $2/3$ der Dammhöhe nicht nennenswert beeinflusst, ist im oberen Drittel des Dammes deutlich zu erkennen, wie sie sich auf die Lage des Stützgewölbes und die Spannungsumlagerung auswirkt. Wenn das Gewölbe den Kern über-

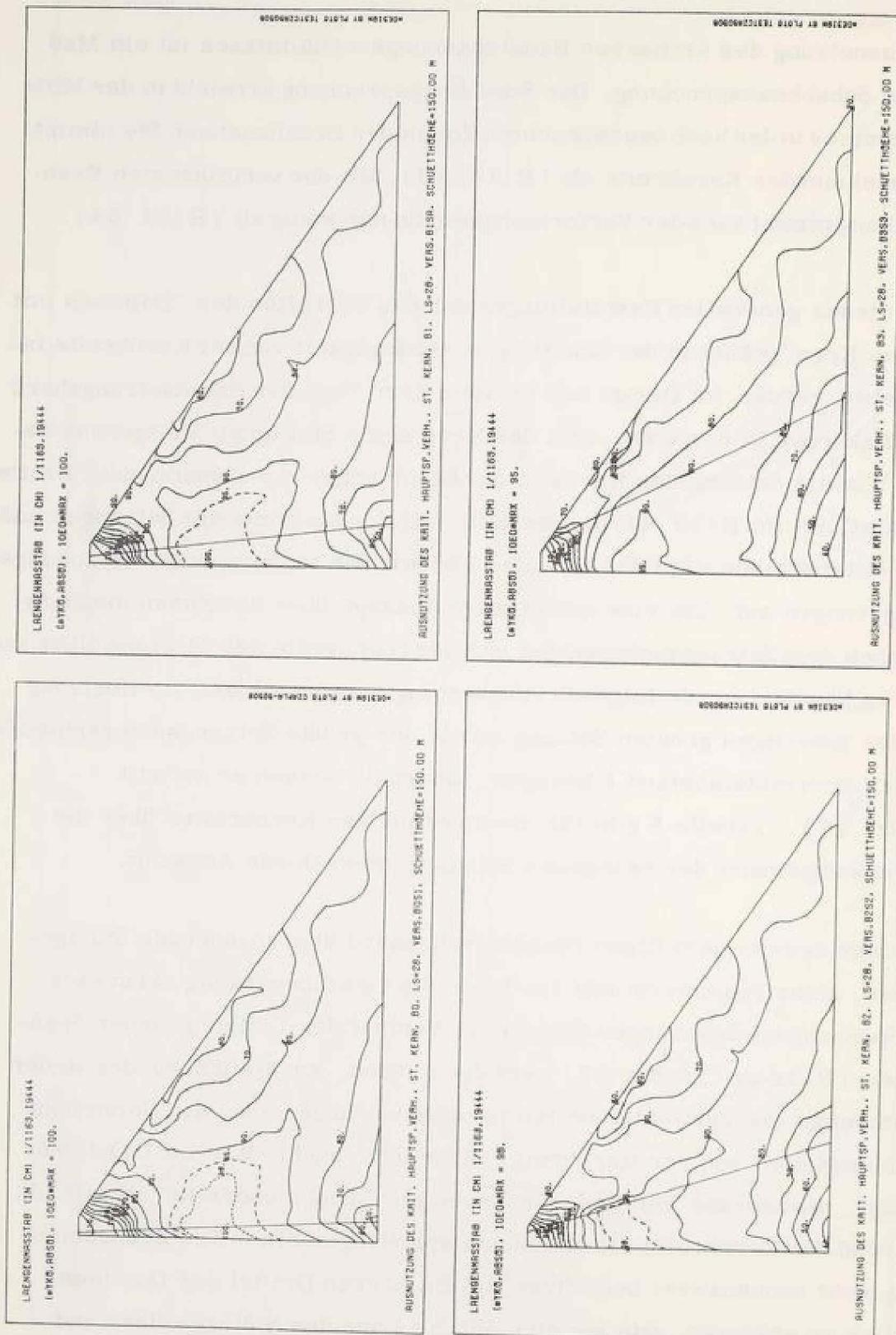


Bild 53: steifer Kern, Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in %

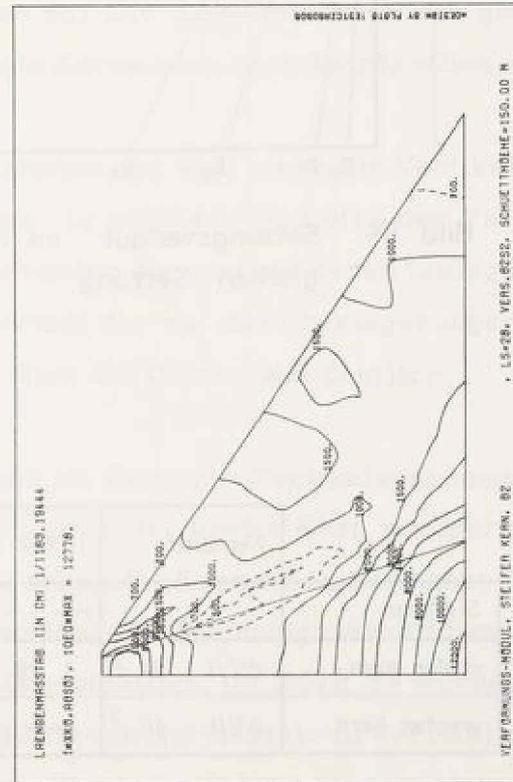
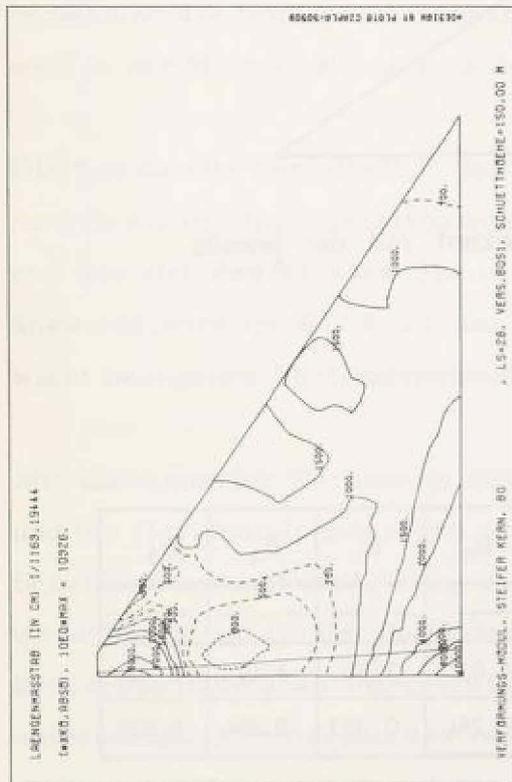
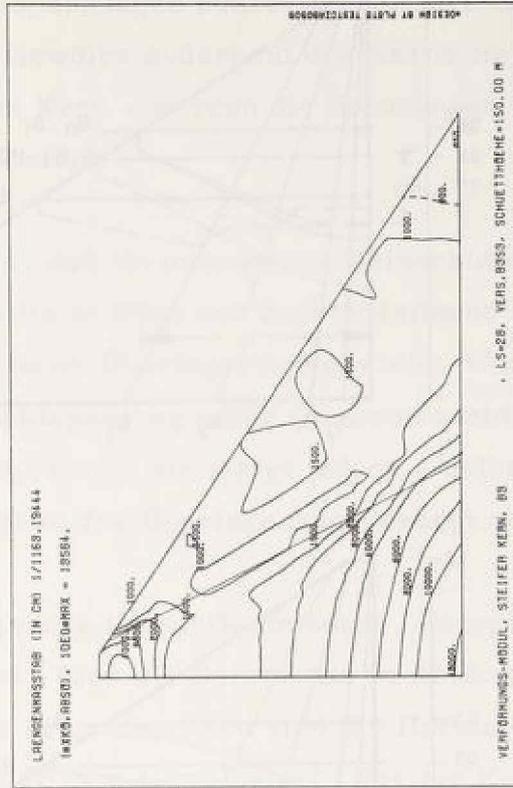
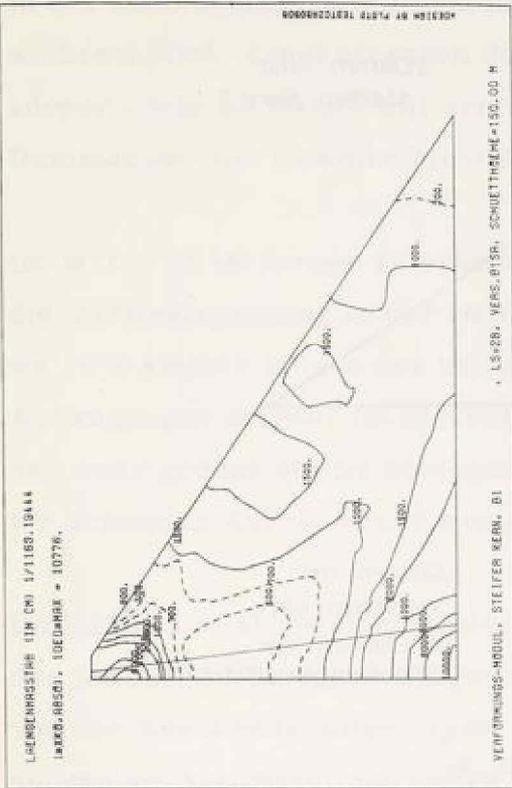


Bild 54: steifer Kern, Verformungsmodul in Mp/m^2

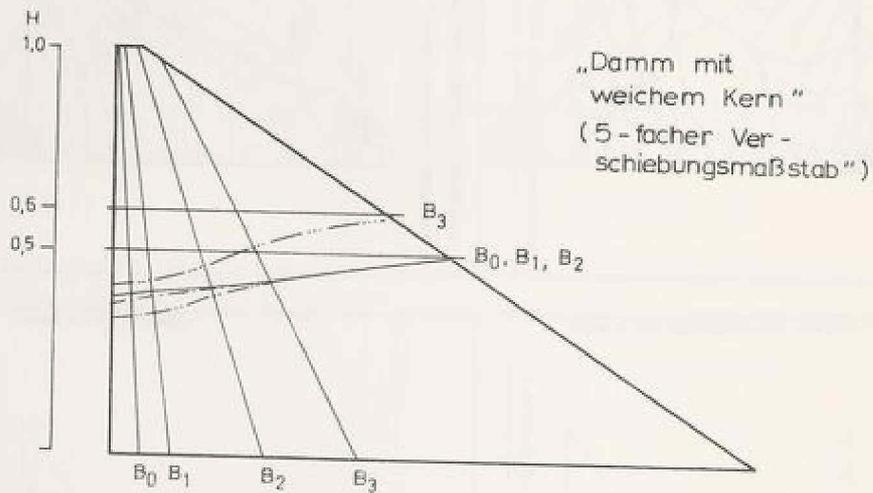
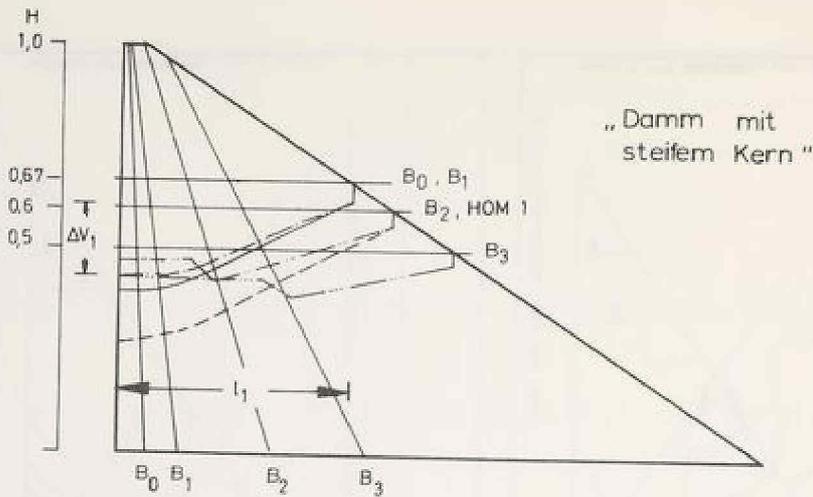


Bild 55: Setzungsverlauf im Horizont mit der jeweils größten Setzung

	Kernbreite	HOM 1	B ₀	B ₁	B ₂	B ₃
Signatur		---	---	---	---	---
steifer Kern	$\Delta V / l \cdot 10^2$	4,26	4,01	3,30	3,19	2,12
weicher Kern	$\Delta V / l \cdot 10^2$	—	0,254	0,303	0,394	0,522

Tabelle 5: bezogene Setzungsunterschiede

spannt - wie im Damm mit schmalen Kern - liegt der Gewölbescheitel in der Dammachse. Die Horizontalspannungen konzentrieren sich im Gewölbescheitel. Liegt hingegen das Gewölbe außerhalb des Kerns im Stützkörper - wie im Damm mit breitem Kern - werden die Spannungen in der Dammachse vom Gewölbe nicht beeinflusst.

Im Bild 56 ist ferner zu erkennen, daß im homogenen Steinschüttdamm die Vertikalspannung in der Dammitte in Höhe der Aufstandsfläche um etwa 16 % kleiner ist als das theoretische Überlagerungsgewicht. Wie die Auftragungen zeigen, ist die Vertikalspannung unter den untersuchten Kernen zwar größer als im homogenen Damm, sie steigt jedoch - selbst unter schmalen Kernen - nur wenig über das Überlagerungsgewicht an.

Im Bild 57 ist die Horizontalspannung in der Dammachse, bezogen auf das jeweilige Überlagerungsgewicht, über die Dammhöhe in Abhängigkeit von der Kernbreite aufgetragen. Im schmalen Kern sind die Horizontalspannungen am kleinsten. Sie treten unter dem Gewölbe auf. Mit der Kernbreite nehmen die Horizontalspannungen zu. Die Zunahme ist jedoch gering, weil in der Steinschüttung auch breite Kerne sich noch beträchtlich setzen.

Die Kernbreite beeinflusst in der Dammachse weit mehr die Vertikalspannungen als die Horizontalspannungen. In welchem Maß dies der Fall ist und wie sich das Stützgewölbe in schmalen Kernen auf deren Umlagerung auswirkt, wird im Bild 58 am Verlauf der auf das Überlagerungsgewicht bezogenen Vertikalspannung über die Dammhöhe deutlich.

Mit zunehmender Kernbreite nehmen im Kern die Vertikalspannungen ab und die Horizontalspannungen zu, wodurch der breite Kern weniger auf Schub beansprucht wird. Wie groß im schmalen Kern die Schubbeanspruchung werden kann, ist am Vergleich des berechneten Spannungsverhältnisses zum kritischen Hauptspannungsverhältnis ersichtlich. Im Bild 59 wurde für die untersuchten Kernbreiten das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalspannung entlang der Dammachse aufgetragen. Hierbei wurde vorausgesetzt, daß entlang der Symmetrieachse des Dammquerschnittes die Koordinatenspannung

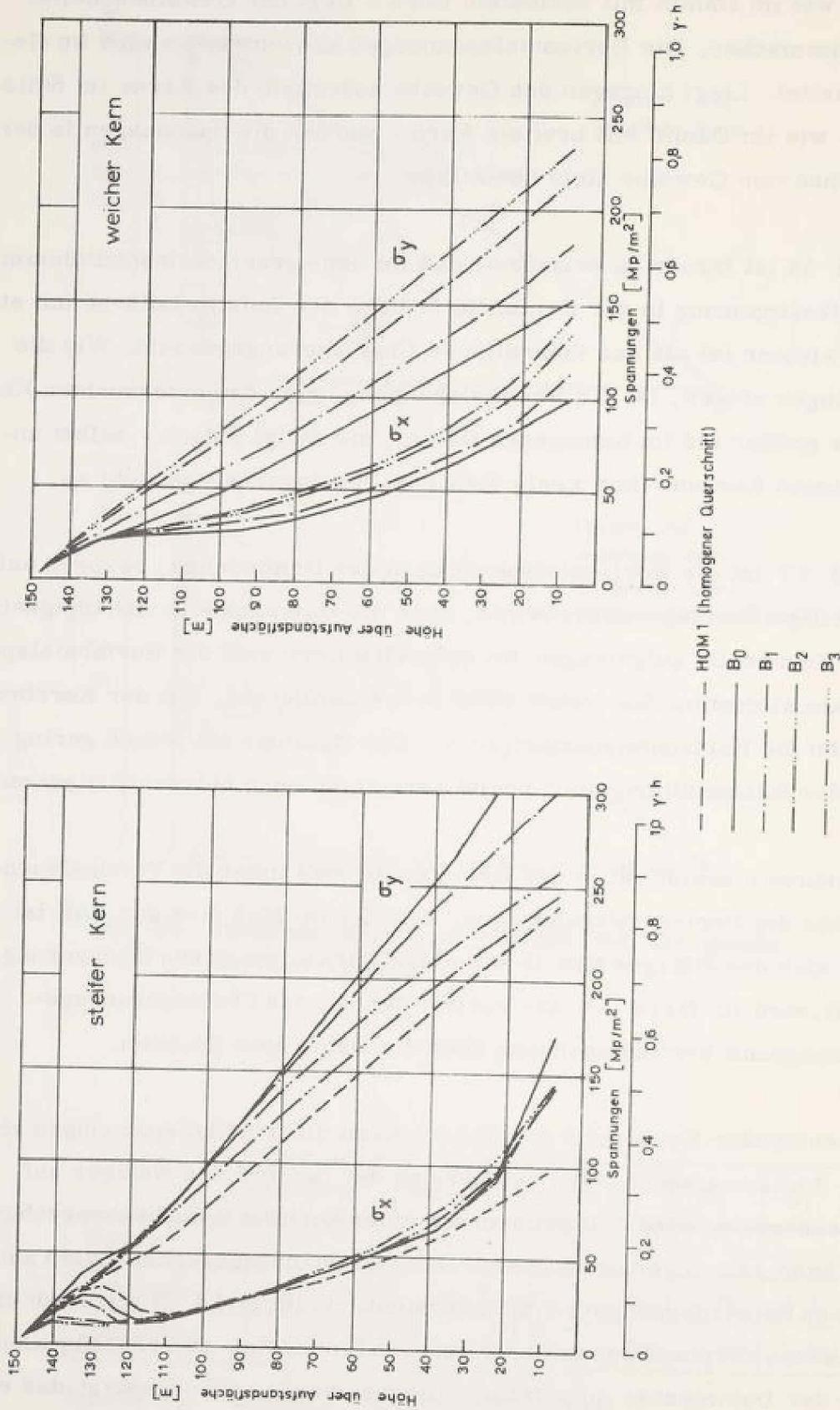


Bild 56: Spannungen in der Dammschne

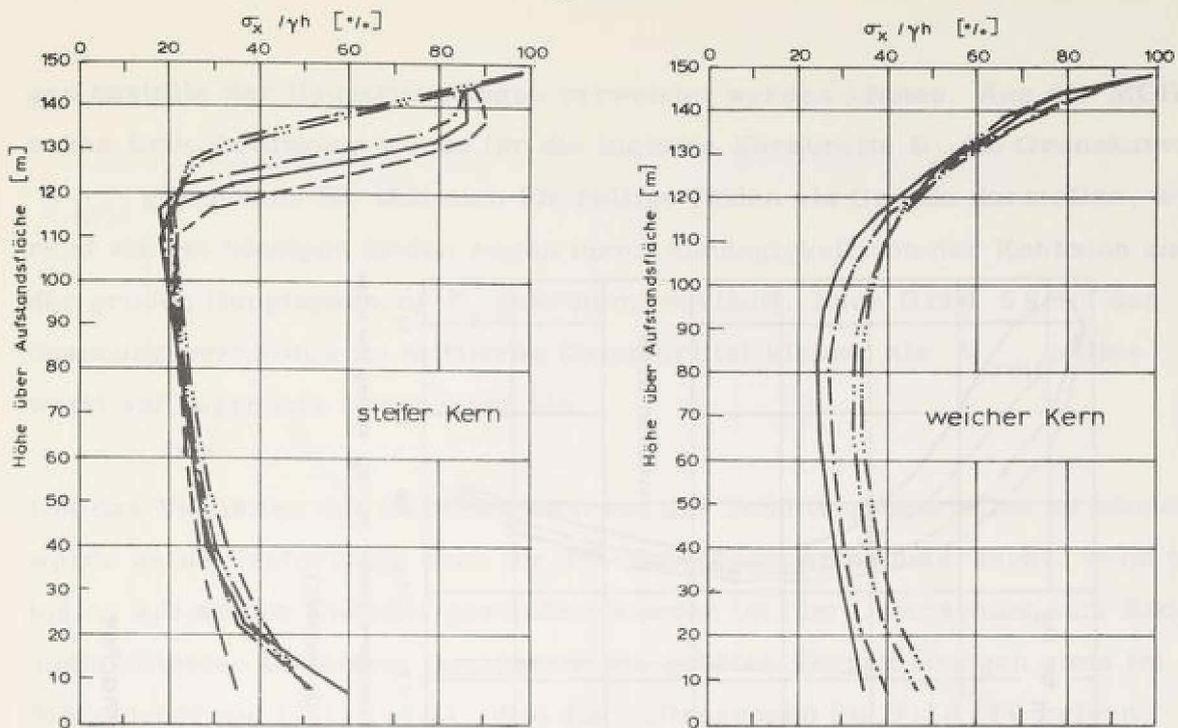
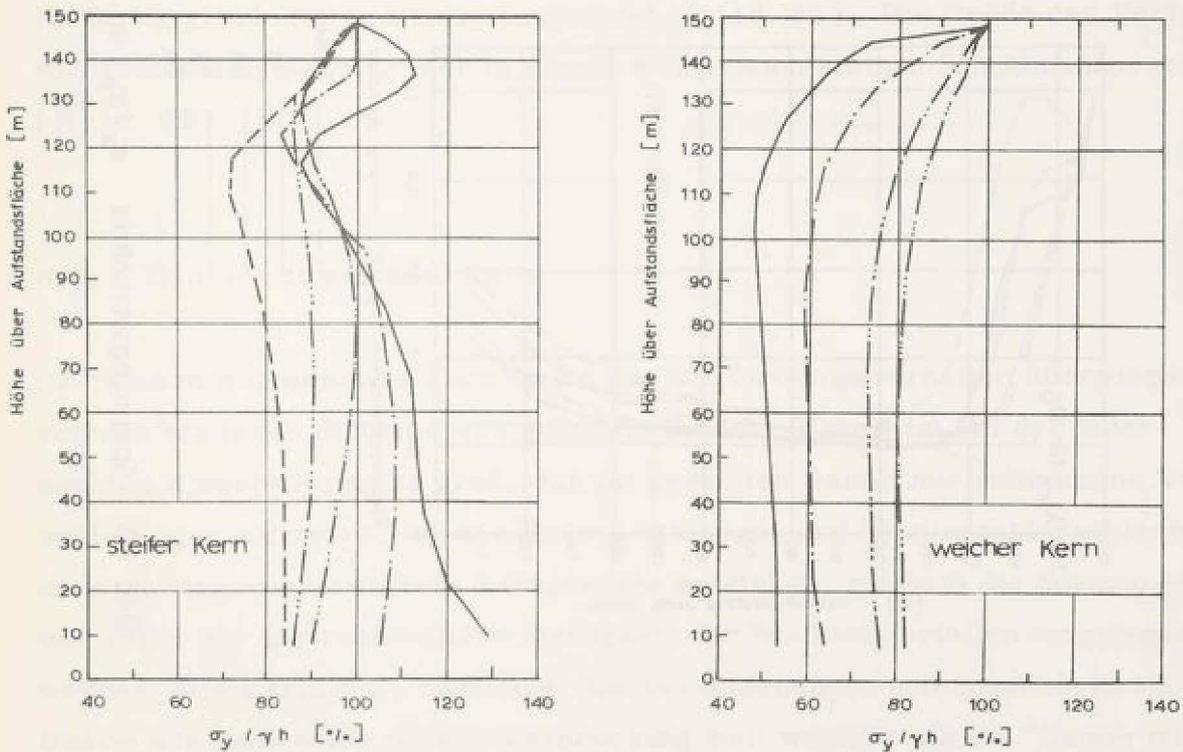


Bild 57: Dammschne, Verhältnis der Horizontalspannungen zum Überlagerungsgewicht



- HOM1 (homogener Querschnitt)
- B₀
- B₁
- · - · - B₂
- B₃

Bild 58: Dammschne, Verhältnis der Vertikalspannungen zum Überlagerungsgewicht

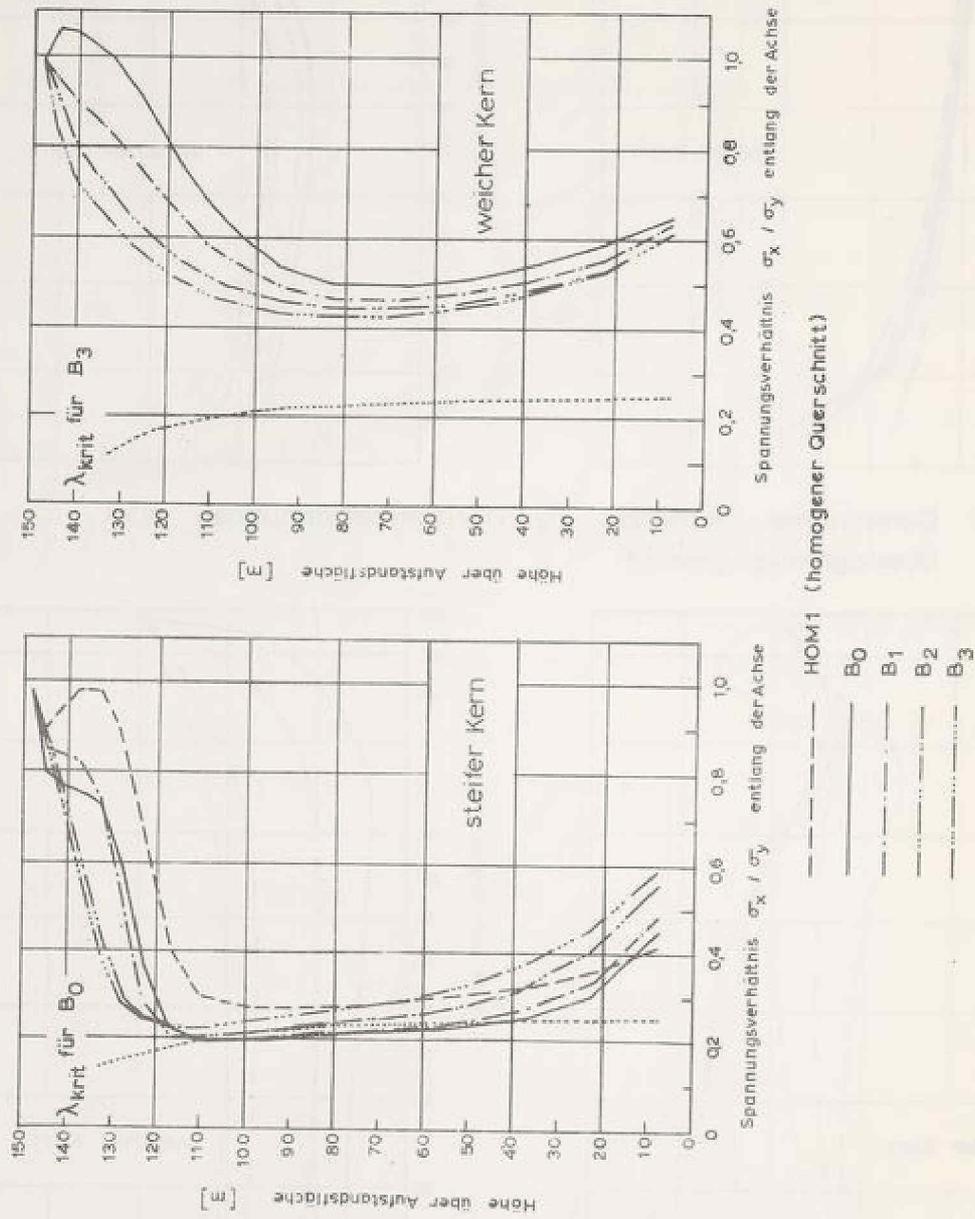


Bild 59: Spannungsverhältnis σ_x / σ_y in der Dammachse

gen anstelle der Hauptspannungen verwendet werden können. Aus der MOHR'schen Bruchbedingung wurde für die kleinste Kernbreite B_0 die Grenzkurve λ_{krit} gewonnen. Sie läßt sich für rollige Böden als Gerade darstellen, während sie bei bindigen Böden wegen ihrer Abhängigkeit von der Kohäsion und der großen Hauptspannung σ_1 gekrümmt verläuft. Nach Bild 59 ist das Spannungsverhältnis im mittleren Dammdrittel kleiner als λ_{krit} . Dies weist auf begrenzte Bruchzonen hin.

Um das Verhalten des Dammes während der Schüttung beurteilen zu können, wurde seine Verformung auch für den Zwischenzustand untersucht, wenn er bis zu 2/3 seiner Endhöhe geschüttet worden ist. Im Unterschied zum Endzustand treten in diesem Bauzustand die größten Verschiebungen stets im Stützkörper auf (Bild 60). Wie die Auftragungen im Bild 49 zeigen, tritt der größte Teil der Setzung beim Schütten des oberen Dammdrittels auf. Die Scherfestigkeit wird bis zu dieser Schütthöhe deutlich weniger als im fertig geschütteten Damm ausgenutzt (Bild 61). Die Größe des Verformungsmoduls entspricht der in dieser Phase noch kleinen Schubbeanspruchung (Bild 62).

8.3.2 Damm mit weichem Kern

Im "Damm mit weichem Kern" wird das Verformungsverhalten überwiegend von den steiferen Stützkörpern geprägt. Ihre Steifigkeit ist bei der untersuchten Kiesschüttung so groß, daß im gesamten Damm nur sehr kleine Verschiebungen auftreten. Bei den kleinen Setzungen und Setzungsunterschieden kann im Damminneren kein Stützgewölbe entstehen, weshalb die Spannungen nur durch die unterschiedliche Steifigkeit der Schüttmaterialien umgelagert werden. Die Kernbreite beeinflußt die Verschiebungen und Spannungen im Damm wie auch seine Schubbeanspruchung weit weniger als im "Damm mit steifem Kern".

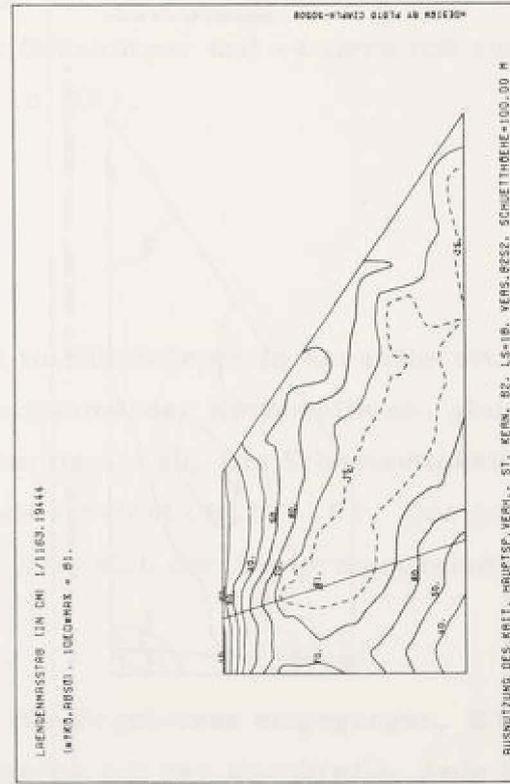
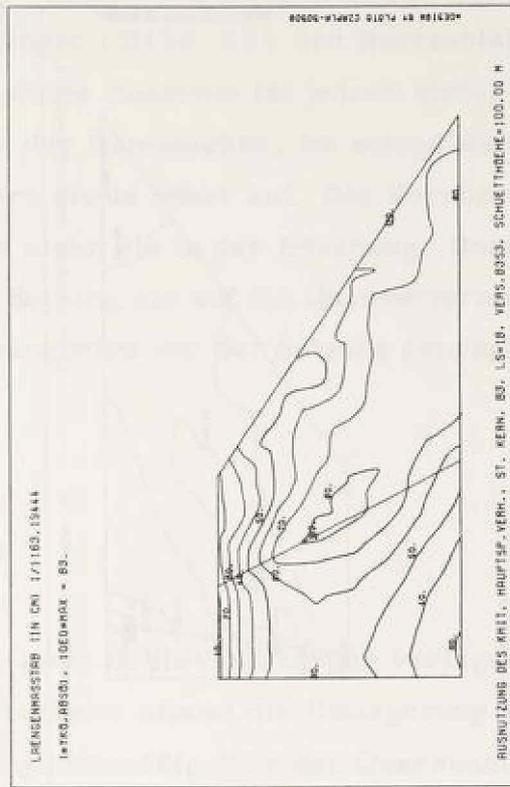
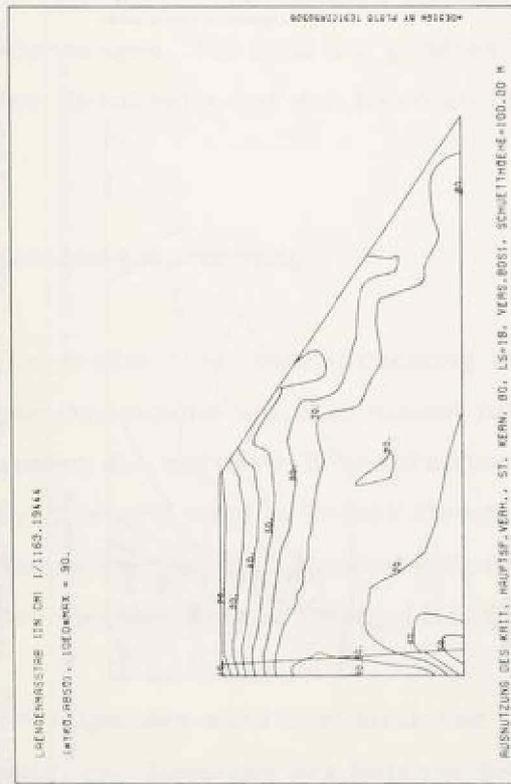
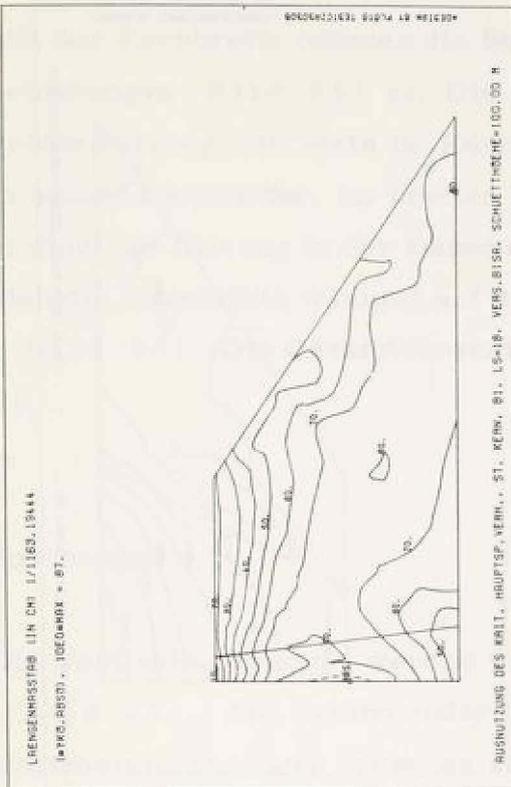


Bild 61 : steifer Kern , Zustand bei 100 m Schütthöhe , Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in %

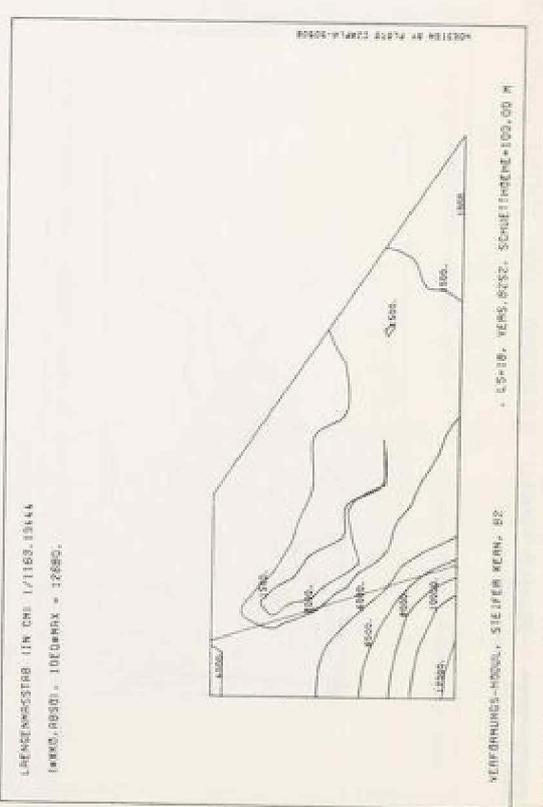
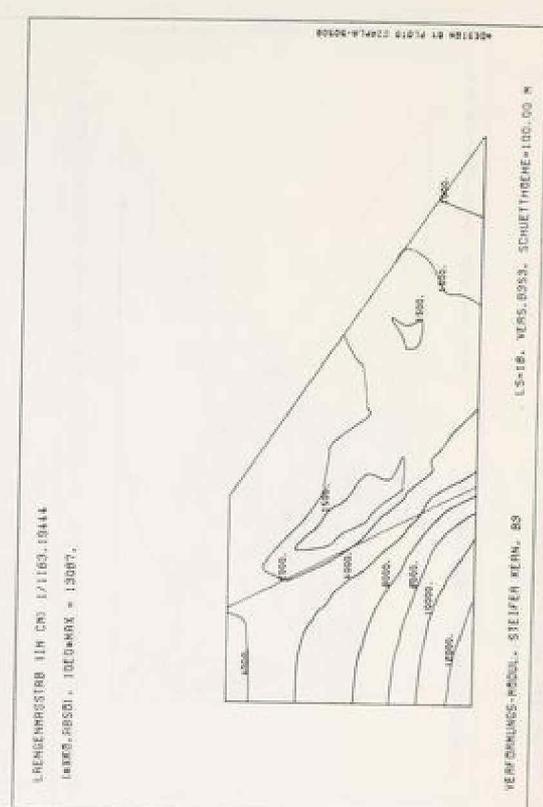
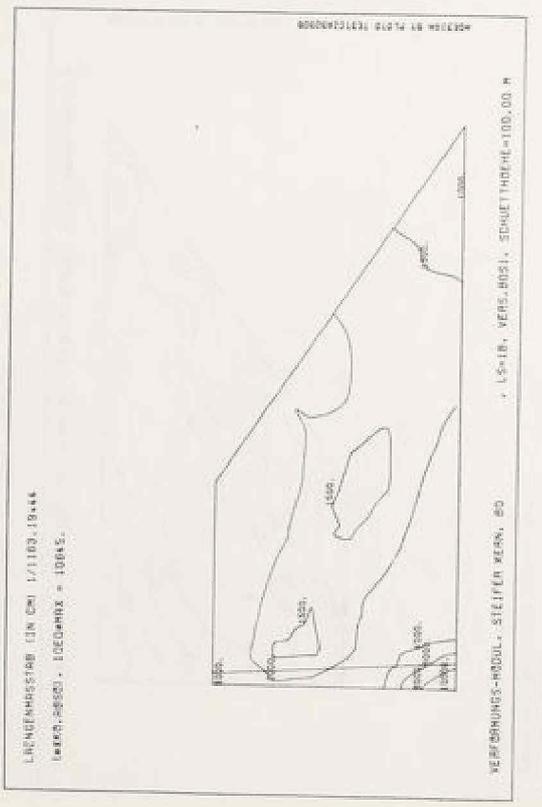
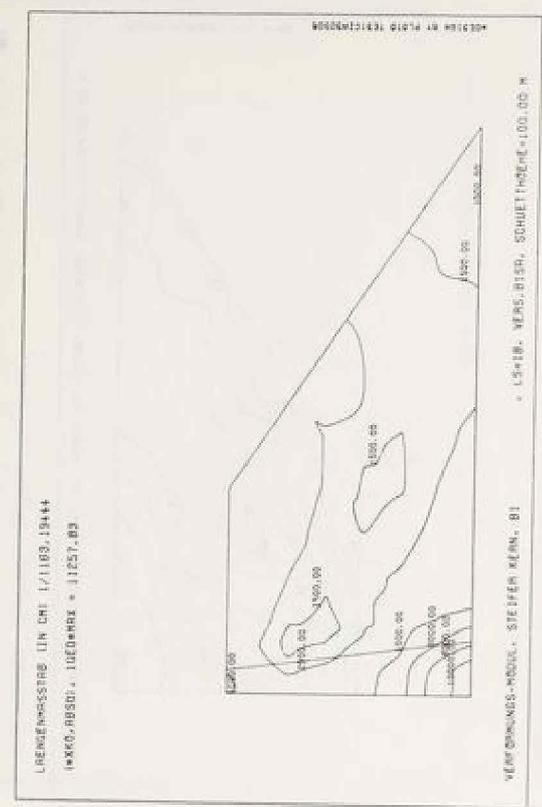


Bild 62 : steifer Kern, Zustand bei 100m Schütthöhe, Verformungsmodul in Mp/m²

Verschiebungen

Mit der Kernbreite nehmen die Setzungen (Bild 63) und Horizontalverschiebungen (Bild 64) zu. Die absolute Zunahme ist jedoch klein. Die größte Setzung tritt stets im Kern in der Dammachse, im schmalen Kern in halber Dammhöhe, im breiten Kern etwas höher auf. Die Kernbreite beeinflusst die Setzung in der Dammitte mehr als in der Böschung. Dort wirkt sich die Kernbreite weniger auf die Setzung als auf die Querverformung aus (Bild 66). Die Gesamtverschiebung wird von der Setzung geprägt (Bild 65).

Spannungen

Die Vertikalspannungen werden vom Kern in die Stützkörper verlagert (Bild 67). Mit zunehmender Kernbreite nimmt die Umlagerung ab. Die Horizontalspannungen verteilen sich gleichmäßig über den Querschnitt (Bild 68). Sie nehmen mit der Kernbreite zu. Dasselbe gilt für die Schubspannungen. Sie sind am größten im Stützkörper und wandern mit zunehmender Kernbreite auf den Kern zu (Bild 69).

Schubbeanspruchung

Die größte Schubbeanspruchung tritt im Stützkörper in Kernnähe etwa in halber Dammhöhe auf. Sie nimmt mit zunehmender Kernbreite ab, gleichzeitig nimmt die mittlere Beanspruchung im Damm zu. Die Scherfestigkeit der Schüttstoffe wird in keiner Dammmzone erreicht (Bild 70). Der geringen Schubbeanspruchung entsprechend ändert sich der Verformungsmodul mit der Kernbreite nur wenig (Bild 71).

Im folgenden wird ausführlicher auf die Ergebnisse eingegangen, Bild 66 zeigt die Zunahme der Setzung des Kerns mit der Kernbreite. Jede Kurve gibt den jeweiligen Größtwert der Setzung in der Dammachse an. Wie für

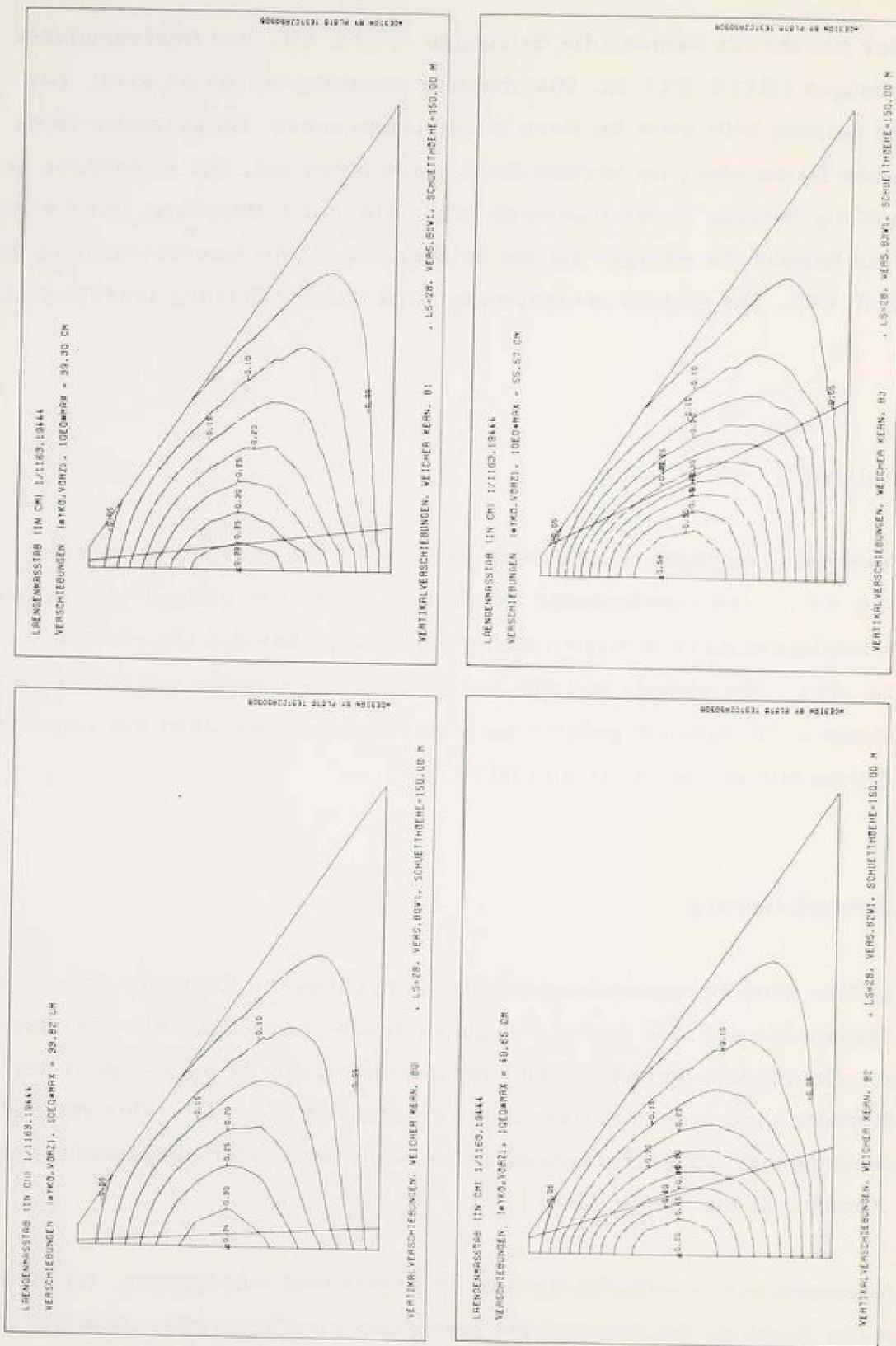


Bild 63: weicher Kern, Vertikalverschiebungen in m

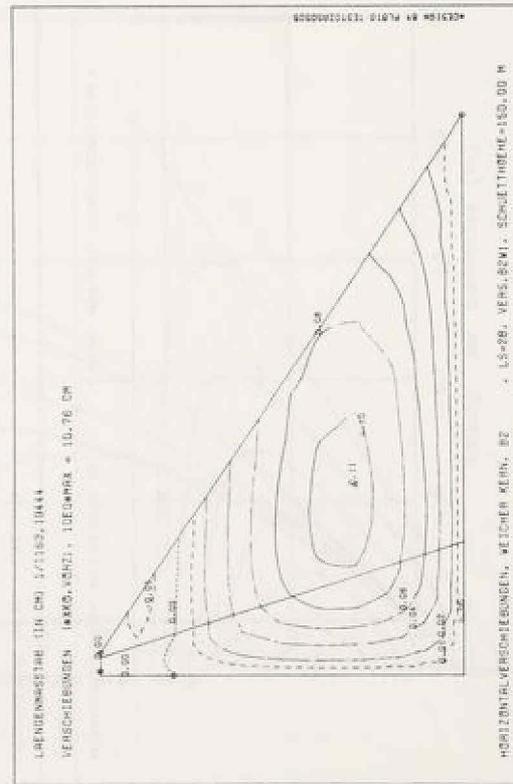
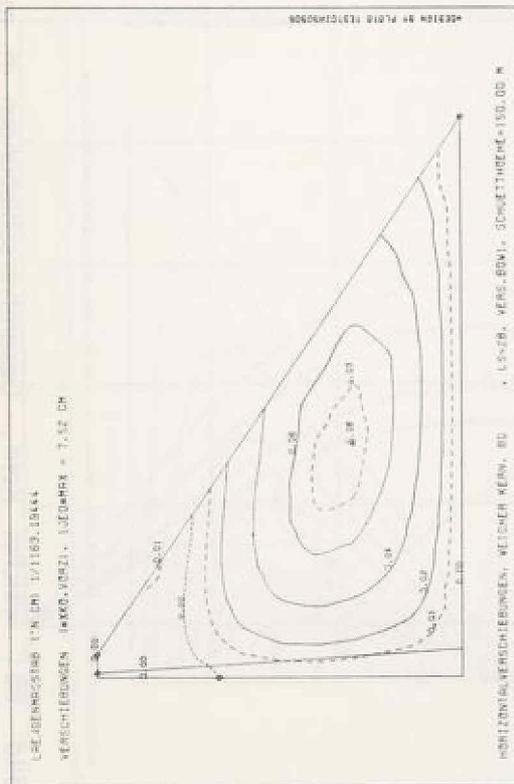
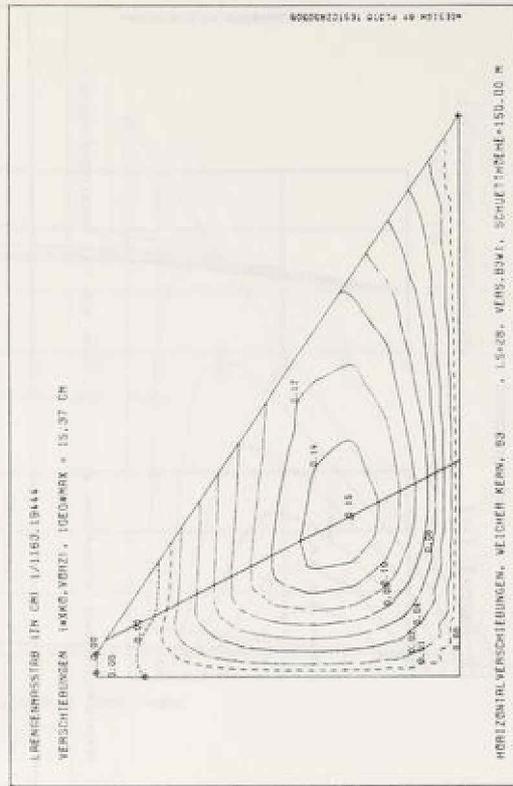
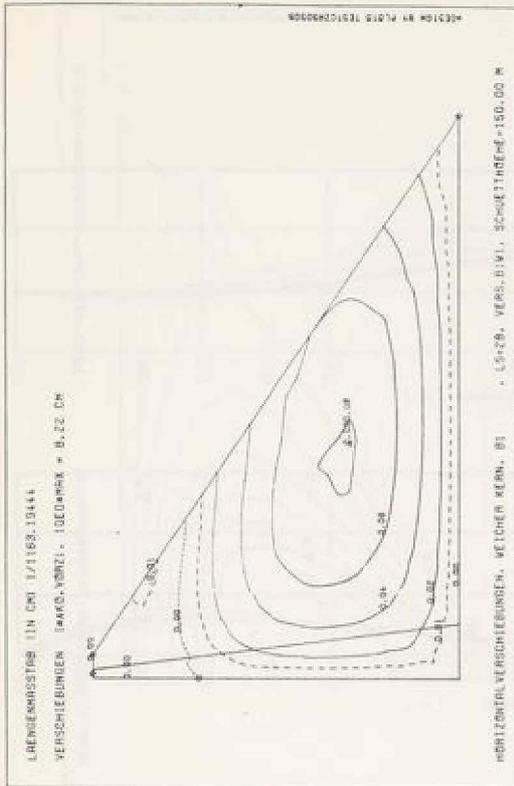


Bild 64 : weicher Kern , Horizontalverschiebungen in m

Bild 64: weicher Kern, Verschiebungen von Außen und Innenseite

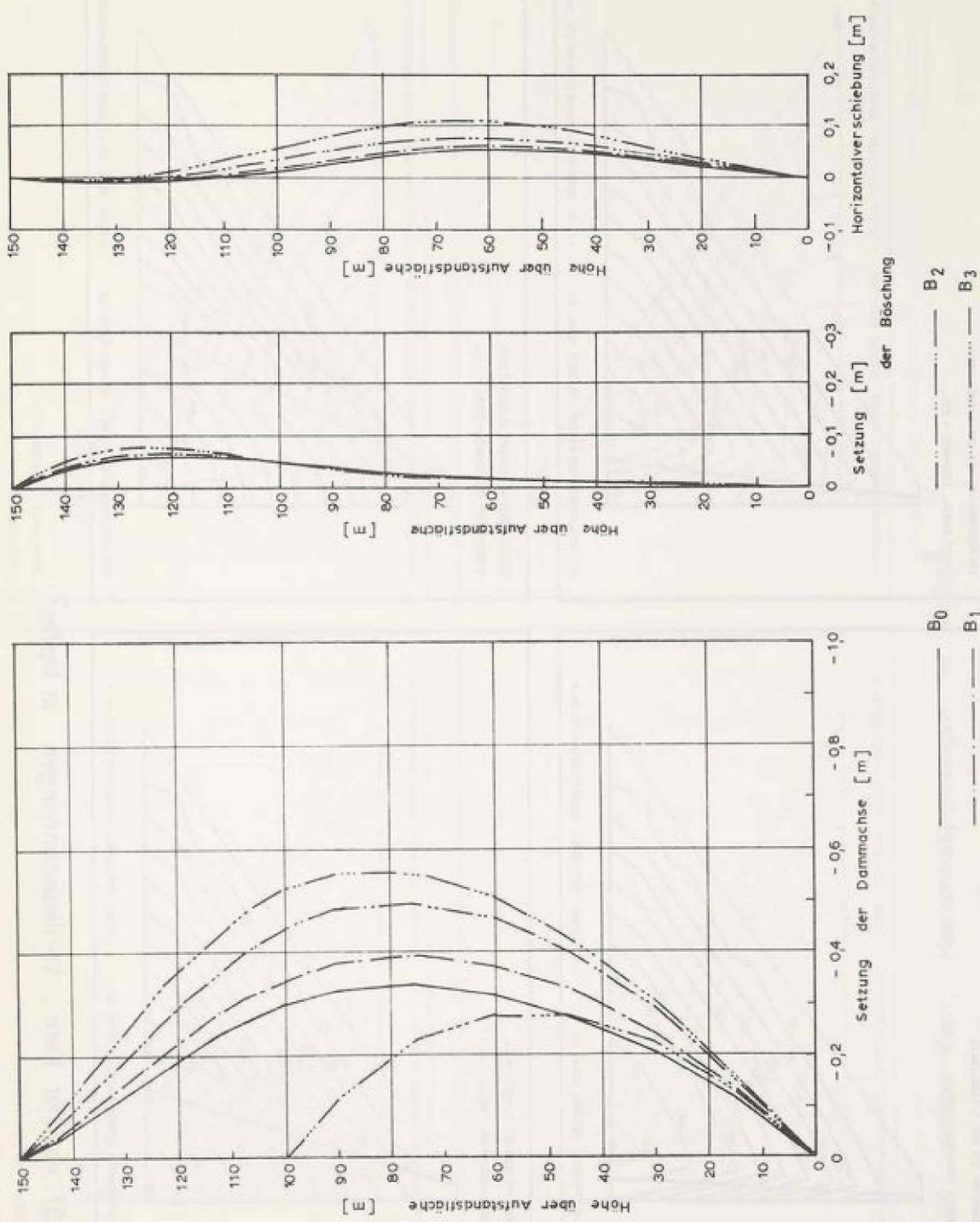


Bild 66: weicher Kern, Verschiebungen von Achse und Böschung

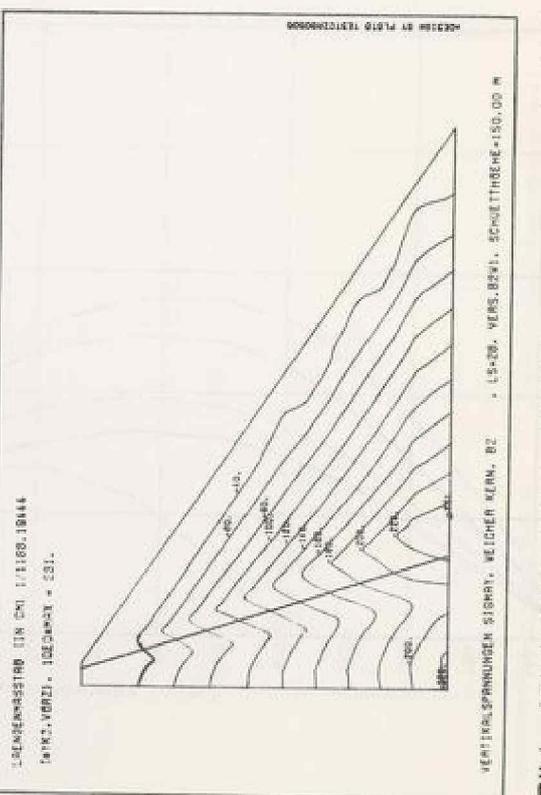
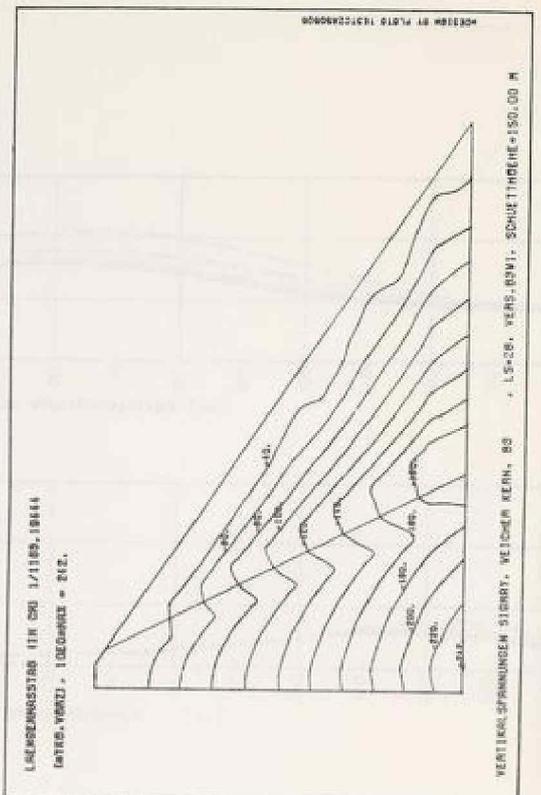
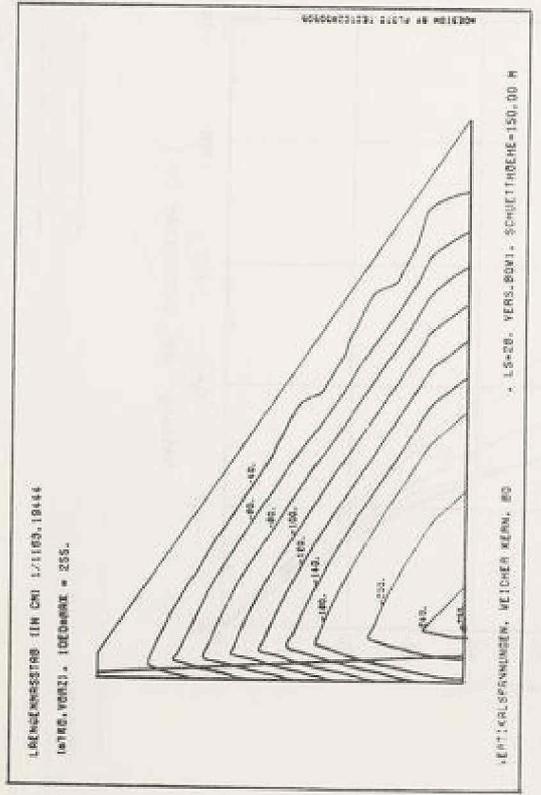
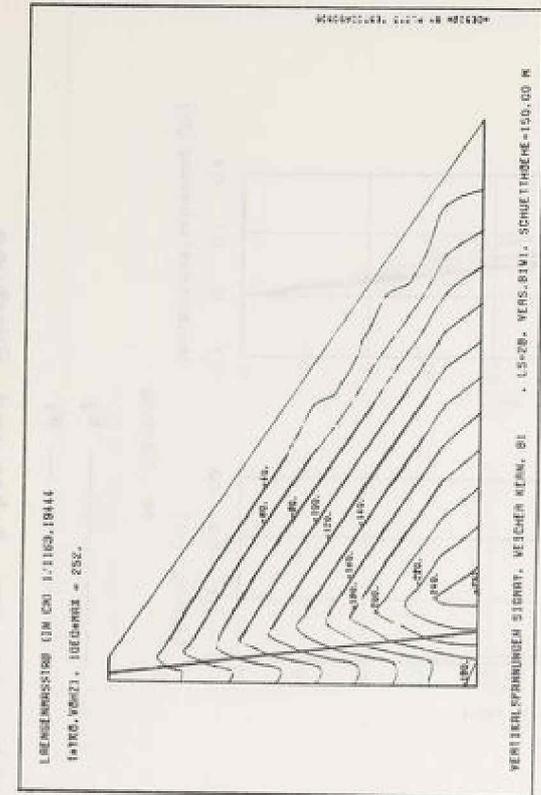


Bild 67: weicher Kern, Vertikalspannungen in Mp/m^2

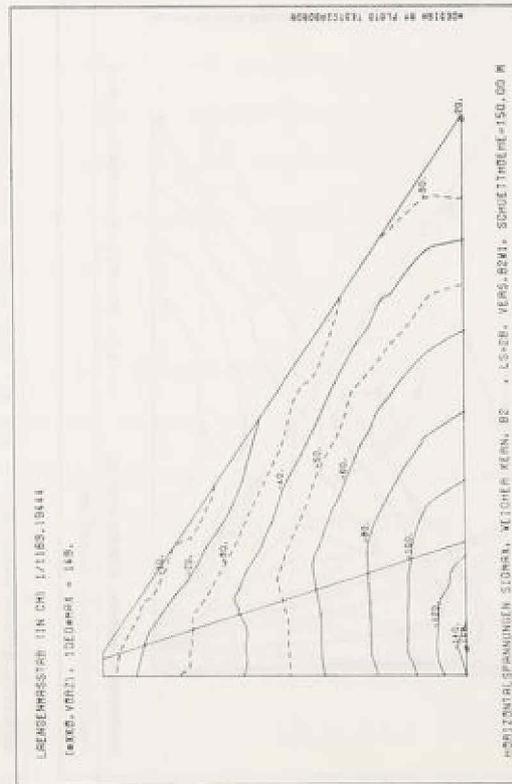
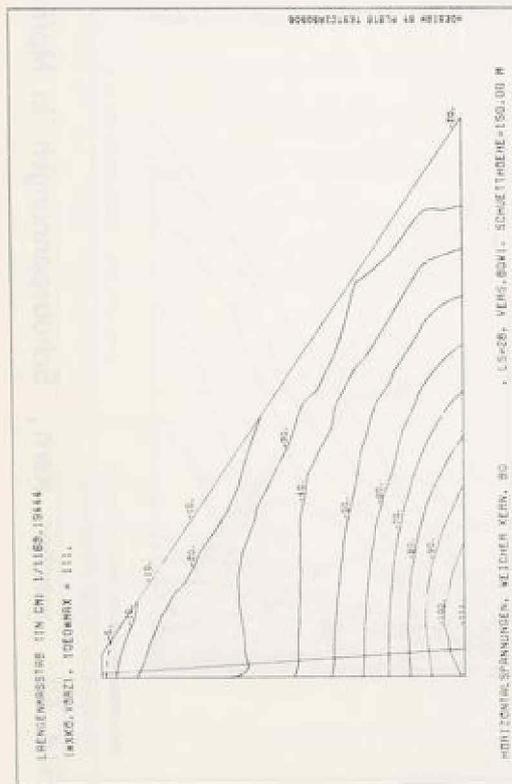
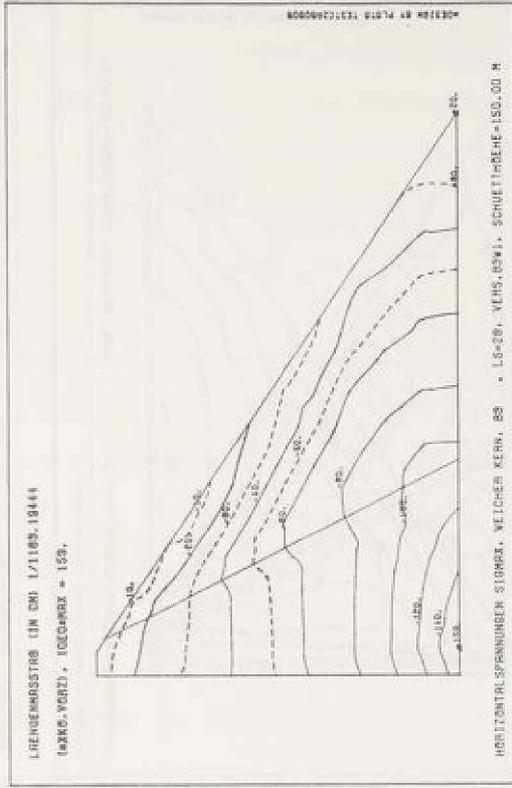
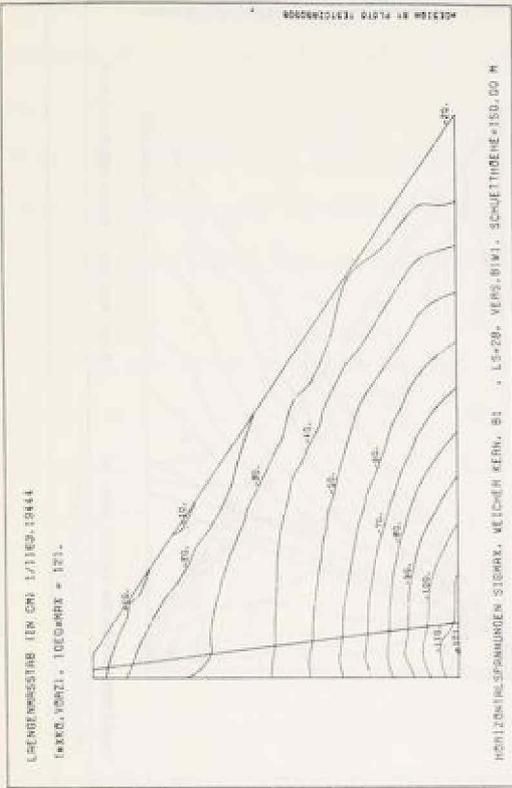


Bild 68: weicher Kern, Horizontalspannungen in Mp/m^2

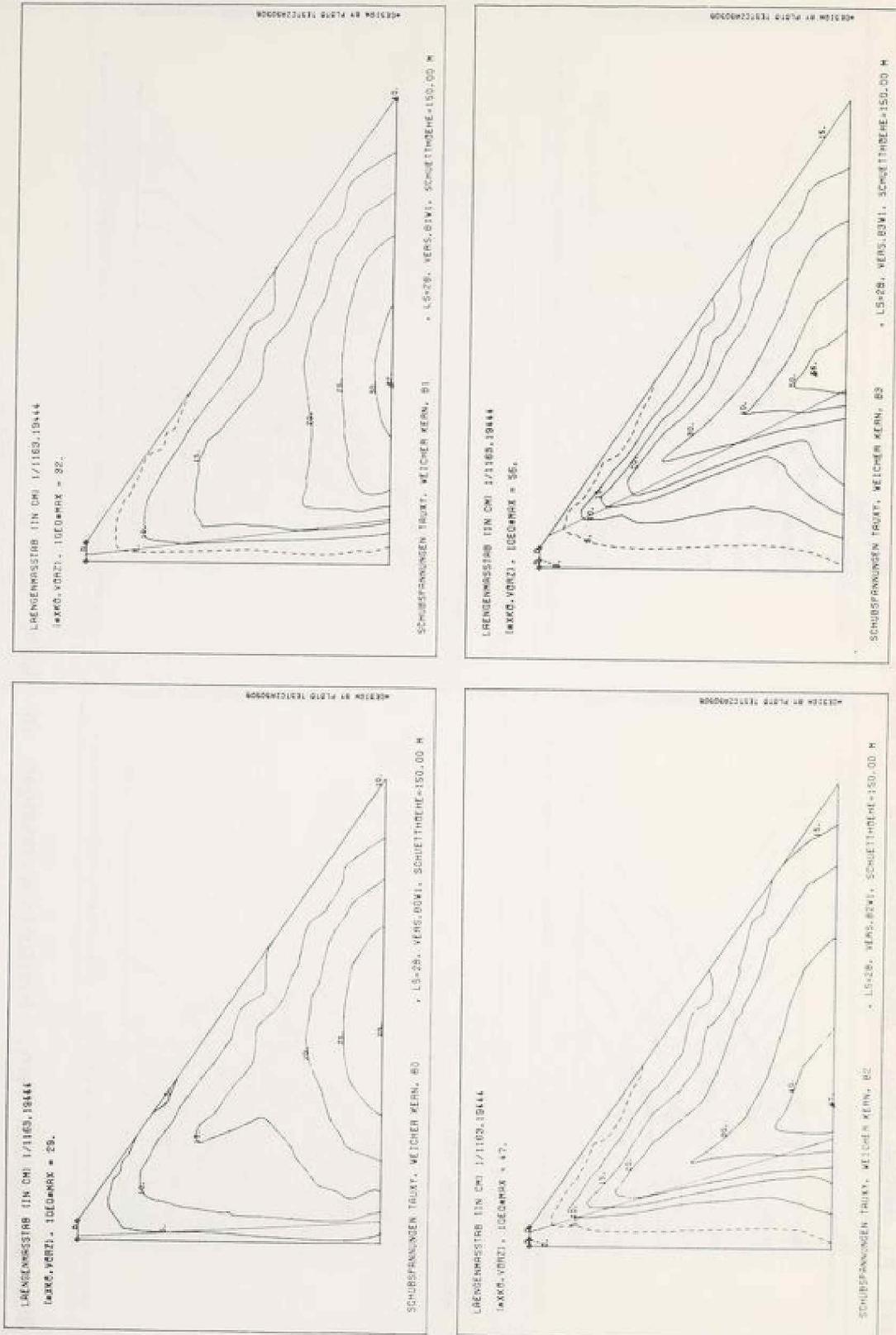


Bild 69: weicher Kern, Schubspannungen in Mp/m^2

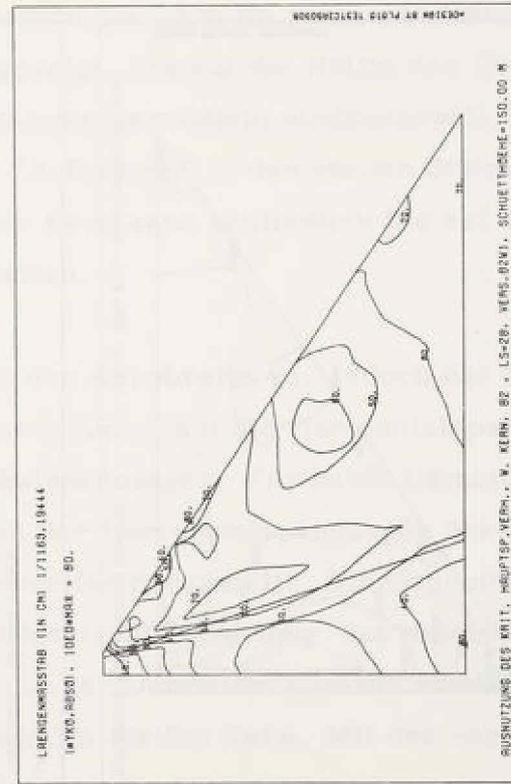
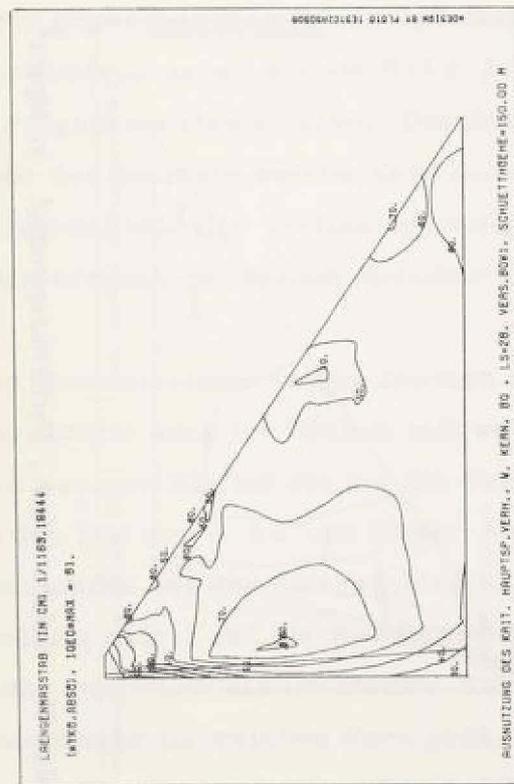
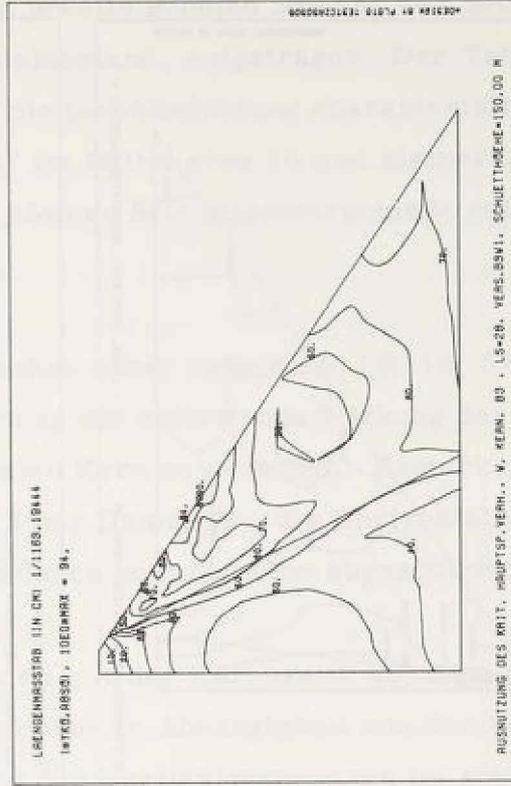
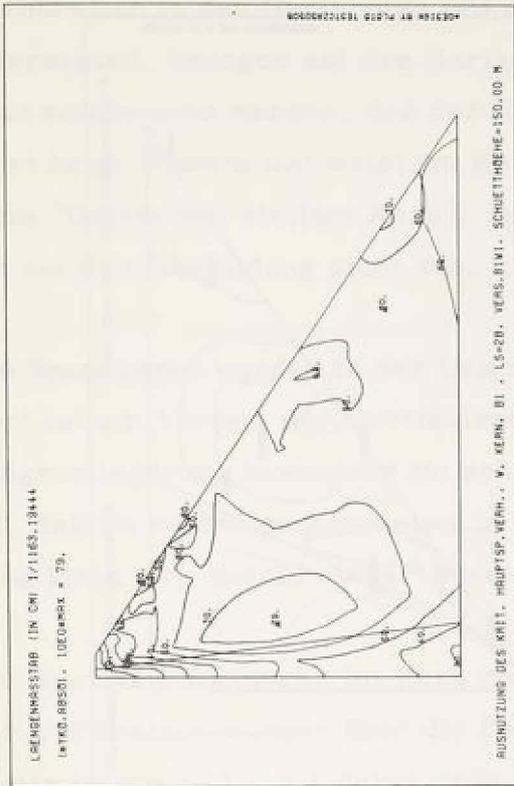


Bild 70: weicher Kern, Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in %

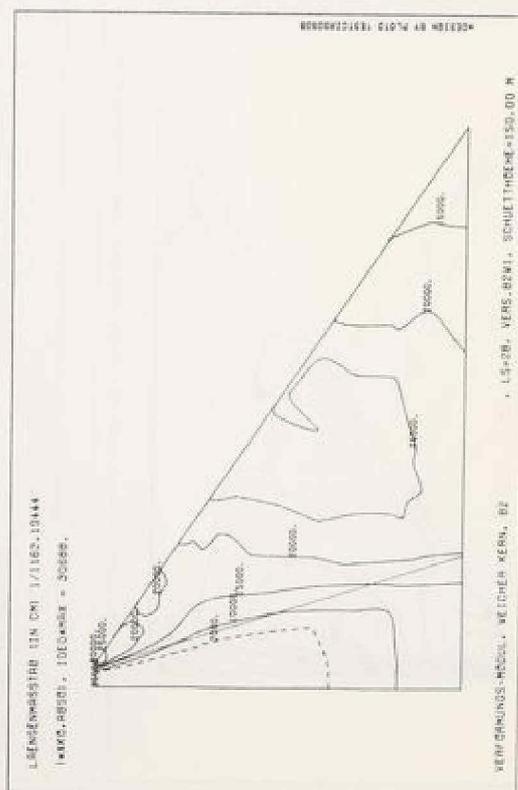
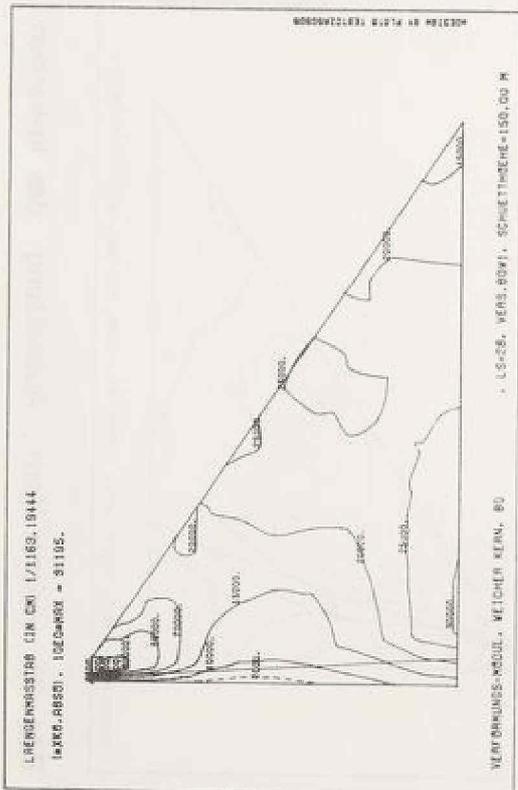
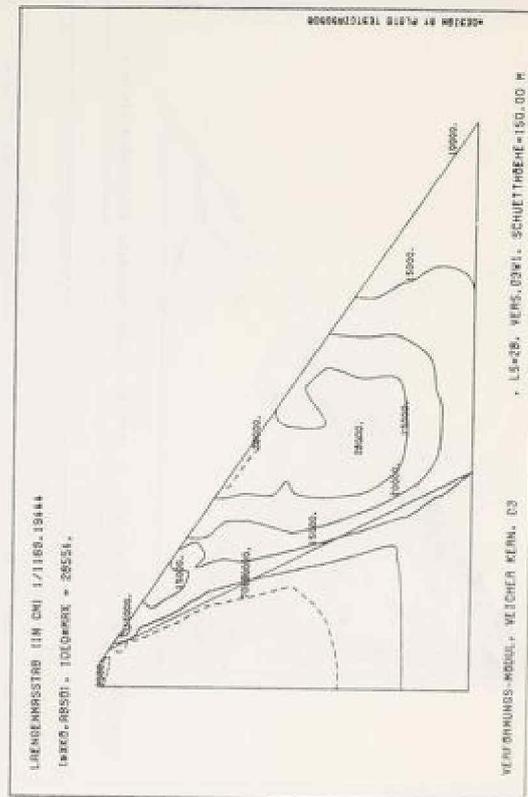
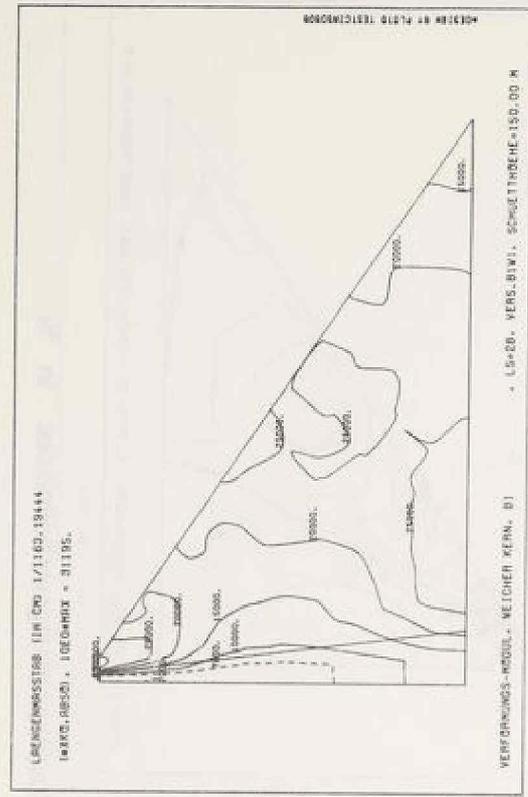


Bild 71: weicher Kern, Verformungsmodul in Mp/m^2

den "Damm mit steifem Kern" wurde im Bild 55 für die untersuchten Kernbreiten in den Horizonten mit der jeweils größten Setzung der Setzungsunterschied, bezogen auf den Horizontalabstand, aufgetragen. Der Tabelle 5 kann entnommen werden, daß der für die Gewölbebildung charakteristische Wert beim "Damm mit weichem Kern" im Mittel etwa 10 mal kleiner ist als beim "Damm mit steifem Kern". Die kleinen Setzungsunterschiede reichen für die Gewölbebildung nicht aus.

Die Spannungen wurden in der Dammachse näher untersucht (Bild 56). Dort ist am Verlauf der Vertikalspannung die entlastende Wirkung der Spannungsumlagerung besonders im schmalen Kern zu erkennen. Bemerkenswert ist, daß im schmalen Kern etwa in $2/3$ der Dammhöhe die Horizontalspannung klein ist, obwohl dieser Bereich durch kein Gewölbe abgeschirmt wird.

Die Vertikalspannungen im Kern nehmen mit der Kernbreite ab. Der Abbau der Vertikalspannungen über die Dammhöhe in Abhängigkeit von der Kernbreite ist im Bild 56 dargestellt und den Vertikalspannungen im steifen Kern gegenübergestellt. In $2/3$ der Dammhöhe kann im schmalen Kern die Vertikalspannung, wie im Bild 58 gezeigt, bis auf die Hälfte des Überlagerungsgewichtes abfallen. Die Diagramme vermitteln eindrucksvoll, wie sehr der schmale weiche Kern durch "Aufhängen" in den steifen Stützzonen gefährdet ist. Die Vertikalspannung im Kern kann schließlich bis auf den Wasserdruck bei vollem Speicher abfallen.

Die Horizontalspannungen nehmen mit der Kernbreite zu. Jedoch hat die Kernbreite auch im "Damm mit weichem Kern" auf die Horizontalspannungen weniger Einfluß als auf die Vertikalspannungen. Für beide Dämme ist in den Bildern 56 und 57 der Abbau der Horizontalspannungen über die Dammhöhe bei den untersuchten Kernbreiten dargestellt. Die Gegenüberstellung zeigt, daß die Kernbreite die Horizontalspannung im weichen Kern mehr beeinflußt als im steifen Kern. In der Dammitte sind die Horizontalspannungen im weichen Kern größer als im steifen Kern. Mit der verminderten Vertikalspannung (Bild 58) ist der Spannungszustand im weichen Kern weniger anisotrop als im steifen Kern.

Einen Einblick in die Schubbeanspruchung des Kerns in der Dammachse vermittelt der Vergleich des jeweiligen Spannungsverhältnisses mit dem aus der MOHR'schen Bruchbedingung resultierenden kritischen Hauptspannungsverhältnis (Bild 59). Der weiche Kern wird weit weniger auf Schub beansprucht als der steife Kern. Die Ursache für die geringere Beanspruchung ist in dem weniger anisotropen Spannungszustand zu sehen. Während der Kern vertikal entlastet wird, bleiben die Horizontalspannungen infolge fehlender Gewölbe weitgehend unverändert. Die Schubbeanspruchung des Kerns nimmt zwar mit der Kernbreite etwas zu, die Scherfestigkeit wird jedoch in keinem Fall ausgenutzt.

Über das Verhalten des Dammes während der Schüttung gibt der Zwischenzustand mit 100 m Schütthöhe Auskunft (Bild 72). Wie im "Damm mit steifem Kern" tritt auch hier der größte Teil der Setzung beim Schütten des oberen Dammdrittels auf (Bild 66). Die größten Setzungen sind auch bei dieser Schütthöhe in der Dammitte anzutreffen. Die Scherfestigkeit der Schüttstoffe wird weniger als im fertiggestellten Damm ausgenutzt (Bild 73). Die im Vergleich zum "Damm mit steifem Kern" kleine Setzung im Endzustand kündigt sich bereits mit der geringen Schubbeanspruchung und dem um ein Vielfaches größeren Verformungsmodul (Bild 74) an.

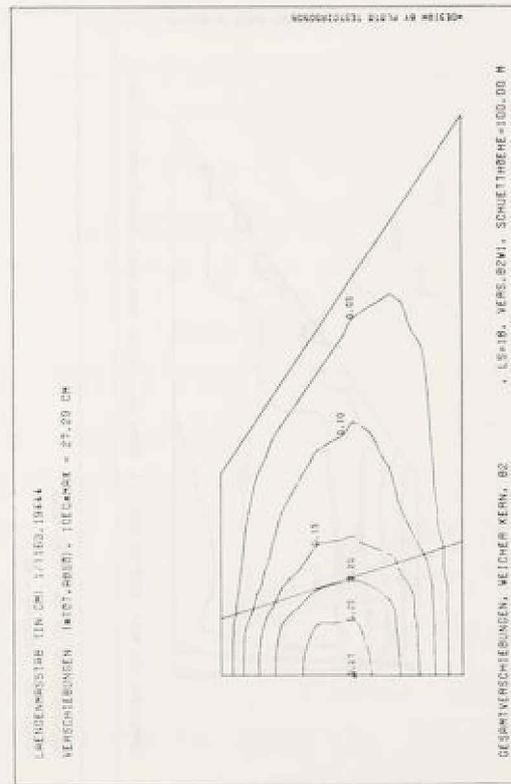
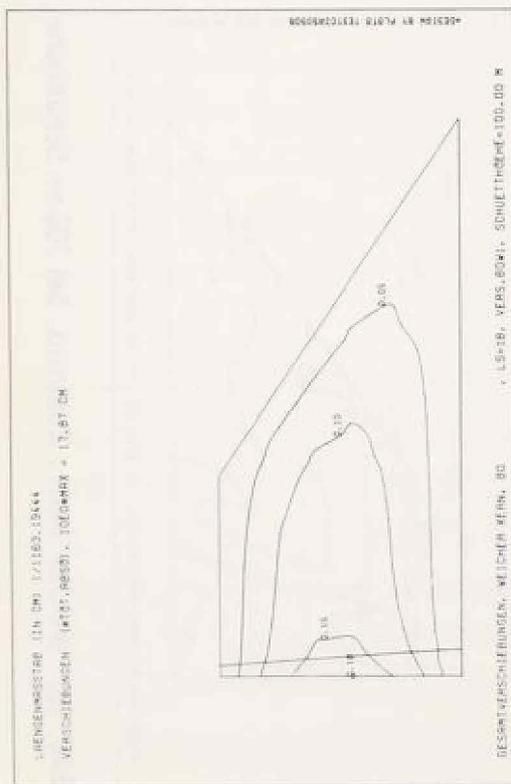
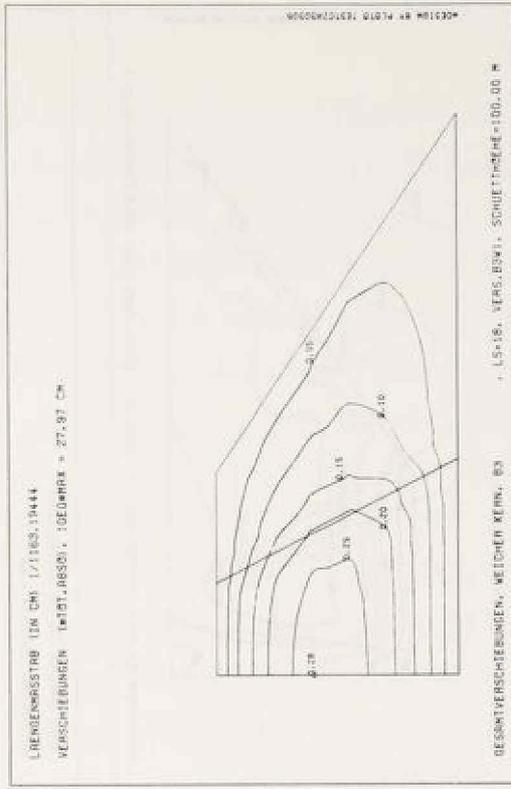
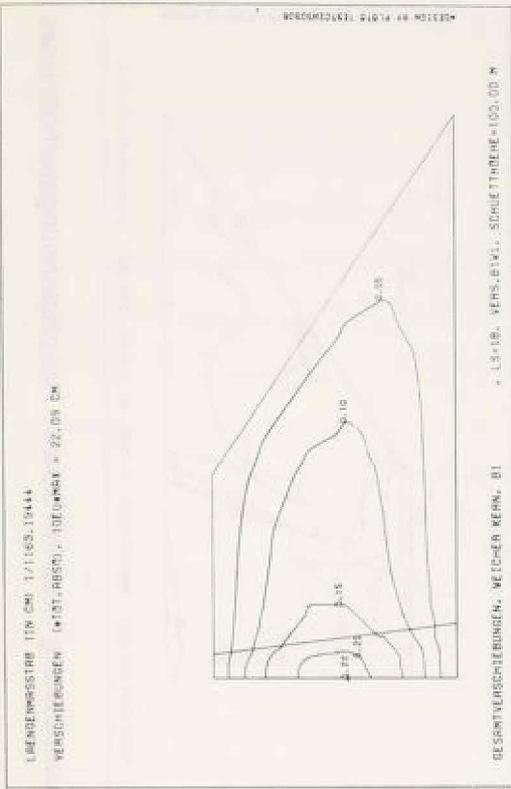


Bild 72 : weicher Kern , Zustand bei 100m Schütthöhe , Gesamtverschiebungen in m

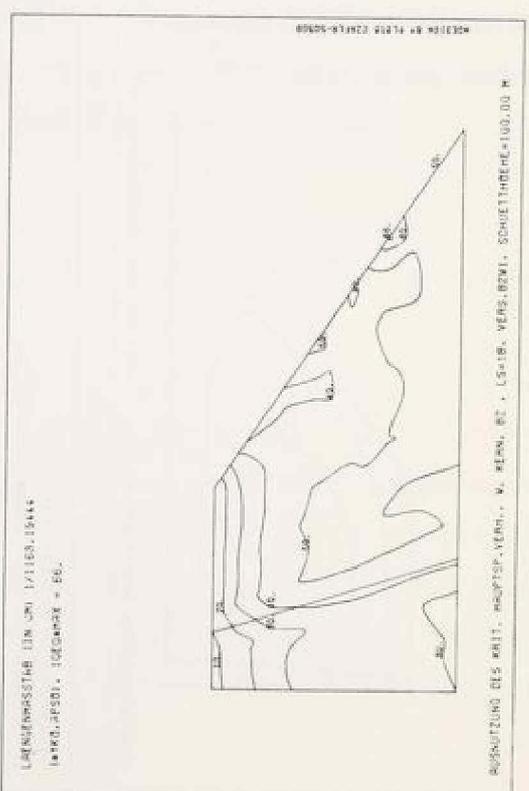
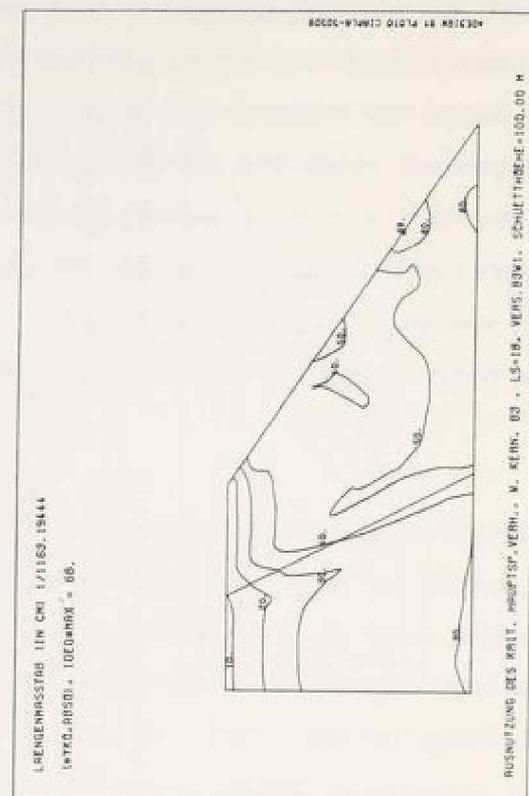
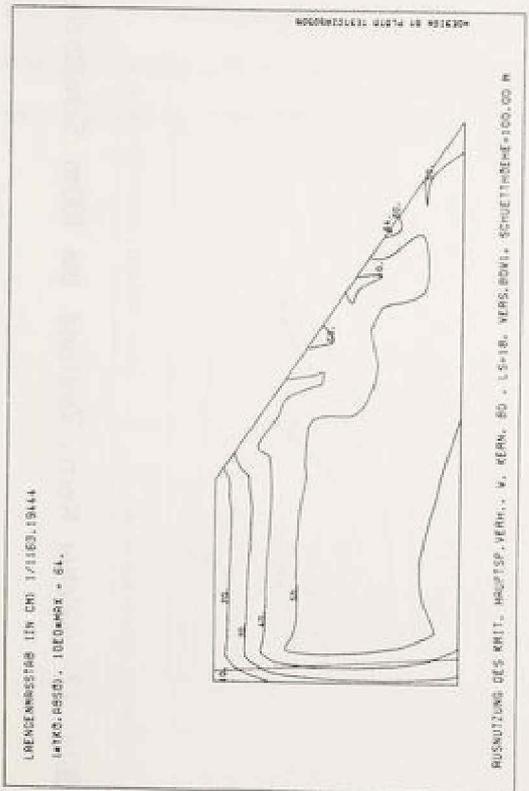
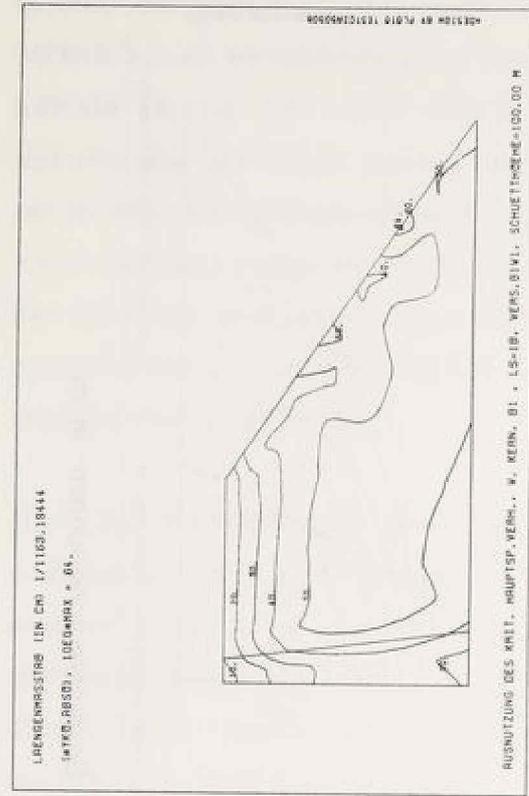


Bild 73: weicher Kern, Zustand bei 100 m Schütthöhe, Ausnutzung des kritischen Hauptspannungsverhältnisses in %

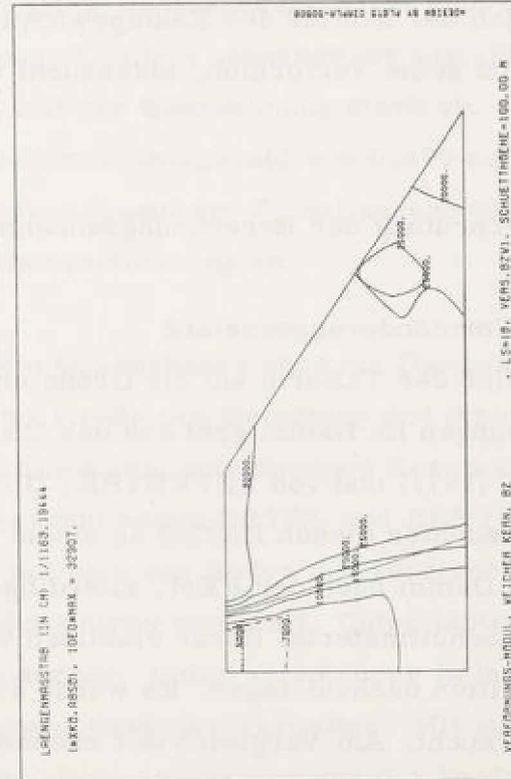
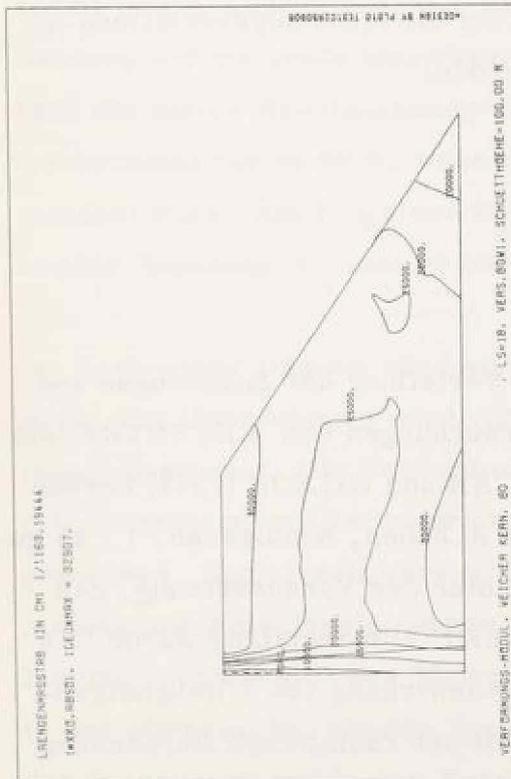
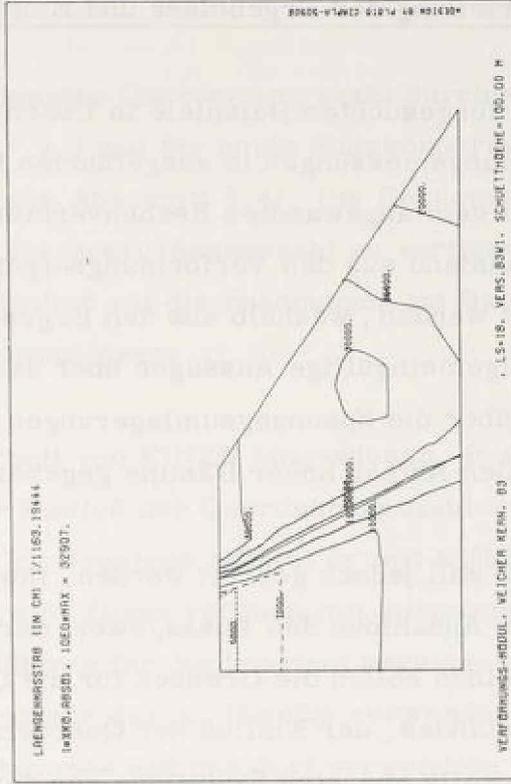
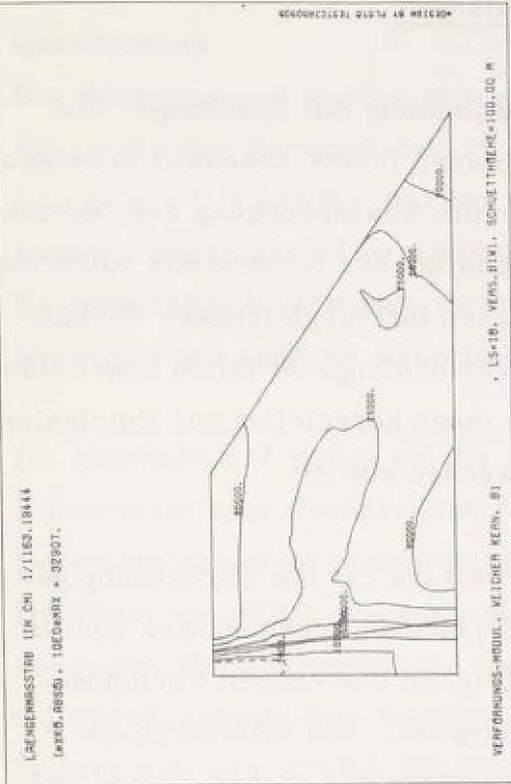


Bild 74: weicher Kern, Zustand bei 100m Schütthöhe, Verformungsmodul in Mp/m^2

9. Beurteilung der Ergebnisse und Empfehlungen

Wie die ausgesuchten Beispiele in Übereinstimmung mit Spannungs- und Verformungsmessungen in ausgeführten Dämmen (siehe Abschnitt 2) zeigen, kann mit dem angewandten Rechenverfahren die Beanspruchung des Dammes im Bauzustand aus den Verformungseigenschaften der Schüttstoffe zutreffend beurteilt werden, weshalb aus den Ergebnissen für vergleichbare Verhältnisse allgemeingültige Aussagen über das Verformungsverhalten hoher Dämme und über die Spannungsumlagerungen in ihnen hergeleitet und Empfehlungen für den Aufbau hoher Dämme gegeben werden können.

Zunächst soll jedoch geprüft werden, inwieweit die für die Berechnung getroffenen Annahmen den Aussagewert der Ergebnisse einschränken können. Im Einzelnen sollen die Grenzen für die Gültigkeit des ebenen Formänderungszustandes, der Einfluß der Querdehnungszahl, des Seitendruckes λ_0 in der jeweils obersten Schüttlage vor dem Auftrag der nächsten Lage und schließlich der Einfluß des Raumgewichtes auf die Spannungsverteilung im Damm und seine Verformung untersucht werden.

9.1 Überprüfung der Berechnungsannahmen

Ebener Formänderungszustand

Der Einfluß der Talform auf die Größe und Verteilung der Spannungen und Verformungen im Damm geht aus den Untersuchungen von LEFEBVRE und DUNCAN (1971) und von LEFEBVRE, DUNCAN und WILSON (1973) hervor. Sie untersuchten diesen Einfluß an einem 49 m hohen, homogenen, 1 : 25 geböschten Damm nach der FEM, allerdings unter der Voraussetzung, daß sich das Schüttmaterial linear elastisch verhält. Die Schüttung wurde in 8 Lastschritten nachvollzogen. Es wurde die Auswirkung von 3 Hangneigungen untersucht. Am Vergleich der ebenen mit der räumlichen Berechnung kommen sie zu dem Ergebnis, daß für den Damm in Querrichtung der ebene Formänderungszustand angenommen werden kann, wenn die Talhänge nicht

steiler als 1 : 3 geneigt sind.

Querdehnung

Die Berechnungen wurden mit konstanter Querdehnungszahl durchgeführt. Sie ist für das Kernmaterial zu $\nu = 0,4$ und für beide Stützkörpermaterialien zu $\nu = 0,3$ gewählt worden (siehe Abschnitt 5.4). Um Rechenzeit zu sparen, wurde darauf verzichtet, die Querdehnungszahl zu variieren. Es wird deshalb versucht, ihren Einfluß auf die Spannungen im Damm nach Berechnungen anderer Autoren abzuschätzen.

Im Abschnitt 4.2 wurde auf die Arbeit von KINZE hingewiesen, in der für linear elastische Verhältnisse der Einfluß der Querdehnungszahl ν auf die Horizontalspannung gezeigt wird. Im Ergebnis stimmt er mit KULHAWY, DUNCAN und SEED qualitativ überein. Diese rechnen mit spannungsabhängigem Verformungsmodul und führen für die konstant angenommene Querdehnungszahl eine Parameterstudie durch. Hierfür verwenden sie den Querschnitt des OTTER BROOK Dammes und das dort verwendete Schüttmaterial (siehe Abschnitt 4.3). Nach ihrer Untersuchung wirkt sich die Querdehnung auf die große Hauptspannung σ_1 nicht nennenswert aus. Hingegen fällt die kleine Hauptspannung σ_3 mit der Querdehnung stark ab. Die Abnahme erreicht bis zu 50 %, wenn die Querdehnungszahl von 0,475 auf 0,30 vermindert wird. Als Folge der kleineren Spannung σ_3 bei nahezu gleichbleibender Spannung σ_1 nimmt die Schubverformung zu.

Im Kern hoher Dämme wird sich die Querdehnung über die Dammhöhe ändern. Die Querdehnung wird von der Größe der Belastung und ihrer Anisotropie bestimmt. Die Verformung eines gemischtkörnigen Kernmaterials mit zunehmendem Überlagerungsgewicht haben ERTEL und BRETH (1976) gemessen. Nach ihren Versuchen hat sich der Boden mit zunehmender Belastung und Anisotropie nahezu volumentreu verformt. Unter isotroper Belastung verhielt sich das Material spröde. Unter anisotroper Belastung zeigte das Material bei kleinen Spannungen dasselbe Verhalten. Mit zunehmenden Spannungen wurde das Material hingegen weicher und die Verformung des Bodens ging in eine Schubverformung ohne nennenswerte Volumenände-

rung über. Das Kernmaterial reagiert mithin unter niedrigen Spannungen empfindlicher auf Schubverformungen als unter hohen Spannungen. Das Material kann bei geringer Überschüttung unter Schubbeanspruchung reißen, während es bei großer Überschüttung auch großen Schubverformungen schadlos folgen kann.

Die aus Versuchen gewonnene Kenntnis versetzt uns in die Lage, die Querdehnungszahl in Abhängigkeit vom Spannungszustand in die Berechnung einzuführen und die Verhältnisse im Kern hoher Dämme zutreffender zu erfassen.

Seitendruckbeiwert

Wie im Abschnitt 6.2 ausgeführt, wurde das Gewicht einer jeden Reihe der FE-Struktur in bis zu 3 Teillastschritten aufgebracht. Wenn das Gesamtgewicht einer Elementreihe erreicht war, wurde die aktuelle Struktur um die Elemente der neuen Reihe erweitert. Die Eigengewichtsspannungen in jedem Element dieser Reihe wurden anschließend vertikal aus dem Überlagerungsgewicht des Elementschwerpunktes und horizontal aus der um den Seitendruckbeiwert λ_{\circ} abgeminderten Vertikalspannung errechnet. Mit der Vorgabe von λ_{\circ} für die jeweils neue Elementreihe werden in der Schüttung der Spannungszustand, die Steifigkeit und unter der nachfolgenden Belastung auch die Schubbeanspruchung beeinflusst. Um abschätzen zu können, wie sich die Größe des Seitendruckbeiwertes auf die Spannungen im Damm und seine Verformung auswirkt, wurden Vergleichsrechnungen mit drei λ_{\circ} -Werten durchgeführt. Als Beispiel diente der "Damm mit steifem Kern" mit der Kernbreite B_1 bis 100 m Schütthöhe. Die Seitendruckbeiwerte waren 0,8 ; 0,7 und 0,4. Die Untersuchung zeigte, daß die Verschiebungen zunehmen, wenn der Seitendruckbeiwert abnimmt. Der Ort der größten Verschiebungen bleibt hiervon unbeeinflusst. Wird als Bezugsgröße der Größtwert der Verschiebung bei $\lambda_{\circ} = 0,8$ gewählt, so nehmen bei $\lambda_{\circ} = 0,7$ die Verschiebungen um maximal 9 % zu. Ungleich größer ist die Zunahme, wenn der Seitendruckbeiwert nur $\lambda_{\circ} = 0,4$ beträgt; sie erreicht bis zu 60 %.

Der Einfluß des Seitendruckbeiwertes auf die Spannungen wurde in der Dammachse untersucht. Auf die Vertikalspannung hat der Seitendruckbeiwert keinen Einfluß, hingegen nimmt mit dem Seitendruckbeiwert die Horizontalspannung ab. Im Bereich mit dem kleinsten Spannungsverhältnis

σ_x / σ_y etwa in $2/3$ der untersuchten Teilschütthöhe nimmt die Horizontalspannung um 5 % bzw. 19 % ab, wenn anstelle des Seitendruckbeiwertes 0,8 $\lambda_o = 0,7$ bzw. $\lambda_o = 0,4$ gewählt werden. Bei gleichbleibender Vertikalspannung ist die Abnahme der Horizontalspannung mit einer größeren Schubbeanspruchung des Dammes verbunden.

Der Seitendruck in der Schüttung hängt auch von ihrer Verdichtung ab. Es ist schwierig, den Seitendruck in der Schüttlage unmittelbar nach ihrer Verdichtung abzuschätzen. Dies um so mehr, wenn mehrere Schüttlagen in einer Elementreihe zusammengefaßt sind und für diese ein Mittelwert gewählt werden soll. Bei kleinem Seitendruckbeiwert nimmt die Steifigkeit der Schüttung ab und die Verformung unter der nachfolgenden Belastung nimmt zu. Wie weitere Vergleichsrechnungen gezeigt haben, nimmt die Verformung im Damm auch dann stark zu, wenn ein größerer Seitendruckbeiwert gewählt wird und mit diesem auch in Elementreihen mit kleiner Höhe gerechnet wird. Die Ursache für die Zunahme der Verformung liegt in der Abhängigkeit des Verformungsmoduls vom Eigengewichtsspannungszustand. Um unzulässig große Setzungen im Damm und in deren Folge ausgedehnte Bruchzonen auszuschließen, wurden zur Ermittlung des Eigengewichtsspannungszustandes in der jeweils obersten Elementreihe folgende Annahmen für den Seitendruckbeiwert getroffen: Für Elementreihen mit großer Höhe wurde $\lambda_o = 0,7$ gewählt. Damit alle Elementreihen am Beginn ihrer Belastung möglichst die gleichen Verformungseigenschaften aufweisen, wurde für Elementreihen mit kleinerer Höhe als in den unteren Reihen λ_o größer als 0,7 eingeführt. Für die Elementreihen mit der kleinsten Höhe mußte zur Einhaltung dieser Forderung der Seitendruckbeiwert nahe 1 gewählt werden (siehe auch Abschnitt 6.2.3).

Zuverlässige Aussagen über die Größe des Seitendruckes in Schüttungen lassen sich nur aus Feldmessungen gewinnen. Daher sollte der Seitendruck für

verschiedene charakteristische Schüttmaterialien mit fortschreitender Schüttung gemessen werden.

Raumgewicht

In den Berechnungsbeispielen ist für den Kern und die Stützkörper dasselbe Raumgewicht $\gamma = 2,0 \text{ Mp/m}^3$ angenommen worden. Wie sich die Spannungen und Verformungen ändern, wenn der Kern um $0,4 \text{ Mp/m}^3$ schwerer ist, wurde am Beispiel des "Dammes mit steifem Kern" mit der Kernbreite B_1 untersucht. Für die Abschätzung der Auswirkungen auf die Spannungen kann die Untersuchung auf die Dammachse und auf die Umlagerungszone zu beiden Seiten des Kernrandes beschränkt bleiben. Mit dem Raumgewicht nehmen erwartungsgemäß die Vertikal- und Horizontalspannungen zu. Sie nehmen in der Mitte des Kerns stärker zu als an seinen Rändern. Im schmalen Kern ist wegen der Spannungsumlagerungen die Zunahme über die Dammhöhe ungleich groß. Das Spannungsverhältnis σ_x / σ_y wird durch ungleiches Raumgewicht von Kern und Stützkörper nicht wesentlich beeinflusst. In der Zone der größten Schubbeanspruchung, am Kernrand etwa in $2/3$ der Dammhöhe, nimmt das Spannungsverhältnis mit ungefähr 7 % am meisten zu, wodurch die Schubbeanspruchung des Kerns geringfügig vermindert wird. Mit dem größeren Raumgewicht im Kern nimmt dessen größte Setzung um etwa 5 %, die größte Horizontalverschiebung im Stützkörper um weniger als 2 % zu.

9.2 Abschätzung der Gefahr der hydraulischen Rißbildung

Nach vorliegenden Berichten sind beim Aufstau mitunter Leckstellen im Damm festgestellt worden. Als Ursache wurden Risse im Kern angegeben. SHERARD (1973) hat die bisher bekannt gewordenen Beobachtungen und Schadensfälle zusammengestellt und ihre Ursachen untersucht. Hinsichtlich der hydraulischen Rißbildung läßt sich das Ergebnis seiner Untersuchung dahingehend interpretieren, daß die bisherige Betrachtungsweise einer Berichtigung bedarf, wonach Wasserverluste im Dichtungskern nur auftreten können, wenn im Kern offene Risse vor dem Aufstau vorhanden sind, anderer-

seits der Kern voll funktionsfähig ist, wenn er beim Schütten des Dammes, also vor dem Einstau, nicht gerissen ist. Abweichend von dieser Vorstellung sind Zwischenzustände denkbar. Aus dem zeitlichen Ablauf einiger Schadensfälle kann geschlossen werden, daß vor dem Aufstau keine Risse im Kern bestanden haben können. Vielmehr wird vermutet, daß der Wasserdruck unter bestimmten Voraussetzungen sowohl bestehende, jedoch noch geschlossene Risse öffnen als auch neue Risse verursachen kann.

Risse im Dichtungskern sind zu befürchten, wenn zum Beispiel in Zonen mit verminderter Spannung, hervorgerufen durch Spannungsumlagerungen, die kleine Hauptspannung örtlich bis auf Null abnimmt. Jede spannungslose Fläche birgt die Gefahr eines beginnenden Risses in sich. Der Riß, möglicherweise nicht wahrnehmbar, bleibt zunächst geschlossen und kann sich bei weiterer Verformung öffnen. Beim nachfolgenden Aufstau kann in den anfangs sehr dünnen Riß Wasser eindringen. Der Wasserdruck kann den vorhandenen Riß aufweiten.

In Zonen mit verminderter Spannung kann der Wasserdruck jedoch auch unmittelbar Risse verursachen. Dies ist der Fall, wenn die neutrale Spannung über die totale Spannung ansteigt und die wirksame Spannung zu Null wird.

Nachfolgend wird der Versuch unternommen, an den ausgesuchten Beispielen abzuschätzen, unter welchen Voraussetzungen der Wasserdruck mit dem Aufstau für den Kern gefährlich werden kann. Hierzu werden folgende Einschränkungen getroffen: Der Aufstau verursacht Setzungen auf der Wasserseite, in deren Folge Spannungsumlagerungen auftreten. Diese Spannungsumlagerungen können jedoch nicht erfaßt werden. Daher wird angenommen, daß die Spannungen im Bauzustand den Ausgangszustand darstellen. Es wird ferner angenommen, daß der Kern im Bauzustand wassergesättigt ist.

Wie die Untersuchung im Abschnitt 8.3 zeigt, sind die Voraussetzungen für verminderte Spannungen im Bauzustand in Dämmen mit schmalen Kern gegeben. Zonen mit verminderter Vertikalspannung treten im "Damm mit

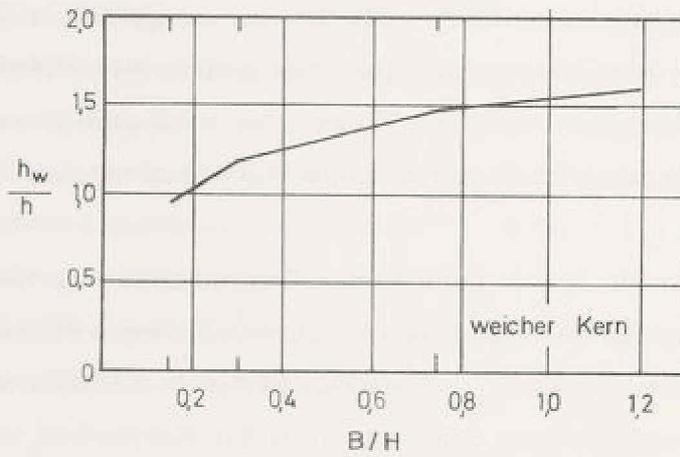
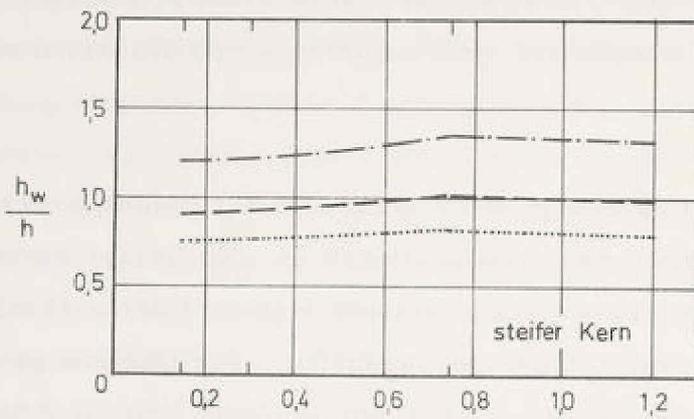
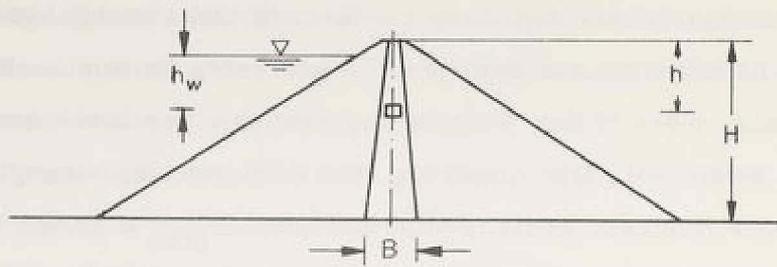
weichem Kern", solche mit verminderter Horizontalspannung im "Damm mit steifem Kern" auf. Nach dem jeweiligen Spannungszustand besteht für "Dämme mit weichem Kern" überwiegend die Gefahr von Horizontalrissen, während in "Dämmen mit steifem Kern" vorzugsweise Vertikalrisse auftreten können. Mit dem Aufstau nimmt die totale Horizontalspannung zu, während die totale Vertikalspannung sich nicht ändert. Horizontalrisse können dann entstehen, wenn vor dem Aufstau die totale Vertikalspannung klein war und mit dem Aufstau die totale Horizontalspannung über die totale Vertikalspannung hinaus ansteigt. Für die vorgesehene Untersuchung kann die neutrale Spannung mit der totalen Vertikalspannung im Bauzustand unmittelbar verglichen werden. Bei der totalen Horizontalspannung ist dies jedoch nicht zulässig, weil sich diese mit dem Aufstau ändert. Die Entstehung senkrechter Risse setzt voraus, daß der Wasserdruck die totale Horizontalspannung übersteigt und die wirksame Horizontalspannung zu Null wird. Dies kann nur eintreten, wenn die wirksame Horizontalspannung durch die Abnahme der Vertikalspannung infolge des Auftriebs mehr vermindert wird als sie durch die gleiche Zunahme der Vertikalspannung infolge der Dammschüttung vergrößert worden ist. In der überschläglichen Berechnung kann dies durch eine Aufteilung der resultierenden totalen Horizontalspannung in den Anteil des Bauzustandes und des Aufstaus mit verschiedenen Seitendruckbeiwerten berücksichtigt werden. Für den Aufstau wurde mit einem größeren Seitendruckbeiwert (λ_{Stau}) gerechnet als er sich im Bauzustand (λ_{Bau}) eingestellt hat. Die Untersuchung wurde mit mehreren jeweils konstanten Werten für λ_{Stau} durchgeführt.

Die Auswertung wurde für die Dammachse wie folgt vorgenommen:
Um die Gefahr eines horizontalen Risses ($\sigma_v' = 0$) abschätzen zu können, wurde für jede Kernbreite ermittelt, bei welchem Wasserstand die Vertikalspannung im Kern im jeweils kritischen Horizont vom Wasserdruck aufgehoben wird. Die Spannungen wurden Bild 58 entnommen. Mit der auf die Dammhöhe bezogenen Kernbreite war eine dimensionslose Darstellung möglich.

Für die Beurteilung der Gefahr eines vertikalen Risses ($\sigma_h' = 0$) wurde von der kleinsten Horizontalspannung im Bauzustand ausgegangen. Sie wurde für jede Kernbreite aus dem jeweils kleinsten Seitendruckbeiwert λ_{Bau} nach Bild 59 und der jeweils zugehörigen Vertikalspannung nach Bild 58 ermittelt. Die Änderung der Horizontalspannung mit dem Aufstau wurde für mehrere Seitendruckbeiwerte λ_{Stau} untersucht. Aus der Bedingung, daß die wirksame Horizontalspannung im Grenzfall zu Null wird, läßt sich angeben, bei welchem Wasserstand die Horizontalspannung im Kern im jeweils kritischen Horizont vom Wasserdruck aufgehoben wird.

Das Ergebnis der Untersuchung ist im Bild 75 für beide Berechnungsbeispiele in dimensionslosen Größen dargestellt. Die Gefahr eines Risses ist dann gegeben, wenn im jeweils kritischen Horizont der zulässige Wasserstand kleiner ist als die Überlagerungshöhe in der Dammachse. Wie die Diagramme erkennen lassen, sind schmale Kerne beim Aufstau besonders gefährdet. Im schmalen Kern zwischen setzungsfähigen Stützkörpern sind vertikale Risse zu befürchten. Die Gefahr der Reißbildung nimmt mit dem Seitendruckbeiwert λ_{Stau} zu. Im schmalen Kern zwischen steifen Stützkörpern können horizontale Risse auftreten.

Der Auswertung liegen die Spannungen in der Dammachse zugrunde. Wie eine Untersuchung für den Rand eines schmalen Kerns erbracht hat, sind im "Damm mit steifem Kern" im jeweils kritischen Horizont die Spannungen am Kernrand mit den Spannungen in der Kernachse vergleichbar, weshalb die Ergebnisse für die Achse (Bild 75) auf den Rand übertragen werden können. Im "Damm mit weichem Kern" nimmt die Vertikalspannung in Richtung auf den Kernrand zu, wodurch die Gefahr der Reißbildung in Richtung auf den Rand vermindert wird.



vertikaler Riß : - · - · - · $\lambda_{\text{Stau}} = 0,3$
 - - - - - $\lambda_{\text{Stau}} = 0,4$
 · · · · · $\lambda_{\text{Stau}} = 0,5$
 horizontaler Riß: —————

Bild 75: Abschätzung der Gefahr der hydraulischen Rißbildung

9.3 Empfehlungen für den Aufbau hoher Dämme

Die Ergebnisse der Studie und die Abschätzung der Reißgefahr unter der Wasserlast werden im folgenden zusammengefaßt mit dem Ziel, Empfehlungen für den Aufbau von hohen Dämmen zu geben, wenn vergleichbare Verhältnisse hinsichtlich der Eigenschaften der Schüttmaterialien und der Dammabmessungen vorliegen. Es wird ferner vorausgesetzt, daß der Untergrund nur wenig nachgiebig ist und die Verformung des Dammes nicht wesentlich beeinflußt.

Als Kriterien für die Wahl des Dammquerschnittes können die Verformung und Schubbeanspruchung der Schüttung sowie die Spannungsverteilung im Damm zur Abschätzung der Gefahr der hydraulischen Reißbildung herangezogen werden.

Wie auch die Untersuchungen zeigen, setzen sich Steinschüttungen wesentlich mehr als gut gekörnter Kies oder gemischtkörniges Kernmaterial. Unterschiede im Verformungsverhalten der Schüttstoffe wirken sich nachhaltig auf die Kernzone aus. Für die Verformung und Beanspruchung des Dichtungskerns ist nicht allein seine Steifigkeit maßgebend.

9.3.1 Damm mit steifem Kern

Als Damm mit steifem Kern kann im allgemeinen ein Steinschüttdamm mit einem Kern aus bindigem Boden gelten. In diesem wird die Verformung im Damminneren mehr von der Setzung der Stützkörper und von der Kernbreite als von der Steifigkeit des Kerns selbst beeinflußt. Schmale Kerne sind durch die Setzung und durch den nachfolgenden Wasserdruck gefährdet. Wenn sich die Setzung der Steinschüttung auf den Kern auswirken kann, besteht örtlich die Gefahr des Scherbruches. In ungünstigen Fällen kann der Kern vertikal reißen, wenn sich als Folge von großen Setzungsunterschieden Stützgewölbe mit Spannungsumlagerungen bilden. Eine ausreichende Sicherheit gegen Risse ist nur gewährleistet, wenn die Setzung

der Steinschüttung sich nicht nachteilig auf den Kern auswirkt. Dies ist nur bei einem breiten Kern der Fall oder bei einem schmalen Kern, der in einer breiten Innenzone aus gut abgestuftem, kleinstückigem Material eingebettet ist, wobei Innenzone und Kern etwa dieselben Festigkeits- und Verformungseigenschaften besitzen sollten. Wie an den Beispielen gezeigt werden konnte, vermindert der breite Kern die Gesamtverformung und die Setzungsunterschiede. In deren Folge kommt es weniger zu Gewölbebildungen und Spannungsumlagerungen. Die Kernzone wird weniger auf Schub beansprucht. Der Kern sollte in der Aufstandsfläche nicht schmaler sein als die Dammhöhe. Während sich der schmale Kern mehr setzt als die angrenzenden Stützkörper, sind im breiten Kern kleinere Setzungen als in den Stützkörpern zu erwarten.

9.3.2 Damm mit weichem Kern

Als Damm mit weichem Kern ist eine gut verdichtete Kiesschüttung mit einem Kern aus bindigem Boden zu verstehen. In einem solchen Damm prägt das Stützkörpermaterial nahezu allein das Setzungsverhalten des ganzen Dammes. Der Kies setzt sich nur wenig. Darüberhinaus behindert er die Setzung und Querverformung des Kerns. Trotz kleiner Setzungsunterschiede treten große Spannungsunterschiede auf, durch die die Kernzone entlastet wird. Die Entlastung der Kernzone nimmt mit abnehmender Kernbreite zu, weshalb schmale Kerne beim Aufstau durch den Wasserdruck mehr gefährdet sind als breite Kerne. Um die Gefahr der hydraulischen Rißbildung zu mindern, sollte die Kernbreite in der Aufstandsfläche mindestens der 0,6-fachen Dammhöhe entsprechen. In Dämmen, deren Stützkörper weniger steif sind als die hier untersuchte Kiesschüttung, wird eine kleinere Basisbreite von etwa der halben Dammhöhe ausreichen.

Die Untersuchungen bestätigen die Erfahrung, wonach die Rißbildung im Damm verhindert werden kann, wenn die Verformungseigenschaften der benachbarten Dammmatten aufeinander abgestimmt werden, und damit ein stufenweiser Übergang von der Innenzone in die Randzonen des Dammes

erreicht wird. Diese Regel gilt sowohl für den Damm mit steifem Kern als auch für den Damm mit weichem Kern.

Im Abschnitt 8.3 (siehe auch Tabelle 4) wurde eine Unterteilung in schmale und breite Kerne übernommen, die nur von den Abmessungen des Dammquerschnittes ausgeht. Sofern mit einer solchen Einteilung gleichzeitig das Verhalten eines Dammes und mögliche Gefahren für ihn beurteilt werden sollen, sollten zusätzlich die Verformungseigenschaften der Schüttstoffe berücksichtigt werden. Dämme mit breitem Kern werden als ausreichend sicher angesehen. Die Bezeichnung "breiter Kern" sollte nur dann verwendet werden, wenn die auf die Dammhöhe bezogene Basisbreite des Kerns im Steinschüttdamm größer als 1 ($B/H > 1$) und im Kiesdamm größer als 0,5 ($B/H > 0,5$) ist.

10. Zusammenfassung

Mit zunehmender Höhe der Staudämme gewinnen neben der Standsicherheit auch die während der Schüttung und beim Aufstau auftretenden Verformungen an Bedeutung. Es liegen eine Reihe von Messungen vor, die über das Ausmaß dieser Verformungen Auskunft geben. Die gemessenen Verformungen und Spannungen können unsere Vorstellungen zwar erklären, aus den Messungen lassen sich jedoch keine Empfehlungen für den Dammaufbau im Hinblick auf die Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien ableiten. Hierzu sind quantitative Aussagen über den Spannungs- und Verschiebungszustand während der Schüttung und nach Bauende erforderlich.

Die vorliegende Arbeit versucht, zum Verständnis des Verformungsverhaltens hoher Dämme beizutragen. Am Beispiel eines 150 m hohen, symmetrisch aufgebauten Dammes auf unnachgiebigem Untergrund werden mit Hilfe der Finite-Element-Methode (FEM) der Einfluß der Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien und der Kernbreite auf die Spannungen und Verformungen im Damm untersucht. Bei gleichbleibenden Verformungseigenschaften des Kernmaterials werden die Verformungseigenschaften des Stützkörpermaterials variiert und so aufeinander abgestimmt, daß sowohl der "Damm mit steifem Kern" (Kern zwischen Steinschüttung) als auch der "Damm mit weichem Kern" (Kern zwischen Kiesschüttung) untersucht werden konnte. Die Untersuchungen setzen im Dammquerschnitt den ebenen Formänderungszustand voraus; sie beschränken sich auf den Bauzustand, wobei die Gewichtszunahme während der Dammschüttung und die nichtlinearen Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Schüttstoffe berücksichtigt wurden. Diese wurden aus Dreiaxialversuchen mit konstantem Seitendruck nach einem Ansatz von DUNCAN und CHANG gewonnen. Die Querdehnung wurde in jeder Dammzone als konstant angenommen.

Am unterschiedlichen Verhalten des "Dammes mit steifem Kern" und des "Dammes mit weichem Kern" - beide mit demselben Kernmaterial - konnte der maßgebliche Einfluß der Verformungseigenschaften des Stützkörperma-

materials auf die Verformung und Spannungsverteilung im Damm und auf die Beanspruchung der Schüttmaterialien gezeigt werden. Die Steinschüttung setzt sich erheblich mehr als die Kiesschüttung. Die ungleiche Steifigkeit von Kern und Stützkörper wirkt sich besonders stark auf die Verformung im Damminneren aus. Die Vertikalspannungen werden stets von der weichen in die steife Zone verlagert, weshalb der steife Kern mehr auf Schub beansprucht wird als der weiche Kern und seine hohe Beanspruchung örtlich zum Bruch führen kann. Zwischen der Kiesschüttung verhält sich deshalb derselbe Kern insgesamt steifer als zwischen der Steinschüttung.

Desweiteren wurde der Einfluß der Kernbreite auf die Spannungsverteilung und Verformung des Dammes untersucht. Ausgangslage für die Betrachtung des "Dammes mit steifem Kern" war der homogene Steinschüttdamm als Sonderfall mit der Kernbreite Null. In ihm bildet sich infolge größerer Setzungen in der Dammitte ein Stützgewölbe, das den Setzungsherd überspannt. Die Spannweite des Gewölbes nimmt mit der Größe des Setzungsunterschiedes zu. Unter dem vom Gewölbe abgeschirmten Bereich nehmen die Spannungen ab. Das Gewölbe beeinflusst weniger die Vertikalspannungen als die Horizontal- und Schubspannungen. Durch die Spannungsumlagerung wird die Innenzone des homogenen Dammes verstärkt auf Schub beansprucht.

Der Damm mit schmalem Kern unterscheidet sich in seinem Verformungsverhalten nur wenig vom homogenen Damm. Der schmale Kern zwischen der Steinschüttung ist durch Setzungen gefährdet. Die Steifigkeit des Kerns bleibt erst ab einer gewissen Kernbreite erhalten, wenn sich die Setzung der Stützkörper nicht mehr auf die Dammitte auswirkt. Die Verformung im Damminneren wird von den Verformungseigenschaften des Stützkörpermaterials und von der Kernbreite mehr beeinflusst als von der Steifigkeit des Kerns. Allgemein gilt für den "Damm mit steifem Kern", daß mit zunehmender Kernbreite die Setzungen kleiner und damit die Voraussetzungen für Gewölbebildung und Spannungsumlagerungen geringer werden. Der Kern wird mit zunehmender Kernbreite weniger auf Schub beansprucht, und damit wird die Scherfestigkeit des Kernmaterials weniger ausgenutzt.

Im "Damm mit weichem Kern" setzen sich die Stützkörper weniger als der Kern. Infolge der kleinen Setzungen kann im Damm kein Stützgewölbe entstehen. Trotz kleiner Setzungsunterschiede treten große Spannungsunterschiede auf. Die Spannungen werden nur durch die unterschiedliche Steifigkeit von Kern und Stützkörper umgelagert. Der schmale Kern ist durch die Spannungsumlagerung gefährdet. Die Vertikalspannungen werden reduziert. Der Kern kann horizontal reißen. Mit zunehmender Kernbreite nehmen die Setzungen und Horizontalspannungen zu, gleichzeitig nimmt die Umlagerung der Vertikalspannungen und damit die Gefahr von Rißbildungen ab.

An den Spannungen im Bauzustand wurde für den Steinschüttdamm und für den Kiesdamm die Gefahr der hydraulischen Rißbildung beim Aufstau abgeschätzt. Unter der Wirkung des Wasserdruckes können im Kern sowohl vertikale als auch horizontale Risse entstehen. Schmale Kerne sind durch den Wasserdruck mehr gefährdet als breite Kerne.

Abschließend werden Empfehlungen für den Aufbau hoher Dämme im Hinblick auf die Verformungseigenschaften der Schüttmaterialien gegeben.

In diesem Zusammenhang soll nicht unerwähnt bleiben, daß mit der gewählten Struktur für das Elementnetz die hier untersuchten Wechselwirkungen zwischen Kern und Stützkörper in geringem Maße beeinflusst werden können. Das grundsätzliche Verhalten des Dammes bleibt hiervon unberührt.

Literaturverzeichnis

AMANN, P. (1975)

"Über den Einfluß des Verformungsverhaltens des Frankfurter Tons auf die Tiefenwirkung eines Hochhauses und die Form der Setzungsmulde"
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 15, 1975

DE ARELLANO, L. R. (1965)

Diskussionsbeitrag zu:

"Earth and Rock Dams, Slopes and Open Excavations"
Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 1965, Vol. III, pp. 579 - 581

ASFANDIYAR, A. (1968)

"Vergleichende Betrachtung der Messungen an fünf Steinschüttdämmen"
Studienarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, 1968

BAUMANN, P. (1960)

"Rockfill Dams: Cogswell and San Gabriel Dams"
Transactions, ASCE, Vol. 125, part II, 1960, Paper No. 3064, pp. 29 - 57

BENDEL, H. (1962)

"Die Berechnung von Spannungen und Verschiebungen in Erddämmen"
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau ETH Zürich, Nr. 55

BJERRUM, L. (1967)

Diskussionsbeitrag zur Frage 34
Transactions, 10th International Congress on Large Dams, Istamboul, 1967, Vol. 6, pp. 456 - 457

BRETH, H. (1966)

"Erd- und Steinschüttdämme"
VDI-Zeitschrift, Bd. 108 (1966), Nr. 25, S. 1246 - 1250

BRETH, H. ; SCHUSTER, E. (1971)

"Das Verformungsverhalten von Sand unter anisotroper Belastung"
Forschungsbericht Br 200/11 der Deutschen Forschungsgemeinschaft

BRETH, H. (1972)

"Der derzeitige Stand des Staudammbaues"
Die Wasserwirtschaft 62 (1972), Heft 1/2, S. 1 - 14

BRETH, H. ; HARDT, G. (1976)

"Verformung eines 150 m hohen homogenen Steinschüttdammes"
(Veröffentlichung in Vorbereitung)

CARY, A. S. (1960)

"Rockfill Dams: Mud Mountain Dam"
Transactions, ASCE, Vol. 125, part II, 1960, Paper No. 3067, pp. 183 - 189

CASAGRANDE, A. (1965)

"Hohe Staudämme"
Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Wien, Heft 6, 1965

CLOUGH, R. W. ; WOODWARD, R. J. , III (1967)

"Analysis of Embankment Stresses and Deformations"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5329, July, 1967, pp. 529 - 549

Progress Report of the

COMMITTEE ON EARTH AND ROCKFILL DAMS (1967)

"Problems in Design and Construction of Earth and Rockfill Dams"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 93, No. SM3, Proc. Paper 5237, May, 1967, pp. 129 - 136

COVARRUBIAS, S. W. (1969)

"Cracking of Earth and Rockfill Dams"
A Theoretical Investigation by Means of the Finite Element Method
Harvard Soil Mechanics Series No. 82

CZAPLA, H. (1974)

"Beschreibung der Zeichenprogramme PLOST, PLOVV und PLOT0"
Unveröffentlichtes Manuskript, Lehrstuhl für Bodenmechanik und
Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt

DESAI, C. S. (1971)

"Nonlinear Analyses Using Spline Functions"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 97, No. SM10, Proc. Paper 8462, Oct. ,1971, pp. 1461-1480

DESAI, C. S. ; ABEL, J. F. (1972)

"Introduction to the Finite Element Method"
Van Reinhold Company, Nostrand, 1972

DUDA, M. (1975)

"Eine vergleichende Untersuchung der Wirtschaftlichkeit ebener finiter
Elemente"
Dissertation im Fachbereich Maschinenbau, Technische Hochschule
Darmstadt, 1975

DUNCAN, J. M. ; CHANG, C. Y. (1970)

"Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 96, No. SM5, Proc. Paper 7513, Sept. ,1970, pp. 1625-1653

DUNCAN, J. M. (1972)

"Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Dams,
Excavations and Slopes"
State-of-the-Art Report, Proceedings of the Symposium on
Applications of the Finite Element Method in Geotechnical
Engineering, Vicksburg , Mississippi, May 1-4, 1972, Vol. I, pp. 267-326

ERTEL, W. ; BRETH, H. (1976)

"Die dammbautechnischen Eigenschaften gemischt-körniger
Kernmaterialien"
(Veröffentlichung in Vorbereitung)

GOODMAN, L.E. ; BROWN, C.B. (1963)

"Dead Load Stresses and the Instability of Slopes"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 89, No. SM3, Proc. Paper 3514, May, 1963, pp. 103 - 134

GORDON, J.L. ; DUGUID, D.R. (1970)

"Experiences with Cracking at Duncan Dam"
Transactions, 10th International Conference on Large Dams,
Montreal, 1970, Q. 36, R. 29, Vol. I, pp. 469 - 485

INSLEY, A.E. ; HILLIS, S.F. (1965)

"Triaxial Shear Characteristics of a Compacted Glacial Till under
Unusually High Confining Pressures"
Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering, Montreal, 1965, Vol. I, pp. 244 - 248

JANBU, N. (1963)

"Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests"
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,
Wiesbaden, Germany, 1963, Vol. I, pp. 19 - 25

KENNARD, M.F. ; PENMAN, A.D.M. ; VAUGHAN, P.R. (1967)

"Stress and Strain Measurements in the Clay Core at Balderhead Dam"
Transactions, 9th International Congress on Large Dams, Istamboul,
1967, Q. 34, R. 9, Vol. III, pp. 129 - 151

KÉZDI, A. (1969)

"Handbuch der Bodenmechanik", Bd. 1, VEB, Verlag für Bauwesen,
Berlin 1969, S.221

KINZE, M. (1969)

"Verformungen und Spannungen eines Steinschüttdammes in der Bau-
und Betriebsphase"
Wiss. Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen
Weimar, 16. Jahrgang (1969), Heft 4, S. 391 - 396

KINZE, M. (1969)

"Setzungsverhalten von durchfeuchtetem Steinschüttmaterial"
Bauplanung-Bautechnik, 23. Jahrgang (1969), Heft 6, S. 283 - 286

KINZE, M. (1969)

"Verformungen und Spannungen im Querschnitt eines Steindammes mit Oberflächendichtung"
Bauplanung-Bautechnik, 23. Jahrgang (1969), Heft 3, S. 137-140

KJAERNSLI, B. ; TORBLAA, I. (1968)

"Leakage through Horizontal Cracks in the Core of Hyttejuvet Dam"
Norwegian Geotechnical Institute , Publication Nr. 80, Oslo , 1968, pp. 39-47

KONDNER, R. L. (1963)

"Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1, Proc. Paper 3429, Febr. ,1963, pp. 115-143

KONDNER, R. L. ; ZELASKO, J. S. (1963)

"A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands"
Proceedings, 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, 1963, Vol. I, pp. 289-324

KULHAWY, F. H. ; DUNCAN, J. M. (1970)

"Nonlinear Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Oroville Dam"
Report No. TE-70-2 to State of California Department of Water Resources, University of California, Berkeley

KULHAWY, F. H. ; DUNCAN, J. M. (1972)

"Stresses and Movements in Oroville Dam"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, Proc. Paper 9016, July, 1972, pp. 653-665

KULHAWY, F. H. ; DUNCAN, J. M. ; SEED, H. B. (1969)

"Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments During Construction"
Report No. TE-69-4 to U. S. Army Engineers, Waterways Experiment Station, University of California, Berkeley

LAING, J. M. (1971)

"A Finite Element Method for Investigating Cracking in Embankment Dams"

Ph. D. thesis, presented to the University of London in 1971 (Inhaltsangabe des Verfassers)

LEFEBVRE, G. ; DUNCAN, J. M. (1971)

"Three-Dimensional Finite Element Analyses of Dams"

Report No. TE-71-5 to U. S. Army Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, May, 1971, University of California, Berkeley

LEFEBVRE, G. ; DUNCAN, J. M. ; WILSON, E. L. (1973)

"Three-Dimensional Finite Element Analyses of Dams"

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM7, Proc. Paper 9857, July, 1973, pp. 495 - 507

LINELL, K. A. ; SHEA, H. F. (1960)

"Strength and Deformation Characteristics of Various Glacial Till in New England"

Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado, 1960, pp. 275 - 314

LÖFQUIST, B. (1951)

"Earth Pressure in a Thin Impervious Core"

Transactions, 4th International Congress on Large Dams, New Delhi, 1951, Q. 13, R. 13, Vol. I, pp. 99-109

LORENZ, W. (1973)

"The Sealing Element of the Dam of Mauthaus Drinking Water Reservoir"

Transactions, 11th International Congress on Large Dams, Madrid, 1973, Q. 42, R. 6, pp. 81-99

MAKSIMOVIC, M. (1973)

"Optimum Position of the Central Clay Core of a Rockfill Dam in Respect to Arching and Hydraulic Fracture"

Transactions, 11th International Congress on Large Dams, Madrid, 1973, Q. 42, R. 44, pp. 789-800

MARACHI, N. D. (1969)

"Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials"

Dissertation presented to the University of California at Berkeley in 1969

MARACHI, N.D. ; CHAN, C.K. ; SEED, H.B. (1972)

"Evaluation of Properties of Rockfill Materials"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 98, No. SM1, Proc. Paper 8672, Jan., 1972, pp. 95-114

MARSAL, R.J. (1967)

"Large Scale Testing of Rockfill Materials"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 93, No. SM2, Proc. Paper 5128, March, 1967, pp. 27-43

MARSAL, R.J. ; DE ARELLANO, L.R. (1967)

"Performance of El Infiernillo Dam, 1963 - 1966"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5318, July, 1967, pp. 265-298

NONVEILLER, E. ; ANAGNOSTI, P. (1961)

"Stresses and Deformations in Cores of Rockfill Dams"
Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering, Paris, 1961, Vol. II, pp. 673-680

NONVEILLER, E. (1965)

Diskussionsbeitrag zu:
"Earth and Rock Dams, Slopes and Open Excavations"
Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering, Montreal, 1965, Vol. III, pp. 545-546

PATRICK, J.G. (1967)

"Post-Construction Behavior of Round Butte Dam"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5317, July, 1967, pp. 251-263

PENMAN, A.D.M. ; BURLAND, J.B. ; CHARLES, J.A. (1971)

"Observed and Predicted Deformations in a Large Embankment Dam
During Construction"
Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 49, 1971,
pp. 1-21

PENMAN, A. D. M. ; CHARLES, J. A. (1973)

"Constructional Deformations in Rockfill Dam"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 99, No. SM2, Proc. Paper 9560, Febr., 1973, pp. 139-163

POPE, R. J. (1967)

"Evaluation of Cougar Dam Embankment Performance"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5316, July, 1967, pp. 231-250

REINIUS, E. (1973)

"Some Stability Properties of a Dam Having an Inclined Core"
Transactions, 11th International Congress on Large Dams, Madrid,
1973, Q. 42, R. 2, pp. 17-24

RIPPER, P. (1974)

Studienarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau der
Technischen Hochschule Darmstadt, 1974

SCHOBER, W. (1967)

"Behavior of the Gepatsch Rockfill Dam"
Transactions, 9th International Congress on Large Dams, Istamboul,
1967, Q. 34, R. 39, pp. 677 - 699 und Diskussionsbeitrag zur Frage 34,
Vol. VI, p. 422

SCHOBER, W. (1970)

"The Interior Stress Distribution of the Gepatsch Rockfill Dam"
Transactions, 10th International Congress on Large Dams, Montreal,
1970, Q. 36, R. 10, pp. 169-187

SQUIER, L. R. (1970)

"Load Transfer in Earth and Rockfill Dams"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 96, No. SM1, Proc. Paper 7004, Jan., 1970, pp. 213-233

STEELE, I. C. ; COOKE, J. B. (1960)

"Rockfill Dams: Salt Springs and Lower Bear River Concrete Face Dams"
Transactions, ASCE, Vol. 125, part II, 1960, Paper No. 3065, pp. 74-159

STROH, D. (1974)

"Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode"
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der
Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 13, 1974

TERZAGHI, K. v. (1960)

Diskussionsbeitrag zu:

"Rockfill Dams: Salt Springs and Lower Bear River Concrete Face Dams"
Transactions, ASCE, Vol. 125, part II, 1960, p.146

TÖLKE, F. (1938)

"Talsperren, Staudämme und Staumauern"
Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 9. Band, 1938 (Hrsg. A. Ludin)

TROLLOPE, D. H. (1957)

"The Systematic Arching Theory Applied to the Stability Analysis of
Embankments"

Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering, London, 1957, Vol. II, pp. 382-388

VAUGHAN, P. R. ; KLUTH, D. J. ; LEONARD, M. W.,
PRADOURA, H. H. M. (1970)

"Cracking and Erosion of the Rolled Clay Core of Balderhead Dam and
the Remedial Works Adopted for its Repair. "

Transactions, 10th International Congress on Large Dams, Montreal,
1970, Q. 36, R. 5, pp. 73-93

WESTERBERG, G. ; PIRA, G. ; HAGRUP, J. (1951)

"Description of Some Swedish Earth and Rockfill Dams with Concrete Core
Walls and Measurements of the Movements and Pressure in the Filling
Material and the Core Walls. "

Transactions, 4th International Congress on Large Dams, New Delhi,
1951, Q. 13, R. 11, Vol. I, pp. 67-97

WILSON, S. D. ; MARANO, D. (1968)

"Performance of Muddy Run Embankment"

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 94, No. SM4, Proc. Paper 6026, July, 1968, pp. 859-881

WILSON, S.D. ; SQUIER, L.R. (1969)

"Earth and Rockfill Dams"

State-of-the-Art Report, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969, pp. 137-205

ZIENKIEWICZ, O.C. ; HOLISTER, G.S. (1965)

"Stress Analysis"

Recent Developments in Numerical and Experimental Methods, John Wiley and Sons Ltd., London, 1965

ZIENKIEWICZ, O.C. ; CHEUNG, Y.K. (1967)

"The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics"

Mc Graw-Hill, London, 1967

ZIENKIEWICZ, O.C. (1971)

"The Finite Element Method in Engineering Science"

Mc Graw-Hill, London, 1971

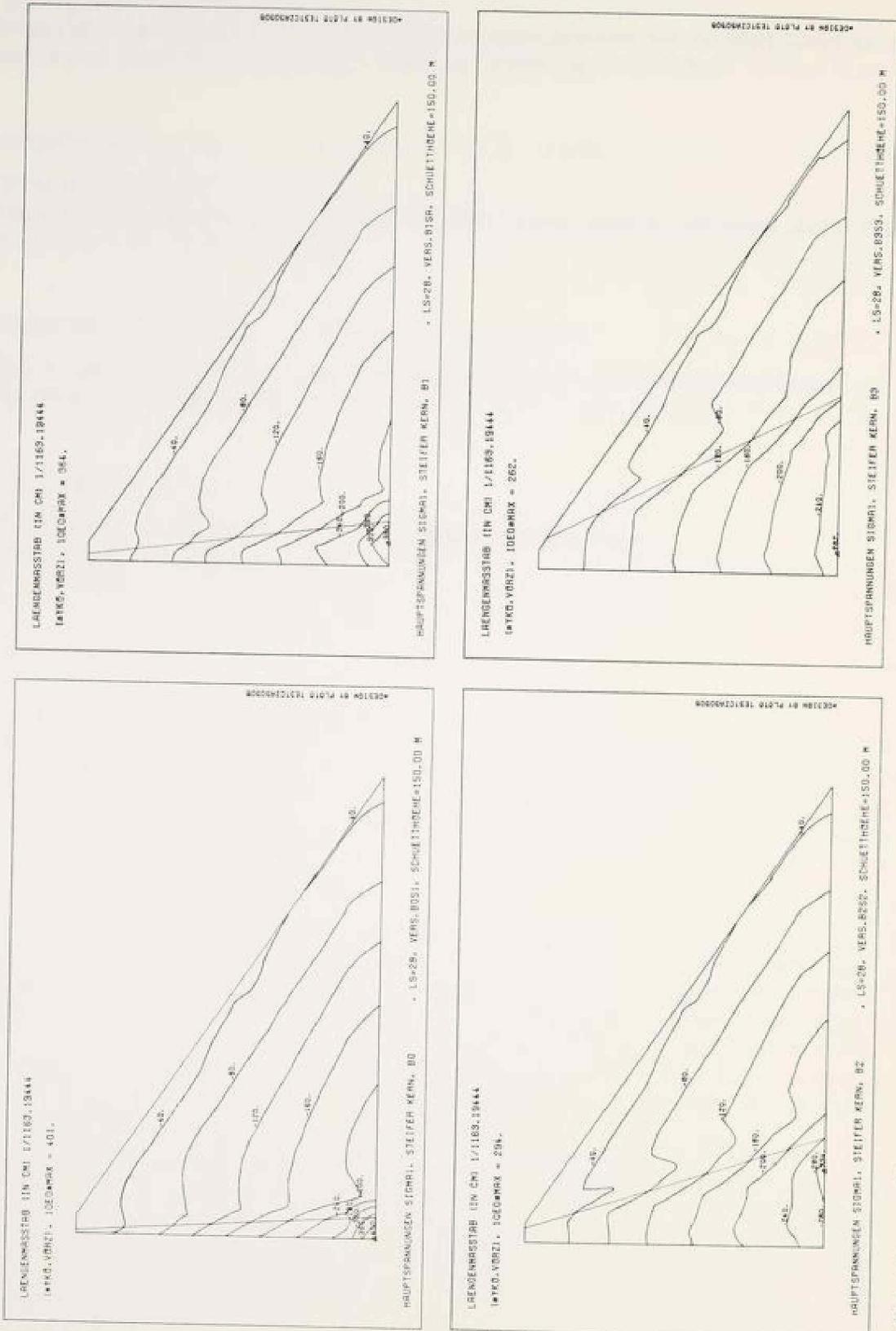


Bild A1: steifer Kern, Hauptspannungen σ_1 in Mp/m^2

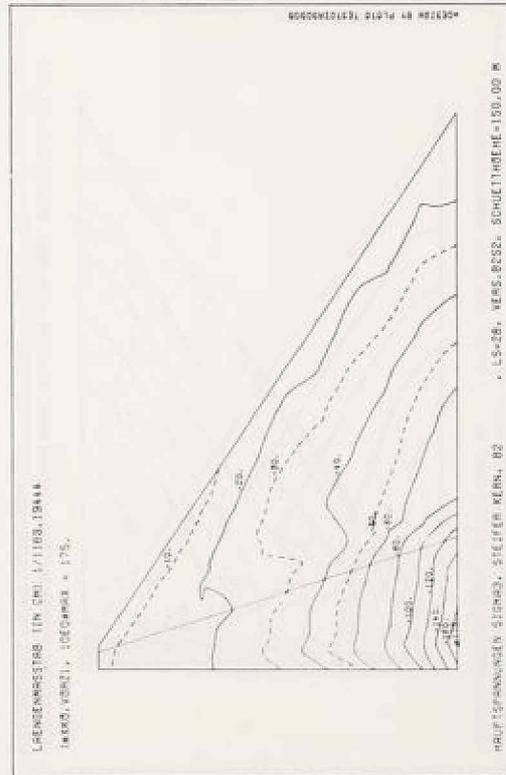
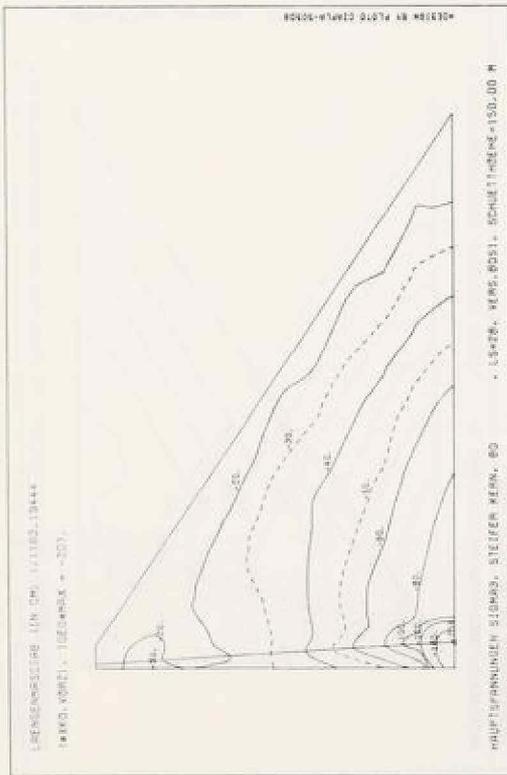
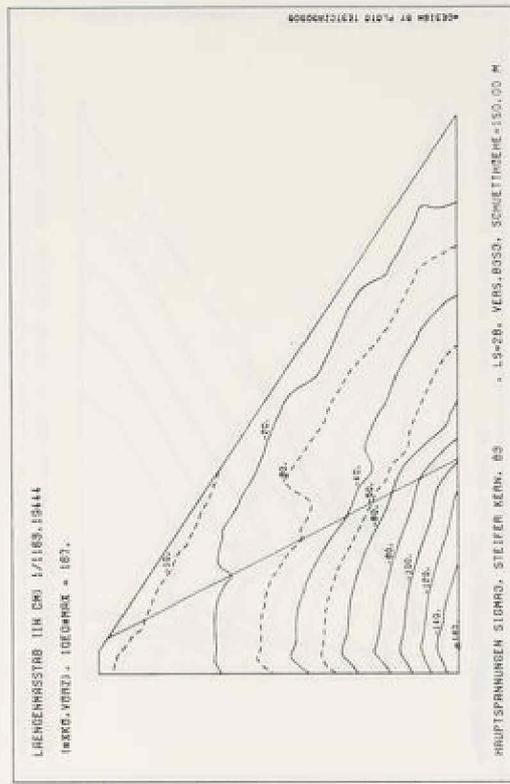
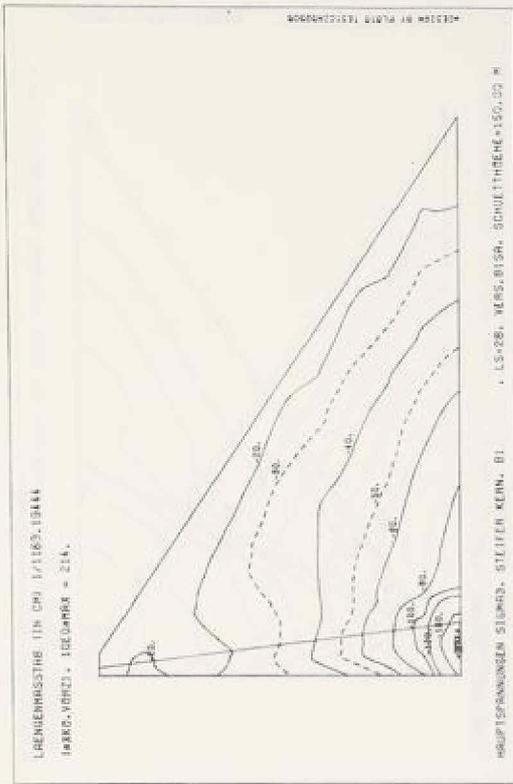


Bild A 2: steifer Kern, Hauptspannungen σ_3 in Mp/m^2

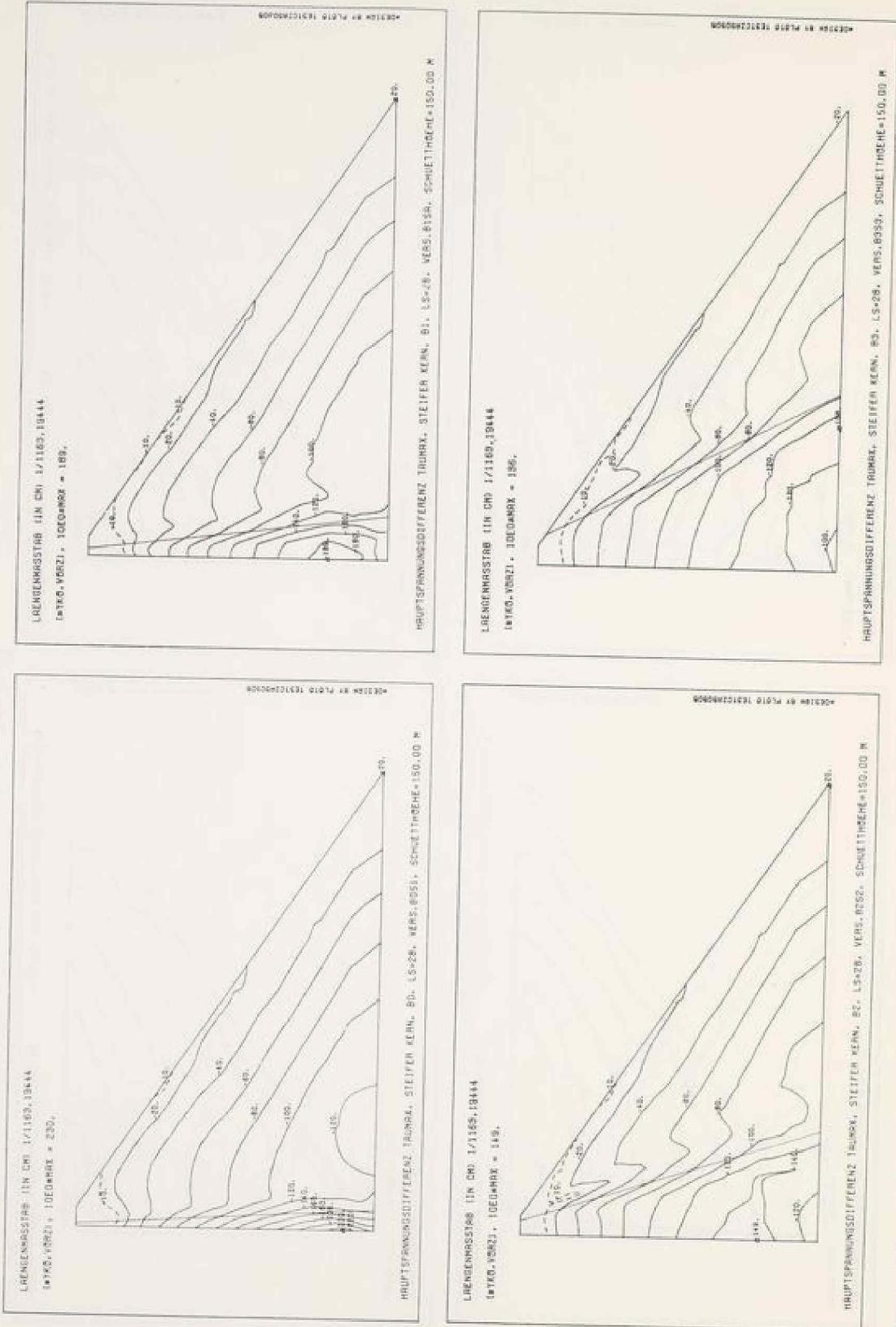


Bild A3: steifer Kern, Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ in Mp/m^2

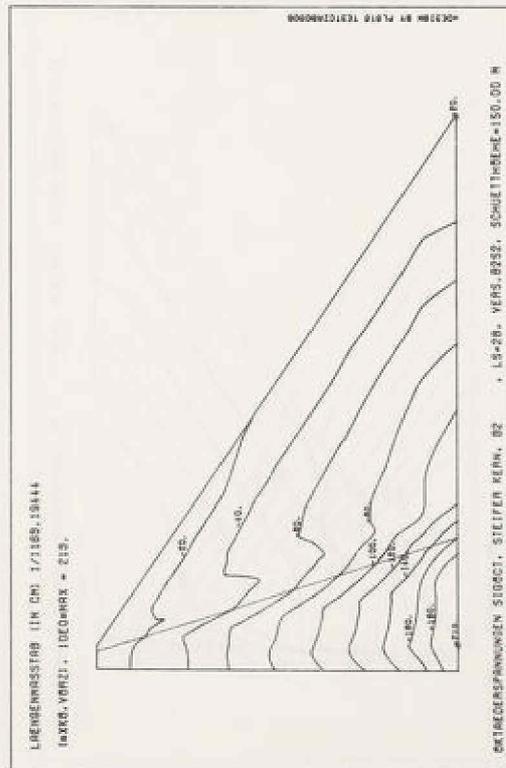
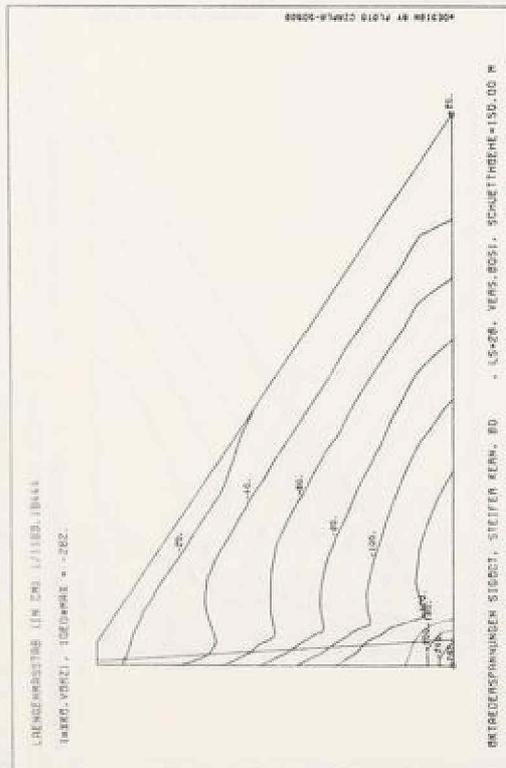
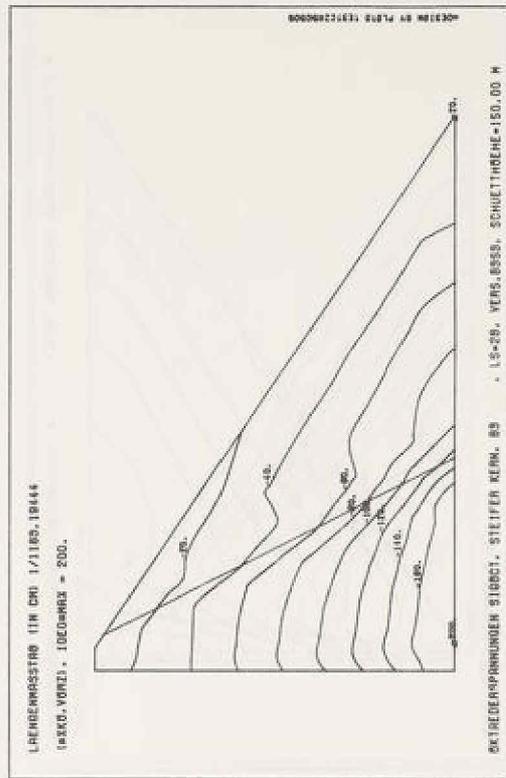
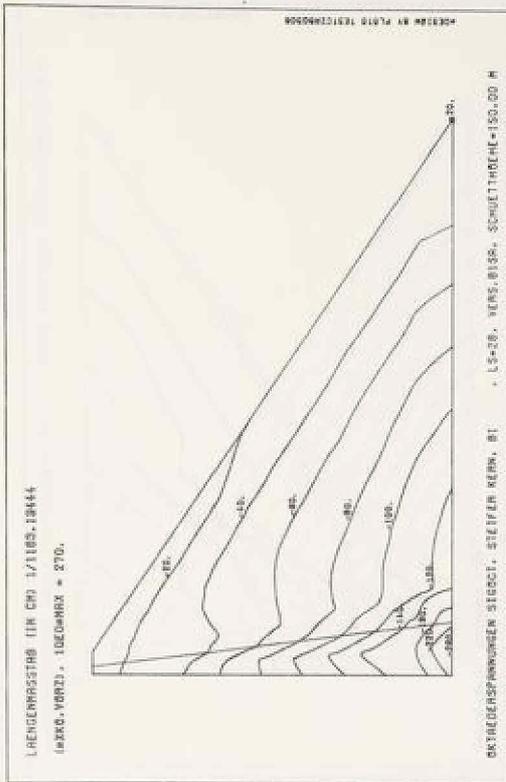


Bild A4: steifer Kern, Oktaederspannungen σ_{oct} in Mp/m^2

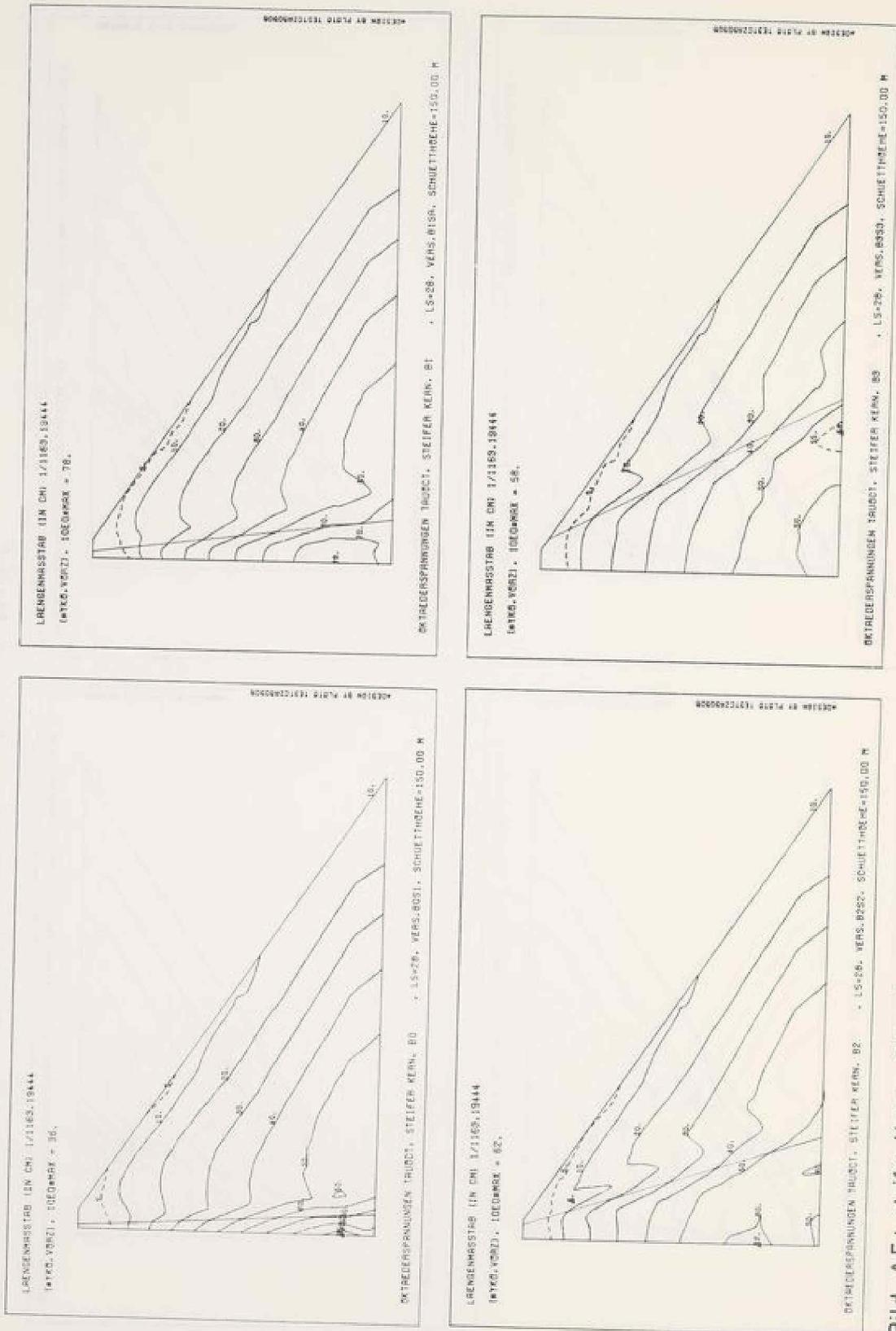


Bild A 5 : steifer Kern , Oktaederspannungen τ_{oct} in Mp/m^2

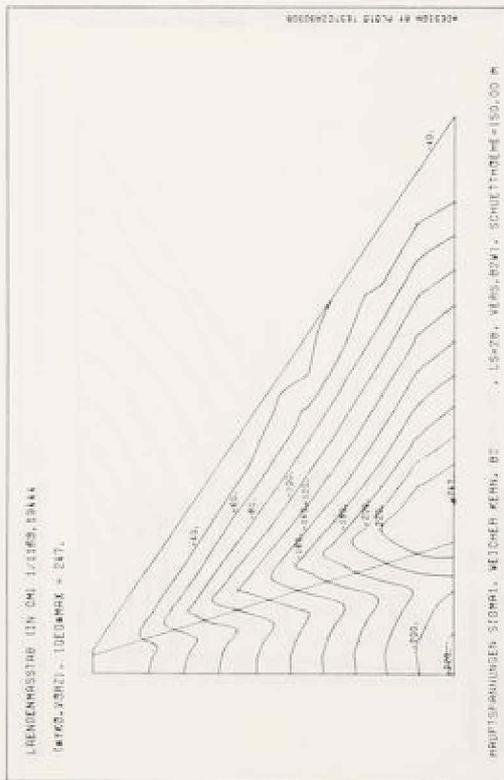
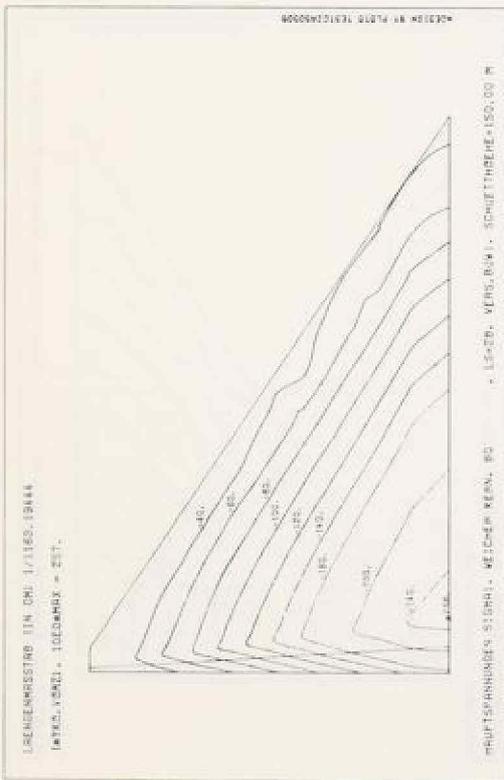
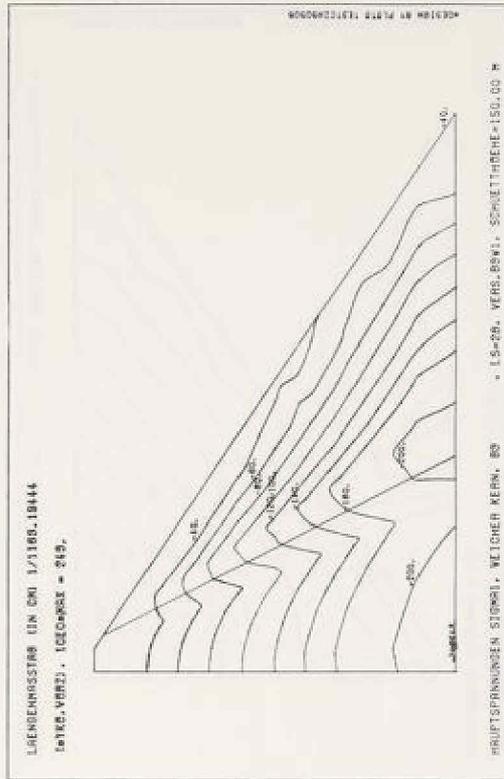
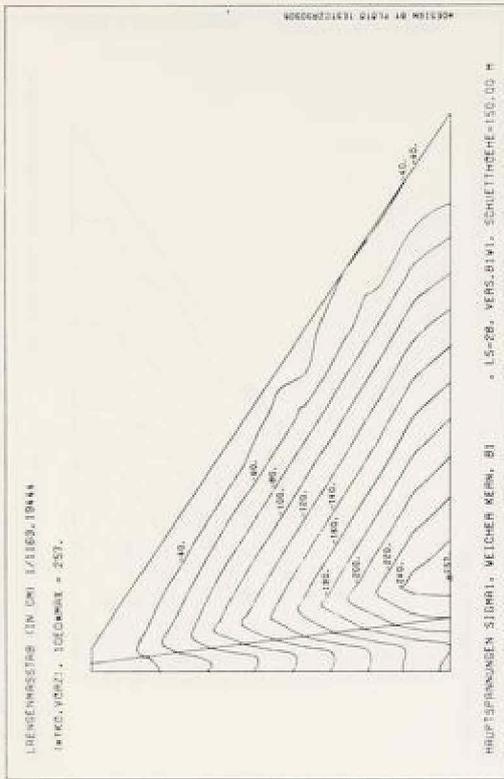


Bild A 6; weicher Kern, Hauptspannungen σ_1 in Mp/m^2

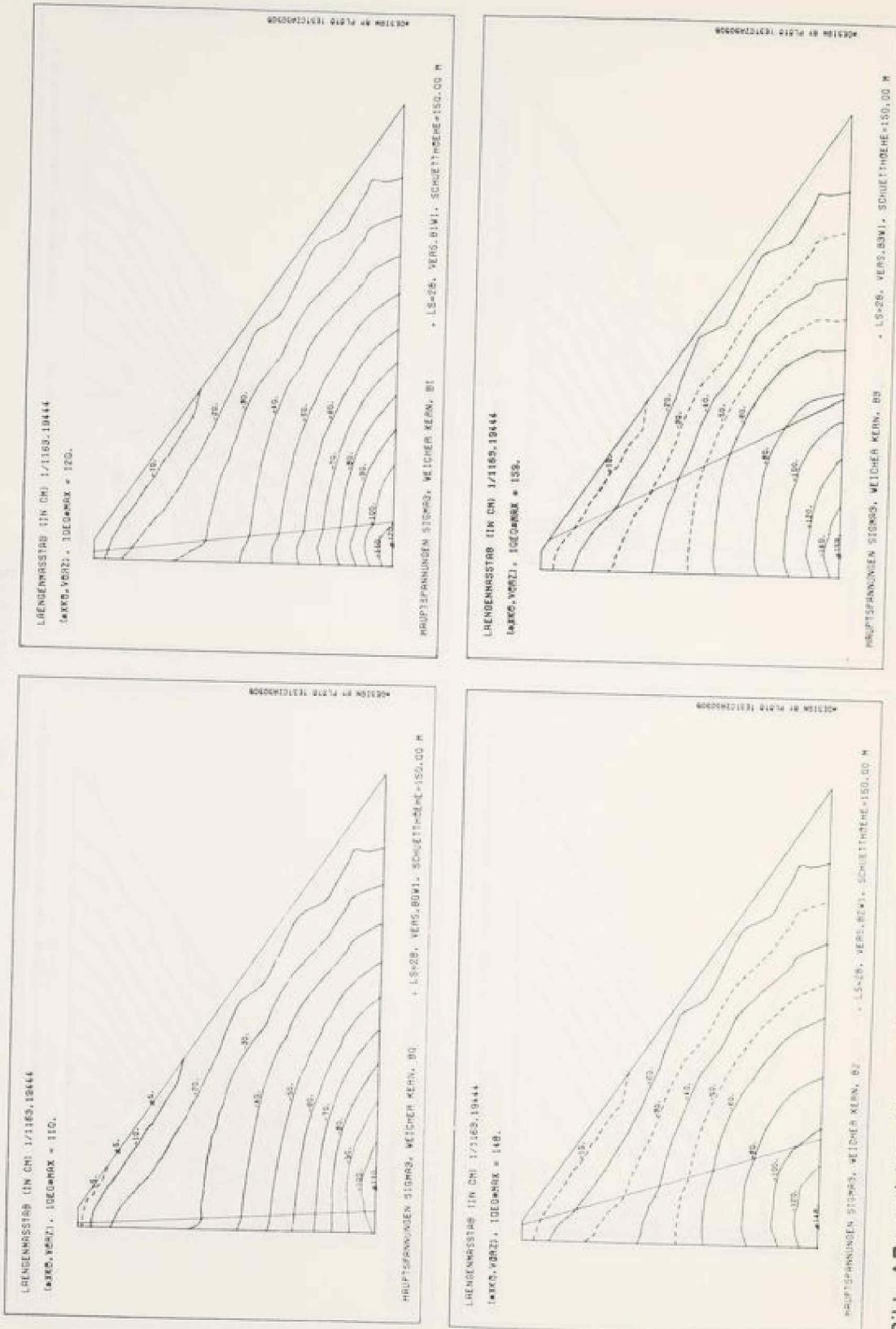


Bild A7: weicher Kern, Hauptspannungen σ_3 in Mp/m^2

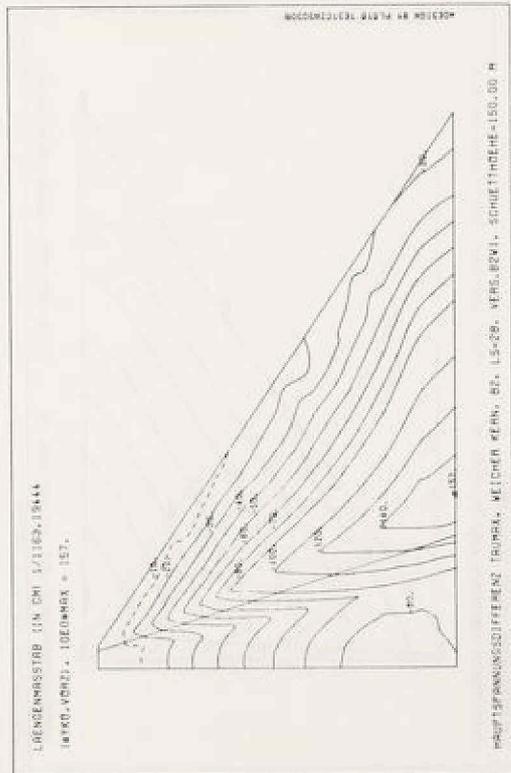
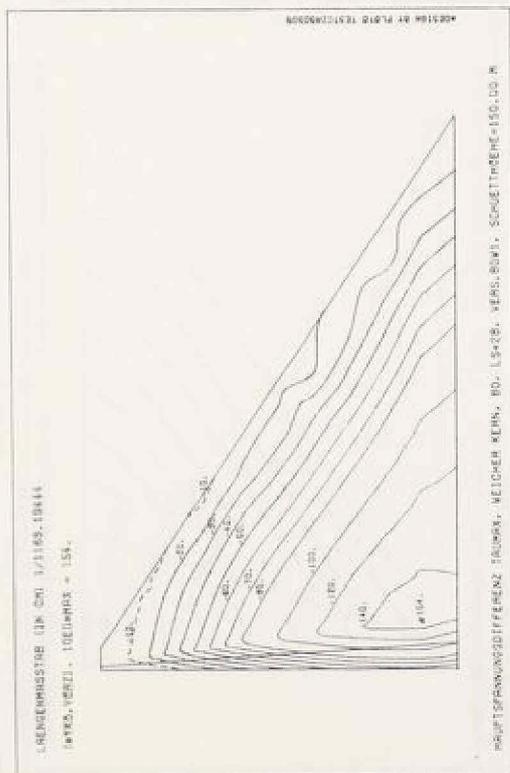
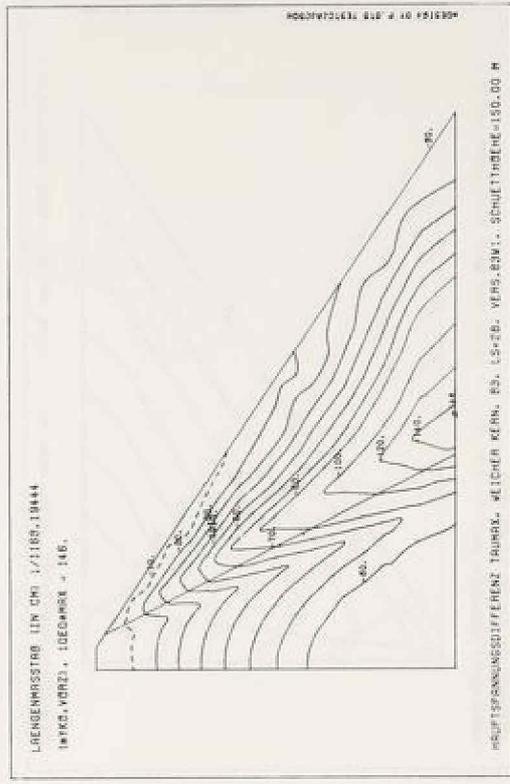
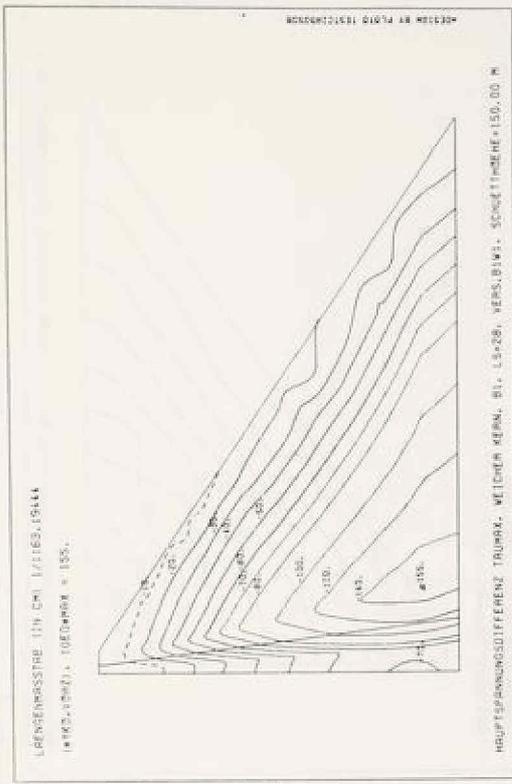


Bild A8: weicher Kern, Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ in Mp/m^2

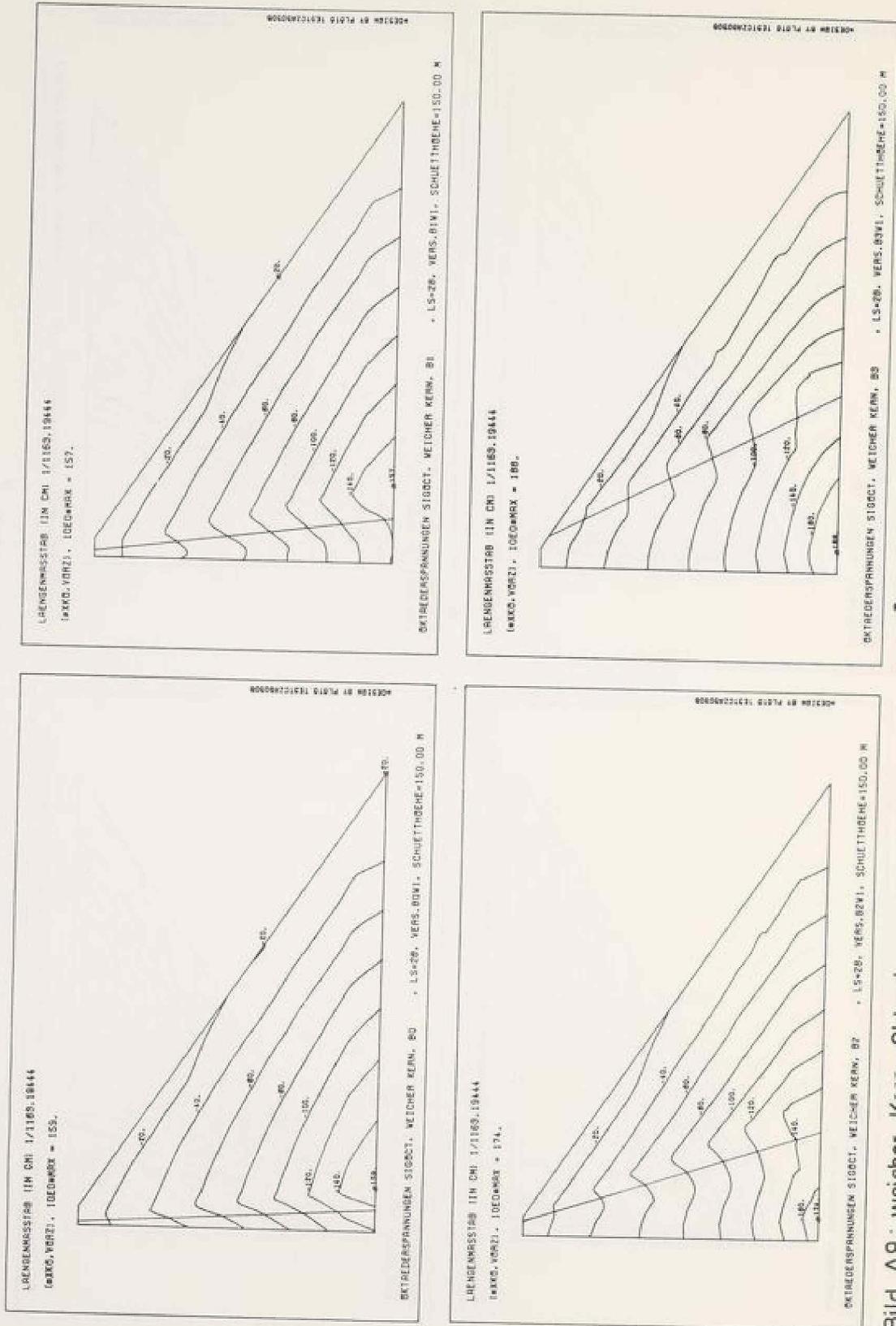


Bild A9: weicher Kern, Oktaederspannungen σ_{oct} in Mp/m^2

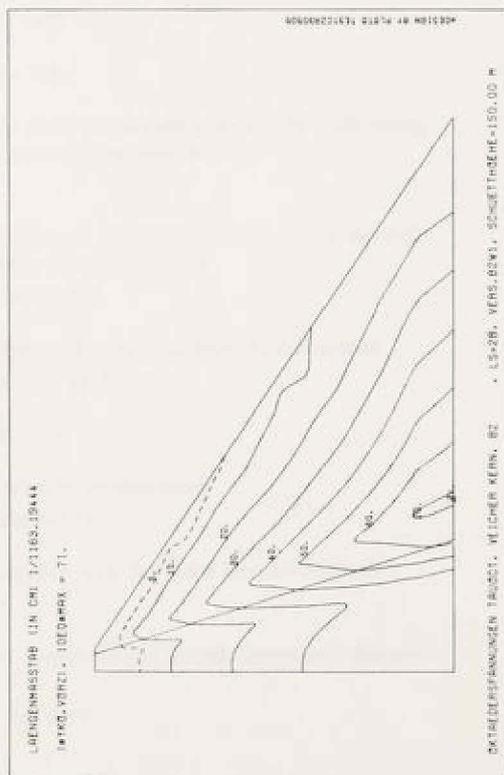
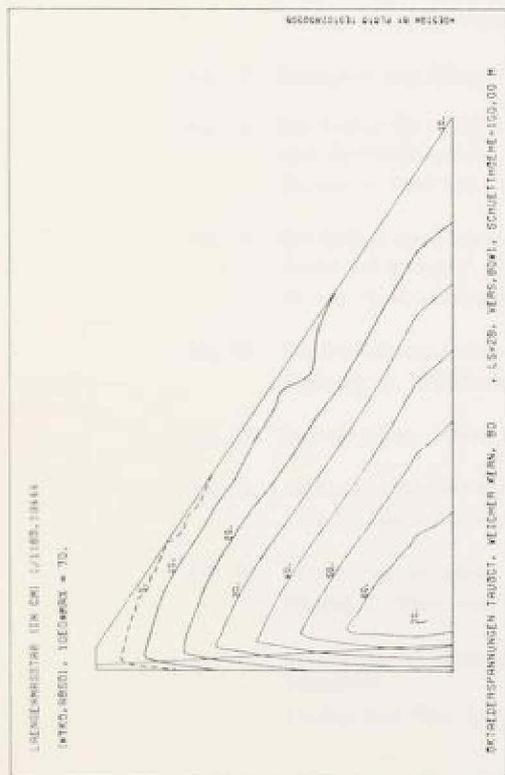
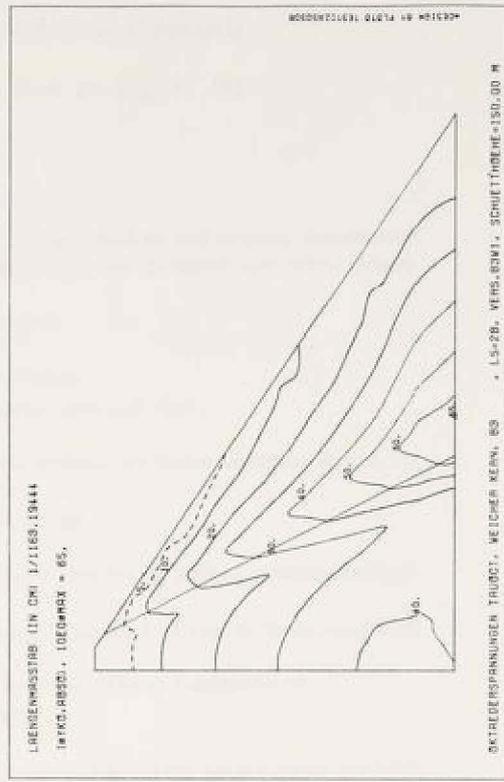
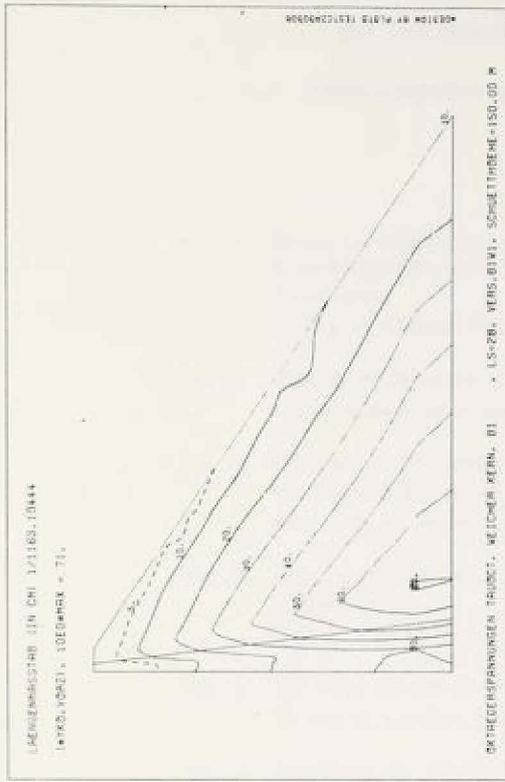


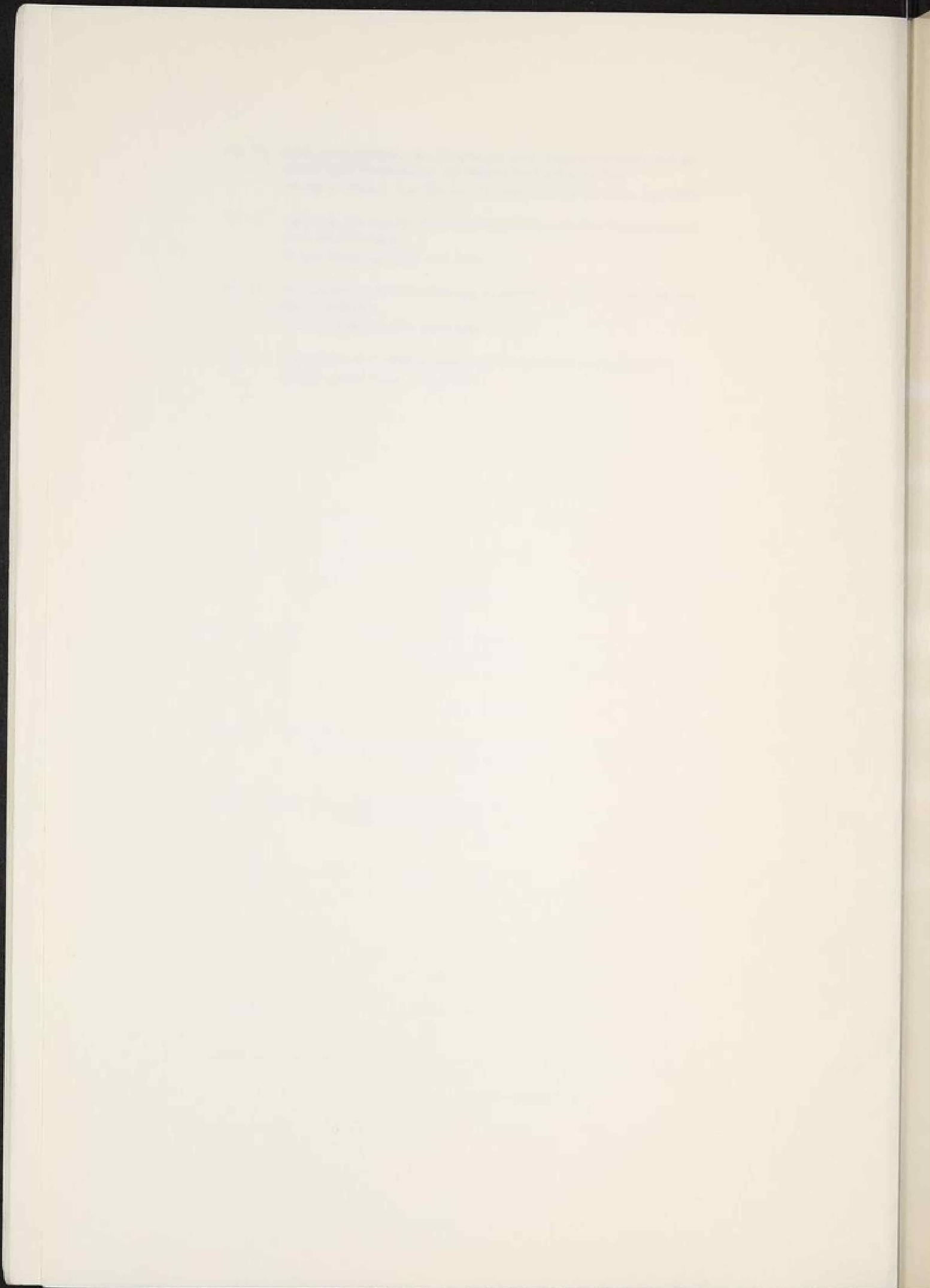
Bild A 10: weicher Kern, Oktaederspannungen τ_{oct} in Mp/m^2

- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons
Dr.-Ing. P. Amann, Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1975
- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche
Dr.-Ing. Reinhard Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dammen im Bauzustand
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976

7
6

5
4

3
2





44131