BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART

MITTEILUNG 6

KLAUS HILMER

1976

ERDDRUCK AUF SCHLEUSEN-KAMMERWÄNDE

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung
" INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK "
eine Einrichtung der Universität Stuttgart

Erddruck auf Schleusenkammerwände

Von der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

KLAUS HILMER
geboren zu Lauban

Hauptberichter :	Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk
Mitberichter :	Prof. Dr.-Ing. E. Luz
Mitberichter :	Prof. Dr.-Ing. R. Kuhn
Tag der Einreichung :	26. 5 1976
Tag der mündlichen Prüfung :	18. 10. 1976

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1976 im Eigenverlag des Baugrundinstituts
Druck: W. Schräpler, Reprographische Arbeiten, Stuttgart

Umschlagentwurf: Studio Fink oHG, Altdorf

Vorwort des Herausgebers

Die immer größeren Bauwerks-Abmessungen, denen sich Bauingenieure nicht nur im Hochbau, sondern auch im Industrie- und Verkehrswasserbau gegenübergestellt sehen, zwingt zur kritischen Prüfung der Frage, ob sich die an kleineren Bauwerken bewährten technischen Regeln auch bei der Berechnung der größeren übernehmen lassen oder wie man sie abwandeln muß. Die vorliegende Dissertation gehört in diesen Rahmen und befaßt sich mit den hohen Stützwänden, die heute bei Schleusen und Aufstiegsbauwerken des Kanalbaus ausgeführt werden. Dabei mag "hoch" Stützhöhen von mehr als etwa 10 m kennzeichnen, bei denen die klassische Erddrucktheorie bestenfalls auf die obere Verdrängungszone des Hinterfüllungsbodens anwendbar ist, während darunter ein quasi-elastischer Zustand herrscht. Aber auch in der oberen Zone entsteht bei den für Schleusen typischen häufigen Lastwechseln, in Verbindung mit saisonalen Temperaturwirkungen, keineswegs ein Coulomb'scher Grenzzustand.

Die Arbeit verwendet Messungen, die einer mehrjährigen laufenden Versuchsreihe an einer Schleuse des Europakanals entnommen sind. Der Autor hat das Versuchsprogramm entwickelt und verwirklicht und betreut es auch weiterhin. Da die Arbeit als Dissertation an der Universität Stuttgart eingereicht werden sollte, beschränkt sie sich zeitlich auf die erste und allerdings wissenschaftlich auch wichtigste Phase des Forschungsvorhabens. Maßgebend für die gewählte Zäsur war weiter, daß die Ergebnisse der Arbeit für den Bau der weiteren geplanten Schleusen möglichst rasch nutzbar gemacht werden sollten. Diesem Wunsch der Rhein-Main-Donau-AG, München, wollten wir nicht zuletzt auch in Würdigung des erheblichen Engagements der Gesellschaft bei der Verwirklichung der Messungen entsprechen.

Die Dissertation des Autors folgt dem von unserem Institut in Stuttgart für Ingenieur-Dissertationen vorgegebenen Verfahren: alle wissenschaftlich und versuchstechnisch mobilisierbaren Mittel zur Lösung einer speziellen Randwertaufgabe einzusetzen und das erreichte Ergebnis in einer für die Praxis unmittelbar verwendbaren Form zusammenzufassen.

Die Arbeit hätte sich nicht in so verhältnismäßig rascher Weise ausführen lassen ohne die große Bereitschaft zur Kooperation und Förderung, die unser Institut dabei erfahren durfte:

- die Landesgewerbeanstalt in Nürnberg stellte Herrn Hilmer für die Dauer seiner wissenschaftlichen Untersuchungen im Stuttgarter Institut frei;
- die Deutsche Forschungsgemeinschaft stellte mehrmals die finanziellen Mittel für den Personal- und Sachaufwand zur Verfügung;
- die Rhein-Main-Donau AG übernahm die baulichen Maßnahmen, die zur Einrichtung der Meßstellen an der Schleuse Eibach erforderlich wurden;
- Herr Prof.Dr. W.Clough von der Stanford University in Kalifornien stellte sein Finite-Element-Programm für Vergleichsberechnungen zur Verfügung und kam für eine Woche nach Stuttgart zum wissenschaftlichen Gedankenaustausch;
- das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TH Darmstadt und die Landesgewerbeanstalt in Nürnberg stellten ihre Versuchseinrichtungen für die Durchführung der vergleichenden Modellversuche zur Verfügung.

Den Leitern der genannten Institute, Herrn Dr.-Ing.Kany, Nürnberg, und Herrn Prof.Dr.-Ing.Breth, Darmstadt, möchte ich in eigenem und im Namen des Autors für diese Bereitschaft danken und gleichermaßen der DFG für ihre großzügige Förderung.
Unser gemeinsamer Dank geht aber vor allem an meine Kollegen Clough in Stanford, Kuhn in München und Luz in Stuttgart für ihre mannigfaltigen Hinweise und hilfreiche wissenschaftliche Kritik. Im eigenen Hause danken wir Herrn cand.ing.Vogt für die Ausführung der erforderlichen Programmrechnungen, die er weitgehend selbständig bewältigte.

Stuttgart, im September 1976

Smoltczyk

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. Einleitung	1
2. Bisheriger Stand der Erddruckansätze in Deutschland	2
3. Einfluß des Erddruckes auf die Bemessung der Schleusen	10
4. Messungen an Schleusenbauwerken im In- und Ausland	11
4.1. Allgemeines	11
4.2. Messungen an Schleusen in der UdSSR	11
4.3. Messungen an Schleusen in den USA	23
4.4. Messungen an Schleusen in Deutschland	28
5. Zusammenfassung bisher durchgeführter Messungen	30
6. Aufgabenstellung	32
7. Meßprogramm für die Schleuse Nürnberg-Süd	34
7.1. Bauwerks- und Untergrundverhältnisse	34
7.2. Hinterfüllung	37
7.2.1. Bodenart und Einbau	37
7.2.2. Feldversuche	38
7.2.3. Bodenmechanische Kennwerte	41
7.3. Meßeinrichtungen	42
7.3.1. Anordnung der Meßelemente	42
7.3.2. Erddruckgeber	42
7.3.3. Temperaturaufnehmer	45
7.3.4. Neigungsmesser	46
7.3.5. Setzungsmessungen	46
7.3.6. Wasserstandsmesser	46
7.3.7. Extensometer	47
7.3.8. Grundwasserpegel	48

Seite

7.4. Meßergebnisse 48

7.4.1. Erddruck und Wandverformung 48

7.4.2. Temperaturverlauf in der Schleusenwand 52

7.4.3. Verformung der Hinterfüllung 55

7.5. Zusammenfassung und Auswertung der bisherigen Meßergebnisse 57

8. Modellversuche 62

8.1. Modellversuche in Nürnberg 62

8.1.1. Versuchseinrichtung 62

8.1.2. Versuchssand 63

8.1.3. Versuchsprogramm 65

8.1.4. Meßergebnisse 65

8.1.5. Auswertung der Meßergebnisse Nürnberg 70

8.2. Modellversuche in Darmstadt 73

8.2.1. Versuchseinrichtung 73

8.2.2. Versuchssand 76

8.2.3. Meßprogramm 76

8.2.4. Meßergebnisse 78

8.2.5. Auswertung 80

8.3. Folgerungen aus den Modellversuchen 83

9. Finite-Element-Berechnung 85

9.1. Allgemeines 85

9.2. Programmbeschreibung 86

9.3. Nachrechnung der Modellversuche 87

9.4. Nachrechnung der Schleuse Nürnberg-Süd 90

Seite

9.5. Parameterstudie 93

9.5.1. Allgemeines 93
9.5.2. Einfluß der Betongüte 94
9.5.3. Einfluß der Lagerungsdichte des Hinterfüllmaterials 96
9.5.4. Einfluß der Hinterfüllhöhe 98
9.5.5. Einfluß der Temperaturverformung 101
9.5.6. Inhomogenitäten im Baugrund 101

10. Folgerungen 103

10.1. Allgemeines 103
10.2. Bauablauf 103
10.3. Untergrund 104
10.4. Erddruck 104
10.5. Temperatur 105
10.6. Teilhinterfüllung 107
10.7. Verdichtungsdruck 107
10.8. Erddruck infolge von Kranbahnen 109
10.9. Konstruktive Gesichtspunkte 110
10.10. Weitere Einflüsse 110

11. Empfehlungen für die Praxis 111

BILDERVERZEICHNIS

Bild 1: Lage- und Höhenplan des Main-Donau-Kanals (nach Kuhn [1])

Bild 2: Darstellung der Funktion $\varkappa = f(\alpha)$ zur Erddruckberechnung (nach Jelinek [9],[10])

Bild 3: Erddruck auf eine Schleusenkammermauer nach Jekinek ([9], [10])

Bild 4: Erddruckverteilung nach Franke und Bernhard ([11])

Bild 5: Ermittlung der Erddruckänderung ΔE ([11])

Bild 6: Momentenverteilung bei einer Schleusenkammermauer bei verschiedenen Erddruckansätzen

Bild 7: Meßquerschnitte bei den Wolgaschleusen (nach Carev, Feldman [6])

Bild 8: Erddruckmessungen an der Wolgograder-Schleuse "XXII Kongreß der KPSS" (nach Carev, Feldman [6])

Bild 9: Erddruckmessungen an der Lenin-Schleuse (nach Carev, Feldmann [6])

Bild 10: Erddruckmessungen an der Wotkin-Schleuse (nach Burmistrov, Kotenkov [12])

Bild 11: Wandkopfpunktverschiebung, Monatsmittel der Lufttemperatur und Erddruckverlauf bei der Schleuse "XXII Kongreß der KPSS" (nach Sinjavskaja, Pavlova [13], [14])

Bild 12: Schleusenabmessungen, Untergrundverhältnisse, Meßinstrumentation der Schleuse (nach Nefedova, Kotenkov [15])

Bild 13: Temperaturverlauf, Verformung der Kammermauer, Erddruckzuwachs (nach Nefedova, Kotenkov [15])

Bild 14: Schleusenabmessungen und Untergrundverhältnisse (nach Clough, Duncan [19])

Bild 15: Verformung und Erddruck für den Lastfall II: leere Schleuse (nach Clough, Duncan [19])

Bild 16: Verformung und Erddruck für den Lastfall III: volle Schleuse (nach Clough, Duncan [19])

Bild 17: Verformung und Erddruck infolge Temperaturänderung für den Lastfall II: Schleuse auf UW (nach Clough, Duncan [19])

Bild 18: Meßwerte im Trogbereich beim Schiffshebewerk Lüneburg (nach Schuppener [24])

Bild 19: Meßwerte im Turmbereich beim Schiffshebewerk Lüneburg (nach Schuppener [24])

Bild 20: Schleuse Nürnberg-Süd, Querschnitt und Untergrundverhältnisse

Bild 21: Schleuse Nürnberg-Süd, Grundriß

Bild 22: Felduntersuchungen in der Sandhinterfüllung

Bild 23: Meßwertaufnehmer (Ansicht des Meßquerschnittes)

Bild 24: Meßwertaufnehmer (Schnitt durch den Meßquerschnitt)

Bild 25: Extensometeranordnung

Bild 26: Beispiel für gemessenen Erddruck und Wandverformung (16.10.1975)

Bild 27: Erddruck und Wandverkippung während der Hinterfüllung

Bild 28: Normal- und Tangentialspannungen, Wandreibungswinkel (16.10.1975)

Bild 29: Temperaturverlauf in der Wand (16.7., 16.10. und 25.11.1975)

Bild 30: Lufttemperatur (max. und min. Tagestemperatur, Wochen- und Monatsmittel)

Bild 31: Verformungen der Hinterfüllung (horizontal)

Bild 32: Verformungen der Hinterfüllung (vertikal)

Bild 33: Verschiebungsvektoren der Hinterfüllung

Bild 34: Modellwand in Nürnberg

Bild 35: Erddruck nach der Wandhinterfüllung und horizontaler Zusatzerddruck infolge einer Wandkopfverschiebung $\Delta \bar{s}$ bei verschiedenen Lagerungsdichten

Bild 36: Verformung der Modellwand bei der Wandkopfverschiebung $\Delta \bar{s}$ bei verschiedenen Lagerungsdichten

Bild 37: Änderung der Wandreibungswinkel mit der Wandkopfverschiebung

Bild 38: Verformung der Sandoberfläche am Ende der Bewegungszyklen

Bild 39: Zusammenhang zwischen Erddruckbeiwert und Wandkopfverschiebung gegen das Erdreich

Bild 40: Verhältnis des gemessenen horizontalen Zusatzerddruckes zum rechnerischen Ruhedruck in Abhängigkeit zur Wandkopfverschiebung

Bild 41: Bettungsmoduln k_s

Bild 42: Modellkasten Darmstadt (Längsschnitt)

Bild 43: Modellwand Darmstadt, Ansicht und Schnitt

Bild 44: Versuchsserien

Bild 45: Ausgangserddruck nach der Hinterfüllung

Bild 46: Erddruckzunahme bei einer Verschiebung $\Delta\bar{s}$ = $^1/_{1000}$ h gegen das Erdreich bezogen auf den Ausgangserddruck nach dem 1. und 17. Bewegungszyklus

Bild 47: Erddruckbeiwert in Abhängigkeit von der Wandverdrehung

Bild 48: Verhältnis des gemessenen horizontalen Zusatzerddruckes zum rechnerischen Ruhedruck in Abhängigkeit von der Wandkopfverschiebung

Bild 49: Horizontaler Erddruck infolge einer Linienlast

Bild 50: Elementnetz und Randbedingungen für die Modellwand in Nürnberg

Bild 51: Vergleich von Meß- und Rechenergebnissen des horizontalen Zusatzerddruckes infolge einer Wandkopfverschiebung $\Delta\bar{s}$ (dichte Lagerung)

Bild 52: Bauvorgang bei der Schleuse Nürnberg-Süd

Bild 53: Elementnetz für die Schleuse Nürnberg-Süd

Bild 54: Rechnerischer Erddruck und Wandverformung nach der FE-Berechnung für vier Hinterfüllphasen

Bild 55: Rechnerischer Erddruck und Wandverformung (dichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 17500 MN/m^2)

Bild 56: Rechnerischer Erddruck und Wandverformung (dichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 15000 MN/m^2)

Bild 57: Rechnerischer Erddruck und Wandverformung (mitteldichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 15000 MN/m^2)

Bild 58: Rechnerischer Erddruck- und Momentenverlauf bei voller Hinterfüllung (dichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 15000 MN/m^2)

Bild 59: Rechnerischer Erddruck- und Momentenverlauf bei Teilhinterfüllung (dichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 15000 MN/m^2)

Bild 60: Einfluß einer weicheren Bodenschicht auf den Spannungsverlauf im Betonquerschnitt

Bild 61: Vorschlag eines Verfahrens zur Berücksichtigung des Einflusses der Verdichtungsleistung auf den Erddruck [39]

Bild 62: Horizontaler Erddruck infolge von Linienlasten

Bild 63: Erddruckgrenzbelastungen auf die Schleusenkammerwand

SYMBOLVERZEICHNIS

a	Plattenlänge
a	Abstand
a	Unterteilung der Sohlplatte
$\Delta\alpha_s$	Wandverdrehung infolge Sohldurchbiegung
$\Delta\alpha_y$	Wandverdrehung infolge Verbiegung
α	Wandneigung
b	Breite der Schleusenkammer
b	Breite der Modellwand
b	Plattenbreite
c	Kohäsion
D	Lagerungsdichte
d	Plattendurchmesser
δ	Spannungsneigungswinkel
δ_a	Wandreibungswinkel (aktiv)

e	Erddruckspannung
e_a	Erddruckspannung des aktiven Erddruckes
e_p	Erddruckspannung des passiven Erddruckes
e_o	Erddruckspannung des Ruhedruckes
e_n	Erddrucknormalspannung
E	Erddruckkraft
E_a	aktive Erddruckkraft
E_p	Erdwiderstand
E_o	Erdruhedruck
$E_{h,g}$	horizontale Ausgangserddruckkraft infolge Bodeneigengewicht
ΔE	Zusatzerddruck
$\Delta E_{h,w}$	horizontaler Zusatzerddruck infolge Wasserdruck in der Schleuse
$\Delta E_{h,T}$	horizontaler Zusatzerddruck infolge Temperaturänderung
γ	Wichte des feuchten Bodens
γ_d	Trockenwichte

h	Höhe der Schleusenkammerwand
h	Höhe der Modellwand
Δh	Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser
J	Trägheitsmoment
K	Erddruckbeiwert
K_a	Beiwert des aktiven Erddruckes
K_p	Erdwiderstandsbeiwert
K_o	Ruhedruckbeiwert
K_{st}	Plattensteifigkeit
k_s	Bettungsmodul
l	Länge der Schleusenkammer
l	Länge des Modellkastens
λ	Maßstabsfaktor
ν	Querdehnzahl
$\bar{p}$	Linienlast
φ	Reibungswinkel

$\varkappa$	Beiwert
OW	Oberwasser der Schleuse
UW	Unterwasser der Schleuse
s	Sohlendurchbiegung
s	Wandverformung
$\bar{s}$	Wandkopfverschiebung

1. EINLEITUNG

Der Main-Donau-Kanal wird nach seiner Fertigstellung im Jahr 1985 die beiden großen Stromgebiete des Rheins und der Donau miteinander verbinden. Er überwindet hierbei vom Main bis zur Scheitelhaltung eine Höhe von 175 m und steigt bis zur Donau 68 m ab (Bild 1).

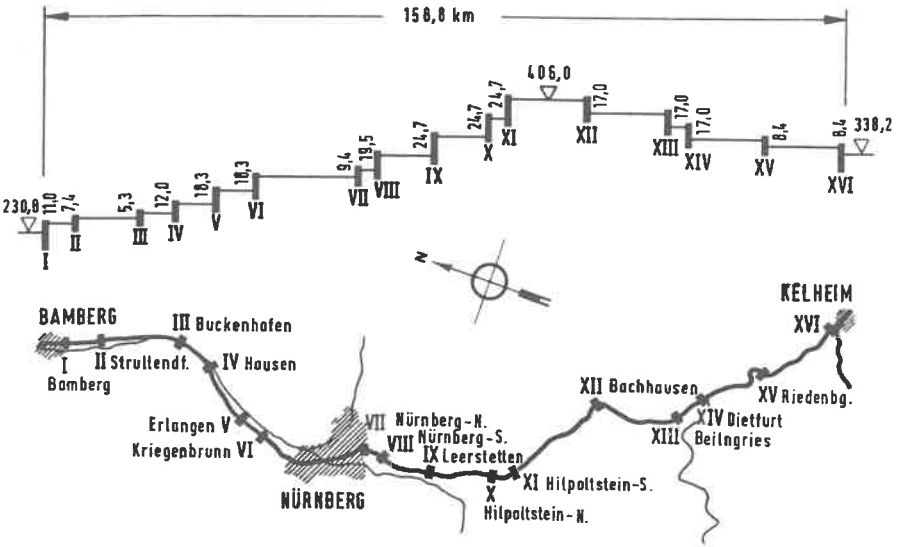


Bild 1: Lage- und Höhenplan des Main-Donau-Kanals (nach Kuhn [1])

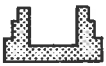
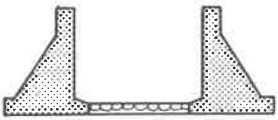
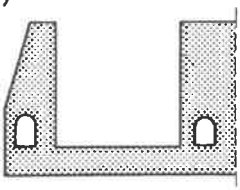
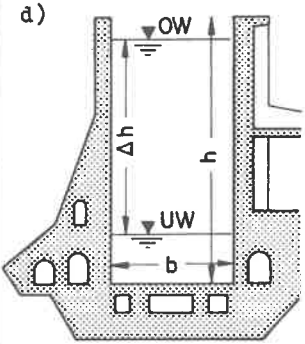
Diese großen Höhendifferenzen werden durch 16 Schleusen überwunden [1]. Die Schleusen werden, da der Schiffahrtsweg als Stillwasserkanal geplant ist, in der Mehrzahl als Sparschleu-

sen ausgeführt [2]. Sie stellen für den planenden Ingenieur die interessantesten Bauwerke dieses Projektes dar. Vor allem die grundbautechnischen Probleme sind vielfältig und oft schwierig zu bewältigen [3]. Neuzeitliche Methoden der Baugrunduntersuchung helfen mit, zu einer sicheren und wirtschaftlichen Dimensionierung der Schleusenbauwerke zu gelangen [4]. Es bereitet aber immer noch Schwierigkeiten, zutreffende Sohldruck- und Erddruckansätze zu finden, besonders bei den zur Zeit im Bau und in der Planung befindlichen sehr hohen Schleusen. Vor allem die Größe und Verteilung des Erddruckes beeinflussen die Abmessungen der Schleusen, welche Hubhöhen bis zu 25 m haben. Die Unsicherheiten über Erddruckansätze, die sämtliche ungünstigen Belastungen abdecken, wurden durch Meßergebnisse an Schleusen an der Wolga noch verstärkt [5] [6]. Dort wurden Erddrücke gemessen, die den rechnerischen Erdruhedruck um das Dreifache übertrafen. Außerdem zeigte sich in den ersten Jahren eine Zunahme des Erddruckes. Als Ursache wurde die Schwellbewegung der Schleusenkammerwände infolge Temperatur- und Wasserspiegelschwankung angenommen. Dies veranlaßte die Rhein-Main-Donau AG, sich an einem umfangreichen Meßprogramm an der Schleuse Nürnberg-Süd zu beteiligen, um die Erkenntnisse bei den noch geplanten sehr hohen Schleusen im Südabschnitt der Großschiffahrtsstraße berücksichtigen zu können.

2. BISHERIGER STAND DER ERDDRUCKANSATZE IN DEUTSCHLAND

Der Erddruck auf die Schleusenkammerwände wurde bisher mit der Tiefe linear zunehmend als Erdruhedruck angesetzt. Dabei wird die Kammermauer als unverschiebliche, starre Stützwand betrachtet [7]. Dies ist sicher bei den Schleusentypen a – c (Tabelle 1) zutreffend, von denen z.B. die Mauer b als Schwergewichtsmauer mit sehr hoher Steifigkeit auf Fels gegründet wurde, bzw. im Fall c als massiver, U-förmiger Stahlbetonrahmen auf verwittertem Gneis.

Tabelle 1: Schleusenquerschnitte in Deutschland

Querschnitt	Name	Jahr	l · b · h [m]	Δh[m]
a) 	Schleuse Riedenburg (Ludwig-Donau-Main-Kanal)	1833	l = 33,0 b = 4,6 h = 3,9	1,5
b) 	Schleuse Viereth (Main)	1926	l = 300,0 b = 12,0 h = 9,7	6,0
c) 	Doppel-Schleuse Kleinostheim (Main)	1969	l = 300,0 b = 12,0 h = 11,3	7,0
d) 	Sparschleuse Nürnberg-Süd (Main-Donau-Kanal)	1975	l = 190,0 b = 12,0 h = 25,0	19,5

Die DIN 19702 "Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten" [8] empfiehlt:

"Unnachgiebige Bauwerke sind mit dem Ruhedruck zu belasten, welcher senkrecht auf die Wand wirkt. Beim Ansatz des Erddruckes und seiner Verteilung sind die Wandbewegungen zu berücksichtigen".

Für die sehr hohen, schlanken Schleusen (Tabelle 1, Typ d) am Main-Donau-Kanal, welche in den Jahren 1967 - 1975 bei Erlangen, Kriegenbrunn und Nürnberg-Süd errichtet wurden, beauftragte die Rhein-Main-Donau AG bereits im Jahr 1958 das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TH München, Erddruckansätze für die Dimensionierung zu erarbeiten.

Als Ergebnis von Modellversuchen wurde von Jelinek folgende Interpolation zwischen aktiven und Ruhedruckbeiwert bei dichtem Sand angegeben [9] [10] .

$$K = \varkappa (K_o - K_a) + K_a \qquad (1)$$

wenn $K_o = 1 - \sin\varphi$ (1a)

der Erdruhedruckbeiwert und

$$K_a = \tan^2 (45^o - \varphi/2) \qquad (1b)$$

der Beiwert für den aktiven Grenzzustand sind (Wandreibungswinkel $\delta_a = 0$).

$\varkappa$ ist ein Beiwert, welcher in Abhängigkeit von der Wandverdrehung $\Delta\alpha$ aus Modellversuchen ermittelt wurde (Bild 2). Da die Verdrehungen sehr klein sind, wird im weiteren $\tan\alpha = \Delta\alpha$ gesetzt.

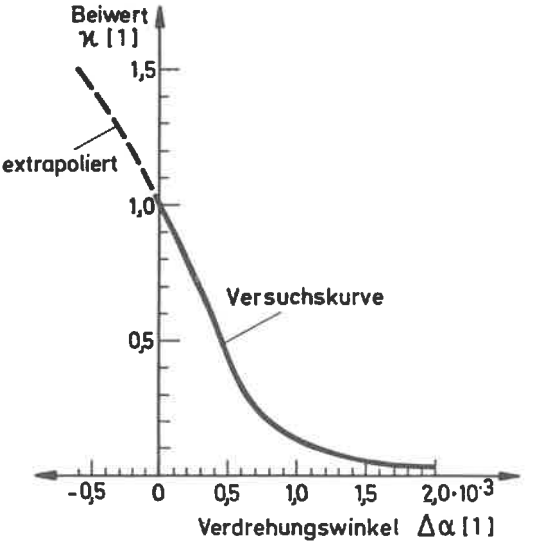


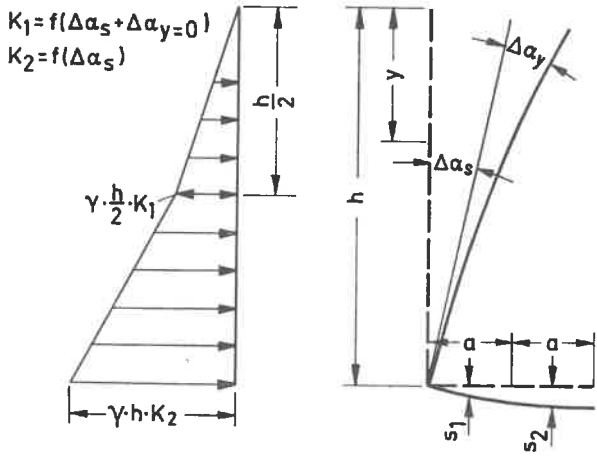
Bild 2: Darstellung und Funktion $\varkappa = f(\alpha)$ zur Erddruckberechnung nach Jelinek ([9] [10])

Die Verdrehung $\Delta\alpha$ setzt sich aus zwei Komponenten zusammen; aus dem Anteil $\Delta\alpha_s$ infolge der Sohlendurchbiegung und dem Anteil $\Delta\alpha_y$ infolge der Verbiegung der Kammermauer durch die Erdhinterfüllung.

$$\Delta\alpha = \Delta\alpha_s + \Delta\alpha_y \qquad (2)$$

Die einzelnen Anteile der Verdrehung sind aus Bild 3 b) ersichtlich. Sadgorski [9] erläutert, wie die einzelnen Anteile am sinnvollsten berechnet werden. Er schlägt vor, die Verdrehung $\Delta\alpha_s$ aus der Plattenberechnung, z.B. nach dem Steifemodulverfahren, zu ermitteln, und zwar aus der Setzungsdifferenz des 1. und 2. Feldes der Sohlplatte.

$$\Delta\alpha_s = \frac{s_1 - s_2}{a} \qquad (3)$$



a) Erddruckannahme

b) Verdrehung der Kammermauer

Bild 3: Erddruck auf eine Schleusenkammermauer nach Jelinek ([9] , [10])

Die Verbiegung der Kammermauer errechnet sich bei dreieckförmigem Erddruckansatz und konstantem Trägheitsmoment.

$$\Delta\alpha y = \frac{\gamma \cdot K \cdot h^4}{24 \cdot E_b \cdot J_b} \left[1 - \left(\frac{y}{h}\right)^4\right] \qquad (4)$$

Aus Gleichung 4 ist ersichtlich, daß $\Delta\alpha_y$ für kleine Werte von y gleich $\Delta\alpha_{y=0}$ gesetzt werden kann. Im Bereich $0 < y < h/2$ kann also als Näherung

$$\Delta\alpha_{y=0} = \frac{\gamma \; K \; h^4}{24 \cdot E_b \cdot J_b} \qquad (5)$$

mit einem konstanten Erddruckbeiwert K_1 gerechnet werden.

Für $y = h$ ist $\Delta\alpha_{y=h} = 0$ und der Erddruckbeiwert K_2 hängt nur von $\Delta\alpha_s$ ab.

Die Erddruckbeiwerte K_1 und K_2 (Bild 3 a) müssen im ersten Rechnungsgang geschätzt werden und durch eine Berechnung von $\Delta\alpha_s$ und $\Delta\alpha_y$ mit der Formel (1) überprüft werden. Wenn geschätzte und errechnete K-Werte stärker differieren, ist eine neue Berechnung erforderlich.

Beim Schiffshebewerk Lüneburg wurden die Erkenntnisse aus den Messungen an Schleusen in der UdSSR berücksichtigt. Es wurde eine Grenzwertbetrachtung durchgeführt. Franke und Bernhard [11] gingen dabei von folgenden Annahmen aus:

1. Die Seitenwände sind starr und drehen sich um ihren Fußpunkt (Bild 4 a).

2. Alle Erddrücke $E < E_o$ sind dreieckförmig verteilt (Bild 4 b). Die Verteilung für Erddrücke $E > E_o$ erfolgt gemäß Bild 4 c.

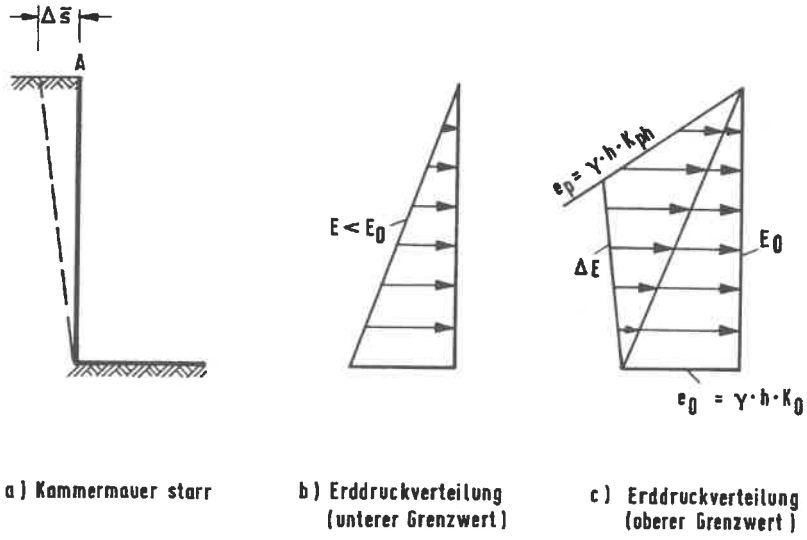


Bild 4: Erddruckverteilung nach Franke und Bernhard ([11])

3. Bei Wandbewegungen gegen die Hinterfüllung wird diese im ersten Extremfall völlig starr angenommen. Im zweiten Fall setzt die Hinterfüllung, nachdem der Ruhedruck erreicht ist, keinen Widerstand entgegen.

   Bei Bewegungen von der Hinterfüllung wird angenommen, daß die Bewegung erst eintritt, nachdem die Verspannung der Wand gegen das starre Erdreich abgebaut, d.h. der Erddruck von $E > E_o$ auf $E = E_o$ abgefallen ist. Wenn $E < E_o$ wird die Funktion $E = f(\alpha)$ gemäß Formel (1) und Bild 2 angewendet.

Mit diesen drei Annahmen wurde der Erddruck für die einzelnen Lastfälle beim Schiffshebewerk Lüneburg ermittelt.

Zunächst werden die Verschiebungen $\bar{s}_1$ des Kopfpunktes A (Bild 4 a) infolge der einzelnen Lastfälle bestimmt, wobei

das System ohne Hinterfüllung betrachtet wird. Dann werden die horizontalen Verschiebungen $\bar{s}_2$ des gleichen Wandpunktes infolge des Erddruckes berechnet. Mit Hilfe der Kurve $\bar{s}_2 = f(E)$ können die Erddruckerhöhungen ΔE berechnet werden, die sich aus einem Lastwechsel ergeben (Bild 5), da gemäß Annahme 3 die Wandkopfverschiebungen $\bar{s}_1 = \bar{s}_2$ sein müssen. In gleicher Weise wird bei Erddruckverminderungen infolge Verschiebungen vom Erdreich verfahren.

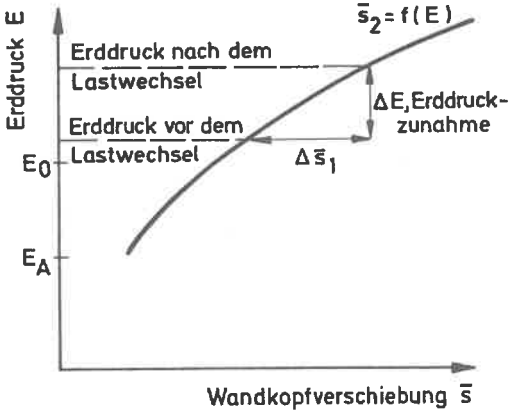


Bild 5: Ermittlung der Erddruckänderung ΔE ([11])

Nach den Berechnungen ergab sich für das Schiffshebewerk Lüneburg ein unterer Grenzwert zwischen E_a und E_o und ein oberer Wert für den Erddruckansatz bei ungünstiger Lastfallkombination von $E_{max} = 2{,}5\ E_o$. Für die Schnittkraftermittlung wurde mit $E_{min} = E_o$ und $E_{max} = 2{,}5\ E_o$ gerechnet, wobei die Erddrücke gemäß Bild 4 b und 4 c verteilt wurden.

3. EINFLUSS DES ERDDRUCKES AUF DIE BEMESSUNG DER SCHLEUSEN

Um den Einfluß der Erddruckgröße und deren Verteilung auf die Momentengröße einer 25 m hohen Schleuse zu ermitteln, wurde ein U-Rahmen auf elastischer Bettung (Bettungsmodul für Sandstein k_s = 600 MN/m^3) gerechnet (Bild 6 a). Dabei wurden unterschiedliche Erddrücke angesetzt (Bild 6 c). Die Momente sind auf Bild 6 b zeichnerisch dargestellt.

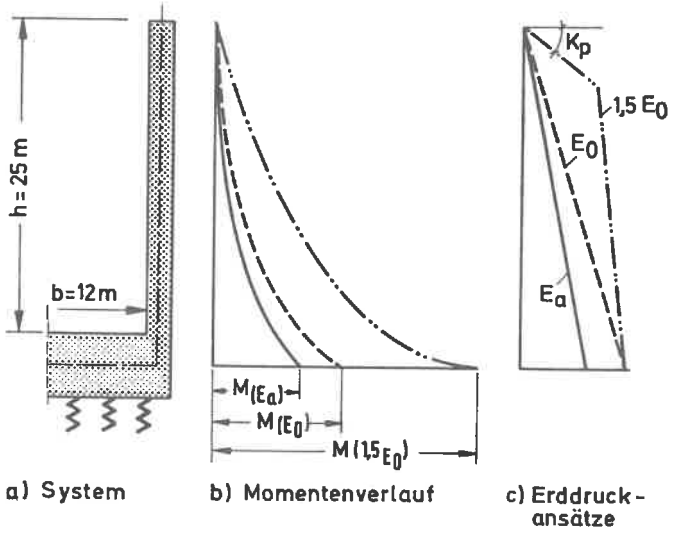


Bild 6: Momentenverteilung bei einer Schleusenkammermauer bei verschiedenen Erddruckansätzen

Das Ergebnis der Berechnung zeigt, daß es nicht so entscheidend ist, ob der aktive Erddruck oder der Erdruhedruck angesetzt wird. Dabei erhöht sich das Einspannmoment um 50 % (Bild 6 b). Ein kritischer Belastungsfall, d.h. ein Überschreiten der Spannungen im Bauwerk, wäre nicht zu befürchten. Diese günstigen dreieckförmigen Erddruckverteilungen treten jedoch nur bei einer Fußpunktdrehung der Mauer von der Hinterfüllung weg auf. Bei einer Verdrehung der Kammermauer gegen das Erdreich, verursacht z.B. durch Bauvorgänge, nachgiebigen Untergrund, Bauwerkhinterfüllung oder Temperatureinfluß können Erddruckzunahmen um 50 % das Einspannmoment um 100 % erhöhen, was im allgemeinen zum Versagen der Stahleinlagen führen würde. Ursache ist die ungünstige Erddruckverteilung, die sich bei einer Verdrehung gegen das Erdreich einstellt. Diese kurze Betrachtung hat bereits aufgezeigt, daß hier für hohe Schleusenkammerwände Belastungsfälle auftreten können, die durch die bisherigen Annahmen nicht abgedeckt sind.

4. MESSUNGEN AN SCHLEUSENBAUWERKEN IM IN- UND AUSLAND

4.1. Allgemeines

Umfangreiche Ergebnisse von Messungen an U-förmigen Schleusenbauwerken sind bisher aus den USA, der UdSSR und in den letzten Jahren aus Deutschland bekannt. In einer Zusammenstellung soll über die wichtigsten Meßergebnisse berichtet werden, da hieraus die spätere Aufgabenstellung dieser Arbeit deutlicher wird.

4.2. Messungen an Schleusen in der UdSSR

Die ersten Messungen an 3 Schleusen des Wolga-Don-Kanals wurden bereits im Jahr 1965 von Carev und Feldman veröffentlicht [5] [6]. Die Abmessungen und die Untergrundverhältnisse

sind in Bild 7 wiedergegeben. Die Schleusen wurden mit Sand hinterfüllt, der bei der Lenin-Schleuse eingespült wurde und bei den beiden anderen Schleusen teilweise lagenweise eingebaut und verdichtet wurde.

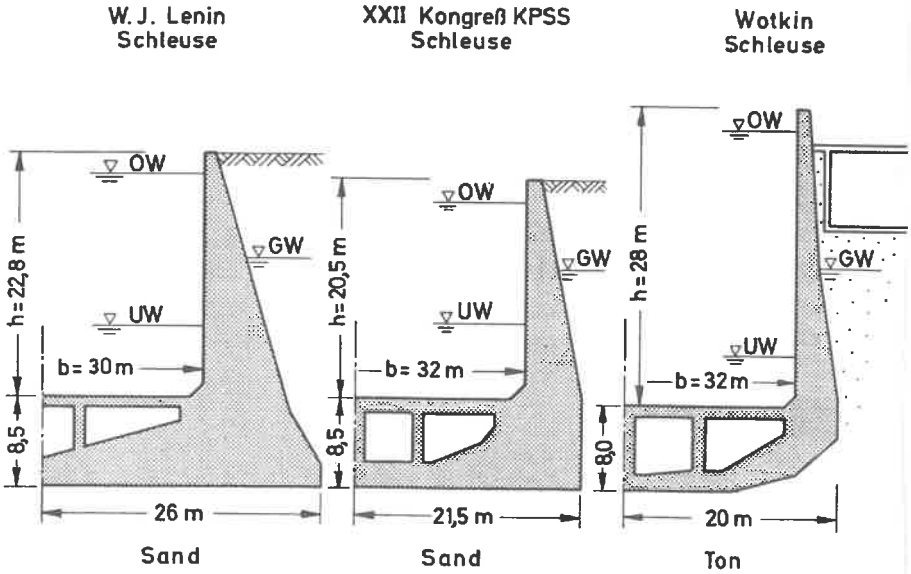
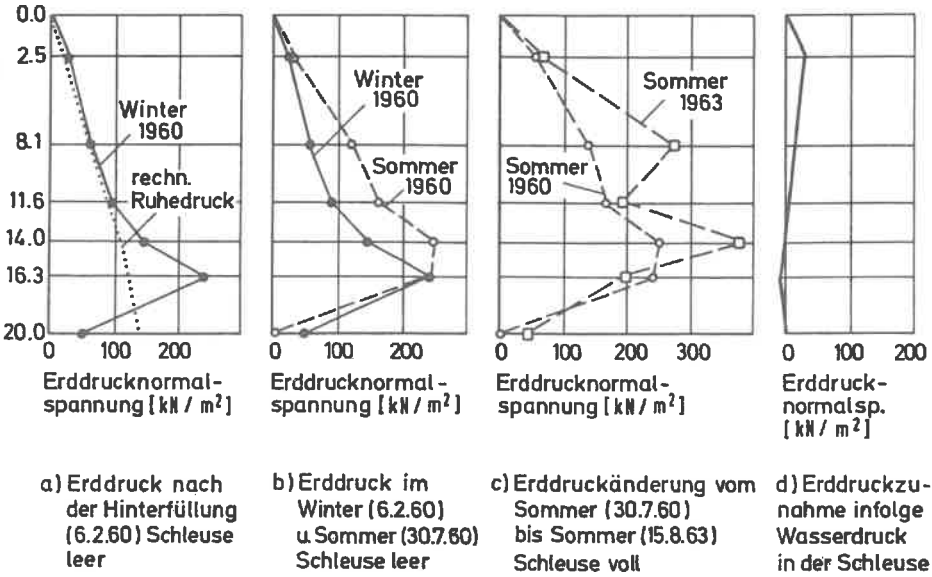


Bild 7: Meßquerschnitte bei den Wolgaschleusen (nach Carev, Feldman [6])

Bei diesen hohen Schleusenkammerwänden wurden Erddruckmessungen durchgeführt. Die Erddruckgeber, die nach dem Prinzip der schwingenden Saite arbeiteten, wurden in Aussparungen der Mauer eingesetzt. Bis zum Jahr 1963 lagen Messungen von der Schleuse "W. J. Lenin" (seit 1956), der Schleuse "XXII Kongreß der KPSS" (seit 1959) und der Wotkin-Schleuse (seit 1962) vor. Da die Geber bei den bei-

den erstgenannten Schleusen an jeder Meßstelle 6 bzw. 3-fach besetzt waren, konnte eine vernünftige Mittelwertbildung vorgenommen werden. Es zeigte sich, daß die Werte in einer Meßebene bei eingespülter Hinterfüllung bis zu 250 % schwanken und bei mechanischer Verdichtung sogar Schwankungen bis zum 3,5-fachen auftreten.

Obwohl an der Wand der Schleuse "XXII Kongreß" nur an 6 Meßhorizonten gemessen wurde, konnten doch wichtige Aussagen über die Erddruckverteilung und Erddruckgröße gemacht werden. Danach zeigte sich bereits nach der Hinterfüllung, daß die Erddruckverteilung nicht linear nach Coulomb verlief und die Erddruckgröße über dem aktiven Erddruck bzw. dem rechnerisch angesetzten Ruhedruck lag (Bild 8 a).



a) Erddruck nach der Hinterfüllung (6.2.60) Schleuse leer

b) Erddruck im Winter (6.2.60) u. Sommer (30.7.60) Schleuse leer

c) Erddruckänderung vom Sommer (30.7.60) bis Sommer (15.8.63) Schleuse voll

d) Erddruckzunahme infolge Wasserdruck in der Schleuse

Bild 8: Erddruckmessungen an der Wolgograder-Schleuse "XXII Kongreß der KPSS" (nach Carev, Feldman [6])

Den Erddruckberechnungen wurden folgende Kennwerte zugrunde gelegt:

$$\gamma = 17{,}4\ kN/m^3, \qquad \varphi = 30^o, \qquad \delta_a = 15^o,$$

$$\alpha = -\ 14^o, \qquad K_{ah} = 0{,}37, \qquad K_o = 0{,}45.$$

Wie aus Bild 8 b zu ersehen ist, nahm der Erddruck in den Sommermonaten durch die Verbiegung infolge Erwärmung der Schleusensohle und der Wände zu. Außerdem zeigte sich eine Zunahme einiger Erddruckordinaten während der ersten drei Meßjahre (Bild 8 c).

Wie Bild 8 d angibt, war die Erddruckzunahme infolge des Wasserspiegelanstieges um 11,5 m in der Schleusenkammer unbedeutend gegenüber diesen jahreszeitlichen Schwankungen. Eine Gegenüberstellung der gemessenen Erddrücke zum rechnerischen Ruhedruck ergab, daß der Erddruck nach der Hinterfüllung größer als der mit $K_o = 0{,}45$ gerechnete Ruhedruck war. Es wurden Maximalerddrücke bis zum 3,0-fachen Ruhedruck gemessen. Da die 6 Meßhorizonte bei der Schleuse "XXII Kongreß" über die gesamte Wandhöhe verteilt waren, wurden hier die größeren Unterschiede zwischen Sommer und Winter registriert, als z.B. bei der Schleuse "W. J. Lenin" (Bild 9).

Bei der Lenin-Schleuse wurden Erddruckmessungen nur in 5 Meßhorizonten in der unteren Wandhälfte ausgeführt. Da die Bewegungen in diesem Wandabschnitt sehr gering sind, kann über die Erddruckänderung kaum etwas ausgesagt werden. Eine Auftragung der Mittelwerte vom Sommer 1957, Winter 1963 und Sommer 1963 zeigte, daß es hier in den Erddruckwerten keine eindeutige Abhängigkeit zwischen Sommer und Winter gibt (Bild 9).

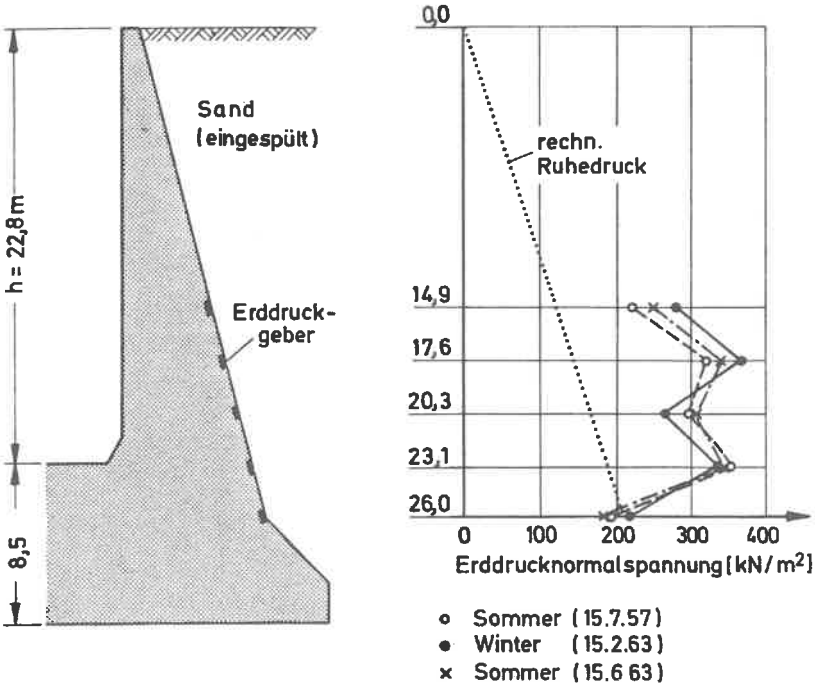


Bild 9: Erddruckmessungen an der Lenin-Schleuse (nach Carev, Feldman [6])

Bei der Wotkin-Schleuse wurde die Wand nur auf etwa zwei Drittel der Höhe hinterfüllt, wobei der Sand eingespült wurde. Da in 16 verschiedenen Höhen gemessen wurde, ergibt sich ein ziemlich vollständiges Bild des Erddruckes (Bild 10). Die Gesamterddruckkraft liegt nur gering über dem rechnerischen Erdruhedruck (Bild 10) [12].

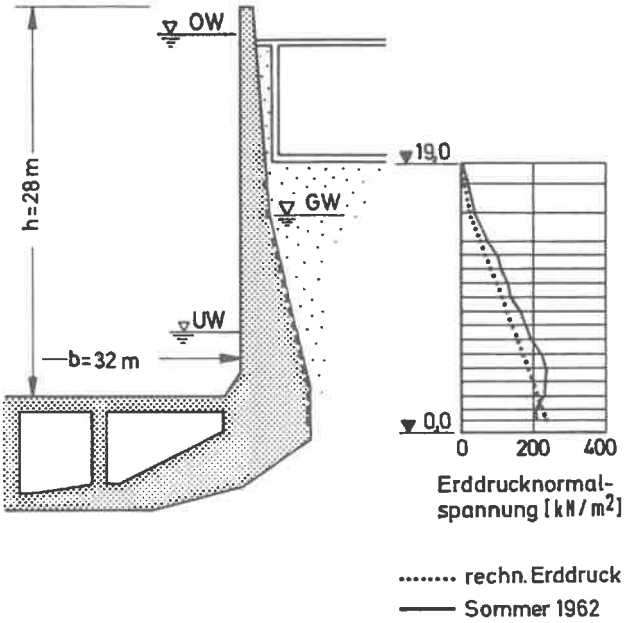


Bild 10: Erddruckmessungen an der Wotkin-Schleuse (nach Burmistrov,Kotenkov [12])

Wesentlich umfangreichere Aussagen konnten Sinyavskaya und Pavlove [5] , [13] , [14] machen, nachdem bis zum Jahr 1969 eine zehnjährige Meßreihe bei der Wolgograder Schleuse "XXII Kongreß der KPSS" vorlag. Außerdem waren der Temperaturverlauf im Mauerquerschnitt in drei Meßebenen und die Verformung der Mauerkrone und der Schleusensohle mit einem Invarstahlband gemessen worden. Zudem waren an drei Stellen die Spannungen im Bewehrungsstahl aufgezeichnet worden.

In Tabelle 2 sind die wichtigsten Ergebnisse der Verschiebungsmessungen der Mauerkrone wiedergegeben.

Tabelle 2: Verschiebung der Mauerkrone der Schleuse "XXII Kongreß der KPSS"

Maximale Verschiebungen gegen die Hinterfüllung während des Sommers		Maximale Verschiebungen gegen die Schleusenkammer während des Winters	
	[mm]		[mm]
Infolge der Temperaturausdehnung der Schleusensohle	1,9	Infolge Temperaturverkürzung der Schleusensohle	2,9
Verbiegung der Schleusenkammermauer infolge ungleicher Temperatur	4,6	Verbiegung der Schleusenkammer infolge ungleicher Temperatur	12,0
Infolge Schleusenfüllung	2,0		
Gesamtverschiebung	8,5	Gesamtverschiebung	14,9

Danach beträgt die Gesamtverschiebung der Mauerkrone zwischen Sommer und Winter $\Delta\bar{s} = 8,5 + 14,9 = 23,4$ mm. Die Verschiebung der Mauerkrone infolge Temperaturänderung im Sommer wurde mit $\Delta\bar{s} = 1,9 + 4,6 = 6,5$ mm gegen die Lotrechte gemessen. Im Winter wurden Bewegungen vom Erdreich weg mit $\Delta\bar{s} = 2,9 + 12,0 = 14,9$ mm registriert. Der Einfluß der Schleusensohlenverschiebung mit $\Delta\bar{s} = 1,9 + 2,9 = 4,8$ mm ist also wesentlich geringer als die Wandverbiegung infolge ungleicher Temperaturverteilung in Wand und Sohle mit $\Delta\bar{s} = 4,6 + 12,0 = 16,6$ mm. Die Verbiegung von 2 mm infolge der Schleusenfüllung ist verhältnismäßig gering.

Neben den horizontalen Bewegungen der Kammermauer treten beim Füllen und Entleeren der Schleuse noch vertikale Bewegungen von ca. 10 - 15 mm auf. Eine Schleusenfüllung dauert dabei

8 Minuten. In den 10 Beobachtungsjahren wurden 44000 Füllungen durchgeführt. Während des Schleusungsvorganges wurde auch ein Anstieg und Abfallen des Grundwasserspiegels hinter der Schleusenkammermauer beobachtet. Da der Erddruck im Laufe der Jahre zunahm (Bild 11), vermuten Sinjavskaja/Pavlova, daß hauptsächlich diese Faktoren zu einer Verdichtung der Hinterfüllung geführt haben.

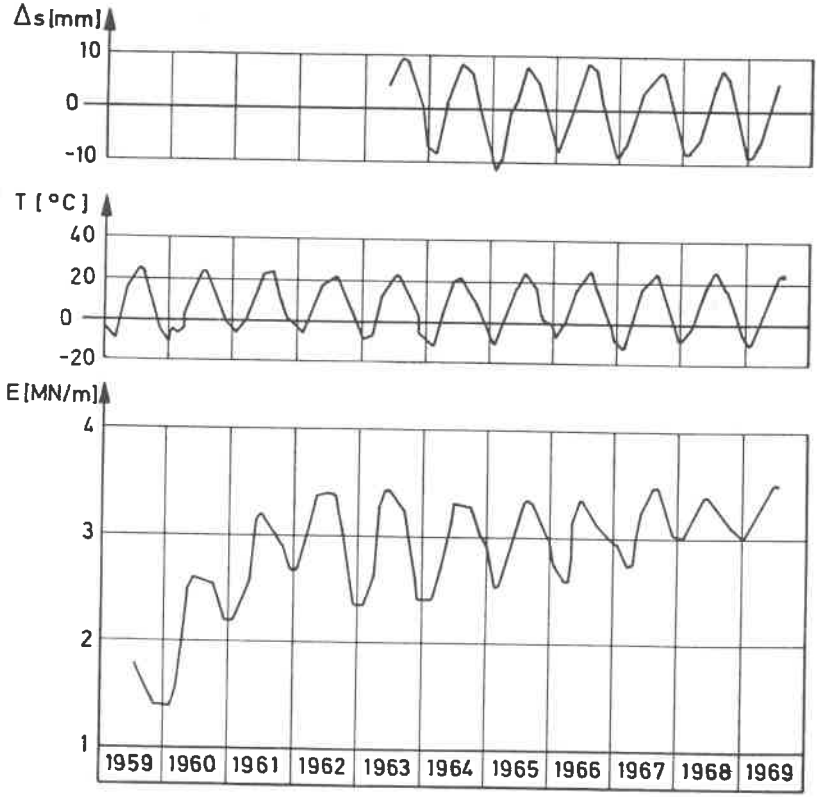


Bild 11: Wandkopfpunktverschiebung, Monatsmittel der Lufttemperatur und Erddruckverlauf bei der Schleuse "XXII Kongreß der KPSS" (nach Sinjavskaja, Pavlova [13],[14])

Geringen Einfluß auf die Erddruckzunahme in den ersten Jahren messen die Verfasser der jahreszeitlichen Verschiebung bei. Vergleicht man die Erddruckzunahme in den ersten drei Jahren, so zeigt sich, daß die jahreszeitlichen Schwankungen geringer sind als in den nachfolgenden Jahren und daß der Erddruck in dieser Zeit stark anwächst. Nach dieser Periode nimmt der Erddruck nicht mehr wesentlich zu.

Neben den normalen Erddruckspannungen wurde mit einer einzigen Dose die Tangentialspannung gemessen. Der ermittelte Wandreibungswinkel ist deshalb sehr vorsichtig zu beurteilen. Im Sommer lag δ_a bei 12° bis 17° und im Winter zwischen 30° bis 35° in den ersten Jahren, um später auf 25° bis 28° abzufallen.

Für spätere ähnliche Messungen empfehlen diese Verfasser, unbedingt die Wandverformung, die Wandreibung, den Erddruck in mehreren Meßhorizonten und Verformungsmessungen der Hinterfüllung durchzuführen. Außerdem sollte unbedingt die Dichteänderung in der Hinterfüllung überprüft werden.

Umfangreiche Messungen an einer Schleusenkammer wurden von Nefedova und Kotenkov veröffentlicht [15],[5] . Leider wurde der Name der Schleuse in dem Aufsatz nicht erwähnt. Diese Schleuse wurde von 1964 bis 1967 erbaut und 1968 in Betrieb genommen. Die Abmessungen, die Untergrundverhältnisse und die Meßeinrichtungen sind aus Bild 12 ersichtlich. Es wurden insgesamt 373 Meßwertaufnehmer in einer Lamelle eingebaut. Der Sohldruck und Erddruck wurde in 3 Schnitten an jeweils 13 Punkten jeder Kammermauer und 25 Punkten der Gründungssohle gemessen. Die Tangentialspannung wurde an 2 Punkten der rechten und linken Kammermauer gemessen. Der Wasserdruck auf die Sohle und die Kammermauer wurde mit Porenwasserdruckgebern registriert. Die Spannungen in der Bewehrung wurden in der Sohle und Kammermauer bestimmt. Außerdem wurde der Temperaturverlauf ermittelt. Die Wandverbiegungen wurden mit drei Pendeln gemessen.

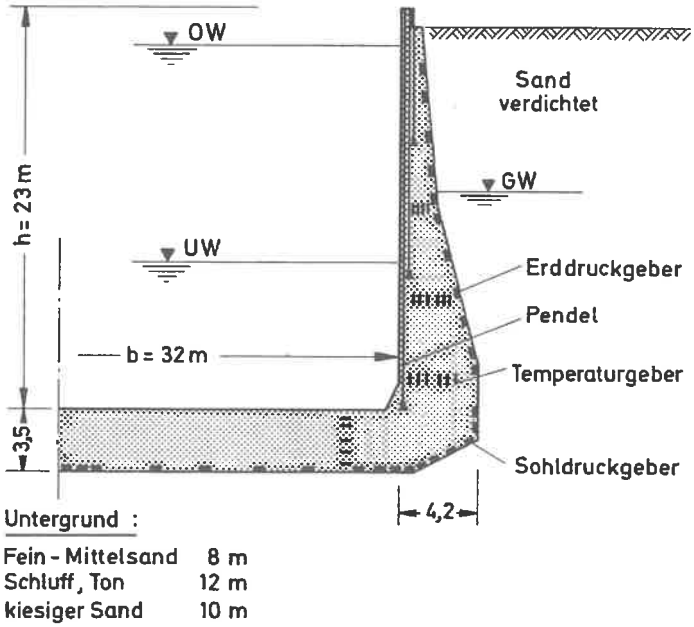


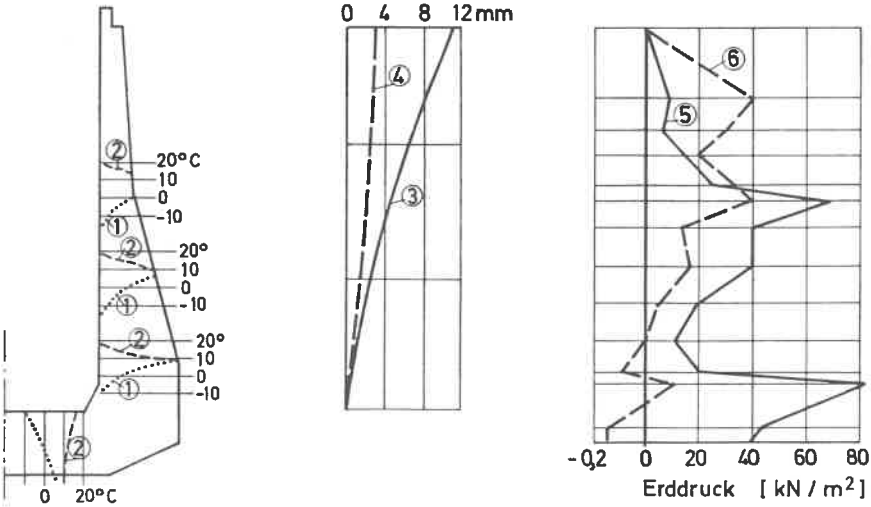
Bild 12: Schleusenabmessungen, Untergrundverhältnisse, Meßinstrumentation der Schleuse (nach Nevedova, Kotenkov [15])

Die Messungen führten zu folgenden Ergebnissen:

a) Die jahreszeitlichen Temperaturminima und - maxima betrugen an der Wasserseite der Kammermauer T = - 14° C (Schleuse leer) bzw. T = + 22° C und auf der Oberseite der Sohle T = - 10° C (Schleuse leer) bzw. T = + 22° C. An der Erdseite der Kammermauer wurde T = + 2° C bzw. T = + 12° C und an der Sohlenunterseite T = + 2° C bzw. T = + 15° C gemessen. Ein Schnitt durch die Wand und der Temperaturverlauf in den einzelnen Meßhorizonten ist aus Bild 13 a ersichtlich. Aus den Temperaturmessungen ergaben sich von 1969 bis 1970 folgende Temperaturdifferenzen (Tabelle 3).

Tabelle 3: Temperaturdifferenzen in ^{o} C zwischen Wasser- und Erdseite der Schleusenkammerwand und der Sohle

Jahreszeit	Kammermauer unten	Kammermauer Mitte	Kammermauer oben	Sohle
Sommer	15	11	7	8
Winter	17	20	15	14



a) Temperaturverlauf im Beton am
① 25.12.1970
② 29. 6.1971

b) Wandverformung infolge
③ Temperaturänderung (24.6.70 - 3.2.71)
④ Kammerfüllung (24.6.70)

c) Erddruckzunahme infolge
⑤ Temperaturänderung
⑥ Kammerfüllung

Bild 13: Temperaturverlauf, Verformung der Kammermauer, Erdaruckzuwachs (nach Nefedova, Kotenkov [15])

b) Die Verschiebungen der Mauerkrone gegen die Kammerseite betrugen insgesamt 24 - 26 mm. In den ersten zwei Jahren wurden Verschiebungen infolge Temperaturschwankungen von 9 - 11 mm gemessen. Infolge Füllen und Entleeren bewegte sich die Krone nur um 2 - 7 mm (Bild 13 b).

c) Der Erddruck auf die linke Kammermauer war am Ende der Bauzeit rund 25 % größer als auf die rechte, offensichtlich aufgrund unterschiedlicher Verdichtung der Hinterfüllung. Nach zwei Jahren Betriebszeit verminderte sich dieser Unterschied auf 4 %. Der Erddruck war ziemlich unstetig über die Wandhöhe verteilt. Die jahreszeitliche Änderung der Erddrucknormalkraft ist in Tabelle 4 zusammengestellt.

Tabelle 4: Erddrucknormalkraft [kN/m] auf die Kammerwände der Schleuse

	Sommer	Winter
Rechte Kammermauer	2620	2010
Linke Kammermauer	2730	2160

d) Der Erddruckzuwachs infolge Temperaturänderung (Bild 13 c) betrug ca. 30 % des Wintererddruckes. Beim Füllen der Schleuse wurde nur ein Erddruckzuwachs von ca. 10 % beobachtet (Bild 13 c). Der Erddruck stieg von 1969 bis 1970 nur um etwa 5 % an. Er lag auch unter dem rechnerischen Erddruck mit $K_o = 0,45$.

e) Der Wandreibungswinkel wurde im Winter mit $\delta_a = 22^o$ und im Sommer mit $\delta_a = 12^o$ ermittelt. Während der Schleusung verringerte er sich auf $\delta_a = 8^o$.

f) Aus den Verformungen der Kammermauer und dem Erddruckzuwachs konnten Bettungsmoduli k_s errechnet werden. Größe und Verlauf von k_s sind unterschiedlich beim Füllen der Schleuse und bei den saisonbedingten Temperaturveränderungen. Der Verlauf ist mit der Tiefe nicht linear.

g) Das wohl wichtigste Ergebnis war, daß der gemessene Erddruck nur zwischen 0,77 bis 0,94 des errechneten lag.

4.3. Messungen an Schleusen in den USA

Die Port-Allen-Schleuse wurde 1961 und die Old-River-Schleuse 1963 in Betrieb genommen. Bei beiden Schleusen führte das U.S. Corps of Engineers ein umfangreiches Meßprogramm durch. Shermann und Trahan berichteten ausführlich über die Messungen an beiden Schleusen [16] , [17]. Bereits 1964 gaben Kaufman und Sherman einen kurzen Überblick über die Messungen an der Port-Allen-Schleuse [18] .

Eine zu den Messungen vergleichende Nachrechnung mit Hilfe der Finite-Element-Methode führten Clough und Duncan 1969 durch [19] , [20]. Gould faßte die gewonnenen Erkenntnisse in einem Beitrag auf der ASCE-Konferenz 1970 zusammen [21] .

An beiden Schleusen, deren Abmessungen und Untergrundverhältnisse aus Bild 14 ersichtlich sind, wurden ähnliche Messungen durchgeführt. So wurden unter anderem der Erddruck, der Sohldruck, die Betonspannungen, der Porenwasserdruck und der Temperaturverlauf im Bauwerk gemessen. Außerdem wurden die Verformungen und Setzungen der Schleusensohle und Kammerwände beobachtet.

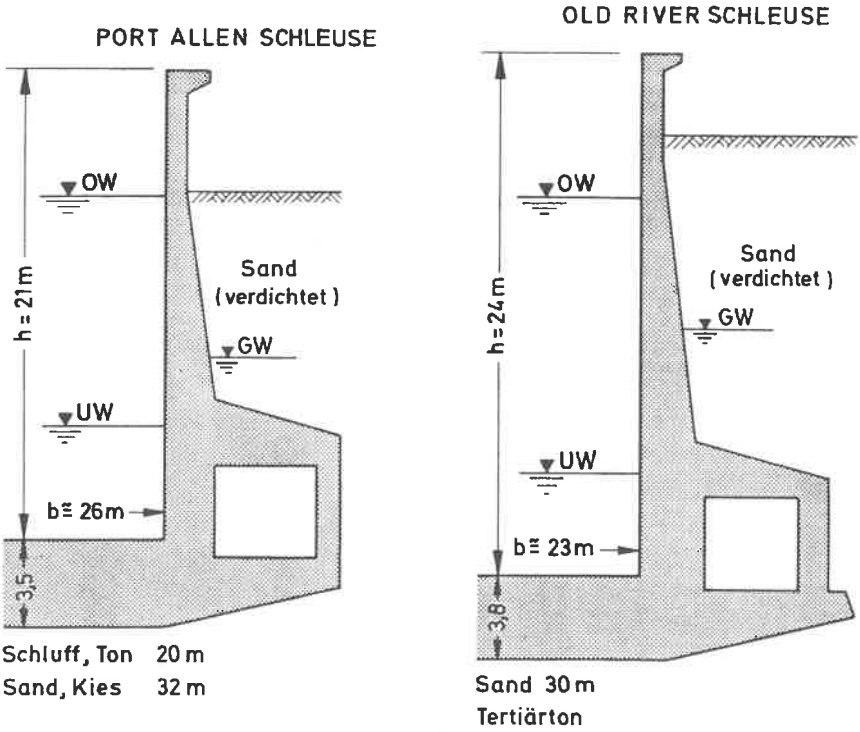


Bild 14: Schleusenabmessungen und Untergrundverhältnisse (nach Clough, Duncan [19])

Die Nachrechnung erfolgte bei der Port-Allen-Schleuse im ersten Rechnungsgang mit einem linear elastischen Stoffansatz. Da die Übereinstimmung von Messung und Rechnung unbefriedigend war, wurde ein nichtlinearer Stoffansatz nach Duncan und Chang gewählt [22] . Außerdem wurde der Bauablauf simuliert. Die Vergleiche von Rechnung und Messung stimmen sehr gut überein. Da die Port-Allen-Schleuse und die Old-River-Schleuse ähnliche Meßergebnisse lieferten, sollen nur die wichtigsten Ergebnisse der ersten Schleuse erläutert werden.

Verursacht durch die große Auflast der Erdanschüttung auf die Füllkanäle setzte sich der Eckpunkt der Schleusensohle mehr als die Sohlenmitte und es trat eine Verdrehung der Mauer gegen das Erdreich ein (Bild 15). Der gemessene Erddruck liegt über dem mit $\varphi = 40^{o}$ und $\gamma = 19{,}2\ kN/m^3$ berechneten Ruhedruck.

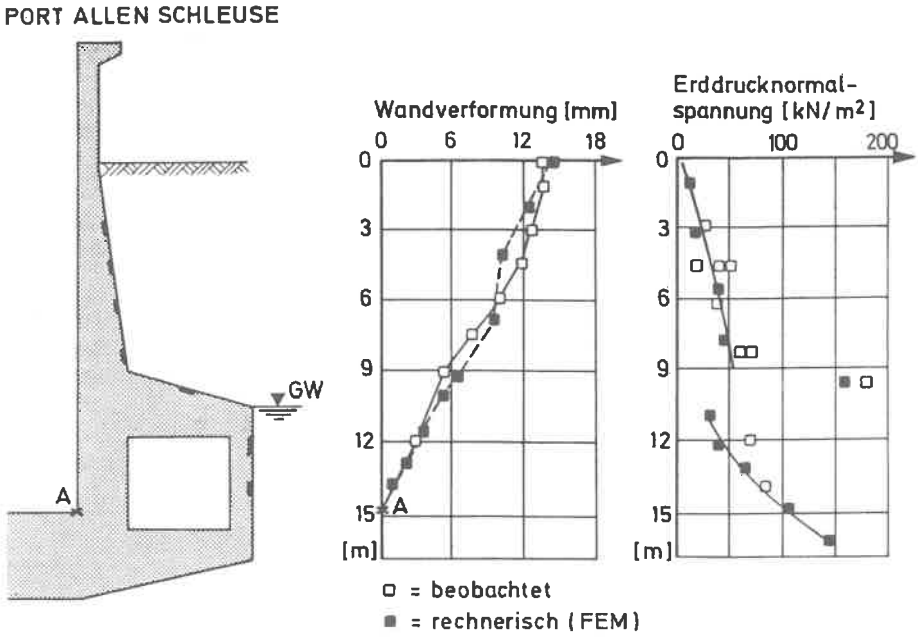


Bild 15: Verformung und Erddruck für den Lastfall II: leere Schleuse (nach Clough, Duncan [19])

Beim Lastfall III' (volle Schleuse) trat bei der Port-Allen-Schleuse eine Besonderheit auf, welche durch die FE-Berechnung nachvollzogen und erklärt werden konnte. Die Wand bewegte sich geringfügig vom Erdreich weg und der Erddruck nahm dennoch zu (Bild 16). Clough und Duncan erklären sich dies aus dem Verschiebungsfeld unter der Schleusensohle, das auf die Wandhinterfüllung zu gerichtet ist.

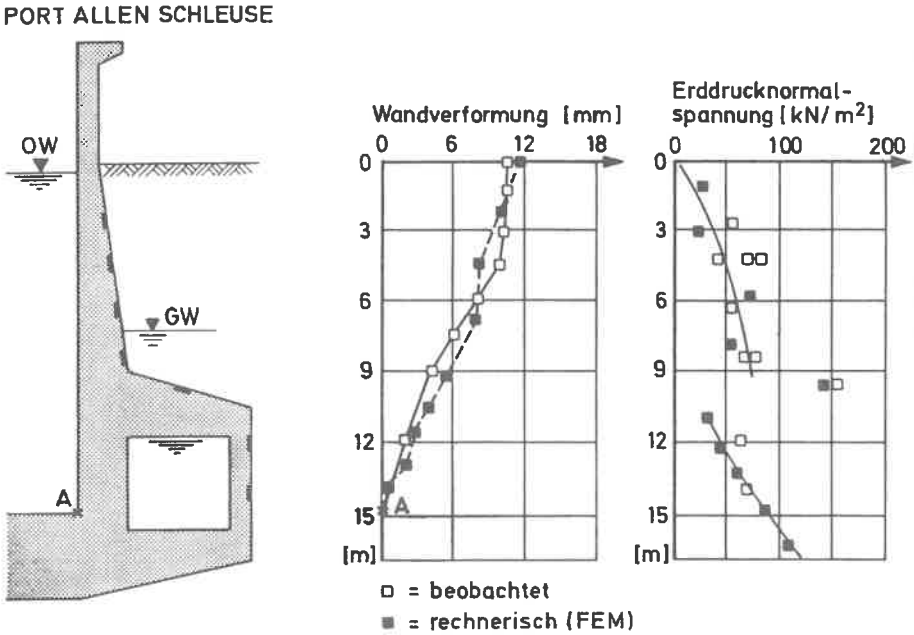


Bild 16: Verformung und Erddruck für den Lastfall III': volle Schleuse (nach Clough, Duncan [19])

Bei der Projektierung der Schleuse wurde in der Erddruckberechnung für das Hinterfüllmaterial ein innerer Reibungswinkel $\varphi = 30^{\circ}$ gewählt und für den Lastfall II' (leere

Schleuse) K_o = 0,5 angesetzt, sowie für den Lastfall III' (volle Schleuse) K_o = 1,0 im oberen Bereich über dem Füllkanal gewählt. Der gemessene Erddruck liegt bei diesen Annahmen unter den rechnerischen Werten.

Die saisonbedingten Temperaturunterschiede im Bauwerk führen im Winter zu einer Bewegung der Schleusenkammerwände vom Erdreich weg und zu einer Gegenbewegung im Sommer [19], [20]. Dabei treten Kronenbewegungen von 9 mm auf. Die Erddruckzunahme ist aus Bild 17 ersichtlich.

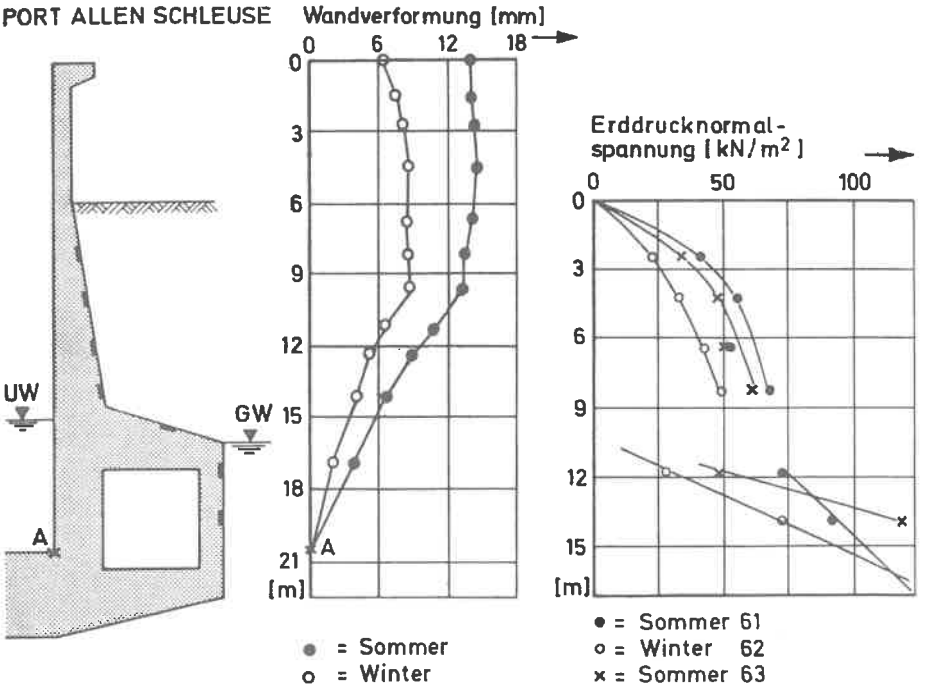


Bild 17: Verformung und Erddruck infolge Temperaturänderung für den Lastfall II': Schleuse auf UW (nach Clough, Duncan [19])

Eine Erddruckzunahme über mehrere Jahre, wie sie bei der Schleuse des "XXII Kongreß der KPSS" beobachtet wurde, konnte hier nicht festgestellt werden. In Bild 17 sind die gemessenen Erddrucknormalspannungen vom August 1961 und August 1963 dargestellt. Hier ist sogar 1963 ein geringerer Erddruck gemessen worden.

4.4. Messungen an Schleusen in Deutschland

Von der Rhein-Main-Donau AG wurden in den Jahren 1970 bis 1975 bei den Schleusen Kriegenbrunn und Erlangen Verschiebungsmessungen an den Mauerkronen und der Oberfläche der Hinterfüllung durchgeführt. Dabei wurde bei der Schleuse Kriegenbrunn eine Kronenverschiebung von $\overline{\Delta s}$= 7 bis 10 mm zwischen Sommer und Winter infolge einer Temperaturabnahme um ca. 20° (Monatsmittelwert) gemessen. Mauerkronenverschiebungen von $\overline{\Delta s}$= 7 bis 8 mm infolge saisonbedingter Temperaturänderung wurden auch in Erlangen gemessen. Das Füllen und Entleeren der Schleusenkammern bewirkte Bewegungen von ca. $\overline{\Delta s}$ = 4 bis 7 mm. Auf der westlichen Kammerseite (Sparbecken), die nicht hinterfüllt ist, wurde zwischen Sommer und Winter keine Kronenverschiebung beobachtet. Beim Füllen der Schleusen bewegte sich die westliche Mauerkrone um $\overline{\Delta s}$ = 11 mm.

Ein umfangreiches Meßprogramm wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau beim Schiffshebewerk Lüneburg durchgeführt. Die ersten Meßergebnisse wurden 1975 von Schuppener veröffentlicht [24] . Es wurden 24 Erddruckgeber im Trogbereich und 23 Erddruckgeber im Turmbereich eingebaut. Die Sohldruckverteilung beim Turm wurde mit 36 Erddruckgebern bestimmt. Außerdem wurden Neigungsmesser und Temperaturgeber eingebaut. Die Hinterfüllung erfolgte mit Sand (φ = 35°), der in Lagen von 0,8 m eingebaut und verdichtet wurde. Im Juni 1973 war der sogenannte Gebrauchszustand erreicht.

Den im Trogwannenbereich im Winter und Sommer 1973 gemessenen Erddruck zeigt Bild 18. Zu erkennen ist eine Zunahme der Erddrucknormalspannungen und eine Zunahme der Verschiebung infolge Temperaturänderung. Ein Vergleich der rechnerischen und gemessenen Erddrücke ergab, daß die gemessenen 40 % höher lagen.

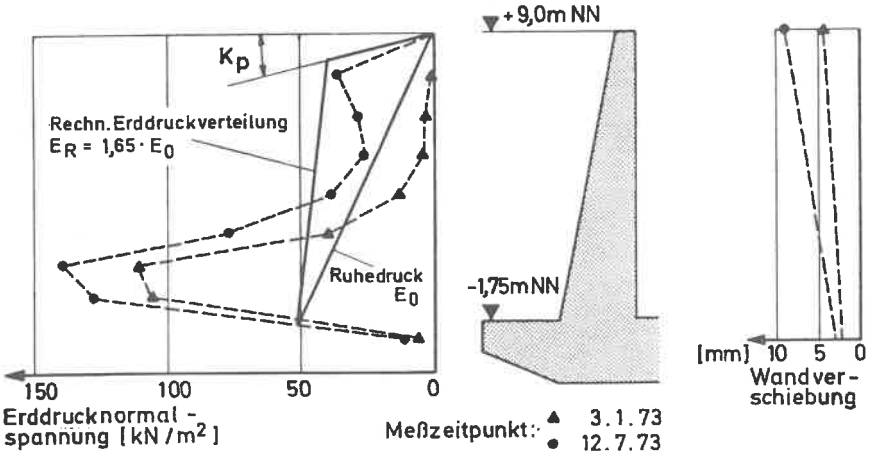


Bild 18: Meßwerte im Trogbereich beim Schiffshebewerk Lüneburg (nach Schuppener [24])

Im Turmbereich wurde ebenfalls der Ruhedruck überschritten (Bild 19). Durch die Messungen wurde bestätigt, daß die rechnerischen Erddruckansätze nach Franke und Bernhard [11] sowohl in der Größe als Verteilung nicht nur gerechtfertigt waren, sondern eher noch höher hätten angesetzt werden müssen.

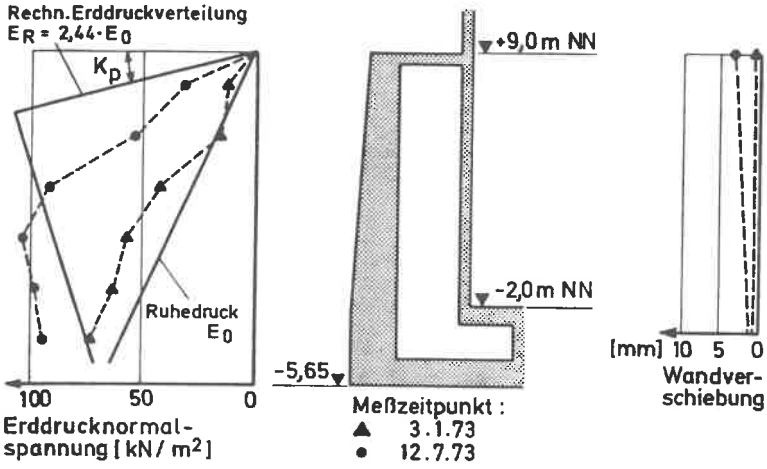


Bild 19: Meßwerte im Turmbereich beim Schiffshebewerk Lüneburg (nach Schuppener [24])

Die Bundesanstalt für Wasserbau plant weiterhin Kontrollmessungen an der Schleuse Ülzen. Es handelt sich hier um eine Schleuse mit einem komplizierten Rippenquerschnitt im Wandbereich. Durchgeführt werden Kraftmessungen in der Bewehrung und Verformungsmessungen der Wand durch Neigungsmesser im Spanngehänge. Veröffentlichte Ergebnisse liegen noch nicht vor.

5. ZUSAMMENFASSUNG BISHER DURCHGEFÜHRTER MESSUNGEN

Die bisherigen Messungen an Schleusen in der UdSSR, in den USA und in Deutschland ergaben, daß der Erddruck hinter hohen U-förmigen Schleusenbauwerken mit sandiger Hinterfüllung stark von

jahreszeitlich bedingten Temperaturänderungen in den Wänden und der Sohle beeinflußt wird. Das Füllen und Leeren der Schleuse ändert die Erddruckverteilung geringfügiger.

Bei der Schleuse "XXII Kongreß" wurden Erddrücke gemessen, die den rechnerischen Ansatz um das Dreifache übertrafen. Eine derartige Erddruckzunahme war bei der Wotkin-Schleuse und der Schleuse, über die Nefedova berichtete, nicht festzustellen. Bei der letztgenannten Schleuse lagen die Meßwerte sogar unter dem rechnerischen Ansatz. Auch bei der Port-Allen-Schleuse zeigten die Messungen, daß der Ruhedruck (K_o = 0,36) nur im oberen Wandbereich und hauptsächlich bei voller Schleuse überschritten wird. Bei der Old-River-Schleuse wird selbst der mit K_o = 0,36 ermittelte Ruhedruck nicht erreicht, wie Gould [21] aufzeigte. Eine Erddruckzunahme durch eine Nachverdichtung der Hinterfüllung infolge zyklischer Bewegung der Kammermauern wurde während einer längeren Meßdauer in den USA nicht beobachtet. Dagegen war bei der Wolga-Schleuse dieser Vorgang festzustellen. Die Zunahme des Erddruckes soll hier vor allem auf die zyklischen Bewegungen der Kammerwände durch Füllen und Leeren, sowie auf die großen Grundwasserspiegelschwankungen während der Schleusung zurückzuführen sein. Es ist zu klären, ob sich dieser Effekt, der sich bei dieser Schleuse auch nur in zwei Meßhorizonten (Bild 8 c) abzeichnete, allgemein auf ähnliche Bauwerke übertragen werden kann.

Bei den Messungen am Schiffshebewerk in Lüneburg wurde der rechnerische Ruhedruck bei dem Trogquerschnitt mit Sporn und beim Turm überschritten. Die starke Erddruckzunahme in Lüneburg ist im wesentlichen auf die temperaturbedingte Verschiebung der Wand gegen die Hinterfüllung zurückzuführen.

6. AUFGABENSTELLUNG

Die Kammerwände von Schiffahrtsschleusen wurden in früheren Jahren hauptsächlich als Schwergewichtsmauern bzw. in Spundwandbauweise ausgebildet [25] . Bei der Schwergewichtsmauer wird der aktive Erddruck oder Ruhedruck nach Coulomb verteilt. Für die Spundwandberechnung sind in der EAU [26] ausführliche Richtlinien angegeben. In der Praxis hat sich das Berechnungsverfahren nach Blum mit klassischer Erddruckverteilung bewährt. Schleusen aus Stahlbeton mit biegesteifem Sohlanschluß erreichten bis vor kurzem in Deutschland Hubhöhen bis maximal 15 m. Sie wurden zumeist auf den Ruhedruck oder einem Erddruck zwischen aktiven und Ruhedruck bemessen.

Die ersten hohen Schleusen am Europakanal waren die Schleusen Erlangen und Kriegenbrunn mit Hubhöhen von 18,3 m. Diese Schleusen wurden im Jahr 1971 in Betrieb genommen [2] . Bemessen wurden sie für einen erhöhten aktiven Erddruck [9] .

Beunruhigt durch die Meßergebnisse an Schleusen in der Sowjetunion und durch die Ergebnisse eigener Bewegungsmessungen an den beiden oben genannten Schleusen, sah es die Rhein-Main-Donau AG als Aufgabe an, für die geplanten sehr hohen Schleusen auf der Südstrecke des Kanals die bisherigen Erddruckansätze auf ihre Gültigkeit zu überprüfen. Vor allem sollte geklärt werden, welchen Einfluß die wechselnde Bewegung der Kammermauern durch das Füllen und Entleeren sowie durch die Verformung der Wand infolge jahreszeitlicher Temperaturänderungen auf die Erddruckgröße und -verteilung haben. Außerdem soll überprüft werden, ob durch die genannten Vorgänge im Laufe der Jahre eine Erddruckzunahme eintritt, und wenn ja, welchem Grenzwert der Erddruck zustrebt. Bereits 1948 hat Ohde [27] auf die "Härtung" des Bodens infolge der Bewegung von Stützkörpern hingewiesen. Wie groß diese Bewegung sein muß, welchen Einfluß die Lagerungsdichte der Hinterfüllung

und die Strömung des Grundwassers haben, um eine Verdichtung der Hinterfüllung bzw. eine sogenannte "Härtung" zu bewirken, ist noch nicht geklärt.

Als Beitrag zur Lösung dieser Probleme wurde folgendes Arbeitsprogramm aufgestellt:

a) Bauwerksmessungen an der Schleuse Nürnberg-Süd

Für die Schleuse Nürnberg-Süd mit einer Hubhöhe von 19,5 m wurde in Zusammenarbeit mit der Rhein-Main-Donau AG ein umfangreiches Meßprogramm ausgearbeitet. Es umfaßt Erddruck- und Verformungsmessungen bei der östlichen Kammerwand und Verformungsmessungen in der Hinterfüllung. Außerdem wird der Temperaturverlauf in der Wand gemessen. An der westlichen Kammerwand werden ebenfalls Verformungsmessungen durchgeführt.

Die als Grundlage für die Vergleichsberechnungen (Ziffer c) benötigten Bodenkennwerte der Hinterfüllung werden durch Feld- und Laborversuche bestimmt.

b) Modellversuche

Obwohl die unter Ziffer a genannten Bauwerksmessungen im Vergleich mit bereits veröffentlichten Meßergebnissen an anderen Schleusen wichtige Rückschlüsse auf den Erddruckansatz zulassen, erschien es sinnvoll, Modellversuche durchzuführen, um den Einfluß der Lagerungsdichte des Hinterfüllmaterials, des Drehwinkels der Wand, der Anzahl der Lastwechsel und der Wandsteifigkeit auf die Größe und Verteilung des Erddruckes zu erforschen. Hierbei boten sich bereits vorhandene Versuchs- und Meßeinrichtungen bei der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt und bei der Landesgewerbeanstalt Bayern in Nürnberg an.

c) Vergleichsberechnungen

Die in Abschnitt 4.3. zitierten Untersuchungen an Schleusen in den USA durch Clough und Duncan [19] ergaben, daß die Finite-Element-Methode eine geeignete Art für die Vergleichsberechnungen zu den Bauwerks- und Modellmessungen darstellt.

Für die vorliegende Arbeit sollen deshalb die Ergebnisse der ausgeführten Bauwerks- und Modellversuche mit der FE-Methode überprüft werden. Dabei sollen lineare und nichtlineare Stoffansätze angewendet werden [22] . Zu klären ist auch, ob die FE-Methode ein wirtschaftliches Verfahren zur Berechnung von Schleusen ist.

Durch eine Parameterstudie soll weiterhin der Einfluß der Lagerungsdichte des Hinterfüllmaterials, der Hinterfüllhöhe, der Temperaturverteilung und des Wasserdruckes in der Schleuse auf die Erddruckgröße und deren Verteilung nach der FE-Methode untersucht werden.

7. MESSPROGRAMM FÜR DIE SCHLEUSE NÜRNBERG - SÜD

7.1. Bauwerks- und Untergrundverhältnisse

Bei der Schleuse Nürnberg-Süd handelt es sich um eine Sparschleuse, die im Zuge des Baues des Europakanals südlich des Nürnberger Hafens errichtet wurde (Bild 1). Mit einer Hubhöhe von 19,5 m und einer Bauhöhe von 30,2 m ist sie die höchste Schleuse am Europakanal, die bisher fertiggestellt wurde. Die Kammer ist 190 m lang und hat eine lichte Weite von 12 m. Die Schleuse ist in Blöcke von 12 bis 15 m Länge aufgeteilt.

Mit den Gründungsarbeiten wurde im August 1973 begonnen (Bild A 1). Die Schleuse konnte in offener, geböschter Baugrube errichtet werden. Die Wasserhaltung erfolgte über seitlich in der Baugrube angeordnete Dränagen. Im September 1975 war die Hinterfüllung abgeschlossen (Bild A 2). Einen Überblick über die Abmessungen der Schleuse im Schnitt und die Untergrundverhältnisse gibt Bild 20. Der Grundriß der Schleuse mit der Lage der Meßlamelle (Block 4) ist aus Bild 21 ersichtlich.

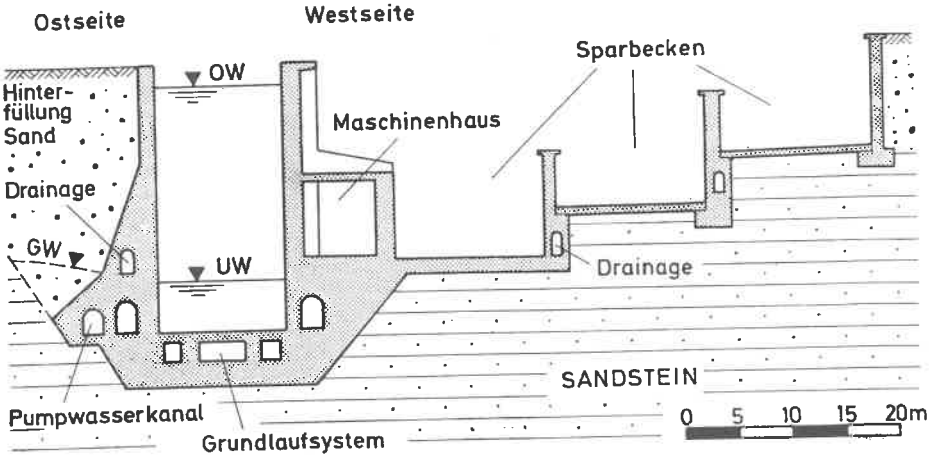


Bild 20: Schleuse Nürnberg-Süd, Querschnitt und Untergrundverhältnisse

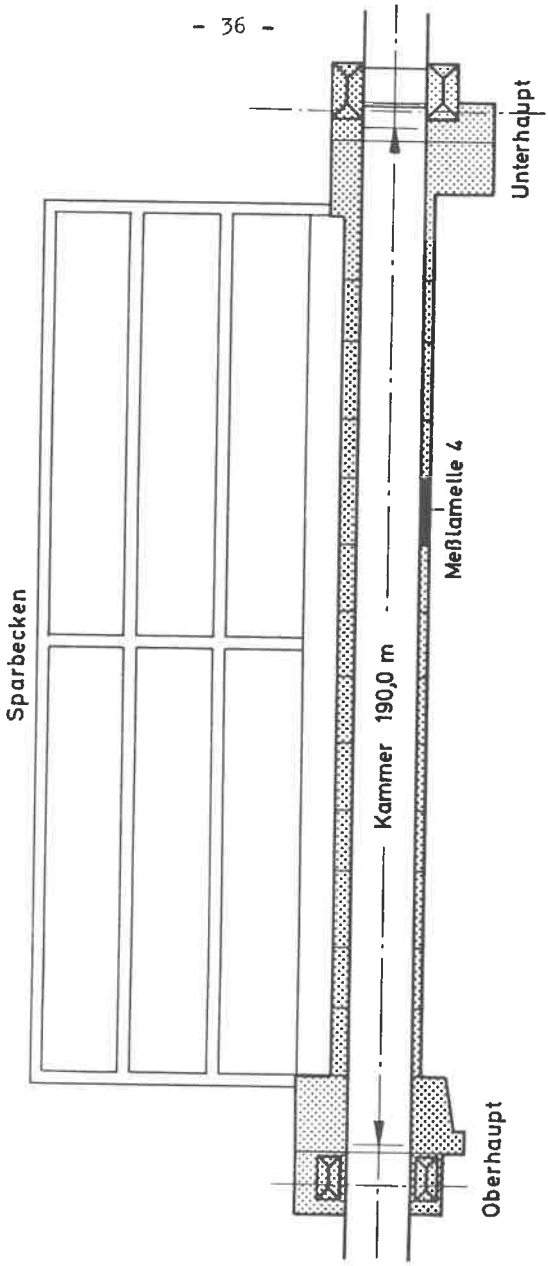


Bild 21: Schleuse Nürnberg-Süd, Grundriß

Der Untergrund im Bereich der Schleuse besteht aus Blasensandstein. Typisch für diesen Keupersandstein sind die Wechsellagerungen von mürben und harten Sandsteinpartien. In diesen sind zumeist halbfeste bis feste Keupertonschichten und dolomitische Arkosebänke (sogen. Quacken) unterschiedlicher Mächtigkeit eingelagert. Zur Kontrolle der Untergrundverhältnisse wurden im Meßlamellenbereich noch zwei Bohrungen (6,0 - 7,4 m) von Gründungssohle (303,30 m ü.NN) abgeteuft. Es wurden zusätzlich zwei Lastplattenversuche durchgeführt. Die E_1-Werte lagen bei 200 MN/m^2 und die E_2-Werte bei 300 MN/m^2. Zylinderdruckversuche an Bohrkernen aus den Kontrollbohrungen ergaben einaxiale Druckfestigkeiten für den Keuperton von 800 kN/m^2, für den Sandstein von 5000 - 18000 kN/m^2 und für die sogenannten "Quacken" von 21200 kN/m^2. Nach den neueren Untersuchungen von Sadgorski [4] kann für den harten, unververwitterten Keupersandstein mit einem Steifemodul bis zu E_s = 800 MN/m^2 gerechnet werden.

7.2. Hinterfüllung

7.2.1. Bodenart und Einbau

Die Hinterfüllung der Schleuse erfolgte mit dem Baufortschritt der Wand. Im Bereich des Meßquerschnittes (Blocklamelle 4), der an der östlichen Kammerwand ca. 40 m vom Unterhaupt entfernt liegt, wurde Bodenmaterial aus den Decksandschichten verwendet. Es handelt sich um einen schwach schluffigen Mittelsand. Im übrigen Teil der östlichen Kammermauer wurde verwittertes Keupermaterial (schluffiger Sand) aus dem Baugrubenaushub verwendet. Das Bodenmaterial wurde in Lagen von 0,5 bis 0,8 m eingebaut und mit einer Vibrationswalze verdichtet (4 bis 5 Übergänge). Zwischen Bauwerk und Hinterfüllung wurde eine ca. 2,0 m dicke Filterschicht aus Kies der Körnung 2/32 lagenweise (0,5 m) eingebracht und mit einem AT 2000 verdichtet.

Im Meßlamellenbereich wurde ein kiesiger Mittelsand als Filterschicht gewählt, um eine gleichmäßigere Erddruckverteilung in den einzelnen Meßhorizonten zu gewährleisten.

7.2.2. Feldversuche

In der Hinterfüllung wurden Plattendruckversuche (Plattendurchmesser d = 76,2 cm), Standard-Rammsondierungen, Isotopen- und Sondierungen mit der schweren Rammsonde durchgeführt. Außerdem wurden drei Bohrungen für die Aufnahme der vertikalen Extensometer abgeteuft.

a) Plattendruckversuche

Plattendruckversuche wurden zur Kontrolle der Verdichtungsarbeit im gesamten Schleusenbereich durchgeführt. Bei der Meßlamelle wurde ein Verformungsmodul E_{v1} = 55 MN/m^2 für Erstbelastung und E_{v2} = 86 MN/m^2 für Wiederbelastung bestimmt. Das Verhältnis E_{v2}/E_{v1} = 1,58 im Zusammenhang mit den hohen Verformungsmoduln läßt auf eine gute Verdichtung schließen.

b) Standard-Rammsondierungen

Standard-Penetration-Tests wurden alle zwei Meter in der Extensometerbohrung Ext. V (Bild 25) ausgeführt. Die Schlagzahlen je 30 cm Eindringung sind in Bild 22 dargestellt. Der niedrigste Wert liegt bei 11, der höchste bei 26 Schlägen. Bei grobkörnigen Böden gilt aus örtlicher Erfahrung folgende Beziehung zwischen Lagerungsdichte D und Schlagzahl n_{30}: eine mitteldichte Lagerung D ist bei einer Schlagzahl n_{30} = 10 ./. 30 gewährleistet.

c) Schwere Rammsondierung

Neben der Bohrung Ext. IV (Bild 25) wurde eine schwere Rammsondierung durchgeführt. Das Rammdiagramm ist in Bild 22 aufgezeichnet. Die Schlagzahlen n_{10} schwanken von 9 bis 60. Deutlich lassen sich stärker verdichtete Zonen z.B. in 6,3 m Tiefe erkennen. Dies erklärt sich aus der Wirkungsweise der Rüttelwalzen, die je nach Anzahl der Übergänge bzw. der Einbaudicke eine unterschiedliche Verdichtung erzeugt. Nach eigenen Erfahrungen liegt die Lagerungsdichte zwischen mittel- und dichter Lagerung.

d) Isotopensondierung

Neben der Bohrung Ext. V wurde noch eine Isotopensondierung mit kombinierter Messung der Dichte ϱ und des Wassergehalts w geschlagen. Die Dichte des feuchten Bodens, die Trockendichte und der Wassergehalt sind im Bild 22 zeichnerisch über die gesamte Tiefe dargestellt. Zum Vergleich wurde der Bereich der mitteldichten Lagerung eingetragen. Aus dem Verlauf der Trockendichte läßt sich feststellen, daß bei der Filtersandschicht Schwankungen über die gesamte Bandbreite der mitteldichten Lagerung auftreten.

Die Isotopensondierungen sollen halbjährlich wiederholt werden. Eine eventuelle Nachverdichtung der Hinterfüllung im Laufe der Jahre könnte somit festgestellt werden.

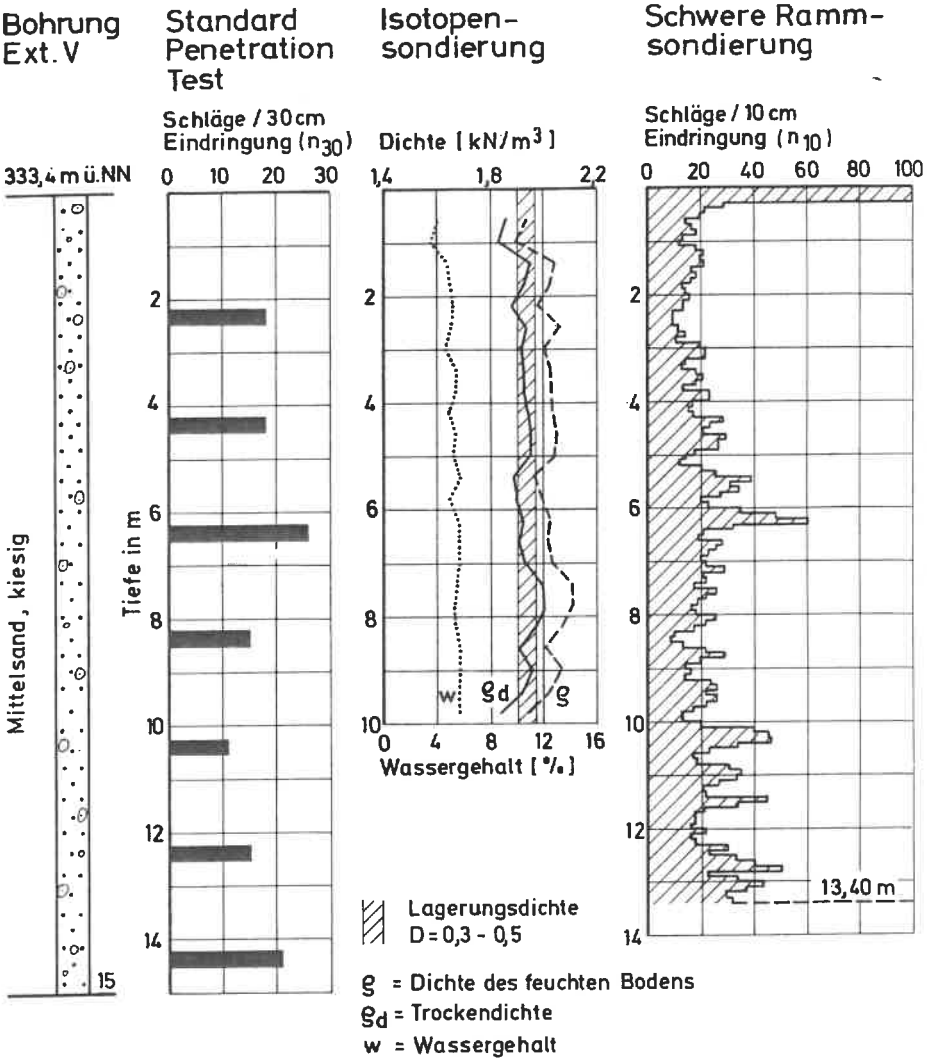


Bild 22: Felduntersuchungen in der Sandhinterfüllung

7.2.3. Bodenmechanische Kennwerte

Die für die Vergleichsberechnungen erforderlichen Bodenkennwerte der Hinterfüllung wurden durch Laborversuche an gestörten und ungestörten Bodenproben bestimmt. Diese Bodenproben wurden fortlaufend während des Hinterfüllvorganges und aus den Extensometerbohrungen entnommen. Neben der Kornverteilung wurde der Wassergehalt, die Wichte des feuchten Bodens, Porenanteil, Porenzahl, sowie die lockerste und dichteste Lagerung ermittelt. Zudem wurden Triaxalversuche gefahren, um den Reibungswinkel φ und vor allem aus den Spannungsverformungskurven die für die numerische Vergleichsberechnung nach Duncan und Chang erforderlichen Stoffparameter zu ermitteln. In Tabelle 5 sind die Mittelwerte der bodenmechanischen Versuchsergebnisse wiedergegeben.

Tabelle 5: Kennwerte des Füllsandes

a) Bodenmechanische Kennwerte	
Wichte	$\gamma = 19{,}0\ kN/m^3$
Ruhedruckbeiwert	$K_o = 0{,}4$
Reibungswinkel	$\varphi = 34^o$
b) Eingangswerte der numerischen Berechnung	
Querdehnzahl	$\nu = 0{,}3$
Querdehnzahl (beim Bruch)	$\nu_f = 0{,}49$
Korrelationsfaktor	$R_f = 0{,}85$
Exponent	$n = 0{,}4$
Koeffizient	$K_m = 660$
Koeffizient	$K_u = 950$

Zur Bestimmung des Wandreibungswinkels und der Schersteifigkeit wurden Scherversuche im Rahmenschergerät und in einem Versuchskasten durchgeführt. Es wurde dabei für verschiedene Normalspannungsbelastungen die Kurve der Tangentialspannungen in Abhängigkeit vom Verschiebungsweg aufgetragen. Dies wurde für die Reibung zwischen Sand und Beton, sowie für Sand und Stahl (Geberabdeckplatten) durchgeführt. Aus dem Verhältnis Tangential- zu Normalspannung wurde der Wandreibungswinkel δ bestimmt. Als Mittelwert konnte für die Reibung zwischen Sand und Beton bzw. Stahl ein Wandreibungswinkel $\delta = 25^{\circ}$ ermittelt werden.

7.3. Meßeinrichtungen

7.3.1. Anordnung der Meßelemente

Die Meßelemente bei der Schleuse Nürnberg-Süd wurden auf einen Block von 12 m Breite beschränkt, da sich bei früheren Bauwerksmessungen gezeigt hatte, daß die Erddruckwerte stark streuten. Daher wurde auch jeder Meßhorizont mit 3 bis 4 Gebern besetzt, um einen zutreffenden Mittelwert zu erhalten [28] . Die Lage und Anordnung der Meßwertaufnehmer zeigen die Bilder 23 und 24. In der Meßzentrale, die sich im Dränagegang befindet, werden die Meßkabelanschlüsse gesammelt (Bild A 3 und Bild A 4). Die Anzeigegeräte werden mindestens einmal monatlich abgelesen.

7.3.2. Erddruckaufnehmer

Es wurden 20 Glötzl-Erddruckgeber E 20/30 (Bild A 5) und 9 Maihak-Druckmeßdosen 15/20 (Bild A 6) installiert (Bild 23 und 24). Die Wirkungsweise beider Geber beruht auf dem gleichen Prinzip, und zwar dem des Sicherheitsventils, dessen Federspannung dem zu messenden Druck entspricht. Der Öldruck im Druckkissen entspricht dem Erddruck, wenn sich das Sicherheitsventil öffnet. Eine ausführliche Funktionsbeschreibung gibt z.B. Franz [29] .

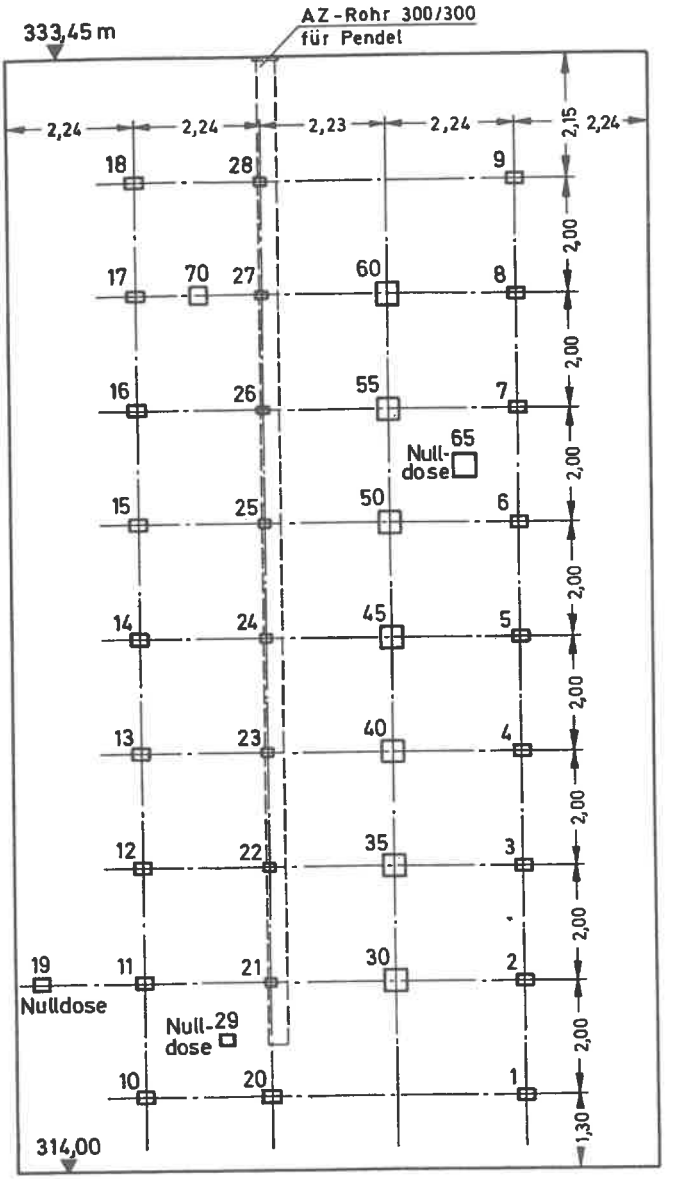


Bild 23: Meßwertaufnehmer (Ansicht des Meßquerschnittes)

Geber Nr.	System (Type)
1 - 17	Glötzl E20/30 KF 50 (Druckmeßdose)
18 - 19	Glötzl F20/30 QF 50 A (Druckmeßdose)
20	Glötzl E20/30 KF 50 (Druckmeßdose)
21 - 29	Maihak 15/20 (Druckmeßdose)
30 - 60	Maihak MDS 74 (Schub-Druckmeßdose)
65	Maihak MDS 72 (Druckmeßdose)
70	Uni Stgt. Schub-u. Normalspannungsmeßdose
71 - 78	Maihak MDS 59 (Temperaturgeber)
79	Maihak MDS 81 (Neigungsmesser, fest)
80 - 82	Maihak MDS 81 (Neigungsmesser im Spanngehänge)
83	Maihak MDS 75 (Wasserstandsmesser)

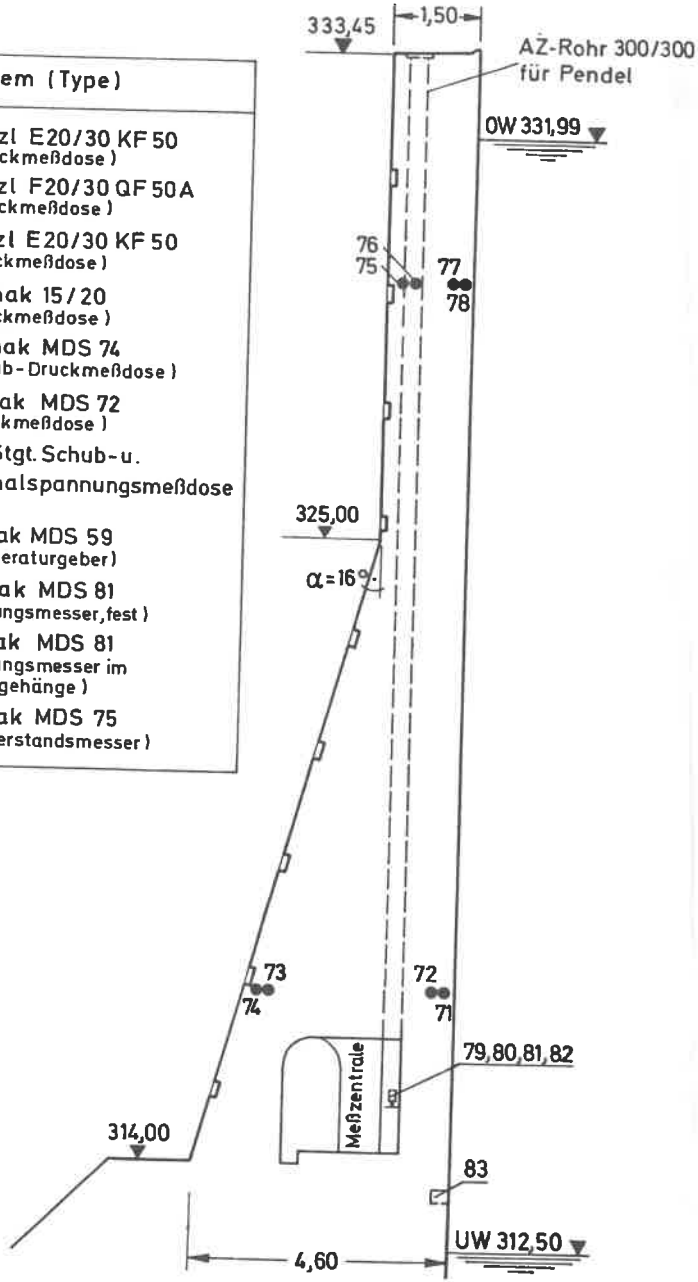


Bild 24: Meßwertaufnehmer (Schnitt durch den Meßquerschnitt)

Außer diesen Erddruckgebern wurden 7 von der Fa. Maihak neu entwickelte Schub-Druckmeßdosen MDS 74 (Bild A 7) eingebaut. Die äußeren Abmessungen betragen 37 x 37 x 6 cm. Die Normalspannung wird dabei mit der bereits seit Jahren standardmäßig produzierten Bodendruckmeßdose MDS 72 gemessen, die einen Durchmesser von 20 cm hat. Die Normalspannungsdose ist in vier um 90° zueinander versetzten Kraftaufnehmer aufgehängt, die den tangentialen Schub messen. Die Geber der MDS 74 arbeiten alle nach dem Schwingsaitenprinzip. Die neu entwickelte Schub-Druckmeßdose wurde eingehenden Testversuchen (Bild A 8) unterworfen und bei den Modellversuchen (Abschnitt 8.1.) überprüft, bevor sie auf der Baustelle installiert wurde.

Zur Kontrolle der Nullwertkonstanz wurde von jedem Gebertyp eine Nulldose eingebaut, also eine Druckmeßdose MDS 72 (Geber Nr. 65), ein Erddruckgeber 15/20 (Geber Nr. 29) und ein Ventilgeber E 20/30 (Geber Nr. 19). Diese Meßwertaufnehmer, die ebenfalls in Mauerausparungen installiert wurden, mußten mit Stahlplatten abgedeckt werden, damit sie keinen Erddruck erhalten.

Außerdem wurde eine neu entwickelte Schub-Normalspannungsmeßdose des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik in Stuttgart (Bild A 9), die bisher erst bei Modellversuchen erprobt wurde, eingesetzt, um einem Dauertest unter Baustellenbedingungen unterzogen zu werden [30] .

Sämtliche Erddruckgeber wurden in Aussparungen der fertigen Kammermauer in ein Mörtelbett so versetzt, daß sie mit der Maueroberfläche bündig abschließen (Bild A 13 und Bild A 14).

7.3.3. Temperaturaufnehmer

Um den Verlauf der Temperatur im Mauerquerschnitt verfolgen zu können, wurden in zwei Ebenen (Bild 24), und zwar auf Kote 317.00 m ü.NN und 329.50 m ü.NN jeweils 4 Temperatur-

geber MDS 59 (Geber Nr. 71 bis 78) einbetoniert. Der Abstand zur Maueraußenkante beträgt 15 bzw. 30 cm (Bild A 10). Diese Geber haben sich bei früheren Bauwerksmessungen bewährt [31] .

7.3.4. Neigungsmesser

Die Wandverformung wird mit 3 Neigungsmessern im Spanngehänge MDS 81 (Bild A 11) (Geber-Nr. 80 bis 82) und die Verdrehung der Mauer bei Kote 315.06 m ü.NN (Meßzentrale) (Bild A 3 und Bild A 4) mit einem fest installierten Neigungsmesser (Geber Nr. 79) bestimmt. Somit läßt sich die Kronenverschiebung, bezogen auf die Kote 315.06 m ü.NN, messen.

Zur Kontrolle der Kronenverschiebung wurden im Meßquerschnitt (Lamelle 4) und in zwei weiteren Bauwerksblöcken (Lamelle 5 und 9) Pendel in Asbestzementrohre 300/300 (siehe Bild 24) eingehangen.

7.3.5. Setzungsmessungen

Bereits nach dem Betonieren der Sohle wurden auf jedem Block an den Eckpunkten vier Höhenbolzen angebracht und während des weiteren Baufortschrittes beobachtet. Außerdem wurden nach Fertigstellung der Kammermauer auf der Mauerkrone Höhenpunkte für Setzungsmessungen eingebaut.

7.3.6. Wasserstandsmesser

Der Wasserdruckgeber MDS 75 (Geber Nr. 83) (Bild A 12) auf Kote 313.50 m ü.NN soll die Wasserstände in der Schleusenkammer anzeigen. Vor allem beim Füllen und Entleeren soll sichergestellt werden, daß bei jeder Messung die den übrigen Meßwerten zugehörigen Wasserstände in der Meßzentrale registriert werden.

7.3.7. Extensometer

In der Hinterfüllung sind drei vertikale und zwei horizontale Mehrfachextensometer eingebaut, um die Verformungen der Hinterfüllung bestimmen zu können (Bild 25).

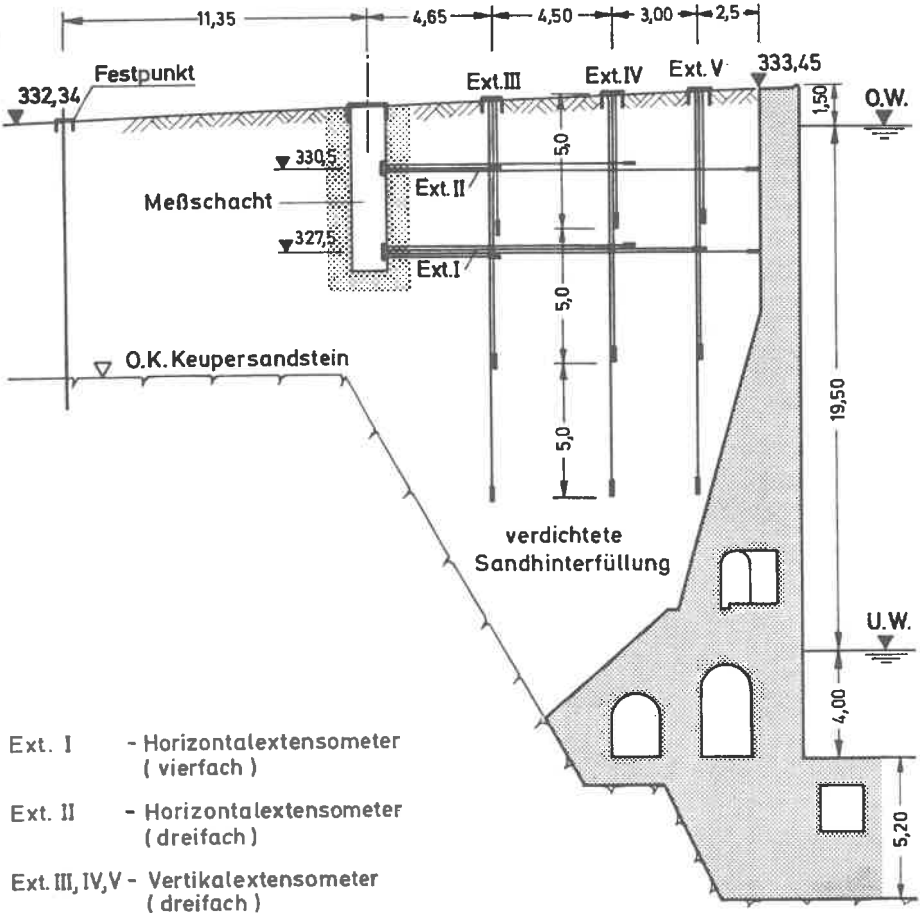


Bild 25: Extensometeranordnung

Die horizontalen Extensometer wurden im Zuge des Hinterfüllvorganges eingebaut (Bild A 15). Sie bestehen aus einer Stahlplatte 400 x 400 x 5 mm und einer angeschweißten Torstahlstange mit Kunststoffschutzrohr. In diesem Rohr kann sich die Stange frei bewegen. Alle Gestänge enden im Meßschacht in einem Meßkopf mit Meßuhr- und Tasteranschlag.

Die vertikalen Extensometer mußten nach dem Hinterfüllvorgang in Bohrungen eingebaut werden. Als Anker dient hier ein ca. 50 cm langes Torstahlstück, das mit Zementmilch verpreßt wird. Der Extensometerkopf mit Meßteller befindet sich in einem Schacht an der Geländeoberfläche (Bild A 16). Eine ausführliche Beschreibung der Wirkungsweise der Extensometer ist in der Prospektmappe der Fa. Interfels enthalten.

7.3.8. Grundwasserpegel

Der Grundwasserspiegel in der Hinterfüllung wird bis zur Kote 314.0 m ü.NN durch den Dränagekanal abgesenkt. Durch 3 Grundwasserpegel in der Hinterfüllung und 20 Pegelrohre im Bauwerk wird der Sohlwasserdruck und Grundwasserstand 14-tägig beobachtet.

7.4. Meßergebnisse

7.4.1. Erddruck und Wandverformung

In Bild 26 sind die Erddrucknormalspannungen der verschiedenen Gebertypen dargestellt. Die Schwankungen der einzelnen Meßwerte sind groß, wie aus den Messungen an Schleusen in der UdSSR und aus den eigenen Messungen an Tunnelrahmen bekannt ist [28] . Da jedoch jeder Meßhorizont vierfach besetzt wurde, ist eine Mittelwertbildung möglich.

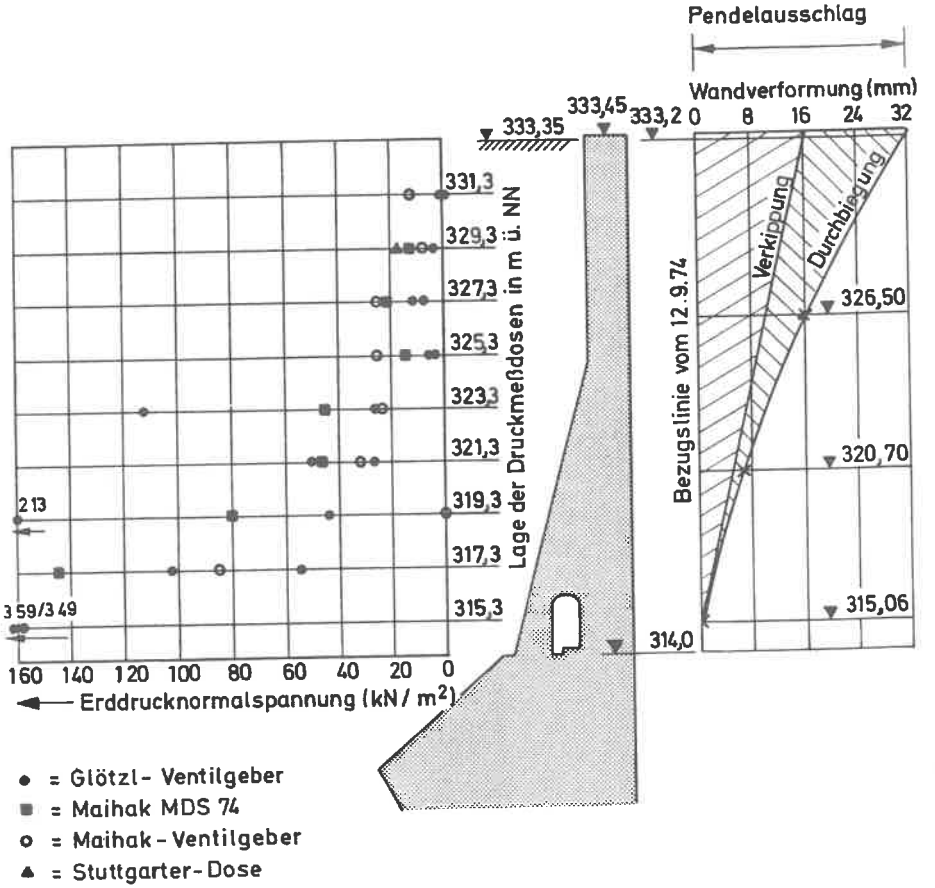


Bild 26: Beispiel für gemessenen Erddruck und Wandverformung (16.10.75)

In Bild 27 sind die Mittelwerte der Erddrucknormalspannungen während des Hinterfüllvorganges aufgezeichnet. Der Erddruckverlauf ist bei den ersten zwei Auffüllphasen dreieckförmig. Bei der weiteren Hinterfüllung bis zur Mauerkrone macht sich der unterschiedliche Anstieg des Wandrückens und die starke Wandverkippung und -verbiegung (Bild 26) im Erddruckbild bemerkbar.

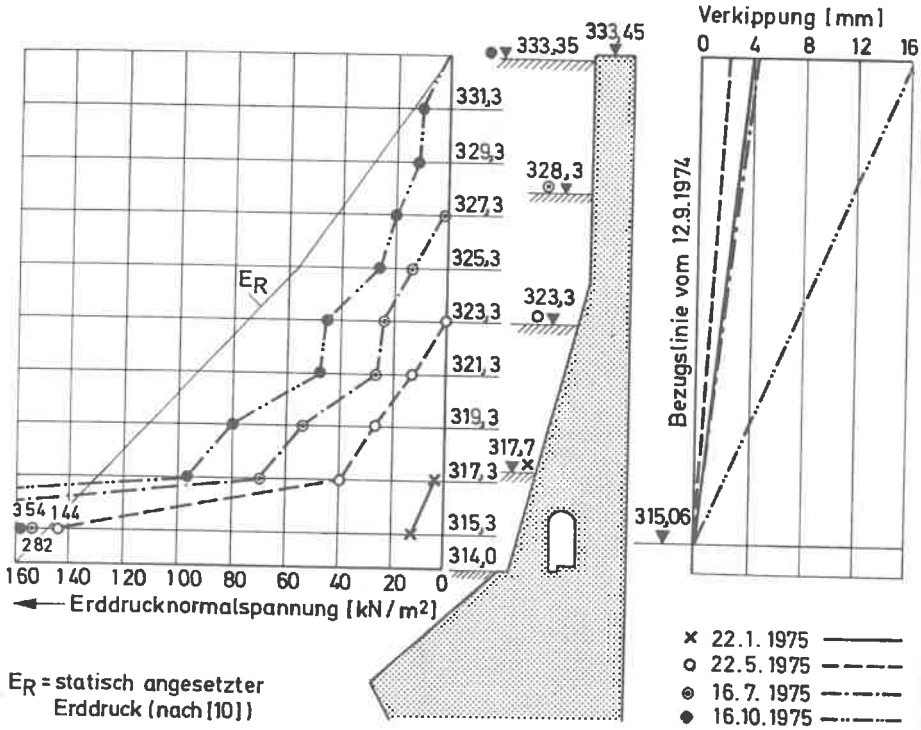


Bild 27: Erddruck und Wandverkippung während der Hinterfüllung

Auffallend ist eine gewisse Verspannung im unteren Teil der Wand auf Kote 315,3 m ü.NN kurz oberhalb des Sporns. Auch konnte eine geringe Erddruckzunahme bei 331,3 m ü.NN durch die Verdichtungsarbeit gemessen werden. Der rechnerische Erddruck E_R, der mit $\varphi = 30^o$ und $\gamma = 20,0$ kN/m^3 nach den Empfehlungen von Jelinek [10] der statischen Berechnung zugrundeliegt, wurde jedoch nach der Hinterfüllung oberhalb 317 m ü.NN nicht erreicht (siehe Bild 27).

Neben dem Erddruck ist auf Bild 27 die Verkippung aufgetragen. Vom 22.1.1975 bis 22.5.1975 ist eine geringe Verkippung gegen das Erdreich festzustellen, verursacht teilweise durch die Temperaturverformung der Schleusensohle sowie durch die Erdauflast auf den Sporn. Erst die weitere Hinterfüllung bringt eine Verkippung zur Schleusenkammer hin. Wesentlich stärker verkippte und verbog sich die Schleusenwand, als der schlanke Teil von Kote 325,0 bis 333,3 m ü.NN hinterfüllt wurde.

Die Verkippung betrug, bezogen auf den 12.9.1974, am 16.10.1975 $\Delta \bar{s}$ = 16 mm im Lastfall mit leerer Schleuse und voller Hinterfüllung. Die Gesamtverformung = Verkippung und Durchbiegung der Wand wurde an der Mauerkrone mit $\Delta \bar{s}$ = 16 + 16 = 32 mm registriert, bezogen auf die Kote 315,06 m ü.NN (Bild 26). Hervorzuheben ist, daß die Pendelmessung und die Messung mit den Neigungsgebern der Fa. Maihak bis auf eine Abweichung von 1 mm übereinstimmen. Die Gesamtverformung der Mauer zur Schleusenkammer nahm durch die Kriechverformung der Schleusenwand unter der Dauerlast der Hinterfüllung und durch die Temperaturverformung im Winter 1975/76 noch zu und erreichte $\Delta \bar{s}$ = 39 mm. Eine Bewegung gegen das Erdreich stellte sich bereits im März 1976 ein, als sich die Schleusenwand und -sohle wieder auf der Kammerseite erwärmten.

Die ersten Feldmessungen mit den neu entwickelten Schubmeßdosen MDS 74 nach der Hinterfüllung zeigt Bild 28. Die aus den Normal- und Tangentialspannungen ermittelten Wandreibungswinkel schwanken stark um den Mittelwert von 28°. Ein ähnlicher Wert konnte bei Versuchen zwischen Beton und Sand im Rahmenschergerät ermittelt werden. Die große Streubreite erklärt sich daraus, daß aus Kostengründen nur 7 Meßhorizonte mit einer Schubmeßdose MDS 74 besetzt werden konnten. Eine Mittelwertbildung ist hier in vertikaler Richtung vertretbar. Lediglich auf Kote 329,3 m ü.NN konnte eine Vergleichsmessung mit der Stuttgarter Dose herangezogen werden. Die Meßwerte beider Gebertypen stimmen gut überein.

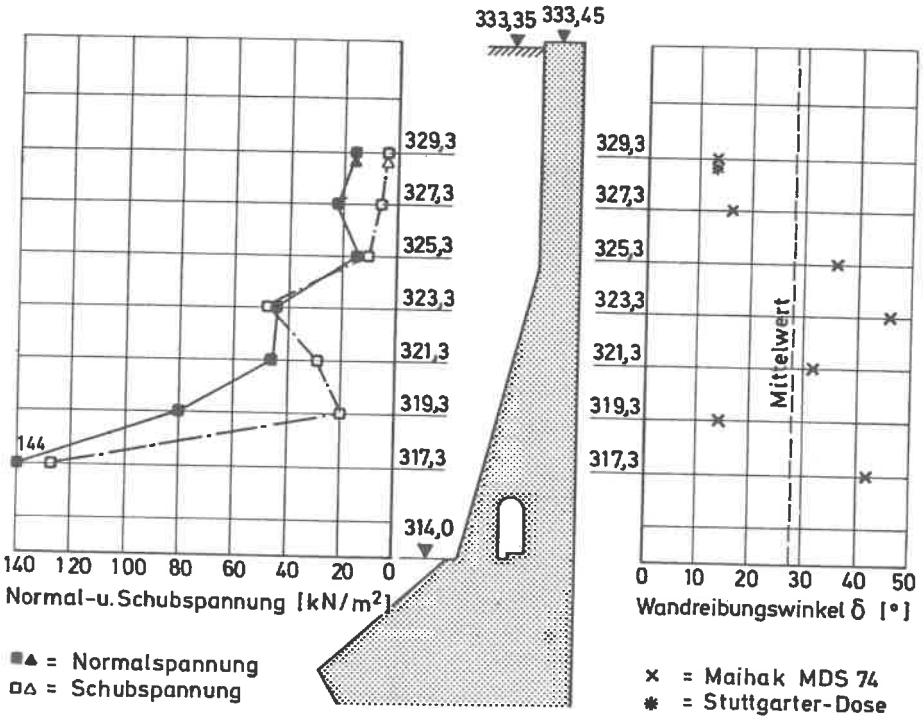


Bild 28: Normal- und Tangentialspannungen, Wandreibungswinkel (16.10.75)

7.4.2. Temperaturverlauf in der Schleusenwand

Der Temperaturverlauf in der Kammerwand wird in zwei Meßebenen, und zwar auf Kote 317,0 und 329,5 m ü.NN gemessen (Bild 29). Am 16.7.1975 war die Wand nur teilhinterfüllt bis zur Kote 328,3 m ü.NN. Im unteren Meßquerschnitt wurden auf der Erdseite 12° C und auf der Luftseite 22° C registriert. Die obere Meßebene war zu diesem Zeitpunkt noch voll der Sonneneinstrahlung ausgesetzt, was sich auch in den hohen Betontemperaturen von ca. 30° C wiederspiegelt.

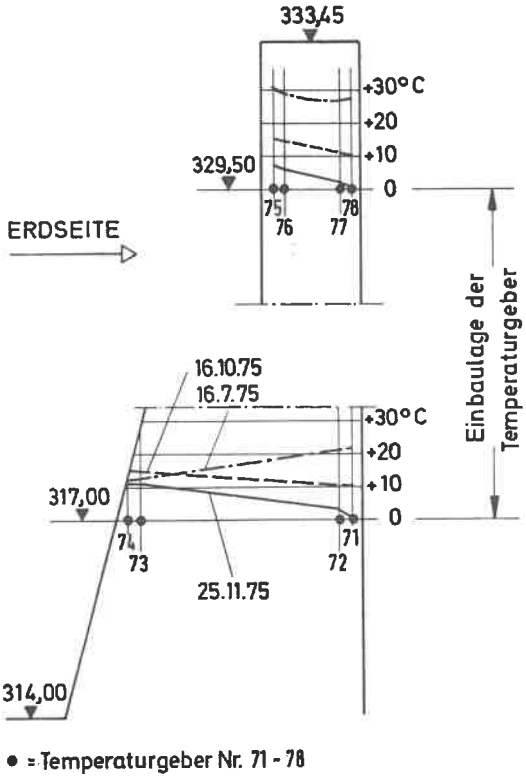


Bild 29: Temperaturverlauf in der Wand (16.7., 16.10, 25.11.75)

Am 16.10.75 wurde in beiden Meßebenen dieselbe Temperaturverteilung registriert. Auf der Erdseite wurden 14° C und auf der Kammerseite 10° C gemessen. Die Lufttemperatur schwankte an diesem Tag zwischen + 2° C und + 13° C (Bild 30). Interessant waren die Messungen am 25.11.75 mit Lufttemperaturen von - 11° C bis - 2° C. Die Wandtemperaturen auf der Erdseite waren zu dieser Jahreszeit auf + 8° C bis + 10° C abgesunken. Auf der Luftseite der Kammermauer wurden 0° C gemessen. Es zeigt sich bereits bei dieser kurzen Meßperiode, daß die Betontemperatur den Lufttemperaturen nur langsam folgt. Die Tagesschwankungen der Lufttemperatur sind somit für die Betontemperaturen von untergeordneter Bedeutung. Aus diesem Grund wurden auf Bild 30 die Wochen- und Monatsmittel aufgetragen. In Abschnitt 10 wird ausführlicher auf die Berücksichtigung der Temperatur auf Verformung und Erddruckgröße eingegangen.

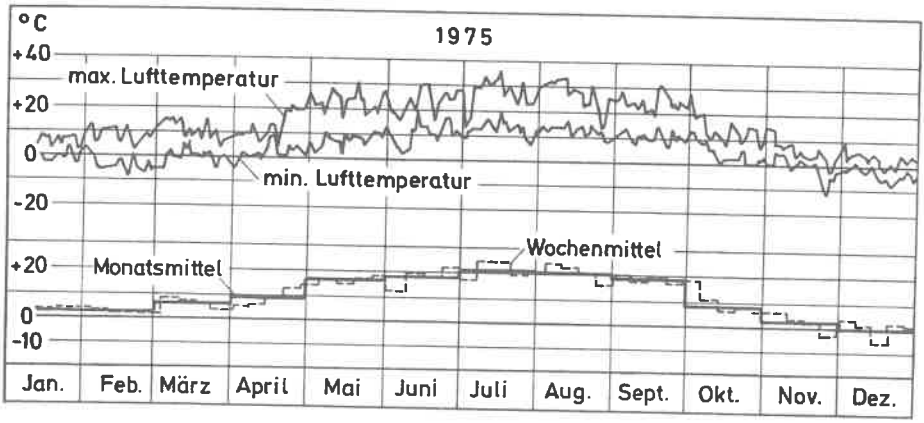


Bild 30: Lufttemperatur in Nürnberg (max. und min. Tagestemperatur, Wochen- und Monatsmittel)

7.4.3. Verformung der Hinterfüllung

Zum erstenmal wird bei einer Schleuse auch die Verformung des Hinterfüllsandes in horizontaler und vertikaler Richtung gemessen. Die Meßwerte aus einer halbjährigen Meßreihe liegen zum Zeitpunkt dieser Untersuchung vor (Bild 31 und 32).

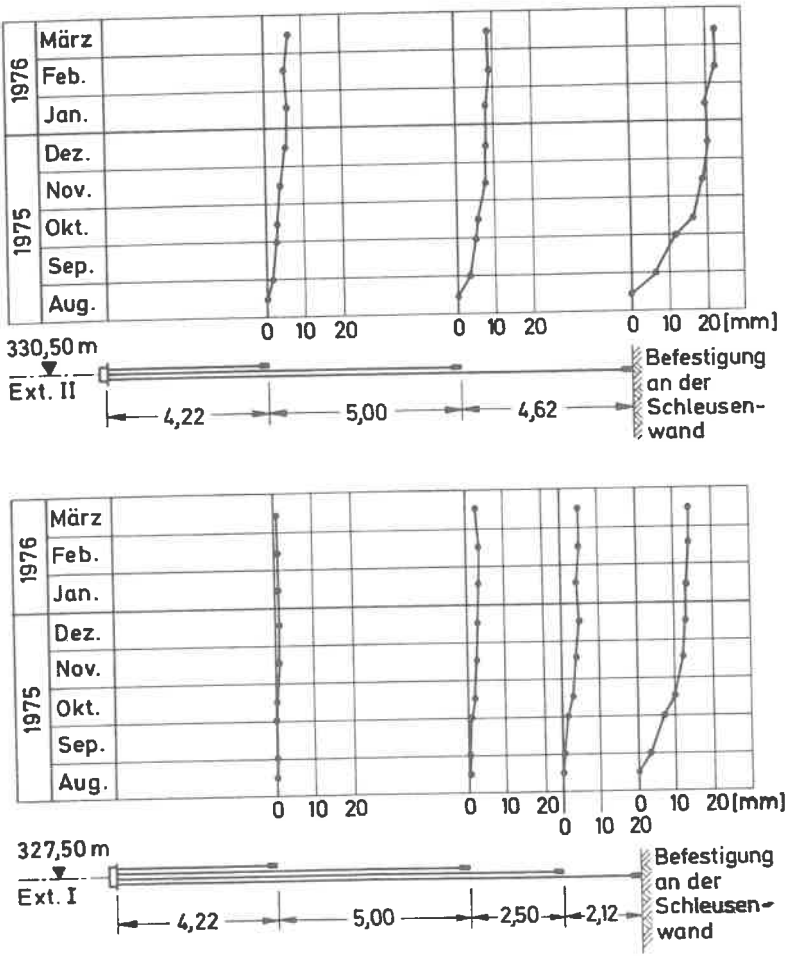


Bild 31: Verformungen der Hinterfüllung (horizontal) (vgl. Bild 25)

Die Horizontalbewegung der einzelnen Meßpunkte nimmt mit der Tiefe ab (Bild 31). Je weiter entfernt von der Mauer ein Extensometerpunkt liegt, um so geringer sind die horizontalen Bewegungen. Aus den Horizontalverschiebungen der beiden Extensometerpunkte an der Mauer kann über die Verformungsmessung der Wand auf die Sohlverschiebung geschlossen werden. Diese betrug vom Oktober 1975 bis Februar 1976 $\Delta s = 1{,}6$ mm.

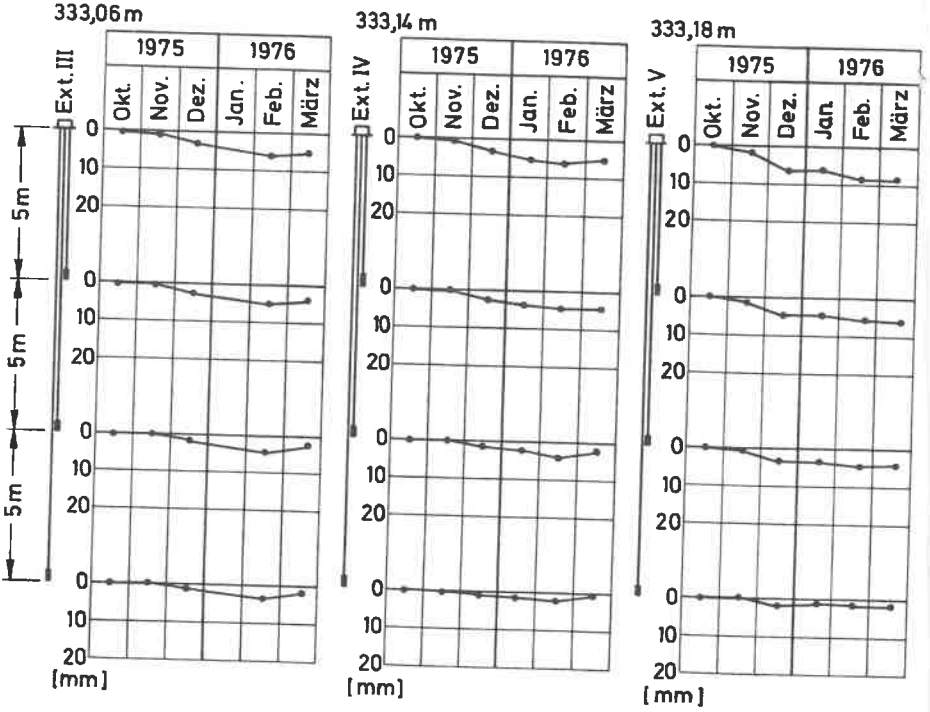


Bild 32: Verformungen der Hinterfüllung (vertikal) (vgl. Bild 25)

Bei den Vertikalextensometern (Bild 32) nimmt die Verformung der Hinterfüllung, wie zu erwarten war, mit der Tiefe ab. Im Wandbereich ist die Setzung am größten. Die vertikalen Verschiebungen sind im Meßzeitraum von Oktober 1975 bis März 1976 größer als die horizontalen.

Die Verformungen der Hinterfüllung haben im Februar 1976 einen Beharrungszustand erreicht und kehren sich nun durch die Temperaturverformung der Wand gegen das Erdreich um.

7.5. Zusammenfassung und Auswertung der bisherigen Meßergebnisse

Die bisherigen Messungen zeigten, daß sich die Schleusenwand bei den ersten Hinterfüllphasen nur geringfügig verkippt hat und nahezu keine Verbiegung aufweist. Die Mauer kann im unteren Teil als starre Wand angesprochen werden. Wenn man den Erddruck näherungsweise durch eine mit der Tiefe linear zunehmende Verteilung darstellen würde, ergäbe sich aus der Beziehung

$$e_n = \gamma \cdot h \cdot K_n \qquad (6)$$

ein mittlerer Erddruckbeiwert K_n für die Erddrucknormalspannung von $K_n = 0{,}35$ für die ersten Auffüllabschnitte. Ein Vergleich dieses Wertes mit dem Ruhedruckbeiwert $K_{o,\alpha}$, ermittelt nach der Formel

$$K_{o,\alpha} = \frac{1 + K_o}{2} - \frac{1 - K_o}{2} \cdot \cos 2\alpha \qquad (7)$$

für die schräge Wandfläche, ergibt $K_{o,\alpha} = 0{,}48$.

Dagegen gilt für den Erddruckbeiwert im aktiven Grenzzustand nach Coulomb

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi+\alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\delta_a-\alpha)\left[\sqrt{1+\frac{\sin(\varphi+\delta_a)\cdot\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\delta_a-\alpha)\cdot\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2} \qquad (8)$$

mit der Horizontalkomponente

$$K_{ah} = K_a \cdot \cos(\delta_a - \alpha) \qquad (9)$$

bzw. einer Komponente

$$K_{an} = K_a \cdot \cos\delta_a \qquad (10)$$

normal zur Wand.

Für $\varphi = 34^o$, $\alpha = -16^o$, $\delta_a = 2/3\varphi$ erhält man für $K_{an} = 0,35$ und $K_{ah} = 0,30$. Wahrscheinlich reichen bei diesen schrägen Mauern und bei mitteldichter Lagerung der Sandhinterfüllung geringe Kippbewegungen von 1/10000 h bereits aus, um den Ruhedruck abzubauen.

Durch die wesentlich größeren Verformungen der Wand im oberen schlanken Teil um $\Delta\ddot{s} = 32$ mm = 1/575 h bei der Endhinterfüllung wurde hier der aktive Erddruck gemessen. Der gemessene Erddruckbeiwert beträgt $K_{an} = K_{ah} = 0,18$ im oberen schlanken, lotrechten Wandteil und $K_n = 0,48$ für den unteren schrägen Wandbereich. Der sehr hohe Erddruckbeiwert unten ergibt sich aus der ziemlich gleichmäßigen Erddruckzunahme im unteren Wandteil und der wesentlich geringeren Zunahme im mittleren und oberen Wandbereich. Für den oberen senkrechten Wandteil errechnet sich mit $\varphi = 34^o$, $\alpha = 0^o$, $\delta_a = 2/3\varphi$ der aktive horizontale Erddruckbeiwert zu $K_{ah} = 0,22$ und Ruhedruckbeiwert nach Jaky zu $K_o = 0,44$.

Sehr hohe Erddrucknormalspannungen traten kurz oberhalb der Querschnittsänderung bei Kote 315,3 m ü.NN auf. Ursache hierfür ist vermutlich der Sporn bei 314,0 m ü.NN.

Ein Verdichtungsdruck wurde bei Kote 331,3 m ü.NN gemessen. Er ist bei diesen sehr hohen Erddruckwänden von untergeordneter Bedeutung. Daß er nur in Oberflächennähe gemessen wurde, hängt damit zusammen, daß solche Verspannungen normalerweise durch höhere Schütt- und Verdichtungslagen wieder gestört werden.

Für die statische Berechnung der Schleusenwand wurde der Erddruck gemäß den Empfehlungen von Jelinek [10] (siehe Kapitel 2) ermittelt. Mit $\gamma = 20{,}0\ kN/m^3$, $\varphi = 30^o$, $\delta_a = 0^o$ errechneten sich die Erddruckbeiwerte für den oberen Wandbereich mit $K_{1n} = 0{,}35$ und für den unteren schrägen Teil mit $K_{2n} = 0{,}50$. Wie aus Bild 27 ersichtlich, wurden die rechnerischen Erddrucknormalspannungen von den gemessenen nur bei der Kote 315,3 m ü.NN überschritten. Das Verhältnis der gemessenen Normalerddruckkraft zur rechnerischen betrug 0,98. Die Resultierende des gemessenen Erddruckes wurde bei 0,24 h ermittelt, wobei der Wandbereich von 314,0 bis 333,4 m ü.NN betrachtet wird. Die rechnerische Erddruckkraft liegt bei 0,30 h. Das Einspannmoment im Querschnitt 314,0 m ü.NN beträgt am Ende der Hinterfüllung 80 % des in der statischen Berechnung zugrunde gelegten Wertes.

Aus den Messungen der Normal- und Schubspannungen an der Kammermauer konnten die Wandreibungswinkel δ errechnet werden. Es bestätigte sich die Vermutung von Franke [32], daß bei der Hinterfüllung in Lagen selbst hinter einer starren Stützwand durch die Setzungen und Sackungen Relativbewegungen zwischen Stützwand und Erde auftreten. Selbst bei der Teilhinterfüllung der Kammermauer bei nur geringen Wandbewegungen wurden Wandreibungswinkel ermittelt, die

denen bei der Endhinterfüllung gleich sind. Der Mittelwert liegt in allen Hinterfüllphasen bei ca. 28°. Da die Werte stark streuen, wurde der Auswertung $\delta = 2/3\ \varphi$ zugrunde gelegt.

Die Meßergebnisse der horizontalen und vertikalen Bewegungen der Hinterfüllung sind sehr aufschlußreich. In der Zeit von Oktober 1975 bis Februar 1976 bewegte sich die Kammermauer durch Temperatur- und Kriechverformungen vom Erdreich weg, was zu Horizontal- und Vertikalverformungen im Hinterfüllbereich führte (Bild 33). Dabei wurde vor allem ein Gleitkeil beeinflußt, der von Kote 314,0 m ü.NN unter 60° zur Geländeoberfläche verläuft. Mitte Februar 1976 wurde ein Beharrungszustand erreicht. Im März 1976 beginnt sich bereits eine rückläufige Bewegung abzuzeichnen. Die Messungen ergeben, daß infolge der guten Verdichtungsarbeit die Sackungen nur sehr gering waren.

Die mittleren Setzungen der Schleusensohle nach Fertigstellung derselben am 26.10.1973 bis zum Ende der Hinterfüllung am 3.9.1975 betrugen 15 mm. Von Oktober 1975 bis Februar 1976 wurden zusätzlich die Setzungen der Mauerkrone beobachtet. In diesem Zeitraum ergaben sich keine Setzungen.

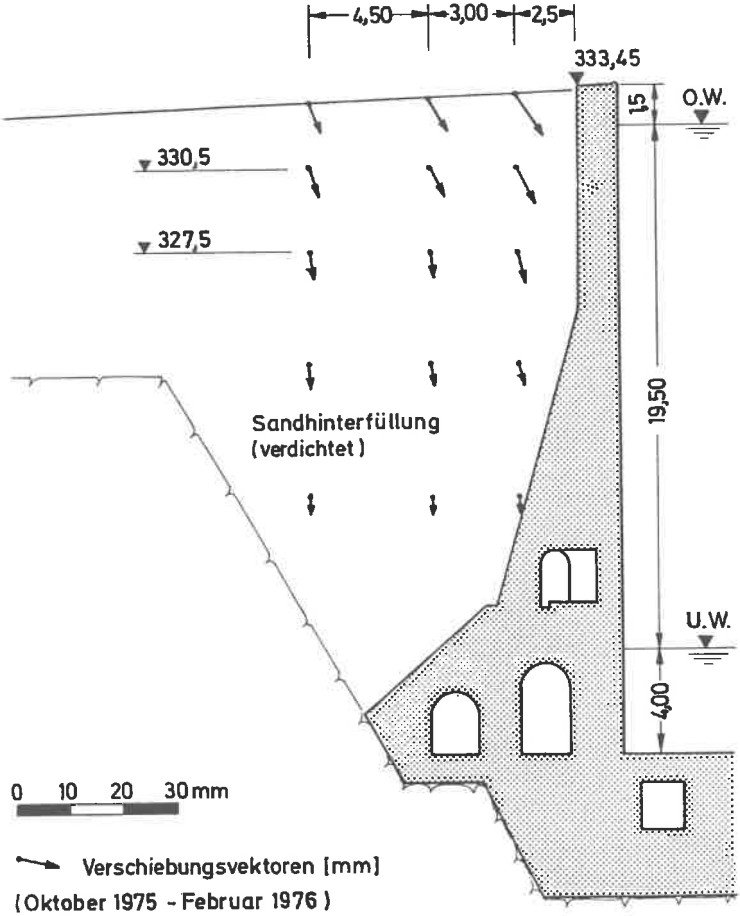


Bild 33: Verschiebungsvektoren der Hinterfüllung

8. MODELLVERSUCHE

8.1. Modellversuche in Nürnberg

8.1.1. Versuchseinrichtung

Die Modellversuchshalle der Landesgewerbeanstalt in Nürnberg enthält einen Versuchskasten mit den Innenmaßen b = 5,0 m, l = 3,5 m, h = 2,5 m (Bild A 17 und Bild A 18). In diesem Versuchskasten wurde eine Modellwand mit den Abmessungen b = 5,0 m und h = 2,5 m installiert, die von Smoltczyk und Lutz in den Jahren 1972/73 bereits für Versuche zur Bestimmung der Druckumlagerung neben Schlitzen verwendet wurde [33]. Diese Wand wurde etwas umgebaut. Auf der Erdseite wurden 2,0 cm starke Schaltafeln angebracht, die durch eine Stahlkonstruktion auf lotrechten Trägern I 100 (a = 0,5 m), Querträgern IPB 140 und lotrechten Trägern IPB 160 (a = 1,0 m) abgestützt wurden. Für die Messungen wurde die Modellwand mit den 6 neu entwickelten Druck-Schubmeßdosen der Fa. Maihak und mit den bereits vorhandenen 56 Glötzl-Ventilgebern bestückt (Bild A 19). Die Wand ist am Fuß drehbar gelagert und in 1,88 m Höhe durch ein parallel geschaltetes Pressensystem gegen das Erdreich bewegbar (Bild A 20). Bild 34 zeigt Schnitt und Ansicht der Modellwand.

An der Sandoberfläche wurden Setzpegel aufgesetzt, um die Verformung der Oberfläche bestimmen zu können. Die Verformung der Wand wurde ebenfalls gemessen.

Durch die große Breite des Versuchskastens und das günstige Verhältnis von b : h = 2:1 war gewährleistet, daß der Einfluß der Seitenreibung an den Versuchskastenwänden vernachlässigbar blieb.

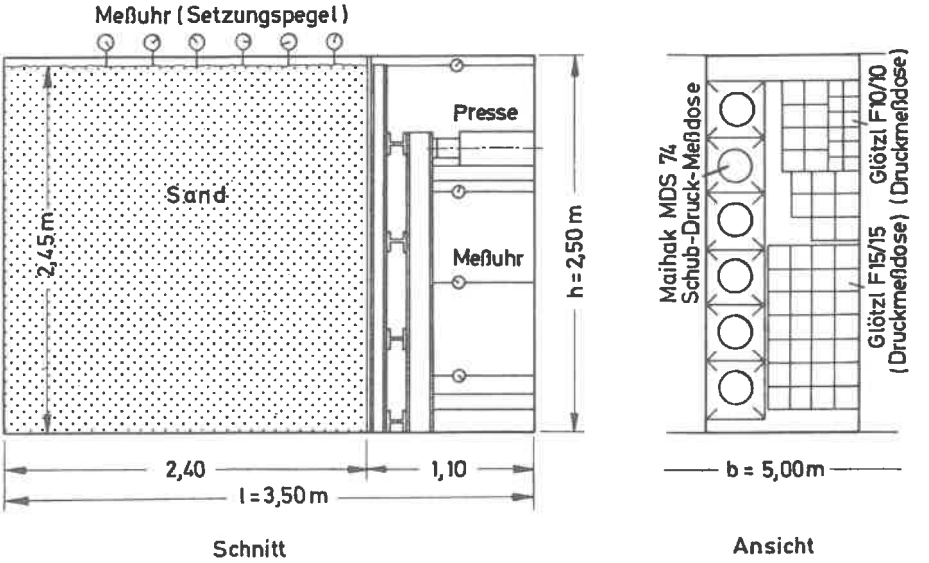


Bild 34: Modellwand in Nürnberg

8.1.2. Versuchssand

Bei dem Versuchssand handelt es sich um einen Nürnberger Mittel- bis Grobsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl U = 2,0. Für die Versuche wurde der Sand getrocknet, um eine scheinbare Kohäsion auszuschließen, welche die Deutung und Nachrechnung der Modellversuche unnötig erschwert hätte. Der Sand wurde in Lagen von 10 cm eingebaut und mit einer eigens konstruierten Rüttelplatte verdichtet. Die Lagerungsdichte wurde mit einer Gewichtskontrolle in den einzelnen Lagen sowie am Ende des Hinterfüllvorgangs mit Isotopensondierungen überprüft.

Von dem Versuchssand sind nahezu sämtliche bodenmechanischen Kennwerte bekannt [34] . Es mußten lediglich die für die FE-Berechnung erforderlichen Parameter nach Duncan und Chang [22] ermittelt werden.

Tabelle 6: Kennwerte des Versuchssandes in Nürnberg

Lagerungsdichte	D = 0,35 (mitteldicht)	D = 0,55 (dicht)	D = 0,89 (sehr dicht)
a) Bodenmechanische Kennwerte			
Trockenwichte γ_d [kN/m^3]	16,0	17,0	17,9
Ruhedruckbeiwert K_o	0,41	0,37	0,33
Innerer Reibungswinkel φ	36°	39°	42°
b) Eingangswerte der numerischen Berechnung			
Querdehnzahl ν	0,3	0,35	0,4
Querdehnzahl (beim Bruch) ν_f	0,49	0,49	0,49
Korrelationsfaktor R_f	0,85	0,85	0,85
Exponent n	0,7	0,7	0,7
Koeffizient K_m	610	970	1210
Koeffizient K_{ur}	1210	1750	2250

8.1.3. Versuchsprogramm

Durch das Versuchsprogramm sollte geklärt werden, wie sich Erddruckgröße und -verteilung bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt gegen die Hinterfüllung ändern. Dabei wurden Verschiebungen des Wandkopfes von $\Delta\bar{s}$= 1/4000 h, 1/2000 h und 1/1000 h ausgeführt.

Um den Einfluß der Lagerungsdichte zu erfassen, wurde der Versuchssand in drei verschiedenen Lagerungsdichten eingebaut, und zwar mitteldicht (D = 0,35), dicht (D = 0,55), sehr dicht (D = 0,89). Um eine eventuelle "Härtung" infolge zyklischer Bewegungen der Wand zu erforschen, wurde die Wand dreimal gegen die Hinterfüllung und in die Nullage zurück bewegt, und zwar bei $\Delta\bar{s}$= 1/4000 h, 1/2000 h und 1/1000 h. Dabei wurde der Erddruck vor und nach dieser Bewegung sowie die Verformung der Sandoberfläche und der Wand aufgezeichnet. Außerdem wurden vor und nach diesen Wandbewegungen Isotopensondierungen durchgeführt.

8.1.4. Meßergebnisse

Bei der Hinterfüllung der Versuchswand stellte sich bei der mitteldichten Lagerung nahezu die dreieckförmige Erdruhedruckverteilung ein. Bei der dichten und sehr dichten Lagerung wurde im oberen Wandbereich ein Erddruck über dem rechnerischen Ruhedruck gemessen (Verdichtungserddruck). Ab Wandmitte wurde der Ruhedruck erreicht. Von hier ab verlief der Erddruck nahezu gleichbleibend (Bild 35).

Auf Bild 35 ist außerdem die Erddruckzunahme in Abhängigkeit von der Kopfpunktverschiebung aufgetragen. Die Kurven ergeben sich aus den arithmetischen Mittelwerten der Maihak- und Glötzlmeßwertaufnehmer. Um die Übersichtlichkeit in der Darstellung zu wahren, wurden die Meßwerte nicht eingetragen.

Die Erddruckzunahme ist bei der mitteldichten Lagerung selbst bei einer Wandkopfverschiebung $\Delta\bar{s} = 1/1000\ h = 2450 : 1000 = 2{,}45$ mm gering. Die Erddruckzunahme ist bei dichter Lagerung nahezu viermal so groß wie bei mitteldichter Lagerung. Entscheidend auf die Erddruckzunahme wirkt sich jedoch erst die sehr dichte Lagerung aus. Hier wurden selbst bei einer so geringen Wandkopfverschiebung von $\Delta\bar{s} = 1/4000\ h$ Zusatzerddrücke ΔE_h gemessen, welche über dem Ausgangserddruck $E_{h,g}$ lagen. Die Form der Erddruckfigur von Maihak- und Glötzl-Gebern stimmte gut überein. Aus der Form der Erddruckfigur (Bild 35) und aus der Biegelinie der Modellwand (Bild 36) ergibt sich, daß sich die Höhenlage der Presse bei der dichten und besonders bei der sehr dichten Lagerung bemerkbar macht.

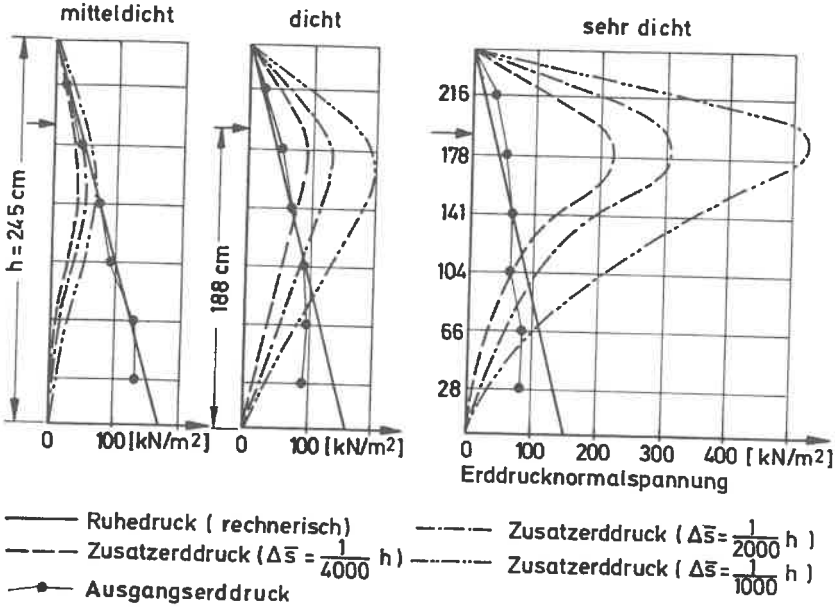


Bild 35: Erddruck nach der Wandhinterfüllung und horizontaler Zusatzerddruck infolge einer Wandkopfverschiebung $\Delta\bar{s}$ bei verschiedenen Lagerungsdichten

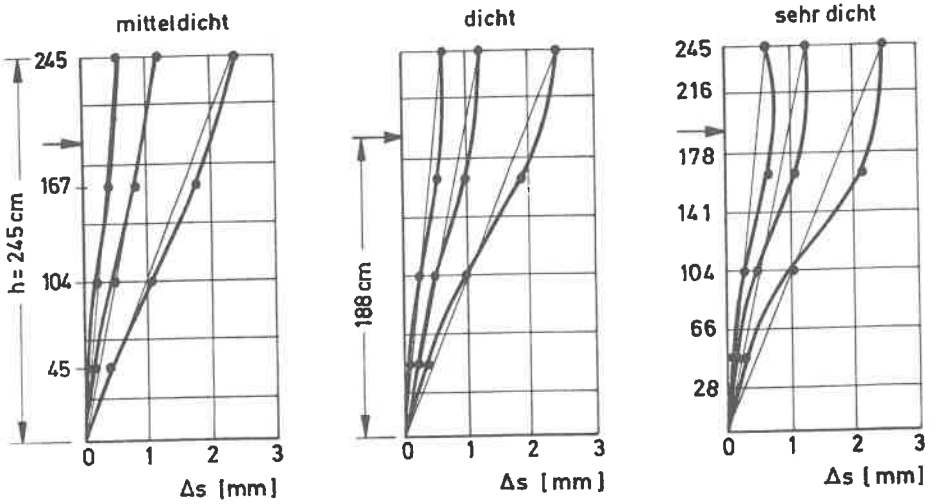


Bild 36: Verformung der Modellwand bei Wandkopfverschiebung $\Delta\bar{s}$ bei verschiedenen Lagerungsdichten

Ein Vergleich der Steifigkeiten nach den Modellgesetzen bzw. nach der bei Flächengründungen eingeführten Steifigkeitsformel

$$K_{st} = \frac{E \cdot J}{E_s \cdot h^3 \cdot b} \qquad (11)$$

ergibt, daß die Modellwand als biegsam anzusprechen ist. Nach den Modellgesetzen entspricht sie in etwa einer 2,0 m dicken und 20 m hohen Betonwand.

Die neu entwickelten Schubmeßdosen arbeiten zufriedenstellend. Selbstverständlich schwankten die Meßwerte, da nur jeder Meßhorizont einfach besetzt war. So ergaben sich z.B. bei der mitteldichten Lagerung Wandreibungswinkel, oder

besser gesagt Spannungsneigungswinkel, aus dem Verhältnis Schubspannung zu Normalspannung von $\delta_{min} = 28^{o}$ und $\delta_{max} = 37^{o}$. Nach der Mittelwertbildung aus allen 6 Meßwerten wurde für den Ausgangszustand am Ende der Wandhinterfüllung bei allen drei Lagerungsdichten ein Wandreibungswinkel von ca. 31° ermittelt (Bild 37). Bei der Drehung der Wand gegen das Erdreich ändert sich die Neigung des angreifenden Erddruckes, da der Erdwiderstand geweckt wird. Aus Bild 37 ist ersichtlich, wie sich der Spannungswinkel mit der Wandkopfverschiebung $\Delta\bar{s}$ ändert. Je dichter die Lagerung, um so geringer sind die erforderlichen Bewegungen, um die Angriffsrichtung der resultierenden Erddruckkraft zu ändern. Bei der mitteldichten Lagerung reichten die gewählten Kopfpunktverschiebungen noch nicht aus, die Richtung der Schubkraft und damit das Vorzeichen von δ zu ändern.

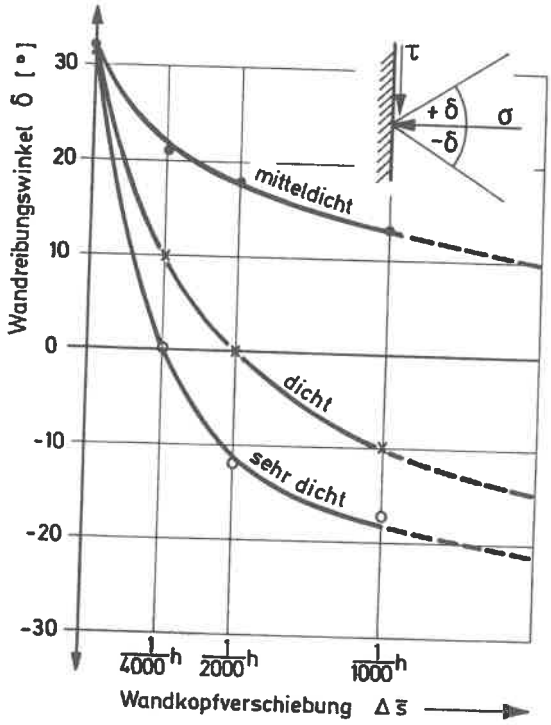


Bild 37: Änderung des Wandreibungswinkels mit der Wandkopfverschiebung

Bei der Versuchseinrichtung in Nürnberg konnten nur Bewegungen von der Nullage gegen das Erdreich und zurück ausgeführt werden. Für jede Lagerungsdichte und jede Verschiebung $\Delta\bar{s}$ wurden drei Zyklen gefahren. Bei dieser Anzahl von Bewegungszyklen zeigte sich keine meßbare Erddruckzunahme, d.h. eine "Härtung" des Bodens.

Die Setzpegel an der Sandoberfläche ergaben nach den Bewegungszyklen die in Bild 38 aufgetragenen Setzungsmulden. Aus den Setzungen ist ersichtlich, daß bei mitteldichter und dichter Lagerung eine geringe Verdichtung des Bodens stattgefunden hat. Gleiche Ergebnisse zeigen die vor und nach den Wandbewegungen durchgeführten Isotopensondierungen. Bei der sehr dichten Lagerung fand eine gewisse Auflockerung statt.

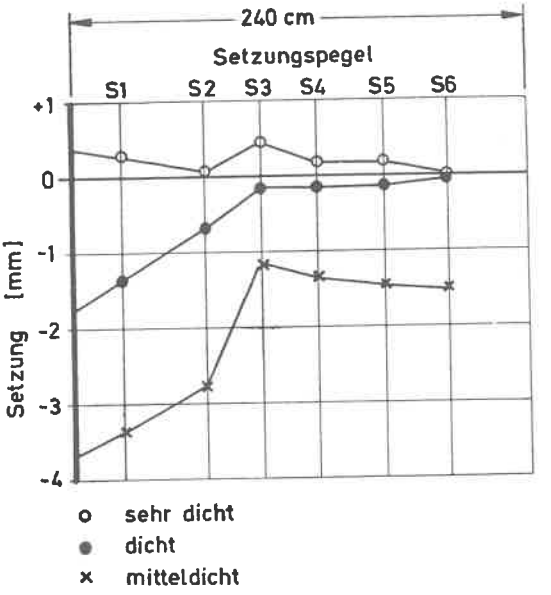


Bild 38: Verformung der Sandoberfläche am Ende der Bewegungszyklen

8.1.5. Auswertung der Meßergebnisse Nürnberg

Eine wichtige Bezugsgröße ist der Erddruckbeiwert K. Definiert wird dieser Beiwert in der nachfolgenden Auswertung als Verhältnis des gemessenen horizontalen Erddrucks E_h zum Erddruck W mit dem Koeffizienten K = 1,0. Im Bild 39 wurde der Erddruckbeiwert in Abhängigkeit zur Wandkopfverschiebung für die verschiedenen Lagerungsdichten aufgetragen. Aus der Darstellung ist ersichtlich, daß bei diesen geringen Verdrehungen der Wand gegen das Erdreich eine näherungsweise lineare Beziehung zwischen Kopfpunktverschiebung und Erddruckkraft besteht. Die Neigung dieser Geraden, d.h. die Zunahme des Erddruckbeiwertes K ist wesentlich von der Lagerundsdichte abhängig.

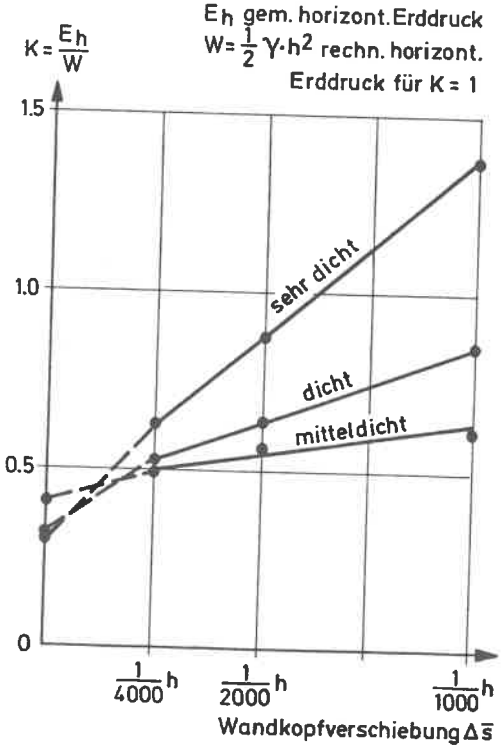


Bild 39: Zusammenhang zwischen Erddruckbeiwert und Wandkopfverschiebungen gegen das Erdreich

Interessant ist auch die Ermittlung des Zusatzerddrucks, wie er auf Bild 35 in seiner Verteilung dargestellt ist, in Abhängigkeit von der Wandkopfverschiebung. Um eine Vergleichsbasis für andere Modellversuche, z.B. die nachfolgend im Kapitel 8.2. beschriebenen Darmstädter Versuche, zu haben, bzw. eine Übertragung auf Bauwerke zu ermöglichen, wurde als Bezugsgröße der rechnerische Ruhedruck gewählt. Trägt man das Verhältnis $\Delta E_h/E_o$ zur Wandkopfverschiebung $\Delta\bar{s}$ auf, so ist bei der mitteldichten Lagerung eine geringe, bei der sehr dichten Lagerung aber eine große Zunahme des Verhältnisses $\Delta E_h/E_o$ mit wachsender Wandkopfverschiebung zu erkennen (Bild 40).

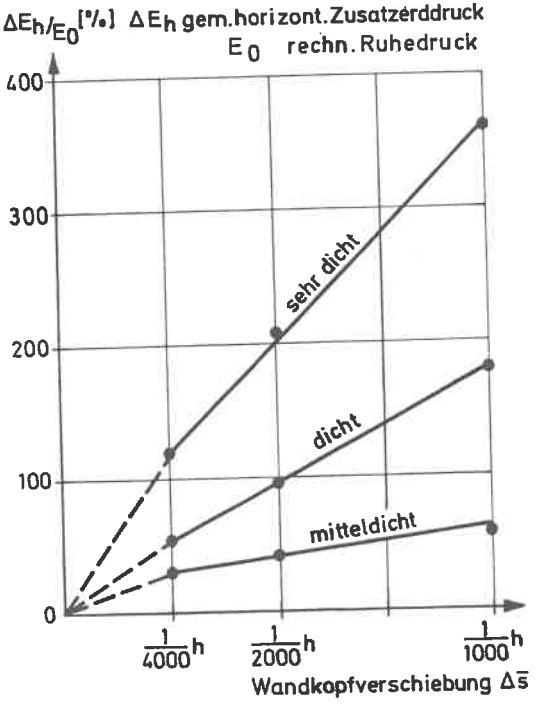


Bild 40: Verhältnis des gemessenen horizontalen Zusatzerddruckes zum rechnerischen Ruhedruck in Abhängigkeit zur Wandkopfverschiebung

In der Grundbaupraxis wird bei Stützbauwerken, Pfählen etc. häufig noch der Bettungsmodul k_s verwendet. Auf Bild 41 wurde deshalb der Versuch unternommen, für die verschiedensten Lagerungsdichten den Verlauf der Bettungsmoduln für die gewählten Kopfpunktverschiebungen in vereinfachter Form darzustellen. Die geradlinige Begrenzung, vor allem aber der konstante Verlauf in der unteren Wandhälfte ist zulässig, da der Erddruckzuwachs und die Verschiebungen in diesem Wandabschnitt sehr gering sind. Die Werte liegen in den Größenanordnungen, wie sie auch bei den Bauwerksmessungen der Schleuse ermittelt wurden.

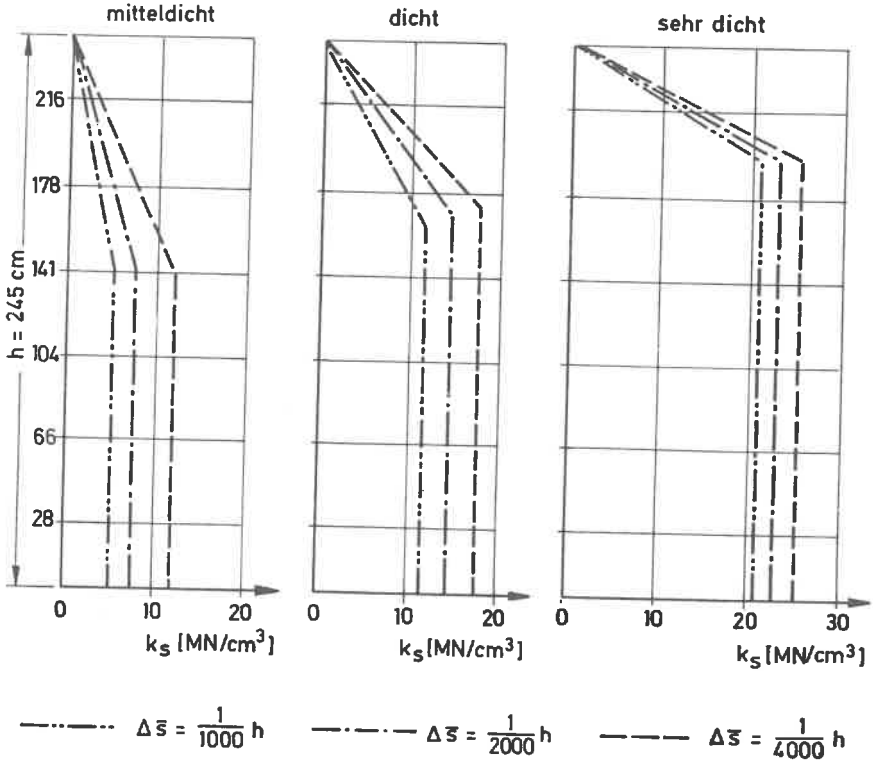


Bild 41: Bettungsmoduln k_s

8.2. Modellversuche in Darmstadt

8.2.1. Versuchseinrichtung

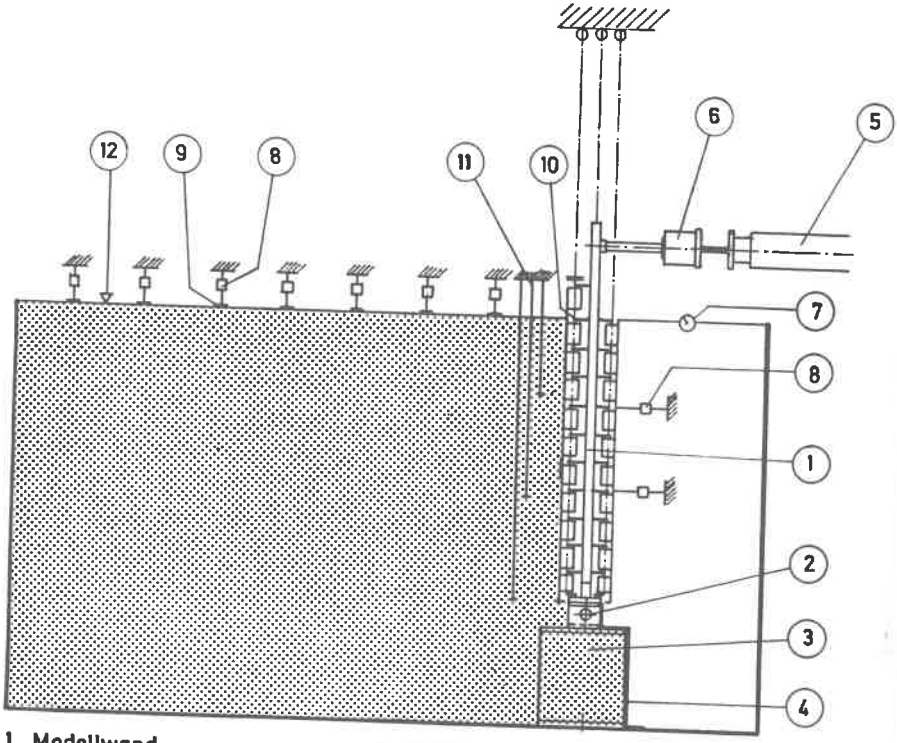
In der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau in Darmstadt stand ein Versuchskasten aus Stahlprofilträgern (Bild A 21) mit den Innenabmessungen l = 2,08 m, b = 1,20 m und h = 1,15 m zur Verfügung. Die Seitenwände des Kastens sind mit Dickglastafeln abgestellt.

Die Versuchswand besteht aus einzelnen Stahllamellen (Bild A 22). Die Lamellen sind unabhängig voneinander an zwei dünnen Zugstäben aufgehängt und bilden so eine schlaffe, zusammenhängende Gliederkette. Vorder- und Rückseite der Wand werden jeweils von einer derartigen Tafel gebildet. Zwischen den Gliedertafeln befinden sich zwei biegsame Vierkantstäbe, gegen die sich die Wände abstützen. Diese Vierkantstäbe bilden die eigentliche Wandsteifigkeit.

Die Auflagerpunkte der Lamellen sind als Kraftaufnehmer ausgebildet. Der Erddruck auf die einzelne Lamelle wird als Mittelwert zweier Kraftaufnehmer ermittelt. Detailliert wird die Versuchswand, welche von Laumans [35] etwas umgebaut wurde, von Wanoscheck [36] und Wolff [37] beschrieben. Für die eigenen Versuche mußten nur geringfügige Änderungen in den Auflagerbedingungen ausgeführt werden, d.h. die Wand wurde am Fußpunkt drehbar gelagert. Die Bilder 42 und 43 zeigen den Versuchskasten und die Modellwand.

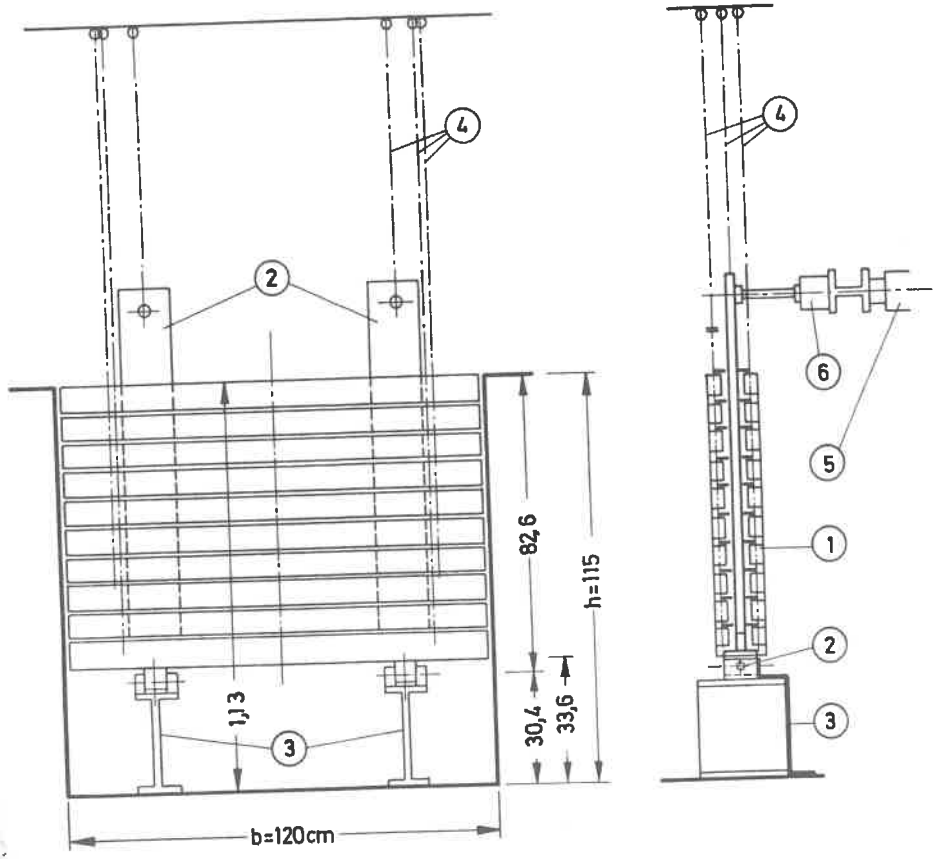
Außer der Wandverformung wurden auch die Verformung der Sandoberfläche **gemessen** und Setzpegel in der Hinterfüllung im Wandbereich eingebaut. Die Drehung der Wand wurde über eine mit einer Kraftmeßdose ausgerüsteten Presse vorgenommen. Somit war eine kraft- bzw. wegabhängige Verdrehung möglich.

Der Vorteil bei der Versuchseinrichtung in Darmstadt bestand darin, daß die Ergebnisse über eine Digitalanzeige und einen Lochstreifenstanzer in kurzer Zeit mit einem Auswerteprogramm zur Verfügung standen. Außerdem konnten durch die rasche Datenerfassung sehr viele Versuchsreihen gefahren werden. Durch die günstigen Abmessungen des Versuchskastens war eine Füllung und Entleerung an einem Tage möglich.



1 Modellwand
2 Wandwiderlager
3 Lagerbock
4 Abdeckblech
5 weggesteuerte Presse
6 Kraftmeßdose
7 Meßuhr
8 induktiver Wegaufnehmer
9 Pegel für Wegaufnehmer
10 Kraftaufnehmer DMS
11 Setzungspegel
12 Füllungsoberkante

Bild 42: Modellkasten Darmstadt (Längsschnitt)



1 Lamelle
2 Vierkantstäbe
3 Lagerbock
4 Wandaufhängung
5 Presse
6 Kraftmeßdose

Bild 43: Modellwand Darmstadt, Ansicht und Schnitt

8.2.2. Versuchssand

Der Versuchssand ist ein getrockneter Mittelsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl U = 2,0. Die bodenmechanischen Kennwerte sind von Laumans [35] , Wanoscheck [36] und Wolff [37] ausführlich beschrieben worden. Die wichtigsten Daten sind in Tabelle 7 zusammengestellt.

Tabelle 7: Bodenmechanische Kennwerte des Versuchssandes in Darmstadt

Lagerungsdichte	mitteldicht	dicht
Trockenwichte γ_d [kN/m^3]	16,0	16,4
Innerer Reibungswinkel φ	38°	41°
Lagerungsdichte D	0,35	0,50

8.2.3. Versuchsprogramm

Im Gegensatz zu den Nürnberger Versuchen konnte in Darmstadt eine wesentlich größere Anzahl von Bewegungszyklen gefahren werden. Außerdem konnte überprüft werden, ob der Erddruckzuwachs unterschiedlich groß ist, wenn die Wand sich nur zyklisch von der Nullage gegen das Erdreich und wieder in die Nullage zurück oder sich zyklisch um diese Nullage bewegt.

Durch eine Änderung der Pressenangriffshöhe war es möglich, den Einfluß des Kraftangriffspunktes auf den Erddruck zu bestimmen. Durch einen Vergleich mit den Ergebnissen in Nürnberg sollten die Modellähnlichkeit sowie die Übertragbarkeit auf Bauwerksmessungen überprüft werden.

Es wurden sieben Hauptversuchsreihen durchgeführt. Dabei wurde der Sand in zwei verschiedenen Lagerungsdichten eingebaut und die Wand zyklisch um $\Delta\bar{s}$ = 1/4000 h, $\Delta\bar{s}$ = 1/2000 h und $\Delta\bar{s}$ = 1/1000 h jeweils 17 mal aus der Nullage gegen des Erdreich und wieder in die Nullage zurück bewegt. Außerdem wurde die Bewegung für verschiedene $\Delta\bar{s}$ um die Nullage ausgeführt.

Der Kraftangriffspunkt bei den ersten drei Versuchen befand sich 19,1 cm über der Sandhinterfüllung (Bild 44). Bei den vier Folgeversuchen wurde er in das obere Drittel der Hinterfüllung verlegt, um die Ergebnisse mit den Nürnberger Versuchen vergleichen zu können. Der Versuch III/D wurde als Wiederholung ausgeführt, um eine Fehlerabschätzung zu ermöglichen.

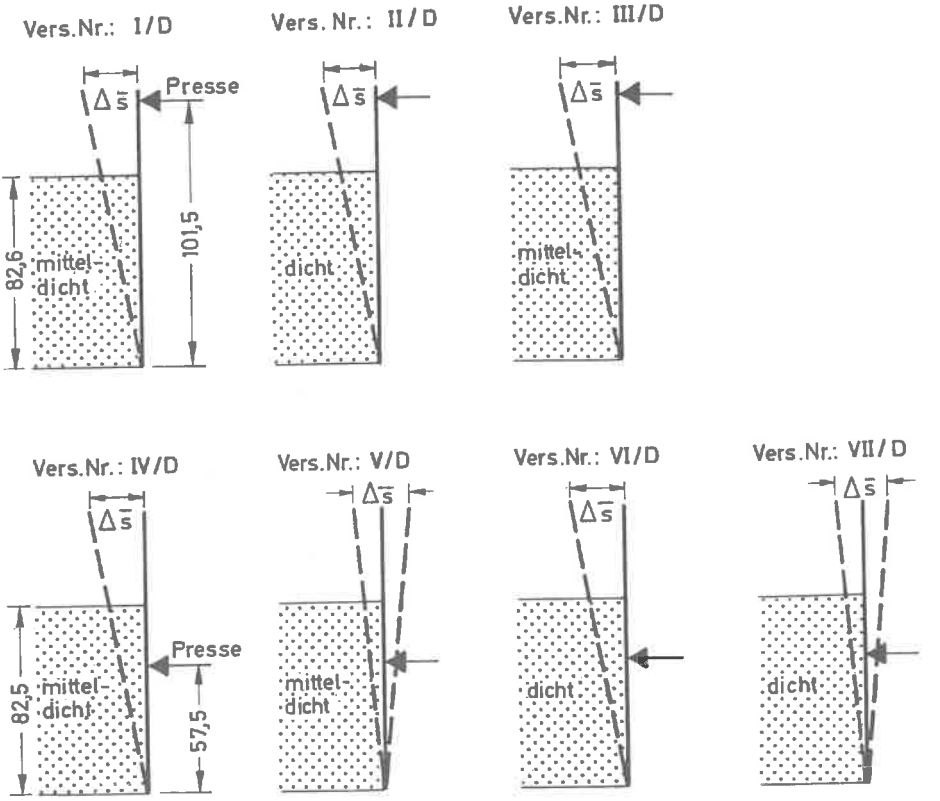


Bild 44: Versuchsserien

8.2.4. Meßergebnisse

Der Ausgangserddruck am Ende des Hinterfüllvorganges unterscheidet sich bei mitteldichter und dichter Lagerung (Bild 45). Bei mitteldichter Lagerung wurde ein Erddruck gemessen, der im oberen Drittel dem rechnerischen Ruhedruck und im unteren Bereich einem erhöhten aktiven Erddruck entspricht. Die Abnahme des Erddruckes im unteren Wandbereich ist auf eine geringe Durchbiegung der Wand und außerdem auf eine geringe elastische Verschiebung des oberen Auflagers um $\Delta s = 1/10000\ h$ zurückzuführen. Bei der dichten Lagerung wurde in dem oberen zwei Drittel der Wandhöhe eine deutliche Erddruckerhöhung über den rechnerischen Ruhedruck beobachtet. Nur in dem unteren Drittel liegt der Erddruck zwischen dem aktiven Erddruck und dem Ruhedruck.

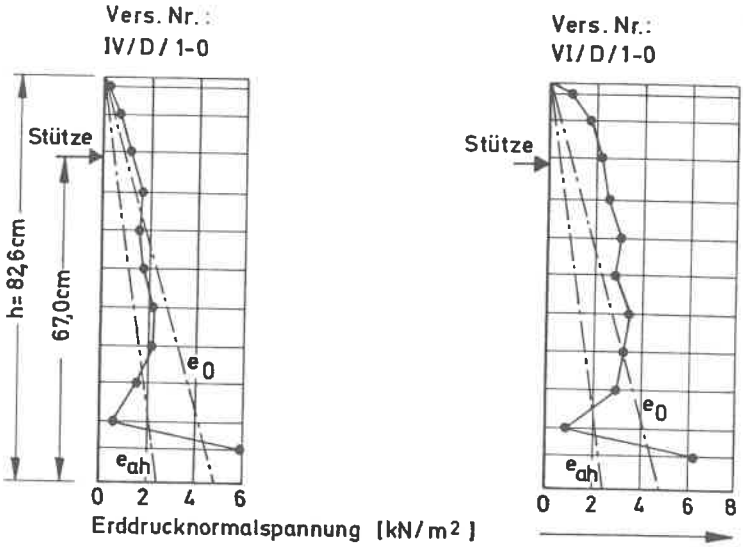


Bild 45: Ausgangserddruck nach der Hinterfüllung

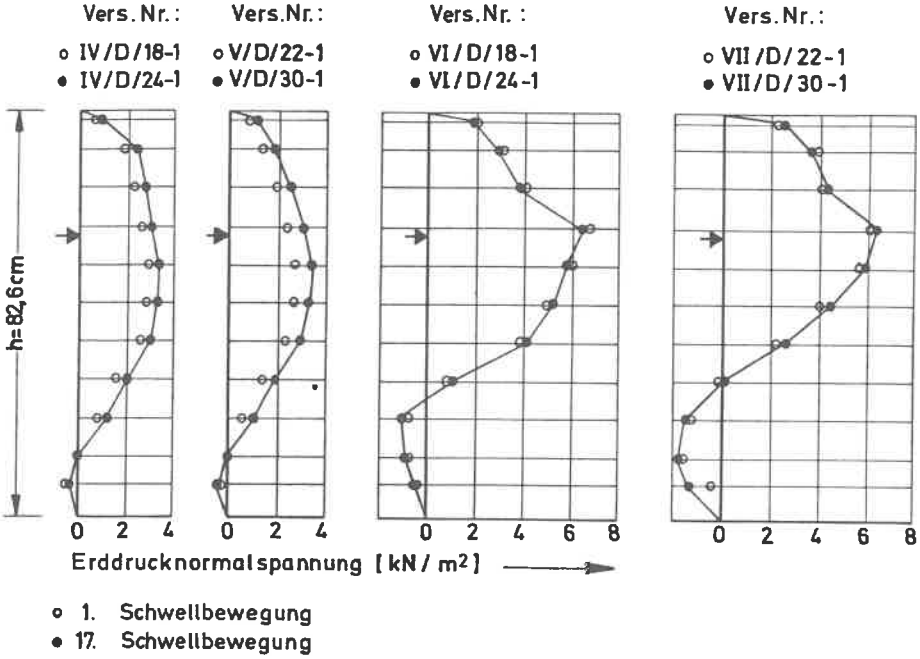


Bild 46: Erddruckzunahme bei einer Verschiebung $\Delta\bar{s}$ = 1/1000 h gegen das Erdreich, bezogen auf den Ausgangserddruck nach dem 1. und 17. Bewegungszyklus

Bei der zyklischen Bewegung wurde die Wand 17 mal um $\Delta\bar{s}$ = 1/4000 h, $\Delta\bar{s}$ = 1/2000 h und $\Delta\bar{s}$ = 1/1000 h bewegt. Auf Bild 46 sind die Erddruckzunahmen ΔE_h infolge $\Delta\bar{s}$ = 1/1000 h nach dem ersten Zyklus und nach 17 Zyklen für mitteldichte und dichte Lagerung sowie für die Bewegung vom Nullpunkt als auch um den Nullpunkt aufgezeichnet. Die Erddruckzunahme wurde auf den in Bild 45 aufgetragenen Ausgangserddruck bezogen. Bei den Versuchen IV/D und VI/D handelt es sich um Bewegungen gegen die Hinterfüllung und die Nullage zurück und bei den Versuchen V/D und VII/D um Wandbewegungen $\Delta\bar{s}$ um die Nullage.

Eine geringe Erddruckerhöhung, d.h. eine sogenannte "Härtung" konnte nach 17 Bewegungen um $\Delta \bar{s}$ = 1/1000 h nur bei der mitteldichten Lagerung beobachtet werden. Bei der dichten Lagerung war der Zusatzerddruck nach dem ersten Bewegungszyklus und dem 17. Bewegungszyklus gleich groß. Wesentlich entscheidender ist die Feststellung, daß sich bei diesen geringen Bewegungen die gleiche Erddruckzunahme einstellt, gleichgültig ob die Wand um $\Delta \bar{s}$ aus der Nullage gegen die Hinterfüllung oder um $\Delta \bar{s}$ um die Nullage bewegt wird. Es kommt also nur auf die Absolutgröße der Verdrehung an (Bild 46).

8.2.5. Auswertung

Die Erddruckversuche zeigten, daß der Ausgangserddruck stark von der Lagerungsdichte, d.h. von der Verdichtung abhängt. Bei der dichten Lagerung wurden Erddrücke über dem rechnerischen Ruhedruck gemessen.

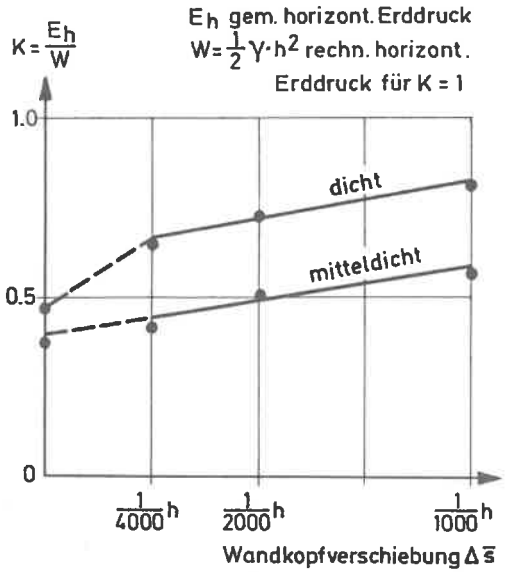


Bild 47: Erddruckbeiwert in Abhängigkeit von der Wandverdrehung

Trägt man auch bei den in Darmstadt ausgeführten Versuchen den Erddruckbeiwert $K = E_h/W$ in Abhängigkeit von der Wandkopfverschiebung $\Delta \bar{s}$ auf (Bild 47), so erkennt man auch hier bei diesen geringen Bewegungen eine nahezu lineare Beziehung. Auf Bild 48 wurde zusätzlich das Verhältnis des gemessenen horizontalen Zusatzerddrucks E_h zum rechnerischen Ruhedruck aufgetragen. Auch hier ist eine lineare Abhängigkeit noch vertretbar. Erst größere Verdrehungen machen die Annahme eines parabelförmigen Kurvenverlaufs bei Bild 47 und 48 notwendig.

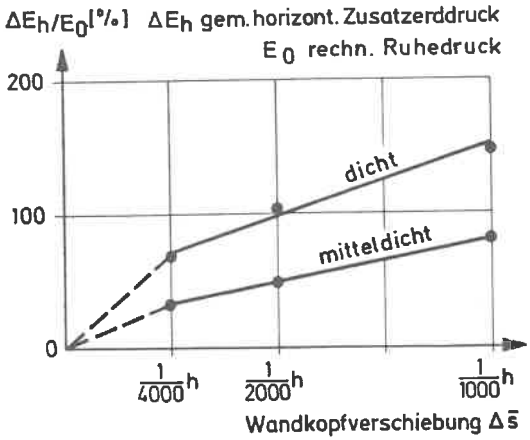


Bild 48: Verhältnis des gemessenen horizontalen Zusatzerddruckes zum rechnerischen Ruhedruck in Abhängigkeit von der Wandkopfverschiebung

Bei den Versuchen in Darmstadt und Nürnberg wurde zusätzlich auch der Einfluß von Fundamentlasten, z.B. Kranbahnen, auf die Erddruckverteilung und -größe untersucht. Es würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen, im einzelnen über diese Ergebnisse zu berichten. Es soll jedoch an einem Versuch gezeigt werden, wie sich der horizontale Erddruck durch die Fundamentlast ändert. Auf Bild 49 ist der Ausgangserddruck nach 17 zyklischen Bewegungen um $\Delta \bar{s} = 1/1000$ h gegen die Hinterfüllung und in die Nullage zurück dargestellt.

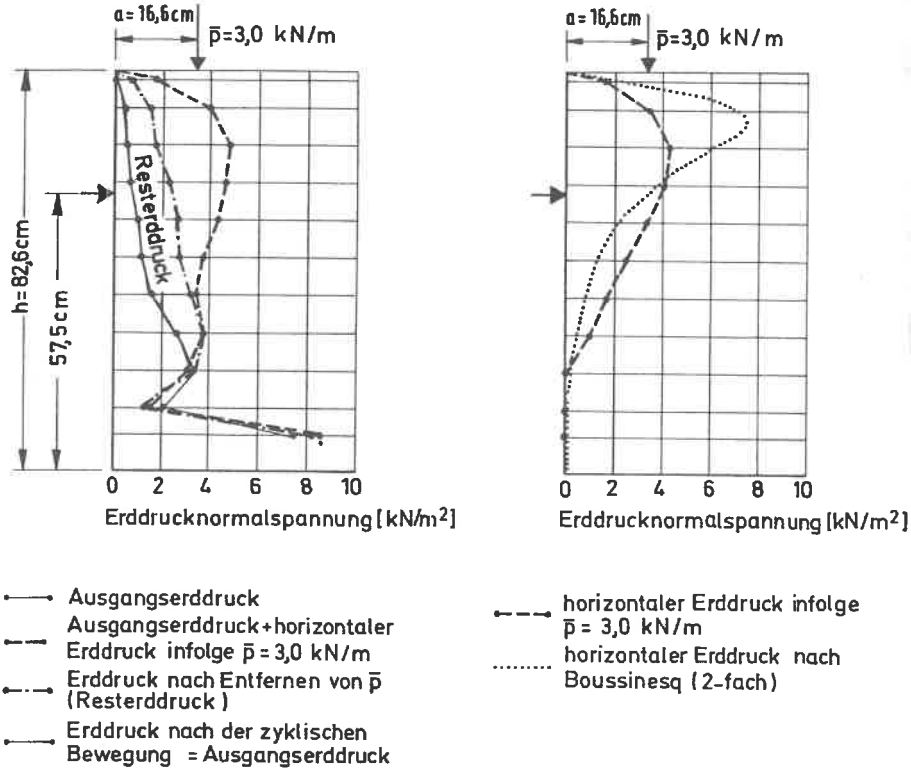


Bild 49: Horizontaler Erddruck infolge einer Linienlast

Anschließend wurde eine Fundamentlast $\bar{p}$ = 3 kN/m aufgebracht. Dabei ist in Bild 49 a der Gesamterddruck und in Bild 49 b nur der Zusatzerddruck infolge der Linienlast $\bar{p}$ aufgetragen. Die Resultierende dieses Zusatzerddrucks beträgt 55 % von $\bar{p}$. Ein Vergleich mit den doppelten Werten nach Boussinesq ergibt größenmäßig eine gute Übereinstimmung. Wird die Last entfernt, so stellt sich keineswegs der Ausgangserddruck ein, sondern es verbleibt ein Resterddruck. Dieser Resterddruck beträgt noch ca. 27 % der Belastung $\bar{p}$, bzw. 47 % des horizontalen Erddrucks infolge $\bar{p}$. Wird die Wand nach Entfernung der Linienlast wiederum zyklisch bewegt, so verschwindet dieser Resterddruck und es stellt sich wieder der Ausgangserddruck ein.

8.3. Folgerungen aus den Modellversuchen

Aus den Modellversuchen lassen sich im Hinblick auf die späteren Erddruckansätze auf Schleusenbauwerke einige wichtige Folgerungen ziehen:

a) Die Erddruckgröße und -verteilung ist abhängig von der Lagerungsdichte, d.h. von der Verdichtung der Hinterfüllung. Eine starke Verdichtung führte zu einer Erddruckzunahme im oberen Wandbereich. Es darf aber nicht der Fehler begangen werden, das Ausgangserddrucklastbild, wie es sich aus den Modellversuchen, z.B. bei dichter Lagerung ergeben hat, auf Bauwerke direkt proportional zu übertragen. Es ist deshalb auch nicht sinnvoll, aufgrund der Versuche von Terzaghi [38] für Ruhedruckbeiwerte K_o = 0,6 - 0,8 bei dichter Lagerung zu plädieren. In all diesen Versuchen wirkt sich der Verdichtungsdruck aus [39]. Bei Stützbauwerken, die sich um den Fußpunkt von der Hinterfüllung weg drehen können, ist deshalb eine dreieckförmige Erddruckverteilung vorzuschlagen. Der Erddruckbeiwert richtet sich nach der Verdrehung und liegt zwischen $K_o = 1 - \sin\varphi$ und K_a.

b) Der Verdichtungsdruck muß gesondert berücksichtigt werden. Hierzu geben die eigenen Versuche und die großmaßstäblichen Modellversuche von Spotka [39] Hinweise.

c) Da Bewegungen bei einer Stützwandhinterfüllung, z.B. Sackungen, Setzungen und Verformungen der Wand auftreten, wird der Wandreibungswinkel mobilisiert. Aus den Versuchen ergab sich ein mittlerer Wandreibungswinkel von $\delta_a = 31^o$. Es dürfte deshalb gerechtfertigt sein, auf jeden Fall mit $\delta_a = 2/3\,\varphi$ zu rechnen.

Bei der Drehung der Wand um den Fußpunkt gegen die Hinterfüllung ändert sich der Wandreibungswinkel. Wie aus Bild 37 ersichtlich, ist diese Änderung vom Drehwinkel und der Lagerungsdichte abhängig. Da bei Schleusenbauwerken aus wirtschaftlichen Überlegungen die Hinterfüllung nur mitteldicht eingebaut wird, ändert sich der Wandreibungswinkel bei den in situ gemessenen geringen Kopfpunktverschiebungen im Mittel von $\delta = 2/3\,\varphi$ auf $\delta = 1/2\,\varphi$.

d) Obwohl gerade in den letzten Jahren interessante Versuchsergebnisse an einer 33 cm hohen Versuchswand von Roscoe [40] veröffentlicht wurden, sind diese für die eigenen Betrachtungen nicht verwendbar, da bei diesen Versuchen wesentlich größere Verdrehungen von $\Delta\bar{s} = 1/50$ h bis $\Delta\bar{s} = 1/4$ h ausgeführt wurden. Auch die Versuche von Broś [41] an einer 85 cm hohen Wand sind nur bedingt verwertbar, da bei den eigenen Versuchen die geringen Verdrehungen besondere Bedeutung besitzen. Wesentlich war jedoch, daß keine Versuche über zyklische Bewegungen von Wänden gegen das Erdreich und vom Erdreich weg vorlagen.

Die eigenen Versuchsergebnisse zeigen, daß die Erddruckzunahme bei der Bewegung der Wand gegen die Hinterfüllung von der Lagerungsdichte und der Wandkopfverschiebung ab-

hängig ist, wobei es bei diesen geringen Wandverdrehungen zulässig ist, einen linearen Zusammenhang anzunehmen. Obwohl die Verteilung des Zusatzerddruckes von der Lasteintragung abhängt, gibt Bild 35 doch brauchbare Verteilungskurven.

e) Die wichtigste Erkenntnis aus den Modellversuchen war jedoch, daß bei diesen geringen Bewegungen keine "Härtung", d.h. eine nachträgliche Verdichtung eintritt. Erddruckzunahmen, wie sie z.B. bei der "Wolgograder Schleuse" gemessen wurden, müssen andere Ursachen haben, wie im Kapitel 10.4. erläutert wird.

f) Auflasten hinter Stützbauwerken können am einfachsten mit den doppelten Werten nach Boussinesq in Ansatz gebracht werden. Interessant war, daß nach Entfernung der Belastung ein Resterddruck verbleibt. Durch die zyklische Bewegung der Stützwand wird dieser wieder abgebaut.

9. FINITE - ELEMENT - BERECHNUNG

9.1. Allgemeines

Für die Berechnung des Erddruckes auf eine Wand, die sich um den Fußpunkt gegen das Erdreich dreht, gibt es jetzt nur die bekannten Rechenverfahren [42], [43] , die den passiven Grenzzustand des Erddruckes ermitteln. Diese nehmen eine dreieckförmige Erddruckverteilung an. Da bei den Schleusen Bewegungen auftreten, die weit vom passiven Grenzzustand des Erddruckes entfernt sind, scheiden diese Ansätze als nicht brauchbar aus. Es soll deshalb geprüft werden, ob mit der Finite-Element-Methode ein Weg gefunden werden kann, sowohl Modellversuche als auch Bauwerksmessungen nachzurechnen.

Berücksichtigt wird das nichtlineare Spannungsverhalten des Bodens durch den Stoffansatz von Duncan und Chang [22] . Durch eine Parameterstudie sollte der Einfluß der Lagerungsdichte, des Ausgangserddruckes und der Poissonzahl auf die Zusatzerddrücke infolge Drehung der Wand gegen die Hinterfüllung untersucht werden. Bei den Bauwerksberechnungen soll eine Studie die Einflüsse des Untergrundes, der Hinterfüllung, der Temperatur und des Wasserdruckes auf die Erddruckspannungen der Schleusenwand untersuchen. Dabei ist zu prüfen, ob die Finite-Element-Methode bei späteren Schleusenberechnungen wirtschaftlich eingesetzt werden kann und wenn ja, welche Vorteile sich gegenüber den herkömmlichen Verfahren ergeben.

Die Grundlagen der Berechnung mittels "Finiter Elemente" sind von Zienkiewicz ausführlich beschrieben worden [44] . Die Anwendung dieser Methode in der Grundbaupraxis wird in einer Studie des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart eingehend behandelt [45] . In einem State-of-the-Art-Report hat Clough die wichtigsten Anwendungsbeispiele aufgeführt [46] . Es soll deshalb hier nicht näher auf diese Punkte eingegangen werden, sondern lediglich das verwendete Programm kurz erläutert werden.

9.2. Programmbeschreibung

Das für die Nachrechnung der Modellversuche und der Schleusenmessungen verwendete Programm wurde von Clough entwickelt [47] . Es benutzt Elemente, die aus vier Dreiecken mit linearem Verschiebungsansatz zusammengesetzt sind. Für den Bereich zwischen Bauwerk und Erdreich werden eindimensionale "Interface"-Elemente angeordnet, durch welche die Wandreibung simuliert werden kann. Als Stoffansatz des Bodens wird ein modifizierter nichtlinearer Ansatz von Duncan und Chang [22] verwendet. Beton und Stahl werden durch ein linear elastisches Verhalten beschrieben.

Das Programm hat den Vorteil, daß es speziell für solche Probleme des Grundbaus entwickelt wurde, bei denen ein Zusammenwirken von Bauwerk und Boden auftritt. Außerdem können mit diesem Programm die einzelnen Bauabläufe wie Aushub, Bauwerksfortschritt, Hinterfüllung usw. simuliert werden.

Durch die Optimierung und die spezielle Problemanwendung arbeitet das Programm sehr wirtschaftlich, d.h. die Rechenzeiten sind im Vergleich zu anderen FE-Programmen sehr kurz. Dies zeigten einige Vergleichsrechnungen.

9.3. Nachrechnung der Modellversuche

Da der Maßstabsfaktor λ zwischen den Modellwänden in Nürnberg und Darmstadt 3 : 1 ist und außerdem der Sand nahezu die gleichen Materialeigenschaften besitzt, konnten die beiden Versuchsreihen gut miteinander verglichen werden. Die Nachrechnung erfolgte für die 2,5 m hohe Modellwand in Nürnberg. Dabei wurde ein Netz gemäß Bild 50 gewählt. Die Kennwerte der Sandhinterfüllung für die mitteldichte, dichte und sehr dichte Lagerung sind bereits im Abschnitt 8.1.2. aufgeführt.

Es wurden Beziehungen zwischen folgenden Parametern untersucht:

a) Einfluß des Ausgangsspannungszustandes, d.h. des K_o-Wertes.

b) Einfluß der Lagerungsdichte.

c) Einfluß der Querdehnzahl.

d) Einfluß der Versuchskastenlänge.

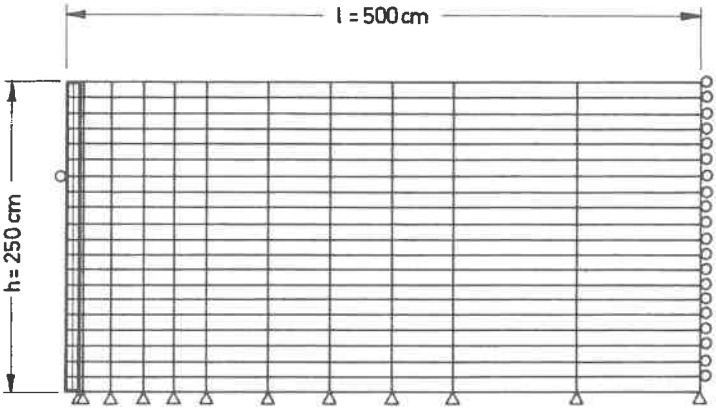


Bild 50: Elementnetz und Randbedingungen für die Modellwand in Nürnberg

Der Ausgangsspannungszustand wurde mit $\sigma_v = \sigma_1 = \gamma \cdot z$ bzw. $\sigma_h = \sigma_3 = K_o \cdot \sigma_1$ berechnet und eingegeben. Danach wurden in mehreren Lastschritten die Verdrehung simuliert und die Ergebnisse mit den Meßwerten verglichen. Bild 51 zeigt eine Gegenüberstellung von Meß- und Rechenergebnissen bei dichter Lagerung. Die Übereinstimmung ist hier gut.

Der Einfluß des K-Wertes erwies sich als gering. Ebenso spielte die Wahl der Querdehnzahl zwischen 0,3 bis 0,4 keine große Rolle. Die Kastenlänge wurde von 2,5 m auf 5,0 m variiert und machte sich bei den Erddruckzunahmen nicht entscheidend bemerkbar.

Die FE-Nachrechnung bestätigte, daß bei diesen geringen Bewegungen der Modellwand gegen das Erdreich die Erddruckzunahme nach Größe und Verteilung mit dem Stoffansatz nach

Duncan und Chang ermittelt werden kann. Ein linearer elastischer Ansatz mit konstantem Elastizitätsmodul über die gesamte Wandhöhe führte dagegen nicht zum Erfolg.

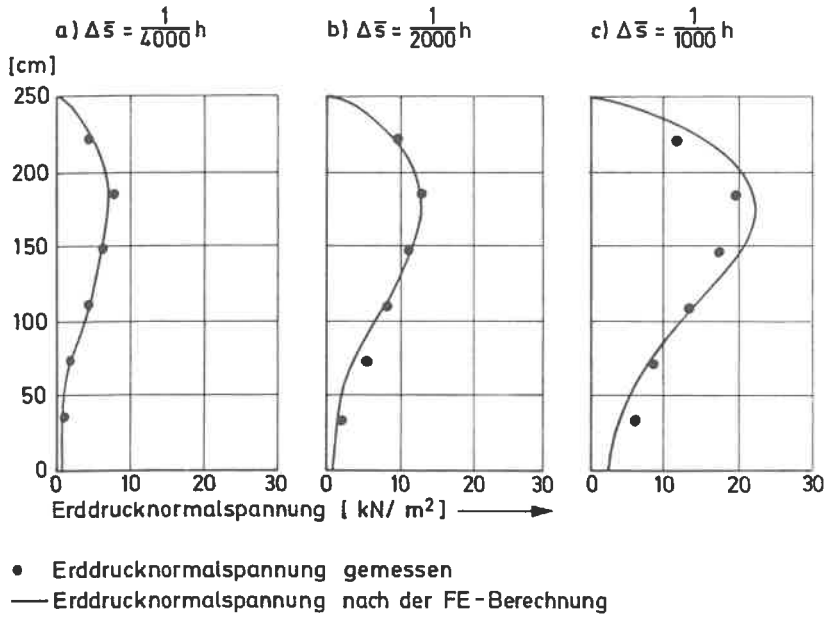


Bild 51: Vergleich von Meß- und Rechenergebnissen des horizontalen Zusatzerddruckes infolge einer Wandkopfverschiebung $\Delta\bar{s}$ (dichte Lagerung)

9.4. Nachrechnung der Schleuse Nürnberg-Süd

Bei der Nachrechnung der Erddrücke und Verformungen der Schleuse Nürnberg-Süd wurden die einzelnen Bauphasen simuliert. Auf Bild 52 sind die Einzelschritte dargestellt.

Nach dem Aushub und der Grundwasserabsenkung auf Baugrubensohle wird als erstes die Sohle betoniert. Im Anschluß daran werden die Umlaufkanäle fertiggestellt.

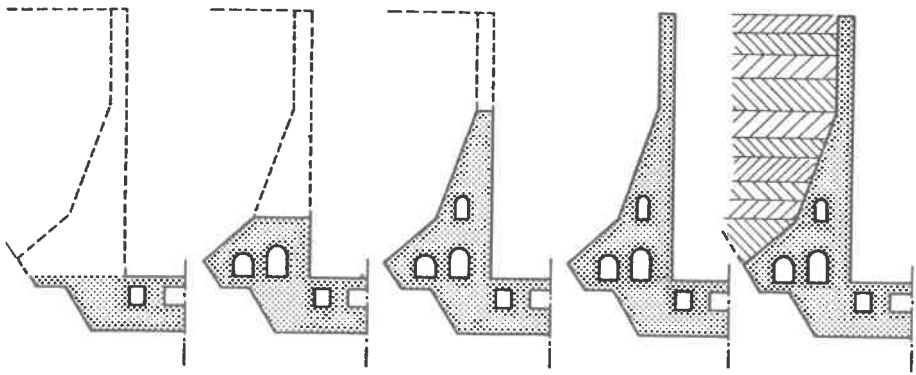


Bild 52: Bauvorgang bei der Schleuse Nürnberg-Süd

Als dritter Bauabschnitt wird die untere Wandhälfte und zum Abschluß der obere schmale Teil fertiggestellt. Es folgt die Hinterfüllung der Schleusenwand in zehn Einzelschritten. Der Grundwasserspiegel ist durch die Dränleitungen immer auf gleiche Höhe (314 m ü.NN) abgesenkt.

Bei der FE-Berechnung wurde ein Elementnetz gemäß Bild 53 verwendet, um bei der späteren Parameterstudie eine geböschte Hinterfüllung untersuchen zu können. Um die horizontale Oberfläche bei der Gesamthinterfüllung zu simulieren, wurde eine Bodenauflast aufgebracht. Der Hinterfüllung wurden die in Abschnitt 7.2. angegebenen Stoffwerte zugeordnet. Für den unter der Sohle anstehenden Sandstein wurde der Steifemodul der Wiederbelastung E_s = 600 MN/m^2 in die Berechnung eingeführt.

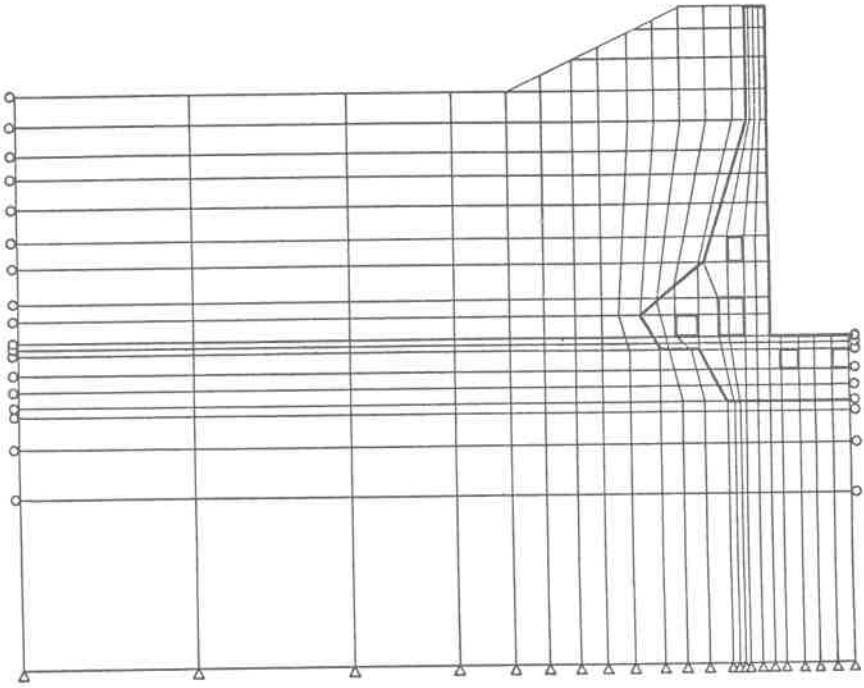


Bild 53: Elementnetz für die Schleuse Nürnberg-Süd

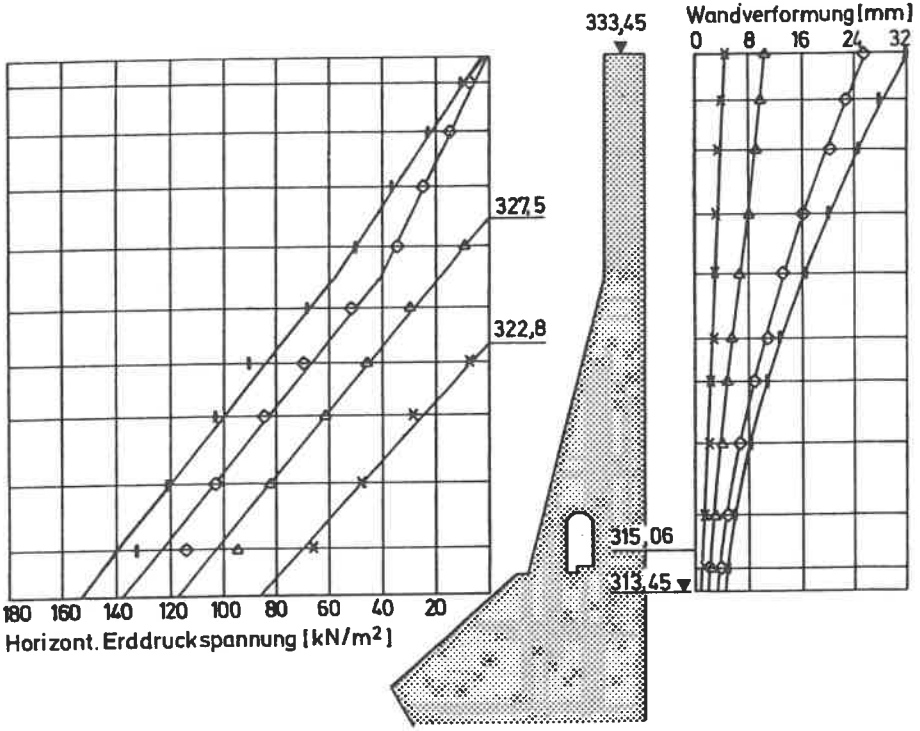


Bild 54: Rechnerischer Erddruck und Wandverformung nach der FE-Berechnung für vier Hinterfüllphasen

Auf Bild 54 rechts sind die Verformungen der Wand für vier Hinterfüllphasen aufgetragen, und zwar bis Kote 322,8 m ü.NN, 327,5 m ü.NN, 333,45 m ü.NN mit schräger Böschung und voller Hinterfüllung. Wie bei den Bauwerksmessungen (Bild 26 und 27) ist zu erkennen, daß die größten Verformungen erst nach der Hinterfüllung des oberen schlanken Wandteiles auftreten. Vergleicht man die Wandkopfverschiebung bezogen auf den Punkt 315,06 m ü.NN (Höhe des festen Neigungsgebers), so erhält man nach der FE-Methode $\Delta \bar{s}$ = 26 mm und nach der Bauwerksmessung $\Delta \bar{s}$ = 32 mm (Oktober 1975). Die Differenz

erklärt sich aus einer zusätzlichen Temperaturverformung bis 16. Oktober 1975 zur Schleusenkammer hin. Interessant ist die Feststellung, daß bei den ersten beiden Hinterfüllabschnitten bis ca. 316,0 m ü.NN eine Verkippung gegen das Erdreich stattfand. Dies erklärt sich durch die Auflast auf den Sporn am Wandfuß. Erst die weiteren Hinterfüllphasen brachten einen immer stärker werdenden Zuwachs infolge Verkippung und Verbiegung zur Schleusenkammer.

Die rechnerischen horizontalen Erddruckspannungen, welche auf Bild 54 ebenfalls für die jeweilige Hinterfüllphase aufgetragen wurden, liegen etwas über den gemessenen Werten. Der rechnerische Erddruck ist nahezu dreieckförmig verteilt.

Da für eine weitere rechnerische Auswertung vor allem noch die Lastfälle, "Temperaturverformung im Sommer" und "Wasserdruck bei Schleusenfüllung" fehlen, sind die nachfolgende Parameterstudie und die Folgerungen daraus von besonderer Bedeutung.

9.5. Parameterstudie

9.5.1. Allgemeines

Neben den Bauwerksmessungen und den Modellversuchen soll diese Untersuchung wertvolle Hinweise für die im elften Kapitel zu erarbeitenden Empfehlungen liefern. Untersucht werden soll der Einfluß der Betongüte, der Hinterfüllhöhe, der Lagerungsdichte des Hinterfüllmaterials und der Einfluß eventueller Inhomogenitäten im Untergrund auf die Größe und Verteilung des Erddruckes und die Verformungen der Schleusenwand.

Da die Modellversuche und die Nachrechnungen gezeigt haben, daß bei geringen Bewegungen gegen die Hinterfüllung und von der Hinterfüllung weg mit dem Ent- und Wiederbelastungsmodul der Spannungs-Verformungslinie gerechnet werden kann, wurde diese Annahme auch bei den Schleusenberechnungen gewählt.

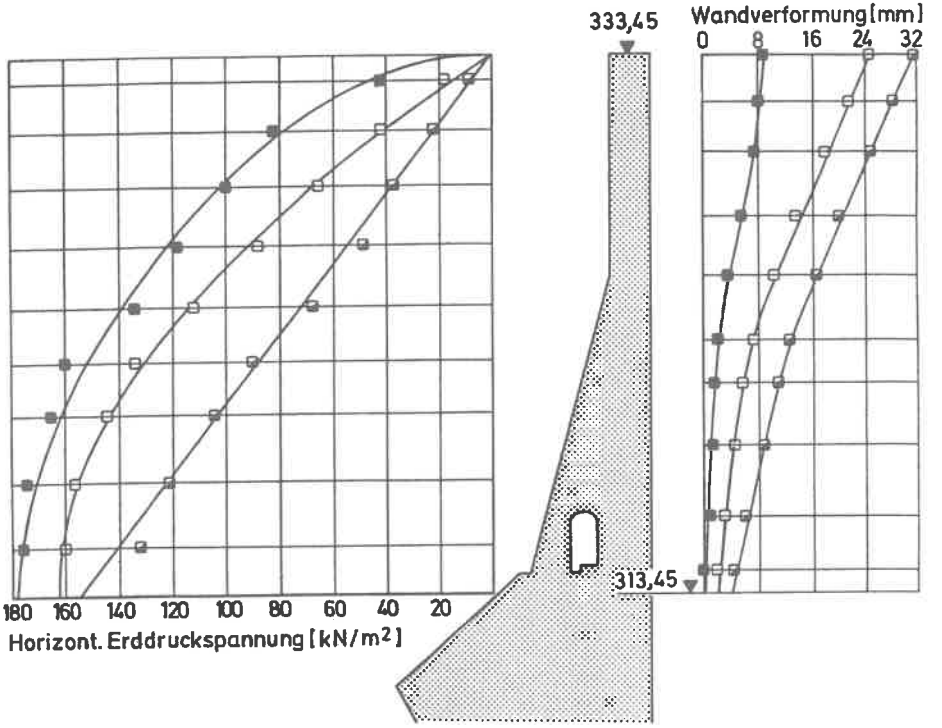
9.5.2. Der Einfluß der Betongüte

Bei den in jüngster Zeit errichteten Schleusenbauwerken wird meist ein Bn 250 ausgeschrieben, der nach DIN 1045 [48] für Kurzzeitbelastung einen Elastizitätsmodul von E_b = 30000 MN/m^2 besitzt. Häufig liegt die ausgeführte Festigkeit wesentlich höher. So wurde z.B. bei der Schleuse Nürnberg-Süd ein Bn 350 erreicht.

Der Elastizitätsmodul des Betons der Kammerwand hat einen Einfluß auf die Verformung der Schleusenwand. Bei Ansatz eines Elastizitätsmoduls ist von der Belastungsdauer auszugehen. Bei Langzeitbelastungen, wie sie bei Schleusenbauwerken auftreten, wirken sich Kriechen und Schwinden des Betons aus. Es ist deshalb ein abgeminderter Elastizitätsmodul für Langzeitbelastung in die Rechnung einzuführen. In den durchgeführten Rechenbeispielen wurden zwei verschiedene Werte, und zwar E_b = 15000 MN/m^2 und E_b = 17500 MN/m^2 angesetzt. Entsprechend der DIN 1045 [48] und dem A.C.I Code [49] liegt hier ein Abminderungsfaktor von ca. 2,0 zugrunde.

Auf den Bildern 55 und 56 wurde der Erddruck und die Wandverformung für folgende drei Lastfälle bei dichter Sandhinterfüllung aufgetragen.

Lastfall a) Volle Hinterfüllung, Schleuse leer
Lastfall b) Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW
Lastfall c) Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW
Temperaturdifferenz $\Delta T = 30^\circ$ C (Erwärmung auf der Kammerseite)

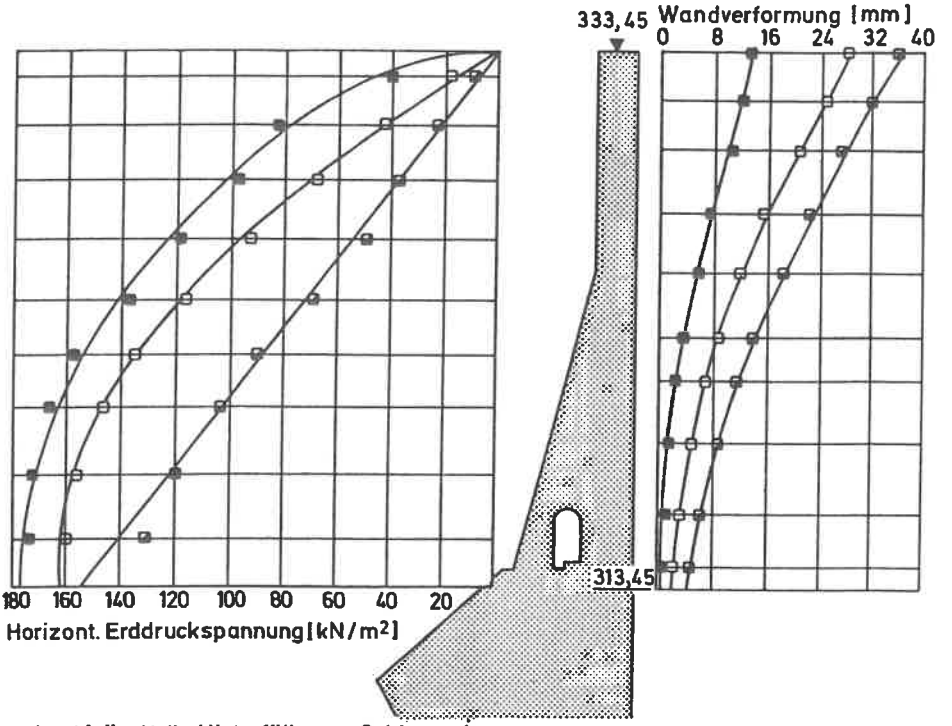


- ■ Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse leer
- □ Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW
- ■ Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW, Temperaturdifferenz $\Delta T = 30°C$

Bild 55: Rechnerischer Erddruck und Wandverformung (dichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 17500 MN/m²)

Wie ein Vergleich der Bilder 55 und 56 zeigt, wirkt sich der unterschiedliche E_b-Wert bei den drei Lastfällen a) bis c) kaum auf die horizontalen Erddrücke aus.

Bei den Verformungen wurden, wie zu erwarten war, bei dem niedrigeren E_b-Modul größere Deformationen der Kammerwand errechnet.



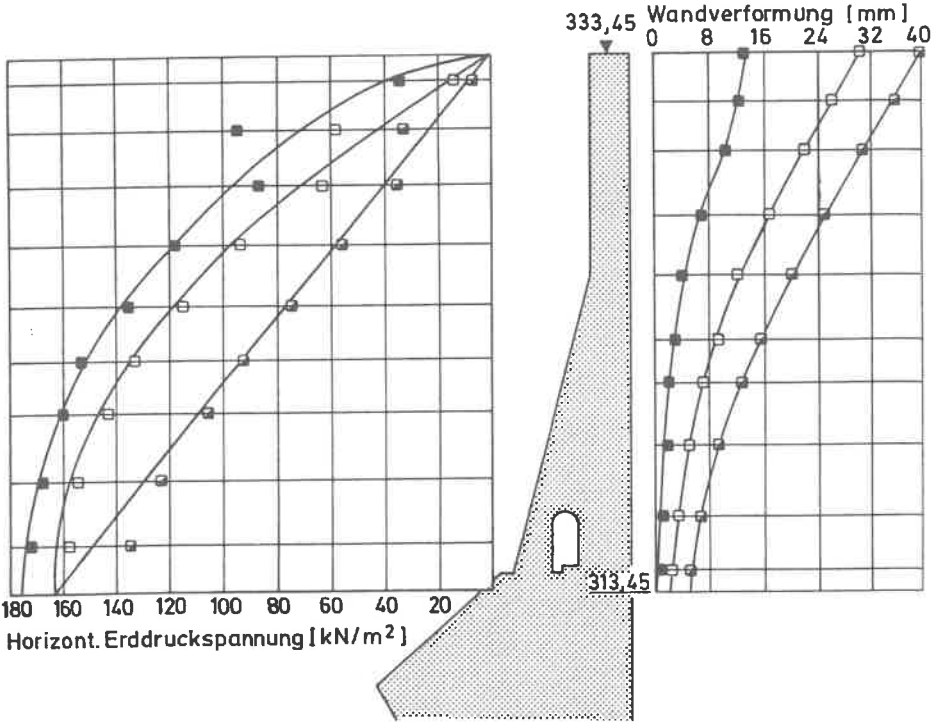
- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse leer
- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW
- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW, Temperaturdifferenz $\Delta T = 30°C$

Bild 56: Rechnerischer Erddruck und Wandverformung (dichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 15000 MN/m^2)

9.5.3. Einfluß der Lagerungsdichte des Hinterfüllmaterials

Größere Bedeutung muß sicher dem Hinterfüllmaterial zugemessen werden. Da möglichst rolliges Material im Bereich der Kammermauern eingebaut wird, kann bei diesem Boden die Festigkeit durch die Lagerungsdichte ausgedrückt werden. Für die in der Praxis am häufigsten auftretenden Lagerungsdichten, näm-

lich mitteldicht und dicht, wurden die horizontalen Erddruckspannungen und die Verformungen ermittelt. Ein Vergleich der Bilder 56 und 57 zeigt, daß die Lagerungsdichte die horizontalen Erddruckspannungen bei den drei Lastfällen a) bis c) kaum beeinflussen. Lediglich die Verformungen sind bei der Schleuse mit mitteldichter Hinterfüllung größer.



- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse leer
- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW
- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW, Temperaturdifferenz $\Delta T = 30°C$

Bild 57: Rechnerischer Erddruck und Wandverformung (mitteldichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 15000 MN/m²)

Weitere Vergleichsrechnungen mit unterschiedlichen Dichten bestätigen diese Tendenz. Dies ergibt für die hohen Schleusenbauwerke, daß sich der Reaktionserddruck infolge Wasserdruck in der Schleusenkammer bzw. Temperaturverformung bei unterschiedlichen Lagerungsdichten nahezu gleich groß einstellt. Voraussetzung ist, daß die Hinterfüllhöhe gleich hoch ist. Die Verformungen sind bei den verschiedenen Lagerungsdichten der Hinterfüllung unterschiedlich.

9.5.4. Einfluß der Hinterfüllhöhe

Einen großen Einfluß auf die Erddruckgröße und daraus resultierend auf die Momentenverteilung hat die Hinterfüllhöhe. Für die verschiedenen Hinterfüllhöhen wurden die Erddrucknormalspannungen für die drei wichtigsten Lastfälle untersucht.

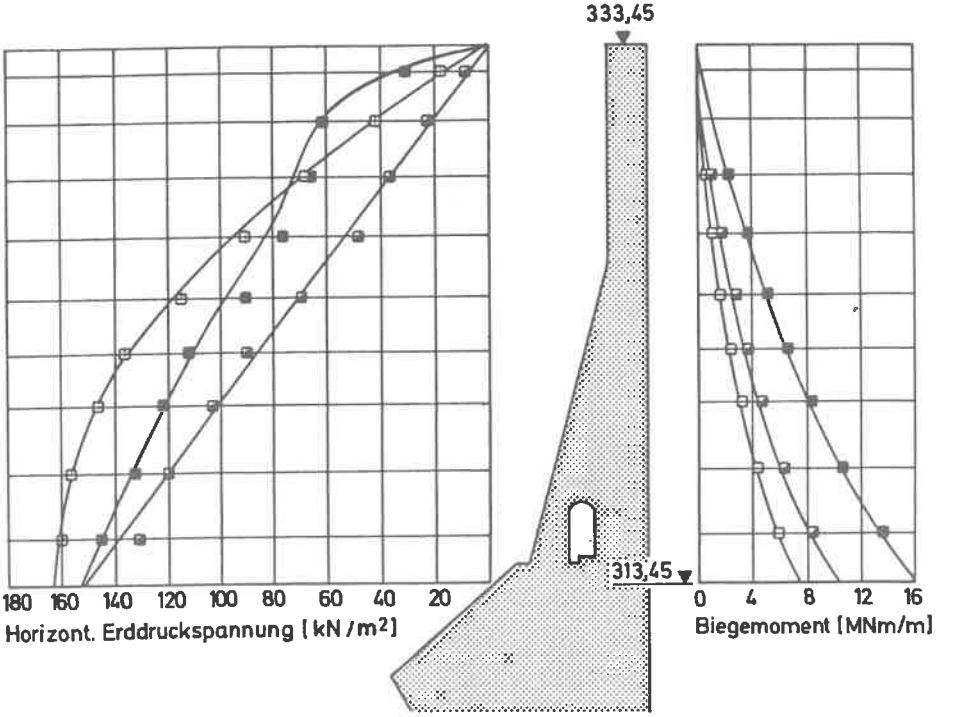
Lastfall a) Hinterfüllung, Schleuse leer
Lastfall b) Hinterfüllung, Schleuse auf OW
Lastfall d) Hinterfüllung, Schleuse leer,
Temperaturdifferenz $\Delta T = 30^{\circ}$ C

Der Lastfall c) (Hinterfüllung, Schleuse auf OW, Temperaturdifferenz $\Delta T = +30^{\circ}$ C) entfällt, da er nicht maßgebend ist.

Vor allem die beiden Lastfälle b) und d) stellen die Grenzwerte der Wandbeanspruchung dar.

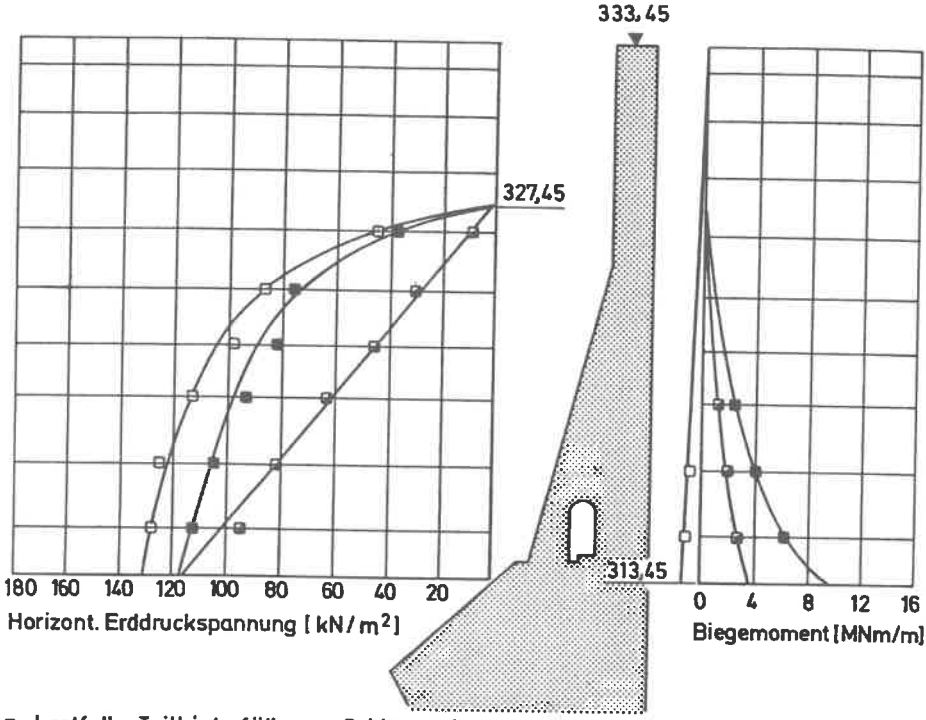
Auf Bild 58 und Bild 59 wurden der Erddruck und der Momentenverlauf für eine voll hinterfüllte und für eine teilhinterfüllte Kammerwand für die drei Lastfälle dargestellt. Daraus ist ersichtlich, daß die beiden Lastfälle b) und d) die Grenzwerte darstellen. Eine Teilhinterfüllung bis ca. 6,0 m unter Mauerkrone würde eine Verminderung des max. Momentes von ca. 16 MNm/m auf ca. 8 MNm/m, d.h. auf die Hälfte, bewirken. Diese Tatsache wird bei den Überlegungen im 10. und 11. Kapitel eine Rolle spielen. Eine weitere Verminderung der Hinterfüll-

höhe, wie sie z.B. im Bereich der Sparbeckenseite auftritt, wirkt sich ungünstiger aus. Es wird dabei der Lastfall b) "Wasserdruck in der Schleusenkammer" dominierend. Dabei treten hohe Zugspannungen auf der Kammerinnenseite auf, die vor allem im Anschnitt Wand/Sohle schwierig durch eine schlaffe Bewehrung abzudecken sind.



- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse leer
- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse auf OW
- Lastfall: Volle Hinterfüllung, Schleuse leer, Temperaturdifferenz $\Delta T = 30°C$

Bild 58: Rechnerischer Erddruck und Momentenverlauf bei voller Hinterfüllung (dichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 15000 MN/m²)



- ◪ Lastfall: Teilhinterfüllung, Schleuse leer
- □ Lastfall: Teilhinterfüllung, Schleuse auf OW
- ■ Lastfall: Teilhinterfüllung, Schleuse leer, Temperaturdifferenz $\Delta T = 30°C$

Bild 59: Rechnerischer Erddruck und Momentenverlauf bei Teilhinterfüllung der Schleuse (dichte Lagerung der Hinterfüllung, E_b = 15000 MN/m²)

9.5.5. Einfluß der Temperaturverformung

Den wohl wichtigsten Einfluß stellt der Lastfall "Temperaturverformung bei leerer Schleuse" dar. Wie Bild 58 zeigt, steigt hierbei das Moment bei einer Temperaturänderung von $\Delta T = 30^{\circ}$ C um über 60 % an (Erwärmung auf der Kammerseite). Dieser Lastfall wurde in den bisherigen Richtlinien und Vorschriften für die Bemessung von Schleusenbauwerken nicht beachtet. Durch die Finite-Element-Berechnung ist es möglich, ohne den Umweg über geschätzte Bettungsmoduln direkt den Erddruck, die Verformungen und den Spannungszustand in der Schleusenkonstruktion zu ermitteln.

Wesentlich ist nicht die Erddruckzunahme, die bei ca. 30 % liegt, sondern die ungünstige Erddruckverteilung. Sie bewirkt, daß der Angriffspunkt der resultierenden Erddruckkraft nach oben wandert.

9.5.6. Inhomogenitäten im Baugrund

In den harten Sandstein können weichere Bodenschichten, z.B. Keupertonlinsen, eingelagert sein. Bei der Schleusenberechnung sollte daher untersucht werden, welchen Einfluß diese Bodenunregelmäßigkeiten auf den Spannungsverlauf im Schleusenquerschnitt, vor allem im kritischen Bereich des Anschlusses der Wand an die Sohle, haben, da dieser Teil der Konstruktion zusätzlich noch durch die Füllkanäle und Austrittsöffnungen an der Sohlenoberseite geschwächt ist.

In der Berechnung wurde eine Keupertonschicht von ca. 10,0 m Dicke im seitlichen Bereich der Schleuse angenommen (Bild 60). Dabei wurden der Erddruck, die Verformungen der Kammerwand und die Spannungen im Beton für verschiedene Hinterfüllhöhen und für die möglichen Lastfälle untersucht. Eine Gegenüberstellung mit den vorher errechneten Ergebnissen bei

homogenem Sandsteinuntergrund zeigte, daß sich diese weichere Bodeneinlagerung nur bei geringer Bauwerkshinterfüllung, wie sie z.B. bei der Sparbeckenseite erfolgt, auswirkt. Wie auf Bild 60 dargestellt, steigen hierbei die Zugspannungen im Schwerpunkt des Elementes 364 von $\sigma_x = 3500$ kN/m^2 auf $\sigma_x = 8700$ kN/m^2 an, und zwar für den Lastfall "volle Schleuse". Es ist wichtig, dies bei der Bemessung und Bewehrung dieser kritischen Zone zu beachten.

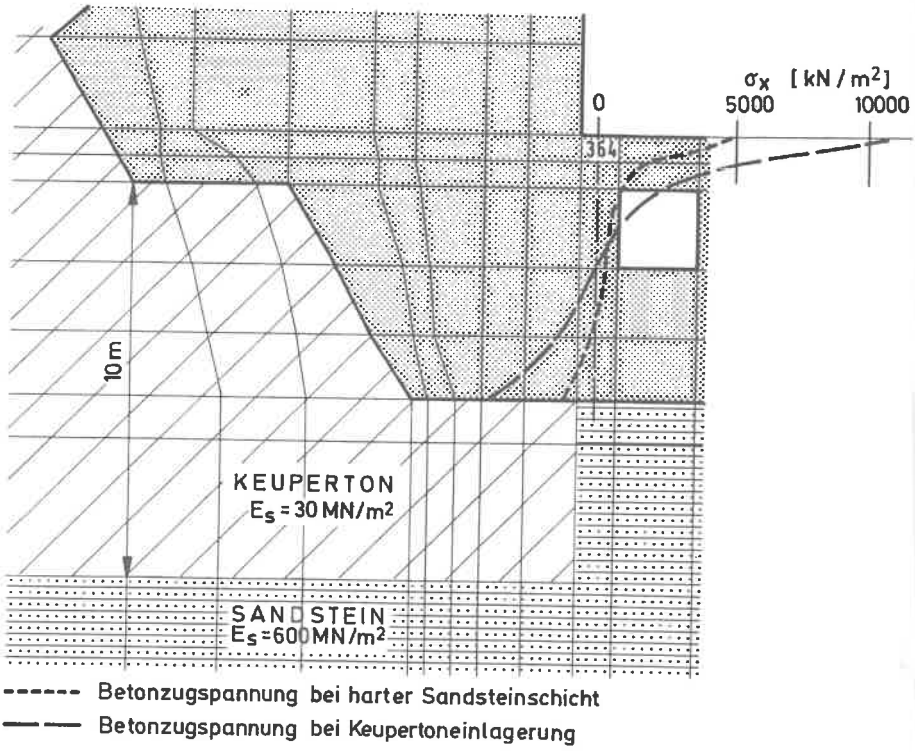


Bild 60: Einfluß einer weicheren Bodenschicht auf den Spannungsverlauf im Betonquerschnitt

10. FOLGERUNGEN

10.1. Allgemeines

Die Modellversuche, Bauwerksmessungen und Vergleichsberechnungen in Verbindung mit der Auswertung einer umfangreichen Literatur ermöglichen es, einige Folgerungen für die Planung und den Bau zukünftiger Schleusenbauwerke zu ziehen. Bei der Konstruktion und Bemessung vor allem dieser sehr hohen Schleusen wirken mehrere Faktoren zusammen, so daß es sinnvoll erscheint, schwerpunktmäßig die wichtigsten aufzuzeigen und die Folgerungen zu erläutern.

10.2. Bauablauf

Als erste haben Duncan und Clough [19] , [20] die Bedeutung des Bauablaufs auf die Erddruckverteilungen und Verformungen erkannt. Nur wenn die Bauzustände in der Berechnung berücksichtigt werden, kann eine Übereinstimmung von Rechnung und Messung erreicht werden. Die Finite-Element-Methode erlaubt es, diese Bauabläufe zu simulieren: im Gegensatz zu den konventionellen Rechenmethoden, die vom fertigen Bauwerk und vorgegebenen Belastungsannahmen ausgehen.

Einen weiteren wichtigen Beitrag zu diesem Thema lieferte Shcherbina [50] . Er untersuchte die Zunahme der Erddruckspannungen bei den drei russischen Schleusen ("Lenin", "XXII Kongreß", "Wotkin", siehe Bild 7) während der einzelnen Konstruktions- und Hinterfüllphasen. Dabei machte er die Feststellung, daß der größte Erddruckzuwachs während der Bauzeit eintrat, und zwar durch eine Bewegung der Kammerwände gegen das Erdreich. Außerdem konnte durch seine Untersuchungen aufgezeigt werden, daß die hohen Spannungsspitzen bei der Wolgograder Schleuse durch Sackungen aufgetreten sind, die durch eine ungenügende Verdichtung der

untersten Hinterfüllzone eingetreten waren. Ebenso wurde die Verdichtung ungleichmäßig ausgeführt.

10.3. Untergrund

Leider konnte bei den eigenen Bauwerksmessungen aus Kostengründen die Sohldruckverteilung nicht untersucht werden. Da der Baugrund bei der Schleuse Nürnberg-Süd aus hartem Sandstein besteht, dürfte der Einfluß gering sein. Es liegen jedoch aufschlußreiche Messungen aus der UdSSR [5] und den USA [16][17] vor, die zeigen, daß dem Untergrund besondere Bedeutung zukommt, wenn die Sohle von wenig festen Bodenschichten unterlagert wird. Die Verformung der Schleusensohle und die Verformung der Schleuse durch die seitliche Auflast der Hinterfüllung beeinflussen den Erddruck im Bereich der Schleusenwand. So konnten Duncan und Clough [19] bei der Port-Allen-Schleuse zeigen, daß sich beim Füllen der Schleuse die Kammerwand durch die Verformung der Sohle nach innen bewegte (vergleiche die Bilder 15 und 16).

Mit der eigenen FE-Untersuchung konnte auch der Einfluß von Störzonen im Untergrund aufgezeigt werden. Es ist deshalb vor Baubeginn eine detaillierte Baugrunderkundung im späteren Sohlbereich erforderlich.

10.4. Erddruck

Der Erddruck aus Hinterfüllung ohne Zusatzerddruck infolge Wasserfüllung der Schleuse und Temperaturverformung verläuft dreieckförmig und liegt zwischen dem aktiven Erddruck und dem Ruhedruck. Der Erddruck wird nach Größe und Verteilung durch den Bauablauf, den Untergrund und die Wandsteifigkeit beeinflußt. Auch die Lagerungsdichte und die Wichte des Hinterfüll-

materials beeinflussen die Größe des Erddrucks. Spannungsspitzen, wie sie z.B. bei der Wolgograder Schleuse in zwei Meßhorizonten gemessen wurden, können, wie bereits von Shcherbina [50] erläutert, in einer unterschiedlichen Verdichtung der Hinterfüllung durch Sackungen und Verspannungen auftreten. Wie stark die Erddruckmeßwerte selbst in einer Meßebene schwanken, wurde durch die eigenen Messungen an der Schleuse Nürnberg-Süd bestätigt.

Noch stärker machen sich unterschiedlich verdichtete Zonen bei der Wandbewegung gegen das Erdreich beim Füllen der Schleuse und bei saisonbedingten Wandverformungen bemerkbar.

10.5. Temperatur

Bei kleineren, gedrungenen Schleusenbauwerken, wie sie in früheren Jahren errichtet wurden, ist der Einfluß der Temperaturschwankungen zwischen Sommer und Winter auf die Erddruckgröße und -verteilung hinter Schleusenbauwerken relativ gering. Erst bei den sehr hohen und schlanken Schleusenkammerwänden mit Hubhöhen über 15 m ist der Lastfall Temperaturverformung unbedingt zu berücksichtigen.

Die Messungen von Schuppener am Schiffshebewerk Lüneburg [24], die Untersuchungen von Clough und Duncan [23] sowie die russischen Messungen beweisen, daß der kritische Erddruckzuwachs aus diesem Lastfall zu erwarten ist.

Mikhailov [51] hat bereits 1967 den Versuch unternommen, aufgrund der Schleusenmessungen einen Bettungsmodulverlauf für den Temperaturlastfall anzugeben. Er empfiehlt, bis ca. 4,0 m unter Hinterfülloberkante den Bettungsmodul linear auf k_s = 15 bis 20 MN/m^3 anwachsen zu lassen und dann bis zur Endtiefe konstant beizubehalten. Mit dieser Annahme und einer Temperaturbelastung ΔT der Wand ermittelte er den Zusatzerddruck $\Delta E_{h,T}$.

In einer weiteren Veröffentlichung rechnen Mikhailov und Avdeeva [52] mit angenommenen Bettungsmoduln den Erddruck- und Momentenverlauf bei einigen russischen Schleusen nach. In Diagrammen werden rechnerischer und gemessener Erddruckverlauf und der daraus resultierende Momentenverlauf verglichen. Daß die Übereinstimmung verhältnismäßig gut ist, hängt von der richtigen Wahl der Bettungsmodulgröße und deren Verteilung ab.

Da zu den Temperaturverformungen der Wand auch Verformungen der Schleusensohle kommen, ist dieses Problem sicher komplexer. Vor allem ist aus anderen Grundbauaufgaben bekannt, welche Schwierigkeiten es bereitet, Größe und Verlauf der Bettungsmoduln zu bestimmen. Als erste Näherung ist deswegen der eingeschlagene Weg mit vorgegebener Lastfläche zu bevorzugen.

Bei der Parameterstudie (Abschnitt 9) zeigte sich, daß die Zunahme des Erddruckes und der Momente infolge einer Temperaturdifferenz von $\Delta T = 30^{\circ}$ bei den in der Praxis üblichen Lagerungsdichten nahezu gleich groß ist. Lediglich die Verformung ist bei einer dichten Hinterfüllung geringer. Auf die Momentengröße hat dieser Lastfall einen großen Einfluß, vor allem bei voll hinterfüllten Wänden. Eine Zunahme von 50 bis 60 % gegenüber den Momenten bei dem Ruhedruckansatz wurde errechnet.

Zu klären ist noch die Frage, welche Temperaturdifferenz in Deutschland angesetzt werden soll. Die Wandverformungen werden im wesentlichen nur durch die Monatsmittel der Lufttemperatur beeinflußt. Dies wird durch die eigenen Schleusenmessungen und durch die russischen Messungen bestätigt (Bild 11). Deshalb erscheint es zweckmäßig, als Differenz die höchste und niedrigste Messung einer langjährigen Meßreihe zu wählen.

Für den Nürnberger Raum konnten aus einer 40-jährigen Meßreihe folgende Extremwerte der Monatsmittel der Lufttemperatur ermittelt werden. Der niedrigste Wert lag im Februar 1956 bei

- 10.6° C und der höchste im Juli 1964 bei + 20.5° C. Die Wahl von $\Delta T = 30°$ C erscheint deshalb sinnvoll, zumal angenommen werden kann, daß die Temperatur auf der Erdseite der Kammermauer nahezu konstant bleibt.

10.6. Teilhinterfüllung

Günstig beeinflussen läßt sich der Momentenzuwachs infolge Temperaturverformung dadurch, daß man die hohen Schleusen entweder nur teilhinterfüllt oder eine geböschte Hinterfüllung wählt. Dies wurde aus der Parameterstudie ersichtlich. Wichtig ist es dabei, ein Optimun zwischen den Grenzlastfällen "leere Schleuse und Temperatur" und "volle Schleuse" zu erreichen. Wie die Studie zeigte, können allerdings bei zu geringer Hinterfüllung und ungünstigen Untergrundverhältnissen wieder unzulässige Betonzugspannungen im Anschluß Wand/Sohlplatte im Bereich der Grundläufe auftreten.

Diese Teilhinterfüllung wurde bei der Wotkinschleuse (Bild 7) und bei den amerikanischen Schleusen (Bild 14) bereits ausgeführt. Ob dies dort bereits bewußt getan wurde oder nur durch den Massenausgleich zwischen Aushub und Hinterfüllung begründet ist, kann nicht beurteilt werden.

10.7. Verdichtungsdruck

Hinter den nahezu unverschieblichen Wänden von trogförmigen Schleusen baut sich ein Verdichtungsdruck auf. Schuppener [53] hat diesen bei den Messungen in Lüneburg gemessen. Er zeigte ebenso wie Spotka [39], daß dieser Verdichtungsdruck nur bis zu einer gewissen Tiefe wirkt und von dort ab durch die Auflast der Hinterfüllung überdrückt wird. Spotka gibt in seiner Arbeit einen Vorschlag an, wie dieser Zusatzerddruck bei verschieblichen und unverschieblichen Stützwänden ermittelt werden kann (Bild 61).

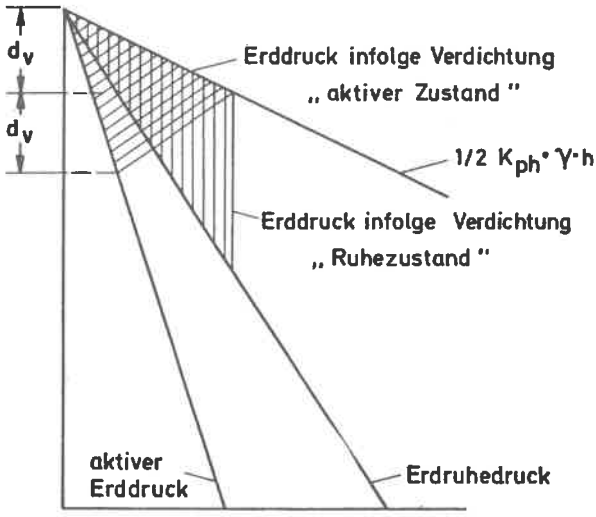


Bild 61: Vorschlag eines Verfahrens zur Berücksichtigung des Einflusses der Verdichtungsleistung auf den Erddruck [39]

Im Gegensatz zum Vorschlag der DIN 1055, Blatt 2, [54] beruhen die Empfehlungen von Spotka auf großmaßstäblichen Modellversuchen. Bei den eigenen Modellversuchen und bei den Schleusenmessungen wurde dieser Zusatzerddruck ebenfalls gemessen. Er ist jedoch, wie Bild 26 zeigt, bei so hohen Stützwänden vernachlässigbar. Außerdem haben die Modellversuche gezeigt, daß dieser Zusatzerddruck durch die Schwellbewegung der Kammerwand abgebaut wird.

10.8. Erddruck infolge von Kranbahnlasten

Da neben Schleusenkammerwänden teilweise auch Kranbahnen installiert werden, soll kurz auf den Ansatz des Erddrucks aus diesen Linienlasten eingegangen werden. Eigene Modellversuche [55] ergaben, daß bei Schleusenkammerwänden und bei nachträglich aufgebrachter Belastung am zweckmäßigsten der Vorschlag von Terzaghi [56] verwendet wird. Dieser schlägt vor, bis zu einer Entfernung x = 0,4 . h die doppelten Boussinesq'schen Werte anzusetzen (Bild 62). Im Bereich zwischen x = 0,4 h und x = 0 sollen die horizontalen Spannungen angenommen werden, welche sich für Laststellung x = 0,4 h ergeben.

Die Boussinesq'schen Werte werden in Kurventafeln und in Tabellen bereits angegeben [57] .

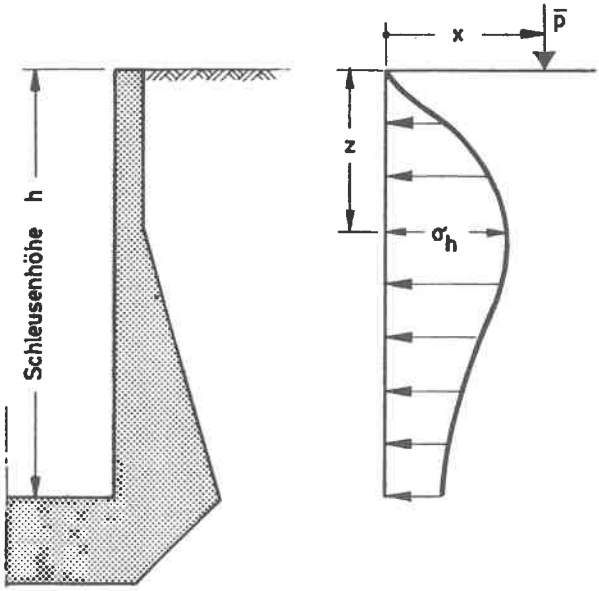


Bild 62: Horizontaler Erddruck infolge von Linienlasten

10.9. Konstruktive Gesichtspunkte

Bei diesen komplizierten Schleusenbauwerken können bodenmechanische Überlegungen nicht ohne eine Berücksichtigung der Fragen des konstruktiven Ingenieurbaus angestellt werden. Es sind nicht nur die Folgen des Schwindens und Kriechens bei diesen sehr massiven Baukörpern äußerst interessant, sondern auch die Probleme der baulichen Durchbildung. Wurden die älteren niedrigen Schleusen meist als Schwergewichtsmauer konzipiert, so erfordern die wesentlich höheren Schleusen mit ihren Pumpwasserkanälen und Grundlaufsystemen ein sorgfältiges Zusammenspiel zwischen Wasserbauer, Statiker und Bodenmechaniker. Betrachtet man eine solche Schleuse im Querschnitt und Grundriß (Bild 20 und 21), so ist zu ersehen, wie unübersichtlich eine Bemessung und Bewehrung dieser Bauwerke geworden ist.

Es kann nicht Aufgabe dieser Arbeit sein, dem planenden Ingenieur dazu Bemessungsregeln und Konstruktionsvorschriften anzubieten. Es sollten jedoch die aus dem Literaturstudium gewonnenen Anregungen zur Diskussion gestellt werden. Als erstes sollte geprüft werden, ob es zweckmäßig ist, diese hohen Schleusen im Sohlbereich vorzuspannen, wie es die Russen bereits sehr frühzeitig praktiziert haben. Außerdem hat Leonhardt [58] vorgeschlagen, diese massigen Bauwerke mäßig vorzuspannen.

Zudem muß von seiten des Massivbaus geprüft werden, ob die schwellende Bewegung infolge von Wasserspiegelschwankungen in der Schleuse und die damit verbundene häufige Spannungsänderung im Stahlbeton nicht in manchen Fällen eine Abminderung der zulässigen Spannungen angeraten sein lassen.

10.10. Weitere Einflüsse

Bereits bei der Planung und Berechnung der ersten Kammer einer Doppelschleuse muß untersucht werden, welche Probleme der Bau

einer parallelen zweiten Kammer aufwirft. Beim Europakanal ist z.B. der Bau einer Nachbarschleuse vorgesehen, deren Achse nur 44 m von der bestehenden Schleuse entfernt ist.

Außerdem ist zu klären, ob Zusatzerddrücke infolge Schleusenfüllung der einen Kammer bei leerer Nachbarkammer auftreten. Aus all diesen Überlegungen ist ersichtlich, daß der Bau hoher Schleusen eine ingenieurmäßige Aufgabe mit hohen Anforderungen darstellt. Es sind sicher noch viele Fragen ungeklärt und bedürfen weiterer intensiver Forschung. Dennoch sind als Abschluß dieser Arbeit einige Empfehlungen möglich, welche bei der Planung der sehr hohen Schleusen auf der Südstrecke des Europakanals bereits berücksichtigt werden können.

11. EMPFEHLUNGEN FÜR DIE PRAXIS

Die in Deutschland gültige DIN 19702 [8] muß unbedingt ergänzt werden. Auch die amerikanischen Richtlinien [59] machen keine konkreten Angaben über den Erddruckansatz. Detaillierter wird in den sehr umfangreichen Richtlinien für Schleusen der UdSSR, die in deutscher Übersetzung als Mitteilungsheft des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik veröffentlicht werden [5] sollen, auf den Erddruckansatz und auf Kontrollmessungen an Schleusen eingegangen.

Als wichtigste Empfehlungen aus den eigenen Untersuchungen sind zu nennen:

1. Bei der Berechnung der Schleusen sind zwei Lastfälle besonders kritisch (Bild 63):

   Lastfall d: Erddruck aus Hinterfüllung (Ruhedruck), leere Schleuse, Temperaturbelastung - Erwärmung der Kammer innen (Zusatzerddruck $\Delta E_{h,T}$)

   Dieser Lastfall bringt die größten Zugspannungen an der Mauerrückseite.

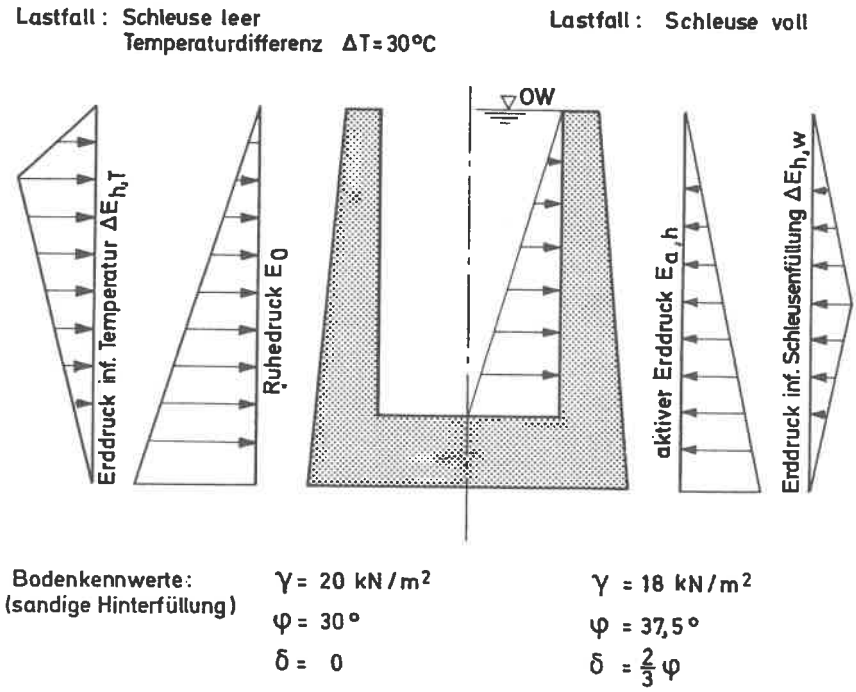


Bild 63: Erddruckgrenzbelastungen auf die Schleusenkammerwand

Lastfall b: Erddruck aus Hinterfüllung und Abkühlung der Kammer innen (aktiver Erddruck), Schleuse auf Oberwasser (Zusatzerddruck $\Delta E_h,w$).

Dieser Lastfall bringt die größten Zugspannungen an der Kammermauer innen. Anstatt des aktiven Erddrucks und des Zusatzerddrucks infolge Kammerfüllung kann vereinfacht auch der Ruhedruck angesetzt werden.

Bei der Ermittlung des Zusatzerddrucks infolge Temperaturbelastung ΔT bzw. Wasserdruck in der Schleusenkammer kann bei einer Vorbemessung ein vereinfachter Bettungsmodulverlauf nach Abschnitt 8.1.5. (Bild 41) angenommen werden. Als Temperaturdifferenz wird $\Delta T = 30^{\circ}$ C empfohlen.

2. Als zweite wichtige Erkenntnis gilt, daß möglichst beide Schleusenkammerseiten teilhinterfüllt werden, also auch die Sparbeckenseite. Dadurch kann erreicht werden, daß ungünstige Zugspannungen auf der Kammerinnenseite vermieden werden, d.h. nur noch Druckspannungen auftreten. Auf der Erdseite werden die Zugspannungen bei Teilhinterfüllung geringer als bei voller Hinterfüllung. Diese Empfehlung hätte zur Folge, daß die Sparbecken nicht mehr steigend, wie auf Bild 20 dargestellt, sondern fallend angeordnet würden. Eine weitere Möglichkeit bestünde auch darin, die Sparbecken etwas von der Schleuse abzurücken, wie dies bereits bei der Schleuse Uelzen getan wurde.

Die Teilhinterfüllung auf der den Sparbecken abgewandten Kammerseite wird oft aus landschaftsgestalterischen Gründen abgelehnt. Auch aus betriebstechnischen Gründen soll der Fahrweg auf dieser Kammerseite erhalten bleiben, um bei Reparaturarbeiten an den Schleusentoren die Zufahrt mit schweren Kranfahrzeugen zu ermöglichen. Ein Kompromißvorschlag wäre hier eine geböschte Hinterfüllung (Bild 53).

Der Vorteil der vollen Hinterfüllung besteht darin, daß die Bewegungen der Kammermauer in den Lastfällen "Kammerfüllung" und "Temperaturverformung" geringer sind als bei Teilhinterfüllung. Dies wirkt sich günstig auf die Fugenbänder aus, vor allem im Anschlußbereich der starren Ober- und Unterhäupter an die ersten Kammerlamellen.

3. Der Bauablauf und der Hinterfüllvorgang beeinflussen vor allem bei nicht felsigem Untergrund das Verformungsverhalten der Schleuse und damit die Erddruckgröße und deren -verteilung. Es wird deshalb empfohlen, bei hohen Schleusen, zusammengesetzten Querschnitten und ungünstigen Untergrundverhältnissen die Finite-Element-Berechnung zur Ermittlung der Erddruckspannungen einzusetzen. Dabei können sicher verbesserte Stoffansätze für den Untergrund, das Hinterfüllmaterial und den Beton noch zuverlässigere Ergebnisse liefern.

4. Eine "Härtung", d.h. eine Zunahme der Erddruckspannungen infolge der zyklischen Bewegung der Schleusenwand konnte bei den Modellversuchen nicht festgestellt werden. Auch bei den ausgewerteten zahlreichen Baustellenmessungen trat diese Besonderheit nicht auf. Für die Wolgograder Schleuse, deren Verhalten der eigentliche Anlaß zu diesen Bedenken war, hat Shcherbina [50] eine Erklärung für die dort beobachtete Erddruckzunahme gefunden.

   Durch eine möglichst gleichmäßige Verdichtung der Hinterfüllung werden Sackungen und Verspannungen vermieden. Dabei hat eine mitteldichte bis dichte Lagerung auch den Vorteil, daß die Bewegungen der Schleusenwände verringert werden.

5. Der Ansatz eines Verdichtungsdruckes im oberen Wandbereich kann nach Spotka [39] gewählt werden. Da der Verdichtungsdruck durch die zyklische Bewegung der Schleusenwand abgebaut wird und seine Größe gegenüber den übrigen Erddruckgrößen klein ist, kann bei hohen Schleusen evtl. auf eine gesonderte Berücksichtigung verzichtet werden.

6. Der horizontale Erddruck infolge Kranbahnlasten kann nach der Theorie des elastisch isotropen Halbraums (Boussinesq) berücksichtigt werden. Dabei wird empfohlen, die nach Boussinesq errechneten Werte zu verdoppeln.

7. Bei der Berechnung des Erddrucks aus der Hinterfüllung kann ein Wandreibungswinkel $\delta = 2/3\ \varphi$ angenommen werden. Bei den Lastfällen "Erddruck aus Hinterfüllung plus Zusatzerddruck infolge Wasserdrucks in der Schleuse bzw. aus der Temperaturänderung" kann an der Mauerrückseite ein Wandreibungswinkel bis $1/2\ \varphi$ angesetzt werden.

LITERATURVERZEICHNIS

[1] Kuhn, R. (1971), Die Schleusen des Main-Donau-Kanals.
Der Bauingenieur, S. 163 - 184

[2] Kuhn, R. (1962), Die Sparschleusen der Strecke Bamberg-Nürnberg.
Baubericht der Rhein-Main-Donau AG.
Selbstverlag der Rhein-Main-Donau AG, München

[3] Hilmer, K. (1975), Bau des Main-Donau-Kanals.
In 1955 - 1975, Grundbauinstitut, Landesgewerbeanstalt Bayern, S. 108 - 117. Herausgegeben von der Landesgewerbeanstalt Bayern aus Anlaß des 20-jährigen Bestehens des Grundbauinstitutes

[4] Sadgorski, W. (1971), Neuzeitliche Methoden der Baugrunduntersuchung und ihre Anwendung bei der Bauvorbereitung des Main-Donau-Kanals.
Baubericht der Rhein-Main-Donau AG.
Selbstverlag der Rhein-Main-Donau AG

[5] Smoltczyk, U./ Pertschi, O./ Hilmer, K. (1976), Messungen an Schleusen in der UdSSR.
Schleusennorm der UdSSR (SN 303 - 65). (Übersetzung in Mitteilung 5, Baugrundinstitut Stuttgart)

[6] Carev, A.I./ Feldman, A.I. (1965), Erddruck sandiger Hinterfüllungen auf die Kammerwände von Schiffahrtsschleusen.
Gidrotechniceskoe stroitel'stvo, Moskva 35, Nr. 9, S. 22 - 26 (Übersetzung in Mitteilung 5, Baugrundinstitut Stuttgart)

[7] Streck, O. (1956), Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen.
I. Band, 2. Aufl. Berlin: Springer Verlag

[8] DIN 19702 Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten

[9] Sadgorski, W. (1974), Berechnung durchgehender Sohlplatten im Wasserbau nach dem Steifezahlverfahren.
Sonderdruck aus "Berechnung von Flächengründungen" von Kany, M., Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn

[10] Unveröffentlichtes Gutachten des Institutes für Grundbau- und Bodenmechanik Prof.Dr.-Ing. R. Jelinek, TH München (Nr. 0163-3)

[11] Franke, E./ Bernhard, K. (1972), Erddruckansatz bei trogförmigen Bauwerken. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 20, Nr. 32, S. 67 - 73

[12] Burmistrov, M.A./ Kotenkov, Yu.K. (1967), Field investigations of the static behavior of a navigation lock chamber. Hydrotechnical Construction. New York, Nr. 3, S. 248 - 254

[13] Sinjavskaja, V.M./ Pavlova, A.E. (1972), Ergebnisse der Baustellenmessungen über das statische Verhalten der Kammerwand der Wolgograder Schleuse. Trudy gidroproekta, Moskva: 24, S. 214 - 225. (Übersetzung in Mitteilung 5, Baugrundinstitut Stuttgart)

[14] Sinjavskaja, V.M./ Pavlova, A.E. (1971), Effect of periodic displacements of a lock wall on the earth pressure and reinforcement stresses. Hydrotechnical Construction. New York, Nr. 3, S. 247 - 254

[15] Nefedova, G.N./ Kotenkov J.K. (1973), Baustellenuntersuchungen über das statische Verhalten einer Schiffahrtsschleuse. Moskva: 32, S. 183 - 193. (Übersetzung in Mitteilung 5, Baugrundinstitut Stuttgart)

[16] Sherman, W.C./ Trahan, C.C. (1968), Analysis of data from instrumentation program, Port Allen Lock. Technical Report S-68-7, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi

[17] Sherman, W.C./ Trahan, C.C. (1972), Analysis of data from instrumentation program, Old River Lock. Technical Report S-72-10, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi

[18] Kaufman, R.I./ Sherman, W.C. (1964), Engineering measurements for Port Allen Lock. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90 No SM 5, Proceedings Paper 4020, Sept., S. 221 - 247

[19] Clough, G.W./ Duncan J.M. (1969), Finite element analyses of Port Allen and Old River Locks. Contract Report S-69-6, U.S.Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi

[20] Duncan, J.M./ Clough, G.W. (1971), Finite element analyses of Port Allen Lock. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE No SM 8, Proc. Paper 8317, Aug., S. 1053 - 1068

[21] Gould, J.P. (1970), Lateral pressures on rigid permanent structures. ASCE Specialty Converence, Cornell University, USA, S. 219 - 270

[22] Duncan, J.M./ Chang, Ch. (1970), Nonlinear analysis of stress and strain in soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division No SM 5, Proc. Paper 7512, Sept., S. 1629 - 1653

[23] Clough, G.W./ Duncan, J.M. (1972), Temperature effects on behavior of Port Allen Lock. ASCE Specialty Conference, Purdue University, USA

[24] Schuppener, B. (1975), Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 23, Nr. 37, S. 49 - 62

[25] Press, H. (1956), Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn

[26] EAU (1975), Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn

[27] Ohde, J. (1948), Zur Erddrucklehre. Die Bautechnik, S. 121 - 126

[28] Hilmer, K. (1973), Sohldruck- und Erddruckmessungen bei der U-Bahn Nürnberg. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 25

[29] Franz, G. (1958), Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund. Der Bauingenieur, S. 190 - 195

[30] Smoltczyk, U./ Diem, P./Spotka, H. (1974), Pressure cell for the measurement of normal and shear stress. Deutsche Beiträge zur Geotechnik. DGfEG Essen, H. 2, S. 130 - 136

[31] Kuhn, R. (1952), Temperatur- und Dehnungsmessungen an einem Wehrpfeiler. Beton- und Stahlbetonbau, S. 213 - 218, 234 - 241

[32] Franke, E. (1974), Ruhedruck in kohäsionslosen Böden. Die Bautechnik, S. 18 - 24

[33] Smoltczyk, U./ Lutz, W. (1974), Druckumlagerung neben Schlitzen im Baugrund. Forschungsbericht i.A. des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Stuttgart

[34] Kany, M./ Jänke, S. (1972), Sondeneichung im Sand. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 18

[35] Laumans, Q. (1975), Modellversuche an einer in Sand eingespannten Wand. Forschungsvorhaben i.A. der DFG: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Stuttgart, (Dissertation in Vorbereitung)

[36] Wanoscheck, H.R. (1972), Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddruckes auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der T.H. Darmstadt, H. 9

[37] Wolff, R. (1975), Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der T.H. Darmstadt, H. 16

[38] Terzaghi, K. (1934), Large retaining-wall tests. I. Pressure of dry sand. Engineering News-Record, Feb. 1, S. 136 - 140

[39] Spotka, H. (1975), Wirtschaftliche Bemessung hoher Stützwände im städtischen Verkehrsbau. (Großmaßstäbliche Erddruckversuche). Forschungsvorhaben i.A. des Bundesministers für Verkehr. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Stuttgart, (Dissertation in Vorbereitung

[40] 10. Rankine Lekture 1970. Die Bedeutung der Verformungen in der Bodenmechanik. Bauingenieur 1972, H. 3, S. 101 - 105

[41] Broś, B. (1972), The influence of model retaining wall displacements on active and passive earth pressure in sand. Proc. 5. European Conf. Soil Mech. Found. Engng., Madrid, Band 1, S. 241 - 249

[42] Kezdi, A. (1962), Erddrucktheorien. Springer Verlag Berlin

[43] Smoltczyk, U. (1976), Bodenmechanik und Grundbau, Studienunterlagen

[44] Zienkiewicz, O.C. (1971), The finite element method in engineering science. Mc Graw Hill, London

[45] Smoltczyk, U. et.al.(1974), Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis. CAD-Berichte, Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe

[46] Clough, G.W. (1972), State-of-the-Art. Application of the finite element method to earth-structure interaction. Conference on applications of the finite element method to geotechnical engineering. U.S. Army Engineers Waterway. Experiment Station. Vicksburg

[47] Clough, G.W. Users'Guide. Program Soil-Struct. A finite element program for simulation of soil-structure interaction, excavation and embankment construction and devatering. Duke University, Durham, North Carolina, (unveröffentlicht)

[48] DIN 1045 Beton- und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung

[49] American Concrete Institute Committee 435 (1966). Deflections of reinforced concrete flexural members. Proc. of the American Concrete Institute, Vol. 63, S. 637-676

[50] Shcherbina, V.I. (1974), Earth pressure on lock chamber walls during construction. Hydrotechnical Construction, New York, S. 128 - 132

[51] Mikhailov, A.V. (1967), Effect of temperature variations on the stressed state of dock-type structures. Hydrotechnical Construction, New York, S. 787 - 792

[52] Mikhailov, A.V./ Avdeeva, V.I. (1974), Effect of a change in the reactiv pressure of backfills on stresses in lock chambers with solid bottems. Hydrotechnical Construction, New York, S. 20 - 26

[53] Schuppener, B. (1975), Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebliche Stützwand infolge der Verdichtung. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 38

[54] DIN 1055, Bl. 2 Lastannahmen für Bauten. Kenngrößen des Bodens.

[55] Hilmer, K. Hausdruck auf verformungsarme Baugrubenwände. Unveröffentlichtes Gutachten des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern

[56] Terzaghi, K. (1957), Verankerte Spundwände. VEB Verlag Technik Berlin

[57] Hilmer, K. (1972), Horizontaler Erddruck infolge lotrechter Einzel-, Linien- und Flächenlasten. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, H. 20

[58] Leonhardt, F. (1973), Massige, große Betontragwerke ohne schlaffe Bewehrung, gesichert durch mäßige Vorspannung. Beton- und Stahlbetonbau, S. 128 - 133

[59] Planning and design of navigation lock walls and appurtenances. Manuals-Corps of Engineers. U.S. Army 1960 (EM 1110 - 2 - 2602)

BILDANHANG

Bild A 1: Schleusenbaugrube (August 1973)

Bild A 2: Schleuse Nürnberg-Süd (April 1976)

Bild A 3: Meßzentrale (Glötzl-Motorpumpe und Neigungsmesser im Spanngehänge)

Bild A 4: Meßzentrale (Maihak-Umschalteinheit, Neigungsmesser im Spanngehänge und fester Neigungsmesser)

Bild A 5: Glötzl-Ventilgeber E 20/30

Bild A 6: Maihak-Ventilgeber 15/20

Bild A 7: Maihak-Druck-Schub-Meßdose MDS 74

Bild A 8: Maihak-Druck-Schub-Meßdose auf dem Prüfstand

Bild A 9: Druck-Schub-Meßdose des Baugrundinstitutes Stuttgart [39]

Bild A 10: Maihak-Temperaturgeber MDS 59

Bild A 11: Maihak-Neigungsmesser im Spanngehänge MDS 81

Bild A 12: Maihak-Wasserstandsanzeiger MDS 75

Bild A 13: Meßlamelle von Kote 325,0 bis 333,45 m über NN mit Erddruckgebern

Bild A 14: Meßlamelle von Kote 314,0 bis 325,0 m über NN mit Erddruckgebern, Schutzkästen für die Meßkabel, Einbaunischen für die Erddruckgeber

Bild A 15: Horizontaler Extensometer mit Meßschacht

Bild A 16: Vertikaler Extensometer (Meßkopf im Schacht)

Bild A 17: Versuchskasten Landesgewerbeanstalt Nürnberg (Modellwand mit Linienlast)

Bild A 18: Versuchskasten Landesgewerbeanstalt Nürnberg (Merogerüst mit Setzpegeln)

Bild A 19: Ansicht der Modellwand (Maihak-Druck-Schub-Meßdosen und Glötzl-Ventilgeber)

Bild A 20: Modellwand Nürnberg, Pressen für die Verdrehung der Wand

Bild A 21: Versuchskasten Darmstadt mit Digitalanzeigegerät und Lochstreifenstanzer

Bild A 22: Modellwand Darmstadt (Ansicht)

Bild A 1: Schleusenbaugrube (August 1973)

Bild A 2: Schleuse Nürnberg-Süd (April 1976)

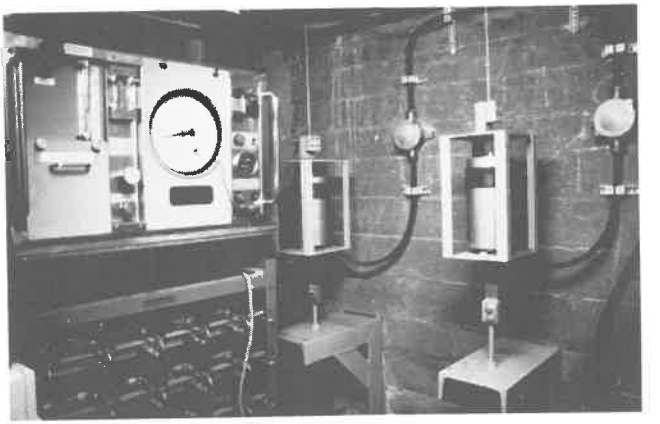


Bild A 3: Meßzentrale
(Glötzl-Motorpumpe und Neigungsmesser im Spanngehänge)

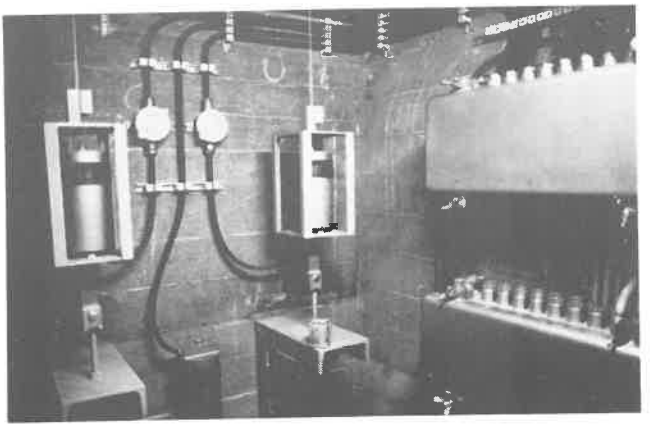


Bild A 4: Meßzentrale
(Maihak-Umschalteinheit, Neigungsmesser im Spanngehänge und fester Neigungsmesser)

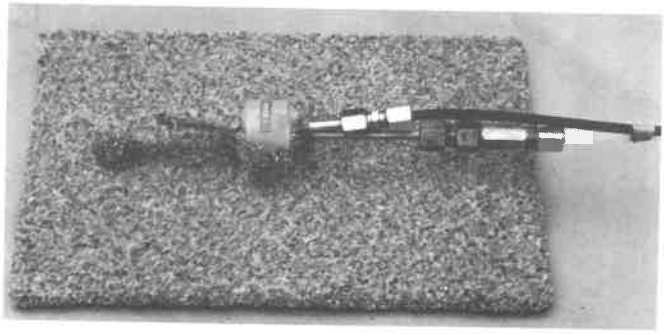


Bild A 5: Glötzl-Ventilgeber E 20/30

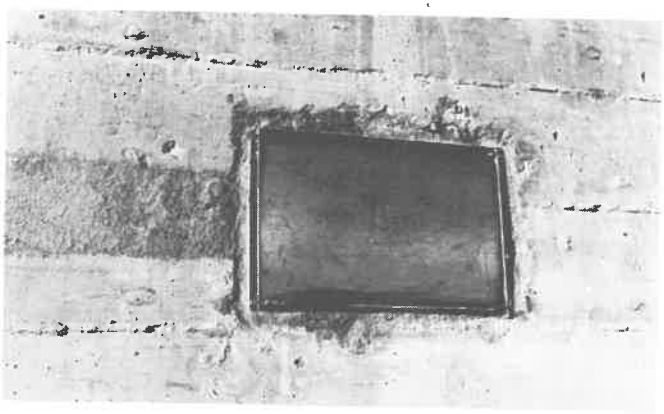


Bild A 6: Maihak-Ventilgeber 15/20

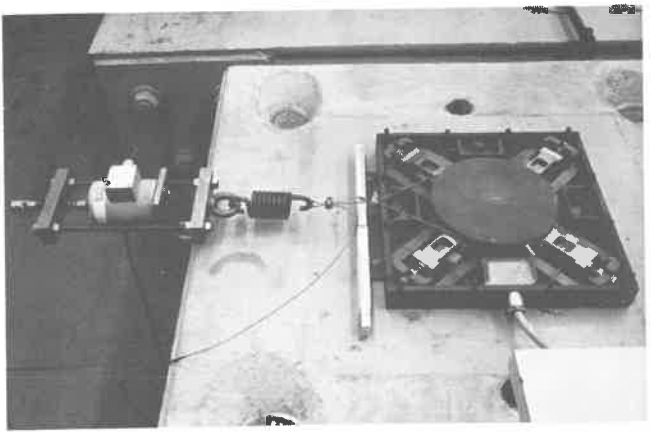


Bild A 7: Maihak-Druck-Schub-Meßdose MDS 74

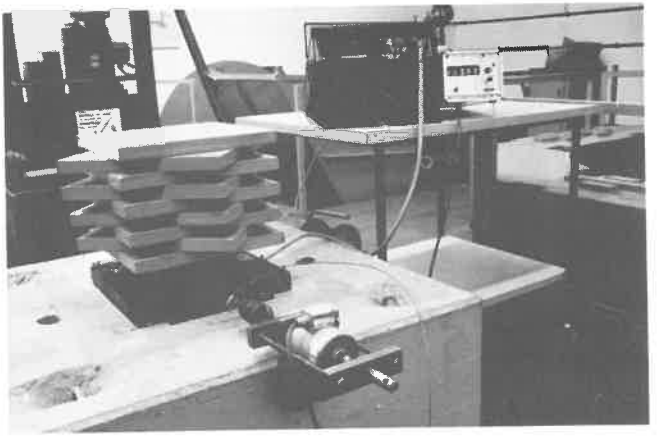


Bild A 8: Maihak-Druck-Schub-Meßdose auf dem Prüfstand

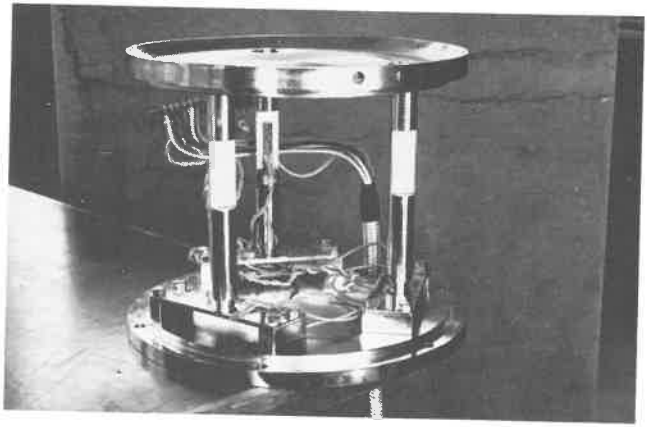


Bild A 9: Druck-Schub-Meßdose des Baugrundinstitutes Stuttgart [39]

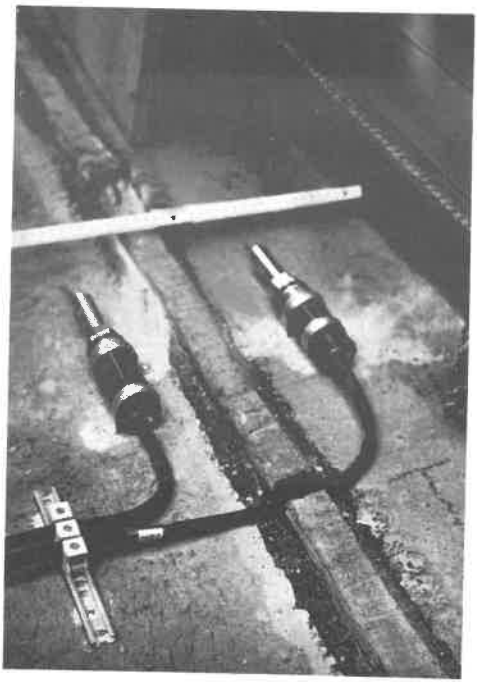
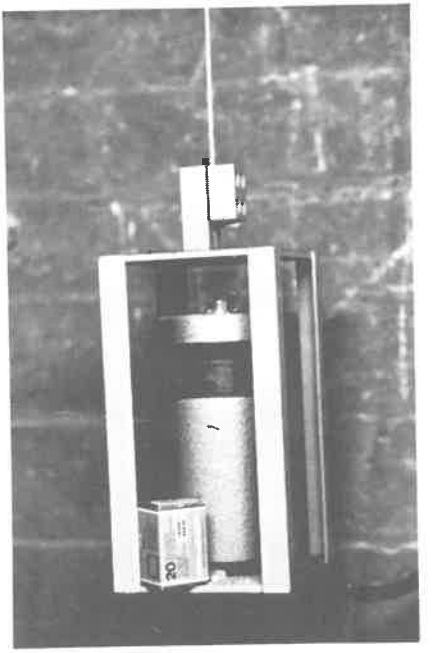


Bild A 10: Maihak-Temperaturgeber MDS 59

Bild A 11: Maihak-Neigungsmesser im Spanngehänge MDS 81



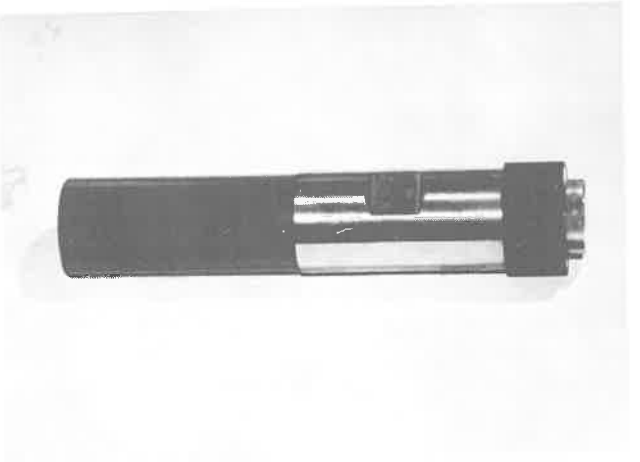


Bild A 12: Maihak-Wasserstandsanzeiger MDS 75

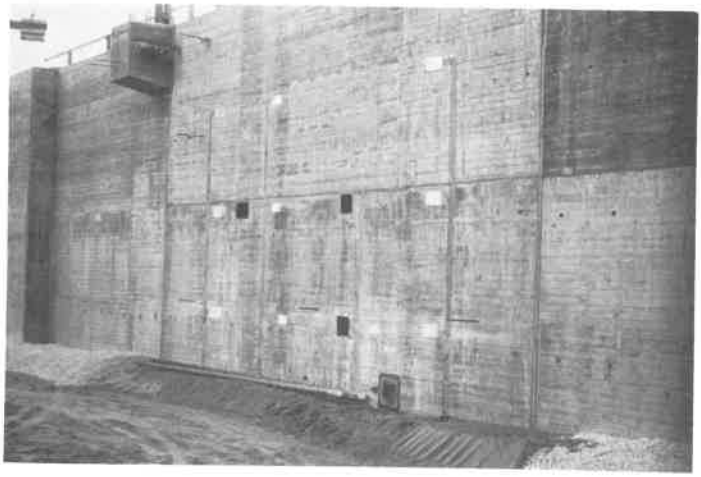


Bild A 13: Meßlamelle von Kote 325,0 bis 333,45 m über NN mit Erddruckgebern

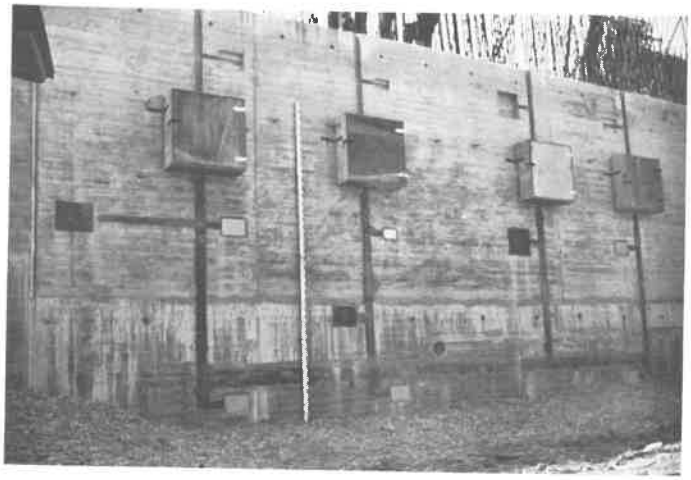


Bild A 14: Meßlamelle von Kote 314,0 bis 325,0 m über NN mit Erddruckgebern, Schutzkästen für die Meßkabel, Einbaunischen für die Erddruckgeber

Bild A 15: Horizontaler Extensometer mit Meßschacht

Bild A 16: Vertikaler Extensometer (Meßkopf im Schacht)

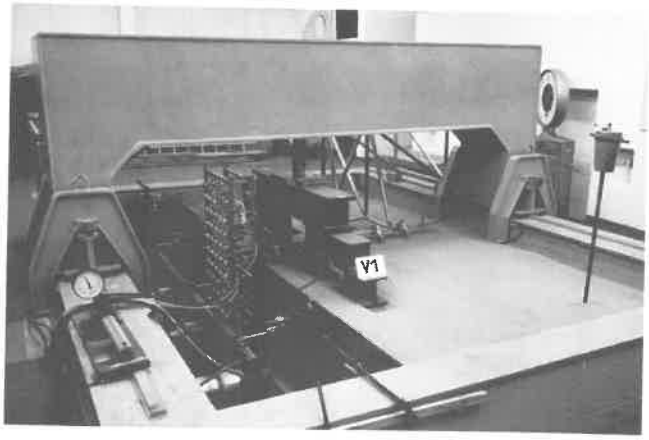


Bild A 17: Versuchskasten Landesgewerbeanstalt Nürnberg (Modellwand mit Linienlast)

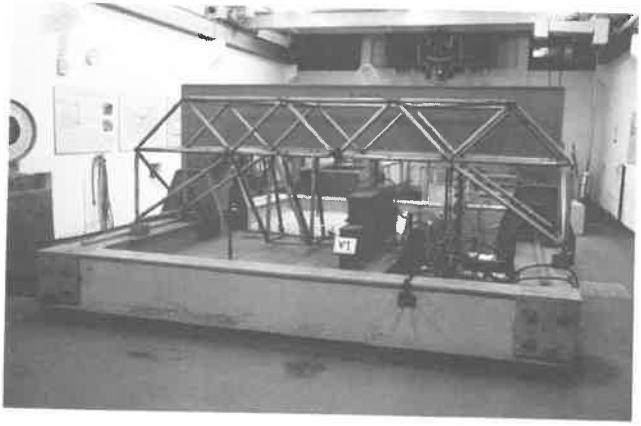


Bild A 18: Versuchskasten Landesgewerbeanstalt Nürnberg (Merogerüst mit Setzpegeln)

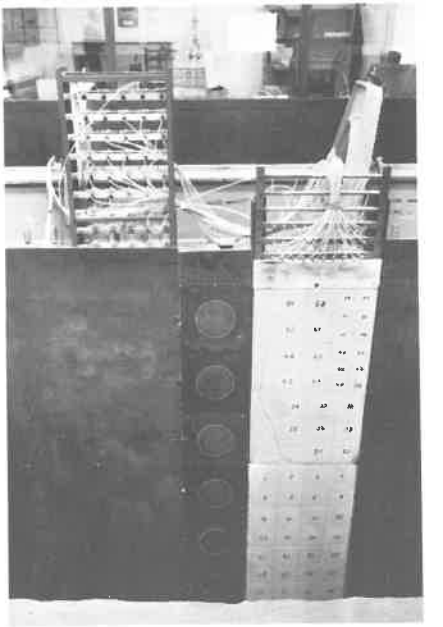


Bild A 19: Ansicht der Modellwand (Maihak-Druck-Schub-Meßdosen und Glötzl-Ventilgeber)

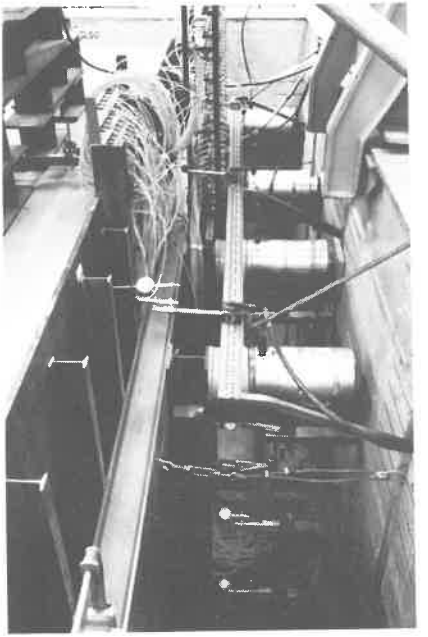
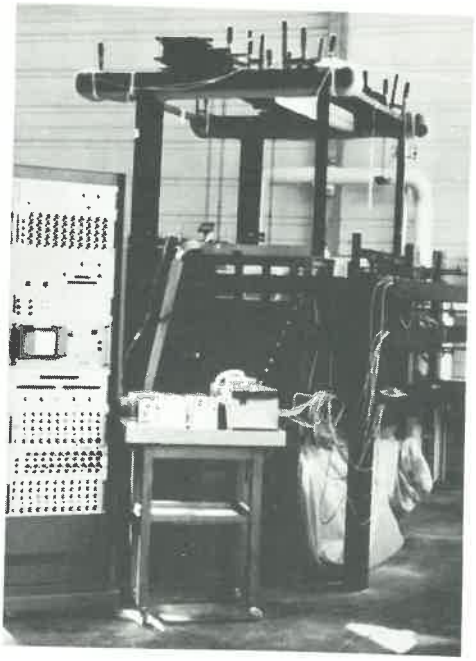


Bild A 20: Modellwand Nürnberg, Pressen für die Verdrehung der Wand

Bild A 21: Versuchskasten Darmstadt mit Digitalanzeigerät und Lochstreifenstanzer



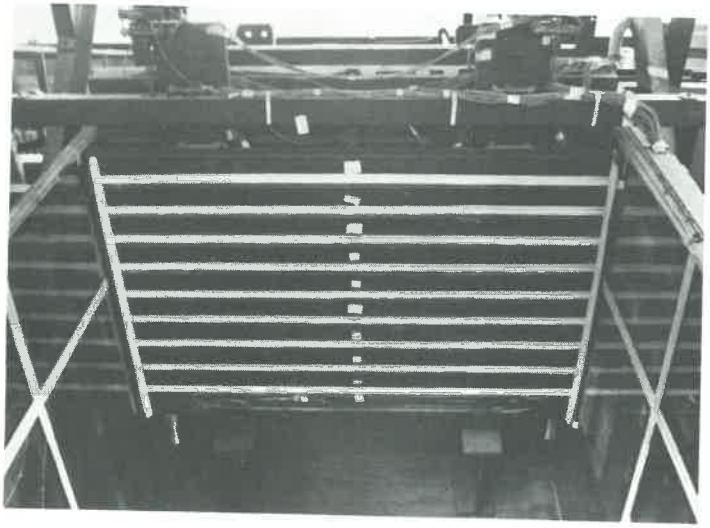


Bild A 22: Modellwand Darmstadt (Ansicht)

Lebenslauf

Klaus Hilmer	8500 Nürnberg, Josef-Simon-Str. 139
geboren am	9. November 1937
in	Lauban/Schlesien
Familienstand	verh., 1 Kind
Konfession	evangelisch

Schulen:

1943 - 1949 Volksschule Lauban, Lindberg und Zwiesel

1949 - 1952 Oberrealschule Deggendorf

1952 - 1958 Oberrealschule Nürnberg

Abschluß: Abitur

1958 - 1964 Technische Hochschule Stuttgart
Fachrichtung: Bauingenieurwesen
Vertiefungsrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau

Abschluß: Diplom

1960 - 1964 Wissenschaftliche Hilfskraft am Lehrstuhl für Technische Mechanik

1964 - 1967 Baureferendar
Fachrichtung: Wasserbau und Wasserwirtschaft

Abschluß: II. Staatsprüfung

Berufliche Tätigkeiten:

1967 - 1972 Grundbauinstitut der Landesgewerbeanstalt Bayern, Nürnberg

1972 - 1973 Abteilungsleiter des Rechenzentrums der Landesgewerbeanstalt Bayern, Nürnberg

1973 - 1975 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Stuttgart

Sonstiges:

1972 - 1973 Lehrauftrag an der Fachhochschule Nürnberg
Fachgebiet: Erd- und Grundbau

1973 - 1975 Lehrtätigkeit an der Fachoberschule Nürnberg
Fachgebiet: Baukonstruktionslehre

Mitarbeit in Ausschüssen:

DGfEG - Arbeitskreis 8c: Untergrunddichtung

DGfEG - Arbeitskreis 10: Tunnelbau

FfStW - Arbeitskreis: Untergrundverbesserung durch Tiefenrüttler

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner Mitarbeiter

[1] Smoltczyk,U. (1974) *Studienunterlagen*
330 Seiten, broschiert DM 25,-

[2] Gußmann,P. (1973) *Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig dränierter Tonschichten*
Die Bautechnik 50, 20-25 Sonderdruck

[3] Thamm,B.R. (1973) *Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept*
Der Bauingenieur 48, 311 - 314 Sonderdruck

[4] Gußmann,P./ Spotka,H. (1973) *Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden*
Die Bautechnik 50, 265 - 272 Sonderdruck

[5] Thamm,B.R. (1973) *Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden*
Der Bauingenieur 48, 370 - 374 Sonderdruck

[6] Gußmann,P. (1974) *Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 61-73

[7] Gußmann,P./ Schad,H. (1974) *Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2,74-90

[8] Gußmann,P./ Spotka,H. (1974) *One-dimensional consolidation of multi-layered clays*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2,91-102

[9] Gußmann,P./Thamm,B. (1974) *Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2,103-117

[10] Schad,H. et al. (1974) *Stresses in concrete caisson bells*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2,118-121

[11] Smoltczyk,U. (1974) *Improved technique for foundations on slopes*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 122-129

[12] Smoltczyk,U./(1974) Diem,P./Spotka,H. *Pressure cell for the measurement of normal and shear tests*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2,130-136

[13] Smoltczyk,U./(1974) Ljöterud,L. *Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2,137-141

Die Nrn.6 - 13 enthält das o.g. Heft 2, das von der Deutschen Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V.,Essen, zum Preise von DM 20,- verkauft wird

[14] Smoltczyk,U.et al. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*
CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe

[15] Gußmann,P./Thamm,B.R.(1974), *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben,*
Der Bauingenieur 49,293-298 (Sonderdruck)

[16] Gußmann,P. (1974), *Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen,*
Der Bauingenieur 49, 298-301 (Sonderdruck)

[17] Smoltczyk,U./Gußmann,P./Schulz,H. (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele,*
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,-

[18] Laumans,Q.(1975), *Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächengründungen*
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14

[19] Gußmann,P. (1974), *Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability*
Deutsche Geotechnik 2, 61-73

[20] Gußmann,P./Schad,H.(1974), *Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems,*
Deutsche Geotechnik 2, 74-90

[21] Gußmann,P./Spotka,H.(1974),*One-dimensional consolidation of multi-layered clays,*
Deutsche Geotechnik 2, 91-102

[22] Gußmann,P./Thamm,B.(1974), *Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen,*
Deutsche Geotechnik 2, 103-117

[23] Schad,H./Henes/Kutzschenbach (1974), *Stresses in concrete caisson bells,*
Deutsche Geotechnik 2, 118-121

[24] Smoltczyk,U. (1974), *Improved technique for foundation on slopes,*
Deutsche Geotechnik 2, 122-129

[25] Smoltczyk,U./Diem,P./Spotka,H.(1974), *Pressure cell for the measurement of normal and shear stress,*
Deutsche Geotechnik 2, 130-136

[26] Smoltczyk,U./Ljöterud,L.(1974), *Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles,*
Deutsche Geotechnik 2,137-141

[27] Smoltczyk,U. (1975), *Graving Dock Foundation on Deep Fill,*
Proc.1.Baltic Conf.Soil Mech.Found.Engng.III,213-222

[28] Smoltczyk,U./Du Thinh (1975), *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden,*
Fortschritt-Berichte VDI-Z. Reihe 4,Nr.25, 70 S.

[29] Smoltczyk,U. (1975), *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren,*
in: Festschrift Lorenz, Techn.Univ.Berlin,203-218

[30] Smoltczyk,U. (1975), *Wie kann man Baugruben verbilligen?*
Der Architekt 2, 94-103

[31] Smoltczyk,U. (1975), *Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein*
Veröff.Inst.Felsmech.Bodenmech.Univ.Karlsruhe 63,21-50

[32] Smoltczyk,U. (1976), *Pfahlgründung eines Eisenbahndammes,*
Proc.6.Europ.Conf.SMFE,1.2, 561-566

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

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

Nr.1 Thamm,B., (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones

Preis: DM 10,-

Nr.2 Gußmann,P., (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch

Preis: DM 5,-

Nr.3 Feeser,V., (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß

Preis: DM 10,-

Nr.4 Du Thinh,K., (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation

Preis einschließlich Quellenprogramm DM 200,-

Nr.5 Smoltczyk,U./Pertschi,O./Hilmer,K., (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65).

Preis: DM 18,-

Nr.6 Hilmer,K., (1976) Erddruck auf Schleusenkammerwände

Preis: DM 18,-

Nr.7 Laumans,Q., (1976) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens

Preis: DM 18,-