

Mitteilungen
Heft 6

Lutz Vogt

Untersuchungen zum Tragverhalten und
Verbesserung der Standsicherheit
von Stützmauern

Dresden 1998

ISSN 1434 - 3053

Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing.habil. D. Franke

© Institut für Geotechnik - TU Dresden - 1998

Bei Vervielfältigungen und Übersetzungen wird um Quellenangabe gebeten.

Briefanschrift:

Institut für Geotechnik

TU Dresden

01062 Dresden

Besucheradresse:

Neuffer-Bau, George-Bähr-Straße 1

01069 Dresden

Telefon: 0351/ 463 4248

Fax: 0351/ 463 4131

E-Mail: geotech@rcs.urz.tu-dresden.de



Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern

Zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing)

von der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden genehmigte

Dissertation

vorgelegt von Diplomingenieur Lutz Vogt

geboren am 22.11.1967 in Anklam

Gutachter:

Prof. Dr.-Ing. Dietrich Franke

Technische Universität Dresden

Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

Technische Universität Dresden

Prof. Dr.-Ing. Klaus Hilmer

LGA Nürnberg, Grundbauinstitut

Tag der öffentlichen Verteidigung: 26. Oktober 1998

Vorwort

Es gibt verschiedene Möglichkeiten die Standsicherheit bestehender Stützmauern zu verbessern. In dieser Arbeit wird eine neue Methode angegeben und ihre Brauchbarkeit nachgewiesen. Dabei werden die Vorspanntechnik von Mauerwerk und die Verankerungstechnik durch Injektionsanker verknüpft. Die vertikale Vorspannung des Mauerwerks hat den Zweck, die Schubfestigkeit in den horizontalen Fugen des Mauerwerks zu erhöhen, wodurch zusätzliche Gurte vor der Mauer überflüssig werden. Ausreichende Mauerwerksfestigkeit wird vorausgesetzt.

Um die Anwendbarkeit der Methode zu prüfen, wurden zunächst kleinmaßstäbliche Modellversuche im Modelllabor unseres Instituts durchgeführt. Zur Überprüfung der dabei gewonnenen Erkenntnisse konnten drei Versuche in wesentlich größerem Maßstab in der großen Versuchsrube des Grundbauinstituts der LGA Nürnberg durchgeführt werden. Für diese Unterstützung sei an dieser Stelle nochmals herzlich gedankt.

Wesentlichstes Anliegen der experimentellen Untersuchungen war es einmal, den belastenden Erddruck auf die Mauer sowie seine Verteilung zu messen und andererseits, das Durchstanzverhalten infolge der punktförmigen Stützung und seine Abhängigkeit von der Vorspannung zu beobachten. Gleichzeitig galt es, die Zulässigkeit der formulierten Berechnungsansätze nachzuweisen. Der Bruch der Modellmauer wurde durch Vertikallasten auf der Oberfläche der Sandhinterfüllung erzeugt.

Die positiven Ergebnisse der Versuche insgesamt führten zu einer ersten praktischen Anwendung, wodurch die bereits geplanten Pfeilervorlagen wegfallen konnten. Das weitere Verhalten der Mauer wird meßtechnisch überwacht.

Sinnvoller Einsatz des Verfahrens ergibt sich oftmals, wenn die Auflasten hinter einer Stützmauer erhöht werden sollen und die Standsicherheit infolge der Lasterhöhung ohne zusätzliche Maßnahmen nicht in ausreichender Höhe nachgewiesen werden kann.

Dresden, Dezember 1998

D. Franke
Herausgeber

Inhalt	Seite
1 Einleitung und Zielsetzung	1
2 Beurteilung bestehender Stützmauern	3
2.1 Versagensmechanismen	3
2.2 Erkundung des Ist-Zustands	6
2.3 Beurteilung der Standsicherheit	10
3 Erddruck auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper	16
3.1 Problemstellung und Ziele	16
3.2 Vorhandene Berechnungsvorschläge	17
3.3 Modellversuche	22
3.3.1 Versuchsaufbau	22
3.3.2 Versuchsmaterial	24
3.3.3 Erfassung der Randeinflüsse	25
3.3.4 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung	29
3.4 Auswertung der Modellversuche	31
3.4.1 Vorgehensweise bei der Auswertung	31
3.4.2 Versuche mit unterschiedlicher Hinterfüllungsbreite	33
3.4.3 Versuche mit unterschiedlicher Wandrauigkeit	37
3.4.4 Aufnahme der Bruchkörper	40
3.5 Vorschlag für den Ansatz des belastenden Erddrucks auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper	41
4 Zusammenstellung und Bewertung von Verfahren zur Erhaltung und zur Verbesserung der Tragfähigkeit bestehender Stützmauern	46
4.1 Unterhaltung von Stützmauern	46
4.2 Verbesserung der Standsicherheit	48
5 Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern mittels Rückverankerung und senkrechter Vorspannung	53
5.1 Problemstellung und Ziele	53
5.2 Grundlagen des Verfahrens	54
5.2.1 Rückverankerung von Stützwänden	54
5.2.2 Vorspannen von Mauerwerk	56
5.3 Versagensmechanismen und Berechnungsannahmen bei einfach rückverankerten und senkrecht vorgespannten Stützmauern	59

	Seite
5.4 Großmaßstäbliche Modellversuche	66
5.4.1 Vorbereitung und Ziele	66
5.4.2 Versuchsaufbau	69
5.4.3 Versuchsmaterialien	71
5.4.4 Meßgrößen und ihre Erfassung	73
5.4.5 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung	75
5.5 Darstellung und Bewertung der Versuchsergebnisse	78
5.5.1 Traglast der Modellmauer und beobachtete Bruchmechanismen	78
5.5.2 Erddruckentwicklung	81
5.5.3 Horizontale Stützkkräfte	92
5.5.4 Vertikale Vorspannung	101
5.5.5 Wirksamkeit des Verfahrens und Sicherheitsbetrachtungen	103
5.6 Erste baupraktische Anwendung des Verfahrens	105
6 Zusammenfassung und Ausblick	109
Literaturverzeichnis	111
Verwendete Formelzeichen	117
Anhang	120

1 Einleitung und Zielsetzung

Stützmauern sind altbekannte Bauwerke zur Sicherung von Geländesprüngen im Lockergestein. Sie sollen die Belastung durch den Erddruck, der von dem gestützten Boden auf sie ausgeübt wird, mit Hilfe ihres Eigengewichtes über die Sohle ableiten. Dadurch unterscheiden sie sich von den Stützwänden (zum Beispiel Spundwände), bei denen die Lastabtragung über seitliche Auflager erfolgt.

Stützmauern können unterschiedliche Formen aufweisen und aus unterschiedlichen Baumaterialien bestehen. Jahrhundertelange Erfahrung, die überschaubaren Einflußgrößen und die oft untergeordnete Bedeutung der Stützmauern lassen sie unspektakulär und problemlos erscheinen. Tatsächlich bereitet der Neubau einer Stützmauer in der heutigen Praxis bei Vermeidung individueller Fehler keine Probleme: die Bemessung ist genormt, die Eingangsgrößen für die Berechnungen können auf der sicheren Seite liegend angenommen werden und die Ausführungsprinzipien sind allgemein zugänglicher Stand des Wissens.

Eine ganz andere Situation entsteht, wenn die Standsicherheit einer bestehenden Stützmauer beurteilt werden muß. Das ist dann der Fall, wenn Schäden an der Mauer auftreten oder Veränderungen der Randbedingungen geplant sind, wie zum Beispiel eine Lasterhöhung. Da nur in seltenen Fällen Unterlagen verfügbar sind, aus denen Angaben über die Stützmauer und den umliegenden Boden hervorgehen, müssen die notwendigen Informationen oft durch zusätzliche Untersuchungen gewonnen werden. Der Umfang dieser Untersuchungen hängt von der Bedeutung der Stützmauer und der Kompliziertheit der Situation ab.

Oftmals gehören Stützmauern zu Ensembles historischer Bausubstanz, die unter Denkmalschutz stehen. In solchen Fällen besteht die Forderung, Veränderungen so gering wie möglich zu halten. Daraus folgt die Forderung nach einer sehr genauen Erkundung des Ist-Zustands und einem möglichst schonenden Verfahren zur Ertüchtigung der Mauer. Da Stützmauern oft sehr lang sind, kommt der Wirtschaftlichkeit der durchzuführenden Maßnahmen eine große Bedeutung zu. Zudem darf der Verkehr während der Baumaßnahme nur so wenig wie möglich beeinträchtigt werden.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit bestehenden Stützmauern. Zunächst werden die Probleme bei der Beurteilung der Standsicherheit von Stützmauern und Lösungsansätze be-

schrieben. Dabei wird deutlich, daß noch Unsicherheiten bezüglich des Ansatzes des Erd-
drucks auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper, wie zum Beispiel bei
einer Futtermauer vor einer Felswand, bestehen. Deshalb befaßt sich ein Teil der Arbeit mit
dieser Problematik.

Die Zusammenstellung und Bewertung der vorhandenen Möglichkeiten zur Erhöhung der
Standssicherheit einer Stützmauer führt zu dem Ergebnis, daß keines der Verfahren in allen
Fällen die konstruktiv und wirtschaftlich beste Lösung darstellt, sondern daß jeder einzelne
Fall das Abwägen der vorhandenen Verfahren gegeneinander erfordert.

Im weiteren Verlauf befaßt sich die Arbeit mit einem Verfahren zur Standssicherheitserhöhung
von Stützmauern, das eine wirtschaftliche Alternative zu den herkömmlichen Sanierungsver-
fahren darstellt und die Ansicht denkmalgeschützter Stützmauern wenig beeinträchtigt. Für
dieses Verfahren wird ein Bemessungskonzept vorgestellt, das auf dem Stand des Wissens
aus dem Grund- und dem Mauerwerksbau basiert und durch Modellversuche gestützt wird.

2 Beurteilung bestehender Stützmauern

2.1 Versagensmechanismen

Historische Stützmauern wurden nach Handwerkerregeln, die auf Erfahrungen beruhten, dimensioniert. Diese waren regional unterschiedlich und den jeweiligen Bodenverhältnissen angepaßt. Nach dem Bekanntwerden der Erddrucktheorie wurde der aktive Erddruck als Belastung auf die Stützmauer angesetzt und versucht, durch die Erfüllung geeigneter Standsicherheitsnachweise die sichere Ableitung dieser Belastung in den Baugrund zu gewährleisten.

Im Entwurf zum neuen Europäischen Vorschriftenwerk, Teil „Entwurf und Bemessung in der Geotechnik“ (EC 7), wird das Versagen eines Bauwerks durch das Erreichen zweier Grenzzustände, den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, beschrieben. Bei Stützmauern wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit entweder durch den Bruch des Mauerkörpers oder durch das Versagen der Gründung erreicht. Da sie fast ausschließlich flach gegründet sind, kommen die für eine Flachgründung maßgebenden Bruchmechanismen Gleiten, Kippen, Grundbruch und Geländebruch in Betracht. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird erreicht, wenn unzulässige Verformungen auftreten, die zu Überhängen, Rissen und Ausbauchungen der Mauer führen.

Die beobachteten Versagensmechanismen lassen Unterschiede zwischen neu errichteten und schon lange bestehenden Stützmauern erkennen. Schäden kurz nach der Fertigstellung einer Mauer haben ihre Ursache fast immer in Bemessungs- oder Baufehlern. Zu den häufigsten Fehlern gehören die ungenügende Berücksichtigung der künstlichen Verdichtung des Hinterfüllmaterials, der Verformungsbehinderung bei Gründungen auf Fels sowie der Einwirkung des Wassers. Vor allem das Fehlen oder eine unzureichende Wirkung der Drainage kann durch hydrostatischen Wasserdruck, Herabsetzung der Kohäsion des Bodens und Zerstörung des Mauergefüges zu schwerwiegenden Schäden führen.

Man kann davon ausgehen, daß eine Stützmauer, die lange Zeit ihre Aufgaben erfüllt hat, bei ihrer Errichtung eine ausreichende Sicherheit gegenüber dem Versagenszustand gehabt haben muß. Treten dennoch Schäden auf, dann muß es im Laufe der Zeit zu Veränderungen gekommen sein, die zu einer Abnahme der Standsicherheit führten. Wenn diese Schäden ihre

Ursache nicht in einer erhöhten Beanspruchung der Stützmauer, wie zum Beispiel durch eine Bebauung auf der Hinterfüllung oder durch die Verringerung der Gründungstiefe im Zuge von Verlegearbeiten für Leitungen, haben, dann gehen ihnen in den meisten Fällen Verformungen voraus, die langsam anwachsen und dadurch das Versagen ankündigen.

Beobachtungen an schadhafte Stützmauern zeigen, daß die Verformungen der Mauer nicht kontinuierlich zunehmen. Bewegungen und Risse werden vor allem im Frühjahr nach dem Frost-Tau-Wechsel registriert. Oftmals bildet sich danach ein neues Gleichgewicht heraus. Erst wenn sich nach erfolgter Verformung kein Gleichgewichtszustand mehr einstellen kann, kommt es zum Einsturz des Bauwerks. Den Versagensmechanismus kann man deshalb als zyklischen Prozeß beschreiben [12].

Ein solcher Zyklus für eine ursprünglich standsichere Stützmauer läßt sich wie folgt darstellen. Im Laufe der Zeit haben sich die Parameter des umliegenden Bodens verschlechtert. Die Durchfeuchtung des Bodens und Frost-Tau-Wechsel bewirken die Verringerung der Scherfestigkeit des angrenzenden Lockergesteins, besonders die Herabsetzung der Kohäsion. Außerdem führen Erschütterungen, hauptsächlich aus dem Straßen- und Schienenverkehr, zu einer Erhöhung der Lockergesteinswichte und zur Verminderung der Reibung entlang der Gleitfläche. Dadurch kann der die Stützmauer belastende Erddruck bis auf einen Wert zwischen den Grenzen aktiver Erddruck und Erdruhedruck anwachsen, für den die Stützmauer nicht mehr standsicher ist. Im Boden unter der Vorderkante der Gründungssohle kommt es zu einer begrenzten Plastifizierung und dadurch zum Ausweichen der Mauer. Dieser Mechanismus wird bereits bei KREY [25] dargestellt. Da schon eine sehr geringe Kopfverschiebung von $1/1000$ der Mauerhöhe für die Mobilisierung des aktiven Erddrucks ausreicht [43], stellt sich nach dieser geringen Verformung wieder ein Zustand ein, in dem die betrachtete Stützmauer standsicher ist, so daß keine weiteren Verformungen eintreten.

Der aktive Erddruck wird nur im Bruchzustand mobilisiert und kann deshalb auf Dauer nicht erhalten bleiben. Mit der Zeit nimmt der Erddruck auf die Stützmauer als Folge von Frost-Tau-Wechseln, Wassereinwirkungen und Erschütterungen wieder zu. Ein neuer Zyklus, bei dem die Ausgangslage der Stützmauer durch ihre Verdrehung geringfügig ungünstiger geworden ist, beginnt. Solche Zyklen können solange aufeinander folgen, bis durch das geringfügige Ausweichen kein stabiler Zustand mehr erreicht werden kann. Allerdings werden die Zyklen zunehmend kürzer, da der Abstand zwischen dem standsicheren (Mobilisierung des

aktiven Erddrucks) und dem nicht mehr standsicheren Zustand (erhöhter Erddruck) mit jeder Ausweichbewegung der Stützmauer kleiner wird.

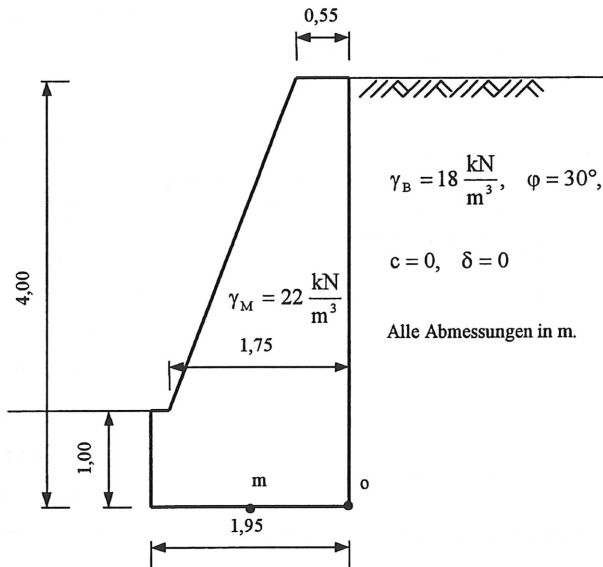


Abbildung 2.1.1: Stützmauer für die Beispielrechnungen

Der Veranschaulichung des beschriebenen Versagensmechanismus sollen folgende Vergleichsrechnungen dienen. Der in Abb. 2.1.1 dargestellte Stützmauerquerschnitt soll der Einfachheit halber mit kohäsionslosem Material hinterfüllt sein und eine absolut glatte Rückseite ($\delta = 0$) haben. Er hat für die Belastung durch den aktiven Erddruck eine rechnerische Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 von $\eta_{GB} = 2,09$. Durch Probieren wurde diejenige Größe der belastenden Erddruckkraft gefunden, für die die Grundbruchsicherheit $\eta_{GB} = 1$ wird. Diese entspricht gerade dem Wert $E = \frac{E_a + E_0}{2}$, also einem in der Praxis üblichen Wert für den erhöhten aktiven Erddruck.

Wenn nun die Beispielstützmauer nach dem Anwachsen des belastenden Erddrucks auf den Wert $E = \frac{E_a + E_0}{2}$ durch eine ausweichende Kopfverschiebung von $1/1000$ der Mauerhöhe, die für die Mobilisierung des aktiven Erddrucks ausreicht, wieder standsicher wird, stellt sich

die Frage nach der Anzahl der Zyklen, die zum endgültigen Versagen der Stützmauer führt. 1/1000 der Mauerhöhe entspricht einem Winkel von $0,057^\circ$, der für die Vergleichsrechnung auf $0,1^\circ$ aufgerundet wurde. Nach 65 Zyklen, also nach einer Verdrehung von $6,5^\circ$ um den bergseitigen Fußpunkt der Stützmauer (Punkt „o“ in Abbildung 2.1.1) beträgt die rechnerische Grundbruchsicherheit $\eta_{GB} = 1$ (Abbildung 2.1.2).

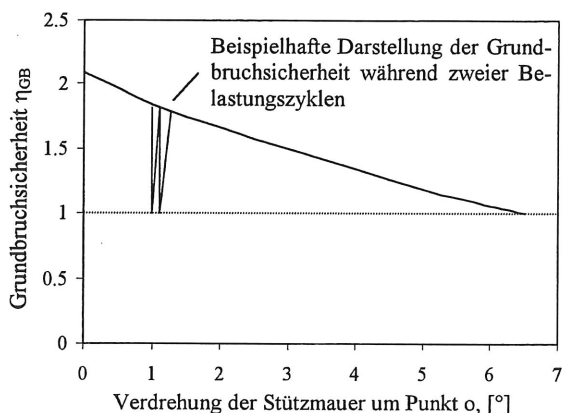


Abbildung 2.1.2: Abhängigkeit der Grundbruchsicherheit von der Verdrehung der Stützmauer (Ergebnis der Vergleichsrechnungen)

Sowohl die Anzahl der Zyklen als auch das Maß der Verdrehung sind natürlich nur Hinweise darüber, in welchen Größenordnungen sich der zeitliche Verlauf und die Größe der Verformungen bei dem beschriebenen Versagensvorgang bewegen. In der Praxis wird es nicht möglich sein, den Zeitpunkt des Versagens genau vorherzusagen. Mit Hilfe des be-

schriebenen Versagensvorgangs lassen sich jedoch die Verformungen an vielen alten Stützmauern erklären. Außerdem folgt daraus, daß solche Stützmauern, die nach ihrer Errichtung oder Sanierung keine Verformungen erfahren dürfen, für einen erhöhten aktiven Erddruck bemessen werden müssen.

2.2 Erkundung des Ist-Zustands

Um die Standsicherheit einer Stützmauer oder den Handlungsbedarf für eine Sanierung nachvollziehbar zu dokumentieren, werden Nachweise gegen das Auftreten der möglichen Versagensmechanismen geführt. Der möglichst genauen Beschreibung des Ist-Zustands, der in den Nachweisen mit dem Grenzzustand verglichen wird, kommt dabei eine entscheidende Bedeutung zu. Die Eingangsgrößen sind im Wesentlichen:

- die Geländegeometrie,
- die Mauergeometrie,

- die Mauerwichte,
- die Belastung der Geländeoberfläche sowie
- der Schichtenaufbau und die Eigenschaften des umliegenden Bodens.

In dem besonderen Fall, daß im Zuge der Baumaßnahme zusätzliche Lasten in den Mauerkörper eingetragen werden sollen, müssen zusätzlich noch die Festigkeitseigenschaften des Mauermaterials näher erkundet werden.

Die Erkundung des Ist-Zustands besteht grundsätzlich aus zwei Teilen: der Auswertung vorhandener Informationsquellen über das Untersuchungsobjekt und zusätzlichen Felduntersuchungen. Mögliche Informationsquellen sind geologische Übersichtskarten, Angaben über die Grundwasserstände und Niederschläge, Unterlagen über den Bau oder eventuelle Reparaturen des Stützmauerobjekts, Unterlagen über Nachbarbebauung sowie Aussagen von Anwohnern zu Veränderungen in der Vergangenheit.

Die Felduntersuchungen beginnen mit der Erfassung der Geländesituation und des Baubestands, in den die Stützmauer eingebettet ist. Große Bedeutung kommt der Kartierung vorhandener Schäden am Objekt zu, da daraus wichtige Informationen über Schwachstellen und die maßgebenden Versagensmechanismen gewonnen werden können (siehe Abschnitt 2.3). Insbesondere ist das Vorhandensein von Rissen, Ausbauchungen, Verkippungen, Absenkungen der Mauerkrone, stark durchfeuchteten Stellen, strauch- oder baumartigem Bewuchs am Mauerkörper oder unmittelbar daneben sowie Säbelwuchs der Bäume, der auf Hangbewegungen hindeutet, zu erkunden und zu dokumentieren.

Die Ermittlung der Mauerhöhe, der Gründungssituation und der Bodenverhältnisse entspricht dem Umfang gewöhnlicher Baugrundgutachten. Zur Unterstützung stehen Normen und die einschlägige Fachliteratur zu Verfügung. Besondere Bedeutung hat die Ermittlung der Mauerdicke, da diese das Ergebnis der Standsicherheitsbetrachtungen maßgeblich beeinflusst.

In der Regel wird die Mauerdicke durch einfache Messungen am Mauerkopf und kleinkalibrige Bohrungen, aus denen die Bohrkern entnommen und die mit einem Endoskop untersucht werden, bestimmt. Schürfe an der Mauerrückseite können Anhaltspunkte über den Verlauf der Mauerdicke über die Höhe geben. Noch günstiger ist es, wenn man die Mauerdicke an den Rändern von Einsturzstellen genau messen kann.

Meßergebnisse an kleinkalibrigen Bohrungen weisen jedoch erheblichen Unsicherheiten auf. Ein Grund dafür ist das im Vergleich zur Ansichtsfläche an der Mauerrückseite wesentlich schlechtere Mauerwerk. Die kleinen Steine unterscheiden sich teilweise nur wenig von den groben Bestandteilen des Hinterfüllmaterials. Außerdem geht die Verwitterung des Mauer Mörtels oft mit dem Eintrag von Bodenteilchen in die Fugen einher. Dadurch werden genaue Aussagen anhand des Kernmaterials und der Endoskopie sehr erschwert. Ein weiterer Grund sind die vorhandenen Unregelmäßigkeiten an der Mauerrückseite, wie Fehlstellen, einzelne über den Mauerverband hinausragende große Steine oder einfach die Änderung der Dicke entlang der Mauer. Zudem kann das Bohren in bereits entfestigten Bereichen gänzlich unmöglich sein.

Da der Bemessung der ungünstigste Mauerquerschnitt zugrunde gelegt werden muß, ist es von Interesse, die genaue Mauerdicke an möglichst vielen Stellen zu kennen. Deshalb liegt es nahe, diese mit Hilfe von Verfahren aus der Geophysik flächendeckend zu bestimmen. Vergleichende Untersuchungen haben ergeben, daß von den zur Zeit anwendbaren geophysikalischen Verfahren das Radarverfahren für diese spezielle Aufgabe am besten geeignet ist.

Das Radarverfahren in seiner speziellen Anwendung für Lockergestein und Mauerwerk [22] arbeitet mit polarisierten elektromagnetischen Wellen im Frequenzbereich zwischen 100 KHz und 1 GHz. Sie werden von einer Antenne ausgesandt und ihre Reflexionen von der gleichen Antenne wieder empfangen. Dabei wird die Laufzeit der Wellen gemessen. Die Wellen werden an den Grenzen von Materialien unterschiedlicher Dichte und unterschiedlichen Wassergehaltes teilweise reflektiert, beim Auftreffen auf Metall vollständig. Aus der Beziehung



$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad \text{mit:}$$

v ... Wellengeschwindigkeit,

c ... Lichtgeschwindigkeit im Vakuum und

ϵ_r ... relative Dielektrizitätszahl, läßt sich bei Kenntnis der Dielektrizitätszahl und der gemessenen Laufzeit die Schichtdicke ermitteln.

Abbildung 2.2.1: Dickenermittlung mit dem Radarverfahren

Platziert man die Antenne auf der Maueroberfläche und fährt die Ansichtsfläche damit ab (Abbildung 2.2.1), dann erhält man Meßwerte für jede Stelle der Mauer. Die Dielektrizitätszahl muß dabei vor Ort bestimmt werden, möglichst an einem Eichschruf. Da die Änderungen in den Meßwerten sowohl von Dickenänderungen als auch von Hohlräumen oder feuchten Stellen herrühren können, sind an diesen Orten Kontrollaufschlüsse anzuordnen.

Folgende Merkmale charakterisieren den Einsatz des Radarverfahrens zur Bestimmung der Mauerdicke:

- Die Mauerdicke kann flächendeckend bestimmt werden.
- Abgesehen von den Aufschlüssen zur Erklärung von Meßwertsprüngen ist das Verfahren zerstörungsfrei, was besonders bei denkmalgeschützten historischen Stützmauern von Bedeutung ist.
- Neben der Mauerdicke können noch Fehlstellen im Mauermaterial und bei Bedarf eine vorhandene rückwärtige Begrenzung des belastenden Bodens erkundet werden.
- Da die Dickenbestimmung auf einer Korrelation beruht, müssen die Meßergebnisse kritisch betrachtet und im Zweifelsfalle durch direkte Aufschlüsse überprüft werden.
- Das Verfahren ist relativ teuer, wobei der Hauptteil der Kosten auf die komplizierte Technik und die Baustelleneinrichtung entfällt.
- Die Auswertung erfordert Fachpersonal mit entsprechender Rechentechnik.

Daraus ergibt sich, daß das Radarverfahren besonders für großflächige denkmalgeschützte Stützmauern oder Mauern, deren Gefüge schwer bohrbar ist (zum Beispiel Trockenmauern), geeignet ist.

Die Abschätzung der Mauerwichte ist aufgrund der sehr unregelmäßigen und schwer bestimmbar Hohlräume der Mauer im Originalzustand schwierig. In den meisten Fällen wird der Stützmauerkörper im Zuge der Sanierung bei niedrigen Drücken mit Mörtel verpreßt. Nach dem Verfüllen der Hohlräume schwankt die Wichte der Stützmauer nach [39] nur noch geringfügig um den Wert $22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$.

Die Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Mauermaterials ist besonders dann von Interesse, wenn die Stützmauer zusätzliche Lasten aufnehmen soll, wie sie zum Beispiel von der Einleitung von Ankerkräften in die Mauer herrühren. Da die meisten bestehenden Stützmauern keine Bewehrung besitzen, ist ihre Zugfestigkeit sehr gering. Die Bestimmung von Rei-

bungsbeiwert und Zugfestigkeit solcher Mauern ist sehr schwierig, weil schon die Probenentnahme Probleme bereitet und die Meßwerte großen Streuungen unterliegen [44]. Aus diesem Grunde werden in der Regel vorsichtige Erfahrungswerte, die in der DIN 1053 für Bruchsteinmauerwerk angegeben sind, gewählt.

Der Erkundungsaufwand zur Beurteilung des Ist-Zustands ist von der Größe und der Bedeutung des Untersuchungsobjekts abhängig. Während es oftmals bei einfachen Objekten ausreichend ist, die gesuchten Größen auf der sicheren Seite liegend zu schätzen, kann bei ausgedehnten oder historisch wertvollen Stützmauern durch die genaue Kenntnis der Einflußgrößen für die Standsicherheitsbetrachtung Kostenaufwand bei der Sanierung gespart und wertvolle Bausubstanz erhalten werden.

2.3 Beurteilung der Standsicherheit

Die Notwendigkeit, Aussagen über die Standsicherheit bestehender Stützmauern zu treffen, besteht immer dann, wenn entweder Schäden an der Mauer auftreten oder eine Veränderung der Nutzungsbedingungen, wie zum Beispiel eine Lasterhöhung auf der Hinterfüllung oder die teilweise Freilegung der Gründung im Zuge von Tiefbauarbeiten, ungünstige Auswirkungen auf die Standsicherheit der Stützmauern erwarten läßt. Zur Beurteilung der Standsicherheit ist der Nachweis zu erbringen, daß ein Versagen mit ausreichender Sicherheit nicht eintreten wird. Entsprechend den zuständigen Normen müssen dafür die Nachweise der Gleit-, der Grundbruch- und der Geländebruchsicherheit sowie der zulässigen Lage der Resultierenden der Kräfte in der Gründungssohle erfüllt sein. Das Ergebnis der Standsicherheitsbeurteilung ist dann die Entscheidungsgrundlage, ob und in welchem Umfang Maßnahmen zur Verbesserung der Standsicherheit getroffen werden müssen.

Für die Nachweisführung werden die einwirkenden Kräfte den widerstehenden gegenübergestellt. Damit stellt sich die Frage nach einem realistischen Belastungsansatz, also nach Größe, Richtung und Verteilung des Erddrucks auf die Stützmauer. Dieser wird durch die zu erwartenden Wandverformungen, die Größe der Scherparameter des umliegenden Bodens und durch die Geometrie des belastenden Bodenkörpers bestimmt.

Im Allgemeinen werden Stützmauern für den aktiven Erddruck bemessen. Wie jedoch in Kapitel 2.1 dargestellt wurde, kann der Erddruck im Laufe der Zeit auf einen Wert, der zwischen

dem aktiven und dem Erdruchdruck liegt, anwachsen. Deshalb muß bei der Bemessung in Abhängigkeit von den Verformungsmöglichkeiten der Stützmauer entschieden werden, ob dem Belastungsansatz ein erhöhter aktiver Erddruck zugrunde gelegt werden muß. Wichtig für diese Entscheidung ist auch die Frage, ob die Mauer Erschütterungen ausgesetzt sein wird, da diese die in Abschnitt 2.1 beschriebenen Belastungszyklen beschleunigen können.

Neben der Gesamtverformung der Stützmauer können auch zu erwartende ungleichmäßige Mauerverformungen eine wichtige Rolle für den Belastungsansatz spielen. Eine solche Situation ergibt sich zum Beispiel bei Stützmauern mit Pfeilervorlagen. Da mit dem heutigen Wissensstand eine genaue rechnerische Erfassung der zu erwartenden Erddruckumlagerung zu den Pfeilervorlagen nicht möglich ist, sollte ihr bei der Bemessung nur dahingehend Rechnung getragen werden, daß zwar den Pfeilern der aus der Umlagerung resultierende zusätzliche Erddruck zugewiesen, eine dauerhafte Entlastung der Wandbereiche jedoch nicht berücksichtigt wird. Die Größe der Erddruckumlagerung läßt sich näherungsweise dadurch ermitteln, daß der räumliche Erddruck auf die Stützmauerfelder berechnet und die Differenz zum Erddruck für den ebenen Fall dem belastenden Erddruck auf die Pfeilervorlagen zugeschlagen wird.

Die Abstützung der Stützmauerfelder an den Pfeilervorlagen kann durch den Ansatz von Stützgewölben im Mauerquerschnitt in Rechnung gestellt werden. In Kapitel 5.5.3 werden dazu ausführliche Betrachtungen angestellt. Wichtig ist dabei, daß das Mauerwerk eine dafür ausreichende Festigkeit besitzt und daß die horizontalen Auflagerkräfte der Gewölbe, die sich an den Innenfeldern gegenseitig aufheben, an den Endfeldern zum Beispiel durch einspringende Ecken aufgenommen werden können.

Für die Berechnung des belastenden Erddrucks sind die Scherparameter des Bodens von entscheidender Bedeutung. Wie schon in Abschnitt 2.1 ausgeführt, ist ihre realitätsnahe Ermittlung oft schwierig. So entsteht in einigen Fällen die Situation, daß die rechnerische Sicherheit einer bestehenden Stützmauer gegenüber dem Auftreten von Gleiten, Grundbruch oder Geländebruch mit den erkundeten Bodenparametern kleiner als eins ist und unrealistisch hohe Außermittigkeiten der Resultierenden aller Kräfte in der Gründungssohle errechnet werden. Diesem Berechnungsergebnis widerspricht jedoch die Tatsache, daß die Stützmauer noch nicht eingestürzt ist. Die Scherfestigkeit des umgebenden Bodens wird also unterschätzt. Das

betrifft vor allem die Kohäsion des Bodens, die viel stärker als der Winkel der inneren Reibung schwanken kann und deshalb oft sehr vorsichtig abgeschätzt wird.

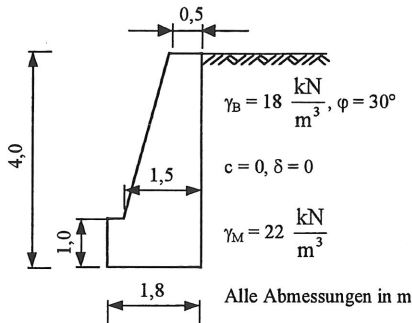


Abbildung 2.3.1: Stützmauer für die Beispielrechnung

Wie stark schon eine geringe Kohäsion die Standsicherheit beeinflusst, soll eine Vergleichsrechnung für die in Abbildung 2.3.1 dargestellte, 4 m hohe Stützmauer verdeutlichen, deren Untergrund und Hinterfüllung aus gleichmäßigem Boden besteht. Für einen Boden mit einem Winkels der inneren Reibung von $\varphi = 30^\circ$ und ohne Kohäsion weist die Mauer eine Grundbruchsicherheit $\eta_{GB} = 1,2$ auf. Die-
 selbe Stützmauer erreicht eine Grundbruchsicherheit $\eta_{GB} = 3,2$ bei Ansatz einer Kohäsion von nur $c = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ und gar $\eta_{GB} = 6,3$ für $c = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ [12]. Der Einfluß der Kohäsion auf die Standsicherheit ist besonders groß bei niedrigem Spannungsniveau im Boden, wie es bei den meisten Stützmauern anzutreffen ist.

Die Tatsache, daß eine Stützmauer noch keine größeren Schäden aufweist, belegt, daß ihre Standsicherheit größer als eins sein muß. Dieser Gedanke liegt auch PIEPERS [32] Vorschlag zugrunde, demzufolge eine 50-prozentige Verbesserung des Ist-Zustands einer Sicherheit $\eta \geq 1,5$ entspricht. Aus der Forderung heraus, daß die Standsicherheitsnachweise gerade erfüllt sind, können plausible Kennwerte für Boden und Mauerwerk berechnet werden. Mit diesen Kennwerten wird dann der Umfang der Standsicherheitserhöhung festgelegt, wobei die in den zuständigen Normen geforderten Sicherheiten erreicht werden müssen. Ergeben sich aus dieser Berechnung relativ große Werte für die Kohäsion des Bodens, dann muß im Zuge der Sanierung sorgfältig darauf geachtet werden, daß diese auch dauerhaft erhalten bleiben kann. Dazu muß der Boden vor Austrocknung und durch ausreichende Drainage auch vor starker Aufsättigung geschützt werden.

In Sonderfällen, wie zum Beispiel bei Stützmauern vor Felswänden, gehört die Geometrie des belastenden Bodenkörpers zu den Einflußparameter auf den Belastungsansatz für Stützmauern. Gerade bei sehr langen Stützmauern, wie sie bei Verkehrsbauten anzutreffen sind, und

bei historisch wertvollen Bauwerken, bei denen Eingriffe in die denkmalgeschützte Bausubstanz so gering wie möglich gehalten werden soll, ist oftmals die Frage, ob und in welchem Umfang eine Sanierung erforderlich ist, von großer Bedeutung. Aus diesem Grund beschäftigt sich Kapitel 3 dieser Arbeit mit der Problematik des Erddrucks auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper.

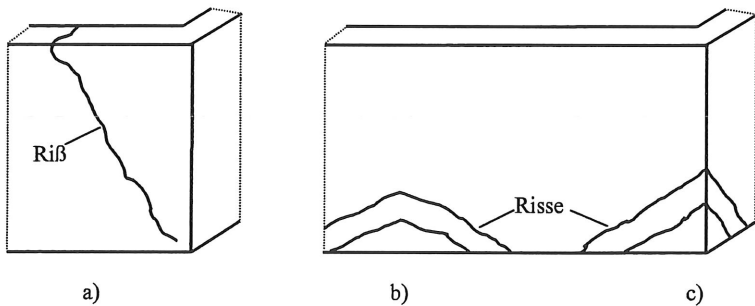
Die Ausführungen zum Belastungsansatz für bestehende Stützmauern haben gezeigt, wie schwierig eine rechnerische Beurteilung der Standsicherheit in manchen Fällen sein kann. Für Bauwerke, deren Standsicherheit erhöht werden muß, bietet sich die Beobachtungsmethode als zusätzliches Mittel an. Dabei werden die getroffenen Annahmen durch Messungen am Bauwerk während und nach der Fertigstellung der Maßnahme überprüft und gegebenenfalls verbessert. Das Ziel der Beobachtungsmethode ist es, Eingriffe in das System Bauwerk-Boden so gering wie möglich zu halten, solange nicht unzulässige Verformungen auftreten. Daraus folgt als Voraussetzung für die Anwendung der Beobachtungsmethode, daß meßbare Verformungen ein Versagen ankündigen würden, und daß ein zulässiger Höchstwert für diese Verformungen, der noch genügend Abstand gegenüber dem vollständigen Versagen des Bauwerks sichert, festgelegt werden kann.

Wichtige Hinweise, welcher Versagensvorgang wirksam wird und wie weit der Abstand zum Versagen tatsächlich ist, gibt die Auswertung der beobachteten Schäden an der Stützmauer. Zudem können Schwachstellen im System Bauwerk-Baugrund entdeckt und zielgerichtet erkundet werden. Die Eingrenzung der Schadensursachen ermöglicht speziell auf das Objekt zugeschnittenen Maßnahmen zur Wiederherstellung und Sicherung der Standsicherheit. Im Folgenden werden typische Schäden an Stützmauern und ihre Ursachen zusammengestellt.

Bei langen Stützmauern sind gleichmäßige Verformungen der gesamten Mauer zumeist erst im fortgeschrittenen Stadium zu erkennen, da die Mauergeometrie im Ausgangszustand zumeist nicht bekannt ist. Es handelt sich dabei fast immer um Parallelverschiebungen oder Verkippungen (Überhänge). In vielen Fällen kann man hinter der Stützmauer Absenkungen des Bodens, oft verbunden mit Abrißkanten, entdecken, die durch die Ausbildung des aktiven Erddruckkeils entstehen. Gleichmäßige Verformungen weisen darauf hin, daß Gründung und Baugrund gleichmäßig sind und daß bodenmechanische Ursachen für die Schäden vorliegen.

Ungleichmäßige Mauerverformungen bedingen Risse, Ausbauchungen oder Absenkungen der Mauerkrone. Ob und in welchem Maße Risse auftreten, ist dabei entscheidend von der Steifigkeit des Mauermaterials abhängig. Während in einer Betonmauer schon kleinste Verformungen zu sichtbaren Rissen führen können, sind Risse in Mauerwerk mit Kalkmörtel teilweise erst mit mehreren Millimetern Öffnungsweite erkennbar.

Aus der Art der Risse lassen sich Schlußfolgerungen hinsichtlich deren Ursachen ziehen (zum Beispiel [34, 36]). Die im Hochbau häufigen Rißursachen Schwinden, Kriechen, Temperaturunterschiede und stark unterschiedliches Verformungsverhalten zweier Materialien treten bei Stützmauern nur selten und wenn, dann fast immer an Betonmauern, auf. Bei Stützmauern sind hauptsächlich ungleichmäßige Verformungen die Ursache für auftretende Risse. Sie treten besonders an Ecken auf. Dabei sind senkrechte und schräge Risse, die ansteigend von der Ecke weg gerichtet sind, auf die Behinderung gleichmäßiger Mauerverschiebungen oder -verkipnungen zurückzuführen. Im Gegensatz dazu weisen zur Ecke hin ansteigende oder dachförmige Risse auf ungleichmäßige Setzungen hin. Bei sehr weichem Verhalten der Mauer führen diese Setzungen zu einer Absenkung der Mauerkrone.



Rißart: von der Ecke weg ansteigend

dachförmig

zur Ecke hin ansteigend

Abbildung 2.3.2: Typische Risse an einer Stützmauer

Ein für Stützmauern typisches Schadensbild sind Ausbauchungen, die oft mit örtlicher Entfestigung des Mauergefüges bis hin zu Steinausfall einhergehen. Zwei Ursachen müssen dafür in Erwägung gezogen werden: entweder befindet sich hier ein geschwächter Mauerbereich oder die Belastung ist hier am größten. Konzentrierte Einwirkungen resultieren in den meisten

Fällen aus Wasserzutritt, der zur Durchfeuchtung des Mauerwerks mit Mörtelauswaschung und Frostschäden führt und an feuchten Stellen sowie starkem Bewuchs zu erkennen ist.

Auch die unmittelbare Umgebung der Stützmauer ist in die Schadensaufnahme mit einzubeziehen. Gerade in hängigem Gelände besteht die Gefahr großräumiger Stabilitätsschwächen. Während Säbelwuchs der umliegenden Bäume auf langzeitliche Rutschbewegungen (Kriechhang) hindeuten, sind Abrißkanten oberhalb der Stützmauer verbunden mit Aufwölbungen des Bodens vor dem Mauerfuß Indizien für einen beginnenden Gelände- oder Grundbruch.

Wie in Abschnitt 2.1 ausgeführt, ist der Versagensprozeß bei den meisten Stützmauern langwierig und geht mit wiederholten Ausweichbewegungen einher. Die Entwicklung der Verformungen kann durch Reißbrücken aus Gips und Messung der Lotabweichungen, in besonderen Fällen auch durch Inklinometer- und geodätische Messungen überwacht werden. Für den Fall, daß der festgelegte Höchstwert für die Verformungen erreicht wird, muß ein Aktionsplan aufgestellt werden, der detaillierte Maßnahmen für die Erhaltung der Standsicherheit des Bauwerks enthält. Meßprogramm und Aktionsplan müssen dabei alle denkbaren Fälle abdecken und auf die Bedeutung des Bauwerks und das geschätzte Gefahrenpotential abgestimmt sein.

3 Erddruck auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper

3.1 Problemstellung und Ziele

Gegenstand der folgenden Untersuchungen ist der belastende Erddruck infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper. Ein solches Erddruckproblem tritt auf, wenn die freie Ausbildung der Gleitflächen bis zur Geländeoberfläche behindert wird. Bei Stützmauern ist die Ursache für die Begrenzung der Hinterfüllung in erster Linie anstehendes Festgestein. Aber auch in anderen Fällen kann eine begrenzte Hinterfüllung vorliegen (Abbildung 3.1.1) [13, 29, 31].

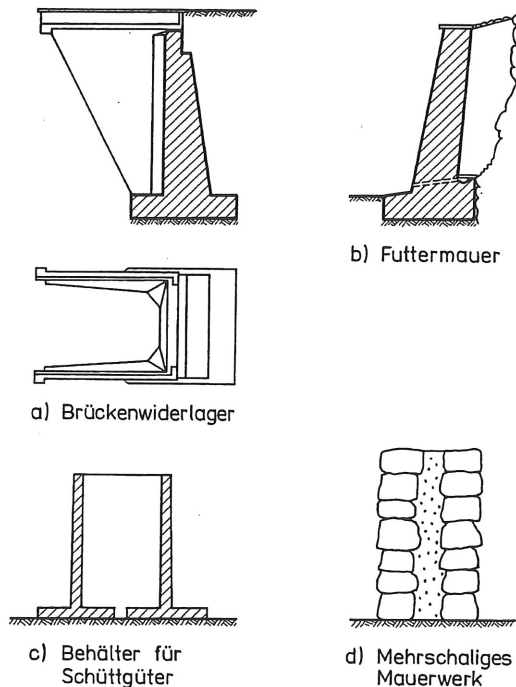


Abbildung 3.1.1: Anwendungen für den Erddruck bei begrenzter Hinterfüllungsbreite

Der Erddruck infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper ist abhängig von dem Verhältnis von Breite zu Höhe des belastenden Bodenkörpers und wird kleiner, wenn dieses Verhältnis kleiner wird [5, 23, 29]. Die zutreffende Ermittlung des Erddrucks für diesen Fall ist ein bis heute noch

nicht vollständig geklärtes Problem, kann aber bei der Beurteilung bestehender Stützmauern erhebliche Bedeutung haben. Teure Sanierungsarbeiten könnten eingespart und denkmalgeschützte Bausubstanz erhalten werden.

Will man bei der Berechnung des Erddrucks die geometrische Begrenzung des belastenden Bodenkörpers berücksichtigen, dann müssen zusätzlich zum normalen Erkundungsaufwand auch dessen Abmessungen ermittelt werden. Im Falle von Stützmauern vor Felswänden kann die rückwärtige Begrenzung der Hinterfüllung sehr unregelmäßig sein. Um abwägen zu können, ob die rechnerische Belastungsminderung gegenüber dem Erddruck bei unbegrenzter Hinterfüllung den Erkundungsaufwand rechtfertigt, muß der Erddruck bei rückwärtig begrenzter Hinterfüllung ausreichend genau ermittelt werden können.

Die Bearbeitung dieses Themas im Rahmen dieser Arbeit hat zum Ziel, einen Vorschlag für die Berechnung des Erddrucks auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper zu unterbreiten, der einerseits die Problematik ausreichend genau erfaßt und andererseits möglichst einfach in der Handhabung ist. Dabei sollen die Einflüsse auf den Erddruck durch die möglichen Wandverformungen, die Rauhigkeit der Begrenzungsflächen der Hinterfüllung und die Bodenkennwerte des Hinterfüllmaterials berücksichtigt werden. Es wird nur die Drehung der Wand um eine tiefliegende Achse betrachtet, da diese für Stützmauern zutreffend ist.

3.2 Vorhandene Berechnungsvorschläge

Die vorhandenen Berechnungsvorschläge, die auf die Problematik des Erddruckes auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper anwendbar sind, lassen sich im Wesentlichen in zwei Gruppen einteilen:

- Berechnung des Erddruckes mit Hilfe von Gleitflächen und
- Anpassung der Silotheorie.

Die Berechnungsvorschläge der **ersten Gruppe** wurden direkt für das vorliegende Problem entwickelt. Sie verbindet der Versuch, ausgehend von der Wahl plausibler Gleitflächen der eingeschränkten Möglichkeit ihrer Ausbildung gerecht zu werden. Aus der Literatur sind Arbeiten unter Annahme von ebenen Gleitflächen bekannt, die in METZNER [29] zusammengestellt sind. Gemeinsam ist allen, daß sie die Erddruckverteilung von einem Flächenbruch ableiten.

WINKLER [46], KEPNER [23] und BUCHWALD [5] (Abbildung 3.2.1) gehen bis zur Tiefe $t = b \cdot \tan \vartheta_a$ davon aus, daß sich die maßgebende Gleitfläche für eine unbegrenzte Hinterfüllung voll ausbilden kann. Bis zu dieser Tiefe entspricht der Erddruck dem für eine unbegrenzte Hinterfüllung. Nach WINKLER und KEPNER kann sich ab der Tiefe t die Erddruckspannung nicht mehr erhöhen, da sie die Gleitflächenneigung ϑ_a über die gesamte Wandhöhe als konstant annehmen.

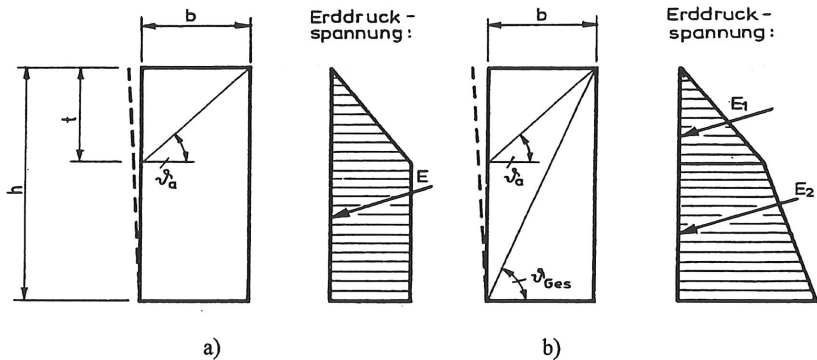


Abbildung 3.2.1: Erddruckberechnung nach WINKLER/KEPNER [46/23] (a) sowie BUCHWALD (b) [5]

Nach BUCHWALD werden im ersten Schritt die Erddruckspannung e_1 in der Tiefe $t = b \cdot \tan \vartheta_a$ und daraus die Erddruckkraft E_1 berechnet:

$$e_1 = K_{ag} \cdot \gamma \cdot t, \quad E_1 = e_1 \cdot \frac{t}{2}.$$

Unter Annahme einer erzwungenen ebenen Gleitfläche vom Fußpunkt der nachgebenden Wand bis zum Schnittpunkt der rückwärtigen Begrenzung der Hinterfüllung mit der Geländeoberfläche (mit der Neigung ϑ_{Ges}) wird die Gesamterddruckkraft E_{Ges} berechnet. Mit der Erddruckkraft E_2 , die unterhalb der Tiefe t auf die Wand wirkt, ergibt sich für die Erddruckordinate am Wandfuß:

$$e_2 = \frac{2 \cdot E_2}{h_2} - e_1; \quad \text{mit} \quad E_2 = E_{Ges} - E_1,$$

$$E_{Ges} = G \cdot \frac{\sin(\vartheta_{Ges} - \varphi)}{\cos(\varphi + \delta - \vartheta_{Ges})} \quad \text{und} \quad G = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \gamma.$$

Dadurch wird eine auch unterhalb von t anwachsende Erddruckverteilung erreicht.

Für das vorliegende Erddruckproblem kommt die Anwendung des Extremalprinzips von COULOMB [7] unter Zuhilfenahme ebener Gleitflächen in Frage. Dabei werden für verschiedene mögliche Gleitflächen die Erddrücke berechnet und das Maximum ermittelt. Für die Gleitflächen, die die Rückwand schneiden, kann an der Berührungsfläche zwischen dem abrutschenden Erdkeil und der Rückwand eine entlastende Kraft $E_{\text{Rück}}$ angesetzt werden (Abbildung 3.2.2). Die Größe dieser Kraft läßt sich nicht ohne weiteres mit Sicherheit angeben, da das Erdreich unterhalb der Gegengleitfläche, auf der der Boden gegen die Rückwand abrutscht, nicht in Ruhe verbleibt. Oberer Grenzwert ist der aktive Erddruck. Außerdem können potentielle Gegengleitflächen ebenfalls in ihrer Ausbildung behindert sein; in diesem Fall durch die Stützwand.

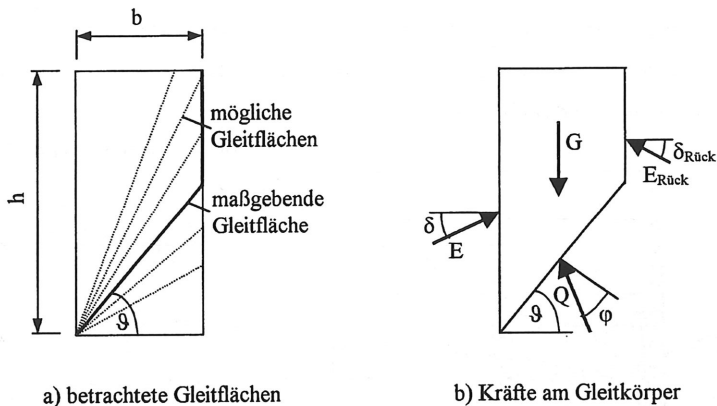


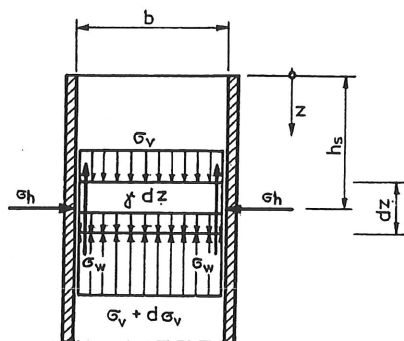
Abbildung 3.2.2: Extremwertmethode mit ebenen Gleitflächen

Um die Verteilung des Erddrucks zu erhalten, muß die Berechnung für n Tiefenabschnitte der Höhe $\Delta t = \frac{h}{n}$ durchgeführt werden. Zieht man dann von der Erddruckkraft in der Tiefe $t + \Delta t$ die Erddruckkraft für t ab und teilt sie durch Δt , dann erhält man die mittlere Spannungsordinate für den Tiefenabschnitt von t bis $t + \Delta t$.

Bewertend läßt sich feststellen, daß mit Hilfe der genannten Verfahren analog zu der bekannten Erddrucktheorie Auflast, Kohäsion, Wandneigung und Rauigkeit der belasteten Wand in die Berechnung einbezogen werden können. Es ist aber zu überprüfen, ob die durch logische Überlegungen gefundenen Gleitflächen bei Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllungsbreite wirklich auftreten. Außerdem bereitet die Berücksichtigung der Rauigkeit der Rückwand Schwierigkeiten.

Die **zweite Gruppe** der Berechnungsvorschläge basiert auf der Silotheorie. Eine ausführliche Beschreibung dazu ist in PIEPER/WENZEL [33] erfolgt. Für den vorliegenden Fall interessieren nur die Berechnungsansätze für den Füllzustand eines Silos.

Bereits Ende des 19. Jahrhunderts entwickelte JANSSEN [21] einen Vorschlag zur Berechnung des Drucks in Silozellen. Ausgehend von einer gleichmäßigen Verteilung der Vertikalspannungen über die Silobreite stellte er die Gleichgewichtsbedingung für die Summe der Vertikalkräfte an einem differentialen Element der Dicke dz auf. Nach dem Lösen der Differentialgleichung erhielt er den Druck σ_h in der Tiefe z . Dabei nahm er das Verhältnis der Vertikalspannungen zu den Horizontalspannungen sowie den Wandreibungsbeiwert als konstant an. KOENEN [zitiert nach 33] führte für das Verhältnis der Vertikalspannungen zu den Horizontalspannungen das aktive RANKINESche Grenzspannungsverhältnis λ ein.



Mit den Bezeichnungen nach Abbildung 3.2.3 gilt:

$$\sigma_h = \frac{\gamma \cdot F}{U \cdot \tan \delta} \left(1 - e^{-\frac{\tan \delta \cdot \lambda \cdot U \cdot z}{F}} \right)$$

$$\lambda = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

δ ... Wandreibungswinkel,

φ ... Winkel der inneren Reibung,

F ... Silofläche,

U ... Umfang des Silogutes,

γ ... Wichte des Bodens.

Abbildung 3.2.3: Silotheorie nach JANSSEN [21]

Bis heute ist die JANSSEN-Formel bei der Berechnung von Siloaufgaben verbreitet. In verschiedenen Versuchen wurde der Horizontalspannungsverlauf in Form einer Exponentialfunktion bestätigt (z. B. [33]). Es wurden aber von verschiedenen Autoren Vorschläge zur Verbesserung dieser Formel angegeben, die den tatsächlichen Spannungen und Verformungen im Silo Rechnung tragen sollten. Mit dem Ziel, die wirklichen Verhältnisse in einem Silo genauer erfassen zu können, geben OHDE, NANNINGA, CAQUOT und JAKOBSEN [zitiert nach 33] verschiedene Gleichungen für das Verhältnis der Vertikalspannungen zu den Horizontalspannungen an. Auch über den Reibungsbeiwert ist die Janssen-Formel anpaßbar. Daneben existieren noch eigenständige Theorien zur Berechnung des Silodrucks, wie zum Beispiel von REIMBERT [35].

Auf die wichtigsten Vorschläge für die Anpassung der JANSSEN-Formel soll kurz eingegangen werden. In DIN 4085 wird für das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalspannung ein λ -Wert $\geq K_{ah}$ (Beiwert für den aktiven Erddruck) empfohlen. Als obere Grenze wird der Ruhedruckbeiwert K_0 angenommen. JAKOBSEN [zitiert nach 33] hat seine Gleichung für λ für ein Teilchen unmittelbar an der Wand am MOHRschen Spannungskreis unter der Voraussetzung des aktiven Grenzzustandes hergeleitet:

$$\lambda = \frac{1 + \sin^2 \varphi - 2 \cdot \sqrt{\sin^2 \varphi - \tan^2 \delta \cdot \cos^2 \varphi}}{\cos^2 \varphi + 4 \cdot \tan^2 \delta}.$$

Der Vorschlag von CAQUOT [zitiert nach 33] entstammt der Annahme eines parabolischen Stützgewölbes innerhalb des Silos. Auch hier wird der aktive Grenzzustand an der Wand vorausgesetzt:

$$\lambda = \cos \delta \cdot \frac{1 - \sin \varphi \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \delta}{\tan^2 \varphi}}}{1 + \sin \varphi \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \delta}{\tan^2 \varphi}}}.$$

Die Silotheorie wurde für verschiedene kohäsionslose Schüttgüter versuchstechnisch belegt und ist in der heutigen Praxis bei der Berechnung des Erddrucks infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper verbreitet. Sie ist in der beschriebenen Form nur für kohäsionsloses Material und für senkrechte Wände anwendbar. Die Berücksichtigung der Kohäsion erfolgt in [3] mit Hilfe eines Faktors, der jedoch keinen Einfluß auf die Horizontaldruckverteilung hat. Vorgegebene Wandrauigkeiten können in die Berechnung einbezogen werden, es wird aber Symmetrie vorausgesetzt. Problematisch ist auch die Berücksichtigung von Auflasten auf der Hinterfüllung.

Zusätzlich zu den aufgeführten Berechnungsverfahren sind auch noch numerische Verfahren, wie die Finite-Elemente-Methode und die Charakteristikenmethode, anwendbar. WILMS [45] hat den Spannungszustand in einer Silozelle mit Hilfe der Charakteristikenmethode berechnet, ohne dabei grundsätzliche Unterschiede zur Silotheorie für den Füllzustand festzustellen. Bei der Anwendung von numerischen Methoden lassen sich Bruchzustände nur schwer berücksichtigen. Zudem bereitet die Formulierung eines wirklichkeitsnahen Ansatzes für die Spannungs-Verformungs-Beziehungen Schwierigkeiten, so daß sie für Standardanwendungen nicht geeignet sind.

Zur Bewertung der Eignung der vorhandenen Berechnungsmethoden zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper für praktische Anwendungen wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt.

3.3 Modellversuche

3.3.1 Beschreibung des Versuchsstandes

Für die Durchführung der Modellversuche wurde vom Verfasser der in Abbildung 3.3.1 dargestellte Versuchsstand genutzt (eine bemaßte Zeichnung befindet sich im Anhang). Der Kasten mit den Abmessungen $l \times b \times h = 1,3 \times 0,4 \times 0,85$ m und einer Meßwandhöhe von 0,25 m ist relativ klein; er erlaubt dadurch eine schnelle Versuchsdurchführung und damit eine große Anzahl von Einzelversuchen. Meßabweichungen, die bei diesen kleinen Abmessungen schon infolge geringer Störungen beim Einbau des Versuchsmaterials auftreten können, müssen ausgeschlossen oder bei der Versuchsauswertung berücksichtigt werden. Ein weiteres Problem stellen Seitenwandeinflüsse dar, die bei dem Verhältnis von Meßwandbreite zu Meßwandhöhe von 1,57 : 1 zu erwarten sind [30].

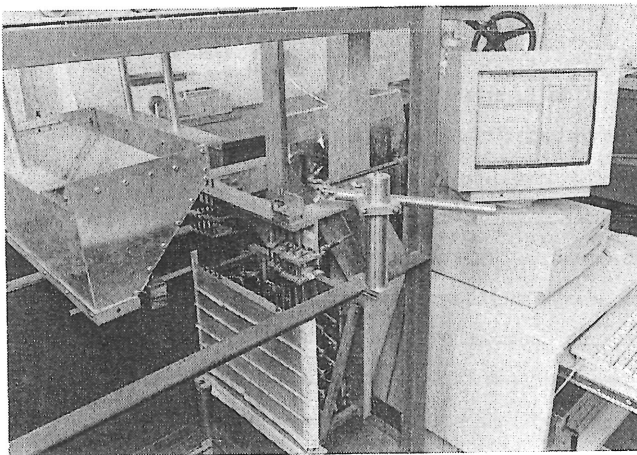


Abbildung 3.3.1: Versuchsaufbau

die Verteilung des Erddrucks über die Wandhöhe zu messen.

Die am Institut für Geotechnik der TU Dresden entwickelte Meßwand besteht aus 5 unabhängig von einander gelagerten Lamellen. An jeder Lamelle wird sowohl die Tangential- als auch die Normalkomponente der Belastung gemessen. Dadurch ist es möglich,

Eine Meßlamelle wird von je zwei Vertikal- und je drei Horizontalaufnehmern gestützt (Abbildung 3.3.2). Alle 25 Kraftaufnehmer bestehen aus Rahmenkonstruktionen, deren Verformungen während der Versuche im Mikrometerbereich liegen und von induktiven Wegaufnehmern gemessen werden.

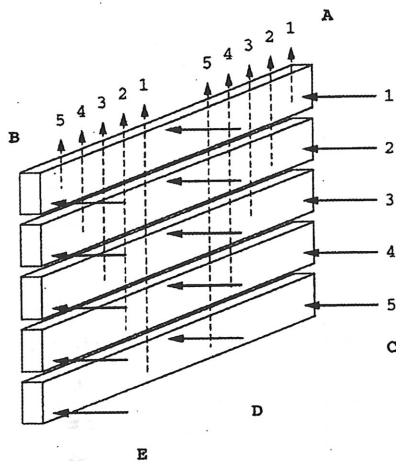


Abbildung 3.3.2: Stützung der Meßlamellen

Mit Hilfe einer Spindel kann eine definierte Drehung der Meßwand um ihren Fußpunkt erzeugt werden. Die Drehbewegung wird mit einem am Wandkopf angeordneten induktiven Wegaufnehmer gemessen.

Bei den Versuchen ist es notwendig, den Hinterfüllungsraum gegen das Herausrieseln des Versuchssandes abzdichten. Besonderes Augenmerk wird dabei auf die Meßwand gelegt. Um eine gegenseitige Beeinflussung der Meßlamellen zu verhindern, sind sie untereinander durch einen 1 mm breiten Spalt, der mittels überlappender Papierstreifen abgedichtet wurde, getrennt.

Der Spalt zwischen Meß- und Seitenwand muß einerseits gegen das Herausrieseln des Modellsandes gesichert werden, andererseits dürfen die Wandbewegungen nicht behindert werden. Die Abdichtung wird deshalb durch gefaltete Papierstreifen realisiert.

Die Erfassung der Meßwerte erfolgte bei den vorliegenden Versuchen automatisch über ein Vielstellenmeßgerät, das über ein Programm gesteuert wird. Während die Meßwand mit Hilfe der Spindel langsam und gleichmäßig um ihren Fußpunkt gedreht wurde, löste das Programm alle 20 Sekunden Messungen aus und speicherte die Meßwerte. Im Anschluß an die Versuche wurden die Meßdaten in einem Tabellenkalkulationsprogramm weiterbearbeitet.

3.3.2 Versuchsmaterial

Als Versuchsmaterial wurde der sogenannte Heller-Sand, ein gleichkörniger Mittelsand aus dem Raum Dresden, verwendet (Korngrößenverteilung im Anhang, Kennwerte siehe Tabelle 3.3.1).

Tabelle 3.3.1: Kennwerte des Modellsandes

Klassifizierung nach DIN 18196		SE
Ungleichförmigkeitszahl	U	3,06
Korndichte	ρ_s	2,66 g/cm ³
Dichte bei lockerster Lagerung	$\rho_{\min}$	1,501 g/cm ³
Dichte bei dichtester Lagerung	$\rho_{\max}$	1,813 g/cm ³
im Versuch erreichte Dichte	ρ	1,6 g/cm ³
im Versuch vorhandener Reibungswinkel	ϑ	37,12°

Die Auswertung von Rahmenscherversuchen ergab folgenden Zusammenhang zwischen der Lagerungsdichte und dem Winkel der inneren Reibung [1]:

$\tan \varphi = 0,353 \cdot D + 0,648$ mit $D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n}$ und $n = 1 - \frac{\rho}{\rho_s}$.

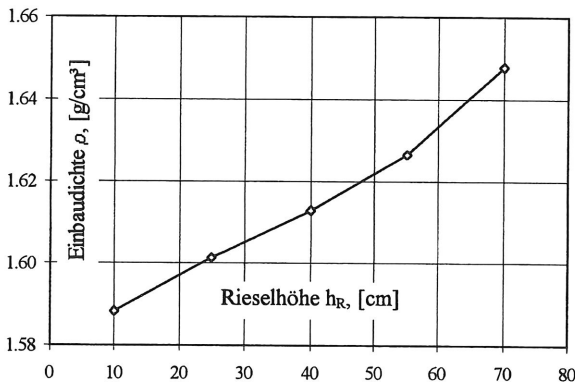


Abbildung 3.3.3: Abhängigkeit der Einbaudichte von der Rieselhöhe

Um die Vergleichbarkeit der Einzelversuche zu gewährleisten, mußte die Einbaudichte möglichst konstant gehalten werden. Dichteschwankungen wurden deshalb durch den Einsatz eines horizontal verfahrenbaren und höhenverstellbaren Rieselkastens weitgehend ausgeschlossen. Der Zusammenhang zwi-

schen Rieselhöhe und Einbaudichte wurde für den Modellsand mittels Versuchen überprüft und ist in Abbildung 3.3.3 dargestellt. Für die vorliegenden Versuche wurde eine konstante Rieselhöhe und damit die Einbaudichte von $1,6 \text{ g/cm}^3$ beibehalten.

3.3.3 Erfassung der Randeinflüsse

Die Meßwand ist einteilig und hat ein Verhältnis von Breite zu Höhe von $1,57 : 1$. Es muß deshalb der Einfluß der Seitenwände auf die Versuchsergebnisse untersucht werden. Dieser Einfluß kann durch die Reibung zwischen Modellsand und Seitenwand, aber auch durch Reibung zwischen Meßwand und Seitenwand entstehen. Die Fehler, die sich aus den genannten Ursachen ergeben, sollten durch gezielte Nebenversuche quantifiziert werden, um die Versuchswerte eventuell korrigieren zu können.

Der Untersuchung der ersten möglichen Fehlerquelle, der Reibung zwischen Meßwand und Seitenwand, dienten Leerversuche. Dabei wurden die Meßwand ohne Hinterfüllung um das in den Hauptversuchen verwendete Maß bewegt und eventuelle Änderungen der Meßwerte der Kraftaufnehmer überprüft. Zusätzlich wurde die Meßwand bei jedem Versuch nach der Leerung in den Ausgangszustand zurückgedreht und eventuell dabei auftretende Veränderungen der Kraftaufnehmer überprüft. Im Ergebnis waren nur Veränderungen meßbar, die im Bereich der gewöhnlichen Meßwertschwankungen lagen, so daß diese Fehlerquelle als für das Meßergebnis bedeutungslos vernachlässigt werden konnte.

Über die Reibung zwischen dem Versuchsmaterial und den Seitenwänden gibt es verschiedene Angaben in der Literatur [4, 39]. Die beim Abgleiten des Erddruckkeils entstehende Reibung entlang der Begrenzungswände behindert die Ausbildung des Gleitkeils und vermindert dadurch die gemessene Erddruckkraft gegenüber dem Fall einer unendlich langen Versuchswand.

Auf die vorliegende Versuchsgeometrie werden folgende Varianten der Berücksichtigung des Seitenwandeinflusses angewendet:

- Berechnung der Reibung entlang der Seitenwände;
- Rechnung nach der Silotheorie unter Berücksichtigung der Breite des Versuchskastens;
- Auswertung der im Versuch beobachteten Gleitkörpergeometrie.

Die Berechnung der Reibung entlang der Seitenwände erfolgt auf der Grundlage von BRANSBY/SMITH [4] unter der Annahme, daß entlang der Seitenwände der Erdruchdruck herrscht. Zur Ermittlung der Resultierenden des Erdruchdrucks, der durch den abrutschenden Gleitkörper auf die Seitenwand ausgeübt wird, wird ein Streifen der Dicke dz betrachtet und über die Tiefe z integriert (Abbildung 3.3.4):

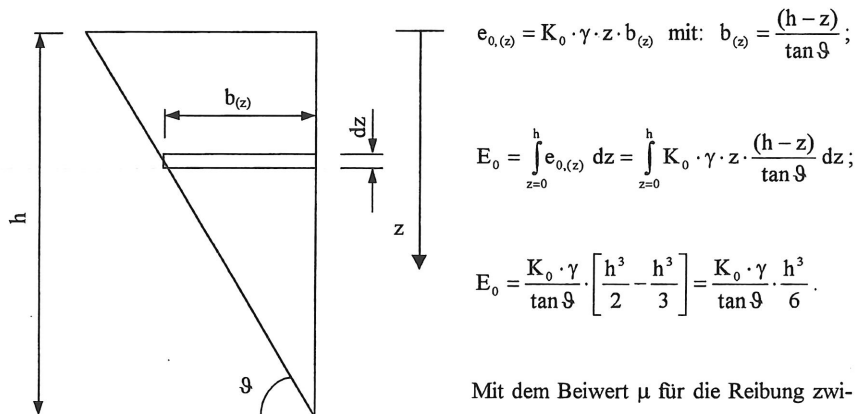


Abbildung 3.3.4: Seitliche Begrenzung des Gleitkeils

Mit dem Beiwert μ für die Reibung zwischen Sand und Glas ergibt sich die Reibungskraft an beiden Seitenwänden:

$$R = 2 \cdot \mu \cdot E_0 = \frac{\mu \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot h^3}{3 \cdot \tan \vartheta} \quad \text{mit: } \mu \dots \text{Reibungsbeiwert Sand/Glas,}$$

$K_0 \dots \text{Ruhedruckbeiwert,}$

$\gamma \dots \text{Wichte des Modellbodens,}$

$\vartheta \dots \text{Gleitflächenneigungswinkel.}$

Diese Gleichung gilt für ebene Gleitflächen und wurde für den Normalfall der unbegrenzten Hinterfüllungsbreite aufgestellt. Bei begrenzter Hinterfüllungsbreite, wie sie in den Versuchen untersucht wurde, gibt es keine durchgehenden Gleitflächen vom Wandfuß bis zur Geländeoberfläche. Im Einklang mit der weiter unten in diesem Kapitel beschriebenen Bestimmung der wirklich aufgetretenen Verformungen und Gleitflächen kann vereinfachend die Diagonale des Hinterfüllungsquerschnittes als Gleitfläche angenommen werden.

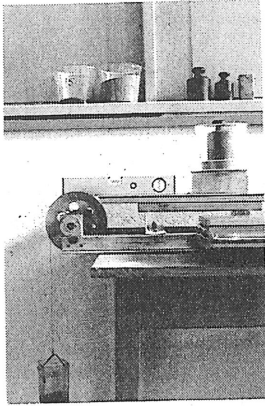


Abbildung 3.3.5: Versuche zum Reibungsverhalten von Sand auf Glas

Der horizontal wirkende Anteil $R_h = R \cdot \cos \delta$, mit dem

Erddruckrichtungswinkel $\delta = \frac{2 \cdot \varphi}{3}$ (siehe Abschnitt

3.4.2), wird als Reibungsverlust von der im Versuch gemessenen horizontalen Erddruckkraft subtrahiert. Der

für die Berechnung notwendige Beiwert für die Reibung zwischen Sand und Glas wird in Schwing [39] mit 0,176

angegeben; Scherversuche am Institut für Geotechnik der TU Dresden ergaben einen mittleren Reibungsbeiwert von

$\mu = 0,2$, jedoch gerätebedingt nur für Auflasten größer 6 kN/m^2 . Da sich das Spannungsniveau entlang der Seiten-

flächen des Versuchskastens zwischen 0 und 2 kN/m^2 bewegt und im Schwerpunkt der Reibungsfläche ungefähr

1 kN/m^2 beträgt, wurde das Reibungsverhalten von Sand

auf Glas in diesem Bereich mit einer einfachen Konstruktion (Abbildung 3.3.5) untersucht. Dabei ergab sich eine starke Auflastabhängigkeit des Reibungsbeiwertes, der für die Auflast von 1 kN/m^2 zu $\mu = 0,5$ ermittelt wurde und bis auf $\mu = 0,2$ bei 6 kN/m^2 abnahm. Für die Berechnung der Größe der Seitenwandreibung wurde deshalb der Reibungsbeiwert $\mu = 0,5$ gewählt.

Tabelle 3.3.2: Reibungsverluste bei den Versuchen mit begrenzter Hinterfüllungsbreite

Hinterfüllungsbreite, m	Nach BRANSBY/SMITH [4]			Mit der Silotheorie		
	Meßwert E_h , N	Reibungsanteil R_h , N	Verluste %	Unendliche Meßwand E_h , N	Tatsächliche Wandlänge E_h^* , N	Verluste %
0,136	91,53	4,33	4,7	93,97	89,50	4,8
0,083	85,16	1,62	1,9	86,66	83,1	4,1
0,050	79,17	1,04	1,3	77,50	75,0	3,2
0,020	49,26	0,65	1,3	53,92	52,5	2,6

Als weitere Möglichkeit der Berücksichtigung der Seiteneinflüsse bietet sich die Berechnung nach der Silotheorie mit den tatsächlichen Abmessungen des Versuchsstandes an. Allerdings muß dabei

der Reibungsbeiwert an allen vier Begrenzungswänden gleich gewählt werden. Im Einklang mit den Versuchsergebnissen (siehe Abschnitt 3.4.2) wurde der Erddruckrichtungswinkel zu $\delta = \frac{2 \cdot \varphi}{3}$ angenommen. Die Verluste ergeben sich aus der Differenz zum Berechnungsergebnis für den Ansatz einer unendlich langen Meßwand.

Die Ergebnisse beider Rechenmethoden sind in Tabelle 3.3.2 zusammengestellt. Die berechneten Verluste bewegen sich alle im Bereich zwischen 0 und 5 %.

Um die tatsächliche Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch die Seitenwandreibung anschaulich darzustellen, wurden einfache Modellversuche durchgeführt, die die Aufnahme der Geometrie der Bruchkörper zum Ziel hatten. In einem Aquarium, das die gleichen Abmessungen wie der Modellversuchskasten hatte, wurden Versuche mit verschiedenen Hinterfüllungsbreiten durchgeführt. Nachdem durch die Drehung der Modellwand um ihren Fußpunkt der Bruchzustand in der Hinterfüllung ausgelöst worden war, wurde der Versuchskasten von unten nach oben geflutet und in umgekehrter Richtung wieder entwässert. Dieses Verfahren, das auch in [28, 39] beschrieben ist, ermöglicht wegen der Kapillarkohäsion des Sandes das Aufschneiden des Bruchkörpers, so daß die Gleitflächen auch im Inneren des Bruchkörpers sichtbar gemacht werden können. Der Einbau von dünnen horizontalen Markierungsschichten aus schwarzgefärbtem Sand erleichterte dabei das Erkennen der Gleitflächen.

Da der Verlauf der Gleitlinien sowohl an den Seitenflächen (Glasscheiben) als auch in der Kastenmitte aufgenommen wurde (siehe Abbildung 3.4.12), ließ sich die Bruchkörpergeometrie bestimmen. Dabei waren folgende Tendenzen zu beobachten [19]:

1. Bei Hinterfüllungsbreiten mit nur geringfügiger Beeinflussung des Erddrucks durch die Rückwand bildete sich eine Bruchmuschel ähnlich der nach PIASKOWSKI/KOWALEWSKI in DIN 4085 für den Ansatz eines räumlichen aktiven Erddrucks beschriebenen aus.
2. Je kleiner die Hinterfüllungsbreiten waren, desto weniger unterschieden sich die Neigungen der Gleitflächen in Kastenmitte und an den Seitenflächen. Eine Beeinflussung des Bruchkörpers durch die seitliche Begrenzung beschränkte sich hauptsächlich auf die Ecken.

Die Versuche zur Aufnahme der Bruchkörper stützen die Berechnungsergebnisse aus Tabelle 3.3.2, die eine Abnahme der prozentualen Verluste mit geringer werdender Hinterfüllungsbreite

ergaben. In Auswertung der beschriebenen Untersuchungen werden die Versuchswerte für den Vergleich mit den einzelnen Berechnungsverfahren um 5 % erhöht.

3.3.4 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Es wurden Vorversuche zur Optimierung des Versuchsablaufs durchgeführt. Weiterhin wurde die Mobilisierung des aktiven Erddrucks in Abhängigkeit von der Verdrehung der Meßwand untersucht und daraus der maximale Drehwinkel und die Anzahl der Meßwerte während der Drehung der Meßwand gewählt.

Das Hauptanliegen der Versuche war die Klärung des Einflusses der Hinterfüllungsbreite einer Stützmauer auf den belastenden Erddruck. Die Hinterfüllungsbreiten in den Modellversuchen wurden so ausgewählt, daß das Spektrum von einem durch die Rückwand unbeeinflussten bis zu einem sehr stark beeinflussten Zustand reichte (Tabelle 3.3.3). Ausgehend von der Wandhöhe $h = 25,5$ cm und dem Gleitflächenwinkel für eine unbegrenzte Hinterfüllungsbreite ergibt sich deren Schnittpunkt mit der horizontalen Geländeoberfläche bei $b_{\text{unbegrenzt}} = \frac{25,5}{\tan 60^\circ} = 14,7$ cm.

Tabelle 3.3.3: Zusammenstellung der untersuchten Hinterfüllungsbreiten

Versuchsbezeichnung	Hinterfüllungsbreite b , cm	$\frac{b}{b_{\text{unbegrenzt}}}$	$\frac{b}{h}$	Kommentar
V4	19,2	> 1	0,577	unbegrenzte Hinterfüllungsbreite
V6	13,6	0,942	0,544	geringe Beeinflussung
V8	8,3	0,564	0,325	mittlere Beeinflussung
V10	5	0,347	0,2	starke Beeinflussung
V13	2	0,139	0,08	sehr starke Beeinflussung

Der Einfluß der Wandrauhigkeit, die in den Versuchsreihen V4 bis V13 konstant gehalten worden war, wurde in einer zusätzlichen Meßreihe untersucht. Zweimal Sandpapier mit unterschiedlicher Körnung und einmal Spretalart, eine feste und glatte Kunststoffoberfläche, wurden auf die Meß- und die Rückwand aufgeklebt. Dabei betrug die Hinterfüllungsbreite konstant 8,3 cm.

Tabelle 3.3.4: Versuche zum Einfluß der Wandrauigkeit

Versuchsbezeichnung	Art der Bekleidung	Rauhigkeit
RA	220er Schleifpapier auf der Meßwand	rau
RB	220er Schleifpapier auf Meß- und Rückwand	rau
RC	60er Schleifpapier auf der Meßwand	sehr rau
RD	60er Schleifpapier auf Meß- und Rückwand	sehr rau
RF	Sprelacart auf der Meßwand	sehr glatt
RG	Sprelacart auf Meß- und Rückwand	sehr glatt

Bei allen Versuchen wurden zwei Zustände ausgewertet: Der Erddruck auf die unbewegte Wand und der Minimalwert des Erddrucks nach einer Wandbewegung. Sie werden in der Auswertung Zustand „unnachgiebige Wand“ und „aktiver Zustand“ genannt.

Der Ablauf eines Einzelversuches war in jeder Versuchsreihe gleich:

- Ausrichtung der Meßwand,
- Einbau der Rückwand und Abdichtung der Zwischenräume zu den Seitenwänden,
- Sandeinbau bis Unterkante Meßwand,
- Nullabgleich der Meßeinrichtung und Nullmessung,
- vollständiger Sandeinbau bis zur Oberkante der Meßwand,
- Beginn des Meßzyklus: 4 Messungen, je eine alle 20 Sekunden,
- nach der ersten Messung („unnachgiebige Wand“) langsames Drehen der Meßwand um ihren Fußpunkt bis zu $1^\circ \dots 1,5^\circ$ am Ende des Meßzyklus,
- Sandausbau durch das Bodenloch,
- Zurückdrehen der Wand,
- Leermessung.

Für jeden Versuchsaufbau wurden 10 Versuche mit gleichen Randbedingungen durchgeführt, um die subjektiven Fehler einzugrenzen. Zur Kontrolle der tatsächlich aufgetretenen Bruchkörper wurden noch einige Versuche in einem Kasten mit allseitigen Glaswänden (Aquarium) mit den gleichen Abmessungen wie im Modellversuchskasten durchgeführt.

3.4 Auswertung der Modellversuche

3.4.1 Vorgehensweise bei der Auswertung

Für jeden Versuch wurden die Einflüsse der Aufnehmerschwankungen und der Reibung zwischen Meß- und Seitenwand mit der folgenden Formel korrigiert:

$$\text{Zwischenwert} = \text{Meßwert} - (\text{Nullmeßwert} + \text{Leermesswert})/2.$$

Die Zwischenwerte (μm), die die Verformung des jeweiligen Meßrahmens darstellten, ergaben nach Multiplikation mit den Kalibrierfaktoren ($\text{g}/\mu\text{m}$) Kraftgrößen. Daraufhin wurden für jede Lamelle die drei horizontalen und die zwei vertikalen Aufnehmer zusammengefaßt. Die so erhaltenen „Lamellenkräfte“ wurden gegen die zugehörige Wandverdrehung aufgetragen (Abbildung 3.4.1). Für den Zustand „unnachgiebige Wand“ wurde die erste Messung verwendet und für den aktiven Zustand diejenige der drei folgenden Messungen ausgewählt, bei der sich die kleinsten Werte ergaben.

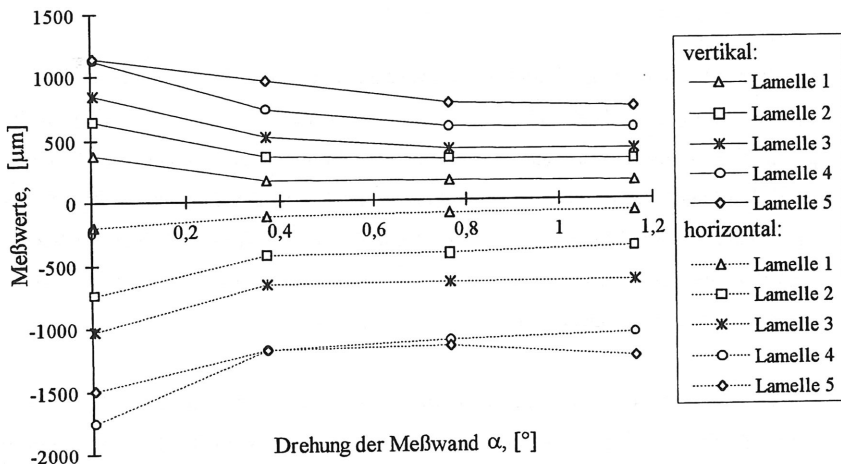


Abbildung 3.4.1: Mobilisierung der Lamellenkräfte

Der in der Abbildung deutlich zu sehende Wiederanstieg der Horizontalmeßwerte der Lamelle 5 ist darauf zurückzuführen, daß der Drehpunkt der Meßwand aus fertigungstechnischen Gründen

über dem Wandfuß lag und deshalb mit zunehmender Verdrehung der aktive Zustand am Wandfuß immer mehr behindert wurde.

Die ausgewählten Messungen wurden noch in Druckkoordinaten, die der Höhenlage der Lamellenmitte entsprachen, umgewandelt:

$$e \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] = \frac{E [\text{g}] \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 10^{-6}}{0,05 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m}} = E [\text{g}] \cdot 4,905 \cdot 10^{-4}.$$

Die jeweils 10 Versuche pro Versuchsaufbau wurden nach statistischen Gesichtspunkten ausgewertet [15, 41]. Dazu wurde als Schätzwert für den wahren Mittelwert der arithmetische Mittelwert gebildet:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{mit} \quad n \dots \text{Anzahl der Teilversuche und}$$

x_i ... Meßwert in Versuch i .

Damit ließen sich die empirische Standardabweichung s und der empirische Variationskoeffizient v berechnen:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}, \quad v = \frac{s}{\bar{x}} \cdot 100.$$

Die Zusammenstellung der Variationskoeffizienten für die Modellversuche ergab Werte unter 10 % für die Lamellen 2 bis 4. Dabei waren die Abweichungen im Zustand „unnachgiebige Wand“ geringer als im „aktiven Zustand“. Die Variationskoeffizienten für die Lamelle 1 waren teilweise deutlich größer (bis zu 20 %). Das hat zum einen den Grund, daß die Sandoberfläche nach dem Einrieseln mit einem Lineal abgezogen werden mußte und damit die Lagerung der Sandkörner gestört wurde; zum anderen ist das Spannungsniveau an der ersten Lamelle am geringsten, so daß sich hier Einbauunterschiede besonders stark auswirken.

Da die Variationskoeffizienten der Meßwerte an den Lamellen 2 bis 4 unter 10 % geblieben sind, kann man den arithmetischen Mittelwert als repräsentativen Wert für die Erddruckspannung betrachten. Die Werte für die Lamelle 1 wurden in den Grafiken zwar dargestellt, in die rechnerische Auswertung aber nicht mit einbezogen.

In Auswertung der Versuchsreihen wurden die Horizontalkomponenten, die Vertikalkomponenten und die Erddruckrichtungswinkel über die Wandhöhe aufgetragen und mit den vorhandenen Berechnungsvorschlägen verglichen.

3.4.2 Versuche mit unterschiedlicher Hinterfüllungsbreite

Zuerst wird der „aktive Zustand“ behandelt, der den Kleinstwert des Erddrucks liefert und in den Versuchen durch die Ausbildung von Gleitflächen in der Hinterfüllung gekennzeichnet war.

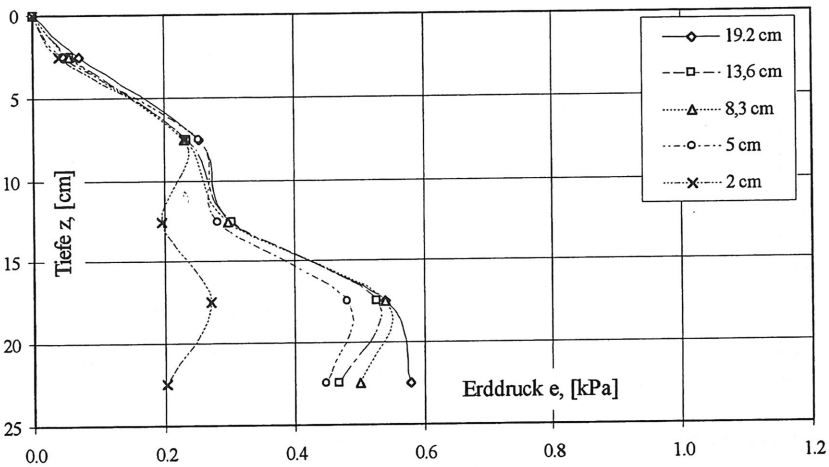


Abbildung 3.4.2: Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllungsbreiten:
Horizontalanteil des „aktiven Erddrucks“

Bei der Berechnung von Stützmauern ist die Horizontalkomponente des belastenden Erddrucks von entscheidender Bedeutung. In Abbildung 3.4.2 ist für $b = 19,2$ cm eine annähernd dreieckförmige Verteilung der Horizontalkomponente des belastenden Erddrucks zu erkennen, wie es bei einer unbegrenzten Hinterfüllung zu erwarten ist. Mit abnehmender Hinterfüllungsbreite nimmt die Horizontalkomponente des belastenden Erddrucks deutlich ab. Dabei ist die Erddruckabnahme am Wandfuß am größten. Da diese beiden bekannten Randbedingungen erfüllt sind, kann man davon ausgehen, daß die durchgeführten Modellversuche das Problem des belastenden Erddrucks auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper zutreffend beschreiben.

Die wesentlich größere Druckdifferenz zwischen den Versuchen mit $b = 2$ cm und $b = 5$ cm auf der einen sowie $b = 5$ cm und $b = 8,3$ cm auf der anderen Seite (Δb ist jeweils 3 cm) läßt sich mit Hilfe der Gleitflächentheorie erklären. Im Falle eines kohäsionslosen und homogenen Hinterfüllmaterials, wie es in den Versuchen verwendet wurde, ist der Erddruck proportional dem

Volumen des Gleitkörpers. Bei Abnahme der Hinterfüllungsbreite nimmt das Volumen des Gleitkörpers und damit auch der Erddruck überproportional ab.

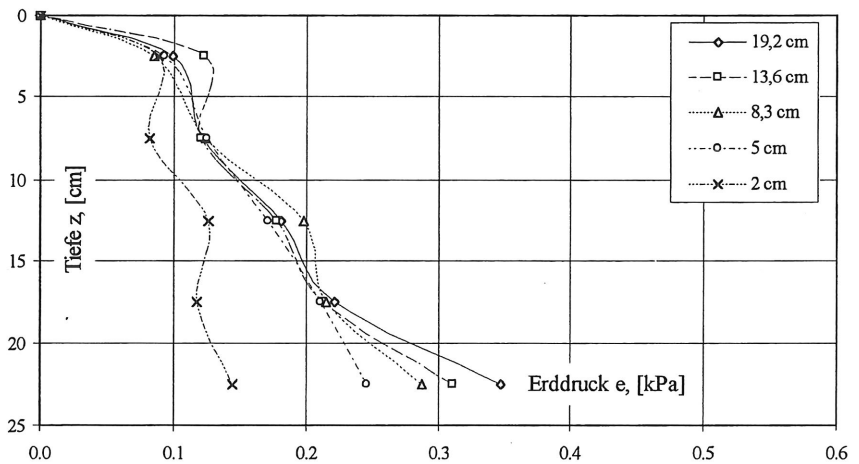


Abbildung 3.4.3: Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllungsbreiten:

Vertikalanteil des „aktiven Erddrucks“

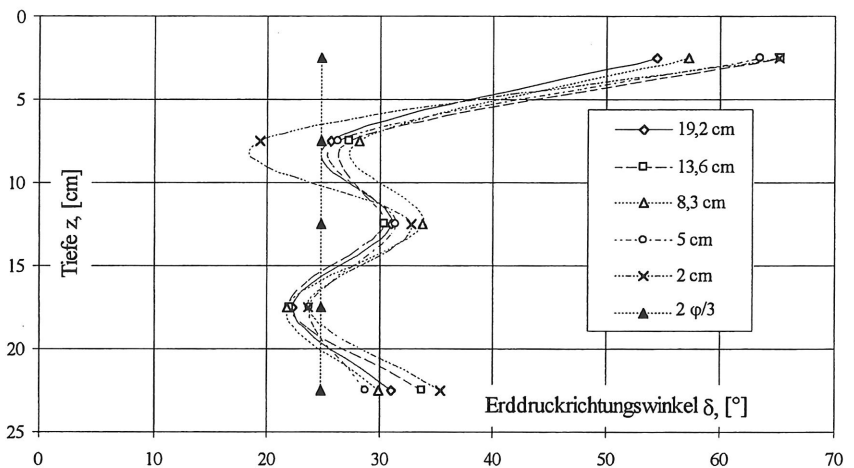


Abbildung 3.4.4: Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllungsbreiten:

Erddruckneigungswinkel im „aktiven Zustand“

Läßt man bei der Beurteilung der Vertikalkomponenten (Abbildung 3.4.3) die oberste Lamelle außer Acht, dann ist ein ähnlicher Verlauf über die Wandhöhe wie bei den Horizontalkomponenten zu erkennen. Das bedingt eine relativ geringe Schwankung des Erddruckneigungswinkels um einen konstanten Wert (Abbildung 3.4.4), in diesem Fall $\frac{2 \cdot \varphi}{3}$. Die Unterschiede zwischen den Erddruckneigungswinkeln der einzelnen Versuche zeigen keine Gesetzmäßigkeiten. Sie sind auf Meßwertstreuungen zurückzuführen. Mit $\frac{2 \cdot \varphi}{3}$ entspricht der Erddruckneigungswinkel den Erwartungen für Fußpunktdrehung und mittlere Wandrauigkeit. Dieser Winkel wird auch den Vergleichsrechnungen zugrunde gelegt.

Die Meßwerte für die oberste Lamelle ergaben einen Erddruckrichtungswinkel $\delta > \varphi$. Dieser ist nicht mit Reibung allein zu erklären, sondern entsteht durch den Einfluß des Verzahnungswiderstands zwischen den Sandkörnern, der wegen des geringen Spannungsniveaus an der obersten Lamelle am größten ist. Zusätzlich wirken sich dort verfahrensbedingte Störungen der Einbaudichte, zum Beispiel durch das Abgleichen der Sandoberfläche mit einem Lineal, am stärksten aus.

Im Folgenden wird der Zustand „**unnachgiebige Wand**“ behandelt. Die Meßergebnisse für diesen Zustand entsprechen dem Erddruck auf eine unnachgiebige Stützmauer.

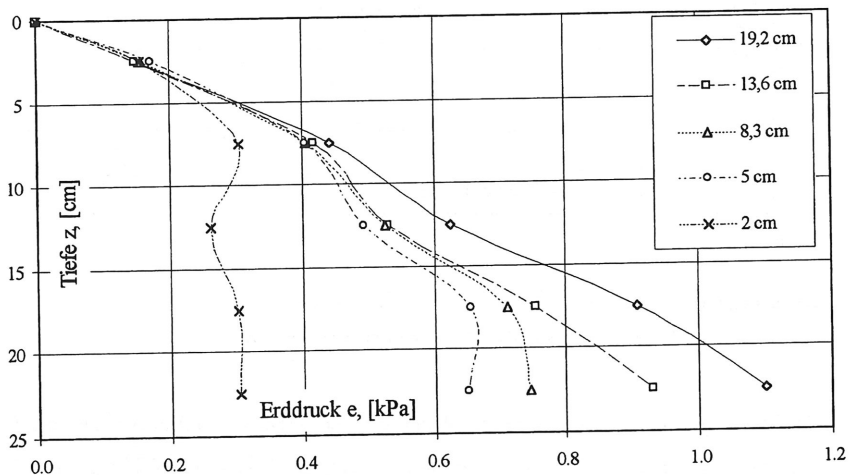


Abbildung 3.4.5: Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllungsbreiten:

Horizontalanteil des „Erddrucks auf eine unnachgiebige Wand“

Auch die Horizontalkomponente des „Erddrucks auf eine unnachgiebige Wand“ (Abbildung 3.4.5) nimmt mit Abnahme der Hinterfüllungsbreite ab. Dabei ist festzustellen, daß das Verhältnis vom „Erddruck auf eine unnachgiebige Wand“ zum „aktiven Erddruck“ bei den Versuchen mit unbegrenzter Hinterfüllungsbreite (19,2 cm) am größten ist und bis zu den Versuchen mit $b = 2$ cm stark abnimmt.

Den starken Rückgang des „Ruhedrucks“ bei abnehmender Breite der Hinterfüllung kann man als Folge einer Gewölbekonstruktion zwischen Meß- und Rückwand deuten. Diese kann durch das Einrieseln des Sandes entstanden sein. Je geringer der Abstand zwischen beiden Wänden, desto größer der Anteil der Gewölbewiderlagerkräfte an der Gesamtlastabtragung. Bei der Übertragung der Versuchsergebnisse auf die Praxis ist dieser Fall kritisch zu betrachten, da es keine völlig unbewegte Stützmauern gibt und deshalb mit der Zerstörung der Gewölbe in der Hinterfüllung gerechnet werden muß.

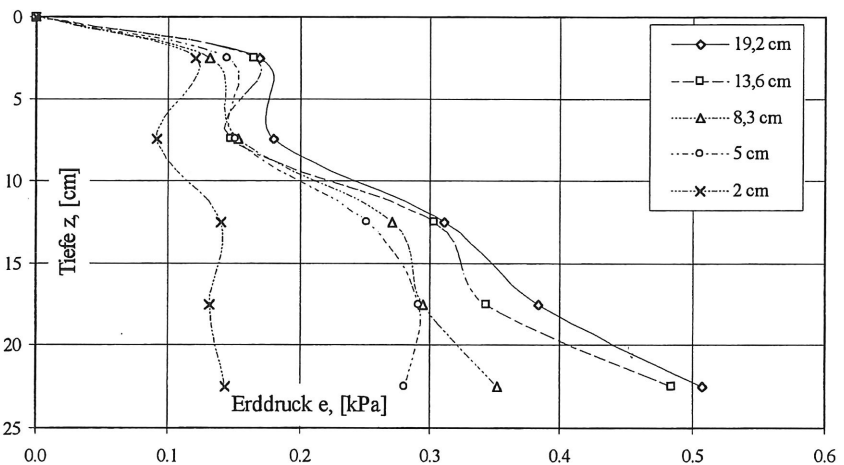


Abbildung 3.4.6: Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllungsbreiten:

Vertikalanteil des „Erddrucks auf eine unnachgiebige Wand“

Die Messungen im Zustand „unbewegte Wand“ ergaben entgegen den Annahmen für den Erdruhedruck in der Literatur [40, 43] einen Erddruckneigungswinkel $\delta > 0$ (Abbildung 3.4.7). Dieser ist zwar etwas kleiner als im „aktiven Zustand“, bewegt sich aber trotzdem im Bereich $\frac{2 \cdot \varphi}{3}$. Die Erklärung dafür ist die Verdichtung des Sandes während des Einfüllens durch die jeweils darüber-

liegenden Schichten, die zu einer Vertikalbewegung des Modellsandes entlang der Meßwand und damit zur Mobilisierung von Reibung führte. Die Frage nach der Mobilisierung von Reibung an der Rückseite einer vorhandenen Stützmauer ist deshalb bei Ansatz des Erdruhedrucks in der Standsicherheitsberechnung sehr wichtig und kann durch die Vorgeschichte der Stützmauer geklärt werden.

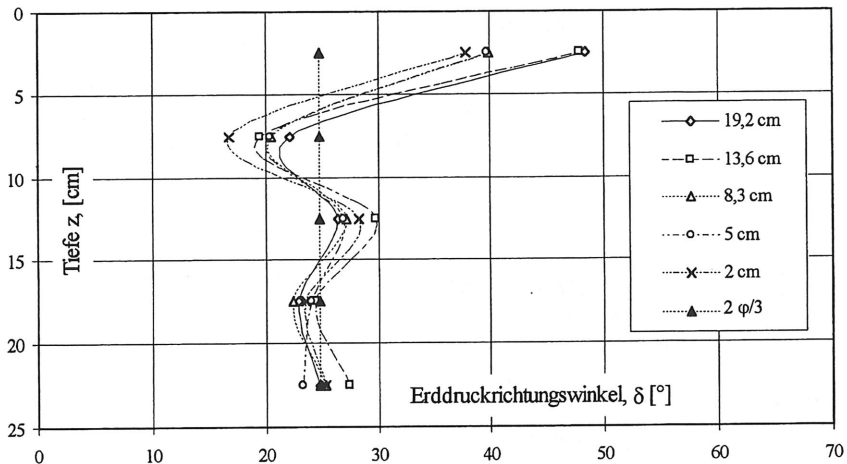


Abbildung 3.4.7: Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllungsbreiten:
Erddruckneigungswinkel bei „unnachgiebiger Wand“

3.4.3 Versuche mit unterschiedlicher Wandrauigkeit

Diese Versuche wurden für die mittlere Hinterfüllungsbreite von 8,3 cm durchgeführt (siehe Tabelle 3.3.4). Nachfolgend werden nur die Diagramme für die Horizontalkomponenten und die Erddruckrichtungswinkel dargestellt.

Mit den Versuchen sollte die Fragestellung behandelt werden, welchen Einfluß die Oberflächenbeschaffenheit der rückwärtigen Begrenzung des belastenden Erdkörpers auf die Größe des Erddrucks auf die Stützmauer hat. Die Abbildungen 3.4.8 und 3.4.9 mit den Horizontalkomponenten des Erddrucks zeigen, daß sich die Ergebnisse der Versuche mit unterschiedlicher Rauigkeit von Meß- und Rückwand kaum von denen der Versuche mit gleicher Rauigkeit von Meß- und Rückwand unterscheiden. Im Zustand „unbewegte Wand“ sind die Unterschiede etwas größer als

im „aktiven Zustand“, wobei eine Erhöhung der Rauigkeit der Rückwand zu einer Abnahme der Horizontalkomponenten des Erddrucks führte.

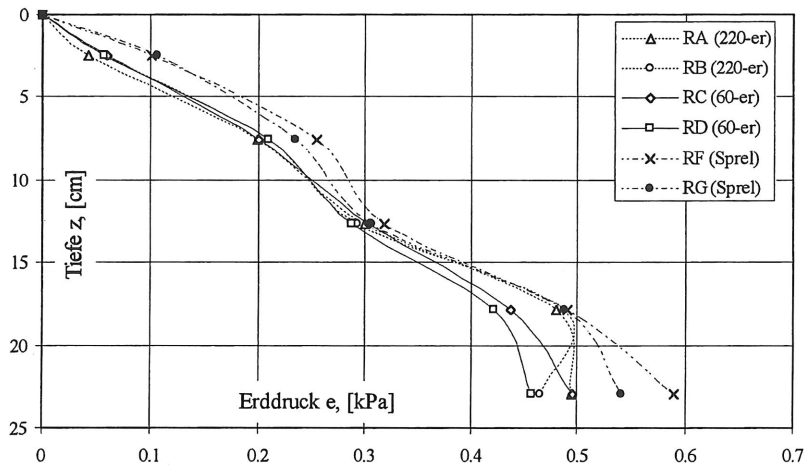


Abbildung 4.3.8: Versuche mit unterschiedlicher Wandrauigkeit:

Horizontalanteil des „aktiven Erddrucks“

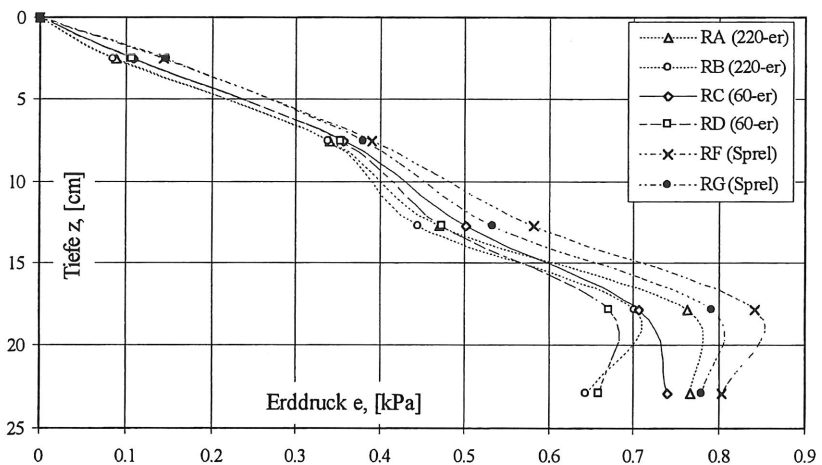


Abbildung 4.3.9: Versuche mit unterschiedlicher Wandrauigkeit:

Horizontalanteil des „Erddrucks auf eine unnachgiebige Wand“

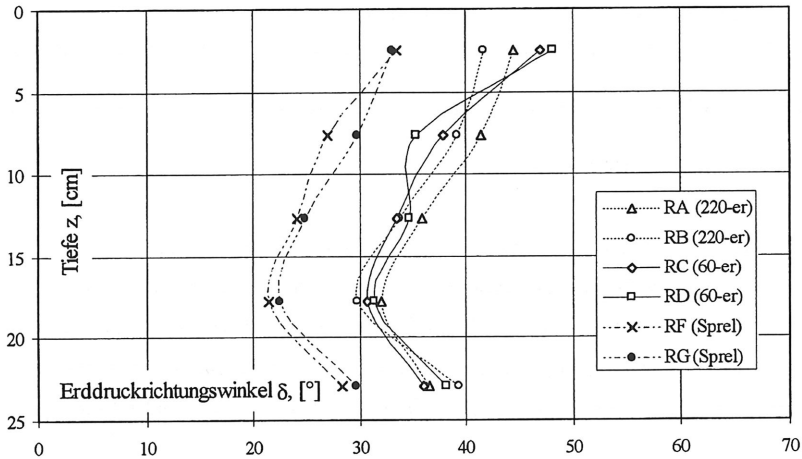


Abbildung 3.4.10: Versuche mit unterschiedlicher Wandrauigkeit:

Erddruckneigungswinkel im „aktiven Zustand“

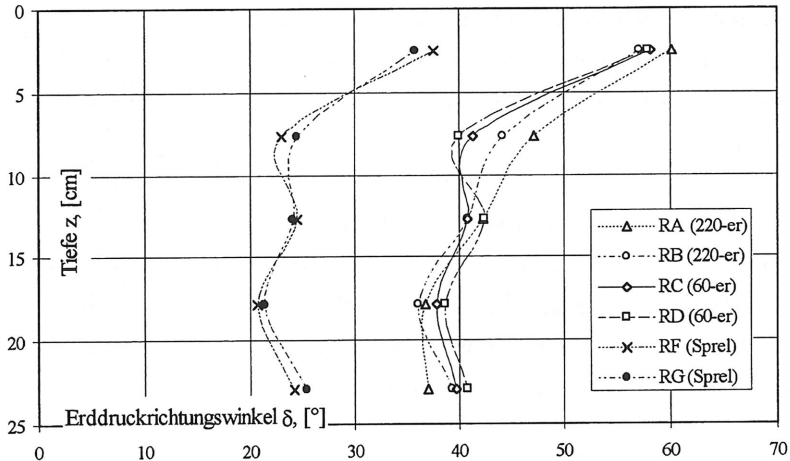


Abbildung 3.4.11: Versuche mit unterschiedlicher Wandrauigkeit:

Erddruckneigungswinkel bei „unnachgiebiger Wand“

Aus den Abbildungen 3.4.8 und 3.4.9 wird deutlich, daß die Horizontalkomponenten des Erddrucks sowohl im Zustand „unbewegte Wand“ als auch im „aktiven Zustand“ in den Versuchen

mit sehr glatter Wandoberfläche (RF und RG) größer sind als in den Versuchen mit rauher Wandoberfläche. Noch deutlicher wird der Unterschied bei den Erddruckrichtungswinkeln (Abbildung 3.4.10 und 3.4.11). Hier ergaben sich Mittelwerte von $\delta = \frac{2 \cdot \varphi}{3}$ für glatte und $\delta = \varphi$ für sehr raue Wandoberflächen.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die Wandbeschaffenheit bei Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllungsbreite die gleiche Wirkung hat wie bei unbegrenzter Hinterfüllung und deshalb in der gleichen bekannten Weise über den Erddruckrichtungswinkel berücksichtigt werden kann. Die Versuche haben zudem gezeigt, daß die Rauhgkeit der rückwärtigen Begrenzung des belastenden Bodenkörpers keinen nennenswerten Einfluß auf den belastenden Erddruck hat.

3.4.4 Aufnahme der Bruchkörper

Neben der in Abschnitt 3.3.3 beschriebenen Ermittlung des Einflusses der Reibung zwischen Sand und Seitenwänden auf die Versuchsergebnisse diente die Aufnahme der Bruchkörper der Überprüfung der Annahmen, die für die Berechnungsmethoden, die von der Wahl plausibler Gleitflächen ausgehen, getroffen wurden.

Alle Versuche zeigten im gesamten Bruchkörper Bewegungen der Sandkörner. Zuerst bildete sich die Gleitfläche zwischen dem Bruchkörper und dem in Ruhe verbleibenden Teil des Sandes heraus. Nach größeren Wandbewegungen wurden weitere Gleitflächen im abrutschenden Sand sichtbar.

Die erste und für die Berechnung des belastenden Erddrucks maßgebende Gleitfläche verlief gekrümmt. Im unteren Teil der Hinterfüllung war sie steiler als die für eine unbegrenzte Hinterfüllung erwartete Gleitfläche und flacher als die Verbindungs-

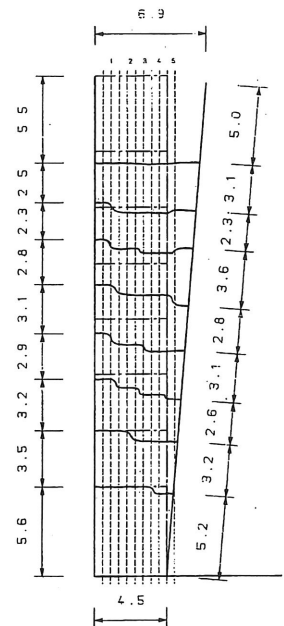


Abbildung 3.4.12: Bruchkörperaufnahme
nach [19]

dungslinie zwischen Wandfuß und Schnittpunkt der Rückwand mit der Geländeoberfläche. Je schmaler der Hinterfüllungsraum gewählt wurde, desto steiler verliefen die aufgenommenen Gleitflächen.

3.5 Vorschlag für den Ansatz des belastenden Erddrucks auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper

Für den Vergleich mit den Versuchsergebnissen wurden aus der Gruppe der Silotheorien die Verfahren nach JANSSEN/KOENEN und JANSSEN/CAQUOT ausgewählt. Nach JANSSEN/KOENEN entspricht das Horizontalspannungsverhältnis in der Silodruckformel dem Erddruckbeiwert, während es nach JANSSEN/CAQUOT aus der Annahme eines Gewölbes im Silo hergeleitet wurde. Für beide Verfahren konnten die Randbedingungen teilweise in den Versuchen bestätigt werden. Einerseits lassen die beobachteten Gleitflächen in der Hinterfüllung die Verwendung von Erddruckbeiwerten plausibel erscheinen, andererseits deuten die Versuchsergebnisse zumindest für den Zustand „unbewegte Wand“ auf Gewölbe in der Hinterfüllung hin.

Von den Methoden, die die Ausbildung von Gleitflächen voraussetzen, werden die Extremwertmethode mit ebenen Gleitflächen und das Verfahren von BUCHWALD [5] in die engere Wahl einbezogen, weil sie das in den Versuchen beobachtete Anwachsen des Erddrucks bis zum Wandfuß berücksichtigen. Bei der Extremwertmethode führt die Vernachlässigung der entlastenden Kraft $E_{\text{Rück}}$ zu einer Vergrößerung des belastenden Erddrucks auf die Stützwand. Da $E_{\text{Rück}}$ nicht genau bestimmbar ist und nur ein geringer Einfluß auf die Ergebnisse zu erwarten ist, wird die entlastende Kraft in erster Näherung vernachlässigt.

Da Unterschiede zwischen den bei diesen Verfahren angenommenen und den in den Versuchen beobachteten Gleitflächen aufgetreten waren, wird zusätzlich ein vom Verfasser benutztes Verfahren, das auf dem Vorschlag von BUCHWALD [5] aufbaut, in Betracht gezogen. Es wird im folgenden „modifiziertes Gleitflächenverfahren“ genannt. Die Versuche ergaben im unteren Teil der Hinterfüllung flachere Gleitflächen als die Verbindungslinie zwischen dem Wandfuß und dem Schnittpunkt der Rückwand mit der Geländeoberfläche und damit einen größeren Gesamterddruck, als er mit dem Verfahren von BUCHWALD berechnet wird. Dem wird bei der Ermittlung des Erddrucks nach dem modifizierten Gleitflächenverfahren wie folgt Rechnung getragen:

In der Tiefe $t = t_{\text{unbegrenzt}} = b \cdot \tan(\vartheta_a)$ beträgt die Spannungsordinate:

$$e_1 = K_{\text{ag}} \cdot \gamma \cdot t_{\text{unbegrenzt}},$$

am Wandfuß ($t = h$) beträgt sie:

$$e_2 = \frac{E_{\text{Ges}}}{h};$$

$$\text{mit } E_{\text{Ges}} = G \cdot \frac{\sin(\vartheta_{\text{Ges}} - \varphi)}{\cos(\varphi + \delta - \vartheta_{\text{Ges}})}, \quad G = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \gamma \quad \text{und} \quad \vartheta_{\text{Ges}} = \arctan\left(\frac{h}{b}\right).$$

Der Unterschied zum Verfahren von BUCHWALD besteht darin, daß die Erddruckordinate am Wandfuß e_2 aus einer Dreiecksverteilung des für die Verbindungslinie zwischen dem Wandfuß und dem Schnittpunkt der Rückwand mit der Geländeoberfläche berechneten Erddrucks erhalten wird. Die Spannungsordinaten e_1 und e_2 werden geradlinig miteinander verbunden, so daß sich der Gesamterddruck zu

$$E_{\text{mod GF}} = \frac{e_1}{2} \cdot t_{\text{unbegrenzt}} + \frac{e_1 + e_2}{2} \cdot (h - t_{\text{unbegrenzt}}) \text{ ergibt.}$$

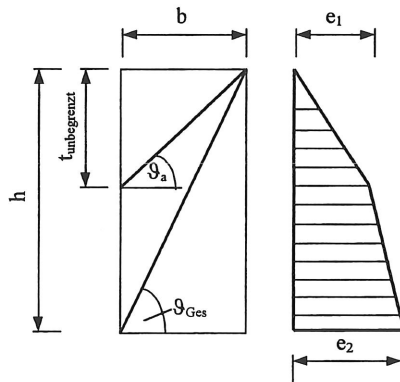


Abbildung 3.4.13: Skizze zum modifizierten Gleitflächenverfahren

In den Abbildungen 3.4.14 und 3.4.15 sind die Erddruckverteilungen aus den Versuchen und den aufgeführten Berechnungsverfahren für die Hinterfüllungsbreiten 8,3 cm und 5 cm für den „aktiven Zustand“ dargestellt. Es ist zu erkennen, daß die Erddruckverteilungen nach JANSSEN/KOENEN und dem modifizierten Gleitflächenverfahren den Versuchsergebnissen am nächsten kommen.

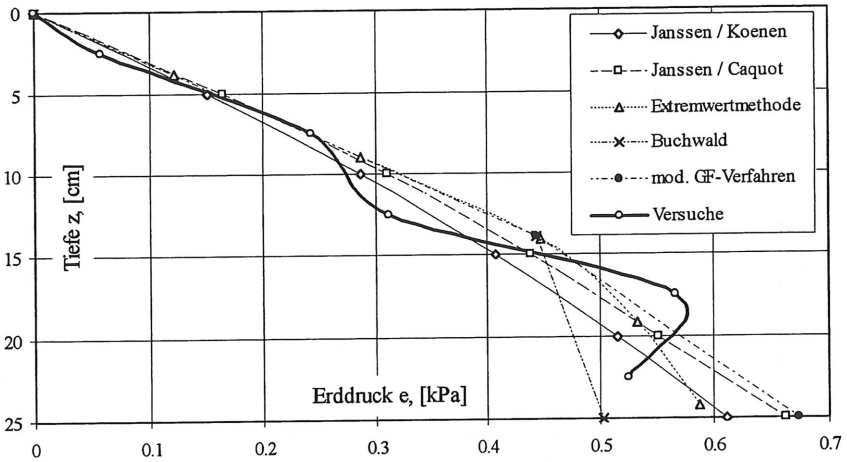


Abbildung 3.5.2: Vergleich der Erddruckverteilungen im „aktiven Zustand“ für die Hinterfüllungsbreite $b = 8,3$ cm

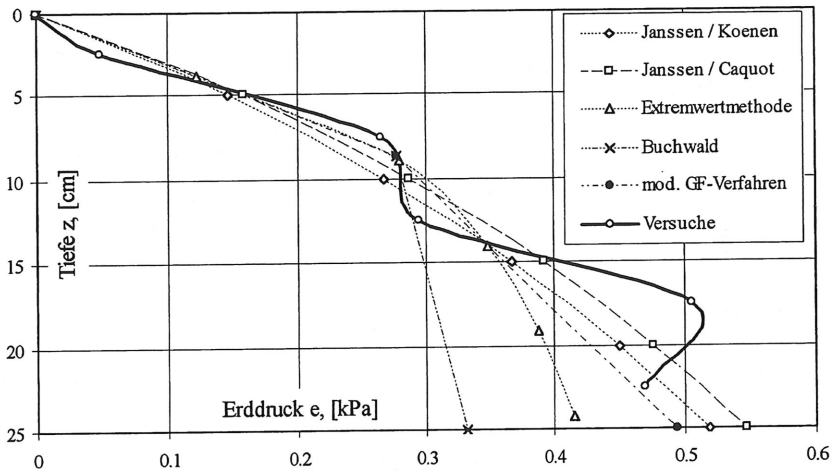


Abbildung 3.5.3: Vergleich der Erddruckverteilungen im „aktiven Zustand“ für die Hinterfüllungsbreite $b = 5$ cm

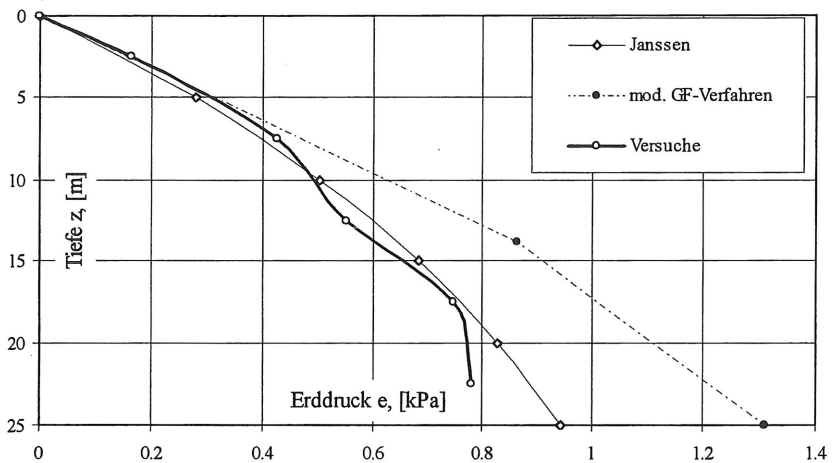


Abbildung 3.4.16: Vergleich der Erddruckverteilungen im Zustand „unbewegte Wand“ für die Hinterfüllungsbreite $b = 8,3$ cm

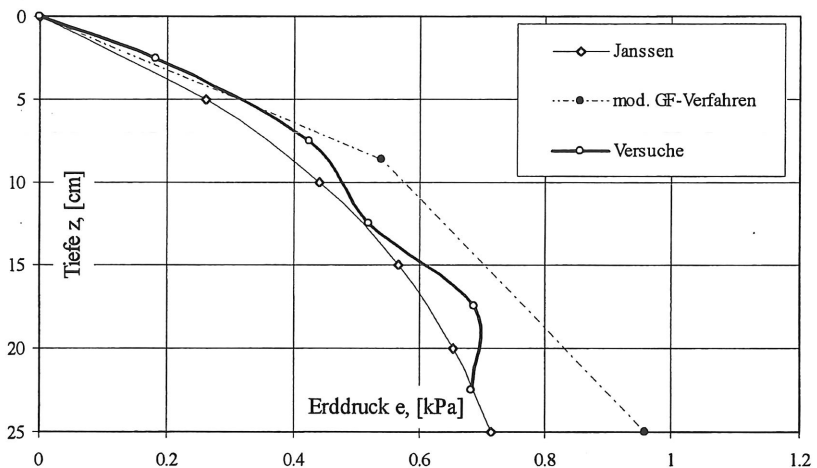


Abbildung 3.4.17: Vergleich der Erddruckverteilungen im Zustand „unbewegte Wand“ für die Hinterfüllungsbreite $b = 5$ cm

Beide Verfahren sind jeweils unter Verwendung des Ruhedruckbeiwertes K_0 in den Abbildungen 3.4.16 bis 3.4.17 den Versuchsergebnissen für den Zustand „unbewegte Wand“ gegenübergestellt.

Damit soll ihre Tauglichkeit zur Berechnung des Erddrucks auf eine unbewegte Wand überprüft werden. Beim modifizierten Gleitflächenverfahren wird dabei mit der Vereinfachung gearbeitet, daß die beiden Spannungsordinaten für den aktiven Zustand e_1 und e_2 mit dem Faktor $\frac{K_0}{K_{agh}}$ multipliziert werden.

Schlußfolgernd läßt sich feststellen, daß das Verfahren nach JANSSEN/KOENEN und das modifizierte Gleitflächenverfahren zur Berechnung des aktiven Erddrucks auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllungsbreite geeignet sind. Da aber das modifizierte Gleitflächenverfahren auf der Erddrucktheorie beruht, hat es gegenüber der Silotheorie entscheidende Vorteile:

- Der Ansatz einer Kohäsion entlang der Gleitfläche ist problemlos möglich.
- Auflasten auf der Hinterfüllungsoberfläche können analog zur Erddruckberechnung bei unbegrenzter Hinterfüllungsbreite in die Rechnung einbezogen werden.
- Die Berechnung ist sehr einfach und anschaulich.

Es wird deshalb vom Verfasser empfohlen, den aktiven Erddruck auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper mit Hilfe des modifizierten Gleitflächenverfahren zu berechnen.

Den Versuchswerten für den Erddruck auf eine unnachgiebige Wand kommen nur die Rechenwerte, die mit der JANSSEN-Formel unter Verwendung von K_0 erhalten werden, nahe. Allerdings wird mit diesem Verfahren der Erddruck bei geringer Breite des belastenden Bodenkörpers unterschätzt. Das modifizierte Gleitflächenverfahren unter Ansatz von K_0 liefert zu große Werte, liegt damit aber auf der sicheren Seite. Der Unterschied zu den Meßwerten nimmt mit geringer werdender Breite des belastenden Bodenkörpers ab.

Die Versuchswerte im Zustand „unnachgiebige Wand“ lassen eine Gewölbebildung vermuten. Ob derartige Verspannungen jedoch auf Dauer erhalten bleiben, ist nicht nachgewiesen. Es ist vorstellbar, daß Erschütterungen und Frost-Tau-Wechsel die Zerstörung der Gewölbe und dadurch eine Erhöhung des belastenden Erddrucks zur Folge haben können. Aus diesem Grunde sollte die Berechnung des belastenden Erddrucks auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper auf der sicheren Seite liegend mit dem modifizierten Gleitflächenverfahren unter Verwendung von K_0 erfolgen, wenn Bewegungen der Mauer nach ihrer Fertigstellung verhindert werden sollen.

4 Zusammenstellung und Bewertung von Verfahren zur Erhaltung und zur Verbesserung der Tragfähigkeit bestehender Stützmauern

4.1 Unterhaltung von Stützmauern

Der Beurteilung des Ist-Zustands folgt die Entscheidung, ob und in welchem Umfang Maßnahmen zur Sicherung oder Verbesserung der Tragfähigkeit ergriffen werden müssen oder ob Pflegemaßnahmen ausreichend sind. Im günstigsten Fall kann die betrachtete Stützmauer ohne jeden Eingriff in ihr Tragverhalten die erwarteten Lasten aufnehmen. Dann muß nur durch Pflegemaßnahmen gesichert werden, daß der Zustand der Stützmauer, der der Standsicherheitsbeurteilung zugrunde gelegt wurde, erhalten bleibt.

Die Unterhaltung von Stützmauern hat zum Ziel, schädigende Einwirkungen infolge Wasserzutritt, Bewuchs und Verwitterung zu verhindern. Die größte Gefahr erwächst Stützmauern aus Wasserwirkungen. Gibt es keine intakte Entwässerung, dann kann es zum Aufstau des Wassers hinter der Mauer und damit zur Wirkung des hydrostatischen Drucks kommen. Auch wenn sich kein hydrostatischer Druck ausbilden kann, wirkt sich eine ständige erhöhte Durchfeuchtung der Hinterfüllung negativ auf die Standsicherheit der Stützmauer aus, weil durch die Wassersättigung die Wichte der Hinterfüllung erhöht wird, Frosteinwirkungen nahe der Geländeoberfläche möglich sind und die Kohäsion der Hinterfüllung herabgesetzt werden kann. Auch die Durchfeuchtung des Mauerkörpers ist sehr schädlich, da der Anflug von Bewuchs begünstigt und Frostschäden ermöglicht werden.

Einen wirkungsvollen Schutz gegen Wassereinwirkungen bietet die Kombination aus einer Drainschicht an der Mauerrückseite zur Abführung des Sickerwassers und einer schräg vom Mauerfuß in die Hinterfüllung verlaufende Drainschicht zur Aufnahme von Schichtenwasser, wobei das Wasser am Mauerfuß gefaßt und in regelmäßigen Abständen durch die Stützmauer hindurch abgeführt wird (Abb. 4.1.1 a) [40]. Eine solche Konstruktion ist allerdings nur bei einem Neubau möglich. Bestehende Stützmauern können durch sogenannte Filterlanzen, als Filter ausgebaute Bohrungen, die schräg nach oben durch das Mauerwerk führen und ca. 1 m in die Hinterfüllung hineinreichen (Abb. 4.1.1 b), entwässert werden. Generell sollte die Versickerung von Oberflächenwasser unter- und oberhalb der Stützmauer möglichst verhindert werden.

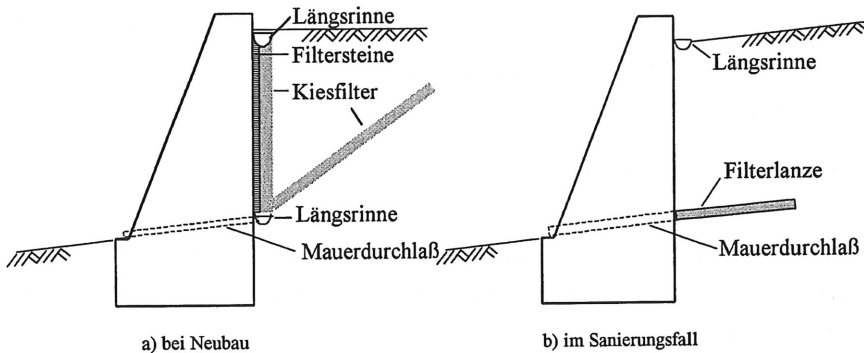


Abbildung 4.1.1: Entwässerungseinrichtung bei Stützmauern

Ein Schwerpunkt bei der Unterhaltung von Stützmauern ist die Beseitigung von Bewuchs von der Maueroberfläche. Schäden entstehen an der Mauer durch Wurzeltreiben, durch das das



Abbildung 4.1.2: Schäden durch Bewuchs

Mauergefüge gelockert wird (Abb. 4.1.2). Besonders betroffen sind in den meisten Fällen die Mauerkronen, deren Zerstörung oft der Grund für die Durchfeuchtung des Mauerkörpers ist. Ist aus architektonischen Gründen eine Beran-
 kung der Stützmauer erwünscht, dann sollte die Durchwurzelung

des Mauerkörpers durch konstruktive Maßnahmen, wie zum Beispiel den Einbau von Trennblechen oder Pflanzkästen, verhindert werden [38].

Alle Materialien, aus denen Stützmauern gebaut werden, unterliegen mehr oder minder stark der Verwitterung. Sind die Mauersteine selbst stark verwitterungsempfindlich, dann werden sie in der Regel durch eine Verschleißschicht, eine Putzschicht, die in regelmäßigen Abständen erneuert werden muß, geschützt. Bei unverputzten Mauern müssen von Zeit zu Zeit die

verwitterten Fugen ausgeräumt und wieder mit Mörtel verschlossen werden, wobei auf die Verformungsverträglichkeit des neuen Mörtels mit dem vorhandenen Mauermaterial geachtet werden muß.

4.2 Verbesserung der Standsicherheit

Neben der Erfüllung der Anforderungen an die Standsicherheit einer Stützmauer müssen bei der Auswahl eines geeigneten Verfahrens zu deren Verbesserung folgende Gesichtspunkte beachtet werden:

- Die Verbesserung der Standsicherheit muß möglichst dauerhaft gewährleistet sein.
- Von gleichwertigen Verfahren wird das kostengünstigere vorgezogen.
- Bei Stützmauern an Verkehrswegen ist die Beeinträchtigung des Verkehrs so gering wie möglich zu halten.
- Die Bausubstanz denkmalgeschützter Stützmauern sollte so weit wie möglich erhalten werden. In besonderen Fällen, etwa bei einem alten Friedhof hinter der Stützmauer, kann auch das Hinterland mit in den Denkmalschutz einbezogen sein.

Da die Anforderungen an die Verbesserung der Standsicherheit sehr unterschiedlich sein können, erfordert jeder Einzelfall ein differenziertes Abwägen der Vor- und Nachteile der möglichen Verfahren. Aus diesem Grunde ist es wünschenswert, über eine möglichst breite Palette an Verfahren zu verfügen, aus denen dann das passende ausgewählt werden kann [12].

Eine schonende Art der Verbesserung der Standsicherheit ist die **Entlastung** der Stützmauer (Abbildung 4.2.1). Am einfachsten ist die Stützmauer durch die Verringerung der Höhe der Hinterfüllung zu entlasten. Wird dabei ein Gefälle zur Mauerrückseite angelegt, dann kann dort das Oberflächenwasser gefaßt und abgeleitet werden. Auch die Einschränkung von Stapel- und Verkehrslasten auf der Hinterfüllung führt zu einer Verringerung des belastenden Erddrucks. Solche temporäre Maßnahmen, durch die die Nutzung eingeschränkt wird, können zum Beispiel dann vertretbar sein, wenn kurzfristig nicht genügend Mittel für eine dauerhafte Verbesserung der Standsicherheit vorhanden sind.

In den meisten Fällen ist eine Veränderung der Hinterfüllungsoberfläche oder die Einschränkung des Verkehrs nicht möglich. In einigen dieser Fälle, besonders bei Fußwegen hinter der Stützmauer, besteht die Möglichkeit der Anordnung einer Schleppplatte. Bei günstiger Geo-

metrie der Stützmauer entsteht durch die Auflagerung der Schleppplatte zusätzlich ein entlastend wirkendes Moment.

Eine Verringerung des belastenden Erddrucks kann auch durch die Veränderung der Hinterfüllung erreicht werden. Dafür kommen Entwässerung, Injektion und Einmischen von Bindemitteln in Frage. HILMER berichtet in [20] von HDI-Scheiben und Stützgewölben zur Verminderung des Erddrucks. Die genannten Verfahren sind jedoch sehr kostenintensiv und verändern in großem Maße die Originalsubstanz des Bauwerks.

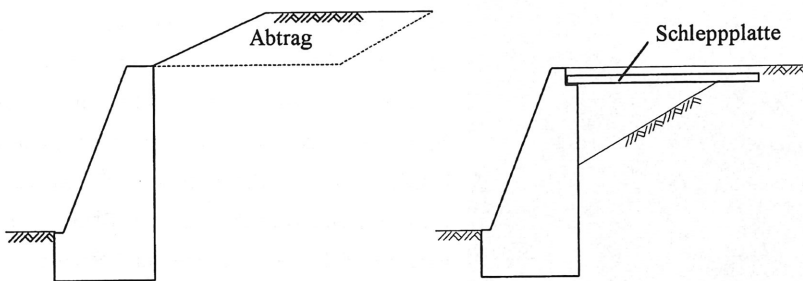


Abbildung 4.2.1: Möglichkeiten zur Entlastung einer Stützmauer

Abriß und Neubau ermöglichen die exakte Erfüllung der geotechnischen Standsicherheitsnachweise, da die Eingangsparameter bekannt sind und der Querschnitt an die Erfordernisse angepaßt werden kann. Durch die Wahl eines geeigneten Hinterfüllungsmaterials und den Einbau von Entwässerungseinrichtungen kann Schäden infolge Wassereinwirkungen vorgebeugt werden. Da durch den Abriß möglicherweise denkmalgeschützte Bausubstanz verloren geht und diese Sanierungsvariante sehr teuer ist, kommt sie vor allem bei Teileinstürzen, sehr großen Wandverformungen oder Mauern geringer Höhe zum Einsatz. Möglich ist auch, den Abriß im Schutze einer Bodenvernagelung vorzunehmen, die die Stützfunktion übernimmt und deren Ansicht mit Natursteinen verblendet wird.

Der **Verlust der inneren Standsicherheit** einer Stützmauer führt zu Schäden, auch wenn die geotechnischen Standsicherheitsnachweise erfüllt sein können. Solche Schäden sind Ausbauchungen, Risse und aus dem Mauerverband herausgelöste Steine. Während deren Ursache bei Betonmauern meistens eine fehlerhafte Bemessung ist [20], können gemauerte Stützkonstruktionen ihren inneren Zusammenhalt mit der Zeit durch Verwitterung verlieren. Wenn die Verwitterungsschäden nicht durch die in Abschnitt 4.1 beschriebenen Pflegemaßnahmen im

Anfangsstadium bekämpft werden, kann die gesamte Mauer gefährdet sein (Abbildung 4.2.2). Dann ist das Verpressen mit Niederdruck zum Schließen der Hohlräume und zur Wiederherstellung des Mauerwerksverbunds mit anschließendem Verfugen notwendig, wobei die zuverlässige Entwässerung der Hinterfüllung gewährleistet werden muß. Größere Risse sollten dabei durch Vernadelung schubfest geschlossen und Ausbrüche zugemauert werden.

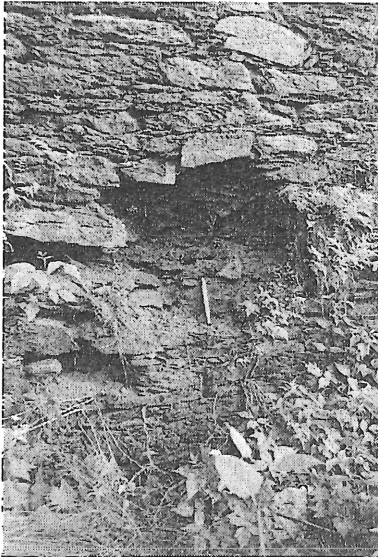


Abbildung 4.2.2: Verwitterungsschäden

Durch **Verstärkung des Querschnitts** kann die Standsicherheit einer Stützmauer erhöht werden, ohne daß die Art der Lastabtragung verändert wird. Damit der neu entstandene Mauerkörper als Monolith wirken kann, muß die Verstärkung schubfest mit dem bereits bestehenden Teil der Mauer verbunden sein. Die einfachste Variante besteht darin, unmittelbar hinter der Stützmauer einen Graben auszuheben, der mit Beton verfüllt wird. Der Schubverbund wird durch einzelne Bewehrungsstäbe, die in das Altmauerwerk eingebunden werden, erreicht. Durch diesen „Betonrucksack“ wird in der Mauersohle ein Moment erzeugt, das dem Moment infolge Erddruck entgegen wirkt. Allerdings ist die entlastende Wirkung gering.

Querschnittsverstärkungen lassen sich auch dadurch erreichen, daß ein Hohlraum hinter der Mauer ausgespült und mit Beton verfüllt wird [2] oder ein Düsenstrahlinjektionskörper an der Mauerrückseite erzeugt wird. Beide Verfahren sind relativ teuer und benötigen besondere Rahmenbedingungen: die Hohlraumverfüllung kurzfristig standfesten Hinterfüllungsboden und die Düsenstrahlinjektion eine provisorische Abstützung der Stützmauer zur Aufnahme des Frischbetondrucks.

Ebenfalls zu den Querschnittsverstärkungen kann die schubfeste Anordnung von Pfeilervorlagen gezählt werden. Diese Sanierungsmethode ist bereits sehr alt und wurde oft bei bereits verformten Stützmauern angewendet (siehe Abbildung 4.1.2). Vorteile dieser Methode sind, daß für die Ausführung der Arbeiten keine spezielle Technik benötigt wird und daß alle Ar-

beiten von der Mauervorderseite aus erfolgen können. Die Gründung der Pfeiler muß sehr sorgfältig ausgeführt werden, da Setzungen dazu führen würden, daß die ohnehin schon gefährdete Stützmauer nach vorn gezogen wird. Die Anordnung von Pfeilervorlagen bietet sich vor allem dort an, wo bereits Pfeilervorlagen vorhanden sind und wo die Stützmauer auf Fels gegründet ist.

Auch bei der **Vernagelung** von Stützmauern, die auf den Grundlagen der Bodenvernagelung [14] beruht, ist ein ausreichend breiter Querschnitt des Stützkörpers das Ziel. Dabei ist der neu entstandene Stützkörper ein Verbund aus der Stützmauer und einem Teil der Hinterfüllung, der durch die Nägel zusammengehalten wird. Dieses Verfahren ist durch das relativ dichte Nagelraster gut an die örtlichen Gegebenheiten anpaßbar. Die Entlastung der Stützmauer und ihre feste Verbindung mit dem neu entstandenen Stützkörper ermöglichen seinen Einsatz sogar bei stark verformten Stützmauern.

Die Lastaufnahme einer vernagelten Stützmauer ist immer mit geringen Bewegungen zur Mobilisierung der Schubspannungen entlang der Nägel verbunden, so daß eventuell auf der Hinterfüllung vorhandene setzungsempfindliche Bauwerke gefährdet werden könnten. Bei sehr lockerer und hohlraumreicher Hinterfüllung können bei der Nagelherstellung Probleme auftreten, da einerseits nur geringe Schubspannungen entlang der Nägel mobilisierbar sind und andererseits ein unkontrollierter Ablauf des Verpreßgutes droht. Zudem kann das Verfahren in Fällen, wo nur eine geringe Standsicherheitserhöhung notwendig ist, unwirtschaftlich werden, weil der maximale Abstand zwischen den Nägeln zur Sicherung der Verbundwirkung begrenzt ist.

Soll aus denkmalpflegerischen Gründen der Eingriff in die Ansichtsfläche der Stützmauer so gering wie möglich gehalten werden, dann bietet sich die in [39] beschriebene Ausbildung der Nagelköpfe hinter der Mauer an. Eine weitere spezielle Anwendung der Vernagelung von Stützmauern ist der Einsatz von Granulatankern [42]. Die Kraftübertragung vom Zugglied auf den Boden erfolgt dabei durch die Dilatanzbehinderung des verspannten Granulats. Dieses Verfahren bietet den Vorteil, daß die Zugglieder wieder ausbaubar sind und gleichzeitig als Drainage fungieren können. Die Dauerhaftigkeit ist zur Zeit noch nicht nachgewiesen.

Die **Ertüchtigung der Gründung** einer Stützmauer kann notwendig werden, wenn Veränderungen oder Erosion des Baugrunds zu verzeichnen sind oder Frostschäden bei unzureichen-

der Gründungstiefe auftreten. Der einfachste Schutz dagegen ist die Anschüttung vor dem Stützmauerfuß, die sowohl die Frostgefahr als auch die Grundbruchgefahr vermindert, in ihrer Anwendung jedoch durch die Nutzung des Geländes vor der Stützmauer begrenzt ist. Auch andere Verfahren des Grundbaus, wie Tiefergründung mittels Pfählen, Düsenstrahlinjektion, Verbreiterung der Sohlfläche der Stützmauer oder Baugrundverbesserung, können bei dieser Problematik zum Einsatz kommen.

Eingriffe in die Gründung sind schwierig, da schon geringe Verformungen in der Sohlfläche zu gefährlichen Verkipnungen der Stützmauer führen können. Ihr Einsatzgebiet sind vor allem hohe und breite Stützmauern in hängigem Gelände, oft im Zusammenwirken mit Verankerungen.

Die Standsicherheit einer bestehenden Stützmauern kann auch durch eine **Rückverankerung** verbessert werden, da einerseits der Mauerkörper an der Lastabtragung beteiligt bleibt und andererseits durch die zusätzliche Stützung durch die Ankerlage eine effektive Entlastung der Gründung möglich ist. Das statische System der Stützmauer wird dabei günstig verändert. Die Vorteile dieses Verfahrens sind die wenigen Stützstellen gegenüber einer Vernagelung und damit die wenigen notwendigen Bohrungen sowie die Tatsache, daß die Anker vorgespannt werden können, um Bewegungen der Stützmauer zu begrenzen. Die Verankerung kann bei Bedarf außerhalb der oft sehr lockeren und hohlraumreichen Hinterfüllung erfolgen und verbessert zusätzlich die Geländebruchsicherheit des gesamten Geländesprungs.

Durch die Verankerung werden konzentrierte Einzellasten in den Mauerkörper eingetragen. Unbewehrter Beton sowie Mauerwerk haben jedoch nur eine sehr geringe Zugfestigkeit, so daß wegen der fehlenden Auflast auch ihre Schubfestigkeit sehr gering ist, und Lastverteilungsbalken sind an der Ansichtsfläche der Stützmauer nicht erwünscht. Aus diesem Grund bleibt die Rückverankerung von Stützmauern nur bewehrten Betonmauern und sehr dicken Mauern, bei denen große Flächen an der Übertragung von Reibung und Haftung beteiligt sind, vorbehalten.

Der Einsatz dieses Verfahrens ist dann problemloser möglich, wenn die Biege- und Schubfestigkeit des Mauerkörpers durch eine vertikale Vorspannung der Mauer erhöht wird. Das folgende Kapitel beschäftigt sich deshalb mit senkrecht vorgespannten und rückverankerten Stützmauern.

5 Verbesserung der Standsicherheit einer Stützmauer mittels Rückverankerung und senkrechter Vorspannung

5.1 Problemstellung und Ziele

Als Ergänzung der vorhandenen Palette der Verfahren zur Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern wird ein durch den Verfasser entwickeltes Verfahren zur Erhöhung der Standsicherheit bestehender Stützmauern vorgestellt. Dabei wird die Rückverankerung der Mauer in der Hinterfüllung mit einer senkrechten Vorspannung des Mauerwerks kombiniert. Es soll vor allem für solche Fälle, in denen der Stützmauerkörper selbst noch intakt ist oder durch Verpressen und Verfugen ertüchtigt werden kann, eine kostengünstige Alternative sein, die gleichzeitig die Eingriffe an der Ansichtsseite der Stützmauer gering hält.

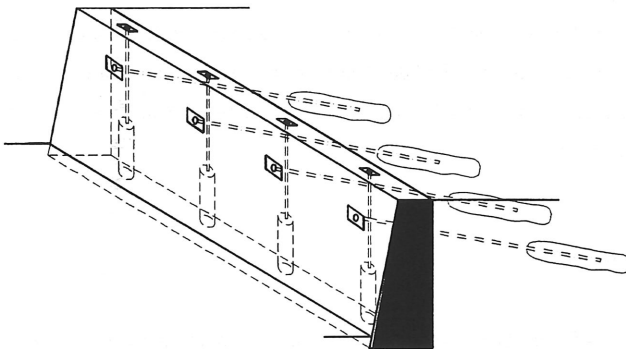


Abbildung 5.1.1: Prinzipskizze

Der Grundgedanke des vorgeschlagenen Verfahrens ist die Erhöhung der äußeren Standsicherheit der Stützmauer durch eine zusätzliche Stützung im oberen Mauerteil. Aufgrund der Stützung durch die Anker wird die Lage der Resultierenden in der Gründungssohle günstig beeinflusst und die Standsicherheit der Mauer entscheidend erhöht.

Durch die punktförmige Stützung an den Ankerstellen werden konzentrierte Einzellasten senkrecht zur Wandebene und zusätzliche Biegemomente in die Mauer eingetragen. Ohne Lastverteilungselemente, die bei Stützmauern unerwünscht sind, entstehen dadurch zusätzliche Schubspannungen und größere Außermittigkeiten der resultierenden Kräfte im Mauer-

querschnitt. Da Mauerwerk und auch unbewehrter Beton nur eine sehr geringe Zugfestigkeit aufweisen und das Normalspannungsniveau im oberen Mauerteil gering ist, ist die Aufnahme der Ankerkräfte durch die Mauer in den meisten Fällen nicht möglich.

Die Erhöhung des Normalspannungsniveaus im Mauerwerk ermöglicht eine bessere Aufnahme dieser besonderen Beanspruchung mit dem Ziel der Sicherung der inneren Standsicherheit der Stützmauer. Das läßt sich durch eine senkrechte Vorspannung erreichen, wobei die in der Regel hohe Druckfestigkeit des Mauermaterials (Mauerwerk oder Beton) gezielt für eine Verbesserung der Schub- und Biegetragfähigkeit ausgenutzt wird.

Die Bearbeitung des Themas hat zum Ziel, einen Bemessungsalgorithmus für die Rückverankerung einer bestehenden Stützmauer in Verbindung mit deren senkrechter Vorspannung zu entwickeln und die Tauglichkeit des Verfahrens zu überprüfen. Dazu sollen die möglichen Versagensmechanismen ermittelt werden. Für jeden dieser Versagensmechanismen soll dann eine Beziehung zwischen Einwirkungen und Widerständen formuliert werden, mit deren Hilfe der Abstand zum Versagen definiert werden kann. Die dabei getroffenen Annahmen erfordern einen experimentellen Nachweis.

5.2 Grundlagen des Verfahrens

Das in dieser Arbeit behandelte Verfahren zur Verbesserung der Standsicherheit bestehender Stützmauern wurde aus bekannten Techniken des Grundbaus, der Rückverankerung von Stützwänden, und des Mauerwerksbaus, dem Vorspannen von Kellerwänden, entwickelt. Um das veränderte Tragverhalten der Stützmauer nach der Ertüchtigung beurteilen zu können, muß herausgestellt werden, welche Gemeinsamkeiten und Unterschiede zu den bekannten Techniken bestehen.

5.2.1 Rückverankerung von Stützwänden

Während Stützmauern die Erddruckbelastung im wesentlichen durch ihr Eigengewicht über die Sohlfläche in den Boden abtragen, erfolgt die Lastabtragung bei Stützwänden über seitliche Auflager. Bei hohen Geländesprüngen können zusätzlich zum Erdauflager am Stützwandfuß weitere Stützungen angeordnet werden. Für diese Stützungen kommen Steifen und Anker

in Frage. Stützwände werden vor allem zur Sicherung von Baugruben und für Ufereinfassungen verwendet.

Die seitlichen Stützungen setzen voraus, daß die Biege- und Schubbeanspruchung der Wand zu den Stützstellen abgeleitet werden kann. In der Regel erfolgt dies über die Biege- und Schubtragfähigkeit der Wand. Ist diese in Wandlängsrichtung nicht gewährleistet, werden lastverteilende Gurte angeordnet. Die Gurte dienen gleichzeitig dem Schutz der Stützwand vor einem Schubbruch in den Stützstellen. In Tabelle 5.2.1 sind die gebräuchlichen Stützwände und die Art ihrer Lastabtragung zusammengestellt.

Tabelle 5.2.1: Gebräuchliche Stützwände und ihre Art der Lastabtragung zu den Stützstellen

Stützwand	Art der Lastabtragung zu den Stützstellen	
	vertikal	horizontal
Schlitzwand	Bewehrung	Bewehrung
Spundwand	Spundbohlen	Gurte
Pfahlwand	Pfahlbewehrung	Gurte, Gewölbewirkung oder Verankerung jedes Pfahles
Trägerbohlwand	Stahlträger	Holz- oder Spritzbetonausfachung

Eine Rückverankerung kann mittels Ankerplatten, Ankerpfählen und Verpreßankern realisiert werden. Die heute gebräuchlichste Methode ist die Verankerung mit Verpreßankern; sie wird auch für das vorgeschlagene Verfahren zur Erhöhung der äußeren Standsicherheit von Stützmauern favorisiert.

Die Anker können mit oder ohne Vorspannung eingebaut werden. Eine Vorspannung dient der Vorwegnahme von Wandverformungen, die infolge der Erddruckbelastung zu erwarten sind. Andererseits führt die Verformungsbehinderung im Gebrauchszustand zu einer veränderten Erddruckverteilung auf die Stützwand. Die Größe der Erddruckumlagerung ist dabei vom Vorspanngrad, der Biegsamkeit der Stützwand, der Anzahl der Stützungen und den Verformungseigenschaften des Bodens abhängig und muß abgeschätzt werden. In [11] sind wirklichkeitsnahe Erddruckfiguren für die meisten Fälle angegeben.

Sind die Verformungen, die zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks notwendig sind, für das Stützbauwerk annehmbar, dann ist der Verzicht auf die Vorspannung der Anker eine Möglichkeit, die Erddruckbelastung zu vermindern. Diese Option wird hauptsächlich bei Ufereinfassungen genutzt [10].

5.2.2 Vorspannen von Mauerwerk

Als eine frühe Form der Vorspannung von Mauerwerk kann das Aufsetzen schwerer Skulpturen auf Strebepfeiler an Kirchen im Mittelalter angesehen werden. Dabei wurde das Ziel verfolgt, die Richtung der Resultierenden der Kräfte so zu beeinflussen, daß diese vom Mauerquerschnitt aufgenommen werden konnten.

In der gegenwärtigen Baupraxis hat die Vorspannung im Spannbetonbau die größte Bedeutung [24]. Viele Erkenntnisse aus dem Spannbetonbau lassen sich auf die Vorspannung von Mauerwerk übertragen, wenn man berücksichtigt, daß das Mauerwerk im Gegensatz zum Beton kein homogener Baustoff ist.

Mit dem planmäßigen Vorspannen von Mauerwerk werden folgende Ziele verfolgt:

- Erhöhung der Längskraft im Querschnitt, um die Außermittigkeit infolge Biegebeanspruchung zu reduzieren und
- die Erhöhung der Schubtragfähigkeit aufgrund der Erhöhung der Reibung entlang potentieller Bruchflächen und einer Sicherung der Haftfestigkeit durch den Ausschluß von Rissen.

Daneben hat die Vorspannung bei der Sanierung von Mauerwerksbauten die Aufgabe, verlorengegangenen Schubverbund wiederherzustellen.

Vorteilhafte Eigenschaften von vorgespanntem Mauerwerk sind:

- die Sicherungsmaßnahme ist von außen nicht zu erkennen,
- Risse, die sich bilden, wenn die Längskraft im Mauerwerk die Vorspannkraft überschreitet, schließen sich wieder nach dem Abklingen der Belastung und
- wenn sich trotz der Vorspannung Risse im Mauerwerk bilden, wirkt der Spannstahl als Bewehrung.

Auf der anderen Seite muß dem Langzeitverhalten von vorgespanntem Mauerwerk besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Verformungen, die zu einer Verkürzung des Mauerwerks zwischen den Ankerplatten eines Spannglieds führen, bedingen Spannkraftverluste, die in der Bemessung berücksichtigt werden müssen. Solche Verformungen entstehen vor allem infolge Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen im Mauerwerk sowie durch Kriechen.

Die Erfassung dieser Spannkraftverluste ist sehr schwierig. Nach [8] sollte als überschlägliche Annahme ein Wert zwischen 20 und 35% der Spannkraft gewählt werden. In [9] wird eine detaillierte Betrachtung der einzelnen Anteile der Verformungen empfohlen, da sie genauer ist. Deren zuverlässige Bestimmung ist jedoch in vielen Fällen problematisch. Generell gilt: je größer das Spannungsniveau infolge Vorspannung ist, desto größer sind auch die plastischen Verformungen im Mauerwerk und damit die Spannkraftverluste. Die Druckspannungen infolge Vorspannkraft im Gebrauchszustand sollten deshalb nach [8] 33 % der Bruchfestigkeit für das Mauerwerk nicht überschreiten.

Damit die Spannkraftverluste gering bleiben, müssen Mauermörtel und Verpreßgut vor dem Spannen der Anker möglichst vollständig ausgehärtet sein. Im Interesse eines zügigen Baufortschritts muß hier ein Kompromiß gefunden werden, der eine Aushärungszeit von mindestens 7 Tagen garantiert. Der Bauablauf sollte deshalb mit den Mauer- und Verpreßarbeiten beginnen.

Die Vorspannung von Mauerwerk kann mit oder ohne Verbund erfolgen. Wenn der Spannkanal vollständig verfüllt worden ist, ist der Korrosionsschutz für den Spannstahl gewährleistet. Freiliegende Spannglieder müssen mit einem besonderen Korrosionsschutz versehen werden, bieten aber den Vorteil der Nachspannbarkeit.

Durch das Vorspannen wird die Normalkraft im Querschnitt deutlich erhöht. Damit erhöht sich auch die Knickgefahr für das Mauerwerk. Bei Mauerwerk, das einen Verband aufweist, wird das Knicken durch das straff gespannte Spannglied behindert [18]. Das trifft jedoch nicht für ausgebauten Bauteile und solche mit Fehlstellen im Verbund zu.

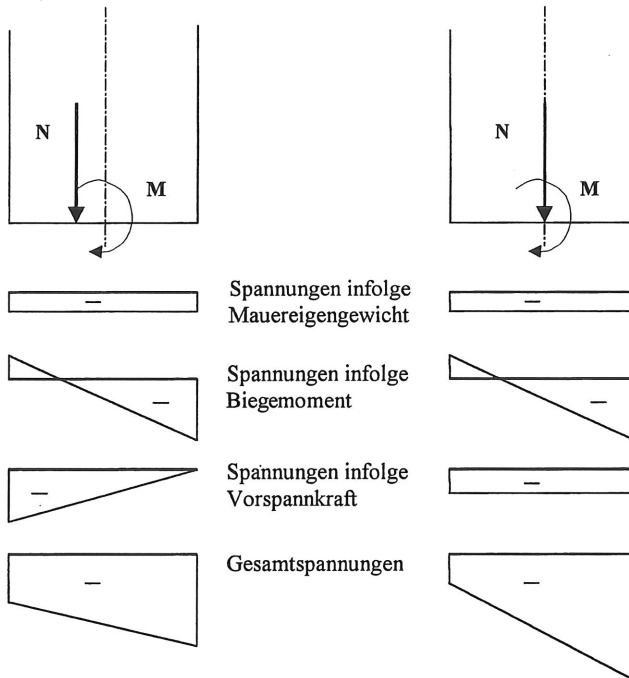


Abbildung 5.2.1: Spannungen in der Mauer bei senkrechter Vorspannung

Das Spannglied kann im Querschnitt mittig oder außermittig angeordnet werden (Abbildung 5.2.1). Durch eine außermittige Anordnung des Spannglieds lassen sich Druckspannungsspitzen im Querschnitt abbauen. Dann ist aber zu beachten, daß die Beanspruchungsrichtung möglichst nicht wechseln sollte und daß die Knickgefahr erhöht wird.

Für die Spannglieder kommen Stäbe und Litzen in Betracht. Während die Stäbe leichter handhabbar und billiger sind sowie aufgrund ihrer Profilierung hervorragende Verbundeigenschaften besitzen, zeichnen sich Litzen durch fast unbegrenzte Lieferlängen, höhere aufnehmbare Kräfte und Biegsamkeit aus. Da bei Stützmauern gute Verbundeigenschaften des Spanngliedes für die Einleitung der Spannkraft in den Mauerquerschnitt benötigt werden und die Vorspannkraft verhältnismäßig klein sind, kommen dort Profilstäbe zum Einsatz.

Im Falle des vorgeschlagenen Verfahrens zur Ertüchtigung von Stützmauern soll die Vorspannung senkrecht zu den Lagerfugen erfolgen. Die Bohrungen dazu müssen vom Mauer-

kopf aus begonnen werden. Beim Bohren ist darauf zu achten, daß die Mauer nicht durch Erschütterungen gefährdet wird. Es gibt verschiedene Möglichkeiten, Bohrungen in Mauerwerk auszuführen, die je nach Erfordernis angewendet werden können. In vielen Fällen reicht eine Vergütung des Mauerwerks durch Niederdruckverpressen und Verfugen, die bei den meisten zu sanierenden Stützmauern ohnehin erforderlich ist, aus. Die Berücksichtigung von Abweichungen von der geplanten Bohrachse erfolgt durch den Ansatz einer ungünstig wirkenden ungewollten Außermittigkeit der Vorspannkraft, die nach [27] für Kellerwände mit $0,04 \cdot d$ (d ... Wanddicke) abgeschätzt werden kann.

Die Spannglieder tragen konzentrierte Einzellasten in das Mauerwerk ein. Für deren Aufnahme kommen Lastverteilungsplatten aus Stahl oder Polster beziehungsweise Balken aus Stahlbeton in Frage. Entsprechend dem Stand des Wissens [18, 44] ist eine Erhöhung der zulässigen Druckspannung des Mauerwerk unter Teilflächenpressungen möglich.

5.3 Versagensmechanismen und Berechnungsannahmen bei einfach rückverankerten und senkrecht vorgespannten Stützmauern

Durch die zusätzliche Stützung an den Ankerstellen wird das statische System der Stützmauer verändert. Es stellt dann einen im Boden eingespannten Stab mit einer zusätzlichen Stützung dar und ist einfach statisch unbestimmt. Durch die folgenden Überlegungen läßt es sich jedoch auf ein statisch bestimmtes System zurückführen.

Je größer die Außermittigkeit der Resultierenden in der Mauersohle ist, desto größere Verformungen der Mauer sind für ein weiteres Anwachsen des widerstehenden Moments notwendig. Die Verformungen sind hauptsächlich Drehbewegungen der Mauer um ihren Fußpunkt und werden durch die obere Stützung behindert. Außermittigkeiten der Resultierenden in der Gründungssohle von mehr als einem Drittel der Sohlbreite der Mauer führen zu merklichen Bewegungen, die größer sind als zur Mobilisierung der Ankerkräfte erforderlich. Von dem Zeitpunkt an, an dem sich die Anker an der Lastabtragung beteiligen, wird die Kippbewegung der Stützmauer so stark behindert, daß keine nennenswerten zusätzlichen Lasten über die Gründung abgetragen werden können. Dieser Vorgang läßt sich mechanisch als Bildung eines Fließgelenks beschreiben.

Für die statische Berechnung wird die Fließgelenkbildung dahingehend idealisiert, daß bis zu einer festgelegten Außermittigkeit der Resultierenden in der Gründungssohle (e) das Lastmoment infolge Erddruck von der Gründung der Stützmauer aufgenommen und jede weitere Laststeigerung der Stützung durch die Anker zugewiesen wird. Da bei der Bemessung einer Flachgründung gefordert wird, daß die Außermittigkeit für Dauerlasten auf $e = d/6$ begrenzt bleibt (DIN 1054), darf das widerstehende Moment in der Gründung keine größere Außermittigkeit erzeugen.

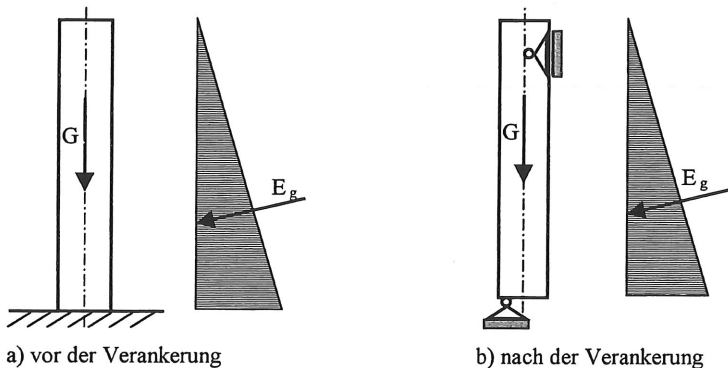


Abbildung 5.3.1: Statisches System der unverankerten und der verankerten Stützmauer

Als Ergebnis dieser Überlegungen läßt sich die Stützmauer nach der Rückverankerung als Träger auf zwei Stützen mit einem definierten widerstehenden Moment in der Gründungssohle beschreiben (Abbildung 5.3.1). Die Größe des widerstehenden Moments und auch die Verteilung des belastenden Erddrucks kann dadurch beeinflusst werden, daß die Rückverankerung vorgespannt wird.

Wie bei den Stützwänden kann die Rückverankerung der Stützmauer schlaff oder vorgespannt erfolgen. Durch die Vorspannung der Anker können Verformungen der Stützmauer verhindert und die Gründung entlastet werden. Bedingt durch die Verformungsbehinderung kommt es zu einer Umlagerung des belastenden Erddrucks zu den Ankerstellen und damit auch zu einer Erhöhung des belastenden Momentes. Der Stützmauer wird dann das neue Tragsystem aufgezwängt.

Die Dimensionierung der Rückverankerung und damit auch der senkrechten Vorspannung hat zum Ziel, auch für ungünstige Lastfälle eine ausreichende Sicherheit zu garantieren. Aus der

Forderung nach schonenden Eingriffen in die vorhandene Bausubstanz heraus ist es aber wünschenswert, daß die Rückverankerung nur mit der wirklich erforderlichen Stützkraft an der Lastabtragung beteiligt ist. In den Fällen, in denen geringe Verformungen der Stützmauer unschädlich sind, sollten die Erdanker deshalb nicht vorgespannt werden.

Dabei stellt sich die Frage nach der Größe der zu erwartenden Verformungen. Diese bewegen sich im Bereich des elastischen Anteils der Verformungen der Verpreßanker, da durch die nach DIN 4126 an jedem Einzelanker durchzuführende Abnahmeprüfung die zur Mobilisierung der Schubspannungen entlang des Verpreßkörpers notwendigen bleibenden Verformungen vorweggenommen werden.

Die Verteilung des belastenden Erddrucks hat großen Einfluß auf die Beanspruchung der rückverankerten Stützmauer. Sie ist sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung ungleichmäßig. Wie bereits beschrieben ist die vertikale Verteilung des Erddrucks in starkem Maße von der Vorspannung der Rückverankerung abhängig. Im Regelfall soll die Rückverankerung ohne Vorspannung eingebaut werden. In Anlehnung an [11] wird der Bemessung deshalb die klassische Erddruckverteilung zugrunde gelegt.

Unter Belastung verformt sich eine rückverankerte Stützmauer zwischen den Stützungsstellen stärker als in den Vertikalschnitten an den Ankerstellen (im folgenden als Ankerschnitte bezeichnet). Die unterschiedlichen Verformungen bedingen eine Umlagerung des Erddrucks zu den Stützungsstellen. Aus Analogie zu einem flüssigkeitsgestützten Schlitz wird für die Nachweisführung der Ansatz einer 20 %igen Erddruckumlagerung gemäß Abbildung 5.3.2 vorgeschlagen.

Für den Nachweis der Standsicherheit der ertüchtigten Stützmauer müssen folgende Versagensfälle ausgeschlossen werden:

äußere Standsicherheit

- Versagen der Gründung,
- Versagen der Horizontalverankerung,
- Bruch des gesamten Geländesprungs;

innere Standsicherheit

- Überschreiten der Mauerwerksdruckfestigkeit,
- Überschreiten der Biegefestigkeit im Mauerquerschnitt,

- Durchstanzen der Rückverankerung und
- Bruch der Mauer zwischen den horizontalen Stützstellen.

Von den aufgezählten Versagensmöglichkeiten sind der Verlust der äußeren Standsicherheit, das Überschreiten der Mauerwerksdruckfestigkeit sowie das Überschreiten der Biegefestigkeit im Mauerquerschnitt mit dem gegenwärtigen Stand des Wissens ausreichend genau beschreibbar. Für die anderen beiden Versagensmechanismen wird im folgenden eine Möglichkeit der rechnerischen Erfassung des Grenzzustandes beschrieben.

Zur rechnerischen Erfassung des **Durchstanzproblems** gibt es den Lösungsvorschlag, mit der MOHR-COULOMBSchen Bruchbedingung zu arbeiten [9]:

- mit τ ...zulässige Schubbeanspruchung,
 σ_z ... Mauerwerkshaftfestigkeit,
 σ_{Dm} ... mittlere Druckspannung im Mauerwerk
 senkrecht zur Scherfläche und
 μ ... Reibungsbeiwert.

Da die Mauerwerkshaftfestigkeit im allgemeinen gering ist, kommt der mittleren Druckspannung im Mauerwerk besondere Bedeutung zu. Die für den Durchstanznachweis relevante Druckspannung wirkt nur vertikal. Sie ist von der Vorspannkraft N sowie dem Abstand der Anker vom Mauerkopf a_v abhängig und darf die Mauerwerksdruckfestigkeit nicht überschreiten.

- mit A_N ... Fläche, die in Höhe der Horizontalanker Druckspannungen infolge der vertikalen Vorspannung ausgesetzt ist,
 γ_M ... Wichte des Mauermaterials und
 ... Vertikalkraftanteil in Höhe der Ankerlage.

Die Spannung σ_{Dm} ist dann für die Horizontalprojektion der Scherfläche $A_{s,h}$ die reibungswirksame Spannung. Damit läßt sich eine Beziehung für den Durchstanznachweis aufstellen:

- mit η ... Sicherheitsbeiwert. Da Reibung

nur im ungerissenen Teil der potentiellen Bruchfuge übertragen werden kann, ist bei der Be-

messung darauf zu achten, daß die Außermittigkeit infolge Erddruck in Höhe der Ankerlage kleiner als $d/6$ ist.

Grundlage für die rechnerische Behandlung des **Bruchs der Mauer zwischen den Stützstellen** ist die Tatsache, daß Mauerwerk in der Lage ist, Biegemomente quer zur Ebene durch eine Gewölbewirkung im Mauerquerschnitt aufzunehmen, wenn die Aufnahme von Kräften längs der Mauer gewährleistet ist. Im vorliegenden Fall entspricht das Tragverhalten der ertüchtigten Stützmauer zwischen den horizontalen Stützstellen einer dreiseitig gelagerten und ungleichmäßig belasteten Durchlaufplatte, wobei die Stützung durch die Anker punktförmig und die Stützung durch den Boden nachgiebig ist. Im Interesse einer überschaubaren Bemessung des Sanierungsverfahrens müssen Vereinfachungen getroffen werden.

Im ersten Schritt wird der obere Mauerteil mit der punktförmigen Stützung durch die Anker vom Gesamtsystem getrennt, wobei die Randschnittkräfte vernachlässigt werden. Das statische System für den abgetrennten Mauerteil wird auf einen Balken zurückgeführt, der an den Ankerstellen gestützt ist. Die Größe der Belastung dieses Balkens ist durch die maximale Stützkraft in Ankerebene vorgegeben. Entsprechend den in diesem Abschnitt angeführten Überlegungen wird eine 20-prozentige Erddruckumlagerung von den Feld- zu den Ankerschnitten zum Ansatz gebracht.

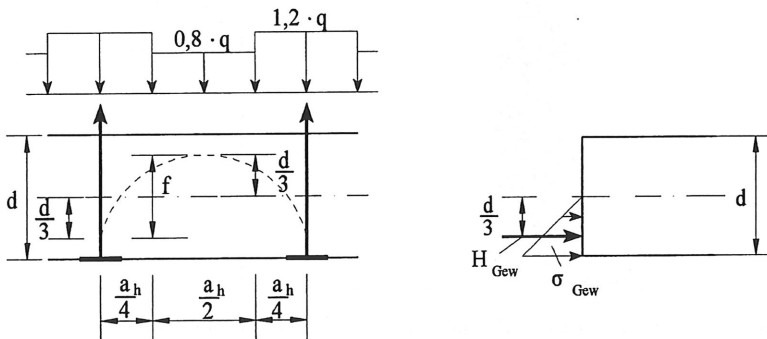


Abbildung 5.3.2: Gewölbewirkung im Mauerwerk

Das Tragverhalten eines Balkens aus Mauerwerk unter Biegung wird am besten durch einen Dreigelenkbogen beschrieben [9]. Dessen Stich f darf nicht größer als die doppelte zulässige Außermittigkeit der resultierenden Druckkraft im Mauerwerksquerschnitt werden. Nach

DIN 1053 ist die zulässige Außermittigkeit ein Drittel der Querschnittsbreite ($d/3$) und damit der Stich des Bogens maximal $2 \cdot d/3$.

Da die Stützung in Ankerebene punktförmig ist, ist die Breite des gedachten Bogens von der mitwirkenden Breite an den Stützungsstellen abhängig. Zur Klärung dieses Problems wurden Vergleichsrechnungen mit dem Finite-Elemente-Programm ANSYS durchgeführt, das räumliche Berechnungen erlaubt. Dabei wurde von einer unendlich langen Mauer ausgegangen und eine halbe Feldbreite (vom Ankerschnitt bis zur Feldmitte) herausgeschnitten. Das Mauerwerk wurde mit 1200 Elementen vom Typ Solid 65, einem 3-D-Struktur-Element, modelliert. Entlang der Schnittflächen wurde eine in Wandebene unverschiebliche Stützung angesetzt. Das Mauerstück war entlang der Sohlenvorderkante und an der Verankerungsstelle ebenfalls unverschieblich gestützt.

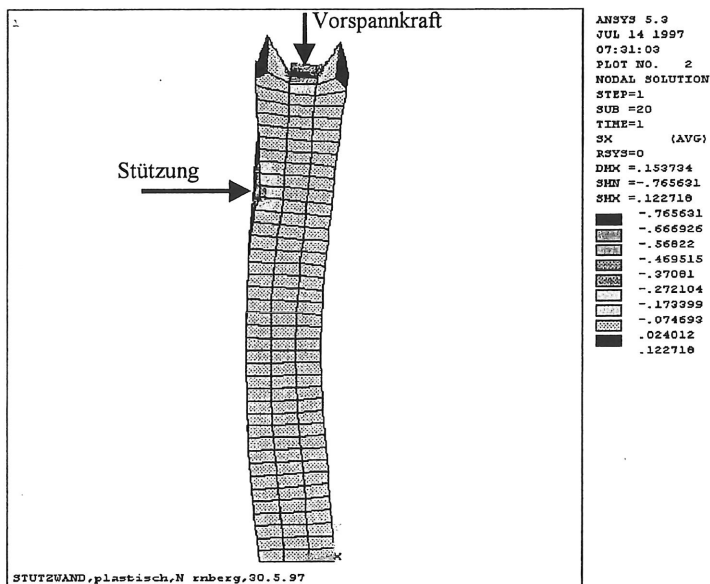


Abbildung 5.3.3: Verteilung der horizontalen Spannungen längs der Mauer im Ankerschnitt

Zur Überprüfung des gewählten Modells und der Eingaben wurde im ersten Schritt elastische Rechnungen durchgeführt. Danach wurde unter Nutzung des speziell für Mauerwerk entwickelten Stoffgesetzes von WILLIAM und WARNCKE [6], das Risse und Druckversagen in den Elementen zuläßt, plastisch gerechnet. Berechnungsziel war die Spannungsverteilung im Mauerquerschnitt.

Anhand der Verteilung der Druckspannungen im Mauerquerschnitt wurde eine mitwirkende Breite festgelegt, die dem 2,5-fachen der Breite der Lastverteilungsplatten der Horizontalanker entspricht (vergleiche Abbildung 5.3.3).

Durch den Gewölbeschub entstehen im Mauerquerschnitt horizontale Stützkkräfte, die sich an den Ankerstellen gegenseitig aufheben. Im Endbereich der sanierten Stützmauer müssen diese längs der Mauer gerichteten Kräfte durch Schräganker oder Ecken aufgenommen werden. Ein Bruch zwischen den Ankerstellen tritt dann ein, wenn die Druckspannung infolge des Gewölbeschubs die Druckfestigkeit des Mauerwerks übersteigt. Mit den Bezeichnungen aus Abbildung 5.3.2 ergibt sich für die Gewölbeschubkraft nach SALIGER [37]:

$$H_{\text{Gew}} = \frac{0,8 \cdot q \cdot a_h^2}{8 \cdot f} + \frac{0,4 \cdot q \cdot a_h^2}{32 \cdot f} = 0,1125 \cdot \frac{q \cdot a_h^2}{f}; \quad q = \frac{H_A}{a_h}$$

mit H_A ... maximale horizontale Stützkraft in Ankerebene

q ... Belastung des Balkens infolge Erddruck.

In der Bemessung wird nicht berücksichtigt, daß im Ankerschnitt, in dem die Druckspannung infolge des Gewölbeschubs maßgebend wird, aufgrund der vertikalen Vorspannung ein mehraxialer Spannungszustand herrscht, der zu einer erhöhten Druckfestigkeit von Mauerwerk führt.

Den in diesem Abschnitt beschriebenen Überlegungen liegen Annahmen zu den Versagensmechanismen, dem Materialverhalten und der Erddruckverteilung zugrunde, die durch experimentelle Untersuchungen überprüft werden müssen.

5.4 Großmaßstäbliche Modellversuche

5.4.1 Vorbereitung und Ziele

Im ersten Schritt wurden vom Verfasser kleinmaßstäbliche Versuche mit einer Modellmauer ($36,5 \times 15,7 \times 3$ cm) am Institut für Geotechnik der TU Dresden durchgeführt (Abbildung 5.4.1). Sie dienten dem Nachweis, daß eine senkrechte Vorspannung die Tragfähigkeit einer rückverankerten Stützmauer erhöht. Unter Ausnut-

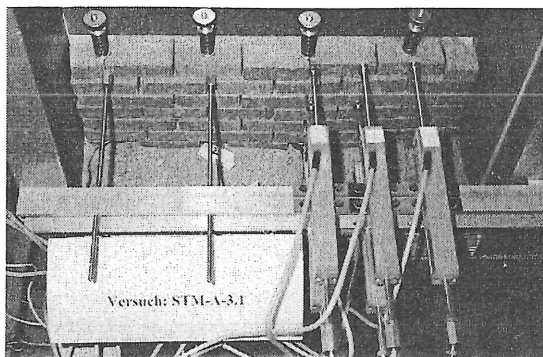


Abbildung 5.4.1: Ansicht eines kleinmaßstäblichen Modellversuchs

zung des Vorteils einer schnellen Versuchsabfolge sollten der Gesamtmechanismus veranschaulicht, zur Klärung des Durchstanzproblems beigetragen und Großversuche vorbereitet werden.

Bei den Versuchen wurden die Auflast auf der Hinterfüllung, die Vorspann- und die Stützkkräfte sowie die Wandverformungen gemessen. Es wurde versucht, eine möglichst große physikalische Ähnlichkeit der Modellversuche mit Stützmauern zu erreichen. Entsprechend dem Π -Theorem nach [16] wurden aus den Einflußparametern dimensionslose Variablen gebildet, die bei einem einheitlichen Modellmaßstab für Modell und Prototyp gleich sein müssen. Durch die Wahl geeigneter Abmessungen sowie originalgetreuen Mauer- und Hinterfüllmaterials war die Mauerwerksdruckfestigkeit der einzige Parameter, der nicht maßstabsgetreu übertragen werden konnte. Aus diesem Grunde lassen sich aus den kleinmaßstäblichen Modellversuchen diejenigen Mechanismen nicht auf Stützmauern übertragen, die von der Mauerwerksdruckfestigkeit abhängig sind. Das ist vor allem der Bruch der Mauer zwischen den Ankerstellen.

Die Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Modellversuche (Abbildung 5.4.2) zeigen, daß die vorgespannte und gestützte Modellmauer bei größerer vertikaler Vorspannung mehr Tragre-

serven als bei geringer vertikaler Vorspannung aufweist. Damit ist ein erstes Versuchsziel erreicht.

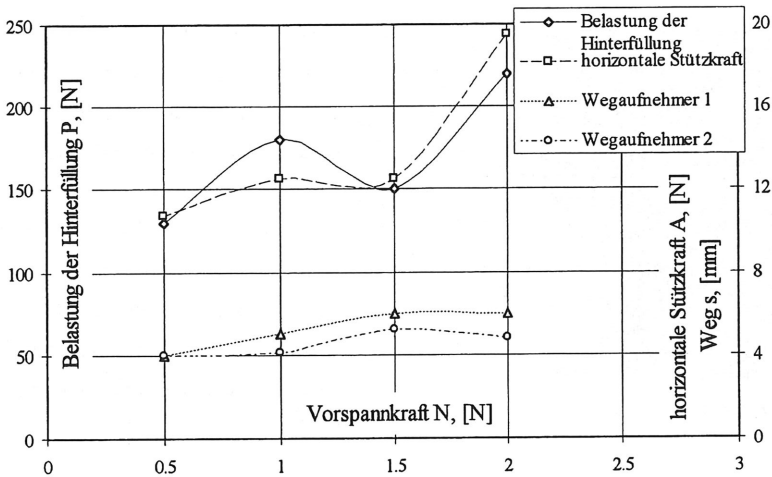


Abbildung 5.4.2: Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Modellversuche

Da jedoch nicht alle wichtigen Einflußparameter maßstabsgetreu übertragen werden konnten, sind zur Überprüfung der in Abschnitt 5.3 formulierten Berechnungsannahmen großmaßstäbliche Versuche notwendig. Bei deren Vorbereitung konnten die Erfahrungen der kleinmaßstäblichen Modellversuche hinsichtlich des Versuchsaufbaus, der Messung wichtiger Einflußgrößen und der Versuchsdurchführung genutzt werden.

Eine Gelegenheit für großmaßstäbliche Versuche ergab sich für den Verfasser mit freundlicher Unterstützung des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt (LGA) Bayern in Nürnberg, in deren Versuchshalle die Versuche durchgeführt werden konnten. In Einklang mit den Abmessungen der Versuchshalle wurde eine Mauerhöhe von 2 m gewählt. Da Stützmauern dieser Höhe keine Seltenheit sind, bedeuten die Versuche keine Verkleinerung des Prototyps.

In den kleinmaßstäblichen Modellversuchen konnte die Mauerwerksdruckfestigkeit nicht maßstabsgerecht abgebildet werden. Deshalb wurde den Parametern des Mauerwerks bei der Versuchsvorbereitung besondere Aufmerksamkeit beigemessen. Das verwendete Kalksand-

steinmauerwerk mit reinem Kalkmörtel besitzt nur eine geringe Mauerwerksdruckfestigkeit und dient der Nachbildung eines historischen Mauerwerks.

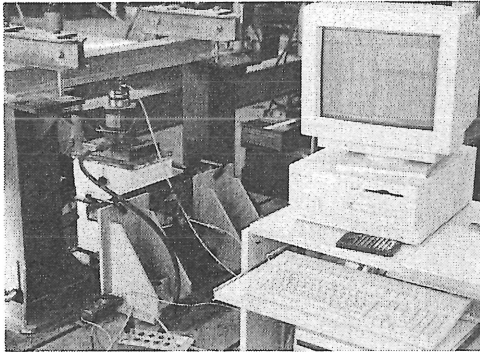


Abbildung 5.4.3: Laborversuche an Dreisteinkörpern

Von großer Bedeutung für die Überprüfung der Berechnungsannahmen anhand der Versuchsergebnisse ist die genaue Kenntnis der Schubfestigkeit des Modellmauerwerks. Aus diesem Grund wurden vom Verfasser Schubversuche an Dreisteinkörpern im Otto-Mohr-Laboratorium des Institutes für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden durchgeführt (Abbildung 5.4.3).

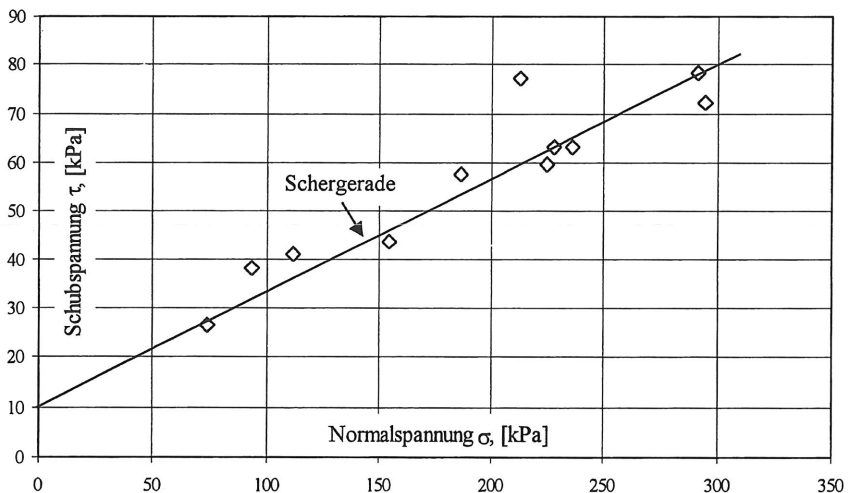


Abbildung 5.4.4: Ergebnisse der Schubversuche

Bei den Schubversuchen wurden die Auflast P zwischen 5 und 20 kN in Schritten von 5 kN variiert und zu jeder Laststufe 3 Teilversuche durchgeführt. Es konnten die Auflast, die Schubkraft und die Relativverschiebung zwischen den Steinen gemessen werden. Die Auswertung der Versuche ergab einen linearen Zusammenhang zwischen der Normal- und der Schubspannung in der Scherfuge (Abbildung 5.4.4). Somit läßt sich die Schubfestigkeit des

Versuchsmauerwerks mit Hilfe der MOHR-COULOMBSchen Bruchbedingung und den folgenden Parametern beschreiben: Datei: Beschreibung.doc letzte Änderung: 15.4.98

Reibungsbeiwert $\mu = 0,23$ und

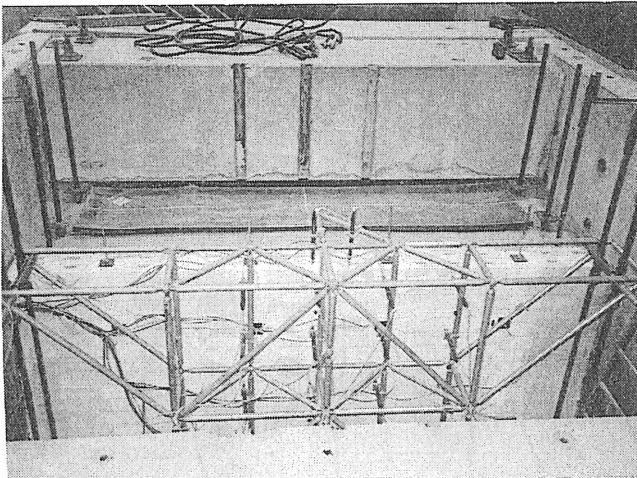
Haftfestigkeit $\sigma_z = 10 \text{ kPa}$.

Das ist eine erste Bestätigung für die in Abschnitt 5.3 getroffenen Annahmen für den Durchstanznachweis.

Das Hauptanliegen der großmaßstäblichen Modellversuche an der LGA Bayern in Nürnberg ist die Überprüfung der in Abschnitt 5.3 beschriebenen Versagensmechanismen, verbunden mit dem Nachweis, ob die dafür aufgestellten Berechnungsannahmen das Tragverhalten einer vorgespannten und rückverankerter Stützmauer ausreichend genau beschreiben. Von großer Bedeutung ist dabei die Ermittlung der Erddruckverteilung im Grenz- und im Gebrauchszustand.

Großversuche erfordern einen relativ hohen Aufwand an Zeit und Material, ermöglichen aber die Beobachtung wichtiger Größen ohne störende Maßstabseffekte. Deshalb wurde ein umfangreiches Meßprogramm für die Versuche aufgestellt.

5.4.2 Versuchsaufbau



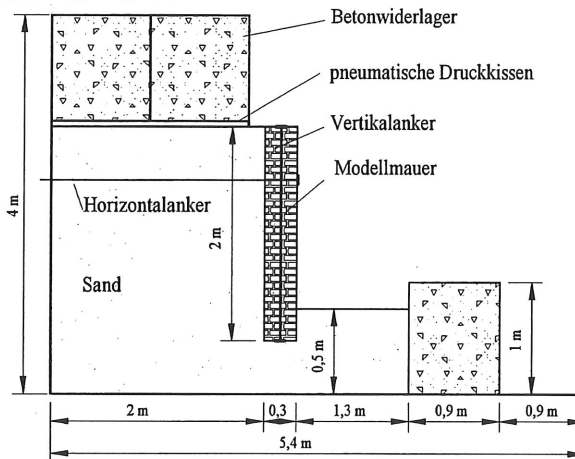
Für die Stützmauerversuche wurde eine 5,4 m lange, 4,4 m breite und 3,3 m tiefe Versuchsröhre am Grundbauinstitut der LGA Bayern in Nürnberg genutzt. Die Versuchshalle ist mit einem Kran ausgerüstet, der zu einem Bagger umgerüstet werden kann.

Abbildung 5.4.5: Ansicht der Versuchsröhre

Die Grube besitzt eine Einrichtung zur gleichmäßigen Belastung der Geländeoberfläche. Diese Flächenlast wird mit Hilfe von pneumatisch betriebenen Druckkissen mit einer Breite von 0,8 m und einer Länge von 4 m erzeugt.

Als Widerlager für die Druckkissen fungieren große Betonteile, die über Gewindestäbe $\varnothing = 40$ mm mit dem Versuchsgrubenboden verbunden sind. Um zu verhindern, daß diese Betonwiderlager bereits zu Beginn der Versuche die Sandoberfläche belasten, wurden sie mittels Stahlplatten und Muttern auf den Gewindestäben abgestützt. Wegen der Gewindestäbe für die Betonwiderlager war ein großer Abschirmeffekt an den seitlichen Begrenzungswänden der Versuchsgrube zu erwarten. Da auch die Druckkissen für die Belastungseinrichtung nur bis zu den Gewindestäben reichten, wurde für die Modellmauer eine rechnerische Breite von 4 m festgelegt. Zwischen der Mauer und den Begrenzungswänden der Versuchsgrube war ein Vlies eingelegt worden, damit die zu erwartenden Mauerverformungen so wenig wie möglich behindert, eine Kraftübertragung in Scheibenebene aber zugelassen werden sollten.

Die Modellmauer stand mit 2 m Höhe, einer Dicke von 0,3 m und einer Breite von 4 m in einem Ähnlichkeitsverhältnis zu der in den kleinmaßstäblichen Prinzipversuchen verwendeten Mauer. Sie war ohne Stützung rechnerisch gerade nicht mehr standsicher.



Die Modellversuche hatten vor allem die Untersuchung der inneren Tragfähigkeit zum Ziel. Aus diesem Grund wurde bei der Planung der Versuche angestrebt, das Versagen der Anker und der Gründung auszuschließen und trotzdem ein realitätsnahes Verformungsverhalten der Stützmauern zu ermöglichen. Die Modellmauer

Abbildung 5.4.2: Querschnitt durch den Versuchsaufbau

wurde auf einer 0,3 m dicken Sandschicht errichtet, die Vertikalverformungen in der Größenordnung der zu erwartenden Setzung, nicht aber die Ausbildung eines Grundbruchs zuließ. Der Behinderung des Versagens der Gründung durch Gleiten diente die Gründungstiefe von 0,2 m.

Der Verfüllungsraum hatte eine Breite von 2 m. Damit konnte sich der aktive Bruchkeil im Grenzzustand ungehindert ausbilden. Für die Modellversuche konnte eine Meßstation in einem abgeschlossenen Container genutzt werden. Dadurch war es möglich, die Meßwerte zentral zu erfassen, ohne den Versuchsablauf zu behindern. Außerdem war die empfindliche Meß- und Rechentechnik vor Verschmutzung geschützt.

5.4.3 Versuchsmaterialien

Mauerwerk

Für die Modellmauer wurden Kalk-Sand-Lochsteine der Formate 4 DF und 5 DF verwendet, die mit einem reinen Kalkmörtel im Verhältnis von einem Teil Baukalk zu drei Teilen Sand vermauert wurden. Stoß- und Lagerfugen betrugen jeweils 1 cm und wurden vollfugig ausgeführt. Der Versatz zwischen den einzelnen Steinschichten betrug 60 mm.

Ausgehend von der Steifigkeitsklasse von 8 N/mm^2 und der Mörtelgruppe I kann nach DIN 1053 mit einer Mauerwerksdruckfestigkeit von $0,6 \text{ N/mm}^2$ gerechnet werden. Da in den Versuchen die durch die Vorspannung erzeugten Normalspannungen im Mauerquerschnitt weit unter diesem Wert lagen, war ein Druckversagen des Mauerwerks unter den Lastverteilungsplatten für die Vertikalspannglieder nicht zu erwarten.

Die Schubfestigkeit des Mauerwerks kann im Ergebnis der in Abschnitt 5.4.1 beschriebenen Versuche durch folgende Beziehung dargestellt werden: $\tau = \sigma_{\text{Dm}} \cdot \mu + \sigma_{\text{Z}}$. Dabei ist μ der Reibungsbeiwert und beträgt 0,23; σ_{Z} ist die Haftfestigkeit und beträgt 10 kPa.

Hinterfüllmaterial

Die Modellmauer wurde mit einem trockenen Mittel- bis Grobsand hinterfüllt. Eine repräsentative Sieblinie ist im Anhang dargestellt. Wichtige Kennwerte des Versuchssandes enthält Tabelle 5.4.1.

Tabelle 5.4.1: Kennwerte des Versuchssandes

Klassifizierung nach DIN 18196		SE
Ungleichförmigkeitszahl	U	2,39
Korndichte	ρ_s	2,66 g/cm ³
Dichte bei lockerster Lagerung	$\rho_{\min}$	1,48 g/cm ³
Dichte bei dichtester Lagerung	$\rho_{\max}$	1,83 g/cm ³
im Versuch erreichte Lagerungsdichte	D	0,4
im Versuch vorhandener Reibungswinkel	φ	40°

Der Winkel der inneren Reibung des Versuchssandes ist von der Lagerungsdichte abhängig; deshalb wurde diese während der Versuche ermittelt. Nach dem Einbau und der Verdichtung jeder 0,3 m dicken Sandschicht wurde eine Densitometermessung durchgeführt. Von der Geländeoberfläche aus wurde die Dichte des Sandes dann noch mit je zwei leichten Rammsondierungen erkundet (Darstellung der Protokolle im Anhang). Die Densitometermessungen ergaben sehr hohe Dichten, zum Teil größer als die Dichte des Sandes bei dichtester Lagerung. Das ist auf die Verspannung der Sandoberfläche nach dem Verdichten zurückzuführen. Da diese Verspannung jedoch nicht für die gesamte Sandschicht repräsentativ war und sich während der Verdichtung der höher gelegenen Schichten teilweise wieder löste, wie es auch die Rammprotokolle verdeutlichen, können die Ergebnisse der Densitometermessungen nicht zur Ermittlung der Lagerungsdichte der Hinterfüllung herangezogen werden.

Die Auswertung der leichten Rammsondierungen ergab eine mit der Tiefe zunehmende Lagerungsdichte. Die Mittelung über die Mauerhöhe führte zu einer mitteldichten Lagerung.

Durch den Verfasser wurden Rahmenscherversuche mit dem Versuchssand durchgeführt (Scherfläche 32 cm², Darstellung der Ergebnisse im Anhang). Der Sand wurde mit mitteldichter Lagerung eingebaut und bei einer Normalspannung, die der bei den Stützmauerversuchen in der Hinterfüllung herrschenden mittleren Normalspannung entsprach, abgeschert. Der Winkel der inneren Reibung wurde mit $\varphi = 40^\circ$ ermittelt. Dieses Ergebnis steht in Überein-

stimmung mit dem von ZANZINGER in [47] angegebenen Reibungswinkel für den gleichen Sand, der unter ähnlichen Bedingungen eingebaut wurde.

Die vertikale Vorspannung und im ersten Teilversuch auch die Rückverankerung wurden mit glattem Stabstahl der Stahlgüte St 37 verwirklicht. Der Durchmesser betrug für die Vertikalstäbe 14 mm und für die Horizontalstäbe 10 mm. Die Endbefestigungen am Mauerwerk wurden mit Ankerplatten der Größe 100 x 100 mm ausgeführt. Die Rückverankerung der Horizontalstäbe in der Grubenbegrenzungswand wurde durch Mauerdübel ermöglicht. Da jedoch die Horizontalstäbe unterbemessen waren und am Ende des ersten Teilversuches plastische Verformungen aufwiesen, wurden sie in den darauffolgenden Teilversuchen durch Steifen ersetzt.

5.4.4 Meßgrößen und ihre Erfassung

Die Modellversuche wurden von einem umfangreichen Meßprogramm begleitet und mit einer Videokamera gefilmt. Es wurden die Belastung der Geländeoberfläche der Hinterfüllung, die Vorspannung der Mauer, die Stützkkräfte, die Verformung der Mauer und der Erddruck auf die Mauerrückseite gemessen. Zusätzlich wurde das Rißbild aufgenommen. Außer dem Erddruck wurden alle Meßwerte mit einem Vielstellenmeßgerät erfaßt, das mit Hilfe eines Programms gesteuert wurde. Diese Meßwerterfassung ermöglichte eine Sofortüberwachung der einzelnen Meßgrößen während der Versuche und eine einfache Weiterbearbeitung der gemessenen Werte nach Versuchsabschluß.

Der entscheidende Parameter für die Beurteilung der Tragfähigkeit der sanierten Mauer war die Flächenlast auf der Hinterfüllung q , die zum Bruch führte. Dieser Flächenlast entsprach der Luftdruck in den pneumatisch betriebenen Druckkissen p , der kontinuierlich gemessen wurde. Zu diesem Zweck war in der Luftdruckleitung ein Druckaufnehmer (Meßbereich 6 bar) installiert. Für die Luftversorgung konnte das Zentralnetz des LGA-Grundbauinstituts genutzt werden, die eine sehr feine Luftdruckregelung (1 kPa) zuließ.

Für die Verformungsmessung wurde ein Meßgerüst verwendet, das unabhängig vom übrigen Versuchsaufbau aufgelagert war. Dieses Meßgerüst ermöglichte die Anordnung von 22 Weggebern (19 Stück GWW-100 und 3 Stück potentiometrische Wegaufnehmer mit einem Meßweg von jeweils 100 mm). Die Aufnehmer wurden in 5 vertikalen Schnitten vor und zwi-

schen den Ankerschnitten angeordnet; mit 2 Weggebern wurde die Setzung der Mauerkrone gemessen. Eine Ergänzung der Verformungsmessung stellte die Rißaufnahme dar. Dazu wurde die Ansichtsfläche der Modellmauer vor Versuchsbeginn mit einer Gipsschlämme bestrichen. Die entstandenen Risse wurden mit farbigen Stiften nach den einzelnen Laststufen nachgezeichnet und am Ende jedes Versuches auf ein vorbereitetes Fugenbild übertragen.

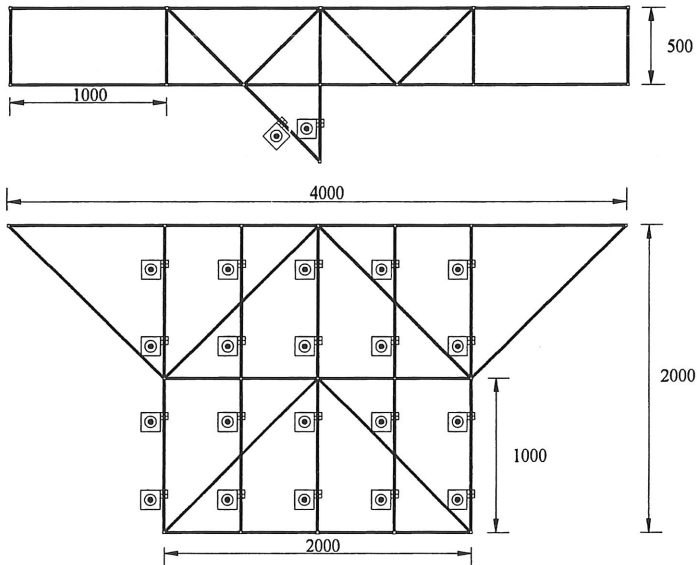


Abbildung 5.4.3: Maßgerüst mit Wegaufnehmeranordnung

Um die Horizontalankerkkräfte während des gesamten Versuchs messen zu können, wurden die Stäbe mit Dehnmessstreifen (DMS) beklebt und in einer Zug-Prüfmaschine kalibriert. Da es am Ende des ersten Versuches zu großen Verformungen in den Stäben gekommen war, wurden sie in den Versuchen 2 und 3 durch Steifen ersetzt. Die Kräfte wurden dabei mittels Kraftmeßdosen gemessen, deren Meßprinzip auf Öldruck basierte. Leider war die Einbindung dieser Kraftmeßdosen in die automatische Meßwerterfassung nicht möglich, so daß sie für jede Laststufe extra abgelesen werden mußten. Ebenso wie die Horizontalstäbe waren die Vertikalstäbe mit DMS beklebt und in einer Zug-Prüfmaschine kalibriert worden.

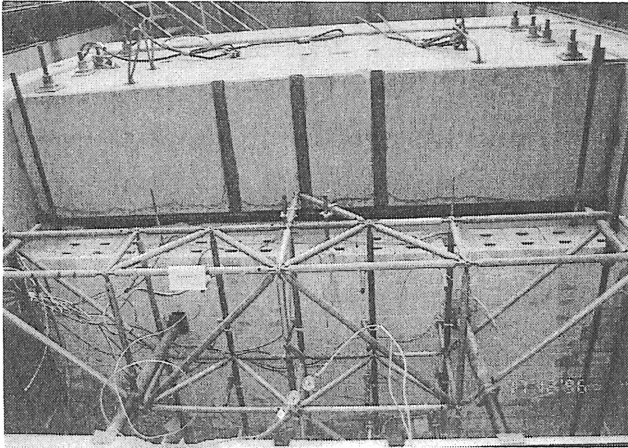


Abbildung 5.4.8: Verwirklichung der Horizontalstützung mittels Steifen

Die Messung des Erddrucks erfolgte über pneumatisch betriebene Ventilgeber (Länge: 20 cm, Breite: 10 cm). Von einem Luftmengenregler aus wurden die Aufnehmer einzeln angesteuert, während der Druck mit einem elektrischen Druckaufnehmer gemessen

wurde. Nach dem Erreichen von vorher festgelegten Auflaststufen wurden die Erddruckgeber durchgemessen. Dazu mußte die Dauermessung der übrigen Meßgrößen unterbrochen werden. Die Aufnehmer wurden im Mörtelbett so verlegt, daß eine ebene Rückseite der Modellmauer erhalten werden konnte (Abbildung 5.4.9).

5.4.5 Versuchsprogramm und Versuchsdurchführung

Es wurden drei Großversuche durchgeführt. Der Ausgangspunkt für die Untersuchungen war ein Versuch mit einer Modellmauer, die durch Horizontalanker im Abstand von 1 m gestützt und mit 10 kN vertikal vorgespannt war.

Der zweite Versuch wurde bei Beibehaltung aller anderen Werte ohne vertikale Vorspannung durchgeführt. Damit sollte im Vergleich mit dem ersten Versuch die Tragfähigkeitserhöhung einer rückverankerten Stützmauer durch vertikale Vorspannung untersucht werden.

Beim dritten Versuch schließlich wurde zur Untersuchung der Quertragwirkung der sanierten Mauer der horizontale Ankerabstand verdoppelt. In diesem Versuch betrug die Vorspannung 20 kN.

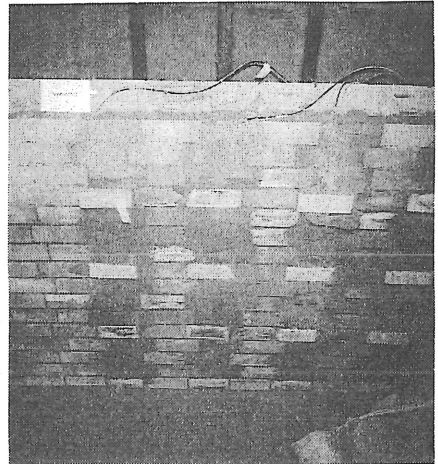
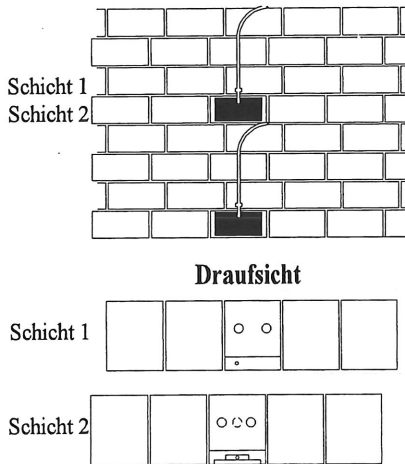


Abbildung 5.4.5: Erddruckaufnehmer im eingebauten Zustand

Der Versuchsablauf läßt sich in eine Vorbereitungs- und eine Meßphase unterteilen. Im folgenden ist der Aufbau eines Einzelversuchs beschrieben:

- Herstellung des Gründungsplanums auf einer 30 cm dicken Sandschicht (Verdichtung mit Hilfe einer 250 kg schweren Rüttelplatte in zwei Übergängen),
- Errichtung der Modellwand bei gleichzeitigem Einbau der Vertikalstäbe,
- In den Versuchen 2 und 3: Einbau des Meßgerüsts,
- Absteifung der Mauer gegen Betonwiderlager (Abbildung 5.4.6),
- Durchführung einer Nullmessung der Erddruckgeber,
- Einbau und Verdichtung der Hinterfüllung in Schichten von 30 cm Dicke,
- Nach Fertigstellung jeder Schicht: Durchführung je einer Densitometer- und einer Erddruckmessung,
- Nach dem vollständigen Einbau der Hinterfüllung: Durchführung von zwei leichten Rammsondierungen,
- Vorspannen der Vertikalstäbe (Abbildung 5.4.7),
- In Versuch 1: handfeste Verschraubung der Anker gegen die Lastverteilungsplatten (Größe 100 x 100 mm),
- In den Versuchen 2 und 3: Einbau der für die horizontale Stützung vorgesehenen und ebenfalls handfest angezogenen Steifen mit den Kraftmeßdosen,
- Durchführung einer Erddruckmessung,

- Ausbau der Absteifung,
- In Versuch 1: Einbau des Meßgerüsts,
- Nullmessung der Weggeber und Durchführung einer Erddruckmessung,
- Einbau der Belastungskissen und der Betonwiderlager,

Nach einem Probedurchlauf der Meßeinrichtung begann der eigentliche Versuch. Dabei wurden die Meßstellen mit Ausnahme des Erddrucks alle zwei Sekunden abgefragt. Die Entwicklung der Meßgrößen konnte bereits während der Versuche anhand von Grafiken verfolgt werden. Die Belastung der Oberfläche der Hinterfüllung wurde in Stufen von 10 kPa erhöht. Vor dem Aufbringen der Flächenlast und bei jedem Vielfachen von 50 kPa erfolgte eine Erddruckmessung.

Die Versuche wurden nach optisch erkennbaren ruckartigen Verformungen in der Größenordnung von 1 bis 2 cm abgebrochen und der Auflastdruck weggenommen. Nach dem Ausbau des Sandes wurde noch eine Leermessung der Erddruckgeber durchgeführt.

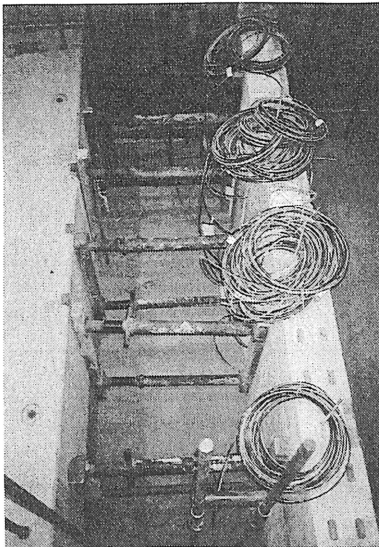


Abbildung 5.4.10: Absteifung der Versuchswand



Abbildung 5.4.11: Vorspannen der Vertikalanker

5.5 Darstellung und Bewertung der Versuchsergebnisse

5.5.1 Traglast der Modellmauer und beobachtete Bruchmechanismen

Um Aussagen über die Tragfähigkeit einer senkrecht vorgespannten und rückverankerten Stützmauer zu bekommen, wurde die Versuchsmauer durch den Erddruck bis zum Versagen belastet. Die Erhöhung des Erddruckes erfolgte durch die Steigerung der Belastung der Hinterfüllungsoberfläche.

Als Versagen wurde der Moment des Auftretens ruckartiger Verformungen der Modellmauer, die in Höhe der Stützstellen größer als 2 mm waren, definiert. Die Entwicklung des Kissendruckes wurde deshalb zusammen mit zwei repräsentativen Wegaufnehmern dargestellt und daraus die Bruchbelastung ermittelt (Abbildung 5.5.1 bis 5.5.3).

Die zum Zeitpunkt des Versagens der Mauer auf die Hinterfüllung wirkende Flächenlast ist ein wichtiges Maß für die von der Mauer aufnehmbare Belastung, da sie unmittelbar den Erddruck beeinflusst und der Erddruckanteil infolge der Oberflächenlast auf der Hinterfüllung im Bruchzustand bei allen drei Versuchen deutlich überwiegt (siehe Abschnitt 5.5.2). Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die durchgeführten Versuche mit der zugehörigen Flächenlast auf der Hinterfüllung im Bruchzustand.

Tabelle 5.5.1: Traglast der Modellmauer

Ver-such	horizontaler An-kerabstand a_h , m	vertikale Vor-spannkraft N , kN	Kissendruck p , kN/m ² (entspricht der Flächenlast auf der Hinterfüllung im Bruchzustand q)
1	1	10	140
2	1	0	100
3	2	20	110

Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß durch die vertikale Vorspannung eine deutliche Steigerung der Traglast zu verzeichnen war. Während bei gleicher Geometrie (Versuche 1 und 2) eine 40-prozentige Erhöhung der Flächenlast auf der Hinterfüllung im Bruchzustand durch eine vertikale Vorspannung von $N = 10$ kN möglich wurde, konnte eine Verdopplung des horizontalen Ankerabstandes (Versuche 2 und 3) bei annähernd gleicher Bruchlast durch eine

vertikale Vorspannung von $N = 20 \text{ kN}$ erreicht werden. Damit ist ein wesentliches Versuchsziel, der Nachweis der Erhöhung der Tragfähigkeit einer rückverankerten Stützmauer durch senkrechte Vorspannung, erreicht worden.

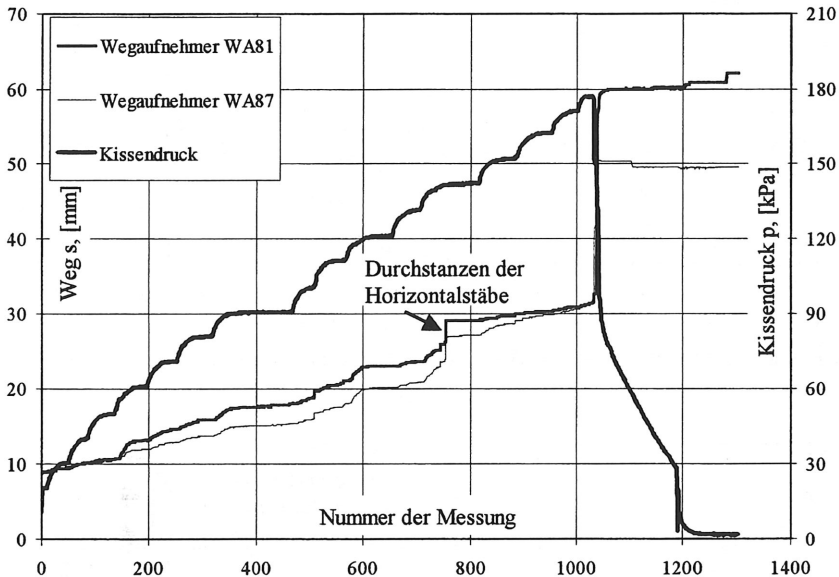


Abbildung 5.5.1: Meßwerte für den Kissendruck und zwei repräsentative Wegaufnehmer in Versuch 1

In den Versuchen 1 und 2 kam es zum Durchstanzen der Stützstellen. In Versuch 3 konnten gleichzeitig ein Durchstanzen der Steifen und ein Bruch zwischen den Stützstellen beobachtet werden. Es wurden also die Vorgaben für die Modellversuche, ein Versagen der Gründung auszuschließen, eingehalten. Da die gemessenen Bewegungen der Versuchsmauer gezeigt haben, daß es keine nennenswerte Verformungsbehinderung in der Gründung gegeben hat, können die Ergebnisse der Versuche zur Überprüfung der Berechnungsannahmen für die innere Standsicherheit einer rückverankerten und vorgespannten Stützmauer herangezogen werden.

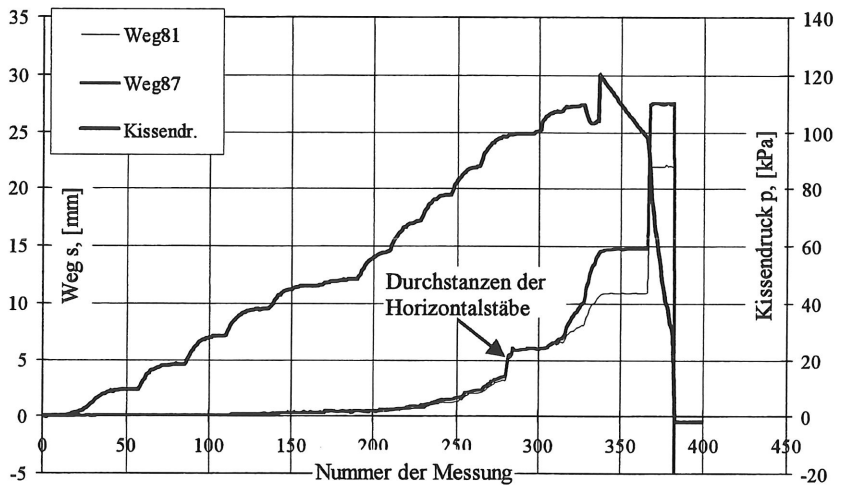


Abbildung 5.5.2: Meßwerte für den Kissenruck und zwei repräsentative Wegaufnehmer in Versuch 2

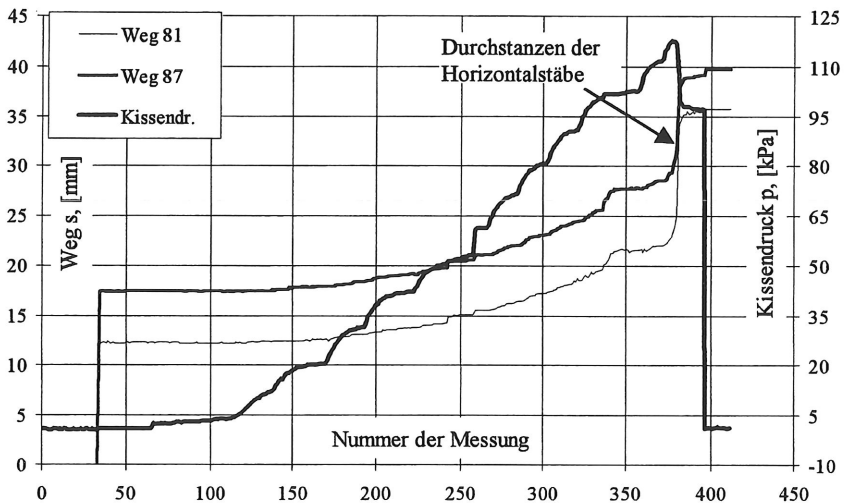


Abbildung 5.5.3: Meßwerte für den Kissenruck und zwei repräsentative Wegaufnehmer in Versuch 3

Während der Versuche lag die maximale Normalspannung im Mauerwerk weit unter der von der DIN 1053 angegebenen zulässigen Mauerwerksdruckfestigkeit für die Versuchsmauer (zul $\sigma_D = 0,6 \text{ N/mm}^2$ mit MG I und Steinfestigkeitsklasse 8). Das bedeutet, daß eine höhere Vorspannung, als sie in den Versuchen aufgebracht wurde, und damit eine weitere Steigerung

der Traglast möglich gewesen wäre. Andererseits zeigt es auch, daß bereits mit relativ geringer vertikaler Vorspannung eine deutliche Traglasterrhöhung für die zu ertüchtigende Stützmauer erreicht werden kann. Je geringer aber der Aufwand für das Herstellen der Vorspannung, desto kostengünstiger wird das Verfahren.

5.5.2 Erddruckentwicklung

Die 16 Erddruckgeber sollten Aufschluß über die Erddruckverteilung im Gebrauchs- und im Grenzzustand einer vorgespannten und rückverankerten Stützmauer geben. Sie wurden in jeweils 4 Vertikal- und Horizontalschnitten angeordnet. Die Vertikalschnitte waren als Ankerschnitte an den horizontalen Stützstellen und als Feldschnitte in der Mitte zwischen diesen geplant worden. Aus diesem Grund gab es in Versuch 3 mit der Änderung der Stützweite auch eine veränderte Erddruckgeberanordnung gegenüber den ersten beiden Versuchen (Abbildung 5.5.4 und 5.5.5).

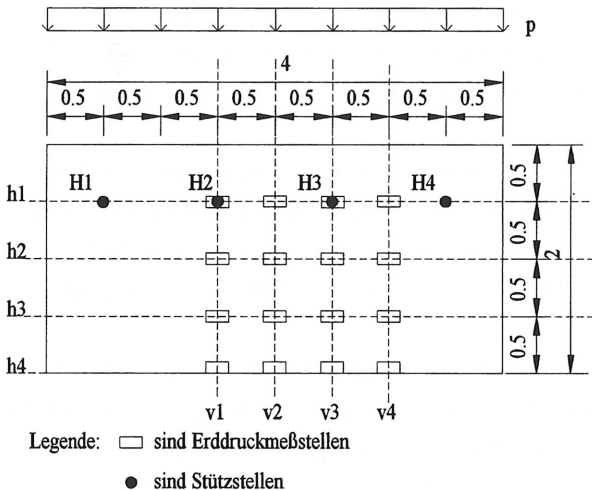


Abbildung 5.5.4: Anordnung der Erddruckaufnehmer in den Versuchen 1 und 2, Ansicht der Mauerrückseite

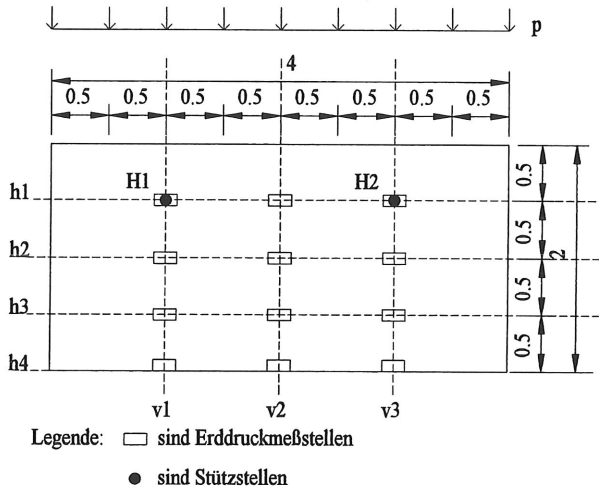


Abbildung 5.5.5: Anordnung der Erddruckaufnehmer in Versuch 3, Ansicht der Mauerrückseite

Bei allen 3 Versuchen war der Erddruck während des lagenweisen Einbaus der Hinterfüllung, nach dem Ausbau der Absteifung sowie nach dem Aufbringen von jeweils 50 und 100 kPa Flächenlast auf die Hinterfüllung gemessen worden (in Versuch 1 zusätzlich bei 150 kPa).

Zur Bewertung der Qualität der Erddruckmessungen werden für jeden Versuch die Gesamterddruckkräfte miteinander verglichen. Da die Geometrie der Versuche und die Belastung der Hinterfüllung gleich waren, mußte auch die Gesamterddruckkraft auf die Modellmauer in allen drei Versuchen gleich sein. In Tabelle 5.5.2 sind diese Werte zusammengestellt worden.

Die Meßaufnehmer waren so angeordnet worden, daß sie so wenig wie möglich durch die Versuchsgrubenbegrenzung beeinflusst wurden. Es kann deshalb angenommen werden, daß sie den Erddruck auf eine unendlich lange Wand widerspiegeln. Die Gesamterddruckkraft ergibt sich aus dem Flächeninhalt der Verteilung des Erddrucks über die Mauerhöhe (Abbildung 5.5.6). Für die Darstellung der Erddruckverteilung über die Mauerhöhe wurden die Mittelwerte der Messungen in den Horizontalschnitten gebildet. Zusätzlich zu den 4 Mittelwerten je Vertikalschnitt ist noch bekannt, daß die Erddruckordinate an der Maueroberkante $e = 0$ beträgt. Da bei einer unendlich langen Wand die Anzahl der Ankerschnitte gleich ist, in Versuch 3 neben zwei Ankerschnitten jedoch nur ein Feldschnitt gemessen wurde, muß dieser bei der Mittelung mit doppelter Wertigkeit berücksichtigt werden.

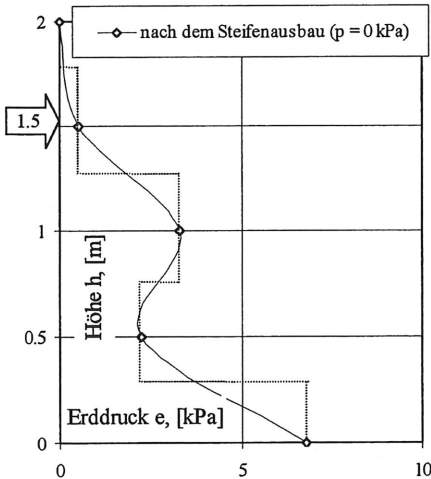


Abbildung 5.5.6: Erddruckspannungen zur Ermittlung der Gesamterdruckkraft in Versuch 2

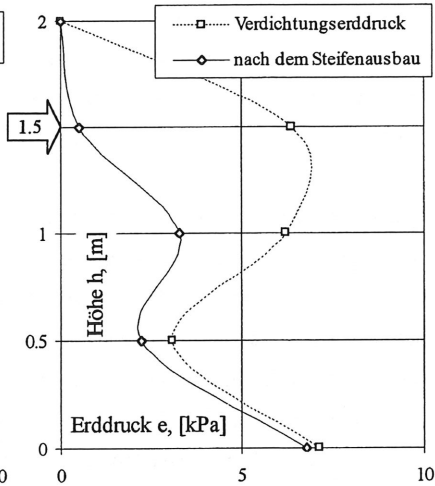


Abbildung 5.5.7: Abbau des Verdichtungserddrucks in Versuch 2

Tabelle 5.5.2: Vergleich der Gesamterddruckkräfte

p, kPa	Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
	E_h , kN	E_h , kN	E_h , kN
0	22,49	16,99	25,20
50	42,83	48,05	45,24
100	105,83	95,02	86,59

Die Gesamterddrücke der 3 Versuche weisen für Erddruckmessungen relativ geringe Unterschiede auf. Da in den Abweichungen keine Tendenz zu beobachten ist und sie prozentual am größten bei dem geringsten Spannungsniveau ($p = 0$) sind, können die Unterschiede der Gesamterddrücke der 3 Versuche mit Meßwertstreuungen erklärt werden.

Zur Beurteilung der Größe des belastenden Erddrucks sollen die Meßwerte mit dem Ergebnis der Vergleichsrechnungen nach der Erddrucktheorie verglichen werden. In den Versuchen waren die Stützungsstellen nicht vorgespannt worden, damit sich nach dem Ausbau der Absteifung der aktive Grenzzustand in der Hinterfüllung ausbilden konnte. Die Annahme, daß

der aktive Erddruck auf die Modellmauer gewirkt hat, wird dadurch gestützt, daß der Verdichtungserddruck nach dem Ausbau der Absteifung vollständig abgebaut und die Erddruckverteilung ohne Auflast auf der Hinterfüllung annähernd dreieckförmig war (Abbildung 5.5.7).

Den Vergleichsrechnungen liegt der Winkel der inneren Reibung von $\varphi = 40^\circ$ zugrunde, wie er für den Versuchssand mit der in den Modellversuchen vorhandenen Lagerungsdichte charakteristisch ist (Abschnitt 5.4.3). Der für die Berechnungen ebenfalls wichtige Erddruckrichtungswinkel kann in der Größe $\delta = 2/3 \cdot \varphi$ angesetzt werden, da die Mauerrückseite rauh war und durch den Einbau des Sandes mit Verdichtung Reibung entlang der Mauerrückseite mobilisiert worden ist. Das Ergebnis des Vergleiches des Mittelwertes der Gesamterddrücke mit der rechnerischen aktiven Erddruckkraft auf die Modellmauer ist in Tabelle 5.5.3 dargestellt.

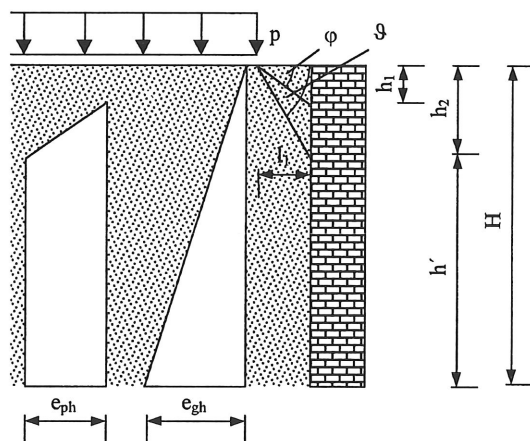


Abbildung 5.5.8: Bezeichnungen für die Vergleichsrechnungen

Bei der Berechnung des Erddrucks infolge Auflast auf der Hinterfüllung mußte berücksichtigt werden, daß die Belastungskissen nicht bis an die Mauerrückseite herangelegt werden konnten. Wegen der Stäbe für die Halterung der Betonwiderlager, gegen die sich die Belastungskissen abstützten, betrug der Abstand zwischen Kissen und Mauerrückseite 0,25 m. Während der Versuche

war beobachtet worden, daß die Kissen im Randbereich sehr steif waren. Deshalb wird in der Rechnung versucht, diese Beobachtung durch eine Vergrößerung des rechnerischen Abstandes zwischen der Auflast auf der Hinterfüllung und der Mauerrückseite um 0,05 m auf 0,3 m zu berücksichtigen.

Weiterhin wurde beobachtet, daß durch das Aufbringen der Flächenlast zum Teil starke Verformungen der Hinterfüllung hervorgerufen wurden. Die Setzungsmulde von mehreren Zen-

timetern nach Versuchsende korrespondiert mit den Wandverformungen (für Versuch 3 beispielhaft dargestellt in Abbildung 5.5.9) [17]. Die dadurch gegenüber dem Zustand der unbelasteten Hinterfüllung größeren Relativverformungen zwischen Sand und Modellmauer bewirkten eine Vergrößerung des Vertikalanteils des Erddrucks. Dem wird in der Vergleichsrechnung durch die Annahme des Erddruckrichtungswinkels $\delta = \cdot$ vom Beginn der Belastung der Hinterfüllung an Rechnung getragen.

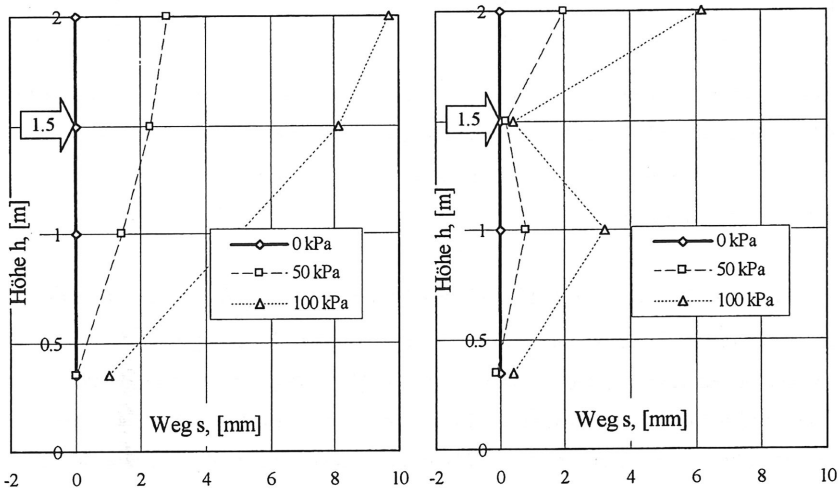


Abbildung 5.5.9: Verformungen der Modellmauer in Versuch 3 (ein Feld- und ein Ankerschnitt)

Mit den Bezeichnungen nach Abbildung 5.5.8 und der Wandlänge L ergibt sich die rechnerische aktive Erddruckkraft nach folgender Rechnung:

$$l_1 = 0,3 \text{ m}; \quad \vartheta = 62^\circ; \quad \varphi = 40^\circ; \quad h_1 = l_1 \cdot \tan \varphi = 0,25 \text{ m};$$

$$h_2 = l_1 \cdot \tan \vartheta = 0,31 \text{ m}; \quad h' = H - h_2 = 1,44 \text{ m};$$

$$K_{agh} = 0,179 \quad \text{für} \quad \delta = \frac{2 \cdot \varphi}{3} \quad \text{und} \quad K_{agh} = 0,161 \quad \text{für} \quad \delta = \varphi;$$

$$e_{agh} = \gamma \cdot H \cdot K_{agh}; \quad E_{agh} = e_{agh} \cdot \frac{H}{2};$$

$$e_{aph} = p \cdot K_{agh}; \quad E_{aph} = e_{aph} \cdot \left(\frac{h_2 - h_1}{2} + h' \right);$$

$$E_{ah} = (E_{agh} + E_{aph}) \cdot L.$$

Tabelle 5.5.3: Vergleich der mittleren Gesamterddruckkräfte aus den Versuchen mit den Rechenwerten

p, kPa	Mittelwert der Versuche E _b , kN	Rechenwert E _b , kN	Abweichung %
0	21,56	22,91	5,89
50	45,37	71,97	36,97
100	95,81	123,33	22,31

Dieser Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen Rechen- und Meßwert für die Messung ohne Auflast auf der Hinterfüllung ($p = 0$), so daß die Annahmen hinsichtlich des aktiven Grenzzustandes und des Erddruckrichtungswinkels $\delta = 2/3 \cdot \alpha$ als zutreffend eingeschätzt werden können.

Die Ergebnisse der Messungen mit Auflast auf der Hinterfüllung ($p \neq 0$) liegen deutlich unter den berechneten aktiven Erddruckkräften bei einem Erddruckrichtungswinkel $\delta = \dots$. Da es für die der Berechnung zugrunde gelegte Geometrie (Abbildung 5.5.8) keine kleinere rechnerische Erddruckkraft gibt, müssen die Unterschiede zwischen den Meß- und Theoriewerten hauptsächlich in der Realisierung der Flächenlast auf der Hinterfüllung begründet sein. Die Belastungskissen sind für einen Maximaldruck von 1600 kPa ausgelegt und verhalten sich deshalb bei geringen Drücken in den Rand- und Eckbereichen steifer als in der Mitte. Je größer der Druck im Kissen und je größer die Verformungen des Sandes unter der Kissenmitte, desto gleichmäßiger verteilt sich der Druck auf die Kissenfläche. Diese Überlegung wird durch die Tatsache gestützt, daß der Unterschied zwischen den Meß- und Rechenwerten bei einem Kissendruck von $p = 100$ kPa wesentlich geringer ist als bei $p = 50$ kPa.

Zusammenfassend kann man aus der Vergleichsrechnung den Schluß ziehen, daß die Bemessung einer senkrecht vorgespannten und ohne Vorspannung rückverankerten Stützmauer mit Hilfe des aktiven Erddrucks auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert.

Eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Erddruckverteilung auf die Modellmauer ist von entscheidender Bedeutung für die Bemessung. Abbildung 5.5.10 enthält beispielhaft die räumliche Darstellung der Erddruckverteilung in Versuch 2. Mit zunehmender Belastung der Hinterfüllung ist eine deutliche Erddruckumlagerung zu den Stützstellen sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung zu erkennen. Da bei der Bemessung die Tragwirkung in verti-

statischer und horizontaler Richtung getrennt betrachtet wird, soll auch die Quantifizierung der gemessenen Erddruckumlagerung in beide Richtungen getrennt erfolgen.

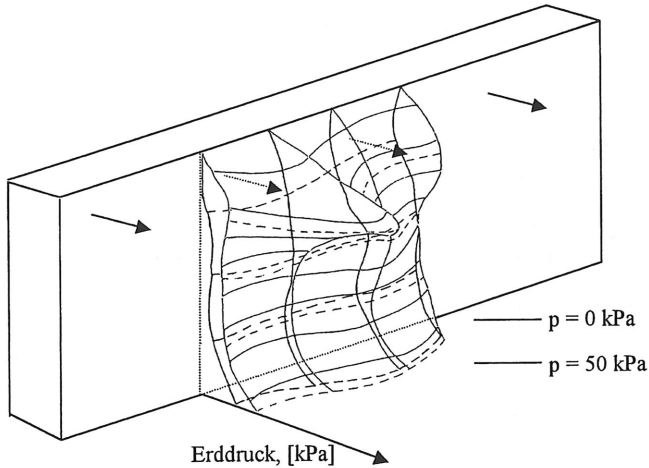


Abbildung 5.5.10: Räumliche Darstellung der Erddruckverteilung in Versuch 2

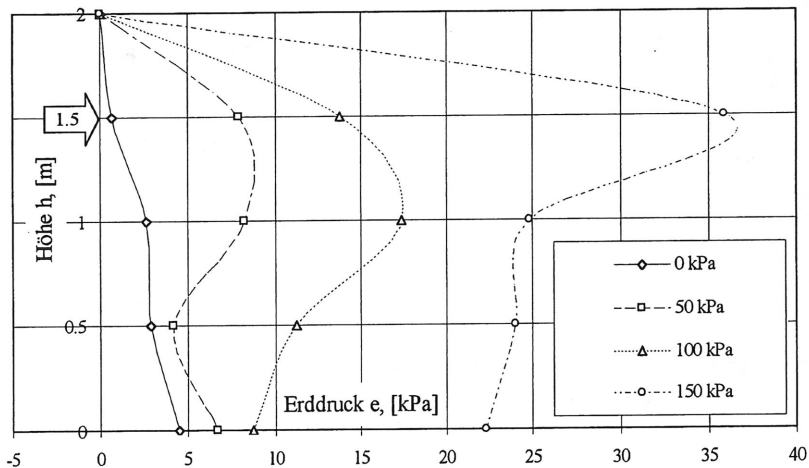


Abbildung 5.5.11: Erddruckverteilung über die Mauerhöhe:

Mittelwerte der Horizontalschnitte aus Versuch 1

Bei der statischen Berechnung einer senkrecht vorgespannten und rückverankerten Stützmauer wird für den Nachweis der äußeren Standsicherheit von einer unendlich langen und linien-

förmig gestützten Mauer ausgegangen, die durch den Erddruck belastet wird. In Anlehnung daran wurden die Erddruckmeßwerte über die Horizontalschnitte gemittelt und über die Höhe aufgetragen. In den Abbildungen 5.5.11-5.5.13 sind die daraus folgenden Erddruckverteilungen der drei Teilversuche dargestellt.

Es ist ersichtlich, daß sich die Verteilung des Erddrucks über die Mauerhöhe mit der Zunahme des Kissendrucks ändert. Nach dem Steifenausbau, also ohne Flächenlast auf der Hinterfüllung ($p = 0$), kann man eine Dreiecksverteilung erkennen. Obwohl Gründung und Horizontalanker gleichzeitig Last bekommen, gab es zu diesem Zeitpunkt noch keine nennenswerte Umlagerung der klassischen Erddruckverteilung zu den Stützstellen.

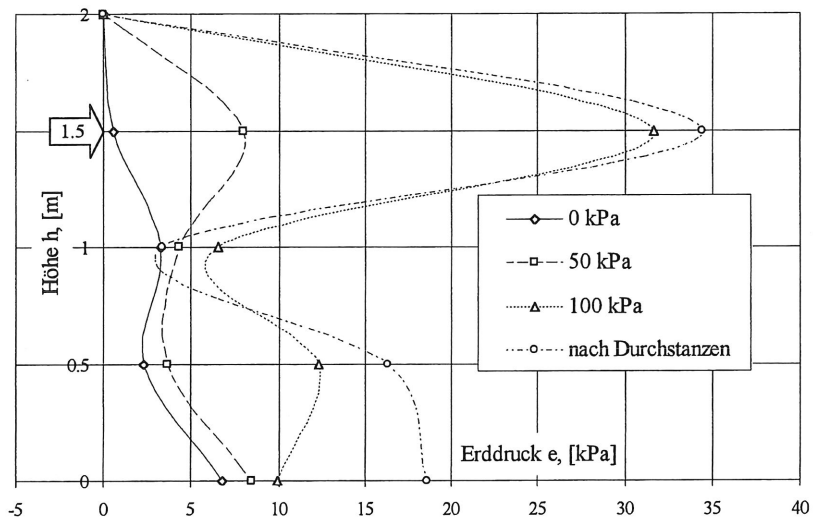


Abbildung 5.5.12: Erddruckverteilung über die Mauerhöhe:

Mittelwerte der Horizontalschnitte aus Versuch 2

Bei einer Auflast von $p = 50$ kPa (in Versuch 1 bis $p = 100$ kPa) befand sich die Modellmauer im Gebrauchszustand. Die Erddruckverteilung in diesem Zustand ist Grundlage für die Bemessung. Gegenüber der Messung bei $p = 0$ ist der Erddruck in Höhe der Stützstellen deutlich stärker als am Mauerfuß angewachsen. Das deutet auf eine Umlagerung des Erddrucks zu den Stützstellen hin. Der Schwerpunkt der gemessenen Erddruckfläche liegt annähernd in Wandmitte, wie er auch für eine Rechteckverteilung erhalten werden würde.

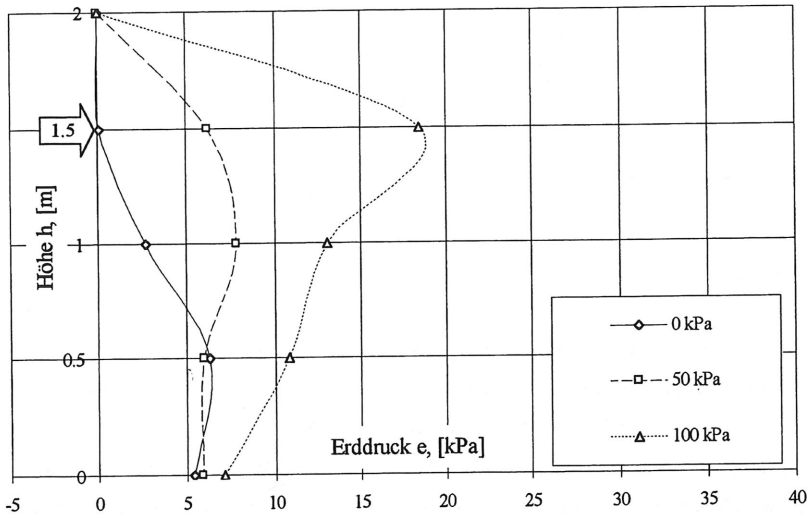


Abbildung 5.5.13: Erddruckverteilung über die Mauerhöhe:

Mittelwerte der Horizontalschnitte aus Versuch 3

In Versuch 1 wird bei einer Flächenlast von $p = 150 \text{ kPa}$, in den Versuchen 2 und 3 bei $p = 100 \text{ kPa}$ der Grenzzustand erreicht. Der Trend der Umlagerung des Erddrucks zu den Stützstellen setzt sich dabei weiter fort. Das steht in Einklang mit den unterschiedlichen Verformungen in den Anker- und Feldschnitten (in Abbildung 5.5.9 beispielhaft für Versuch 3 dargestellt). Die unterschiedlichen Formen der Erddruckfigur im Grenzzustand können mit den Besonderheiten der einzelnen Versuche erklärt werden.

In Versuch 1 kam es zum Schlupf der Horizontalverankerung in der Versuchsgrubenbegrenzung und dadurch zum Nachgeben der Stützstellen, so daß die Gründung weniger entlastet wurde. Im zweiten Versuch, der ohne vertikale Vorspannung durchgeführt worden war, kam es zum Aufklaffen der Lagerfuge genau 1 m unterhalb der Mauerkrone mit einer Öffnungsweite von ca. 5 mm (Abbildung 5.5.14). Durch den Verlust der Biegetragfähigkeit der Mauer gab es eine Erddruckumlagerung sowohl zur Gründung als auch zu den Stützstellen hin. Dagegen wurde in Versuch 3 durch die vertikale Vorspannung von $N = 20 \text{ kN}$ die Biegetragfähigkeit der Mauer gesichert. Deshalb konnte es zu der starken Erddruckumlagerung zu den Stützstellen kommen.

Rißaufnahme aus
Versuch 2:

— nach $p = 50 \text{ kPa}$
— nach Durchstanzen

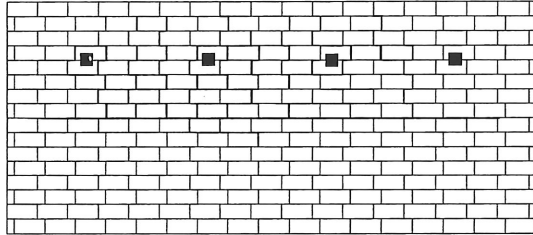


Abbildung 5.5.14: Rißbild von Versuch 2

Die Messungen haben gezeigt, daß größere Erddruckumlagerungen erst bei einer relativ hohen Ausnutzung der Tragfähigkeit eintreten. Man kann also einschätzen, daß die Annahme einer rechteckförmigen Erddruckverteilung über die Wandhöhe im Gebrauchszustand für die Berechnung der äußeren Standsicherheit senkrecht vorgespannter und rückverankerter Stützmauern auf der sicheren Seite liegt, wenn dadurch, daß die Horizontalanker nicht vorgespannt werden, erreicht wird, daß erst nach Ausnutzung der Tragfähigkeit der Gründung Last von den Horizontalankern aufgenommen wird.

Bei der Betrachtung der räumlichen Darstellung des Erddrucks in Versuch 2 (Abbildung 5.5.10) ist eine deutliche Erddruckumlagerung von den Feld- zu den Ankerschnitten zu erkennen. Die Umlagerung ist besonders stark in Höhe der Anker ausgeprägt und nimmt zur Gründung hin ab. Für die Bemessung der Standsicherheit der Gründung kann also berechtigterweise von einer linienförmigen Stützung ausgegangen werden. Aus dem Diagramm ist auch ersichtlich, daß sich die Erddruckumlagerung im Horizontalschnitt 2 umkehrt (siehe auch die Diagramme für die einzelnen Horizontalschnitte im Anhang). Hier wurde im Feldquerschnitt ein größerer Erddruck als im Ankerschnitt gemessen. Das deutet darauf hin, daß sich ein muschelförmiger Sandkörper seitlich gegen die Ankerstellen und nach unten gegen die dort relativ steife Mauer abgestützt hat. Während Versuch 1 das gleiche Verhalten wie Versuch 2 zeigt, kehrt sich die Erddruckumlagerung zwischen Feld- und Ankerschnitt in Versuch 3 erst bei Horizontalschnitt 3, das heißt 0,5 m tiefer, um. Das ist wiederum auf den verdoppelten Ankerabstand in diesem Versuch zurückzuführen.

Für Nachweis der Aufnahme der durch die Rückverankerung in die Mauer eingetragenen Feld- und Stützenmomente muß der am stärksten beanspruchte Vertikalschnitt betrachtet werden. Dazu ist es wichtig, die Umlagerung des Erddrucks von den Feld- zu den Ankerschnitten zu quantifizieren. In Abbildung 5.5.15 ist beispielhaft für Versuch 2 der Erddruck

über die Mauerhöhe gemittelt aufgetragen (Für die Versuche 1 und 3 siehe Anlage). Setzt man die Mittelwerte des Erddrucks jedes Versuchs zu 100 %, dann läßt sich eine prozentuale Erddruckumlagerung von den Feld- zu den Ankerschnitten angeben.

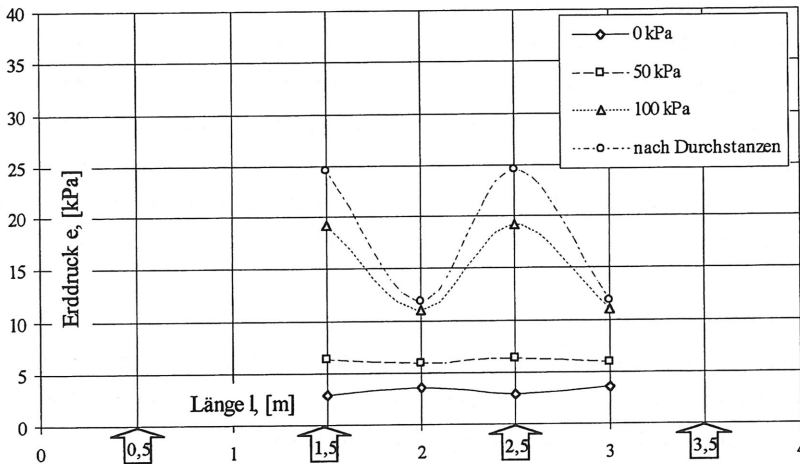


Abbildung 5.5.15: Erddruckverteilung über die Wandlänge:

Mittelwerte der Vertikalschnitte aus Versuch 2

Tabelle 5.5.5: Prozentuale Erddruckumlagerung von den Feld- zu den Ankerschnitten

P, kPa	Erddruck e in % vom Gesamtmittelwert					
	Versuch 1		Versuch 2		Versuch 3	
	Anker	Feld	Anker	Feld	Anker	Feld
0	67	133	89	111	79	121
50	92	108	103	97	128	72
100	107	93	127	73	137	63
150	125	75				

Vor dem Aufbringen der Flächenlast auf die Hinterfüllung wurde bei allen 3 Versuchen ein größerer Erddruck im Feld- als im Ankerschnitt gemessen. Die Betrachtung der einzelnen Horizontalschnitte zeigt, daß diese Unterschiede hauptsächlich im unteren Mauerteil bestehen.

Da der Erddruck vor dem Aufbringen der Flächenlast im Vergleich zum Bruchzustand gering ist, wirkt sich die Streuung der Erddruckmessungen hier besonders stark aus.

Mit zunehmender Belastung der Hinterfüllung werden die Ankerschnitte immer stärker belastet. Je größer die Verformungen der Mauer werden, desto mehr lagert sich der Erddruck von den Feld- zu den Ankerschnitten hin um. Im Bruchzustand bei den Versuchen 1 und 2 erreicht diese Umlagerung 25 %, in Versuch 3 sogar 37 %. Die Erddruckumlagerung ist demnach eine Funktion vom horizontalen Ankerabstand, mit dessen Zunahme sie anwächst. Im Gebrauchszustand, repräsentiert durch den Kissendruck von 100 kPa bei Versuch 1 sowie von 50 kPa bei den Versuchen 2 und 3, ist die Umlagerung deutlich geringer als im Bruchzustand.

Für die Bemessung einer senkrecht vorgespannten und rückverankerten Stützmauer läßt sich aus dieser Betrachtung schlußfolgern, daß die Ermittlung der Biegemomente im Mauerquerschnitt unter Annahme einer 20-prozentigen Umlagerung des Erddrucks von den Feld- zu den Ankerschnitten auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert.

5.5.3 Horizontale Stützkräfte

Die Ergebnisse der Messung der horizontalen Stützkkräfte liefern eine wichtige Grundlage für die Überprüfung des Bemessungsalgorithmus anhand von Vergleichsrechnungen.

Die DMS-bestückten Anker in Versuch 1 erlaubten ein kontinuierliches Abfragen der Meßwerte. Die unterschiedliche Steifigkeit der Verdübelung der Anker in der Versuchsgrubenrückwand führte jedoch dazu, daß bis zu zwei Dritteln der Bruchlast der weitaus größte Teil der Ankerkräfte von nur einem Stab (H 3) aufgenommen wurde (Abbildung 5.5.16). Außerdem bewirkte der Schlupf in der Verdübelung, daß zuerst die Gründung bis an ihre Grenztragfähigkeit belastet wurde. Aus diesem Grund ergab die Messung der Horizontalkräfte im Fall $p = 0$ sehr kleine Werte. Die Tatsache, daß ein Großteil der Belastung zeitweise von nur einem Ankerstab aufgenommen wurde, beweist eine Steifigkeit der Stützmauer, die durch die Vorspannung (in diesem Versuch $N = 10$ kN) erhöht worden war.

Da am Ende des ersten Versuchs die Verankerung der Horizontalstäbe in der Versuchsgrubenrückwand zerstört worden war, mußte die Stützung bei den Versuchen 2 und 3 mit Hilfe von Steifen realisiert werden. Bei diesen Versuchen waren die Meßwerte für die Horizontal-

kräfte gleichmäßiger (Abbildungen im Anhang). Aufgrund der Anzeigenaufteilung und des relativ großen Meßbereichs der Kraftmeßdosen konnten Kräfte unter $H_A = 4 \text{ kN}$ nur ungenau abgelesen werden. Deshalb war es bei diesen Versuchen nicht möglich, Aussagen zu den Stützkraften bei $p = 0$ zu treffen. Außerdem konnten die Kraftmeßdosen auf Ölbasis nicht in das vorhandene Meßwerterfassungssystem eingebunden werden und mußten deshalb nach Erreichen jeder Laststufe einzeln abgelesen werden.

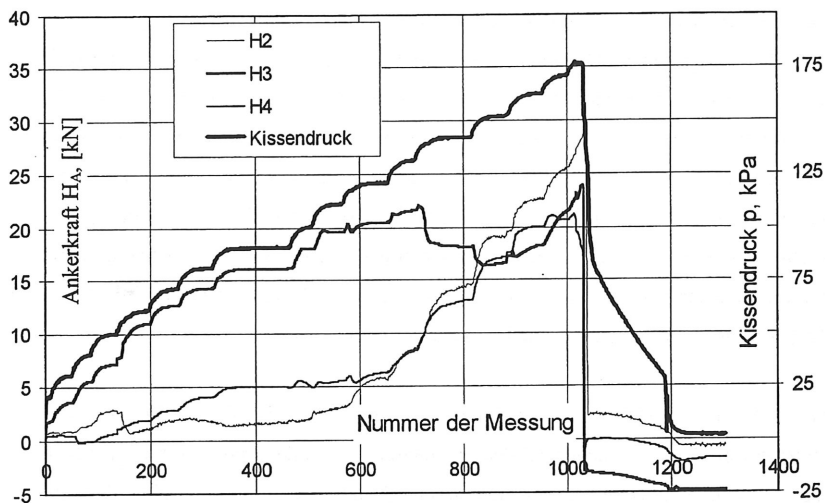


Abbildung 5.5.16: Entwicklung der Horizontalstützkkräfte in Versuch 1

Tabelle 5.5.6: Meßwerte für die Horizontalstützung

p, kPa	Mittelwerte der Horizontalstützung je Meter Stützmauer H_A , kN/m			
	Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3	Gesamtmittelwert
0	0,40	nicht auswertbar		
50	3,60	3,88	4,00	3,83
100	8,47	5,40	8,12	7,32

Für die Vergleichsrechnungen wurde die Summe der Stützkkräfte der einzelnen Versuche gebildet und durch die Wandlänge geteilt. Der so erhaltene Wert entspricht der für die Berechnung angenommenen linienförmigen Stützung und soll deshalb zur Überprüfung der getroffene-

nen Berechnungsannahmen herangezogen werden. Dabei werden die Stützkräfte für die Laststufen benötigt, für die auch Erddruckmeßwerte vorliegen (Tabelle 5.5.6).

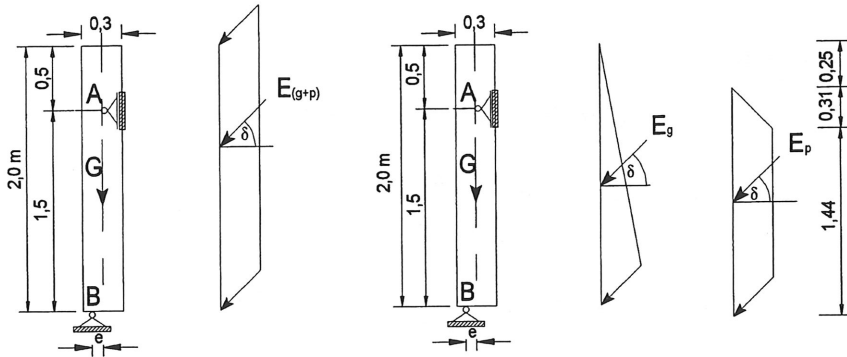
Eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Stützkräften in den 3 Versuchen wurde für die Flächenlast $p = 50 \text{ kPa}$ erreicht. Das entspricht einem Gebrauchszustand mit genügend großem Abstand zum Versagen. Während für $p = 0$ die Kraftmeßdosen auf Ölbasis noch keine auswertbaren Meßwerte lieferten, war die Stützmauer in Versuch 2 bei $p = 100 \text{ kPa}$ dem Bruch bereits sehr nahe. Dazu kam in diesem Versuch, daß sich in der Stützmauer kurz vor dem Versagen ein horizontaler Riß über die gesamte Breite öffnete (vergleiche das Rißbild in Abbildung 5.5.14). Der Riß erreichte eine Breite von ungefähr 5 mm und kann statisch wie ein Fließgelenk betrachtet werden. Durch diese Änderung des statischen Systems kam es dazu, daß ein größerer Anteil der Belastung der Stützmauer über das untere Auflager, die Mauersohle, abgetragen wurde. Vergleiche mit den Ergebnissen der Nachrechnung werden deshalb mit dem Gesamtmittelwert der Stützkräfte für $p = 50 \text{ kPa}$ und für $p = 100 \text{ kPa}$ mit dem Mittelwert aus den Versuchen 1 und 3 ($8,3 \text{ kN/m}$) durchgeführt.

Wie bereits im Abschnitt 5.5.2 gezeigt wurde, ergeben sich bei der Nachrechnung des Erddrucks auf die Versuchsmauer mit den Parametern des Modellsandes größere Werte als sie in den Versuchen gemessen wurden. Aus diesem Grund werden der folgenden Vergleichsrechnung die durchschnittlichen Meßwerte nach Tabelle 5.5.3 zugrunde gelegt. Die in den Versuchen gemessene mittlere Erddruckkraft für $p = 0$ entspricht dem horizontalen Erddruckanteil infolge Bodeneigengewicht E_{gh} . Die Erddrucksteigerung für $p > 0$ ist demnach der Anteil infolge Flächenlast auf der Hinterfüllung. Für die Berechnung werden die Meßwerte durch die Wandlänge von 4 m geteilt:

$$E_{gh} = 5,39 \text{ kN/m}; \quad \text{bei } p = 50 \text{ kPa: } E_{ph} = 5,95 \text{ kN/m}; \quad \text{bei } p = 100 \text{ kPa: } E_{ph} = 18,56 \text{ kN/m}.$$

Die mit Hilfe des statischen Systems (Abschnitt 5.3) berechnete Stützkraft in Ankerebene ist von den Annahmen zur Größe des widerstehenden Moments, daß heißt von der zugelassenen Außermittigkeit der Resultierenden in der Mauersohle, und von der gewählten Erddruckverteilung abhängig. Für die Außermittigkeit der Resultierenden in der Mauersohle kommen Werte zwischen $e = d/6$ und $e = d/3$ in Betracht, wobei $e = d/6$ einen gerade zugspannungsfreien und $e = d/3$ einen bis zur Mitte gerissenen Mauerquerschnitt bedeuten. Für die Erddruckverteilung werden die klassische Verteilung für eine Fußpunktdrehung der Wand und

eine Umlagerung des Gesamterddrucks in ein Rechteck betrachtet. Damit ergeben sich folgende 4 Fälle:



Fall 1: Rechteckverteilung und

$$e = \frac{d}{6}$$

Fall 2: Rechteckverteilung und

$$e = \frac{d}{3}$$

Fall 3: Klassische Erddruckverteilung und

$$e = \frac{d}{6}$$

Fall 4: Klassische Erddruckverteilung und

$$e = \frac{d}{3} \quad (\text{mit } d = 0,3 \text{ m})$$

Abbildung 5.5.17: Darstellung der 4 betrachteten Fälle für die Berechnung der Horizontalstützkraften

Aus der Bedingung, daß die Summe der Momente um den Auflagerpunkt B der Stützmauer Null sein muß, ergibt sich die Stützkraft in Ankerebene.

$$\sum M_B = 0$$

Fall 1 und 2 :

$$0 = E_{(g+p)h} \cdot 1 - E_{(g+p)v} \cdot \left(\frac{0,3}{2} + e \right) - G \cdot e - H_A \cdot 1,5;$$

$$H_A = \frac{E_{(g+p)h} \cdot 1 - E_{(g+p)v} \cdot \left(\frac{0,3}{2} + e \right) - G \cdot e}{1,5};$$

mit $E_{(g+p)v} = E_{(g+p)h} \cdot \tan 40^\circ$, und $G = 0,3 \cdot 2 \cdot 16 = 9,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$:

$$H_A = \frac{E_{(g+p)h} \cdot (0,85 - e) - 9,6 \cdot e}{1,5}.$$

Fall 3 und 4:

$$0 = E_{gh} \cdot \frac{2}{3} + E_{ph} \cdot 0,8 - E_{(g+p)v} \cdot \left(\frac{0,3}{2} + e \right) - G \cdot e - H_A \cdot 1,5;$$

$$H_A = \frac{E_{gh} \cdot \frac{2}{3} + E_{ph} \cdot 0,8 - E_{(g+p)v} \cdot \left(\frac{0,3}{2} + e \right) - G \cdot e}{1,5};$$

$$H_A = \frac{E_{gh} \cdot \frac{2}{3} + E_{ph} \cdot 0,8 - E_{(g+p)h} \cdot \tan 40^\circ \cdot (0,15 + e) - 9,6 \cdot e}{1,5}.$$

Tabelle 5.5.7: Berechnung der Horizontalstützkräfte

	horizontale Stützkräfte in Ankerebene H_A , kN/m	
	$p = 50 \text{ kPa}$	$p = 100 \text{ kPa}$
durchschnittliche Meßwerte	3,83	8,30
Fall 1	5,73	12,45
Fall 2	5,03	11,34
Fall 3	3,98	8,97
Fall 4	3,34	8,30

Die beste Übereinstimmung zwischen Meß- und Rechenwerten wurde für die Fälle 3 und 4 erzielt. Deshalb kann man davon ausgehen, daß ein Ansatz der klassischen Erddruckverteilung zur Berechnung der Stützkräfte in Ankerebene gerechtfertigt ist.

Bei der Anwendung des Verfahrens ist jedoch zu beachten, ob besondere Bedingungen eine Begrenzung der Wandverformungen und damit eine Vorspannung der Horizontalanker erfordern (zum Beispiel bei setzungsempfindlichen Bauwerken auf der Hinterfüllung). In diesem Fall ist der errechnete Erddruck dem Stand des Wissens entsprechend zu den Stützstellen umzulagern [11]. Bei stark überbeanspruchten Gründungen kann durch eine Vorspannung der

Horizontalanker die Erddruckumlagerung zu den Stützstellen erzwungen und damit die Gründung zusätzlich entlastet werden.

Im Vergleich zur Erddruckverteilung ist der Einfluß der Außermittigkeit der Resultierenden in der Mauersohle e auf die errechneten Stützkkräfte relativ gering. Da andererseits der Nachweis der Grundbruchsicherheit in starkem Maße von e beeinflusst wird, wird empfohlen, e auf ein Sechstel der Sohlbreite zu beschränken. Damit wäre auch eine zugspannungsfreie Mauersohle, wie sie für einen Neubau in der DIN 1054 für den Lastfall „ständige Lasten“ gefordert wird, gegeben.

Für die Vergleichsrechnungen zum Durchstanznachweis sind die horizontalen Stützkkräfte im Bruchzustand eine wichtige Eingangsgröße. Bei der Zusammenstellung in der folgenden Tabelle ist zu beachten, daß in den drei Versuchen unterschiedliche Bruchlasten auf der Hinterfüllung erreicht wurden und die Ankerabstände in Versuch 3 gegenüber den anderen beiden Versuchen verdoppelt worden waren.

Tabelle 5.5.8: Horizontale Stützkkräfte im Bruchzustand

	Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
Auflast auf der Hinterfüllung im Bruchzustand q , kPa	140	100	110
Maximalwert der Ankerkraft H_A , kN	18,60	7,50	17,50
Mittelwert der Ankerkraft H_A im Bruchzustand, kN	14,03	5,50	17,25

Die relativ großen Abweichungen zwischen Maximalwert und Mittelwert im Bruchzustand in Versuch 1 waren versuchsbedingt und hatten ihre Ursachen im unterschiedlichen Schlupf der Verankerung der Horizontalstäbe in der Versuchsgrubenbegrenzung. Der Berechnung sollen deshalb die Mittelwerte für die Stützstellen zugrunde gelegt werden.

In den Versuchen 1 und 2 versagte die Modellmauer aufgrund des Durchstanzens der Stützstellen, in Versuch 3 traten Durchstanzungen und Bruch der Mauer zwischen den Stütz-

zungsstellen gleichzeitig auf. Bei der Vergleichsrechnung wird für den Durchstanznachweis der in Abschnitt 5.3 erläuterte Ansatz mit der MOHR-COULOMBSchen Bruchbedingung gewählt. Im Bruchzustand gilt dann:

$$H_A = \int \text{zul} \tau dA_s = \sigma_z \cdot (A_{s,h} + A_{s,v}) + \sigma_{Dm} \cdot \mu \cdot A_{s,h}; \quad \sigma_{Dm} = \frac{N}{A_N} + \gamma_M \cdot a_v$$

mit: A_N ...Fläche, die in Höhe der Horizontalanker Druckspannungen infolge der vertikalen Vorspannung ausgesetzt war:

$$A_N = \text{MIN} \{ (b_x + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot a_v) \cdot d; a_h \cdot d;$$

b_x ... Breite der Lastverteilungsplatte für die Spannglieder

In den Versuchen waren die Scherflächen durch die Lage der Fugen vorgegeben. Mit den Abmessungen nach Abbildung 5.5.18 ergibt sich:

$$A_{s,h} = 0,18 \text{ m}^2; A_{s,v} = 0,144 \text{ m}^2.$$

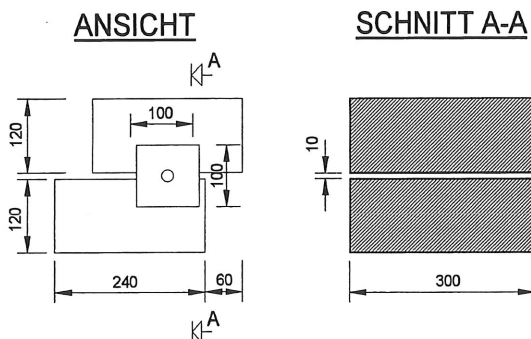


Abbildung 5.5.18: Durchstanzkörper in den Versuchen

Die Haftfestigkeit und die Reibung können nur im nicht klaffenden Querschnittsteil wirken. Der ist wiederum vom Stützmoment abhängig. In den Versuchen konnten keine Schnittkräfte im Mauerquerschnitt gemessen werden. Mit den Erddruckmeßwerten wurde vergleichsweise für Versuch 3 das Stützmoment im Ankerpunkt berechnet. Die

sich daraus ergebende Außermittigkeit der resultierenden Normalkraft in Ankerebene liegt deutlich unter $d/6$; daß heißt, der Mauerwerksquerschnitt weist keine rechnerischen Zugspannungen auf. Bei der Nachrechnung des Durchstanzens kann deshalb die volle Scherfläche A_s zum Ansatz gebracht werden. Mit $d = 0,3 \text{ m}$, $b_x = 0,1 \text{ m}$, $a_v = 0,5 \text{ m}$, $A_{s,h} = 0,18 \text{ m}^2$, $A_{s,v} = 0,144 \text{ m}^2$, $\gamma_M = 16 \text{ kN/m}^3$, $\mu = 0,23$ und $\sigma_z = 10 \text{ kN/m}^2$ ergeben sich die Werte in Tabelle 5.5.9.

Das Durchstanzens wird auch durch den Erddruck hinter der Wand behindert. Da genau an den Stützstellen Erddruckgeber angeordnet waren und die durch den Erddruck belastete Fläche

der durchstanzenden Steine bekannt ist, läßt sich die stützende Wirkung quantifizieren. Zählt man diese zu dem Rechenwert für die maximal mögliche Stützkraft dazu und vergleicht den erhaltenen Wert mit den gemessenen Stützkraften, dann kann man beurteilen, wie gut das Versagen durch Durchstanzen mit dem Ansatz nach MOHR-COULOMB beschrieben werden kann.

Tabelle 5.5.9: Vergleich der rechnerischen Durchstanzkraft mit den Meßwerten

Ver- such	Vorspannung N, kN	Rechenwert T, kN	Rechenwert + Erddruck- entlastung T*, kN	Meßwert (Mittelwert im Bruchzustand) H _A , kN
1	10	5,61	8,95	14,03
2	0	3,57	6,76	5,50
3	20	7,65	9,55	17,25

In den Versuchen 1 und 3, den Versuchen mit senkrechter Vorspannung, erfolgte ein Durchstanzen bei höheren Ankerkräften, als sie nach der Berechnung zu erwarten waren. Dagegen blieb die Ankerkraft in Versuch 2 geringfügig unter der Summe aus Rechenwert und Erddruckentlastung. In diesem Ergebnis sind die Streuungen der Erddruck- und der Stützkraftmessungen sowie der Schubfestigkeit des Mauerwerks enthalten.

Bei der Bemessung einer Stützmauer für eine Ertüchtigung mittels Rückverankerung und senkrechter Vorspannung wird die Entlastung der Stützstellen durch den Erddruck nicht zum Ansatz gebracht, weil sie erst im Bruchzustand voll zur Geltung kommt und die genaue Form der durchstanzenden Fläche unbekannt ist. Für die Beurteilung des Sicherheitsniveaus, daß bei einer Bemessung der Versuchsmauer erreicht worden wäre, müssen der Rechenwert und der Meßwert der Ankerkräfte miteinander verglichen werden.

Bei allen drei Versuchen gibt es einen Sicherheitsabstand zwischen Rechenwert und Meßwert der Ankerkräfte. Grundsätzlich bedeutet das, daß das Durchstanzproblem auf der sicheren Seite liegend rechnerisch erfaßt wird. Bei der Bemessung einer Stützmauer muß jedoch der Nachweis erfüllt werden, daß die um den Sicherheitsbeiwert $\eta = 1,5$ erhöhte Ankerkraft nicht zum Durchstanzen führt. Deshalb sind die Gesamtsicherheiten, die in den Versuchen gegen diesen Bruchmechanismus erreicht wurden, in Tabelle 5.5.10 zusammengestellt.

Die in den Versuchen 1 und 3 erzielten und gegenüber Versuch 2 wesentlich größeren Abstände der gemessenen zur berechneten Ankerkraft im Bruchzustand weisen darauf hin, daß die Sicherheitsreserven vor allem im Reibungsanteil liegen. Da der Haftfestigkeitsanteil im gerissenen Zustand verloren geht und eine Vollfugigkeit bei bestehenden

Tabelle 5.5.10: Gesamtsicherheit gegen Durchstanzen

Versuch	erreichte Gesamtsicherheit gegen Durchstanzen
1	3,75
2	2,31
3	3,375

Stützmauern nicht immer vorausgesetzt werden kann, setzt der Ansatz der Haftfestigkeit bei der Dimensionierung genaue Vorüberlegungen voraus.

Bei Versuch 3 war das Versagen nicht auf ein reines Durchstanzen zurückzuführen. Hier gab es kurz vor dem Durchstanzen starke Verformungen mit Ribbildung senkrecht zu den Lagerfugen in der Feldmitte, die auf einen beginnenden Bruch der Mauer zwischen den Stützstellen hindeuten. Die markanten Risse zwischen den Stützstellen kamen erst eine Laststufe (10 kPa) vor dem Erreichen der Versagenslast zum Vorschein. Daraus kann gefolgert werden, daß die Gebrauchstauglichkeit der ertüchtigten Stützmauer nicht durch große Verformungen und Risse lange vor dem Bruch beeinträchtigt wird.

Die Vergleichsrechnung zum Bruch der Mauer zwischen den Stützstellen wird mit den in Abschnitt 5.3 beschriebenen Annahmen bezüglich der Gewölbewirkung in der Stützmauer durchgeführt. Unter Ansatz einer 20-prozentigen Umlagerung des Erddrucks von den Feld- zu den Ankerschnitten ergibt sich für die Gewölbeschubkraft nach SALIGER [37] (siehe Seite 65):

$$H_{\text{Gew}} = \frac{0,8 \cdot q \cdot a_h^2}{8 \cdot f} + \frac{0,4 \cdot q \cdot a_h^2}{32 \cdot f} = 0,1125 \cdot \frac{q \cdot a_h^2}{f}; \quad q = \frac{H_A}{a_h}$$

Unter Ansatz von $a_h = 2 \text{ m}$, $H_A = 17,25 \text{ kN}$ (Versuch 3) und $f = 2 \cdot d/3 = 0,2 \text{ m}$ erhält man die Gewölbeschubkraft $H_{\text{Gew}} = 19,69 \text{ kN}$. Bei einer Außermittigkeit der Resultierenden von $d/3$ ergibt sich eine Balkenhöhe von ebenfalls $d/3 = 0,1 \text{ m}$. Die Druckspannung ist dreieckförmig über die halbe Balkenhöhe verteilt. Die Balkenbreite b_{Gew} ist $2,5 \cdot b_{\text{Ank}}$, im vorliegenden Fall $0,25 \text{ m}$. Die Druckspannung infolge des Gewölbeschubes ist demnach:

$$\sigma_{\text{D,Gew}} = \frac{4 \cdot H_{\text{Gew}}}{d_{\text{Gew}} \cdot b_{\text{Gew}}} = \frac{4 \cdot 18,56}{0,3 \cdot 0,25} = 1050 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

und deutlich größer als die für das Versuchsmauerwerk zulässige Druckspannung von $\sigma_{zul} = 600 \text{ kN/m}^2$. Es wird eine Sicherheit größer als 1,5 erreicht. Die für den Nachweis gegen den Bruch der Mauer zwischen den Stützungsstellen getroffenen Annahmen können demnach als auf der sicheren Seite liegend gelten.

Die Druckfestigkeit von Mauerwerk unterliegt einer großen Streuung, weshalb der zahlenmäßige Vergleich mit der errechneten Druckspannung vorsichtig zu bewerten ist. Als wichtiges Ergebnis bleibt jedoch die Tatsache, daß die im Versuch erreichte Bruchlast größer ist als die, die sich aus der Bemessung mit der zulässigen Druckspannung von Mauerwerk ergeben würde. In der Bemessung wird nicht berücksichtigt, daß im Ankerschnitt, in dem die Druckspannung infolge des Gewölbeschubs maßgebend wird, aufgrund der vertikalen Vorspannung ein mehraxialer Spannungszustand herrscht, der zu einer erhöhten Druckfestigkeit von Mauerwerk führt.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die Bemessungsvorschläge für beide Bruchmechanismen für die innere Standsicherheit auf der sicheren Seite liegen und so eine sichere Dimensionierung des vorgeschlagenen Verfahrens zur Verbesserung der Standsicherheit bestehender Stützmauern möglich ist.

5.5.4 Vertikale Vorspannung

Bei zwei von drei Teilversuchen wurde mit vertikaler Vorspannung gearbeitet. Gemäß Abbildung 5.1.1 war jeder Horizontalstützung ein Vertikalanker zugeordnet, dessen Vorspannung $N = 10 \text{ kN}$ in Versuch 1 und $N = 20 \text{ kN}$ in Versuch 3 betrug.

Durch die Bestückung der Vertikalstäbe mit Dehnmeßstreifen war eine kontinuierliche Beobachtung der Entwicklung der Vorspannung während der Versuche möglich. Es ergaben sich unterschiedliche Ergebnisse bei den Versuchen 1 und 3. Während in Versuch 3 die Vorspannung konstant bei $N = 20 \text{ kN}$ blieb, stieg sie in Versuch 1 von $N = 10 \text{ kN}$ bis auf 15 kN im Bruchzustand an.

Der Grund für das Anwachsen der Vorspannung liegt darin, daß sich die Steine in der Mauer unter der Beanspruchung durch den Erddruck gegeneinander verkanten. Die Verkantung bewirkt eine Dehnung der Vertikalanker und damit eine Erhöhung der Spannung in ihnen sowie

auch erhöhte Kantenpressungen im Mörtel. Da der verwendete Kalkmörtel nur eine geringe Druckfestigkeit aufweist, wird die Möglichkeit des Verkantens der Steine gegeneinander durch das Druckspannungsniveau im Mauerkörper begrenzt. Diese These wurde durch eine später durchgeführte Versuchsreihe zur Bestimmung der Schubfestigkeit des verwendeten Mauerwerks bestätigt (Abschnitt 5.4.1). Die mit einer Auflast P zwischen 5 und 20 kN durchgeführten Schubversuche zeigten die gleiche Tendenz. Auch hier gab es bei einer Auflast von $P = 20$ kN keine nennenswerte Erhöhung dieses Wertes während des Schubversuchs.

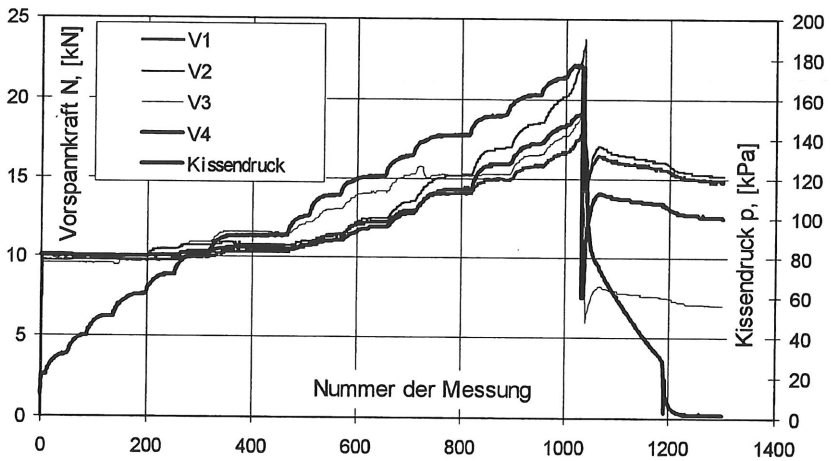


Abbildung 5.5.19: Entwicklung der Vorspannkraften in Versuch 1

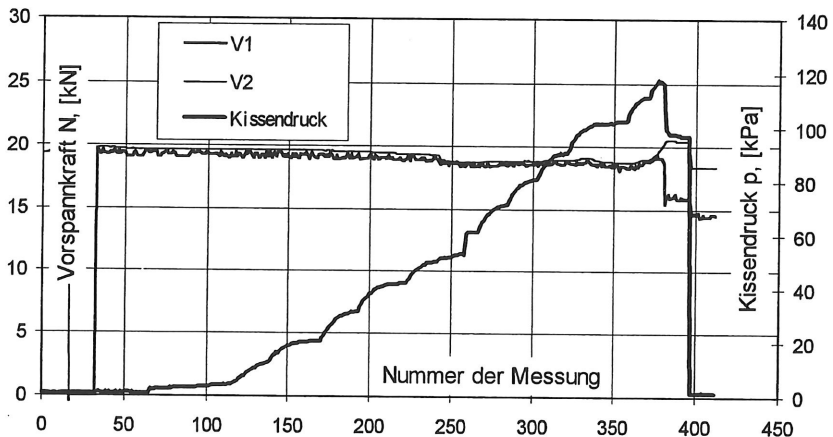


Abbildung 5.5.20: Entwicklung der Vorspannkraften in Versuch 3

In der Praxis sind wegen der größeren Vorspannung und der großen Abstände des Gebrauchszustands vom Bruchzustand (Sicherheitsfaktor 1,5 bis 2) kaum Verkantungen der Steine untereinander zu erwarten. Sollten doch welche auftreten, dann würde sich die daraus folgende Erhöhung der Vorspannung positiv auf die innere Standsicherheit der Stützmauer auswirken. Die bei der Bemessung der vertikalen Spannglieder angesetzten Sicherheiten decken mögliche geringe Vorspannungserhöhungen ab; außerdem würde jede außerplanmäßige Verformung bei der Aufnahme der Vorspannkraft wieder zu einer Entspannung der Vertikalanker führen.

5.5.5 Wirksamkeit des Verfahrens und Sicherheitsbetrachtungen

Während die Kennwerte der in den Modellversuchen verwendeten Materialien zuverlässig bestimmt werden konnten, streuen die Kennwerte des Mauerwerks oder des Betons sowie des umliegenden Bodens in der Praxis stark und sind oftmals schwer zu erfassen. Daraus, daß viele Annahmen zum Ausgangszustand des Bauwerks getroffen werden müssen, die möglichst auf der sicheren Seite liegen sollen, resultiert oft eine Unterschätzung der realen Tragfähigkeit der vorhandenen Stützmauer. Um die ursprüngliche Lastabtragung der Stützmauer so weit wie möglich auszunutzen, sollte bei dem vorgeschlagenen Verfahren zur Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern in allen Fällen, bei denen geringfügige Bewegungen nicht zu Schäden führen, auf eine Vorspannung der Rückverankerung verzichtet werden. Ist die Vorspannung der Rückverankerung aber notwendig, wie zum Beispiel im Falle eines setzungsempfindlichen Bauwerks auf der Hinterfüllung, dann kann sie je nach Erfordernis dem vollen Wert oder aber einem Bruchteil der rechnerischen Ankerkraft entsprechen.

Bei der senkrechten Vorspannung der Stützmauer wird die relativ große Druckfestigkeit von Mauerwerk und Beton genutzt. Daraus ergibt sich die Forderung nach einem Mauermaterial mit gleichmäßigen und nachvollziehbaren Eigenschaften. In den meisten Fällen läßt sich diese Forderung durch Verpressen und Verfugen der Stützmauer erfüllen. Trockenmauern, die nicht nachträglich verfugt werden sollen, können demzufolge nicht mit dem vorgeschlagenen Verfahren ertüchtigt werden.

Eine weitere Option des beschriebenen Verfahrens ist die Wahl einer Außermittigkeit des Spannglieds. Damit kann zum Beispiel erreicht werden, daß eventuell in Ankerebene vorhandene Zugspannungen im Mauerwerk ausgeglichen werden und somit über die gesamte Mau-

erdicke Schubspannungen übertragen werden können. Da aber das Feldmoment dem Stützenmoment entgegengesetzt gerichtet ist, bewirkt hier die außermittige Vorspannung eine Vergrößerung der Beanspruchung des Mauerquerschnitts. Eine außermittige Vorspannung kommt vor allem dann in Betracht, wenn der Mauerquerschnitt mit der Tiefe zunimmt.

Das Sicherheitsniveau für die äußere Standsicherheit der Stützmauer entspricht dem in der Geotechnik für die Bemessung von Gründungen und Rückverankerungen üblichen. Die Festlegung der Sicherheitsbeiwerte für die innere Standsicherheit erfolgt in Anlehnung an den Mauerwerks- und Betonbau. Die Nachweise beschreiben die festgestellten Bruchmechanismen zwar hinreichend genau, wie die großmaßstäblichen Modellversuche bewiesen haben, sie beinhalten zum Teil jedoch auch Reserven. Das betrifft besonders den Durchstanznachweis, bei dem der günstige Einfluß sowohl der vertikalen Spannstähe als auch des Erddrucks hinter dem Durchstanzkegel nicht berücksichtigt werden.

Ein wichtiger Effekt der Vertikalanker ist, daß diese im Falle eines Versagens durch Durchstanzen der Rückverankerung das Totalversagen verhindern. Dadurch kommt es zu der sogenannten Ankündigung des Versagens, die im Notfall die Evakuierung von bedrohten Menschen und Gütern erlaubt.

Die Nichtberücksichtigung der Erddruckabschirmung hinter dem Durchstanzkegel der Rückverankerung ist eine weitere Standsicherheitsreserve. Dadurch ist die in der Rechnung angesetzte Scherspannung in der Durchstanzfläche größer als in Wirklichkeit, um so mehr als der Erddruck an den Stützstellen besonders hoch ist (vergleiche Abschnitt 5.5.2). Ähnlich verhält es sich beim Nachweis gegen Bruch der Mauer zwischen den Stützstellen. Hier ist das Auflager des Gewölbes im Mauerquerschnitt nicht wie angesetzt punktförmig sondern entspricht dem Durchmesser des Durchstanzkegels. Dadurch sind in Wirklichkeit die Gewölbestützweite und auch die Belastung geringer als veranschlagt.

Nach erfolgter Auswertung der großmaßstäblichen Modellversuche kann festgestellt werden, daß die Tragfähigkeit einer Stützmauer durch die Rückverankerung in der Hinterfüllung, kombiniert mit einer senkrechten Vorspannung der Mauer, wesentlich erhöht werden kann. Es ist deutlich geworden, daß die senkrechte Vorspannung notwendig ist, um die durch die Rückverankerung in die Stützmauer eingetragenen konzentrierten Einzellasten und Biegemomente aufzunehmen. Vergleichsweise geringe Vorspannkkräfte führen dabei schon zu einer

beachtlichen Steigerung der Tragfähigkeit der rückverankerten Mauer. Mit den Modellversuchen ist es gelungen, die getroffenen Annahmen zum Tragverhalten der verankerten und vorgespannten Stützmauer zu verifizieren. Es hat sich gezeigt, daß eine mit dem betrachteten Verfahren ertüchtigte Stützmauer mit diesen Annahmen auf der sicheren Seite liegend bemessen werden kann.

5.6 Erste baupraktische Anwendung des Verfahrens



Abbildung 5.6.1: Ansicht der schadhaften Stützmauer

Eine schadhafte, ca. 20 m lange und 4 m hohe Stützmauer in Radebeul bei Dresden mußte ertüchtigt werden. Die Mauer besitzt 2 Pfeilervorlagen und läßt sich in zwei Bereiche einteilen (Abbildung 5.6.2). Während der Bereich zwischen den Pfeilern altes und teilweise sehr schlechtes Mauerwerk mit Ausbruchstellen aufwies, ist der andere Bereich in den 30-er Jahren dieses Jahrhunderts nach einem Teil-

einsturz erneuert worden. Hier war das Mauerwerk nach visueller Beurteilung in einem guten Zustand. In diesem Teil gab es einen von der Krone bis zum Mauerfuß durchgehenden Riß, dessen größte Öffnungsweite ca. 20 cm betrug. Offensichtlich war es zu Bewegungen der gesamten Stützmauer gekommen, die durch die Ecke behindert worden waren.

Für die Bauaufgabe lag ein Baugrundgutachten vor. Demzufolge ist die Stützmauer mit locker gelagerten Sanden hinterfüllt. Auch unter der Gründungssohle wurde Sand erkundet. Der die Sandschichten unterlagernde Syenith liegt zu tief, um für die Standsicherheit der Stützmauer von Bedeutung zu sein. Zusätzlich zum Baugrundgutachten wurden ein Aufmaß und eine horizontale Kernbohrung 1 m über dem talseitigen Gelände durchgeführt. Diese ermöglichten die Bestimmung der Mauerdicke und qualitative Aussagen zum Mauerwerk.

Da im Baugrundgutachten wegen der lockeren Hinterfüllung die Variante einer Vernagelung der Stützmauer als nicht durchführbar eingeschätzt worden war, wurde zur Verbesserung der Standsicherheit der bestehenden Stützmauer die Anordnung zusätzlicher Pfeilervorlagen, ver-

bunden mit der Rückverankerung aller Pfeiler in der Hinterfüllung, vorgesehen. Das vorhandene Mauerwerk sollte dort, wo es notwendig war, ersetzt oder vermörtelt werden; der Riß sollte zusätzlich mit Nadeln gesichert werden.

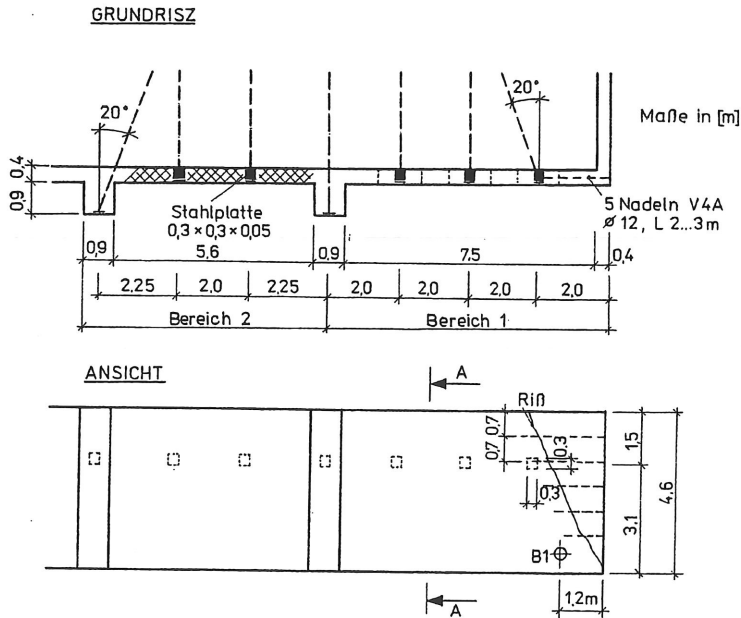


Abbildung 5.6.2: Zeichnerische Darstellung des betrachteten Mauerabschnitts

Nach einem überschläglichen Vergleich mit der Pfeilervariante wurde in Absprache mit dem Bauherrn und dem Ausführungsbetrieb entschieden, die Standsicherheit der Stützmauer ohne zusätzliche Pfeiler durch Rückverankerung in Verbindung mit senkrechter Vorspannung zu verbessern. Die Dimensionierung erfolgte unter Verwendung der in Kapitel 5 beschriebenen Berechnungsannahmen. Sie wird im folgenden näher erläutert.

Im Ergebnis der Vorbemessung wurden die in Abbildung 5.6.2 dargestellten Ankerabstände gewählt. Damit konnte für die Bedingung, daß die Außermittigkeit der Resultierenden in der Mauersohle $e = d/6$ beträgt, die erforderliche Stützkraft in Ankerebene berechnet werden. Mit dieser wurden die Nachweise für die Gründung, der Gleit- und der Grundbruchsicherheitsnachweis geführt. Zur äußeren Standsicherheit gehören auch noch der Nachweis der Geländebruchsicherheit und der Nachweis der sicheren Einleitung der Ankerkräfte in den Boden. Dieser war durch die Wahl von GEWI-Stäben (BSt 500), Ø 20 mm, mit einer Gesamtlänge von 8

m und der Länge der Verpreßstrecke im Boden von 3 m erfüllt. Damit die Erdanker nur die zusätzlichen Lasten aufnehmen und dadurch das Tragverhalten der bestehenden Stützmauer so gering wie möglich verändert wird, wurden die Anker ohne Vorspannung handfest angezogen. Die bei Lastaufnahme der Erdanker zu erwartenden geringen Wandverformungen sind für das Bauwerk unschädlich.



Abbildung 5.6.3: Köpfe der Erdanker vor dem Verschließen

Als erster Nachweis für die innere Standsicherheit wurde der Nachweis der Aufnahme der Biegemomente im Mauerquerschnitt geführt. Es konnte gezeigt werden, daß diese für die 120-prozentige Erddruckbelastung (Berücksichtigung der Umlagerung von den Feld- zu den Ankerschnitten) an jeder Stelle des Mauerquerschnitts aufgenommen werden können. Für die

Erfüllung des Nachweises gegen einen Bruch der Mauer zwischen den Ankerstellen wurden die beiden äußeren Erdanker um 20° so in der Horizontale gedreht angeordnet, daß die Horizontalkomponente in Mauerlängsrichtung den Gewölbeschub aufnehmen kann.

Der Durchstanznachweis erfordert eine vertikale, mittig angeordnete Vorspannung von 90 kN. Mit der vorsichtigen Annahme für das Dauerbauwerk, daß im Laufe der Standzeit 30 % Kriechverluste auftreten können, mußte eine Vorspannung von 130 kN realisiert werden. Dazu kamen GEWI-Stäbe (BSt 500), $\varnothing$ 25 mm, mit einer Gesamtlänge von 3,8 m und der Länge der Verpreßstrecke von 1,3 m zur Anwendung. Bei der Einleitung der Vorspannkraft in die Mauerkrone muß beachtet werden, daß das Mauerwerk nur geringe Spaltzugkräfte aufnehmen kann. Deshalb wurden die Ankerplatten auf Betonpolstern verlegt und die Spaltzugkräfte einer Bügelbewehrung zugewiesen.

Aus der Forderung der Einhaltung der zulässigen Druckspannungen im Mauerwerk heraus wurde die Größe der Lastverteilungselemente für die Erd- und die Vorspannanker festgelegt. Die gesamte statische Berechnung wurde durch einen zugelassenen Prüfengeieur geprüft und die Baumaßnahme genehmigt.



Abbildung 5.6.4: Vertikale Vorspannung

Bei der Ausführung der Baumaßnahme bestätigte sich die Vorhersage aus dem Baugrundgutachten, daß die Hinterfüllung eine nur sehr geringe Festigkeit aufweist. Die Bohrungen für die Erdanker konnten zum Teil nicht unverrohrt ausgeführt werden. Während diese mit einem Imlochhammer realisiert wurden, kam für die Vertikalbohrungen in der Mauer das Kernbohrverfahren zum Einsatz. Dabei wurden die erkundeten guten Festigkeitseigenschaften des Mauerwerks bestätigt, so daß auf ein Verpressen des in den 30-er Jahren neu errichteten Mauerteils verzichtet werden konnte. Die Mauerwerksvergütung beschränkte sich deshalb auf das Schließen der sorgfältig ausgeräumten Fugen, das Schließen und Vernadeln des Risses und das Verpressen der Pfeiler-

vorlagen.

Nachdem die Vertikalanker vorgespannt waren und die Abnahmeprüfung der Erdanker zu einem positiven Ergebnis geführt hatte, war die Baumaßnahme mit Erfolg abgeschlossen. Um das Langzeitverhalten des neuen Tragsystems sowie die tatsächliche Belastung der Erdanker untersuchen zu können, werden in zwei Meßschnitten jeweils die Erdanker- und die Vorspannkraft mittels Kraftmeßdosen dauerhaft überwacht. Ein unmittelbar hinter der Stützmauer angeordnetes Inklinometerrohr ermöglicht zusätzlich die Messung der Mauerverformungen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem Tragverhalten und der Verbesserung der Standsicherheit bestehender Stützmauern. Die Beurteilung der Standsicherheit bestehender Stützmauern unterscheidet sich grundsätzlich von der Bemessung für einen Stützmauerneubau. Während bei einem Neubau die Parameter der Hinterfüllung und des Mauerkörpers durch die Materialwahl und die Dimensionierung bekannt sind, müssen diese für eine bestehende Stützmauer erst erkundet werden. Es lassen jedoch auch aus dem Zustand der Mauer wichtige Rückschlüsse auf ihr Tragverhalten ziehen.

Die Arbeit beginnt mit der Zusammenstellung der Versagensvorgänge bei bestehenden Stützmauern. Dabei wird gezeigt, daß mit dem Modell eines zyklischen Versagens die teilweise großen Verformungen an solchen Stützmauern erklärt werden können. Vergleichsrechnungen verdeutlichen diesen Mechanismus.

Die Beurteilung der Standsicherheit bestehender Stützmauern setzt die Kenntnis der Eingangsparameter für die Berechnungen voraus. Eine zusätzliche Möglichkeit zur Erkundung der Mauerdicke ist das Georadar-Verfahren, dessen Einsatzmöglichkeiten und -grenzen beschrieben werden. Es wird auf die vorteilhafte Anwendung der Beobachtungsmethode zur Beurteilung der Standsicherheit hingewiesen und herausgestellt, daß für den Spezialfall einer Stützmauer mit begrenzter Hinterfüllungsbreite Unsicherheit bezüglich eines zutreffenden Berechnungsansatzes besteht.

Das dritte Kapitel beschäftigt sich deshalb mit dem Erddruck auf Stützmauern infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper. Es werden die Ergebnisse von Modellversuchen beschrieben und ein Berechnungsvorschlag unterbreitet, der auf der Erddrucktheorie beruht und deshalb eine einfache Berücksichtigung der Kohäsion und unregelmäßiger Belastung der Hinterfüllung zuläßt.

Bei der Zusammenstellung der Verfahren zur Verbesserung der Standsicherheit bestehender Stützmauern wird die breite Palette der vorhandenen Möglichkeiten gezeigt und die Notwendigkeit, das für die jeweilige spezielle Situation passende Verfahren auszuwählen, herausgestellt. Dabei wird darauf hingewiesen, daß durch eine Rückverankerung eine große Entlastung der Gründung möglich ist. Dieses Verfahren zur Tragfähigkeitserhöhung von Stützmauern

kann aber in der Regel nicht zur Anwendung kommen, weil Lastverteilungsgurte an der Ansichtseite unerwünscht sind und Mauerwerk oder unbewehrter Beton ohne ausreichende Auflast nur geringe Biegemomente sowie konzentrierte Einzellasten senkrecht zur Wandebene aufnehmen können.

Daraufhin wird ein Verfahren zur Verbesserung der Standsicherheit bestehender Stützmauern vorgestellt, das auf der Idee beruht, daß durch eine senkrechte Vorspannung das Normalspannungsniveau in der Mauer soweit erhöht wird, daß diese die besonderen Beanspruchungen aus der Rückverankerung aufnehmen kann. Für dieses neue Verfahren werden Hypothesen zu den Versagensmechanismen aufgestellt und Berechnungsannahmen erarbeitet, um eine sichere Bemessung der ertüchtigten Stützmauer zu ermöglichen. Die Annahmen betreffen das statische System der ertüchtigten Mauer, die Größe und die Verteilung des belastenden Erddrucks sowie die Wirksamkeit der Vorspannung und deren Auswirkung auf die Steifigkeit der Stützmauer.

Es werden die Ergebnisse von großmaßstäblichen Versuchen und Vergleichsrechnungen vorgestellt, mit denen die getroffenen Berechnungsannahmen verifiziert werden, so daß festgestellt werden kann, daß eine sichere Bemessung einer senkrecht vorgespannten und rückverankerten Stützmauer möglich ist. Als Beleg dafür wird zum Abschluß von der ersten, erfolgreich verlaufenen Anwendung des beschriebenen Verfahrens in Radebeul bei Dresden berichtet.

In dem zeitlich begrenzten Rahmen dieser Arbeit konnte nicht vollständig geklärt werden, ob die getroffenen Annahmen das Langzeitverhalten der ertüchtigten Stützmauer zutreffend beschreiben. Aus diesem Grund werden an der mit dem vorgestellten Verfahren ertüchtigten Stützmauer in Radebeul in zwei Meßschnitten dauerhaft die Vorspann- und die Ankerkräfte überwacht. Zusätzlich werden regelmäßig Verformungsmessungen durchgeführt. In Auswertung dieser Messungen und mit der Erfahrung weiterer Anwendungen des Verfahrens müssen die Annahmen zum Langzeitverhalten überprüft und gegebenenfalls verbessert werden.

Zur weiteren Vertiefung der Erkenntnisse über das in Abschnitt 2 behandelte Tragverhalten bestehender Stützmauern ist eine genauere Untersuchung der zeitlichen Entwicklung des belastenden Erddrucks von Bedeutung. Einen großen Stellenwert nimmt dabei die Veränderung der Kohäsion der Hinterfüllung im Laufe der Standzeit der Mauer ein.

Zitierte Literatur:

- [1] Bartl, U.: Zum Stand der Erddruckversuche am Institut für Geotechnik der TU Dresden
Vorträge zum Ohde-Kolloquium 1993
Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der TU Dresden, Heft 2 1995
- [2] Bausanierungstechnik GmbH Gernsheim: Informationsmappe
- [3] Brandl, H.: Erddruckumlagerungen bei Raumgitterstützmauern
Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. D. Franke
Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der TU Dresden, Heft 3 1995
- [4] Bransby, P.; Smith, A.: Side friction in model retaining-wall experiments
Journal of the Geotechnic Engineering Division
Vol. 101, July 1975, S. 615-631
- [5] Buchwald, M.: Erddruck bei rückwärtig begrenzter Hinterfüllung
Beton und Eisen, 1919, Heft 2/3
- [6] Chen, W., F.; Han, D. J.: Plasticity for structural engineers
Springer-Verlag 1988
- [7] Coulomb, C.: Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture.
Mémoires présentés à l'Académie des Sciences, VII 1773
Neuabdruck durch Editions Sience et Industrie, Paris 1971
- [8] Curtin, W., G.; Shaw, G.; Beck, J., K.: Design of reinforced and prestressed masonry;
Verlag Thomas Telford, London 1988
- [9] Drysdale, R., G.; Hamid, A., A.; Baker, L., R.: Masonry structures
Verlag Prentice Hall, 1994
- [10] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ (EAU)
Verlag Ernst & Sohn, 8. Auflage 1990
- [11] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Baugruben“ (EAB)
Verlag Ernst & Sohn, 3. Auflage 1995
- [12] Franke, D.; Vogt, L.; Bartel, U.: Standsicherheit und Erhaltung historischer Stützmauern;
„Geotechnik in der Denkmalpflege“, Sonderheft aus der Publikationsreihe der BMFT-Verbundforschung zur Denkmalpflege,
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1994
- [13] Frydman, S.; Keissar, I.: Earth pressure on retaining walls near rock faces
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 6, 1987

- [14] Gäßler, G.: Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit
Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und
Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 108, 1987
- [15] Glock, A.: Versuche zum Erddruck auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfü-
llungsbreite – Einfluß der Wandrauigkeit
Diplomarbeit an der TU Dresden 1995, unveröffentlicht
- [16] Görtler, H.: Dimensionsanalyse
Springer-Verlag 1975
- [17] Grödel, H.: Stützmauergroßversuch an der LGA Nürnberg
Diplomarbeit an der TU Dresden 1997, unveröffentlicht
- [18] Haller, J.: Untersuchungen zum Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten
Aus Forschung und Lehre, Heft 9
Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe, 1982
- [19] Hersmann, H.: Versuche zum Erddruck auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfü-
llungsbreite – Einfluß der Form des Hinterfüllungsraumes
Diplomarbeit an der TU Dresden 1995, unveröffentlicht
- [20] Hilmer, K.: Sicherung und Sanierung alter Stützkonstruktionen
Baugrundtagung, Nürnberg 1986
- [21] Janssen, E.: Versuche über Getreidedruck in Silozellen
VDI-Zeitschrift 1895, S. 1045
- [22] Kahle, M.; Illich, B.: Einsatz des Radarverfahrens zur Erkundung von Struktur
und Zustand historischen Mauerwerks
Bautechnik 69 (1992), Heft 7
Verlag Ernst & Sohn
- [23] Keppner: Erddruck auf Parallelfügel
Die Bautechnik 1925, S. 404-405
- [24] Kirchner, H.: Spannbetonbau
Werner-Verlag, Düsseldorf, 1996
- [25] Krey, H.: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes
Verlag Ernst & Sohn, 1936
- [26] Leussink u. a.: Beitrag zur Kenntnis der bodenphysikalischen Eigenschaften
von Mischböden
Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und
Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 19, 1964
- [27] Mann, W.; Bernhardt, G.: Rechnerischer Nachweis von ein- und zweiachsig
gespannten gemauerten Wänden, insbesondere von Kellerwänden
auf Erddruck
Mauerwerk-Kalender 1984, Verlag Ernst & Sohn

- [28] Melix, P.: Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel
Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 103, 1987
- [29] Metzner, Th.: Beitrag zur Erddruckermittlung bei Stützwänden mit begrenzter Hinterfüllung
Dissertation an der TH Wismar, 1989
- [30] Neumeurer, H.: Erddruck und Erdwiderstand
Hamburg 1960, Herausgeber: DGEG
- [31] Neuwald-Burg, C.; Sabha, A.; Vogt, L.: Mehrschaliges Mauerwerk mit lockerem Kern
Jahrbuch 1993 des SFB 315
Verlag Ernst & Sohn
- [32] Pieper, K.: Sicherung historischer Bauten
Verlag Ernst & Sohn, 1983
- [33] Pieper, K.; Wenzel, F.: Druckverhältnisse in Silozellen
Verlag Ernst & Sohn 1964
- [34] Pfefferkorn, W.: Rißschäden an Mauerwerk
2. Auflage, IRB-Verlag 1996
- [35] Reimbert, M. und A.: Retaining walls
Trans Tech Publications, 1974
- [36] Rybicki, R.: Bauschäden an Tragwerken
Werner-Verlag 1987
- [37] Saliger, R.: Praktische Statik, 6. Auflage
Verlag Franz Deutliche, Wien 1949
- [38] Schädlich, U.: Untersuchungen zur Standsicherheit und Erarbeitung von Sanierungsvorschlägen für ausgewählte Abschnitte der Stadtmauer von Annaberg-Buchholz
Diplomarbeit an der TU Dresden 1995, unveröffentlicht
- [39] Schwing, E.: Standsicherheit historischer Stützmauern
Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 121, 1991
- [40] Smolczyk, U.: Grundbautaschenbuch, 4. Auflage
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1992
- [41] Storm, R.: Wahrscheinlichkeitsrechnung, mathematische Statistik und statistische Qualitätskontrolle
8. verbesserte Auflage, VEB Fachbuchverlag Leipzig 1986

- [42] Wehr, W.: Granular anchors in rock and soil
Contribution to the 10th Young Geotechnical Engineers' Conference
Izmir/Turkey 1997
- [43] Weißenbach, A.: Baugruben, Teil 2
Verlag Ernst & Sohn, 1975
- [44] Wenzel, F.; Gigla, B.; Kahle, M.; Stietsch, G.: Mauerwerk
Empfehlungen für die Praxis des Sonderforschungsbereiches 315
Universität Karlsruhe 1997
- [45] Wilms, H.: Spannungsberechnung in Silos mit Hilfe der Charakteristikenmethode
Dissertation an der TU Braunschweig 1984
- [46] Winkler, E.: Neue Theorie des Erddruckes nebst einer Geschichte der Theorie des
Erddruckes und der hierüber angestellten Versuche.
Verlag R. V. Waldheim, Wien, 1872
- [47] Zanzinger, H.; Gartung, E. (1992): Großmaßstäblicher Modellversuch einer
Polsterwand aus Gittergewebe und Sand;
Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt
Bayern,
Heft 62, Eigenverlag LGA

Weitere bei der Anfertigung der Dissertation berücksichtigte Literatur:

- CEB Heft 206/207: Fastenings to reinforced concrete and masonry structures;
State-of-the-art report
CEB, August 1991
- Clayton, C. R. I.: Retaining structures
Verlag Thomas Telford 1992
- Dahmann, W.: Untersuchungen zum Verbessern von mehrschaligem Mauerwerk
durch Vernadeln und Injizieren
Dissertation an der Fakultät für Architektur der Universität
Karlsruhe, 1983
- Eibl, J. u. a.: Zur Frage des Silodrucks
Beton- und Stahlbetonbau 4/1982
- Falkner, H.; Gunkler, E.: Vorgespanntes Mauerwerk
Der Bauingenieur 11/1994
- Frank, A.: Neue Methoden zur Sanierung und Sicherung für Bauwerke am Hang
Bautenschutz-Bausanierung 11. Jg. (1988), Nr. 1, S. 28-32
- Franke, D.: Verbesserte Berechnung der Erddruckgrenzwerte in bindigem
Lockergestein
Bauplanung-Bautechnik, 1984 Heft 1, S. 28-31

- Franke, D.: Die Berechnung der Erddruckbeiwerte, wenn die Coulombsche Theorie versagt
Bauplanung-Bautechnik, 1987 Heft 4, S. 168-172
- Franke, D.: Erddruck auf unnachgiebige Wände - Auswertung von Modellversuchen
Geotechnik 1 (1988), S. 20-26
- Franke, D.; Vogt, L.: A new restoration method for gravity retaining walls
Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair
Edinburgh 1997
- Ganz, H.-R.: Vorgespanntes Mauerwerk
Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 8, 22. Februar 1990
- Glötzl, R.; Hilmer, K.; Nowack, F.: Einbauempfehlungen für Erd- und Sohldruckgeber
Symposium „Meßtechnik im Erd- und Grundbau“, München 1983
Herausgeber: DGE
- Goldscheider, M.: Historische Gründungen - Bauweisen, Beurteilung, Erhaltung und Instandsetzung
Geotechnik 16 (1993), Heft 4, S. 178-192
- Gudehus, G.: Zum bodenbedingten Einsturz historischer Bauwerke
Erhaltungskonzepte, Sonderband 1990, SFB 31
- Gudehus, G.: Sicherheitsnachweise für Grundbauwerke
Geotechnik 10 (1987), Heft 1, S. 4-34
- Gudehus, G.: Zur geotechnischen Sicherung historisch bedeutsamer Stützmauern und Stützgewölbe
Geotechnik 16 (1993), Heft 4, S. 162-169
- Hofmann, P.; Stöckl, S.: Versuche zum Haftscherverhalten der Lagerfugen von Mauerwerk
Lehrstuhl für Massivbau der TU München, 1991
- Jones, C., J. F. P.: Current practice in designing earth retaining structures
Ground Engineer 12 (1979), H. 6, S. 40-45
- Martens, P. (Hrsg.): Silo-Handbuch
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1988
- Meckelburg, L.: Berechnung des Erddrucks auf Kellerwände der WBS 70
Dissertation an der TU Dresden 1977
- Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern
Kröner-Verlag, Stuttgart 1906
- Nottrodt, H.-P.: Zur Statistik der effektiven Spannungsparameter
Schriften der HAB Weimar 61, 1988

- Ohde, J.: Gleit- und Kippsicherheit von Stützmauern
Bauplanung-Bautechnik, Heft 12 1953
- Ostermayer, H.: Scherfestigkeit verdichteter Sand-Ton-Gemische
Geotechnik 1979, S.140-147
- Petzet, M.; Mader, G., Th.: Praktische Denkmalpflege
Verlag Kohlhammer, 2. Auflage 1995
- Schmidt-Thrö, G.; Stöckel, S.: Einfluß der Probekörperform und der Meßpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen
Lehrstuhl für Massivbau der TU München, 1991
- Smolczyk, U., Vogt, N.; Hilmer, K.: Lateral earth pressure due to surcharge loads
Design parameters in geotechnical engineering
VII ECSMFE, 1979, Brighton, Volume 2, c21
- Smolczyk, U.: Wie sicher müssen Altbauten sein?
Geotechnik 1984/4, S. 174-181
Verlag Ernst & Sohn
- Terzaghi, K.: Large retaining-wall tests
Engeneering News-Record I bis IV 1934
- Vogt, L.: Neuartiges Sanierungsverfahren für Stützmauern
Dresdner Transferbrief 4/96, Herausgeber: TU Dresden
- Vogt, L.: Belastender Erddruck auf Stützmauern mit begrenzter Hinterfüllung
Vortrag zum Ohde-Kolloquium 1997
Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der TU Dresden, Heft 4 1998
- Walker, P.; Dickens, J.: Dry-stone walls
Proceedings of the Fourth International Masonry Conference; Vol. 1;
London 1995
- Walz, B.; Hock, K.: Berechnung des räumlichen Erddrucks auf die Wandungen von schachtartigen Baugruben
Taschenbuch für den Tunnelbau 1988, Verlag Glückauf GmbH
- Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk
Dissertation an der TU Braunschweig 1995
- Wendt, R.: Alte Stützmauern - Schäden und Sanierungsmöglichkeiten
Bautechnik 72 (1995), Heft 1, S.20-33

Verwendete Formelzeichen:

Symbol	Bedeutung	Einheit
α	Drehwinkel der Stützmauer	°
γ	Wichte	kN/m ³
γ_B	Wichte des Bodens	kN/m ³
γ_M	Wichte des Mauerwerks	kN/m ³
δ	Erddruckrichtungswinkel	°
$\delta_{\text{Rück}}$	Erddruckrichtungswinkel an der Rückwand	°
ϵ_r	relative Dielektrizitätszahl	
λ	Spannungsverhältnis	
η	Maß für die Sicherheit	
η_{GB}	Grundbruchsicherheit	
φ	Winkel der inneren Reibung	°
μ	Reibungsbeiwert	
ρ	Dichte	g/cm ³
ρ_s	Korndichte	g/cm ³
ρ_{min}	Dichte bei lockerster Lagerung	g/cm ³
ρ_{max}	Dichte bei dichtester Lagerung	g/cm ³
σ	Normalspannung	kN/m ²
σ_h	Horizontalkomponente der Normalspannung	kN/m ²
σ_{Dm}	mittlere Druckspannung im Querschnitt	kN/m ²
σ_Z	Haftfestigkeit des Mauerwerks	kN/m ²
σ_{Gew}	Normalspannung im Gewölbe	kN/m ²
$\text{zul}\sigma$	zulässige Normalspannung	kN/m ²
τ	Schubspannung	kN/m ²
$\text{zul}\tau$	zulässige Schubspannung	kN/m ²
ϑ	Gleitflächenwinkel	°
ϑ_a	Gleitflächenwinkel für den aktiven Erddruck	°
ϑ_{Ges}	Neigung der „Zwangsgleitfläche“	°
$\varnothing$	Durchmesser	m

Symbol	Bedeutung	Einheit
a_h	Stützweite	m
a_v	Abstand zwischen Stützung und Mauerkrone	m
b	Breite	m
$b_{\text{unbegrenzt}}$	Breite, die einer unbegrenzten Hinterfüllung entspricht	m
b_{Gew}	Breite des Gewölbes	m
b_x	Breite der Lastverteilungplatten der Horizontalanker	m
c	Kohäsion	kN/m ²
c	Lichtgeschwindigkeit	m/s
d	Mauerdicke	m
d_{Gew}	Gewölbedicke (Gewölbehöhe)	m
e	Erddruckspannung	kN/m ²
e_{gh}	vertikale Erddruckspannung infolge Eigengewicht	kN/m ²
e_{ph}	horizontale Erddruckspannung infolge Auflast	kN/m ²
e	Außermittigkeit	m
f	Gewölbestich	m
h	Höhe	m
h_R	Rieselhöhe	m
l	Länge	m
n	Anzahl	
n	Porenanteil	
n_{min}	Porenanteil bei dichtester Lagerung	
n_{max}	Porenanteil bei lockerster Lagerung	
p	Kissendruck	kN/m ²
q	Belastung der Geländeoberfläche	kN/m ²
s	Standartabweichung	μm
s	Meßweg	m
t	Tiefe	m
v	Variationskoeffizient	%
x	Meßwert	μm
$\bar{x}$	arithmetischer Mittelwert	μm
z	Tiefenordinate	m

Symbol	Bedeutung	Einheit
A_N	gedrückte Fläche	m^2
D	Lagerungsdichte	
E	Erddruckkraft	kN
E_a	Erddruckkraft im aktiven Zustand	kN
E_0	Erddruckkraft im Ruhezustand	kN
E_{Ges}	Gesamterddruckkraft	kN
$E_{Rück}$	Erddruckkraft an der Rückwand	kN
$E_{mod. GF}$	Erddruckkraft nach dem modifizierte Gleitflächenverfahren	kN
E_g	Erddruckkraft infolge Eigengewicht	kN
E_p	Erddruckkraft infolge Auflast	kN
F	Silofläche	m^2
G	Gewichtskraft	kN
H	Gesamthöhe	m
H_A	Horizontalankerkraft	kN
K	Erddruckbeiwert	
K_{ag}	Beiwert für den aktiven Erddruck infolge Eigengewicht	
K_{ap}	Beiwert für den aktiven Erddruck infolge Auflast	
L	Gesamtlänge	m
M	Moment	kNm
N	Vorspannkraft	kN
P	Auflast	kN
Q	Reibungskraft in der Gleitfläche	kN
R	Reibungskraft an der Seitenwand	kN
T	Schubkraft	kN
U	Siloumfang	m
U	Ungleichförmigkeitszahl	
V	Vertikalkraft	kN

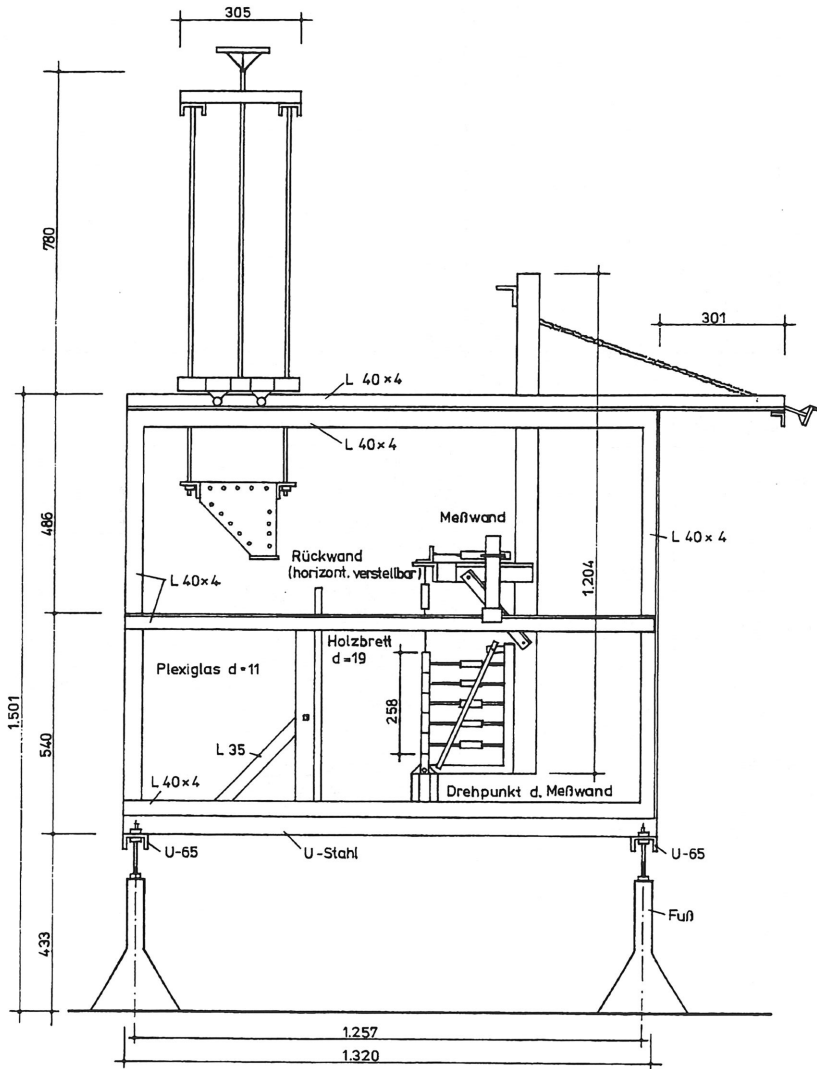
Anhang

	Seite
A1 Versuche zum Erddruck infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper	121
A1.1 Zeichnerische Darstellung des Versuchsstandes:	121
A1.2 Korngrößenverteilung des Modellsandes	122
A1.3 Ergebnisse der statistischen Auswertung der Modellversuche	123
A1.4 Ergänzende Darstellung der Diagramme	125
A2 Großmaßstäbliche Modellversuche zum Tragverhalten rückverankerter und senkrecht vorgespannter Stützmauern	128
A2.1 Versuchsmaterial	128
A2.2 Ergänzende Darstellung der Verformungen der Modellwand	132
A2.3 Ergänzende Darstellung der Erddruckverteilung hinter der Modellmauer	133
A2.4 Ergänzende Darstellung der Entwicklung der Horizontalstützkräfte	146

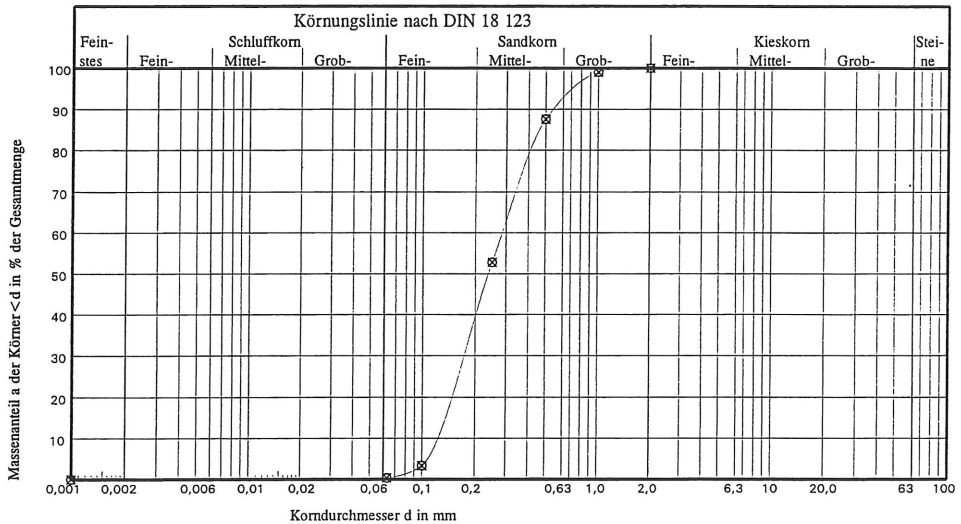
A1 Versuche zum Erddruck infolge geometrisch begrenzter Bodenkörper

A1.1 Zeichnerische Darstellung des Versuchsstandes:

Seitenansicht Versuchsstand M. 1:10 Maße in mm



A1.2 Korngrößenverteilung des Modellsandes



Meßergebnisse

d in mm	a in %
2.0000	100.00
1.0000	99.02
0.5000	87.55
0.2500	52.80
0.1000	3.35
0.0630	0.32
0.0010	0.00

interpretierte Ergebnisse

d ₁₀ in mm	0.1242
d ₃₀ in mm	0.1754
d ₆₀ in mm	0.2849
Ungleichförmigkeitszahl	2.2933
Krümmungszahl	0.8692
Tonkorn (d < 0.002 mm) in %	0.00
Schluffkorn (0.002 < d < 0.06 mm) in %	0.32
Sandkorn (0.06 < d < 2 mm) in %	99.68
wirksamer Durchmesser in mm	0.2091
mittlerer Durchmesser in mm	0.2973
Fließgrenze w _l [-]	nicht best.
Ausrollgrenze w _p [-]	nicht best.
Plastizitätszahl I _p [-]	nicht best.
Bennennung nach DIN 4022	Sg
Klassifizierung nach DIN 18196	SE

A1.3 Ergebnisse der statistischen Auswertung der Modellversuche

Versuche mit unterschiedlichen Hinterfüllungsbreiten

Empirische Variationskoeffizienten für den Zustand „unnachgiebige“ Wand in %

Lamelle		Versuchsbezeichnung				
		V4	V6	V8	V10	V13
horizontal						
	1	21.15	8.86	22.83	17.94	13.50
	2	8.98	7.17	8.80	8.12	9.85
	3	5.76	5.17	3.92	7.08	4.87
	4	8.73	6.95	7.63	5.44	8.26
	5	4.67	4.28	9.06	7.85	8.54
vertikal						
	1	10.76	10.38	9.21	11.33	22.58
	2	9.15	8.88	8.59	2.73	6.47
	3	8.67	8.92	4.79	8.11	7.80
	4	5.76	5.88	4.02	6.26	3.32
	5	9.50	7.65	8.68	7.87	5.00

Empirische Variationskoeffizienten für den „aktiven Zustand“ in %

Lamelle		Versuchsbezeichnung				
		V4	V6	V8	V10	V13
horizontal						
	1	17.87	21.91	20.27	15.29	19.95
	2	9.22	9.26	7.54	8.78	9.72
	3	8.47	7.49	2.69	5.63	8.79
	4	7.39	7.39	5.76	7.61	9.75
	5	7.75	9.27	5.78	9.97	8.06
vertikal						
	1	11.61	20.96	18.56	18.37	14.84
	2	4.31	8.96	6.26	7.47	7.02
	3	5.44	9.63	6.38	3.32	6.61
	4	6.81	9.57	4.03	8.24	7.30
	5	6.22	7.22	6.84	6.85	4.94

Versuche mit unterschiedlichen Wandrauhigkeiten

Empirische Variationskoeffizienten für den Zustand „unnachgiebige“ Wand in %

Lamelle	Versuchsbezeichnung					
	RA	RB	RC	RD	RF	RG
horizontal						
1	9.07	6.53	11.91	12.15	9.22	3.49
2	6.13	4.18	5.09	6.34	3.20	3.03
3	7.75	3.73	3.62	4.26	2.37	2.59
4	4.99	3.63	4.08	4.13	2.87	3.72
5	2.10	2.65	5.76	2.66	1.58	3.79
vertikal						
1	3.89	3.37	10.20	1.84	4.65	3.86
2	5.10	3.62	7.79	2.62	7.64	5.33
3	4.01	2.83	2.85	3.69	6.14	4.68
4	4.67	3.73	3.16	1.93	2.88	3.89
5	4.01	4.35	4.14	2.12	5.39	3.68

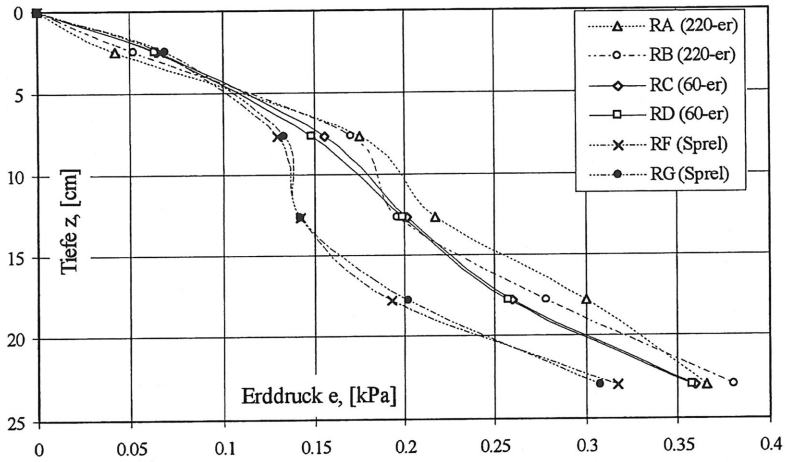
Empirische Variationskoeffizienten für den „aktiven Zustand“ in %

Lamelle	Versuchsbezeichnung					
	RA	RB	RC	RD	RF	RG
horizontal						
1	11.90	13.31	17.81	16.44	11.39	8.63
2	5.10	4.89	14.15	5.52	4.06	4.94
3	6.87	4.92	5.32	5.23	2.02	7.98
4	9.27	7.28	2.74	4.74	3.99	5.03
5	10.03	6.57	4.05	6.26	4.05	4.68
vertikal						
1	9.08	12.47	16.79	12.84	6.51	7.98
2	5.85	5.83	16.29	5.23	5.87	4.02
3	7.77	5.23	5.12	4.36	6.16	6.16
4	7.97	5.31	7.10	4.60	4.78	4.18
5	6.99	6.80	4.49	4.79	2.85	4.18

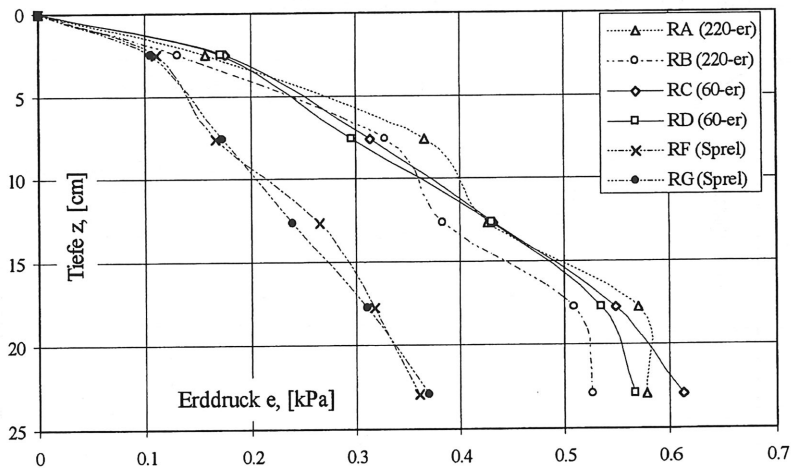
A1.4 Ergänzende Darstellung der Diagramme

Versuche mit unterschiedlichen Wandrauhigkeiten

a) Vertikalanteil des „aktiven Erddrucks“:



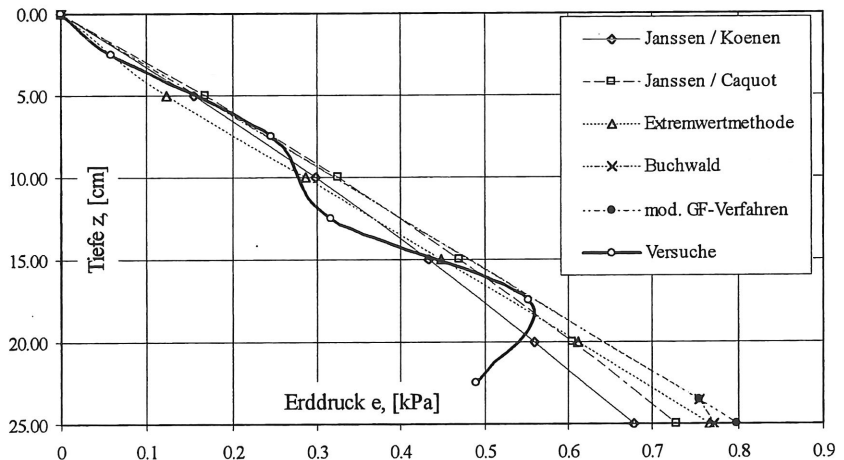
b) Vertikalanteil des „Ruhedrucks“:



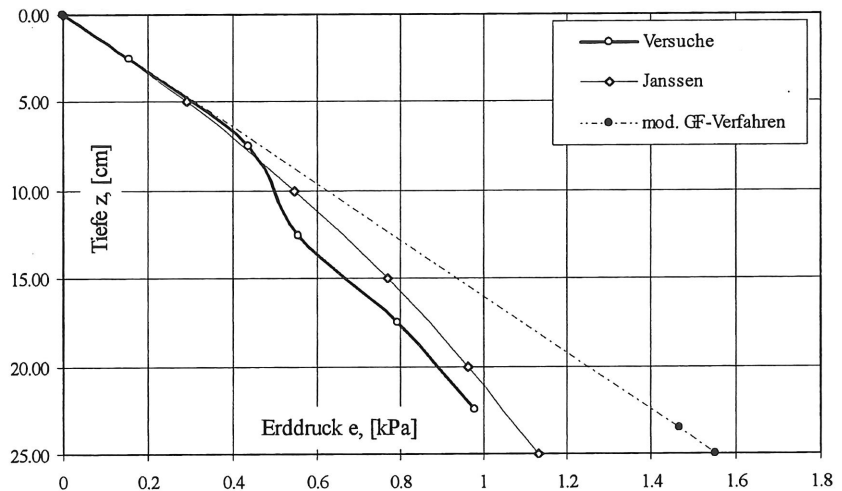
Vergleich der Erddruckverteilungen ausgewählter Berechnungsverfahren mit den Versuchsergebnissen

a) Hinterfüllungsbreite 13,6 cm:

Horizontalanteil des „aktiven Erddrucks“

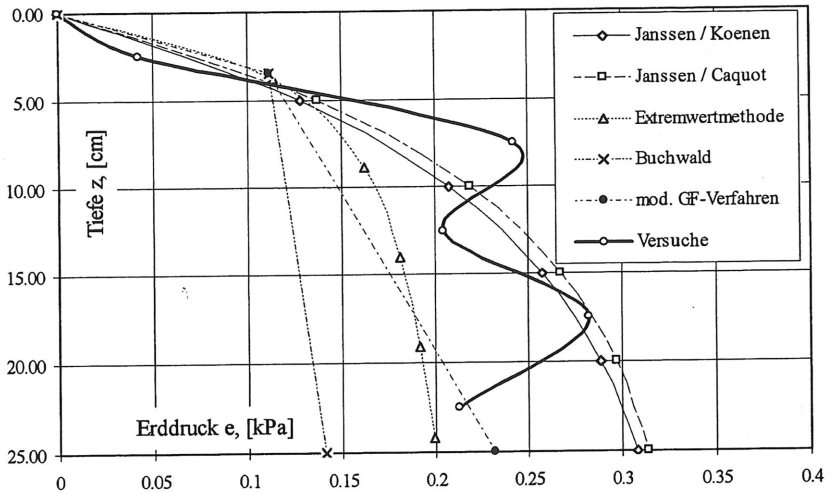


Horizontalanteil des „Erddrucks auf eine unnachgiebige Wand“

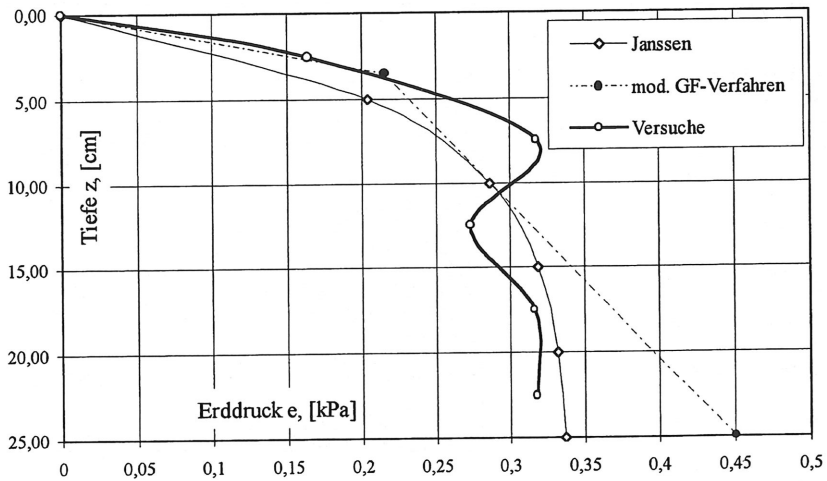


b) Hinterfüllungsbreite 2 cm:

Horizontalanteil des „aktiven Erddrucks“



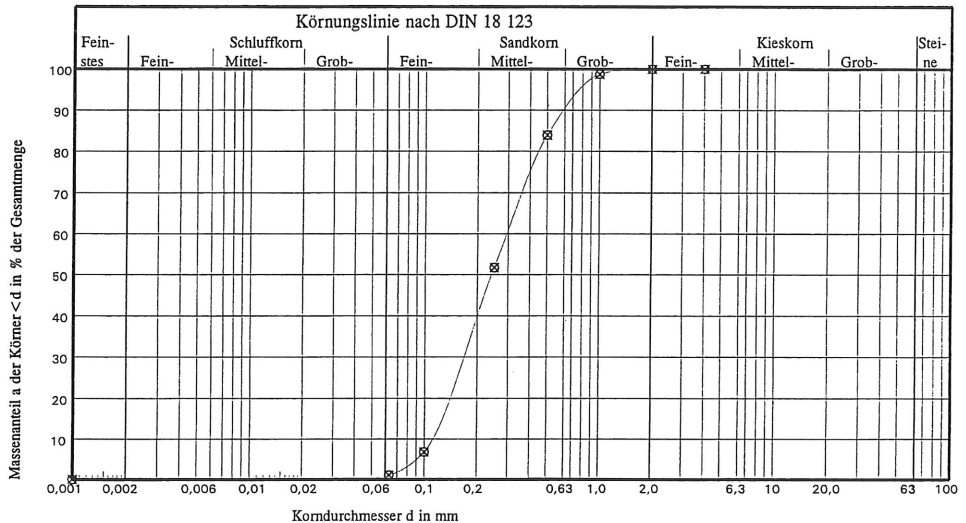
Horizontalanteil des „Erddrucks auf eine unnachgiebige Wand“



A2 Großmaßstäbliche Modellversuche zum Tragverhalten rückverankerter und senkrecht vorgespannter Stützmauern

A2.1 Versuchsmaterial

Korngrößenverteilung des Modellsandes



Meßergebnisse

d in mm	a in %
4.0000	100.00
2.0000	99.97
1.0000	98.73
0.5000	83.95
0.2500	51.71
0.1000	6.81
0.0630	1.07
0.0010	0.00

interpretierte Ergebnisse

d ₁₀ in mm	0.1140
d ₃₀ in mm	0.1701
d ₆₀ in mm	0.3025
Ungleichförmigkeitszahl	2.6541
Krümmungszahl	0.8394
Tonkorn (d < 0.002mm) in %	0.00
Schluffkorn (0.002 < d < 0.06mm) in %	1.07
Sandkorn (0.06 < d < 2mm) in %	98.90
wirksamer Durchmesser in mm	0.2004
mittlerer Durchmesser in mm	0.3099
Fließgrenze w _l [-]	nicht best.
Ausrollgrenze w _p [-]	nicht best.
Plastizitätszahl I _p [-]	nicht best.
Bennennung nach DIN 4022	Sg
Klassifizierung nach DIN 18196	SE

Bestimmung der Einbaudichte

Der Modellsand wurde in Lagen von 0,3 m eingebaut und verdichtet. An der Oberfläche jeder Schicht wurde eine Densitometermessung durchgeführt. Für jeden Teilversuch wurden zwei leichte Rammsondierungen ausgeführt.

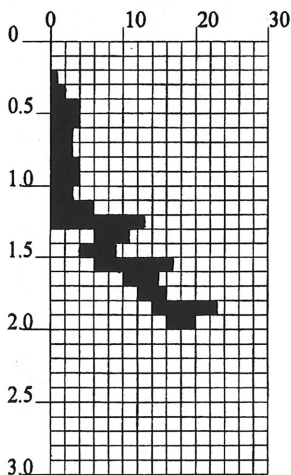
Ergebnisse der Densitometermessungen:

Versuchsbezeichnung	Einbaudichte ρ , g/cm ³	Wichte γ , kN/m ³
V1	1,67	16,38
V2	1,67	16,38
V3	1,68	16,48

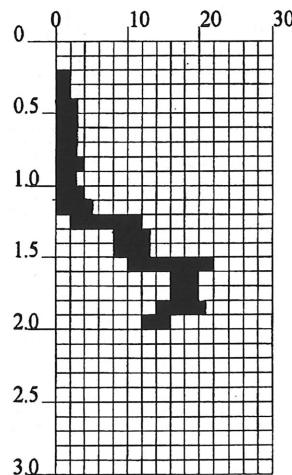
Ergebnisse der Rammsondierungen:

Versuch 1:

Schläge je 10 cm Eindringtiefe N_{10}

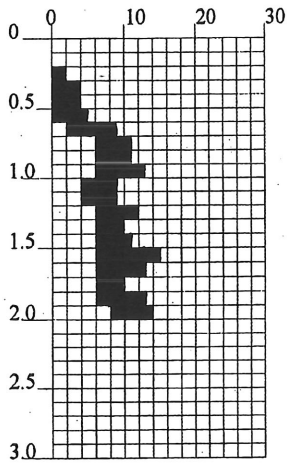


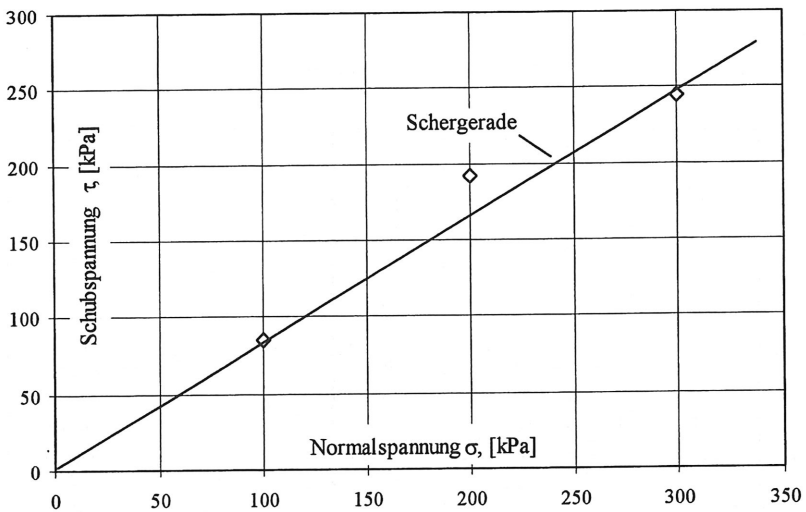
Schläge je 10 cm Eindringtiefe N_{10}



Versuch 2:

Schläge je 10 cm Eindringtiefe N_{10}

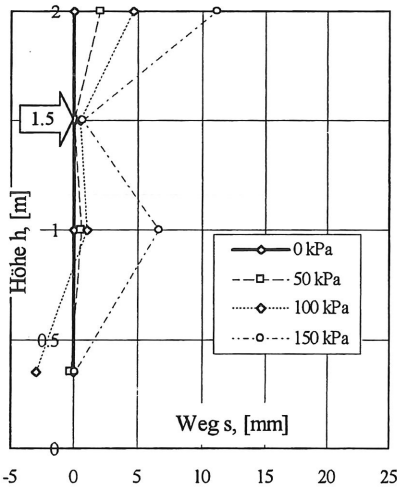


Scherversuche am Modellsand:

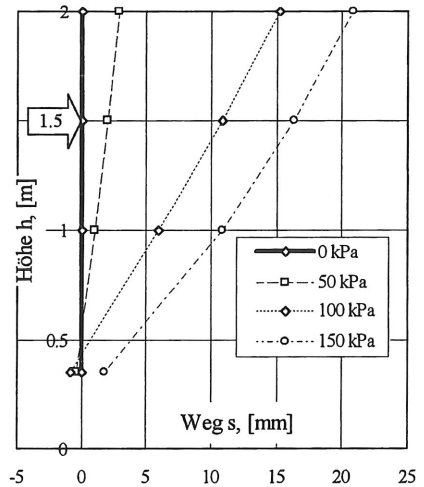
A2.2 Ergänzende Darstellung der Verformungen der Modellwand

Versuch 1

a) Feldschnitt:

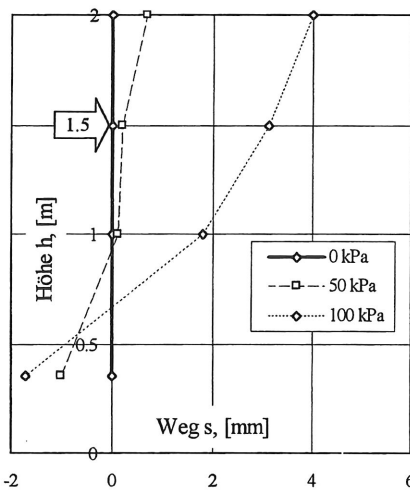


b) Ankerschnitt:

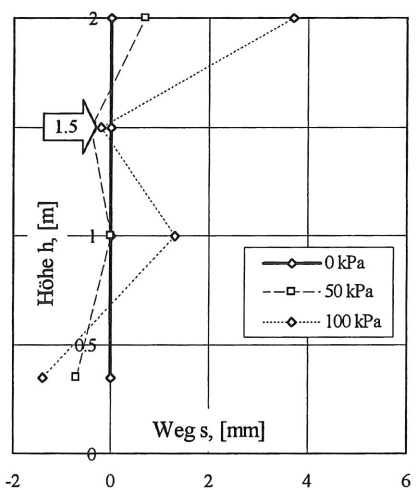


Versuch 2

a) Feldschnitt:



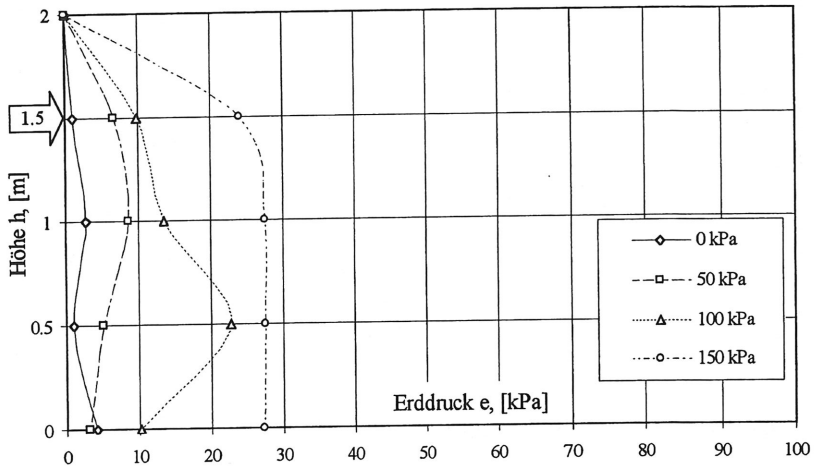
b) Ankerschnitt:



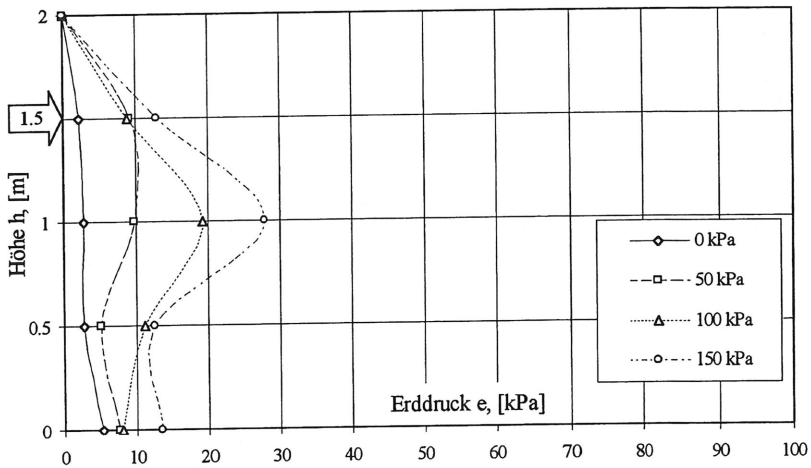
A2.3 Ergänzende Darstellung der Erddruckverteilung hinter der Modellmauer

Versuch 1

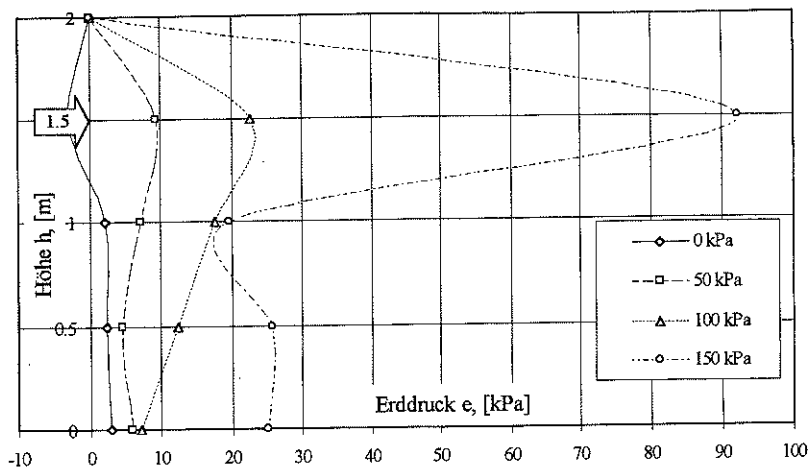
a) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v1:



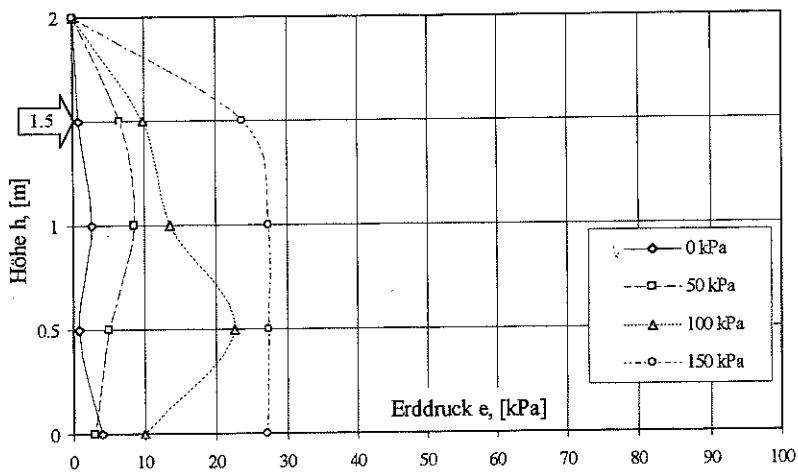
b) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v2:



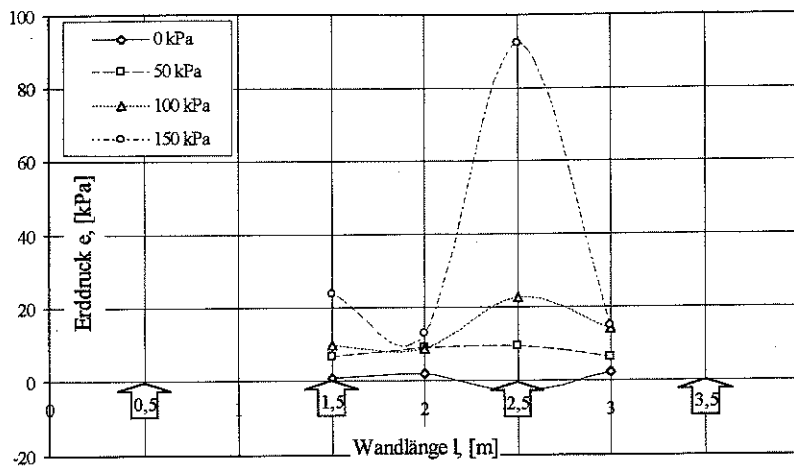
c) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v3:



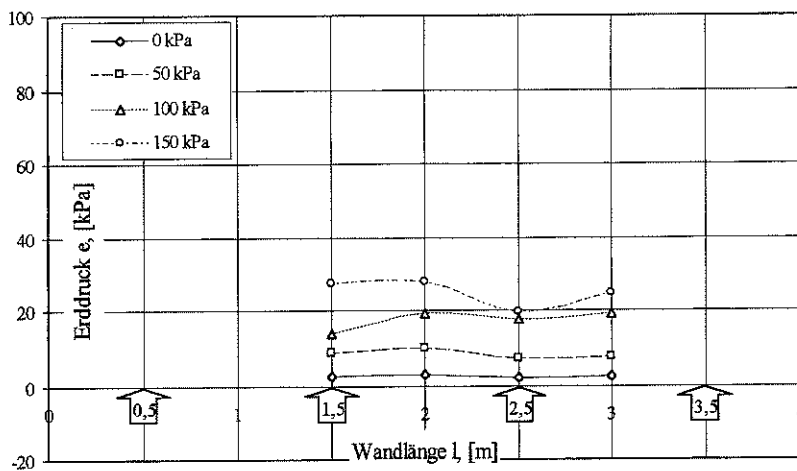
d) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v4:



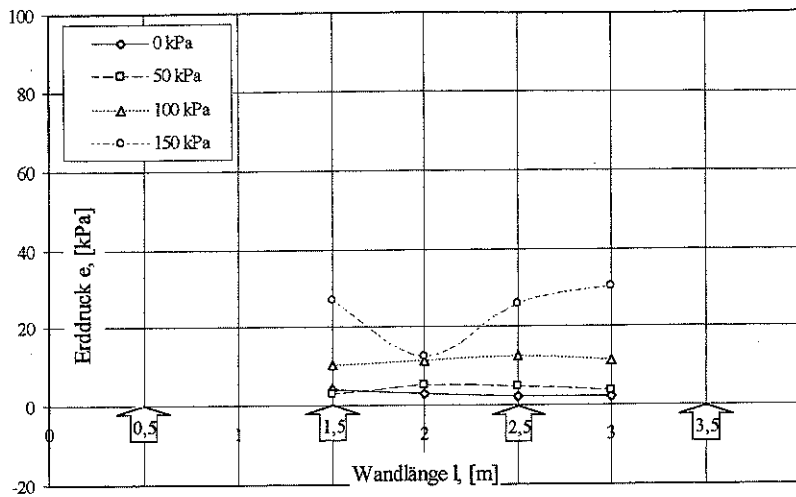
e) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h1:



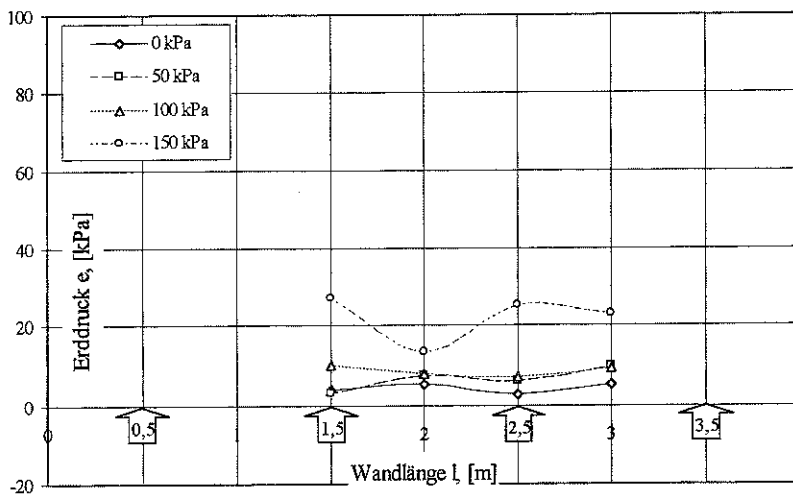
f) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h2:



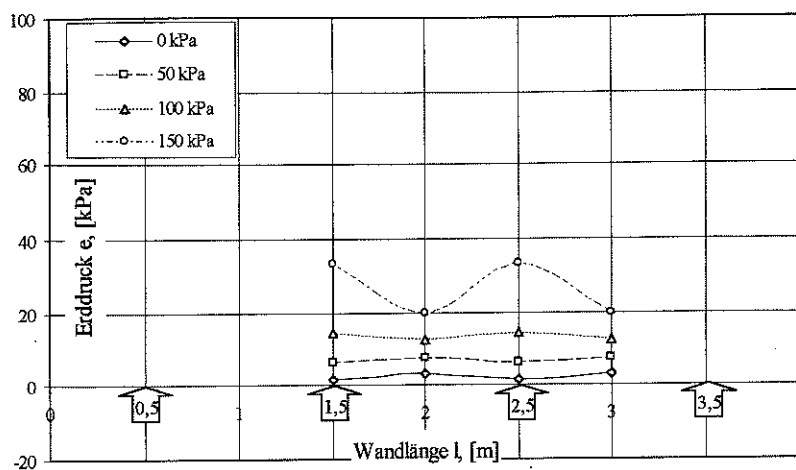
g) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h3:



h) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h4:

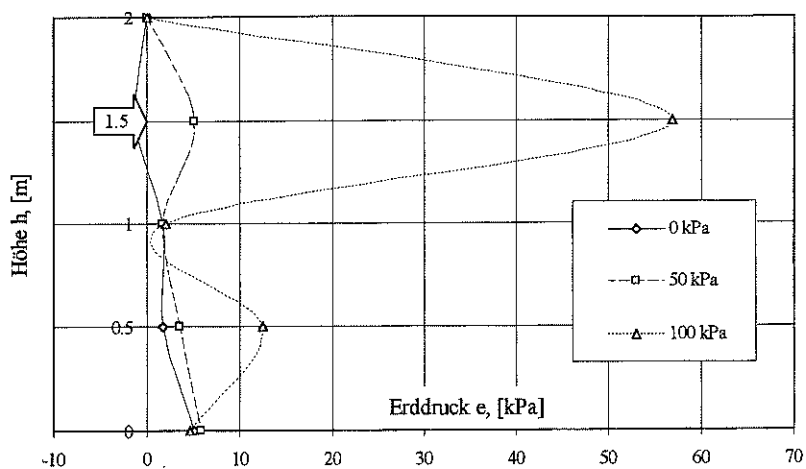


i) Mittelwerte der Erddruckverteilung über die Wandlänge:

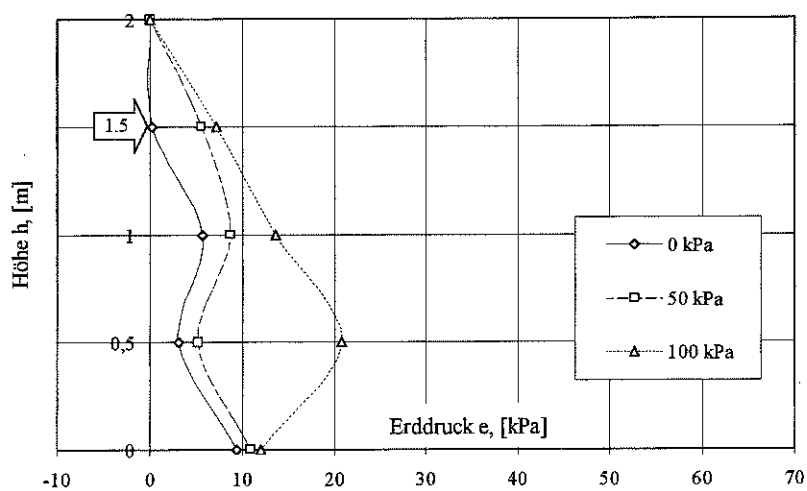


Versuch 2

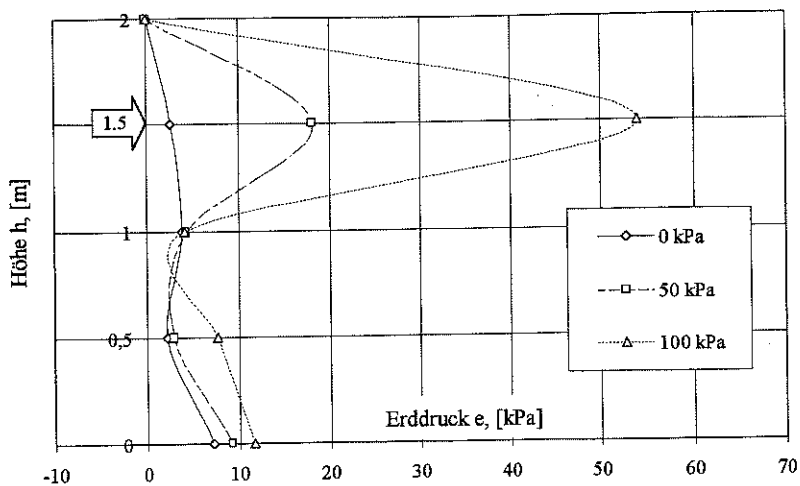
a) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v1:



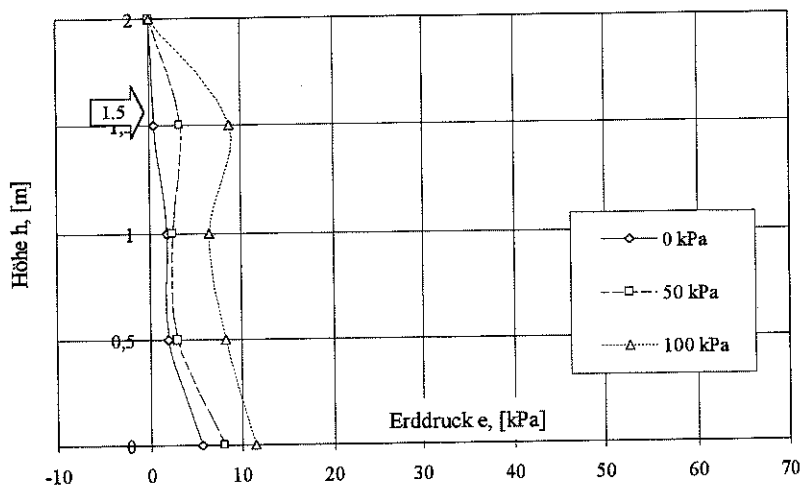
b) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v2:



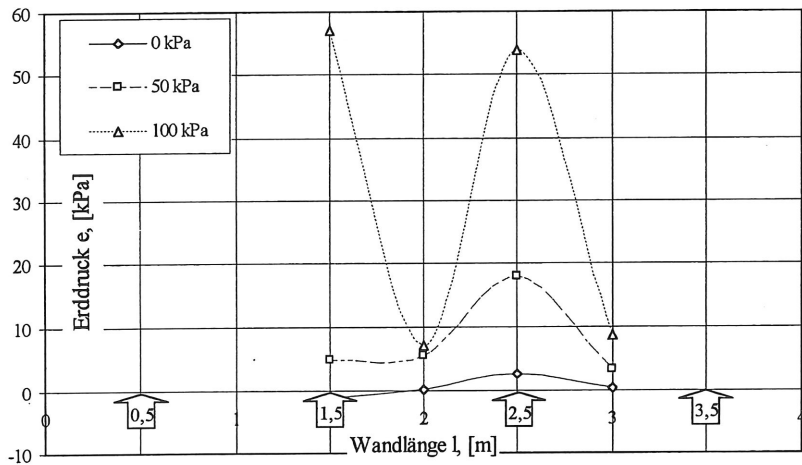
c) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v3:



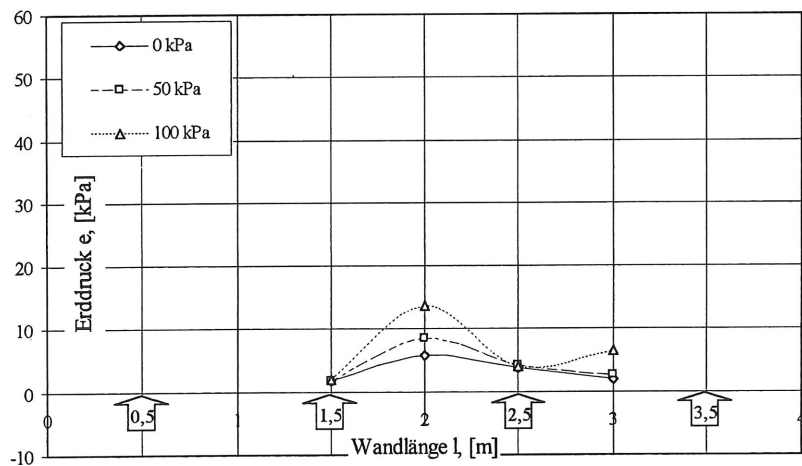
d) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v4:



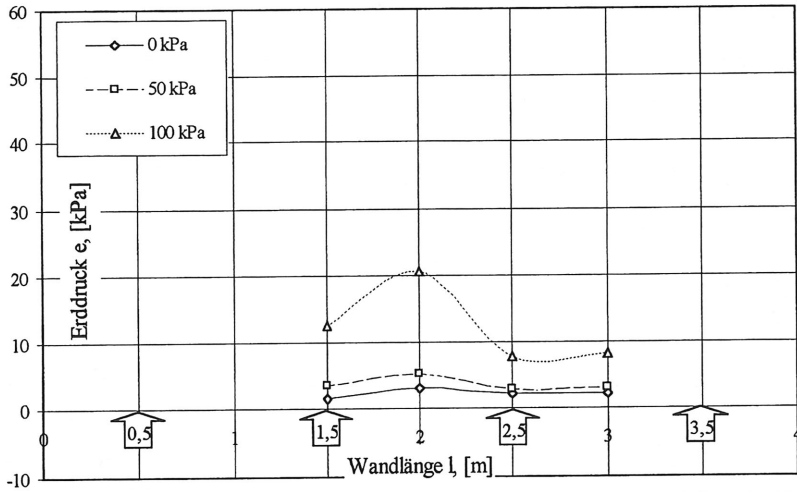
e) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h1:



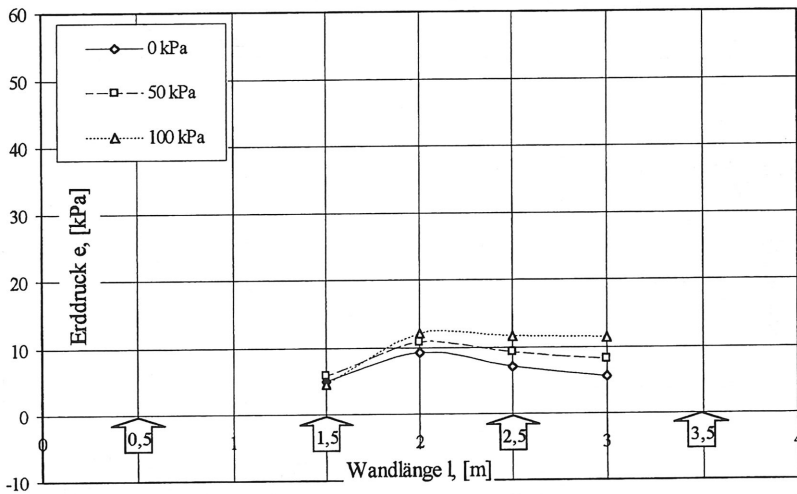
f) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h2:



g) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h3:

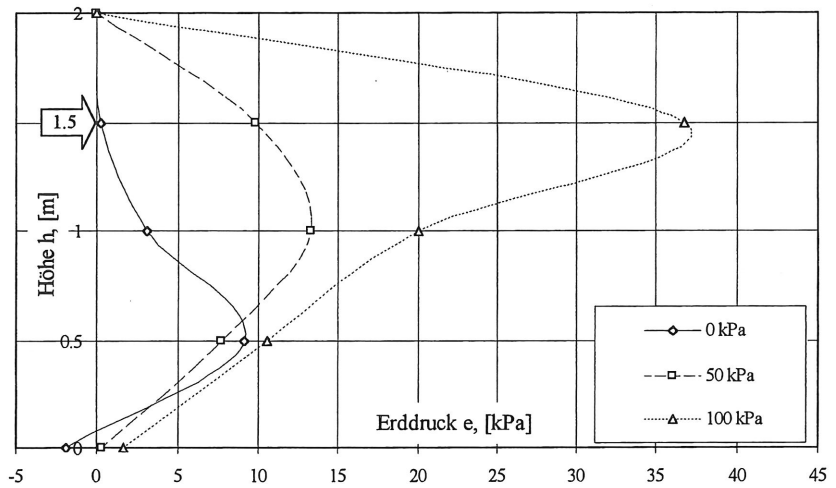


h) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h4:

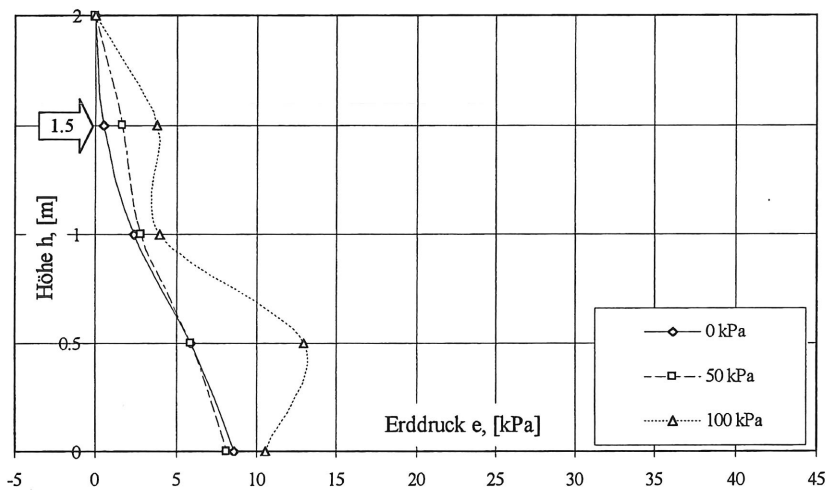


Versuch 3

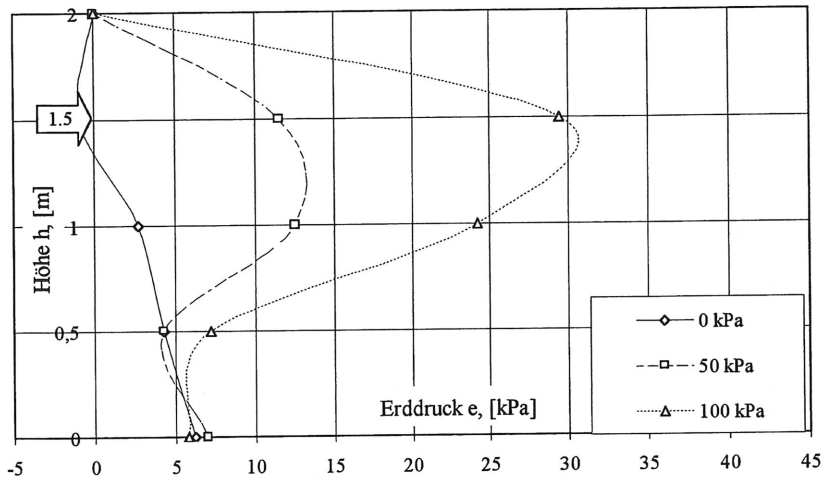
a) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v1:



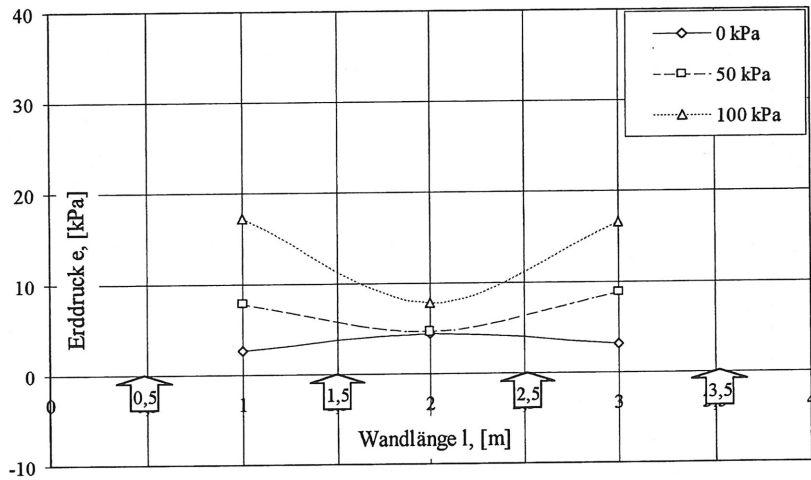
b) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v2:



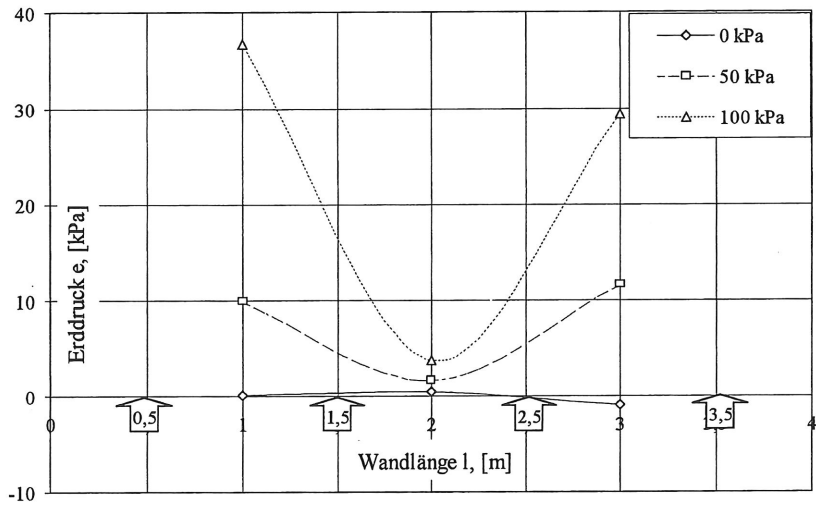
c) Erddruckverteilung über die Mauerhöhe in Schnitt v3:



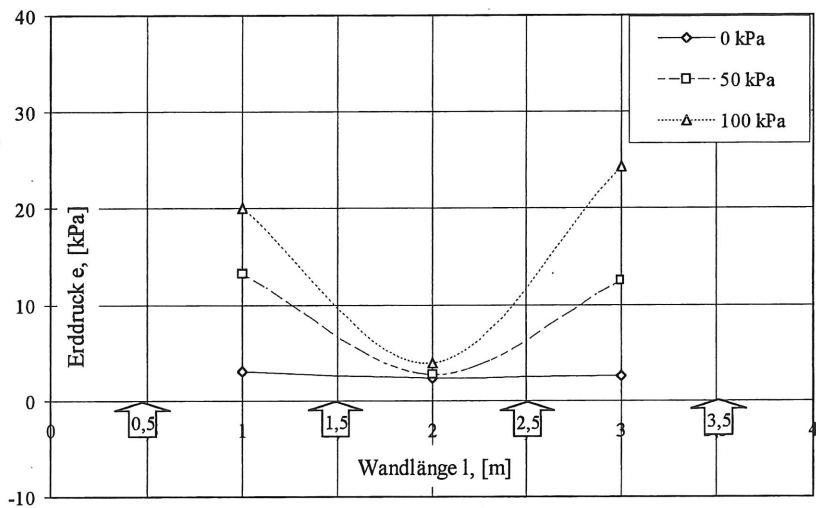
d) Mittelwerte der Erddruckverteilung über die Wandlänge:



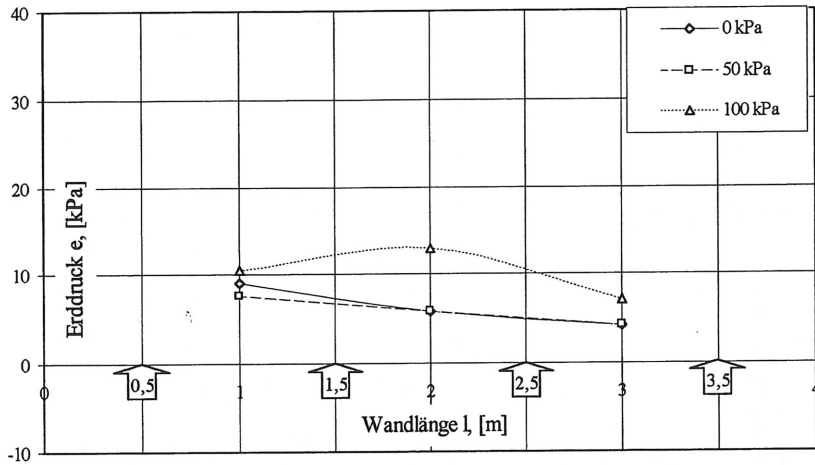
e) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h1:



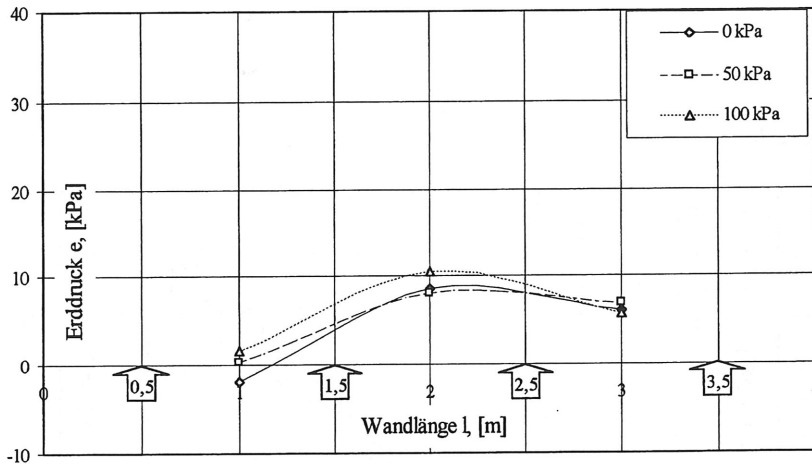
f) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h2:



g) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h3:

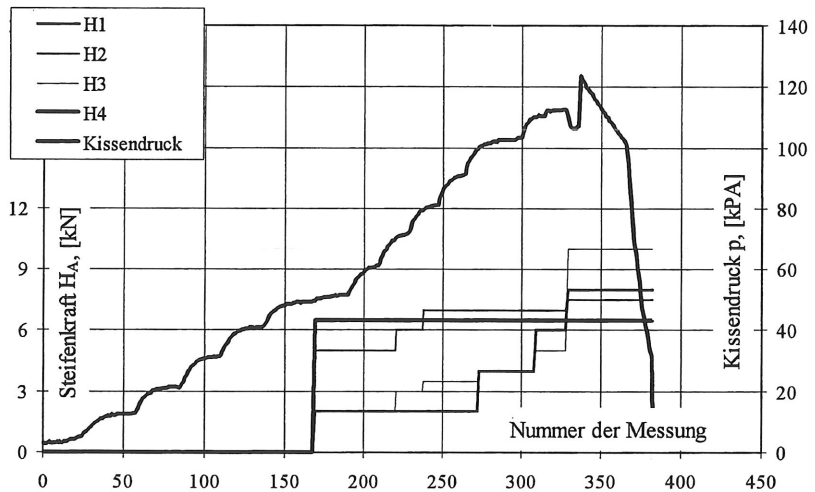


h) Erddruckverteilung über die Wandlänge in Schnitt h4:

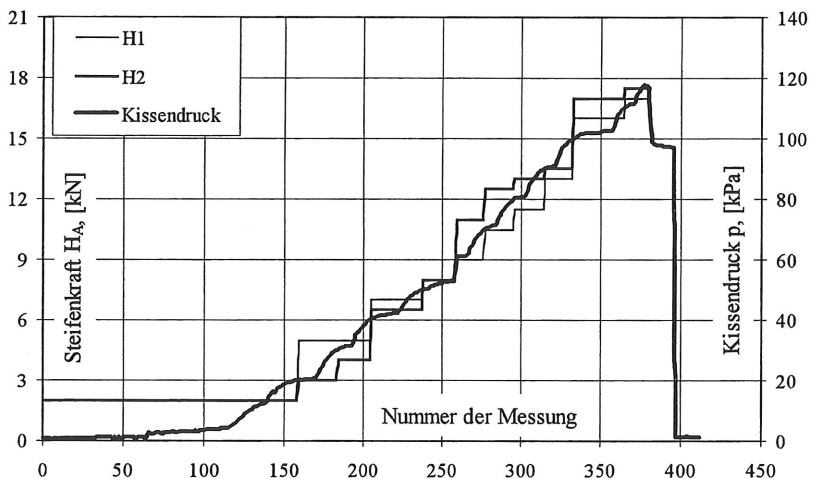


A2.4 Ergänzende Darstellung der Entwicklung der Horizontalstützkkräfte

Versuch 2



Versuch 3



Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke

Heft 1	Franke, D. (Hrsg.)	1992	Das Institut für Geotechnik an der TU Dresden + Die Veröffentlichungen Johann Ohdes
Heft 2	Franke, D. (Hrsg.)	1995	OHDE-Kolloquium 1993
Heft 3	Franke, D. (Hrsg.)	1995	Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke
Heft 4	Franke, D. (Hrsg.)	1997	OHDE-Kolloquium 1997
Heft 5	Engel, J.	1998	Entwicklung von Datenstrukturen für bodenmechanische Anwendungen
Heft 6	Vogt, L.	1998	Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern

