



Universität Dortmund
Lehrstuhl Baugrund - Grundbau

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

Heft 25

**Optimierte Berechnung von nicht gestützten
Baugrubenwänden in Sand**

von

Stephan Gutjahr

Dortmund 2003

Dissertation

genehmigt durch die Fakultät Bauwesen
der Universität Dortmund

Tag der mündlichen Prüfung: 22. Oktober 2003

Referenten:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

Univ.-Prof. Dr.-Ing. B. Walz

Autor dieses Heftes:

Dr.-Ing. Stephan Gutjahr

Lehrstuhl Baugrund – Grundbau

Universität Dortmund

Vorwort des Herausgebers

Das Verfahren von Blum zur Berechnung von Wänden mit Bodeneinspannung hat sich in der Praxis seit vielen Jahren bewährt. Die Annahmen und Vereinfachungen des Modells lassen sich mit Hilfe von Plausibilitätsüberlegungen anschaulich nachvollziehen, wie z.B. die grundlegenden Arbeiten von WEISSENBACH zeigen.

Bisher fehlten jedoch eine systematische Untersuchung zur Genauigkeit des Modells. Erst durch die großen Fortschritte bei der Entwicklung von Stoffgesetzen und bei der Finite-Elemente-Methode sind zuverlässige Vergleichsmöglichkeiten gegeben. Stephan Gutjahr verwendet für seine Berechnungen das hypoplastische Modell, das die erforderlichen Ansprüche an die Genauigkeit erfüllt. Ein wichtiger Baustein fehlte jedoch bisher noch. In vielen Berechnungen wird der Kontakt zwischen Boden und Bauwerk mit Hilfe der Coulomb-Reibung simuliert. Diese Annahme steht in Widerspruch zum hypoplastischen Modell, das keinen festen Reibungswinkel kennt. Durch die Entwicklung eines hypoplastischen Kontaktmodells kann Stephan Gutjahr diese Lücke schließen.

In umfangreichen Berechnungen werden Erddruckverteilungen, Biegemomente und Querkräfte untersucht. Besonders hervorzuheben sind die Ergebnisse zum Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes der Wand. Die Berechnungen zeigen die unterschiedlichen Bruchmechanismen je nach Drehpunktlage der Wand und liefern K_p -Werte, die zur Wandbewegung passen.

Auf der Grundlage seiner Untersuchungen schlägt Stephan Gutjahr ein eigenes analytisches Berechnungsmodell vor, das einige Vorteile aufweist und dem zu wünschen ist, daß es von der Praxis angenommen wird.

Dortmund, 2003

A. Hettler

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Lehrstuhl Baugrund – Grundbau der Universität Dortmund entstanden. Die Untersuchungen wurden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft in einem Forschungsprojekt gefördert. Für diese Förderung möchte ich mich bedanken.

Das Gelingen einer Forschungsarbeit ist von vielen Faktoren abhängig. Nicht zu unterschätzen ist dabei, neben der fachlichen Betreuung auch das Arbeitsumfeld. Die freundliche und kollegiale Atmosphäre am Lehrstuhl Baugrund – Grundbau hat die Entstehung dieser Dissertation sehr gefördert. Meinem Kollegen und Freund Dr.-Ing. Th. Maier möchte ich für die vielen Diskussionen und ermunternden Anregungen danken. Dazu bedanke ich mich bei den Angestellten des Lehrstuhls für ihre Unterstützung. Frau A. Jamro hat viele Abbildungen und Zeichnungen erstellt. Frau Dipl.-Arch. S. Vega Ortiz wertete zahlreiche Berechnungen aus.

Besonders bedanke ich mich bei Herrn Prof. A. Hettler für die Betreuung meiner Arbeit. Mit ständiger Gesprächsbereitschaft und zahlreichen konstruktiven Hinweisen hat er das Gelingen der Dissertation gefördert.

Sehr herzlich danke ich Herrn Prof. B. Walz für die Übernahme des Korreferats und für die interessanten fachlichen Gespräche, die sich damit ergaben.

Außerdem möchte ich den Herren Dr.-Ing. D. König und Dr.-Ing. J. Garnier für die Bereitstellung der Versuchsdaten ihrer modifizierten Rahmenscherversuche danken.

Ganz besondere Dank gebührt meiner Frau, zum einen für ihre ausführlichen Korrekturen des Textes und zum anderen für ihre umfassende Unterstützung. Für weitere Korrekturen der schriftlichen Arbeit danke ich besonders Frau K. Hölter. Auch meiner Tochter danke ich. Sie zeigte mir in schwierigeren Phasen meiner Arbeit mit einem Lachen, dass schwere Probleme leichter wiegen können.

Dortmund, 2003

St. Gutjahr

Inhaltsverzeichnis

1	Problemstellung und Zielsetzung	9
1.1	Einführung	9
1.2	Erddruckverteilung	12
1.3	Ansatz der Wandreibung	17
1.4	Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes	20
1.5	Einfluss der Biegesteifigkeit der Wand	21
1.6	Lösungsansatz und Zielsetzung	22
2	Numerische Modellierung	24
2.1	Hypoplastisches Stoffgesetz	24
2.1.1	Allgemeine Formulierung	24
2.1.2	Vollständige Version des hypoplastischen Stoffgesetzes	26
2.1.3	Stoffparameter	29
2.2	Programmsystem ABAQUS	29
2.3	Diskretisierung	30
2.4	Berechnungsablauf	32
3	Grundsätzliche Eignung des FE-Modells	35
3.1	Eignung der FE-Methode	35
3.2	Vergleich von Berechnungsergebnissen mit Modellversuchen	37

3.2.1	Modellversuche	38
3.2.2	Mobilisierter Erdwiderstand	39
3.2.3	Biegemomente der Wand	42
3.3	Zusammenfassung	43
4	Vergleich von FEM-Berechnungen mit dem Verfahren nach Blum	44
4.1	Grundlagen des Vergleiches	44
4.2	Erddruck und Erdwiderstand	46
4.3	Querkraftverlauf	50
4.4	Biegemomentenverteilung	51
4.5	Schlussfolgerungen	53
5	Ansatz der Wandreibung	55
5.1	Standardverfahren nach BLUM	56
5.2	Berechnungen mit der FE-Methode	57
5.3	Hypoplastisches Kontaktmodell	60
5.3.1	Theoretische Herleitung	60
5.3.2	Erweiterung für beliebige Oberflächenrauigkeiten	64
5.3.3	Vergleich von Ergebnissen aus Versuchen und Berechnungen mit dem Kontaktmodell	67
5.3.4	Implementierung in ABAQUS	70
5.4	Anwendung auf Problemstellungen	73
5.4.1	Erddruckverteilung und lokale Wandreibung	73
5.4.2	Erddruckkräfte und Neigungswinkel	76
5.4.3	Schnittgrößen der Wand	78
5.5	Folgerungen für den Ansatz der Wandreibung	79

6	Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes	82
6.1	Einführung	82
6.2	Berechnungssystem	83
6.3	Auswertungsmethode	86
6.4	Verschiebungsfelder und Bruchmechanismus	88
6.5	Mobilisierung des Erdwiderstandes	91
6.6	Wandreibung und Neigungswinkel des Erdwiderstandes	95
6.7	Lage der Resultierenden des Erdwiderstandes	99
6.8	Erdwiderstandsbeiwerte	101
6.9	Verteilung des Erdwiderstandes	104
6.10	Vergleich mit Ansätzen anderer Autoren und DIN 4085	106
6.11	Zusammenfassung	108
7	Einfluss der Wandbiegesteifigkeit auf das Tragverhalten	110
7.1	Einführung	110
7.2	Wandverformungen	112
7.3	Auswirkungen auf den aktiven Erddruck	113
7.4	Bodenreaktionen im Einbindebereich	114
7.5	Biegemomente der Wand	117
7.6	Vergleich mit den Ergebnissen anderer Autoren	120
7.7	Zusammenfassung	123
8	Vorschlag für ein analytisches Berechnungsverfahren	124
8.1	Einführung	124
8.2	Berechnungsannahmen	125
8.3	Gleichgewichtsbedingungen	127
8.4	Berechnung nach DIN 1054: 1976-11	129

8.4.1	Ermittlung der Einbindetiefe	129
8.4.2	Berechnung bei vorgegebener Einbindetiefe	131
8.4.3	Ermittlung des größten Biegemomentes der Wand	133
8.5	Berechnung nach DIN 1054: 2003-01	135
8.5.1	Vorermittlung der Einbindetiefe	136
8.5.2	Nachweis des Erdauflegers	138
8.5.3	Ermittlung der Biegebeanspruchung der Wand	141
8.6	Vergleich: Berechnungsvorschlag, BLUM und FE-Methode	144
8.7	Zusammenfassung	147
9	Zusammenfassung	148
	Literaturverzeichnis	151
	Symbolverzeichnis	159
A	Ergebnisse aus modifizierten Rahmenscherversuchen und Berechnungen	165
B	Erdwiderstand bei Drehung um einen tiefliegenden Punkt auf der Wand	169
C	Beispiel zum Berechnungsvorschlag	173
C.1	Berechnung nach DIN 1054:1976-11	173
C.2	Berechnung nach DIN 1054:2003-01	177

Kapitel 1

Problemstellung und Zielsetzung

1.1 Einführung

Nicht gestützte, im Boden eingespannte Wände sind von besonderer Bedeutung bei der Herstellung von Baugruben, entweder als endgültiges statisches System oder im Bauzustand vor Einbau der ersten Stützung.

Die Standsicherheit von nicht gestützten Baugrubenwänden beruht auf der Einspannung im Untergrund. Infolge des Erddruckes bewegt sich die Wand im oberen Bereich zur Baugrube hin und am Fußpunkt in die entgegengesetzte Richtung. Durch die Drehung wird oberhalb des Drehpunktes auf der Baugrubenseite und unterhalb auf der Erdseite Erdwiderstand aktiviert (Abbildung 1.1).

Die Berechnung erfolgt im deutschsprachigen Raum üblicherweise mit dem Ansatz nach BLUM [8]. Dieser hat sich aufgrund seiner Einfachheit und positiver Erfahrungen in der

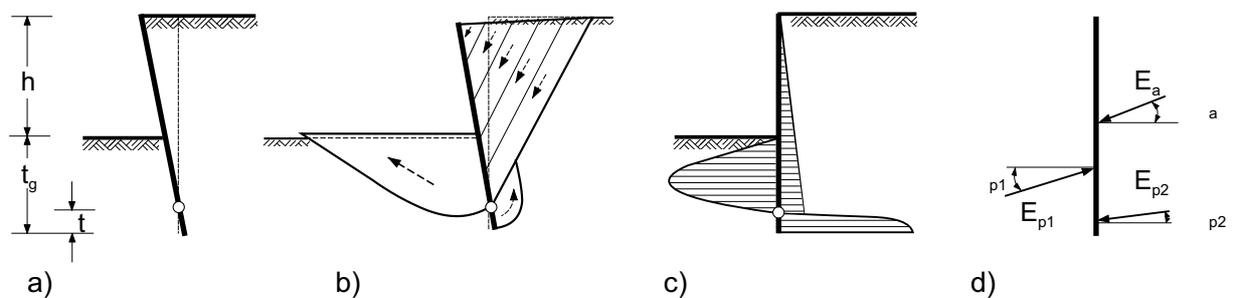


Abb. 1.1: Tragverhalten einer nicht gestützten Wand: a) Verdrehung, b) möglicher Bruchkörper, c) Spannungsverteilung, d) Kräftegleichgewicht

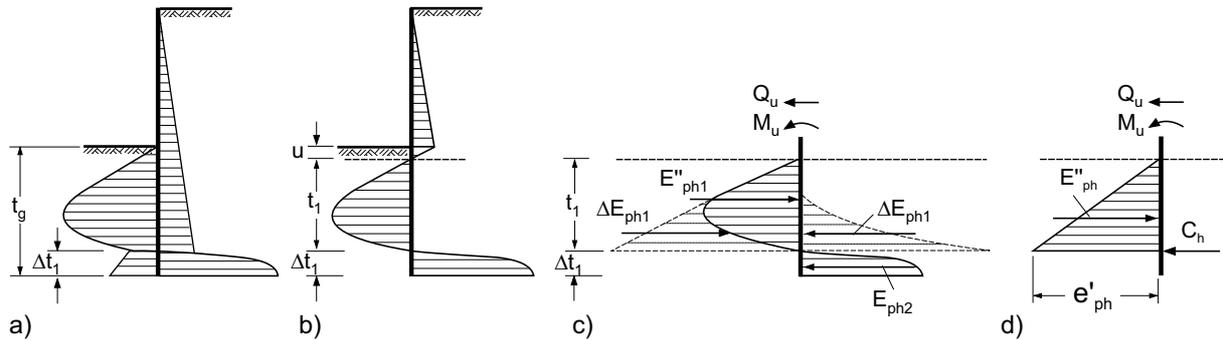


Abb. 1.2: Umwandlung der zu erwartenden Spannungen in das Ersatz-Lastbild nach BLUM (Abb. nach [67]): a) zu erwartende Erddruckverteilung, b) resultierende Erddruckverteilung, c) Ergänzung der Spannungen, d) ideales Lastbild

Praxis durchgesetzt. In Abbildung 1.2 sind die Grundideen dieses Ansatzes dargestellt. Die Einwirkungen des aktiven Erddruckes sind in den Kräften M_u und Q_u zusammengefasst. Um das Ersatzlastbild zu erhalten, wird auf der Baugruben- und auf der Erdseite ΔE_{ph1} ergänzt. Die Summe der Momente um den Drehpunkt und die Summe der Horizontalkräfte bleiben davon unbeeinflusst. Auf der Baugrubenseite werden die Kräfte ΔE_{ph1} und E''_{ph1} zu E''_{ph} zusammengefasst. Auf der Erdseite wird die Kraft E_{ph2} mit ΔE_{ph1} zur Ersatzkraft C_h . Der Angriffspunkt von C_h wird als theoretischer Auflagerpunkt angenommen, die zusätzliche Wandlänge unterhalb von C_h üblicherweise mit $\Delta t_1 = 0,2 \cdot t_1$. Nur bei besonderen Bodenverhältnissen greift man auf den Vorschlag von LACKNER [38] zurück, um Δt_1 genauer zu bestimmen. Abbildung 1.4a zeigt die Spannungsverteilung zu diesem Ansatz.

Bei der Anwendung des Verfahrens nach BLUM ist es üblich geworden, die Neigungswinkel der Erddruckkräfte differenziert anzusetzen. Der aktive Erddruck bei einer rauhen oder bei einer verzahnten Wand wirkt unter dem Winkel $\delta_a = +2/3 \varphi'$. Für den Widerstand auf der Erdseite ist der Winkel nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ auf $\delta_{p2} = +1/3 \varphi'$ zu begrenzen [78]. Für den baugrubenseitigen Widerstand wird der Wandreibungswinkel zunächst geschätzt und mit dem Nachweis der Mobilisierung des vertikalen Erdwiderstandes (inneres Gleichgewicht der Vertikalkräfte) überprüft. Dabei ergibt sich der Winkel in üblichen Fällen zu $\delta_{p1} \approx -1/2 \varphi'$ [67].

Im ursprünglichen Vorschlag von BLUM sind keine Sicherheitsfaktoren enthalten. Nach dem Sicherheitskonzept mit globalen Sicherheitsbeiwerten der DIN 1054:1976-11 [74] wird der baugrubenseitige Erdwiderstand mit $\eta = 1,5$ bis $\eta = 2,0$ abgemindert. Die Einbinde-tiefe wird über das Momentengleichgewicht mit reduziertem Erdwiderstand bestimmt. Das

Gleichgewicht der Horizontalkräfte liefert die Ersatzkraft C_h . Mit dem Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten der DIN 1054:2003-01 [75] wird zunächst die Einbindetiefe angenommen. Die Gleichgewichtsbedingungen werden nach der Ersatzkraft und der größten Spannung auf Baugrubenseite, die auf Höhe des theoretischen Auflagerpunktes wirkt, gelöst.

Aus den Annahmen und Vereinfachungen ergeben sich für das Standardverfahren von BLUM die folgenden offenen Fragen:

1. Erddruckverteilung: Die größte Spannung auf der Baugrubenseite wird auf Höhe des theoretischen Auflagerpunktes angenommen, obwohl dort die kleinsten Verformungen auftreten. Die Auswirkungen dieser Annahme auf die Einbindetiefe und die Biegemomente sind unklar.
2. Wandreibung: Der Ansatz der Neigungswinkel der Erddruckkräfte wird unabhängig von der Mobilisierung gewählt. Das vertikale Gleichgewicht ist statisch unbestimmt, so dass damit die Annahmen für die Wandreibungswinkel nicht eindeutig überprüft werden können.
3. Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes: Bei Ansatz eines pauschalen Rammtiefenzuschlags wird dieser Anteil des Erdaufagers ohne weitere Berechnungen angenommen. Beim rechnerischen Nachweis mit dem Ansatz nach LACKNER werden üblicherweise Erdwiderstandsbeiwerte für eine Parallelverschiebung der Wand angesetzt. Dabei ist offen, ob der zu Grunde gelegte Bruchmechanismus auch für den Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes zutrifft. Dies gilt auch für die Spannungsverteilung und die Wandreibung.
4. Biegesteifigkeit der Wand: Das Standardverfahren geht von einer starren Wand aus. Allerdings haben die Verformungen der Wand einen Einfluss auf die Bodenreaktionen und die Belastung der Wand. Dies wird in dem Verfahren von BLUM nicht berücksichtigt.

In den folgenden Abschnitten werden die einzelnen Punkte genauer erläutert.

1.2 Erddruckverteilung

Die Berechnung mit dem ideellen Lastbild nach BLUM geht von einer dreieckförmigen Verteilung des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite aus. Die Resultierende liegt dann bei $2/3 \cdot t_1$ unterhalb des Belastungsnullpunktes der resultierenden Belastungsfigur. Tatsächlich stellt sich jedoch eine andere Verteilung ein. Dies zeigen die Auswertungen von Modellversuchen [3, 7, 30, 31, 35, 39, 56, 58]. In einer Reihe von analytischen Berechnungsverfahren werden andere Spannungsverteilungen angesetzt. Diese werden im Folgenden mit dem Ansatz von BLUM verglichen.

Der Berechnungsvorschlag von ROWE [56] sieht zwei unterschiedliche Erddruckverteilungen für die Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe und die Berechnung der Schnittgrößen vor (vgl. Abb. 1.3a und 1.3b). Für die Berechnung der Einbindetiefe wird, wie bei BLUM, die größte Spannung am theoretischen Auflagerpunkt angenommen und der Erdwiderstand mit der erforderlichen Sicherheit reduziert. ROWE setzt den Auflagerpunkt an den Wandfuß und betrachtet keine zusätzliche Rammtiefe für die Aufnahme der Ersatzkraft. Für die Berechnung der Schnittgrößen wird eine zweite Lastfigur verwendet. Die größte Spannung auf der Baugrubenseite wird in der Tiefe z'_p unter dem Belastungsnullpunkt angenommen.

Es gibt einige analytische Berechnungsansätze, die die zu erwartende Spannungsverteilung polygonal annähern. Die größte Spannung auf der Baugrubenseite wird in der Tiefe z'_p unter dem oberen Belastungsnullpunkt angenommen. Die größte Spannung auf der Erdseite tritt am Wandfuß auf. Dazwischen wird ein linearer Verlauf angenommen. Sie gehen auf

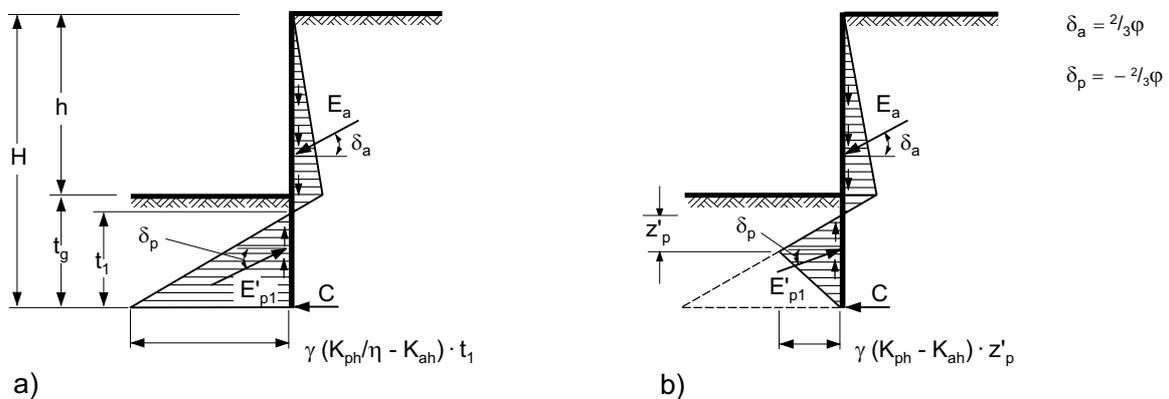


Abb. 1.3: Lastbilder bei nicht gestützten Baugrubenwänden: a) Lastbild nach ROWE zur Ermittlung der Einbindetiefe, b) Lastbild nach ROWE zur Ermittlung der Schnittgrößen,

einen Vorschlag von KREY [45] zurück. Beispiele finden sich hierzu bei JACOBY [28], KING [30] oder im Spundwandhandbuch der amerikanischen Stahlindustrie [66]. Auch BLUM [8] hat neben dem bereits dargestellten ideellen Lastbild einen weiteren Berechnungsansatz dieser Art vorgeschlagen. Er bezeichnet dies als genaueres Lastbild.

Abb. 1.4a zeigt das ideelle Lastbild nach BLUM mit der Spannungsverteilung des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes nach LACKNER [38]. Das Bild 1.4b stellt das genauere Lastbild nach BLUM dar. In Abb. 1.4c ist der Vorschlag von KING angegeben und Bild 1.4d zeigt den Ansatz nach dem Spundwandhandbuch der amerikanischen Stahlindustrie. Die Vorschläge unterscheiden sich in der Neigung der Erddruckkräfte, den

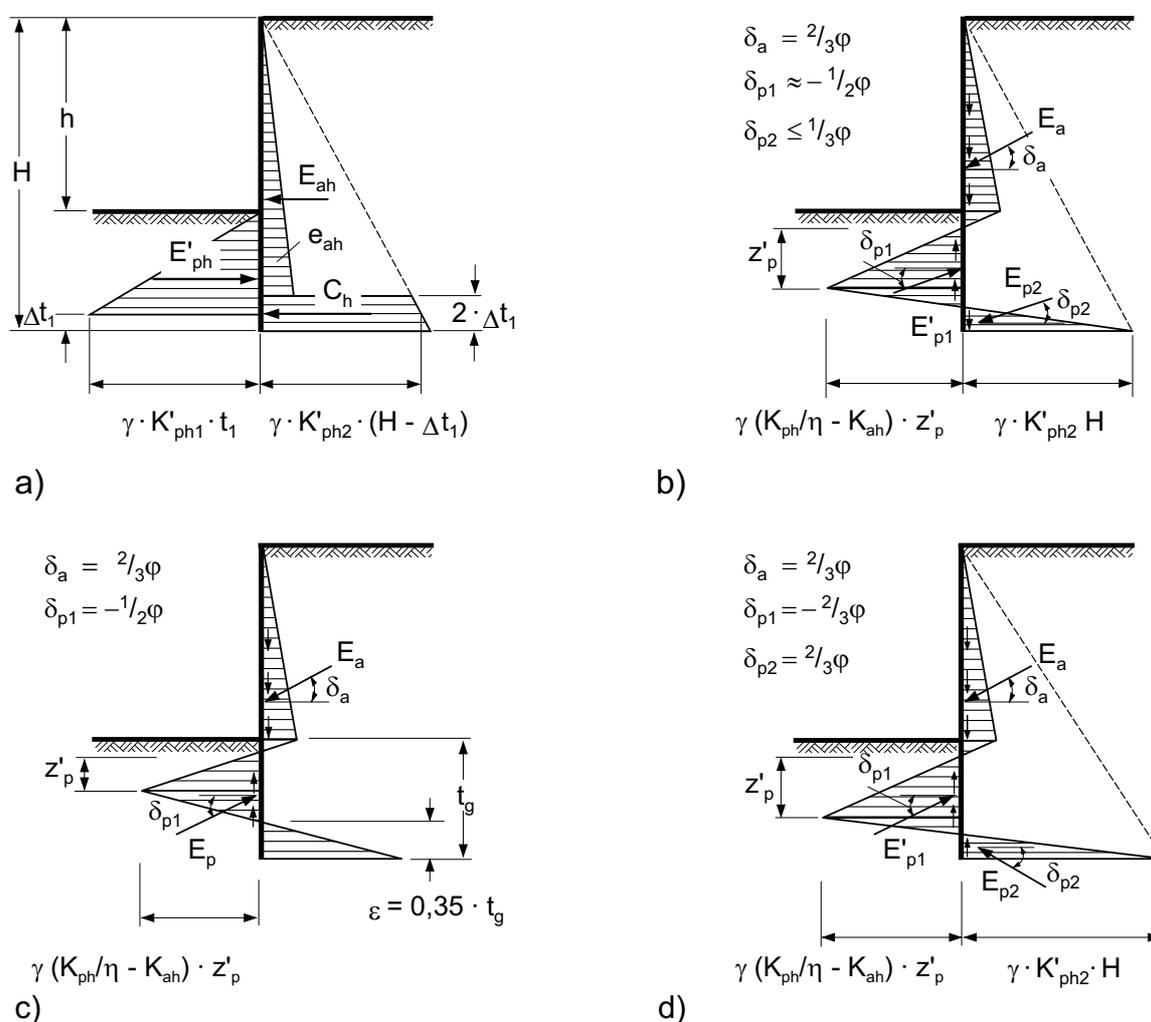


Abb. 1.4: Lastbilder bei nicht gestützten Baugrubenwänden: a) ideelles Lastbild nach BLUM [8] mit Spannungsverteilung nach LACKNER [38], b) genaueres Lastbild nach BLUM [8], c) Lastbild nach KING [30], d) Lastbild nach US STEEL [66]

Annahmen über den unteren Belastungsnullpunkt und dem Ansatz der Sicherheiten.

Es werden hier drei Methoden dargestellt: der Ansatz nach KING, die Berechnung nach dem Spundwandhandbuch der amerikanischen Stahlindustrie (US STEEL) und der genauere Lastansatz nach BLUM. Bei allen Berechnungen sind zunächst die Einbindetiefe und die Verteilungen der Erdwiderstände unbekannt. Bei KING wird der untere Belastungsnullpunkt mit $\varepsilon = 0,35 \cdot t_g$ festgelegt. Somit kann die Einbindetiefe mit den Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma M = 0$ und $\Sigma H = 0$ bestimmt werden. Die Sicherheit wird mit einem reduzierten Erdwiderstand auf der Baugrubenseite berücksichtigt. Bei den beiden anderen Verfahren wird die Sicherheit in gleicher Weise in die Berechnung eingeführt. Als weitere Bedingung wird angenommen, dass die Erdwiderstandsspannung am Wandfuß voll ausgenutzt ist. Dann können mit den Gleichgewichtsbedingungen die Einbindetiefe und der untere Belastungsnullpunkt bestimmt werden. Der Unterschied zwischen dem genaueren Verfahren nach BLUM und US STEEL liegt im Ansatz der Neigungswinkel der Erdwiderstände oberhalb und unterhalb des Drehpunktes. Bei beiden Ansätzen nach BLUM wird $\delta_{p1} = -1/2 \varphi'$ und $\delta_{p2} = 1/3 \varphi'$ angenommen und in dem amerikanischen Vorschlag beide Winkel zu $\delta_{p1} = \delta_{p2} = -2/3 \varphi'$ gewählt.

Um die verschiedenen Methoden und das Standardverfahren nach BLUM zu vergleichen, wurde jeweils eine Wand mit einer Gesamtlänge von 10,0 m berechnet. Für den Boden wurde ein Sand in mitteldichter Lagerung und mit einem Reibungswinkel von $\varphi' = 35,9^\circ$ angenommen. Die Sicherheit wurde beim baugrubenseitigen Erdwiderstand mit $\eta = 1,5$ und in einer alternativen Berechnung mit $\eta = 1,0$ angesetzt. Ausgewertet wurden die Grenzaushubtiefen $max h/H$ und die Biegemomente der Wand. Dabei ist h die freie Wandhöhe und H die gesamte Wandlänge. Die Ergebnisse sind in Abb. 1.5 zusammengefasst.

Die Berechnungsergebnisse in den Abb. 1.5a – d zeigen fast gleiche Werte für die beiden Ansätze von BLUM. Sowohl mit dem ideellen als auch mit dem genaueren Lastbild ergeben sich annähernd die gleichen freien Wandhöhen und Biegemomente. Die Methode US STEEL liefert unabhängig von dem Sicherheitsfaktor größere freie Wandhöhen und geringere Biegemomente als die Verfahren von BLUM. Dies liegt an den Wandreibungswinkeln der Erdwiderstände. Mit kleinerer Wand ergeben sich rechnerisch größere Erdwiderstände. Die kleineren freien Wandhöhen bei der Methode von KING im Vergleich zu den anderen Verfahren resultieren aus der Festlegung des unteren Belastungsnullpunktes auf $0,35 \cdot t_g$. Diese Annahme widerspricht allerdings den Ergebnissen der Modellversuche von LAUMANS [39], AL-AKEL [3], BRANSBY et al. [9] oder RAUH [53], die den Belastungs-

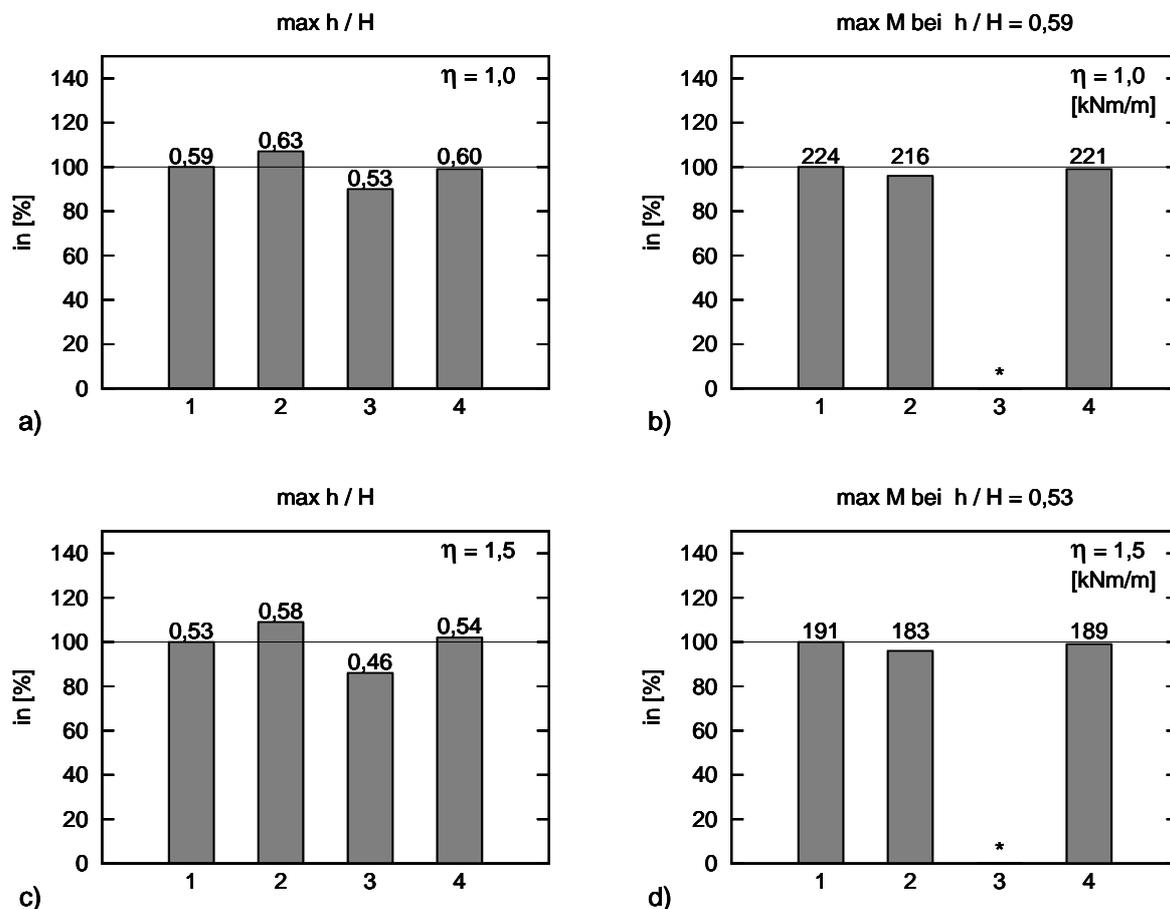


Abb. 1.5: Vergleich von Berechnungsergebnissen: 1 - ideelles Lastbild nach BLUM, 2 - Verfahren US STEEL, 3 - Verfahren KING, 4 - genaueres Lastbild nach BLUM

* freie Wandhöhe wird nicht erreicht

nullpunkt bei etwa $0,20 \cdot t_g$ fanden. Bei dem Verfahren nach BLUM mit ideellem Lastbild wird der theoretische Auflagerpunkt in den unteren Belastungsnullpunkt der resultierenden Lastfigur gelegt (vgl. Abb. 1.2). Die Tiefenlage wird mit $\Delta t_1 = 0,20 \cdot t_1$ unter dem oberen Belastungsnullpunkt angenommen. Bezogen auf die gesamte Einbindetiefe ist dies bei der Sicherheit von $\eta = 1,0$ $0,156 \cdot t_g$ und $0,154 \cdot t_g$ bei $\eta = 1,5$. Bei der Berechnung mit dem genaueren Lastbild nach BLUM ergab sich der untere Belastungsnullpunkt bei $0,25 \cdot t_g$.

Den Grund dafür, dass sowohl die Berechnungsverfahren mit polygonaler Erddruckverteilung als auch das Standardverfahren von BLUM gleiche Ergebnisse für das größte Biegemoment liefern, zeigt ein Berechnungsbeispiel. Bei den ausgewerteten Verfahren wird der Erdwiderstand vor der Wand, wie bei BLUM, durch einen Sicherheitsfaktor reduziert. Der resultierende Erddruck der überlagerten Lastfigur beginnt unterhalb des Belastungsnull-

punktes bei allen analytischen Berechnungsverfahren mit

$$e'_{ph}(z) = \gamma \cdot z \left(\frac{K_{ph}}{\eta} - K_{ah} \right) \quad (1.1)$$

Für das größte Biegemoment der Wand M'_U auf Höhe des Querkraftnullpunktes x'_U ergibt sich mit den Schnittgrößen Q_u und M_u aus der Belastung oberhalb des Belastungsnullpunktes

$$M'_U = M_u + Q_u \cdot x'_U - \frac{1}{6} \gamma \left(\frac{K_{ph}}{\eta} - K_{ah} \right) \cdot x'^3_U \quad (1.2)$$

$$x'_U = \sqrt{\frac{2 Q_u}{\gamma \left(\frac{K_{ph}}{\eta} - K_{ah} \right)}} \quad (1.3)$$

Analog dazu erhält man ohne einen Ansatz einer Sicherheit

$$M_U = M_u + Q_u \cdot x_U - \frac{1}{6} \gamma (K_{ph} - K_{ah}) \cdot x^3_U \quad (1.4)$$

$$x_U = \sqrt{\frac{2 Q_u}{\gamma (K_{ph} - K_{ah})}} \quad (1.5)$$

Die Differenz von $M'_U - M_U$ ist

$$\Delta M_U = M'_U - M_U = Q_U(x'_U - x_U) - \frac{1}{6} \gamma \left[K_{ph} \left(x'^3_U - \frac{x^3_U}{\eta} \right) - K_{ah}(x'^3_U - x^3_U) \right] \quad (1.6)$$

Da $x'_U < x_U$ und $x'^3_U > \frac{x^3_U}{\eta}$ ist $\Delta M_U < 0$. Das bedeutet, dass die Sicherheit im Erdaufleger das Bemessungsmoment vergrößert. Die alleinige Veränderung des Lastbildes bietet keine Verbesserung zum einfachen, ideellen Lastbild des Standardverfahrens. Das Moment und dessen Tiefenlage hängen vom Verlauf der resultierenden Spannungen $e'_{ph}(z)$ bis zum Punkt x_U ab. Dieser ist in allen Ansätzen gleich. Dazu kommt Folgendes: Mit der Sicherheit im Erdaufleger vergrößern sich die Schnittgrößen der Wand.

Bei der Bemessung einer Spundwand wird üblicherweise die vorhandene Spannung gegen eine zulässige Stahlspannung nachgewiesen. Damit ergeben sich insgesamt größere Sicherheiten bei der Bemessung als üblicherweise gefordert. Mit der Einführung des Sicherheitskonzeptes der DIN 1054:2003-01 [75] mit Teilsicherheitsbeiwerten wird sich daran nichts ändern, sofern die größte Spannung der charakteristischen Beanspruchungen auf der Baugrubenseite auf Höhe des theoretischen Auflagerpunktes angenommen wird. Das Gleiche gilt auch für die Berücksichtigung der Sicherheit im Ansatz von reduzierten Scherfestigkeiten des Bodens, wie es die Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ [79] vorsieht. In der Folge erzielt dies die gleichen Auswirkungen.

Eine weitere Schwierigkeit bei der Berechnung mit dem ideellen Lastbild nach dem Standardverfahren nach BLUM ergibt sich in Fällen, wenn die Einbindetiefen größer sind als für die Standsicherheit erforderlich. Dies tritt zum Beispiel bei gestützten Baugruben vor Einbau der ersten Stützung auf. Für die Behandlung dieses Problems sind zwei Ansätze denkbar.

Erstens: Der theoretische Auflagerpunkt wird bei $0,2 \cdot t_1$ bezogen auf die vorhandene Einbindetiefe angenommen. Die Spannungsverteilung wird dreieckförmig angesetzt, wobei die Spannungsordinate auf Höhe des Auflagerpunktes die gesuchte unbekannte Größe ist. Die andere Unbekannte ist die Ersatzkraft C_h . Beide Größen können über die Gleichgewichtsbedingungen ΣM und ΣH bestimmt werden. Mit der so gefundenen Erddruckverteilung werden dann die Schnittgrößen ermittelt.

Zweitens: Die Wand wird gedanklich abgeschnitten. Es wird die Einbindetiefe so ermittelt, als ob keine zusätzliche Wandlänge vorhanden wäre. Die Schnittgrößen der Wand werden mit dieser gerade ausreichenden Einbindetiefe berechnet. Die zusätzliche Länge wird vernachlässigt.

Beide Ansätze erfassen das Problem nur näherungsweise. Bei dem ersten ist ungeklärt, ob die Ergänzung der Spannungen nach Abb. 1.2c auch gilt, wenn im theoretischen Auflagerpunkt nicht der größtmögliche Erdwiderstand wirkt. Bei dem zweiten Ansatz wird vernachlässigt, dass unterhalb des angenommenen theoretischen Auflagerpunktes Spannungen wirken können.

Zusammenfassend: Das verbreitete Standardverfahren nach BLUM mit dem ideellen Lastbild liefert weitgehend gleiche Berechnungsergebnisse für die erforderlichen Einbindetiefen und größten Biegemomente wie andere analytische Berechnungsverfahren. Offene Fragen in Bezug auf die Erddruckverteilung auf der Baugrubenseite bleiben, besonders wenn die Einbindetiefen größer sind als sie für die Standsicherheit mindestens erforderlich sind.

1.3 Ansatz der Wandreibung

Die Wandreibung ist abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit der Wand und dem Reibungswinkel des Bodens. Zusätzlich ist die Mobilisierung der Wandreibung von der Verschiebung zwischen Wand und Boden abhängig.

Es gibt viele experimentellen Untersuchungen zu den Einflussfaktoren auf die Reibung. Das Reibungsverhalten von Böden auf verschiedenen Konstruktionsmaterialien wurde von

POTYONDY [52] untersucht. Dabei wurden Reibungsbeiwerte und Adhäsion im Bruchzustand ausgewertet. In den Versuchen mit einem modifizierten direkten Schergerät wurden Bodenart, Konsistenz bzw. Lagerungsdichte und Wassergehalt variiert.

UESUGI et al. [64, 65] untersuchten in mehreren Versuchsserien die Einflüsse von Oberflächenrauigkeit, mittlerem Korndurchmesser und Sandart. Weiterhin variierten sie auch die Kontaktnormalspannung. Bei Versuchen mit mäßig rauen Oberflächen setzten UESUGI et al. zwei unterschiedliche Versuchsaapparaturen ein. Für den Reibungsbeiwert im Bruchzustand ermittelten sie als wesentliche Einflussfaktoren die Oberflächenrauigkeit, den mittleren Korndurchmesser und die Sandart. Unwesentlich waren dagegen die Versuchsart, die Korngrößenverteilung und die Kontaktnormalspannung.

TEJCHMAN et al. [63] führten Versuche durch, in denen Bodenproben aus Karlsruher Sand über unterschiedlich raue Stahlplatten gesichert wurden. Sie verwendeten dabei ein modifiziertes Biaxialgerät und ein Rahmenschergerät. Ausgewertet wurden Schubspannungen mit zugehörigen Verschiebungswegen und Volumenänderungen. Dazu untersuchte TEJCHMAN [62] die Scherzonenbreite in den Kontaktzonen.

Im Laboratoire Central des Ponts et Chaussées in Nantes und an der Ruhr-Universität Bochum [14, 15, 26, 57] wurden eine Reihe von modifizierten Rahmenscherversuchen von Sand auf rauen Stahlplatten durchgeführt. Der untere Teil des Rahmenschergerätes wurde dabei durch Platten mit unterschiedlichen Rautiefen ersetzt. Die Versuchsböden waren Hostun und Fontainbleau blanc Sande in mitteldichter bis dichter Lagerung. Aus den Ergebnisse wurden Kraft-Verschiebungs-Kurven mit den zugehörigen Volumenänderungen bestimmt.

Bei der Berechnung von nicht gestützten Baugruben müssen drei Bereiche der Wandreibung unterschieden werden. Zum einen gibt es den Bereich des Erddruckes hinter der Wand und oberhalb des theoretischen Auflagerpunktes. Zum anderen wirkt vor der Wand auf der Baugrubenseite der Erdwiderstand. Desweiteren tritt unterhalb des Auflagerpunktes ebenfalls Erdwiderstand auf. Nach dem Standardverfahren von BLUM werden in diesen einzelnen Zonen die Wandreibungswinkel als konstant angenommen.

Oberhalb des theoretischen Auflagerpunktes bewegt sich die Wand auf der Erdseite vom Erdreich weg. Der Boden dahinter rutscht nach und belastet die Wand mit der Erddruckkraft E_a . Die vertikale Komponente ist nach unten gerichtet. Der Neigungswinkel wird bei Spundwänden mit $\delta_a = 2/3 \varphi'$ angesetzt. Auf Grund der Verzahnung zwischen Wand und Boden könnte die mögliche Wandreibung mit $\delta_a = \varphi'$ angenommen werden [77].

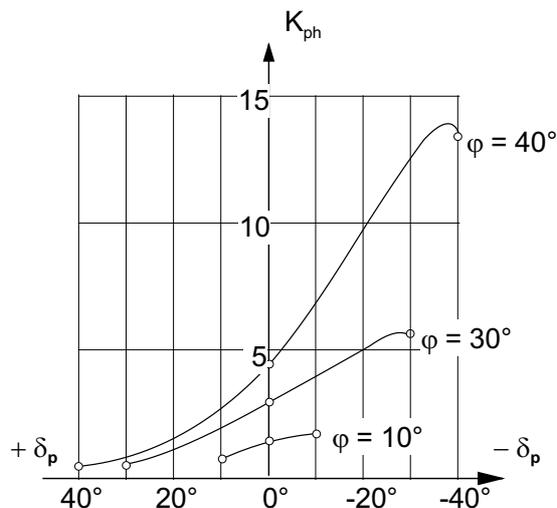


Abb. 1.6: Erdwiderstandsbeiwerte nach CAQUOT/KERISÉL (Abb. nach [68])

Im Auflagerpunkt wirkt die Ersatzkraft C_h . Aus Überlegungen zu den Verschiebungen zwischen Wand und Boden folgt, dass die Ersatzkraft nach unten wirken muss. Die Wandreibung wird mit $\delta_{p2} \approx 1/3 \varphi'$ angenommen [67] und ist durch die EAB [78] auch auf diesen Wert begrenzt.

Auf der Baugrubenseite drückt die Wand gegen das Erdreich. Der Erdwiderstand stellt sich mit einer von unten nach oben gerichteten Vertikalkomponente ein. Nach WEISSENBACH [67] ergibt sich für den baugrubenseitigen Widerstand üblicherweise nach dem Nachweis der Vertikalkräfte eine Neigung von $\delta_{p1} \approx -1/2 \varphi'$.

Bei der Berechnung mit dem Standardverfahren wird der Neigungswinkel auf der Baugrubenseite zunächst geschätzt und nach der Ermittlung der Einbindetiefe über den Nachweis der inneren Vertikalkräfte kontrolliert. Dieser Nachweis ist unbedingt erforderlich, da die Größe des Erdwiderstandes erheblich von der Wandreibung abhängig ist. Dies veranschaulicht Abb. 1.6. Darin sind Erdwiderstandsbeiwerte nach CAQUOT/KERISÉL für verschiedene Boden- und Wandreibungswinkel aufgetragen. Ähnliche Bilder ergeben sich auch für die Ansätze anderer Autoren. Für einen Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ und einen Wandreibungswinkel von $\delta_p = -20^\circ$ bzw. $\delta_p = 0^\circ$ ergeben sich die Beiwerte zu $K_{ph} = 5,0$ bzw. $K_{ph} = 3,0$. Die Sicherheit beträgt bei Baugruben üblicherweise $\eta = 1,5$. Doch das Verhältnis der beiden Erdwiderstandsbeiwerte beträgt in diesem Beispiel $5,0/3,0 = 1,67$. Die erforderliche Sicherheit kann also leicht durch eine falsche Annahme über den Wandreibungswinkel unterschritten werden.

Die Annahmen für die Neigungswinkel werden durch Untersuchungen an Modellwänden

gestützt. Sowohl LAUMANS [39] als auch AL-AKEL [3] ermittelten aus ihren Versuchen eine Wandreibung im Einbindebereich, die mit den Ansätzen im Standardverfahren korrespondiert. Allerdings stellten LAUMANS und AL-AKEL fest, dass die Wandreibung im oberen Bereich der Einbindetiefe größer ist als im unteren. Ähnliches ergaben auch Modellversuche zum Erdwiderstand bei Drehung um dem Fußpunkt einer Wand von ROSCOE [55] und MAO [41]. Die nicht konstante Verteilung der Wandreibung wird bei dem Verfahren von BLUM nicht berücksichtigt.

Bei der numerischen Berechnung von Baugruben nach der FE-Methode wird üblicherweise das Reibungsgesetz von COULOMB verwendet [17]. In Gl. 1.7 ist τ die auftretende Schubspannung bzw. der vertikale Erddruck, σ_N die Kontaktnormalspannung bzw. der horizontale Erddruck und $\tan \delta$ der Wandreibungswinkel. Der Faktor $k \leq 1,0$ berücksichtigt die Verzahnung zwischen Wand und Boden. Eine Beziehung von Scherweg und Schubspannung wird durch diesen Ansatz nicht gegeben.

$$\tan(k \cdot \varphi') = \tan \delta \geq \frac{\tau}{\sigma_N} \quad (1.7)$$

Die Mobilisierung der Reibung mit dem Scherweg, die Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Druckniveau und die Änderung der Lagerungsdichte des Bodens durch Scherung bleiben unberücksichtigt.

Zusammenfassend: Die Ansätze der Wandreibung bei der Berechnung von nicht gestützten Wänden nach dem Standardverfahren von BLUM bilden das komplexe Verhalten zwischen Boden und Wand nur näherungsweise ab. Auch die FE-Methode in Verbindung mit dem Reibungsgesetz von COULOMB behebt diese Mängel nicht. Die Auswirkungen dieser Vereinfachungen sind noch ungeklärt.

1.4 Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes

Bei der Berechnung nach dem Standardverfahren wird die zusätzliche Rammtiefe unterhalb des theoretischen Auflagerpunktes normalerweise mit $\Delta t_1 = 0,20t_1$ angenommen. Dabei ist t_1 die Tiefenlage des Auflagerpunktes unter dem Belastungsnullpunkt der resultierenden Erddruckverteilung. Für einen genaueren Nachweis kann auf den Ansatz von LACKNER [38] zurückgegriffen werden. Danach ergibt sich die zusätzliche Einbindetiefe zu

$$\Delta t_1 = \frac{C_h}{2 \cdot \gamma \cdot H \cdot K_{ph2}} \quad (1.8)$$

Hierin ist nach Abb. 1.4a C_h die Ersatzkraft nach BLUM, γ die Wichte des Bodens im Bereich des theoretischen Auflagerpunktes und H die gesamte Wandlänge. Der Erdwiderstandsbeiwert K_{ph2} wird unter der Annahme von $\delta_{p2} \leq 1/3 \varphi'$ für eine Parallelverschiebung der Wand bestimmt. Bei diesem Ansatz bleibt offen, ob die angenommene Verteilung zutreffend ist. Auch ist noch nicht abschließend geklärt, inwieweit der Bruchmechanismus bei einer Parallelbewegung der Wand für den Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes zutreffend ist.

Die Annahme der Wandreibung basiert auf theoretischen Überlegungen, aus denen folgt, dass der Erdwiderstand unterhalb des theoretischen Auflagerpunktes von oben nach unten wirken muss [38]. Zur tatsächlichen Größe des Reibungswinkels gibt es in der Literatur bisher keine systematischen Untersuchungen.

MILLIGAN et al. [44] zeigten mit Versuchen, dass sich bei Wänden, die sich um eine Achse nahe dem Wandfuß drehen, ein tiefer Bruch einstellt. Die Bruchfuge reicht dabei nicht bis an die Geländeoberkante und entspricht damit nicht dem Bruchbild bei einer Parallelverschiebung der Wand. In der Auswertung der Versuche wurde allerdings mehr Augenmerk auf die Bodenverformungen als auf die Ableitung von Erdwiderstandsbeiwerten gelegt, so dass nur wenige Werte vorliegen.

RAUH [53] führte Versuche an im Boden eingespannten Wandsystemen durch. Aus seinen Beobachtungen leitete er einen Berechnungsansatz für den Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes ab. Die Auswertung des Ansatzes führt allerdings teilweise zu unrealistischen Werten.

Eine systematische Zusammenstellung von Beiwerten zur Berechnung des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes fehlt in der Literatur.

1.5 Einfluss der Biegesteifigkeit der Wand

Die Belastung einer Wand ist von der Wandbewegung abhängig. Die Wandbewegungen setzen sich aus Verschiebungen und Verdrehungen sowie Biegeverformungen zusammen. Die Biegesteifigkeit einer Wand hat damit Einfluss auf die Belastung durch das Erdreich und die daraus resultierenden Bemessungsschnittgrößen.

Aus seinen Versuchsergebnissen leitete ROWE [56] einen Berechnungsansatz ab, mit dem die Wandsteifigkeit bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden kann. Die steifste Wand kann aufgrund der Modellähnlichkeit bei einem Maßstab von $\lambda = 1 : 10$ etwa mit

einem Spundwandprofil Larssen 24 verglichen werden. ROWE gibt in seiner Auswertung Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung der Biegesteifigkeit an. Allerdings bezieht er sie auf Biegemomente, die mit seinem Verfahren berechnet worden sind, so dass sie nicht direkt für das Verfahren von BLUM übernommen werden können. Zudem wertete ROWE nur drei Aushubstadien aus.

Mehrere Forschungsarbeiten zeigen die Eignung der FE-Methode zur Untersuchung des Einflusses der Biegesteifigkeit [7, 11, 12, 13, 51]. Allerdings fehlen in den bisherigen Untersuchungen Ansätze, die Ergebnisse in analytische Berechnungen einzuführen.

1.6 Lösungsansatz und Zielsetzung

Die einzelnen offenen Fragen bei der Berechnung von nicht gestützten Baugruben mit dem Standardverfahren nach BLUM werden unabhängig voneinander untersucht. Dies geschieht mit der Methode der Finiten Elemente. Zur Modellierung des Verhaltens des Bodens wird ein hypoplastisches Stoffgesetz nach VON WOLFFERSDORFF [70] verwendet. In Kapitel 2 werden die verwendeten numerischen Werkzeuge dargestellt. Zum einen wird das hypoplastische Stoffgesetz mit den zugehörigen Parametern erläutert. Zum anderen wird das kommerzielle Programmsystem ABAQUS¹ kurz vorgestellt. Weiterhin wird auf die Diskretisierung und die Modellierung des Aushubvorganges eingegangen. Um dies auch für die gewählte Modellierung zu prüfen, werden in Abschnitt 3.2 die Ergebnisse von eigenen Berechnungen mit Auswertungen von Modellversuchen anderer Autoren verglichen. Nach der Überprüfung der grundsätzlichen Eignung werden die folgenden Fragestellungen in separaten Kapiteln untersucht.

1. Die Erddruckverteilung wird durch numerische Simulationen des Aushubvorganges untersucht. Es werden Größe und Angriffspunkt der Erddruckresultierenden, die Gleichgewichtsbedingungen in horizontaler und vertikaler Richtung sowie die Entwicklung der Wandschnittgrößen mit dem Aushub ausgewertet. In Kapitel 4 wird ein Vergleich zu dem Standardverfahren nach BLUM gezogen. Hier werden die Folgen der Berechnungsannahmen des analytischen Modells verdeutlicht.

2. Um in numerischen Berechnungen den Kontakt zwischen Wand und Boden besser abbilden zu können, wird in Kapitel 5 ein Kontaktmodell auf Grundlage der Hypoplastizität entwickelt. Damit können die wegabhängige Mobilisierung der Reibung, der Einfluss

¹ABAQUS ist eingetragenes Warenzeichen der HKS Inc., Hibbit, Karlson & Sorenson , USA

des Spannungsniveaus auf den Wandreibungswinkel sowie die Dilatanz und die Kontraktanz im Kontakt modelliert werden. Mit einem neuen Parameter kann das Verhältnis der Oberflächenrauigkeit zu dem mittleren Korndurchmesser berücksichtigt werden. FE-Berechnungen mit dem neuen Kontaktmodell und dem Reibungsgesetz von COULOMB zeigen die Unterschiede, die aus dem Ansatz der Wandreibung resultieren. Das Tragverhalten von nicht gestützten, im Boden eingespannten Wänden wird damit weiter analysiert. Es werden Vorschläge für einen verbesserten Ansatz der Wandreibung bei analytischen Berechnungsverfahren abgeleitet.

3. In einer Serie von numerischen Berechnungen wird in Kapitel 6 der Erdwiderstand vor einer Wand bei Drehung um einen Punkt auf der Wand untersucht. Es werden Vergleiche zu Modellversuchen gezogen. Aus Ergebnissen von Parameterstudien wird ein einfacher Berechnungsansatz zur Ermittlung von Erdwiderstandsbeiwerten bei unterschiedlicher Drehachse und Lagerungsdichte entwickelt. Dieser kann für analytische Berechnungsverfahren verwendet werden.

4. Der Einfluss der Wandbiegesteifigkeit auf das Tragverhalten wird in Kapitel 7 untersucht. Durch vergleichende numerische Berechnungen von Wänden mit unterschiedlichen Steifigkeiten werden die Auswirkungen auf die bodenmechanische Einspannung, die Erddruckkräfte und die Biegemomente der Wand dargestellt. Im Vergleich von eigenen numerischen Berechnungsergebnissen mit Ergebnissen von Modellversuchen anderer Autoren wird der Einfluss der Biegesteifigkeit auf das Bemessungsmoment untersucht.

Mit den Ergebnissen aus den vorangegangenen Kapiteln wird im Kapitel 8 eine neues, analytisches Berechnungsverfahren entwickelt. Damit können die Erddruckverteilung im Gebrauchszustand und der Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes besser als mit dem Standardverfahren erfasst werden. Mit dem neuen Verfahren können auch Wandsysteme berechnet werden, bei denen die Einbindetiefen größer sind als für die Standsicherheit mindestens erforderlich.

Kapitel 2

Numerische Modellierung

2.1 Hypoplastisches Stoffgesetz

Die Theorie der Hypoplastizität wurde zur Beschreibung des Materialverhaltens granularer Stoffe an der Universität Karlsruhe von KOLYMBAS [32, 33] als Alternative zu elastoplastischen Stoffgesetzen entwickelt und von verschiedenen Autoren (GUDEHUS [16], WU [73], BAUER [5], NIEMUNIS et al. [48]) ergänzt und erweitert.

Im Rahmen dieser Arbeit wird das hypoplastische Stoffgesetz in der Formulierung nach VON WOLFFERSDORFF [72] verwendet. Ausführliche Beschreibungen der Hypoplastizität bieten KOLYMBAS [34] sowie NIEMUNIS [47].

2.1.1 Allgemeine Formulierung

Hypoplastische Stoffgesetze beschreiben Spannungsänderungen von Korngerüsten mittels einer tensoriellen Gleichung. Folgende idealisierte Eigenschaften einfacher Korngerüste werden im Rahmen der Hypoplastizität abgebildet (zusammengefasst von HERLE [22]):

- Der Zustand ist allein durch den Spannungstensor und die Lagerungsdichte definiert.
- Deformationen resultieren ausschließlich aus Kornumlagerungen und sind damit irreversibel.
- Die Körner verändern sich nicht durch Abrieb oder Kornbruch.

- Proportionale Deformationspfade führen unabhängig vom Anfangszustand asymptotisch zu proportionalen Spannungspfaden (SOM – Swept out of Memory-Verhalten).
- Das Korngerüst verhält sich ratenunabhängig.
- Physikochemische Effekte und Feststoffbrücken sind vernachlässigbar.

Nach der allgemeinen hypoplastischen Stoffgleichung (KOLYMBAS [34])

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathbf{h}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) \quad (2.1)$$

ist der Zustand eines Korngerüsts durch den Cauchyschen Spannungstensor \mathbf{T} , die Deformationsrate \mathbf{D} und die Porenzahl e definiert. Als objektive Spannungsrate wird die Jaumann-Spannungsrate

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \dot{\mathbf{T}} - \mathbf{W} \cdot \mathbf{T} + \mathbf{T} \cdot \mathbf{W} \quad (2.2)$$

verwendet. Darin steht \mathbf{W} für den Drehgeschwindigkeitstensor und $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ für die Cauchy'sche Spannungsrate. Die Deformationsrate \mathbf{D} entspricht ohne Rotation der Deformationshauptachsen der logarithmischen Dehnungsrate [19]. Die Porenzahl $e = V_p/V_s$ ist als das Verhältnis zwischen Porenvolumen V_p und Kornvolumen V_s definiert.

Zur Beschreibung der Eigenschaften granularer Stoffe werden folgende mathematischen Forderungen an die tensorielle Funktion \mathbf{h} gestellt:

- \mathbf{h} soll nicht linear in \mathbf{D} sein: d.h. $\mathbf{h}(\mathbf{T}, -\mathbf{D}) \neq -\mathbf{h}(\mathbf{T}, \mathbf{D})$. Auftretende Verformungen sind irreversibel. Die Steifigkeiten bei Be- und Entlastung sind somit unterschiedlich.
- \mathbf{h} soll homogen in \mathbf{T} sein: $\mathbf{h}(\lambda\mathbf{T}, \mathbf{D}) = \lambda^n \mathbf{h}(\mathbf{T}, \mathbf{D})$ für alle $\lambda > 0$ und $0 < n \leq 1$. Somit wird die von GOLDSCHIEDER [18] entdeckte Beobachtung beschrieben, dass proportionale Verformungspfade asymptotisch zu proportionalen Spannungspfaden führen (SOM-Verhalten).
- \mathbf{h} soll positiv homogen erster Ordnung in \mathbf{D} sein: $\mathbf{h}(\mathbf{T}, \lambda\mathbf{D}) = \lambda \mathbf{h}(\mathbf{T}, \mathbf{D})$ für alle $\lambda > 0$. Damit kann ratenunabhängiges Verhalten beschrieben werden. Eine Erhöhung der Deformationsrate führt zu einer dazu proportionalen Erhöhung der Spannungsrate.

Diese Forderungen werden durch die folgende Darstellung der Gl. 2.1 erfüllt:

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathbf{L}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) + \mathbf{N}(\mathbf{T}, e) \|\mathbf{D}\| \quad (2.3)$$

Die Tensoren \mathbf{L} und \mathbf{N} sind homogen bezüglich \mathbf{T} . Der erste Teil der Gl. 2.3 ist linear, der zweite aufgrund der euklidischen Norm $\|\mathbf{D}\| = \sqrt{D_{ij}D_{ij}}$ nichtlinear in \mathbf{D} . Daher ist Gl. 2.3 inkrementell nichtlinear. Desweiteren ersetzt $\|\mathbf{D}\|$ die in der Elastoplastizität benötigte Schaltfunktion zur Unterscheidung zwischen Be- und Entlastung.

Neben der Entwicklungsgleichung 2.1 für den Spannungstensor wird eine weitere Entwicklungsgleichung für die zweite Zustandsvariable, nämlich die Porenzahl e , benötigt. Ihre Änderung

$$\dot{e} = (1 + e) \operatorname{tr} \mathbf{D} \quad (2.4)$$

ergibt sich unter Annahme volumenkonstanter Körner aus der Massenerhaltungsbilanz in Abhängigkeit von der volumetrischen Dehnungsrate $\operatorname{tr} \mathbf{D} = D_{ii}$.

2.1.2 Vollständige Version des hypoplastischen Stoffgesetzes

In der in dieser Arbeit verwendeten Version des hypoplastischen Stoffgesetzes nach VON WOLFFERSDORFF [72] berechnet sich die objektive Spannungsrate zu

$$\dot{\mathbf{T}} = f_b f_e \frac{1}{\operatorname{tr} \hat{\mathbf{T}}^2} \left[F^2 \mathbf{D} + a^2 \hat{\mathbf{T}} \operatorname{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \mathbf{D}) + f_d a F (\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^*) \|\mathbf{D}\| \right] \quad (2.5)$$

mit den bezogenen Spannungstensoren

$$\hat{\mathbf{T}} := \frac{\mathbf{T}}{\operatorname{tr} \mathbf{T}} \quad \hat{\mathbf{T}}^* := \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \quad \operatorname{tr} \hat{\mathbf{T}}^2 := \operatorname{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \hat{\mathbf{T}}) \quad (2.6)$$

In Gl. 2.5 ist a eine konstante Funktion in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ_c . Der Index c steht für den kritischen Zustand, der durch volumenkonstantes Fließen ($\operatorname{tr} \mathbf{D} = 0$ und $\mathbf{D} \neq 0 = \text{const.}$) ohne Spannungsänderung ($\dot{\mathbf{T}} = 0$) gekennzeichnet ist.

$$a := \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad \text{mit} \quad \sin \varphi_c := \left(\frac{T_{11} - T_{22}}{T_{11} + T_{22}} \right)_c \quad (2.7)$$

Der Reibungswinkel φ_c ist einer der acht Stoffparameter und entspricht dem Böschungswinkel eines lockeren, kohäsionslosen Granulates. Er kann aus dem Schüttkegelversuch oder mittels Triaxial- und Rahmenscherversuchen an lockeren gelagerten Proben bestimmt

werden. Wesentlichen Einfluss auf φ_c haben die Kornform, Korngröße und Kornverteilung (HERLE [22]).

Die druckabhängige Spannungsfunktion F ergibt sich aus der Fließfunktion nach MATSUOKA-NAKAI [72]

$$F := \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad (2.8)$$

mit

$$\tan \psi := \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\| \quad \text{und} \quad \cos 3\theta := -\sqrt{6} \frac{\text{tr } \hat{\mathbf{T}}^{*3}}{(\text{tr } \hat{\mathbf{T}}^{*2})^{3/2}} \quad (2.9)$$

Die Zustandsgröße e wird in Gl. 2.5 in den skalaren Funktionen f_d , f_e und f_b berücksichtigt. Der Einfluss der Lagerungsdichte und des Druckes auf die Scherfestigkeit geht mit

$$f_d := \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^\alpha \quad (2.10)$$

in das Stoffgesetz ein. Darin sind e die aktuelle Porenzahl, e_d die Porenzahl bei dichtester Lagerung und e_c im kritischen Zustand. Diese Porenzahlen, wie auch die Porenzahl bei isotroper Kompression e_i , sind vom mittleren Korndruck $p_s = -\frac{1}{3} \text{tr } \mathbf{T}$ abhängig. Dies kann mit dem Kompressionsgesetz von BAUER [5] beschrieben werden:

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \exp \left[- \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (2.11)$$

Die Parameter h_s und n können aus einem einzigen Ödometersversuch an einer trockenen, anfangs locker ($e \approx e_{max}$) eingebauten Probe bestimmt werden. Die Granulathärte ist die einzige dimensionsbehaftete Stoffgröße im hypoplastischen Stoffgesetz. Sie kann als eine Art Kompressionsbeiwert betrachtet werden. Ihre Größe ist maßgeblich vom Kornmaterial, der Kornform und der Kornverteilung abhängig.

Die Stoffkonstanten e_{c0} , e_{i0} und e_{d0} in Gl. 2.11 entsprechen den Porenzahlen e_c , e_i und e_d beim Druckniveau Null. Nach HERLE [22] ist e_{d0} als die Porenzahl bei dichtester Lagerung infolge kleiner Scherzyklen beim Korndruck $p_s = 0$ definiert. Sie entspricht der Porenzahl bei dichtester Lagerung e_{min} nach DIN 18 126 [76]: $e_{d0} \approx e_{min}$. Die Porenzahl im kritischen Zustand e_{c0} beim Korndruck $p_s = 0$ ist die Porenzahl bei lockerster Lagerung e_{max} nach DIN 18 126 [76]: $e_{c0} \approx e_{max}$. Die größtmögliche Porenzahl e_{i0} bei verschwindendem

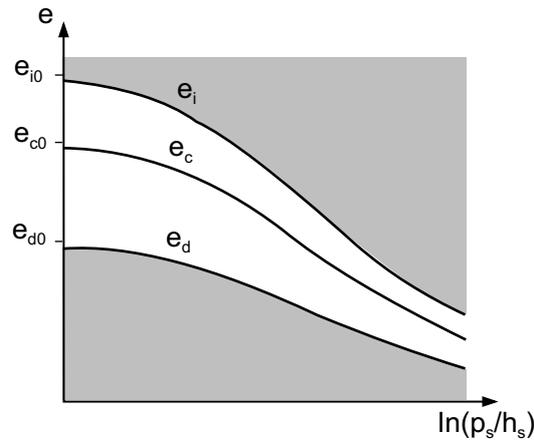


Abb. 2.1: Änderung der Porenzahlen e_i , e_c und e_d mit dem mittlerem Korndruck p_s [22]. Die grauen Zonen kennzeichnen die für das hypoplastische Stoffgesetz unzulässigen Bereiche.

Korndruck kann nicht experimentell bestimmt werden. Sie darf näherungsweise mit der empirischen Beziehung $e_{i0} \approx 1,15 \cdot e_{c0}$ abgeschätzt werden [22]. Die beiden Grenzporenzahlen e_i und e_d stellen die obere und untere Grenze der möglichen Porenzahlen in einem Korngerüst dar (siehe Abb. 2.1).

Der Exponent α in Gl. 2.10 kann unter Kenntnis der bisher beschriebenen hypoplastischen Parameter und eines im Triaxialversuch gemessenen Peakreibungswinkels φ_p an einer dicht eingebauten Probe berechnet werden.

Aus der Forderung, dass sich das Stoffgesetz bei isotroper Kompression wie Gl. 2.11 verhält, kann der Faktor

$$f_b := \frac{h_s}{n} \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}} \right)^\beta \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^{1-n} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^\alpha \right]^{-1} \quad (2.12)$$

abgeleitet werden. Zusammen mit dem Faktor

$$f_e := \left(\frac{e_c}{e} \right)^\beta \quad (2.13)$$

können sie als Steifigkeitsfunktion gesehen werden [5], wobei der erste das Druckniveau und der zweite die Lagerungsdichte berücksichtigt [16]. Der Exponent $\beta \geq 1,0$ in Gl. 2.12 und 2.13 ergibt sich aus dem Vergleich der Steifemodule E_s einer dichten und einer lockeren Probe bei gleichem Druck im ödometrischen Kompressionsversuch. Der Pyknotropiefaktor f_e bewirkt, dass bei konstanter Verformungsrate und konstantem mittlerem Druck die Spannungsrate mit zunehmender Dichte steigt. Da e_c nach Gl. 2.11 ebenfalls druckabhängig ist, berücksichtigt f_e neben dem Dichte- auch den Druckeinfluss.

2.1.3 Stoffparameter

Insgesamt werden acht von der Spannung \mathbf{T} und der aktuellen Porenzahl e unabhängige Stoffkonstanten für das hypoplastische Stoffgesetz benötigt. Eine ausführliche Beschreibung der experimentellen Ermittlung kann HERLE [22, 23] entnommen werden.

Für die in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen wurden die Parameter für Karlsruher Sand verwendet. Für die Nachrechnung der Versuche in Kapitel 5 wurden die Werte für Hostun Sand verwendet. In Tabelle 2.1 sind die Annahmen zusammengefasst.

Tab. 2.1: Hypoplastische Stoffparameter

Karlsruher Sand	h_s	n	α	β	e_{i0}	e_{c0}	e_{d0}	φ_c
aus [22]	5800 MPa	0,28	0,13	1,05	1,0	0,84	0,53	30°
Hostun Sand	h_s	n	α	β	e_{i0}	e_{c0}	e_{d0}	φ_c
aus [40] und [15]	1000 MPa	0,29	0,16	1,35	1,09	0,91	0,61	34°

2.2 Programmsystem ABAQUS

ABAQUS ist ein kommerzielles Finite Elemente Programm, dass sich durch besondere Vielseitigkeit auszeichnet. Es bietet verschiedene Analyseprozeduren für Randwertprobleme der Geotechnik und andere Bereiche der Strukturanalyse. Für die Berechnung von Baugruben sind davon zwei Prozeduren von besonderer Bedeutung: Es können Gleichgewichtsiterationen für vorgegebene Ausgangsspannungen und äußere Lasten berechnet werden. Ebenso können statische Spannungs-Verschiebungs-Analysen durchgeführt werden.

Weiterhin können stationäre und instationäre Massendiffusionen alleine und in Verbindung mit anderen Prozeduren berechnet werden. Es können Veränderungen der Randbedingungen, geometrische Nichtlinearität und nichtlineares Materialverhalten berücksichtigt werden. Eine weitere Besonderheit ist die Möglichkeit, das Programmsystem durch benutzereigene Unterprogramme zu erweitern.

Das hypoplastische Stoffgesetz ist mit dem Unterprogramm `umat` eingebunden. Es wird die Subroutine von RODDEMANN [54] verwendet. Weitere Hinweise zu Implementierung sind auch bei HÜGEL [27] zu finden. Das Hauptprogramm übergibt Spannungen und Dehnungsinkremente an das Unterprogramm. Hier werden Spannungsinkremente sowie

die Materialsteifigkeitsmatrix berechnet. Die Zeitintegration des Stoffgesetzes erfolgt nach der Euler-Vorwärts-Methode [4]. Dafür werden kleine Zeitschritte für eine ausreichende Genauigkeit gewählt [61]. Die Zustandsgrößen Porenzahl und Spannungen werden in der Subroutine aktualisiert und an das Hauptprogramm zurückgegeben, wo Spannungsänderungen aus Starrkörperrotation ermittelt werden.

Für die Lösung des nichtlinearen Gleichungssystem verwendet ABAQUS das Newton-Raphson Verfahren [1]. Erläuterungen zu diesem Verfahren sind z.B. bei BATHE [4] und MAIER [40] zu finden.

2.3 Diskretisierung

Die Berechnungen werden an einem System mit ebenem Verzerrungszustand durchgeführt. Das Berechnungsgebiet ist 90×90 m groß und an den Rändern tangential verschieblich und normal unverschieblich gelagert. Die Größe und die Randbedingungen sind so gewählt, dass die Berechnungsergebnisse an der Wand unbeeinflusst von den Auflagerreaktionen an den Rändern sind [50]. Die Lagerung der Ränder wurde nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ [80] angenommen.

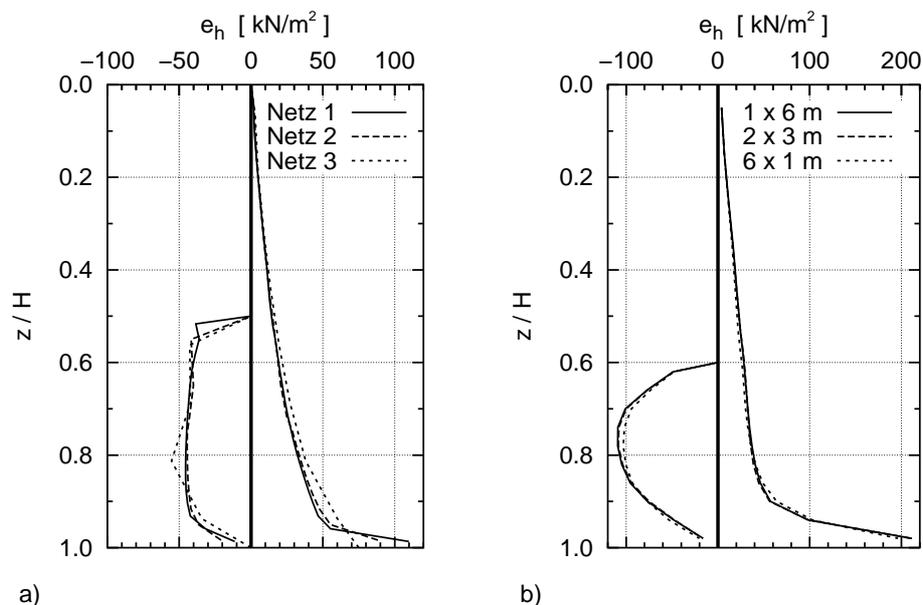


Abb. 2.2: Erddruckverteilungen: a) 3 verschiedene Netzfeinheiten ($h/H = 0,5$): Netz 1 - 5675 Elementen, Netz 2 - 2010 Elemente, Netz 3 - 1020 Elemente, b) 3 verschiedene Anzahlen von Aushubschritten ($h/H = 0,6$)

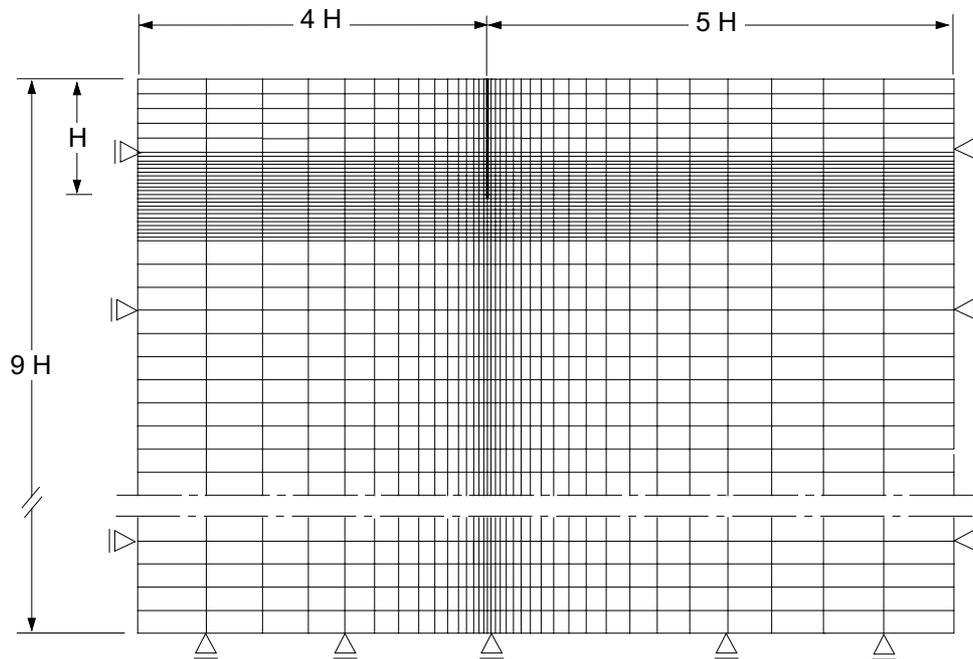


Abb. 2.3: Berechnungssystem: Netz 2

Netzabhängigkeiten auf Grund der Feinheit der Diskretisierung können vernachlässigt werden. In Abb. 2.2a sind die Erddruckverteilungen aus drei Berechnungen mit verschiedenen Netzen gezeigt. Netz 1 besteht aus 5675 Elementen, Netz 2 aus 2010 Elementen und Netz 3 aus 1020 Elementen. Der Sand hatte bei diesen Berechnungen eine dichte Lagerung. Der geknickte Verlauf der Spannungen auf der Baugrubenseite beim Netz 3 resultiert aus der kleinen Anzahl von Auswertungspunkten dieser groben Diskretisierung. Ansonsten sind keine Unterschiede zwischen den Ergebnissen zu sehen. Für die weiteren Berechnungen dieser Arbeit wird das Netz 2 gewählt. Es besteht aus insgesamt 2010 Elementen und 2159 Knoten. Entlang der Wand befinden sich auf jeder Seite 17 Auswertungspunkte, die in der unteren Hälfte der Wand etwa doppelt so dicht liegen, wie im oberen Teil der Wand. Abb. 2.3 zeigt eine Systemskizze.

Der Boden wird mit vierknotigen Elementen (CPE4) mit linearem Verschiebungsansatz diskretisiert. Die Wand wird mit zweiknotigen, linearen Balkenelementen (B21) abgebildet. Die Wandlänge beträgt $H = 10,0$ m. Diese Länge wurde gewählt, da sie aus baupraktischer Sicht zwar groß, aber gerade noch realistisch für nicht gestützte Baugruben ist. Die Wanddicke wurde zu Null angenommen. Die elastischen Eigenschaften werden durch den Elastizitätsmodul und die Querschnittswerte bestimmt. Sie sind so gewählt, dass die Wand sich quasi starr verhält. Nur bei den Berechnungen zur Untersuchung des Einflusses der Biegesteifigkeit in Kapitel 7 werden diese Größen variiert. Der Kontakt

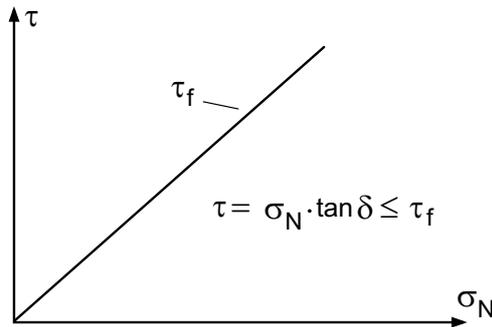


Abb. 2.4: Reibungsgesetz nach COULOMB

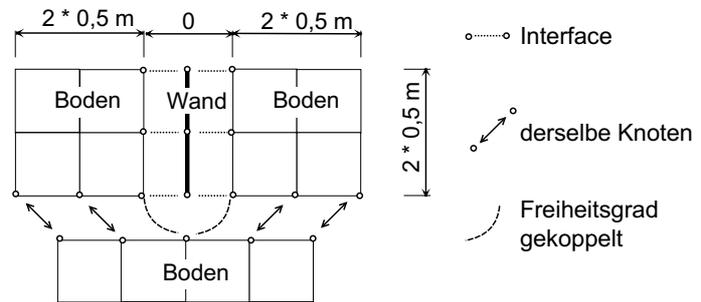


Abb. 2.5: Netzdetail Fußpunktdiskretisierung

zwischen Wand und Boden wird mit Interface-Elementen (INTER2) modelliert. Sie haben keine Dicke und sind starr für die Kontaktnormalenrichtung, senkrecht zur Wand. In Tangentialrichtung können Verschiebungen zwischen Wand und Boden auftreten. Dabei treten auch Schubspannungen auf. Dafür wird standardmäßig auf das Reibungsgesetz von COULOMB (vgl. Gl. 1.7 und Abb. 2.4) angesetzt. Der Wandreibungswinkel wird mit $\delta \leq 2/3 \varphi_{ref}$ angenommen. Der Reibungswinkel φ_{ref} wird nach Abschnitt 2.4 Tab. 2.2 angenommen.

Ein besonderer Punkt in der Diskretisierung liegt im Bereich des Wandfußes. Abb. 2.5 zeigt eine Prinzipskizze. Rechts und links der Wand befinden sich die Kontaktelemente. Das Ende der Wand ist nicht direkt mit dem Boden darunter verbunden. Vertikalkräfte der Wand werden über Reibung auf den seitlichen Boden übertragen, welcher mit den senkrechten Kontaktelementen (INTER1) mit dem Boden unterhalb verbunden ist.

2.4 Berechnungsablauf

Der Ablauf der Berechnungen erfolgt in mehreren Schritten. Zunächst wird ein Ausgangszustand definiert. Dabei wird mit dem Unterprogramm `sdvini` die Anfangsporenzahl e festgelegt. Die Subroutine `sigini` definiert den Spannungszustand zu Beginn der Berechnung. Es wird mit dem K_0 -Zustand nach dem Vorschlag von JAKY $K_0 = 1 - \sin \varphi_{ref}$ begonnen. Da es in der Hypoplastizität keinen festen Reibungswinkel gibt, wird als Referenzwert der Peakreibungswinkel von numerisch modellierten Triaxialversuchen mit einem Seitendruck von 100 kN/m^2 verwendet. Dieser Referenzdruck entspricht ungefähr dem Überlagerungsdruck in einer Tiefe von 6,0 m. Bei einer 10,0 m langen Wand liegt die größtmögliche Aushubtiefe ebenfalls etwa bei 6,0 m. Die ermittelten Reibungswinkel

Tab. 2.2: Anfangszustandsgrößen

Lagerungsdichte	Porenzahl	Referenzwinkel	Erdruhe-druckbeiwert	Wichte
D	e	φ_{ref}	K_0	γ [kN/m ³]
dichte Lagerung 92,3 %	0,55	42,1°	0,33	17,10
mitteldichte Lagerung 56,8 %	0,65	35,9°	0,41	16,06
lockere Lagerung 25,4 %	0,75	31,9°	0,47	15,14

entsprechen in der Größenordnung den Angaben in der Literatur für Sande in dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung, siehe z.B. EAU [79]. Neben der Bestimmung des Anfangsspannungszustandes hat der Referenzdruck für die numerischen Berechnungen keine weitere Bedeutung. Tab. 2.2 gibt eine Zusammenfassung der Berechnungsgrößen zu Beginn der Berechnungen.

Im ersten Berechnungsschritt wird der Gleichgewichtszustand zwischen dem vorgegebenen Spannungszustand und dem Eigengewicht des Bodens bestimmt. In den nächsten Schritten wird der Aushubvorgang simuliert. Dafür werden lagenweise Bodenelemente aus dem Berechnungssystem entfernt. Jeder Berechnungsschritt ist Ausgangszustand für den nächstfolgenden. Das Aushubniveau wird im folgenden Teil der Arbeit als auf die

Tab. 2.3: Aushubschritte in Abhängigkeit der Porenzahl als Verhältnis von freier Wandhöhe h zu Wandlänge H

Aushubphase		Porenzahl		
		$e = 0,55$	$e = 0,65$	$e = 0,75$
AH 1	$h/H =$	0,128	0,109	0,097
AH 2	$h/H =$	0,255	0,219	0,194
AH 3	$h/H =$	0,383	0,328	0,290
AH 4	$h/H =$	0,510	0,438	0,387
AH 5 ^a	$h/H =$	0,638	0,547	0,484
AH 6 ^b	$h/H =$	0,669	0,586	0,527
AH 7 ^c	$h/H =$	0,708	0,634	0,582

^a Aushubtiefe bei Verfahren nach BLUM mit $\eta = 2,0$

^b Aushubtiefe bei Verfahren nach BLUM mit $\eta = 1,5$

^c Aushubtiefe bei Verfahren nach BLUM mit $\eta = 1,0$

gesamte Wandlänge H bezogene freie Wandhöhe h angegeben. Jede Simulation beinhaltet sieben Aushubschritte. Die Tiefen der letzten drei Aushubphasen entsprechen den freien Wandhöhen, die sich mit dem Standardverfahren nach BLUM für die Sicherheiten $\eta = 2,0, 1,5$ und $1,0$ und den Berechnungsannahmen nach Tab. 2.2 ergeben. Tab. 2.3 gibt die einzelnen Aushubschritte für die verschiedenen Lagerungsdichten an.

Die Anzahl der Aushubschritte beeinflusst nur wenig die Verteilung der Erddruckspannungen. Dies zeigt Abb. 2.2b. Darin sind die Erddruckverteilungen von drei Berechnungen mit anfangs dichter Lagerung gezeigt. Es wurde jeweils der Aushub bis zu einer Tiefe von $6,0$ m simuliert: In der ersten Berechnung in einem Schritt $h = 1 \cdot 6,0$ m, in der zweiten in drei Schritten $h = 3 \cdot 2,0$ m und in der dritten in sechs Schritten $h = 6 \cdot 1,0$ m.

Kapitel 3

Grundsätzliche Eignung des FE-Modells

Das folgenden Kapitel zeigt die Eignung der gewählten Modellierung zur Untersuchung des Tragverhaltens von nicht gestützten, im Boden eingespannten Wänden. Zunächst wird kurz die numerische Simulationen anderer Autoren zum Tragverhalten von Baugruben beschrieben, um die generelle Eignung der FE-Methode für solche Problemstellungen zu prüfen. Als weiteres wird ein Überblick über Modellversuche gegeben, mit denen andere Wissenschaftler das Tragverhalten im Boden eingespannter Wandsysteme untersucht haben. Die Ergebnisse daraus werden eigenen Berechnungsergebnissen gegenübergestellt, um die Eignung des gewählten FE-Modells zu zeigen.

3.1 Eignung der FE-Methode

Die Zahl der Veröffentlichungen über Berechnungen von Baugruben mit der FE-Methode ist sehr groß. Daher hat der folgende Überblick keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Die Auswahl beschränkt sich auf drei Bereiche. Zum einen werden Berechnungen zu nicht gestützten Wänden angesprochen. Desweiteren wird kurz auf Untersuchungen über Baugruben, bei denen hypoplastische Stoffgesetze verwendet wurden, eingegangen. Zuletzt werden vergleichende Arbeiten erwähnt.

FE-Berechnungen nicht gestützter Wände

LAUMANS [39] führte nicht lineare Berechnungen von nicht gestützten Baugruben durch. Er verwendete zur Modellierung des Bodensverhaltens des Sandes ein elasto-plastisches

Stoffgesetz. LAUMANS verglich seine Berechnungsergebnisse mit den Messdaten seiner Versuche und zeigte damit die Eignung seines FE-Modells.

FOURIE et al. [13] und DAY [11] führten Berechnungen mit einem linear elastischen, ideal plastischen Stoffgesetz durch. GUTJAHR [20] erstellte Berechnungen mit einem hypoplastischen Stoffgesetz. Der Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit Ergebnissen aus analytischen Berechnungen zeigte die Möglichkeiten der verschiedenen Methoden auf.

FE-Berechnungen mit hypoplastischen Stoffgesetzen

Bei vielen Baugrubenberechnungen mit der FE-Methode steht die Prognose von Wand- und Bodenverformungen im Vordergrund, so auch bei der Arbeit von HÜGEL [27]. Ausführlich wurde darin die Berechnung einer einfach gestützten, im Boden frei aufgelagerten Spundwand vorgestellt. Auch die Implementierung des hypoplastischen Stoffgesetzes in das Programmsystem ABAQUS wurde dort dokumentiert. Die Berechnungsergebnisse wurden für einen Prognosewettbewerb eingereicht [69]. VON WOLFFERSDORFF [71] hat die Ergebnisse dieses Wettbewerbs zusammengefasst, ausgewertet und eigene Berechnungen angestellt. Dabei wurde offensichtlich, dass insbesondere auch der Ausgangszustand im Boden in der Simulation abgebildet werden muss, um eine gute Prognose von Boden- und Wandverformungen zu erhalten. Den Einfluss des Ausgangsspannungszustandes haben NÜBEL et al. [49] in Berechnungen untersucht.

Von KUDELLA et al. [36] wurde die Berechnung einer tiefen Baugrube in Berlin vorgestellt. Es wurden sowohl die Bauphasen der Schlitzwandherstellung als auch der Aushub mit Grundwasserabsenkung simuliert. Die Berechnungsergebnisse wurden mit Inklometermessungen verglichen. In der Diskussion des Vergleichs wurde herausgestellt, dass die richtige Berücksichtigung der Bauzustände wichtig für die Prognose von Bodenverformungen ist. KUDELLA et al. [37] führten diese Feststellung fort und untersuchten die Verformungen, die alleine aus der Herstellung der Wand resultieren. Die Problematik der Schlitzwandherstellung wurde von MAYER [42, 43] weiter bearbeitet.

Vergleichende Untersuchungen

In Deutschland sind in den letzten Jahren drei große Prognosewettbewerbe zur Berechnung von Verbaukonstruktionen durchgeführt worden. Im Jahr 1993 wurde ein großmaßstäblicher Spundwandfeldversuch durchgeführt [69]. Parallel dazu wurden über 40 Berechnungen mit Vorhersagen über das Wand- und Bodenverhalten eingereicht. VON WOLFFERSDORFF [71] hat den Versuch und die Prognosen dokumentiert und ausgewertet. Dabei zeigten sich FE-Berechnungen als geeignetes Hilfsmittel der Beobachtungsmetho-

de. Dafür verwendete Stoffmodelle müssen die Be- und Entlastung des Bodens darstellen können.

Der Arbeitskreis 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der DGGT veröffentlichte drei Berechnungsbeispiele für Prognosen. Beispiel 1 war die Modellierung eines Tunnels. Das Beispiel 2 war eine zweifach gestützte Baugrube [59]. Hier wurden Vorgaben über stoffliche Modellierung des Bodens, Auflagerbedingungen und Ausgangsspannungszustand gemacht. Das Berechnungsbeispiel wurde noch einmal vom Arbeitskreis „Baugruben“ aufgegriffen und die numerischen Ergebnisse der Mitglieder mit analytischen Berechnungen verglichen [29].

Das dritte Berechnungsbeispiel des AK 1.6 war eine dreifach verankerte Baugrube [60]. Den Teilnehmern des Wettbewerbs wurden nur Bodenschichtung, Geometrie der Baugrube und Belastungsgeschichte angegeben. Die Wahl des Stoffgesetzes und die Modellbildung waren freigestellt. Für die Ermittlung von Stoffparametern wurden Ergebnisse aus Laborversuchen zur Verfügung gestellt. Die Ergebnisse der eingereichten Prognosen streuten stark. Nach SCHWEIGER [60] war keine einheitliche Tendenz zu sehen, ob die Unterschiede aus der Modellbildung, der Wahl des Stoffgesetzes oder der Simulation der Belastungsgeschichte resultierten.

Folgerungen für die gewählte Modellierung

Die Berechnungen zeigen, dass die FE-Methode geeignet ist, Belastungen und Verformungen von Baugruben zu simulieren. Die dafür verwendeten Stoffgesetze sollten die Be- und Entlastung des Bodens gleichermaßen abbilden können. Das hypoplastische Stoffgesetz erfüllt diese Forderung. Desweiteren muss klar sein, dass auch der Herstellungsprozess einer Baugrubenumschließung zur Belastungsgeschichte gehört und damit die Beanspruchungen der Konstruktion beeinflusst. Für die Modellierung wurde daher angenommen, dass die Wand sich zu Beginn der Berechnung im Boden befindet und der Spannungszustand dem Erdruchdruck entspricht.

3.2 Vergleich von Berechnungsergebnissen mit Modellversuchen

Bevor die Ergebnisse aus Versuchen und Berechnungen gegenüber gestellt werden, muss darauf hingewiesen werden, dass es nicht Ziel der Berechnungen war, die Versuche zu

simulieren. Vielmehr wurden zuerst die Berechnungsannahmen festgesetzt und dann die Ergebnisse zum Vergleich ausgewertet. Die Berechnungsannahmen sind in Kapitel 2 zusammengestellt.

Zunächst werden die Modellversuche anderer Autoren kurz beschrieben. Daraufhin werden die Ergebnisse aus Berechnungen und Versuchen miteinander verglichen.

Um die Größenunterschiede zwischen den Versuchen und den Berechnungen auszugleichen, werden die Ergebnisse in dimensionloser Form angegeben. Allerdings lässt sich damit nicht der Einfluss des Druckniveaus auf den Reibungswinkel berücksichtigen. Bei kleinen Spannungen, wie sie in kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuchen auftreten, ergeben sich größere Reibungswinkel im Boden, als bei großen Spannungen, die bei Verbaukonstruktionen vorherrschen. Die Berechnungen simulieren den Aushub vor einer 10,0 m langen Wand bei der das Druckniveau größer ist, als in den Modellversuchen, die zum Vergleich herangezogen werden. Um dies auszugleichen, werden die Berechnungsergebnisse bei anfangs dichter Lagerung den Ergebnissen der Modellversuchen bei mitteldichter Lagerung gegenübergestellt.

3.2.1 Modellversuche

Laumans, 1977 [39]

Zur Untersuchung der Einspannung im Boden führte LAUMANS Modellversuche an einer flexiblen, nicht gestützten Wand durch. Dabei wurde nur der Einbindebereich der Wand abgebildet. Die Belastung wurde durch eine horizontale Einzellast am Wandkopf, etwa 0,20 m über dem Boden, aufgebracht. Die Oberfläche des Sandbodens war vor und hinter der Wand gleich hoch. Die Wandlänge betrug 1,0 m, die Einbindetiefe 0,80 m.

Der Versuchsboden war trockener, enggestufter Mittelsand in mitteldichter und dichter Lagerung. Die Eigenschaften des Korngerüstes (Kornverteilung, Porenzahl bei dichtester und lockerster Lagerung) entsprechen den Eigenschaften des Karlsruher Sandes, der für die eigenen numerischen Berechnungen gewählt wurde. Die mitteldichte Lagerung wurde durch Einrieseln erreicht. Die Wichte betrug $\gamma = 16,0 \text{ kN/m}^3$ und der Reibungswinkel im ebenen Scherversuch $\varphi_{DS} = 36,7^\circ$. Die dichte Lagerung wurde durch lagenweises Einrieseln und Verdichten erzielt. Die Wichte war in diesem Zustand $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$ und der Reibungswinkel $\varphi_{DS} = 41,2^\circ$.

Im Versuchsablauf wurde die Horizontalkraft stetig gesteigert und die horizontalen Bo-

den Spannungen vor und hinter der Wand gemessen. Ausgewertet wurden die Verteilung der Spannungen sowie die Lage und die Größe der resultierenden Kräfte. Mit Dehnungsmessstreifen wurden die Wandverformungen festgestellt und daraus die Biegemomente der Wand ermittelt.

LAUMANS dokumentierte die Ergebnisse der Modellversuche besonders ausführlich. Daher wird im Weiteren wieder auf seine Arbeit Bezug genommen.

Bica et al., 1998 [7]

BICA et al. führten Versuche mit nahezu starren Stahlwänden aus. Als Versuchsboden verwendeten sie Leighton Buzzard Sand in dichter und lockerer Lagerung. Die Wandreibung betrug etwa $\delta \approx \varphi'/2$. Gemessen wurden horizontale und tangential Spannungen entlang der Wand sowie Kopfpunktverschiebungen und die Durchbiegung.

Al-Akel, 2001 [3]

AL-AKEL führte eine Serie von Modellversuchen an nicht gestützten Baugrubenwänden durch. Der verwendete Sand hatte eine mitteldichte bis dichte Lagerung. Die Wand war 1,20 m tief in den Boden eingebunden. Anstelle eines Aushubes vor der Wand wurde die Belastung mit zwei horizontalen Vorschubpressen am Wandkopf im Versuchsverlauf gesteigert. Dabei wurden neben den Pressenkräften die vertikalen und horizontalen Erd-druckverteilungen vor und hinter der Wand gemessen.

Weitere Modellversuche

In der Literatur sind noch weitere Modellversuche an nicht gestützten Wänden zu finden. Allerdings sind deren Ergebnisse für die Überprüfung des numerischen Modells nicht im gleichen Maße geeignet wie die der oben dargestellten Modellversuche.

ROWE [56], KREMER [35] und SCHÜRMAN [58] haben das Tragverhalten biegsamer Wände mit geringer Biegesteifigkeit untersucht. Diese Modellversuche sind wegen des zusätzlichen Einflusses der Biegesteifigkeit für die Kalibrierung weniger geeignet. Auch die Untersuchungen von KING et al. [30, 31] und BRANSBY et al. [9] sind dafür nicht ideal, da in ihren Auswertungen keine Bodenspannungen erfasst wurden.

3.2.2 Mobilisierter Erdwiderstand

Für den Vergleich werden zwei Größen eingeführt. Zum einen wird aus der Horizontalkraft H_k am Wandkopf eine rechnerische freie Wandhöhe h^* (Gl. 3.1a) abgeleitet, so als ob

die Belastung aus aktivem Erddruck resultieren würde. Die Erddruckbeiwerte K_{ah} wurden dabei mit $\varphi = 36,7^\circ$ und der von LAUMANS gemessenen Wandreibung ermittelt. Die Wandreibung verändert sich in den einzelnen Belastungsstufen, so dass auch K_{ah} variiert. Zum anderen werden die Bodenreaktionen als dimensionslose Größe dargestellt. Die Spannungen werden mit der Wichte und der Einbindelänge normiert.

$$h^* = \sqrt{\frac{2 H_k}{\gamma \cdot K_{ah}}} \quad (3.1a) \quad e_{ph}^* = \frac{e'_{ph}}{\gamma \cdot t_g} \quad (3.1b)$$

Abb. 3.1a zeigt die Berechnungsergebnisse der resultierenden Erddruckverteilungen für verschiedene freie Wandhöhen. In Bild b) sind die entsprechenden Ergebnisse von LAUMANS Modellversuch Nr. 4 dargestellt. Es findet sich eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und FE-Berechnung. Beide Ergebnisse haben für alle Belastungsstufen drei gleiche Merkmale:

- Die Spannungen beginnen direkt unterhalb der Baugrubensohle unabhängig von der Größe der Belastung immer mit der gleichen Steigung.
- Die Tiefenlage des unteren Belastungsnullpunktes ist annähernd konstant.
- Bei zunehmender Belastung nimmt auch die größte Spannung auf der Baugrubenseite zu. Die Tiefenlage der größten Spannung verschiebt sich dabei nach unten.

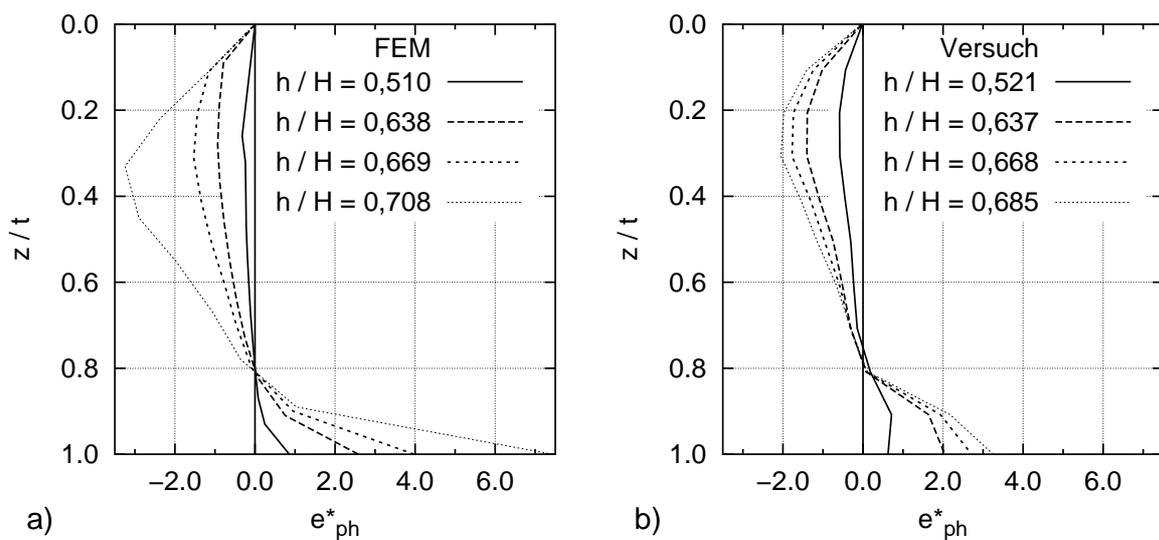


Abb. 3.1: Resultierende Erddruckverteilungen (Gl. 3.1b): a) FE-Berechnung, b) Versuchsergebnisse von LAUMANS [39]

Auch die Ergebnisse der Modellversuche von BICA und AL-AKEL zeigen die gleichen Merkmale.

In Abb. 3.2a sind die Tiefenlagen der Erdwiderstände oberhalb (z_{p1}) und unterhalb des Drehpunktes (z_{p2}) angegeben. Ebenso ist auch die Tiefenlage des Drehpunktes unterhalb der Baugrubensohle (z_D) gezeigt. Die Berechnungsergebnisse sind Versuchswerten von LAUMANS gegenübergestellt. Es sind gute Übereinstimmungen festzustellen. Aus den einzelnen Tiefenlagen kann geschlossen werden, dass die Spannungsverteilungen in den Versuchen und Berechnungen affin sind.

BICA et al. fanden den unteren Belastungsnulldpunkt bei etwa $z_D = 3/4 \cdot t$. Die Resultierende des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite lag beim Aushub $h/H = 0,50$ bei $z_{p1}/t = 0,50$ und bei weiterer Belastung bis $h/H = 0,80$ bei $z_{p1}/t = 0,36$. Die Tiefenlage des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes konnte nicht ausgewertet werden, da die Spannungen dort nur in einem Punkt gemessen wurden. Auch die Versuchsergebnisse von AL-AKEL ergaben ähnliches. Am Ende seiner Versuche betrug $z_{p1}/t = 0,35$ und $z_{p2}/t = 0,91$. Die Drehpunkte lagen bei $z_D/t = 0,69 \dots 0,75$.

Abb. 3.2b zeigt die Mobilisierung der Erdwiderstände. Darin ist K'_{ph1} der normierte, mobilisierte Erdwiderstand auf der Baugrubenseite und K'_{ph2} der entsprechende Wert erdseitig

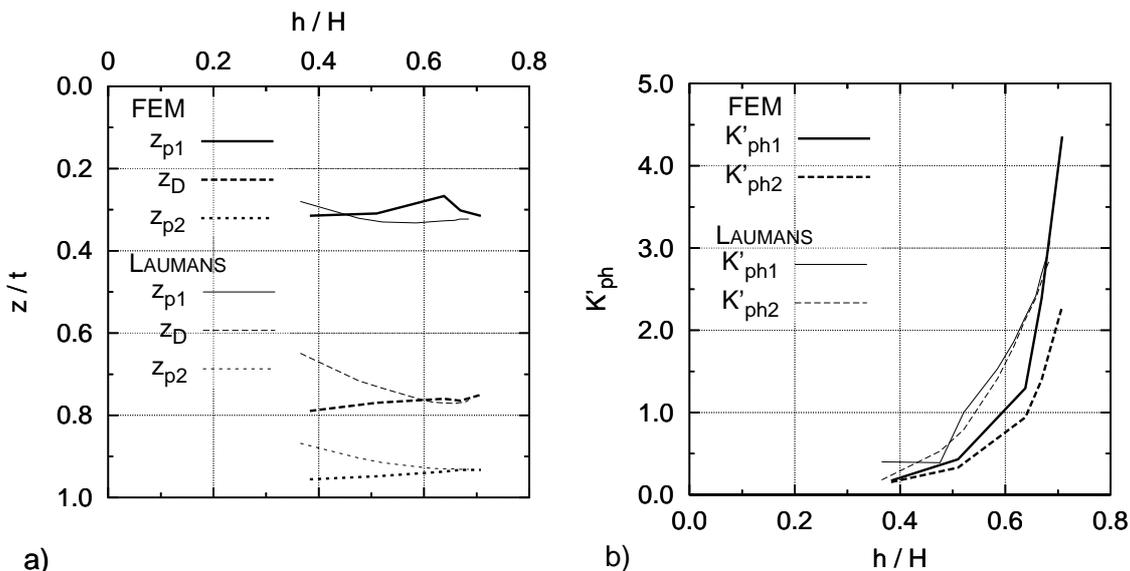


Abb. 3.2: Ergebnisse aus Berechnungen und Modellversuchen [39]: a) Lage des baugrubenseitigen Erdwiderstandes z_{p1} , erdseitigen z_{p2} und des Drehpunktes z_D , b) Mobilisierung der Erdwiderstände

unterhalb des Drehpunktes. Die beiden Werte sind aus Gl. 3.1 ermittelt.

$$K'_{ph1} = \frac{2 E_{ph1}}{\gamma \cdot z_D^2} \quad K'_{ph2} = \frac{2 E_{ph2}}{\gamma \cdot H \cdot (t_g - z_D)} \quad (3.1)$$

Darin sind E_{phi} die Erdwiderstände, γ die Bodenwichte, H die Wandlänge, t_g die Einbindtiefe und z_D die Tiefenlage des Drehpunktes unterhalb der Baugrubensohle.

Bis zu einer Aushubtiefe von $h/H = 0,5$ sowie bei $h/H = 0,7$ ergibt sich bei den Erdwiderständen auf der Baugrubenseite eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen. Dazwischen steigt K'_{ph1} jeweils überproportional an. Die maximale Abweichung beträgt etwa 40 %. AL-AKEL ermittelte aus seinen Versuchen im Bruchzustand $K'_{ph1} = 4,1 \dots 6,0$, wodurch die Größenordnung bestätigt wird.

Für den erdseitigen Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes erhielt AL-AKEL aus seinen Messungen $K'_{ph2} = 2,0 \dots 3,5$. Der Größtwert bei LAUMANS beträgt $K'_{ph2} = 2,8$ und nach der FE-Berechnung $K'_{ph2} = 2,2$.

3.2.3 Biegemomente der Wand

Abb. 3.3a zeigt die Entwicklung des größten Biegemomentes der Wand und in Bild b) dessen Tiefenlage unter der Baugrubensohle bei Laststeigerung. Das Biegemoment ist mit der Wichte, dem Erddruckbeiwert und der Wandlänge normiert. Bei dem Vergleich ist

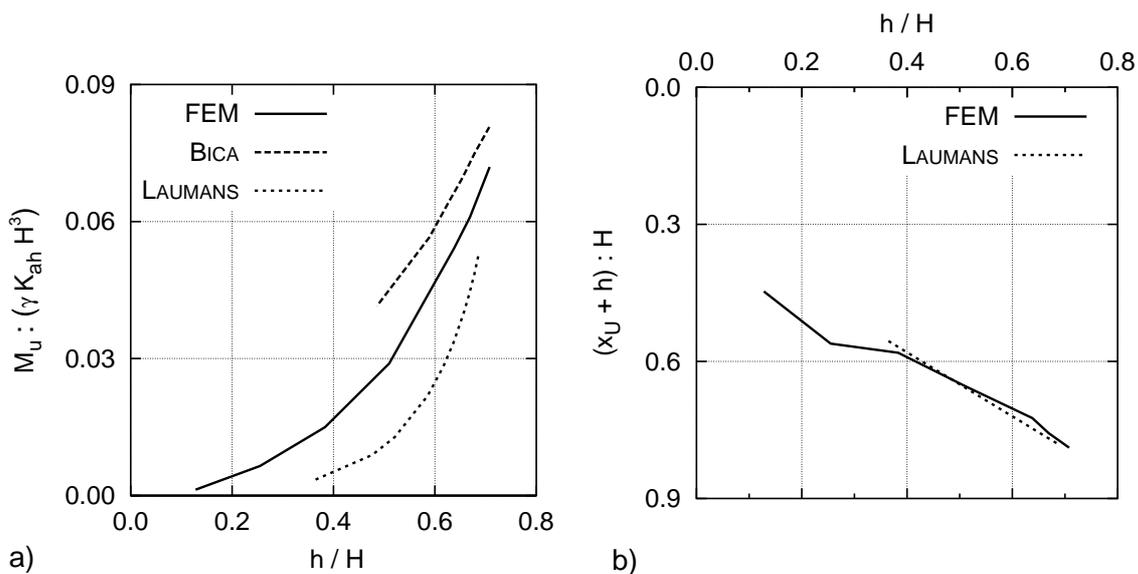


Abb. 3.3: Biegemomente aus FE-Berechnung und Modellversuchen: a) Normiertes Biegemoment der Wand, b) Tiefenlage des größten Biegemomentes

als Unterschied zu beachten, dass bei den Modellversuchen die Einzellast am Wandkopf bei allen Laststufen in der gleichen Höhe wirkt, während bei den Berechnungen der Angriffspunkt des aktiven Erddruckes von der freien Wandhöhe abhängig ist. Dennoch zeigt der Vergleich eine gute Übereinstimmung zwischen den Berechnungsergebnissen und den Modellversuchen.

In Abb. 3.3b ist zu sehen, dass die Tiefenlage x_U des maximalen Momentes in den FE-Berechnungen und den Modellversuchen übereinstimmen. Aus dem Vergleich mit LAUMANS' Werten kann geschlossen werden, dass auch die Spannungsverteilung im Auflagerbereich in Versuch und Berechnung gut übereinstimmt. BICA et al. machen leider keine Angaben über die Stelle x_U .

3.3 Zusammenfassung

Mit den Hinweisen aus der Literatur zu FE-Simulationen von Aushubvorgängen wurde eine Modellierung gewählt, die alle Kriterien erfüllt, um verlässliche Ergebnisse zu berechnen. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Auswertungen von Modellversuchen bestätigt die Annahmen für das numerische Modell.

Insgesamt zeigt sich eine gute Eignung des gewählten FE-Modells zur Simulation des Aushubvorganges vor einer nicht gestützten Wand.

Kapitel 4

Vergleich von Berechnungsergebnissen aus FE-Berechnungen und dem Verfahren nach Blum

4.1 Grundlagen des Vergleiches

Den Auswertungen von FE-Berechnungen werden Ergebnisse des Standardverfahrens nach BLUM gegenüber gestellt. Damit sollen die Möglichkeiten und Grenzen der einfachen analytischen Näherung bei der Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden aufgezeigt werden.

Für den Vergleich werden drei FE-Berechnungen mit unterschiedlichen Lagerungsdichten durchgeführt. Der Aushubvorgang wird dabei vor einer Wand mit einer Gesamtlänge von $H = 10,0$ m simuliert. Es werden jeweils sieben Aushubschritte berechnet, von denen im Folgenden die Aushubphasen AH 3, AH 4 und AH 6 ausgewertet sind. In Tab. 4.1 sind die einzelnen freien Wandhöhen angegeben.

Bei den Berechnungen mit dem Standardverfahren nach BLUM werden jeweils die gleichen freien Wandhöhen h wie bei den FE-Berechnungen angesetzt. Mit der Berücksichtigung einer Sicherheit von $\eta = 1,5$ für den Erdwiderstand werden die erforderlichen Einbindetiefen ermittelt. Die gesamte Wandlänge ergibt sich aus der Summe von freier Wandhöhe und

Tab. 4.1: Freie Wandhöhe h in Abhängigkeit der Lagerungsdichte in FE-Berechnungen

Aushubphase	Lagerung		
	Dicht	Mitteldicht	Locker
AH 1	$h=$ 1,28 m	1,09 m	0,97 m
AH 2	$h=$ 2,55 m	2,19 m	1,94 m
AH 3	$h=$ 3,83 m	3,28 m	2,90 m
AH 4	$h=$ 5,10 m	4,38 m	3,87 m
AH 5	$h=$ 6,38 m	5,47 m	4,84 m
AH 6	$h=$ 6,69 m	5,86 m	5,27 m
AH 7	$h=$ 7,08 m	6,34 m	5,82 m

Tab. 4.2: Wandhöhen beim Standardverfahren von BLUM

Lagerung	h [m]	H [m]	h/H
Dicht	3,83	5,72	0,669
	5,10	7,62	0,669
	6,69	10,0	0,669
Mitteldicht	3,28	5,60	0,586
	4,38	7,47	0,586
	5,47	10,0	0,586
Locker	2,90	5,50	0,527
	3,87	7,34	0,527
	5,27	10,0	0,527

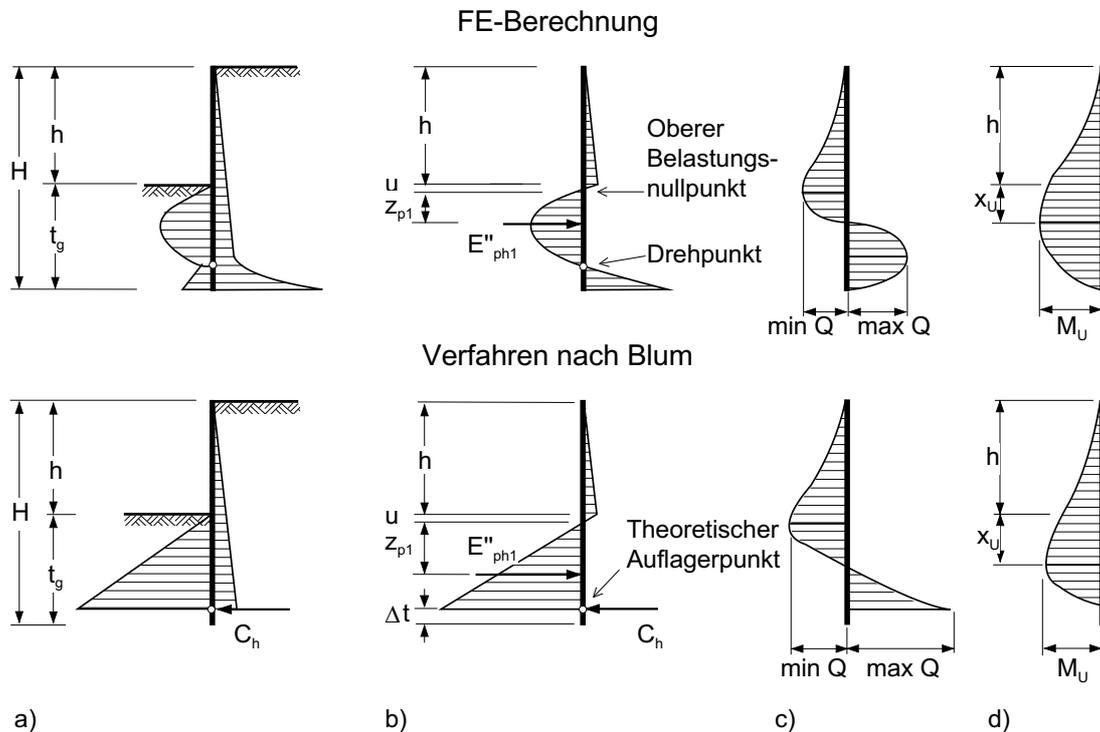


Abb. 4.1: Qualitative Darstellung der Ergebnisse:

- a) vorgelagerter Erddruck und -widerstand, b) resultierende Erddruckverteilung,
- c) Querkraftverlauf, d) Biegemomentenverteilung

Einbindetiefe. Weitere Berechnungsannahmen sind: Wandreibungswinkel für den aktiven Erddruck $\delta_a = 2/3 \varphi$ und Erdwiderstand auf der Baugrubenseite $\delta_p = -1/2 \varphi$, Reibungswinkel und Wichten der Böden nach Tab. 2.2. Die einzelnen Werte für freie Wandhöhen und zugehörige Wandlängen sind in Tab. 4.2 zusammengefasst.

Die einzelnen Aushubschritte in der FE-Berechnung stellen Bauzustände dar, entweder vor Einbau der ersten Stützung bei gestützten Verbaukonstruktionen oder vor weiterem Aushub bei nicht gestützten Wände. Die Wandlänge beträgt dabei immer $H = 10,0$ m. Bei dem Verfahren nach BLUM ist es in der Praxis üblich, die Einbindetiefe mit den für die Standsicherheit erforderlichen Längen anzunehmen. Darüber hinausgehende, zusätzliche Einbindetiefen werden vernachlässigt. Größere Einbindetiefen ergeben sich z.B. in Bauzuständen. Dieses Vorgehen wird auch für den Vergleich gewählt. Die freien Wandhöhen von AH 6 werden so gewählt, dass bei beiden Verfahren die gleichen Wandlängen vorhanden sind. Bei den anderen Wandhöhen ergeben sich nach BLUM geringere Wandlängen.

Abb. 4.1 gibt einen Überblick über die Größen, die für den Vergleich ausgewertet werden. Darin ist H die gesamte Wandlänge und h die freie Wandhöhe. Aus der Überlagerung der Spannungen aus aktivem Erddruck und Erdwiderstand erhält man die resultierende Erddruckverteilung. Es ergeben sich dabei zwei Belastungsnullpunkte. Der obere liegt knapp unterhalb der Baugrubensohle. Im unteren, nahe des Wandfußes, wird für die Auswertung der FE-Berechnungen der Drehpunkt angenommen. Die Kräfte $min Q$ und $max Q$ sind die Querkraft in Höhe des oberen Belastungsnullpunktes und der Größtwert im Auflagerbereich. Mit M_U wird das größte Biegemoment mit der Tiefenlage x_U unter der Baugrubensohle bezeichnet.

4.2 Erddruck und Erdwiderstand

In Abb. 4.2 sind Berechnungsergebnisse der FE-Methode und des Standardverfahrens gegenübergestellt. Gezeigt sind die resultierenden Spannungen aus der Überlagerung von aktivem Erddruck und Erdwiderstand. Die Ergebnisse bei dichter Lagerung sind exemplarisch dargestellt, da sich für mitteldichte und lockere Lagerung qualitativ die gleichen Bilder ergeben. Im Bereich der freien Wandhöhe ergeben sich zwischen den beiden Verfahren nur geringe Unterschiede. Allerdings sind große Differenzen im unteren Teil der Wand zu sehen.

Zunächst wird der aktive Erddruck genauer betrachtet. Abb. 4.3a und 4.3b zeigen die

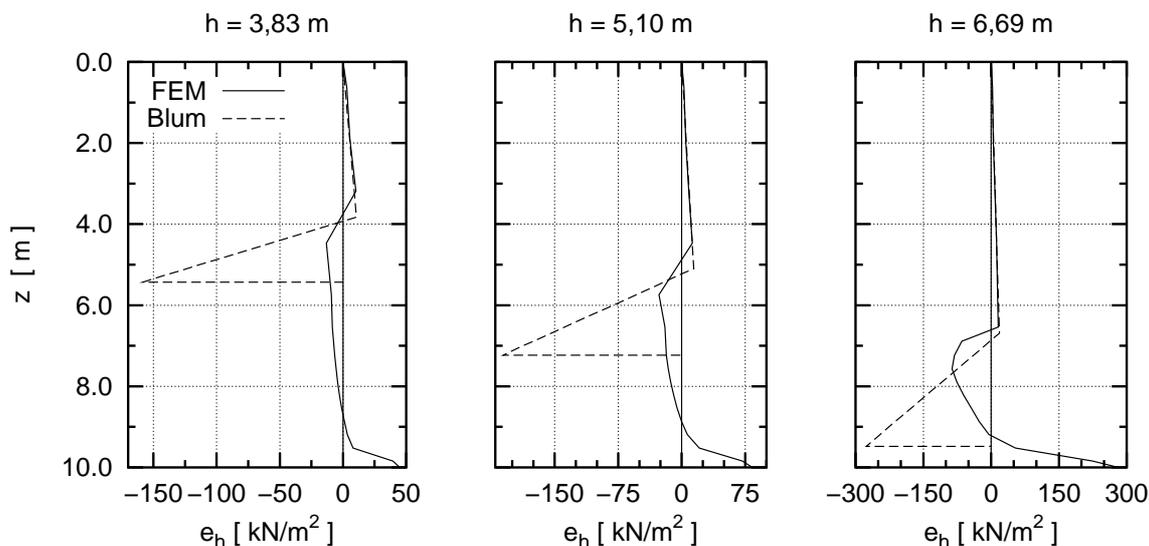


Abb. 4.2: Resultierende Erddruckverteilung der FE-Berechnung und dem Verfahren nach BLUM

Entwicklung des bezogenen Erddruckes mit dem Aushub. Als Vergleichswerte sind die Erddruckbeiwerte aus DIN 4085 nach dem Ansatz von COULOMB, die dem analytischen Verfahren zu Grunde liegen, angegeben. Sie sind mit der Wandreibung $\delta_a = 2/3 \varphi$ und den Reibungswinkeln $\varphi = 31,9^\circ$, $35,9^\circ$ und $42,1^\circ$ bestimmt worden. Im Gegensatz zu dem Erddruckansatz beim Standardverfahren ist bei der FE-Berechnung der Erddruck von der Mobilisierung abhängig.

$$K'_{ah} = \frac{2 E'_{ah}}{\gamma \cdot z_D^2} \quad (4.1a)$$

$$K_{ah} = \frac{2 E_{ah}}{\gamma \cdot (h + u)^2} \quad (4.1b)$$

Der vorgelagerte Erddruck in Abb. 4.3a wird bis zum angenommenen Drehpunkt ermittelt und daraus der Erddruckbeiwert K'_{ah} nach Gl. 4.1a abgeleitet. Bei einer kleinen freien Wandhöhe sind die Wandbewegungen noch gering. Daher ist der Erdruchdruck in weiten Bereichen hinter der Wand noch nicht auf den Grenzwert des aktiven Erddruckes abgesunken. Bis zu einer freien Wandhöhe von $h/H = 0,48$ bei lockerer Lagerung, $0,51$ bei mitteldichter Lagerung und $0,53$ bei dichter Lagerung sind die Erddrücke aus der FE-Berechnung größer als die Vergleichswerte nach DIN 4085.

Mit weiterem Aushub stellt sich der aktive Erddruck etwa bis zum Drehpunkt ein. Bei mitteldichter und dichter Lagerung kommt es im letzten Aushubschritt zu einer Erhöhung des Erddruckes. Im Bruch hinter der Wand treten Auflockerungen im Boden auf, wodurch sich der innere Reibungswinkel verringert und der Erddruck erhöht. Dennoch ist der

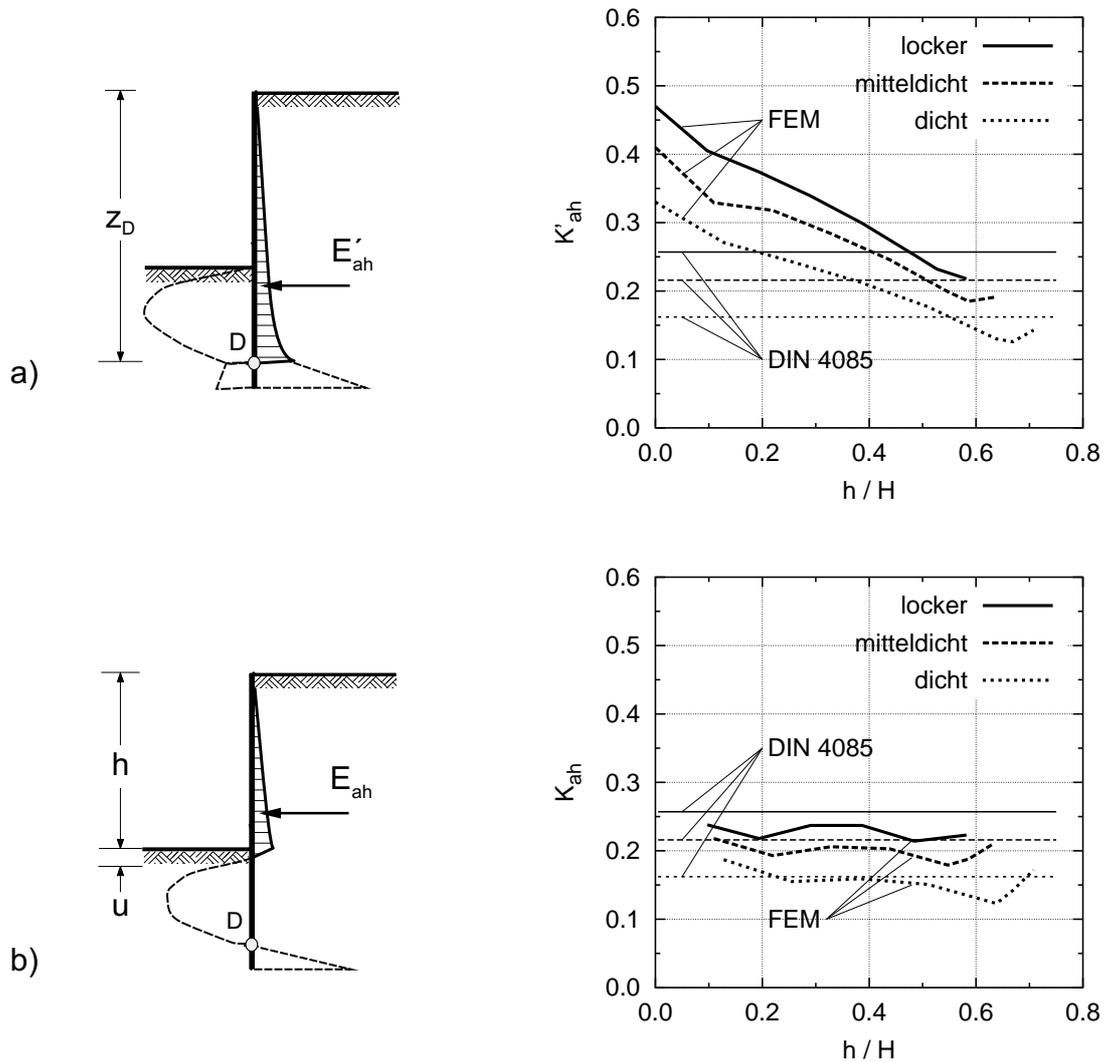


Abb. 4.3: Aktiver Erddruck der FE-Berechnung im Vergleich zu DIN 4085, a) mobilisierter Erddruck bis Drehpunkt, b) Erddruck bis zum oberen Belastungsnullpunkt

Erddruck für alle drei untersuchten Lagerungsdichten im letzten Aushubschritt kleiner als der Erddruck nach DIN 4085.

Für Abb. 4.3b ist der aktive Erddruck bis zum oberen Belastungsnullpunkt ermittelt und der Erddruckbeiwert K_{ah} nach Gl. 4.1 berechnet worden. Hierbei ergaben sich Erddruckbeiwerte, die kleiner sind als die Vergleichswerte nach DIN 4085. Der Grund dafür liegt in der Wahl des Reibungswinkels zur Ermittlung des Erddruckes für das Standardverfahren. Die Winkel wurden aus numerisch simulierten Triaxialversuchen mit einer Seitenspannung von $\sigma_2 = 100,0 \text{ kN/m}^2$ bestimmt. Diese Spannung entspricht etwa dem Überlagerungsdruck in 6,0 m Tiefe. Im Triaxialversuch betrug das mittlere Druckniveau bei dichter Lagerung etwa 235 kN/m^2 . Dies ist im Vergleich zu den Spannungen im Bereich des aktiven

Erddruckes zu hoch, um die Situation hinter der Wand abzubilden. Im Berechnungssystem liegt in Höhe der Baugrubensohle bei einer freien Wandhöhe von $h = 6,69$ m ein mittlerer Druck von etwa 50 kN/m^2 vor. Aus einem numerischen simulierten Triaxialversuch ergibt sich damit ein Reibungswinkel von $43,7^\circ$. Mit diesem Reibungswinkel ergibt sich nach DIN 4085 ein um 8 % kleinerer Erddruckbeiwert als in den analytischen Berechnungen angesetzt wurde. Die mittlere Differenz zwischen dem Erddruck der FE-Berechnung und dem angenommenen Erddruck für das Verfahren nach BLUM beträgt 6 %.

In Abb. 4.4 ist der Erdwiderstand auf der Baugrubenseite ausgewertet. Dargestellt ist die Resultierende aus den überlagerten Spannungen. Daran sind zwei Sachverhalte zu sehen. Erstens: Bei dem Standardverfahren wird eine wesentlich größere Kraft angesetzt als sich nach der FE-Berechnung ergibt. Zweitens: Die Annahme einer linear mit der Tiefe zunehmenden Verteilung der Widerstandsspannungen beinhaltet ein konstantes Verhältnis der Tiefenlage der Resultierenden zur Lage des theoretischen Auflagerpunktes. In den numerischen Berechnungen ergaben sich Tiefenlagen für die Widerstandsresultierenden, die deutlich höher lagen als bei dem Standardverfahren.

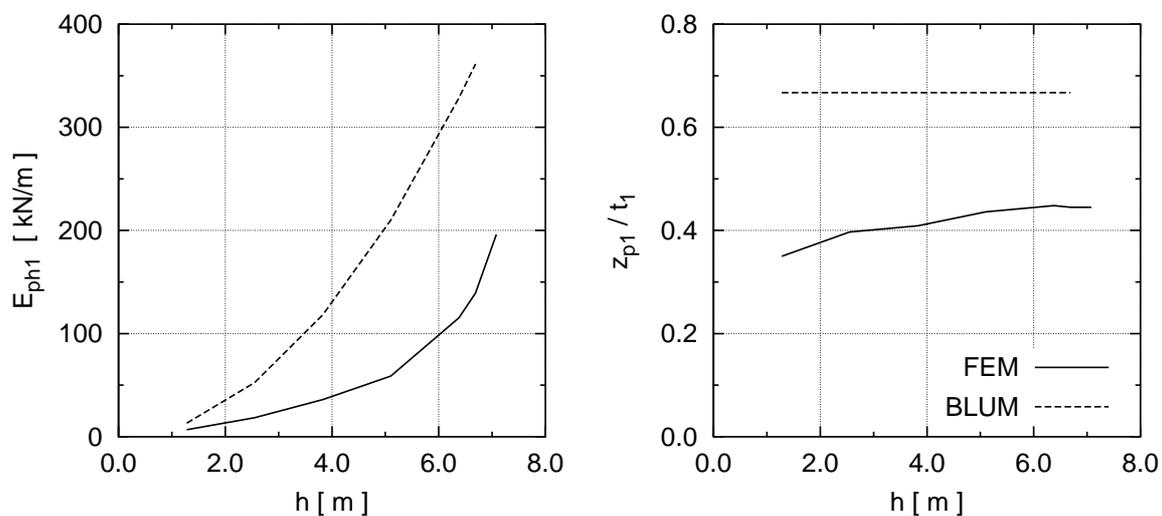


Abb. 4.4: Mobilisierter Erdwiderstand auf der Baugrubenseite der FE-Berechnung und nach BLUM (vgl. Abb. 4.1b), a) Erdwiderstand E''_{ph1} , b) Tiefenlage des Widerstands unter dem Belastungsnulldpunkt

4.3 Querkraftverlauf

Die Unterschiede in der Spannungsverteilungen wirken sich ebenfalls auf die Schnittgrößen aus. Abb. 4.5 zeigt die Querkraftverläufe aus der FE-Berechnung und dem Verfahren nach BLUM für dichte Lagerung des Bodens. Für lockere und mitteldichte Lagerung ergeben sich qualitativ die gleichen Ergebnisse. Während im oberen Teil der Wand noch weitgehende Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der beiden Methoden zu finden sind, unterscheiden sich die Verläufe im unteren Teil der Wand erheblich. Bei dem Standardverfahren ergibt sich beispielsweise bei einer freien Wandhöhe von $h = 6,69$ m die größte Querkraft am Wandfuß zu $max Q = 297,9$ kN/m, während sie bei der FE-Berechnung nur 82,9 kN/m beträgt.

In Abb. 4.6 sind weitere Berechnungsergebnisse von Querkraften zusammengefasst. Darin sind die Werte $min Q$ die Querkraften in Höhe des oberen Belastungsnullpunktes. Bei dem Standardverfahren entsprechen diese Werte Q_u . Die Werte von $max Q$ treten im Einbindebereich der Wand auf. Beim Verfahren von BLUM ergeben sich die größten Querkraften am theoretischen Auflagerpunkt auf. Sie sind gleich der jeweiligen Ersatzkraft C_h . Bei den FE-Berechnungen sind die Querkraften am Wandfuß Null.

Im Hinblick auf die Querkraftbemessung der Wand lassen sich aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen zwei Fälle unterscheiden. Erstens: $min Q$ ist für die Bemessung maßgebend,

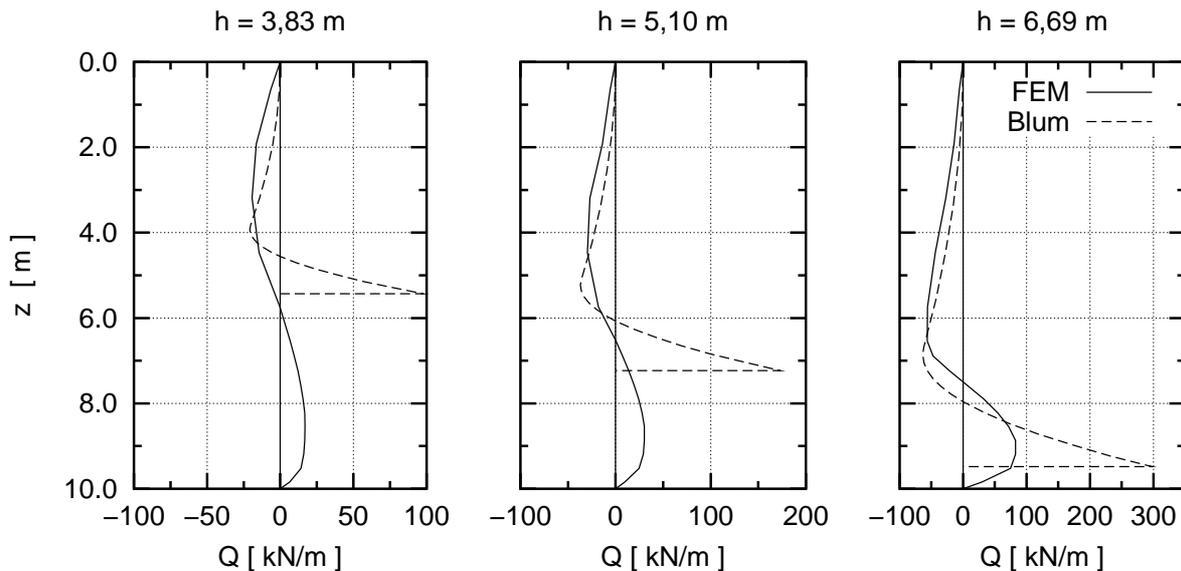


Abb. 4.5: Querkraftverlauf aus FE-Berechnungen und nach BLUM für drei verschiedene Wandhöhen bei dichter Lagerung

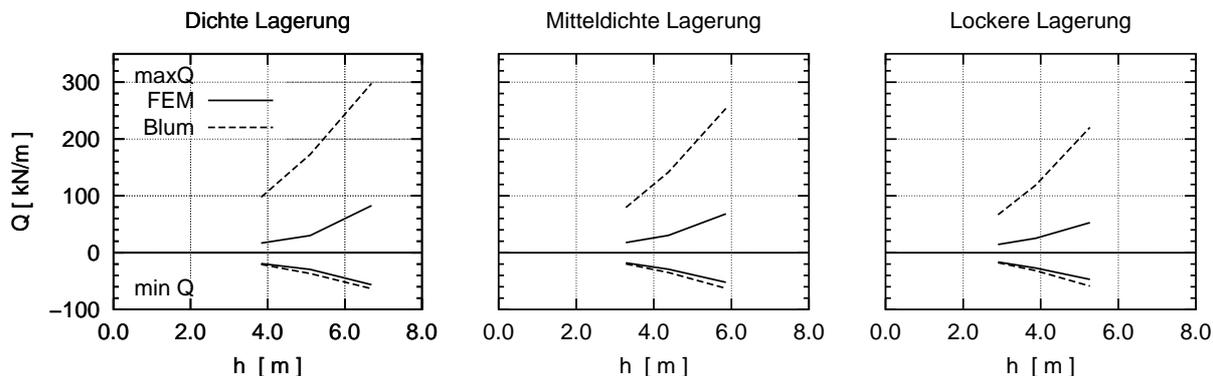


Abb. 4.6: Größte und kleinste Querkraft aus FE-Berechnungen und nach BLUM

da der Betrag von $min Q$ größer als $max Q$ ist. Dies ist der Fall, wenn die bezogene freie Wandhöhe $h/H < 0,5$ ist und die vorhandene Einbindetiefe wesentlich größer ist als die statisch erforderliche. Zweitens: $max Q$ ist maßgebend. Dies ist der Fall, wenn die freie Wandhöhe groß ist.

Die beiden Fälle werden durch das Standardverfahren nicht abgebildet. Hierbei ergibt sich bei jeder freien Wandhöhe die größte Querkraft im theoretischen Auflagerpunkt. Bezogen auf die Ergebnisse der numerischen Berechnungen betragen dabei die Unterschiede über 350 %. Der Fall, in dem die maßgebende Querkraft auf Höhe des Belastungsnullpunktes liegt, wird nicht erfasst. Mit dem Verfahren von BLUM kann weder Größe, Richtung noch die Stelle der größten Querkraft bestimmt werden.

4.4 Biegemomentenverteilung

In Abb. 4.7 sind die Verläufe der Biegemomente, die sich mit der FE-Methode und dem Verfahren nach BLUM ergeben, gegenüber gestellt. Bei der Wandhöhe von $h = 3,83$ m werden mit dem analytischen Verfahren kleinere Biegemomente ermittelt als mit der FE-Berechnung. Dabei ist die Tiefenlage des größten Biegemomentes näher an der Geländeoberkante als nach der FEM. Bei der Wandhöhe von $h = 6,69$ m ist dies genau umgekehrt. Das Biegemoment nach BLUM ist geringer und die Tiefenlage niedriger als es sich aus den numerischen Berechnungen ergeben hat. Dies ist nochmal in den Abb. 4.8a und 4.8b dargestellt. Für mitteldichte und lockere Lagerung zeigen sich im wesentlichen die gleichen Bilder, daher sind sie hier nicht dargestellt.

Abb. 4.8c zeigt die Verhältnisse der größten Biegemomente, ermittelt mit dem Verfahren nach BLUM, zu den größten Biegemomente nach der FEM. Danach ergeben sich nach

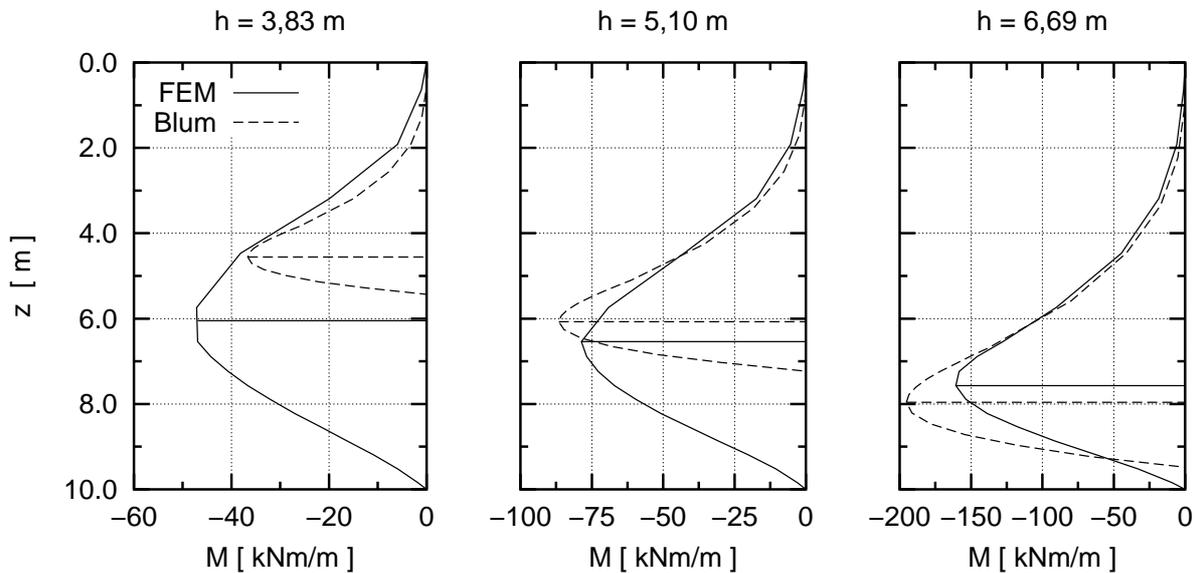


Abb. 4.7: Biegemomentenverlauf aus FE-Berechnungen und nach BLUM für drei verschiedene Wandhöhen bei dichter Lagerung

BLUM bei kleinen freien Wandhöhen kleinere Momente und bei größeren Wandhöhen größere Biegemomente als nach den FE-Berechnungen. Bei lockerer Lagerung sind die Unterschiede am größten. Bei der Wandhöhe $h = 2,90$ m beträgt das Moment nach BLUM 69 % von dem der numerischen Berechnungen und bei $h = 5,27$ m 139 %.

Modellversuche von BICA et al. [7], KING et al. [30] und ROWE [56] bestätigen die Verhältnisse zwischen den Momenten nach BLUM und der FE-Methode. In Abb. 4.9 sind die Biegemomente aus Versuchen dem Standardverfahren nach BLUM gegenübergestellt. Die Biegemomente aus dem Modellversuch sind bei kleinen Verhältnissen von freier Wandhöhe

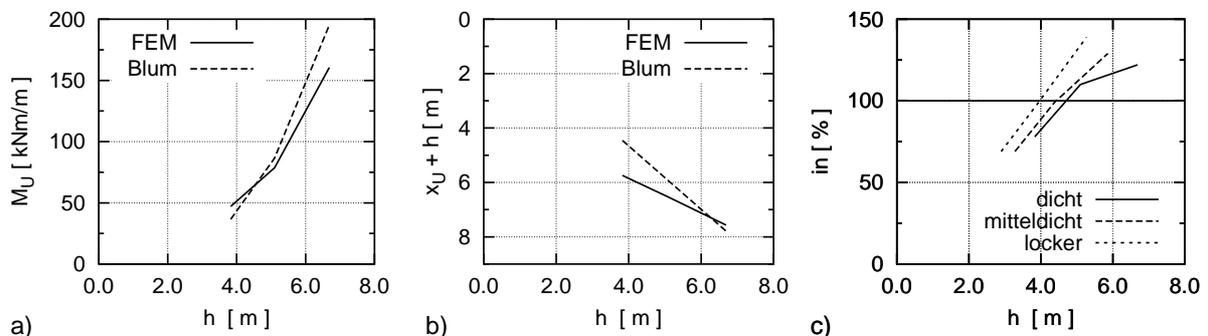


Abb. 4.8: a) größtes Biegemoment aus FE-Berechnungen und nach BLUM bei dichter Lagerung, b) zugehörige Tiefenlage unter Geländeoberkante, c) $\max M_{Blum} / \max M_{FEM}$ bei dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung

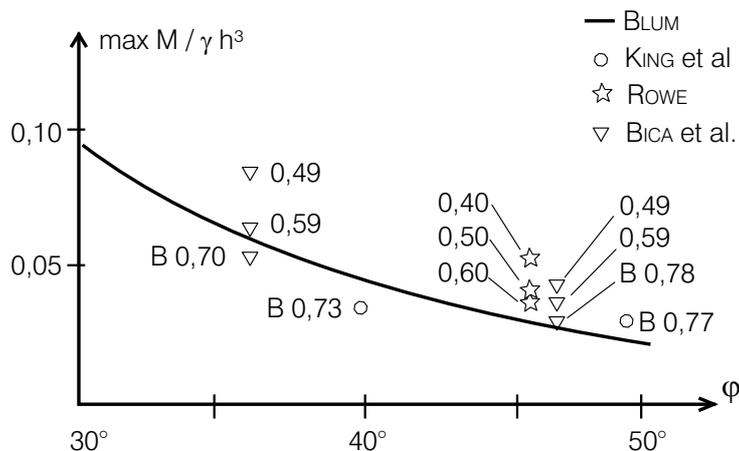


Abb. 4.9: Biegemomente aus Modellversuchen [7, 30, 56] und nach BLUM für $\eta = 1,5$.

Die Werte an den Datenpunkten geben das Verhältnis von freier Wandhöhe zu Wandlänge an. Mit B sind die Werte im Bruchzustand gekennzeichnet.

zu Wandlänge größer, als die mit dem Verfahren nach BLUM ermittelt werden. Für den Bruchzustand ergaben sich aus den Modellversuchen bis zu einem Reibungswinkel von 40° kleinere Biegemomente als mit dem analytischen Berechnungsverfahren.

4.5 Schlussfolgerungen

Aus den vorangegangenen Vergleichen lassen sich folgenden Schlussfolgerungen ziehen: Bauzustände, bei denen die Einbindetiefen größer sind, als für die Standsicherheit erforderlich, werden ungenauer mit dem Verfahren nach BLUM erfasst, als Wände bei denen die Einbindetiefen gerade ausreichend sind. Die Biegemomente, die unter der Vernachlässigung der zusätzlichen Einbindetiefe ermittelt werden, sind kleiner als nach der FE-Methode und aus Modellversuchen. Dies liegt im wesentlichen an den unzureichend zutreffenden Annahmen über die Verteilung der Erdwiderstandsspannungen auf der Baugrubenseite und der Lage des theoretischen Auflagerpunktes.

Wenn die Einbindetiefen nach dem Verfahren von BLUM für die Standsicherheit gerade ausreichend sind, ergeben sich größere Biegemomente als bei den FE-Berechnungen und den Modellversuchen.

Bei den Querkraftverläufen, ermittelt mit dem Verfahren nach BLUM, ergeben sich für alle freien Wandhöhen große Unterschiede zu den Ergebnissen der FE-Berechnungen. Weder die Stelle der größten Querkraft, noch der Betrag dieser Kraft stimmen mit den numeri-

schen Ergebnissen überein. Der Grund hierfür liegt an der vereinfachten Annahme über die Verteilung des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite und der Ersatzkraft im theoretischen Auflagerpunkt.

Kapitel 5

Ansatz der Wandreibung

In den Kontaktflächen zwischen Boden und Bauwerk treten Spannungen sowohl parallel als auch normal zur Kontaktfläche auf. Bei den parallel wirkenden Schubspannungen werden zwei Arten unterschieden. Zum einen kann Adhäsion auftreten, ohne dass es zu einer Relativverschiebung zwischen Boden und Bauwerk kommt. Adhäsion tritt nur bei Böden mit Kohäsion auf und bleibt daher im Folgenden außer Betracht. Zum anderen können Schubspannungen als Reibung vorhanden sein, die an Verschiebungen gekoppelt sind.

Beim Reibungsverhalten müssen drei Begriffe unterschieden werden. Erstens: Als Kontaktspannungen sind Normalspannungen und Schubspannungen vorhanden. Bei Baugrubenwänden sind die senkrecht auf die Wand wirkenden Spannungen die horizontalen Erddruck- und Erdwiderstandsspannungen. Die Schubspannungen wirken tangential entlang der Wand. Dies sind die vertikalen Anteile des Erddruckes. Zweitens: Die Wandreibung beschreibt das lokale Kontaktverhalten zwischen dem Boden und einer Verbauwand parallel zur Wandoberfläche. Es ist das Verhältnis von Schub- zu Normalspannung. Das Vorzeichen ist positiv, wenn sich der Boden relativ zur Wand nach unten bewegt. Dies ist z.B. beim aktiven Erddruck hinter der Wand der Fall. Drittens: Die Neigungswinkel der resultierenden Kräfte ergeben sich aus der Summe der Schub- und Normalspannungen in einem Abschnitt der Wand. Es sind damit Mittelwerte der Wandreibung und beschreiben das Verhalten global.

Die Interaktion zwischen Boden und Wand ist von drei Komponenten abhängig:

1. Schereigenschaften des Bodens: Reibungswinkel und Kohäsion

2. Oberflächenbeschaffenheit der Wand: Rauigkeit
3. Statische Randbedingungen des Kontaktes: Verschiebungen und Kontaktnormalspannung

Das Reibungsverhalten ist nichtlinear. Der Reibungswinkel des Bodens ist vom Druckniveau abhängig. Eine Scherung verändert die Lagerungsdichte des Bodens und damit die innere Reibung. Diese Verhalten ist von den Spannungen und der Lagerungsdichte im Ausgangszustand und vom Scherweg abhängig.

5.1 Standardverfahren nach Blum

Bei dem Standardverfahren nach BLUM werden für den Ansatz der Wandreibung drei Bereiche mit jeweils konstanten Wandreibungswinkeln unterschieden:

Bereich 1: Aktiver Erddruck hinter der Wand. Bis zum theoretischen Auflagerpunkt wird der Winkel $\delta_a \leq \varphi'$ angesetzt. Die Größe der Wandreibung wird nach DIN 4085 durch zwei Kriterien bestimmt (vgl. Tab. 5.1). Zum einen wird die Verzahnung zwischen Boden und Wand berücksichtigt und zum anderen wird unterschieden, ob der Erddruck auf der Grundlage ebener oder gebrochener/gekrümmter Gleitflächen bestimmt wird. Üblicherweise wird für den Erddruck die Theorie von Coulomb mit ebenen Gleitflächen angesetzt. Um den Erddruck dabei nicht zu unterschätzen, wird der auf Grund der Verzahnung mögliche Wandreibungswinkel abgemindert[77].

Bereich 2: Erdwiderstand unterhalb des Auflagerpunktes. Durch die Rückdrehung der Wand unterhalb des theoretischen Auflagerpunktes wird Erdwiderstand erzeugt. Aus theoretischen Überlegungen folgt, dass die Vertikalkomponente wie der Erddruck nach unten gerichtet sein muss. Die Neigung kann mit $\delta_{p2} \leq 1/3 \varphi'$ angenommen werden [78, 67].

Bereich 3: Erdwiderstand vor der Wand. Für die Wahl des Wandreibungswinkels gelten die gleichen Kriterien wie für den aktiven Erddruck. Darüber hinaus muss für den Vertikalanteil des Erdwiderstandes das Gleichgewicht der inneren Kräfte nachgewiesen werden. Bei nicht gestützten Wänden mit rauen oder verzahnten Oberflächen ergibt sich daraus der Wandreibungswinkel üblicherweise in der Größenordnung von $\delta_{p1} \approx -1/2 \varphi'$ [67].

Tab. 5.1: Maximale Wandreibungswinkel nach DIN 4085 [77]

Wandbeschaffenheit	ebene Gleitfläche	gekrümmte Gleitfläche
verzahnt	$\delta = \frac{2}{3} \text{ cal } \varphi'$	$\delta = \text{ cal } \varphi'$
rau	$\delta = \frac{2}{3} \text{ cal } \varphi'$	$27,5^\circ \geq \delta \leq \text{ cal } \varphi' - 2,5^\circ$
weniger rau	$\delta = \frac{1}{3} \text{ cal } \varphi'$	$\delta = \frac{1}{2} \text{ cal } \varphi'$
glatt	$\delta = 0$	$\delta = 0$
$\text{ cal } \varphi'$ Reibungswinkel (Rechenwert) des dränierten Bodens		

Auch wenn sich dieser Ansatz in der Praxis bewährt hat, bleiben dennoch offene Fragen. Das Gleichgewicht ist der Vertikalkräfte statisch unbestimmt. Der senkrechte Erddruck ist wohl bekannt, aber die beiden Vertikalanteile der Erdwiderstände müssen angenommen werden. Mit einer einzigen Gleichgewichtsbedingung ΣV können nicht beide Komponenten bestimmt werden. Daher müssen Annahmen getroffen werden. Im Hinblick auf den Einfluss der Wandreibung auf den Erdwiderstand muss klar sein, dass bei unzutreffenden Annahmen der Wandreibungswinkel, die Standsicherheit gefährdet sein kann.

Es ist zwar nicht von einem einfachen analytischen Berechnungsverfahren zu erwarten, dass die komplexen Reibungseigenschaften des Bodens vollständig erfasst werden können. Dennoch muss erwähnt werden, dass die Annahmen konstanter Reibungswinkel und Wandreibungswinkel nur eine Näherung sind.

5.2 Berechnungen mit der FE-Methode

Bei Berechnungen von geotechnischen Problemstellungen mit der FE-Methode wird der Kontakt zwischen Bauwerk und Boden üblicherweise mit speziellen Übergangselementen (Interface-Elementen) modelliert. Auch wenn die Ausbildungen der Elemente vielfältig sind, lassen sich doch einige Eigenschaften für alle Elemente dieser Art zusammenfassen. Normal zur Kontaktfläche können Druckspannungen und Zugspannungen übertragen werden. Zugspannungen können höchstens so groß sein wie eine vorgegebenen Adhäsion. Werden die zulässigen Zugspannungen überschritten, bildet sich ein Spalt zwischen Boden und Bauwerk. Stauchungen und Dehnungen in Normalenrichtung können nur auftreten, wenn die Elemente eine Dicke und dazu auch eine Steifigkeit haben. Die Elemente, die für die Berechnungen dieser Arbeit verwendet werden, haben keine Dicke. Parallel zur Kontaktfläche können Verschiebungen zwischen Boden und Bauwerk auftreten. Soweit kein

Spalt vorhanden ist, können Schubspannungen übertragen werden. Sie werden üblicherweise mit dem Reibungsgesetz nach COULOMB (Gl. 5.1) ermittelt.

$$\tau \leq \max \tau = \sigma_N \tan(k \cdot \varphi') \quad (5.1)$$

Darin ist τ die Schubspannung, σ_N die Kontaktnormalspannung und φ' der Reibungswinkel des Bodens. Mit dem Faktor $k \leq 1,0$ kann die Oberflächenbeschaffenheit berücksichtigt werden. Er kann in Anlehnung an DIN 4085, vgl. Tab. 5.1 oder andere Untersuchungen, z.B. POTYONDY [52] gewählt werden. Die Abhängigkeit der Reibung von Verschiebungen oder Verzerrungen bleibt unberücksichtigt.

Auch das Standardreibungsmodell von ABAQUS [1] verwendet das COULOMB-Kriterium. Im Folgenden wird kurz die Umsetzung von Gl. 5.1 beschrieben. In den Handbüchern von ABAQUS wird für die Bezeichnung der tangentialen Verschiebung γ verwendet. Da dieses Formelzeichen üblicherweise für Verzerrungen benutzt wird, ist im Folgenden die Verschiebung mit u_t bezeichnet und γ bleibt für die Verzerrungen reserviert. In ABAQUS wird die Modellierung der Reibung nach Gl. 5.1 etwas erweitert. Es werden dabei insgesamt drei Stadien des Kontakts unterschieden (vgl. Abb. 5.1).

Stick Der Kontakt befindet sich im Haftzustand. Dies ist der Fall, wenn die vorhandene Wandreibung kleiner als die mögliche Wandreibung ist und dabei keine Verschiebung ($u_t = 0$) auftritt.

Slip Im Übergang vom Haften zum Gleiten wird ein elastischer Bereich angenommen, um eine bessere numerische Konvergenz zu gewährleisten. Dabei können elastische Verschiebungen auftreten, deren Größe über die „charakteristische Kontaktlänge l_C “ definiert wird. Im Standardmodell betragen sie $u_{t,el} = 0,005 l_C$. Die Schubspannungen werden dabei zwischen 0 und $\max \tau$ linear interpoliert und die Verschiebungen $0 < u_t < u_{t,el}$ sind reversibel.

Slide In der Kontaktfläche tritt Gleiten auf. Die Schubspannungen betragen $\max \tau$. Der Zustand entspricht einem plastischen Fließen ($u_t > u_{t,el}$).

ABAQUS bietet die Möglichkeit, Berechnungen mit einer strikten Gleiten-Haften Bedingung durchzuführen. Allerdings ist dies nur für einfache Problemstellungen anwendbar, bei denen kein häufiger Wechsel zwischen den beiden Kontaktzuständen auftritt. Ohne die Einführung der elastischen Verschiebung war es nicht möglich, den Aushub vor einer nicht

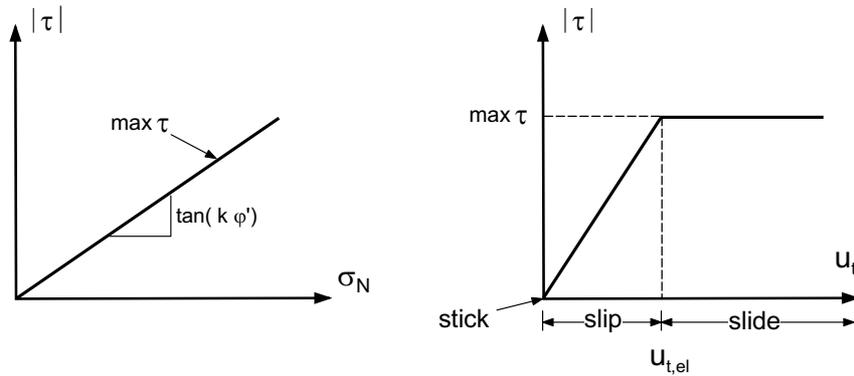


Abb. 5.1: Standardreibungsmodell ABAQUS, Links: COULOMB-Kriterium Rechts: Spannungsverschiebungsbeziehung

gestützten Wand zu simulieren. Zwischen den Gleichgewichtsiterationen kam es dann zu häufigen Wechseln von Haften und Gleiten, die die Konvergenz der Lösung verhindern.

Die elastische Verschiebung $u_{t,el}$ hängt von einer charakteristischen Kontaktlänge ab. Die Länge l_C wird aus dem Abstand der Elementknoten entlang der Kontaktfläche bestimmt. Dies hat zur Konsequenz, dass Spannungs-Verschiebungs-Linie und damit auch die Berechnungsergebnisse von der Diskretisierung abhängig sind. Um dies zu verdeutlichen, zeigt Abb. 5.3 die Ergebnisse zweier Berechnungen, bei denen ein Bodenkörper auf einer Oberfläche verschoben wird. Abb. 5.2 veranschaulicht das Prinzip. In der einen Berechnung wird der Bodenkörper mit einem Element und der Kontakt mit einem Interface-Element diskretisiert. In der anderen werden jeweils zwei Elemente verwendet. In dem ersten System ergibt sich l_C zu 50 mm, im zweiten ist $l_C = 25$ mm.

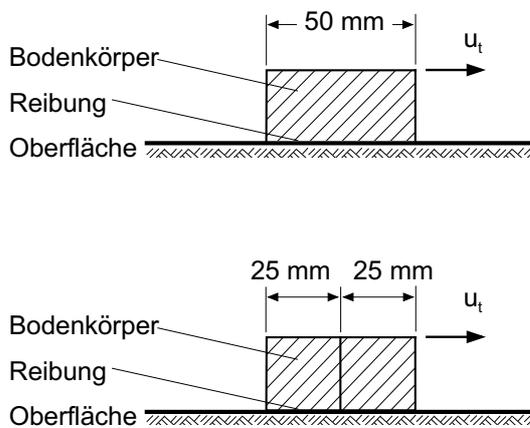


Abb. 5.2: Prinzip zweier Vergleichsberechnungen

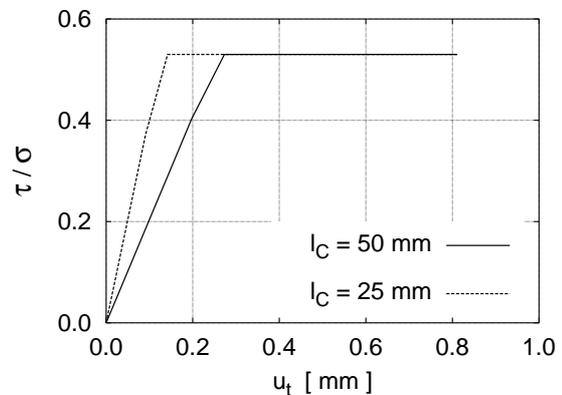


Abb. 5.3: Ergebnisse zweier Vergleichsberechnungen

5.3 Hypoplastisches Kontaktmodell

Im Folgenden wird ein Kontaktmodell auf Grundlage der Hypoplastizität abgeleitet. Damit kann das Verhalten der Bauwerk-Boden-Interaktion in FE-Berechnungen simuliert werden. Das Modell ist als Fortran77-Programm mit dem benutzerdefinierten Unterprogramm `user subroutine FRIC` in das Programmsystem ABAQUS implementiert worden. Bei der Rauigkeit von Kontaktflächen werden zwei Grenzfälle unterschieden: glatte und völlig raue Flächen (vgl. Abb. 5.4). Dazwischen gibt es beliebig viele Abstufungen. Zunächst wird ein Kontaktmodell, ähnlich dem Vorschlag von HERLE et al. [24], abgeleitet. Es kann die Mobilisierung der Reibung in einem völlig rauhen Kontakt darstellen. Zur Erweiterung des Kontaktmodells für beliebige Rauigkeiten wird ein neuer Parameter λ_R eingeführt. Er wird aus modifizierten Rahmenscherversuchen von Sandproben auf unterschiedlich rauhen Oberflächen abgeleitet. Damit wird es möglich, Kontaktflächen mit Rauigkeiten von glatt bis völlig rau zu simulieren.



Abb. 5.4: Grenzfälle der Rauigkeit

5.3.1 Theoretische Herleitung

Ausgehend von der Formulierung nach VON WOLFFERSDORFF [70] für ein hypoplastisches Stoffgesetz (Gl. 2.5), kann ein Reibungsmodell für das Verhalten von Sand im völlig rauhen Kontakt abgeleitet werden. Die Vorgehensweise hierzu ist auch in HERLE et al. [23] beschrieben. Das Stoffgesetz enthält insgesamt 8 Materialparameter ($h_s, n, \alpha, \beta, e_{i0}, e_{d0}, e_{c0}, \varphi_c$), die aus Indexversuchen und Standardlaborversuchen bestimmt werden können [22]. In Tab. 2.1 sind die Werte angegeben, die für die Berechnungen verwendet werden.

Für die folgende Ableitung wird die Indexschreibweise verwendet. Das Stoffmodell aus Gl. 2.5 stellt sich dann dar als:

$$\dot{\sigma}_{ij} = f_b f_e \frac{1}{\hat{\sigma}_{kl} \hat{\sigma}_{kl}} \left[F^2 d_{ij} + a^2 \hat{\sigma}_{ij} (\hat{\sigma}_{kl} d_{kl}) + f_d a F (\hat{\sigma}_{ij} + \hat{\sigma}_{ij}^*) \sqrt{d_{kl} d_{kl}} \right] \quad (5.2)$$

Die Faktoren a und f_b werden im allgemeinen dreidimensionalen Fall nach den Gleichungen 2.7 und 2.12 berechnet. Hier im Kontaktmodell vereinfachen sich auf Grund der

Randbedingungen, wie im Folgenden noch gezeigt wird, die Faktoren. Sie werden zur Unterscheidung mit \bar{a} und \bar{f}_b bezeichnet.

In Gl. 5.2 sind f_e und f_d Faktoren zur Berücksichtigung der Druckabhängigkeit und Lagerungsdichte. Sie werden nach dem Vorschlag von BAUER [5] angenommen mit

$$\begin{aligned} f_e &:= \left(\frac{e_c}{e}\right)^\beta \\ f_d &:= \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d}\right)^\alpha \end{aligned} \quad (5.3)$$

Die Änderungsrate der Porenzahl ist abhängig von der Dehnungsrate. Sie ergibt sich zu:

$$\dot{e} = -(1 + e) d_{ii} \quad (5.4)$$

Im Fall einer eindimensionalen Scherung ist in Gl. 5.2 die Spannungsfunktion $F = 1$, und der Spannungstensor vereinfacht sich auf einen Vektor mit zwei Komponenten.

$$\sigma_i = \begin{pmatrix} \sigma \\ \tau \end{pmatrix} \quad (5.5)$$

Darin bezeichnet σ die Normalspannung und τ die Schubspannung in der Kontaktfläche. Der zugehörige Vektor der Dehnungsrate ist

$$d_i = \begin{pmatrix} \dot{\varepsilon} \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} \quad (5.6)$$

Damit reduziert sich Gl. 5.2 zu:

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma} \\ \dot{\tau} \end{pmatrix} = \frac{\bar{f}_b f_e}{1 + \tau^2/\sigma^2} \left[\begin{pmatrix} \dot{\varepsilon} \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} + \bar{a}^2 \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{\tau}{\sigma} \end{pmatrix} \left(\dot{\varepsilon} + \dot{\gamma} \frac{\tau}{\sigma} \right) - f_d \bar{a} \begin{pmatrix} 1 \\ 2\frac{\tau}{\sigma} \end{pmatrix} \sqrt{\dot{\varepsilon}^2 + \dot{\gamma}^2} \right] \quad (5.7)$$

In Komponenten lässt sich Gl. 5.7 schreiben als:

$$\dot{\sigma} = b \left[(1 + \bar{a}^2) \dot{\varepsilon} + \bar{a}^2 \frac{\tau}{\sigma} \dot{\gamma} - f_d \bar{a} \sqrt{\dot{\varepsilon}^2 + \dot{\gamma}^2} \right] \quad (5.8)$$

$$\dot{\tau} = b \left[\bar{a}^2 \frac{\tau}{\sigma} \dot{\varepsilon} + \left(1 + \bar{a}^2 \frac{\tau^2}{\sigma^2} \right) \dot{\gamma} - f_d \bar{a} 2 \frac{\tau}{\sigma} \sqrt{\dot{\varepsilon}^2 + \dot{\gamma}^2} \right] \quad (5.9)$$

$$\text{mit } b = \frac{\bar{f}_b f_e}{1 + \tau^2/\sigma^2}$$

Der Spannungszustand bei vorgegebenen Dehnungen kann aus Gl. 5.7 mit einem Euler-Vorwärts-Verfahren bestimmt werden. Bei gemischten Problemen, wenn die Spannungsrate $\dot{\sigma}$ und die Verzerrungsrate $\dot{\gamma}$ gegeben und die Schubspannungsrate $\dot{\tau}$ und die Dehnungsrate $\dot{\epsilon}$ gesucht sind, kann nach dem Vorschlag von NIEMUNIS [46] zur Lösung von gemischten Problemen verfahren werden.

Bestimmung des Faktors \bar{a}

Zur Bestimmung von \bar{a} wird die Scherung, $\dot{\gamma} \neq 0$, im kritischen Zustand bei $e = e_c$ betrachtet. In diesem Fall ist $f_d = 1,0$. Der Zustand ist durch volumenkonstantes Fließen mit $\dot{\epsilon} = 0$ und einen konstanten Spannungszustand $\dot{\sigma} = \dot{\tau} = 0$ gekennzeichnet. Damit ergibt sich aus Gl. 5.2:

$$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} = b \left[\begin{pmatrix} 0 \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} + \bar{a}^2 \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{\tau}{\sigma} \end{pmatrix} \left(0 + \dot{\gamma} \frac{\tau}{\sigma} \right) - 1,0 \bar{a} \begin{pmatrix} 1 \\ 2\frac{\tau}{\sigma} \end{pmatrix} \sqrt{0 + \dot{\gamma}^2} \right] \quad (5.10)$$

Aus der oberen Zeile oder auch nach der unteren ergibt sich für den Faktor \bar{a} :

$$\bar{a} = \frac{\sigma}{\tau} = \frac{1}{\tan \varphi_c} \quad (5.11)$$

Dabei ist φ_c der Reibungswinkel des Bodens im kritischen Zustand (vgl. Tab. 2.1).

Bestimmung des Faktors \bar{f}_b

Der Faktor \bar{f}_b berücksichtigt den Einfluss des Spannungsniveaus auf das Materialverhalten. Er ergibt sich aus einer Konsistenzbedingung, die gewährleisten soll, dass sich die Porenzahl in Gl. 5.7 bei isotroper Kompression genauso verhält, wie es Gl. 5.12 nach BAUER [5] vorsieht:

$$e_i = e_{i0} \exp \left[- \left(\frac{\sigma}{h_s} \right)^n \right] \quad (5.12)$$

Diese Bedingung lässt sich auch auf das Verhalten im Kontakt übertragen. Der Zustand der isotropen Kompression entspricht einem Kontaktproblem mit $\dot{\sigma} \neq 0$ und $\dot{\epsilon} = 1$, ohne dass Schubverzerrungen $\gamma = \dot{\gamma} = 0$ oder -spannungen $\tau = \dot{\tau} = 0$ auftreten. Damit ergibt sich das Stoffgesetz aus Gl. 5.7 zu

$$\begin{aligned} \begin{pmatrix} \dot{\sigma} \\ 0 \end{pmatrix} &= \frac{\bar{f}_b f_e}{1 + 0/\sigma^2} \left[\begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix} + \bar{a}^2 \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{0}{\sigma} \end{pmatrix} (1 + 0 \cdot 0/\sigma) - f_d \bar{a} \begin{pmatrix} 1 \\ 2\frac{0}{\sigma} \end{pmatrix} \sqrt{1^2 + 0} \right] \\ \Rightarrow \dot{\sigma} &= \bar{f}_b f_e [1 + \bar{a}^2 - f_d \bar{a}] \end{aligned} \quad (5.13)$$

Aufgelöst nach \bar{f}_b :

$$\bar{f}_b = \frac{\dot{\sigma}}{f_e [1 + \bar{a}^2 - f_d \bar{a}]} \quad (5.14)$$

Aus der Ableitung von Gl. 5.12 nach der Zeit erhält man mit der Spur des Spannungstensors $\sigma_{ii} = \sigma$ die Änderungsrate der Porenzahl

$$\dot{e}_i = -n \dot{\sigma} \frac{e_{i0}}{h_s} \left(\frac{\sigma}{h_s} \right)^{n-1} \exp \left[- \left(\frac{\sigma}{h_s} \right)^n \right] \quad (5.15)$$

Damit ergibt sich für \bar{f}_b mit Gl. 5.3, 5.4 und der nach $\dot{\sigma}$ aufgelösten Gl. 5.15

$$\bar{f}_b = \frac{h_s}{n} \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}} \right)^\beta \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{\sigma}{h_s} \right)^{1-n} \left[1 + \bar{a}^2 - \bar{a} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^\alpha \right]^{-1} \quad (5.16)$$

Soweit ist das Kontaktmodell vollständig. Mit Gl. 5.7 lässt sich das Verhalten bei völlig rauen Oberflächen beschreiben. Abb. 5.5 zeigt die Ergebnisse einer einfachen Scherung ($\dot{\sigma} = 0, \dot{\gamma} \neq 0$) bei verschiedenen Kontaktspannungen und Lagerungsdichten. Hieran wird deutlich, dass das Kontaktmodell gut geeignet ist, die Einflüsse der Lagerung und Spannungen auf den Reibungswinkel des Bodens im Kontakt zwischen Bauwerk und Boden zu modellieren.

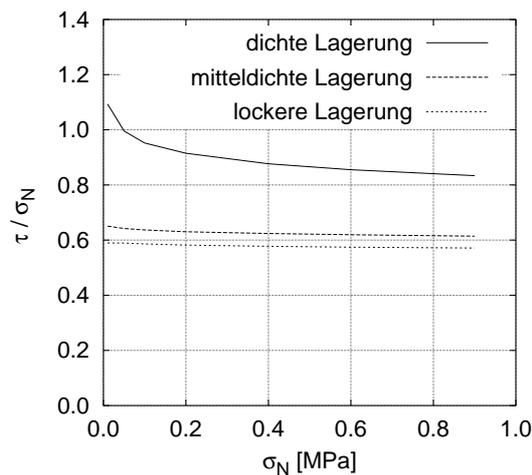


Abb. 5.5: Einfluss der Lagerungsdichte und Normalspannungen auf die Größtwerte der Schubspannungen im Kontakt, ermittelt mit Gl. 5.7 und Stoffparametern nach Tab. 2.1 für Karlsruher Sand

5.3.2 Erweiterung für beliebige Oberflächenrauigkeiten

Das bisher vorgestellte Reibungsmodell kann nur völlig raue Kontakte darstellen. Zur Erweiterung auf Kontakte mit weniger rauen Oberflächen wird ein neuer Parameter $\lambda_R \leq 0$ abgeleitet und in das Reibungsgesetz eingeführt.

Zur Bestimmung von λ_R werden Rahmenscherversuche herangezogen. Die Versuche wurden im Laboratoire Central des Ponts et Chaussées in Nantes und an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt [15]. Dabei wurden zwei unterschiedliche Versuchsarten gefahren. Zum einen wurden Sandproben im direkten Scherversuch abgeschert und zum anderen wurden modifizierte Scherversuche durchgeführt. Der untere Rahmen wurde durch unterschiedlich raue Metallplatten ersetzt. In Abb. 5.6 ist das Prinzip der modifizierten Versuche dargestellt. Als Versuchsboden wurde ein mitteldicht bis dicht gelagerter Hostun Sand verwendet.

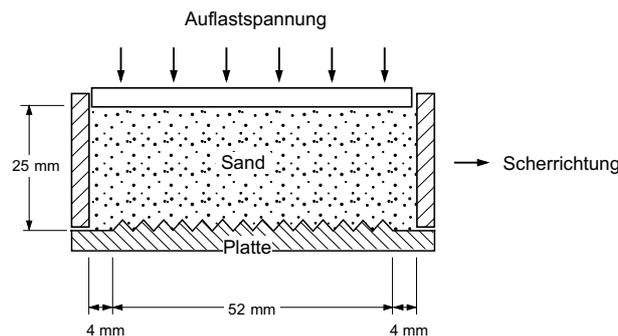


Abb. 5.6: Prinzip der modifizierten Rahmenscherversuche [15]

Die Spannungsantwort bei Scherung aus Gl. 5.7 wird im wesentlichen durch die Funktion f_d und den kritischen Reibungswinkel φ_c bestimmt. Durch den Reibungswinkel wird der Scherwiderstand im Bruchzustand bei lockerer Lagerung und im residuellen Zustand bei dichter Lagerung bestimmt. Er geht in die skalare Funktion \bar{a} ein. Daher wird hier λ_R eingeführt. Aus \bar{a} (Gl. 5.11) wird a_R :

$$a_R := 1/\tan(\lambda_R \varphi_c). \quad (5.17)$$

Die Funktion f_d berücksichtigt den Einfluss des mittleren Druckes und der Porenzahl auf den Scherwiderstand [5]. Sie bestimmt den Einfluss des nichtlinearen Teils im hypoplastischen Stoffgesetz. Modellversuche von UESUGI [65] zeigen, dass sich locker gelagerte

Böden auf rauen Oberflächen ähnlich verhalten wie dicht gelagerte auf weniger rauen. Daher bietet es sich an, die Funktion f_d von λ_R abhängig zu machen. Es wird vorgeschlagen, die Funktion f_d durch f_{dR} zu ersetzen:

$$f_{dR} := \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^{\alpha \lambda_R^2} \quad (5.18)$$

Analog zu der Ableitung von Gl. 5.16 ergibt sich anstelle von \bar{f}_b der Faktor f_{bR} :

$$f_{bR} := \frac{h_s}{n} \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}} \right)^\beta \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{\sigma}{h_s} \right)^{1-n} \left[1 + a_R^2 - a_R \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^{\alpha \lambda_R^2} \right]^{-1} \quad (5.19)$$

Damit ergibt sich anstelle von Gl. 5.7 die Beziehung:

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma} \\ \dot{\tau} \end{pmatrix} = b \left[\begin{pmatrix} \dot{\epsilon} \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} + a_R^2 \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{\tau}{\sigma} \end{pmatrix} (\dot{\epsilon} + \dot{\gamma} \tau / \sigma) - f_{dR} a_R \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{2\tau}{\sigma} \end{pmatrix} \sqrt{\dot{\epsilon}^2 + \dot{\gamma}^2} \right] \quad (5.20)$$

mit $b = \frac{f_{bR} f_e}{1 + \tau^2 / \sigma^2}$

In praktischen Berechnungen sind häufig die Verzerrungen γ unbekannt, aber die tangentielle Verschiebung u_t im Kontakt gegeben. Die Verzerrungen müssen dann bestimmt werden. Dafür wird eine Scherzonendicke d_s angenommen und mit Abb. 5.7 ergeben sich die Verzerrungen zu

$$\gamma = \arctan \frac{u_t}{d_s} \quad (5.21)$$

TEJCHMAN [62] untersuchte mit einem modifizierten Biaxial-Apparat das Reibungsverhalten von Sanden auf unterschiedliche rauen Stahloberflächen. Er bestimmte die Scherbandbreiten in Abhängigkeit des mittleren Korndurchmessers bei sehr rauen Oberflächen $d_s = 6 \cdot d_{50}$ bis $d_s = 2 \cdot d_{50}$ bei rauen Oberflächen. Bei normalen Biaxialversuchen ergeben sich Scherzonen von 7...15-fachen des mittleren Korndurchmessers [40]. In den normalen Biaxialversuche sind die Scherzonen etwa doppelt so groß, wie bei den modifizierten

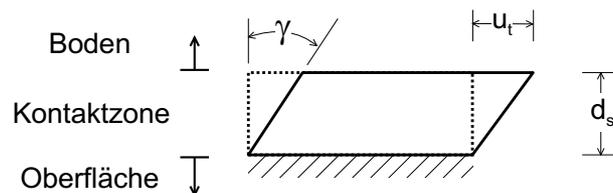


Abb. 5.7: Bestimmung der Verzerrung aus der Verschiebung

Versuchen. Für Berechnungen mit Gl. 5.20 wird vorgeschlagen, die Scherzonendicke d_s mit $5 \cdot d_{50}$ anzunehmen.

Bestimmung der Reibungsparameter λ_R

Es wird angenommen, dass der Wert λ_R von der bezogenen Rautiefe $R_n = R/d_{50}$ abhängig ist. Die Rautiefe ist die mittlere Amplitude der Rillen auf einer Oberfläche (vgl. Abb. 5.4). Die Rautiefen in den Modellversuchen betragen $R = 3 \dots 400 \mu\text{m}$. Sie werden auf den mittleren Korndurchmesser d_{50} bezogen. So kann dargestellt werden, dass sich ein grobkörniger Boden auf einer rauen Oberfläche genauso verhält wie ein feinkörniger auf einer glatteren Oberfläche [65]. Aus den Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Gl. 5.20 und den Ergebnissen der modifizierten Rahmenscherversuchen wird die Beziehung angenommen:

$$\lambda_R = 0,25 \log R_n + 1,05 \leq 1,0 \quad (5.22)$$

Für die praktische Anwendung ist noch ein weiterer Zusammenhang von Bedeutung. In Abb. 5.8 sind die Verhältnisse der bezogenen Scherspannungen ($\tau/\sigma = \tan \delta$) aus den Versuchen Sand auf Metall zu den bezogenen Schubspannungen der Rahmenscherversuche ($\tau/\sigma = \tan \varphi$) über die normierte Rautiefe aufgetragen. Ebenfalls in Abb. 5.8 ist der Parameter λ_R nach Gl. 5.22 dargestellt. In den vorliegenden Versuchen gibt es eine gute Übereinstimmung zwischen den Verhältniswerten $\tan \delta / \tan \varphi$ und λ_R , so dass der

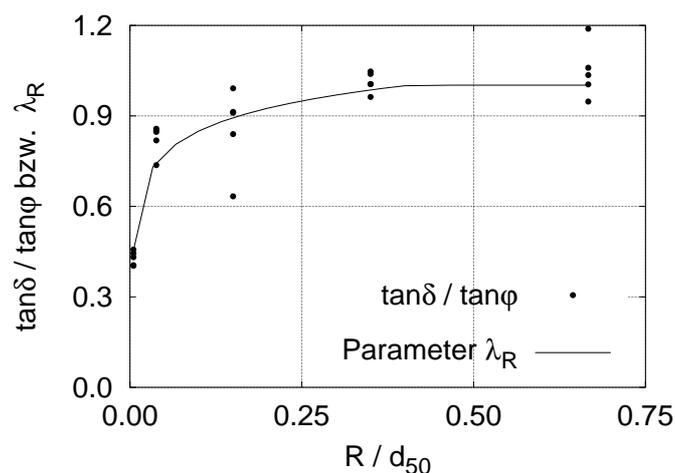


Abb. 5.8: Versuchsergebnisse der Reibungswinkel [15] bzw. Parameter λ_R nach Gl. 5.22 über bezogene Rautiefe R_n

Parameter näherungsweise angenommen werden kann zu:

$$\lambda_R \approx \tan \delta / \tan \varphi \leq 1,0 \quad (5.23)$$

mit δ : Wandreibungswinkel in der Kontaktfläche

und φ : Reibungswinkel des Bodens.

Die Verhältnisse der bezogenen Spannungen lassen sich mit den üblichen Annahmen für Wand- oder Sohlreibung vergleichen. Nach DIN 4085 wird z.B. beim Erddruck ein Verhältniswert für eine raue Oberfläche zu $\delta/\varphi = 2/3$ angegeben.

Weitere Verhältniswerte $\tan \delta / \tan \varphi$ für andere Materialien können in der Literatur z.B. bei POTYONDY [52] gefunden werden. Damit ist es möglich, Kontakte mit beliebiger Rauigkeit zu simulieren, ohne explizit die Rautiefe eines Materials zu kennen.

5.3.3 Vergleich von Ergebnissen aus Versuchen und Berechnungen mit dem Kontaktmodell

Im Folgenden werden Berechnungsergebnisse mit dem vorgeschlagenen Kontaktmodell und Ergebnisse aus modifizierten Rahmenscherversuchen [15] gegenübergestellt.

In Abb. 5.9a und 5.9b sind exemplarisch die Ergebnisse für eine Versuchsserie bei einer Auflastspannung von $\sigma_N = 264 \text{ kN/m}^2$ dargestellt. Die Berechnungsergebnisse sind in Abb. 5.9c und 5.9d angegeben. Weitere Versuchs- und Berechnungsergebnisse sind im Anhang A aufgeführt. Die hypoplastischen Materialparameter für den Versuchssand (Hostun Sand) werden nach MAIER [40] und GARNIER [15] angenommen und sind in Tab. 2.1 zusammengefasst. Der Parameter λ_R wird nach Gl. 5.22 bestimmt.

Für die Ermittlung der Berechnungsergebnissen werden die Versuche nicht simuliert. Es wird lediglich Gl. 5.20 für eine vorgebenen Verschiebung gelöst, so dass es sich hier nicht um eine Nachrechnung der Versuche handelt. Die Berechnungsergebnisse bilden nur den unmittelbaren Kontakt zwischen Boden und Oberfläche ab und nicht auch das Verhalten der Bodenprobe selbst.

Im Vergleich der Versuchsergebnisse der bezogenen Schubspannung mit den Berechnungsergebnissen lassen sich vier Punkte festhalten (vgl. Abb. 5.9a und 5.9c):

1. Der erforderliche Verschiebungsweg bis zum Erreichen des Größtwertes ist nach den Versuchen um so größer, je rauer die Oberflächen sind. Dies ergibt sich auch in den

Berechnungen. Allerdings sind die erforderlichen Verschiebungen kleiner als in den Versuchen.

2. Der Größtwert der Schubspannung ist in den Versuchen von der bezogenen Rauigkeit R_n abhängig. Dies kann in den Berechnungen mit dem Parameter λ_R dargestellt werden.
3. Die Entfestigung ist um so ausgeprägter, je größer die Rauigkeit der Platten ist. Dies gilt genauso für λ_R .
4. Die Schubspannung, bei Verschiebungen über den Größtwert der Schubspannung hinaus, sind von der Plattenrauigkeit abhängig. Diese wird auch durch das vorgeschlagene Reibungsmodell abgebildet.

Aus dem Vergleich der vertikalen Dehnungen, die im Versuch ermittelt wurden, bzw. mit dem vorgeschlagenen Modell berechnet werden, ergeben sich die folgenden Punkte (vgl. Abb. 5.9b und 5.9d):

1. Sowohl in den Versuchen als auch in den Berechnungen ergibt sich für alle Plattenrauigkeiten eine Kontraktanz. In den Berechnungen treten die größten Stauchungen nach geringeren Verschiebungswegen auf, als in den Versuchen. Die errechneten Stauchungen sind dabei größer als die Messwerte.
2. Die Dilatanz der Bodenproben ist umso ausgeprägter, je größer die Plattenrauigkeiten sind. Dies ergeben auch die Berechnungen. Allerdings werden mit dem Berechnungsmodell größere vertikale Dehnungen ermittelt, als in den Versuchen bestimmt wurden.

Im Reibungsmodell scheint die Dilatanz erheblich größer zu sein als in den Versuchen. Der wesentliche Unterschied liegt darin, dass die Dehnungen bei den Versuchen für die gesamte Probendicke von 25 mm aus den Hebungen der Kopfplatte ermittelt worden sind. Es sind daher mittleren Dehnungen der Probe. Bei dem Rechenmodell werden die Dehnungen nur in der Scherfuge bestimmt.

UESUGI et. al. [65, 64] untersuchten in Versuchen mit einem einfachen Schergerät das Reibungsverhalten von verschiedenen Sanden auf unterschiedlich rauen Metalloberflächen. Der Hauptunterschied zwischen dem modifizierten Rahmenschergerät das von GARNIER

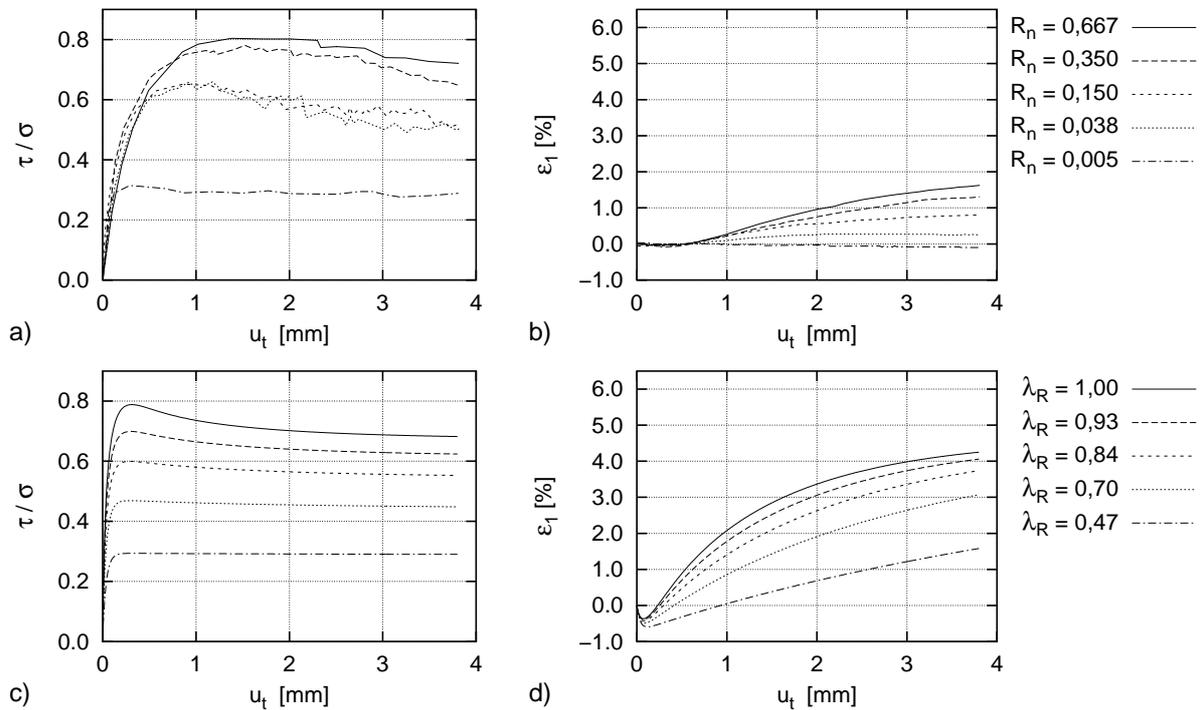


Abb. 5.9: Versuchsergebnisse Serie 1 Auflastspannung $\sigma_N = 264 \text{ kN/m}^2$ [15]:

- a) bezogene Schubspannung, b) Vertikaldehnung.
- Berechnungsergebnisse nach Gl. 5.20:
- c) bezogene Schubspannung, d) Vertikaldehnung

et. al [15] verwendet wurde und dem einfachen Schergerät liegt darin, dass bei dem einfachen Schergerät die Verschiebungen in der Kontaktfläche getrennt von der Scherung der Bodenprobe bestimmt werden können [65]. Abb. 5.10 zeigt Prinzipskizzen der beiden Versuchsarten im Vergleich.

Die Versuchsergebnisse von UESUGI et. al. wurden nicht für die Kalibrierung des Kontaktmodells verwendet, so dass die Berechnungsergebnisse als Prognose der Versuchsergebnisse

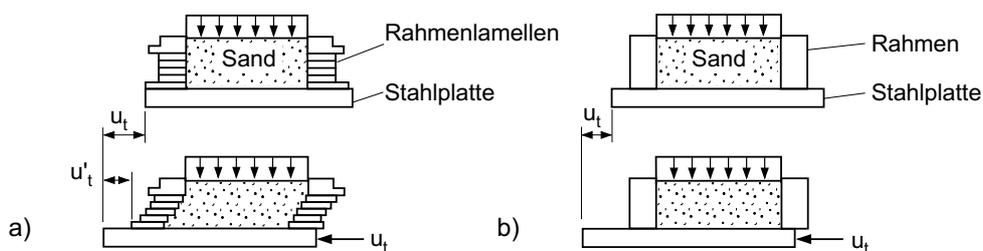


Abb. 5.10: Prinzipskizzen der Scherversuche: a) einfacher Scherversuch, b) modifizierter Rahmenscherversuch (Abb. nach [65])

gesehen werden können. Der Toyoura Sand hatte eine Lagerungsdichte von etwa 90%. Mit den Porenzahlen bei dichtester Lagerung $e_{min} = 0,60$ und lockerster Lagerung $e_{max} = 0,99$ ergibt sich eine Anfangsporenzahl von $e = 0,66$. Der mittlere Korndurchmesser beträgt $d_{50} = 0,19$ mm. Die weiteren Parameter für den Sand werden nach HERLE [22] angenommen. Die Auflastspannung beträgt in allen Versuchen $\sigma_N = 78,6$ kN/m². Die bezogenen Plattenrauigkeiten waren $R_n = 0,003 \dots 0,116$. Damit ergeben sich nach Gl. 5.22 für die Parameter $\lambda_R = 0,43 \dots 0,82$. Abb. 5.11a zeigt die bezogene Schubspannung der Versuchsergebnisse, dargestellt über die Verschiebungen in der Kontaktfläche u'_t . Bild 5.11b gibt die Ergebnisse der Berechnung mit Gl. 5.20 an.

Insgesamt kann herausgestellt werden, dass das vorgeschlagene Modell gut geeignet ist, das Scheren von granularen Stoffen auf beliebig rauen Oberflächen darzustellen.

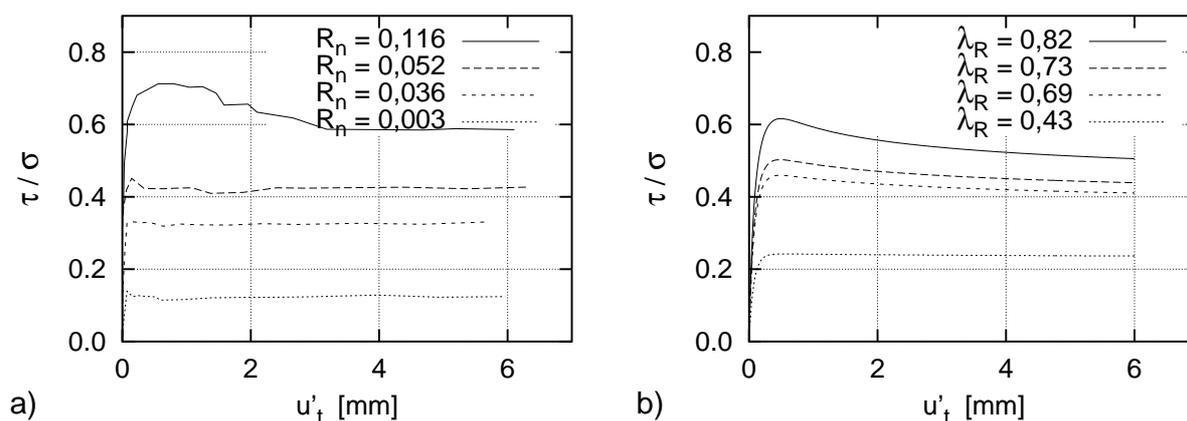


Abb. 5.11: a) Versuchsergebnisse [65], b) Berechnungsergebnisse mit Gl. 5.20

5.3.4 Implementierung in ABAQUS

Das Programmsystem ABAQUS bietet die Möglichkeit, über Fortran-Schnittstellen benutzerdefinierte Stoffmodelle, Elemente und andere eigene Berechnungswünsche einzubinden. Auch Kontaktmodelle zur Abbildung von Boden-Bauwerk-Interaktion können eingeführt werden. Zur Implementierung ist Unterprogramm `*usersubroutine FRIC` vorgesehen.

Das Unterprogramm `*FRIC` wird für jeden Integrationspunkt der Kontaktelemente und in jeder Gleichgewichtsiteration aufgerufen. Dabei werden die folgenden Schritte bearbeitet:

1. Eingabe: Übergabe aus dem Hauptprogramm

- σ – Kontaktnormalspannung zum Zeitpunkt $t_1 = t_0 + \Delta t$
- $\Delta\sigma$ – Spannungsinkrement
- τ – Schubspannung zum Zeitpunkt t_0
- Δu_t – Inkrement der Relativverschiebung
- Δt – Zeitinkrement
- e – Porenzahl im Kontakt zum Zeitpunkt t_0 (als benutzerdefinierte Lösungsvariable)

2. Berechnung: Lösung von Gl. 5.20

- τ – Schubspannung zum Zeitpunkt t_1
- ε – Dehnungen zum Zeitpunkt t_1
- e – Porenzahl zum Zeitpunkt t_1

3. Ausgabe: Rückgabe an das Hauptprogramm

- τ – Schubspannung zum Zeitpunkt t_1
- $\frac{\partial\Delta\tau}{\partial\Delta\sigma}$ – Partielle Ableitung der Schubspannungen nach der Kontaktnormalspannung
- $\frac{\partial\Delta\tau}{\partial\Delta u_t}$ – Partielle Ableitung der Schubspannungen nach der Verschiebung

Durch das Hauptprogramm wird für jeden Kontaktpunkt eine Relativverschiebung Δu_t zwischen Bodenknoten und gegenüberliegenden Wandknoten vorgegeben. Daraus wird ein Schubverzerrungsinkrement $\Delta\gamma$ (Gl. 5.24) und eine Verzerrungsrate $\dot{\gamma}$ (Gl. 5.25) ermittelt.

$$\Delta\gamma = \arctan \frac{\Delta u_t}{d_s} \quad (5.24)$$

$$\dot{\gamma} = \frac{\Delta\gamma}{\Delta t} \quad (5.25)$$

Für die Berechnung der Schubspannung und der Porenzahl ist ein Substepping mit variabler Schrittweite und Fehlerkontrolle nach der RICHARDSON Extrapolationsmethode [21] eingeführt worden. Hierbei wird zunächst der Zeitschritt des Substeps h gewählt. Beim ersten Mal ist $h = \Delta t$. Damit wird Gl. 5.20 nach dem Euler-Vorwärts-Verfahren, ausgehend von dem Ausgangszustand \mathbf{y}_0 , bzw. der letzten erfolgreichen Iteration gelöst und die Ergebnisse in einem Lösungsvektor \mathbf{w} gespeichert. Dann werden zwei aufeinander folgende Schritte mit $h/2$ berechnet und im Vektor \mathbf{y}_2 abgelegt. Die Fehlertoleranz für

die Schubspannungsrate wird mit $\varepsilon_T = 10^{-6}$ angesetzt. Der Fehler wird mit

$$err = \begin{cases} \frac{|y_2(i) - w(i)|}{|y_2(i)|} & \text{für } |y_2(i) - w(i)| \geq \varepsilon_T \\ |y_2(i) - w(i)| & \text{für } |y_2(i) - w(i)| < \varepsilon_T \end{cases} \quad (5.26)$$

ermittelt.

An die Fehlerermittlung schließt sich eine Fallunterscheidung an. Ist die Toleranz eingehalten, wird \mathbf{y}_2 als Lösung für den Zeitpunkt $t_0 + h$ akzeptiert und als neuer Ausgangszustand \mathbf{y}_0 angenommen. Dazu wird ein neuer Unterzeitschritt h_{neu} nach Gl. 5.27 bestimmt.

Ergibt sich $err > \varepsilon_T$, werden die Lösungen \mathbf{w} und \mathbf{y}_2 verworfen. Es wird ein neuer Unterzeitschritt h_{neu} gewählt und \mathbf{w} , \mathbf{y}_2 sowie der Fehler err erneut bestimmt.

$$h_{neu} = \begin{cases} h \cdot \min\left(0,2; 0,9\sqrt{err/\varepsilon_T}\right) & \text{für } err > \varepsilon_T \\ h \cdot \max\left(5,0; 0,9\sqrt{err/\varepsilon_T}\right) & \text{für } err \leq \varepsilon_T \end{cases} \quad (5.27)$$

Der Faktor 0,9 in Gl. 5.27 vergrößert die Chance, die Fehlertoleranz im nächsten Unterzeitschrittinkrement einzuhalten. Das Substepping wird solange durchgeführt bis die Summe der Unterzeitschritte gleich des Zeitinkrements ist: $\Sigma h = \Delta t$. Dann werden die partiellen Ableitungen des Schubspannungsinkrements nach dem Verschiebungs- bzw. Spannungsinkrement und die Schubspannung zum Zeitpunkt $t_0 + \Delta t$ an das Hauptprogramm zurückgegeben. Die Porenzahl wird am Ende des Inkrements aktualisiert und als Zustandsvariable gespeichert.

Die Ableitungen $\frac{\partial \Delta \tau}{\partial \Delta \sigma}$ und $\frac{\partial \Delta \tau}{\partial \Delta u_t}$ werden aus dem linearen Anteil der Gl. 5.20 bestimmt. Aus der Spannungsrate $\dot{\sigma}_L$ ergibt sich die Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}$:

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}_L &= b \left[\dot{\varepsilon} + a_R^2 \left(\dot{\varepsilon} + \dot{\gamma} \frac{\tau}{\sigma} \right) \right] \\ \Rightarrow \dot{\varepsilon} &= \frac{\dot{\sigma}_L - b a_R^2 \dot{\gamma} \frac{\tau}{\sigma}}{b(1 + a_R^2)} \end{aligned} \quad (5.28)$$

und damit die Schubspannungsrate

$$\begin{aligned} \dot{\tau}_L &= b \left[\dot{\gamma} + a_R^2 \frac{\tau}{\sigma} \left(\dot{\varepsilon} + \dot{\gamma} \frac{\tau}{\sigma} \right) \right] \\ &= b \dot{\gamma} \left(1 + a_R^2 \frac{\tau^2}{\sigma^2} \right) + a_R^2 \frac{\dot{\sigma}_L - b a_R^2 \dot{\gamma} \frac{\tau}{\sigma}}{1 + a_R^2} \end{aligned} \quad (5.29)$$

Darin ist b ein zusammenfassender Faktor aus Gl. 5.20. Die Ableitungen können zusammen mit Gl. 5.24 und 5.25 bestimmt werden:

$$\frac{\partial \Delta \tau}{\partial \Delta \sigma} \approx \frac{\partial \dot{\tau}_L}{\partial \dot{\sigma}_L} = \frac{a_R^2}{1 + a_R^2} \quad (5.30)$$

$$\frac{\partial \Delta \tau}{\partial \Delta u_t} \approx \frac{\partial \dot{\tau}_L}{\partial \dot{u}_t} = \frac{b}{d_s} \left(1 + a_R^2 \frac{\tau^2 (1 + a_R^2 - a_R)}{\sigma^2 (1 + a_R^2)} \right) \quad (5.31)$$

5.4 Anwendung auf Problemstellungen

Mit dem Kontaktmodell werden Berechnungen einer nicht gestützten Baugrubenspundwand durchgeführt. Dabei wird das gleiche System wie bei den Berechnungen zuvor verwendet, aber das Standardreibungsmodell mit Bruchkriterium nach COULOMB wird durch das vorgeschlagene hypoplastische Modell ersetzt. Damit ergibt sich eine konsistente Modellierung in Bezug auf Stoffeigenschaften des Bodens, sowohl im Kontinuum als auch im Kontakt. Der Reibungsparameter wird auf Grund der Wandrauigkeit und den Bodeneigenschaften zu $\lambda_R = 0,75$ gesetzt. Einzelheiten der Modellierung und die weiteren Berechnungsannahmen sind in Kapitel 2 dargestellt. Die Berechnungen werden für die drei Lagerungsdichten, dicht, mitteldicht und locker durchgeführt. Die Ergebnisse der neuen Berechnungen werden mit den Berechnungsergebnissen bei COULOMB-Reibung verglichen.

5.4.1 Erddruckverteilung und lokale Wandreibung

Abb. 5.12 zeigt die Berechnungsergebnisse der resultierenden Spannungen entlang der Wand bei anfangs dichter Lagerung des Bodens. In den Bildern a) – c) sind die horizontalen Spannungen für drei von insgesamt sieben Aushubschritte angegeben. In Bild a) sind die Spannungen mit dem vorgeschlagenen Kontaktmodell größer als bei dem Standardmodell mit COULOMB-Reibung. Mit weiterem Aushub ergeben sich mit dem Standardmodell größere Spannungen vor der Wand als mit dem hypoplastischen Modell. Der aktive Erddruck ist bei beiden Reibungsansätzen nahezu gleich. Im letzten Aushubschritt mit $h/H = 0,708$ ergeben sich mit dem neuen Modell kleinere Spannungen als mit dem Vergleichsmodell.

Die Bilder 5.12d–f) zeigen den resultierenden vertikalen Erddruck. Bei der ersten ausgewerteten freien Wandhöhe ergeben sich bei beiden Modellen nur sehr geringe Spannungen. Allerdings ist auffällig, dass anders als bei den Horizontalspannungen nicht drei von einander getrennte Bereiche zu unterscheiden sind. Bei den Berechnungen mit dem neuen Kontaktmodell ergeben sich über die Wandhöhe drei und bei dem Vergleichsmodell nur ein Vorzeichenwechsel. Bei der freien Wandhöhe $h/H = 0,635$ sind die vertikalen Spannungen auf der Baugrubenseite und im Bereich des Wandfußes, ermittelt mit dem hypoplastischen Modell, deutlich größer als bei dem Vergleichsmodell. Im letzten Aushubschritt ergeben beide Modelle eine nahezu gleiche Verteilung der vertikalen Spannungen.

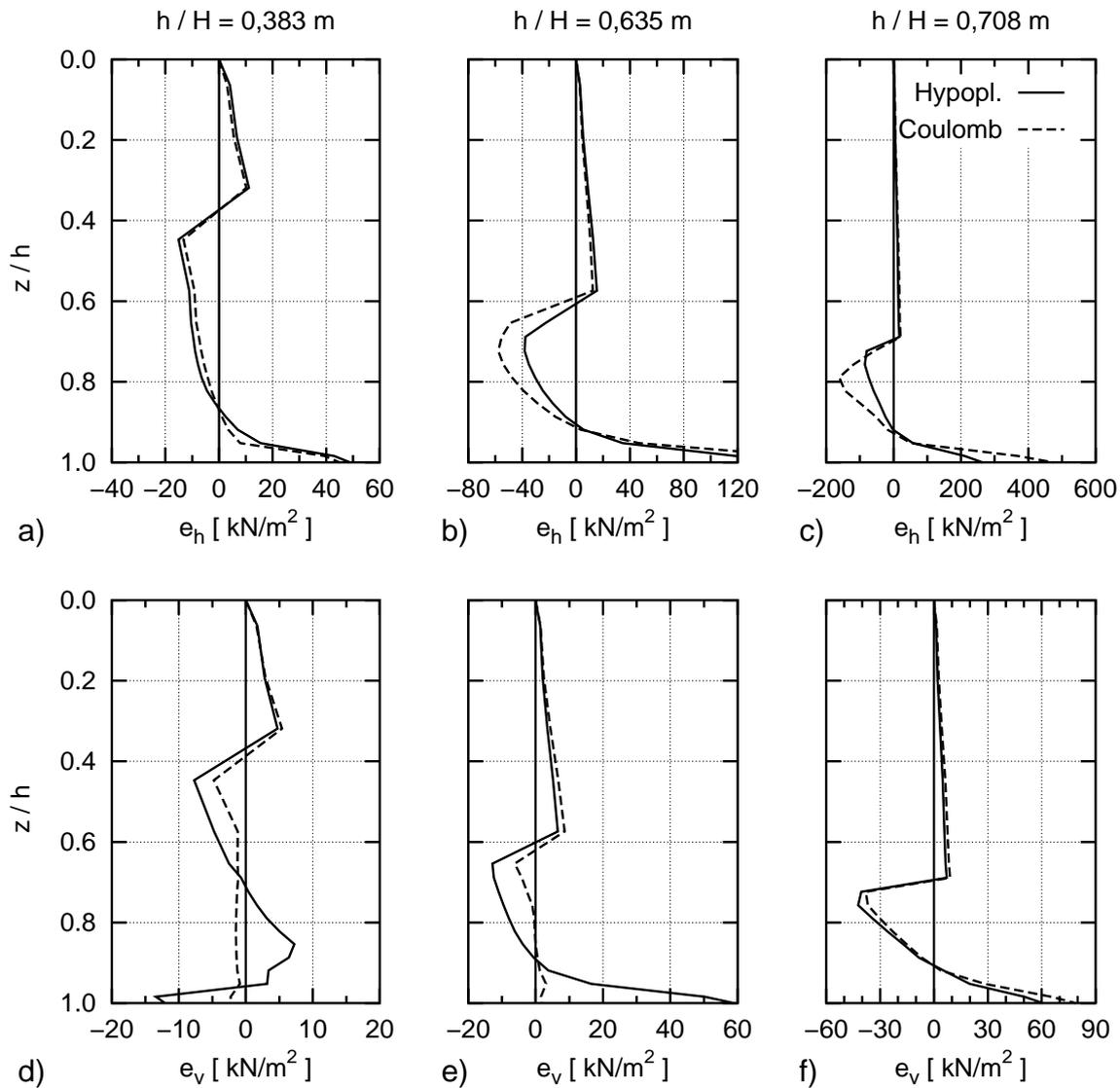


Abb. 5.12: Verteilung der resultierenden, horizontalen Spannungen: a) $h/H = 0,383$, b) $h/H = 0,635$, c) $h/H = 0,708$. Verteilung der resultierenden, vertikalen Spannungen: d) $h/H = 0,383$, e) $h/H = 0,635$, f) $h/H = 0,708$

In Abb. 5.13 ist die Wandreibung für beide Modelle dargestellt. Die Wandreibung ist das örtliche Verhältnis von vertikaler zu horizontaler Spannung. Die Bilder a) – c) zeigen die Verteilungen hinter der Wand auf der Erdseite. Im Bereich des aktiven Erddruckes machen die Ergebnisse die Unterschiede zwischen den beiden Modelle besonders deutlich. Das Vergleichsmodell mit COULOMB-Reibung bildet eine konstante Wandreibung mit dem vorgegebene Maximalwert $\max \delta$ ab. Mit dem hypoplastischen Kontaktmodell wird die Wandreibung nicht linear dargestellt. Die Wandreibung nimmt mit den Tangentialverschiebungen infolge des Aushubs ab, da das Modell Entfestigung im Kontakt

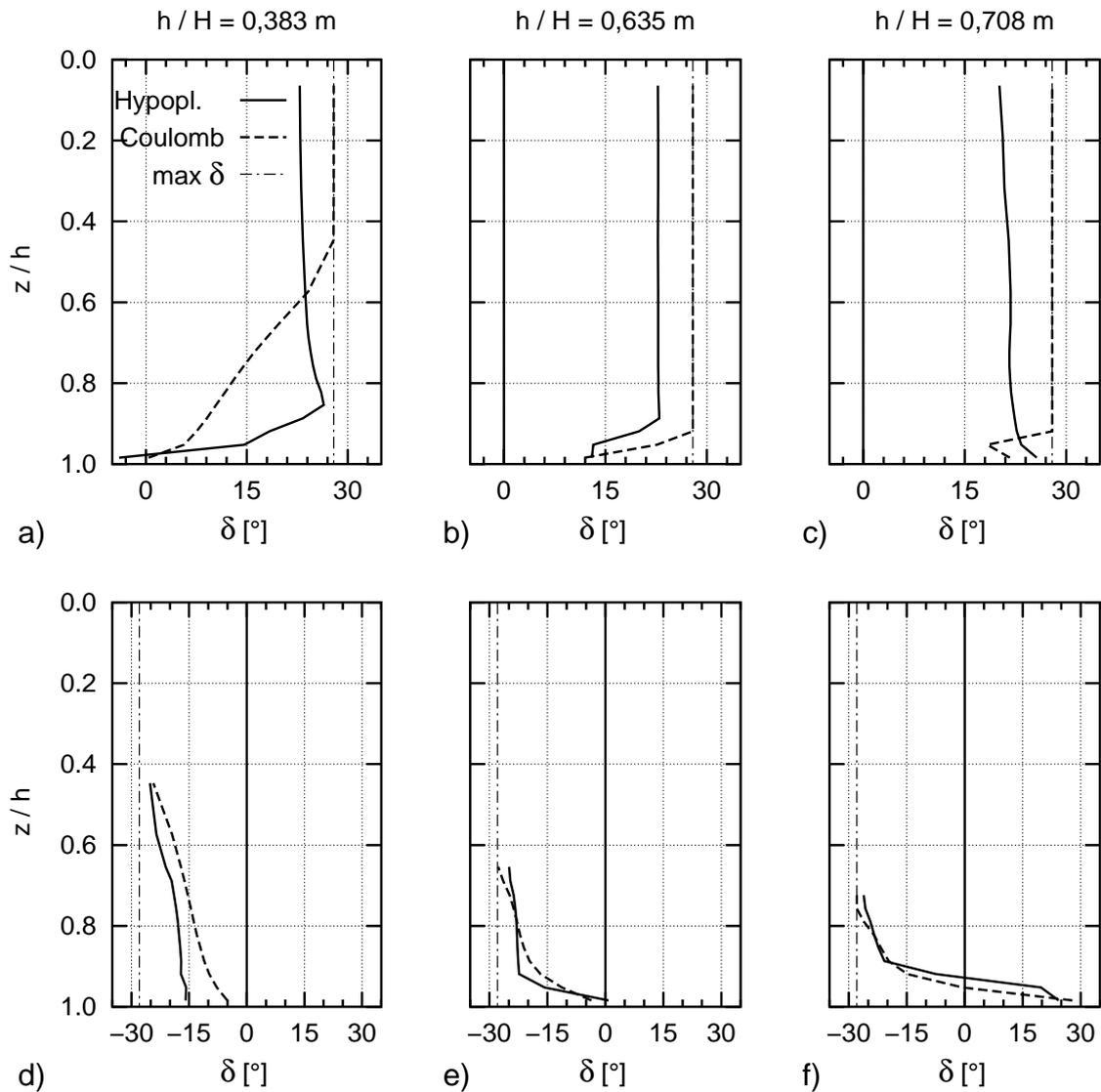


Abb. 5.13: Verteilung der lokalen Wandreibung ($\delta = \arctan e_v/e_h$) auf der Erdseite:

a) $h/H = 0,383$, b) $h/H = 0,635$, c) $h/H = 0,708$.

Auf der Baugrubenseite: d) $h/H = 0,383$, e) $h/H = 0,635$, f) $h/H = 0,708$

abbilden kann.

Die Abb. 5.13d – 5.13f zeigen die Wandreibung auf der Baugrubenseite vor der Wand. Auch hier ist das lokale Verhältnis von Vertikal- zu Horizontalspannung dargestellt. Mit beiden Modellen ergibt sich nahezu die gleiche Wandreibung. Die größte Wandreibung tritt nahe der Baugrubensohle auf. Es zeigt sich hier ein ähnliches Bild wie in den Modellversuchen von ROSCOE [55]. Beim Erdwiderstand im Grundfall „Drehung um den Fußpunkt“ nimmt die Wandreibung zum Fußpunkt hin ab.

5.4.2 Erddruckkräfte und Neigungswinkel

Aus der Verteilung der resultierenden Spannungen werden die horizontalen und vertikalen Erddruckkräfte ermittelt. Abb. 5.14 zeigt die Entwicklung der Kräfte mit dem Aushub. Die Kraft E_{ah} ergibt sich aus dem aktiven Erddruck bis zur Baugrubensohle zusammen mit dem Erddruck bis zum oberen Belastungsnullpunkt, der knapp unterhalb der Baugrubensohle liegt. Die resultierenden Spannungen auf der Baugrubenseite zwischen dem oberen Belastungsnullpunkt und dem Drehpunkt sind zu der Kraft E'_{ph1} zusammengefasst. E'_{ph2} wird aus den resultierenden Spannungen unterhalb des Drehpunktes bis zum Wandfuß bestimmt. Die Kräfte E_{av} , E'_{pv1} und E'_{pv2} sind die korrespondierenden Vertikal-komponenten.

In den Bildern 5.14a – 5.14c sind die Horizontalkräfte angegeben. Ein Vergleich der Ergebnisse mit den beiden Modellen zeigt, dass bei fortschreitendem Aushub in den Berechnungen mit COULOMB- Reibung die Kräfte schneller anwachsen als bei dem vorgeschlagenen Kontaktmodell. Besonders der Erdwiderstand E'_{ph1} auf der Baugrubenseite steigt überproportional an. In den Ergebnissen in Abschnitt 3.2 ist dies auch in der Auswertung der

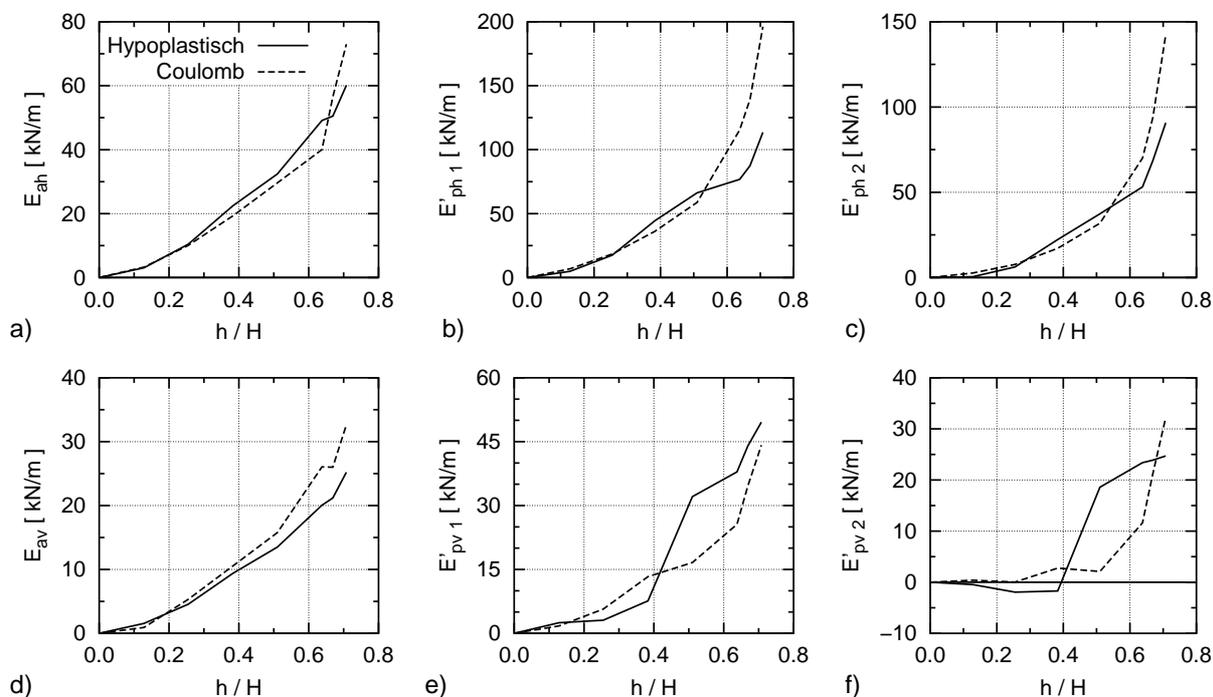


Abb. 5.14: Mobilisierte Erddruckkräfte. Horizontal: a) aktiver Erddruck, b) Erdwiderstand auf der Baugrubenseite, c) Erdwiderstand auf der Erdseite. Vertikal: d) aktiver Erddruck, e) Erdwiderstand auf der Baugrubenseite, f) Erdwiderstand auf der Erdseite

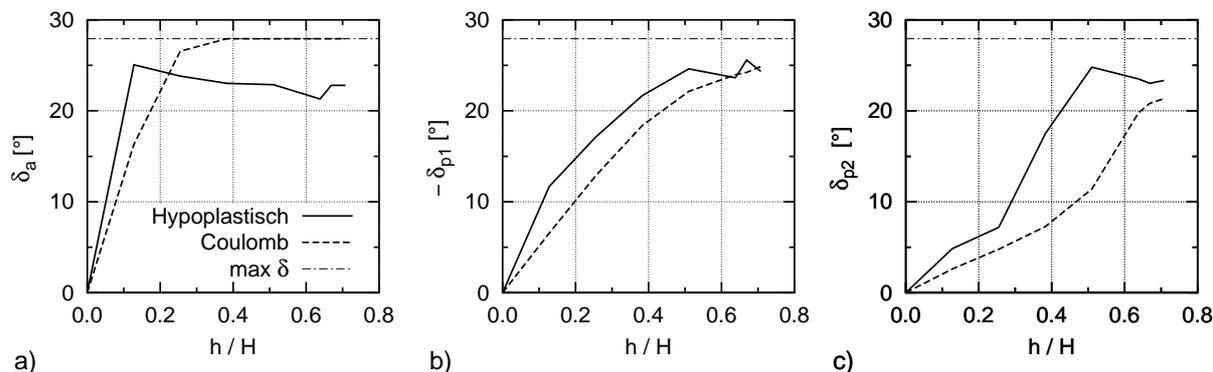


Abb. 5.15: Neigungswinkel der Erddruckresultierenden: a) aktiver Erddruck, b) Erdwiderstand auf der Baugrubenseite, c) Erdwiderstand auf der Erdseite

Erdwiderstandsbeiwerte zu sehen. Bei dem hypoplastischen Modell ist der Anstieg nicht so ausgeprägt. Schon in der Darstellung der resultierenden Spannungen (Abb. 5.12) zeigen sich kleinere Erddrücke als bei den Berechnungen mit dem Standardreibungmodell.

Die Bilder 5.14d – 5.14f zeigen die Vertikalkräfte. Beim senkrechten Erddruck und Widerstand auf der Baugrubenseite ergeben sich nur geringe Unterschiede zwischen den beiden Modellen. Die vertikalen Erdwiderstände E'_{pv2} auf der Erdseite entwickeln sich ähnlich den Horizontalen. Der Vorzeichenwechsel bei den Ergebnissen mit dem hypoplastischen Kontaktmodell kann darauf zurückgeführt werden, dass bei geringem Aushub die Bereiche mit gleichgerichteten Schubspannungen noch nicht ausgeprägt sind. Dies ist auch in Abb. 5.12d bei der freien Wandhöhe von $h/H = 0,383$ zu sehen.

Aus den Horizontal- und Vertikalkomponenten der Erddruckkräfte können die Neigungswinkel der Resultierenden bestimmt werden. Abb. 5.15 zeigt deren Entwicklung mit dem Aushub. Hieran lassen sich die Unterschiede in den Berechnungsergebnissen der beiden Modelle gut zusammenfassen. Bei dem Standardmodell mit COULOMB-Reibung wird die Neigung der Erddruckresultierenden durch einen vorgegebenen Winkel $\max \delta$ begrenzt. Beim aktiven Erddruck ist die Wandreibung nach wenigen Aushubschritten mobilisiert und bleibt unverändert. In dem vorgeschlagenen hypoplastischen Kontaktmodell verändert sich das Reibungsverhalten mit der Scherung im Kontakt. Die Auflockerung bewirkt eine Abnahme des Scherwiderstandes, wie dies beim Neigungswinkel des aktiven Erddruckes (Abb. 5.15a) zu sehen ist.

Die Betrachtung der lokalen Wandreibung zeigte bereits, dass die Wandreibung und damit auch der Neigungswinkel des Erdwiderstandes vor der Wand weitgehend unabhängig vom Rechenansatz ist. Dies ist auch in Abb. 5.15b zu sehen.

Die größten Unterschiede sind bei der Neigung des Erdwiderstandes auf der Erdseite zu sehen. Mit dem neuen Berechnungsmodell ergibt sich ein stärker geneigter Erdwiderstand als mit dem Standardmodell. In den Modellversuchen von AL-AKEL [3] ergibt sich ebenfalls eine größere Neigung für den Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes als in den Berechnungen mit COULOMB-Reibung. AL-AKEL ermittelt den Neigungswinkel des Erdwiderstandes von $\delta_{p2} = 15^\circ \dots 17^\circ$ im Bruchzustand. Für einen Versuch gibt er bei halber Bruchlast $\delta_{p2} = 14,6^\circ$ an.

5.4.3 Schnittgrößen der Wand

Die Auswirkungen der unterschiedlichen Reibungsmodelle auf die Schnittgrößen der Wand sind gering. In Abb. 5.16 sind die Querkraftverläufe für drei verschiedene Aushubtiefen dargestellt. Im oberen Bereich der Wand sind die Verläufe für alle Aushubtiefen für beide Modelle fast deckungsgleich. Bei der Querkraft im Einbindebereich ergeben sich mit dem vorgeschlagenen Kontaktmodell für die freien Wandhöhen $h/H = 0,383$ und $h/H = 0,510$ etwas größere und für die Wandhöhe $h/H = 0,669$ geringere Querkräfte als mit dem Vergleichsmodell. Dies korrespondiert zu den berechneten Spannungsverteilungen in den Abb. 5.12a – c. Auch bei den Biegemomenten sind die Unterschiede gering. Abb. 5.17

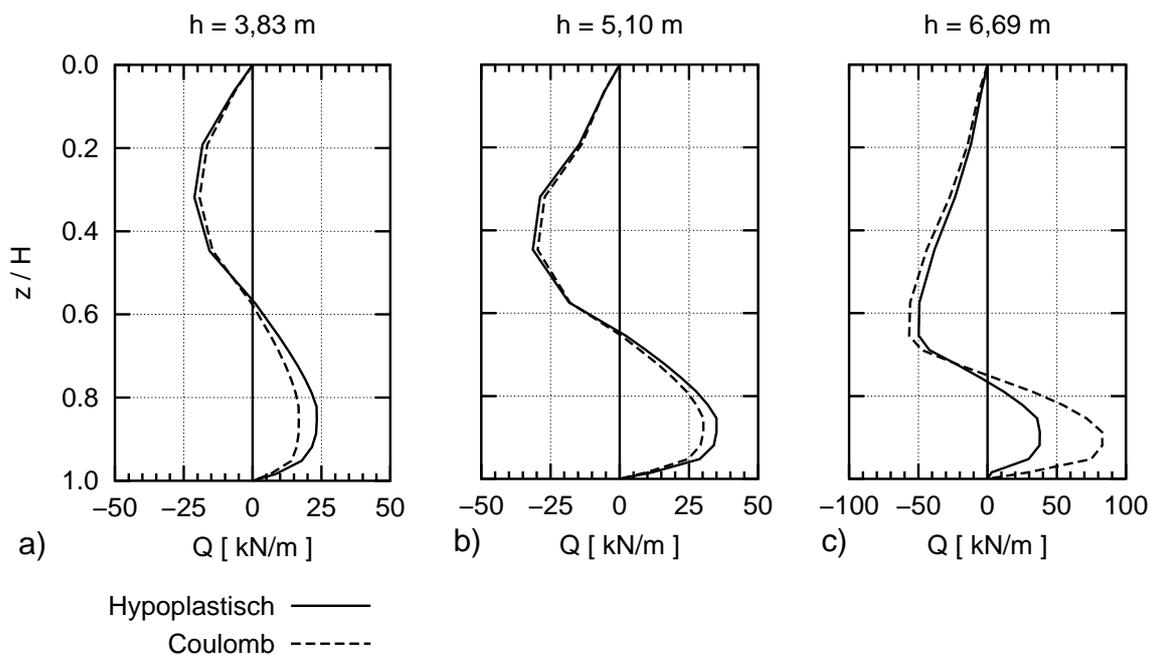


Abb. 5.16: Querkraftverlauf bei dichter Lagerung: a) freie Wandhöhe $h/H = 0,383$, b) freie Wandhöhe $h/H = 0,510$, c) freie Wandhöhe $h/H = 0,669$,

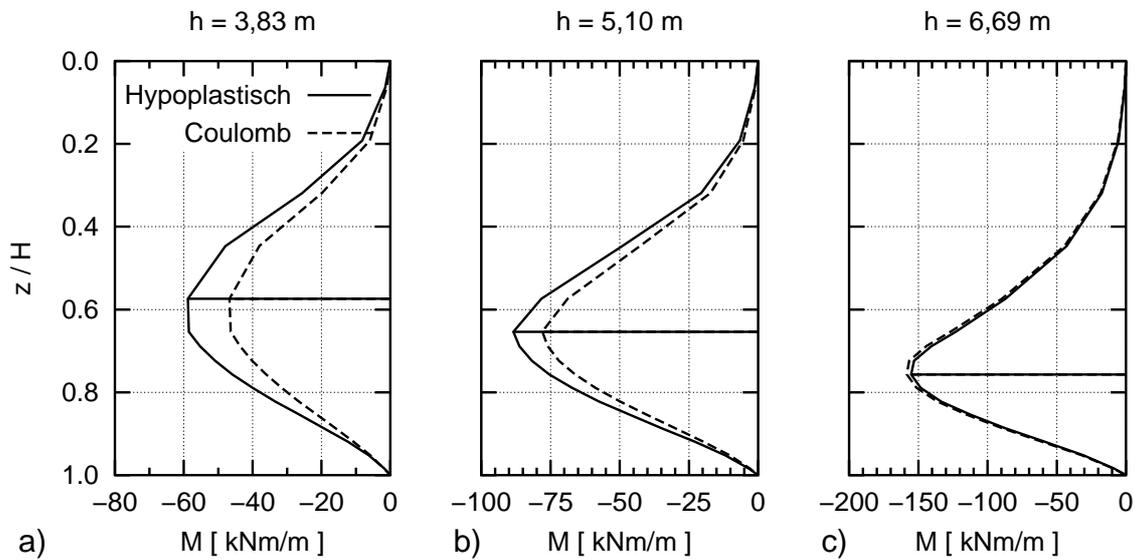


Abb. 5.17: Biegemomentenverteilung bei dichter Lagerung: a) freie Wandhöhe $h/H = 0,383$, b) freie Wandhöhe $h/H = 0,510$, c) freie Wandhöhe $h/H = 0,669$,

zeigt die Biegemomentenverteilung für die freien Wandhöhen $h/H = 0,383$, $h/H = 0,510$ und $h/H = 0,669$. Mit dem hypoplastischen Kontaktmodell ergeben sich für die beiden kleineren Aushubhöhen größere Biegemomente als bei den Berechnungen mit COULOMB-Reibung. Die größte Differenz beträgt dabei etwa 10 %. Die Momentenverteilung bei der freien Wandhöhe $h/H = 0,669$ ist bei beiden Modellen annähernd deckungsgleich.

5.5 Folgerungen für den Ansatz der Wandreibung bei analytischen Berechnungsverfahren

Für das Standardverfahren nach BLUM, wie auch bei anderen Berechnungsverfahren werden für drei Bereiche jeweils eine mittlere Wandreibung angesetzt. Die Wandreibung in den einzelnen Bereichen sind die Neigungswinkel der entsprechenden Erddruckresultierenden.

Beispielsweise wird für eine verzahnte Wand im Bereich des aktiven Erddruckes $\delta_a = 2/3 \varphi$ angesetzt. Für die Ersatzkraft im theoretischen Auflagerpunkt wird $\delta_C \leq 1/3 \varphi$ angenommen [78]. Die Neigung des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung für die Vertikalkomponenten der Erddruckkräfte. Üblicherweise liegt der Winkel in der Größenordnung von $\delta_p \approx -1/2 \varphi$ [67].

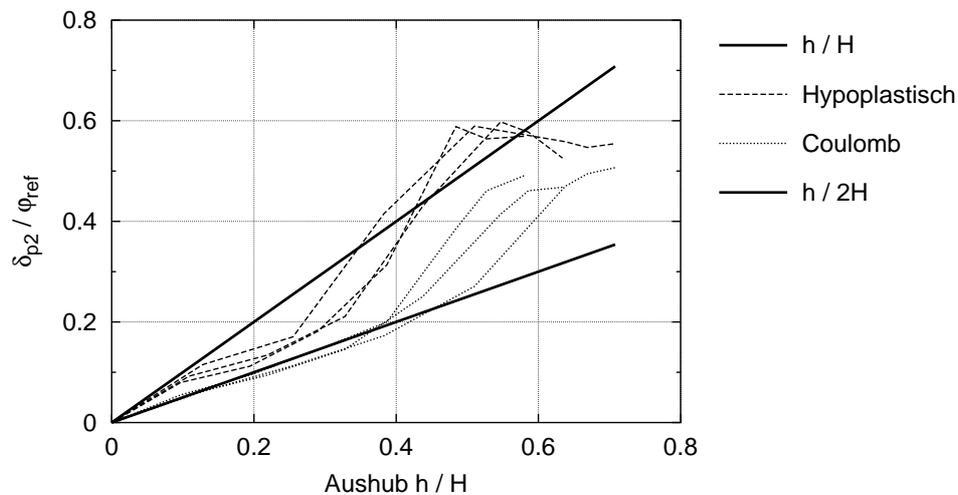


Abb. 5.18: Neigungswinkel des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes: Vorschlag nach Gl. 5.32 mit $k = 2/3$ und Berechnungsergebnisse für dichte, mitteldichte und lockere Lagerung

Aus den gezeigten Ergebnissen, insbesondere Abb. 5.13a und 5.15a, stellt sich die Annahme einer konstanten Neigung des aktiven Erddruckes als sinnvoll dar. Die lokale Wandreibung ist für alle Aushubstadien über den gesamten Bereich des aktiven Erddruckes nahezu konstant.

Für den Erdwiderstand vor der Wand auf der Baugrubenseite zeigt sich eine Abhängigkeit zwischen dem Neigungswinkel der Resultierenden und der bezogenen freien Wandhöhe. Bei zunehmender freier Wandhöhe, also fortschreitender Mobilisierung des Erdwiderstandes wird auch der Neigungswinkel größer. Dies ist in gleicher Weise auch beim Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes festzustellen.

Daher wird Folgendes vorgeschlagen:

Beim Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes wird anstelle des konstanten Faktors für die Korrelation zwischen Neigungswinkel und Reibungswinkel des Bodens eine variable Größe eingeführt. Diese Größe ist von der Mobilisierung des Erdwiderstandes abhängig und wird durch das Verhältnis der freien Wandhöhe zu Wandlänge ausgedrückt. Der Neigungswinkel des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes kann nach Gl. 5.32 bestimmt werden.

$$\delta_{p2} = 0,75 \dots 1,5 \frac{h}{H} \cdot k \cdot \varphi \quad (5.32)$$

Darin ist h/H die freie bezogene Wandhöhe und der Faktor $k \leq 1,0$ dient zur Berücksichtigung der Wandrauigkeit. Der Vorschlag im Vergleich zu den Berechnungsergebnissen ist

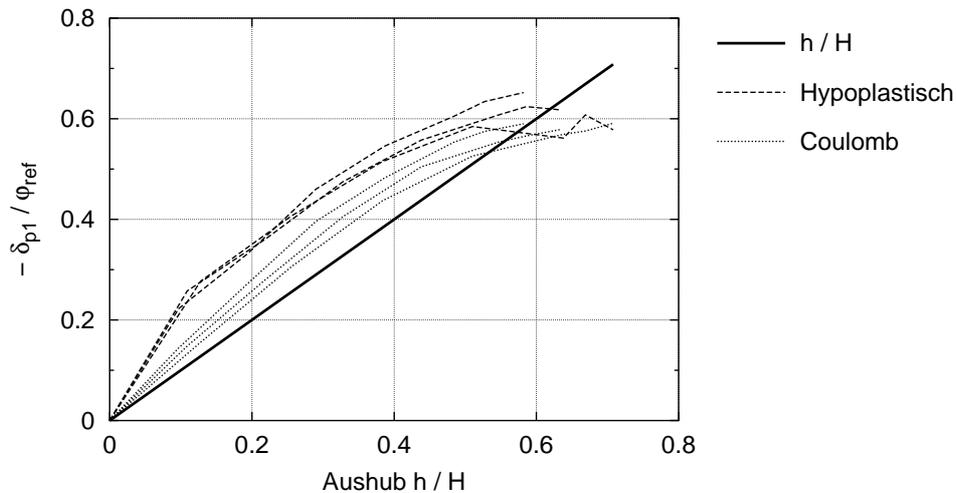


Abb. 5.19: Vorschlag zur Abschätzung des Wandreibungswinkel für den Erdwiderstand auf der Baugrubenseite nach Gl. 5.33 mit $k = 2/3$ und Berechnungsergebnisse für dichte, mitteldichte und lockere Lagerung

in Abb. 5.18 dargestellt. Die vertikalen Kräfte müssen im Gleichgewicht stehen. Mit der Wahl der Neigungswinkel für die Resultierenden des aktiven Erddruckes und des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes kann die mögliche Neigung des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite bestimmt werden.

Allerdings muss zur Berechnung der Einbindetiefe, die Wandreibung auf der Baugrubenseite zunächst geschätzt werden. Dies kann auf Grundlage von Erfahrungswerten oder durch Probieren geschehen. Mit den Ergebnissen dieses Kapitels wird vorgeschlagen die Abschätzung in Abhängigkeit der Mobilisierung des Erdwiderstandes vorzunehmen. Dafür kann Gl. 5.33 verwendet werden. Wie auch zuvor kann mit der bezogenen freien Wandhöhe die Mobilisierung beschrieben werden. Außerdem ist in Gl. 5.33 der Faktor k zur Berücksichtigung der Oberflächenrauigkeit der Wand.

$$\delta_{p1} = -1,5 \frac{h}{H} \cdot k \cdot \varphi \quad (5.33)$$

Der Vorschlag zur Abschätzung des Neigungswinkels des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite ist zusammen mit den Berechnungsergebnissen in Abb. 5.19 dargestellt.

Kapitel 6

Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes

6.1 Einführung

Beim Aushub vor einer im Boden eingespannten, nicht gestützten Wand kommt es zu einer Drehung um einen tiefliegenden Punkt auf der Wand. Oberhalb des Drehpunktes vor der Wand und unterhalb hinter der Wand wird Erdwiderstand geweckt. Der Widerstand vor der Wand kann als Grundfall der „Drehung um den Fußpunkt“ betrachtet werden. Zu dieser Problemstellung gibt es eine Vielzahl von Untersuchungen. Ausführliche Zusammenfassungen sind z.B. bei WEISSENBACH [68] oder RAHMAN [2] zu finden. Zu dem Widerstand unterhalb des Drehpunktes gibt es nur wenige Untersuchungen. Eine Einordnung in die Grundfälle der Wandbewegungsarten, Parallelverschiebung, Drehung um den Wandfuß-, bzw. -kopfpunkt, ist nicht möglich.

In der Praxis treten zwei verschiedene Problemstellungen auf, bei denen der Erdwiderstand unterhalb eines Drehpunktes für die Standsicherheit einer Stützkonstruktion maßgebend sein kann. Zum einen kann eine erzwungene Drehpunktlage vorhanden sein. Dies kann z.B. eine einzige tiefliegende Aussteifung der Baugrube sein. Zum anderen kann die Drehpunktlage frei sein, wie dies bei der bodenmechanischen Einspannung der Fall ist. Abb. 6.1 zeigt schematisch diese beiden Fälle.

Mit Hilfe von FE-Berechnungen werden die folgenden Fragestellungen zum Erdwiderstand bei Drehung um einen auf der Wand liegenden Punkt untersucht:

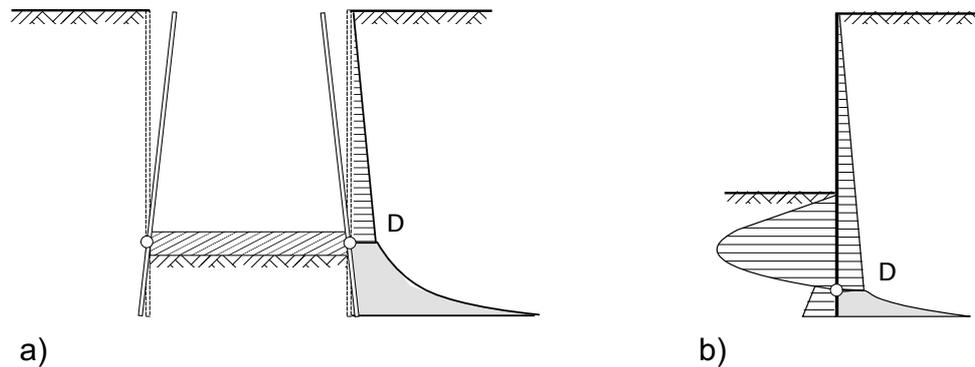


Abb. 6.1: Beispiele für verschiedene Drehpunktlagen: a) erzwungene Drehpunktlage, b) freie Drehpunktlage

- Welche Bruchmechanismen treten auf?
- Welchen Einfluss hat die Lagerungsdichte und die Drehpunktlage?
- Wie groß sind die erforderlichen Verdrehungen der Wand zur Mobilisierung des Erdwiderstandes im Gebrauchs- und im Grenzzustand der Tragfähigkeit?
- Welche Spannungsverteilung und welche Wandreibung ist zu erwarten?
- Wie groß ist der Erdwiderstand und wie kann er in analytischen Berechnungen berücksichtigt werden?

Im Vergleich mit experimentellen Untersuchungen anderer Autoren wird die Verlässlichkeit der gewonnenen Antworten überprüft.

6.2 Berechnungssystem

Das Berechnungssystem besteht aus einer starren Wand. Einflüsse aus der Biegung werden dadurch ausgeschlossen. Für den vor der Wand befindlichen Boden wird ein trockener Karlsruher Sand mit unterschiedlichen Lagerungsdichten angenommen. Das Stoffverhalten des Bodens wird mit einem hypoplastischen Modell simuliert. Die Stoffparameter sind in Tab. 2.1 angegeben. Der Berechnungsausschnitt ist $50 \text{ m} \times 40 \text{ m}$ groß. Voruntersuchungen haben gezeigt, dass diese Abmessungen erforderlich sind, damit die Ergebnisse im Bereich der Wand unbeeinflusst von den Randbedingungen sind. Eine schematische Darstellung des Berechnungssystems ist in Abb. 6.2 gegeben.

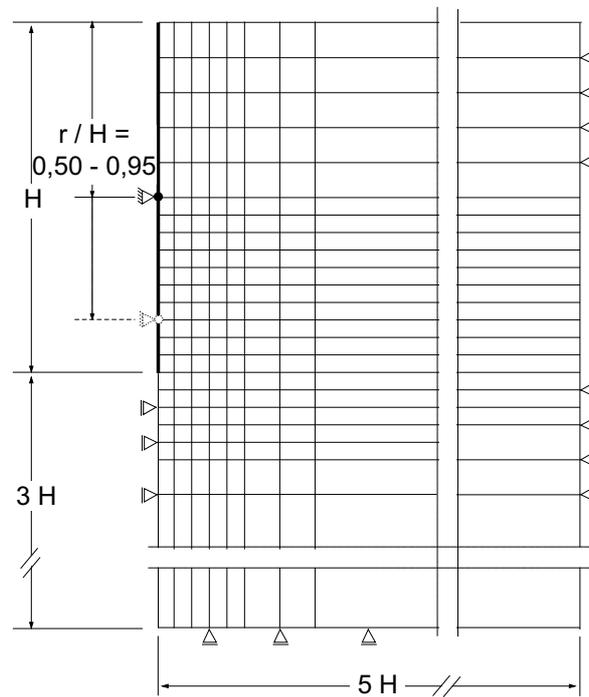


Abb. 6.2: Schematische Darstellung des FE-Netzes

Im linken oberen Teil des Ausschnittes befindet sich die Wand. Sie wird als starr angenommen. Auf der Wand liegt der unverschieblich gelagerte Drehpunkt. Dies entspricht einer Wand mit behinderter Vertikalbewegung. In der Praxis ist dies ein üblicher Fall, da zum Beispiel bei einer eingespannten Wand der vertikale, baugrubenseitige Erdwiderstand haltend wirkt. Bei einer erzwungenen Drehpunktlage können im Auflager auch Vertikalkräfte aufgenommen werden.

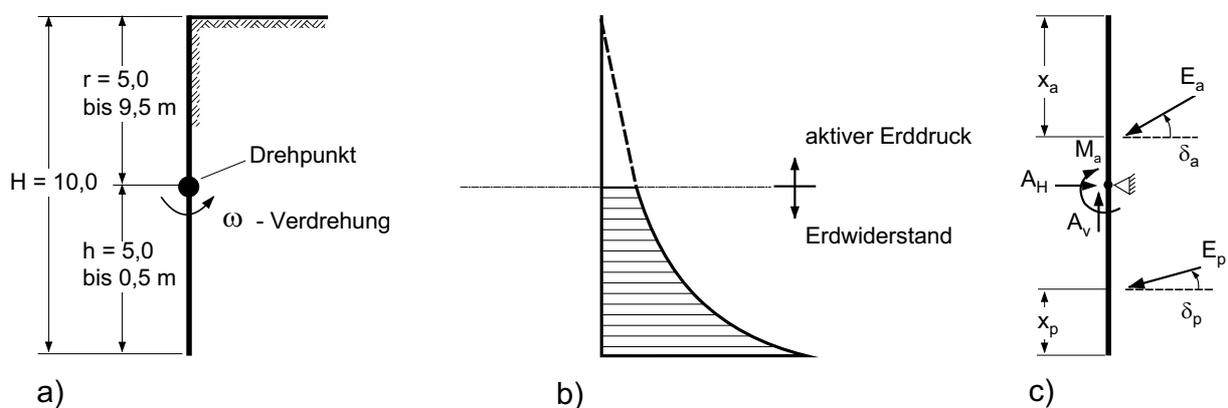


Abb. 6.3: Berechnungssystem: a) statisches System, b) Spannungsverteilung, c) angreifende Kraftgrößen

Die Wandhöhe wird mit $H = 10$ m angenommen. Diese Größe stellt aus praktischer Sicht eine Obergrenze dar. Nicht gestützte Baugrubenwände würden bei dieser Länge eine freie Wandhöhe von etwa 6,0 m erreichen. Größere Tiefen sind zwar möglich, werden auf Grund der großen Wandkopferschiebungen nur selten ausgeführt. Die Wandhöhe bestimmt das Spannungsniveau im Berechnungsausschnitt. Bei kleinem Druckniveau treten größere Reibungswinkel und Erdwiderstände im Boden auf, wie die Untersuchungen von RAHMAN[2] und HETTLER [25] zeigen. Daher liegt die Wahl einer großen Wandhöhe auf der sicheren Seite.

Die Drehpunktlagen werden bei 5% bis 50% der Wandhöhe über dem Wandfuß gewählt (Abb. 6.3a). Die untere Grenze wird so gesetzt, weil nach dem Verfahren von BLUM der theoretische Auflagerpunkt bei 20% der Einbindetiefe angenommen wird. Dies entspricht etwa 6% der gesamten Wandlänge. Die obere Grenze der Drehpunktlagen wird nach folgender Überlegung gewählt: Das System kann bei einer erzwungenen Drehpunktlage nur stabil sein, wenn der Drehpunkt unterhalb des Lastangriffspunktes der Einwirkung liegt. Dann entsteht eine Drehung, die Erdwiderstand weckt. Bei unbelasteter Oberfläche liegt die Grenze bei $2/3$ der Wandhöhe. Zusätzliche Belastungen auf der Geländeoberkante verschieben die Lastresultierende der Einwirkung nach oben. Um auch diese Fälle zu erfassen, wird die obere Grenze bei 50% der Wandhöhe gewählt.

Zusammenfassung der Berechnungsannahmen

- Berechnungsausschnitt: $b \times h = 5H \times 4H$, an den senkrechten Rändern horizontal unverschieblich und an den waagerechten vertikal unverschieblich gelagert.
- Wand: Im Drehpunkt unverschieblich gelagert, starr, Wandlänge $H = 10,0$ m.
- Drehpunktlagen: Zwischen der halben Wandhöhe $r/H = 0,5$ und $0,5$ m über dem Wandfuß $r/H = 0,95$, Verdrehung variiert je nach Drehpunktlage von $\omega = 0,15$ rad = $8,6^\circ$ bis $\omega = 0,30$ rad = $17,2^\circ$.
- Boden: Trockener Karlsruher Sand in dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung, hypoplastisches Stoffmodell mit Parametern nach Tab. 2.1.
- Kontakt: Interface-Elemente, hypoplastisches Kontaktmodell, Reibungsparameter $\lambda_R = 0,3$ bis $\lambda_R = 1,0$.

Es werden insgesamt 144 Berechnungen ausgewertet (3 Lagerungsdichten \times 8 Drehpunktlagen \times 6 Reibungsbeiwerte). Die Berechnungen erfolgen in zwei Schritten. Zuerst wird ein Ausgangsspannungszustand berechnet. Die vertikalen Spannungen sind dabei $\sigma_z = \gamma \cdot z$ und die horizontalen sind $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \cdot \sigma_z$. Der Erdruhedruckbeiwert K_0 wird nach JAKY mit $K_0 = 1 - \sin \varphi_{ref}$ angenommen. Für φ_{ref} und γ werden von der Lagerungsdichte abhängige Referenzreibungswinkel und Wichten nach Tabelle 2.2 gewählt.

Im zweiten Schritt wird inkrementell eine Verdrehung aufgebracht. Oberhalb des Drehpunktes stellt sich der aktive Erddruck ein, unterhalb wird mit zunehmender Verdrehung Erdwiderstand geweckt (vgl. Abb. 6.3). Als Auflagerkräfte entstehen im Drehpunkt ein Reaktionsmoment sowie horizontale und vertikale Auflagerkräfte.

6.3 Auswertungsmethode

Zur Auswertung der Berechnungen werden die Spannungen in den Kontaktelementen und die Reaktionskräfte im Drehpunkt verwendet. In Abb. 6.3 sind das statische System, die zu erwartenden Spannungen und die resultierenden Kräfte dargestellt.

Bei zunehmender Verdrehung nimmt das Reaktionsmoment bis zu einem Höchstwert zu und fällt danach ab. Bei der Verdrehung am Maximum werden die Berechnungen ausgewertet. Dafür gibt es drei Gründe:

Erstens: Dem Momentengleichgewicht kommt bei einem statischen System mit nur einem Auflager eine besondere Bedeutung zu. Bei einer nicht gestützten, im Boden eingespannten Wand beruht die Standsicherheit hauptsächlich auf dieser Gleichgewichtsbedingung.

Zweitens: Die Auswertung ist eindeutig. Das Moment erreicht immer einen Größtwert. Auch bei lockerer Lagerung kommt es zu einem eindeutigen Maximum.

Drittens: Der Grenzerdwarderstand wird erst nach größerer Verdrehung erreicht als das maximale Moment. Es ist eine Annahme auf der sicheren Seite, die Berechnungen bei der Verdrehung des größten Momentes auszuwerten.

Für die Auswertung werden zwei Zustände angenommen: Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist erreicht, wenn das größte Reaktionsmoment auftritt. Im Folgenden wird hierfür der Index B verwendet und auch kurz Bruchzustand genannt. Der Gebrauchszustand wird bei dem halben Erdwiderstand im Bruchzustand angenommen. Entsprechende Werte sind mit dem Index G gekennzeichnet. Das Vorgehen bei der Auswertung illustriert Abb. 6.4.

Bei der Auswertung werden folgende Werte ermittelt:

- Verdrehung ω und Reaktionsmoment M_D
- mobilisierter, horizontaler Erdwiderstand E'_{ph} aus Integral der Kontaktnormalspannungen unterhalb des Drehpunktes
- mobilisierter, vertikaler Erdwiderstand E'_{pv} aus Integral der Kontaktschubspannungen
- lokale Wandreibung $\delta = \arctan e_v/e_h$
- Neigungswinkel des Erdwiderstandes $\delta_p = \arctan E'_{pv}/E'_{ph}$
- Lage der Resultierenden des Erdwiderstandes x_p über dem Wandfuß

Aus dem mobilisierten Erdwiderstand wird ein entsprechender Erdwiderstandsbeiwert K'_{ph} nach Gl. 6.1 abgeleitet.

$$K'_{ph} = \frac{2 \cdot E'_{ph}}{\gamma \cdot H \cdot h} \quad (6.1)$$

Darin sind E'_{ph} der Erdwiderstand, γ die Wichte des Bodens, H die gesamte Wandhöhe und h die Wandhöhe unterhalb des Drehpunktes.

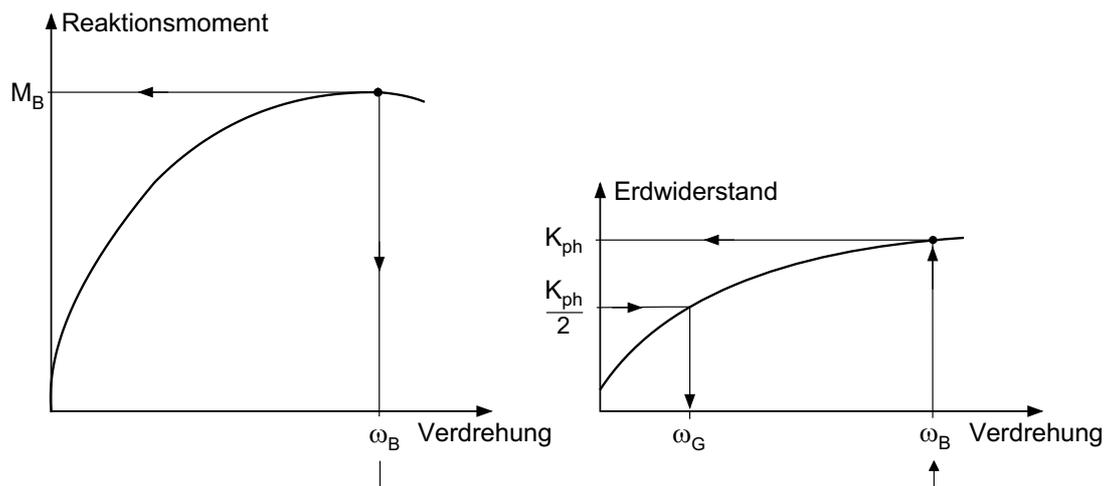


Abb. 6.4: Festlegung von Bruchzustand und Gebrauchszustand

6.4 Verschiebungsfelder und Bruchmechanismus

Berechnungsergebnisse

In Abb. 6.5 sind sechs Verschiebungsfelder durch die Vektoren der Knotenverschiebungen dargestellt. In Abb. 6.5a sind die Berechnungsergebnisse mit anfangs dichter Lagerung und in Abb. 6.5b die Ergebnisse mit anfangs lockerer Lagerung gezeigt. Der Reibungsparameter beträgt jeweils $\lambda_R = 1,0$. Die Drehpunktlagen variieren von $r/H = 0,50$ bis $0,80$. Zum Zeitpunkt der Auswertung ist bei allen Berechnungen etwa 90% der Bruchlast erreicht.

Zusätzlich sind in Abb. 6.5 noch Grenzlinien eingezeichnet. Sie trennen drei Bereiche voneinander, die nach der Richtung der vertikalen Verschiebungen unterschieden sind. An den Linien selber treten keine vertikalen Verschiebungen auf. Im Bereich I stellt sich durch die Wanddrehung oberhalb des Drehpunktes aktiver Erddruck ein. Dort bewegt sich der Boden nach unten und links. Im Bereich II wird unterhalb des Drehpunktes Erdwiderstand geweckt. Der Boden wird in der Nähe der Wand zunächst horizontal verschoben. Diese Bewegung wird teilweise in vertikale Richtung nach oben umgeleitet. Der Bereich III bezeichnet das restliche Berechnungsgebiet.

Vergleicht man die Verschiebungsfelder bei hohen und tiefen Drehpunktlagen, sind zwei Mechanismen zu beobachten, die sich durch die Größe des Bereichs II unterscheiden. Bei hochliegendem Drehpunkt setzen sich Hebungen bis zur Oberfläche durch. Man kann es als hochliegendes Versagen bezeichnen. Dies tritt bei dichter Lagerung bis zu einer Drehpunktlage von $r/H = 0,70$ und bei lockerer Lagerung bis $r/H = 0,60$ auf. Liegt der Drehpunkt tiefer, bleiben die Hebungen im Erdreich. Der zweite Bereich wird durch den ersten begrenzt. In Abgrenzung zu dem ersten Mechanismus kann dies mit tiefliegendem Versagen charakterisiert werden. Abb. 6.5 zeigt einen fließenden Übergang von hoch- zu tiefliegendem Versagen.

Ergebnisse von Modellversuchen

MILLIGAN et al. [44] führten Modellversuche mit einer 333 mm hohen Wand in dichten Leighton Buzzard Sand durch. Die Wand wurde um verschiedene Punkte auf der Wand gedreht. Die Tiefenlagen betragen zwischen $r/H = 0,811$ und $r/H = 0,895$. Dabei werden die horizontalen und vertikalen Spannungen gemessen. Außerdem wurden während den Versuchen Röntgen-Aufnahmen gemacht, um damit Bruch- und Verformungsmechanismen zu entdecken.

Abb. 6.6 zeigt die Entwicklung der Verschiebungen mit zunehmender Verdrehung, exemplarisch für die Drehpunktlage $r/H = 0,811$. Die Autoren berichten von drei Zonen in den Verschiebungsfeldern. Zum einen gibt es eine aktive Zone. Desweiteren konnte man in den Versuchen einen Kreissektor feststellen, der eine Starrkörperbewegung um den Drehpunkt vollzieht. Als drittes beobachtete man einen fast starren Körper oberhalb des Drehpunktes und außerhalb der aktiven Zone, der sich nach oben bewegt.

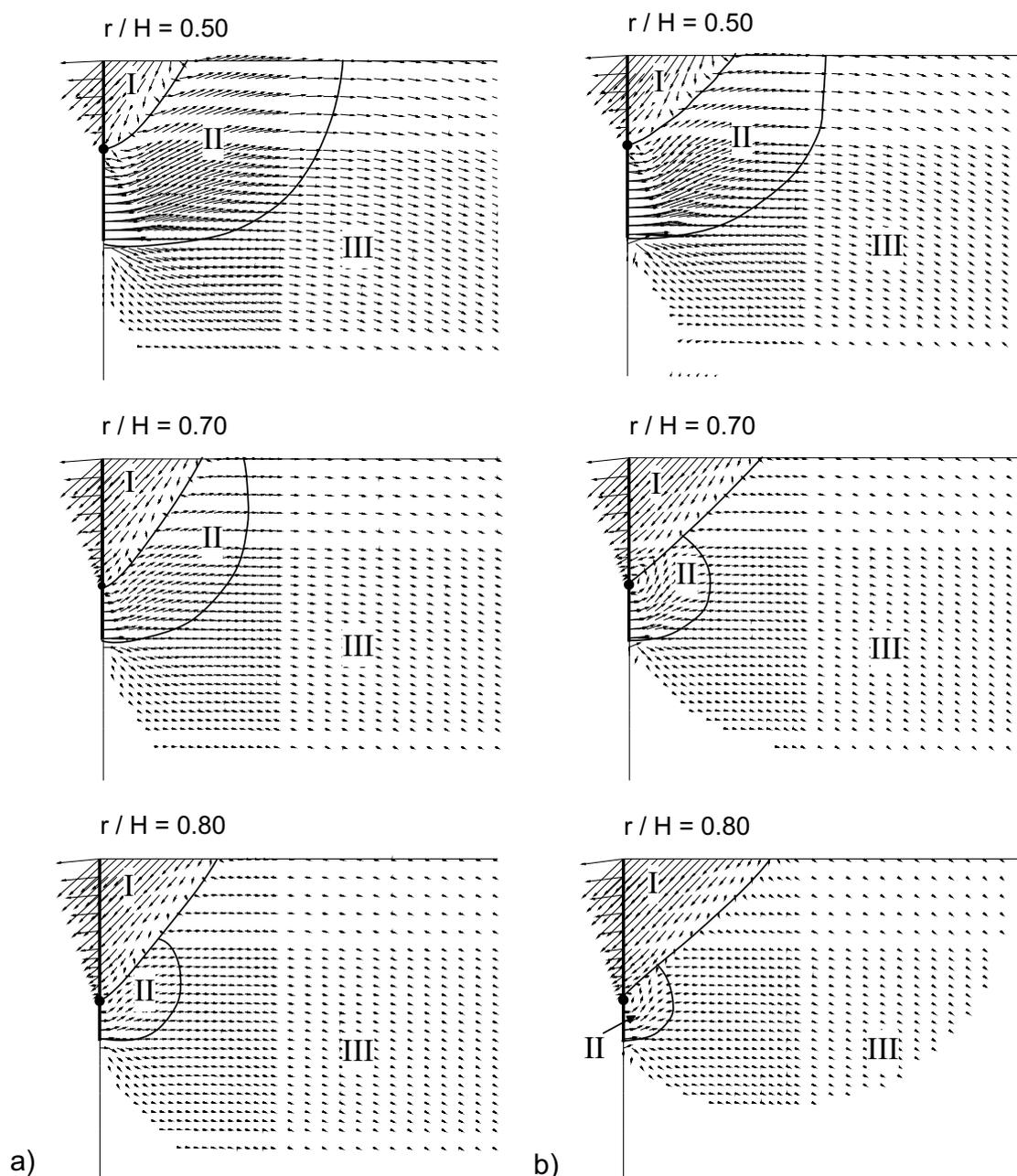


Abb. 6.5: Verschiebungsfelder bei 90% der Bruchlast und verschiedenen Drehpunktlagen r/H :
a) anfangs dichte Lagerung, b) anfangs lockere Lagerung

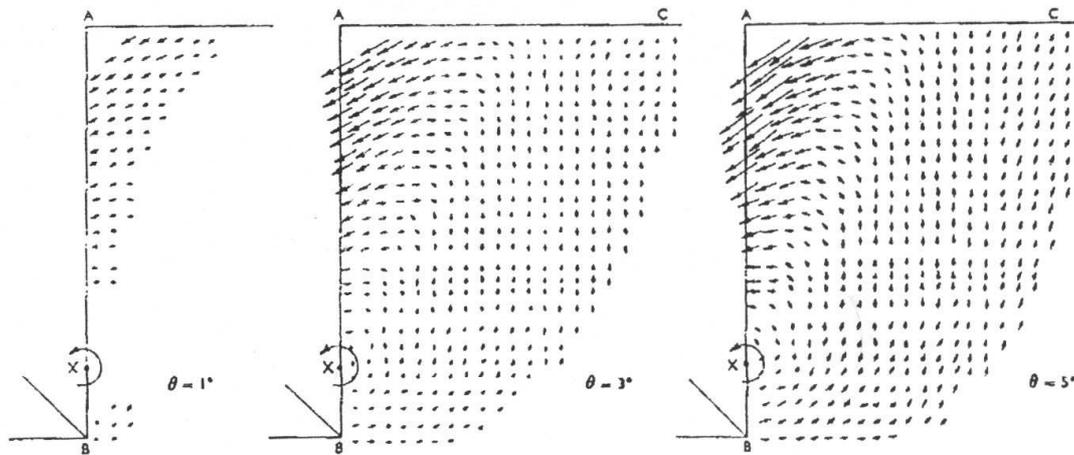


Abb. 6.6: Verschiebungsfelder bei Verdrehung von 1° bis 5° , Drehpunktlage $r/H = 0,811$
(Abb. aus [44])

Abb. 6.7 zeigt die Auswertungen von Röntgenaufnahmen bei verschiedenen Drehpunktlagen. Die Aufnahmen wurden jeweils am Ende der Versuche gemacht. Die grauen Flächen stellen Zonen dar, in denen sich der Boden auflockerte. Hieraus können Rückschlüsse auf die Bruchflächen im Boden gezogen werden. Die Autoren stellten fest, dass es zwei unterschiedliche Bruchmechanismen gibt. Als erstes beobachteten sie ein hochliegendes Versagen bei hochliegendem Drehpunkt bis $r/H = 0,81$, als zweites einen tiefen Bruch bei Drehpunktlagen ab $r/H = 0,89$.

Der Vergleich zwischen Abb. 6.6 und 6.7 ergibt, dass die Grenzen der Verschiebungszonen weitgehend den Bruchflächen entsprechen.

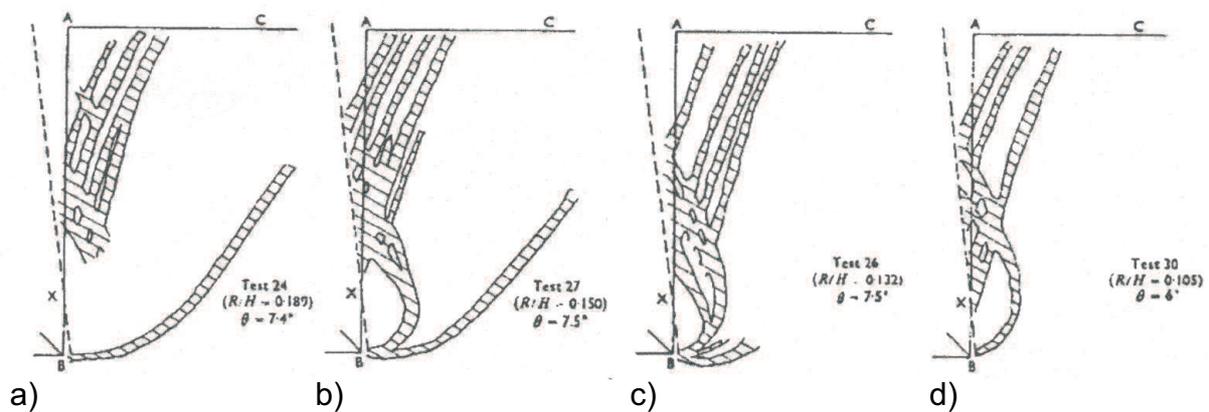


Abb. 6.7: Beobachtete Bruchflächen bei unterschiedlichen Drehpunktlagen (Abb. aus [44]):
a) $r/H = 0,811$, b) $r/H = 0,850$, c) $r/H = 0,868$, d) $r/H = 0,895$

Vergleich zwischen Berechnungs- und Versuchsergebnissen

Der Vergleich zwischen Versuchen und Berechnungen muss vor dem Hintergrund der Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Druckniveau betrachtet werden. Für die Berechnungen wird eine 10 m hohe Wand angenommen, die Modellwand war jedoch nur 0,333 m hoch. In den Versuchen wurde ein mobilisierter Reibungswinkel von bis zu $\varphi = 49^\circ$ ermittelt, während dieser in den Berechnungen bei etwa 37° bis 40° liegt.

Sowohl in den Berechnungen als auch in den Versuchen können drei Verschiebungszonen beobachtet werden. Darin stimmen die Untersuchungen grundsätzlich überein. Allerdings liefern die Berechnungsauswertungen andere Grenzen für die Tiefenlage des Drehpunktes bei denen hohes bzw. tiefes Versagen auftritt. Dies liegt an den unterschiedlichen Reibungswinkeln in den Modellversuchen und Berechnungen. Die Berechnungsergebnisse zeigen (vgl. Abb. 6.5), dass bei dichter Lagerung und größerer Scherfestigkeit, die Drehpunktlage für hohes Versagen höher liegen kann, als bei lockerer Lagerung.

Die von MILLIGAN et. al. beobachteten Zonen 2 und 3 können in den Berechnungsergebnissen nicht differenziert werden. Sie werden daher im Bereich II zusammengefasst.

Zusammenfassung

Es können drei Bereiche unterschieden werden: Bereich I – aktive Zone, Bereich II – passive Zone mit vertikalen Verschiebungen nach oben und Bereich III – Außenbereich. Bei verschiedenen Drehpunktlagen sind die Bereiche unterschiedlich stark ausgeprägt. Danach werden zwei Mechanismen differenziert: hochliegendes Versagen mit Hebung der Oberfläche und tiefliegendes Versagen ohne Hebungen. Die Berechnungen und die Modellversuche zeigen: Je dichter die Lagerung ist, desto größer ist der Bereich II. Gleichzeitig gilt: Je tiefer der Drehpunkt liegt, desto kleiner ist der Bereich II.

6.5 Mobilisierung des Erdwiderstandes

Berechnungsergebnisse

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes ist abhängig von der Verdrehung. In den Berechnungen wird die Verdrehung schrittweise vorgegeben. Im Drehpunkt ergibt sich korrespondierend dazu ein Reaktionsmoment. Es setzt sich aus dem treibenden Anteil des aktiven Erddruckes und dem haltenden Anteil des Erdwiderstandes zusammen.

Die Berechnungen werden bei der Verdrehung ausgewertet, bei der das maximale Reaktionsmoment im Auflager erreicht war. Dies ist hier als Grenzzustand der Tragfähigkeit,

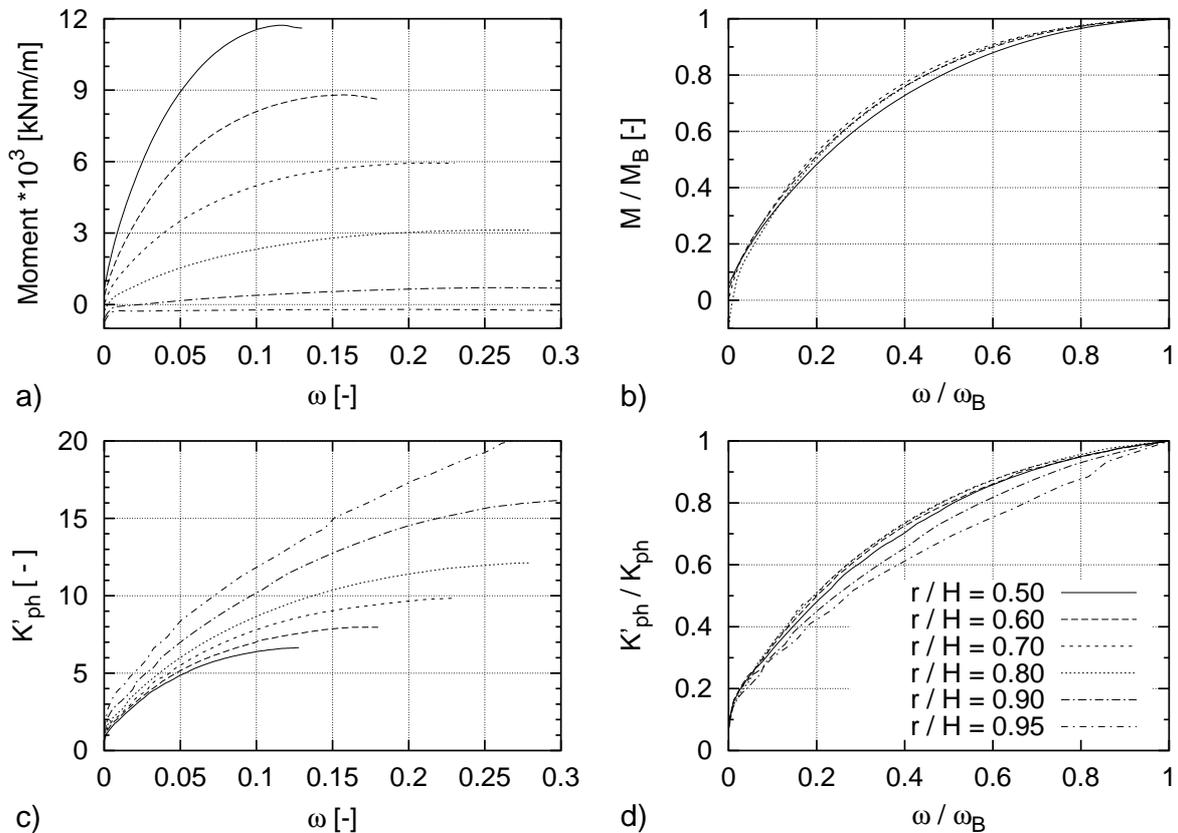


Abb. 6.8: Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei dichter Lagerung und $\lambda_R = 1,0$: a) Reaktionsmoment, b) Reaktionsmoment bezogen auf den Maximalwert, c) mobilisierter, normierter Erdwiderstand, d) mobilisierter Erdwiderstand bezogen auf den Erdwiderstand im Bruchzustand

kurz Bruchzustand definiert. Der Gebrauchszustand wird angenommen, wenn der halbe Erdwiderstand erreicht ist.

In Abb. 6.8 ist für eine Berechnungsserie mit verschiedenen Drehpunktlagen die Mobilisierung des Reaktionsmomentes und des bezogenen Erdwiderstandes über die Verdrehung aufgetragen. Der Boden ist anfangs dicht gelagert und der Reibungsparameter beträgt $\lambda_R = 1,0$. Mit anderen Lagerungsdichten und Reibungsparametern erhält man qualitativ gleiche Ergebnisse (Anhang B). In den Bildern a) und c) sind die Absolutwerte angegeben. Die Größe des Reaktionsmomentes und die zugehörige Verdrehung sind von der Drehpunktlage abhängig. Dem Betrag nach negative Momente ergeben sich bei der Drehpunktlage $r/H = 0,95$, da der treibende Anteil aus Erddruck größer ist als der des Erdwiderstandes. Unabhängig davon gilt: Je tiefer der Drehpunkt liegt, desto kleiner ist das Moment. Der bezogene Erdwiderstand hingegen wird für tiefer liegende Drehpunkte größer. Dies liegt daran, dass in der Ermittlung von K'_{ph} mit Gl. 6.1 die Höhe des

rückdrehenden Teils der Wand als Bezugsgröße im Nenner steht.

Der Erdwiderstand nähert sich asymptotisch seinem Grenzwert. Das Reaktionsmoment hingegen erreicht bei allen Berechnungen einen Größtwert. Dies ist auch bei anfangs lockerer Lagerung der Fall. Der Grund liegt darin, dass der Hebelarm des Widerstandes zum Drehpunkt mit zunehmender Verdrehung kleiner wird (vgl. Abschnitt 6.7).

In den Bildern 6.8b und 6.8d sind die normierten Mobilisierungskurven von Reaktionsmoment und Erdwiderstand angegeben. Der Bezugswert der Verdrehung ω_B ist die Verdrehung bei maximalem Moment. Das Moment ist mit dem größten Reaktionsmoment normiert und der mobilisierte Erdwiderstand ist auf den Erdwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit bezogen. In dieser Darstellung ergibt sich eine einzige Mobilisierungsfunktion für das Reaktionsmoment für alle untersuchten Drehpunktlagen. Auch die Mobilisierung des Erdwiderstandes ist nahezu unabhängig von der Drehpunktlage.

Ein Grund dafür ist die nahezu lineare Abhängigkeit zwischen der Drehpunktlage und der erforderlichen Verdrehung bis zum Bruchzustand und bis zum Gebrauchszustand. Abb. 6.9 zeigt die erforderlichen Verdrehungen.

Der Reibungsparameter λ_R hat keinen besonderen Einfluss auf die Mobilisierung des Erdwiderstandes (Abb. 6.9). Für die Verdrehung bis zum Erreichen des Gebrauchszustandes betragen die Abweichungen bei gleicher Drehpunktlage und unterschiedlichen Reibungsparametern höchstens 2 %. Der Parameter λ_R hat auch kaum Auswirkungen auf die er-

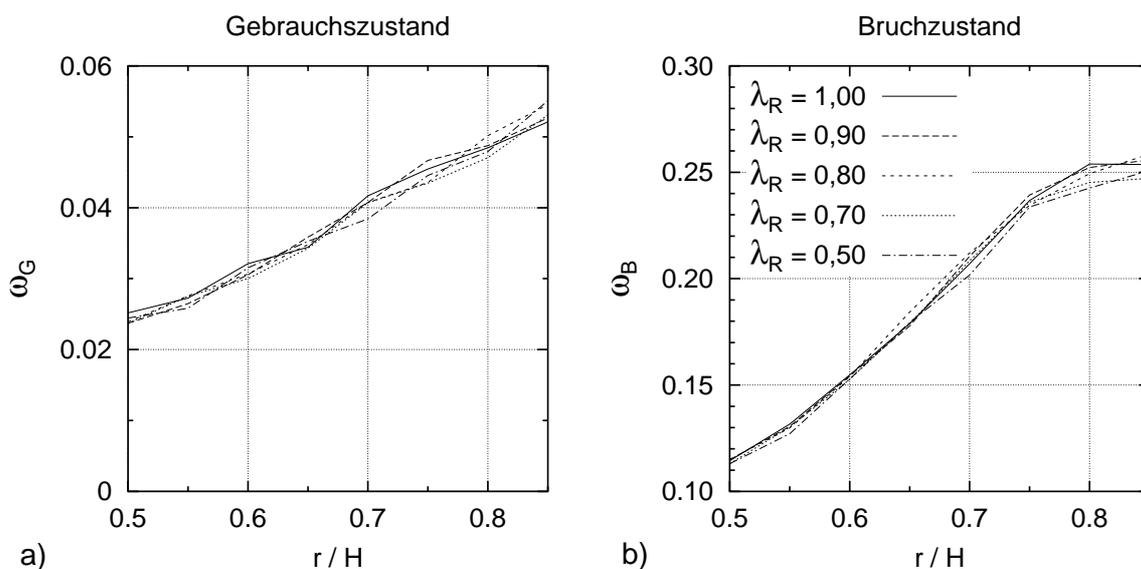


Abb. 6.9: Erforderliche Verdrehung bis zum Erreichen des Gebrauchszustandes bzw. Bruchzustandes bei anfangs dichter Lagerung und verschiedenen Reibungsparametern

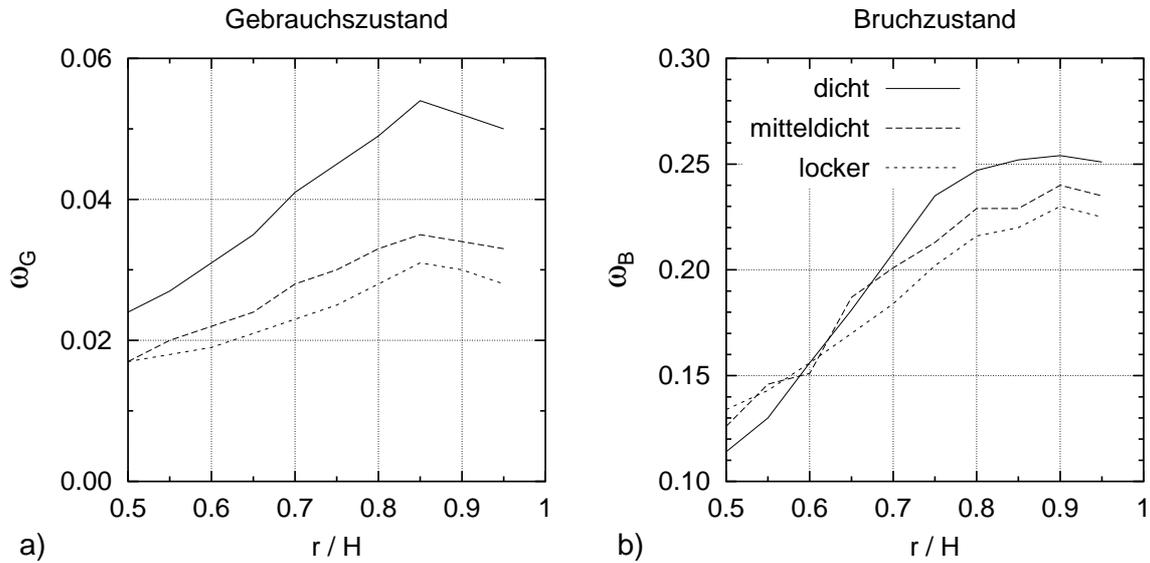


Abb. 6.10: Erforderliche Verdrehung bis zum Erreichen des Gebrauchszustandes bzw. Bruchzustandes bei unterschiedlichen Lagerungsdichten

forderliche Verdrehung bis zum Bruchzustand. Nur bei tiefer Drehpunktlage $r/H > 0,75$ gibt es nennenswerte Differenzen. Bei der Berechnung mit $\lambda_R = 0,5$ ist bis zu diesem Zustand eine Verdrehung von 0,242 rad erforderlich. Bei $\lambda_R = 1,0$ beträgt die erforderliche Verdrehung 0,254 rad, also eine Differenz von 6 %.

In Abb. 6.10 sind die Berechnungsergebnisse für die erforderlichen Verdrehungen bis zum Gebrauchszustand bzw. bis zum Bruchzustand bei dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung dargestellt. Der Einfluss der möglichen Wandreibung ist auf die Mobilisierung gering. Daher sind in Abb. 6.10 gemittelte Werte aus den Berechnungen mit unterschiedlichen Reibungsparametern ausgewertet. Um den halben Erdwiderstand (Abb. 6.10a) zu wecken, ist bei dichter Lagerung eine größere Verdrehung erforderlich als bei lockerer Lagerung. Der größte Unterschied tritt bei der Drehpunktlage $r/H = 0,85$ auf. Bei dichter Lagerung wird 5,5% bezogene Verschiebung und bei lockere Lagerung 3,0%.

Im Bild 6.10b sind die erforderlichen Drehwinkel ω_B bis zum Bruchzustand für die unterschiedlichen Lagerungsdichten aufgetragen. Auch hier zeigt sich eine Abhängigkeit der Mobilisierung von der Drehpunktlage und der Lagerungsdichte. Je tiefer der Drehpunkt liegt, desto größer wird die erforderliche Verdrehung. Beispielsweise ist bei der Drehpunktlage $r/H = 0,50$ und dichter Lagerung eine bezogene Fußpunktverschiebung bzw. Verdrehung von $u/h \approx \omega_B = 11,0\%$ bis $13,5\%$ erforderlich, und bei tiefer Lage $r/H = 0,85$ wird eine Verschiebung von $u/h \approx \omega_B = 20,0\%$ bis $25,0\%$ zur Mobilisierung des Bruchzustandes benötigt.

Der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Mobilisierung des Bruchzustandes zeigt eine uneinheitliche Tendenz: Bei tiefer Drehpunktlage $r/H \geq 0,70$ sind bei dichter Lagerung größere Verdrehungen zum Erreichen des maximalen Momentes erforderlich als bei lockerer Lagerung. Bei höherer Drehpunktlage sind bei dichter Lagerung weniger Verdrehungen erforderlich.

Dies liegt an den unterschiedlichen Bruchmechanismen. Die Verschiebungsfelder in Abb. 6.5 zeigen bei zunehmender Lagerungsdichte eine Vergrößerung des Bereiches II mit Vertikalverschiebungen nach oben. Es bedarf einer größeren Verdrehung damit sich dieser Mechanismus gegenüber dem tiefen Versagen durchsetzt. Allerdings kann auch festgehalten werden, dass die Unterschiede bei der Verdrehung bis zum Bruch mit 26,5% bei dichter und 23,5% bei lockerer Lagerung gering sind. Es treten zwei Effekte mit gegenläufigen Auswirkungen auf die Mobilisierung auf:

1. Bei dichter Lagerung wird die maximale Scherfestigkeit des Bodens bei geringerer Scherung erreicht als bei lockerer Lagerung.
2. Bei größerer Scherfestigkeit im Boden treten längere Bruchfugen (Grenzlinie zwischen Bereich II und III) auf, die zur vollständigen Ausbildung größere Verschiebungen erfordern.

Zusammenfassung

Die Mobilisierung des Erdwiderstandes im Gebrauchs- und im Bruchzustand ist im wesentlichen abhängig von der Drehpunktlage. Je tiefer der Drehpunkt liegt, desto größere Verdrehungen sind erforderlich. Die Größe der möglichen Wandreibung hat keinen Einfluss auf die Mobilisierung. Auch der Einfluss der Lagerungsdichte kann als gering eingestuft werden. Die maximalen Differenzen zwischen den erforderlichen Verdrehungen bei dichter Lagerung und lockerer Lagerung sind mit 2,5% im Gebrauchszustand und 3,1% im Bruchzustand im Bezug auf baupraktische Anwendungen gering.

6.6 Wandreibung und Neigungswinkel des Erdwiderstandes

Berechnungsergebnisse

In den Berechnungen wird die mögliche Wandreibung über den Reibungsparameter λ_R gesteuert. Der Wert $\lambda_R = 1,0$ bedeutet starke Verzahnung und $\lambda_R = 0,3$ entspricht einer nahezu glatten Wand. Dabei ist die mobilisierte Wandreibung auch von der Relativver-

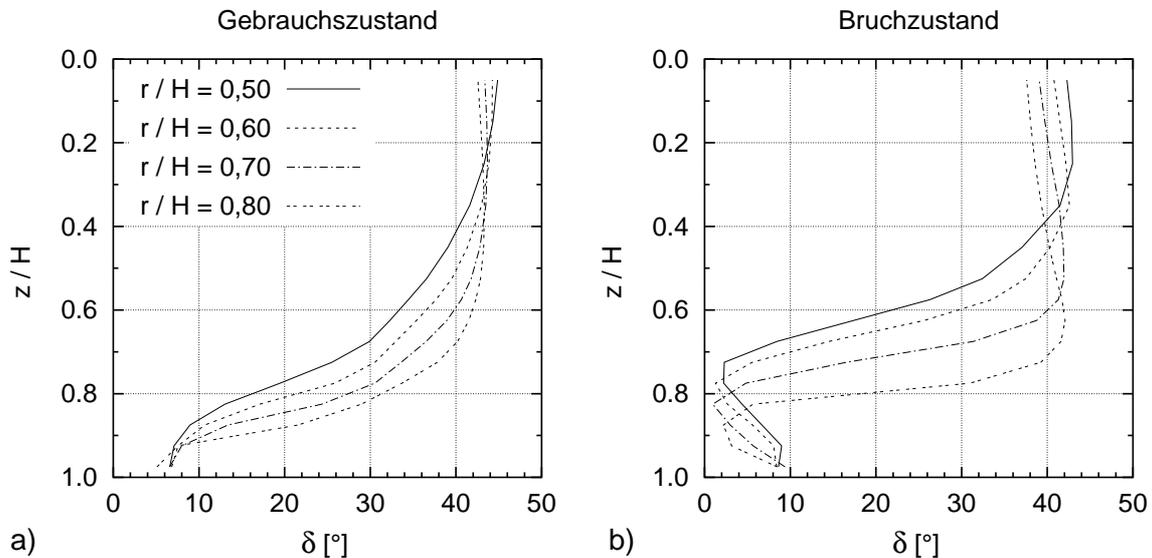


Abb. 6.11: Wandreibung entlang der Wand bei dichter Lagerung und $\lambda_R = 1,0$:

a) Gebrauchszustand, b) Bruchzustand

schiebung zwischen Wand und Boden abhängig. Die Wandreibung ist das lokale Verhältnis von Schubspannung zu Normalspannung. Mit Neigungswinkel wird das entsprechende Verhältnis der Erddruckresultierenden bezeichnet.

Die lokale Wandreibung entlang der Wand ist in Abb. 6.11 für die Berechnungen mit dichter Lagerung und $\lambda_R = 1,0$ dargestellt. Bild 6.11a zeigt den Gebrauchszustand und Bild 6.11b den Bruchzustand. Im oberen Bereich der Wand wirkt eine größere Wandreibung als im unteren Teil. Sowohl im Gebrauchszustand als auch im Bruchzustand nimmt die Wandreibung ungefähr auf Höhe des jeweiligen Drehpunktes stark ab. Die Abnahme der Wandreibung im oberen Drittel der Wand im Übergang vom Gebrauchszustand zum Bruchzustand folgt aus einer Entfestigung des Bodens mit zunehmender Scherung. Im Gebrauchszustand tritt die kleinste Wandreibung am Wandfuß auf. Im Bruchzustand liegt das Minimum in etwa in der Mitte zwischen Drehpunkt und Wandfuß. Der Grund dafür kann in den Verschiebungsfeldern gesehen werden. Der Boden vor dem rückdrehenden Teil der Wand wird nach oben gedrückt und kompensiert so die vorherrschende, nach unten gerichtete Relativverschiebung zwischen Wand und Boden.

Abb. 6.12 zeigt die Neigungswinkel δ_p im Gebrauchszustand in Abhängigkeit der Drehpunktlage bzw. des Reibungsparameters. Die Unterschiede zwischen den Ergebnissen bei einzelnen Drehpunktlagen liegen im Mittel bei etwa 2° . Diese Differenz ergibt sich auch aus den Ergebnissen mit unterschiedlichen Reibungsparametern. Näherungsweise ergeben sich damit konstante Neigungswinkel der Resultierenden des Erdwiderstandes für alle unter-

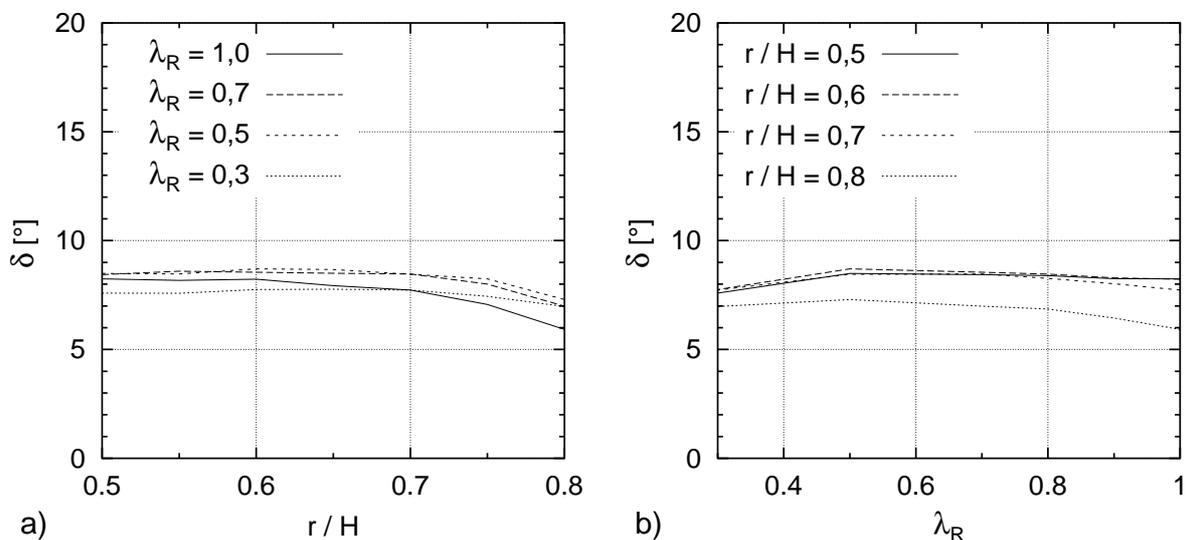


Abb. 6.12: Neigungswinkel der Resultierenden des Erdwiderstandes δ_p im Gebrauchszustand bei dichter Lagerung: a) in Abhängigkeit der Drehpunktlage, b) in Abhängigkeit des Reibungsparameters

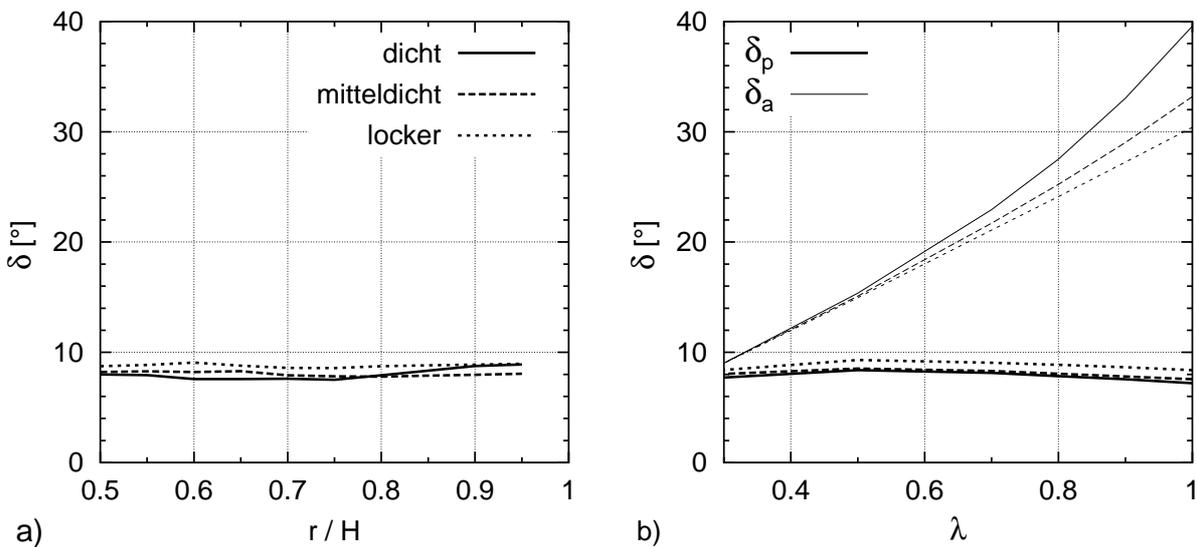


Abb. 6.13: Neigungswinkel der Erddruckresultierenden im Bruchzustand bei Reibungsparameter $\lambda_R = 1,0$, sowie dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung: a) Erdwiderstand δ_p über die Drehpunktlage, b) aktiver Erddruck δ_a und Erdwiderstand δ_p über den Reibungsparameter

suchten Drehpunktlagen und Reibungsparameter im Gebrauchszustand. Die Ergebnisse des Bruchzustandes sind in Abb. 6.13a gezeigt.

Die dargestellten Neigungswinkel der Resultierenden von aktivem Erddruck und Erdwiderstand sind Mittelwerte aus den Berechnungen mit verschiedenen Drehpunktlagen und gleichen Reibungsparametern λ_R . Die Darstellung zeigt, dass die Lagerungsdichte einen vernachlässigbaren Einfluss hat. Ebenso unbedeutende Auswirkung hat die Drehpunktlage auf die Neigung des Erdwiderstandes.

In Abb. 6.13b sind die Neigungswinkel von aktivem Erddruck und Erdwiderstand, jeweils für dichte, mitteldichte und lockere Lagerung über dem Reibungsparameter λ_R dargestellt. Die Werte werden aus den Berechnungsergebnissen mit gleichen Drehpunktlagen gemittelt. Der Reibungsparameter hat deutlichen Einfluss auf die Neigung des aktiven Erddruckes δ_a . Die Richtung des Erdwiderstandes ist allerdings unabhängig davon. Die Neigung δ_p ist nahezu für alle Werte λ_R konstant.

Ergebnisse von Modellversuchen

MILLIGAN et al. [44] führten Modellversuche durch. In diesen waren die Drehpunktlagen mit $r/H = 0,811$ bis $r/H = 0,895$ vorgegeben. Der Sandboden hatte anfangs eine dichte Lagerung. Die lokale Wandreibung stellte sich dabei folgendermaßen dar: nahe am Drehpunkt $1^\circ \dots 6^\circ$, in der Wandmitte $7^\circ \dots 17^\circ$ und am Wandfuß $-8^\circ \dots 4^\circ$. Daraus ergab sich eine mittlere Neigung der Resultierenden des Erdwiderstandes von etwa $0^\circ \dots 10^\circ$.

LAUMANS [39] hat in seinen Modellversuchen auch die Neigungswinkel des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes gemessen. Die freie Drehpunktlage der nicht gestützten Wand stellte sich bei $r/H = 0,77$ ein. Der Sand hatte eine mitteldichte Lagerung. Der Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes wirkte im Bruchzustand unter $\delta_p = 6,5^\circ$. Bei halber Bruchlast hatte der Erdwiderstand eine Neigung von etwa 1° .

Zusammenfassung

Die Neigungswinkel der Resultierenden des Erdwiderstandes sind weitgehend unabhängig von der möglichen Wandreibung und der Lagerungsdichte. Auch wenn die lokale Wandreibung einen Einfluss der Drehpunktlage zeigt, ist die mittlere Wandreibung davon unabhängig. Die Neigungswinkel betragen im Gebrauchszustand etwa $\delta_p = 7,5^\circ$. Im Grenz- zustand der Tragfähigkeit ergibt sich eine etwas größere Neigung von $9,0^\circ$.

Die Ergebnisse der Modellversuche von MILLIGAN et al. und von LAUMANS bestätigen die für den Bruchzustand ermittelten Neigungswinkel.

6.7 Lage der Resultierenden des Erdwiderstandes

Berechnungsergebnisse

In Abb. 6.15 sind die Lagen der Lastangriffspunkte der Erddruckresultierenden unterhalb des Drehpunktes aufgetragen. Die Länge x_p gibt dabei die Lage über dem Wandfuß an und ist bezogen auf die Wandhöhe h unterhalb des Drehpunktes. Es werden die gemittelten Ergebnisse für verschiedene Reibungsparameter λ_R ausgewertet, da wie zuvor gezeigt, die Wandreibung keinen besonderen Einfluss hat.

Abb. 6.14 zeigt für drei verschiedene Drehpunktlagen die berechneten Spannungsverteilungen unterhalb des Drehpunktes. Zum einen sind die Verteilungen im Gebrauchszustand bei halben Bruchmoment und zum anderen im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt. Bei zunehmenden Verdrehungen treten die größten Verschiebungen am Wandfuß auf. Dort wird der Widerstand zuerst mobilisiert. Daher stellen sich konvexe Spannungsverteilungen ein.

Die Tiefenlagen der Resultierenden sind für den Gebrauchszustand für die untersuchten Lagerungsdichten in Abb. 6.15a gezeigt. Die Lastresultierenden bei anfangs dichter Lagerung liegen tiefer als die bei lockerer Lagerung. Die Tiefenlagen sind bis zu etwa $r/H = 0,70$ unabhängig von der Tiefe des Drehpunktes.

Die Berechnungsergebnisse im Bruchzustand sind in der Darstellung 6.15b angegeben.

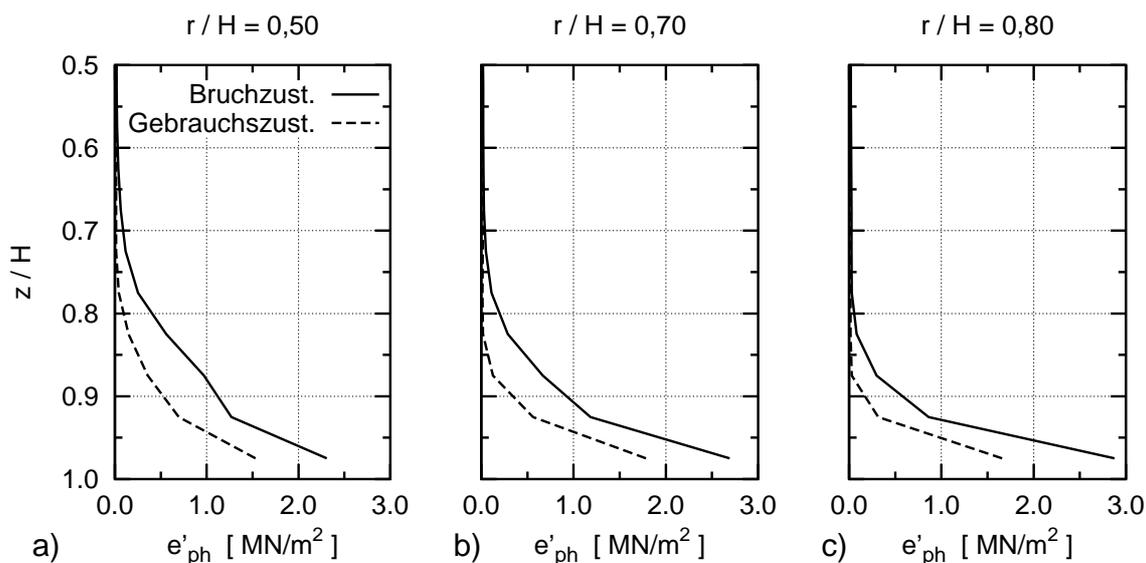


Abb. 6.14: Spannungsverteilung bei anfangs dichter Lagerung: a) Drehpunktlage $r/H = 0,50$, b) Drehpunktlage $r/H = 0,70$, c) Drehpunktlage $r/H = 0,80$,

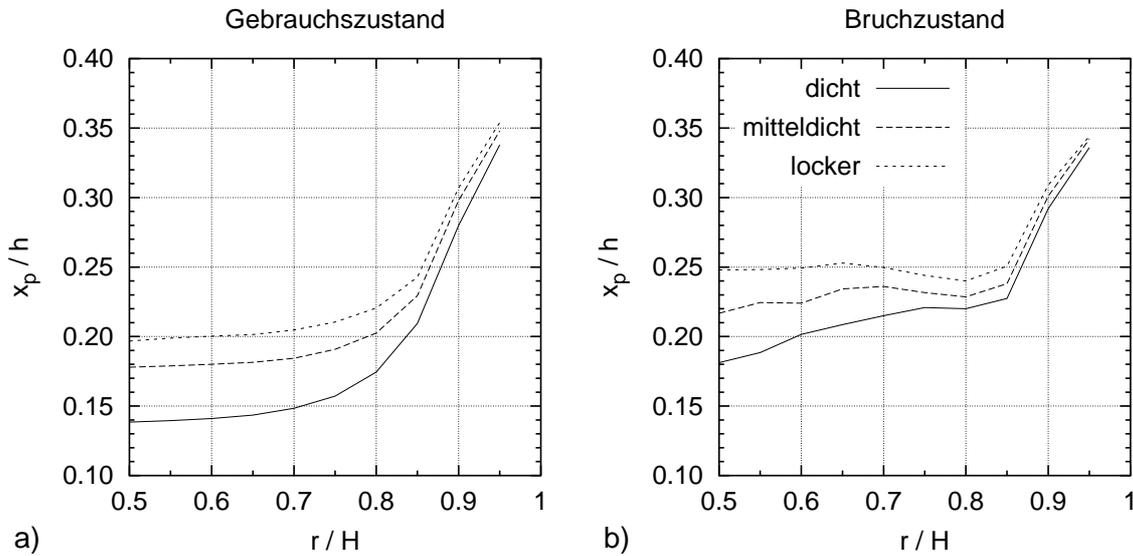


Abb. 6.15: Lage von E_{ph} über dem Wandfuß im Gebrauchszustand und im Bruchzustand

Für alle drei untersuchten Lagerungsdichten ergibt sich ein nahezu bilinearer Verlauf. Für Drehpunktlagen zwischen 0,5 und etwa 0,85 ist die Tiefenlage von E_{ph} fast konstant. Mit zunehmender Tiefenlage des Drehpunktes stellt sich eine dreieckige Verteilung ein. Im Vergleich zum Gebrauchszustand liegen die Resultierenden des Erdwiderstandes höher, also näher am Drehpunkt.

Ergebnisse von Modellversuchen

In den Modellversuchen, die von MILLIGAN et al. [44] durchgeführt wurden, lag x_p/h im Bruchzustand zwischen 0,23 und 0,27. Die Drehpunktlagen waren mit $r/H = 0,811$ bis $r/H = 0,895$ vorgegeben. Der Sandboden hatte anfangs eine dichte Lagerung. LAUMANS [39] ermittelte bei seinen Versuchen $x_p/h \approx 0,30$. Die freie Drehpunktlage stellte sich bei $r/H = 0,77$ ein. Der Sand hatte eine mitteldichte Lagerung.

Zusammenfassung

Sowohl die Modellversuche als auch die Berechnungen zeigen eine konvexe Spannungsverteilung des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes. Daher kann für analytische Berechnungen mit freier Drehpunktlage bis etwa $r/H = 0,80$ der Lastangriffspunkt des Erdwiderstandes bei $x_p/h = 1/3$ angenommen werden. Bei Berechnungen mit erzwungenem Drehpunkt $r/H > 0,80$ ist eine Annahme von $x_p/h = 1/4$ gerechtfertigt.

6.8 Erdwiderstandsbeiwerte

Berechnungsergebnisse

In Abb. 6.16 sind die K_{ph} -Werte über die Drehpunktlagen r/H aufgetragen. Dargestellt sind die Mittelwerte aus Berechnungen mit unterschiedlichen Reibungsparametern. Die mögliche Wandreibung hat, wie in Abschn. 6.6 dargelegt, in den hier untersuchten Fällen keinen besonderen Einfluss auf den Erdwiderstand. Die Werte sind nur von der Ausgangslagerungsdichte und der Drehpunktlage abhängig. Tab. 6.1 gibt die Zahlenwerte der Erdwiderstandsbeiwerte an.

Die Erdwiderstandsbeiwerte können auch mit einer Gleichung dargestellt werden. Diese ist in Gl. 6.2 angegeben. Die Einflüsse der Drehpunktlage und der Lagerungsdichte werden mit zwei neuen Faktoren f_h und f_D berücksichtigt.

$$K_{ph} = f_h \cdot f_D \cdot K_{ph}^* \quad (6.2)$$

Den Grundwert $K_{ph}^* = 17,239$ erhält man aus dem Mittelwert der K_{ph} -Werte bei dichter Lagerung, geteilt durch den Faktor f_h . Der Grundwert ist für alle Lagerungsdichten und Drehpunktlagen konstant.

Die Drehpunktlage wird mit dem Faktor f_h berücksichtigt. Er ist gleich der auf die Wandlänge bezogenen Drehpunktlage r/H , erhöht mit einem Exponenten $\nu \geq 1,2$, der

Tab. 6.1: Erdwiderstandsbeiwerte aus FE-Berechnung

Drehpunktlage r/H	Lagerungsdichte		
	dicht K_{ph}	mitteldicht K_{ph}	locker K_{ph}
0,50	6,570	5,647	5,072
0,55	7,140	6,128	5,405
0,60	7,910	6,562	5,778
0,65	8,737	7,227	6,252
0,70	9,715	7,863	6,725
0,75	10,828	8,533	7,288
0,80	11,898	9,373	7,967
0,85	13,330	10,607	9,062
0,90	15,602	12,724	10,621
0,95	16,152	13,535	11,565

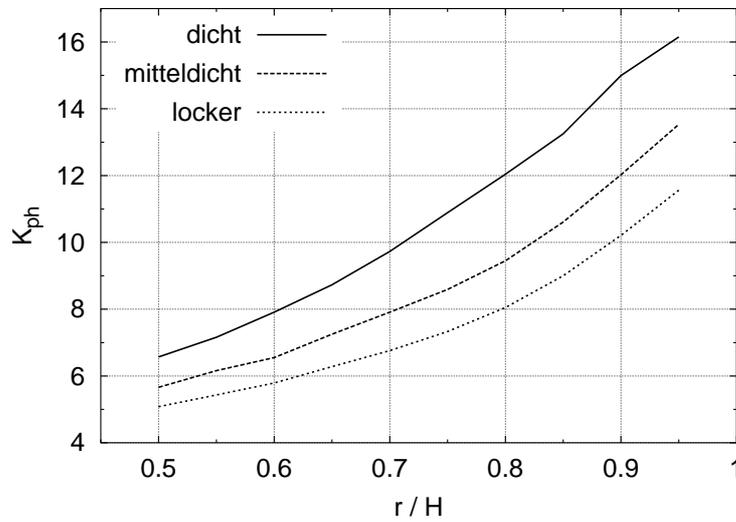


Abb. 6.16: Erdwiderstandsbeiwerte über Drehpunktlage

wiederum von der Lagerungsdichte D abhängt. Der Faktor wird aus den Berechnungsergebnissen ermittelt. Teilt man die Erddruckbeiwerte durch diesen Faktor, erhält man in guter Näherung konstante Beziehungen für jede Lagerungsdichte. f_h kann nach Gl. 6.3 bestimmt werden. Die Bestimmungsgleichung des Exponenten ist so angepasst, dass die Berechnungswerte gut abgebildet werden. Dies ist in Abb. 6.17, rechts zu sehen.

$$f_h = r/H^\nu; \quad \nu = D/3 + 1,2 \tag{6.3}$$

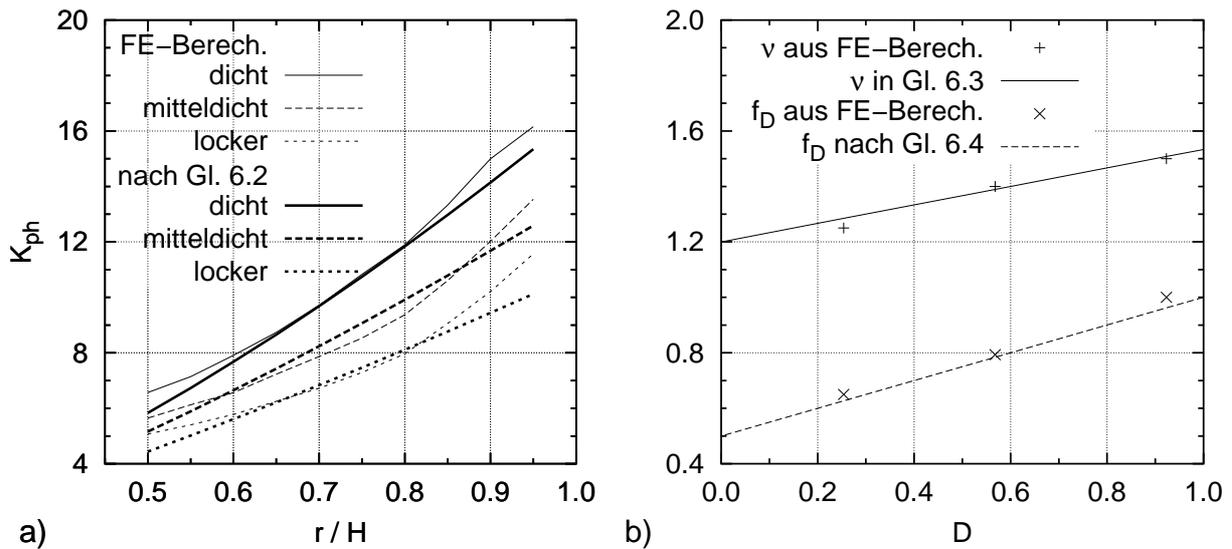


Abb. 6.17: Vergleich von numerisch ermittelten Werte mit Ergebnissen aus Gl. 6.2: a) Erdwiderstandsbeiwerte aus Tab. 6.1 und nach Gl. 6.2, b) Faktor f_D aus Gl. 6.4 und Exponent in Gl. 6.3 über Lagerungsdichte

Der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Erdwiderstandsbeiwerte lässt sich mit dem Faktor f_D erfassen. Der Faktor wird aus den Berechnungsergebnissen der FE-Analyse abgeleitet. Dafür werden die K_{ph} -Werte für mitteldichte und lockere Lagerung auf die Werte bei dichter Lagerung bezogen. Als Ausgleichsgerade ergibt sich für f_D die Beziehung in Gl. 6.4. In Abb. 6.17b ist dies dargestellt.

$$f_D = 0,5 \cdot D + 0,5 \quad (6.4)$$

Von einem Grundwert ausgehend, können mit Gl. 6.2 alle Berechnungsergebnisse mit einer Abweichung von 5% im Mittel reproduziert werden. Abb. 6.17a zeigt die Erdwiderstandsbeiwerte der FE-Berechnungen und die Approximation mit Gl. 6.2.

Ergebnisse von Modellversuchen

Aus den gemessenen Spannungen der Versuche von MILLIGAN et al. [44] können Erdwiderstandsbeiwerte abgeleitet werden. Dafür wird analog zu den Berechnungen vorgegangen. In Tabelle 6.2 sind ausgewählte Erdwiderstandsbeiwerte der Berechnungen bei anfangs dichter Lagerung aus Tab. 6.1 Versuchsergebnissen gegenüber gestellt.

Tab. 6.2: Erdwiderstandsbeiwerte aus Berechnung und Modellversuch [44]

Drehpunktlage r/H	FE-Berechnung Wandhöhe 10,0 m	Versuch Wandhöhe 33 cm	FE Simulation Versuch
0,80	11,898	21,207	20,067
0,85	13,330	22,978	24,275

Im Vergleich der Werte sind die Berechnungsergebnisse deutlich kleiner. Zur Überprüfung der Eignung der numerischen Berechnung werden zwei der Versuche mit dem zuvor dargestellten Berechnungsmodell simuliert, wobei die Größenverhältnisse und die Materialeigenschaften an die Modellversuche angepasst werden. Die Stoffparameter für den Versuchssand werden nach HERLE [22] gewählt. In der vierten Spalte sind die dazugehörigen Berechnungsergebnisse angegeben. Die so ermittelten Erdwiderstandsbeiwerte stimmen, bei einer Abweichung von etwa 5 %, gut mit den Versuchsergebnisse überein. Dies lässt den Schluss zu, dass die Unterschiede zwischen Berechnungen und Versuchen im wesentlichen auf Maßstabeffekte zurückzuführen sind.

6.9 Verteilung des Erdwiderstandes

Für praktische Berechnungen wird häufig die Verteilung des Erdwiderstandes benötigt. Dazu wird eine kubische Verteilung, wie sie in Abb. 6.18 gezeigt ist, angenommen. In allgemeiner Form ist die Verteilung:

$$e'_{phu}(z) = a_1 \cdot z^3 + a_2 \cdot z^2 + a_3 \cdot z + a_4 \quad (6.5)$$

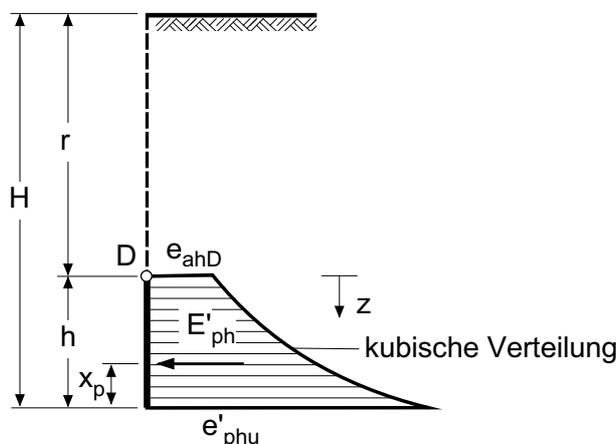


Abb. 6.18: Verteilung des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes

Für die Bestimmung der Parameter $a_1 \dots a_4$ werden folgende Annahmen getroffen:

1. Auf Höhe des Drehpunktes wirkt der aktive Erddruck.
2. Der Übergang von aktivem Erddruck zu Erdwiderstand ist stetig.
3. Der Schwerpunkt der Verteilung liegt bei x_p/h über dem Wandfuß.
4. Die Fläche unter der Verteilung beträgt E'_{ph} .

Damit ergeben sich:

$$a_1 = \frac{20}{h^4} \left(1 - 4 \frac{x_p}{h}\right) E'_{ph} + \frac{10 \gamma K_{ah}}{3 h^3} \left(6 \frac{r}{h} + 1\right) \quad (6.6)$$

$$a_2 = \frac{10}{h^3} \left(5 \frac{x_p}{h} - 1\right) E'_{ph} - \frac{2 \gamma K_{ah}}{h} \left(9 \frac{r}{h} + 2\right) \quad (6.7)$$

$$a_3 = K_{ah} \cdot \gamma \quad (6.8)$$

$$a_4 = e_{ahD} = r \cdot K_{ah} \cdot \gamma \quad (6.9)$$

Am Wandfuß beträgt die Spannung damit:

$$e'_{phu} = \frac{4 E'_{ph}}{h} \left(2 - 5 \frac{x_p}{h}\right) + K_{ah} \cdot \gamma \left(2r + \frac{h}{2}\right) \quad (6.10)$$

Abb. 6.19 zeigt die Spannungsverteilungen im Gebrauchszustand und im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus den Berechnungsergebnisse der FE-Analyse und nach Gl. 6.5. Für die drei ausgewerteten Drehpunktlagen wird für die Berechnung der Spannungsverteilung nach Gl. 6.5, der Erdwiderstand mit Gl. 6.1 und dem Erdwiderstandsbeiwert nach Tab. 6.1 ermittelt. Für den Gebrauchszustand wird der halbe Erdwiderstand angesetzt. Der Lastangriffspunkt x_p wird aus Abb. 6.15 bestimmt. Weiterhin werden angesetzt: dichte Lagerung, Bodenwichte $\gamma = 17,1 \text{ kN/m}^3$, Erddruckbeiwert $K_{ah} = 0,162$.

Der Vergleich der Ergebnisse in Abb. 6.19 zeigt, dass der kubische Ansatz für die Verteilung eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen liefert.

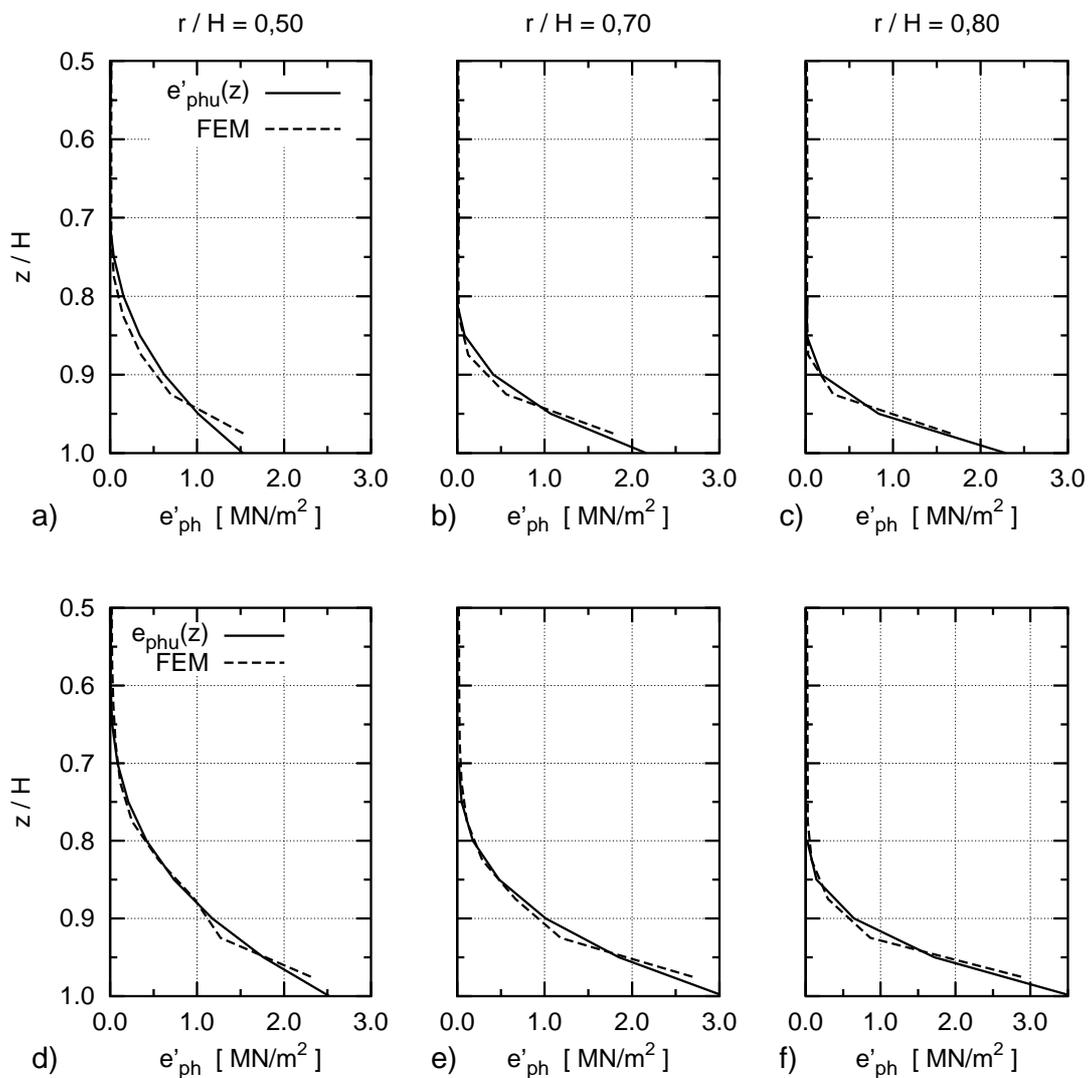


Abb. 6.19: Verteilung des Erdwiderstandes aus FE-Berechnungen bei dichter Lagerung und nach Gl. 6.5: a) – c) Gebrauchszustand, d) – f) Bruchzustand

6.10 Vergleich mit Ansätzen anderer Autoren und DIN 4085

RAUH [53] führte Modellversuche durch, in denen eine im Boden eingespannte Wand horizontal verschoben wurde. Dabei wurden die Verformungen im Boden und die Horizontalkraft am Wandkopf aufgenommen. Ausgehend von seinen Beobachtungen hat RAUH ein Bruchmodell auf Grundlage kinematischer Starrkörper für den Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes abgeleitet. Abb. 6.20 zeigt den Bruchmechanismus.

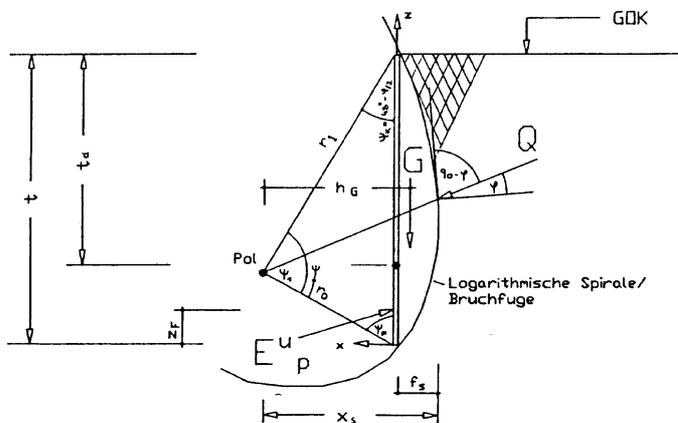


Abb. 6.20: Bruchmechanismus nach RAUH [53]

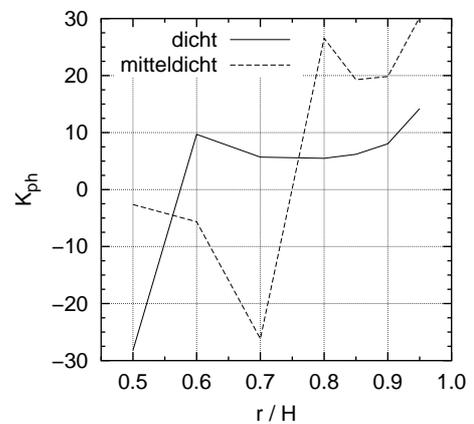


Abb. 6.21: Erdwiderstandsbeiwerte nach RAUH [53]

In das Bruchmodell gehen verschiedene geometrische Größen ein. Dies sind im Einzelnen mit den Bezeichnungen von RAUH in Abb. 6.20 und dieses Kapitels: die Wandlänge $t = H$, die Lage des Drehpunktes $t/t_d = r/H$ und die Tiefenlage des Erdwiderstandes $x_p/(t - t_d) = x_p/(H - r)$. Für den Vergleich RAUHs Ansatz wird mit den folgenden Annahmen ausgewertet: Wandlänge $H = 10,0$ m, Drehpunktlage $r/H = 0,50 \dots 0,95$, $x_p/(H - r) = 1/3$, Reibungswinkel des Bodens bei dichter Lagerung $\varphi = 42,1^\circ$ und mitteldichter Lagerung $\varphi = 35,9^\circ$. Der Neigungswinkel des Erdwiderstandes $\delta_p = 9^\circ$.

Die berechneten Erdwiderstände werden mit

$$K_{ph} = \frac{2 E_{ph}}{\gamma \cdot H \cdot (H - r)} \quad (6.11)$$

in eine dimensionslose Form gebracht. Die Ergebnisse sind in Abb. 6.21 angegeben. Die Erdwiderstandsbeiwerte weisen Unstetigkeiten auf. Daher wird dieser Ansatz nicht weiter in den Vergleich einbezogen.

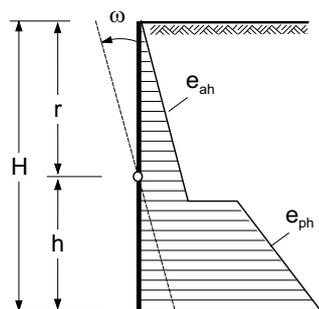


Abb. 6.22: Angenommen Erdspannungsverteilung nach BRINCH HANSEN et. al [10]

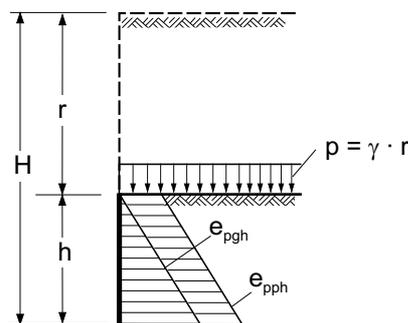


Abb. 6.23: Erdwiderstand mit Berücksichtigung der Auflast

Auf der Grundlage kombinierter Zonen- und Linienbrüche stellten BRINCH HANSEN et. al [10] Diagramme zur Ermittlung der Belastung von Wandsystemen auf. Darin sind als Parameter enthalten: Reibungswinkel des Bodens, Wand- und Geländeneigung. Für die Wandreibung wird zwischen rau und glatt unterschieden, wobei die zugehörigen Wandreibungswinkel nicht spezifiziert werden. Die Spannungsverteilung nach BRINCH HANSEN et. al ist in Abb. 6.22 dargestellt. Da der Spannungssprung zwischen aktivem Erddruck und Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes liegt, können die Erdwiderstandsbeiwerte nach BRINCH HANSEN et. al nicht direkt mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen verglichen werden. Daher werden die Spannungen aus Erddruck und Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes zu einer Resultierenden zusammengefasst und nach Gl. 6.12 normiert.

$$K_{ph} = \frac{2 \cdot E_{ph}}{\gamma \cdot H \cdot h} \quad (6.12)$$

Der Ansatz von BRINCH HANSEN et. al wird für folgende Annahmen ausgewertet: Wandhöhe $H = 10,0$ m, Drehpunktlage $r/H = 0,50 \dots 0,95$, Boden in mitteldichter Lagerung mit $\varphi = 35,9^\circ$. Der Erddruck wird mit $\delta_a = 2/3\varphi$ bestimmt. Das Ergebnis ist in Abb. 6.24 für den Fall der glatten sowie der rauhen Wand dargestellt.

Ebenfalls in Abb. 6.24 ist der Erdwiderstandsbeiwert nach STRECK/WEISSENBACH angegeben. Dazu ist noch ein weiterer Vergleichswert, bezeichnet mit „DIN 4085- K_{ph}^* “ dargestellt. Für dessen Ermittlung wird der Boden oberhalb des Drehpunktes als großflächige Geländeauflast betrachtet. Abb. 6.23 zeigt das Prinzip. Der Erdwiderstandsbeiwert wird dann mit Gl. 6.12 ermittelt. Für diese beiden Ansätze wird, wie auch bei den anderen, der Reibungswinkel mit $\varphi = 35,9^\circ$ und die Wandreibung mit $\delta_p = 9^\circ$ angenommen.

Der Vergleich in Abb. 6.24 zeigt: Alle ausgewerteten Ansätze ergeben geringere Erdwi-

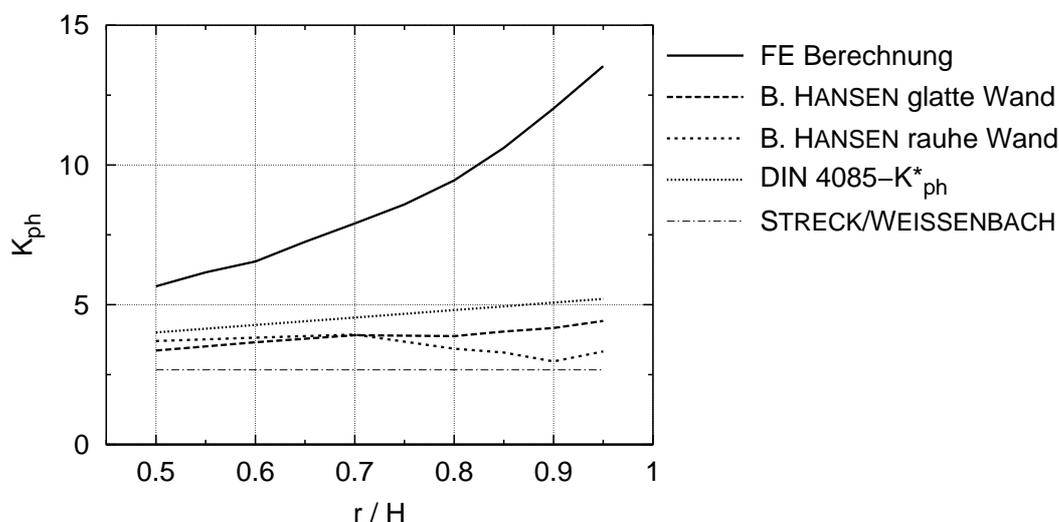


Abb. 6.24: Vergleich von Erdwiderstandsbeiwerten für mitteldichter Lagerung

derstandsbeiwerte als mit der FE-Methode ermittelt werden. Die Erdwiderstandsbeiwerte für Parallelbewegung der Wand sind höchstens halb so groß wie bei Rotation.

6.11 Zusammenfassung

Mit mehreren Serien von FE-Berechnungen wird der Erdwiderstand unterhalb von Drehpunkten auf der Wand untersucht. Dabei werden die Drehpunktlagen, die mögliche Wandreibung und die Lagerungsdichte des Bodens variiert. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

1. Die berechneten Verschiebungsfelder lassen darauf schließen, dass in Abhängigkeit der Drehpunktlage zwei unterschiedliche Bruchmechanismen auftreten.
2. Die Mobilisierung des Erdwiderstandes zeigt eine deutliche Abhängigkeit von der Drehpunktlage und eine geringe Abhängigkeit von der Lagerungsdichte. Dabei gilt: Je höher die Drehpunktlagen sind, desto geringer sind die erforderlichen Verdrehungen für die Mobilisierung. Die erforderlichen Verdrehungen bis zum Erreichen der halben Bruchlast betragen $1^\circ \dots 3^\circ$. Bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit treten Verdrehungen von $6^\circ \dots 14^\circ$ auf.
3. Die mögliche Wandreibung hat keinen Einfluss auf den Neigungswinkel der Resultierenden des Erdwiderstandes. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit betragen die Neigungswinkel etwa 9° , bei halber Bruchlast etwa $7,5^\circ$.

4. Der Lastangriffspunkt des Erdwiderstandes ist abhängig von der Lagerungsdichte und der Drehpunktlage. Im Bruchzustand liegen die Resultierenden etwa bei $2/3 \dots 3/4$ der Wandhöhe unterhalb des Drehpunktes. Bei halber Bruchlast sind die Lastangriffspunkte tiefer: $2/3 \dots 5/6$ der Wandhöhe unterhalb des Drehpunktes.
5. Die ermittelten Erdwiderstandsbeiwerte sind bei gleichen Berechnungsannahmen mindestens doppelt so groß wie Erdwiderstandsbeiwerte, die auf einer Parallelverschiebung der Wand basieren.

Kapitel 7

Einfluss der Wandbiegesteifigkeit auf das Tragverhalten

7.1 Einführung

Die Untersuchungen der vorangegangenen Abschnitte stellten das Tragverhalten starrer Wände dar. Erddruck und Erdwiderstand sind von den Verformungen abhängig und die Durchbiegungen einer Wand sind ein Teil davon. Die Biegung resultiert aus den Belastungen durch den Erddruck. Ein Wechselspiel zwischen Verformung und Belastung bestimmt die Schnittgrößen der Wand.

Um die wechselseitigen Einflüsse zu untersuchen, werden Simulationen des Aushubs mit verschiedenen Wandsteifigkeiten, die in Tab. 7.1 zusammengefasst sind, durchgeführt. Den Steifigkeiten sind Kürzel zugeordnet, die im Folgenden zur Unterscheidung verwendet werden. Eine Bemessung mit dem Standardverfahren nach BLUM führt bei einer Wandlänge von $H = 10,0$ m und einer freien Wandhöhe von $h/H = 0,669$ zu einem Profil Larsen 24 der Stahlgüte SpSt 37. In der Praxis können weichere Wände, wie beispielsweise ein Profil Larsen 20, bei Bauzuständen von gestützten Verbaukonstruktionen auftreten. Die Wandsteifigkeiten sind so gewählt worden, dass sie den baupraktischen Bereich für Verbaukonstruktionen abdecken. Die Biegesteifigkeit der „starr“en Wand wird so groß gewählt, dass die Krümmung der Wand in allen Aushubschritten weniger als 10^{-9} rad beträgt.

Die Wandbiegesteifigkeit muss im Verhältnis zur Bodensteifigkeit betrachtet werden. Bei nichtbindigen Böden ist die Steifigkeit besonders von der Lagerungsdichte und der Be-

verhalten von nicht gestützten Baugruben transparenter machen. Die Wandsteifigkeit muss im Verhältnis zu Wandlänge gesehen werden. Eine 1,0 m lange Wand mit der Biegesteifigkeit eines Spundwandprofils Larssen 20 verhält sich steifer als eine 10,0 m lange Wand mit der gleichen Steifigkeit. Bei zusätzlicher Betrachtung der Bodensteifigkeit werden die Abhängigkeiten wesentlich komplexer. Insgesamt können daher nur qualitative Aussagen über das Tragverhalten von biegsamen Wandsystemen gemacht werden.

In Abb. 7.1 sind die geometrischen Größen am Wandsystem skizziert, auf die in den folgenden Auswertungen Bezug genommen wird.

7.2 Wandverformungen

Abb. 7.2 zeigt die berechneten Wandverformungen bei dichter und lockerer Lagerung des Bodens. Ausgewertet sind die Differenzen der Verschiebungen der biegsamen Wände zu denen der starren Wand für jeweils drei freie Wandhöhen.

Zwischen den Verformungen der Wand M und der starren Wand sind nur geringe Unterschiede zu sehen. Bei den Wänden mit den Steifigkeiten B und W sind die Verschiebungen in einem Bereich der Einbindetiefe geringer als bei der starren Wand. Dies zeigt sich um so ausgeprägter, je geringer die Aushubtiefe ist. Mit zunehmendem Aushub wachsen die

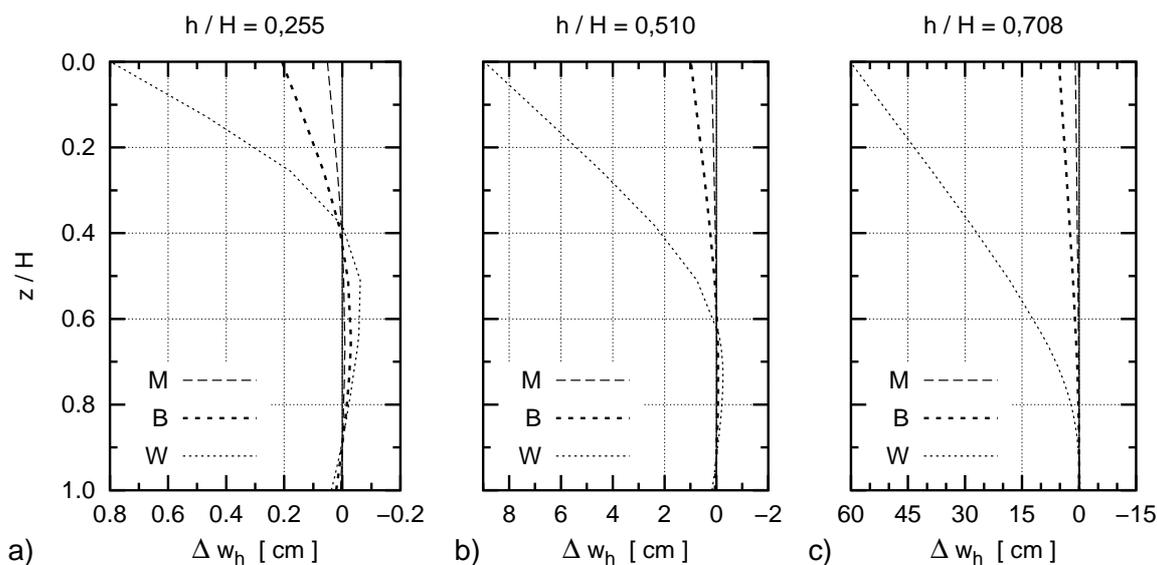


Abb. 7.2: Wandverformungen der biegsamen Wände als Differenzen zu den Verformungen der starren Wand bei dichter Lagerung

Belastungen im Einbindebereich auf der Baugrubenseite und die Steifigkeit des Bodens nimmt ab. Das Steifigkeitsverhältnis von Biegesteifigkeit zu Bodensteifigkeit ist damit größer als bei geringer Belastung des Bodens. Die Verschiebungen im Auflagerbereich der Wand sind also umso geringer, je kleiner die Steifigkeitsverhältnisse von Wand zu Boden sind.

7.3 Auswirkungen auf den aktiven Erddruck

In Abb. 7.3 ist die Mobilisierung des aktiven Erddruckes mit dem Aushub dargestellt. Der Erddruck wird aus den vorgelagerten Spannungen bis zum unteren Belastungsnullpunkt ermittelt und nach Gl. 7.1 normiert (vgl. Abb. 7.1a). Bild a) zeigt die Ergebnisse für anfangs dichte Lagerung und Bild b) für anfangs lockere Lagerung des Bodens. Zum Vergleich sind in beiden Abbildungen die Erddruckbeiwerte nach DIN 4085 für $\delta_a = 2/3 \varphi$ eingetragen. Der Reibungswinkel bei dichter Lagerung wird dafür mit $\varphi = 42,1^\circ$ und für lockere Lagerung mit $\varphi = 30,9^\circ$ angesetzt.

$$K'_{ah} = \frac{2 E'_{ah}}{\gamma \cdot (h + z_D)^2} \quad (7.1)$$

Unabhängig von der Lagerungsdichte nimmt der bezogene Erddruck mit größerem Aushub ab. Bei dichter Lagerung kommt es allerdings bei größeren Verformungen wieder zu einem Anstieg von K'_{ah} . Bei größeren Verschiebungen tritt im Boden eine Entfestigung mit einer

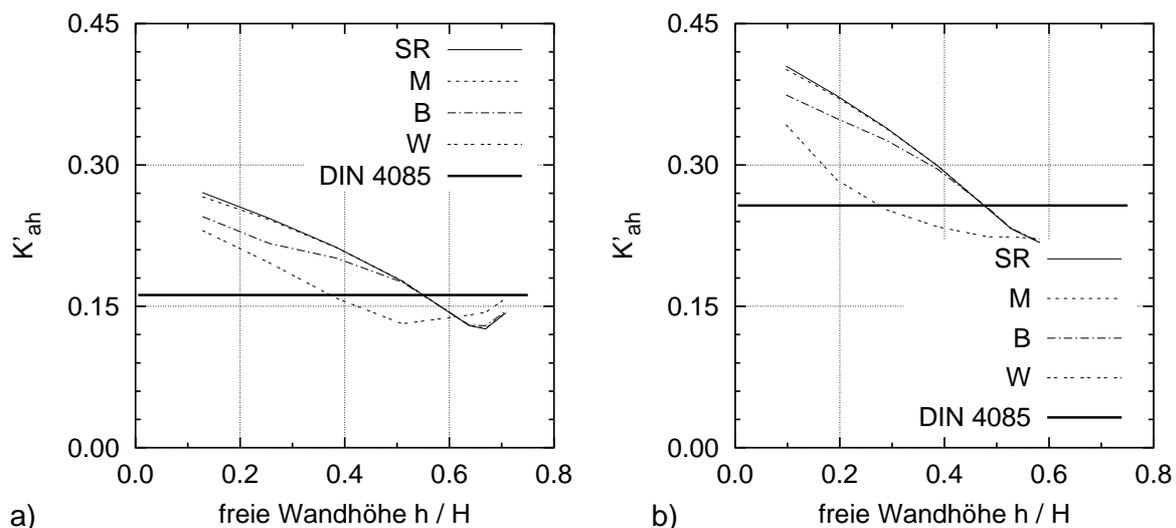


Abb. 7.3: Mobilisierung des aktiven Erddruckes mit dem Aushub: a) bei anfangs dichter Lagerung, b) bei anfangs lockerer Lagerung

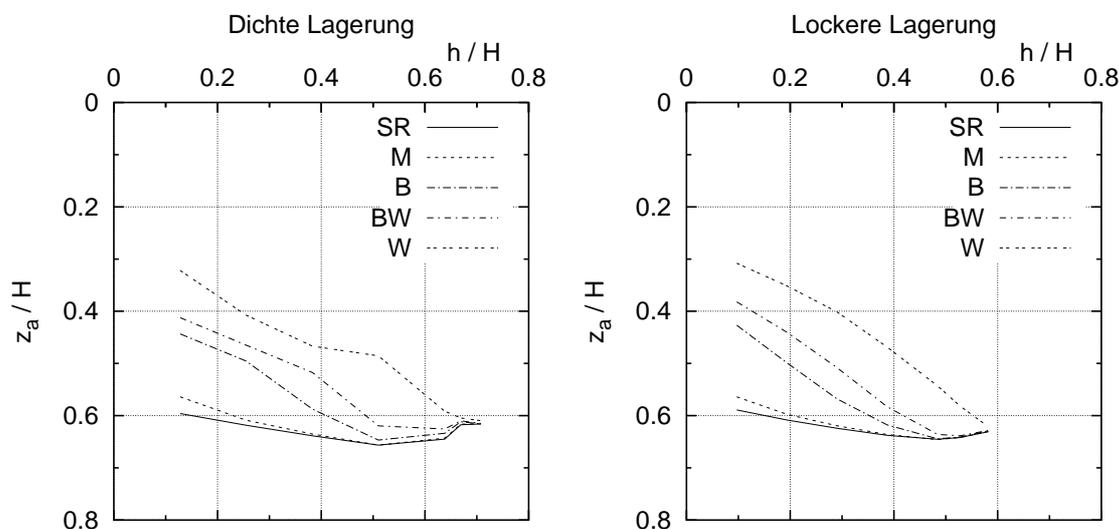


Abb. 7.4: Angriffspunkt des aktiven Erddruckes unter der Geländeoberkante, bezogen auf die Wandlänge

Abnahme des Reibungswinkels auf. Zusätzlich kommt es bei dichter Lagerung zu größeren Wandverschiebungen als bei lockerer Lagerung, da eine größere freie Wandhöhe erreicht werden kann. Bei dichter Lagerung ist die maximale freie Wandhöhe $h/H = 0,708$ und bei lockerer Lagerung ist $h/H = 0,582$.

In Abb. 7.4 ist die Tiefenlage der Erddruckresultierenden unter der Geländeoberkante angegeben. Je weicher die Wand, bzw. je kleiner das Steifigkeitsverhältnis von Wandsteifigkeit zu Bodensteifigkeit ist, desto höher liegt die Kraft.

7.4 Bodenreaktionen im Einbindebereich

Die Biegesteifigkeit der Wand hat nicht nur Auswirkungen auf den aktiven Erddruck. Auch die Bodenreaktionen werden stark beeinflusst. In Abb. 7.5 sind die resultierenden Spannungen unterhalb der Baugrubensohle für dichte und lockere Lagerung dargestellt. Dabei sind zwei qualitativ unterschiedliche Verteilungen zu trennen.

Als erstes ist bei den meisten Spannungsverläufen die Lage des unteren Belastungsnullpunktes nahezu gleich. Er liegt zwischen $0,87 \cdot H$ und $0,92 \cdot H$. Ober- und unterhalb dieses Punktes treten die Spannungen mit unterschiedlichem Vorzeichen auf, so dass zwischen Erdwiderstand vor und hinter der Wand unterschieden werden kann. Als zweites ergeben sich für die weiche und teilweise auch für die biegsame Wand mehrere Belas-

tungsnullpunkte. Der Übergang zwischen den beiden Verteilungsarten ist abhängig von der Wandsteifigkeit, der Lagerungsdichte und besonders von der Bodensteifigkeit.

Bei den weicheren Wänden sind die Bodenspannungen direkt unterhalb der Baugrubensohle größer als bei der starren Wand. Die Verschiebungen aus der Drehung der starren Wand werden in diesem Bereich mit den Biegeverformungen überlagert. Im letzten Aushubschritt treten bei weichen und starren Wänden die gleichen Bodenspannungen auf. Mit Erreichen des größten Erdwiderstandes geht die Bodensteifigkeit gegen Null. Das Steifigkeitsverhältnis zwischen Biegesteifigkeit der Wand und des Bodens geht gegen Unendlich.

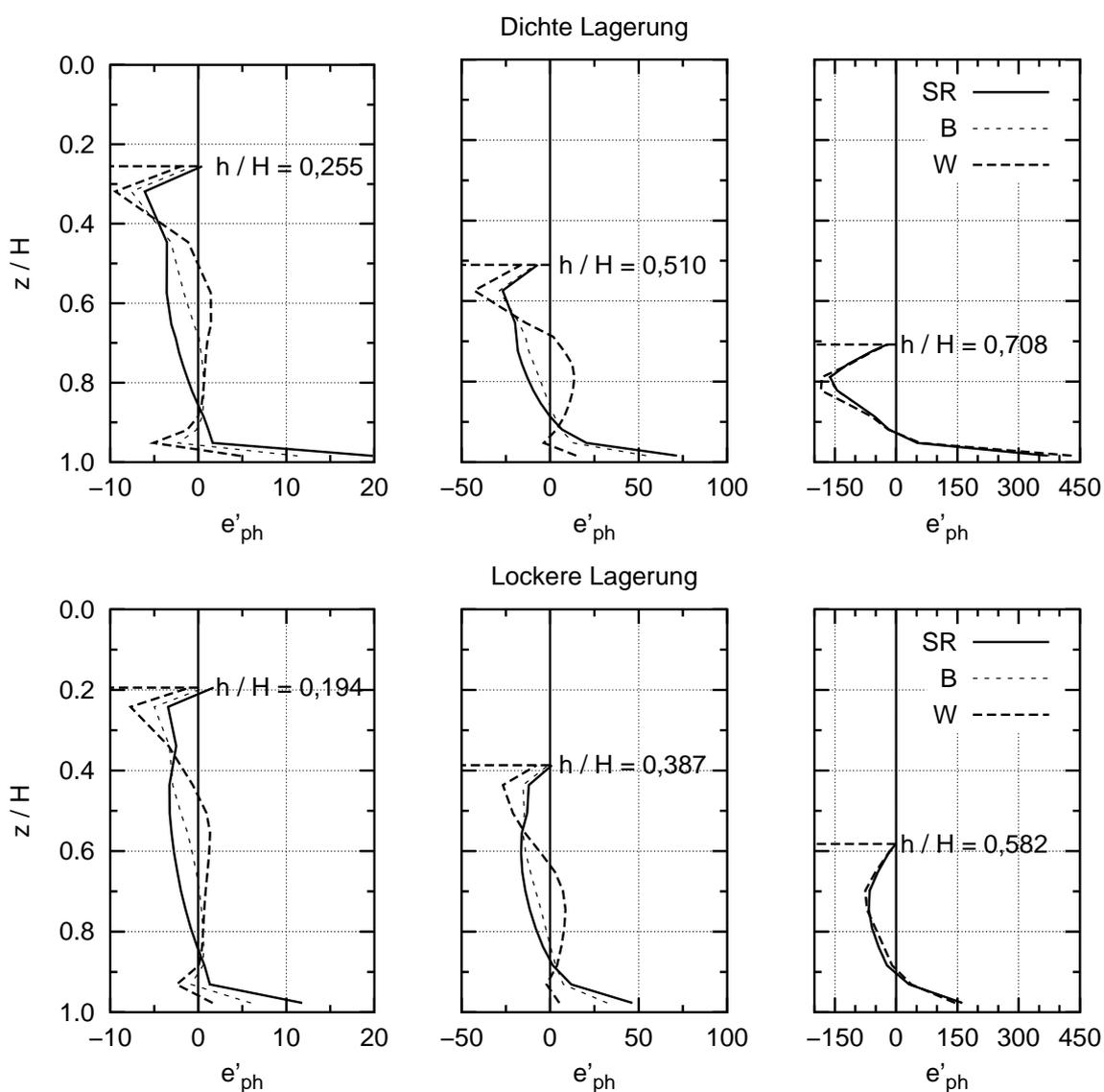


Abb. 7.5: Erddruckverteilungen im Einbindebereich in verschiedenen Aushubschritten für dichte und lockere Lagerung

Dann verhalten sich alle Wände unabhängig von ihrer Steifigkeit wie starre Wände.

Abb. 7.6 zeigt die Lage des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite und die Lage des unteren Belastungsnullpunktes unter der Baugrubensohle, jeweils bezogen auf die vorhandene Einbindetiefe. Bei der weichen Wand treten, wie bereits erwähnt, mehrere Belastungsnullpunkte auf. Es wird daher immer der zweite Punkt ausgewertet an dem die resultierenden Spannungen das Vorzeichen wechseln. Bei dichter Lagerung ist bei den Wänden mit den Steifigkeiten B, BW und W eine über mehrere Aushubschritte konstante Tiefenlage dieses

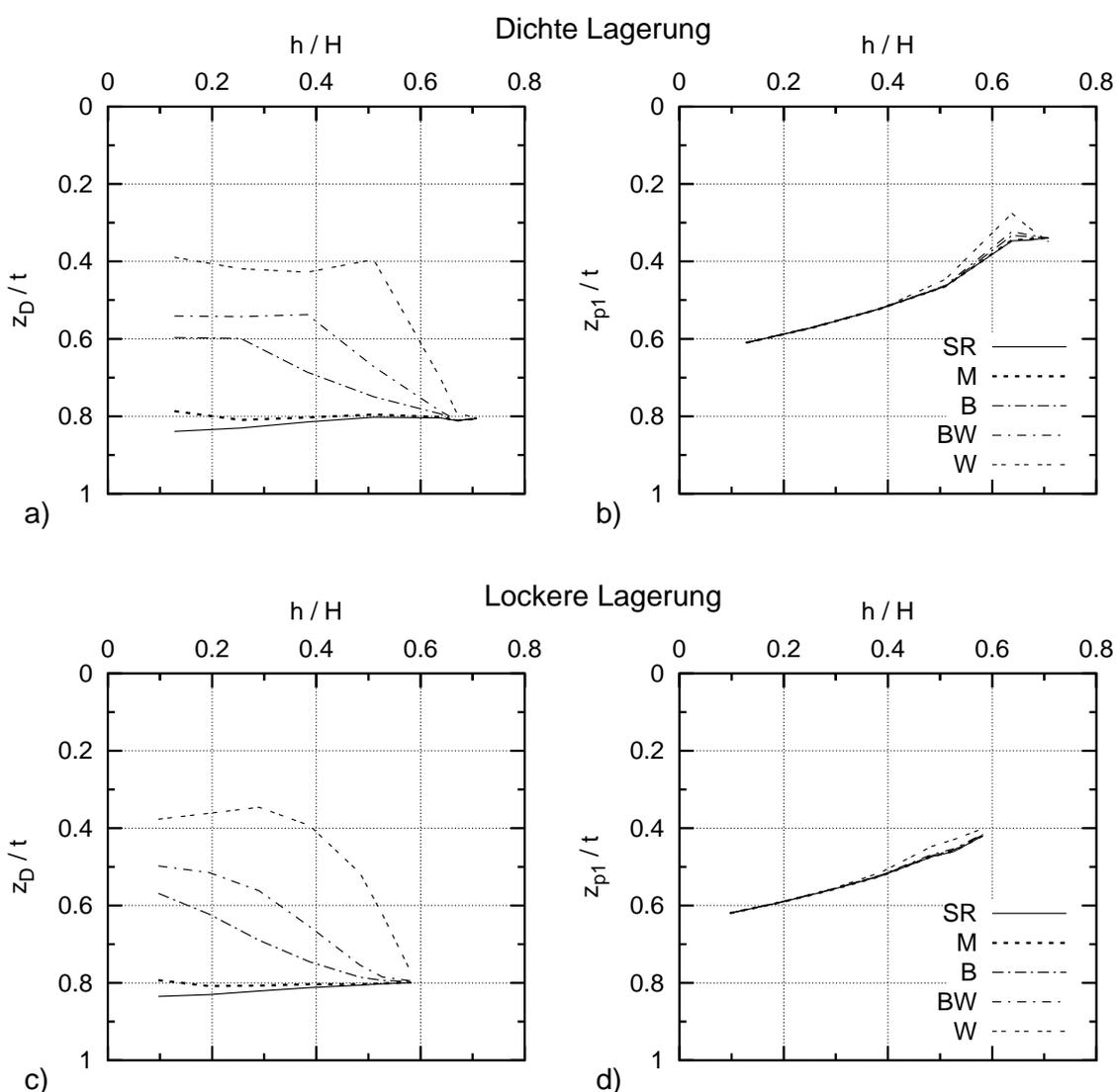


Abb. 7.6: Dichte Lagerung: a) Unterer Belastungsnullpunkt, b) Lage des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite. Lockere Lagerung: c) Unterer Belastungsnullpunkt, d) Lage des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite

Punktes zu sehen. Bei anfangs lockerer Lagerung ergibt sich dies nur für die Wand W. Hieran kann der Übergang von der gebetteten Wand zu einer Wand, die sich um einen tiefliegenden Punkt dreht, gesehen werden.

Es besteht eine Analogie zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfählen, so dass hier von einer „langen“ oder einer „kurzen“ Wand gesprochen werden kann. Die Abgrenzung erfolgt an einer auf die Einbindelänge und Wichte bezogenen Wandsteifigkeit.

Für die hier untersuchten Wandsysteme gilt: Ist

$$\frac{EI}{\gamma \cdot t^4} \geq 1,0 \quad (7.2)$$

kann von einer „kurzen“ Wand mit einer Drehung um einen tiefliegenden Punkt nahe am Wandfuß ausgegangen werden.

Die Ergebnisse der Modellversuche von KREMER [35] unterstreichen dies. Die von ihm verwendeten Wände hatten eine bezogenen Steifigkeit nach Gl. 7.2 von 0,07 bis 0,31. Er stellte fest, dass die resultierenden Spannungen an der Wand ab einer gewissen Tiefe zu Null angenommen werden können und dabei die größten Erdwiderstandsspannungen auf der Erdseite und nicht am Wandfuß auftreten. Dies sind Charakteristika, die auch bei den Berechnungen von „langen“ Wänden zu sehen sind.

Im rechten Bild von Abb. 7.6 ist die Tiefenlage der Resultierenden der Erddruckverteilung auf der Baugrubenseite vor der Wand angegeben. Dabei werden die vorgelagerten Spannungen von der Baugrubensohle bis zum Wandfuß ausgewertet. Es ist kein nennenswerter Einfluss der Biegesteifigkeit der Wand festzustellen.

7.5 Biegemomente der Wand

In Abb. 7.7 sind die maximalen Biegemomente in Abhängigkeit der Wandbiegesteifigkeit dargestellt. Zunächst ist zu sehen, dass sich, bei den hier untersuchten Wandsystemen, Wände mit einer Steifigkeit größer als $EI = 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$ wie starre Wände verhalten. Dazu ergeben sich bis zu einem Aushub von $h/H = 0,6$ bei dichter Lagerung und $h/H = 0,55$ bei lockerer Lagerung für die starre Wand größere Momente als bei den Wänden mit geringerer Steifigkeit. Bei tieferem Aushub sind die Biegemomente bei den weichen Wänden größer.

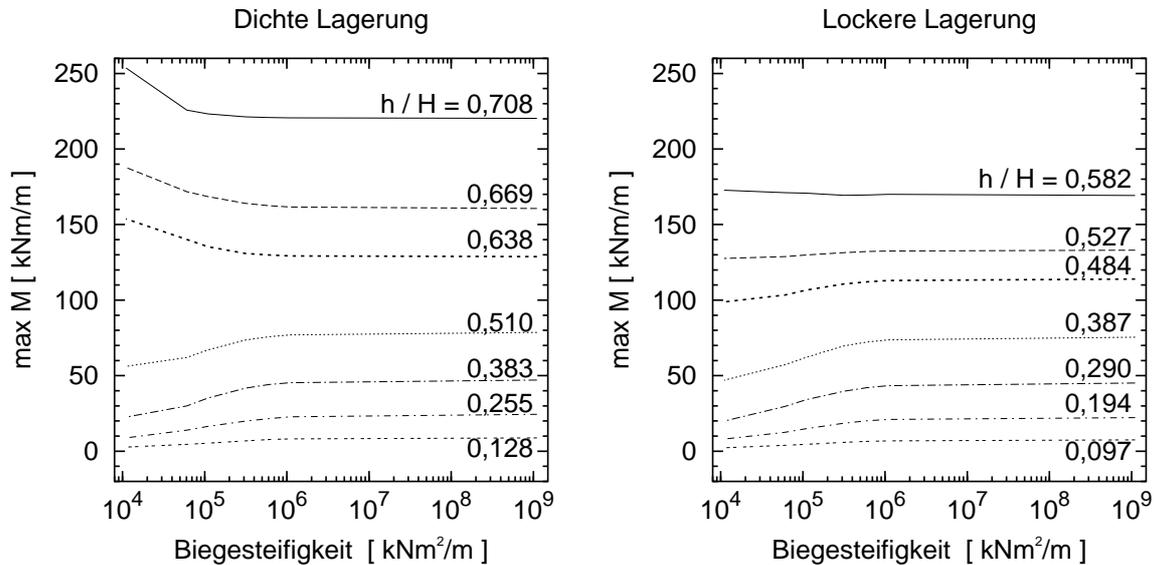


Abb. 7.7: Biegemomente in Abhängigkeit der Wandsteifigkeit

In analytischen Berechnungen ist das Biegemoment proportional zum Erddruckbeiwert. Außerdem wird in Abschnitt 7.3 der Einfluss der Biegesteifigkeit der Wand auf die Mobilisierung des aktiven Erddruckes deutlich. Daher wird in der dimensionslosen Darstellung der Biegemomente mit Gl. 7.3 der mobilisierte, normierte Erddruck berücksichtigt. Setzt man die dimensionslosen Momente m , die mit den verschiedenen Wandsteifigkeiten ermittelt worden sind, in Bezug zu m_{SR} der starren Wand erhält man das in Abb. 7.8 dargestellte Ergebnis.

$$m = \frac{\max M}{K'_{ah} \cdot \gamma \cdot H^3} \quad (7.3)$$

Mit Abb. 7.8 wird der Einfluss der Wandbiegesteifigkeit auf die Biegemomente deutlich. Je geringer die bezogene freie Wandhöhe ist, desto größer sind die Differenzen der Biegemomente nicht starrer Wände zum Biegemoment der starren Wand. Für den Aushub $h/H = 0,2$ beträgt z.B. das Moment der Wand W 40% von dem der starren Wand. Mit größer werdender freier Wandhöhe wird der Einfluss der Biegesteifigkeit auf die Biegemomente geringer. Allerdings treten bei der weichen Wand W zwischen $h/H = 0,62$ und $0,71$ größere Momente auf als bei der starren Wand. Dies hat aber aus baupraktischer Sicht keine besondere Relevanz, da solche Wände mit dieser Wandsteifigkeit und freier Wandhöhe auf Grund der Verformungen nicht ausgeführt werden.

Für alle Steifigkeiten ergeben sich nahezu lineare, von der freien Wandhöhe abhängige Werte für m/m_{SR} . Die Ergebnisse in Abb. 7.8 können näherungsweise mit Gl. 7.4 be-

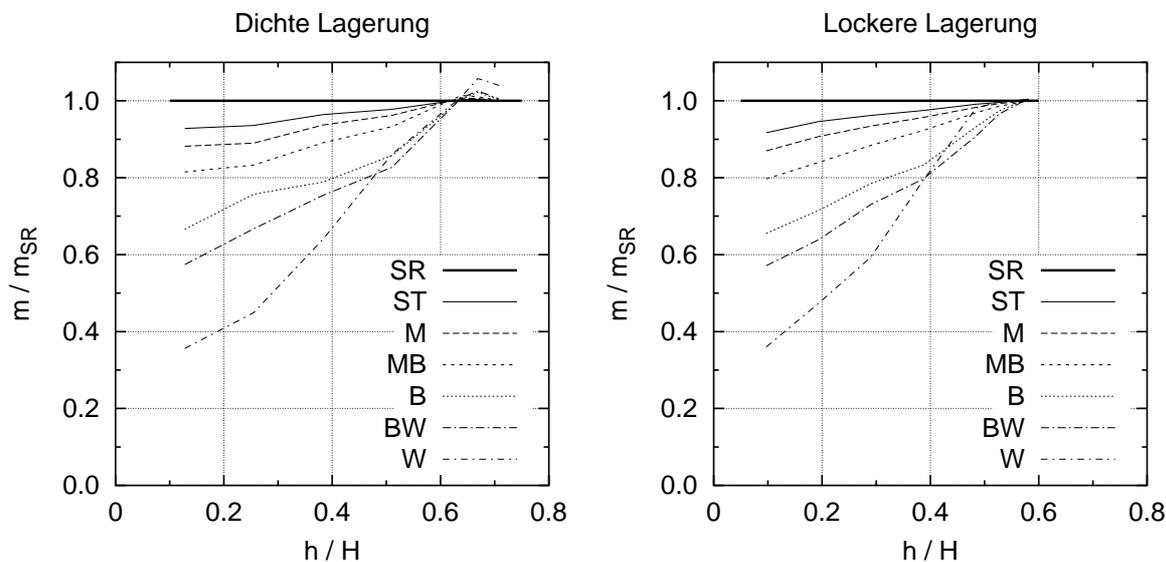


Abb. 7.8: Normierte Biegemomente bezogen auf die Momente der starren Wand

$$\frac{m}{m_{SR}} = A_1 \cdot \frac{h}{H} + A_2 \quad (7.4)$$

Mit h/H – Bezogene freie Wandhöhe

A_1 und A_2 – Parameter nach Abb. 7.9
oder als Näherung nach
Gl. 7.5 und Gl. 7.6

$$A_1 \approx -0,27 \ln(EI^*) + 0,64 \geq 0 \quad (7.5)$$

$$A_2 \approx 0,16 \ln(EI^*) - 0,61 \leq 1,0 \quad (7.6)$$

$$EI^* = \frac{EI}{\gamma \cdot H^4} \quad (7.7)$$

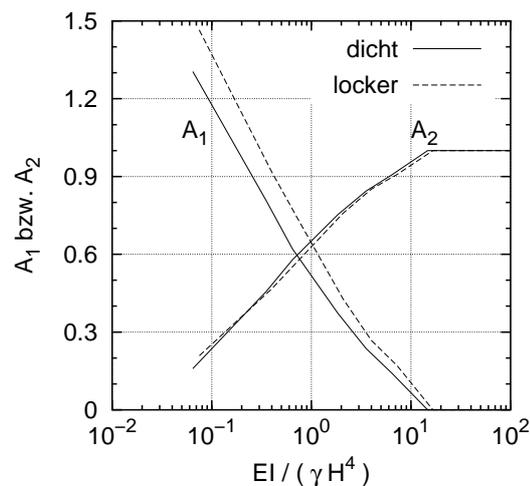


Abb. 7.9: Parameter A_1 und A_2 aus Gl. 7.4

geschrieben werden. Dabei sind die Parameter A_1 und A_2 von der Biegesteifigkeit der Wand abhängig.

Die Biegesteifigkeit der Wand beeinflusst nicht nur die Größe des maximalen Biegemomentes sondern auch die Verteilung der Momente entlang der Wand. Abb. 7.10 zeigt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der starren und weichen Wand bei anfangs dichter Lagerung. Hieran sind die Auswirkungen der unterschiedlichen Bodenreaktionen zu sehen. Bei der weichen Wand sind im unteren Teil der Einbindetiefe nur noch geringe Biegebeanspruchungen vorhanden. Dort ist auch der resultierende Erddruck kleiner als bei den starren Wänden. Bei weiterem Aushub gleichen sich die Verteilungen der Momente bei

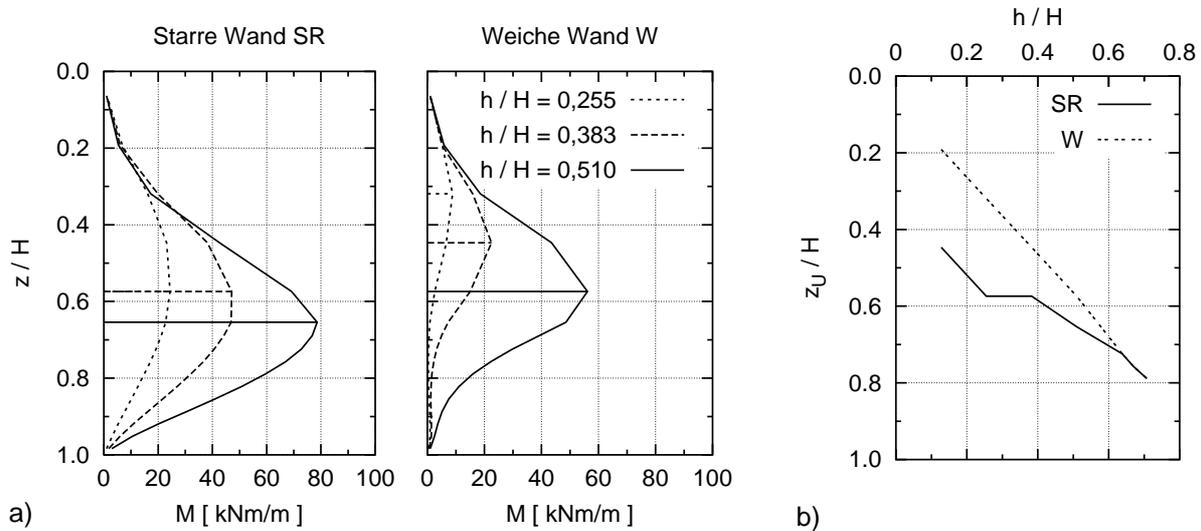


Abb. 7.10: Verteilung der Biegemomente bei dichter Lagerung: a) Gegenüberstellung der Momente der starren und weichen Wand, b) Tiefenlage des größten Momentes unter der Geländeoberkante

der starren und weichen Wand immer weiter an. Dies ist auch im rechten Bild von Abb. 7.10 zu sehen. Darin ist die Veränderung der Tiefenlage des größten Biegemomentes mit dem Aushub dargestellt.

7.6 Vergleich mit den Ergebnissen anderer Autoren

ROWE untersuchte mit einer Serie von Versuchen den Einfluss der Biegesteifigkeit der Wand auf das Tragverhalten von nicht gestützten Wänden. Als Modellböden verwendete er Sand in lockerer und dichter Lagerung als auch Whinestone Späne, ebenfalls in beiden Lagerungsdichten. Ausgewertet wurden die Versuche bei den bezogenen freien Wandhöhen von $h/H = 0,4, 0,5$ und $0,6$. Die Modellwände hatten eine Höhe von $H_M = 1,07$ m. Der Modellmaßstab beträgt, bezogen auf die 10,0 m lange Wand der Berechnungen, $\lambda_M = 1 : 10$.

Die Wandsteifigkeit betrug bei der weichsten Modellwand im natürlichen Maßstab $EI_P = 1440$ kNm²/m. Diese Steifigkeit liegt außerhalb des in den Berechnungen untersuchten Steifigkeitsbereiches. In Abb. 7.11 sind die Ergebnisse dafür mit SW gekennzeichnet. Die steifste Modellwand mit einer Wandsteifigkeit von $EI_P = 144000$ kNm²/m entspricht etwa der Wand B in den Berechnungen.

Dazu kommt, dass die Bodensteifigkeit, wie auch die Wandsteifigkeit eine maßstabsabhängi-

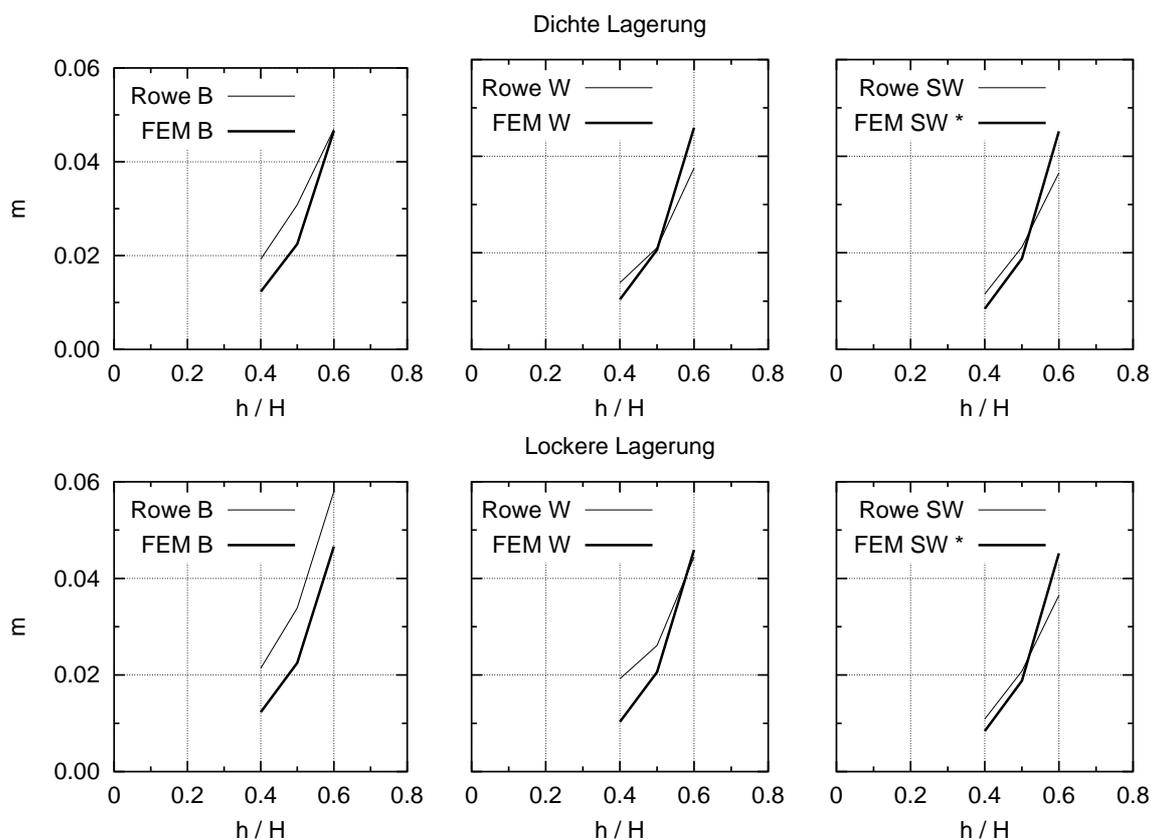


Abb. 7.11: Vergleich von berechneten Biegemomenten mit Versuchsergebnissen von ROWE [56]. Mit * sind die Werte nach Gl. 7.4 gekennzeichnet.

ge und dimensionsbehaftete Größe ist. Für den Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der Modellversuche werden zwar die gleichen Lagerungsdichten angenommen, aber damit können nur näherungsweise gleiche Bodensteifigkeiten verknüpft werden. Die Bodensteifigkeiten sind neben der Lagerungsdichte, besonders auch von den Belastungen abhängig.

Die Abb. 7.11 zeigt die Berechnungs- und Versuchsergebnisse für Sand in dichter und lockerer Lagerung. Da für die Wand SW keine FE-Berechnungen durchgeführt werden, werden die dargestellten Ergebnisse mit Gl. 7.4 ermittelt.

Abb. 7.11 zeigt tendenziell eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Modellversuche und den Berechnungen. Auch die Extrapolation mit Gl. 7.4 in dem nicht untersuchten Steifigkeitsbereich deckt sich gut mit den Ergebnissen von ROWE.

BRANSBY et al. [9] führten Modellversuche an flexiblen, nicht gestützten Wänden durch. Dabei wurden im wesentlichen die Verformungen untersucht, die beim Aushub vor einer im Boden eingespannten Wand entstehen. Die Steifigkeiten orientierten sich dabei an den

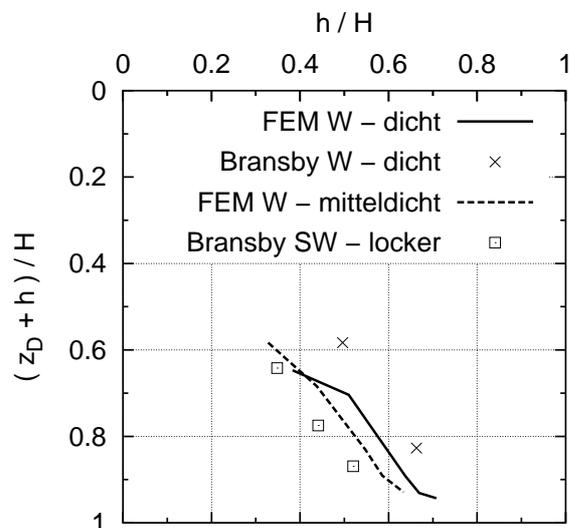


Abb. 7.12: Lage des Drehpunktes: Berechnung und Modellversuche von BRANSBY et al. [9]

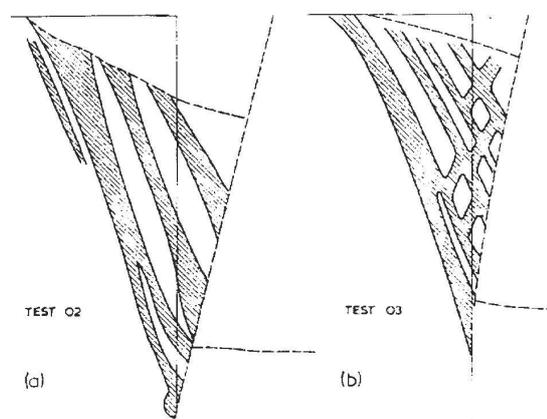


Abb. 7.13: Bruchzonen des Erddruckes bei a) steifer Wand, b) weicher Wand (aus BRANSBY et al. [9])

von ROWE gewählten Größen und betragen $3353 \text{ kNm}^2/\text{m}$ bis $85130 \text{ kNm}^2/\text{m}$. Leider wurden keine Spannungen oder andere Kraftgrößen ausgewertet.

Abb. 7.12 zeigt die Lage des Drehpunktes unterhalb der Geländeoberkante. Für diesen Vergleich werden die Berechnungsergebnisse der mitteldichten Lagerung anstelle der lockeren verwendet, weil der Modellboden bei lockerer Lagerung ($I_d \approx 0$) in direkten Scherversuchen einen Reibungswinkel von $\varphi_{DS} = 35^\circ$ hatte und dies mehr der Scherfestigkeit bei mitteldichter Lagerung entspricht. Bei dichter Lagerung ($I_d = 0,8$) ergab sich für den Modellboden ein Reibungswinkel von $\varphi_{DS} = 49^\circ$. Die Ergebnisse in Abb. 7.12 zeigen eine tendenzielle Übereinstimmung von Berechnungen und Modellversuchen. Dabei ist allerdings zu beachten, dass in den Berechnungen der Drehpunkt dort angenommen wird, an dem die resultierenden Spannungen Null sind. In den Modellversuchen wurde der Drehpunkt aus den Verformungen ermittelt.

In Abb. 7.13 ist die Auswertung von Röntgenaufnahmen zweier Modellversuche von BRANSBY et al. dargestellt. Die grauen Flächen sind Auflockerungszonen, die sich in Versuchen mit anfangs dichter Lagerung einstellten. Bei der steifen Wand bilden sich fast parallele Flächen mit etwa gleicher Neigung aus. Hinter der weichen Wand sind in einem Winkel von etwa 60° dazu noch zusätzliche Gleitflächen zu sehen. Offensichtlich tritt hinter der weichen Wand ein anderer Bruchmechanismus auf als bei der starren Wand. Daher

ergibt sich bei weichen Wänden ein anderer Erddruck als bei starren Wänden, wie dies die Berechnungen gezeigt haben.

Leider geben BRANSBY et al. nicht die zu den Aufnahmen in Abb. 7.13 gehörende Verdrehung bzw. das Aushubniveau an und die aus den Bildern ermittelte Verdrehung von 15° bei der steifen Wand und 10° bei der weichen erscheinen sehr groß. In den Berechnungen ergaben sich im Bruchzustand Drehwinkel am Wandkopf, die zwischen 2° bei der starren und $6,8^\circ$ bei der weichen Wand lagen.

7.7 Zusammenfassung

Die Biegesteifigkeit der Wand hat einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten von nicht gestützten, im Boden eingespannten Wänden. Beim Erddruck liegt dies im wesentlichen an den unterschiedlichen Verformungen bei weichen und starren Wänden. Die Bodenreaktionen im Einbindebereich zeigen zwei unterschiedliche Verhaltensweisen beim Lastabtrag. Zum einen gibt es den Fall, in dem die horizontale Belastung keinen Einfluss mehr auf die Bodenspannungen nahe des Wandfußes hat. Dabei tritt keine Drehung um einen tiefliegenden Punkt auf und das Tragverhalten ähnelt dem „langer“ Pfähle. Zum anderen gibt es eine Rotation um einen Punkt nahe dem Wandfuß. Dabei treten die größten Spannungen am Ende der Wand auf. Das Verhältnis von Wandsteifigkeit und Einbindelänge zur Bodensteifigkeit ist entscheidend für die Art des Lastabtrages. Die Biegemomente der Wand sind davon stark beeinflusst.

Kapitel 8

Vorschlag für ein analytisches Berechnungsverfahren

8.1 Einführung

In den vorangegangenen Kapiteln wurden verschiedene Aspekte des Tragverhaltens von nicht gestützten, im Boden eingespannten Baugrubenwänden untersucht. Dazu wurden im Vergleich von Berechnungsergebnissen mit der FE-Methode und dem Standardverfahren nach BLUM verschiedene offenen Fragestellungen betrachtet. Um eine bessere Berechnungspraxis zu ermöglichen wird im Folgenden ein neues analytisches Berechnungsverfahren für nicht gestützte Wände vorgestellt. Dabei geht es um zwei grundsätzliche Fragestellungen:

1. Wie groß muss die Einbindetiefe einer Wand sein damit sie standsicher ist, und welche Beanspruchungen treten für die Auflagerung im Boden und in der Wand auf ?
2. Ist die Wand bei einer vorgegebenen Einbindetiefe standsicher und wie groß sind dabei die Spannungen im Boden und die Schnittgrößen der Wand ?

Zunächst wird das neue Verfahren vorgestellt. Die Berechnungsannahmen werden erläutert und die Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet. Als nächstes wird die Einbindung des Berechnungsverfahrens in die Normung dargestellt. Mit der bauaufsichtlichen Einführung der DIN 1054 (01.03) wird das bisherige Nachweiskonzept der DIN 1054 (11.79) mit Globalsicherheitsfaktoren durch ein Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten abgelöst. Für die Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden sind daher zur Zeit beide Ansätze relevant.

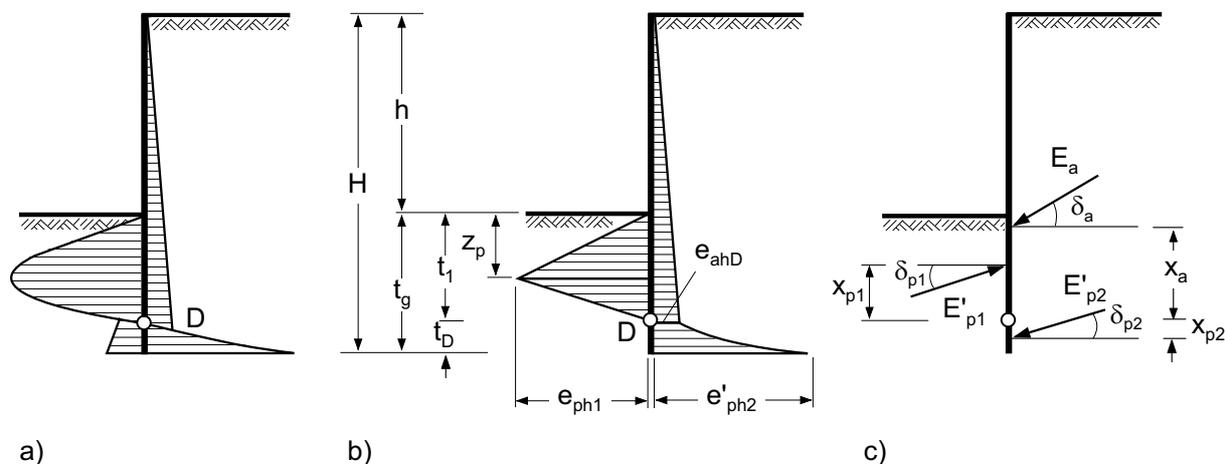


Abb. 8.1: Lastbild für Berechnungsvorschlag: a) zu erwartende Spannungen, b) vorgeschlagenes Lastbild, c) Kräftebild

Zum Schluss werden die Berechnungsergebnisse mit Ergebnissen des Verfahrens nach BLUM und numerischen Berechnungen verglichen.

Zur weiteren Darstellung der Anwendung des Berechnungsvorschlages ist im Anhang C ein Berechnungsbeispiel nach dem Globalsicherheitskonzept und dem Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten angegeben.

8.2 Berechnungsannahmen

Abb. 8.1 zeigt die zu erwartenden Spannungen beim Aushub vor einer nicht gestützten Wand. Dazu ist die Erddruckverteilung dargestellt, die dem neuen Berechnungsverfahren zu Grunde liegt.

Hinter der Wand wirkt aktiver Erddruck. Es wird angenommen, dass die Verteilung bis zum Drehpunkt reicht. Diese Annahme deckt sich mit der in DIN 4085 [77] angegebenen Spannungsverteilung des Erddruckes bei Drehung um den Fußpunkt einer Wand (vgl. Abb. 8.2a). Die numerischen Berechnungen in Kapitel 4 zeigen zwar einen überproportionalen Anstieg des Erddruckes nahe am Drehpunkt, doch wird dies hier zu Gunsten einer einfachen Verteilung außer Acht gelassen. Der Erddruck kann nach DIN 4085 ermittelt werden. Die Wandreibung wird entsprechend den dortigen Angaben angenommen. Die Untersuchungen zur Wandreibung in Abschnitt 5.5 zeigen einen vernachlässigbaren Einfluss der Mobilisierung der Wandreibung auf den aktiven Erddruck.

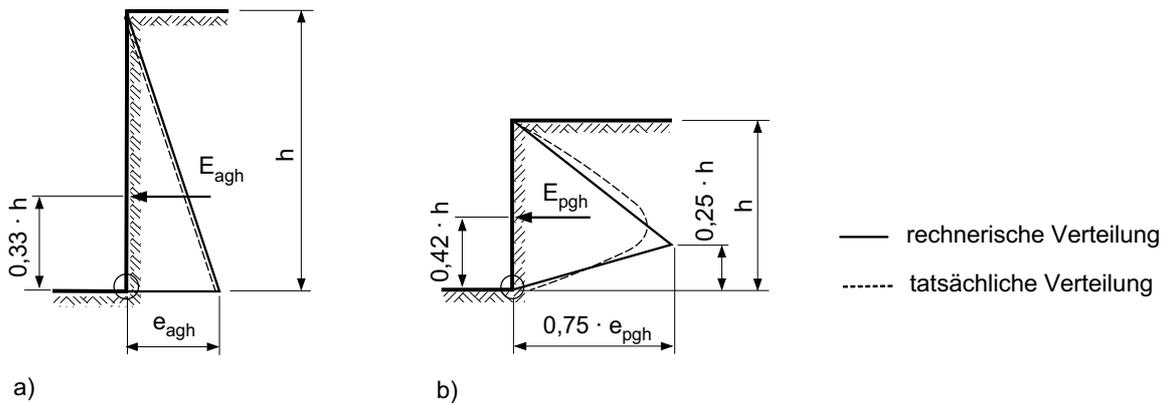


Abb. 8.2: Erddruckverteilungen bei Drehung um den Fußpunkt nach DIN 4085 [77]:

a) aktiver Erddruck, b) Erdwiderstand

Der Drehpunkt liegt bei 80 % der Einbindetiefe. Diese Annahme stützt sich auf die Berechnungsergebnisse aus Abschnitt 3.2 und den dort ebenfalls dargestellten Ergebnissen von Modellversuchen [3, 6, 39, 53]. Näherungsweise wird diese Annahme auch bei Bodenverhältnissen mit Schichtung und Grundwasser im Einbindebereich übernommen.

Für den Erdwiderstand auf der Baugrubenseite kann der Grundfall der Drehung um den Fußpunkt zu Grunde gelegt werden. Nach DIN 4085 beträgt der Erdwiderstand dabei 75 % des Erdwiderstandes bei Parallelbewegung und die größte Spannungsordinate tritt im Grenzzustand bei einem Viertel der Wandhöhe über dem Fußpunkt auf (vgl. Abb. 8.2b).

Weiterhin wird angenommen, dass der Spannungszuwachs bis zur größten Ordinate linear mit der Tiefe und der Steigung $K_{phP} \cdot \gamma$ zunimmt. K_{phP} ist der Erdwiderstandsbeiwert bei Parallelbewegung der Wand. Die mobilisierte Wandreibung kann nach den Ergebnissen in Abschnitt 5.5 mit $\delta_{p1} = -1,5 \cdot h/H \cdot k \cdot \varphi'$ abgeschätzt werden. Darin ist h/H die auf die Wandlänge bezogene freie Wandhöhe und φ' der effektive Reibungswinkel des Bodens. Der Faktor $k \leq 1$ berücksichtigt die Oberflächenrauigkeit der Wand. Der erforderliche Nachweis der Mobilisierung des vertikalen Erdwiderstandes bleibt von diesem Ansatz unberührt.

Der Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes kann für den Grenzzustand nach den Angaben aus Abschnitt 6.8 ermittelt werden. Für die Spannungsverteilung wird angenommen, dass auf Höhe des Drehpunktes der aktive Erddruck e_{ahD} wirkt. Mit zunehmender Tiefe wachsen die Spannungen überproportional an. Die größte Spannungsordinate kann aus

dem mobilisierten Erdwiderstand E'_{ph2} nach Gl. 8.1 ermittelt werden.

$$e'_{ph2} = \frac{6 E'_{ph2}}{z_D \cdot t_D} \left(2 \frac{x_{p2}}{t_D} - 1 \right) + e_{ahD} \quad (8.1)$$

Darin ist z_D die Tiefenlage des Drehpunktes unter der Geländeoberkante und t_D die Einbindetiefe unterhalb des Drehpunktes. x_{p2} bezeichnet den Abstand des Lastangriffspunktes über dem Wandfuß und beträgt im Grenzzustand etwa $2/3 \cdot t_D$ (vgl. Abschnitt 6.7). Die Wandreibung lässt sich nach Abschnitt 5.5 mit $\delta_{p2} = 0,75 \dots 1,5 \cdot h/H \cdot k \cdot \varphi'$ abschätzen.

Der Erddruck unterhalb des Drehpunktes auf der Baugrubenseite ist vernachlässigbar gering. Er wird daher in dem neuen Berechnungsverfahren nicht weiter berücksichtigt.

8.3 Gleichgewichtsbedingungen

Mit den Bezeichnungen in Abb. 8.1 ergeben sich für den neuen Berechnungsvorschlag die Gleichgewichtsbedingungen zu:

$$\Sigma H : 0 = E_{ah} - E'_{ph1} + E'_{ph2} \quad (8.2)$$

$$\Sigma M_D : 0 = E_{ah} \cdot x_a - E'_{ph1} \cdot x_{p1} - E'_{ph2} \cdot x_{p2} \quad (8.3)$$

$$\Sigma V : 0 = E_{ah} \cdot \tan \delta_a + E'_{ph1} \cdot \tan \delta_{p1} + E'_{ph2} \cdot \tan \delta_{p2} + G \quad (8.4)$$

$$\text{mit} \quad E_{ah} = E_a \cdot \cos \delta_a; \quad E'_{ph1} = E'_{p1} \cdot \cos \delta_{p1}; \quad E'_{ph2} = E'_{p2} \cdot \cos \delta_{p2}$$

Darin sind E_{ah} der horizontale Erddruck bis zum Drehpunkt, E'_{ph1} der mobilisierte, horizontale Erdwiderstand auf der Baugrubenseite und E'_{ph2} auf der Erdseite. x_a , x_{p1} und x_{p2} bezeichnen die zugehörigen Abstände zum Drehpunkt. Weiterhin sind δ_a , δ_{p1} und δ_{p2} die Neigungswinkel der Resultierenden von Erddruck und der Erdwiderstände. Mit G ist das Eigengewicht der Verbaukonstruktion bezeichnet.

Um das Momentengleichgewicht zu erfüllen und der zugrunde gelegten Wandbewegung zu entsprechen, darf die Resultierende des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite rechnerisch nicht höher liegen als die aktive Erddruckkraft. Daher wird für das Berechnungsverfahren angenommen, dass der Erdwiderstand nicht höher über dem Drehpunkt angreift als der Erddruck. Für unbelastete Geländeoberflächen und einheitliche Bodenwichten vor und hinter der Wand entspricht diese Bedingung einer Grenzaushubhöhe h_{Gr} , die in Abb. 8.3 angegeben ist. Für eine allgemeine Belastung kann eine entsprechende Grenzhöhe

mit Gl. 8.5 ermittelt werden:

$$\frac{h_{Gr}}{H} = 1 - \frac{5}{16} \left(\frac{3x_a}{H} - \sqrt{\left(\frac{3x_a}{H}\right)^2 + \frac{16E_{ah}}{\gamma \cdot K_{phP} \cdot H^2}} \right) \quad (8.5)$$

Ist die bezogene freie Wandhöhe h/H größer, liegt die Lastresultierende des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite näher am Drehpunkt als die resultierende Erddruckkraft. Die benötigten geometrischen Größen können in diesem Fall, $h > h_{Gr}$, mit Vorgabe der freien Wandhöhe h und der Wandlänge H nach den folgenden Beziehungen ermittelt werden:

Einbindetiefe	$t_g = H - h = t_1 + t_D$
Lage des Drehpunktes	$t_D = 0,2 \cdot t_g$
Abstände der Kräfte bis zum Drehpunkt:	
Erddruck aus Bodeneigengewicht	$x_a = \frac{1}{3}(h + t_1)$
Erdwiderstand E'_{ph1}	$x_{p1} = \frac{1}{3}(2 \cdot t_1 - z_p)$
Erdwiderstand E'_{ph2}	$x_{p2} = -\frac{2}{3}t_D$ oder nach Abschnitt 6.7

Der Erddruck bei unbelasteter Geländeoberkante und der Erdwiderstand auf der Baugrubenseite berechnen sich mit

$$E_{ah} = \frac{1}{2} e_{ahD} \cdot (h + t_1) \quad (8.6)$$

$$\text{mit } e_{ahD} = \gamma \cdot K_{ah} \cdot (h + t_1) \quad (8.7)$$

$$E'_{ph1} = \frac{1}{2} e_{ph1} \cdot t_1 \quad (8.8)$$

$$\text{mit } e_{ph1} = \gamma \cdot K_{phP} \cdot z_p \quad (8.9)$$

In diesem ersten Fall sind zwei Größen unbekannt. Dies ist zum einen die Tiefenlage z_p der größten Spannung auf der Baugrubenseite und zum anderen der Erdwiderstand E'_{ph2} auf der Erdseite unterhalb des Drehpunktes.

Im zweiten Fall $h < h_{Gr}$ wird angenommen, dass der Erddruck und der Erdwiderstand auf der Baugrubenseite die gleichen Hebelarme zum Drehpunkt haben. Damit ergibt sich die Tiefenlage der größten Spannung auf der Baugrubenseite und die Ordinate zu

$$z_p = \frac{8}{5}(H - h) - 3x_a \quad (8.10)$$

$$e'_{ph1} = \frac{5E_{ah}}{2(H - h)} \quad (8.11)$$

Der mobilisierte Erdwiderstand auf der Baugrubenseite kann dann mit

$$E'_{ph1} = \frac{1}{2} e'_{ph1} \cdot t_1 \quad (8.12)$$

berechnet werden. Aus der Annahme der gleichen Hebelarme für Erddruck und baugrubenseitigen Erdwiderstand folgt, dass die Bodenreaktion unterhalb des Drehpunktes rechnerisch zu Null werden.

8.4 Berechnung nach DIN 1054: 1976-11

Für den Nachweis der Standsicherheit werden globale Sicherheitsbeiwerte in die Gleichgewichtsbedingungen nach Gl. 8.2 und 8.4 eingeführt. Die horizontalen Erdwiderstände werden mit $\eta = 1,50$ im Lastfall 2 nach DIN 1054 reduziert. Das vertikale Gleichgewicht muss nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ [78] mit einer Sicherheit von $\eta_V = 1,50$ erfüllt sein.

8.4.1 Ermittlung der Einbindetiefe

Um die erforderliche Einbindetiefe einer Wand für eine gegebene freie Wandhöhe zu bestimmen, werden nach dem Globalsicherheitskonzept die Erdwiderstände mit einem Sicherheitsbeiwert η reduziert. Zusätzlich muss berücksichtigt werden, dass die größte Spannung des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite nicht tiefer als $0,75 \cdot t_1$ unter der Baugrubensohle liegen darf. Die zulässigen Erdwiderstände ergeben sich dann zu:

$$\begin{aligned} E'_{ph1} &= \frac{z_p^*}{2\eta} \gamma \cdot K_{phP} \cdot t_1 \\ &= \frac{0,75 \cdot t_1}{2\eta} \gamma \cdot K_{phP} \cdot t_1 \\ &= \frac{3}{8\eta} \gamma \cdot K_{phP} \cdot t_1^2 \end{aligned} \quad (8.13)$$

$$E'_{ph2} = \frac{1}{2\eta} \gamma \cdot K_{phR} \cdot (H - t_D) \cdot t_D \quad (8.14)$$

Die Erdwiderstandsbeiwerte sind für den Erdwiderstand oberhalb und unterhalb des Drehpunktes nicht identisch. Sie sind daher mit den Indizes P für Parallelbewegung und R für Rotation unterschieden. K_{phP} kann z.B. nach den Angaben in DIN 4085 bestimmt werden. Der Erdwiderstand auf der Erdseite kann mit den Beiwerten nach Abschnitt 6.8 ermittelt werden.

Zur Ermittlung der Einbindetiefe werden die Gleichgewichtsbedingungen ΣH und ΣM_D gelöst. Dabei wird der zulässige Erdwiderstand auf der Baugrubenseite nach Gl. 8.13 ange-

setzt. Die Erddruckkraft unterhalb des Drehpunktes wird zunächst durch die unbekannte Kraft C_h ersetzt. Dann lassen sich t_g und C_h eindeutig bestimmen.

Dieses Vorgehen wird aus zwei Gründen vorgeschlagen. Erstens: Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen in Abschnitt 4.2 zeigen ein größeres Anwachsen des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite mit fortschreitenden Aushub als für den Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes. Aus diesem Grund kann angenommen werden, dass der Grenzzustand des Erdwiderstandes vor der Wand für das Versagen der bodenmechanischen Einspannung verantwortlich ist. Zweitens: Mit dem gleichzeitigen Ansatz der zulässigen Erdwiderstände in den Gleichgewichtsbedingungen ist das statische System statisch überbestimmt und es kann keine eindeutige Lösung für die Einbindetiefe gefunden werden.

Die Auflagerkraft unterhalb des Drehpunktes C_h ergibt sich mit Gl. 8.13 aus der Gleichgewichtsbedingung ΣH

$$C_h = \frac{2 K_{phP} \cdot \gamma}{5 \eta} t_g - E_{ah} \quad (8.15)$$

Eingesetzt in ΣM_D 8.3 erhält man eine Gleichung dritten Grades mit der gesuchten Einbindetiefe t_g .

$$0 = E_{ah} \left(x_a - \frac{2}{15} t_g \right) - \frac{12 K_{phP} \cdot \gamma \left(1 - \frac{1}{2\eta} \right)}{125 \eta} t_g^3 \quad (8.16)$$

Abschließend müssen noch zwei Nachweise geführt werden. Zum einen muss die Kraft C_h kleiner als der Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes sein

$$C_h \leq E'_{ph2} = \frac{1}{2\eta} \gamma \cdot K_{phR} \cdot t_D \cdot H \quad (8.17)$$

und zum anderen muss mit ausreichender Sicherheit der vertikale Erdwiderstand auf der Baugrubenseite mobilisiert sein:

$$\eta_V = \frac{E_{ah} \tan \delta_a + C_h \tan \delta_{p2} + G}{E'_{ph1} \tan \delta_{p1}} \geq 1,5 \quad (8.18)$$

Bei einheitlicher Bodenwichte kann vereinfachend die erforderliche Wandlänge mit der Linie $\max h/H$ in Abb. 8.3 bestimmt werden. Dafür wird mit dem Verhältnis K'_{ph}/K_{ah} die größtmögliche bezogene freie Wandhöhe ermittelt. Dabei ist $K'_{ph} = K_{ph}/\eta$ der mit dem Sicherheitsbeiwert reduzierte Erdwiderstandsbeiwert für die Baugrubenseite. Eventuelle großflächige Geländeauflasten p oder aktiver Erddruck aus Kohäsion können mit

zusätzlichen, rechnerischen Wandhöhen

$$h_p = \frac{2p}{\gamma} \quad (8.19)$$

$$\text{und } h_c = \frac{4c'}{\gamma \cdot \sqrt{K_{ah}}} \quad (8.20)$$

berücksichtigt werden. Die erforderliche Einbindetiefe ergibt sich dann bei gegebener freier Wandhöhe h zu

$$t_g = (h + h_p - h_c) \frac{1 - \max(h/H)}{\max(h/H)} \quad (8.21)$$

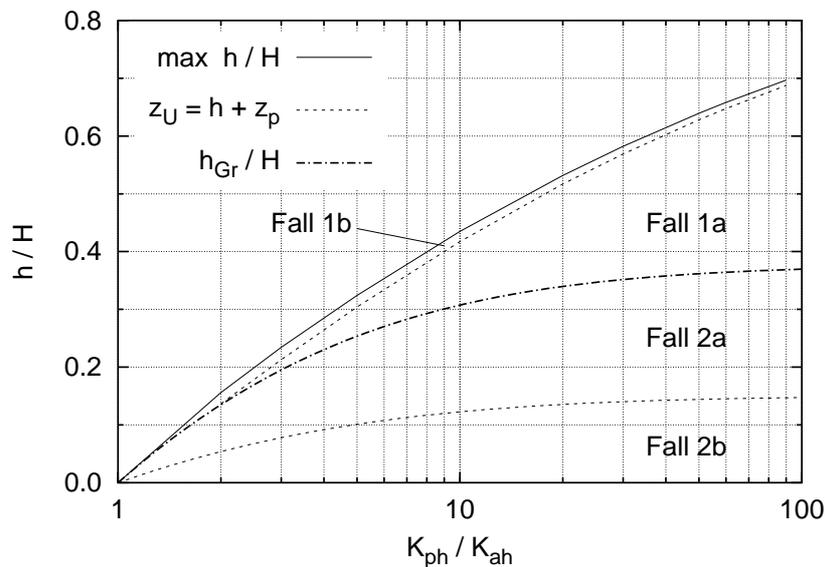


Abb. 8.3: Für unbelastete Geländeoberfläche und einheitliche Bodenwichte: GröÙte bezogene freie Wandhöhe $\max h/H$, Verhältnis der Tiefenlage des Querkraftnullpunktes zur Tiefenlage der größten Spannung auf der Baugrubenseite, Grenzhöhe nach Gl. 8.5 bzw. 8.55

8.4.2 Berechnung bei vorgegebener Einbindetiefe

Für den Fall einer bereits gegebenen Einbindetiefe können die Gleichgewichtsbedingungen für die mobilisierten Erdwiderstände im Boden gelöst werden. In den Gl. 8.2 und 8.3 wird auf der Erdseite die unbekannte Auflagerkraft C_h angesetzt. Der Erdwiderstand auf der Baugrubenseite E'_{ph1} wird durch die unbekannte Kraft B_h ersetzt.

Die Größe von B_h und die Verteilung der zugehörigen Spannungen wird durch die Tiefenlage z_p der größten Erdwiderstandsspannung e_{ph1} bestimmt. Hier ist zu unterscheiden, ob die freie Wandhöhe größer oder kleiner ist als h_{Gr} nach Gl. 8.5.

Fall 1: $h > h_{Gr}$

Die Kraft B_h und die größte Spannung berechnen sich mit

$$B_h = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_{phP} \cdot t_1 \cdot z_p \quad (8.22)$$

$$e_{ph1} = \gamma \cdot K_{phP} \cdot z_p \quad (8.23)$$

Aus ΣH (Gl. 8.2) ergibt sich für C_h

$$C_h = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_{phP} \cdot t_1 \cdot z_p - E_{ah} \quad (8.24)$$

Mit ΣM_D (Gl. 8.3) kann eine quadratische Gleichung für die zweite unbekannte Größe z_p bestimmt werden.

$$0 = z_p^2 + (3x_{p2} - 2t_1)z_p + \frac{6E_{ah}(x_a - x_{p2})}{K_{phP} \cdot \gamma \cdot t_1} \quad (8.25)$$

$$\Rightarrow z_p = \frac{3}{4}t_1 - \sqrt{\left(\frac{3}{4}t_1\right)^2 + \frac{E_{ah}(t_1 - 6x_a)}{\gamma \cdot K_{phP} \cdot t_1}} \quad (8.26)$$

Fall 2: $h \leq h_{Gr}$

Hierbei kann die größte Spannung im Auflager auf der Erdseite und die Tiefenlage unter der Baugrubensohle nach Gl. 8.10 und 8.11 bestimmt werden. Die zugehörige Erddruckkraft ist dann

$$B_h = \frac{1}{2} e'_{ph1} \cdot t_1 \quad (8.27)$$

Damit eine ausreichende Standsicherheit gewährleistet ist, muss für beide Fälle, neben Gl. 8.17 und Gl. 8.18 auch gelten, dass

$$B_h \leq E'_{ph1} = \frac{1}{2\eta} \gamma \cdot K_{phP} \cdot t_1 \cdot z_p^* = \frac{3}{8\eta} \gamma \cdot K_{phP} \cdot t_1^2 \quad (8.28)$$

8.4.3 Ermittlung des größten Biegemomentes der Wand

Die Tiefenlage des größten Biegemomentes z_U kann entweder oberhalb oder unterhalb der größten Spannung des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite auftreten. Dies ist abhängig von dem Verhältnis von freier Wandhöhe zur Wandlänge, sowie von dem Verhältnis von Erddruck und Erdwiderstand. Für unbelastete Geländeoberflächen und einheitliche Wichten des Bodens vor und hinter der Wand ist dies in Abb. 8.3 dargestellt. Zusammen mit der Unterscheidung nach der Grenzhöhe ergeben sich nach Tab. 8.1 vier verschiedene Fälle:

Tab. 8.1: Fallunterscheidung zur Ermittlung der Biegebeanspruchung der Wand

Fallunterscheidung	$z_U > h + z_p$	$z_U \leq h + z_p$
$h > h_{Gr}$	Fall 1a	Fall 1b
$h \leq h_{Gr}$	Fall 2a	Fall 2b

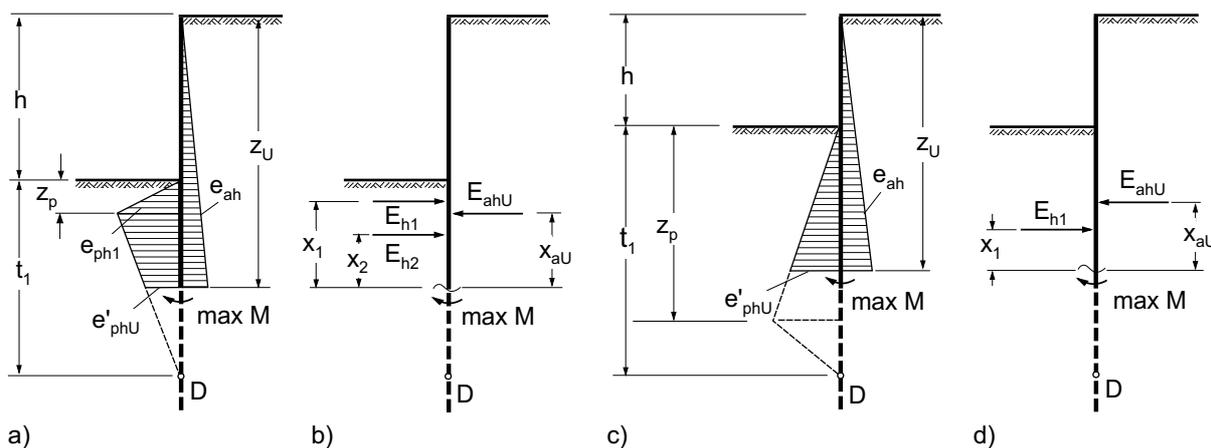


Abb. 8.4: Lastbilder zur Ermittlung des größten Biegemomentes, Fall 1a und 2a: Querkraftnullpunkt liegt unterhalb der größten Spannung a) Erddruckverteilung, b) Erddruckkräfte.

Fall 1b und 2b: Querkraftnullpunkt liegt oberhalb der größten Spannung: c) Erddruckverteilung, d) Erddruckkräfte. Dargestellt ist hier Fall 2b. In Fall 1b ist $z_p < t_1/2$.

Fall 1a:

Liegt das größte Biegemoment unterhalb von $h + z_p$ betragen die Spannungen des Erdwiderstandes nach den Abb. 8.4 a) und b)

$$e_{ph1} = \gamma \cdot K_{phP} \cdot z_p \quad (8.29)$$

$$e'_{phU} = e_{ph1} \left(1 - \frac{z_U - h - z_p}{t_1 - z_p} \right) \quad (8.30)$$

Die Tiefenlage z_p der größten Spannung auf der Baugrubenseite kann nach Gl. 8.26 bestimmt werden. Der Querkraftnullpunkt liegt bei

$$z_U = h + t_1 - \sqrt{t_1^2 - z_p \cdot t_1 - \frac{2 E_{ahU}}{e_{ph1}} (z_p - t_1)} \quad (8.31)$$

Das größte Biegemoment beträgt

$$\max M = E_{ahU} \cdot x_{aU} - E_{h1} \cdot x_1 - E_{h2} \cdot x_2 \quad (8.32)$$

Darin sind die Erddruckkräfte und ihre Abstände zum Querkraftnullpunkt

$$E_{h1} = \frac{1}{2} e_{ph1} \cdot z_p \quad (8.33)$$

$$x_1 = z_U - h - \frac{2}{3} z_p \quad (8.34)$$

$$E_{h2} = \frac{1}{2} (e_{ph1} + e'_{phU}) (z_U - h - z_p) \quad (8.35)$$

$$x_2 = \frac{1}{3} (z_U - h - z_p) \frac{2 e_{ph1} + e'_{phU}}{e_{ph1} + e'_{phU}} \quad (8.36)$$

Fall 1b:

Ist $h > h_{Gr}$ und $z_U \leq h + z_p$ kann mit den Abb. 8.4 c) und d) die Tiefenlage des Querkraftnullpunktes unter der Geländeoberkante und das größte Biegemoment bestimmt werden mit

$$z_U = h + \sqrt{\frac{2 E_{ahU} \cdot z_p}{e_{ph1}}} \quad (8.37)$$

$$\max M = E_{ahU} \cdot x_{aU} - E_{h1} \cdot x_1 \quad (8.38)$$

Darin ist E_{ahU} der resultierende aktive Erddruck bis zu der Tiefe von z_U . Der Abstand zum Schnittufer ist mit x_{aU} bezeichnet. Weiterhin ergibt sich z_p nach Gl. 8.26. Außerdem betragen die Erddruckkraft E_{h1} und der Hebelarm

$$E_{h1} = \frac{1}{2} e'_{phU} (z_U - h) \quad (8.39)$$

$$x_1 = \frac{1}{3} (z_U - h) \quad (8.40)$$

$$\text{und} \quad e'_{phU} = e_{ph1} \frac{z_U - h}{t_1 - z_p} \quad (8.41)$$

Fall 2a:

Für diesen Fall kann das größte Biegemoment analog zum Fall 1a bestimmt werden. In den Gleichungen 8.32 bis 8.36 wird dafür die Tiefenlage z_p der größten Spannung auf der Baugrubenseite nach Gl. 8.10 angesetzt. Die Ordinate der größten Spannung wird nach Gl. 8.11 bestimmt.

Der Querkraftnullpunkt ergibt sich mit den Abb. 8.4 a) und b) dann zu

$$z_U = \frac{1}{5}(h + 4H) + \sqrt{\frac{4}{5}(h \cdot H - h^2) - \frac{2 E_{ahU} \cdot h}{e'_{ph1}}} \quad (8.42)$$

wobei E_{ahU} der aktive Erddruck bis zu der Tiefe z_U ist.

Fall 2b:

Der Querkraftnullpunkt liegt bei

$$z_U = h + \sqrt{\frac{E_{ahU}}{e'_{ph1}}(4t_1 - 6x_{aU})} \quad (8.43)$$

Darin ist E_{ahU} der aktive Erddruck bis zu der Stelle z_U und x_{aU} der zugehörige Hebelarm. Die Spannung e'_{ph1} ergibt sich aus Gl. 8.11. Das größte Biegemoment ist dann

$$\max M = E_{ahU} \cdot x_{aU} - E_{h1} \cdot x_1 \quad (8.44)$$

Die Kraft E_{h1} und der Abstand zum Schnittpunkt x_1 sind

$$E_{h1} = \frac{1}{2} e'_{phU}(z_U - h) = \frac{1}{2} e'_{ph1} \frac{(z_U - h)^2}{z_p} \quad (8.45)$$

$$x_1 = \frac{1}{3}(z_U - h) \quad (8.46)$$

8.5 Berechnung nach DIN 1054: 2003-01

Der Nachweis der Standsicherheit einer nicht gestützten, im Boden eingespannten Baugrubenwand wird in den Grenzzustand GZ 1B eingeordnet. Da es sich bei Verbaukonstruktionen um vorübergehende Bauwerke handelt, werden die Teilsicherheitsbeiwerte des Lastfalls 2 angewendet. Sie werden unterschieden für veränderliche und ständige Einwirkungen sowie für die Widerstände. Die hier verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte sind in Tab. 8.2 zusammengefasst. Charakteristische Größen, sowohl Einwirkungen, Beanspruchungen oder Widerstände werden mit dem Index k gekennzeichnet. Die zugehörigen Bemessungsgrößen, die die Teilsicherheitsbeiwerte beinhalten, haben den Index d .

Der Berechnungsgang zum Nachweis der Standsicherheit beinhaltet 5 Schritte:

1. Vorermittlung der Einbindetiefe. Dies kann auf Grundlage einer Vorbemessung, einer Abschätzung nach Erfahrungswerten oder konstruktiven Gesichtspunkten erfolgen.
2. Bestimmung der charakteristischen Beanspruchungen für die Auflagerung im Boden. Sie werden dabei getrennt nach veränderlichen und ständigen Einwirkungen berechnet. Die ständigen Einwirkungen beinhalten Lasten aus Bodeneigengewicht, Wasserdruck und großflächige Geländeaufasten bis $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$.
3. Ermittlung der charakteristischen Erdwiderstände.
4. Berechnung der Bemessungswerte. Die Beanspruchungen werden mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten für ständige und veränderliche Einwirkungen erhöht. Zusammengefasst ergeben sie den Bemessungswert der Beanspruchungen S_d . Die charakteristischen Widerstände werden mit dem Teilsicherheitsbeiwert reduziert, um die Bemessungswerte der Widerstände R_d zu erhalten.
5. Prüfung der Grenzzustandsbedingung.

$$S_d \leq R_d \quad (8.47)$$

Tab. 8.2: Teilsicherheitsbeiwerte GZ 1B Lastfall 2

Ständige Einwirkungen	$\gamma_G = 1,20$
Veränderliche Einwirkungen	$\gamma_Q = 1,30$
Erdwiderstand	$\gamma_{Ep} = 1,30$

8.5.1 Vorermittlung der Einbindetiefe

Für die Vorermittlung der Einbindetiefe können die ständigen und veränderlichen Einwirkungen zusammengefasst werden. Sie werden mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten erhöht und in die Gleichgewichtsbedingungen eingeführt. Weiterhin wird der Bemessungswert des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite angesetzt.

In der Überlagerung der Lastbilder a) und b) mit c) und d) aus Abb. 8.5 werden die Beanspruchungen auf der Baugrubenseite durch B_h^* und auf der Erdseite durch C_h^* ersetzt. Die Gleichgewichtsbedingungen aus Gl. 8.2 und 8.3 ergeben sich dann zu

$$\Sigma H : 0 = E_{ahG,k} \cdot \gamma_G + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q - B_h^* + C_h^* \quad (8.48)$$

$$\Sigma M_D : 0 = E_{ahG,k} \cdot \gamma_G \cdot x_{EG} + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q \cdot x_{EQ} - B_h^* \cdot x_B - C_h^* \cdot x_C \quad (8.49)$$

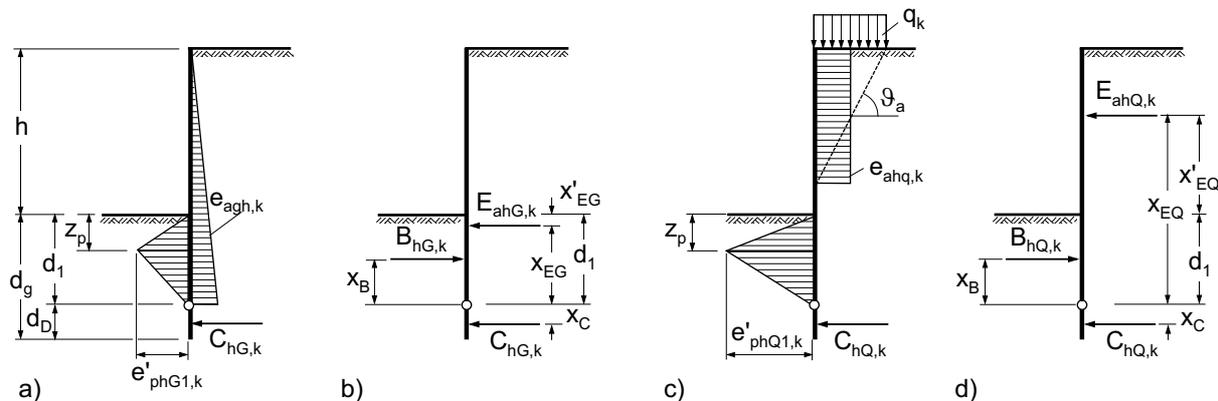


Abb. 8.5: Lastbilder zur Ermittlung der charakteristischen Beanspruchungen des Erdaufagers:
a) Spannungen bei ständigen Einwirkungen, b) Erddruckkräfte bei ständigen Einwirkungen, c) Spannungen bei veränderlichen Einwirkungen, d) Erddruckkräfte bei veränderlichen Einwirkungen

Die geometrischen Größen werden in Abhängigkeit der bekannten freien Wandhöhe h und der gesuchten Größe der Einbindetiefe d_g in die Berechnung eingeführt:

Lage des Drehpunktes unterhalb der Baugrubensohle	$d_1 = d_g - d_D$
Lage des Drehpunktes über dem Wandfuß	$d_D = 0,2 \cdot d_g$
Abstände der Kräfte bis zum Drehpunkt:	
Resultierende der ständigen Einwirkungen $E_{ahG,k}$	$x_{EG} = x'_{EG} + d_1$
Resultierende der veränderlichen Einwirkungen $E_{ahQ,k}$	$x_{EQ} = x'_{EQ} + d_1$
Auflagerkraft auf der Baugrubenseite B_h^*	$x_B = \frac{1}{3}(2 \cdot d_1 - z_p^*)$
Auflagerkraft auf der Erdseite C_h	$x_C = -\frac{2}{3}d_D$

Die unbekannte Größe C_h^* wird aus ΣH ermittelt und die weitere Unbekannte B_h^* wird mit

$$B_h^* = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_{phP} \cdot d_1 \cdot z_p^* \quad (8.50)$$

$$z_p^* = 0,75 \cdot d_1 / \gamma_{Ep} \quad (8.51)$$

angesetzt. Für die gesuchte Einbindetiefe d_g ergibt sich damit eine Gleichung dritten Grades

$$0 = E_{ahG,k} \cdot \gamma_G \cdot x'_{EG} + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q \cdot x'_{EQ} \quad (8.52)$$

$$+ \frac{2}{3}(E_{ahG,k} \cdot \gamma_G + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q) d_g - \frac{12 K_{phP} \cdot \gamma (1 - \frac{1}{2\gamma_{Ep}})}{125 \gamma_{Ep}} d_g^3 \quad (8.53)$$

Für den häufigen Fall mit großflächiger Geländeaufkast und einheitlicher Bodenwichte kann die Einbindetiefe vereinfacht aus Abb. 8.3 ermittelt werden. Darin gibt die Linie $\max h/H$ die größtmögliche, auf die Wandlänge bezogene freie Wandhöhe für übliche Verhältnisse von Erdwiderstandsbeiwert zu Erddruckbeiwert, an. Wendet man auf diese Beiwerte die Teilsicherheitsbeiwerte für den Erdwiderstand und ständige Einwirkungen an, kann bei vorgegebener freier Wandhöhe die erforderliche Wandlänge bestimmt werden. Großflächige Geländeaufkaste und aktiver Erddruck aus Kohäsion können mit zusätzlichen, rechnerischen Wandhöhen berücksichtigt werden.

Großflächige ständige Einwirkung	$h_p = \frac{2 p_k \cdot \gamma_G}{\gamma}$
Großflächige veränderliche Einwirkung	$h_q = \frac{2 q_k \cdot \gamma_Q}{\gamma}$
Erddruck aus Kohäsion	$h_c = \frac{4 c' \cdot \gamma_G}{\gamma \cdot \sqrt{K_{ah}}}$
Erddruck aus Bodeneigengewicht	$h_g = h \cdot \gamma_G$
Rechnerische freie Wandhöhe	$h^* = h_g + h_p + h_q - h_c$
Verhältnis der Erddruckbeiwerte als	
Eingangswert für Abb. 8.3	$\frac{K_{ph}}{\gamma_{Ep} \cdot K_{ah}}$
Erforderliche Wandlänge	erf. $H = \frac{h^*}{\max(h/H)}$

8.5.2 Nachweis des Erdaufлагers

Die charakteristischen Beanspruchungen des Erdaufлагers können mit Abb. 8.5 und den Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden. Bei vorgegebener freier Wandhöhe h und Wandlänge H werden zunächst die geometrischen Größen für den Einbindebereich ermittelt.

$$d_g = H - h; \quad d_D = 0,2 \cdot d_g; \quad d_1 = d_g - d_D \quad (8.54)$$

Die resultierende Beanspruchung muss näher am Drehpunkt angreifen als die Resultierende der Einwirkungen, da sonst keine Drehung der Wand zur Baugrube hin auftritt. Dies ist gewährleistet, wenn die bezogene freie Wandhöhe größer ist als h_{Gr}/H .

$$\frac{h_{Gr}}{H} = 1 - \frac{5}{16} \left(\frac{3 x_E}{H} - \sqrt{\left(\frac{3 x_E}{H} \right)^2 + \frac{16 (E_{ahG,k} \cdot \gamma_G + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q)}{\gamma \cdot K_{phP} \cdot H^2}} \right) \quad (8.55)$$

Darin ist x_E der Abstand der Resultierenden der Einwirkungen zum Drehpunkt nach Gl. 8.63. Für unbelastete Geländeoberflächen und einheitliche Bodenwichten vor und hinter der Wand ist Gl. 8.55 in Abb. 8.3 ausgewertet.

In Fall 1 ist $h > h_{Gr}$. Die Gleichgewichtsbedingungen in den Gl. 8.56 und 8.57 werden zusammen mit dem Ansatz für die Verteilung der Spannungen auf der Baugrubenseite in Gl. 8.58 nach der Größe z_p gelöst. Dabei wird auch die Auflagerkraft unterhalb des Drehpunktes $C_{h,d}$ bestimmt. Diese Kraft wird aber nicht weiter benötigt, da für den Nachweis des Erdaufagers die Beanspruchungen getrennt nach ständigen und veränderlichen Einwirkungen ermittelt werden.

$$\Sigma H : 0 = E_{ahG,k} \cdot \gamma_G + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q - B_{h,d} + C_{h,d} \quad (8.56)$$

$$\Sigma M_D : 0 = E_{ahG,k} \cdot \gamma_G \cdot x_{EG} + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q \cdot x_{EQ} - B_{h,d} \cdot x_B - C_{h,d} \cdot x_C \quad (8.57)$$

$$B_{h,d} = \frac{1}{2} e'_{ph1,d} \cdot d_1; \quad \text{mit } e'_{ph1,d} = \gamma \cdot K_{phP} \cdot z_p \quad (8.58)$$

Zuerst wird die Tiefenlage z_p der größten Spannung im Erdaufleger auf der Baugrubenseite mit den Bemessungswerten der gesamten Einwirkungen bestimmt. Diese wird für die getrennte Ermittlung der Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen benötigt. Dafür werden zunächst nicht die Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen differenziert. Für den Angriffspunkt der Auflagerkraft unterhalb des Drehpunktes kann nach den Ergebnissen aus Abschnitt 6.7 mit Gl. 8.59 angesetzt werden. Beim Auflager auf der Baugrubenseite wird angenommen, dass die Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen auf gleicher Höhe wirken. Der Abstand zum Drehpunkt nach Gl. 8.60 ist von der Tiefenlage z_p der größten Spannung abhängig.

$$x_C = -\frac{2}{3} d_D = -\frac{2}{3} \frac{1}{5} d_g = -\frac{2}{15} d_g \quad (8.59)$$

$$x_B = \frac{1}{3} (2 \cdot d_1 - z_p) \quad (8.60)$$

Aus den Gl. 8.56 und 8.57 zusammen mit Gl. 8.58 sowie Gl. 8.59 und Gl. 8.60 sind die gesuchten Größen

$$z_p = \frac{3}{4} d_1 - \sqrt{\left(\frac{3}{4} d_1\right)^2 + \frac{E_{ah,d} (d_1 - 6 x_E)}{\gamma \cdot K_{phP} \cdot d_1}} \quad (8.61)$$

Darin ist $E_{ah,d}$ der Bemessungswert der gesamten Einwirkungen und x_E der Abstand zum Drehpunkt. Die beiden Werte berechnen sich zu

$$E_{ah,d} = E_{ahG,k} \cdot \gamma_G + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q \quad (8.62)$$

$$x_E = \frac{E_{ahG,k} \cdot x_{EG} + E_{ahQ,k} \cdot x_{EQ}}{E_{ah,d}} \quad (8.63)$$

Als nächstes werden die Beanspruchungen des Erdauflegers, getrennt für ständige und veränderliche Einwirkungen, ermittelt. Dafür werden die Gleichgewichtsbedingungen aufgeteilt.

$$\Sigma H_G : 0 = E_{ahG,k} - B_{hG,k} + C_{hG,k} \quad (8.64)$$

$$\Sigma H_Q : 0 = E_{ahQ,k} - B_{hQ,k} + C_{hQ,k} \quad (8.65)$$

$$\Sigma M_{DG} : 0 = E_{ahG,k} \cdot x_{EG} - B_{hG,k} \cdot x_B - C_{hG,k} \cdot x_C \quad (8.66)$$

$$\Sigma M_{DQ} : 0 = E_{ahQ,k} \cdot x_{EQ} - B_{hQ,k} \cdot x_B - C_{hQ,k} \cdot x_C \quad (8.67)$$

Für den Fall 2, $h \leq h_{Gr}$, wird die Tiefenlage der größten Spannung im Auflager auf der Baugrubenseite aus der Bedingung abgeleitet, dass die Beanspruchung $B_{h,k}$ und die Einwirkungen in gleicher Höhe angreifen.

$$x_B = x_E \quad (8.68)$$

$$\Rightarrow z_p = \frac{8}{5}(H - h) - 3x_E \quad (8.69)$$

Da aus dieser Annahme resultiert, dass die Auflagerkraft $C_{h,k}$ unterhalb des Drehpunktes Null ist, sind die Beanspruchungen auf der Baugrubenseite gleich den Einwirkungen.

$$B_{hG,k} = E_{ahG,k} \quad (8.70)$$

$$B_{hQ,k} = E_{ahQ,k} \quad (8.71)$$

Der Nachweis des Erdauflegers beinhaltet eine Grenzzustandsbedingung für den Erdwiderstand auf der Baugrubenseite und eine für den Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes. Für die Erdseite ergibt sich die Bemessungsgröße der Beanspruchung zu

$$S_{B,d} = B_{hG,k} \cdot \gamma_G + B_{hQ,k} \cdot \gamma_Q \quad (8.72)$$

Der Bemessungswert des Widerstandes ist

$$R_{B,d} = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_{phP} \cdot z_p^* \cdot d_1 \quad (8.73)$$

$$\text{mit } z_p^* = 0,75 \cdot d_1 / \gamma_{Ep} \quad (8.74)$$

Dabei berücksichtigt der Faktor 0,75, dass es sich beim Erdwiderstand vor der Wand um eine Fußpunktdrehung handelt. Der Erdwiderstandsbeiwert K_{phP} kann dann nach den Angaben in DIN 4085 unter Annahme einer Parallelbewegung der Wand bestimmt

werden. Die Bemessungsgröße der Beanspruchung $S_{C,d}$ auf der Erdseite unterhalb des Drehpunktes und der zugehörige Widerstand $R_{C,d}$ sind

$$S_{C,d} = C_{hG,k} \cdot \gamma_G + C_{hQ,k} \cdot \gamma_Q \quad (8.75)$$

$$R_{C,d} = \frac{1}{\gamma_{Ep}} \frac{1}{2} \gamma \cdot K_{phR} \cdot d_D \cdot H \quad (8.76)$$

Der Erdwiderstandsbeiwert K_{phR} kann nach Abschnitt 6.8 ermittelt werden. Mit den Paaren $S_{B,d}$ und $R_{B,d}$ sowie $S_{C,d}$ und $R_{C,d}$ ist die Grenzzustandsbedingung in Gl. 8.47 einzuhalten.

Weiterhin ist zu zeigen, dass die Gleichgewichtsbedingung ΣV in Gl. 8.77 erfüllt ist. Dieser Nachweis wird mit charakteristischen Größen geführt. Es wird damit gezeigt, dass der vertikale Erdwiderstand auf der Baugrubenseite mobilisiert wird. Die nach oben gerichtete Kraft $B_{v,k}$ muss kleiner als die Summe der nach unten wirkenden Kräfte $E_{av,k}$, $C_{v,k}$ und G_k sein.

$$B_{v,k} \leq \Sigma V_k = E_{av,k} + C_{v,k} + G_k \quad (8.77)$$

Die vertikalen Erdkräfte des Gleichgewichts ergeben sich aus deren Horizontalkomponenten und Neigungswinkeln. Außerdem ist G_k das charakteristische Eigengewicht der Verbaukonstruktion.

$$B_{v,k} = (B_{hG,k} + B_{hQ,k}) \cdot \tan \delta_{p1} \quad (8.78)$$

$$E_{av,k} = (E_{ahG,k} + E_{ahQ,k}) \cdot \tan \delta_a \quad (8.79)$$

$$C_{v,k} = (C_{hG,k} + C_{hQ,k}) \cdot \tan \delta_{p2} \quad (8.80)$$

8.5.3 Ermittlung der Biegebeanspruchung der Wand

Für die Darstellung der Gleichungen zur Ermittlung der Biegebeanspruchungen ist es sinnvoll, neben der Überprüfung von h_{Gr} , eine weitere Differenzierung vorzunehmen. Die Tiefenlage des Querkraftnullpunktes kann unterhalb oder oberhalb der größten Spannung im Auflager auf der Baugrubenseite auftreten. So lassen sich insgesamt vier Fälle nach Tabelle 8.1 unterscheiden.

Die größten Biegemomente treten in der Tiefe z_U des Querkraftnullpunktes unter der Geländeoberkante auf. Sind ständige und veränderliche Einwirkungen vorhanden ergeben sich dafür verschiedene Tiefenlagen z_{UG} und z_{UQ} unterhalb der Geländeoberkante. Dies

wird bei der Ermittlung der Beanspruchungen der Wand durch die getrennte Betrachtung der Einwirkungen berücksichtigt.

Zunächst werden die Spannungsverteilungen aus den charakteristischen Beanspruchungen im Einbindebereich auf der Baugrubenseite benötigt. Die größten Spannungen ergeben sich, getrennt nach ständigen und veränderlichen Einwirkungen, zu

$$e'_{phG1,k} = \frac{2 B_{hG,k}}{d_1} \quad (8.81)$$

$$e'_{phQ1,k} = \frac{2 B_{hQ,k}}{d_1} \quad (8.82)$$

Dabei ist z_p für die Fälle 1a und 1b nach Gl. 8.61 und für die Fälle 2a und 2b nach Gl. 8.69 bestimmt.

Fall 1a und Fall 2a:

In den Fällen 1a und 2a liegt z_U tiefer als die größte Spannung der Beanspruchungen auf der Baugrubenseite. Die Querkraftnullpunkte ergeben sich nach Abb. 8.6 zu

$$z_{UG} = h + d_1 - \sqrt{d_1^2 - z_p \cdot d_1 - \frac{2 E_{ahGU,k}}{e'_{phG1,k}} (d_1 - z_p)} \quad (8.83)$$

$$z_{UQ} = h + d_1 - \sqrt{d_1^2 - z_p \cdot d_1 - \frac{2 E_{ahQU,k}}{e'_{phQ1,k}} (d_1 - z_p)} \quad (8.84)$$

Darin sind $e'_{phG1,k}$ und $e'_{phQ1,k}$ die Spannungen in der Tiefe z_p unter der Geländeoberkante nach den Gl. 8.81 und 8.82.

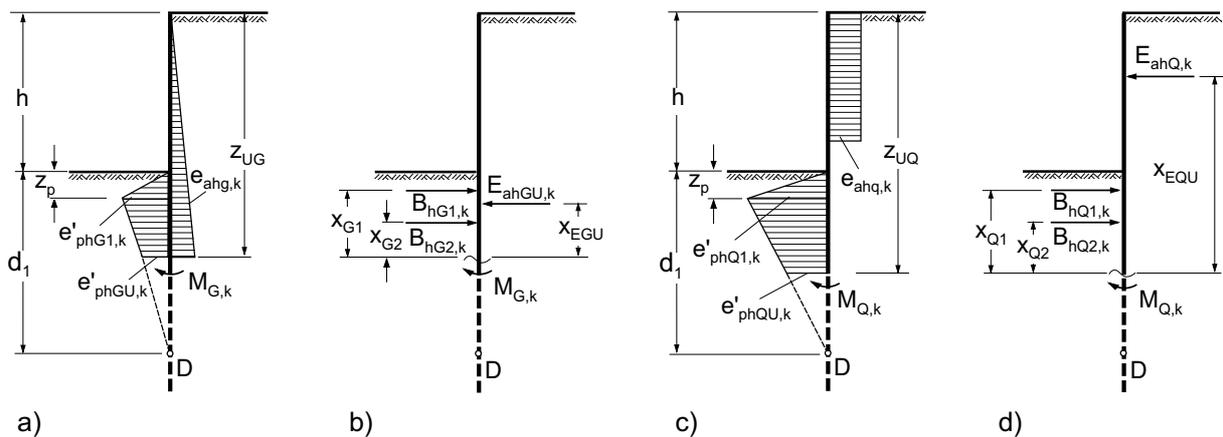


Abb. 8.6: Lastbilder zur Ermittlung der Biegebeanspruchungen für den Fall 1a und 2a: a) Spannungen und b) Erddruckkräfte bei ständigen Einwirkungen, c) Spannungen und d) Erddruckkräfte bei veränderlichen Einwirkungen.

Dargestellt ist Fall 1a. In Fall 2a ist $z_p > d_1/2$.

Für die Berechnung der Momente ist es hilfreich die Beanspruchungen in zwei Teilkräfte oberhalb und unterhalb des größten Erddruckes aufzuteilen und sie getrennt mit ihren jeweiligen Hebelarmen zu ermitteln. Für die ständigen Einwirkungen betragen sie

$$B_{hG1,k} = \frac{1}{2} e'_{phG1,k} \cdot z_p \quad (8.85)$$

$$x_{G1} = z_{UG} - h - \frac{2}{3} z_p \quad (8.86)$$

$$B_{hG2,k} = \frac{1}{2} (e'_{phGU,k} + e'_{phG1,k}) \cdot (z_{UG} - h - z_p) \quad (8.87)$$

$$x_{G2} = (z_{UG} - h - z_p) \left(1 - \frac{2 e'_{phGU,k} + e'_{phG1,k}}{3 (e'_{phGU,k} + e'_{phG1,k})} \right) \quad (8.88)$$

Für die veränderlichen Einwirkungen ergibt sich analog

$$B_{hQ1,k} = \frac{1}{2} e'_{phQ1,k} \cdot z_p \quad (8.89)$$

$$x_{Q1} = z_{UQ} - h - \frac{2}{3} z_p \quad (8.90)$$

$$B_{hQ2,k} = \frac{1}{2} (e'_{phQU,k} + e'_{phQ1,k}) \cdot (z_{UQ} - h - z_p) \quad (8.91)$$

$$x_{Q2} = (z_{UQ} - h - z_p) \left(1 - \frac{2 e'_{phQU,k} + e'_{phQ1,k}}{3 (e'_{phQU,k} + e'_{phQ1,k})} \right) \quad (8.92)$$

Die größten Biegemomente können dann berechnet werden mit

$$M_{G,k} = E_{ahGU,k} \cdot x_{EGU} - B_{hG1,k} \cdot x_{G1} - B_{hG2,k} \cdot x_{G2} \quad (8.93)$$

$$M_{Q,k} = E_{ahQU,k} \cdot x_{EQU} - B_{hQ1,k} \cdot x_{Q1} - B_{hQ2,k} \cdot x_{Q2} \quad (8.94)$$

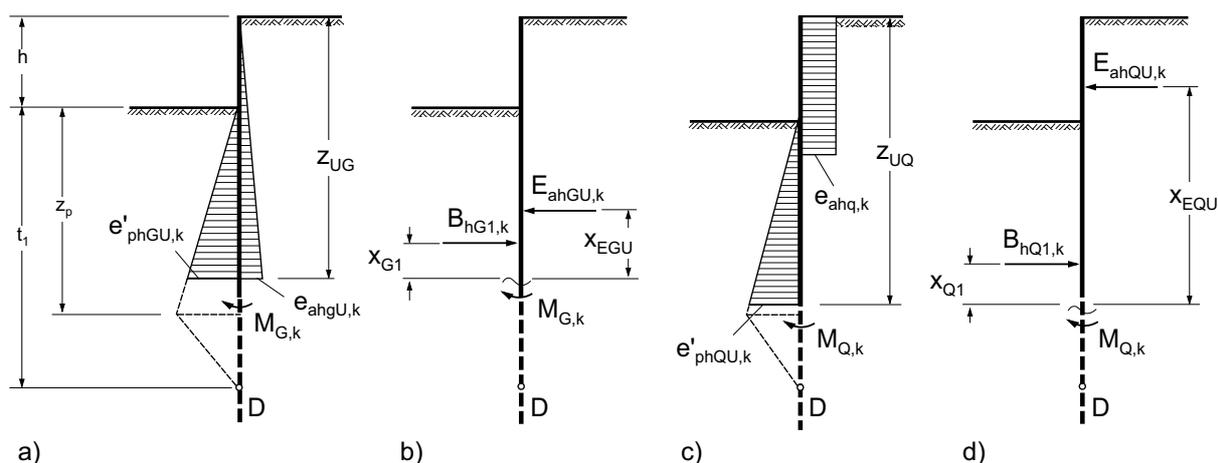


Abb. 8.7: Lastbilder zur Ermittlung der Biegebeanspruchungen für Fall 1b und 2b: a) Spannungen und b) Erddruckkräfte bei ständigen Einwirkungen, c) Spannungen und d) Erddruckkräfte bei veränderlichen Einwirkungen.

Dargestellt ist Fall 2b. In Fall 1b ist $z_p < d_1/2$.

Fall 1b und Fall 2b:

Für den Fall, dass der Querkraftnullpunkt oberhalb der größten Spannung auf der Baugrubenseite liegt, kann die Tiefenlage unter der Geländeoberkante nach Abb. 8.7 mit

$$z_{UG} = h + \sqrt{\frac{2 E_{ahGU,k}}{e'_{phG1,k}} \cdot z_p} \quad (8.95)$$

$$z_{UQ} = h + \sqrt{\frac{2 E_{ahQU,k}}{e'_{phQ1,k}} \cdot z_p} \quad (8.96)$$

ermittelt werden. Dabei wird z_p für den Fall 1a nach Gl. 8.61 und für den Fall 2b nach Gl. 8.69 angesetzt. Die Spannungen $e'_{phG1,k}$ und $e'_{phQ1,k}$ ergeben sich nach den Gl. 8.81 und 8.82.

Die größten charakteristischen Biegemomente sind

$$M_{G,k} = E_{ahGU,k} \cdot x_{EGU} - \frac{e'_{phG1,k}}{6 z_p} (z_{UG} - h)^3 \quad (8.97)$$

$$M_{Q,k} = E_{ahQU,k} \cdot x_{EQU} - \frac{e'_{phQ1,k}}{6 z_p} (z_{UQ} - h)^3 \quad (8.98)$$

8.6 Ergebnisse des Berechnungsvorschlages, des Verfahrens nach Blum und FE-Berechnungen

Für den Vergleich der Berechnungsverfahren wurden die Ergebnisse bei dichter Lagerung ausgewählt. Die Grundlagen des Vergleichs sind dabei die gleichen wie in Abschnitt 4.1. Bei dem neuen Berechnungsvorschlag wurde, wie auch bei den FE-Berechnungen eine einheitliche Wandlänge von $H = 10,0$ m angesetzt. Die Annahmen für die Wandreibungswinkel sind entsprechend den Ansätzen für das Verfahren von BLUM gewählt.

Abb. 8.8 zeigt die vorgeschlagene Erddruckverteilung und die Ergebnisse der FE-Berechnungen. Dargestellt ist eine Lastfigur für eine Wandhöhe, die kleiner ist als die Grenzhöhe nach Gl. 8.5, eine weitere die nahe der größtmöglichen freien Wandhöhe liegt, sowie eine bei einem mittleren Aushubniveau.

Die Darstellungen in Abb. 8.9 zeigen die Ergebnisse der Querkräfte nach dem Berechnungsvorschlag, dem Verfahren nach BLUM und den numerischen Berechnungen. In Bild a) sind exemplarisch die Querkraftverläufe für eine freie Wandhöhe dargestellt. Auf der Länge der freien Wandhöhe ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse aller Verfahren. Unterhalb, im Bereich der negativen Querkräfte, zeigen die

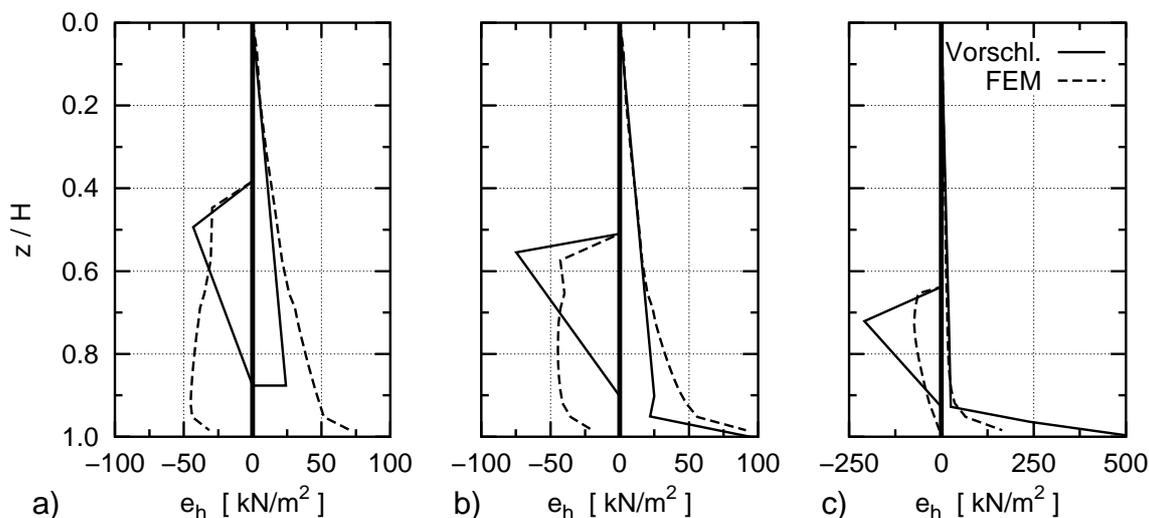


Abb. 8.8: Erddruckverteilungen nach dem Berechnungsvorschlag und Ergebnisse der FE-Berechnungen: a) bezogene freie Wandhöhe $h/H = 0,383$, b) $h/H = 0,510$, c) $h/H = 0,638$

Verläufe nach dem Berechnungsvorschlag und der FE-Methode nur geringe Abweichungen, während sich nach dem Verfahren von BLUM eine andere Verteilung ergibt. Dies spiegelt sich auch in Bild b) wider. Darin sind die größten und kleinsten Querkräfte bei zunehmender freier Wandhöhe dargestellt. Die größte Querkraft $\max Q$ ist bei den drei Modellen annähernd gleich. Bei der kleinsten Querkraft sind für alle ausgewerteten freien Wandhöhen deutlich geringere Differenzen zwischen dem Vorschlag und der FEM vorhanden, als zwischen BLUM und den numerischen Ergebnissen.

Abb. 8.10a zeigt die größten Biegemomente für die drei Berechnungsansätze. Für eine mittlere freie Wandhöhe von $h = 4,00 \text{ m} \dots 5,50 \text{ m}$ ergeben sich nur geringe Differenzen zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Modelle. Bei größerer Wandhöhe sind die Biegemomente der beiden analytischen Verfahren größer als die mit der FEM ermittelt worden sind. Wobei bei der größten untersuchten freien Wandhöhe von $h = 7,08 \text{ m}$ der Berechnungsvorschlag und die FE-Methode nahezu gleiche Ergebnisse liefern. Bei kleinen freien Wandhöhen $h = 2,50 \text{ m} \dots 4,00 \text{ m}$ ergeben sich nach dem Verfahren von BLUM geringere Biegemomente als mit dem numerischen Modell. Nach dem Berechnungsvorschlag sind in diesem Bereich von Wandhöhen die Biegemomente größer als nach der FE-Methode. Abb. 8.10b zeigt die Tiefenlagen der größten Biegemomente unter der Geländeoberkante für alle drei Verfahren. Dabei ergeben sich bei dem Berechnungsvorschlag und der FEM weitgehende Übereinstimmungen. Mit dem Verfahren von BLUM werden höhe-

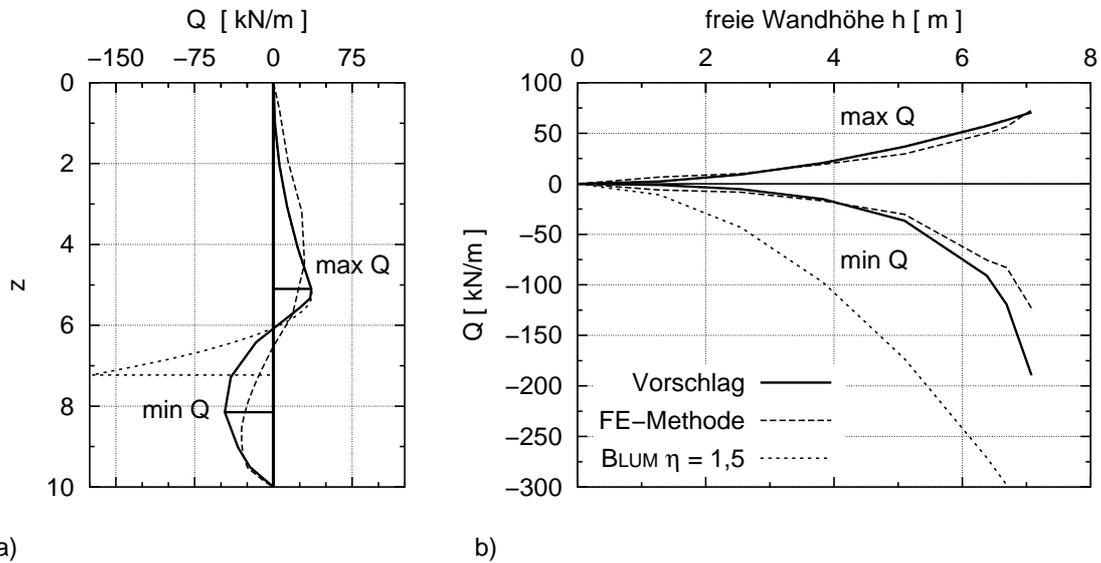


Abb. 8.9: Berechnete Querkräfte nach dem Berechnungsvorschlag, der FE-Methode und dem Verfahren nach BLUM: a) Querkraftverteilung für eine freie Wandhöhe $h = 5,10$ m, b) größten und kleinsten Querkräfte bei verschiedenen Wandhöhen

re Tiefenlagen als mit den anderen beiden Modellen ermittelt, wobei die Differenzen bei größer werdender freie Wandhöhe kleiner werden und ab $h = 6,30$ m vernachlässigbar sind.

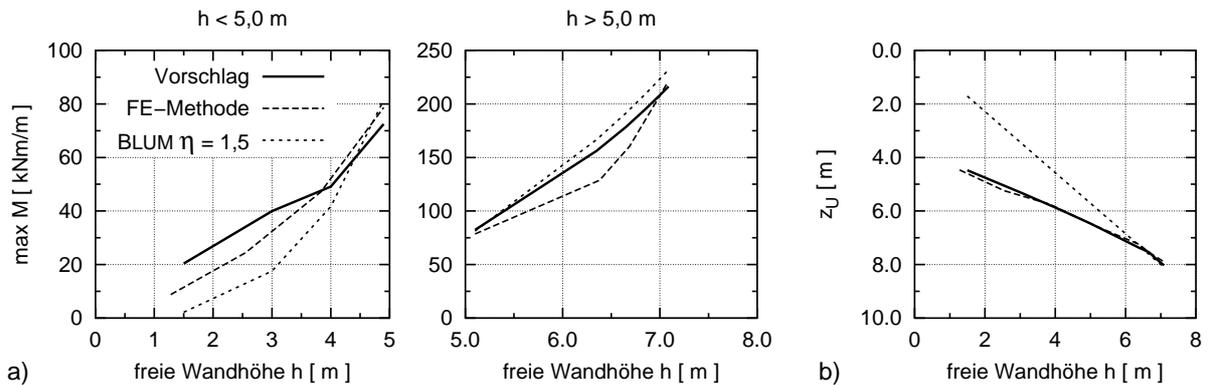


Abb. 8.10: Berechnete Biegemomente nach dem Berechnungsvorschlag, der FE-Methode und dem Verfahren nach BLUM: a) größtes Biegemoment, b) Tiefenlage des größten Momentes unter der Geländeoberkante

8.7 Zusammenfassung

Der Berechnungsvorschlag bindet die Ergebnisse der vorangegangenen Kapitel in ein neues analytisches Berechnungsverfahren ein. Dies beinhaltet einen Vorschlag für die Berücksichtigung des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes. Für den Erdwiderstand auf der Baugrubenseite wurde ein neues Lastbild vorgestellt. Sowohl für den Fall, dass die Einbindetiefe für die Standsicherheit gerade ausreichend ist, als auch für den Fall größerer Einbindetiefen, können damit die Beanspruchungen des Bodens und der Wand ermittelt werden.

Bei der Ermittlung der Beanspruchungen der Wand zeigt das neue Modell Vorteile gegenüber dem Standardverfahren nach BLUM. Zum einen wird der Querkraftverlauf im Auflagerbereich der Wand besser dargestellt. Zum anderen kann die Tiefenlage des größten Biegemomentes genauer bestimmt werden. Weiterhin wird das Biegemoment bei kleinen bezogenen Wandhöhen nicht mehr unterschätzt.

Kapitel 9

Zusammenfassung

Bei der Berechnung von nicht gestützten Baugruben mit dem Verfahren nach BLUM treten mehrere offene Fragestellungen auf: Verteilung des Erddruckes, Ansatz der Wandreibung, Erdwiderstand unterhalb des Drehpunktes und Einfluss der Biegesteifigkeit auf das Tragverhalten.

In der vorliegenden Arbeit werden die einzelnen Themenkomplexe mit Hilfe von FE-Simulationen untersucht. Zunächst wird auf der Grundlage einer umfangreichen Literaturrecherche ein Berechnungsmodell für die numerische Simulationen festgelegt. Der Vergleich von Berechnungsergebnissen mit Ergebnissen von Modellversuchen anderer Autoren zeigen die gute Eignung des gewählten Modells zur Simulation des Tragverhaltens einer nicht gestützten Wand.

Ein Vergleich von Berechnungsergebnissen des Verfahrens nach BLUM mit dem numerischen Modell zeigt deutliche Unterschiede bei den Schnittgrößen der Wand. Insbesondere dann, wenn die vorhandenen Einbindetiefen größer sind, als für die Standsicherheit erforderlich, werden Defizite in dem Modell nach BLUM offensichtlich.

Für die Untersuchungen zum Ansatz der Wandreibung wird ein neues Kontaktmodell auf der Grundlage der Hypoplastizität entwickelt. Mit diesem Modell kann der Kontakt zwischen Oberflächen mit beliebiger Rauigkeit und granularen Stoffen simuliert werden. Dilatanz und Kontraktanz werden ebenso abgebildet wie die Einflüsse der Kontaktspannungen und der Lagerungsdichte des Bodens auf den Reibungswinkel. Aus den Berechnungsergebnissen mit dem hypoplastischen Kontaktmodell, einem Vergleichsmodell mit COULOMB-Reibung und den Ergebnissen von Modellversuchen anderer Autoren werden Vorschläge zum Ansatz der Wandreibung für Berechnungen mit analytischen Verfahren

entwickelt. Danach kann die Wandreibung unterhalb des Drehpunktes günstiger angenommen werden, als es in der Praxis momentan üblich ist.

Bei dem Verfahren nach BLUM wird die Rammtiefe unterhalb des theoretischen Auflagerpunktes aufgrund von Erfahrungswerten mit einem pauschalen Zuschlag oder auf Grundlage einer Berechnung mit dem Vorschlag von LACKNER festgelegt. Bei dem rechnerischen Nachweis werden Erdwiderstandsbeiwerte, die auf parallelen Wandbewegungen basieren, verwendet. Mit einer Serie von numerischen Berechnungen wird der Erdwiderstand vor einer rückdrehenden Wand untersucht. Es werden die Drehpunktlagen, die mögliche Wandreibung und die Lagerungsdichten des Bodens variiert.

Es werden bei den Berechnungen mit unterschiedlichen Drehpunktlagen die Verschiebungsfelder analysiert. Dabei sind zwei unterschiedliche Bruchmechanismen festzustellen. Bei hoher Drehpunktlage tritt ein Bruch auf, bei dem es zu Hebungen an der Geländeoberkante kommt. Bei tiefer Drehpunktlage entsteht ein tiefliegendes Versagen. Bei dieser Versagensart sind bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. bis zur halben Bruchlast größere Verdrehungen erforderlich als bei einer hohen Lage des Drehpunktes. Die mögliche Wandreibung hat bei dem gewählten statischen System keinen Einfluss auf den resultierenden Erdwiderstand. Zwar ist die lokale Wandreibung über die Wandhöhe veränderlich, aber der Neigungswinkel der Resultierenden ist konstant für verschiedene Reibungsparameter. Die Verteilung des Erdwiderstandes nimmt vom Drehpunkt zum Wandfuß überproportional zu. Die größten Spannungen am Wandfuß wachsen mit größer werdender Verdrehung schneller an als im restlichen Bereich der rückdrehenden Wand. Die Resultierende des Erdwiderstandes liegt im Grenzzustand der Tragfähigkeit höher als bei halber Bruchlast. Die Auswertung von Ansätzen anderer Autoren und den Angaben nach DIN 4085 zeigen, dass damit der Erdwiderstand unterhalb eines Drehpunktes auf der Wand nur unzureichend erfasst wird. Die numerische ermittelten Erdwiderstände bei Rotation sind mindestens doppelt so groß, wie Erdwiderstände bei parallelen Wandbewegungen. Für die Anwendung in der Praxis werden dimensionslose Erdwiderstandsbeiwerte abgeleitet. Näherungsweise können die Erdwiderstandsbeiwerte mit einer einfachen analytischen Gleichung bestimmt werden. Außerdem wird auch ein analytischer Ansatz für die Berechnung der Erddruckverteilung vorgestellt.

Üblicherweise wird den analytischen Berechnungen von nicht gestützten Baugrubenwänden eine starre Wand zu Grunde gelegt. Mit numerischen Berechnungen wird der Einfluss der Wandbiegesteifigkeit auf das Tragverhalten untersucht. Für Wandsysteme mit unterschiedliche Steifigkeiten werden die Mobilisierung des aktiven Erddruckes und der Bo-

denreaktionen im Einbindebereich analysiert. Außerdem werden die Biegemomente der Wände ausgewertet. Dabei erwiesen sich für die Spannungen im Boden und die Schnittgrößen der Wand nicht alleine die Wandsteifigkeiten, sondern die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Wand und Boden von entscheidender Bedeutung.

Es wird ein neues analytischen Berechnungsverfahren vorgestellt. Die Erkenntnisse der vorangegangenen Untersuchungen gehen dabei als Berechnungsannahmen ein. Mit dem Berechnungsvorschlag können sowohl die erforderlichen Einbindetiefen, als auch die Beanspruchungen von Boden und Wand bei gegebenen Einbindetiefen ermittelt werden. Besonders bei Wandsystemen mit Einbindetiefen, die größer sind als für die Standsicherheit erforderlich, zeigen sich Verbesserungen bei den Schnittgrößenverläufen gegenüber dem Verfahren nach BLUM.

Einige der offenen Fragestellungen werden in der vorliegenden Arbeit behandelt. Allerdings ergeben sich auch neue Fragen, die noch weiterer Untersuchungen bedürfen. Zum Beispiel blieb eine Kohäsion unberücksichtigt. Wie beeinflusst eine mögliche Kohäsion die Mobilisierung und Größe der Wandreibung? Welcher Erdwiderstand aus der Kohäsion ergibt sich unterhalb des Drehpunktes? Auch bei gestützten Baugruben wird häufig eine bodenmechanische Einspannung angenommen. Dabei ist noch offen, wie die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Wand und Boden dieses Tragverhalten beeinflussen.

Literaturverzeichnis

- [1] ABAQUS/STANDARD: *User's Manual, Version 5.8.*
- [2] ABDEL-RAHMAN, K. (1999): *Numerische Untersuchungen von Maßstabseffekten beim Erddruck in Sand*, Universität Dortmund, Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund – Grundbau, Heft 23.
- [3] AL-AKEL, S. (2001): Modellversuche an einer im Boden eingespannten Wand. FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium* Bd. 9 Universität Dresden, Institut für Geotechnik (Veranst.), S. 11–22.
- [4] BATHE, K. J. (1990): *Finite-Elemente-Methoden*. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg.
- [5] BAUER, E. (1996): Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. *Soils and Foundations* 36, Nr. 1, S. 13–26.
- [6] BICA, A., CLAYTON, C. (1989): Limited equilibrium design for free embedded cantilever walls in granular materials. *Proceeding of Institution of Civil Engineers* 86, Nr. 1, S. 879–898.
- [7] BICA, A., CLAYTON, C. (1998): An experimental study of the behaviour of embedded lengths of cantilever walls. *Geotechnique* 48, Nr. 6, S. 731–745.
- [8] BLUM, H. (1931): *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*. Wilhelm Ernst und Sohn.
- [9] BRANSBY, P., MILLIGAN, G. (1975): Soil deformations near cantilever sheet pile walls. *Géotechnique* 25, S. 175–195.
- [10] BRINCH HANSEN, J., LUNGREN, H. (1960): *Hauptprobleme der Bodenmechanik*. Springer.

- [11] DAY, R.-A. (1999): Net pressure analysis of cantilever sheet pile walls. *Geotechnique* 49, Nr. 2, S. 231–245.
- [12] DAY, R.-A., POTTS, D.-M. (1993): Modelling sheet pile retaining walls. *Computers and Geotechnics* 15, S. 125–143.
- [13] FOURIE, A., POTTS, D. (1989): Comparison of finite element and limiting equilibrium analyses for an embedded cantilever retaining wall. *Geotechnique* 39, Nr. 2, S. 175–188.
- [14] GARNIER, J., KÖNIG, D. (1998): Scale effects in piles and nails loading tests in sand. *Centrifuge* 98, S. 205–210.
- [15] GARNIER, J., KÖNIG, D. (2000): *Versuchsergebnisse von modifizierten Rahmen-scherversuche*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, Ruhr-Universität Bochum, Persönliche Korrespondenz. – Unveröffentlicht.
- [16] GUDEHUS, G. (1996): A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations* 36, Nr. 1, S. 1–12.
- [17] GUDEHUS, G. (2001): *Stoffgesetze für Böden aus physikalischer Sicht, Grundbautaschenbuch*. Bd. 1. 6. Aufl. Smolczyk, U. (Hrsg.). – S. 203 – 254.
- [18] GUDEHUS, G., GOLDSCHIEDER, M., WINTER, H. (1977): Mechanical properties of sand and clay and numerical integration methods: some sources of errors and bounds of accuracy. GUDEHUS, G. (Hrsg.): *Finite Elements in Geomechanics*, John Wiley and Sons Ltd., S. 121–150.
- [19] GURTIN, M., SPEAR, K. (1983): On the relationship between the logarithmic strain rate and the stretching tensor. *International Journal of Solids and Structures* 19, Nr. 5, S. 437–444.
- [20] GUTJAHR, S. (2000): Tragverhalten von nicht gestützten Wänden im Sand. SCHWEIGER, H. F. (Hrsg.): *Verformungsprognose für tiefe Baugruben* Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Veranst.), AK 1.6: Numerik in der Geotechnik, S. 181 – 198. – Workshop Stuttgart.
- [21] HAIRER, E. (1987): *Solving ordinary differential equations I*. Springer.

- [22] HERLE, I. (1997): *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institutes für Boden- und Felsmechanik, Heft 142.
- [23] HERLE, I., MAYER, P.-M. (1999): Verformungsberechnung einer Unterwasserbetonbaugrube auf der Grundlage hypoplastisch ermittelter Parameter des Berliner Sandes. *Bautechnik* 1, S. 34–48.
- [24] HERLE, I., NÜBEL, K. (1999): Hypoplastic description of the interface behaviour. PANDE, S. (Hrsg.): *Numerical Models in Geomechanics*. Balkema (NUMOG VII), S. 53 – 58.
- [25] HETTLER, A. (1997): Maßstabeffekte bei Erddruck in Sand. FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium*. Dresden, S. 49–71.
- [26] HOMMERS, S. (1997): *Zur physikalischen Modellierung des Tragverhaltens von Pfahlgründungen*, Ruhr-Universität Bochum, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Diplomarbeit.
- [27] HÜGEL, H.-M. (1995): *Prognose von Bodenverformungen*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institut für Boden- und Felsmechanik, Heft 136.
- [28] JACOBY, E. (1941): Grundsätzliches über die Berechnung von Spundwänden. *Die Bautechnik* 19, Nr. 8, S. 88–94.
- [29] KEMPFERT, H.-G. (2000): Ergebnisse einer numerischen Vergleichsberechnung von Mitgliedern des DGGT-Arbeitskreises „Baugruben“ an einer zweifach ausgesteiften Baugrube. SCHWEIGER, H. F. (Hrsg.): *Verformungsprognose für tiefe Baugruben* Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Veranst.), AK 1.6: Numerik in der Geotechnik, S. 68 – 88. – Workshop Stuttgart.
- [30] KING, G. (1995): Analysis of cantilever sheet-pile walls in cohesionless soil. *Journal of Geotechnical Engineering* 121, Nr. 9, S. 629–635.
- [31] KING, G., MCLOUGHLIN, J. (1993): Centrifuge model studies of a cantilever retaining wall in sand. *Retaining structures*.
- [32] KOLYMBAS, D. (1978): *Ein nichtlineares viskoplastisches Stoffgesetz für Böden*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institutes für Boden- und Felsmechanik, Heft 77.

- [33] KOLYMBAS, D. (1988): *Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institutes für Boden- und Felsmechanik, Heft 109.
- [34] KOLYMBAS, D. (2000): *Introduction to Hypoplasticity*. Bd. 1: *Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling*. 1. Auflage. A. A. Balkema, Rotterdam.
- [35] KREMER, A. (1998): *Das Tragverhalten von eingespannten biegsamen Stützwänden im bodenmechanischen 1g-Modellversuch*, Bergische Universität GH Wuppertal, Lehr- und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik, Bericht Nr. 18.
- [36] KUDELLA, P., MAYER, P. (1998): Calculation of deformations using hypoplasticity – Demonstrated by the SONY-Center excavation in Berlin. KATZENBACH, R. (Hrsg.): *International Conference on Soil-Structures Interaction in Urban Civil Engineering – COST 7*, Technische Hochschule Darmstadt, S. 151–164.
- [37] KUDELLA, P., MAYER, P. (1999): Calculation of soil displacements due to retaining wall construction. *International Symposium Numerical Models in Geotechnics*.
- [38] LACKNER, E. (1982): *Spundwände*, *Grundbautaschenbuch*. Bd. 2. 3. Aufl. Smolczyk, U. – S. 601 – 686.
- [39] LAUMANS, Q. (1977): *Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nicht-linearen Stoffeigenschaften des Bodens*, Universität Stuttgart, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Mitteilung Nr. 7.
- [40] MAIER, T. (2002): *Numerische Modellierung der Entfestigung im Rahmen der Hypoplastizität*, Universität Dortmund, Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund – Grundbau, Heft 24.
- [41] MAO, P. (1993): *Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad*, Universität Dortmund, Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund – Grundbau, Heft 16.
- [42] MAYER, P.-M. (1997): Numerische Simulation einer Schlitzwandherstellung. *Workshop Numerik in der Geotechnik*, S. 147–160.

- [43] MAYER, P.-M. (2001): *Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institut für Boden- und Felsmechanik, Heft 151.
- [44] MILLIGAN, G. W. E., BRANSBY, P. L. (1976): Combined active and passive rotational failure of a retaining wall in sand. *Geotechnique* 26, S. 473–494.
- [45] NIEBUHR, R. (1929): Die Berechnung von Spundwänden nach Krey. *Der Bauingenieur* 10, Nr. 46, S. 805–808.
- [46] NIEMUNIS, A. (1995): *Controllability of hypoplastic model*. 1995. – Manuskript.
- [47] NIEMUNIS, A. (2003): *Extensions to the hypoplastic model for soils*. Politechnika Gdańska.
- [48] NIEMUNIS, A., HERLE, I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* 2, S. 279–299.
- [49] NÜBEL, K., MAYER, P.-M., CUDMANI, R. (1997): Einfluss der Ausgangsspannungen im Boden auf die Berechnung von Wandverschiebungen tiefer Baugruben in Berlin. FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, S. 183–207.
- [50] DE OLIVEIRA LOPES, C. (1999): *FE-Untersuchungen einer einfach gestützten Spundwand*, Universität Dortmund, Lehrstuhl Baugrund – Grundbau, Diplomarbeit.
- [51] POTTS, D.-M., FOURIE, A.-B. (1984): The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical experiment. *Geotechnique* 34, Nr. 3, S. 383–404.
- [52] POTYONDY, J. (1961): Skin friction between various soils and construction materials. *Geotechnique* 11, Nr. 4, S. 339–353.
- [53] RAUH, R. (1991): *Beitrag zum Tragverhalten horizontal belasteter, im nichtbindigen Boden eingespannter Wandsysteme unter Berücksichtigung einer Böschungsgeometrie*, Bergische Universität GH Wuppertal, Lehr- und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen, Grundbau und Bodenmechanik, Bericht Nr. 11.
- [54] RODDEMAN, D. (1997): FEM-Implementation of Hypoplasticity. Universität Innsbruck, <http://info.uibk.ac.at/c/c8/c813/res/FEhypo.html>. – Forschungsbericht.

- [55] ROSCOE, K. (1970): The influence of strains in soil mechanics. *Geotechnique* 20, Nr. 2, S. 129–170.
- [56] ROWE, P. (1951): Cantilever sheet piling in cohesionless soil. *Engineering* 9, S. 316–319.
- [57] SCHLEGEL, A. (1997): *Abbildung der Kontaktfläche Boden – Bauwerk in Modellversuchen*, Ruhr-Universität Bochum, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Diplomarbeit.
- [58] SCHÜRMAN, A. (1997): *Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände*, Ruhr-Universität Bochum, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Heft 30.
- [59] SCHWEIGER, H. F. (1997): Berechnungsbeispiele des AK 1.6 der DGGT - Vergleich der Ergebnisse für Beispiel 1 (Tunnel) und 2 (Baugrube). MEISSNER, H. (Hrsg.): *Workshop Tagungsband Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Veranst.)*, AK 1.6: Numerik in der Geotechnik, S. 1–29.
- [60] SCHWEIGER, H. F. (2000): Ergebnisse des Berechnungsbeispiel 3 – 3-fach verankerte Baugrube. SCHWEIGER, H. F. (Hrsg.): *Verformungsprognose für tiefe Baugruben Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Veranst.)*, AK 1.6: Numerik in der Geotechnik, S. 181 – 198. – Workshop Stuttgart.
- [61] TAMAGNINI, C., VIGGIANI, G., CHAMBON, R., DESRUES, J. (2000): Evaluation of different strategies for the integration of hypoplastic constitutive equations: Application to the CLoE model. *Mechanics of the Cohesive-Frictional Materials* 5, S. 263–289.
- [62] TEJCHMAN, J. (1989): *Scherzonenbildung und Verspannungseffekte in Granulaten unter Berücksichtigung von Korndrehungen*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institutes für Boden- und Felsmechanik, Heft 117.
- [63] TEJCHMAN, J., WU, W. (1995): Experimental and numerical study of sand–steel interfaces. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 19, S. 513–536.
- [64] UESUGI, M., KISHIDA, H. (1986): Frictional coefficient at yield between dry sand and mild steel. *Soils and Foundations* 26, Nr. 4, S. 139–149.

- [65] UESUGI, M., KISHIDA, H. (1986): Influential factors of friction between steel and dry sands. *Soils and Foundations* 26, Nr. 2, S. 33–46.
- [66] US STEEL, I. (1975): *US Steel Sheet Piling Design Manual*. US Steel, Pittsburgh.
- [67] WEISSENBACH, A. (1977): *Baugruben, Teil 3, Berechnungsverfahren*. Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.
- [68] WEISSENBACH, A. (1985): *Baugruben, Teil 2, Berechnungsgrundlagen*. Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.
- [69] WOLFFERSDORFF, P.-A. v. (1994): Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden: Versuchsergebnisse und Prognosen. *Geotechnik* 17, S. 73–83.
- [70] WOLFFERSDORFF, P.-A. v. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of cohesive frictional materials* 1, Nr. 3, S. 251–271.
- [71] WOLFFERSDORFF, P.-A. v. (1997): *Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institut für Boden- und Felsmechanik, Heft 141.
- [72] WOLFFERSDORFF, P.-A. v., MAYER, P.-M. (1996): Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Stützkonstruktionen. *Geotechnik* 4, Nr. 19, S. 291–301.
- [73] WU, W. (1992): *Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institut für Boden- und Felsmechanik, Heft 129.

Normen und Vorschriften

- [74] DIN 1054 (1976-11): Zulässige Belastung des Baugrunds. *Deutsche Normen*.
- [75] DIN 1054 (2003-01): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. *Deutsche Normen*.
- [76] DIN 18126 (1989-09): Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. *Deutsche Normen*.
- [77] DIN 4085 (1987-02): Berechnung des Erddrucks. *Deutsche Normen*.
- [78] EAB. (1994): *Empfehlungen des Arbeitsausschusses Baugruben der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.* 3. Auflage. Ernst und Sohn.
- [79] EAU. (1990): *Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.* 8. Auflage. Ernst und Sohn.
- [80] MEISSNER, H. (1991): Empfehlungen des Arbeitskreises: Numerik in der Geotechnik der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. *Geotechnik* 14, S. 1–10.

Symbolverzeichnis

Symbol	Einheit	Bedeutung
A	[m ²]	Oberfläche
a	[-]	Parameter der Grenzbedingung
a_R	[-]	Parameter der Grenzbedingung im Kontaktmodell
B_h	[kN/m]	Auflagerkraft im Erdaufleger
c'	[kN/m ²]	wirksame Kohäsion
C_h	[kN/m]	Ersatzkraft nach BLUM oder Auflagerkraft unterhalb des Drehpunktes
D	[-]	Lagerungsdichte
\mathbf{D}	[s ⁻¹]	Tensor der Deformationsrate
d	[m]	Tiefe
d_D	[m]	Tiefenlage des Drehpunktes über dem Wandfuß
d_g	[m]	Einbindetiefe
d_1	[m]	Tiefenlage des theoretischen Auflagers unterhalb des Belastungsnullpunktes
d_{50}	[m]	mittlerer Korndurchmesser
E	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul
E_a	[kN/m]	aktive Erddruckkraft
E_{ah}	[kN/m]	horizontale, aktive Erddruckkraft
E'_{ah}	[kN/m]	mobilisierte, aktive, horizontaler Erddruckkraft
e_{ah}	[kN/m ²]	aktiver, horizontaler Erddruck
E_{av}	[kN/m]	aktive, vertikale Erddruckkraft
E_{ahU}	[kN/m]	horizontale, aktive Erddruckkraft bis zum Querkraftnullpunkt
E_p	[kN/m]	Erdwiderstand
e'_{ph}	[kN/m ²]	mobilisierte, horizontale Spannung des Erdwiderstandes
E'_{ph1}	[kN/m]	mobilisierter, horizontaler Erdwiderstand auf der Baugru-

Symbol	Einheit	Bedeutung
		benseite
e'_{ph1}	[kN/m ²]	mobilisierte, horizontale Spannung auf der Baugrubenseite
E'_{pv1}	[kN/m]	mobilisierter, vertikaler Erdwiderstand auf der Baugrubenseite
E''_{ph1}	[kN/m]	resultierender, horizontaler Erdwiderstand auf der Baugrubenseite
E_{ph2}	[kN/m]	horizontaler Erdwiderstand auf der Erdseite
E'_{ph2}	[kN/m]	mobilisierter, horizontaler Erdwiderstand auf der Erdseite
E'_{pv2}	[kN/m]	mobilisierter, vertikaler Erdwiderstand auf der Erdseite
E_s	[kN/m ²]	Steifemodul
e	[-]	Porenzahl
e_0	[-]	Ausgangsporenzahl
\dot{e}	[s ⁻¹]	Änderung der Porenzahl
e_c	[-]	kritische Porenzahl
e_{c0}	[-]	kritische Porenzahl bei $p_s = 0$
e_d	[-]	Porenzahl bei maximaler Verdichtung
e_{d0}	[-]	Porenzahl bei maximaler Verdichtung bei $p_s = 0$
e_i	[-]	maximale Porenzahl bei isotroper Kompression
e_{i0}	[-]	maximale Porenzahl bei isotroper Kompression bei $p_s = 0$
e_h	[kN/m ²]	allgemeine, horizontale Spannung im Boden
e_{max}	[-]	maximale Porenzahl nach DIN 18 126
e_{min}	[-]	minimale Porenzahl nach DIN 18 126
F	[-]	Spannungsfunktion oder Vertikalkraft
f_b	[-]	Barotropiefaktor
f_{bR}	[-]	Barotropiefaktor im Kontaktmodell
f_D	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Lagerungsdichte
f_d	[-]	Pyknotropiefaktor
f_{dR}	[-]	Pyknotropiefaktor im Kontaktmodell
f_e	[-]	Pyknotropiefaktor
f_h	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Drehpunktlage
G	[kN/m]	Gewicht
H	[m]	Wandlänge
H_k	[kN/m]	Horizontalkraft

Symbol	Einheit	Bedeutung
h	[m]	freie Wandhöhe
h_{Gr}	[m]	Grenzhöhe
h_s	[kN/m ²]	Granulathärte
I	[m ⁴]	Trägheitsmoment
k	[-]	Faktor zur Berücksichtigung der Oberflächenrauigkeit
K_0	[-]	Erdruhedruckbeiwert
K_{ah}	[-]	Erddruckbeiwert des aktiven Erddruckes
K'_{ah}	[-]	Erddruckbeiwert des mobilisierten aktiven Erddruckes
K_{ph}	[-]	Erddruckbeiwert des Erdwiderstandes
K'_{ph}	[-]	Erddruckbeiwert des mobilisierten Erdwiderstandes
K_{phP}	[-]	Erddruckbeiwert des Erdwiderstandes bei Parallelverschiebung
K_{phR}	[-]	Erddruckbeiwert des Erdwiderstandes bei Rotation
\mathbf{N}	[kN/m ²]	tensorwertige Funktion
m	[-]	bezogenes Moment
M_D	[kNm/m]	Moment um dem Drehpunkt
M_u	[kNm/m]	Moment in Höhe von u
M_U	[kNm/m]	größtes Moment
n	[-]	Exponent im hypoplastischen Stoffgesetz
p_s	[kN/m ²]	mittlerer Druck
R	[kN/m]	allgemeiner Widerstand
R	[m]	Rauhtiefe
r	[m]	Drehpunktlage
R_n	[-]	bezogene Rauhtiefe
S	[kN/m]	allgemeine Beanspruchung
\mathbf{T}	[kN/m ²]	Cauchy-Spannungstensor
\mathbf{T}^*	[kN/m ²]	Deviator des Cauchy-Spannungstensors
$\dot{\mathbf{T}}$	[kN/m ² /s]	Cauchy-Spannungsrate
$\overset{\circ}{\mathbf{T}}$	[kN/m ² /s]	Tensor der Jaumannschen-Spannungsrate
$\hat{\mathbf{T}}$	[kN/m ²]	auf den mittleren Druck bezogener Spannungstensor
$\hat{\mathbf{T}}^*$	[kN/m ²]	Deviator von $\hat{\mathbf{T}}$
t	[m]	Tiefe
t_D	[m]	Tiefenlage des Drehpunktes über dem Wandfuß
t_g	[m]	Einbindetiefe

Symbol	Einheit	Bedeutung
t_1	[m]	Tiefenlage des theoretischen Auflagers unterhalb des Belastungsnullpunktes
p	[kN/m ²]	Flächenlast
Q	[kN/m]	Querkraft
Q_u	[kN/m]	Querkraft in Höhe von u
u	[m]	Tiefenlage des Belastungsnullpunktes
u_t	[m]	tangentiale Verschiebung
V	[m ³]	Volumen
\mathbf{W}	[s ⁻¹]	Drehgeschwindigkeitstensor
x_a	[m]	Hebelarm des aktiven Erddruckes zum Drehpunkt
x_B	[m]	Hebelarm der Erdauflegerkraft auf der Baugrubenseite zum Drehpunkt
x_C	[m]	Hebelarm der Erdauflegerkraft auf der Erdseite zum Drehpunkt
x_E	[m]	Hebelarm der Einwirkungen zum Drehpunkt
x_U	[m]	Tiefenlage des größten Biegemomentes unterhalb der Baugrubensohle
x_p	[m]	Tiefenlagen des Erdwiderstandes auf der Erdseite über dem Wandfußpunkt
x_{p1}	[m]	Hebelarm des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite zum Drehpunkt
x_{p2}	[m]	Hebelarm des Erdwiderstandes auf der Erdseite zum Drehpunkt
x_p	[m]	Tiefenlagen des Erdwiderstandes auf der Erdseite über dem Wandfußpunkt
z	[m]	Tiefenordinate
z_a	[m]	Tiefenlage der Resultierenden des aktiven Erddruckes
z_D	[m]	Tiefenlage des Drehpunktes
z_p	[m]	Tiefenlage der größten Spannung auf der Baugrubenseite unterhalb der Baugrubensohle
z'_p	[m]	Tiefenlage der größten Spannung auf der Baugrubenseite
z_{p1}	[m]	Lastangriffspunkt des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite unterhalb der Baugrubensohle
z'_{p1}	[m]	Lastangriffspunkt des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite

Symbol	Einheit	Bedeutung
z_U	[m]	unterhalb des Belastungsnullpunktes Tiefenlage des größten Biegemomentes unterhalb der Geländeoberkante
<i>Griechische Buchstaben</i>		
α	[-]	Exponent
β	[-]	Exponent im Pyknotropiefaktor
Δd_1	[m]	Rammtiefezuschlag
Δt_1	[m]	Rammtiefenzuschlag
δ	[°]	Neigungs- bzw. Wandreibungswinkel, allgemein
δ_a	[°]	Neigungs- bzw. Wandreibungswinkel des aktiven Erddruckes
δ_{ij}	[-]	Kronecker-Symbol bzw. Einheitsmatrix
δ_p	[°]	Neigungs- bzw. Wandreibungswinkel des Erdwiderstandes
δ_{p1}	[°]	Neigungs- bzw. Wandreibungswinkel des Erdwiderstandes auf der Baugrubenseite
δ_{p2}	[°]	Neigungs- bzw. Wandreibungswinkel des Erdwiderstandes auf der Erdseite
ε	[-]	Dehnung
$\dot{\varepsilon}$	[s ⁻¹]	Dehnungsänderung
η	[-]	Sicherheitsbeiwert
γ	[kN/m ³]	Bodenwichte
γ	[-]	Verzerrung
$\dot{\gamma}$	[s ⁻¹]	Verzerrungsänderung
γ_{Ep}	[-]	Teilsicherheitsbeiwert des Erdwiderstandes
γ_G	[-]	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen
γ_Q	[-]	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen
ϑ	[°]	Gleitflächenwinkel
λ_M	[-]	Modellmaßstab
λ_R	[-]	Reibungsparameter
ν	[-]	Exponent
σ	[kN/m ²]	Spannung
σ_N	[kN/m ²]	Kontaktnormalspannung

Symbol	Einheit	Bedeutung
τ	[kN/m ²]	Schubspannung
φ'	[°]	wirksamer Reibungswinkel
φ_c	[°]	kritischer Reibungswinkel bei stationärem Fließen
φ_{DS}	[°]	Reibungswinkel im direkten Scherversuch
ω	[rad]	Verdrehung
ω_B	[rad]	Verdrehung im Grenzzustand der Tragfähigkeit
ω_G	[rad]	Verdrehung bei halber Bruchlast
<i>Tiefgestellte Indizes</i>		
$()_d$		Bemessungswert
$()_G$		infolge ständiger Einwirkungen
$()_h$		horizontale Richtung
$()_k$		charakteristischer Wert
$()_Q$		infolge veränderlicher Einwirkungen
$()_v$		vertikale Richtung

Anhang A

Ergebnisse aus modifizierten Rahmenscherversuchen und Berechnungen

Ergebnisse aus modifizierten Rahmenscherversuchen, durchgeführt im Laboratoire Central des Ponts et Chaussées in Nantes und an der Ruhr-Universität Bochum [15] und zugehörige Berechnungen nach Kapitel 5 Gleichung 5.20:

Abbildung A.1 Versuchs- und Berechnungsergebnisse bei einer Auflastspannung von $\sigma = 209 \text{ kN/m}^2$

Abbildung A.2 Versuchs- und Berechnungsergebnisse bei einer Auflastspannung von $\sigma = 264 \text{ kN/m}^2$

Abbildung A.3 Versuchs- und Berechnungsergebnisse bei einer Auflastspannung von $\sigma = 345 \text{ kN/m}^2$

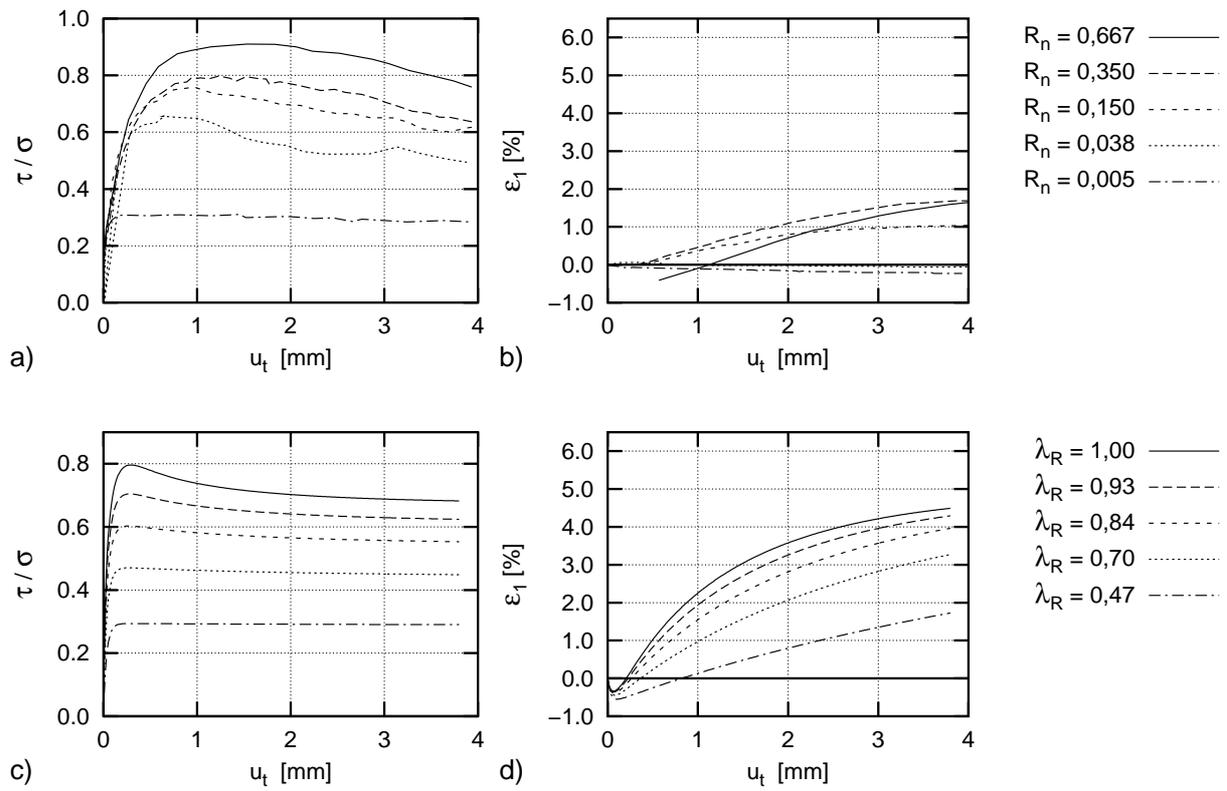


Abb. A.1: Versuchsergebnisse Auflastspannung $\sigma = 209 \text{ kN/m}^2$ [15]:

a) bezogene Schubspannung, b) Vertikaldehnung.

Berechnungsergebnisse nach Gl. 5.20:

c) bezogene Schubspannung, d) Vertikaldehnung

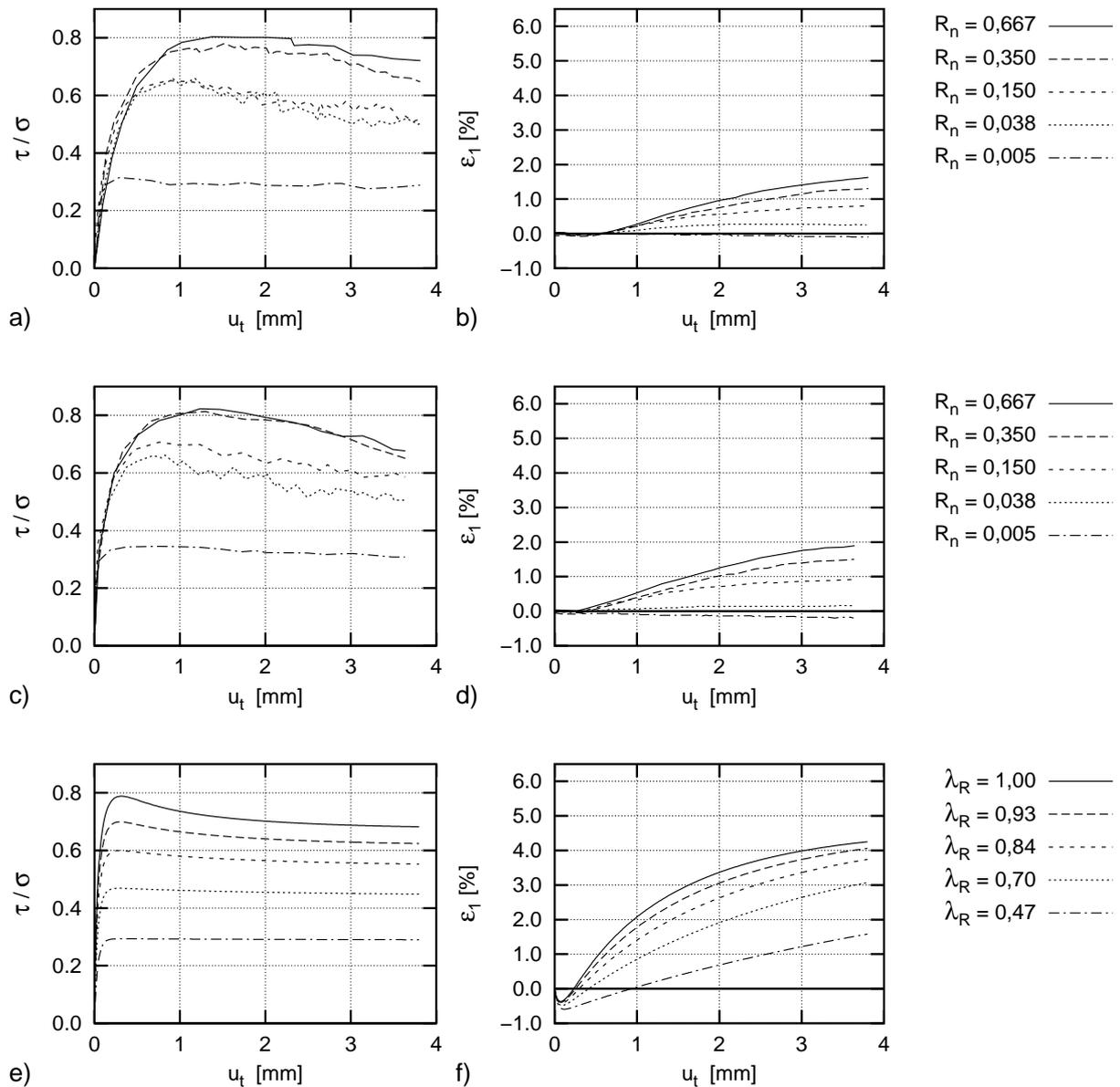


Abb. A.2: Versuchsergebnisse Auflastspannung $\sigma = 264 \text{ kN/m}^2$ [15]:

- a) bezogene Schubspannung Versuchsserie 1, b) Vertikaldehnung Versuchsserie 1.
 c) bezogene Schubspannung Versuchsserie 2, d) Vertikaldehnung Versuchsserie 2.
 Berechnungsergebnisse nach Gl. 5.20: e) bezogene Schubspannung, f) Vertikaldehnung

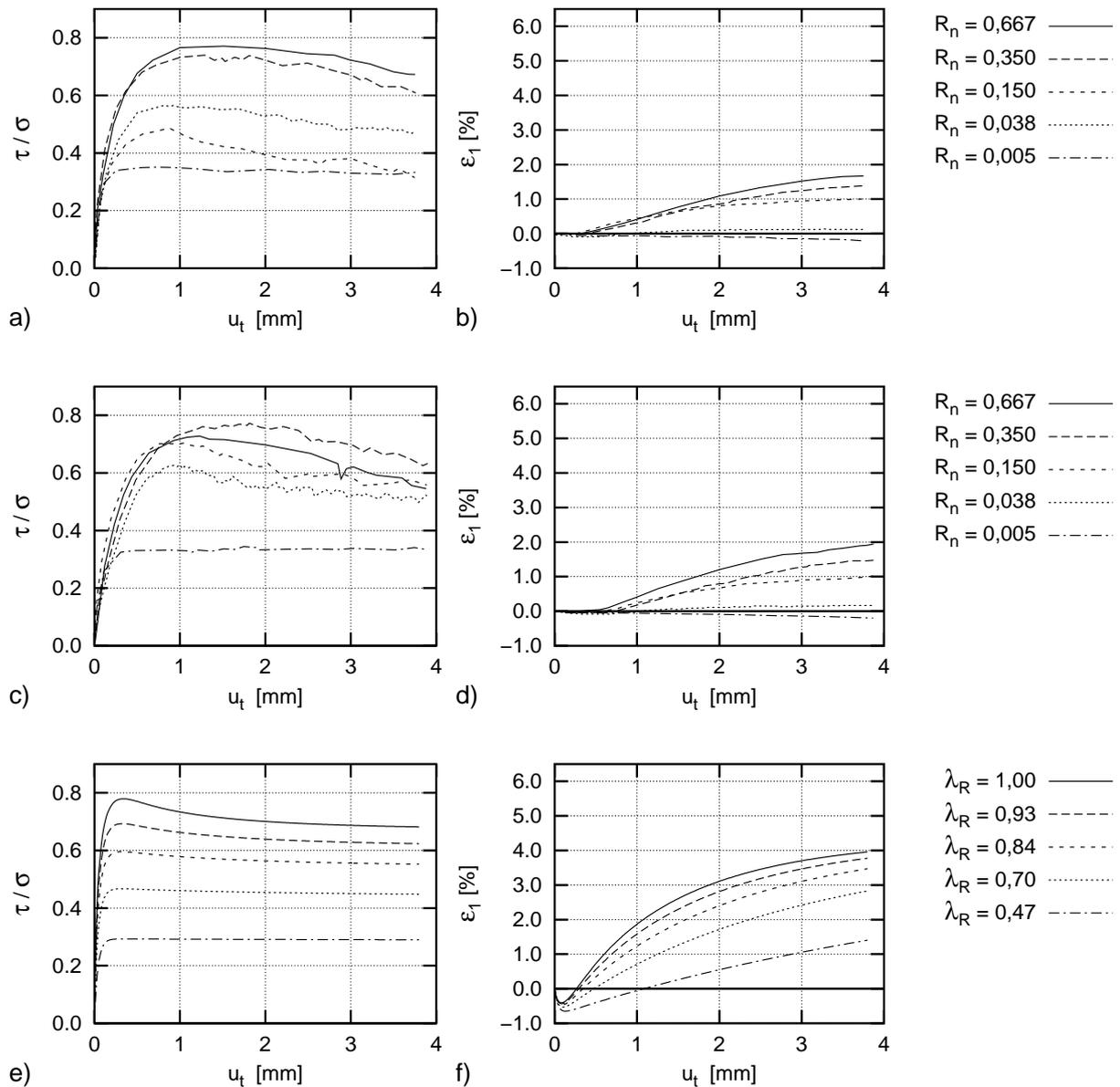


Abb. A.3: Versuchsergebnisse Auflastspannung $\sigma = 345 \text{ kN/m}^2$ [15]:

- a) bezogene Schubspannung Versuchsserie 1, b) Vertikaldehnung Versuchsserie 1.
 c) bezogene Schubspannung Versuchsserie 2, d) Vertikaldehnung Versuchsserie 2.
 Berechnungsergebnisse nach Gl. 5.20: e) bezogene Schubspannung, f) Vertikaldehnung

Anhang B

Erdwiderstand bei Drehung um einen tiefliegenden Punkt auf der Wand

Berechnungsergebnisse bei Drehung um einen tiefliegenden Punkt auf der Wand:

Abbildung B.1 Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei dichter Lagerung und $\lambda_R = 1,0$

Abbildung B.2 Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei mitteldichter Lagerung und $\lambda_R = 1,0$

Abbildung B.3 Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei lockerer Lagerung und $\lambda_R = 1,0$

Abbildung B.4 Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung – Einfluss der möglichen Wandreibung

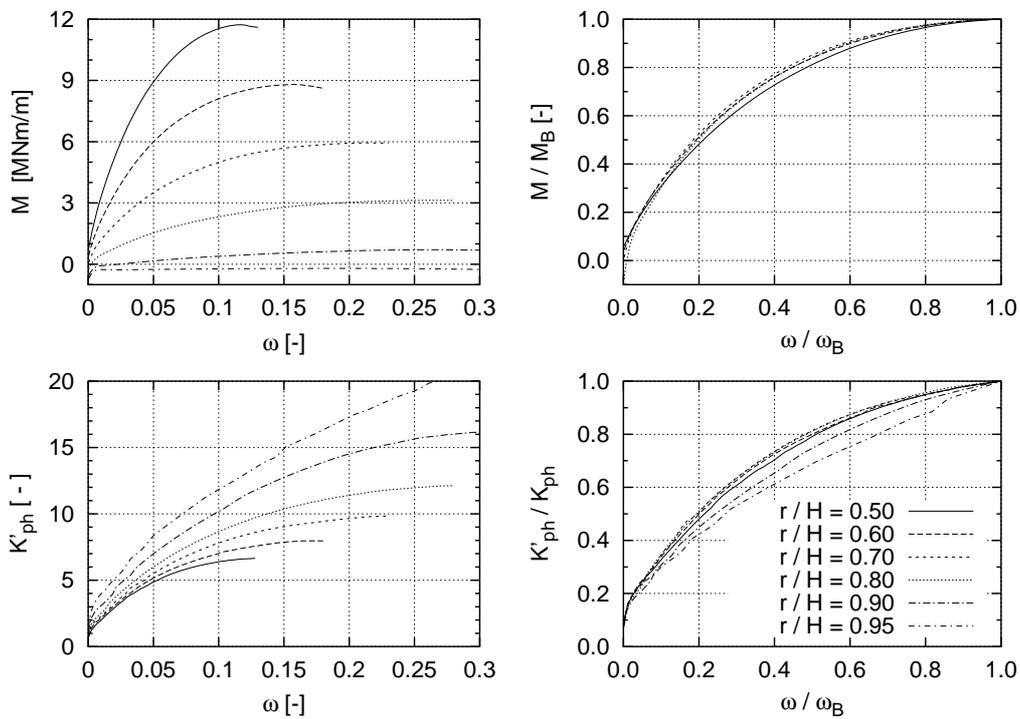


Abb. B.1: Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei dichter Lagerung und $\lambda_R = 1,0$

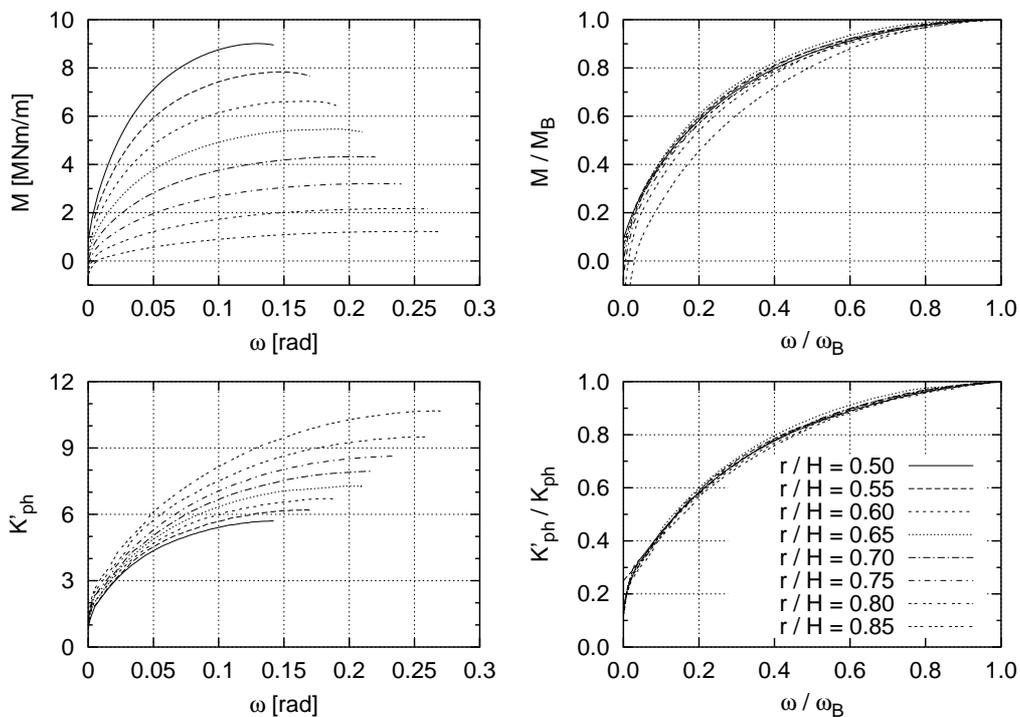


Abb. B.2: Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei mitteldichter Lagerung und $\lambda_R = 1,0$

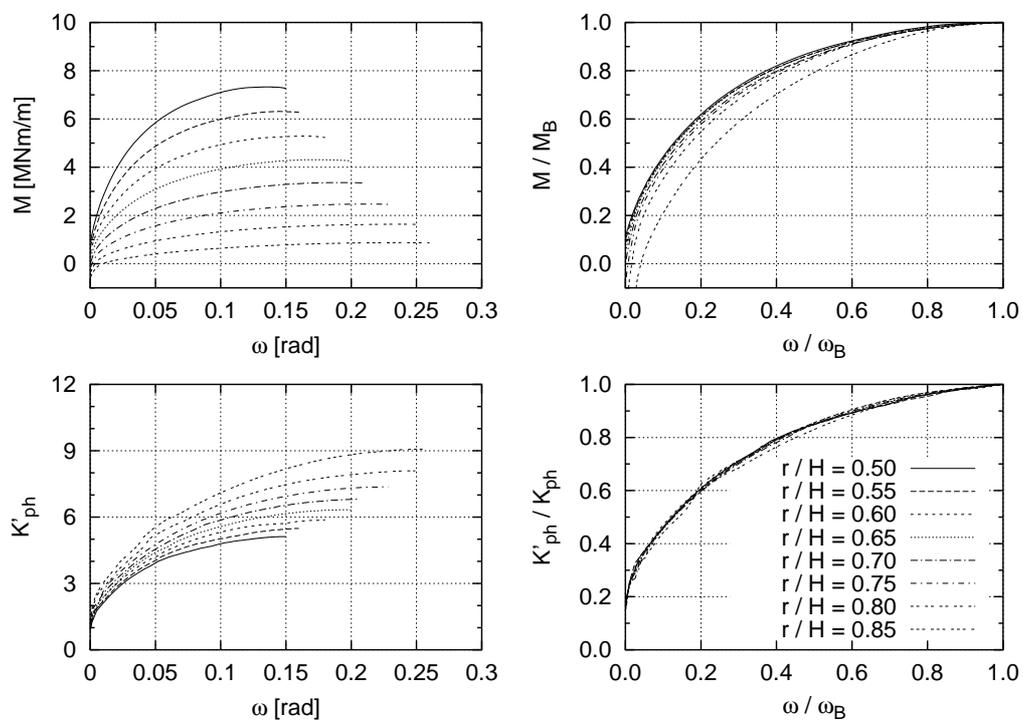


Abb. B.3: Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei lockerer Lagerung und $\lambda_R = 1,0$

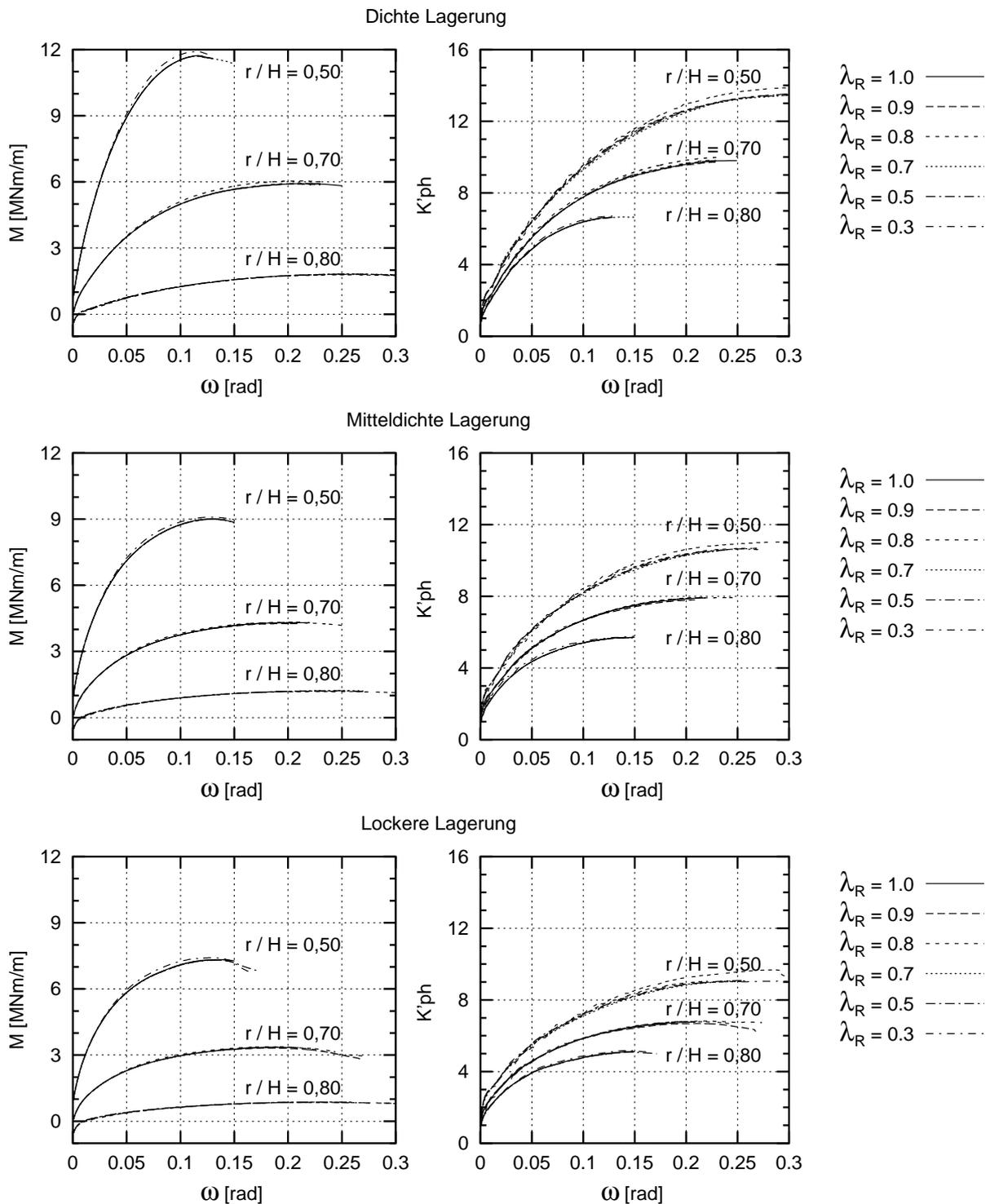


Abb. B.4: Mobilisierung von Reaktionsmoment und Erdwiderstand bei dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung – Einfluss der möglichen Wandreibung

Anhang C

Beispiel zum Berechnungsvorschlag

Für das Berechnungsbeispiel wurde eine Wand mit einer freien Wandhöhe von $h = 3,60$ m gewählt. Sie besteht aus einem Spundwandprofil Larssen 20. Die Geländeoberkante ist mit einer großflächigen Auflast und einer Streifenlast belastet. Es steht kein Grundwasser an. Der nicht bindige Boden ist dicht gelagert.

Die Berechnung erfolgt zum einem nach den Sicherheitskonzept nach DIN 1054:1976-11 und nach dem Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054:2003-01.

Gesucht sind die Einbindetiefe und das größte Biegemoment der Wand.

C.1 Berechnung nach DIN 1054:1976-11

Baugrubenquerschnitt und Lastbild sind in Abb. C.1 gezeigt.

Bodeneigenschaften

Sand in dichter Lagerung

Wichte $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^2$

Reibungswinkel $\varphi' = 40^\circ$

Geometrie

Wandhöhe $h = 3,60 \text{ m}$

Wandlänge $H = h + t_g$

Drehpunkt über Wandfuß $t_D = 0,2 \cdot t_g$

unter Baugrubensohle $t_1 = 0,8 \cdot t_g$

Lasten

Großflächige Auflast $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Streifenlast $p' = 50,0 \text{ kN/m}^2$

Lastbreite $b_{p'} = 2,00 \text{ m}$

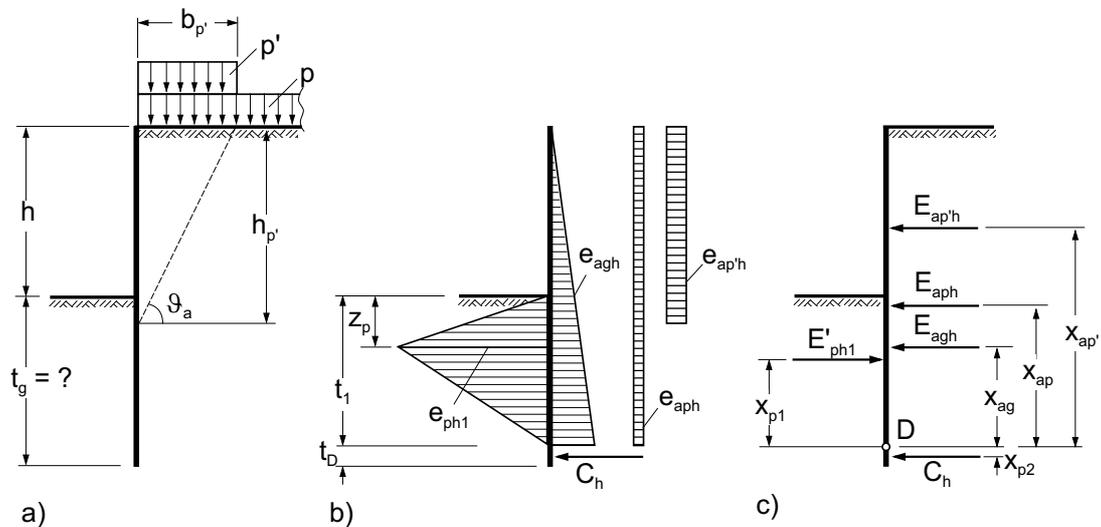


Abb. C.1: Berechnungsbeispiel:

a) Baugrubenquerschnitt, b) Lastbild, c) Erddruckresultierende

Wandreibung und Erddruckbeiwerte

Aktiver Erddruck $\delta_a = 2/3 \varphi$

$$K_{ah} = 0,179$$

$$\vartheta_a = 61,9^\circ$$

Erdwiderstand Baugrubenseite $\delta_{p1} = -15^\circ$

$$K_{phP} = 7,24 \quad (\text{STRECK/WEISSENBACH})$$

Erdwiderstand Erdseite $\delta_{p2} = 1/3 \varphi$

Erddruckermittlung bis zum Drehpunkt

Bodeneigengewicht $e_{agh} = 18,0 \cdot 0,179 \cdot (3,60 + t_1) = 11,6 + 3,2 \cdot t_1$

$$E_{agh} = 1/2 \cdot e_{agh}(3,60 + t_1) = 1,6 \cdot t_1^2 + 11,6 \cdot t_1 + 20,9$$

$$x_{ag} = 1/3 \cdot (3,60 + t_1) = 1,20 + t_1/3$$

Auflast $e_{aph} = 10,0 \cdot 0,179 = 1,8 \text{ kN/m}^2$

$$E_{aph} = 1,8 \cdot (3,60 + t_1) = 6,4 + 1,8 \cdot t_1$$

$$x_{ap} = 1/2 \cdot (3,60 + t_1) = 1,80 + t_1/2$$

Streifenlast $h_{p'} = 2,00 \cdot \tan 61,9 = 3,75 \text{ m}$

$$e_{ap'h} = 50,0 \cdot 2,00/3,75 \cdot 0,179 = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{ap'h} = 4,8 \cdot 3,75 = 17,9 \text{ kN/m}$$

$$x_{ap'} = 3,60 + t_1 - 3,75/2 = 1,73 + t_1$$

$$\begin{aligned} \text{Gesamt } E_{ah} &= E_{agh} + E_{aph} + E_{ap'h} = 1,6 \cdot t_1^2 + 13,4 \cdot t_1 + 45,2 \\ x_a &= \frac{\Sigma(E_{ahi} \cdot x_{ai})}{E_{ah}} \\ &= \frac{0,54 \cdot t_1^3 + 6,7 \cdot t_1^2 + 45,2 \cdot t_1 + 67,6}{1,6 \cdot t_1^2 + 13,4 \cdot t_1 + 45,2} \end{aligned}$$

Ermittlung der Einbindetiefe

$$E_{ah} \left(x_a - \frac{2}{15} t_g \right) - \frac{12 K_{phP} \cdot \gamma \left(1 - \frac{1}{2\eta} \right) t_g^3}{125 \eta} = 0 \quad \text{nach Gl. 8.16}$$

$$\Rightarrow t_g = 3,34 \text{ m} \quad \text{Gewählt: } t_g = 3,40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Drehpunktlage über dem Wandfuß } t_D &= 3,40/5 = 0,70 \text{ m} \\ \text{Drehpunktlage unter BGS } t_1 &= 4/5 \cdot 3,40 = 2,70 \text{ m} \\ \text{Wandlänge } H &= 3,60 + 2,70 + 0,70 = 7,00 \text{ m} \end{aligned}$$

Tiefenlage der größten Spannung auf der Baugrubenseite nach Gl. 8.26

$$\begin{aligned} \text{Gesamterddruck } E_{ah} &= 1,6 \cdot 2,70^2 + 13,4 \cdot 2,70 + 45,2 = 93,1 \text{ kN/m} \\ x_a &= 2,67 \text{ m} \\ \text{Tiefenlage } z_p &= \frac{3}{4} 2,70 - \sqrt{\left(\frac{3}{4} 2,70 \right)^2 + \frac{93,1 (2,70 - 6 \cdot 2,67)}{18,0 \cdot 8,15}} = 1,27 \text{ m} \end{aligned}$$

Mobilisierter Erdwiderstand

$$\begin{aligned} e_{ph1} &= 8,15 \cdot 18,0 \cdot 1,27 = 165,6 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{ph1} &= 1/2 \cdot 165,6 \cdot 2,70 = 223,6 \text{ kN/m} \\ C_h &= 223,6 - 93,1 = 130,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nachweis des vertikalen Gleichgewichts

$$\begin{aligned} \text{Erddruckkräfte } E_{av} &= 93,1 \cdot \tan(2/3 \cdot 40^\circ) = 46,8 \text{ kN/m} \\ E'_{pv1} &= 223,6 \cdot \tan(2/3 \cdot 40^\circ) = 49,6 \text{ kN/m} \\ C_v &= 130,5 \tan(1/3 \cdot 40^\circ) = 30,9 \text{ kN/m} \\ \text{Gewicht der Wand } G &= 7,00 \cdot 0,79 = 5,5 \text{ kN/m} \\ \text{Sicherheit } \eta_v &= \frac{46,8 + 30,9 + 5,5}{49,6} = 1,68 > 1,50 \end{aligned}$$

Nachweis des Erdwiderstandes unterhalb des Drehpunktes

Erdwiderstand nach Gl. 8.17 und Abschnitt 6.8

$$\begin{aligned} \text{Drehpunktlage } r/H &= (3,60 + 2,70)/7,00 = 0,90 \\ \text{dichte Lagerung } \Rightarrow K_{phR} &= 14,9 \\ \text{Erdwiderstand } E'_{ph2} &= \frac{1}{2 \cdot 1,5} \cdot 18,0 \cdot 0,70 \cdot 7,00 \cdot 14,9 = 438,1 \text{ kN/m} > C_h \end{aligned}$$

C.2 Berechnung nach DIN 1054:2003-01

Baugrubenquerschnitt und Lastbild sind in Abb. C.3 gezeigt.

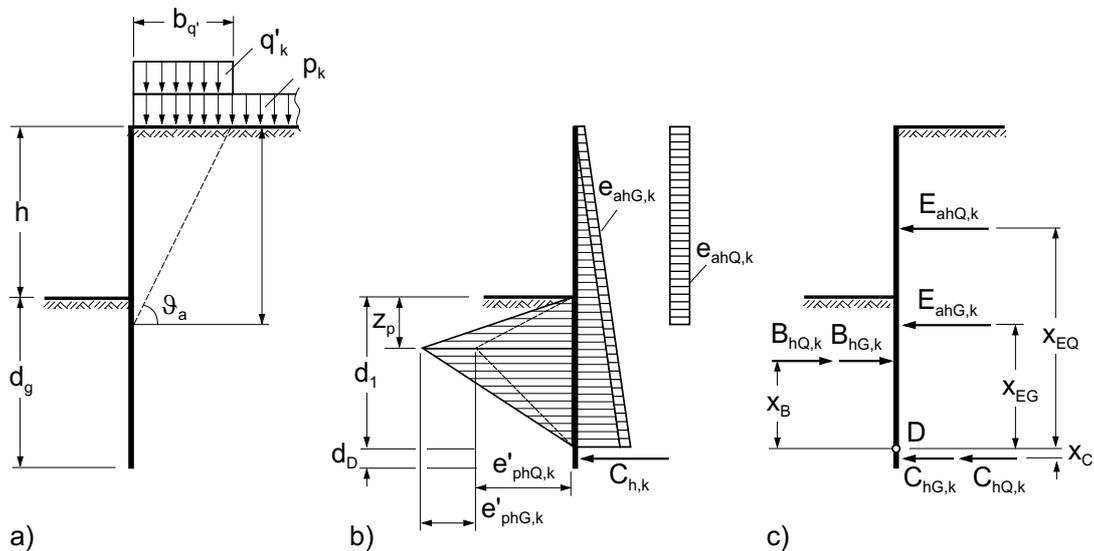


Abb. C.3: Berechnungsbeispiel:

a) Baugrubenquerschnitt, b) Lastbild, c) Erddruckresultierende

Bodeneigenschaften

Sand in dichter Lagerung

Wichte $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$

Reibungswinkel $\varphi' = 40^\circ$

Geometrie

Wandhöhe $h = 3,60 \text{ m}$

Wandlänge $H = h + d_g$

Drehpunkt über Wandfuß $d_D = 0,2 \cdot d_g$

unter Baugrubensohle $d_1 = 0,8 \cdot d_g$

Lasten

Großflächige Auflast $p_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Streifenlast $q'_k = 50,0 \text{ kN/m}^2$

Lastbreite $b_{q'} = 2,00 \text{ m}$

Wandreibung und Erddruckbeiwerte

Aktiver Erddruck	$\delta_a = 2/3 \varphi$	
	$K_{ah} = 0,179$	
	$\vartheta_a = 61,9^\circ$	
Erdwiderstand Baugrubenseite	$\delta_{p1} = -1/2 \varphi$	
	$K_{phP} = 8,15$	(nach STRECK/WEISSENBACH)
Erdwiderstand Erdseite	$\delta_{p2} = 1/3 \varphi$	

Erddruckermittlung bis zum DrehpunktStändige Einwirkungen aus Bodeneigengewicht und Auflast p_k

$$\begin{aligned}
 e_{ahg,k} &= 18,0 \cdot 0,179 \cdot (3,60 + d_1) &&= 11,6 + 3,2 \cdot d_1 \\
 e_{ahp,k} &= 10,0 \cdot 0,179 &&= 1,8 \text{ kN/m}^2 \\
 E_{ahG,k} &= 1/2 (11,6 + 3,2 \cdot d_1 + 1,8) \cdot (3,60 + d_1) &&= 1,6 d_1^2 + 13,4 d_1 + 27,3 \\
 x_{EG} &= &&\frac{1}{3} \cdot \frac{(3,60 + d_1) (17,0 + 3,2 d_1)}{15,2 + 3,2 d_1} \\
 x'_{EG} &= x_{EG} - d_1
 \end{aligned}$$

Veränderliche Einwirkung aus Streifenlast q'_k

$$\begin{aligned}
 h_{q'} &= 2,00 \cdot \tan 61,9 &&= 3,75 \text{ m} \\
 e_{ahq',k} &= 50,0 \cdot 2,00/3,75 \cdot 0,179 &&= 4,8 \text{ kN/m}^2 \\
 E_{ahQ,k} &= 4,8 \cdot 3,75 &&= 17,9 \text{ kN/m} \\
 x_{EQ} &= 3,60 + d_1 - 3,75/2 &&= 1,73 + d_1 \\
 x'_{EQ} &= 3,60 + d_1 - 3,75/2 - d_1 &&= 1,73 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Vorermittlung der Einbindetiefe nach Gl. 8.52

$$E_{ahG,k} \cdot \gamma_G \cdot x'_{EG} + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q \cdot x'_{EQ} + \frac{2}{3} (E_{ahG,k} \cdot \gamma_G + E_{ahQ,k} \cdot \gamma_Q) d_g - \frac{12 K_{phP} \cdot \gamma (1 - \frac{1}{2\gamma_{Ep}})}{125 \gamma_{Ep}} d_g^3 = 0$$

$$\Rightarrow d_g = 3,37 \text{ m}$$

$$\text{Gewählt: } d_g = 3,40 \text{ m}$$

$$\text{Drehpunktlage über dem Wandfuß} \quad d_D = 3,40/5 = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{Drehpunktlage unter BGS} \quad d_1 = 3,40 \cdot 0,8 = 2,70 \text{ m}$$

$$\text{Wandlänge} \quad H = 3,60 + 3,40 = 7,00 \text{ m}$$

$$\text{Einwirkungen} \quad E_{ah,k} = 1,6 \cdot 2,70^2 + 13,4 \cdot 2,70 + 27,3 + 17,9 = 93,1 \text{ kN/m}$$

$$x_E = 2,68 \text{ m}$$

Nachweis des ErdaufagersÜberprüfung von h_{Gr} nach Gl. 8.55

$$\begin{aligned} \frac{h_{Gr}}{H} &= 1 - \frac{5}{16} \left(\frac{3 \cdot 2,68}{7,00} - \sqrt{\left(\frac{3 \cdot 2,68}{7,00} \right)^2 + \frac{16 \cdot 93,6}{18,0 \cdot 8,15 \cdot 7,00^2}} \right) \\ &= 0,127 < \text{vorhanden } \frac{h}{H} = \frac{3,60}{3,60 + 3,40} = 0,51 \quad \Rightarrow \text{Fall 1} \end{aligned}$$

Tiefenlage der größten Spannung auf der Baugrubenseite nach Gl. 8.61

$$z_p = \frac{3}{4} 2,70 - \sqrt{\left(\frac{3}{4} 2,70 \right)^2 + \frac{101,0 (2,70 - 6 \cdot 2,68)}{18,0 \cdot 8,15}} = 1,03 \text{ m}$$

Abstände der Auflager vom Drehpunkt

$$\text{Baugrubenseite } x_B = 1/3 (2 \cdot 2,70 - 1,03) = 1,47 \text{ m}$$

$$\text{Erdseite } x_C = -\frac{2}{15} 3,40 = -0,45 \text{ m}$$

Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma H_G : \quad 0 = E_{ahG,k} - B_{hG,k} + C_{hG,k}$$

$$\Sigma M_{DG} : \quad 0 = E_{ahG,k} \cdot x_{EG} - B_{hG,k} \cdot x_B - C_{hG,k} \cdot x_C$$

$$\Rightarrow \quad B_{hG,k} = 134,6 \text{ kN/m}$$

$$e'_{phG,k} = 99,0 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{hG,k} = 59,0 \text{ kN/m}$$

Beanspruchungen aus veränderlichen Einwirkungen

$$\Sigma H_Q : \quad 0 = E_{ahQ,k} - B_{hQ,k} + C_{hQ,k}$$

$$\Sigma M_{DQ} : \quad 0 = E_{ahQ,k} \cdot x_{EQ} - B_{hQ,k} \cdot x_B - C_{hQ,k} \cdot x_C$$

$$\Rightarrow \quad B_{hQ,k} = 70,2 \text{ kN/m}$$

$$e'_{phQ,k} = 51,3 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{hQ,k} = 52,3 \text{ kN/m}$$

Grenzzustandsbedingung auf der Baugrubenseite

Bemessungswert der Beanspruchungen

$$S_{B,d} = 1,20 \cdot 134,6 + 1,30 \cdot 70,2 = 252,9 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert des Widerstandes

$$R_{B,d} = 1/2 \cdot 8,15 \cdot 0,70 \cdot 2,70^2 \cdot 18,0/1,30 = 313,1 \text{ kN/m}$$

$$\frac{S_{B,d}}{R_{B,d}} = 0,81 \leq 1,0$$

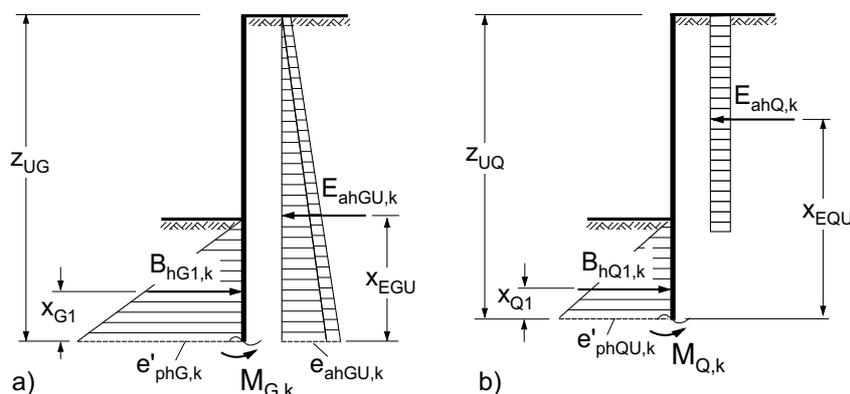


Abb. C.4: Lastbild zur Ermittlung des größten Biegemomentes: a) ständige Einwirkungen, b) veränderliche Einwirkungen

Grenzzustandsbedingung auf der Erdseite

Bemessungswert der Beanspruchungen

$$S_{C,d} = 1,20 \cdot 134,6 + 1,30 \cdot 70,2 = 138,8 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert des Widerstandes mit Erdwiderstandsbeiwert nach Abschnitt 6.8

$$\text{Drehpunktlage } r/H = (3,60 + 2,70)/7,00 = 0,90$$

$$\text{dichte Lagerung } \Rightarrow K_{phR} = 14,9$$

$$R_{C,d} = 1/2 \cdot 14,9 \cdot 0,70 \cdot (7,00 - 0,70) \cdot 18,0/1,30 = 443,3 \text{ kN/m}$$

$$\frac{S_{C,d}}{R_{C,d}} = 0,31 \leq 1,0$$

Nachweis des vertikalen Gleichgewichts

$$\text{Erddruckkräfte } E_{av,k} = 93,6 \cdot \tan(2/3 \cdot 40^\circ) = 47,0 \text{ kN/m}$$

$$B_{v,k} = (134,6 + 70,2) \cdot \tan(1/2 \cdot 40^\circ) = 74,6 \text{ kN/m}$$

$$C_{v,k} = (59,0 + 52,3) \tan(1/3 \cdot 40^\circ) = 23,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Gewicht der Wand } G = 7,00 \cdot 0,79 = 5,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Gleichgewicht } \Sigma V_k = 47,0 + 23,4 + 5,5 = 75,9 > 74,6$$

Ermittlung der Biegebeanspruchungen

Ständige Einwirkungen und Querkraftnullpunkt nach Gl. 8.83

$$E_{ahGU,k} = 1,6 z_{UG}^2 + 1,8 z_{UG}$$

$$z_{UG} = 3,60 + \sqrt{\frac{2 E_{ahGU,k} \cdot 1,03}{99,0}}$$

$$\Rightarrow z_{UG} = 4,52 \text{ m}$$

$$E_{ahGU,k} = 41,1 \text{ kN/m}$$

$$x_{EGU} = 1,66 \text{ m}$$

Auflagerbeanspruchungen bis zum Querkraftnullpunkt

$$\begin{aligned}
 e'_{phGU,k} &= 99,0 \frac{4,52 - 3,60}{2,70 - 1,03} = 54,0 \text{ kN/m}^2 \\
 B_{hG1,k} &= 1/2 (4,52 - 3,60) \cdot 54,0 = 24,9 \text{ kNm/m} \\
 x_{G1} &= (4,52 - 3,60)/3 = 0,31 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Ständige Einwirkungen und Querkraftnullpunkt nach Gl. 8.84

$$\begin{aligned}
 E_{ahQU,k} &= 17,9 \text{ kN/m} \\
 z_{UQ} &= 3,60 + \sqrt{\frac{2 \cdot 17,9 \cdot 1,03}{51,3}} = 4,44 \text{ m} \\
 x_{EQU} &= 4,44 - 3,40 / 2 = 2,57 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Auflagerbeanspruchungen bis zum Querkraftnullpunkt

$$\begin{aligned}
 e'_{phQU,k} &= 51,3 \frac{4,44 - 3,60}{2,70 - 1,03} = 25,7 \text{ kN/m}^2 \\
 B_{hQ1,k} &= 1/2 (4,44 - 3,60) \cdot 25,7 = 10,9 \text{ kNm/m} \\
 x_{Q1} &= (4,44 - 3,60)/3 = 0,28 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Größtes Biegemoment

$$\begin{aligned}
 M_d &= M_{G,d} + M_{Q,d} \\
 M_{G,d} &= 1,2(41,1 \cdot 1,66 - 24,9 \cdot 0,31) = 72,6 \text{ kNm/m} \\
 M_{Q,d} &= 1,3(17,9 \cdot 2,57 - 10,9 \cdot 0,28) = 55,8 \text{ kNm/m} \\
 M_d &= 72,6 + 55,8 = 128,4 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Weißenbach

- Heft 1: Kempfert, H.-G. (1987):
Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberfläche
- Heft 2: Schäfer, J. (1990):
Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen im rheinischen Schluff.
- Heft 3: Weißenbach, A. (1991):
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 4: Weißenbach, A. (1991):
Berichte über die Messungen an einmal ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 5: Weißenbach, A. (1991):
Berichte über die Messungen an zweimal ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 6: Weißenbach, A. (1991):
Berichte über die Messungen an dreimal ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 7: Weißenbach, A. (1991):
Berichte über die Messungen an viermal oder öfter ausgesteiften Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 8: Weißenbach, A. (1993):
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden
- Heft 9: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Borgfelder Straße"
- Heft 10: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den U-Bahn-Baulosen "Burgstraße" und "Elise-Averdieck-Straße"
- Heft 11: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den U-Bahn-Baulosen "Hammer Kirche" und "Horner Rennbahn"
- Heft 12: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Lutterothstraße"
- Heft 13: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Rauhes Haus"

- Heft 14: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Steinfurths Diek"
- Heft 15: Weißenbach, A. (1993):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den Baulosen der U-Bahn nach Wandsbek
- Heft 16: Mao, P. (1993):
Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad.
- Heft 17: Weißenbach, A. (1994):
Auswertung der Berichte über Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen
- Heft 18: Weißenbach, A. (1994):
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in nichtbindigem Boden
- Heft 19: Weißenbach, A. (1994):
Berichte über die Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in bindigem Boden
- Heft 20: Weißenbach, A. (1994):
Berichte über die Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in geschichtetem Boden
- Heft 21: Weißenbach, A. (1994):
Festschrift des Arbeitskreises "Baugruben" zum 65. Geburtstag von Univ.-Professor Dr.-Ing. habil. Anton Weißenbach

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

- Heft 22: Besler, D. (1998):
Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden
- Heft 23: Abdel-Rahman, K. (1999):
Numerische Untersuchungen von Maßstabeffekten beim Erddruck in Sand
- Heft 24: Maier, Th. (2002):
Numerische Modellierung der Entfestigung im Rahmen der Hypoplastizität
- Heft 25: Gutjahr, St. (2003):
Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand

