

NORBERT GIESLER

Die neue Erddrucklehre

auf den reinen Grundlagen der Physik

Einführung in die Neuerungen, Ermittlung
realer Bodenkennziffern und
Berechnungsbeispiel

DEUTSCHE  LITERATURGESELLSCHAFT

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Norbert Giesler:

Die neue Erddrucklehre auf den reinen Grundlagen der Physik

ISBN: 978-3-03831-122-5

Autor:

Norbert Giesler
Bauberrat a.D.
Schilfweg 11
34253 Lohfelden

Impressum: Alle Rechte, insbesondere das Recht der Vervielfältigungen und Verbreitung sowie der Übersetzungen, vorbehalten. Kein Teil des Werkes darf in irgendeiner Form ohne schriftliche Genehmigung des Autors reproduziert, vervielfältigt oder verbreitet werden.

Vorwort

Langjährige Tätigkeiten in einigen Bereichen des Bauwesens haben erkennen lassen, dass insbesondere die Vorgaben zur Berechnung des Erddrucks auf empirischen Annahmen und mangelhaften Berechnungsmodellen aufbauen. Dieser Sachstand erklärt, dass zu dem Thema Erddruck mehr als 26 Millionen Beiträge im Internet gelistet sind. Auch lässt sich aus der Unmenge an Fachliteratur ableiten, dass es weltweit keine in sich geschlossene Erddrucklehre gibt. Die Unglücksfälle des Jahres 2009 in Deutschland, der Einsturz des Historischen Archivs der Stadt Köln und der Bergrutsch in Nachterstedt mit Toten und hohen Sachschäden bestätigen die Unstimmigkeiten in den Grundlagen der Erddrucklehre. Da die Fehleinschätzungen der Lehre in den ‚Eurocode 7‘ übernommen worden sind, kann behauptet werden, dass auch deren Berechnungsmodelle den Anspruch verloren haben, weiterhin den Stand der Technik zu repräsentieren.

In dem Bestreben, zukünftig ein sicheres Bauen zu gewährleisten, wurden die Grundlagen der derzeitigen Lehre studiert und ergänzend eigene Versuchsanordnungen mit unterschiedlichen Böden ohne und mit Wasserbeimengungen durchgeführt. Mit den gewonnenen Erkenntnissen sollten die derzeitigen Berechnungsmodelle der Erddrucklehre mängelfreier werden. Die geplante Überarbeitung der Lehre wurde jedoch aufgegeben, weil deren Berechnungsvorgaben nur selten den Grundlagen der Physik entsprechen und damit für die Neuordnung der Regelwerke ein zu großer Aufwand erforderlich geworden wäre. Stattdessen steht heute eine neue Erddrucklehre zur Anwendung bereit, welche auf den reinen Grundlagen der Physik und der Klassischen Erddrucktheorie des Monsieur de Coulomb (1736–1806) aufbaut sowie der Spannungstheorie von Christian Otto Mohr (1835–1918) folgt. Zudem erlaubt die Erweiterung des Mehrphasensystems der Bodenphysik die Kenngrößen aller Bodenarten über und unter Wasser zu berechnen wie

Dichte, Neigungswinkel, Scherwinkel und Tragfähigkeit. Überholt in den neuen Berechnungsvorlagen sind der K-Wert und die empirischen Bodenkennziffern und Winkelangaben.

Norbert Giesler

Inhalt

Vorwort	5
Abbildungsverzeichnis	13
Symbolverzeichnis	21
Begriffsbestimmungen	27
1 Grundlagen der neuen Erddrucktheorie	31
1.1 Allgemeines zum Sachstand	31
1.2 Bodeneigenschaften	32
1.3 Kraftfelder im Erdreich	35
1.4 Ermittlung des Erddrucks	37
2 Berechnungsvorgaben	43
2.1 Bestimmung der natürlichen Neigungsebene, Versuch 1	44
2.1.1 Bestimmung der natürlichen Scherebene, Versuch 2 . . .	45
2.1.2 Natürliche Ebenen bei mehrschichtigen Böden, Versuch 3	48
2.1.3 Angriffshöhe der Erddruckkraft, Versuch 4	49
2.1.4 Verdichtung von Böden durch Wasser, Versuch 5	51
2.2 Klassische Erddrucklehre von Coulomb	53
2.3 Kraftverteilung nach physikalischer Ebene und Keil . . .	55
2.4 Regelerweiterung zur 'physikalischen Ebene'	58

2.5	Erdkräfte, ihr Auf- und Abbau im Erdreich	59
2.5.1	Kraftermittlung nach den Vorgaben von Coulomb	61
2.5.2	Auflasten und horizontale Spannungen im Erdreich . . .	64
2.5.3	Bestimmung von Neigungs- und Scherwinkel unter Auflast	66
2.6	Nachweis der Fehlerhaftigkeit des Bruchkriteriums	68
2.6.1	Vergleich: Coulomb'sche Erddruckberechnung und Bruchkriterium	68
2.6.2	Spannungsermittlung nach den Vorgaben der Lehre . . .	72
2.6.3	Bruchkriterium und Silotheorie	79
2.6.4	Wandreibung, konvexe Bruchebene und Kohäsion	80
2.6.5	Hinweise zur Wasserdruckkraft	82
2.7	Spannungen/Kräfte bei Schräglage einer Wandfläche . . .	82
2.8	Spannungen innerhalb von Probekörpern	83
3	Berechnung von Bodeneigenschaften	85
3.1	Allgemeines zu den Bodeneigenschaften	85
3.1.1	Böden im Wandel der Erosion	87
3.1.2	Grundlagen zur Berechnung der Bodeneigenschaften . . .	87
3.2	Berechnung der Eigenschaften trockener Böden	89
3.2.1	Berechnung der Eigenschaften nasser Böden	96
3.2.2	Berechnung der Eigenschaften nasser Böden bei Bodenverdichtung	98
3.2.3	Berechnung der Eigenschaften feuchter Böden	99
3.2.4	Ausbildung der Scherebene im feuchten Basaltgrus, Versuch 6	102
3.3	Allgemeines zu Böden unter Wasser/Grundwasser	106

Inhalt	9
3.3.1	Berechnung der Eigenschaften nasser Böden unter Wasser 107
3.3.2	Ausbildung der Scherebene nasser Böden unter Wasser, Versuch 7 109
3.3.3	Berechnung der Eigenschaften feuchter Böden unter Wasser 118
3.3.4	Ausbildung der Scherebene feuchter Böden unter Wasser, Versuch 8 121
3.4	Bodenkenngrößen in tabellarischer Zusammenfassung (Anlagen) 134
3.5	Mehrphasensystem der Festkörperphysik 136
4	Auflasten auf Erdkörper mit horizontaler Geländeebene 139
4.1	Belastbarkeit von Böden bei einseitiger Kraftausbreitung 141
4.2	Belastbarkeit von Böden bei mehrseitiger Kraftausbreitung 142
4.2.1	Abtrag der Auflast im Erdreich bei einseitiger Kraftausbreitung 143
4.2.2	Abtrag der Auflast im Erdreich bei zweiseitiger Kraftausbreitung 145
4.2.3	Abtrag der Auflast im Erdreich bei mehrseitiger Kraftausbreitung 147
4.2.4	Belastbarkeit von Fundamenten bei zugelassener Bodensetzung 149
4.2.5	Belastbarkeit von Fundamenten mit Einbindetiefe 151
4.3	Auflasten auf horizontaler Geländeebene und deren Kraftverteilung 154

4.3.1	Belastbarkeit eines trockenen Bodens unter einem Fundament $bf = 0,80$ m	155
4.3.2	Belastbarkeit eines nassen Bodens unter einem Fundament $nf = 0,80$ m	158
4.3.3	Belastbarkeit eines nassen Bodens unter quadratischem Einzelfundament	161
4.3.4	Belastbarkeit eines feuchten Bodens unter rechteckigem Einzelfundament	165
4.3.5	Belastbarkeit eines feuchten Bodens unter kreisrundem Einzelfundament	169
4.4	Belastbarkeit von Pfählen (Auflasten)	171
4.4.1	Belastbarkeit einer Pfahlreihe $d = 0,80$ m bei wechselnden Bodenarten	173
4.4.2	Belastbarkeit eines Einzelpfahls $d = 0,80$ m bei nassem Boden	180
4.4.3	Belastbarkeit eines Einzelpfahls $d = 0,60$ m bei feuchtem Boden	190
4.4.4	Belastbarkeit eines Einzelpfahls $d = 0,60$ m über zwei Kraftebenen	196
4.5	Kräfte gegen Rohrleitungen und Tunnelstrecken	198
4.5.1	Kraftermittlung für ein erdverlegtes Rohr DN 1800 Sb	203
4.5.2	Kraftermittlung ohne Verkehrslast für ein Rohr DN 500 Sb	209
4.5.3	Kraftermittlung mit Verkehrslast für ein Rohr DN 500 Sb	213
5	Auflasten auf Erdkörper mit geneigter Geländeebene	217
5.1	Umbildung eines stehenden in einen liegenden Kraftkeil	219

5.2	Externe Kräfte (Auflasten) auf geneigter Geländeebene . . .	221
5.2.1	Ausbildung der Scherebene bei Böden ohne Auflasten, Versuch 9	222
5.2.2	Ausbildung der Scherebene bei Böden mit Auflasten, Versuch 10	225
5.2.3	Ausbildung der Scherebene bei Böden mit Auflasten, Versuch 11	230
5.2.4	Kraftverteilung in trockenen Böden bei geneigter Oberfläche	234
5.3	Hangrutsch infolge veränderter Bodeneigenschaften . . .	237
5.4	Hangrutsch infolge einer Abgrabung am Böschungsfuß .	241
5.5	Bodenbewegungen auf ebener und geneigter Felsschicht, Versuch 12	247
5.6	Bodenverhalten ohne Auflast auf durchgehend geneigter Felsschicht	252
5.7	Bodenverhalten mit Auflast auf durchgehend geneigter Felsschicht	255
5.8	Bodenbewegung bei Schichtung ungleicher Böden, Versuch 13	263
5.9	Bodenbewegung ungleicher Böden mit geneigter Oberfläche unter Wasser	273
6	Wirkungen ungleicher Bodenschichten gegeneinander	285
6.1	Unterschiedliche Bodenarten an ideeller Wand, Versuch 14	285
6.1.1	Verhalten ungleicher Böden an einer Wand (nass/trocken)	286
6.1.2	Bodenbewegung an der fiktiven Grabenwand	290

6.1.3	Wandel der Winkel und Flächen durch die Bodenbewegung	294
6.1.4	Wandel der Raum- und Gewichtsteile durch die Bodenbewegung	300
6.1.5	Wandel der Kraftgrößen durch eine Bodenbewegung . . .	305
6.1.6	Weitere Feststellungen zur Versuchsanordnung 14 . . .	311
6.2	Boden mit Auflast und Wasser gegen eine Wand	312
6.3	Straßentunnel in einem Boden unter Grundwasser . . .	323
6.3.1	Tunnelprofil als offene Baugrube	327
6.3.2	Straßentunnel, geführt durch offenes Gelände	332
6.3.3	Straßentunnel mit einseitiger Randbebauung	340
7	Durch Erdbewegungen ausgelöste Unglücksfälle	349
7.1	Einsturz des Historischen Archivs der Stadt Köln (2009)	349
7.2	Berggrutsch in den Concordiasee bei Nachterstedt (2009)	352
	Literaturangaben	357
	Anlagen	361

Abbildungsverzeichnis

In dem Verzeichnis werden die Begriffe Abbildungen (Abb.), Bilder (Bild) und Figuren (Fig.) benutzt, wobei eigene Zeichnungen und Fotografien als »Abbildung« bezeichnet sind. Grafiken, die aus der Literatur [1] zitiert oder übernommen werden, tragen die Bezeichnung »Bild«. Den Begriff »Fig.« Nutzt Coulomb im seinem Skizzenblatt.

Auflistung der Illustrationen

Abb. 1	Glaskasten für die Versuchsanordnungen mit Abmessungen.	34
Abb. 2	Netzwerk vertikaler und horizontaler Erdspannungen.	36
Abb. 3	Erdblock mit Keifflächen und Schwerpunktlagen S1 bis S4.	37
Abb. 4	Erdkeil mit den Kraftflächen der Normal- und der Hangabtriebskraft.	37
Abb. 5	Erdkeil mit Kraftverteilung nach der Erddrucklehre von Coulomb.	38
Abb. 6	Liegender Erdkeil mit natürlicher Scherebene zu Abb. 5.	38
Abb. 7	Erdkeil mit Lage der Kräfte nach derzeitiger Erddrucklehre.	39
Abb. 8	Liegender Erdkeil mit natürlicher Scherebene zu Abb. 7.	39
Abb. 9	Erdkeile mit Kräften nach Coulomb und Lehre.	40
Abb. 10	Erdkeil mit Kraftangleichung von Lehre an Coulomb.	40
Abb. 11	Bestimmung der Neigungsebene in dem Erdblock, Versuch 1.	45
Abb. 12	Bestimmung der natürlichen Scherebene von Sand, Versuch 2.	46
Abb. 13	Kraftfläche (A–E–B) im liegenden Erdkeil (gekappter Keil).	48
Abb. 14	Kraftfläche (A–E–B) im liegenden Erdkeil bei Bodenauflockerung.	48
Abb. 15	Bestimmung der Neigungs- und Scherebene bei Bodenschichtung, Versuch 3.	49
Abb. 16	Bestimmung des horizontalen Kraftangriffs gegen eine Wand, Versuch 4.	50
Abb. 17	Abgleiten des Füllstoffes nach dem Entfernen der Wand, Versuch 4.	50

Abb. 18	Ausschluss eines Kraftangriffs gegen die Wand in der Höhe $h/3$, Versuch 4.	51
Abb. 19	Bestimmung der Bodenverdichtung durch Wasser, Versuch 5.	52
Abb. 20	Sand mit reduzierter Einbauhöhe durch die Wasserzugabe, Versuch 5.	52
Abb. 21	Bildung von Hohlräumen in dem verdichteten Sand durch Wasser, Versuch 5.	52
Abb. 22	Portrait des Monsieur de Coulomb.	53
Abb. 23	Skizzenblatt von Coulomb zu seiner Erddrucklehre.	54
Abb. 24	Coulomb'sche Kraftanordnung innerhalb eines stehenden Erdkeils.	55
Bild P05.50	Gewichtskraft im Drittelpunkt der Bruchgeraden (Erddrucklehre).	55
Abb. 25	Kraftverteilung nach »geneigter Ebene« (Physikalisches Regelwerk).	56
Abb. 26	Kraftverteilung nach dem »Keil« (Physikalische Regelwerk).	56
Abb. 27	Erdblock mit Wechselwirkungen aktiver und reaktiver Kräfte (neue Theorie).	60
Abb. 28	Erdkeil mit Lage der Kräfte sowie Kraftmeter (Coulomb und neue Theorie).	63
Abb. 29	Erdblock mit Nachweis zum Gleichgewicht der Kräfte.	64
B. P05.120	Erddruckspannung aus belasteter Geländeoberfläche.	65
Abb. 30	Erdblock mit Auflast bei unbehindertem Kraftabtrag im Boden.	66
Abb. 31	Erdblock mit Auflast bei behindertem Kraftabtrag im Boden.	67
Abb. 32	Erdkeil mit Lage und Richtung der Kräfte und Vektoren (neue Theorie).	69
Abb. 33	Ansatz der Gewichtskraft in dem Drittelpunkt der Bruchgeraden (Lehre).	70
Abb. 34	Versatz der reaktiven Vektoren in die Ebenen aktiven Vektoren (Lehre).	70
Abb. 35	Unterschiedliche Lage von Erddruckkraft und Schwerpunktebene.	71
Abb. 36	Erdkeil mit Schwerpunkt und Kraftebenen unterschiedlicher Bodenarten.	71
Bild I01.40	Hauptspannungen und ihre Lage zu der Achse O-B (Erddrucklehre)	72
Abb. 37	Physikalischer Keil mit Kraftverteilung infolge einer externen Kraft.	72

Abb. 38	Spannungskreis mit Spannungen/Kräften beider Berechnungssysteme.	73
Abb. 39	Erdkeil mit Kraftverteilung und Spannungsbild (0-X-Z) der Lehre.	76
Abb. 40	Spannungsverteilung der Lehre und Lage der natürlichen Scherebene.	77
Abb. 41	Erdblock mit Lage der Kräfte und Angabe in Kraftmeter (neue Theorie).	78
Bild P05.60	Erdkeil mit konvexer Krümmung der Bruchfläche (Erddrucklehre).	81
Bild P03.20	Geneigte Wandfläche mit Winkel α und Spannung σ_{xx} (Erddrucklehre).	83
Abb. 42	Geneigte Wandfläche mit Lage und Verteilung der Kräfte (neue Theorie).	83
Abb. 43	Erdblock als Probekörper mit Auflast und Neigungsebene (neue Theorie).	84
Abb. 44	Erdblock als Probekörper, wie vor mit geringerer Breite (neue Theorie).	84
Abb. 45	Teilansicht einer Sandgrube in Lohfelden.	86
Abb. 46	Sand mit lotrechter Grubenwand von über 5,00 m Höhe.	86
Abb. 47	Wandabbruch im Sand unter Winkel $72,0^\circ$ und über 10,0 m Höhe.	86
Abb. 48	Felswürfel mit dem Feststoffvolumen $V_f = 1,00 \text{ m}^3$ (neue Theorie).	91
Abb. 49	wie vor, mit Porenvolumen V nach Erosionsphasen (neue Theorie).	91
Abb. 50	wie vor, Bodenwürfel mit Volumen $V_{p_s} = V_f + V$ (neue Theorie).	91
Abb. 51	Darstellung der Abhängigkeiten von Winkel, Raumteile und Dichte.	93
Abb. 52	Darstellung der Abhängigkeiten von Bodenarten und Kräften (neue Theorie).	94
Abb. 53	Erdblöcke und deren Kräfte im Spannungskreis (neue Theorie).	95
Abb. 54	Erdband eines nassen Bodens mit dem Wasservolumen V_{fn} (neue Theorie).	97
Abb. 55	wie vor, nach der Normierung der Volumina (neue Theorie).	97
Abb. 56	Erdwürfel eines feuchten Bodens mit der Unterteilung V in V_t und V_n .	100
Abb. 57	Ausbildung der Scherebene im feuchten Basaltgrus, Versuch 6.	102

Abb. 58	Lage der Scherebene des feuchten Basaltgruses, Versuch 6.	104
Abb. 59	Erdband nasser Böden unter Wasser/Grundwasser (neue Theorie).	108
Abb. 60	Erdwürfel eines nassen Bodens unter Wasser (neue Theorie).	109
Abb. 61	Ausbildung der Scherebene nasser Böden unter Wasser, Versuch 7.	110
Abb. 62	Reduzierung der Einbauhöhe durch Wasserzugabe, Versuch 7.	111
Abb. 63	Ausbildung der Scherebene bei Böden unter Wasser, Versuch 7.	111
Abb. 64	Veränderung der Neigungsebene durch die Wasserzugabe.	114
Abb. 65	Bestimmung der Winkel von Neigungs- und Scherebene bei Wasserentzug.	116
Abb. 66	Veränderung von Neigungs- und Scherebene durch den Wasserentzug.	119
Abb. 67	Erdband feuchter Böden unter Wasser/Grundwasser (neue Theorie).	121
Abb. 68	Erdwürfel mit Raumteilen feuchter Böden unter Wasser (neue Theorie).	121
Abb. 69	Ausbildung der Scherebene feuchter Böden unter Wasser, Versuch 8.	122
Abb. 70	Erdwürfel eines feuchten Bodens über Wasser, Versuch 8.	126
Abb. 71	Erdband eines feuchten Bodens unter Wasser, Versuch 8.	126
Abb. 72	Ausbildung der Scherebene des feuchten Bodens unter Wasser, Versuch 8.	128
Abb. 73	Gemessene Höhen und Breiten der Scherebene, Versuch 8.	129
Abb. 74	Darstellung der Bodenbewegung über Einzelflächen, Versuch 8.	130
Abb. 75	Darstellung der Flächen nach Abschluss der Bodenbewegung, Versuch 8.	131
Abb. 76	Abhängigkeiten von Böden, Winkel, H-Kräfte und deren Angriffshöhe.	136
Abb. 77	Felssäule mit der Höhe h^* , der Breite b^* und der Neigungsebene.	141
Abb. 78	Umwandlung der Lastfläche A in die Kraftflächen Aa' und Ar' .	141
Abb. 79	Umwandlung der stehenden Felssäule in die Säulen der Bodenarten.	141
Abb. 80	Darstellung einer zweiseitigen Kraftausbreitung im Erdreich.	142
Abb. 81	Darstellung einer dreiseitigen Kraftausbreitung im Erdreich.	142
Abb. 82	Darstellung einer vierseitigen Kraftausbreitung im Erdreich.	142
Abb. 83	Kraftflächen von Auflast und Bodeneigengewicht im Erdreich.	143

Abb. 84	Zusammenführung von Auflast und Bodeneigengewicht.	143
Abb. 85	Auflast mit zweiseitiger Kraftausbreitung im Erdreich.	146
Abb. 86	Belastungsversuch der Degebo [A] mit vierseitiger Kraftausbreitung.	148
Abb. 87	Auflastverteilung bei zugelassener Fundamentsetzung.	149
Abb. 88	Auflastverteilung bei zugelassener Fundament-Einbindetiefe.	152
Abb. 89	Erdblock mit Erdaufschüttung als rechteckige Auflastfläche.	154
Abb. 90	Rechteckige Auflastfläche und deren Kraftabbau im Erdblock.	155
Abb. 91	Rechteckige Auflastfläche mit Kraftzuordnungen im Erdblock.	155
Abb. 92	Auflastverteilung unter einem quadratischen Einzelfundament.	161
Abb. 93	Auflastverteilung unter einem rechteckigen Einzelfundament.	165
Abb. 94	Auflastverteilung unter einem runden Einzelfundament.	170
Abb. 95	Pfahlbemessung, Vertikalschnitt durch die vier Blöcke (Kraftfelder).	173
Abb. 96	Geländeschnitt mit Darstellung der unterschiedlichen Bodenarten.	174
Abb. 97	Darstellung einer Pfahlreihe in der Draufsicht.	174
Abb. 98	Darstellung der Kraftflächen und Kräfte in der oberen Blockebene.	177
Abb. 99	Darstellung der Bodenschichtung zur Ermittlung der fiktiven Bodenart.	181
Abb. 100	Draufsicht des Erdkegels mit Kraftausrichtung gegen die Pfahlachse.	184
Abb. 101	Vertikaler Schnitt durch den Erdkegel (Pfahlachse).	184
Abb. 102	Draufsicht des Erdkegels mit Kraftausrichtung gegen den Pfahlmantel.	187
Abb. 103	Vertikaler Schnitt durch den Erdkegel (Pfahlmantel).	187
Abb. 104	Kraftflächen in dem Erdkegel bezogen auf die lotrechte Pfahlachse.	192
Abb. 105	Kraftflächen bei Inanspruchnahme beider Blockhöhen.	197
Abb. 106	Kraftflächen bei reduzierten Blockhöhen u. Kraftkegel unter dem Pfahlfuß.	198
Abb. 107	Kraftflächen und Kräfte gegen einen Rohr- oder Tunnelquerschnitt.	199
Abb. 108	Kraftflächen bei Verringerung der Rohr- oder Tunneltiefe.	200
Abb. 109	Kraftflächen bei Erhöhung der Rohr- oder Tunneltiefe.	200
Abb. 110	Kraftflächen der vier Erdkeile vor der Rohreinbettung.	200
Abb. 111	Veränderung der Kraftflächen infolge einer Verkehrslast.	201

Abb. 112	Kraftflächen der vier Erdkeile nach der Rohreinbettung.	202
Abb. 113	Auswirkungen ungleicher Bodenarten in einem Kanalgraben, Versuch 6.	203
Abb. 114	Kraftflächen und Kräfte gegen den Rohrquerschnitt DN 1800 Sb.	204
Abb. 115	Kraftverteilung und Lage der Kräfte zur Rohrbemessung.	207
Abb. 116	Kraftflächen und Kräfte gegen den Rohrquerschnitt DN 500 Sb mit Auflast.	214
Abb. 117	Auflasten mit Auflastfläche (aufsteigend) und Kraftverteilung.	217
Abb. 118	Lage der Kräfte in dem Erdblock bei Auflast.	217
Abb. 119	Auflasten mit dreieckiger Auflastfläche (abfallend) und Kraftverteilung.	218
Abb. 120	Lage der Kräfte in dem Erdblock unter Auflast.	218
Abb. 121	Umbildung eines stehenden in einen liegenden Erdkeil.	219
Abb. 122	Wandel der Scherebene durch Bodenauflockerung.	220
Abb. 123	Wandel der Schüttelebene zur Scherebene durch Versatz der Bezugsachse.	220
Abb. 124	Gekappter Erdkeil, dessen Kraftflächen und Kräfte.	220
Abb. 125	Bodenmiete mit Lage und Richtung der Kräfte.	221
Abb. 126	Sandkörper mit horizontaler Oberfläche, Versuch 9.	223
Abb. 127	Ausbildung der natürlichen Scherebene des Sandes, Versuch 9.	223
Abb. 128	Darstellung der Erddruckkraft des Sandes gegen Bezugsachse, Versuch 9.	224
Abb. 129	Sandkörper mit geneigter Oberfläche, Versuch 10.	226
Abb. 130	Ausbildung der natürlichen Scherebene, Versuch 10.	226
Abb. 131	Darstellung der Neigungsebene unter Auflast, Versuch 10.	227
Abb. 132	Darstellung der Scherebene unter Auflast, Versuch 10.	228
Abb. 133	Sandkörper mit geneigter Oberfläche, Versuch 11.	231
Abb. 134	Ausbildung der natürlichen Scherebene, Versuch 11.	231
Abb. 135	Darstellung der Neigungs- und Scherebene unter Auflast, Versuch 11.	232
Abb. 136	Darstellung der Kräfte links und rechts der Bezugsachse, Versuch 11.	235
Abb. 137	Hangrutsch infolge gewandelter Bodeneigenschaften.	238
Abb. 138	Darstellung der veränderten Böschungsneigung.	241
Abb. 139	Hangrutsch infolge einer Abgrabung am Böschungsfuß.	242
Abb. 140	Darstellung der Neigungs- und Scherebene unter Auflast (Böschungsfuß).	243

Abb. 141	Darstellung der veränderten Böschungsneigung (Böschungsfuß).	246
Abb. 142	Bodenbewegung auf geneigter Felsschicht, Versuch 12.	247
Abb. 143	Darstellung der Bodenbewegung, Versuch 12.	250
Abb. 144	Darstellung der Scherebene, Versuch 12.	250
Abb. 145	Bodenverhalten ohne Auflast auf durchgehend geneigter Felsschicht.	253
Abb. 146	Bodenverhalten mit Auflast auf durchgehend geneigter Felsschicht.	258
Abb. 147	Darstellung der Bodenbewegung auf der Scherebene bei geneigtem Fels.	262
Abb. 148	Bodenbewegung bei Schichtung ungleicher Böden, Versuch 13.	264
Abb. 149	Darstellung der Versuchsanordnung, Versuch 13 (Phase 1).	264
Abb. 150	Darstellung der Versuchsanordnung, Versuch 13 (Phase 2).	264
Abb. 151	Neigungs- und Scherebene nach der Bodenbewegung, Versuch 13.	264
Abb. 152	Darstellung der Berechnungsvorgaben, Versuch 13.	265
Abb. 153	grafischer Ermittlung der Winkel β_x und s_x , Versuch 13.	267
Abb. 154	Querschnitt zur Bodenbewegung ungleicher Böden unter Wasser.	273
Abb. 155	Darstellung des Erdblocks und der Auflastfläche (Böden unter Wasser).	276
Abb. 156	Darstellung der Neigungsebene unter Auflast (Böden unter Wasser).	278
Abb. 157	Darstellung der Kraftfläche und Erddruckkraft (Böden unter Wasser).	280
Abb. 158	Darstellung der Bodenbewegung an der Bezugsachse (Böden unter Wasser).	282
Abb. 159	Ungleiche Böden gegen gemeinsame Bezugsachse, Versuch 14.	285
Abb. 160	Erdwürfel des nassen Bodens vor der Normierung.	288
Abb. 161	Erdwürfel des nassen Bodens nach der Normierung.	288
Abb. 162	Erdwürfel des trockenen Bodens vor der Normierung.	289
Abb. 163	Erdwürfel des trockenen Bodens nach der Normierung.	289
Abb. 164	Kraftflächen der ungleichen Böden gegen die fiktive Wand/Bezugsachse.	290
Abb. 165	Erdband der ungleichen Böden vor der Bodenbewegung.	290
Abb. 166	Grafische Ermittlung der Bodenbewegung.	293
Abb. 167	Erdband der ungleichen Böden nach der Bodenbewegung.	294
Abb. 168	Kraftflächen der ungleichen Böden nach der Bodenbewegung.	297

Abb. 169	Darstellung der Bodenbewegung in den Kraftflächen.	297
Abb. 170	Detail zur Abb. 169.	297
Abb. 171	Überlagerung der Bodenarten in der rechten Kraftfläche.	299
Abb. 172	Umbildung der Kraftflächen durch die Bodenbewegung.	303
Abb. 173	Kraftflächen und Erddruckkräfte.	308
Abb. 174	Grafische Ermittlung der Versatzbreite b_m .	310
Abb. 175	Spundwand als Trennung zwischen Boden mit Auflast und Wasser.	314
Abb. 176	Kräfte und ihre Lage beidseitig der Spundwand.	322
Abb. 177	Auftriebskräfte bei einem Tunnel (Baugrube) unter Wasser.	328
Abb. 178	Grafische Ermittlung der Auftriebskraft R_{vl} .	331
Abb. 179	Höhe aufsteigender Erdmengen bei geöffneter Schleuse.	332
Abb. 180	Auftriebskräfte bei einem Tunnel unter Wasser.	334
Abb. 181	Grafische Ermittlung der Auftriebskraft R_{vl} .	339
Abb. 182	Tunnel unter Wasser mit einseitiger Gebäudeauflast.	342
Abb. 183	Grafische Ermittlung der Auftriebskraft R_{vl} .	344
Abb. 184	Auftriebs- und Erddruckkräfte gegen das Tunnelbauwerk.	345
Abb. 185	Köln U-Bahn: Zuordnung der Kräfte an den Tunnelquerschnitt.	351
Abb. 186	Kraftangriff gegen den Wand-/Sohlbereich aus dem Archiv.	352
Abb. 187	Berggrutsch Nachterstedt: Grube des Tagebaus vor der Flutung.	353
Abb. 188	DLR-Geländeaufnahmen vor und nach dem Berggrutsch.	355
Abb. 189	Rechnerisch ermittelte Geländehöhen nach dem Berggrutsch.	356

Symbolverzeichnis

In der vorliegenden Arbeit werden verschiedene Systeme betrachtet, deren Begrifflichkeiten schnell durcheinandergebracht werden könnten, daher wird zur Verdeutlichung für das neue System (die neuen Erddrucktheorie) auch eine andere Nomenklatur eingeführt. Sie soll an dieser Stelle als Referenz schon vorgestellt werden. Dabei wird nicht – wie allgemein gängig – mit Hoch- und Tiefstellungen gearbeitet, sondern die jeweiligen Bestandteile werden zur deutlichen Unterscheidung von der derzeitigen Lehre kursiv als eine Art Bausatz hintereinander geschrieben.

Name	Einheit	Begriffe
Begriffs- oder Buchstabenerweiterungen:		
<i>t</i>		trockener Boden (getrocknet)
<i>i</i>		feuchter Boden (mit Wasser infiltriert, teilgesättigt)
<i>n</i>		nasser Boden (Poren vollständig mit Wasser gefüllt)
<i>w</i>		Wasser im Boden bzw. Boden unter Wasser (mit Auftrieb)
<i>o, u</i>		Ortsbestimmungen oben und unten
<i>r, l</i>		Ortsbestimmungen links und rechts
Keilabmessungen		
<i>a</i>	m	Berechnungstiefe (z.B. in Grabenrichtung)
<i>h</i>	m	Keilhöhe bzw. Berechnungshöhe
<i>he</i>	m	Höhe einer Ersatz- oder Auflast
<i>hl</i>	m	Berechnungshöhe plus Auflasthöhe
<i>ho</i>	m	oberer Teil der Berechnungshöhe
<i>hu</i>	m	unterer Teil der Berechnungshöhe
<i>hm</i>	m	gemittelte Höhe
<i>b</i>	m	Keilbreite bzw. Berechnungsbreite
<i>be</i>	m	Keilbreite einer Ersatz- oder Auflast

Name	Einheit	Begriffe
b_o	m	obere Breite
b_{or}	m	obere rechte Breite
b_u	m	untere Breite
b_{ur}	m	untere rechte Breite
$\Delta b, \Delta h$	m	Teilbreite/Teilhöhe
b_m	m	gemittelte Breite
l	m	Länge der geneigten Ebene
Keilgrößen		
A	m^2	Keifläche
A_e	m^2	Fläche der Auf- oder Ersatzlast
A_o	m^2	aktive Lastfläche
A_r	m^2	reaktive Lastfläche
A_{oe}	m^2	aktive Lastfläche mit Auflast
A_{re}	m^2	reaktive Lastfläche mit Auflast
V	m^3	Gesamtvolumen
V_o	m^3	Anfangsvolumen
ΔV	m^3	Teilvolumen
ΣV	m^3	Summe der Volumina
Winkel		
β	"	Neigungswinkel (Winkel der inneren Bodenreibung)
β_e	"	Neigungswinkel unter Auflast
β_t	"	Neigungswinkel des trockenen Bodens
β_i	"	Neigungswinkel des feuchten Bodens
β_n	"	Neigungswinkel des nassen Bodens
β_w	"	Neigungswinkel des Bodens unter Wasser
β_{iw}	"	Neigungswinkel des feuchten Bodens unter Wasser
β_{nw}	"	Neigungswinkel des nassen Bodens unter Wasser
μ		Reibungszahl: $\mu = \tan \beta_t$
s	"	Scherwinkel: $\tan s = (\tan \beta)/2$
s'	"	Böschungs- oder Schüttwinkel
s_t	"	Scherwinkel des trockenen Bodens
s_i	"	Scherwinkel des feuchten Bodens

Name	Einheit	Begriffe
sn	°	Scherwinkel des nassen Bodens
sw	°	Scherwinkel des Bodens unter Wasser
siw	°	Scherwinkel des feuchten Bodens unter Wasser
snw	°	Scherwinkel des nassen Bodens unter Wasser
Raumteile		
Vp_{90}	m^3	Volumen des Erdwürfels ($Vp = 1,00 m^3$)
Vf_{90}	m^3	Volumen des Felsgesteins ($Vf_{90} = 1,00 m^3$)
Vf	m^3	Feststoffvolumen innerhalb einer Bodenart
Vl	m^3	Porenvolumen innerhalb einer Bodenart
Vlt	m^3	Porenvolumen, vom Wasser unbesetzt (trocken)
Vli	m^3	Porenvolumen, teilgesättigt mit Wasser (feucht)
Vln	m^3	Porenvolumen, vollständig mit Wasser gefüllt (nass)
Vw	m^3	Volumen des Wassers innerhalb einer Bodenart
Vnw	m^3	Porenvolumen des nassen Bodens unter Wasser
Vfi	m^3	Fiktives Feststoffvolumens eines feuchten Bodens
Vfn	m^3	Fiktives Feststoffvolumen eines nassen Bodens
Vfw	m^3	Feststoffvolumens des Bodens $Vfw = 2 \cdot Vf/3$
Vfa	m^3	Volumen des Auftriebs $Vfa = 1 \cdot Vf/3$
Vgl	dm^3	Volumen der einsetzbaren Glasscheibe
Bodendichte und Dichten		
p_{90}	t/m^3	Dichte des Felsgesteins ohne Poren (harter Basalt $p_{90} = 3,0 t/m^3$)
P_b	t/m^3	Dichte des Betons ($P_b = 2,0$ bis $2,5 t/m^3$)
p_w / p_{wg}	t/m^3	Dichte des Wassers ($p_{wg} = 1,0 t/m^3$)
ptg	t/m^3	Dichte trockener Böden (Poren besetzt mit Gas/Luft)
pig	t/m^3	Dichte feuchter Böden
png	t/m^3	Dichte nasser Böden
$piwg$	t/m^3	Dichte feuchter Böden unter Wasser
$pnwg$	t/m^3	Dichte nasser Böden unter Wasser
dB	Vol.-%	Lagerungsdichte von Böden

Name	Einheit	Begriffe		
		Kräfte im Erdkeil	Kraftmeter	
g	m/s^2	Fallbeschleunigung $\rightarrow g = 9,807 m/s^2$		
g_i	kN/m	Kraftzahl (Umrechnungsfaktor: Kraft in Kraftmeter)		
G	kN	Gewichtskraft (Zusätze: t, n, w, l und r)	gh	m (dm)
G_a	kN	Auftriebskraft	g_a	m
G_e	kN	Gewichtskraft einer Auflast	h_e	m
E_c	t	Ersatz- oder Auflast	c	m
FN	kN	Normalkraft im <i>stehenden</i> Erdkeil	fn	m
FH	kN	Hangabtriebskraft im <i>stehenden</i> Erdkeil	fh	m
N_v	kN	Vertikaler Anteil der Normalkraft im <i>stehenden</i> Erdkeil	nv	m
H_v	kN	Vertikaler Anteil der Hangabtriebskraft, sonst wie vor.	hv	m
H_n	kN	Horizontaler Anteil der Normalkraft, sonst wie vor.	hn	m
H_f	kN	Horizontaler Anteil der Hangabtriebskraft, wie vor.	hf	m
FR	kN	Reibungskraft	fr	m
FT	kN	Normalkraft im <i>liegenden</i> Erdkeil	ft	m
FL (FS)	kN	Hangabtriebskraft im <i>liegenden</i> Erdkeil	f (fs)	m
L_v	kN	Vertikaler Anteil der Normalkraft im <i>liegenden</i> Erdkeil	lv	m
L_n	kN	Vertikaler Anteil der Hangabtriebskraft, sonst wie vor.	ln	m
L_{hn}	kN	Horizontaler Anteil der Normalkraft, sonst wie vor.	l_{hn}	m
L_h	kN	Horizontaler Anteil der Hangabtriebskraft, wie vor.	lh	m
H_m	kN	Horizontal-Kräfte, gemittelt (Zusätze: t, n, w, l und r)	hm	m
M	kNm	Moment		
M_b	kNm	Moment um den Punkt B		

Name	Einheit	Begriffe
		Ortsbezeichnungen
OKG		Oberkante-Gelände
OK		Oberkante
UK		Unterkante
VK		Vorderkante
HK		Hinterkante
WSp		Wasserspiegel
Stat.		Station

Name	Einheit	Begriffe
		Abkürzungen
DLR		Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt
DWA		Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
DVWK		Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau
LMBV		Lausitzer u. Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft

Rechtsvorbehalt:

Alle Rechte, auch die der Übersetzung, des Nachdrucks und der Vervielfältigung dieses Werkes oder Teilen daraus, bleiben dem Autor vorbehalten. Kein Teil dieses Werkes darf ohne schriftliche Genehmigung des Autors in irgendeiner Form verarbeitet, vervielfältigt oder verbreitet werden.

Begriffsbestimmungen

Um Verwechslungen bei der Gegenüberstellung der neuen Erddrucktheorie und der Erddrucklehre zu vermeiden, sind teilweise neue Begriffe eingeführt worden. Die Wortbedeutungen werden nachstehend beschrieben.

Für den Fall, dass die neue Erddrucktheorie als anerkannte Lehrmeinung übernommen wird, wäre es ggf. sinnvoll die neu gewählten Begriffe und Kürzel an die bestehenden Normen der Physik, der Mathematik sowie der Geologie anzupassen.

- **Raumteile bündeln** in der Berechnung der Bodeneigenschaften die Volumenanteile von Feststoffen V_f (Fels), Poren V_l (Gas/Luft) und Wasser V_w (Flüssigkeit). Sie lassen den Destruktionswandel des Urgesteins (harter Fels) hin zu neuen Bodenarten nachvollziehen und die Auflockerung oder Verdichtung von Böden verfolgen.
- **Felsgestein** zeigt in der Berechnung der Bodeneigenschaften an, dass dieser harte Fels porenlos ist und nur aus einem »Feststoff« V_{f90} besteht.
- **Boden** ist in der Berechnung der Bodeneigenschaften als Oberbegriff zu verstehen, der darauf hinweist, dass die Porenbildung V_l in dem Felsgestein begonnen hat und sich zur Schaffung neuer Bodenarten bis hin zum Urstaub fortsetzen kann.
- **Urstaub** beschreibt eine Bodenart, die als Endprodukt der Destruktion eines harten Felsgesteins gesehen wird, d.h. $1,00 \text{ m}^3$ Felsgestein verteilt sich auf eine Stoffmenge von 100 m^3 (Festkörperanteil von Staub $V_f = 0,01 \text{ m}^3$).
- **Bodendichte** summiert sich aus seinen Volumina multipliziert mit der jeweiligen Stoffdichte. Hierbei ist dem Feststoffvolumen V_f die

Felsdichte $\rho_{fg_{90}} = 3,00 \text{ t/m}^3$, dem Wasservolumen V_w die Wasserdichte $\rho_{wg} = 1,00 \text{ t/m}^3$ und dem Porenvolumen V_l die Gasdichte $\rho_0 = 0,00 \text{ t/m}^3$ zuzuordnen. Die Dichten werden ohne den Faktor g der Gravitation angegeben. Der Faktor g findet erst Anwendung bei der Ermittlung der Gewichtskraft eines Körpers.

- **Erdblock** stellt einen Erdkörper dar, dessen Volumen $V = a \cdot b \cdot h = 100,0 \text{ m}^3$ begrenzt ist und in dessen Ansichtsfläche A ($A = V/a$) sich diagonal die natürliche Neigungs- bzw. Reibungsebene einfügen lässt. Während die Berechnungstiefe a bedarfsgerecht durch Berechnungsaufgabe vorgegeben ist (Regelfall $a = 1,00 \text{ m}$), wäre das Höhen-Seitenverhältnis der Ansichtsfläche über den Tangens des Neigungswinkels β zu ermitteln. Durch die diagonale Teilung der Ansichtsfläche A entsteht die obere Keilfläche A_o und die untere Keilfläche A_u . Hierbei erzeugt der Boden in der oberen Fläche aktive Kräfte und der Boden unterhalb der Neigungsebene die reaktiven Kräfte. Die aktiven und die reaktiven Erdspannungen wirken in konträre Richtungen und halten damit das Gleichgewicht in dem Erdblock.
- **Geländeebene** entspricht der Geländeoberkante und zeigt in der Regel die obere Begrenzung eines Erdblocks an.
- **Basisebene** stellt die untere Begrenzung des Erdblocks dar, wobei die Block- oder Keilhöhe h den Abstand zur Geländeebene bestimmt.
- **Neigungs- bzw. Reibungsebene** mit dem Neigungswinkel β teilt die Fläche des Erdkörpers diagonal in den aktiven und den reaktiven Erdkeil.
- **Hangabtriebsebene** mit der Hangabtriebskraft FH und der gegenläufigen Reaktionskraft Rv belegt den unteren Abschnitt der Neigungsebene. Sie beginnt dort, wo die Normalkraftebene rechtwinklig auf die Neigungsebene aufsetzt, und endet auf der Basisebene am Fußpunkt des Keils.
- **Normalkraftebene** im stehenden Erdkeil beginnt an der lotrechten Wand (Bezugsachse) in der Höhe der Geländeebene und fällt unter

dem Winkel $(90^\circ - \beta)$ bis zur Neigungsebene ab, wo sie rechtwinklig auf die Neigungsebene auftrifft. Die Normalkraft wird mit FN bezeichnet.

- **Scherebene** bildet sich in freier Natur aus, wenn dem Boden innerhalb eines Erdblocks der Halt an der ihn stützenden Wand genommen wird und er zu einem liegenden Erdkeil abgleitet. Die Oberfläche des Keils wird als Scherebene benannt, vorausgesetzt der Boden lockert durch seine Bewegung nicht auf. Der Scherwinkel s errechnet sich aus $\tan s = (\tan \beta) / 2$.
- **Schütt- oder Böschungsebene** grenzt wie die Scherebene den liegenden Erdkeil nach oben hin ab. Die Begriffe wurden gewählt, um damit anzuzeigen, dass sich das Bodenvolumen durch Auflockerung oder Verdichtung verändert hat.
- **Neigungswinkel β** wird gemessen zwischen der Basisebene und der aufsteigenden Neigungsebene. Sein Tangens entspricht der Reibungszahl μ der jeweiligen Bodenart im trockenen Zustand. Natürliche oder künstliche Einflüsse auf den Bodenhaushalt (Auflockerungen oder Verdichtungen) verändern den Neigungswinkel in ähnlicher Weise wie die Aufnahme von Porenwasser oder der Auftrieb bei Böden unter Wasser.
- **Scherwinkel s** errechnet sich über den halben Tangens des Neigungswinkels und steht damit im direkten Verhältnis zur Erdmasse eines Erdkeils, d.h. gleitet Boden aus einem »stehenden Erdkeil« ab, so verbleibt die halbe Masse im stehenden Keil und die andere Hälfte bewegt sich über die lotrechte Wand hinweg zur Basisebene.
- **Kraftzahl gi** ist eine Berechnungsgröße, mit der sich Kräfte innerhalb eines Erdkeils in Kraftmeter oder Kraftmeter in Kräfte umrechnen und maßstäblich darstellen lassen. Die Kraftzahl wird mit den Buchstabenergänzungen git , gii , gin und giw bedacht.

Der Umfang der Anwendungsmöglichkeiten der »Erddrucktheorie« macht es erforderlich, die zahlreichen Begriffe durch Buchstaben oder

Buchstabenfolgen zu erweitern. So wird der jeweilige Bodenzustand dargestellt mit den Buchstaben t = trocken, i = mit Wasser infiltriert und n = nass, d.h. Poren sind mit Wasser vollständig angereichert. So wurden gewählt: Trockendichte ptg , Feuchtdichte pig , Nassdichte png , Feuchtdichte unter Wasser $piwg$ und Nassdichte unter Wasser $pnwg$. Ferner werden bezeichnet: das harte Felsgestein mit f , das Wasser mit w und Gase/Luft mit l . Andere Buchstaben weisen auf die Lage der Maße, Flächen oder Kräfte im Berechnungssystem hin (links l , mittig m , rechts r , oben o und unten u). Der Buchstabe e zeigt an, dass eine Auflast/Ersatzlast den Erdkeil belastet. Weitere Bezeichnungen werden an gegebener Stelle vorgestellt und im Symbolverzeichnis aufgelistet.

Grundlagen der neuen Erddrucktheorie

1.1 Allgemeines zum Sachstand

Dieses Regelwerk baut auf den Ergebnissen der ›Studie zum Erddruck‹ auf, die im Jahr 2016 im Internet unter www.erddruck.de und www.earth-pressure.com veröffentlicht wurde.

Die neuen Berechnungsmodelle zur Erddruckermittlung folgen der klassischen Erddrucktheorie des Monsieur de Coulomb (1736-1806), den reinen Grundlagen der Physik und der Spannungstheorie von Christian Otto Mohr (1835-1918). Die neue Theorie stützt sich ferner auf die vielseitigen Erkenntnisse eines langen Berufslebens im Bauwesen, insbesondere auf jene in der Aufarbeitung entstandener Bauschäden. Zudem offenbarten eigene Versuchsanordnungen mit unterschiedlichen Bodenarten im trockenen, feuchten oder nassen Zustand sowie mit Böden unter Wasser, dass sich die Eigenschaften aller Böden errechnen lassen, egal ob diese magmatischen, metamorphen oder sedimentären Ursprungs sind. Es wurde des Weiteren erkannt, dass die Dichte ρ , der Neigungswinkel β und der Scherwinkel φ einer Bodenart in einem direkten Verhältnis zueinander stehen. Ändert sich einer dieser Werte, so ändern sich alle übrigen und lassen eine neue Bodenart entstehen. Die gewählte Zuordnung der Bodeneigenschaften in Raum- und Gewichtsteile macht die bisherige Unterteilung der Bodenarten in ›bindige und nichtbindige Böden‹ ebenso überflüssig, wie die Atterberg'schen Zustandsgrenzen (flüssig, plastisch, halbfest und fest). Entbehrlich wird auch der bisherige Ansatz empirischer Bodenkennziffern in den Berechnungsvorlagen.

1.2 Bodeneigenschaften

In der Natur kann beobachtet werden, dass durch Erosionen aus hartem Felsgestein feinkörniger Sand entsteht. Folglich kann sich in umgekehrter Weise aus einem losen Sand unter Druck wieder ein Felsgestein ausbilden. Die Geotechnik beschreibt diese Auflösungszustände des Ursprungsgesteins mit »unverwittert bis zersetzt« und »grobkörnig bis feinkörnig«. Letztlich aber führen diese Begriffe nicht zu realen Bodenkennwerten, mit denen man verlässliche Erddruckberechnungen durchführen könnte.

Rechenwerte hingegen stellen sich ein, wenn man der Annahme folgt, dass die Gesteinsanteile innerhalb einer Bodenmenge die Bodendichte bestimmen. Geht man ferner davon aus, dass sich die Gesteinsanteile einer Bodenart durch äußere Einflüsse verändern, so kann den Korngrößen einer Bodenart nur eine eher untergeordnete Rolle zugewiesen werden. Wählt man zudem als Berechnungsbasis die Dichte eines trockenen, porenlosen Granits $\rho_{tg} = 3,00 \text{ t/m}^3$ [2: S. 604; 5: S. 2.2-2] und ordnet dem Gestein das Feststoffvolumen V_f und als Menge das Würfelvolumen $V_p = 1,00 \text{ m}^3$ zu, so ergibt sich der Ansatz: $V_f = V_p = 1,00 \text{ m}^3$. Diese Berechnungsvorgabe ändert sich mit jeder weiteren Gesteinsauflösung, d.h. Porenbildung im Gestein, wobei den luftgefüllten Poren das Volumen V_l zugeordnet wird. Letztlich lassen sich die neu entstandenen Bodenarten über die Dichte/Feststoffvolumen stufenlos zwischen der Dichte des harten Felsgesteins und der Dichte des »Urstaubs« einordnen.

Neben den Volumina V_f und V_l einer trockenen Bodenart lässt sich auch der Neigungswinkel β_t bestimmen. Die Erddrucklehre sieht bei Fels und Metall bei entsprechender Materialbeanspruchung nur Spannungen senkrecht zur Lastrichtung. Folgt man dieser Spannungsbeschreibung, so entspricht die senkrechte Lastrichtung der Neigungsebene des trockenen Gesteins und zwischen dieser Vertikalen und der Horizontalen stellt sich der Winkel $\beta_t = 90^\circ$ ein. Bei Böden mit wachsendem Porenanteil V_l reduziert sich der Winkel und die Neigungsebene nimmt eine Schrägstellung in dem Erdkörper ein. Unter der neuen Neigungsebene mit dem Winkel β_t' bildet sich durch die

Gewichtskraft des Bodens neben der vertikalen auch eine horizontale Spannung im Erdreich aus. Folglich bedarf es zur Weckung des Erdwiderstands weder einer lokalen Mobilisierung durch eine externe Kraft auf den Erdkörper noch einer Parallelverschiebung, Kopfdrehung oder Fußdrehung der den Boden stützenden Wand [1: S. P.23]. Überflüssig wird auch die Verwendung des Erdwiderstandswertes K_{ph} in den Erddruckberechnungen.

Fasst man die Neuerungen zusammen, drängt sich die Möglichkeit auf, trockene Böden über ihre gemessene Dichte und/oder Neigungswinkel β' zu klassifizieren bzw. ihre Bodenkennwerte rechnerisch zu ermitteln.

Da bei der Ermittlung der Eigenschaften trockener Böden das Wasser im Erdreich vorerst unberücksichtigt blieb, wird nun auf die Grundformen feuchter und nasser Böden eingegangen. Grundsätzlich kann sich Wasser nur innerhalb des Porenvolumens V_l einer Bodenart ausbreiten, vorausgesetzt das Steingefüge des Bodens lässt den Wasserzustrom zu. Diese Bodeneigenschaft lässt sich als Wasseraufnahmebereitschaft eines Bodens beschreiben und durch den Vergleich der gemessenen Trockendichte und Nassdichte des Bodens feststellen. Die Wasserdichte soll $p_{wg} = 1,00 \text{ t/m}^3$ betragen. Die Dichte feuchter oder nasser Böden errechnet sich über die Trockendichte zuzüglich des Gewichts des aufgenommenen Wassers.

Für die weiteren Berechnungen der Bodeneigenschaften wird das Gesamtvolumen auf das Würfelvolumen $V_{p_{90}} = 1,00 \text{ m}^3$ normiert. Eine »tief gestellte« Winkelangabe kann genutzt werden, um den Stand der Gesteinsauflösung darzustellen, z.B. Vf_{90} oder Vf'_{90} . Bei hartem Felsgestein entspricht $Vf_{90} = V_{p_{90}} = 1,00 \text{ m}^3$. Verändert sich das Gesamtvolumen einer Bodenart durch Auflockerung oder Verdichtung, so erhöht oder mindert sich ausschließlich das Porenvolumen V_l , hingegen bleiben das Volumen Vf_{90} und die Steindichte ptg_{90} gleich. Damit erzeugt jeder Eingriff in die Bodenstruktur eine neue Bodenart.

Die durchgeführten Experimente mit unterschiedlichen Bodenarten in dem Glaskasten (Abb. 1) haben gezeigt, dass der Tangens des natürlichen Neigungswinkels β_t sich einstellt, wenn man das Feststoff-

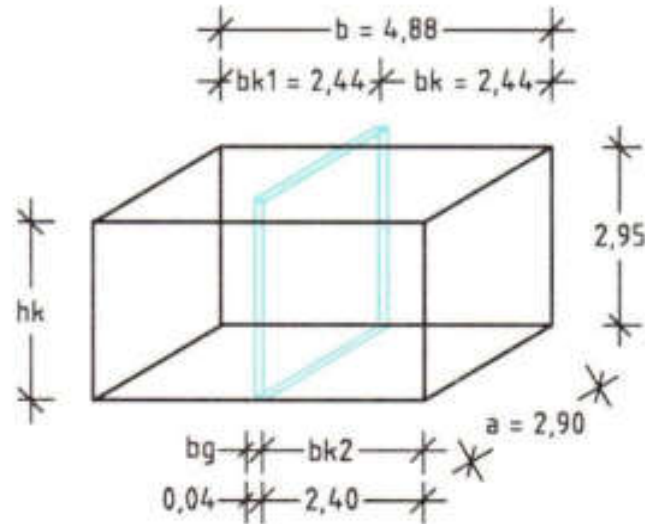


Abb. 1 zeigt den Glaskasten und seine Abmessungen.

volumen durch das Porenvolumen dividiert ($\tan \beta t = V_f/V_l$). Diese Abhängigkeit setzt sich fort bei der Ausbildung des natürlichen Scherwinkels st , der sich errechnet über den halben Tangens des Winkels βt [$\tan st = (\tan \beta t)/2$]. Da die Winkelbestimmung hier – anders als bei einem Probekörper – ohne externe Druckausübung auf den Erdkörper erfolgt, werden die errechneten Winkel als »natürlich« bezeichnet.

Der Glaskasten wurde insbesondere dazu genutzt, die berechneten Eigenschaften feuchter, nasser Böden und Böden unter Wasser mit den realen Werten der unterschiedlichen Bodenarten zu vergleichen. Für diese Experimente wurde mittig in den Behälter eine Glasscheibe eingestellt und arretiert, wodurch sich für die Versuche zwei Kammern bildeten. Die Fugen zwischen der Trennscheibe und dem Glaskasten wurden nicht abgedichtet, so dass in eine Kammer Boden und in andere Kammer Wasser eingefüllt, das Wasser in den Boden infiltrieren konnte.

Der Glaskasten hat folgende Innenmaße: Gesamthöhe $hk = 2,95$ dm, Gesamtbreite $b = 4,88$ dm, Tiefe $a = 2,90$ dm und die Kammerbreiten $bk_1 = 2,44$ dm und $bk_2 = 2,40$ dm. Nach dem Ziehen der eingestellten Glasscheibe mit der Breite $bg = 0,04$ dm bilden sich zwei glei-

che Kammerbreiten aus. Mit dem Gesamtvolumen $V = 41,75 \text{ dm}^3$ steht für Versuche ein Mehrfaches des Volumens zur Verfügung, welches die DIN 18137-1/-2 für Erdkörper vorgibt, an denen die Messung der Scherfestigkeit und des Scherwinkels φ vorgenommen werden. Die DIN beschreibt Zylindergrößen mit dem Volumen $V = 0,87 \text{ dm}^3$ ($\emptyset 1,05 \text{ dm}$ und Höhe $1,00 \text{ dm}$) sowie dem Volumen $V = 2,21 \text{ dm}^3$ ($\emptyset 1,50 \text{ dm}$ und Höhe $1,25 \text{ dm}$). Im Vergleich der Volumina dürften die Messergebnisse der hier verwendeten Versuchsanordnung aussagekräftiger einzustufen sein als jene, die bei Experimenten mit kleineren Dimensionen zu erzielen wären.

1.3 Kraftfelder im Erdreich

Diese neue Theorie geht von räumlichen Kraftfeldern im Erdreich aus, die ein Netzwerk vertikaler und horizontaler Spannungen aufbauen. Die Spannungen entstehen, weil Böden Neigungsebenen ausbilden, auf denen ihre vertikale Gewichtskraft abzugleiten versucht. Die Intensität horizontaler Spannungen wird bestimmt durch das Verhältnis von Feststoff- zu Porenvolumen des anstehenden Bodens ($\mu_t = \tan \beta t = V_f/V_l$) und des von dem Boden aufgenommenen Porenwassers. Genauso wie die Bodendichte mit zunehmender Tiefe zunimmt, reduzieren sich die horizontalen Spannungen, bis sie weit unter der Erdoberfläche sich in dem anstehenden Felsgestein völlig abgebaut haben. Als Berechnungsbasis wird neu der Begriff 'Erdblock' gewählt. Ihm wird im Regelfall die Berechnungstiefe $a = 1,00 \text{ m}$ zugeordnet. Die Blockhöhe h bzw. Breite b ist über den Neigungswinkel zu ermitteln, so dass die Neigungsebene (E-B) die Ansichtsfläche diagonal unterteilt in die obere Keilfläche A_o und die untere Fläche A_u .

Der Flächeninhalt eines Keils multipliziert mit der Bodendichte und Fallbeschleunigung ergibt die Gewichtskraft, die dann über den Neigungswinkel βt in die Kraftvektoren zu unterteilen ist. Infolge der ungleichen Schwerpunktlagen in den Keilflächen wandelt sich der Bewegungsdrang innerhalb des Erdblocks. Während der Boden im stehenden Erdkeil (C-A-B) aktiv und energiegeladenen ist, fehlen dem

1.4 Ermittlung des Erddrucks

Monsieur de Coulomb (1736–1806) hat eine Erddrucktheorie entwickelt, die über sein Skizzenblatt nachvollziehbar ist. Coulomb richtet seine Erddruckberechnung auf den stehenden Erdkeil aus (Abb. 4). Er teilt die Kraftfläche (C-A-B) auf in die Fläche die Normalkraft FN (C-A-E) und in die Fläche der Hangabtriebskraft FH (A-B-E). Die Krafrichtungen lassen erkennen, dass die Erddruckkraft H_f gegen die stützende Wand sich nur aus der Fläche der Hangabtriebskraft entwickeln kann (Abb. 5) und die Wand durch die Normalkraft unbelastet bleibt. Die Abbildungen zeigen zudem, dass die Höhe des Schwerpunkts einer Kraftfläche nicht der Angriffshöhe der Erddruckkraft H_f entsprechen kann. Die klassische Erddrucklehre von Coulomb (Abb. 23, S. 54) wird von der derzeitigen Lehre verworfen, weil der Lehre »für den Grundfall und ebenem Gelände [...] die Spannungsverteilung bei dieser Betrachtungsweise unbekannt!« sei [1: S. P. 10]. Stattdessen wählt die Lehre für ihre Spannungsermittlung die »Coulomb'sche Fließbedingung«, die Coulomb aus dem Versagen metallischer Werkstoffe abgeleitet hat. Die Lehre kombiniert ferner die »Fließbedingung« mit dem »Mohr'schen Spannungskreis« und stellt diese Berechnungsart als

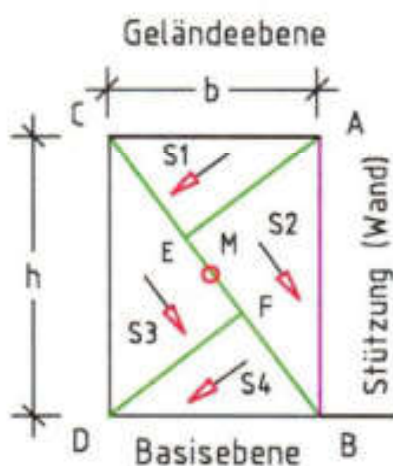


Abb. 3 zeigt einen Erdblock mit seinen Kraftfeldern und Krafrichtungen.

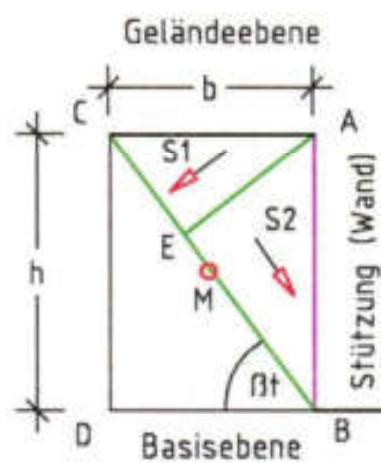


Abb. 4 zeigt die Kraftfelder in einem stehenden Erdkeil (C-A-B).

das »Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium« vor, siehe Literaturangaben, S. 357.

Im Gegensatz zu Coulomb führt die Lehre ihre Spannungsermittlung über den »liegenden Erdkeil« (C-B-D) aus und lässt für alle Bodenarten gleich die Erddruckkraft in der Höhe des Keilsehwerpunkts angreifen [1: S. P.10].

In den nachstehenden Abbildungen werden die unterschiedlichen Berechnungsfahren dargestellt. Überträgt man die Kraftflächen des stehenden Keils in den liegenden Keil (C-B-D), nehmen diese andere Positionen, Schwerpunkte und Krafrichtungen ein, siehe Abb. 3.

Die neue Theorie zeigt auf, dass sich jede Kraft in Kraftmeter umrechnen lässt, d. h. aus der Kraft Nv leitet sich ihre Höhe nv ab usw., siehe Abb. 5. Die Kraftverhältnisse im Boden ändern sich, wenn der Boden seinen Halt an der Wand verliert und auf seiner natürlichen Scherebene in einen liegenden Keil abgleitet, siehe Abb. 6.

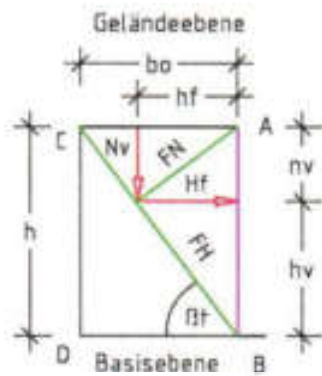


Abb. 5 zeigt die Kraftverteilung nach der Erddrucklehre von Coulomb.

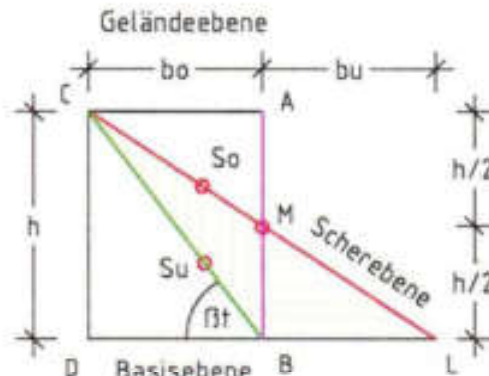


Abb. 6 zeigt das Abgleiten des Bodens aus dem stehenden Erdkeil und die Lage der natürlichen Scherebene.

Im Gegensatz zu den gezeigten Kräften im stehenden Erdkeil stellt die Erddrucklehre den liegenden Keil an die lotrechte Wand (A-B) und ermittelt die Erdspannungen über die Fläche (A-B-D). Sie gibt vor, dass die Gewichtskraft in dem Drittelpunkt der Bruchgeraden (Neigungsebene) anzusetzen sei und lässt die Erddruckkraft Ea' in der Höhe $h/3$ gegen die Wand angreifen [1: S.P. 10]. Folgt man dieser Darstellung

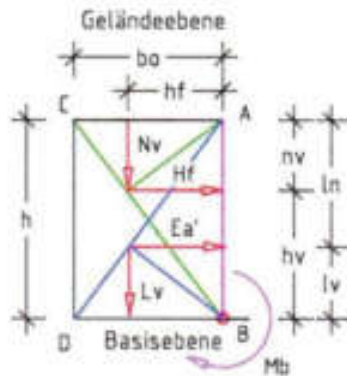


Abb. 9 zeigt die Erddruckkräfte H_f und Ea' in den Erdkeilen, die jeweilige Höhenlage h_v und l_v sowie die Lage des Moments M_b .

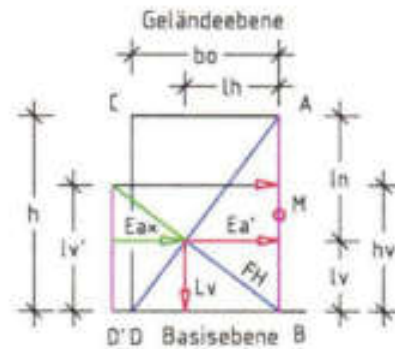


Abb. 10 zeigt in dem Erdkeil der Lehre eine mögliche Kräfteerweiterung ($Ea' + Ea'$), um bei dem Hebelarm l_v das gleiche Moment M_b zu erhalten.

mit der Erddruckkraft $Ea' = 76 \text{ kN}$, der Angriffshöhe $h/3 = 1,67 \text{ m}$ das Moment $Mb_1 = 76 \cdot 1,67 = 126,7 \text{ kNm}$ ein. Wollte man die Wand nach dem Moment Mb_1 der Lehre bemessen, käme es zu einer erheblichen Unterbemessung der Wand, wie die Differenz der Momente $Mb_1 - Mb_2 = 115,3 \text{ kNm}$ offenbart, siehe Abb. 10.

Da die aufgezeigten Gegensätze in den Berechnungsgrundlagen zur Ermittlung des Erddrucks der Lehre (Eurocode 7) und der neuen Erddrucktheorie zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen führen, gab es Anlass, die Vorlagen der Erddrucklehre einer Prüfung zu unterziehen. Letztlich stellte diese Studie die Fehlerhaftigkeit der derzeitigen Erddrucklehre fest und bereitete den Weg, eine neue Berechnungsart auf der Grundlage der klassischen Erddrucklehre nach Coulomb zu erarbeiten. Dieses Regelwerk vertieft die Erkenntnisse der Studie und zeigt auf, dass sich die Eigenschaften aller Böden berechnen lassen, egal ob der Boden sich in einem trocknen, feuchten oder nassen Zustand befindet oder unter Wasser ansteht.

Die Neuerungen in der Erddruck-Berechnung basieren auf physikalischen Regelwerken [2] und stützen sich auf eine Vielzahl eigener Experimente mit unterschiedlichen Bodenarten über und unter Wasser.

Die Erdkraftermittlung nach neuer Theorie ist anwendbar für alle Bauwerke oder Bauteile, die dem Erddruck ausgesetzt sind, wie Stützwände mit horizontaler oder ansteigender Geländeebene, Rohrleitungen ohne oder mit Verkehrsbelastung, Tunnelstrecken sowie der Kraftabtrag von Pfählen und Fundamenten. Die Kraftermittlungen benötigen weder Erddruckbeiwerte noch imaginäre Bodenkennwerte.

Die Ungleichheit der Berechnungssysteme wird weiter dargestellt in dem Kapitel 2.

2

Berechnungsvorgaben

Die derzeitige Erddrucklehre stützt sich bei ihrer Spannungsermittlung auf den dreidimensionalen Spannungszustand nach der »Coulomb'schen Fließbedingung« [1: S. I.16]. Coulomb hat diese Thesen zu den Schubspannungen abgeleitet aus dem Versagen metallischer Werkstoffe infolge statischer Überlastung, d.h. infolge externer Kräfte auf das Werkstück. Er sieht hierbei die Entstehung der maximalen Schubspannung τ_{\max} bei dem Bruch spröder Metalle. Die Lehre hingegen nutzt die Coulomb'sche Bruchthese für Metalle zur Erddruckberechnung, obwohl Böden sich nicht wie Metalle verhalten und Coulomb zudem eine klassische Erddrucklehre entwickelt hat, siehe Abb. 23, S. 54.

Die neue Erddrucktheorie hingegen übernimmt die klassische Erddrucklehre von Coulomb und erweitert deren Anwendung in Abstimmung mit den reinen Grundlagen der Physik [2]. Neu aufgenommen in die neuzeitliche Erddruckermittlung wurde die Berechnung der Bodenkennwerte. Hiernach können die Dichten, Neigungs- und Scherwinkel aller Bodenarten ermittelt werden, egal ob diese sich im trockenen, feuchten oder nassen Zustand befinden oder unter Wasser (Grundwasser) anstehen. Die Berechnungsart baut auf dem Mehrphasensystem der Bodenphysik auf, das bisher nur zur Darstellung von Bodenbestandteilen genutzt worden ist. Unbekannt blieben bisher die bestehenden Abhängigkeiten zwischen dem Feststoff- und Porenvolumen von Böden [3: S. 15ff.; 5: S. 22-1; 9: S. 5]. Gerade die bestehenden Wechselbeziehungen zwischen den Volumina erlauben die Kennwerte aller Bodenarten zu errechnen. Die Richtigkeit dieser Erkenntnisse wurde durch umfangreiche Experimente mit unterschiedlichen Bodenarten

überprüft. Eine weitere Neuerung besteht darin, die Erdruckkraft über einen »Erdblock« oder über die »Bündelung von Erdblöcken« zu ermitteln und hierbei die Reaktionen aktiver und reaktiver Erdkräfte in die Betrachtungen mit einzubeziehen [2: S. 93].

2.1 Bestimmung der natürlichen Neigungsebene, Versuch 1

Das Volumen eines »Erdblocks« errechnet sich über die Höhe h , die Breite b und die Tiefe a . Bei der Regeltiefe $a = 1,00$ m bestimmt der Neigungs-/Reibungswinkel ($\mu = h/b = \tan \beta$) der jeweiligen Bodenart das Verhältnis von Höhe h zu Breite b . Damit stellt die Diagonale in der Ansichtsfläche $A = b \cdot h$ die Neigungsebene dar. Ferner zeigt der Tangens des Winkels β das Verhältnis von Feststoff- zu Porenvolumen eines trockenen Bodens an ($\tan \beta = V_f/V_l$).

Um die Lage der natürlichen Neigungsebene innerhalb eines eher festen Erdkörpers zu erkunden, wurde der nachstehende Versuch 1 durchgeführt. Hierzu wurden 27 kg Sand lose bis zu der Höhe $ht = 2,36$ dm in die linke Kammer des Glaskastens eingefüllt und die Oberfläche geebnet. Um aus dem losen Sand einen festen Körper zu formen, wurde in die rechte Kammer Wasser bis zur Höhe 2,75 dm eingegeben und das Wasser nach ca. 2 Stunden über einen dünnen Schlauch wieder abgesaugt. Am nächsten Tag hatte sich der Sandkörper bis zur Höhe $hb = 2,11$ dm verdichtet und damit eine gewisse Sandfestigkeit erreicht. Zur weiteren Trocknung des Sandes wurde die trennende Glasscheibe gezogen und das Experiment für 10 Tage unterbrochen. Da sich in dem erstarrten Sandkörper bei der Wiederaufnahme des Versuchs die erwartete Rissbildung in der vermuteten Neigungsebene nicht zeigte, wurde mittig durch den Körper zur Aufhebung möglicher Querspannungen ein Sägeschnitt geführt. Hiernach bildeten sich unter leichtem Druck auf die Oberfläche des Sandkörpers zwei Sandkeile aus. Die entstandene Bruchebene wird als natürliche Neigungsebene des verfestigten Sandes betrachtet, wobei der Neigungswinkel β_t über die

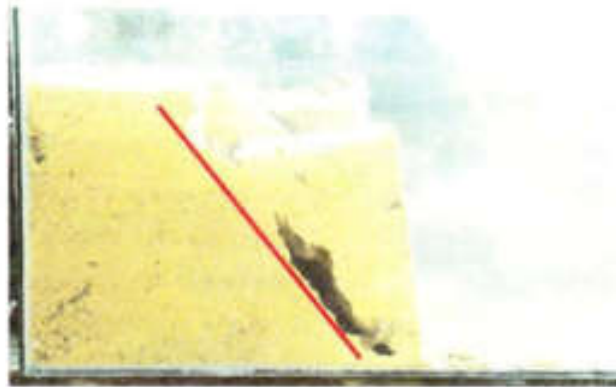


Abb. 11 zeigt den erstarrten Sandkörper mit seiner Neigungsebene (rot).

in der Geländeebene gemessene Breite $b_0 = 1,35 \text{ dm}$ und die Höhe $hb = 2,11 \text{ dm}$ errechnet werden kann, siehe Abb. 11.

Es werden berechnet:

Neigungswinkel β' des verdichteten Sandes

$$\tan \beta' = hb/b_0 = 2,11/1,35 = 1,563 \quad (2.1)$$

$$\beta' = 57,4^\circ \quad [-] \quad (2.2)$$

Die durch die Wasserzugabe eingetretene Verdichtung des losen Sandes von der Füllhöhe $ht = 2,36 \text{ dm}$ bis zur Höhe $hb = 2,11 \text{ dm}$ bringt den

Verdichtungsfaktor λ

$$\lambda = ht/hb \rightarrow \lambda = 2,36/2,11 = 1,12 \quad \text{oder} \quad 12 \text{ Vol.-%} \quad (2.3)$$

Zur Absicherung, der durch dieses Experiment gewonnenen Erkenntnisse wurden weitere Versuche mit unterschiedlichen Bodenarten und Wasser durchgeführt. Diese werden später an geeigneter Stelle beschrieben.

2.1.1 Bestimmung der natürlichen Scherebene, Versuch 2

Nach der Bestimmung der Neigungsebene sind mit dem Versuch 2 die Lage der natürlichen Scherebene und der Scherwinkel s erkundet worden. Wie vor stand auch bei diesem Versuch im Vordergrund die

Beobachtung des natürlichen Abgleitens des Sandes aus den stehenden in den liegenden Erdkeil, nicht aber die Messung empirischer Werte.

Für dieses Experiment wurden 27,0 kg Sand in die linke Kammer eingefüllt und nach dem Abgleichen der Oberfläche die Einbauhöhe $h = 2,33$ dm gemessen. Nach dem Ziehen der eingestellten Glas-scheibe glitt Sand in die rechte Kammer ab und bildete hierbei eine lineare Scherebene aus. Weil diese Ebene an der Bezugsachse durch die Höhe $h/2$ führt und damit die Breiten b_o und $b_u = 1,91$ dm gleich groß sind, kann diese Ebene als »natürliche Scherebene« bezeichnet werden. Deren Winkel s lässt sich über die Höhe h und die Breite $b_{ue} = b_o + b_u = 3,82$ m errechnen.

Die Abbildung 12 zeigt zudem, dass Sand in dem oberen Teilbereich der Scherebene nicht abgeglitten ist. Diese Sandablagerung kann als naturbedingt bezeichnet werden, weil sich in diesem Flächenabschnitt des Erdblocks nur die vertikale Kraftkomponente N_V der Normalkraft FN ausbildet und somit eine Horizontalkraft für die Stoffbeförderung fehlt. Die natürliche Scherebene (grün) und die natürliche Neigungsebene (rot) sind in die Abb. 12 eingetragen. Beim Nachzeichnen der Ebenen stellten sich wegen der Pixelgröße geringe Abweichungen ein.

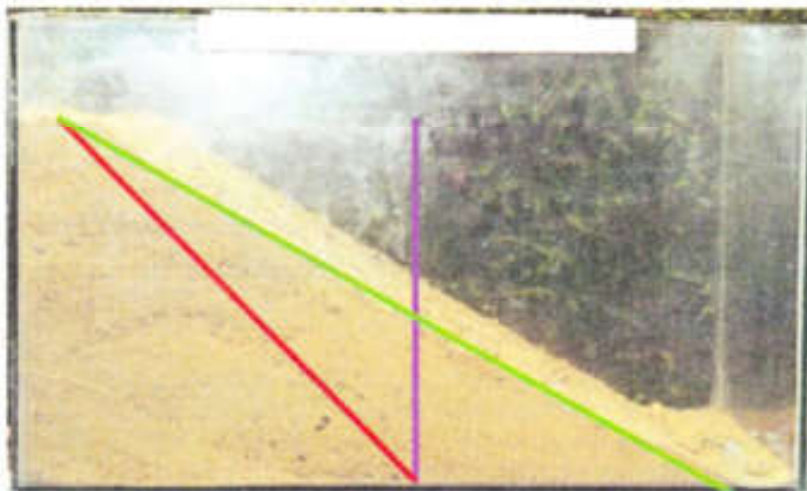


Abb. 12 zeigt die Ausbreitung des Sandes mit eingezeichneter Scherebene (grün) und Neigungsebene (rot).

Da der Tangens des Neigungswinkels β das Verhältnis der Höhe h_0 zu der Breite b_0 des Erdblocks beschreibt und die natürliche Scherebene an der Neigungsebene ansetzt und zur Höhe $h_0/2$ an der Bezugsachse führt, kann der Tangens des Scherwinkels s nur halb so groß sein wie der Tangens des Neigungswinkels β , folglich $\tan s = (\tan \beta)/2$.

Neigungswinkel βt

$$\tan \beta t = h/b \rightarrow \tan \beta = 2,33/1,91 = 1,220 \quad (2.4)$$

$$\beta t = 50,7^\circ \quad [-] \quad (2.5)$$

Scherwinkel st

$$\tan st = (\tan \beta t)/2 \rightarrow \tan st = 1,220/2 = 0,610 \quad (2.6)$$

$$st = 31,4^\circ \quad [-] \quad (2.7)$$

Durch das Abgleiten des Bodens aus dem stehenden Erdkeil in den liegenden Erdkeil hat der Boden seine gespeicherte Energie abgebaut. Zudem verfügt der liegende Erdkeil nur noch über die Fläche der Hangabtriebskraft (A-E-B). Würde man den liegenden Erdkeil um die Bezugsachse horizontal spiegeln, entstünde die Form einer Bodenmiete. Ein weiteres Ausbreiten der Bodenmiete über die Breite $b_u = 2 \cdot b_0$ hinaus könnte sich nur einstellen, wenn ein externer Eingriff die Eigenschaften des Bodens verändern würden (Abb. 13).

Eine weitere Form eines liegenden Erdkeil bildet sich aus, wenn der Boden beim Abgleiten aus dem stehenden Keil auflockert. Die entstehende Volumenmehrung $\Delta V_l = h \cdot a \cdot bx/2$ verändert die Bodeneigenschaften (Abb. 14). Die Böschungsebene (A-L') wird zur Scherebene der neuen Bodenart.

Neigungswinkel $\beta t'$

$$\tan \beta t' = h/(b_0 + bx/2) \quad [-] \quad (2.8)$$

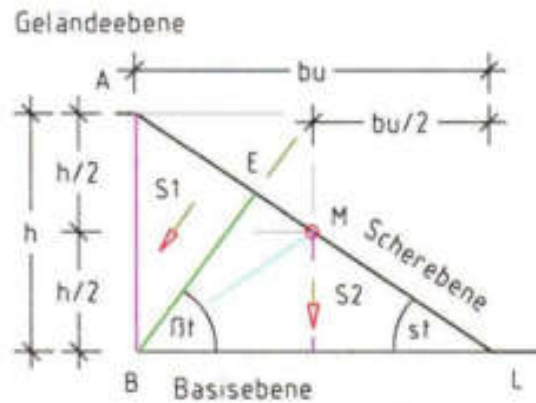


Abb. 13 zeigt in dem liegenden Erdkeil die Kraftfläche (A-E-B), über die eine Erddruckkraft ermittelbar gegen eine Wand (A-B) ist.

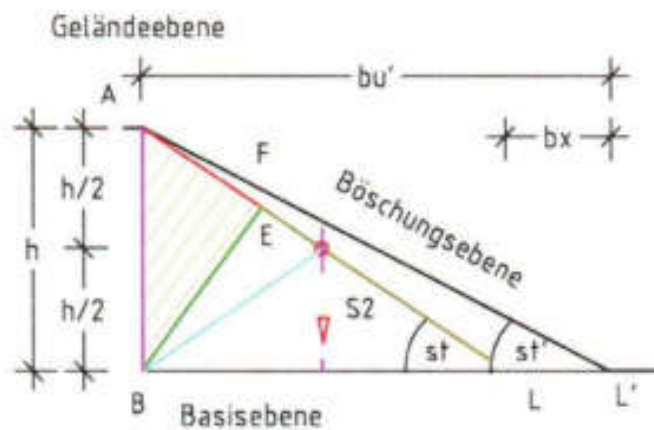


Abb. 14 zeigt einen liegenden Erdkeil mit Bodenauflockerung, bei dem sich die Böschungsebene als Oberfläche ausgebildet hat.

Scherwinkel st'

$$\tan st' = (\tan \beta_t')/2 \quad [-] \quad (2.9)$$

2.1.2 Natürliche Ebenen bei mehrschichtigen Böden, Versuch 3

Zur Erkundung des Verhaltens von Böden mit ungleichen Schichtenhöhen wurde die Versuchsanordnung 3 ausgeführt. Hierzu wurden Sand und Basaltgrus in den Glaskasten eingebaut und durch das Ziehen der eingestellten Glasscheibe zum Abgleiten gebracht.



Abb. 15 zeigt nach dem Abgleiten der Füllstoffe die Lage der Neigungsebene des Sandes sowie die Lage der Scherebene des Gruses.

Der Versuch lässt erkennen, dass auch bei ungleichen Böden und unterschiedlicher Schichthöhen der oben liegende Boden bei dem Abgleiten aus dem stehenden in den liegenden Erdkeil seine natürliche Scherebene ausbildet.

2.1.3 Angriffshöhe der Erddruckkraft, Versuch 4

Wie bereits dargestellt, geht die Erddrucklehre davon aus, dass bei allen Bodenarten gleich die Erddruckkraft in dem unteren Drittel der Berechnungshöhe h gegen die Wand wirkt. Folglich müsste der Boden, entsprechend des geschriebenen Kraftangriffs, aus der lotrechten Wand in der Höhe $h/3$ ausbrechen. Mit der Versuchsanordnung 4 wird nachstehend die Richtigkeit dieser These überprüft (Abb. 16).

Um die Bodenbewegung nach dem rückartigen Entfernen der trennenden Glasscheibe leichter verfolgen zu können, wurde in die linke Kammer des Glaskastens schichtweise zunächst trockener Basaltgrus und danach als letzte Schicht nasser Grus eingebaut. Zusätzlich wurden zwischen den einzelnen Schichten jeweils drei Papierstreifen eingelegt. Nach dem Ziehen der trennenden Glasscheibe sollen die Streifen die Bodenbewegung möglichst nicht behindern, aber ihre Richtung aufzeigen. Die Abb. 17 lässt erkennen, dass sich die eingelegten

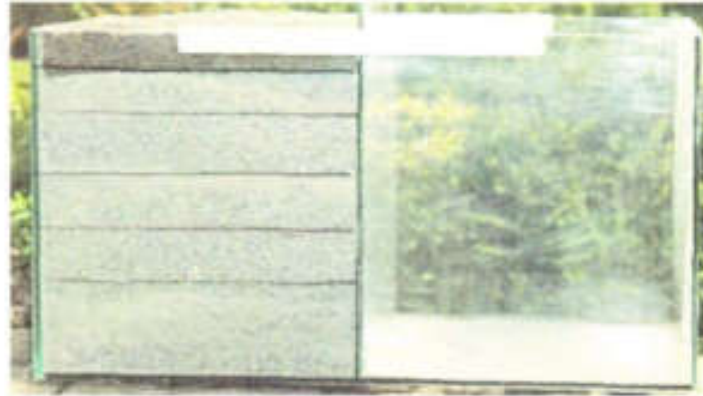


Abb. 16 zeigt den schichtweisen Einbau des Basaltgruses.

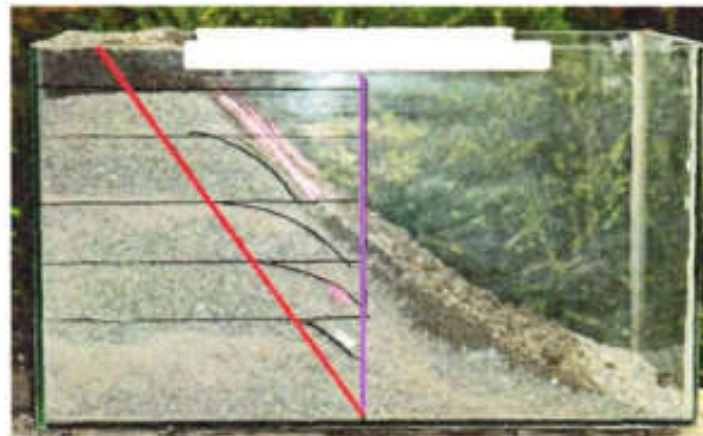


Abb. 17 zeigt nach dem Ziehen der eingestellten Glasscheibe die Lage des Basaltgruses und der Papierstreifen.

Papierstreifen dem Bewegungsablauf des Basaltgruses angepasst und in einem geringen Umfang das Ableiten behindert haben.

Nach dem vorsichtigen Ziehen der Papierstreifen aus den oberen drei Schichten vervollständigte der Grus seine Scherebene auf ganzer Länge.

Ergebnis:

Auch diese Versuchsanordnung widerlegt die These der Erddrucklehre, dass bei allen Bodenarten gleich die Erddruckkraft E'_a in dem unteren Drittel der Wandhöhe gegen die Wand angreift. Hiernach

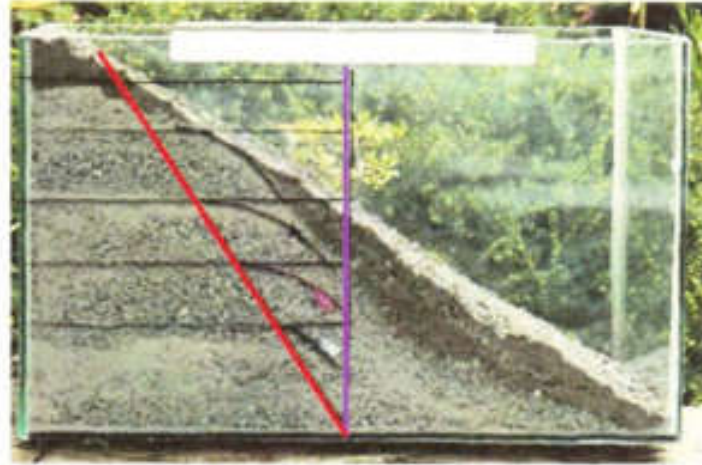


Abb. 18 zeigt die Lage des Basaltgruses nach dem Ziehen der Papierstreifen unterhalb der 1. bis 3. Schichtebene.

hätte die Erddruckkraft nach dem Ziehen der Scheibe einen Boden- ausbruch in der Höhe $h/3$ der Wand einleiten müssen. Diese Boden- bewegung fand nicht statt. Das Abgleiten des Basaltgruses auf seiner natürlichen Scherebene und die Lage der eingelegten Papierstreifen belegen deutlich, dass die These der Lehre hinsichtlich des Angriffs der Erddruckkraft E'_g in der Höhe $h/3$ gegen die Wand fehlerhaft sein muss [1: S. P.10].

2.1.4 Verdichtung von Böden durch Wasser, Versuch 5

Der Versuch 1 zeigte, dass Wasser einen trockenen Boden verdichten kann. Zur Vertiefung dieses Nachweises wurden 7,6 kg trockener Sand in einen Glaszylinder mit der Innenhöhe $ht = 2,97$ dm und dem Innendurchmesser $\varnothing i = 1,41$ dm lose eingefüllt. Hiernach wurden 2,0 Liter Wasser behutsam nachgefüllt.

Nach einer Wartezeit von ca. 10 Stunden hatte sich der Sand von der Füllhöhe = 2,97 dm bis zur Höhe $hb = 2,60$ dm abgesetzt.

Nachstehend werden errechnet:

Verdichtungsfaktor λ

$$\lambda = ht/hb = 2,97/2,60 = 1,142 \rightarrow 14,2 \text{ Vol.-%} \quad (2.10)$$



Abb. 19 zeigt den Zylinder und die Füllhöhe ht .



Abb. 20 zeigt den verdichteten Sand mit der Höhe hb .



Abb. 21 zeigt Hohlräume im verdichteten Sand.

Trockendichte ptg

$$ptg = kg/V = 7,6 \cdot 4 / (2,97 \cdot 1,41^2 \cdot \pi) = 1,639 \text{ kg/dm}^3 \quad (2.11)$$

Trockendichte ptg' bei Verdichtung

$$ptg' = kg/V' = 7,6 \cdot 4 / (2,60 \cdot 1,41^2 \cdot \pi) = 1,872 \text{ kg/dm}^3 \quad (2.12)$$

Auch wenn zwischen den Versuchsanordnungen 1 und 5 eine geringe Differenz bei den Verdichtungsfaktoren besteht ($\lambda = 12,0$ Vol.-% zu $\lambda = 14,2$ Vol.-%), lässt sich aus den Experimenten Folgendes ableiten:

Ein trockener Boden mindert sein Volumen, wenn er erstmals einer Flüssigkeit ausgesetzt wird. Wechselt der Bodenzustand wieder von nass auf trocken, so bleibt in der Regel bei einer erneuten Überflutung durch ansteigendes Grundwasser seine Höhe hb konstant.

2.2 Klassische Erddrucklehre von Coulomb

Zur Darstellung der klassischen Erddruck-Ermittlung von Coulomb wird sein Skizzenblatt herangezogen. Die Erddrucklehre zeigt hierzu an, dass ihr *»für den Grundfall und ebenem Gelände [...] die Spannungsverteilung bei dieser Betrachtungsweise unbekannt«* (!) sei.



Abb. 22 zeigt ein Portrait des Monsieur de Coulomb (1736–1806). Nachstehende Skizzenblatt (Abb. 23, S. 54) zeigt die Coulomb'sche Erddrucklehre, dargestellt in Figuren.

In dem Skizzenblatt zeigt Coulomb Holz-/Seilkonstruktionen, die er durch Gewichte belastet. Er überträgt die gewonnenen Ergebnisse auf einen belasteten Erdkörper (Fig. 5) und auf einen Erdkeil, den er hinter eine Stützwand stellt (Fig. 7). Diesen Erdkeil (C-a-B) belastet er durch eine externe Kraft P und fügt unterhalb der Keilfläche des Erdeigen-gewichts mit der Höhe h (C-B) die Fläche (a-a'-B'-B) für den Abtrag der Auflast P hinzu.

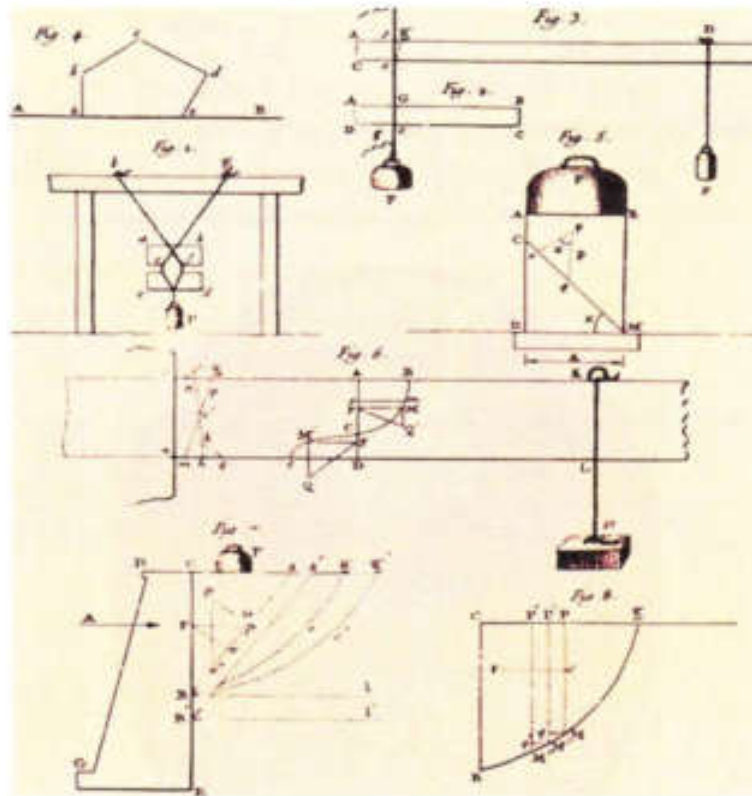


Abb. 23 zeigt das Skizzenblatt von Coulomb zu seiner Erddrucklehre.

Durch die Flächenerweiterung infolge der Auflast P erhöhte sich die Höhe h um den Abstand der Punkte B nach B' , wobei der Winkel $\alpha' 57^\circ$ der Neigungsebene ($C-M$) durch die externe Kraft P unverändert bleibt. Verfolgt man die in die Keilfläche ($C-a-B$) eingezeichneten Kraftrichtungen, so wird erkennbar, dass die Normalkraft in der Ebene ($\varphi-G$) liegt und die Hangabtriebskraft in der Ebene ($G-B$). Zudem wird entsprechend der Winkelgröße die Normalkraftebene als kürzere Strecke als die winklig dazu stehende Hangabtriebsebene dargestellt. Durch den möglichen Bezug von Kraftlänge zu Kraft kann festgestellt werden, dass bei diesem Neigungswinkel die Normalkraft kleiner als die Hangabtriebskraft ist. Der horizontalen Kraft ($G-F$), die sich aus dem Erdkeil gegen die Stützwand entwickelt, wird die reaktive Kraft A entgegengestellt.

Insbesondere die Fig. 7 belegt, dass die derzeitige Erddrucklehre der Coulomb'schen Erddrucklehre nicht folgt. Coulomb legt die Gewichtskraft G an die rückwärtige Wandfläche und richtet die Erdkräfte innerhalb der Keilfläche aus. Die Lehre hingegen verschiebt die Gewichtskraft in den Drittpunkt der Bruchgeraden und setzt für alle Bodenart gleich die Angriffshöhe der Erddruckkraft auf $1/3$ der Keilhöhe h (H) fest, vergleiche Fig. 7 und nachstehendes Bild P05.50 [1: S. P.10].

Es bleibt festzuhalten, dass Coulomb in seiner klassischen Erddrucktheorie für die Kraftberechnung die »physikalische Ebene« nutzt und die Lehre das Bruchkriterium.

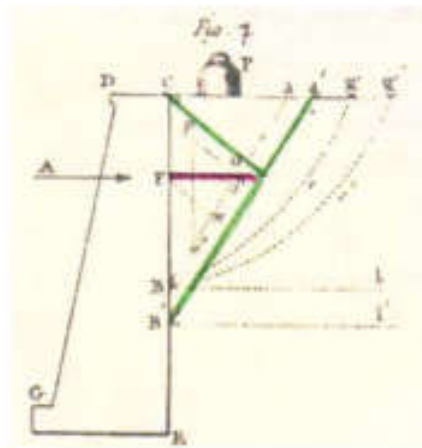


Abb. 24 – Fig. 7 zeigt die Kraftanordnung von Coulomb in einem Erdkeil.

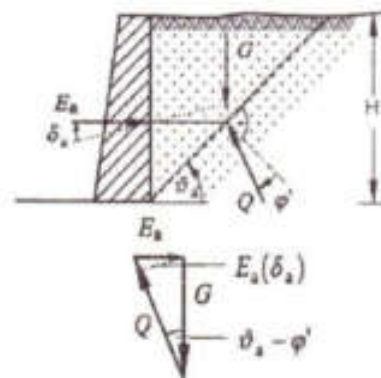


Bild P05.50: Schnitt und Kräfteck der Kräfte in einem Punkt.

2.3 Kraftverteilung nach physikalischer Ebene und Keil

Die Beschreibungen der Berechnungsmodelle »geneigte Ebene« und »Keil« werden aus dem Taschenbuch der Physik übernommen und die Zitate in kursiver Schrift dargestellt [2].

Abschnitt 5.5.6: »Geneigte Ebene« [2: 5.5.6-5.5.7]

Darunter versteht man eine Ebene, die gegen die Horizontale geneigt ist, früher als schiefe Ebene bezeichnet.

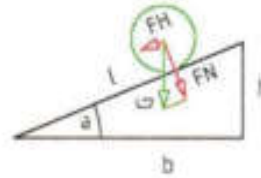
Geneigte Ebene G Gewichtskraft des Körpers F_H Hangabtriebskraft F_N Normalkraft b Basis der geneigten Ebene l Länge der geneigten Ebene h Höhe der geneigten Ebene α Neigungswinkel (neu β)

Abb. 25 zeigt die »geneigte Ebene«:

$$F_H = G \cdot h/l = G \cdot \sin \alpha$$

$$F_N = G \cdot b/l = G \cdot \cos \alpha$$

Die Gewichtskraft eines Körpers auf der geneigten Ebene lässt sich in zwei einen rechten Winkel bildende Kraftkomponenten zerlegen:

- in die Hangabtriebskraft F_H parallel zur geneigten Ebene und
- in eine Normalkraft F_N rechtwinklig zur geneigten Ebene.
- als Anstieg bezeichnet man das Verhältnis $h/b = \tan \alpha$ (neu β).

In dieser Studie wird die physikalische Ebene der natürlichen Neigungsebene/Gleitebene der Böden angepasst und der Winkel β von der Horizontalen bis zur Neigungsebene gemessen.

Abschnitt 5.5.7: »Keil«

Er besteht aus zwei mit der Basis zusammengefügte geneigten Ebenen. Die von den Flanken ausgeübten seitlichen Kräfte stehen senkrecht auf den Flanken (Normalkraft).

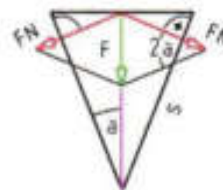
Wenn F auf den Keilrücken ausgeübte Kraft F_N Flankenkraft des Keils r Breite des Keilrückens s Länge einer Flanke α halber Keilwinkel

Abb. 26 zeigt den physikalischen Keil.

dann gilt (M 5.18) $F_N = F/(2 \cdot \sin \alpha)$

Abschnitt 7.1.4: »Reibungskraft« [2: S. 98f.]:

Außer dem Widerstand des umgebenden Mediums tritt bei Bewegungen die Reibung als Energie zehrender Widerstand auf. Sie wirkt an der Kontaktfläche zweier sich berührender »fester Körper« und hemmt die Relativbewegung zwischen beiden Körpern. Die Reibung wirkt stets parallel zur Kontaktfläche und ist der Bewegung und damit auch der die Bewegung verursachenden Kraft entgegengerichtet.

Die Reibungskraft ist kleiner als die Normkraft.

Wenn

Reibungskraft F_R , Reibungszahl μ und Normalkraft F_N ,

$$\text{dann gilt (M 7.8) } F_R = \mu \cdot F_N$$

Die Reibungskraft ist unabhängig von der Größe der Kontaktfläche.

Man unterscheidet folgende Reibungsarten:

Gleitreibung: Sie wirkt bei einer Bewegung des Körpers relativ zu einem anderen (meist Unterlage o. ä.) und ist geschwindigkeitsunabhängig.

Haftreibung: Sie wirkt bei ruhendem Körper und ist dem Betrag nach gleich der entgegengerichteten äußeren Zugkraft. Mit (M 7.8) ergibt sich stets der Maximalwert der Haftreibungskraft. Bei fehlender äußerer Kraft ist $F_R = 0$. Die Haftreibungszahl μ_a ist größer als die Gleitreibungszahl μ ($\mu_a > \mu$).

Daraus folgt:

Wenn

μ zu bestimmende Reibungszahl und

a Winkel der geneigten Ebene, dann ist Reibungskraft = Hangabtriebskraft.

dann gilt

$$\begin{aligned} \text{(M 7.8) } F_R &= \mu \cdot F_N \\ \mu \cdot G \cdot \cos a &= G \cdot \sin a \\ F_N &= G \cdot \cos a, F_H = G \cdot \sin a \end{aligned}$$

$$(M 7.9) \quad \mu = \tan a$$

Es bleibt anzumerken, dass die vorstehenden Regeln und Berechnungsansätze in die neue Erddrucktheorie übernommen wurden, geändert wurde lediglich die Bezeichnung ›Anstiegswinkel α ‹ auf ›Neigungswinkel β ‹.

2.4 Regelerweiterung zur ›physikalischen Ebene‹

Das Regelwerk der ›geneigten Ebene‹ geht von festen Körpern aus, die auf einer geneigten Ebene lagern oder bei Überwindung der Reibungskraft ins Gleiten kommen. Unter dem Aspekt, dass ein Körper bei einem Anstiegswinkels $\alpha > 45^\circ$ kippen kann, ist die vorhandene Begrenzung des Winkels $\alpha < 45^\circ$ nachvollziehbar. Setzt man aber voraus, dass der Erdkörper auf der geneigten Ebene gehalten wird, also weder gleiten noch kippen kann, müsste für die Darstellung der Kraftverteilung auch ein Anstiegswinkel $\alpha > 45^\circ$ ansetzbar sein.

Bei der Übernahme der vorstehenden Systemerweiterung ($\beta > 45^\circ$) in das Regelwerk der ›geneigten Ebene‹ ergeben sich für die Erddruckberechnung folgende Abhängigkeiten:

1. Winkel $\beta < 45^\circ$: Die Reibungskraft ist kleiner als die Normalkraft.
2. Winkel $\beta = 45^\circ$: Die Reibungs- und die Normalkraft sind gleich groß.
3. Winkel $\beta > 45^\circ$: Die Reibungskraft ist größer als die Normalkraft.

$$\text{Es gilt: } FH = -FR = G \cdot \sin \beta \rightarrow FN = G \cdot \cos \beta \rightarrow \mu = \tan \beta t.$$

Die Aufweitung des Winkels ($\beta < 45^\circ$) wird als folgerichtig angesehen, weil bei Böden mit Neigungswinkeln von $\beta = 89,4^\circ$ bis $\beta = 0,6^\circ$ die Höhe des horizontalen Kraftangriffs gegen die Wand durch den realen Neigungswinkel der Bodenart vorgegeben wird. Zudem lassen sich über das gleiche Berechnungssystem die Kräfte von Fließböden sowie die hydrostatische Wasserdruckkraft ermitteln.

2.5 Erdkräfte, ihr Auf- und Abbau im Erdreich

Die neue Theorie geht grundsätzlich von räumlichen Kraft- bzw. Spannungsfeldern innerhalb des Erdreichs aus, wobei die Kräfte/Spannungen das Gleichgewicht im Boden halten. Natürliche oder künstliche Eingriffe in das Kräftesystem lassen Kraftunterschiede entstehen, die sich über lokale Netzwerke im Erdreich mit und ohne Erdbewegungen abbauen (Abb. 2).

Die Intensität der Kräfte ist abhängig von der externen Beanspruchung der anstehenden Bodenart. Ihre Verteilung und ihr Abbau im Erdreich werden bestimmt durch das Verhältnis von Feststoff- zu Porenvolumen des Bodens. Diese Beziehung legt auch die Bodendichte und den Neigungswinkel der jeweiligen Bodenart fest ($\mu = \tan \beta = V_f/V_l$). Ferner lassen sich über Dichte und Winkel die zulässige Tragfähigkeit der Bodenart und das maximale Volumen V_e eines Erdblocks ermitteln, siehe Kapitel 3, S. 85ff.

Innerhalb eines Erdblocks teilt die Neigungsebene als Diagonale den Erdkörper in einen »stehenden« und in einen »liegenden« Erdkeil und lässt so oberhalb der Neigungsebene die aktiven Kräfte und unterhalb der Neigungsebene die reaktiven Kräfte entstehen. Die neue Erd-drucktheorie übernimmt das vorgestellte Reaktions- oder Wechselwirkungsprinzip und folgt damit dem Dritten Newtonschen Axiom, welches besagt, dass jeder Kraft eine Gegenkraft von gleichem Betrag entgegen gestellt werden muss [2: S. 95], siehe Abb. 2, S. 36 und 27, S. 60.

Da Böden entsprechend dem Verhältnis von Feststoff- zu Porenvolumen Neigungswinkel von $\beta = 89,4^\circ$ (harter Fels) bis $\beta = 0,6^\circ$ (Urstaub) ausbilden, unterscheidet sich ihr Verhalten, wie bereits ausgeführt, sehr wohl von einem Feststoff - z. B. Beton, Metall, Fels etc, [1: P. 1]. Zudem kann die Querdehnung innerhalb eines Erdkörpers nur durch das Auftragen externer Kräfte auf den Erdkörper beeinflusst werden, dieser Lastfall liegt bei der Betrachtung des Erdeigengewichts nicht vor. Der Ansatz der Gewichtskraft auf die Neigungsebene kann somit verglichen werden mit dem Kraftsystem der »physikalischen Ebene« (Abb. 31, S. 67), wo sich durch die Neigung vertikale in horizontale Kräfte umbilden. Betrachtet man die Richtung und Lage der

Vektoren in einem Erdblock, so wird erkennbar, dass jede Kraft sich nur aus dem ihr von der Physik zugeordneten Teilvolumen entwickeln kann. Während die Gewichtskraft G das gesamte Volumen des Erdkeils beansprucht, müssen sich die Normalkraft FN und die Hangabtriebskraft FH das Gesamtvolumen teilen. Selbst bei der Ermittlung der Kraftkomponenten der Vektoren ist diese Volumenteilung beizubehalten, so dass jeder Kraft Hf , Nv und Hv ihr eignes Volumen zugeordnet werden kann.

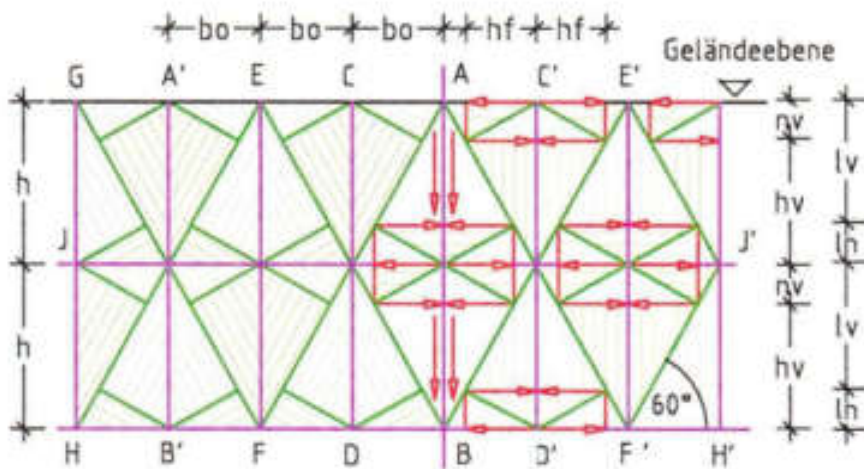


Abb. 27 zeigt links der Achse [A-B] die aktiven und reaktiven Kraftflächen und rechts die vertikalen und horizontalen Komponenten der Gewichtskraft G .

In den Abb. 3 und 4 zeigen die Flächen der Vektoren FN und FH ungleiche Schwerpunkte, welche auf gegenläufige Horizontalkräfte im Erdkeil sowie im Erdblock hinweisen. Wie die Gewichtskraft G Erdkraft über das Erdvolumen, die Erddichte und die Fallbeschleunigung ermittelbar ist, so lässt sich in umgekehrter Weise eine Kraft umrechnen in einen «Kraftmeter». Ordnet man der Gewichtskraft G – als maximale Kraft eines Erdkeils – die Keilhöhe als Kraftmeter zu, so können alle weiteren Kräfte innerhalb des Keils nur eine kürzere Kraftlänge ausbilden. Letztlich lässt sich über die Kraftmeter nachweisen, dass eine Kraft ihren Körper ohne Einwirkung einer externen Kraft nicht verlassen kann. Jeder Kraft in dem stehenden Erdkeil stellt sich in dem liegenden Erdkeil eine gleichgroße Gegenkraft entgegen.

Wird ein Erdblock gegen eine stützende Wand gestellt und ihm dieser Halt an der fiktiven Wand genommen, so gleitet Boden aus dem stehenden Erdkeil ab und nimmt die Form eines liegenden Erdkeils an. Wie in dem Beispiel mit der Sanduhr gezeigt, verliert der Boden des stehenden Erdkeils durch das Abgleiten seine gespeicherte Energie und wird in dem liegenden Keil zu einer inaktiven Masse. Die Wechselwirkungen der Erdspannungen zwischen »aktiv« und »reaktiv« lassen sich leichter verfolgen, wenn mehrere Erdblöcke der gleichen Bodenart neben- und übereinander stellt werden, siehe Abb. 27.

Anzumerken bleibt hier, dass das maximale Volumen eines Erdblocks, der natürliche Neigungswinkel und die Dichte einer Bodenart nicht frei wählbar sind, sondern in einem festen Verhältnis zueinander stehen. Ändert sich eine der vorgenannten Eigenschaften, so entsteht eine neue Bodenart mit eigenen Merkmalen.

2.5.1 Kraftermittlung nach den Vorgaben von Coulomb

Um den zuvor beschriebenen Kraftaufbau innerhalb des Erdreichs überschaubar darstellen zu können, wird als Beispiel die Kraftermittlung eines Erdblock mit der Berechnungstiefe $a = 1,00$ m und der Höhe $h = 5,00$ m gewählt. Die Trockendichte ρ_{t52} des Bodens, der den Neigungswinkel $\beta t = 52^\circ$ ausbildet, ist über den Winkel zu ermitteln. Für die Kraftberechnung gilt die Fallbeschleunigung $g = 9,807$ m/s².

Es werden berechnet:

Keilbreite $b \rightarrow$ mit Neigungswinkel $\beta t = 52^\circ$

$$b = h / \tan \beta t = 5,00 / 1,280 = 3,91 \quad \text{m} \quad (2.13)$$

Keilfläche A_0

$$A_0 = h \cdot b / 2 = 5,00 \cdot 3,91 / 2 = 9,77 \quad \text{m}^2 \quad (2.14)$$

Keilvolumen V_0

$$V_0 = A_0 \cdot a = 9,77 \cdot 1,00 = 9,77 \quad \text{m}^3 \quad (2.15)$$

In dem Kapitel 3, S. 85 werden die weiteren Grundlagen zur Berechnung der Bodeneigenschaften noch detailliert vorgestellt.

Feststoffvolumen Vf_{52}

$$Vf_{52} = Vf_{90} / (1,0 / \tan \beta t_{52} + Vf_{90} = 1,0 / (1,0 / 1,28 + 1,00))$$

$$Vf_{52} = 1,0 / 1,78 = 0,561 \quad \text{m}^3 \quad (2.16)$$

Porenvolumen Vl

$$Vl_{52} = Vp - Vf_{52} = 1,00 - 0,561 = 0,439 \quad \text{m}^3 \quad (2.17)$$

Neigungswinkel $\beta t = 52^\circ$

$$\tan \beta t = Vf_{52} / Vl_{52} = 0,5614 / 0,4386 = 1,280 \quad (2.18)$$

$$\beta t_{52} = 52^\circ \quad [-] \quad (2.19)$$

Bodendichte ptg_{52}

$$ptg_{52} = Vf_{52} \cdot ptg_{90} = 0,561 \cdot 3,00 = 1,683 \quad \text{t/m}^3 \quad (2.20)$$

Es folgt die Ermittlung der Gewichtskraft G und der Vektoren FN und FH . Mit ihnen kann der Nachweis geführt werden, dass innerhalb des Erdblocks ein Gleichgewicht der Kräfte besteht.

Gewichtskraft $\bar{G} \rightarrow$ eines Erdkeils

$$G = Vo \cdot ptg_{52} \cdot g = 9,77 \cdot 1,683 \cdot 9,807 = 161,3 \quad \text{kN} \quad (2.21)$$

Normalkraft $FN = -FL$

$$FN = G \cdot \cos \beta t_{52} = 161,3 \cdot 0,616 = 99,4 \quad \text{kN} \quad (2.22)$$

Hangabtriebskraft $FH = -FT$

$$FH = G \cdot \sin \beta t_{52} = 161,3 \cdot 0,788 = 127,1 \quad \text{kN} \quad (2.23)$$

Erddruckkraft $Hf = -Hn$

$$Hf = G \cdot \cos \beta t_{52} \cdot \sin \beta t_{52}$$

$$Hf = 161,3 \cdot 0,616 \cdot 0,788 = 78,3 \quad \text{kN} \quad (2.24)$$

Vertikaler Anteil Nv der Normalkraft FN

$$Nv = G \cdot \cos^2 \beta t_{52} = 161,3 \cdot 0,379 = 61,1 \quad \text{kN} \quad (2.25)$$

Vertikaler Anteil H_v der Hangabtriebskraft FH

$$H_v = G \cdot \sin^2 \beta_{t_{s,2}} = 161,3 \cdot 0,621 = 100,2 \quad \text{kN} \quad (2.26)$$

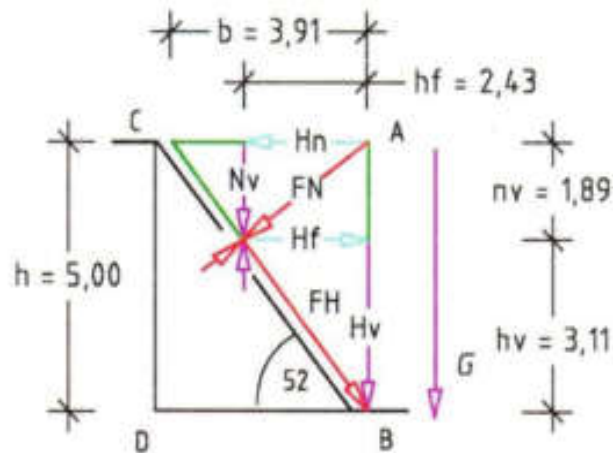


Abb. 28 zeigt in der Keilfläche die Kräfte und ihre Kraftmeter.

Wie bereits dargestellt, lassen sich die Erdkräfte über die Kraftzahl git in Kraftmeter umrechnen:

Kraftzahl git

$$git = b \cdot \text{ptg} \cdot g/2 = 3,91 \cdot 1,683 \cdot g/2 = 32,27 \quad \text{kN/m} \quad (2.27)$$

Kraftmeter fn

$$fn = FN/git = 99,4/32,27 = 3,08 \quad \text{m} \quad (2.28)$$

Kraftmeter fh

$$fh = FH/git = 127,1/32,27 = 3,94 \quad \text{m} \quad (2.29)$$

Kraftmeter nv

$$hf = -hn = Hf/git = 78,3/32,27 = 2,43 \quad \text{m} \quad (2.30)$$

Kraftmeter nv

$$nv = Nv/git = 61,1/32,27 = 1,89 \quad \text{m} \quad (2.31)$$

Kraftmeter hv

$$hv = Hv/git = 100,2/32,27 = 3,11 \quad \text{m} \quad (2.32)$$

Es wird nachstehend der Nachweis geführt, dass innerhalb des Erdblocks ein Kräftegleichgewicht besteht (Abb. 28 u. 29). Zusätzliche Beiwerte zur Gleichgewichtsherstellung sind bei dieser Theorie unnötig.

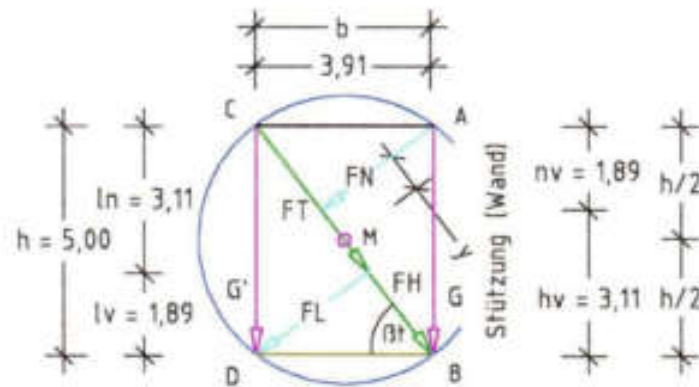


Abb. 29 zeigt das Gleichgewicht der Kräfte in einem Erdblock.

Abstand $y \rightarrow$ zum Mittelpunkt M

$$y = \sin \beta_{t_{s,2}} \cdot (hv - lv) = 0,788 \cdot (3,11 - 1,89) = 0,96 \text{ m} \quad (2.33)$$

Momente $Mm \rightarrow$ um den Mittelpunkt M

$$Mm = +FL \cdot y - FN \cdot y = 0,00 \quad \text{kNm} \quad (2.34)$$

Es kann festgehalten werden, dass die zuvor ermittelten Kräfte, ihre Lage und Richtung und die gezeigte Gleichgewichtsbedingung in dem Erdblock die Vorgaben der klassischen Erddrucklehre von Coulomb bestätigen (Abb. 24). Umso mehr überrascht es, dass die Erddrucklehre diese Gesetzmäßigkeiten unbeachtet ließ und stattdessen zur Ermittlung des Erddrucks ihr fehlerhaftes Bruchkriterium in die derzeitigen Berechnungsvorlagen aufgenommen hat.

2.5.2 Auflasten und horizontale Spannungen im Erdreich

Die neue Theorie erkennt immerwährende Kräfte im Erdreich, wobei die aktiven und reaktiven horizontalen Kräfte das Gleichgewicht im Boden halten, siehe Unterkapitel 1.3, S. 35. Die Lehre hingegen verfolgt zwei Modelle [1: S. P.1]. Sie sieht, dass zunächst das Eigengewicht

des Bodens nur Vertikalspannungen im Erdreich erzeugen kann, und erst durch das Auftragen externer Kräfte/Auflasten auf die Geländeoberfläche zeigen sich neben den Vertikalspannungen auch Horizontalspannungen senkrecht zur Wirkung der Auflast. Damit unterscheidet die Lehre nicht zwischen dem Kraftsystem der Böden von dem Spannungssystem von Feststoffen, wie z. B. von Beton, Fels, Metall etc. Bei all den genannten Materialien sieht die Lehre, dass sich bei behinderter Querdehnung nur Materialbeanspruchungen parallel zur Lastrichtung ausbilden.

Des Weiteren behandelt die Lehre einen Boden ähnlich einer Flüssigkeit, die in einen Behälter gefüllt wird und Druck auf die Behälterwände ausübt. Sie unterscheidet jedoch Böden von Flüssigkeiten aufgrund der Scherfestigkeit, die in der Lage ist, Schubspannungen aufzunehmen. Bei beiden Modellen der Lehre zeigen sich erst bei nachgiebiger Stützung horizontale Spannungen in dem Boden. Zudem leitet die Lehre den Erdruchdruck sowie die Entstehung der aktiven Seitenkraft/Erddruckkraft von Bodenproben ab, die sie hierzu durch das Auftragen einer externen Kraft belastet [1: P1, Bild P01.10 – Probenverhalten].

Da in freier Natur auf die Geländeoberfläche aufgetragene externe Kräfte/Auflasten die Kraftfläche sowie den Neigungs- und Scherwinkel eines Bodens verändern [Bild P05.50 und Bild I01.70] und in der Regel der Erddruck ohne die vorgenannten Auflasten zu ermitteln ist, fehlen in der Spannungsberechnung der Lehre Angaben über die Rücknahme der Wirkungen externer Kräfte auf das Bodenverhalten (Bodenprobe).

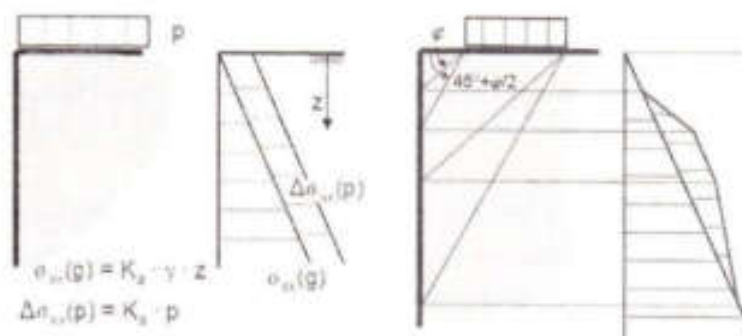


Bild P05.120: Erddruckspannungen aus belasteter Geländeoberfläche

2.5.3 Bestimmung von Neigungs- und Scherwinkel unter Auflast

Die zuvor beschriebene bevorzugte Behandlung der Lehre von Auflasten E_e oder externe Kräfte G_e und deren Abtrag in den anstehenden Boden entspricht nicht der Coulomb'schen Vorgabe. Coulomb stellt in seiner Fig. 7/Abb. 24 die Kraft P (Auflast) als Verbreiterung des Erdkeils ($a-a'$) dar und erhöht neben der Keilbreite auch die Keilhöhe. Er bündelt damit die Kräfte des Erdeigengewichts und der Auflast zu einem Kraftfeld. Diese Darstellung wird von der neuen Theorie übernommen, jedoch in Hinblick auf die Unterteilung der Auflast in aktive und reaktive Kräfte verändert, vergleiche Abb. 24 und Abb. 30. Gezeigt werden in der Abb. 30 die Kraftflächen und die Kräfte ohne und mit Auflast. Ersichtlich wird, dass die Kraft P für ihren Abtrag eine längere Reibungs-/Neigungsebene ($C-B'$) benötigt als ein unbelasteter Boden für den Abtrag der Gewichtskraft G ($C-B$).

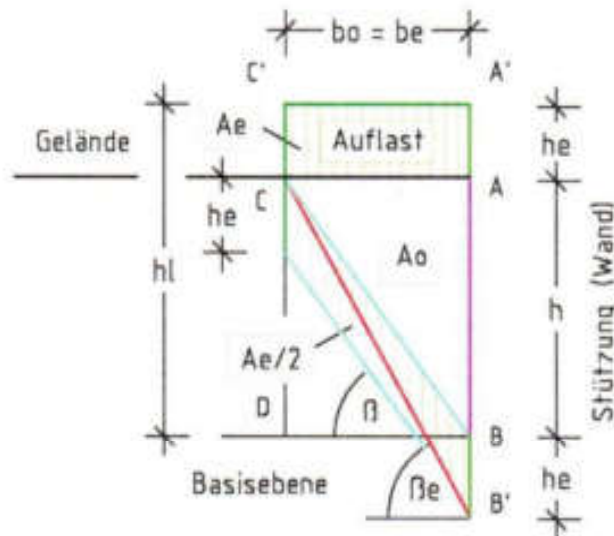


Abb. 30 zeigt den unbelasteten Erdkeil ($C-A-B$) und die Veränderung der horizontalen Kraft durch die Auflast.

Die Auflast ist als gleichmäßig verteilte Last anzusetzen und baut sich über die aktive und reaktive Teilflächen $A_e/2$ oberhalb und unterhalb der natürlichen Neigungsebene ab ($C-B$). Diese Stückelung der Auflast bedingt, dass sich die »Neigungsebene unter Auflast« steiler stellt und sich die aktive sowie reaktive Keilfläche entsprechend vergrößert.

Die steilere Neigungsebene unter dem Winkel β_e lässt zudem erkennen, dass der Abtrag der Auflast in einer tieferen Bodenschicht als der Abtrag des Erdeigengewichts stattfindet, siehe Abb. 24 und 30.

Der Abtrag einer Auflast ändert sich, wenn dieser durch eine Fels- oder Betonschicht behindert wird. Hierbei flacht der »Neigungswinkel unter Auflast« ab und wandelt die Kraftflächen, die Kraftgrößen und ihre Lage in dem Erdkeil, siehe Abb. 31. Diese Darstellung entspricht dem Lastfall eines Probekörpers mit aufgetragener externer Kraft P , siehe [1: P1, Bild P01.10] und Unterkapitel 2.6, S. 68.

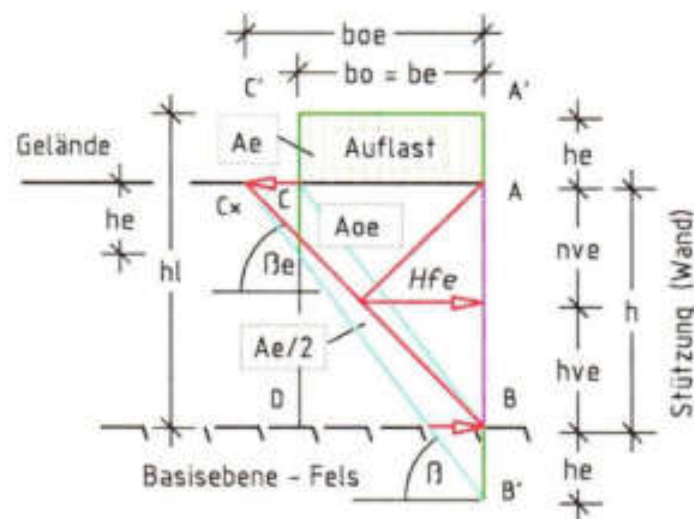


Abb. 31 zeigt die Lage der Neigungsebene (C^*B) und die Kraftverteilung innerhalb eines Bodens, der in einem Behälter eingebaut worden ist.

Eine Auflast wird in der Regel über die Grundfläche A_d und die Höhe h_e erfasst. Die Höhe h_e errechnet aus der tatsächlichen Streckenlast q dividiert durch die Trockendichte ρ_{tg} des anstehenden Bodens und multipliziert mit der Fallbeschleunigung $g = 9,807 \text{ m/s}^2$. Für die Umrechnung ist stets die Trockendichte zu wählen, weil Wasser im Boden unter Druck ausweicht und somit für den Lastabtrag nicht zu Verfügung steht. Diese Regel erfasst nicht den Seitendruck aus dem Porenwasser oder den hydrostatischen Wasserdruck gegen eine erdberührte Wand. Über die Themen Auflasten, Wasserdruck sowie über die Kräfte des Auftriebs bei »Böden unter Wasser« wird noch berichtet. Bereits aus-

fürlich dargestellt sind die Spannungen innerhalb von Probekörpern, siehe Unterkapitel 2.8, S. 83.

2.6 Nachweis der Fehlerhaftigkeit des Bruchkriteriums

Die Lehre gibt vor, dass für alle Bodenarten gleich der Angriff der Erddruckkraft E_a gegen die den Boden stützende Wand in dem Drittelpunkt der Berechnungshöhe H erfolgt [1: S. P. 10; Bild P05.50]. Die Krafrichtung kann zudem durch den Einfluss der Kohäsion und ggf. durch eine Wandreibung verändert werden. Die Lehre betont mehrfach, dass die Coulomb'sche Erddruckberechnung als Grundlage des Bruchkriteriums dient und sich ermittelte Spannungen nach der Mohr'schen Spannungstheorie beliebig über den Spannungskreis verteilen lassen.

Zu den vorstehenden Einlassungen der Erddrucklehre wird aufgezeigt, dass weder die klassische Erddrucklehre von Coulomb (Abb. 23), die Regeln der 'physikalischen Ebene' (Abb. 25) noch der Mohr'sche Spannungskreis zur Absicherung des Bruchkriteriums herangezogen werden können. Mit dem Versuch 4, S. 49 wurde bereits widerlegt, dass die Erddruckkraft E_a für alle Bodenarten gleich im unteren Drittel der Wandhöhe angreift.

2.6.1 Vergleich: Coulomb'sche Erddruckberechnung und Bruchkriterium

Die Coulomb'sche Lehre ist in dem Unterkapitel 2.2, S. 53 und seine Erddruckberechnung in dem Unterkapitel 2.5.1, S. 61 ausführlich beschrieben. Coulomb errechnet das Erdeigengewicht aus der Keilfläche (C-a-B) und ordnet der Auflast die Fläche (a-a'-B'-B) zu. Er legt die Gewichtskraft G_e und die Auflast P an die rückwärtige Wandfläche. Hiernach zerlegt er die Gewichtskraft in die Normalkraft FN und in die Hangabtriebskraft FH (Abb. 24). Die Zuordnung der vertikalen und horizontalen Komponenten der Kräfte FN und FH werden in der Abb. 28 gezeigt. Über diese Kraftzuordnung lässt sich das Gleichgewicht der Kräfte in dem Erdblock nachweisen, siehe Abb. 29.

Die Erddrucklehre erkennt die Coulomb'sche Kraftverteilung nicht an und verschiebt die Gewichtskraft G von der Wand weg in den Drittelpunkt der Bruchgeraden (Bild P05.50). Um die Folgen der Gewichtskraftverschiebung nachgehen zu können, werden die Gewichtskraft G und die Vektoren FN und FH auf den Schwerpunkt S der Keilfläche ausgerichtet.

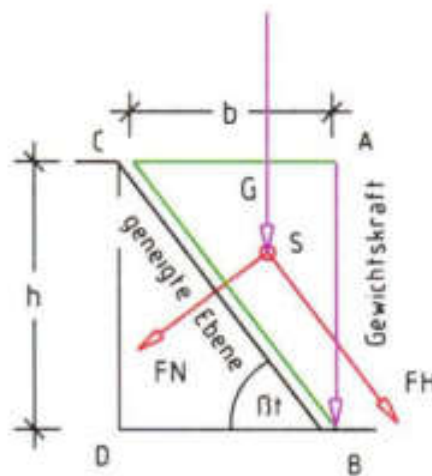


Abb. 32 zeigt die Verschiebung der Gewichtskraft G sowie der Kräfte FN und FH in den Schwerpunkt S des Erdkeils.

Da nach dem physikalischen Reaktions- oder Wechselwirkungsprinzip jeder Kraft eine Gegenkraft von gleichem Betrag entgegensetzen ist, entsteht durch die Verschiebung der Gewichtskraft ein Kraft-Parallelogramm, bei dem die aktiven und reaktiven Kräfte ungleiche Ebenen in dem Erdblock einnehmen (Abb. 33 u. 34). Diese ungleiche Behandlung von Aktions- und Reaktionskräften weicht von der physikalischen Vorgabe ab und hebt die Ausgewogenheit der Kräfte innerhalb des Erdblocks auf. Zur Wiederherstellung des Kräftegleichgewichts führt die Lehre die empirischen Erddruckbeiwerte K , K_a , K_0 , K_p ein.

Obwohl die Abb. 33 und 34 bereits belegen, dass die Vorgaben der Lehre, die Erddruckkraft in der Höhe $h/3$ anzusetzen und die Gewichtskraft in den Drittelpunkt der Bruchgeraden zu verschieben, zu fehlerhaften Ergebnissen führen, wird zur Beschreibung weiterer Män-

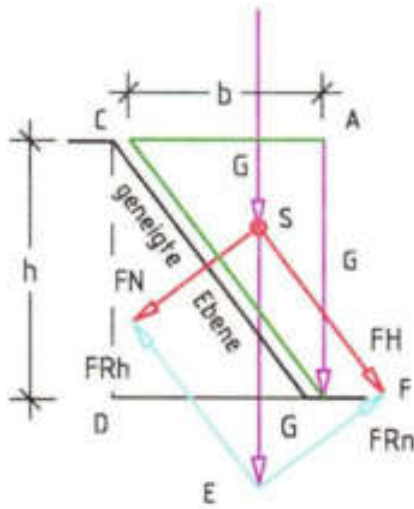


Abb. 33 zeigt aktive Kräfte FN und FH und die Zuordnung der gleichgroßen reaktiven Kräfte FRh und FRn .

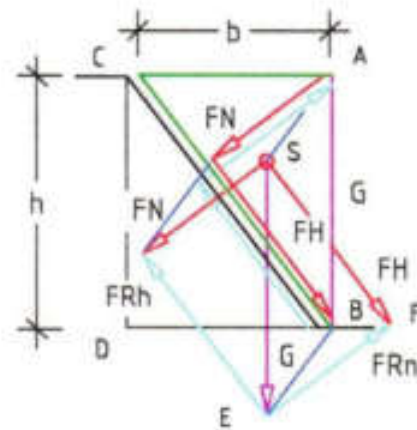


Abb. 34 zeigt die Verschiebung der aktiven und reaktiven Kräfte in die Hangabtriebs- bzw. Normalkraftebene des Erdkeils.

gel in der Spannungsverteilung des Bruchkriteriums das nachstehende Berechnungsbeispiel gewählt.

Vorgegeben sind die Keilhöhe $h = 5,00$ m und der Neigungswinkel $\beta_{t_{s,2}} = 52^\circ$. Zudem wird gemäß der Lehre die ermittelte Spannung σ_{xz} auf die Höhe des Keilschwerpunkts S ausgerichtet. Da jede Kraft in dem Erdkeil sich über die »Kraftzahl« git (2.37) in Kraftmeter umrechnen lässt, müssen sich nach diesem Verfahren auch Spannungen in Spannungsmeter maßstabgerecht in der Keilfläche dargestellt lassen. Hieraus ergibt sich, dass der Spannungsmeter der Spannung σ_{xz} identisch sein muss mit der Keilbreite in der Schwerpunktsebene. Während sich unter dem vorgegebenen Neigungswinkel bei Coulomb zwischen der Normalkraftebene und der Neigungsebene ein rechter Winkel ausbildet, zeigt sich bei der Spannungsverteilung nach dem Bruchkriterium nur ein Winkel $\neq 90^\circ$. Ausschließlich bei der Bodenart mit dem Neigungswinkel $\beta_t = 54,7^\circ$ liegt die Spannung σ_{xz} in der Schwerpunktsebene, so dass sich zwischen den Vektoren $(A-E)$ und $(E-B)$ ein rechter Winkel ausbilden kann, siehe Abb. 35.

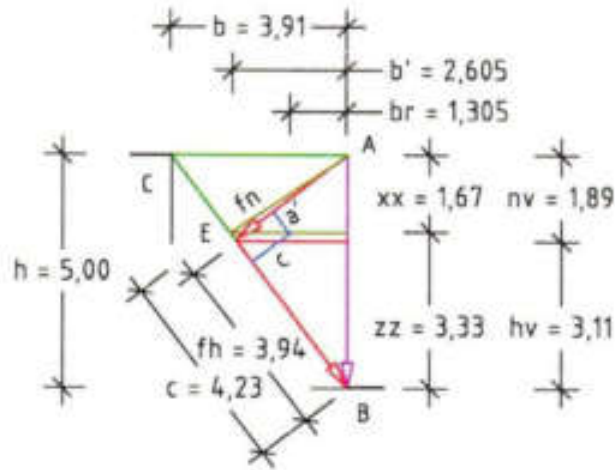


Abb. 35 zeigt die Abweichung der vertikalen und horizontalen Kraftkomponenten zur Schwerpunktslage in dem Erdkeil.

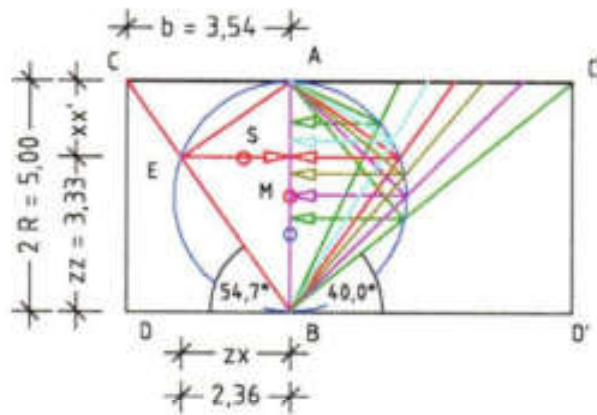


Abb. 36 zeigt in dem linken Keil die Lage des Schwerpunkts und in dem rechten Keil bei entsprechendem Neigungswinkel die Höhe der Erddruckkraft.

Dass die Spannungsausrichtung der Lehre auf den Schwerpunkt fehlerhaft sein muss, lässt sich erkennen, wenn man die Ebene der Erddruckkraft unterschiedliche Böden mit ihren Neigungswinkel $\beta_t = 65^\circ$ bis 40° darstellt (Abb. 36). Die Abstände der horizontalen Kräfteebenen zu der Schwerpunktslage in den Erdkeilen zeigen, dass es zwischen dem Berechnungssystem von Coulomb und dem Bruchkriterium der Lehre keinerlei Übereinstimmung gibt.

2.6.2 Spannungsermittlung nach den Vorgaben der Lehre

Zu der Spannungsverteilung nach dem Bruchkriterium bleibt ferner anzumerken (Bild I01.40), dass dieses System Ähnlichkeiten zu dem Kraftsystem des ‚physikalischen Keils‘ aufweist (Abb. 37). Jedoch unterscheidet sich das Spannungssystem der Lehre von dem Kraftsystem des physikalischen Keils dadurch, dass bei dem Spannungsbild das Erdgleichgewicht als Hauptspannung angesetzt und bei dem Kraftbild eine externe Kraft G auf den Keil aufgetragen wird. Des Weiteren führt die ungleiche Zuordnung der Winkel α und β zu unterschiedlichen Lagen der Spannungen σ_1 und σ_2 sowie der Kräfte FN und FN (Abb. 37).

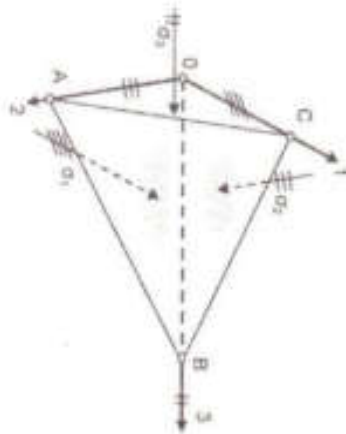


Bild I01.40: Hauptspannungen.

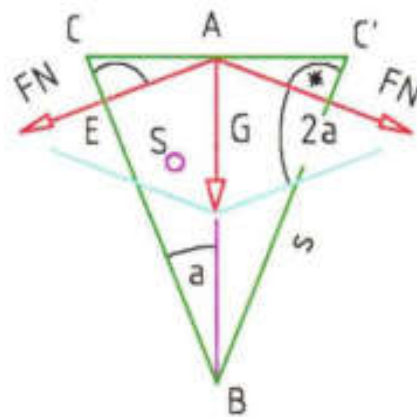


Abb. 37 zeigt die Hauptspannungen eines physikalischen Keils.

Anders als Coulomb geht die Lehre davon aus, dass ein Boden sich zunächst nicht von einem Feststoff unterscheidet. Hiernach bilden sich bei behinderter Querdehnung und entsprechender Materialbeanspruchung nur Bodenspannungen senkrecht zur Lastrichtung aus. Horizontale Bodenspannungen entstehen *erst in dem Zusammenhang mit nachgiebiger seitlicher Stützung* [1: S. P.1].

Die Lehre setzt die Gleichung des Spannungskreises an mit:

$$\sigma = \sigma_{ii} \text{ und } \tau = \sigma_{ik}$$

$$[0,5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_2)]^2 = [\sigma - 0,5 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)]^2 + \tau^2$$

Sie legt die Spannungen σ_{xx} sowie σ_{zz} in die Hauptachse (A'-B') und die reaktive Spannung σ_{xz} in die Ebene des Schwerpunkts (Pol-X). Sie berechnet den Kreismittelpunkt M über den Ansatz $(\sigma_{xx} - \sigma_{zz})/2$ und den Kreisradius R über die Gleichung $R^2 = (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2/4 + \sigma_{xz}^2$. In Spannungs- oder Kraftmeter gemessen entspricht die Gewichtskraft G der Keilhöhe $h = 5,00$ m des gewählten Erdkeil mit dem Neigungswinkel $\beta t = 52,0^\circ$.

Die Spannungen σ_{xx} und σ_{zz} teilen sich die Keilhöhe h im Verhältnis 1/3 zu 2/3. Zu dieser Spannungsordnung zeigt die Lehre die Bilder I01.40 (Hauptspannungen) und I01.70 (Mohr'scher Spannungskreis). Um die Berechnungsvorgaben der Lehre mit denen von Coulomb leichter vergleichen zu können, wurde die Achse des Spannungskreises senkrecht gestellt. Diese Stellung entspricht damit auch der realen Richtung der Spannungen σ_{xx} und σ_{zz} . Gleichzeitig wurden die Spannungsverteilung und die Coulomb'sche Kraftverteilung in den gleichen Kreis projiziert. Vergleicht man in der Abb. 38 die Lage der Spannungen σ_{xx} und σ_{zz} (Gewichtskraft G), so fällt bereits auf, dass diese wie bei Coulomb, unmittelbar hinter der lotrechten Wand liegen. Offensichtlich hat die Lehre die Ausrichtung der Gewichtskraft auf den Drittelpunkt der Bruchgeraden hier aufgegeben (Bild P05.50). Lediglich die horizontale Spannung σ_{xz} nimmt die Höhenlage des Schwerpunkts S ein, siehe Ebene (Pol-X) in dem Bild I01.70.

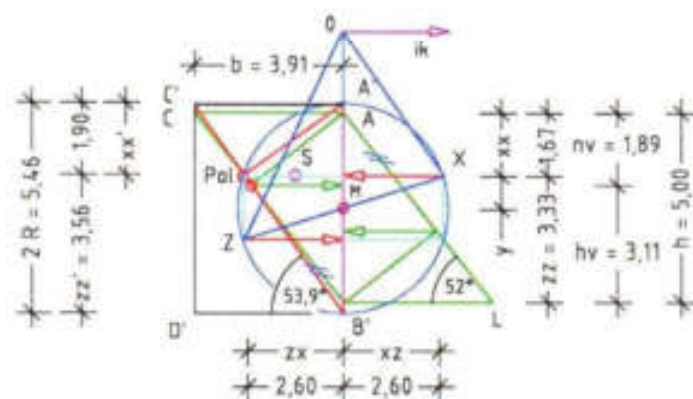


Abb. 38 zeigt den Spannungskreis mit den Kraft- und Spannungsmetern beider Berechnungssysteme (Coulomb/Lehre).

Hinsichtlich der Sonderzeichen ergeht der Hinweis, dass diese in dem benutzten Zeichenprogramm nicht zur Verfügung standen. Infolgedessen sind in den Abbildungen die Spannungen σ nur mit ihren tiefgestellten Buchstaben benannt worden.

Nach den Vorgaben der Lehre werden berechnet:

Keilbreite b' \rightarrow in Höhe des Keilschwerpunkts

$$b' = 2 \cdot h/3 \cdot \tan \beta = 2 \cdot 5,00/3 \cdot \tan \beta_{5,2} = 2,60 \quad \text{m} \quad (2.35)$$

Radius R

$$R = \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2/4 + \sigma_{xy}^2} = \sqrt{(3,33 - 1,67)^2/4 + 2,60^2}$$

$$R = \sqrt{0,69 + 6,76} = 2,73 \quad \text{m} \quad (2.36)$$

Keilhöhe h \rightarrow entspricht dem Kreisdurchmesser

$$h' = 2 \cdot R = 2 \cdot 2,73 = 5,46 \quad \text{m} \quad (2.37)$$

Keilhöhe hh

$$hh = (h' - h)/2 = (5,46 - 5,00)/2 = 0,23 \quad \text{m} \quad (2.38)$$

Um die Spannung σ_{xx} auf die Höhenlage des Schwerpunkts ausrichten zu können, hat die Lehre den ursprünglichen Spannungskreis mit der Gewichtskraft G als Durchmesser aufgegeben und zu den Spannungsmeter der realen Spannungen σ_{xx} und σ_{yy} jeweils die Höhe hh addiert. Damit entstand ein neuer Spannungskreis mit der Höhe $h' = 5,46$ m (2.37) als Durchmesser, siehe Abb. 38.

Spannungsmeter σ'_{xx}

$$\sigma'_{xx} = \sigma_{xx} + hh = 1,67 + 0,23 = 1,90 \quad \text{m} \quad (2.39)$$

Spannungsmeter σ'_{yy}

$$\sigma'_{yy} = \sigma_{yy} + hh = 3,33 + 0,23 = 3,56 \quad \text{m} \quad (2.40)$$

Neigungswinkel β'

$$\tan \beta' = \sigma'_{yy}/b' = 3,56/2,60 = 1,369 \quad (2.41)$$

$$\beta' = 53,9^\circ \quad [-] \quad (2.42)$$

Keilbreite bu

$$bu = h'/\tan \beta_{53,9} = 5,46/1,369 = 3,99 \quad \text{m} \quad (2.43)$$

Da sich bei dem Spannungsmeter σ_{xz} in der Schwerpunkzebene nur bei dem Neigungswinkel $\beta t = 54,7^\circ$ ein rechter Winkel zwischen den Vektoren (A-E) und (E-B) ausbildet, entsteht bei dieser Berechnungsart nur ein Winkel $\neq 90^\circ$. Setzt man hingegen den Neigungswinkel $\beta t^* = 54,7^\circ$ bei der Spannungsermittlung an, verschiebt sich die ursprüngliche Lage der Spannung σ_{xz} und es verändern sich die Größen der zuvor errechneten Spannungen.

Spannungsmeter $\sigma'_{xz} = \sigma'_{xz}$

$$\sigma'_{xz} = h' \cdot \sin \beta_{sA,t} \cdot \cos \beta_{sA,t} = 5,46 \cdot 0,472 = 2,57 \quad \text{m} \quad (2.44)$$

Spannungsmeter σ''_{xz}

$$\sigma''_{xz} = h' \cdot \cos \beta_{sA,t}^2 = 5,46 \cdot 0,334 = 1,82 \quad \text{m} \quad (2.45)$$

Spannungsmeter σ'''_{xz}

$$\sigma'''_{xz} = h' \cdot \sin \beta_{sA,t}^2 = 5,46 \cdot 0,666 = 3,64 \quad \text{m} \quad (2.46)$$

Keilbreite bu'

$$bu' = h' / \tan \beta_{sA,t} = 5,46 / 1,412 = 3,87 \quad \text{m} \quad (2.47)$$

Nach der Berechnung der Spannungen besteht die Aufgabe, die Gewichtskraft G des Erdkeils mit der Höhe $h = 5,00$ m und dem Neigungswinkel $\beta t = 52,0^\circ$ in die Vektoren FN und FH zu unterteilen und die Abmessungen und Lage der vertikalen und horizontalen Komponenten innerhalb der Keilfläche aufzuzeigen. Die Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsverfahren sind tabellarisch zusammengefasst worden.

Ergebnisse:

nach Coulomb	Lehre 1	Lehre 2
$h = 5,00$ m	$h = h' = 5,46$ m (2.37)	$h = h' = 5,46$ m (2.37)
$b = 3,91$ m (2.13)	$b = bu = 3,99$ m (2.43)	$b = bu' = 3,87$ m (2.47)
$hf = 2,43$ m (2.30)	$b' = \sigma'_{xz} = 2,60$ m (2.35)	$hf = \sigma'_{xz} = 2,57$ m (2.44)
$nv = 1,89$ m (2.31)	$nv = \sigma'_{xz} = 1,90$ m (2.39)	$nv = \sigma''_{xz} = 1,82$ m (2.45)
$hv = 3,11$ m (2.32)	$hv = \sigma'_{xz} = 3,56$ m (2.40)	$hv = \sigma'''_{xz} = 3,64$ m (2.46)
$\beta t = 52,0^\circ$ (2.19)	$\beta t = \beta t' = 53,9^\circ$ (2.42)	$\beta t = \beta t^* = 54,7^\circ$

Der Ergebnisvergleich offenbart, dass das Zahlenwerk der Lehre in allen Punkten von den Coulomb'schen Werten abweicht. Während bei Coulomb die Erddruckkraft Hf ($hf = 2,43$ m) in der Höhe $hv = 3,11$ m gegen die Wand angreift, setzt die Lehre die Erddruckkraft E'_a ($\sigma'_{xx} = 2,60$ m) in der Höhe $\sigma'_{xx} = 1,90$ m bzw. die Erddruckkraft E'_d ($\sigma^*_{xx} = 2,57$ m) in der Höhe $\sigma^*_{xx} = 1,82$ m an. Hierbei bildet sich nur bei dem Berechnungsfall 2 zwischen den Vektoren ein rechter Winkel aus. Vergleicht man die nach der Lehre ermittelten Angriffshöhen $\sigma'_{xx} = 1,90$ m und $\sigma^*_{xx} = 1,82$ m, so fällt auf, dass keiner dieser Höhen identisch ist mit der Schwerpunkthöhe $h/3 = 1,67$ m des liegenden Keils mit der Höhe $h = 5,00$ m.

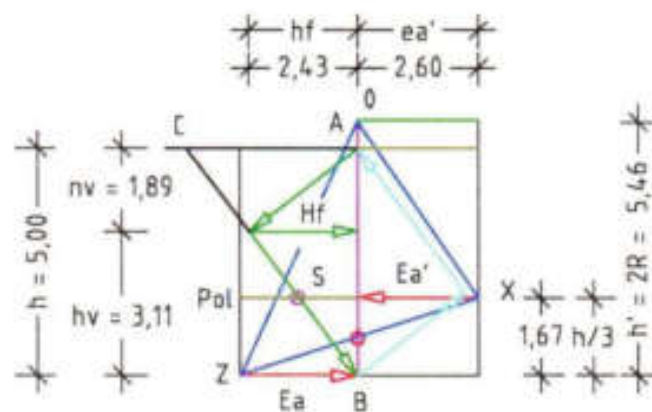


Abb. 39 zeigt das Spannungsbild (0-X-Z) der Lehre und den Erdkeil (C-A-B) mit der Erddruckkraft Hf von Coulomb.

Weitere Unterschiede zwischen den Kräften nach Coulomb und den Spannungen der Lehre lassen sich erkennen durch die unterschiedlichen Durchmesser der Spannungskreise. Bei Coulomb entwickeln sich alle Kräfte aus dem Erdkeil (C-A-B) über die Gewichtskraft G , die als größte Kraft in dem Kreis den Durchmesser $d = 5,00$ m bzw. die Keilhöhe $h = 5,00$ m einnimmt. Die Lehre weitet den Spannungskreis über den Radius $R = 2,73$ m [2.36] bzw. die Höhe $h' = 5,46$ m auf, so dass ihre größte Spannung in der Hauptachse (A-B) die Gewichtskraft G übersteigt. Einen Hinweis oder eine Begründung der Lehre auf diese zusätzliche Spannung wird nicht gegeben.

Neben der Aufweitung des Spannungskreises wählt die Lehre nicht den vorgegebenen Neigungswinkel $\beta t = 52,0^\circ$ für ihre Spannungsermittlung, sondern den Neigungswinkel $\beta t' = 53,9^\circ$ bzw. $54,7^\circ$. Zudem fügt sie horizontale Spannungen σ_{xx} und σ_{zz} in den Spannungskreis ein, obwohl nach ihren Schriften Horizontalspannungen nur durch eine Auflast auf den Erdkörper und bei nachgiebiger seitlicher Stützung entstehen können. Entsprechende Hinweise auf diese externe Auflast und die seitliche Wandverschiebung fehlen. Unbeachtet der aufgezeigten Widersprüche wird das Berechnungsergebnis der Lehre in der Abb. 39 dargestellt. Die Abbildung wird ergänzt durch den Eintrag der natürlichen Scherebene der vorgegebenen Bodenart. Auf dieser Ebene gleitet der Boden ab, wenn er seinen Halt an der Wand verliert. Der Scherwinkel s errechnet sich über den Tangens $\tan s = (\tan \beta)/2$, siehe Versuchsanordnung 2.

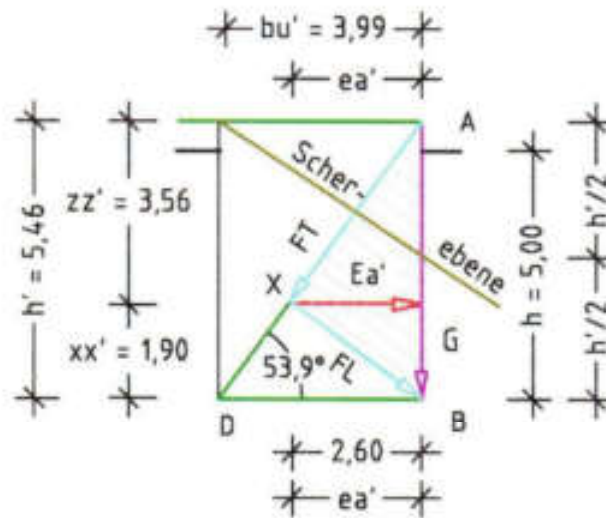


Abb. 40 zeigt nach derzeitiger Lehre die Lage der Erddruckkraft E_0 .

Es kann zusammengefasst werden, dass das Bruchkriterium weder durch die Coulomb'sche Erddrucklehre, die Mohr'sche Spannungstheorie noch durch die physikalische Ebene gestützt wird. Eine Ausrichtung der Gewichtskraft sowie der Vektoren auf den Drittpunkt der Bruchgeraden wird von der Lehre vorgegeben, aber in der Spannungsverteilung nicht weiter verfolgt [1: I.1.6 und Bild I01.70]. In der Abb. 38 wird

gezeigt, dass die Lehre die Gewichtskraft bzw. die vertikalen Komponenten der Vektoren abseits des Schwerpunkts in die Hauptachse (0-B) legt. Lediglich die horizontale Spannung σ_{xx} ist der Schwerpunktebene des stehenden Keils zugeordnet. Zudem wird Spannung σ_{ik} , die außerhalb des Spannungskreises liegt, herangezogen um Spannungen über das Dreieck (0-X-Z) zu verteilen, siehe Abb. 39.

Letztlich bleibt zu wiederholen, dass nach neuer Sicht die horizontale Kräfte im Boden allein durch das Erdeigengewicht, die Gravitation und den Neigungswinkel der Bodenart entstehen. Hierbei sind die Horizontalkräfte dauerhaft aktiv und halten mit den reaktiven Kräften das Gleichgewicht im Erdmantel. Anders als bei der Lehre lassen sich die Kräfte und ihre Verteilung über den Mohr'schen Spannungskreis als auch über die physikalische Ebene ermitteln, Beispiele werden an geeigneter Stelle gegeben. Ferner wird erkannt, dass sich die aktiven und reaktiven Kräfte aus dem Volumen eines Erdblocks entwickeln, dort ihren festen Platz einnehmen und die Grenzen dieses Blocks ohne die Einwirkung externer Kräfte nicht verlassen können.

Zum Vergleich sind die Kräfte nach neuer Theorie in der nachstehenden Abb. 41 dargestellt.

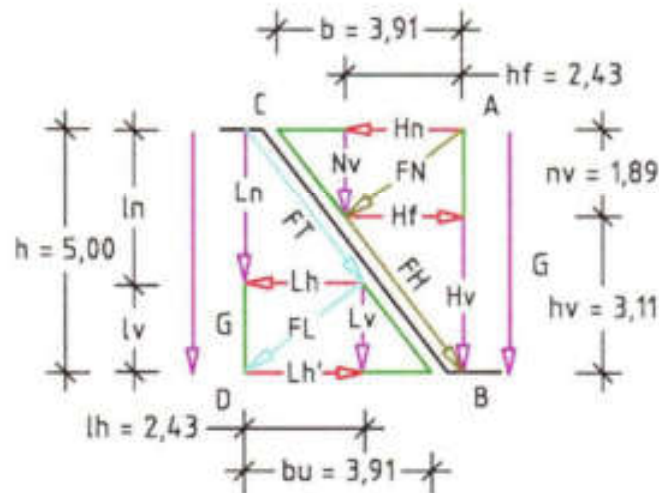


Abb. 41 zeigt die Lage und Richtung der Kräfte innerhalb des aktiven und des reaktiven Erdkeils (C-B-D).

2.6.3 *Bruchkriterium und Silotheorie*

Die Lehre weist auf einen Zusammenhang zwischen dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium, der ›Coulomb'schen Fließbedingung‹ und der Silotheorie hin. Sie leitet Schubspannungen aus einem plastischen Fließen des Bodens ab und nimmt eine Wandreibung zwischen rückseitiger Wandfläche und dem anstehenden Boden an, welche die Erddruckkraft gegen die Wand reduzieren kann [1: S. P.2, S. P.5, S. P.8ff und S. P.22ff.]. Die Lehre zeigt ferner an, dass zur Ermittlung der Gewölbewirkung die Untersuchungen von Janssen für Getreidesilos herangezogen werden können und diese Vorgaben von Terzaghi und Houska für die Belastungszustände der Tunnelschale modifiziert worden sind [1: S. 3.5]. Hierbei wird der Beiwert K_0 definiert über das Verhältnis der effektiven horizontalen zu der effektiven vertikalen Spannung.

Geht man von der reinen Physik aus, so kann sich eine Reibung an der Silowand nur einstellen, wenn das Füllgut an der Silowand in Bewegung gerät. Für die Getreideentnahme aus einem Silo steht in der Regel eine mittig in dem Behälterboden angeordnete Ablassvorrichtung zur Verfügung. Verfolgt man das Abpumpen des Getreides so lässt sich erkennen, dass sich an der Oberfläche des Füllgutes mittig eine trichterförmige Senke ausbildet. Die Entstehung dieses Hohlkegels kann auch beobachtet werden, wenn loser, trockener Sand in einen Trichter eingefüllt und über die untere Trichteröffnung abgelassen wird. Gleiche Merkmale zeigen sich, wenn Wasser aus einem Spülbecken abfließt. Damit sich dieser Hohltrichter in dem Füllmaterial ausbilden kann, müssen sich die Getreidekörner, der Sand und das Wasser von der Silowand aus zur Mitte des Hohlkegels hin bewegen. Folglich können diese Stoffe dann für die Erzeugung einer Reibung an den Silowänden nicht mehr zur Verfügung stehen. Inwieweit die Beobachtungen beim Ablassen des Getreides die Berechnungsgrundlage der Silotheorie beeinflussen, wäre zu prüfen. Nicht erkennbar hingegen ist der von der Lehre gesehene Zusammenhang zwischen dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium und der Silotheorie.

2.6.4 *Wandreibung, konvexe Bruchebene und Kohäsion*

Wie bereits aufgezeigt, geht die Lehre davon aus, dass die Erddruckkraft in ihrer Richtung durch eine Wandreibungskraft oder Wandneigung beeinflussbar ist. Insbesondere die Rauigkeit einer Wand und die Kohäsion (Haftfestigkeit bindiger Böden) sollen Einfluss nehmen können auf die Wandreibung und damit auch auf die Richtung der Erddruckkraft E'_a . Obwohl das Coulomb'sche Skizzenblatt eine Einflussnahme von Wandreibung und Kohäsion auf die Größe und Richtung der Erddruckkraft E'_a nicht erkennen lässt, wird der These der Spannungsbeeinflussung infolge einer Wandreibung nachgegangen.

Wandreibung

Folgt man den Regeln der Physik, die eine Reibung nur zwischen zwei sich gegeneinander bewegenden festen Körpern sieht [2: S. 98f.], so müsste sich, um eine Reibung entstehen zu lassen, entweder die Wand oder der dahinter lagernde Boden bewegen. Lediglich beim »Nachsacken« des Bodens hinter einer hohen Wand kann sich eine Reibungskraft zeitbegrenzt entwickeln, die jedoch zu klein sein dürfte um Veränderungen in dem Kraftgefüge herbeiführen zu können. Die neue Theorie verneint deshalb die Existenz von Reibungskräften an erdbeberührten Wandflächen.

In ähnlicher Weise wie bei den Wandflächen sieht die Lehre Reibungskräfte bei Pfählen zwischen Boden und Pfahlmantel. Die Lehre nimmt an, dass infolge der Pfahlbelastung und der Mantelrauigkeit eine Wandreibung erzeugt wird, welche die Pfahlbelastung in das anstehende Erdreich überträgt. Wie zuvor beschrieben, setzt die Physik zur Entstehung einer Reibung eine entsprechende Bewegung voraus. Eine Reibung wäre daher nur für den Augenblick vorstellbar, wenn ein Pfahl infolge einer Überlastung »durchsackt«, d.h. seine Stabilität im Erdreich verliert und infolgedessen sich bewegt [1: S. P.25ff.]. Ferner verbindet die Lehre eine Wandreibung mit der Rauigkeit einer Wand. In der Realität würden die Feinteile des Bodens die Wandfläche beim Auftreffen glätten, so dass damit die Rauigkeit als Begründung einer Spannung oder Kraft entfällt. Wandbewegungen, auch jene, die von

der Lehre zur Mobilisierung des Erdwiderstandes bei starren Wänden beschrieben werden [1: S. P23; Bild P09.20], wäre im Bauwesen als Schadensfall zu verfolgen.

Die die neue Theorie sieht dauerhaft wirkende Kraftfelder im Erdreich, deren horizontale Kräfte einen Anpressdruck gegen die Wand oder den Pfahlschaft ausüben. Dieser Druck übernimmt die auf den Pfahl aufgetragene Kraft und überträgt sie in das anstehende Erdreich. Bei Pfählen mit entsprechender Fußausbildung verteilen sich die Pfahlauflast und das Pfahleigengewicht in einem ausgewogenen Verhältnis auf die Erdkräfte. Ausführliche Pfahlberechnungen werden vorgestellt in dem Unterkapitel 4.4, S. 101ff.

Konvexe Krümmung der Bruchfläche

Die Lehre sieht infolge einer positiven Wandreibung eine konvexe Krümmung der Bruchfläche und zeigt hierzu das nachstehende Bild.

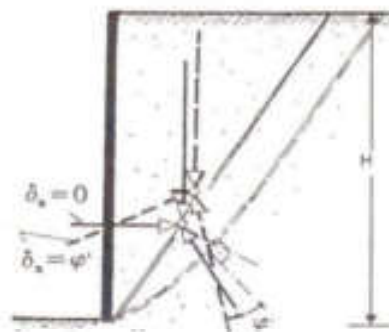


Bild P05.60: konvexe Krümmung der Bruchfläche infolge einer positiven Wandreibung.

Aufgrund der Vielzahl durchgeführter Versuchsanordnungen mit trockenen, feuchten und nassen Böden sowie mit Böden unter Wasser kann dargestellt werden, dass sich die Bruchebene/Neigungsebene als auch die Scherebene der Böden stets geradlinig ausgebildet haben. Das Fehlen konvexer Krümmungen in den Bruchebenen kann auch als Hinweis gewertet werden, dass es keine Reibung zwischen der Wand und dem anstehenden Boden gibt.

Kohäsion

Die Lehre beschreibt die »Kohäsion« als haftende Wirkung bindiger, feuchter Böden und ordnet ihr ebenfalls die Fähigkeiten zu, Kräfte und Krafrichtungen im Erdreich beeinflussen zu können [1: I.5–I.8 und 1: S. P.11].

Die haftende Wirkung bei feuchten Böden ist bekannt, die neue Theorie ordnet ihr aber kein Potenzial zu, da die Gewichtskraft als größte Kraft des Erdkeils alle weiteren Krafteinflüsse auf den Boden einschließt. Somit wird die Kohäsion als Bestandteil der Gewichtskraft gesehen, die wohl Bodenbewegungen verlangsamen, aber nicht dauerhaft aufhalten kann. Diese Anschauung lässt sich aus dem Verhalten feuchter und nasser Böden begründen und zudem über die Berechnung der Bodeneigenschaften ableiten, siehe Kapitel 3, S. 85ff.

2.6.5 Hinweise zur Wasserdruckkraft

Nach der tabellarischen Berechnung der maximalen hydrostatischen Wasserdruckkraft wirkt diese in der Höhe der Beckensohle. Ein Versatz der Kraft in die Höhe $h/3$, wie manche Fachbücher dieses vorgeben, würde eine Reduzierung der Erddruckkraft z. B. gegen eine Stützwand bedeuten, die jedoch nicht zu begründen wäre.

2.7 Spannungen/Kräfte bei Schräglage einer Wandfläche

Die Lehre zeigt das Bild P03.20 und führt hierzu aus, dass die Schräge einer Wandfläche den Winkel, die Größe und Lage der Spannung σ_{α} bestimmt. Die neue Theorie folgt der Lehre nicht und zeigt mit der Abb. 42 eine Kraftverteilung, die sich aus dem Coulomb'schen Skizzenblatt ableitet. Selbst eine Wandverschiebung oder Wanddrehung, wie diese von der Lehre zur Weckung der Querdehnung im Erdreich beschreibt, wären nicht geeignet innerhalb des anstehenden Bodens den Neigungswinkel β oder die Erdkräfte zu beeinflussen.

Erst ein Abrücken einer Wand von dem anstehenden Boden im Dezimeterbereich oder eine gravierende Schrägstellung der Wand

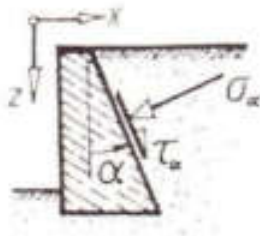


Bild P03.20 zeigt eine unter dem Winkel α geneigte Wand und die Lage der Spannung σ_α gegen diese.

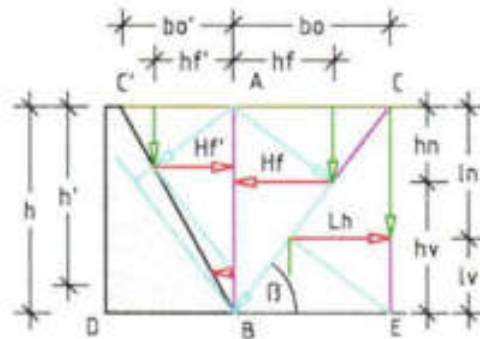


Abb. 42 zeigt eine geneigte Wand und dahinter die neue Art der Kraftverteilung.

könnten zu einer geringen Bodenauflockerung hinter der Wand und damit zu einer Kraftänderung führen. Dieser Sachverhalt wird weiter behandelt in dem Kapitel 4, S. 139.

2.8 Spannungen innerhalb von Probekörpern

Wie in dem Unterkapitel 2.5.2, S. 64 dargestellt, unterscheidet die neue Erddrucktheorie zwischen dem »natürlichen Neigungswinkel β « (Abb. 28) und dem »Neigungswinkel β_e unter Auflast« (Abb. 30). Der Neigungswinkel β_e kann seine Lage verändern, wenn der Abtrag der Auflast durch eine Fels- oder Betonschicht behindert wird (Abb. 31). Da die Neigungswinkel in einem direkten Verhältnis zu dem Scherwinkel stehen, gibt es somit auch drei unterschiedliche Scherwinkel s , s' und s_e . Die Lehre hingegen ermittelt ihren Scherwinkel φ über die Scherfestigkeit und verwendet hierzu Probekörper, die sie unter axialen oder triaxialen Druck setzt. Die Druckfestigkeitsprüfung wird beschrieben in der DIN EN 1926 sowie in der Literatur [5: S. 5.2–1ff. und 6: S. 25].

Für den grafischen Nachvollzug einer Druckfestigkeitsprüfung werden zwei Probekörper (Erdblocke) gleicher Bodenart, gleichem Neigungswinkel und gleicher Körperhöhe h gewählt. Die Erdkörper sollen

unterschiedliche Breiten b und b' aufweisen und entsprechend dieser Breiten axial belastet werden. In beiden Fällen kann sich die Auflast nur über die Breite abbauen (Abb. 31).

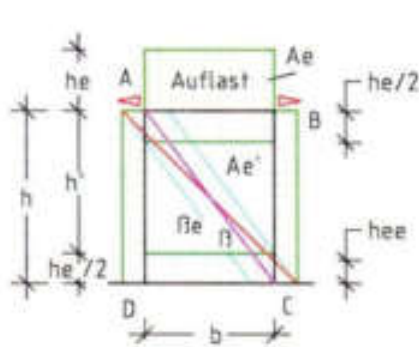


Abb. 43 zeigt die veränderte Lage der Neigungsebene im Erdkörper infolge der aufgebrachtten externen Kraft/Auflast.

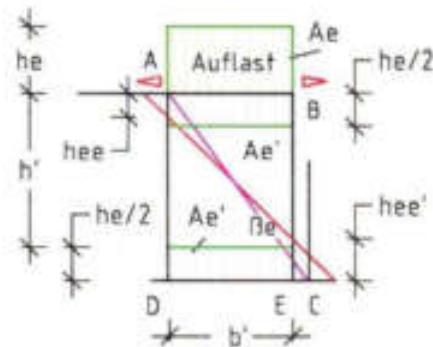


Abb. 44 zeigt den Erdkörper, dessen Neigungsebene (A-C) abweicht von dem Höhen-/Seitenverhältnis des Zylinders.

Die Höhe h und die Breite b des Erdkörpers (Abb. 43) sind so angelegt, dass die natürliche Neigungsebene (A-C) als Diagonale (Magenta) im Erdkörper Platz findet. Wird auf den Körper vertikaler Druck ausgeübt, flacht die natürliche Neigungsebene infolge der Behinderung des vertikalen Kraftabtrags ab und es stellt sich die »Neigungsebene unter Auflast« ein (rot). Bei dem Probekörper mit der geringeren Breite b' verändert sich die Lage der zuvor beschriebenen »Neigungsebene unter Auflast« nicht, lediglich die Austrittshöhe der Neigungsebene aus dem Körper verlagert sich von der Höhe hee zur Höhe hee' , siehe Abb. 44.

Vergleicht man die unterschiedlichen Lagen der Neigungsebenen in den Abb. 28, 30 und 31 mit den Abb. 43 und 44 so bleibt festzustellen, dass der über den Scherversuch ermittelte Scherwinkel φ nicht identisch sein kann mit dem natürlichen Scherwinkel s in den Abb. 12 und 40.

Es bleibt nachzutragen, dass aufgrund der aufgezeigten Unstimmigkeiten in den Berechnungsvorgaben der Erddrucklehre für die Kraftermittlungen nach neuer Theorie andere Kraftflächen und Bezeichnungen gewählt worden sind, siehe Symbolverzeichnis.

Berechnung von Bodeneigenschaften

3.1 Allgemeines zu den Bodeneigenschaften

Bisher wurden zu der Berechnung des Erddrucks empirische Bodenkenngrößen eingesetzt, die aus Tabellen entnommen werden konnten [1: S. J.1ff. 5: S. 2.3-1; 9: S. 2]. Durch die oft großen Differenzen zwischen den einzelnen Werten bestand für den Aufsteller von Erddruckberechnungen die Möglichkeit jene Bodenkenngrößen zu wählen, die ggf. von den realen Bodenwerten abweichen aber dem eigenen Berechnungsziel näher kamen. Da sich die Kenngrößen mit steigender Berechnungshöhe h vervielfältigten, konnten selbst geringe Abweichungen zwischen dem Tabellenwert und den realen Bodenkennziffern zu Unterbemessungen von Bauwerken, zu Bauschäden und ggf. zu verletzten und getöteten Personen führen.

Durch eine langjährige Berufserfahrung und letztlich durch bautechnische Begleitung des Sandabbaus in der nachstehend gezeigten Grube festigte sich die Erkenntnis, dass sich die Bodeneigenschaften aufgrund der unterschiedlichsten natürlichen Vorkommen nicht in Worte oder Kürzel fassen lassen. Z.B. bildeten sich im Zuge des Sandabbaus einerseits 5,00 m bis 10,00 m hohe Wände im Sand aus, deren Neigungswinkeln von $\beta_i = 90^\circ$ bis 72° betrugen und andererseits wurden an den Mieten des gelösten Sands nur Böschungswinkel $s_i = 32^\circ$ bis 38° gemessen, siehe Abb. 45 bis 47. In der Erkenntnis, dass das Verhältnis der Tangens des Neigungswinkels zum Tangens des Scherwinkels 1:2 entspricht, lässt sich der Böschungswinkel $s_i = 32^\circ$ in den Neigungswinkel $\beta_i = 51,3^\circ$ umrechnen und damit erkennen, in welchem Maß sich der Boden durch das Abgraben aus der Wand aufgelockert hat.



Abb. 45 zeigt einen Teilbereich der Sandgrube in Löhfelden.

Die Auswirkungen der vorstehenden Winkelabweichungen lassen sich derzeit weder über die Bodenklassifizierung (DIN 18196) noch über die Bodenklasseneinteilung (DIN 18300) darstellen. Um auf diese DIN verzichten zu können, wurde eine grundlegende Erweiterung des Mehrphasensystems der Bodenphysik erarbeitet und damit die Möglichkeit geschaffen, die Kennwerte aller Bodenarten berechnen zu können.



Abb. 46 zeigt eine fast lotrechte Grubenwand von über 5 m Höhe.



Abb. 47 zeigt einen Wandabbruch von 10 m Höhe, bei dem sich die Neigungsebene unter dem Winkel $\beta_i = 72^\circ$ einstellte.

Die Erweiterung des Mehrphasensystems erlaubt für alle Bodenarten im trockenen, feuchten oder nassen Zustand sowie für »Böden unter Wasser« die Bodendichte ρ_{tg} (ρ_{ig} , ρ_{ng} u. a.), die Reibungszahl μ , den Neigungswinkel β und den Scherwinkel s zu berechnen. Hierbei kann auf die Unterteilung der Bodenarten nach den magmatischen, metamorphen oder sedimentären Ursprungsgesteinen ebenso verzichtet werden, wie auf die Einteilung nichtbindiger und bindiger Böden. Bei steigender Schichthöhe verliert zudem das besondere Verhalten von Böden mit extremen Korn-, Richtungs- und Verteilungsgefüge sowie Kohäsion an Bedeutung für die Erddruckberechnung.

Zur Absicherung der Neuerungen in der Bodenphysik wurden weitere Versuchsreihen mit unterschiedlichen Bodenarten über und unter Wasser in dem Glaskasten durchgeführt. Die Ausführung der Experimente und deren Ergebnisse werden nachstehend beschrieben.

3.1.1 Böden im Wandel der Erosion

Die Zeitgeschichte lehrt uns, dass Felsgestein durch Erosion zu Staub und aufgeweichter Meeresboden unter Druck zu Fels werden kann. Folglich können Bodenarten als Zerfallsprodukte magmatischer, metamorpher oder sedimentärer Ursprungsgesteine angesehen werden, die ggf. mit Adsorptions- oder Adhäsionswasser kontaktieren. In der neuen Erddrucktheorie werden deshalb unter dem Oberbegriff »Boden« alle Bodenarten von dem harten Felsgestein bis hin zum Urstaub zusammengefasst. Erkennen lassen sich die einzelnen Bodenarten über ihre Volumenanteile von Festgestein V_f (Fels), Poren V_l (Gas/Luft) und Wasser V_w (Flüssigkeit). Die Bodenvolumina verändern sich durch die Auflockerung, Verdichtung von Böden oder die Wasseraufnahme. Der jeweilige Wandel im Bodengefüge zeigt sich auch in den Bodenkennziffern der Bodenart, d. h. jeder Eingriff in den Bodenhaushalt lässt eine neue Bodenart entstehen.

3.1.2 Grundlagen zur Berechnung der Bodeneigenschaften

Für die Erweiterung des Dreiphasensystems der Bodenphysik sind die derzeitigen Begriffe umgestellt worden auf folgende Bezeichnungen:

Gesamtvolumen V_p , Feststoffvolumen V_f , Porenvolumen V_l und Wasservolumen V_w . Da Wasser nur über das Porenvolumen V_l des Bodens aufgenommen werden kann und nicht jeder Hohlraum im Gestein sich mit Wasser füllt, ist das Porenvolumen V_l entsprechend zu unterteilen. Einem trockenen oder getrockneten Boden wird das Porenvolumen V_{lt} zugeordnet. Das Porenvolumen V_{li} zeigt einen vom Wasser infiltrierten feuchten Boden an, und das Porenvolumen V_{ln} deutet auf einen nassen Boden hin, dessen Poren sich vollständig mit Wasser gefüllt haben. Die Wasseraufnahmefähigkeit einer Bodenart lässt sich im Labor über die Trockendichte und die Wasserzugabe bestimmen. In freier Natur steuert das Wasservorkommen in dem anstehenden Erdreich die Wasseraufnahme des Bodens. Die vollständige Auflistung der Bezeichnungen ist in dem Symbolverzeichnis zu finden.

Bei der Ermittlung der Bodeneigenschaften wird von einer quadratischen Felssäule mit der Höhe $h^* = 100$ m, Breite $b^* = 1,00$ m und der Tiefe $a = 1,00$ m ausgegangen. Bei zweidimensionaler Betrachtung entspricht das Höhen-/Seitenverhältnis dem Neigungswinkel $\beta t = 90^\circ$ ($89,4^\circ$) bzw. der Reibungszahl $\mu = 100$ des Felsgesteins. Stellt man sich den Fels als ein porenloses Basaltgestein vor, dem man die Dichte $p = p_{tg90} = 3,0 \text{ t/m}^3$ zuordnen kann [2: S. 605; 5: S. 2.2-2], so lassen sich über diese Basiswerte und das gemessene Porenvolumen V_{lt} weitere Kennwerte für diese Bodenart errechnen.

Weiter verfolgt wird der Wandel von einem Felsgestein hin zu einer Bodenart über das Volumen eines Würfels mit der Höhe $h = 1,00$ m, der Breite $b = 1,00$ m und der Tiefe $a = 1,00$ m. Dem Würfel wird das Volumen $V_{p90} = 1,00 \text{ m}^3$ zugeordnet. Ein Würfel, der vollständig aus Basaltgestein besteht, wird als Feststoffvolumen $V_{f90} = 1,00 \text{ m}^3$ mit der Dichte $p_{tg90} = 3,0 \text{ t/m}^3$ dargestellt. Diese Vorgaben, die sich auf die Würfelgröße $1,00 \text{ m}^3$ beziehen, tragen die Bezeichnungen V_{p90} , V_{f90} und p_{tg90} . Ein weiterer fester Begriff wird in dem Wasservolumen $V_w = 1,00 \text{ m}^3$ mit der Dichte $p_{wg} = 1,00 \text{ t/m}^3$ gesehen. Die Bodenarten im trockenen, feuchten und nassen Zustand oder unter Wasser und deren Neigungswinkel entstehen durch die Mischung der Volumina V_f , V_l und V_w . Um die Richtigkeit der errechneten Bodeneigenschaften zu

überprüfen, sind Versuche mit unterschiedlichen Böden ohne und mit Wasserzugabe im Glaskasten durchgeführt worden.

Aus Gründen einer vereinfachten Berechnung werden in diesem Werk allen Dichten die Einheit t/m^3 zugeordnet. Erst bei der Kraftermittlung wird die Gewichtseinheit t mit dem Faktor g der Gravitation multipliziert und so auf die Einheit kN umgestellt.

3.2 Berechnung der Eigenschaften trockener Böden

Stellt man sich einen porenlosen Felswürfel mit dem Volumen $V_{f90} = V_{p90} = 1,00 m^3$ vor und setzt diesen Erosionsprozessen aus, so wird das Gestein an seiner Oberflächen abgetragen oder es bilden sich Risse, d.h. Poren im Fels. Auf das ursprüngliche Würfelvolumen $V_{p90} = 1,00 m^3$ bezogen, wird sich in beiden Fällen das Felsgesteinsvolumen V_f reduzieren und das Porenvolumen V_l erhöhen. Am Ende einer fortschreitenden Verwitterung des Felsgesteins wird sich infolge der Porenmehrung die Bodenart »Urstaub« ausbilden mit dem Volumen $V_p = V_f' + V_l' = 0,01 + 0,99 = 1,00 m^3$ und der Dichte $ptg' = V_f' \cdot ptg_{90} / V_{p90} = 0,01 \cdot 3,00 / 1,0 = 0,030 t/m^3$. Der Neigungswinkel β_t des Urstaubs im trockenen Zustand errechnet sich über den Tangens $\tan \beta_t = V_f' / V_l' = 0,01 / 0,99 = 0,010 \rightarrow \beta_t = 0,06^\circ$.

Der Porenzuwachs und damit die Entstehung von Bodenarten lassen sich grafisch über die Breite $(b + \Delta b)$ darstellen, wobei die Breite Δb den Porenzuwachs in axialer Richtung zeigt. Das neue Gesamtvolumen errechnet sich hiernach $V_{p'} = h \cdot a \cdot (b + \Delta b)$. Wird ein Boden aufgelockert oder verdichtet, verändert sich sein Gesamtvolumen $V_{p'}$, jedoch bleibt darin das Feststoffvolumen V_f' stets gleich. Durch die Normierung des neuen Volumens über den Faktor $V_p / V_{p'}$ wird erkennbar, dass bei einer Bodenauflockerung die Feststoffe auseinander streben und bei einer Verdichtung näher zusammen rücken. Das Porenvolumen dient somit als Füllstoff zwischen den Feststoffen und letztlich zur Wiederherstellung der Würfelgröße $V_{p90} = 1,00 m^3$. Der Tangens des Neigungswinkels trockener oder getrockneter Böden ist über den Ansatz $\tan \beta_t' = V_f' / V_l'$ errechenbar. Der Neigungswin-

kel feuchter oder nasser Böden β_i bzw. β_n richtet sich aus an der von den Poren aufgenommenen Wassermenge. Diese ist abhängig von der Feststoffstruktur des Bodens und von der Verfügbarkeit des Wassers.

Berechnungsbeispiel

Es wird angenommen, dass eine stetig wirkende Erosion an einer vertikalen Felswand Steinpartikel abträgt. Würde man vor dem Einsetzen des Felsabtrags einen fiktiven Felswürfel mit dem Volumen $V_p = h \cdot a \cdot b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0 \text{ m}^3$ hinter die Felswand einfügen, so würde sich die ursprüngliche Felsbreite b mit fortschreitender Erosion reduzieren.

In dem folgenden Berechnungsfall soll die Restbreite $b' = 0,30 \text{ m}$ des Felsvolumens betragen und der Felsabtrag die Breite $\Delta b = 0,70 \text{ m}$ einnehmen. Somit würde sich das Würfelvolumen V_{p90} zusammensetzen aus den Feststoffvolumina $V_{f_1}' = 0,30 \text{ m}^3$ und dem Porenvolumen $V_l' = 0,70 \text{ m}^3$. Ließe sich das Volumen V_{f_2}' der abgetragenen Steinpartikel wieder an das Felsvolumen V_{f_1}' anfügen, so würde sich unter Berücksichtigung aller Volumina das Gesamtvolumen $V_{p'} = V_{f_1}' + V_{f_2}' + V_l' = 0,30 + 0,70 + 0,70 = 1,70 \text{ m}^3$ einstellen.

Das gleiche Volumen $V_{p'}$ mit den Feststoff- und Porenanteilen $V_{f90}' = V_{f_1}' + V_{f_2}'$ und $V_l' = 0,70 \text{ m}^3$ lässt sich künstlich durch das Brechen des Felsgesteins herstellen. Nach dem Normieren des Volumens $V_{p'} = 1,700 \text{ m}^3$ würde sich die Bodenart im trockenen Zustand zusammensetzen aus dem Feststoffvolumen $V_f = 0,588 \text{ m}^3$ und dem Porenvolumen $V_l = V_{p90} - V_f = 1,00 - 0,588 = 0,412 \text{ m}^3$. Wie beim Brechen des Gesteins auch Feinsteile anfallen, so kann auch das Feststoffvolumen V_f aus unterschiedlichen Korngrößen und Kornformen bestehen.

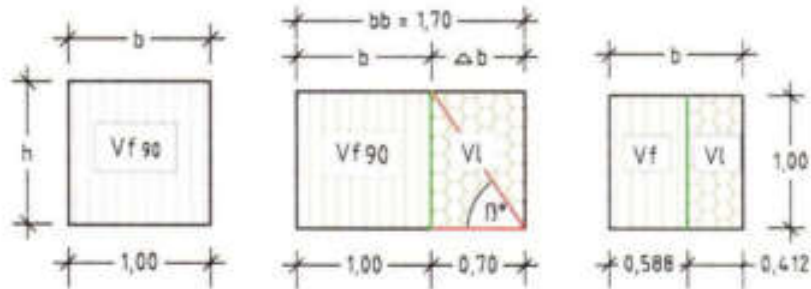


Abb. 48 zeigt den Felswürfel mit dem Volumen $V_{f90} = 1,0 \text{ m}^3$.

Abb. 49 zeigt das Volumen $V_{p'} = V_f + V_l$ des Bodens mit dem Winkel $\beta_t = 55^\circ$.

Abb. 50 zeigt die Felsanhaftung (Luftvolumen V_l) nach den Erosionsphasen.

Die vorstehende Berechnung der Bodeneigenschaften über das Volumen $V_{p'} = 1,70 \text{ m}^3$ wird nachstehend vervollständigt.

Feststoffvolumen V_{f_n} der neuen Bodenart

$$V_{f_n} = V_{f90} \cdot V_{p'} / V_{p'}$$

$$V_{f_n} = 1,00 \cdot 1,00 / 1,70 = 0,588 \quad \text{m}^3 \quad (3.1)$$

Porenvolumen V_{l_n} der neuen Bodenart

$$V_{l_n} = V_{f90} - V_{f_n} = 1,00 - 0,588 = 0,412 \quad \text{m}^3 \quad (3.2)$$

Neigungswinkel β_t

$$\tan \beta_t = \mu = V_{f_n} / V_{l_n} = 0,588 / 0,412 = 1,428 \quad (3.3)$$

$$\beta_t = 55,0^\circ \quad [-] \quad (3.4)$$

oder Neigungswinkel β_t

$$\tan \beta_t = \mu = b / \Delta b = 1,00 / 0,70 = 1,428 \quad (3.5)$$

$$\beta_t = 55,0^\circ \quad [-] \quad (3.6)$$

Scherwinkel st

$$\tan st = (\tan \beta_t) / 2 = 1,428 / 2 = 0,714 \quad (3.7)$$

$$st = 35,5^\circ \quad [-] \quad (3.8)$$

Um in weiteren Berechnungsgängen die Volumina besser unterscheiden zu können, lässt sich anstatt der Bezeichnung $_n$ der Neigungs-

winkel der Bodenart β_t einfügen: $Vf_{\beta_t} = Vf_{\beta_t}$. In die Ermittlung der Bodendichte ptg_{β_t} sind das Feststoffvolumen $Vf_{\beta_t} = 0,588 \text{ m}^3$ (3.1), die Felsdichte $ptg_{90} = 3,00 \text{ t/m}^3$ und die Porendichte $plg = 0,00 \text{ t/m}^3$ zu übernehmen.

Trockendichte $ptg_{\beta_t} \rightarrow$ mit $Vf_{90} = 1,00 \text{ m}^3$

$$ptg_{\beta_t} = (Vf_{\beta_t} \cdot ptg_{90} + Vl_{\beta_t} \cdot plg) / Vf_{90} \quad (3.1)$$

$$ptg_{\beta_t} = (0,588 \cdot 3,00 + 0,0) / 1,00 = 1,764 \quad \text{t/m}^3 \quad (3.9)$$

Ergebnis:

Für den trockenen Boden mit den Raumteilen $Vf_{\beta_t} = 0,588 \text{ m}^3$ (3.1) und $Vl_{\beta_t} = 0,412 \text{ m}^3$ (3.2) wurden der Neigungswinkel $\beta_t = 55,0^\circ$ (3.4), der Scherwinkel $st = 35,5^\circ$ (3.8) und die Dichte $ptg_{\beta_t} = 1,764 \text{ t/m}^3$ (3.9) errechnet.

Grenzwertbeziehungen

Wie bereits ausgeführt, ist die Ausgangsbasis zur Bestimmung der Bodenarten das Felsgestein (Basalt) mit der Dichte $ptg = 3,00 \text{ t/m}^3$, der Reibungszahl $\mu = 100 \text{ m}$ und dem Neigungswinkel $\beta_t = 89,4^\circ$. Das Gestein wird als porenlos und trocken idealisiert. Unter dem Begriff «Boden» werden alle Bodenarten betrachtet, die sich zwischen einem angewitterten Felsgestein mit einem Feststoffvolumen $Vf = 0,99 \text{ m}^3$ und dem «Urstaub» mit einem Feststoffvolumen $Vf = 0,01 \text{ m}^3$ gruppieren lassen. Der Tangens des Neigungswinkel β_t der trockenen Bodenarten errechnet sich über das Verhältnis $\tan \beta_t = Vf / Vl$ und die Trockendichte über den Ansatz $ptg = Vf \cdot ptg_{90} / Vp_{90}$. Bei feuchten oder nassen Böden zeigt das Porenvolumen die Grenzen der Wasseraufnahme auf, wobei die Steinstruktur die vollständige Wasserfüllung verhindern kann. Die Menge der möglichen Wasseraufnahme eines Bodens kann durch eine Laboruntersuchung bestimmt werden. Dem Wasser wird das Volumen Vw und die Wasserdichte $pwg = 1,00 \text{ t/m}^3$ zugeordnet. Lediglich die Belastbarkeit von Böden wird durch die Last der quadratischen Felssäule mit der Höhe $h^* = 100 \text{ m}$, der Grundfläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$ und der Dichte $ptg = 3,00 \text{ t/m}$ begrenzt. Die

Zusammenhänge zwischen den Volumina und den Dichten der unterschiedlichen Bodenarten in trockenem und nassen Zustand werden in der nachstehenden Abbildung dargestellt.

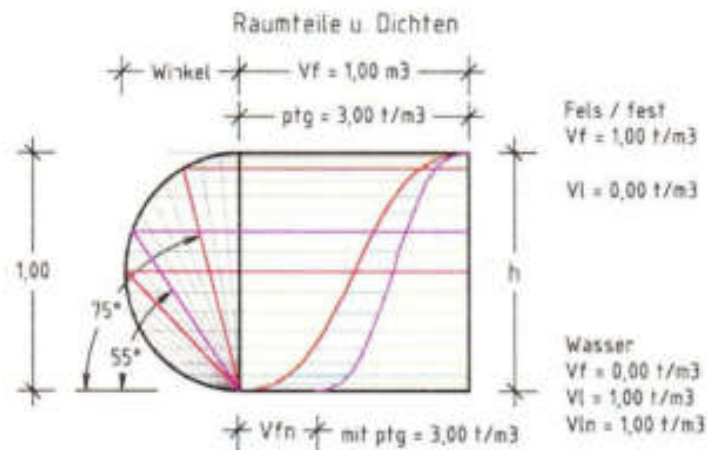


Abb. 51 zeigt, dass bei steigendem Winkel das Porenvolumen V_I und V_{fn} abnimmt und das Feststoffvolumen V_f zunimmt.

Die vorstehende Grafik stellt die Ansichtsfläche eines Erdwürfels mit der Höhe $h = 1,00 \text{ m}$ und der Breite $b = 1,00 \text{ m}$ dar. Angefügt ist ein Halbkreis mit den Ebenen der unterschiedlichen Neigungswinkel. Die obere Ebene des Erdwürfels zeigen das Feststoffvolumen $V_f = 1,00 \text{ m}^3$ und das Porenvolumen $V_I = 0,00 \text{ m}^3$ die Eigenschaften des Felsgesteins an. Die untere Ebene ist dem Wasser vorbehalten mit dem Volumen $V_w = V_I = 1,00 \text{ m}^3$. Mit aufsteigender Höhe h fügt sich das Feststoffvolumen V_{fn} in die Grafik ein und mindert dadurch das Porenvolumen V_I . Dieser Wandel setzt sich fort bis zur oberen Ebene des Würfels. Diese Darstellung ist geeignet über den Neigungswinkel β die Raumteile einer Bodenart auch grafisch bestimmen zu können. In der Abb. 51 wird der Übergang von dem Feststoffvolumen V_f zum Porenvolumen V_I trockener Böden durch die rote Linie angezeigt. Bei dem Erdwürfel nasser Böden wird das Wasservolumen $V_{fn} = V_I/3$ in der Farbe Cyan gezeigt.

Obwohl über die Winkelberechnung feuchter, nasser Böden und von »Böden unter Wasser« noch ausgeführt wird, kann dargestellt werden, dass durch die Wasseraufnahme sich die seitwärts strebende Kraft

in feuchten oder nassen Böden gegenüber jener in trockenen Böden verstärkt. Diese Kraft führt zu flacheren Neigungswinkel β_i oder β_{II} als den Winkel β_t trockener Böden.

Halbkreis der Bodenarten

Aus der Erkenntnis heraus, dass der Neigungswinkel β_t , der Scherwinkel s_t und die Bodendichte ptg die gleiche Bodenart beschreiben, lassen sich alle Bodenarten über ihre Winkel von $\beta_t = 0,6^\circ$ (Urstaub) bis $\beta_t = 89,4^\circ$ (Basalt) auch stufenlos in den «Halbkreis der Bodenarten» einordnen. Dieser Halbkreis erlaubt die Kraftmeter der Erdkräfte nach der klassischen Coulomb'schen Erddrucklehre zu ermitteln (Fig. 7, S. 39). Über die Kraftzahl g_i lassen sich hiernach die Kraftmeter (Strecken) in Kräfte umrechnen, siehe Unterkapitel 2.5.1, S. 61.

Für den «Halbkreis der Bodenarten» wurde ein Koordinatensystem mit der Ordinatenhöhe $h = 10,0$ m gewählt und darin ein Kreisbogen eingefügt mit dem Radius $r = 5,00$ m. Durch den Ansatz der Neigungsebenen an den Nullpunkt erreicht die Neigungsebene der jeweiligen Bodenart den Kreisbogen in der Angriffshöhe h_v der Erddruckkraft H_f .

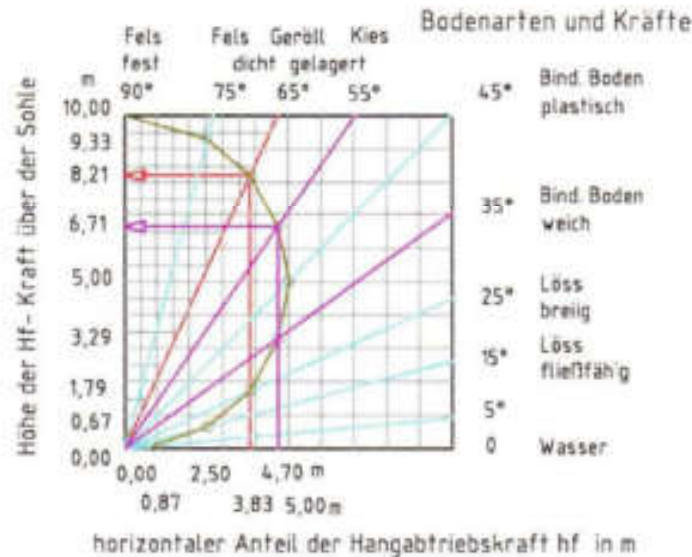


Abb. 52 zeigt die Kraftmeter der Böden im «Halbkreis der Bodenarten», wobei der «Urstaub» mit $\beta_t = 0,6^\circ$ oberhalb des Wassers anzuordnen wäre.

Der Abschnitt der Neigungsebene vom Nullpunkt bis zum Kreisbogen ist der Hangabtriebskraft FH zuzuordnen. Die Strecke von dem Endpunkt der Hangabtriebsebene bis zum oberen Punkt der Ordinate entspricht der Normalkraftebene mit der Normalkraft FN . Die horizontale Strecke vom Schnittpunkt der Neigungsebene mit den Kreisbogen bis zur Ordinatenachse entspricht dem Kraftmeter der Erddruckkraft Hf . Die Höhe des Kraftangriffs wird mit hv bezeichnet. Für die Bodenart mit dem Winkel $\beta t = 65^\circ$ sind innerhalb des Halbkreises die Kraftmeter $hv = 8,21$ m und $hf = 3,83$ m errechnet und gemessen worden. Beide Kraftmeter mit der Kraftzahl gi multipliziert ergeben die vertikale Kraft Hv und die horizontale Erddruckkraft Hf .

Gleichgewichtsbedingung

Spiegelt man den im Halbkreis dargestellten Erdkeil mit seinen Kräften horizontal (Abb. 52), so entsteht die Kraftverteilung nach der Abb. 53. Aus dieser Verteilung lässt sich erkennen, dass die unterschiedlichen Kräfte das Gleichgewicht im Erdreich halten. Ferner zeigt sich, dass alle Kräfte innerhalb des Kreisbogens liegen, und damit ist diese Spannungsverteilung konform mit der Mohr'schen Spannungstheorie.

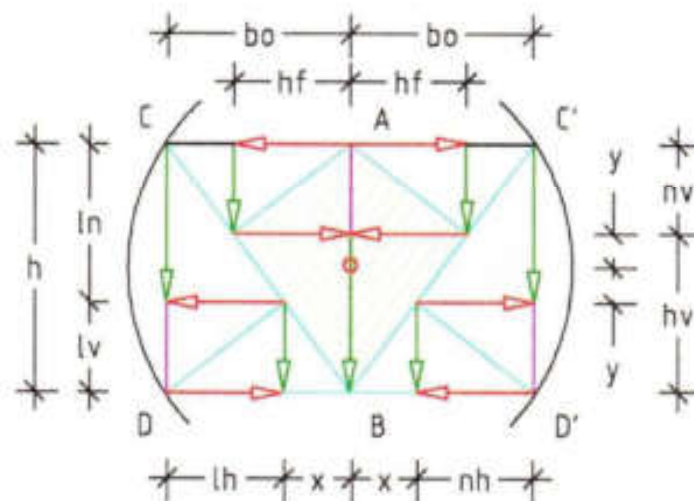


Abb. 53 zeigt konträre Erdblöcke mit der Höhe h , der Breite bo sowie den horizontalen (hf) und vertikalen (nv und hv) Kraftmetern.

3.2.1 Berechnung der Eigenschaften nasser Böden

Da ein trockener Boden nur so viel Wasser aufnehmen kann, wie sein Porengefüge dieses zulässt, wird ein Boden als »nass« bezeichnet, dessen Poren sich vollständig mit Wasser gefüllt haben. Um die Wasseraufnahme anzeigen zu können, wird das bisher trockene Porenvolumen Vl umbenannt in das Volumen des nassen Bodens Vln ($n = \text{nass}$). Erlaubt hingegen die Porenstruktur eine völlige Wasseraufnahme nicht, wird der Boden als »feucht« beschrieben. Wie bei der Berechnung des Neigungswinkels βt ist auch der Tangens des Winkels βn abhängig von dem Verhältnis »Feststoff- zu Porenvolumen«. Dem Verhältnis hinzuzufügen ist die seitwärts strebende Wirkung des Porenwassers. Folgt man der Berechnungsart des Tangens βt , so wird auch beim Tangens βn das Feststoffvolumen Vf die Stelle des Zählers einnehmen und das Porenvolumen Vl plus einem Wasservolumen die Stelle des Nenners. Da das Porenwasser neben der horizontalen auch eine vertikale Kraft erzeugt, ist eine Erweiterung des Zählers und des Nenners über die Dichten von Fels $ptg_{90} = 3,00 \text{ t/m}^3$ und Wasser $pwg = 1,00 \text{ t/m}^3$ erforderlich. Um die Wirkung des Wassers in der Winkelberechnung erfassen zu können, wird das »fiktive« Feststoffvolumen $Vfn = Vl \cdot pwg / ptg_{90} = Vl/3$ eingefügt. Der Neigungswinkel βn der gleichen Bodenart im nassen Zustand lässt sich dann über die Volumina $Vf_{95} = 0,588 \text{ m}^3$ (3.1), $Vl_{95} = 0,412 \text{ m}^3$ (3.2) und Vfn ermitteln:

Feststoffvolumen Vfn

$$\begin{aligned} Vfn &= Vl \cdot pwg / ptg_{90} \rightarrow Vl/3 \\ Vfn &= 0,412 \cdot 1,00 / 3,00 = 0,137 \quad \text{m}^3 \quad (3.10) \end{aligned}$$

Neigungswinkel βn

$$\begin{aligned} \tan \beta n &= Vf / (Vl + Vl/3) \\ \tan \beta n_{95} &= 0,588 / (0,412 + 0,412/3) = 1,071 \quad (3.11) \end{aligned}$$

$$\beta n_{95} = 47,0^\circ \quad [-] \quad (3.12)$$

Scherwinkel sn

$$\tan sn = (\tan \beta t) / 2 = 1,071 / 2 = 0,536 \quad (3.13)$$

$$sn = 28,2^\circ \quad [-] \quad (3.14)$$

Die Nassdichte ρ_{ng} des Bodens errechnet sich über die Trockendichte $\rho_{t_{55}} = 1,764 \text{ t/m}^3$ (3.9) plus das Gewicht des Porenwassers mit dem Volumen V_l .

Nassdichte

$$\rho_{ng} \rightarrow \text{mit } V_f' = V_{f_{55}} \text{ und } V_l' = V_{l_{55}}$$

$$\rho_{ng} = (V_{f_{55}} \cdot \rho_{t_{90}} + V_{l_{55}} \cdot \rho_{wg}) / V_{p_{90}}$$

$$\rho_{ng} = (0,588 \cdot 3,00 + 0,412 \cdot 1,0) / 1,0 = 2,176 \quad \text{t/m}^3 \quad (3.15)$$

Der Wandel eines trockenen Bodens hin zu einem nassen Boden lässt sich auch grafisch darstellen. Hierzu ist in dem unnormierten Erdband das Wasservolumen V_{fn} über die Breite $bw = \Delta b / 3 = 0,70 / 3 = 0,233 \text{ m}$ zu bestimmen. Über den Divisor $\Delta b / \Delta b' = 0,700 / 0,412 = 1,70$ kann die Breite bw in die Breite bw' umgerechnet und dem Erdwürfel als Breite $bb' = 1,137 \text{ m}$ zugeordnet werden. Das Wasservolumen beträgt damit $V_{fn}' = 0,137 \text{ m}^3$ (Abb. 54).

Breite bw'

$$bw' = bw / 1,7 = 0,233 / 1,7 = 0,137 \quad \text{m} \quad (3.16)$$

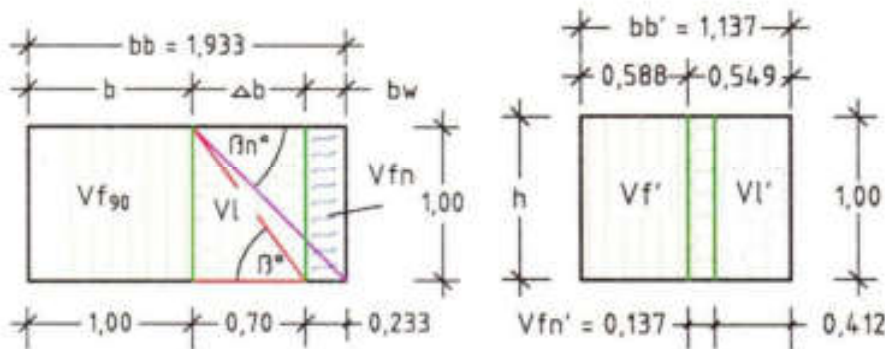


Abb. 54 zeigt die Erweiterung des Erdkörpers der Abb. 49 um das Volumen V_{fn} und den Neigungswinkel β_n .

Abb. 55 zeigt die Erweiterung des Erdkörpers der Abb. 50 um das fiktive Feststoffvolumen V_{fn}' .

Da das in nassen Böden gespeicherte Porenwasser keine Last aufnehmen kann und sogar unter extremer Belastung aus dem Erdkörper

entweicht, ist das Kraftfeld für den Kraftabtrag im nassen Erdreich über die vorgegebene Keilhöhe h und dem Neigungswinkel βn zu ermitteln.

Ergebnis:

Es wurde gezeigt, dass sich der Neigungswinkel des nassen Bodens $\beta n = 47,0^\circ$ (3.12) über das Feststoffvolumen $Vf_{s5} = 0,588 \text{ m}^3$ (3.1) und das Porenvolumen $Vl_{s5} = 0,412 \text{ m}^3$ (3.2) des trockenen Bodens errechnen lässt. Für die Ermittlung des Neigungswinkels βn wurde auf der Nennerseite des Bruchs das fiktive Feststoffvolumen $Vfn = Vl/3$ eingefügt. Die Nassdichte $png = 2,176 \text{ t/m}^3$ (3.15) addiert sich aus der Trockendichte $ptg = 1,764 \text{ t/m}^3$ (3.9) und dem Gewicht des aufgenommenen Porenwassers.

3.2.2 Berechnung der Eigenschaften nasser Böden bei Bodenverdichtung

Dieses Beispiel stützt sich auf die Versuchsanordnung 3, Seite 12, wo loser Sand mit der Dichte $ptg = 1,639 \text{ t/m}^3$ (2.11) sich allein durch das aufgenommene Porenwasser um $\lambda = 14,2 \text{ Vol.-%}$ (2.3) verdichtet hat. Für die Ermittlung der Eigenschaften eines durch Wasser verdichteten nassen Bodens sind in die nachstehende Tabelle die Raunteile, die Bodendichten, die Neigungswinkel und der Verdichtungsgrad übertragen worden.

$Vf_{s5} = 0,588 \text{ m}^3$	(3.1)	$Vl_{s5} = 0,412 \text{ m}^3$	(3.2)
Winkel $\beta t = 55,0^\circ$	(3.4)	Dichte $ptg_{s5} = 1,764 \text{ t/m}^3$	(3.9)
Winkel $\beta n = 47,0^\circ$	(3.12)	Dichte $png = 2,176 \text{ t/m}^3$	(3.15)
$Vp_{90} = 1,00 \text{ m}^3$ und Verdichtungsgrad $\lambda = 14,2 \text{ Vol.-%}$		(2.3)	

Es werden berechnet:

Porenvolumen Vl'

$$Vl' = Vl_{s5} - Vp_{90} \cdot \lambda = 0,412 - 1,00 \cdot 0,142 = 0,270 \text{ m}^3 \quad (3.17)$$

Gesamtvolumen Vp'

$$Vp' = Vf_{95} + Vl' = 0,588 + 0,270 = 0,858 \quad \text{m}^3 \quad (3.18)$$

Feststoffvolumen Vf^* → normiert auf $Vp_{90} = 1,00 \text{ m}^3$

$$Vf^* = Vf_{95} \cdot Vf_{90} / Vp'$$

$$Vf^* = 0,588 \cdot 1,000 / 0,858 = 0,685 \quad \text{m}^3 \quad (3.19)$$

Porenvolumen Vl^* → normiert auf $Vp = 1,00 \text{ m}^3$

$$Vl^* = Vl' \cdot Vf_{90} / Vp'$$

$$Vl^* = 0,270 \cdot 1,000 / 0,858 = 0,315 \quad \text{m}^3 \quad (3.20)$$

Neigungswinkel βt^* → bei Trocknung des Bodens

$$\tan \beta t^* = Vf^* / Vl^* = 0,685 / 0,315 = 2,175 \quad (3.21)$$

$$\beta t^* = 65,3^\circ \quad [-] \quad (3.22)$$

Neigungswinkel βn^* → des Bodens, nass und verdichtet

$$\tan \beta n^* = Vf^* / (1,333 \cdot Vl^*)$$

$$\tan \beta n^* = 0,685 / (1,333 \cdot 0,315) = 1,631 \quad (3.23)$$

$$\beta n^* = 58,5^\circ \quad [-] \quad (3.24)$$

Volumen Vw → nasser Boden

$$Vw = Vl^* = 0,315 \quad \text{m}^3 \quad (3.25)$$

Nassdichte png^*

$$png^* = (Vf^* \cdot ptg + Vw \cdot pwg) / Vf_{90}$$

$$png^* = (0,685 \cdot 3,0 + 0,315 \cdot 1,0) / 1,0 = 2,370 \quad \text{t/m}^3 \quad (3.26)$$

Durch die Verdichtung haben sich folgende Eigenschaften gewandelt:

Vor der Verdichtung (trocken)	Nach der Verdichtung (nass)
Winkel $\beta t = 55,0^\circ$ (3.4)	Winkel $\beta t^* = 65,3^\circ$ (3.22)
Winkel $\beta n = 47,0^\circ$ (3.12)	Winkel $\beta n^* = 58,5^\circ$ (3.24)
Dichte $png = 2,176 \text{ t/m}^3$ (3.15)	Dichte $png^* = 2,370 \text{ t/m}^3$ (3.26)

3.2.3 Berechnung der Eigenschaften feuchter Böden

Als »feucht« wird der Zustand bei Böden bezeichnet, bei denen die Struktur des Gesteins oder des Bodens eine vollständige Wasserauf-

nahme nicht gestattet. Feuchte Böden lassen sich entsprechend ihrem Wassergehalt einordnen zwischen trockenen und nassen Böden. Wie bereits ausgeführt, teilt sich das Porenvolumen V_l auf in das vom Wasser unbesetzte Volumen V_{lt} und das vom Wasser besetzte Volumen V_{ln} . Dem feuchten oder vom Wasser infiltrierten Boden werden der Neigungswinkel β_i und die Feuchtdichte p_{ig} zugeordnet. Die tatsächlich vom Boden aufgenommene Wassermenge sowie die Wasseraufnahmefähigkeit des Bodens können anhand ungestörter Bodenproben unter Laborbedingungen ermittelt werden [DIN 18121-1/-2].

Für das Berechnungsbeispiel werden übernommen:

$V_{f_{55}} = 0,588 \text{ m}^3$	(3.1)	$V_{l_{55}} = 0,412 \text{ m}^3$	(3.2)
Winkel $\beta_t = 55,0^\circ$	(3.4)	Dichte $p_{tg} = 1,764 \text{ t/m}^3$	(3.9)

Zudem sollen 75 Vol.-% des Porenvolumens V_l sich mit Wasser füllen können, so dass 25 Vol.-% des Porenvolumens trocken bleiben.

Porenvolumen V_{lt} → vom Wasser unbesetzt → 25 Vol.-%

$$V_{lt} = V_l \cdot 0,25 = 0,412 \cdot 0,25 = 0,103 \quad \text{m}^3 \quad (3.27)$$

Porenvolumen V_{ln} → vom Wasser besetzt → 75 Vol.-%

$$V_{ln} = V_l \cdot 0,75 = 0,412 \cdot 0,75 = 0,309 \quad \text{m}^3 \quad (3.28)$$

Fiktives Feststoffvolumen V_{fn}

$$V_{fn} = V_{ln} \cdot p_{wg} / p_{tg_{90}} = 0,309 \cdot 1/3 = 0,103 \quad \text{m}^3 \quad (3.29)$$

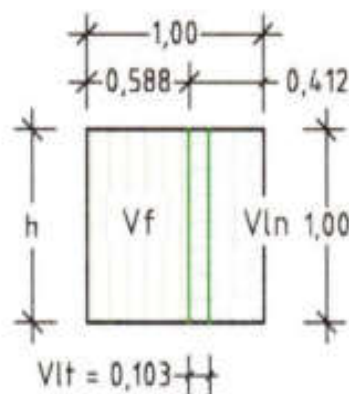


Abb. 56 zeigt die Teilung des Porenvolumens V_l in V_{lt} und V_{ln} .

Neigungswinkel β_i

$$\tan \beta_i = Vf / (Vl + Vfn) = 0,588 / (0,412 + 0,103) = 1,142 \quad (3.30)$$

$$\beta_i = 48,8^\circ \quad [-] \quad (3.31)$$

Nassdichte ρ_{ig}

$$\rho_{ig} = (Vf \cdot \rho_{tg} + Vln \cdot \rho_{wg}) / Vf_{90}$$

$$\rho_{ig} = (0,588 \cdot 3,0 + 0,309 \cdot 1,0) / 1,0 = 2,073 \quad \text{t/m}^3 \quad (3.32)$$

Ergebnis:

Über die Volumina $Vl = 0,103 \text{ m}^3$ (3.27) und $Vln = 0,309 \text{ m}^3$ (3.28) konnten für den feuchten Boden der Winkel β_i und die Dichte ρ_{ig} errechnet werden, siehe umseitige Aufstellung.

Vor der Wasseraufnahme	Nach der Wasseraufnahme
Winkel $\beta_t = 55,0^\circ$ (3.4)	Winkel $\beta_i = 48,8^\circ$ (3.31)
Dichte $\rho_{tg} = 1,764 \text{ t/m}^3$ (3.9)	Dichte $\rho_{ig} = 2,073 \text{ t/m}^3$ (3.32)

Betrachtet man einerseits die unterschiedlichen Dichten und Neigungswinkel, die ein trockener Boden durch die Aufnahme von mehr oder weniger Porenwasser ausbildet, und stellt die pauschalierten empirischen Tabellenwerte der geltenden Regelwerke dagegen, so kann eine Erddruckberechnung unter Verwendung der Tabellenwerte nur ein unreales Ergebnis bringen. Angesichts der berechenbaren Bodenkenngrößen lässt sich nicht nachvollziehen, wie man derzeit die gleichen eindeutigen Werte über die »Fingerprobe«, den »Knetversuch« oder die Bodenzustandsbeschreibungen bekommen will (fest, steif, weich, breiig, flüssig, schluffig usw.). Offensichtlich wird hierbei übersehen, dass eine Winkeldifferenz von $60^\circ - 55^\circ = 5^\circ$ bei einem trockenen Boden zu einer Erhöhung der Gewichtskraft um ca. 8% führt. Diese Kraftdifferenz mag bei niedrigen Berechnungshöhen $h < 3,0 \text{ m}$ noch überbrückbar sein, bei steigender Höhe h kann diese Differenz möglicherweise bereits zu Bauschäden führen.

Es bleibt zu wiederholen, dass durch die Erweiterung des Mehrphasensystems der Festkörperphysik auf die Verwendung empirischer Tabellenwerte verzichtet werden kann.

3.2.4 Ausbildung der Scherebene im feuchten Basaltgrus, Versuch 6

Aus der Versuchsreihe 6 wurde das nachstehende Experiment ausgewählt. Vorab wurde hierzu in einem anderen Behälter trockener Basaltgrus 0/3 mm und Wasser gemischt, ohne Verdichtung in die linke Kammer des Glaskastens eingefüllt und die Oberfläche des Gemisches geglättet. Für die Versuchsanordnungen in dem Glaskasten wird die Einheit der Dichten von t/m^3 auf kg/dm^3 umgestellt. Folgende Werte werden für die Berechnung vorgegeben:

$G_t = 30,5$ kg Basaltgrus 0/3 mm	Dichte $\rho_{tg} = 1,808$ kg/dm^3
$G_w = 3,0$ kg Wasser	Einbauhöhe $h_i = 2,34$ dm



Abb. 57 zeigt den Glaskasten mit dem eingefüllten feuchten Basaltgrus.

Ermittelt werden zunächst die Eigenschaften des trockenen Bodens und hiernach über die Wasserzugabe zum trockenen Boden die Kennwerte des feuchten Bodens. Mit dem Neigungswinkel β_i und dem Scherwinkel s_i des feuchten Bodens lassen sich dann die Breiten b_o und b_u errechnen, die sich voraussichtlich nach dem Ziehen der trennenden Glasscheibe und dem Ableiten des Basaltgruses einstellen werden. Es werden berechnet:

Grundfläche Ak_1 → der linken Kammer mit der Breite $bk_1 = 2,44$ dm

$$Ak_1 = a \cdot b = 2,90 \cdot 2,44 = 7,08 \quad \text{dm}^2 \quad (3.33)$$

Volumen Vkt → des trockenen Basaltgruses

$$Vkt = Gt/ptg = 30,5/1,808 = 16,87 \quad \text{dm}^3 \quad (3.34)$$

Füllhöhe ht → des trockenen Basaltgruses

$$ht = Vkt/Ak_1 = 16,87/7,08 = 2,38 \quad \text{dm} \quad (3.35)$$

Volumen Vki → des feuchten Basaltgruses → $hi = 2,34$ dm gemessen

$$Vki = Ak_1 \cdot hi = 7,08 \cdot 2,34 = 16,57 \quad \text{dm}^3 \quad (3.36)$$

Verdichtungsfaktor λ

$$\lambda = Vkt/Vki = 16,87/16,57 = 1,017 \quad \text{Vol.-%} \quad (3.37)$$

Gesamtgewicht $\sum G$

$$\sum G = Gt + Gw = 30,5 + 3,0 = 33,5 \quad \text{kg} \quad (3.38)$$

Nassdichte piq

$$piq = \sum G/Vki = 33,5/16,57 = 2,022 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (3.39)$$

Fiktives Feststoffvolumen Vfn

$$Vfn = puw \cdot Vf_{90}/ptg_{90} = 0,181 \cdot 1,0/3,0 = 0,060 \quad \text{dm}^3 \quad (3.40)$$

Feststoffvolumen Vf → des trockenen Basaltgruses

$$Vf = Gt \cdot Vf_{90}/(Vki \cdot ptg_{90})$$

$$Vf = 30,5 \cdot 1,0/16,58 \cdot 3,0 = 0,613 \quad \text{dm}^3 \quad (3.41)$$

Porenvolumen VI → des trockenen Basaltgruses

$$VI = Vf_{90} - Vf = 1,000 - 0,613 = 0,387 \quad \text{dm}^3 \quad (3.42)$$

Neigungswinkel βi

$$\tan \beta i = Vf/(VI + Vfn) = 0,613/(0,387 + 0,060) = 1,371 \quad (3.43)$$

$$\beta i = 53,9^\circ \quad [-] \quad (3.44)$$

Scherwinkel si

$$\tan si = (\tan \beta i)/2 = 1,371/2 = 0,686 \quad (3.45)$$

$$si = 34,4^\circ \quad [-] \quad (3.46)$$

Keilbreite $bo = bu \rightarrow$ bei der gemessenen Einbauhöhe $hi = 2,34$ dm

$$bo = hi / \tan \beta_i = 2,34 / 1,371 = 1,71 \quad \text{dm} \quad (3.47)$$

Breite bue

$$bue = bo + bu = 2 \cdot bo = 2 \cdot 1,71 = 3,42 \quad \text{dm} \quad (3.48)$$

Die Breite bue zeigt die horizontale Ebene der Scherebene an, welche über die Breiten bo und bo auf die Mitte des Glaskastens ausgerichtet wird. Lockert der Boden beim Abgleiten aus dem stehenden in den liegenden Erdkeil nicht auf, bleiben die Breiten bo und bo sowie die seitlichen Abstände zu den Behälterwänden bl und br gleich groß, siehe Abb. 6, S. 38.

Aufgrund der bisherigen Erfahrung mit Basaltgrus wird für die nachstehende Berechnung angenommen, dass der Basaltgrus beim Abgleiten nicht oder kaum auflockert.

Breite $bl = br \rightarrow$ Kastenbreite $b = 4,88$ dm

$$bl = (b - bue) / 2 = (4,88 - 3,42) / 2 = 0,73 \quad \text{dm} \quad (3.49)$$



Abb. 58 zeigt die Lage der Scherebene des feuchten Basaltgruses.

An dem Erdkörper wurden die Breite $bl' = 0,70$ dm und die Breite $br' = 0,68$ dm gemessen, so dass sich hieraus die neue Breite bue' ergibt. Über die Höhe $hi = 2,34$ dm und die Breite bue' lässt sich dann

der Scherwinkel si' des feuchten Basaltgruses ermitteln.

Breite buc'

$$buc' = b - bl' - br' = 4,88 - 0,70 - 0,68 = 3,50 \text{ dm} \quad (3.50)$$

Scherwinkel si'

$$\tan si' = hi/buc' = 2,34/3,50 = 0,669 \quad (3.51)$$

$$si' = 33,8^\circ \quad [-] \quad (3.52)$$

Neigungswinkel $\beta i'$

$$\tan \beta i' = 2 \cdot \tan si' = 2 \cdot 0,669 = 1,337 \quad (3.53)$$

$$\beta i' = 53,2^\circ \quad [-] \quad (3.54)$$

Ergebnis:

Die Ergebnisse sind in der nachstehenden Tabelle zusammengefasst. Sie bestätigen, dass die Erweiterung des Mehrphasensystems der Feststoffphysik zur Ermittlung von Bodeneigenschaften stimmig ist. Die aufgezeigte geringe Differenz zwischen den errechneten und den gemessenen Winkeln könnte von Faktoren abhängig sein wie Rundungen bei der Berechnung oder einer geringen Auflockerung des Gemisches beim Abgleiten.

Berechnet	Gemessen
Neigungswinkel $\beta i = 53,9^\circ$ (3.44)	Neigungswinkel $\beta i' = 53,2^\circ$ (3.54)
Scherwinkel $si = 34,4^\circ$ (3.46)	Scherwinkel $si' = 33,8^\circ$ (3.52)
Breite $buc = 3,42 \text{ dm}$ (3.48)	Breite $buc' = 3,50 \text{ dm}$ (3.50)

Die Differenz bei den Neigungswinkeln $\beta i = 53,9^\circ$ (3.44) und $\beta i' = 53,2^\circ$ (3.54) würde bei einer Erddruckberechnung mit vorgegebener Keilhöhe $h = 5,00 \text{ m}$ bei den Keilbreiten bo und bo' folgende Abweichung bringen:

Keilbreite bo bei $h = 5,00 \text{ m}$

$$bo = h / \tan \beta i = 5,00 / 1,371 = 3,65 \text{ m} \quad (3.55)$$

Keilbreite bo' bei $h = 5,00 \text{ m}$

$$bo' = h / \tan \beta i' = 5,00 / 1,337 = 3,74 \text{ m} \quad (3.56)$$

Bei der Höhe $h = 5,00$ m differieren die Keilbreiten b_0 und b_0' um 0,09 m. Dieses Ergebnis ist selbst für die Bemessung einer Stützwand hinnehmbar!

3.3 Allgemeines zu Böden unter Wasser/Grundwasser

Böden unter Wasser entstehen, wenn das anstehende Wasser von dem Porenvolumen feuchter oder nasser Böden nicht mehr aufgenommen werden kann und der Wasserüberschuss bei fehlender sonstiger Wasserableitung im Erdreich aufsteigt. Dieser Vorgang erhöht den Wasserdruck im Boden und führt zum Bodenauftrieb nach dem archimedischen Prinzip [2: S. 148f.].

Die Experimente mit Böden unter Wasser zeigen auch, dass sich die Ermittlung der Bodenkenngrößen trockener, feuchter und nasser Böden übertragen lässt auf die Berechnung der Eigenschaften von Böden unter Wasser. Wie bereits dargestellt, füllt sich bei einem nassen Boden das Porenvolumen V_l vollständig mit Wasser. Dieser Vorgang wird in der Berechnung der Bodeneigenschaften angezeigt durch die Umbenennung des Porenvolumens V_l in V_{ln} . Bei einem feuchten Boden verhindert die Feststoffstruktur der Bodenart diese vollständige Wasseranreicherung, so dass auch hier das Porenvolumen V_l aufteilt wird in das von dem Wasser ungesetzte Porenvolumen V_{lt} und das vom Wasser besetzte Volumen V_{ln} .

Die vertikalen Kräfte des Wassers aus dem Volumen V_{ln} werden wie bei einem nassen Boden über das ‚fiktive‘ Feststoffvolumen $V_{fn} = V_{ln} \cdot p_{wg} / p_{tg_{90}}$ erfasst. Der hydrostatische Wasserdruck mit dem Volumen V_w sowie der Bodenauftrieb mit dem Volumen V_{fa} werden neu in die Berechnung der Bodeneigenschaften aufgenommen. Hierbei wirkt der Porenwasserdruck $V_{fn} = V_{ln}/3$ konträr zum hydrostatischen Wasserdruck mit dem Volumen $V_w = V_{ln}/2$. In den ‚Erdbändern‘ wird der hydrostatische Wasserdruck, der sich eher keilförmig mit der Höhe h , der Tiefe a und der Breite b ausbreitet, vereinfachend als Rechteck $A_w = h \cdot b/2$ abgebildet. Wie in dem Erdband (Abb. 59) dargestellt, heben sich die gegenläufigen Wirkungen des Wassers auf, so dass letzt-

lich das Volumen des hydrostatischen Wasserdrucks $V_{ln}/6$ verbleibt. Das Feststoffvolumen V_f – auf der Zählerseite des Bruchs – teilt sich entsprechend der Dichten p_{wg} zu $p_{tg_{90}}$ auf in das Auftriebsvolumen $V_{fa} = V_f/3$ und in das verbleibende Feststoffvolumen unter Wasser $V_{fw} = 2 \cdot V_f/3$. Somit lässt sich der Tangens des nassen Bodens unter Wasser wie folgt errechnen:

$$\tan \beta_{nw} = 2/3 \cdot V_f / (V_l + V_{fn} - V_w) = 2/3 \cdot V_f / (V_l \cdot 5/6)$$

Da in dem Kraftsystem »Boden unter Wasser« der Erddruck im Regelfall den Wasserdruck übersteigt, wird für die statische Berechnung von Bauteilen meist der Erddruck maßgebend. Auch bei nassen und feuchten Böden unter Wasser weicht das Porenwasser bei einem Last- oder Kraftauftrag aus, so dass für den Kraftabbau im Boden nur die Struktur des Bodens im trockenen Zustand zur Verfügung steht. Zu den Dichten nasser und feuchter Böden unter Wasser (p_{nw} und p_{fw}) bleibt anzumerken, dass diese weitestgehend zur Ermittlung der Winkel unter Wasser dienen. Der scheinbare Gewichtsverlust durch den Auftrieb bleibt hingegen bei der Kraftberechnung gegen eine Wand unberücksichtigt. Die gezeigten Berechnungsansätze werden durch die entsprechenden Versuchsanordnungen überprüft.

3.3.1 Berechnung der Eigenschaften nasser Böden unter Wasser

Bei dieser Berechnung der Bodeneigenschaften wird angenommen, dass der Boden durch das Wasser bereits verdichtet worden ist und somit keinen neuen Volumenverlust durch das Wasser mehr erleidet, siehe Versuch 5, S. 51.

Für die Berechnung werden folgende Werte übernommen:

Feststoff- $V_{fs} = 0,588 \text{ m}^3$	(3.1)	Poren- $V_{ls} = 0,412 \text{ m}^3$	(3.2)
Winkel $\beta_r = 55,0^\circ$	(3.4)	Dichte $p_{tg} = 1,764 \text{ t/m}^3$	(3.9)

Feststoffvolumen V_{fw} → unter Auftrieb

$$V_{fw} = 2 \cdot V_f/3 = 2 \cdot 0,588/3 = 0,392 \quad \text{m}^3 \quad (3.57)$$

Wasservolumen V_w

$$V_w = V_{ln}/2 = 0,412/2 = 0,206 \quad \text{m}^3 \quad (3.58)$$

Besetztes Porenvolumen V_{ln} → bei nassem Boden

$$V_{ln} = V_l = 0,412 \quad \text{m}^3 \quad (3.59)$$

Fiktives Feststoffvolumen V_{fn}

$$V_{fn} = V_{ln} \cdot p_{wg}/p_{tg_{90}} = 0,412 \cdot 1/3 = 0,137 \text{m}^3 \quad (3.60)$$

Bei dem nassen Boden unter Wasser wirkt der horizontale Anteil der Gewichtskraft des aufgenommenen Porenwassers mit dem fiktiven Feststoffvolumen V_{fn} konträr zum hydrostatischen Wasserdruck, dessen Volumen mit $V_{ln}/2$ angesetzt wird. In dem nachstehenden Erdhand werden die Volumina dargestellt: V_{fa} des Bodenauftriebs, V_{fw} zur Ermittlung der Bodendichte, das mit Wasser besetzte Porenvolumen V_{ln} sowie die konträren Volumina des Wassers V_w (3.58) und V_{fn} (3.60). Aus deren Anordnung lässt sich ableiten, dass der Erddruck und der Wasserdruck als ein Lastfall zu behandeln und nicht wie bisher getrennt zu ermitteln ist.

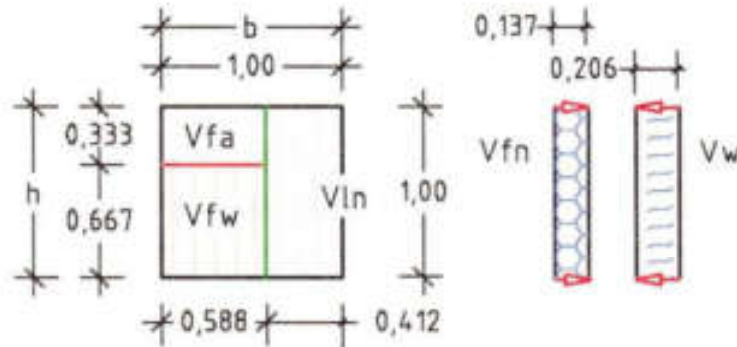


Abb. 59 zeigt die Volumina eines nassen Bodens unter Wasser mit V_{fw} (3.57), V_{fn} (3.60) und $V_{fa} = 0,333 \cdot 0,588 = 0,196 \text{m}^3$.

Neigungswinkel β_{nw}

$$\tan \beta_{nw} = V_{fw}/(V_l + V_{fn} - V_w)$$

$$\tan \beta_{nw} = 0,392/(0,412 + 0,137 - 0,206) = 1,143 \quad (3.61)$$

$$\beta_{nw} = 48,8^\circ \quad [-] \quad (3.62)$$

Scherwinkel snw

$$\tan snw = (\tan \beta_{nw})/2 = 1,143/2 = 0,571 \quad (3.63)$$

$$snw = 29,7^\circ \quad [-] \quad (3.64)$$

Nassdichte $pnwg$

$$pnwg = (V_{fw} \cdot \rho_{g_{90}} + V_{ln} \cdot \rho_{wg})/V_{f_{90}}$$

$$pnwg = (0,392 \cdot 3,0 + 0,412 \cdot 1,0)/1,0 = 1,588 \quad \text{t/m}^3 \quad (3.65)$$

Ergebnis:

Das Ergebnis ist nachstehend zusammengefasst. Durch die Normierung werden die im Erdband in Abb. 59 dargestellten Volumina umgewandelt in die Volumina des Erdwürfels der neuen Bodenart, siehe Abb. 60. Hierbei wirkt das Wasser des nassen Bodens mit dem Volumen $V_{ln}/3$ konträr zu dem Wasserdruck des Grundwassers somit auch zum dem Volumen $V_w = V_{ln}/2$. In den Ansatz zur Ermittlung des Winkels $\beta_{nw} = 48,8^\circ$ (3.62) ist das Volumen $V_{nw} = V_{ln}/3 - V_w = 0,137 - 0,206 = -0,069 \text{ dm}^3$ mit negativen Vorzeichen einzufügen (3.61). Die Nassdichte des Bodens unter Wasser beträgt $pnwg = 1,588 \text{ t/m}^3$ (3.65).

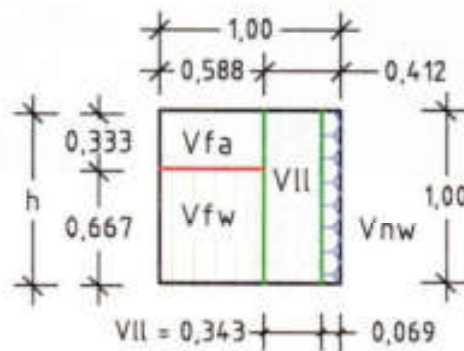


Abb. 60 zeigt die Raumteile des nassen Bodens unter Wasser nach der Normierung.

3.3.2 Ausbildung der Scherebene nasser Böden unter Wasser, Versuch 7

Das nachstehende Experiment der Versuchsreihe 7 ist angelegt, die über die Raumteile errechneten Winkel und Dichten von nassen Böden unter Wasser mit Basaltgrus und Wasser zu überprüfen.

Basaltgrus, $Gt = 30,0$ kg	Einbauhöhe $ht = 2,34$ dm
Wasser, $Gw = 22,0$ kg	Einfüllhöhe $hw = 2,28$ dm
Gemessene Höhe $hb = 2,14$ dm, siehe Abb. 46 und 48.	

Der trockene Grus 0/3 mm wurde bis zur Füllhöhe $ht = 2,34$ dm in die linke Kammer des Glaskastens eingebaut, die Oberfläche abgeglichen und danach das Wasser in die rechte Kammer behutsam eingefüllt. Da das Wasser durch die Fugen zwischen den Behälterwänden und der eingestellten Glasscheibe in den Basaltgrus einsickern konnte, wurde nach einer vierstündigen Wartezeit davon ausgegangen, dass sich alle Poren des Basaltgruses zwischenzeitlich mit Wasser angereichert haben.



Abb. 61 zeigt die Höhe $hw = 2,28$ dm des Wasserspiegels an, der sich nach Beendigung des Füllvorgangs eingestellt hat.

Nach der Wasserzugabe wurden die Höhe des Wasserspiegels $hw = 2,28$ dm und die Höhe $hb = 2,14$ dm des verdichteten nassen Basaltgruses unter Wasser gemessen und die trennende Glasscheibe gezogen. Die Wartezeit von 4 Stunden wurde gewählt, weil aus ähnlichen Versuchsanordnungen mit Basaltgrus unter Wasser bekannt war, dass sich der Grus nach der benannten Zeitspanne nicht weiter absetzte.

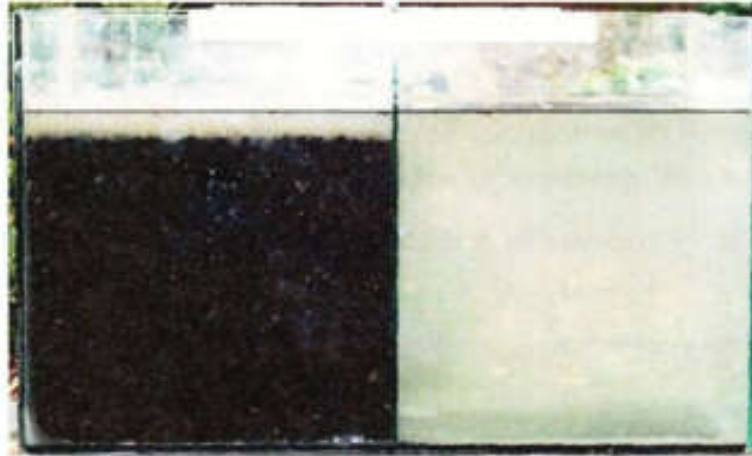


Abb. 62 zeigt die gemessene Höhe $hb = 2,14$ dm des durch das Wasser verdichteten Gruses vor dem Ziehen der Glasscheibe.

Nach dem Abgleiten des nassen Basaltgruses in die rechte Kammer wurden die Breiten $bl = 1,06$ dm und $br = 1,06$ dm gemessen und die Breite bue berechnet.

Breite bue

$$bue = h - bl - br = 4,88 - 1,06 - 1,06 = 2,76 \quad \text{dm} \quad (3.66)$$

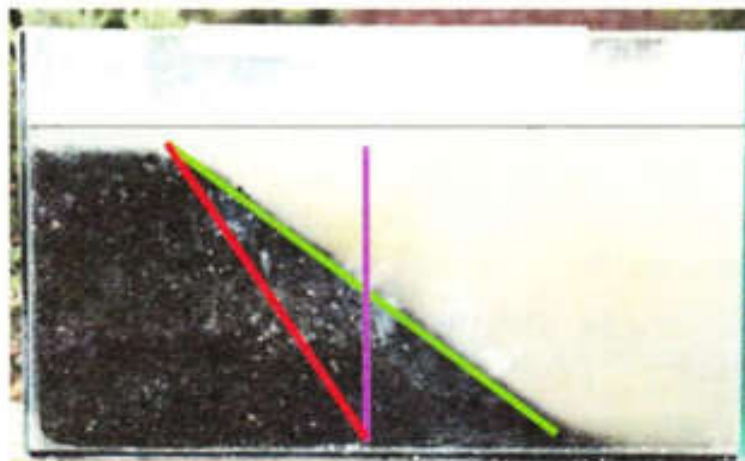


Abb. 63 zeigt die Scherebene des Basaltgruses unter Wasser.

Die Breite bue entspricht der horizontalen Ebene der geneigten Oberfläche des Basaltgruses. Sie wird in die Breite bo links der vertikalen Mittelachse und in die Breite bu rechts davon unterteilt. Bilden sich Breiten bo und bu nach dem Abgleiten des Füllmaterials ungleich aus, deutet die Differenzbreite bx auf eine Materialauflockerung hin.

Breite bo → gemessen an dem Glasbehälter

$$bo = bk_1 - bl = 2,44 - 1,06 = 1,38 \quad \text{dm} \quad (3.67)$$

Breite bu → gemessen

$$bu = bk_1 - br = 2,44 - 1,06 = 1,38 \quad \text{dm} \quad (3.68)$$

Breite bx → Auflockerungsbreite

$$bx = bo - bu = 1,06 - 1,06 = 0,00 \quad \text{dm} \quad (3.69)$$

Um die Eigenschaften des nassen Gruses unter Wasser errechnen zu können, waren zunächst die Eigenschaften des trockenen Basaltgruses zu ermitteln.

Zu errechnende Eigenschaften des trockenen Basaltgruses

Volumen Vkt → $ht = 2,34 \text{ dm}$, $Ak_1 = 7,08 \text{ dm}^2$ (3.33)

$$Vkt = ht \cdot Ak_1 = 2,34 \cdot 7,08 = 16,57 \quad \text{dm}^3 \quad (3.70)$$

Trockendichte ptg

$$ptg = Gt/Vkt = 30,0/16,57 = 1,811 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (3.71)$$

Feststoffvolumen Vf_n → Index n kann durch Winkel βt ersetzt werden.

$$Vf_n = Vf_{90} \cdot ptg/ptg_{90} = 1,0 \cdot 1,811/3,0 = 0,604 \quad \text{dm}^3 \quad (3.72)$$

Porenvolumen Vl_n

$$Vl_n = Vf_{90} - Vf_n = 1,000 - 0,604 = 0,396 \quad \text{dm}^3 \quad (3.73)$$

Neigungswinkel βt

$$\tan \beta t = Vf_n/Vl_n = 0,604/0,396 = 1,525 \quad (3.74)$$

$$\beta t = 56,7^\circ \quad [-] \quad (3.75)$$

Scherwinkel st

$$\tan st = (\tan \beta t) / 2 = 1,525 / 2 = 0,763 \quad (3.76)$$

$$st = 37,3^\circ \quad [-] \quad (3.77)$$

Feststoffvolumen $\sum Vf_{s,t} \rightarrow$ aus der Trockenmenge Vkt

$$\sum Vf_{s,t} = Vkt \cdot Vf_u / Vf_{90} = 16,57 \cdot 0,604 / 1,0 = 10,01 \text{ dm}^3 \quad (3.78)$$

Porenvolumen $\sum Vl_{s,t}$

$$\sum Vl_{s,t} = Vkt \cdot Vl_u / Vf_{90} = 16,57 \cdot 0,396 / 1,0 = 6,56 \text{ dm}^3 \quad (3.79)$$

Teilergebnis:

Eigenschaften des trockenen Basaltgruses (unverdichtet)			
Feststoffv. $Vf = 0,604 \text{ dm}^3$	(3.72)	Porenvol. $Vl = 0,396 \text{ dm}^3$	(3.73)
Volumen $Vkt = 16,57 \text{ dm}^3$	(3.70)	Dichte $\rho_{tg} = 1,811 \text{ kg/dm}^3$	(3.71)
Gesamt $\sum Vf = 10,01 \text{ dm}^3$	(3.78)	Winkel $\beta t = 56,7^\circ$	(3.75)
Gesamt $\sum Vl = 6,56 \text{ dm}^3$	(3.79)	Winkel $st = 37,3^\circ$	(3.77)

Zu errechnende Eigenschaften des nassen Basaltgruses unter Wasser

Neben den zuvor ermittelten Werten des trockenen Basaltgruses sind die Eigenschaften des nassen Gruses unter Wasser zu ermitteln über die Wassermenge von 22,0 l (gleich dem Volumen $\sum Vw = 22,0 \text{ dm}^3$), die Höhe $hw = 2,28 \text{ dm}$ des Wassers und die Höhe $hb = 2,14 \text{ dm}$ des durch das Wasser verdichteten Basaltgruses. Da die Höhe hw des Wasserspiegels vor dem Ziehen der Glasscheibe gemessen worden ist, erfolgt nun die Reduzierung der Höhe hw um den Höhenanteil, der sich aus dem Volumen Vgl der Glasscheibe ergibt, siehe Abb. 64. Die neue Höhe erhält die Bezeichnung hw' .

Volumen Vgl der Glasscheibe mit $bg = 0,04 \text{ dm}$ und der Höhe $hw = 2,28 \text{ dm}$

$$Vgl = hw \cdot a \cdot bg = 2,28 \cdot 2,90 \cdot 0,04 = 0,26 \quad \text{dm}^3 \quad (3.80)$$

Höhe hw'

$$hw' = hw - Vgl / (a \cdot b) = 2,28 - 0,26 / (2,90 \cdot 4,88)$$

$$hw' = 2,26 \quad \text{dm} \quad (3.81)$$

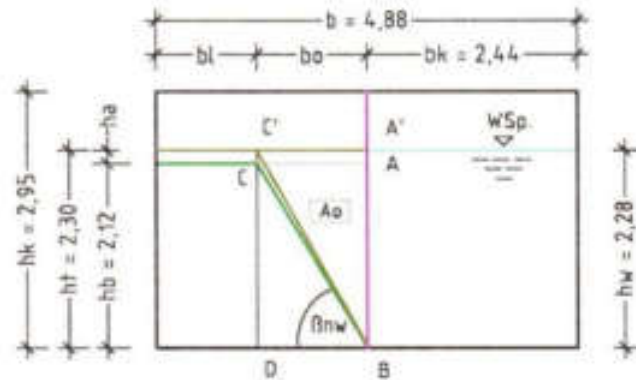


Abb. 64 zeigt die Füllhöhe des losen und des verdichteten Gruses $h_l = 2,34$ dm und $h_b = 2,14$ dm und die Höhe des Wassers $h_w = 2,28$ dm.

Die Verteilung des Wassers lässt sich wie folgt nachvollziehen:

- Linke Kammer: Das Porenwasser im verdichteten Grus mit dem Volumen V_{w_1} kann über die Höhendifferenz ($h_w' = 2,26$ dm minus $h_b = 2,14$ dm), die Tiefe $a = 2,90$ dm und das vom Wasser verdichtete Porenvolumen $\sum VI^*$ berechnet werden.
- Rechte Kammer: Das Wasservolumen V_{w_2} lässt sich ermitteln über die Breite $bk_1 = 2,44$ dm, die Höhe $h_w' = 2,26$ dm und die Tiefe $a = 2,90$ dm.

Es werden nach der Verdichtung des Gruses ermittelt:

Volumen $V_{kn} \rightarrow h_b = 2,14$ dm, $Ak_1 = 7,08$ dm² [3.33]

$$V_{kn} = h_b \cdot Ak_1 = 2,14 \cdot 7,08 = 15,15 \quad \text{dm}^3 \quad (3.82)$$

Gesamtporenvolumen $\sum VI_{i,1}^*$

$$\sum VI^* = V_{kn} - \sum V_{f_{i,1}} = 15,15 - 10,01 = 5,14 \quad \text{dm}^3 \quad (3.83)$$

Volumen $V_{w_1} \rightarrow$ Wasser in der linken Kammer

$$\begin{aligned} V_{w_1} &= (h_w' - h_b) \cdot a \cdot bk_1 + \sum VI^* \\ V_{w_1} &= (2,26 - 2,14) \cdot 2,90 \cdot 2,44 + 5,14 = 5,99 \quad \text{dm}^3 \quad (3.84) \end{aligned}$$

Volumen $V_{w_2} \rightarrow$ Wasser in der rechten Kammer

$$V_{w_2} = h_w' \cdot a \cdot bk_1 = 2,26 \cdot 2,90 \cdot 2,44 = 15,99 \quad \text{dm}^3 \quad (3.85)$$

Mit der nachstehenden Berechnung wird geprüft, ob die Füllmenge des Wassers mit 22,01 der Höhe $hw' = 2,26$ dm entspricht und wie viele Basaltporen $\sum Vln$ sich tatsächlich mit Wasser gefüllt haben.

Volumen $\sum Vln$

$$\sum Vln = Vw_1 + Vw_2 = 5,99 + 15,99 = 21,98 \quad \text{dm}^3 \quad (3.86)$$

Volumen $\sum Vlt$

$$\sum Vlt = \sum Vw - \sum Vln = 22,00 - 21,98 = 0,02 \quad \text{dm}^3 \quad (3.87)$$

Der Überhang an Porenvolumen $\sum Vlt = 0,02 \text{ dm}^3$ kann entweder auf Messungenauigkeiten hinweisen, auf eine Bodenauflockerung beim Abgleiten oder auf ein Porenvolumen Vlt , das vom Wasser nicht besetzt werden konnte. Das Volumen $\sum Vlt$ bleibt wegen der Bodenverdichtung unberücksichtigt bei der Ermittlung der Eigenschaften des nassen Basaltgruses.

Es werden berechnet:

Porenvolumen Vl^*

$$Vl^* = \sum Vl^* \cdot Vf_{90}/Vkn = 5,14 \cdot 1,0/15,15 = 0,339 \quad \text{dm}^3 \quad (3.88)$$

Feststoffvolumen Vf^*

$$Vf^* = Vf_{90} - Vl^* = 1,00 - 0,339 = 0,661 \quad \text{dm}^3 \quad (3.89)$$

Feststoffvolumen $Vfw \rightarrow$ unter Auftrieb

$$Vfw = 2 \cdot Vf^* / 3 = 2 \cdot 0,661 / 3 = 0,441 \quad \text{dm}^3 \quad (3.90)$$

Wasservolumen Vw

$$Vw = Vl^* / 2 = 0,339 / 2 = 0,170 \quad \text{dm}^3 \quad (3.91)$$

Besetztes Porenvolumen $Vln = Vl^* \rightarrow$ mit Wasser, bei nassem Boden

$$Vln = Vl^* = 0,339 \quad \text{dm}^3 \quad (3.92)$$

Fiktives Feststoffvolumen Vfn

$$Vfn = Vln \cdot pwg / ptg_{90} = 0,339 \cdot 1/3 = 0,113 \quad \text{dm}^3 \quad (3.93)$$

Nach dem Ziehen der trennenden Glasscheibe rutschte der nasse verdichtete Basaltgrus unter Wasser aus dem linken stehenden Erdkeil in

den rechten liegenden Erdkeil und bildete hierbei die Böschungsebene (C-L) aus.

Neigungswinkel β_{nw}

$$\tan \beta_{nw} = Vf_w / (Vl^* + Vf_n - Vw)$$

$$\tan \beta_{nw} = 0,441 / (0,339 + 0,113 - 0,170) = 1,564 \quad (3.94)$$

$$\beta_{nw} = 57,4^\circ \quad [-] \quad (3.95)$$

Scherwinkel s_{nw}

$$\tan s_{nw} = (\tan \beta_{nw}) / 2 = 1,564 / 2 = 0,782 \quad (3.96)$$

$$s_{nw} = 38,0^\circ \quad [-] \quad (3.97)$$

Nassdichte p_{nw}

$$p_{nw} = (Vf_w \cdot \rho_{g_{90}} + Vln \cdot p_{wg}) / Vf_{90}$$

$$p_{nw} = (0,441 \cdot 3,0 + 0,339 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,662 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (3.98)$$

Die nach der Bodenbewegung gemessenen Maße werden in der Abb. 65 dargestellt.

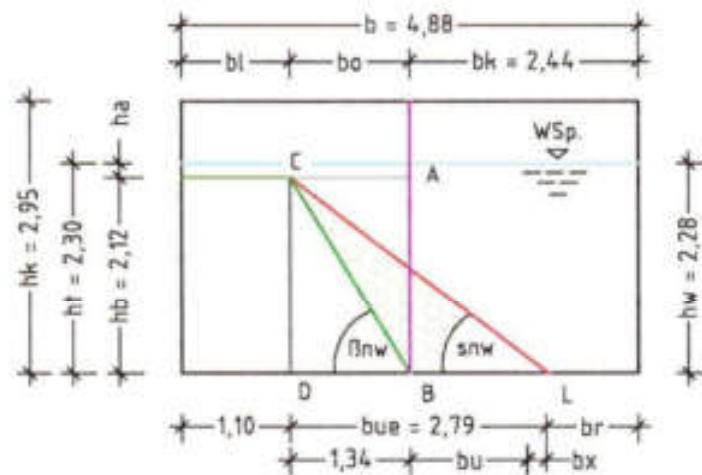


Abb. 65 zeigt den abgeglittenen Erdkeil (C-L-B) und seine Bemaßung.

Das Volumen $V_{kt} = 16,57 \text{ dm}^3$ (3.70) des trockenen Grases in Relation zum Volumen $V_{kn} = 15,15 \text{ dm}^3$ (3.82) des nassen Grases zeigt das Verdichtungsverhältnis an, welches sich durch die Zugabe des Wassers eingestellt hat.

Lagerdichte d_{Bt}

$$d_{Bt} = V_{kt}/V_{kn} = 16,57/15,15 = 1,094 \quad [-] \quad (3.99)$$

Verdichtungsfaktor λ in Vol.-%

$$\lambda = (d_{Bt} - 1,0) \cdot 100 = 9,4 \quad \text{Vol.-%} \quad (3.100)$$

Darstellung der Böschungsebene (C-L)

mit den zuvor über die Bodeneigenschaften ermittelten Breiten:

Breite bo^* → über die Höhe $hb = 2,14$ dm und den Winkel $\beta_{nw} = 57,4^\circ$ (3.95)

$$bo^* = hb / \tan \beta_{nw} = 2,14 / 1,564 = 1,37 \quad \text{dm} \quad (3.101)$$

Breite buc^*

$$buc^* = 2 \cdot bo^* = 2 \cdot 1,37 = 2,74 \quad \text{dm} \quad (3.102)$$

Breite bl^*

$$bl^* = bk_1 - bo^* = 2,44 - 1,37 = 1,07 \quad \text{dm} \quad (3.103)$$

Breite br^*

$$br^* = b - bl^* - buc^* = 4,88 - 1,07 - 2,74 = 1,07 \quad \text{dm} \quad (3.104)$$

Breite Δbue

$$\Delta bue = bue - buc^* = 2,76 - 2,74 = 0,02 \quad \text{dm} \quad (3.105)$$

Ergebnis:

Die Berechnungsergebnisse in der nachstehenden Tabelle bestätigen, dass sich der Wandel eines trockenen Bodens hin zu einem nassen »Boden unter Wasser« über die jeweiligen Bodeneigenschaften verfolgen lässt. Die geringen Abweichungen zwischen den gemessenen und ermittelten Werten sind für den Erdbau hinnehmbar.

Tabelle

Vor der Wasseraufnahme (trocken)		Nach der Wasseraufnahme (nass)	
Feststoffv. $Vf_{st} = 0,604 \text{ dm}^3$	(3.72)	Feststoffv. $Vf^* = 0,661 \text{ dm}^3$	(3.89)
Porenvol. $Vl_{st} = 0,396 \text{ dm}^3$	(3.73)	Porenvol. $Vl^* = 0,339 \text{ dm}^3$	(3.88)
Volumen $Vkt = 16,57 \text{ dm}^3$	(3.70)	Volumen $Vkn = 15,15 \text{ dm}^3$	(3.82)
Gesamt $\sum Vf_{st} = 10,01 \text{ dm}^3$	(3.78)	Gesamt $\sum Vf^* = 10,01 \text{ dm}^3$	(3.78)
Gesamt $\sum Vl_{st} = 6,56 \text{ dm}^3$	(3.79)	Gesamt $\sum Vl^* = 5,14 \text{ dm}^3$	(3.83)
Winkel $\beta_{st} = 56,7^\circ$	(3.75)	Winkel $\beta_{nw} = 57,4^\circ$	(3.95)
Winkel $\alpha_{st} = 37,3^\circ$	(3.77)	Winkel $\alpha_{nw} = 38,0^\circ$	(3.97)
Dichte $\rho_{tg} = 1,811 \text{ kg/dm}^3$	(3.71)	Dichte $\rho_{nwg} = 1,662 \text{ kg/dm}^3$	(3.98)

3.3.3 Berechnung der Eigenschaften feuchter Böden unter Wasser

Als feuchte Böden unter Wasser werden jene betrachtet, deren Feststoffstruktur eine vollständige Anreicherung der Poren mit Wasser verhindert (Gaseinschluss). Wie bereits ausgeführt ist das Porenvolumen Vl aufzuteilen in das von Wasser besetzte Porenvolumen Vln und in das von Wasser unbesetzte Porenvolumen Vlt . Während bei einem nassen Boden unter Wasser nur $1/3$ des Feststoffvolumens Vf dem Auftrieb unterliegt, erhöht sich der Auftrieb durch das mit Gas angereicherte Porenvolumen Vlt entsprechend. Wählt man die Volumina des nassen Bodens unter Wasser als Basis der weiteren Berechnung, so sind die Veränderungen infolge der Teilfüllung der Poren zusätzlich zu berücksichtigen.

Von den Änderungen infolge der Teilfüllung sind betroffen:

Auftriebsvolumen	$Vfa = (Vf + Vlt)/3$
Feststoffvolumen	$Vfw = (2 \cdot Vf - Vlt)/3$
Porenvolumen	$Vln = Vl - Vlt$ und
Fiktives Feststoffvolumen	$Vfn = Vln/6$.

Wie in den vorstehenden Berechnungsansätzen dargestellt, erhöht das von Wasser unbesetzte Porenvolumen Vlt den Auftrieb, mindert das Feststoffvolumen Vf und das besetzte Porenvolumen Vln und hebt den Ausdehnungsdrang des Porenwassers $Vfn = Vln/6$ weitestgehend auf. Für den feuchten Boden unter Wasser errechnet sich der Tangens des Neigungswinkels β_{iw} über den Ansatz:

$$\tan \beta_{iw} = Vfw / (Vl - Vfn) \quad \text{oder} \quad \tan \beta_{iw} = Vfw / (Vl - Vln/6).$$

Ergänzung der Versuchsanordnung

Um zu erkunden, wie sich der voll gesättigte Basaltgrus verhält, wenn ihm das freie Wasser entzogen wird, wurde das Wasser aus dem Glasbehälter mittels eines Schlauchs $\varnothing i = 6 \text{ mm}$ abgesaugt. Hierbei konnte festgestellt werden, dass sich die Scherebene (grün) des Basaltgruses unter Wasser in Teilbereichen die flachere Scherebene (Cyan) des feuchten Bodens über Wasser annahm, vergleiche Abb. 63 und 66.

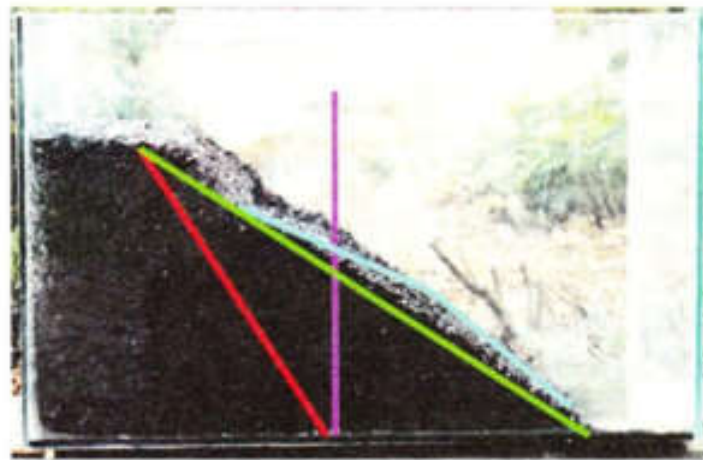


Abb. 66 zeigt die Ausbreitung des Gruses nach dem Absaugen des Wassers.

Zur weiteren Erkundung des Bodenverhaltens feuchter Böden unter Wasser werden nachstehend ein Berechnungsbeispiel und ein Experiment mit Basaltgrus unter Wasser beschrieben.

Für das Berechnungsbeispiel mit Boden werden angesetzt:

Feststoff- $V_{f_{s,s}} = 0,588 \text{ m}^3$	(3.1)	Poren- $V_{l_{s,s}} = 0,412 \text{ m}^3$	(3.2)
Winkel $\beta_r = 55,0^\circ$	(3.4)	Dichte $\rho_{tg} = 1,764 \text{ t/m}^3$	(3.9)
Porenvolumen $V_{lt} = 5,8 \text{ Vol.-%}$ vom Porenvolumen $V_{l_{s,s}}$			

Unbesetztes Porenvolumen $V_{lt} \rightarrow$ gewählt mit 5,8 Vol.-% von $V_l = 0,412 \text{ m}^3$

$$V_{lt} = V_l \cdot 0,058 = 0,412 \cdot 0,058 = 0,024 \quad \text{m}^3 \quad (3.106)$$

Besetztes Porenvolumen V_{ln}

$$V_{ln} = V_l - V_{lr} = 0,412 - 0,024 = 0,388 \quad \text{m}^3 \quad (3.107)$$

Wasservolumen V_w

$$V_w = V_{ln}/2 = 0,388/2 = 0,194 \quad \text{m}^3 \quad (3.108)$$

Fiktives Feststoffvolumen $V_{fn} = V_{ln}/2$

$$V_{fn} = V_{ln}/3 - V_{ln}/2 = 0,388/6 = 0,065 \quad \text{m}^3 \quad (3.109)$$

Volumen V_{ll}

$$V_{ll} = V_{ln} - V_{fn} = 0,388 - 0,065 = 0,323 \quad \text{m}^3 \quad (3.110)$$

Volumen des Auftriebs V_{fa}

$$V_{fa} = (V_f + V_{lr})/3 = (0,588 + 0,024)/3 = 0,204 \quad \text{m}^3 \quad (3.111)$$

Feststoffvolumen V_{fw}

$$\begin{aligned} V_{fw} &= (2 \cdot V_f/3 - V_{lr}) \\ &= (2 \cdot 0,588 - 0,024)/3 = 0,384 \quad \text{m}^3 \quad (3.112) \end{aligned}$$

Neigungswinkel β_{iw}

$$\begin{aligned} \tan \beta_{iw} &= V_{fw}/(V_l - V_{fn}) \\ &= 0,384/(0,412 - 0,065) = 1,107 \quad (3.113) \end{aligned}$$

$$\beta_{iw} = 47,9^\circ \quad [-] \quad (3.114)$$

Dichte ρ_{iwg}

$$\begin{aligned} \rho_{iwg} &= V_{fw} \cdot \rho_{f_{90}}/V_{f_{90}} + V_{ln} \cdot \rho_{wg}/V_{p_{90}} \\ \rho_{iwg} &= 0,384 \cdot 3,0/1,0 + 0,388 \cdot 1,0/1,0 = 1,540 \quad \text{t/m}^3 \quad (3.115) \end{aligned}$$

Ergebnis:

Die Volumina /Raumteile vor der Normierung werden in der Abb. 67 als Erdband mit den Erweiterungen des Erdwürfels durch die Volumina V_{ln} und V_w gezeigt und nach der Normierung als Erdwürfel in der Abb. 68.

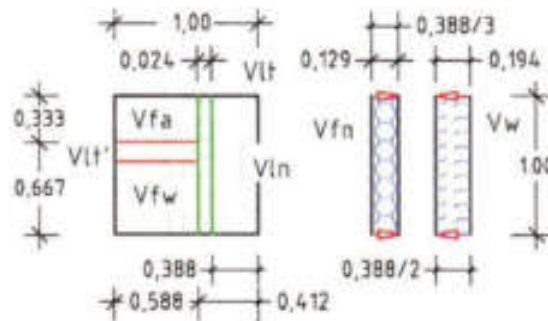


Abb. 67 zeigt den Wandel der Raumteile eines feuchten Bodens über Wasser zu einem feuchten Boden unter Wasser.

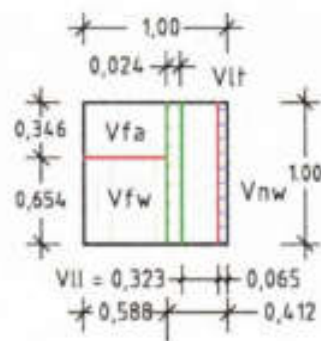


Abb. 68 zeigt die Raumteile eines feuchten Bodens unter Wasser nach der Normierung.

Die wichtigsten Eigenschaften des feuchten Basaltgruses sind nachstehend aufgeführt:

$$\text{Neigungswinkel } \beta_{iw} = 47,9^\circ \quad (3.114)$$

$$\text{Nassdichte } \rho_{iug} = 1,540 \text{ t/m}^3 \quad (3.115)$$

3.3.4 Ausbildung der Scherebene feuchter Böden unter Wasser, Versuch 8

Das Experiment gehört zur Versuchsreihe 8. Es wurde ausgeführt, um die Richtigkeit der zuvor berechneten Eigenschaften des feuchten Basaltgruses über und unter Wasser darzulegen. Um einen feuchten Basaltgrus unter Wasser zu erhalten, wurden nach der Wasserzugabe

in den Glaskasten die zunächst erforderlichen Messungen durchgeführt und nach insgesamt ca. 30 Minuten die trennende Glasscheibe gezogen. Mit diesem Vorgehen wurde erreicht, dass sich nicht alle Poren des trockenen Basaltgruses mit Wasser füllen konnten,

Die Versuchsanordnung basiert auf folgenden Werten:

Basaltgrus $G_t = 33,0$ kg	Einbauhöhe $h_t = 2,56$ dm
Wasser $G_w = 20,0$ kg	Einfüllhöhe $h_w = 2,35$ dm
Gemessene Höhe $h_b = h_w = 2,35$ dm, siehe Abb. 69.	



Abb. 69 zeigt die gleiche Füllhöhe h_b von Basaltgrus und Wasser vor dem Ziehen der Glasscheibe.

Der trockene Grus $0/3$ mm wurde bis zur Füllhöhe = 2,56 dm in die linke Kammer des Glaskastens eingebaut, die Oberfläche abgeglichen und danach in die rechte Kammer 20 Liter Wasser eingefüllt. Durch die Wasserzugabe verdichtet sich der Basaltgrus bis zu der Höhe $h_b = 2,35$ dm und der Wasserspiegel pendelte sich auf die gleiche Höhe $h_w = 2,35$ dm ein. Nach dem Ziehen der Scheibe senkte sich der Wasserspiegel um 2 mm, damit Höhe $h_w' = 2,33$ dm.

Zu errechnende Eigenschaften des trockenen Basaltgruses

Volumen $V_{kt} \rightarrow h_t = 2,56$ dm, $A_{k_1} = 7,08$ dm² (3.33)

$$V_{kt} = h_t \cdot A_{k_1} = 2,56 \cdot 7,08 = 18,12 \quad \text{dm}^3 \quad (3.116)$$

Trockendichte ptg

$$ptg = Gt/Vkt = 33,0/18,12 = 1,821 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (3.117)$$

Feststoffvolumen $Vf_n \rightarrow$ Index n kann durch Winkel $\beta t = 57^\circ$ ersetzt werden.

$$Vf_n = Vf_{90} \cdot ptg/ptg_{90} = 1,0 \cdot 1,821/3,0 = 0,607 \quad \text{dm}^3 \quad (3.118)$$

Porenvolumen VI_n

$$VI_n = Vf_{90} - Vf_n = 1,000 - 0,607 = 0,393 \quad \text{dm}^3 \quad (3.119)$$

Neigungswinkel βt

$$\tan \beta t = Vf_n/VI_n = 0,607/0,393 = 1,544 \quad (3.120)$$

$$\beta t = 57,0^\circ \quad [-] \quad (3.121)$$

Scherwinkel st

$$\tan st = (\tan \beta t)/2 = 1,544/2 = 0,772 \quad (3.122)$$

$$st = 37,7^\circ \quad [-] \quad (3.123)$$

Die Trockenmasse im Glaskasten mit dem Volumen Vkt setzt sich zusammen aus dem Feststoffvolumen $\sum Vf_{57}$ und dem Porenvolumen $\sum VI_{57}$.

Feststoffvolumen $\sum Vf_{57}$

$$\begin{aligned} \sum Vf_{57} &= Vkt \cdot Vf_n/Vf_{90} \\ &= 18,12 \cdot 0,607/1,0 = 11,0 \quad \text{dm}^3 \end{aligned} \quad (3.124)$$

Porenvolumen $\sum VI_{57}$

$$\begin{aligned} \sum VI_{57} &= Vkt \cdot VI_n/VI_{90} \\ &= 18,12 \cdot 0,393/1,0 = 7,12 \quad \text{dm}^3 \end{aligned} \quad (3.125)$$

Teilergebnis:

Eigenschaften des trockenen Basaltgruses			
Feststoff- $Vf = 0,607 \text{ dm}^3$	(3.118)	Volumen $Vkt = 18,12 \text{ dm}^3$	(3.116)
Poren- $VI = 0,393 \text{ dm}^3$	(3.119)	Dichte $ptg = 1,821 \text{ kg/dm}^3$	(3.117)
Gesamt $\sum Vf = 11,00 \text{ dm}^3$	(3.124)	Winkel $\beta t = 57,0^\circ$	(3.121)
Gesamt $\sum VI = 7,12 \text{ dm}^3$	(3.125)	Winkel $st = 37,7^\circ$	(3.123)

Zu errechnende Eigenschaften des feuchten, verdichteten Basaltgruses

Vorab zu ermitteln ist die Absenkung des Wasserspiegels durch das Ziehen der trennenden Glasscheibe.

Volumen V_g der Glasscheibe mit $bg = 0,04$ dm und Höhe $hw = 2,35$ dm

$$V_g = hw \cdot a \cdot bg = 2,35 \cdot 2,90 \cdot 0,04 = 0,27 \quad \text{dm}^3 \quad (3.126)$$

Höhe hw'

$$\begin{aligned} hw' &= hw - V_g / (a \cdot b) \\ &= 2,35 - 0,27 / (2,90 \cdot 4,88) = 2,33 \quad \text{dm} \quad (3.127) \end{aligned}$$

Für den verdichteten Basaltgrus unter Wasser bleibt die Höhe $hb = 2,35$ dm, während sich die Höhe des ursprünglichen Wasserspiegels hw um die Höhe $h_{oo} = 0,02$ dm auf die Höhe $hw' = 2,33$ dm reduziert. Zudem wird angenommen, dass durch die Kapillarwirkung sich das Wasser in dem gesamten Porenvolumen $\sum VT^*$ somit auch oberhalb des Wasserspiegels ausbreiten wird.

Volumen $\sum Vkn \rightarrow hb = 2,35$ dm, $Ak_1 = 7,08$ dm² (3.33)

$$\sum Vkn = hb \cdot Ak_1 = 2,35 \cdot 7,08 = 16,64 \quad \text{dm}^3 \quad (3.128)$$

Gesamtporenvolumen $\sum VT_{57}^* \rightarrow$ nach der Verdichtung des Gruses

$$\begin{aligned} \sum VT^* &= Vw_1 = Vkn - \sum Vf \\ &= 16,64 - 11,00 = 5,64 \quad \text{dm}^3 \quad (3.129) \end{aligned}$$

Die Verteilung des Wassers lässt sich in der linken Kammer über das Volumen $\sum VT^*$ des verdichteten Gruses nachvollziehen und in der rechten Kammer über die Grundfläche $Ak_1 = 7,08$ dm² (3.33) und die Höhe des Wasserspiegels hw' .

Volumen Vw_2

$$Vw_2 = hw' \cdot Ak_1 = 2,33 \cdot 7,08 = 16,50 \quad \text{dm}^3 \quad (3.130)$$

Nachstehend wird ermittelt, ob die Füllmenge des Wassers der gemessenen Höhe $hw' = 2,33$ dm entspricht und wie viel Basaltporen $\sum Vln$ sich tatsächlich mit Wasser gefüllt haben.

Volumen $\sum Vln$

$$\sum Vln = \sum VI^* + Vw_2 = 5,64 + 16,50 = 22,14 \quad \text{dm}^3 \quad (3.131)$$

Volumen $\sum Vlt \rightarrow$ Wasserzugabe $Gw = 20,00$ kg

$$\sum Vlt = \sum Vw - \sum Vln = 20,00 - 22,14 = -2,14 \quad \text{dm}^3 \quad (3.132)$$

Zur vollständigen Porenfüllung fehlen $2,14$ dm³ Wasser, d. h. der Basaltgrus kann als feucht eingestuft und die Bodeneigenschaften mit den vorstehenden Werten ermittelt werden.

Porenvolumen $VI^* \rightarrow$ mit $Vp_{90} = 1,00$ m³ bzw. $Vf_{90} = 1,00$ m³

$$VI^* = \sum VI^* \cdot Vp_{90}/Vkn = 5,64/16,64 = 0,339 \quad \text{dm}^3 \quad (3.133)$$

Feststoffvolumen Vf^*

$$Vf^* = Vf_{90} - VI^* = 1,000 - 0,339 = 0,661 \quad \text{dm}^3 \quad (3.134)$$

Porenvolumen $Vlt \rightarrow$ ohne Wasser

$$Vlt = \sum Vlt \cdot Vp_{90}/Vkn = 2,14/16,64 = 0,129 \quad \text{dm}^3 \quad (3.135)$$

Besetztes Porenvolumen $Vln = VI^* - Vlt \rightarrow$ beim feuchtem Boden

$$Vln = VI^* - Vlt = 0,339 - 0,129 = 0,210 \quad \text{dm}^3 \quad (3.136)$$

Feststoffvolumen $Vfa \rightarrow$ unter Auftrieb

$$Vfa = (Vf^* + Vlt)/3 = (0,661 + 0,129)/3 = 0,263 \quad \text{dm}^3 \quad (3.137)$$

Feststoffvolumen $Vfw \rightarrow$ beim feuchten Boden unter Auftrieb

$$Vfw = (2 \cdot Vf^* - Vlt)/3$$

$$Vfw = (2 \cdot 0,661 - 0,129)/3 = 0,398 \quad \text{dm}^3 \quad (3.138)$$

Wasservolumen $Vw \rightarrow Vln/2$

$$Vw = Vln/2 = 0,210/2 = 0,105 \quad \text{dm}^3 \quad (3.139)$$

Fiktives Feststoffvolumen Vfn

$$Vfn = Vln \cdot p_{wg}/p_{tg_{90}} - Vln/2$$

$$Vfn = 0,210 \cdot 1/3 - 0,210/2 = -0,035 \quad \text{dm}^3 \quad (3.140)$$

Neigungswinkel β_{iw} → feuchter Grus

$$\tan \beta_{iw} = V_{fw} / (V_l' - V_{fn})$$

$$\tan \beta_{iw} = 0,398 / (0,339 - 0,035) = 1,309 \quad (3.141)$$

$$\beta_{iw} = 52,6^\circ \quad [-] \quad (3.142)$$

Scherwinkel s_{iw}

$$\tan s_{iw} = (\tan \beta_{iw}) / 2 = 1,309 / 2 = 0,655 \quad (3.143)$$

$$s_{iw} = 33,2^\circ \quad [-] \quad (3.144)$$

Neigungswinkel β_{nw} → nasser, verdichteter Grus

$$\tan \beta_{nw} = 2/3 \cdot V_f / (V_l \cdot 5/6)$$

$$\tan \beta_{nw} = (2/3 \cdot 0,661) / (0,339 \cdot 5/6) = 1,560 \quad (3.145)$$

$$\beta_{nw} = 57,3^\circ \quad [-] \quad (3.146)$$

Scherwinkel s_{nw} → nasser, verdichteter Grus

$$\tan s_{nw} = (\tan \beta_{nw}) / 2 = 1,560 / 2 = 0,780 \quad (3.147)$$

$$s_{nw} = 38,0^\circ \quad [-] \quad (3.148)$$

Feuchtdichte ρ_{iwg}

$$\rho_{iwg} = V_{fw} \cdot \rho_{g_{90}} / V_{f_{90}} + \rho_w$$

$$\rho_{iwg} = 0,398 \cdot 3,0 / 1,0 + 0,210 = 1,404 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (3.149)$$

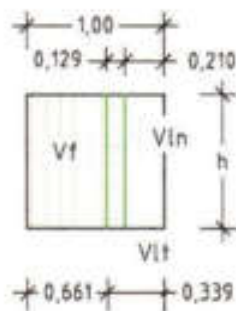


Abb. 70 zeigt den Erdwürfel eines feuchten Bodens über Wasser.

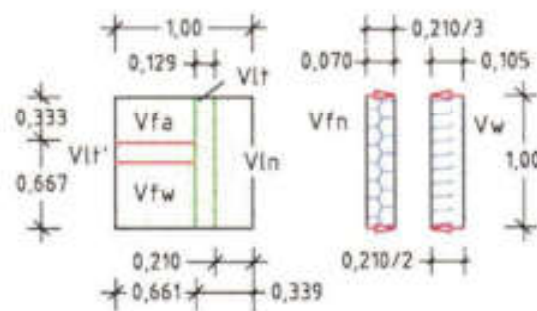


Abb. 71 zeigt das Erdband eines feuchten Bodens unter Wasser.

Das Volumen $V_{kt} = 18,12 \text{ dm}^3$ (3.116) des trockenen Gruses in Relation gesetzt zum Volumen $V_{kn} = 16,64 \text{ dm}^3$ (3.128) des feuchten verdichteten Gruses zeigt das Verdichtungsverhältnis an, welches die Wasserzugabe bewirkt hat.

Lagerdichte d_{Bt}

$$d_{Bt} = V_{kt}/V_{kn} = 18,12/16,64 = 1,089 \quad [-] \quad (3.150)$$

Verdichtungsgrad λ

$$\lambda = (d_{Bt} - 1,0) \cdot 100 = 8,9 \quad \text{Vol.-%} \quad (3.151)$$

Auch hier sind die geringen Abweichungen zwischen den gemessenen und berechneten Bodenwerten hinnehmbar, siehe Teilergebnisse in der Tabelle:

Vor der Wasseraufnahme (trocken)	Nach der Wasseraufnahme (feucht)
Feststoffv. $V_{fs,t} = 0,607 \text{ dm}^3$ (3.118)	Feststoffv. $V_{fs}^* = 0,661 \text{ dm}^3$ (3.134)
Volumen $V_{kt} = 18,12 \text{ dm}^3$ (3.116)	Volumen $V_{kn} = 16,64 \text{ dm}^3$ (3.128)
Gesamt $\sum V_{l,t} = 7,12 \text{ dm}^3$ (3.125)	Gesamt $\sum V_{l}^* = 5,64 \text{ dm}^3$ (3.129)
Winkel $\beta_{t,t} = 57,0^\circ$ (3.121)	Winkel $\beta_{iw} = 52,6^\circ$ (3.142)
Winkel $\sigma_{t,t} = 37,7^\circ$ (3.123)	Winkel $\sigma_{iw} = 33,2^\circ$ (3.144)
Dichte $\rho_{tg} = 1,821 \text{ kg/dm}^3$ (3.117)	Winkel $\beta_{nw} = 57,3^\circ$ (3.146)
Verdichtung $\lambda = 8,9 \text{ Vol.-%}$ (3.152)	Dichte $\rho_{iug} = 1,404 \text{ kg/dm}^3$ (3.149)

Darstellung der gemessenen Böschungsebene (C-L)

Nach dem Abgleiten des Basaltgruses wurde die Böschungsebene gemessen (Abb. 72) und die Maße in die Abb. 73 übertragen. Gemessen wurden: in der Höhe $hb = 2,35 \text{ dm}$ die Breite $bl = 0,38 \text{ dm}$, in der Behältermitte die Höhe $h_{mu} = 0,99 \text{ dm}$, im Abstand der Breite $bru = 0,45 \text{ dm}$ von der rechten Behälterwand die Höhe $h_{ri} = 0,31 \text{ dm}$ und an der Behälterwand die Höhe $hs = 0,20 \text{ dm}$. Da die Breiten bl und bru ungleich sind, wäre zu prüfen, ob sich der Basaltgrus beim Abgleiten aufgelockert hat. Bei einer Auflockerung würde sich das Gesamtvolumen $V_{kn} = 16,64 \text{ dm}^3$ (3.128) des Bodens vergrößern und sich ungleiche Volumina links und rechts der Achse ausbilden. Zum besseren Erkennen sind in den gezeigten Fotos einige Ebenen farbig nachgezogen. Infolge der Pixelabstände können geringfügig Abwei-

chungen zu den realen Ebenen entstehen, welche die Auswertung der Experimente aber nicht beeinflussen.

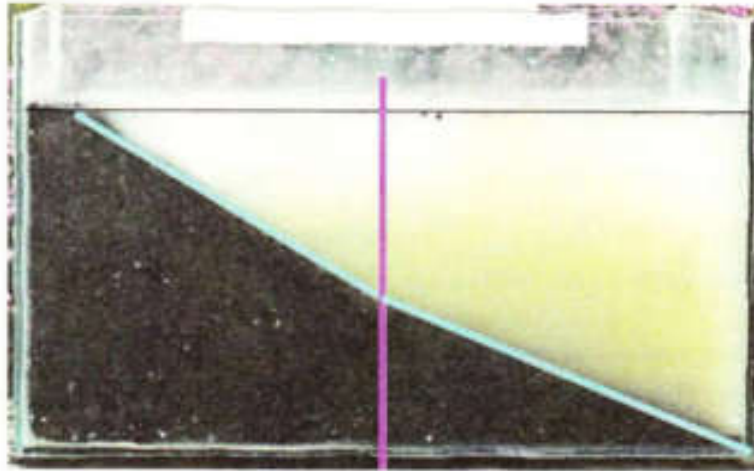


Abb. 72 zeigt die Scherebene nach dem Ziehen der Glasscheibe.

Vorab ist über das Gesamtvolumen $V_{kn} = 16,64 \text{ dm}^3$ [3.128] zu prüfen, ob sich der Basaltgrus beim Abgleiten aufgelockert hat. Eine Auflockerung hat stattgefunden, wenn das Volumen des abgeglittenen Bodens rechts der Achse ungleich ist zu dem Volumen des aufgestauten Bodens links der Achse.

Fläche $A_{kn}' \rightarrow V_{kn} = 16,64 \text{ dm}^3$ [3.128]

$$A_{kn}' = V_{kn}/a = 16,64/2,90 = 5,74 \quad \text{dm}^2 \quad [3.152]$$

Linke Fläche A_{kn}''

$$A_{kn}'' = bl \cdot hb + (bk_1 - bl) \cdot (hb + hmu)/2$$

$$A_{kn}'' = 0,38 \cdot 2,35 + (2,44 - 0,38) \cdot (2,35 + 0,99)/2$$

$$A_{kn}'' = 0,89 + 3,44 = 4,33 \quad \text{dm}^2 \quad [3.153]$$

In die rechte Kammer sind danach abgeglitten:

$$A_{knl} = A_{kn}' - A_{kn}'' = 5,74 - 4,33 = 1,41 \quad \text{dm}^2 \quad [3.154]$$

Rechte Fläche A_{knr}

$$A_{knr} = (bk_1 - bru) \cdot (hmu + hru) + bro \cdot (hru + hs) / 2$$

$$A_{knr} = (2,44 - 0,45) \cdot (0,99 + 0,31) / 2 \dots$$

$$\dots + 0,45 \cdot (0,31 + 0,20) / 2 = 1,40 \quad \text{dm}^2 \quad (3.155)$$

Bei der Fläche $A_{knl} = 1,41 \text{ dm}^2$ (3.154) lässt sich nicht klären, ob die gemessene Breite bl die Abrisskante des Basaltgruses anzeigt oder die Breite eine geringe Materialmenge einschließt, die wegen fehlender Horizontalkräfte in der Fläche der Kraft Nv nicht abgleiten konnte, siehe hierzu Abb. 15 (oben links) und Abb. 28 (Fläche der Kraft Nv).

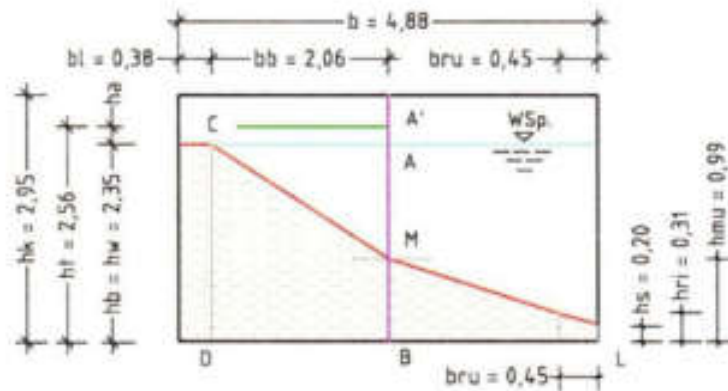


Abb. 73 zeigt die gemessenen Höhen und Breiten der Scherebene.

Über die Breite $bb = bk_1 - bl = 2,44 - 0,38 = 2,06 \text{ dm}$ und die Höhe $hmo = 1,36 \text{ dm}$ können der Scherwinkel siw^* und mit dem Winkel die weiteren Abmessungen ermittelt werden.

Scherwinkel siw^* → feuchter Grus, über die gemessene Höhe und Breite

$$\tan siw^* = hmo / bb = 1,36 / 2,06 = 0,660 \quad (3.156)$$

$$siw^* = 33,4^\circ \quad [-] \quad (3.157)$$

Neigungswinkel βiw^*

$$\tan \beta iw^* = 2 \cdot \tan siw^* = 2 \cdot 0,660 = 1,320 \quad (3.158)$$

$$\beta iw^* = 52,9^\circ \quad [-] \quad (3.159)$$

Mit den nachstehenden Abmessungen lässt sich das Bodenverhalten beim Abgleiten des Bodens aus dem stehenden in den liegenden Erdkeil ergründen.

Breite bue

$$bue = hb / \tan siw^* = 2,35 / 0,660 = 3,56 \quad \text{dm} \quad (3.160)$$

Breite bo

$$bo = hp / \tan \beta iw^* = 2,35 / 1,320 = 1,78 \quad \text{dm} \quad (3.161)$$

Breite bx

$$bx = bb - bo = 2,06 - 1,78 = 0,28 \quad \text{dm} \quad (3.162)$$

Breite bou

$$bou = bo - bx = 1,78 - 0,28 = 1,50 \quad \text{dm} \quad (3.163)$$

Breite bu

$$bu = hmu / \tan siw^* = 0,99 / 0,660 = 1,50 \quad \text{dm} \quad (3.164)$$

Breite br

$$br = b - bl - bue = 4,88 - 0,38 - 3,56 = 0,94 \quad \text{dm} \quad (3.165)$$

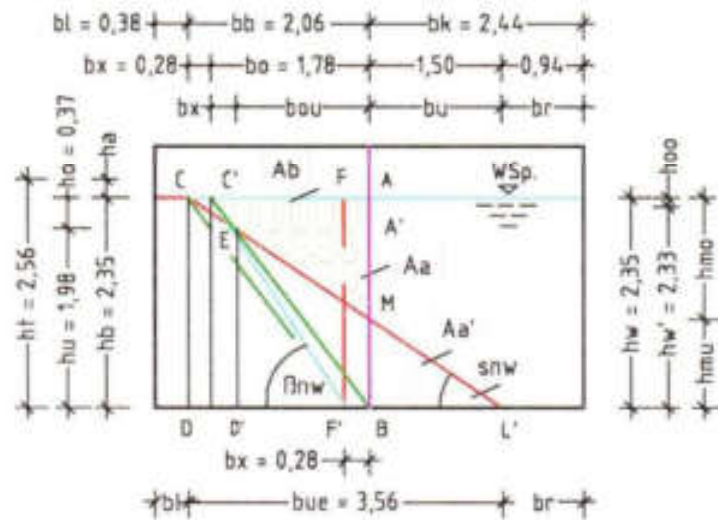


Abb. 74 zeigt in der Fläche Ab das unbesetzte Porenvolumen $Aknl$ und den hierdurch ausgelösten Versatz der Neigungsebene um die Breite bx .

$\beta_{iw} = 52,6^\circ$ (3.142) mit $\tan \beta_{iw} = 1,309$ sowie $siw = 33,2^\circ$ (3.144) mit $\tan siw = 0,655$ (3.143) ermittelt.

Höhe ho^* \rightarrow Volumen $Vlt = 0,129 \text{ dm}^3$ (3.135)

$$ho^* = hb \cdot Vlt / Vf_{90} = 2,35 \cdot 0,129 / 1,00 = 0,30 \quad \text{dm} \quad (3.171)$$

Höhe hu^*

$$hu^* = hb - ho^* = 2,35 - 0,30 = 2,05 \quad \text{dm} \quad (3.172)$$

Breite bo^*

$$bo^* = hb / \tan \beta_{iw} = 2,35 / 1,309 = 1,80 \quad \text{dm} \quad (3.173)$$

Breite bx^*

$$bx^* = ho^* / \tan \beta_{iw} = 0,30 / 1,309 = 0,23 \quad \text{dm} \quad (3.174)$$

Breite bb^*

$$bb^* = bo^* + bx^* = 1,80 + 0,23 = 2,03 \quad \text{dm} \quad (3.175)$$

Breite bl^*

$$bl^* = bk_1 - bb^* = 2,44 - 2,03 = 0,41 \quad \text{dm} \quad (3.176)$$

Breite buc^*

$$buc^* = hb / \tan siw = 2,35 / 0,655 = 3,59 \quad \text{dm} \quad (3.177)$$

Breite bou^*

$$bou^* = bo^* - bx^* = 1,80 - 0,23 = 1,57 \quad \text{dm} \quad (3.178)$$

Breite bu^*

$$bu^* = buc^* - bo^* = 3,59 - 2,03 = 1,56 \quad \text{dm} \quad (3.179)$$

Breite br^*

$$br^* = bk_1 - bu^* = 2,44 - 1,56 = 0,88 \quad \text{dm} \quad (3.180)$$

Höhe hmo^*

$$hmo^* = bb^* \cdot \tan siw = 2,03 \cdot 0,665 = 1,35 \quad \text{dm} \quad (3.181)$$

Höhe hmu^*

$$hmu^* = hb - hmo^* = 2,35 - 1,35 = 1,00 \quad \text{dm} \quad (3.182)$$

Fläche Ac^*

$$Ac^* = bb^* \cdot hmo^* / 2 = 2,03 \cdot 1,35 / 2 = 1,37 \quad \text{dm}^2 \quad (3.183)$$

Fläche Aa^*

$$Aa^* = bu^* \cdot (hp - hmo^*)/2$$

$$Aa^* = 1,56 \cdot (2,35 - 1,35)/2 = 0,78 \quad \text{dm}^2 \quad (3.184)$$

Fläche Ab^*

$$Ab^* = Ac - Aa^* = 1,37 - 0,78 = 0,59 \quad \text{dm}^2 \quad (3.185)$$

Ergebnis:

Die gemessenen und errechneten Abmessungen des feuchten Basaltgruses unter Wasser werden nachstehend als Tabelle zusammengefasst. Die Aufstellung ist unterteilt in die Maße, die an dem Erdkörper messbar sind, und in jene, die benötigt wurden, um den Umbau der Bodeneigenschaften von einem trockenen in einen feuchten Boden unter Wasser verfolgen zu können.

Auflistung der Ergebnisse:

Maße am Glaskasten gemessen		Maße errechnet	
Breite $bl = 0,39 \text{ dm}$		Breite $bl^* = 0,41 \text{ dm}$	(3.176)
Breite $bo = 1,78 \text{ dm}$	(3.161)	Breite $bo^* = 1,80 \text{ dm}$	(3.173)
Höhe $hmo = 1,36 \text{ dm}$		Höhe $hmo^* = 1,35 \text{ dm}$	(3.181)
Maße innerhalb des Erdkörpers		Maße innerhalb des Erdkörpers	
Höhe $ho = 0,37 \text{ dm}$	(3.166)	Höhe $ho^* = 0,30 \text{ dm}$	(3.171)
Breite $bx = 0,28 \text{ dm}$	(3.162)	Breite $bx^* = 0,23 \text{ dm}$	(3.174)
Breite $bb = 2,05 \text{ dm}$		Breite $bb^* = 2,03 \text{ dm}$	(3.175)
Breite $buc = 3,56 \text{ dm}$	(3.160)	Breite $buc^* = 3,59 \text{ dm}$	(3.177)
Breite $bou = 1,50 \text{ dm}$	(3.163)	Breite $bou^* = 1,57 \text{ dm}$	(3.178)
Breite $bu = 1,50 \text{ dm}$	(3.164)	Breite $bu^* = 1,56 \text{ dm}$	(3.179)
Breite $br = 0,94 \text{ dm}$	(3.165)	Breite $br^* = 0,88 \text{ dm}$	(3.180)
Fläche $Ac = 1,40 \text{ dm}^2$	(3.168)	Fläche $Ac^* = 1,37 \text{ dm}^2$	(3.183)
Fläche $Aa = 0,74 \text{ dm}^2$	(3.169)	Fläche $Aa^* = 0,78 \text{ dm}^2$	(3.184)
Fläche $Ab = 0,66 \text{ dm}^2$	(3.170)	Fläche $Ab^* = 0,59 \text{ dm}^2$	(3.185)

Bei den letztgenannten Maßen zeigen sich geringe Differenzen zwischen den experimentellen Werten und denen, die über die Volumina des Basaltgruses errechnet worden sind. Die Abweichungen lassen sich möglicherweise begründen mit der Vorgehensweise, einen trockenen Grus ohne vorhergehende Mischung über die bloße Wasserzugabe in einem feuchten Boden umwandeln zu wollen. Die geringen Ungenau-

igkeiten bei den Berechnungen wären ggf. auch bei einer vorhergehenden Mischung von Grus und Wasser aufgetreten, weil durch das Einfüllen des Wassers in die rechte Kammer eine weitere Wasseranreicherung des feuchten Basaltgruses möglich war. Letztlich zeigt auch dieses Experiment, dass sich das Verhalten eines feuchten Bodens unter Wasser über seine Raumeile und Dichten ermitteln lässt.

3.4 Bodenkenngrößen in tabellarischer Zusammenfassung (Anlagen)

Um den zuvor geschilderten Wandel der Bodenkenngrößen trockener, nasser und nasser Boden unter Wasser besser verfolgen zu können, wurde die Tabelle »Raum- und Gewichtsteile von Böden« erstellt, siehe Anlagen 1–3, S. 361ff. Die Berechnungsergebnisse für den Bodens mit dem Neigungswinkel $\beta t = 45^\circ$ sind darin rot markiert.

Spalte 1 der Tabelle 1 beinhaltet die unterschiedlichen Bodenarten mit der herkömmlichen Bezeichnung, wobei unterhalb der Bodenbezeichnung »Löß, wässrig« mehrfach »Urstaub unter Wasser« aufgeführt wurde. Die Mehrfachnennung wird genutzt, um dem Boden-Wasser-Gemisch unterschiedliche Feststoffanteile V_f zuzuordnen zu können.

Spalte 2: In ihr sind den Bodenarten die Neigungswinkel βt zugeordnet.

Spalte 3: Hier steht der Tangens des Neigungswinkels βt .

Spalten 4 und 5: Sie beinhalten die Scherwinkel st und den jeweiligen Tangens.

Spalten 6 und 7: Sie zeigen die Höhe und Breite des Erdwürfels unter Berücksichtigung der Berechnungstiefe $a = 1,00$ m.

Spalte 8: Hier ist die Breite Δb eingefügt, über welche mit der Berechnungstiefe $a = 1,00$ m die Volumenmehrung ΔV errechnet wird (Spalte 10).

Spalte 9: Das Anfangsvolumen $V_0 = 1,00$ m³ plus Volumen ΔV ergibt das Gesamtvolumen V_p (Spalte 11).

Spalten 12 und 13: Sie beinhalten die Feststoff- und Porenvolumina (V_f und V_l), der jeweiligen Bodenarten.

Spalten 14 bis 18: In ihnen sind die Gewichtsteile der Böden und darüber ihre Berechnungsansätze aufgeführt.

Spalten 19 bis 24: Hier sind den Bodenarten die Winkel nasser Böden und nasser Böden unter Wasser zugeordnet.

Spalte 25: Sie beinhaltet die Fallbeschleunigung g .

In den weiteren Tabellen, Anlage 2.1 und 2.2 sind die zul. Bodenpressungen σ_{Dmax} trockener und nasser Böden erfasst und ein Vergleich der Ergebnisse durchgeführt. In den Anlagen 3.1 und 3.2 sind die Erdkräfte trockener und nassen Bodenarten hinter einer 10,0 m hohen Wand ermittelt und im Erdkeil die Lagen der Kräfte über ihre Breiten und Höhen dargestellt. Hierbei ist zu ersehen, dass selbst die hydrostatische Wasserdruckkraft über das gleiche Berechnungssystem ermittelt werden kann. Angesetzt hierzu sind der Neigungswinkel $n = \beta w = 0,6^\circ$, die Dichte $\rho_{wg} = 1,00 \text{ t/m}^3$ und die Schwerkraft g .

In der nachstehenden Grafik werden die ermittelten Einzelwerte der trockenen und nassen Böden, sowie deren Erddruckkräfte mit ihren Angriffshöhen gegenüber gestellt. Die Berechnungs- und Wandhöhe $h = 10,00 \text{ m}$ entspricht hierbei der Höhe der Ordinatenachse. Auf der Abszissenachse sind die Erddruckkräfte der unterschiedlichen Bodenarten aufgetragen. Zur Darstellung des Höhen-/Kraftverhältnisses wurde der Maßstab 1 : 50 gewählt.

Für die trockenen Böden werden mit aufsteigendem Neigungswinkel βt die Erddruckkräfte H_f als rote Linien und in absoluten Zahlen dargestellt. Der Linienabstand zur Basisebene zeigt die jeweilige Angriffshöhe h_v der Erddruckkraft H_f gegen die fiktive Wand/ Ordinatenachse an. Die Verbindung der Kraftansätze lässt die grüne Kurve entstehen. An der rechten Ordinatenachse sind die Neigungswinkel βn der gleichen Bodenarten jedoch im nassen Zustand und die Angriffshöhen h_v der Erddruckkräfte in Schwarz aufgetragen. Die Erddruckkräfte H_f selbst sind auf die linke Ordinatenachse ausgerichtet. Die Verbindung der Kraftansätze lässt die Cyan-Kurve entstehen.

Der Einfluss des Porenwassers auf die Kraftentwicklung wird deutlich durch den Abstand der roten Kurve zu der Kurve in Cyan.

Bodenarten und Winkel — Hf-Kräfte u. ihre Angriffshöhen —

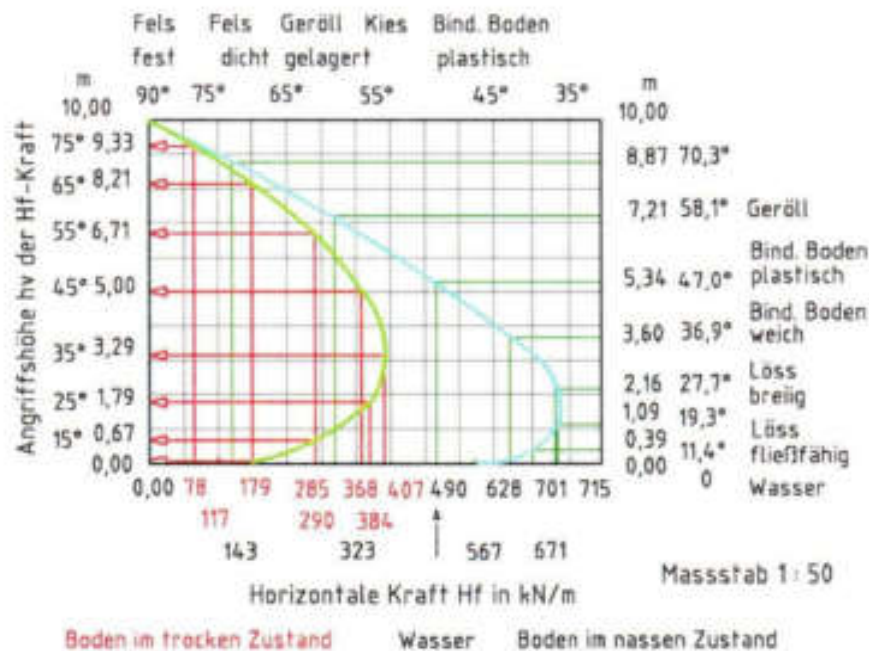


Abb. 76 zeigt bei einer Wandhöhe $h = 10,0\text{ m}$ die Erddruckkräfte gleicher Bodenarten im trockenen Zustand (rot) und im nassen Zustand (Cyan).

3.5 Mehrphasensystem der Festkörperphysik

Derzeit wird das Mehrphasensystem der Festkörperphysik mit dem Feststoffvolumen V_f (feste Phase), dem Porenvolumen V_l (gasförmige Phase) und dem Wasservolumen V_n (flüssige Phase) lediglich dazu genutzt, um die Volumina einer Bodenart grafisch darzustellen.

Die in diesem Werk vorgestellte Erweiterung des Mehrphasensystems ermöglicht es die Dichten, Winkel und die Tragfähigkeit von Böden im trockenen, feuchten oder nassen Zustand sowie von Böden unter Wasser zu berechnen. Die Neuerungen machen die Verwendung empirischer Werte ebenso überflüssig wie die Unterteilung der Bodenarten in «bindige und nichtbindige Böden» oder die Benennung der

Böden nach den Atterberg'schen Zustandsgrenzen (flüssig, plastisch, halbfest und fest).

Die Erweiterung des Mehrphasensystems gründet sich auf die Felsdichte $\rho_{tq_{90}} = 3,00 \text{ t/m}^3$ eines idealisierten porenlosen Basaltgesteins und auf seine Reibungszahl $\mu = \tan \beta t = 100$. Über diese Basiswerte und den entsprechenden Proportionalitätsfaktoren lassen sich die Kennwerte aller Bodenarten errechnen. Letztlich konnte ein Ordnungssystem aufgebaut werden, in das sich alle Bodenarten vom angewitterten Felsgestein bis hin zum Urstaub stufenlos über den Neigungswinkel von $\beta = 89,4^\circ$ bis $0,6^\circ$ einfügen lassen. Die Vielzahl der durchgeführten Versuchsanordnungen im Glaskasten mit feuchten (teilgesättigten) und nassen Böden (vollgesättigten) und mit Böden unter Wasser haben zudem erkennen lassen, dass:

- sich das Bodenvolumen reduziert, wenn trockener Boden lose in einen Behälter eingefüllt und Wasser zugegeben wird;
- das Bodenvolumen konstant bleibt, wenn ein durch Wasser verdichteter trockener Boden wieder getrocknet und danach abermals unter Wasser gesetzt wird, d.h. Böden in freier Natur, die wiederholt dem Grundwasser ausgesetzt sind, ihr Volumen nicht mehr reduzieren;
- das Bodenverhalten berechenbar ist und ein nasser Boden unter Wasser geringere Horizontalkräfte aufbaut als ein feuchter Boden unter Wasser;
- ein Boden, der auf einer geneigten Felsschicht lagert, seinen Scherwinkel beim Abgleiten der Erdmasse auf eine horizontale Ebene nicht wandelt. Ist jedoch der vertikale Kraftabbau im Boden bis zum Erreichen der geneigten Felsschicht nicht vollständig abgeschlossen, wandeln sich die restlichen vertikalen Kräfte in horizontale Kräfte um;
- die Scherebene und die Neigungsebene ausbilden stets eine Gerade und keine konvexe Krümmung aus, wie die Lehre diese mit dem Bild P05.60 darstellt [1: S. P.11];
- der Scherwinkel st zum Neigungswinkel βt eines Bodens in einem direkten Verhältnis steht: $\tan st = (\tan \beta t)/2$ (3.8).

- die hydrostatische Wasserdruckkraft geringfügig oberhalb der Gewässersohle wirkt und nicht in der Höhe $h/3$, wie in manchen Fachbüchern dargestellt.

4

Auflasten auf Erdkörper mit horizontaler Geländeebene

In dem Kapitel 3 wurde gezeigt, dass sich der natürlichen Neigungswinkel und die Dichte von Böden berechnen lassen, egal ob diese sich im trockenen, feuchten oder nassen Zustand befinden oder unter Wasser anstehen. Als Basis dieser Berechnungen wurde ein trockenes porenfreies Felsgestein (Basalt) mit der Dichte $\rho_{t90} = 3,00 \text{ t/m}^3$ gewählt. Zudem wurde ausgeführt, dass sich über das Höhen- Seitenverhältnis einer 100 m hohen und 1,00 m breiten Felssäule der Tangens $\tan \beta_t = 100$, die Reibungszahl $\mu = 100$ und der Neigungswinkel des Felsgesteins $\beta_{t90} = 86,4^\circ \sim 90^\circ$ ableiten lassen. Die Säule in die Horizontale gelegt und mit Wasser gefüllt, zeigt bei gleicher Betrachtungsweise für Wasser den Neigungswinkel $\beta_{w90} \sim 0,6^\circ$ an.

In Kenntnis von Dichte, Neigungswinkel und Volumen lassen sich vom Felsgestein, den Bodenarten und vom Wasser die natürlichen Kraftfelder und Kräfte ermitteln. Da in einem Erdkörper Wechselwirkungen aktiver und reaktiver Kräfte auftreten, wurde dem Körper die Bezeichnung »Erdblock« zugeordnet. Der Erdblock zeichnet sich dadurch aus, dass bei einer Blocktiefe $a = 1,00 \text{ m}$ die Neigungsebene die Diagonale im Block ausbildet, siehe Unterkapitel 1.4.

Die Neigungswinkel, Volumina und Kraftflächen eines Bodens ändern sich, wenn Lasten/Kräfte auf seine Oberfläche aufgetragen werden. Die neue Kraftverteilung im Boden wird wieder abgeleitet über die Steinsäule mit der quadratischen Aufstandsfläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$, der Höhe $h = 1,00 \text{ m}$, dem Säulenvolumen $V^* = 100 \text{ m}^3$ und der Reibungszahl $\mu = 100$. Die Säule mit der Gewichtskraft Gt wird hierzu auf die horizontale Oberfläche eines Felsplateaus gestellt. Da ein

Felsgestein bei einer Materialbeanspruchung mit behinderter Querdehnung nur Spannungen parallel zur senkrechten Krafrichtung ausbilden kann [1: S. P.1], würde sich die Gewichtskraft Gt einer Steinsäule nur über ein gleich hohes Kraftfeld unterhalb der Oberfläche eines Felsplateaus abtragen. In der Belastungsebene könnte dann die zulässige Pressung σ_{Dzul} gemessen werden.

$$Gt = V \cdot \rho \cdot g \text{ in kN und } \sigma_{Dzul} = Gt/Ad \text{ in kN/m}^2.$$

Überträgt man die vorstehenden Ansätze auf eine Bodenart, so würde sich bei einer Belastung, ähnlich einer 100 m hohen Erdsäule, im belasteten Boden unter dem Neigungswinkel eine allseitige Kraftausbreitung einstellen. Hierbei würde sich die Höhe des Kraftfelds bei gleichem Volumen $V = 100 \text{ m}^3$ zu Gunsten einer Flächenerweiterung reduzieren. Örtliche Hindernisse in dem anstehenden Boden oder die Art einer auszuführenden Baumaßnahme können die Anzahl der Krafrichtungen im Erdreich beschränken. Der Übergang vom Spannungsfeld einer Felsäule zum Spannungs- oder Kraftfeld einer Erdsäule wird in der Abbildung gezeigt. Um die Abhängigkeit in dem Kraftabtrag vereinfacht in einem zweidimensionalen Bild darstellen zu können, wird eine einseitige Krafrichtung mit der Berechnungstiefe $a = 1,00 \text{ m}$ vorgegeben. Der Neigungswinkel βt der betreffenden Bodenart bestimmt hiernach die Höhe h und die Breite b der Kraftfläche A , wobei die Neigungsebene als Diagonale in der Kraftfläche diese unterteilt in die aktive Kraftfläche Aa' und in die reaktive Kraftfläche Ar' .

Weitere Erläuterungen zum Wandel der Kraftfläche des Felsgesteins hin zu der Fläche der Erdscheibe werden über das nachstehende Berechnungsbeispiel gegeben. In gleicher Weise lässt sich die Bestimmung der zulässigen Pressung σ_{Dzul} (Tragfähigkeit) vom Felsgestein auf die Böden übertragen. Da das Verfahren auch zur Bestimmung der Belastbarkeit von feuchten oder nassen Böden angewandt werden kann, ist ggf. der Neigungswinkel βi bzw. βn zur Ermittlung der Höhe h und der Breite b in den Berechnungsansatz einzufügen. Bei der Ermittlung der Gewichtskraft ist die Trockendichte ρ anzusetzen, da Wasser unter Druck ausweicht.

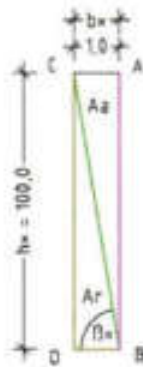


Abb. 77 zeigt die Feilssäule mit der Höhe h^* , der Breite b^* und der Neigungsebene.

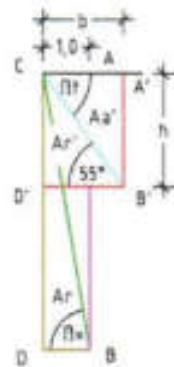


Abb. 78 zeigt die Umwandlung der Lastfläche A in die Kraftflächen Ad' und Ar' .

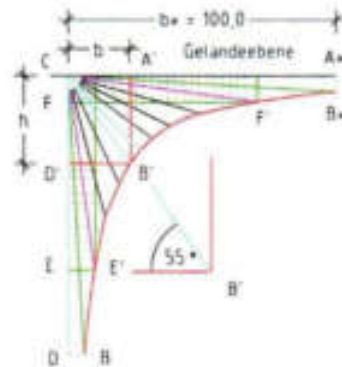


Abb. 79 zeigt den Wandel der stehenden Feilssäule in die Säulen der Bodenarten.

4.1 Belastbarkeit von Böden bei einseitiger Kraftausbreitung

Für die Berechnung werden folgende Bodenkenngrößen übernommen:

$Vf_{55} = 0,588 \text{ m}^3$	{3.1}	$Vl_{55} = 0,412 \text{ m}^3$	{3.2}
Winkel $\beta_t = 55,0^\circ$	{3.4}	Dichte $\rho_{tg_{55}} = 1,764 \text{ t/m}^3$	{3.9}
Fläche $A = 100 \text{ m}^2$		Fläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$	

Vorab lassen sich über die Fläche $A^* = V^*/a = 100 \text{ m}^2$ und den Neigungswinkel $\beta_t = 55,0^\circ$ die Höhe h und die Breite b ermitteln.

$$\text{Höhe } h = \sqrt{(A^* \cdot \tan \beta_t)} \text{ und Breite } b = \sqrt{(A^* / \tan \beta_t)}$$

Höhe h

$$h = \sqrt{(A^* \cdot \tan \beta_t)} = \sqrt{(100 \cdot 1,428)} = 11,95 \quad \text{m} \quad (4.1)$$

Breite b

$$b = \sqrt{(A^* / \tan \beta_t)} = \sqrt{(100 / 1,428)} = 8,37 \quad \text{m} \quad (4.2)$$

Volumen Vl_{55}

$$Vl_{55} = Ad \cdot h = 1,00 \cdot 11,95 = 11,95 \quad \text{m}^3 \quad (4.3)$$

Auf die Auflastfläche $Ad = a \cdot b' = 1,00 \text{ m}^2$ bezogen, können über das Auflastvolumen $V_{t_{95}}$ und die Trockendichte $pt_{95} = 1,764 \text{ t/m}^3$ (3.9) die Gewichtskraft Gt und die Bodenpressung σ_{Dzul} ermittelt werden.

Gewichtskraft $Gt \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$Gt = V_{t_{95}} \cdot pt_{95} \cdot g = 11,95 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 206,7 \text{ kN} \quad (4.4)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\sigma_{Dzul} = Gt/Ad = 206,7/1,00 = 206,7 \text{ kN/m}^2 \quad (4.5)$$

Ergebnis:

Für die vorgegebene Bodenart sind die Gewichtskraft $Gt = 207,7 \text{ kN}$ und die zulässige Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 206,7 \text{ kN/m}^2$ ermittelt worden.

4.2 Belastbarkeit von Böden bei mehrseitiger Kraftausbreitung

Wie bei einem Streifenfundament in der Regel eine zweiseitige Kraftausbreitung im Erdreich anzusetzen ist, kann ein freistehendes Einzel- fundament seine Kräfte allseitig abstrahlen. Die Auflastfläche $Ad = a \cdot b' = 1,00 \text{ m}^2$ und die möglichen Felder zum Abbau der Auflast werden als Draufsicht in den nachstehenden Abbildungen dargestellt.

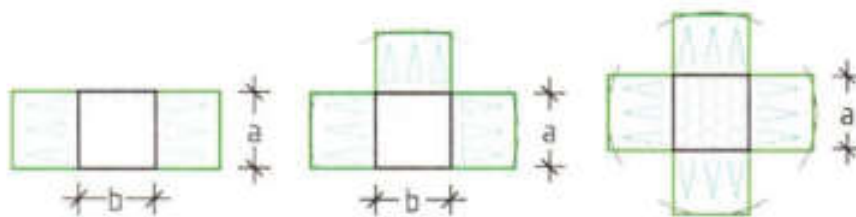


Abb. 80 Abb. 80 zeigt eine zweiseitige Kraftausbreitung.

Abb. 81 zeigt eine dreiseitige Kraftausbreitung.

Abb. 82 zeigt eine vierseitige Kraftausbreitung.

Bei gleicher Auflast und gleicher Auflastfläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$ verändert sich der Kraftabtrag bei einer einseitig zugelassenen Kraftabstrahlung,

wenn die Ausbildung mehrseitiger Kraftfelder im Erdreich zugelassen sind. Zur Darstellung des Kraftabtrags werden folgende Berechnungsbeispielen ausgeführt.

4.2.1 Abtrag der Auflast im Erdreich bei einseitige Kraftausbreitung

Eine einseitige Kraftausbreitung im Erdreich entsteht, wenn z. B. ein Streifenfundament an eine lotrechte Wand angrenzt und deshalb seine Auflast/externe Kraft sich nur in einer Richtung abbauen kann. In diesen Fall soll die Fundamentbreite $bf = 1,00\text{ m}$ der Breite b^* der Auflastfläche Ae entsprechen. Die Bodendichte $\rho tg = 1,764\text{ t/m}^3$ und der Neigungswinkel $\beta t = 55,0^\circ$ werden aus dem vorangestellten Beispiel übernommen.

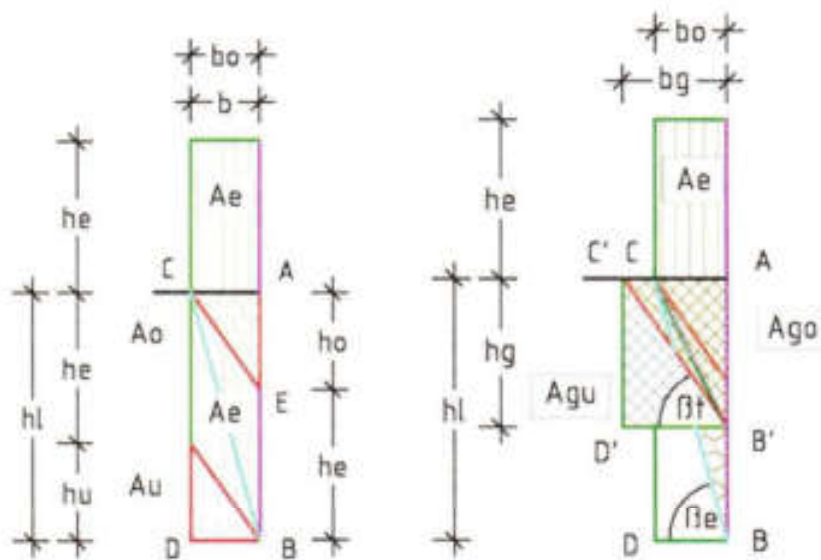


Abb. 83 zeigt unterhalb der Geländeebene die Kraftsäule mit der Berechnungstiefe $a = 1,00\text{ m}$, der Breite $bo = b^*$ und der Gesamthöhe hl .

Abb. 84 zeigt nach der Kraftausbreitung über die Neigungsebene die Kraftflächen Ago und Agu mit der neuen Höhe hg und der Breite bg .

Um die Erdkräfte einer auf die Geländeebene aufgestellten Erdsäule in dem anstehenden Boden abtragen zu können, wird zunächst eine gleich hohe Erdsäule unterhalb der Geländeebene über die Auflasthöhe he angesetzt. Zu dieser Säule ist das Erdeigengewicht mit glei-

cher Grundfläche über die Höhe h_o und h_u hinzuzufügen, wobei sich die Höhen über den Neigungswinkel der Bodenart bestimmen lassen. Die Addition der Höhen bringt die Gesamthöhe $h_l = h_e + h_o$ und lässt die Ansichtsflächen $\sum A = A_e + A_o + A_u$ entstehen. Die Gesamtfläche wird über den Neigungswinkel β_t der Bodenart unterteilt in die aktive und reaktive Kraftflächen A_{go} und A_{gu} .

Setzt man wieder die Gleichungen an

$$\text{Höhe } h = \sqrt{(A^* \cdot \tan \beta_t)} \quad \text{und Breite } b = \sqrt{(A^* / \tan \beta_t)},$$

so lassen sich über die Fläche $\sum A$ und den Winkel β_t die Höhe h_g und die Breite b_g ermitteln. Zudem werden für die weiteren Berechnungen übernommen: Die maximale Gewichtskraft $G_t = 206,7 \text{ kN}$ (4.4), die Höhe $h = 11,95 \text{ m}$ (4.1) und die Breite $b^* = b_f = 1,00 \text{ m}$.

Fläche A_e

$$A_e = h_e \cdot b_f = 11,95 \cdot 1,00 = 11,95 \quad \text{m}^2 \quad (4.6)$$

Breite b_o

$$b_o = b = 1,00 \quad \text{m} \quad (4.7)$$

Höhe h_o

$$h_o = b_o \cdot \tan \beta = 1,00 \cdot 1,428 = 1,43 \quad \text{m} \quad (4.8)$$

Fläche $A_o = A_u$

$$A_o = b_o \cdot h_o / 2 = 1,00 \cdot 1,43 / 2 = 0,71 \quad \text{m}^2 \quad (4.9)$$

Fläche $A_{go} = A_{gu}$

$$A_{go} = A_o + A_e / 2 = 0,71 + 11,95 / 2 = 6,69 \quad \text{m}^2 \quad (4.10)$$

Höhe $h_g \rightarrow$ über den Winkel $\beta_t = 55,0^\circ$

$$h_g = \sqrt{(2 \cdot A_{go} \cdot \tan \beta_{t,55})} = \sqrt{(2 \cdot 6,69 \cdot 1,428)}$$

$$h_g = 4,37 \quad \text{m} \quad (4.11)$$

Breite b_g

$$b_g = \sqrt{(2 \cdot A_{go} / \tan \beta_{t,55})} = \sqrt{(2 \cdot 6,69 / 1,428)}$$

$$b_g = 3,06 \quad \text{m} \quad (4.12)$$

Ergebnis:

Für den Abtrag der Gewichtskraft $G_e = 206,7 \text{ kN}$ bilden sich im Erdreich die Kraftflächen $A_{go} = A_{gu} = 6,69 \text{ m}^2$ (4.10) mit der Höhe $h_g = 4,37 \text{ m}$ (4.11) und der Breite $b_g = 3,06 \text{ m}$ (4.12) aus. Von der zul. Gewichtskraft G_e ist das Fundament-Eigengewicht in Abzug zu bringen. Bei dieser Belastung stellen sich weder eine Bodensetzung noch eine Bodenverdichtung unter dem Fundament ein, jedoch dürfen externe Kräfte den Abbau der Auflast nicht stören. Derartige Störungen können auch durch die Überlagerung von Kraftflächen benachbarter Fundamente entstehen, z. B. wenn die Breite $b_g = 3,06 \text{ m}$ der einen Kraftfläche von der Breite b_g' der anderen bereits in Anspruch genommen wird.

Die errechneten Maße nachstehend aufgelistet:

Kraftabtrag unter dem Streifenfundament			
Neigungswinkel $\beta_t = 55,0^\circ$	(3.4)	Höhe $h_g = 4,37 \text{ m}$	(4.11)
Gewichtskraft $G_e = 206,7 \text{ kN}$	(4.4)	Breite $b_g = 3,06 \text{ m}$	(4.12)
Fläche $A_{go} = A_{gu} = 6,69 \text{ m}^2$	(4.10)		

4.2.2 Abtrag der Auflast im Erdreich bei zweiseitiger Kraftausbreitung

Bei Streifenfundamenten findet in der Regel eine zweiseitige Kraftausbreitung der Auflast im Erdreich statt. Zum Vergleich des Lastabtrags zwischen der einseitigen und der zweiseitigen Kraftflächenbildung werden aus dem vorangestellten Beispiel die Gewichtskraft $G_e = 206,7 \text{ kN}$ (4.4) und Fundamentbreite $b_f = 1,00 \text{ m}$ gewählt. Jedoch halbiert die Bezugsachse die Auflastfläche A_e und damit auch die Gewichtskraft G_e und die Fundamentbreite $b_f = b$. Es gilt auch hier, dass die Kraftfläche dieses Fundaments nicht durch die Kraftfläche eines benachbarten Fundaments beeinträchtigt werden darf. Die Lage der Kraftflächen und ihre Abmessungen werden in der Abb. 85 gezeigt.

Mit jeder Verbreiterung des Fundaments, vergrößert sich die Auflastfläche A_d und über die zul. Bodenpressung erhöht sich damit auch die aufzubringende Nutzlast.

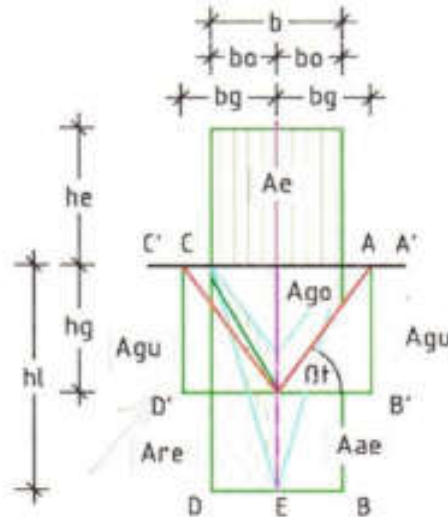


Abb. 85 zeigt die Auflastverteilung bei einer zweiseitigen Kraftausbreitung im Erdreich.

Es werden berechnet:

Fläche Ae'

$$Ae' = he \cdot b/2 = 11,95 \cdot 1,00/2 = 5,98 \quad \text{m}^2 \quad (4.13)$$

Breite bo

$$bo = b/2 = 1,00/2 = 0,50 \quad \text{m} \quad (4.14)$$

Höhe ho

$$ho = bo \cdot \tan \beta = 0,50 \cdot 1,428 = 0,71 \quad \text{m} \quad (4.15)$$

Fläche $Ao = Au$

$$Ao = bo \cdot ho/2 = 0,50 \cdot 0,71/2 = 0,18 \quad \text{m}^2 \quad (4.16)$$

Fläche $Ago = Agu$

$$Ago = Ao + Ae'/2 = 0,18 + 5,98/2 = 3,17 \quad \text{m}^2 \quad (4.17)$$

Höhe hg

$$hg = \sqrt{(2 \cdot Ago \cdot \tan \beta_{0,5})} = \sqrt{(2 \cdot 3,17 \cdot 1,428)}$$

$$hg = 3,01 \quad \text{m} \quad (4.18)$$

Breite bg

$$bg = \sqrt{(2 \cdot A_{go} / \tan \beta_{t_{vs}})} = \sqrt{(2 \cdot 3,17 / 1,428)}$$

$$bg = 2,11 \quad \text{m} \quad (4.19)$$

Ergebnis:

Kraftabtrag unter dem Streifenfundament			
Neigungswinkel $\beta_t = 55,0^\circ$	(3.4)	Höhe $hg = 3,01 \text{ m}$	(4.18)
Gewichtskraft $Ge = 206,7 \text{ kN}$	(4.4)	Breite $bg = 2,11 \text{ m}$	(4.19)
Fläche $A_{go} = A_{gu} = 3,17 \text{ m}^2$	(4.17)		

Für den Abtrag der Gewichtskraft $Ge = 206,7 \text{ kN}$ bilden sich in dem Erdreich links und rechts der Bezugsachse die Kraftflächen $A_{go} = A_{gu} = 3,17 \text{ m}^2$ (4.17) aus, denen die Höhe $hg = 3,01 \text{ m}$ (4.18) und die Breite $bg = 2,11 \text{ m}$ (4.19) zugeordnet wurden. Weil die Gewichtskraft Ge der zulässigen Bodenbelastung entspricht, wird sich keine Bodensetzung unter dem Fundament einstellen. Die vorstehende Berechnung zeigt, dass bei gleichen Voraussetzungen, jedoch unterschiedlicher Kraftausbreitung im Erdreich, sich die Höhe $hg_t = 4,37 \text{ m}$ (4.11) auf die Höhe $hg = 3,01 \text{ m}$ (4.18) und die Breite $bg_t = 3,06 \text{ m}$ (4.12) auf $bg = 2,11 \text{ m}$ (4.19) reduziert. Die Breite bg ist beidseitig der Bezugsachse anzulegen.

4.2.3 Abtrag der Auflast im Erdreich bei mehrseitiger Kraftausbreitung

Wird für den Kraftabbau im Erdreich mehr als nur eine Krafrichtung zugelassen, so ist die Gewichtskraft Ge über die vorgegeben der Aufstandsfläche Ad und die zulässige Pressung σ_{Dzul} des belasteten Bodens zu ermitteln. Die in den Abb. 80–82 gezeigten Draufsichten der Kraftausbreitungen folgen den Erkenntnissen des Belastungsversuchs der Degebo [A].

Wie bereits ausgeführt, sind die Anzahl und die Form der zugelassenen Krafrichtungen den örtlichen Gegebenheiten anzupassen. Sie sind aber nicht frei wählbar. Zu geringe Fundamentabstände können die Kraftausbreitung und damit den Kraftabbau im Erdreich einschränken und zur Minderung der Tragfähigkeit des Bodens führen.

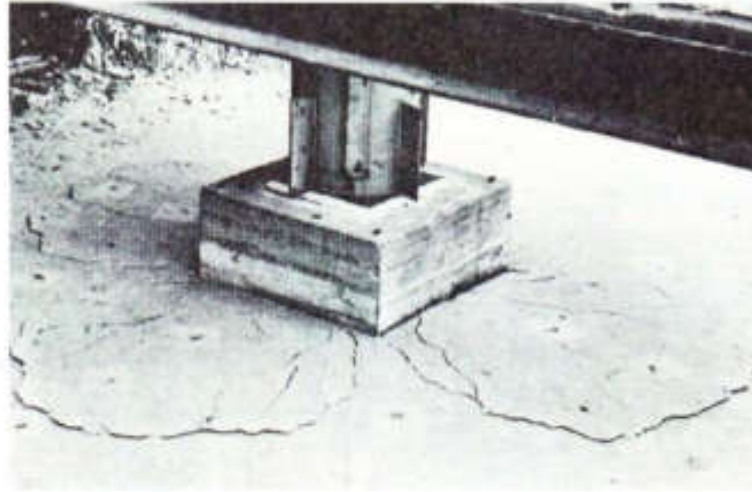


Abb. 86 zeigt die sichtbaren Spuren einer allseitigen Kraftausbreitung im Erdreich nach dem Belastungsversuch der Degebo [A].

Werden Nutzlasten E_e oder Gewichtskräfte G_e zum Auftrag auf die Geländeebene vorgegeben, so sind zur Berechnung des Kraftabtrags in fiktive Erdkörper umzuwandeln. Maßgebend hierbei sind die Form und Größe der Aufstandsfläche A_d , die zugelassene Anzahl der Krafrichtungen sowie die Dichte des belasteten Bodens. In dem Regelfall ist für die Umrechnung der Kraft in den Erdkörper die Trockendichte ρ_{tg} des belasteten Bodens zu wählen, weil bei feuchten oder nassen Böden das aufgenommene Porenwasser wohl die Bodendichte erhöht, aber unter Druck das Wasser ausweicht und somit für den Kraftabtrag im Erdreich nicht mehr zur Verfügung steht. Die Gewichtskraft G , die das Fundamenteigengewicht einschließt, errechnet sich somit über die Größe der Aufstandsfläche A_d multipliziert mit der Bodendichte ρ_{tg} und der Fallbeschleunigung. Der Kraftabtrag im Erdreich verteilt sich über die zugelassenen Krafrichtungen. Bei einem quadratischen Einzelfundament mit der Aufstandsfläche $A_d = 4,00 \text{ m}^2$ und bei vierseitiger Kraftabstrahlung könnte das Fundament mit vier quadratischen Erdsäulen belastet werden. Entsprechend der Abb. 85 können die Höhe h und die Breite b der Kraftflächen A_{go} und A_{gu} für eine Krafrichtung ermittelt und danach auf die übrigen übertragen werden. Die Multiplikation der vier Flächen A_g mit der zul. Auflasthöhe h muss hierbei

das Volumen $\sum V = 400 \text{ m}^3$ oder je Erdsäule wieder das Volumen $V^* = 100 \text{ m}^3$ erbringen.

Zur Darstellung des Kraftabtrags im Erdreich bei mehrseitigen zugelassenen Krafrichtungen folgen Berechnungsbeispiele. Zuvor wird über die Belastbarkeit von Fundamenten bei zugelassener Bodensetzung und bei größerer Einbindetiefe berichtet.

4.2.4 Belastbarkeit von Fundamenten bei zugelassener Bodensetzung

Bodensetzungen, egal ob unter Fundamenten oder Pfählen, stellen eine Überbelastung des Erdreichs durch die Kraft ΔGe dar. Die erhöhte Gewichtskraft $Ge' = Ge + \Delta Ge$ verdichtet den Boden und verändert durch die Reduzierung Porenvolumens V_l die Bodeneigenschaften, wie Neigungswinkel, Reibungszahl und Dichte. Indes kann die Setzungshöhe Δh als das Maximum einer zugelassenen Fundamentsetzung gewählt und damit zur Ermittlung einer höheren Gewichtskraft Ge' genutzt werden. Wie in der Abb. 87 (links) dargestellt, wird die zulässige Gewichtskraft Ge über die aktive und reaktive Kraftfläche A_{go} und A_{gu} in das Erdreich abgebaut.

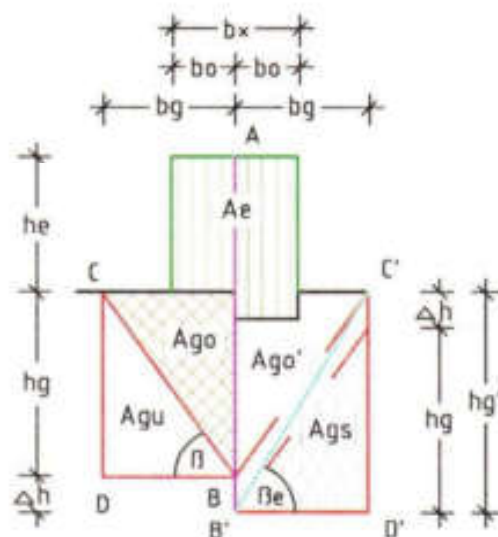


Abb. 87 zeigt die Kraftflächen unter Auflast, links der Achse ohne Bodensetzung und rechts bei zugelassener Bodensetzung um Δh .

In der Abb. 87 (rechts) wird der Abtrag der erhöhten Gewichtskraft Ge' dargestellt. Für den Abtrag der Gewichtskraft ΔGe wird zwischen den Keilflächen Ago und Agu die Kraftfläche $As = bg \cdot \Delta h$ eingefügt, so dass die Höhe $hg' = hg + \Delta h$ entsteht. Durch die Aufteilung der Kraftfläche As in eine aktive und reaktive Teilfläche $As/2$ entstehen die Kraft abtragenden Flächen $Ago' = Ags = Ago + As/2$, zwischen denen sich die steilere Neigungsebene βe ausbildet. Eine Erhöhung der Bodendichte tritt erst ein, wenn durch die Kraft Ge' die Bodenpressung σ_{Dreal} der gewählten Bodenart überschritten wird.

Als Beispiel wird nachstehend die Gewichtskraft Ge' ermittelt, die bei einem Streifenfundament mit der Breite $bf = 1,00$ m und den vorherigen Bodenkenngrößen eine Setzung um die Höhe $\Delta h = 0,08$ m verursacht haben soll.

Für die Berechnung werden folgende Werte übertragen:

Winkel $\beta t = 55,0^\circ$	[3.4]	Dichte $\rho_{g,s} = 1,764 \text{ t/m}^3$	[3.9]
Breite $bg = 2,11$ m	[4.19]	Fundamentbreite $bf = 1,00$ m	
Höhe $hg = 3,01$ m	[4.18]	Höhe $\Delta h = 0,08$ m	
Fläche $Ago = Agu = 3,17 \text{ m}^2$			[4.17]
Bodenpressung $\sigma_{Dreal} = 206,7 \text{ kN/m}^2$			[4.5]

Berechnung der Gewichtskraft ΔGe über die Flächenmehrung

Höhe hg'

$$hg' = hg + \Delta h = 3,01 + 0,08 = 3,09 \quad \text{m} \quad (4.20)$$

Neigungswinkel βe

$$\tan \beta e = hg' / bg = 3,09 / 2,11 = 1,464 \quad (4.21)$$

$$\beta e = 55,7^\circ \quad [-] \quad (4.22)$$

Fläche $Ago' = Agu' \rightarrow$ mit der Breite $bg = 2,11$ m [4.12]

$$Ago' = bg \cdot hg' / 2 = 2,11 \cdot 3,09 / 2 = 3,26 \quad \text{m}^2 \quad (4.23)$$

Fläche As

$$As = \Delta h \cdot bg / 2 = 0,08 \cdot 2,11 / 2 = 0,085 \quad \text{m}^2 \quad (4.24)$$

Fläche $Ae' \rightarrow Ao = 0,18 \text{ m}^2$ (4.16)

$$Ae' = 2 \cdot (Ago' - Ao) = 2 \cdot (3,26 - 0,18) = 6,16 \quad \text{m}^2 \quad (4.25)$$

Gewichtskraft $Ge^* \rightarrow ptg_{55} = 1,764 \text{ t/m}^2$ (3.9)

$$Ge^* = 2 \cdot Ae' \cdot ptg \cdot g = 2 \cdot 6,16 \cdot 1,764 \cdot g = 213,1 \quad \text{kN} \quad (4.26)$$

Gewichtskraft $\Delta Ge \rightarrow Gt = 206,7 \text{ kN}$ (4.4)

$$\Delta Ge = Ge - Gt = 213,1 - 206,7 = 6,4 \quad \text{kN} \quad (4.27)$$

Ergebnis:

Da die zul. Gewichtskraft $Ge = 206,7 \text{ kN}$ als Nutzkraft auf das Fundament aufgetragen worden ist, führt bereits die kleine zusätzliche Gewichtskraft $\Delta Ge = 6,4 \text{ kN}$ (4.27) zu der erheblichen Fundamentsetzung $\Delta h = 0,08 \text{ m}$. Durch diese Überlastung des anstehenden Bodens ändern sich auch die Bodeneigenschaften wie folgt:

bei zul. Auflast, ohne Setzung		bei zul. Auflast mit gewählter Setzung	
Neigungswinkel $\beta_{t_{55}} = 55,0^\circ$	(3.4)	Neigungswinkel $\beta_{e'} = 55,7^\circ$	(4.22)
Trockendichte $ptg_{55} = 1,764 \text{ t/m}^2$	(3.9)	Trockendichte $ptg_{56} = 1,782 \text{ t/m}^2$	
Gewichtskraft $Gt = 206,7 \text{ kN}$	(4.4)	Gewichtskraft $Ge^* = 213,1 \text{ kN}$	(4.26)

4.2.5 Belastbarkeit von Fundamenten mit Einbindetiefe

Bisher wurde bei Fundamenten mit Einbindetiefe eine Erhöhung der Nutzkraft und damit eine Überschreitung des Sohldrucks σ_{Dzul} gestattet. Nach eigener Sicht erscheint diese Anhebung der zulässigen Baugrundbelastung als bedenklich, da sich die Auflasten generell über die Auflastfläche Ag unterhalb des Fundamentes in den Baugrund abtragen und weniger über horizontale Kräfte des seitlich anstehenden Bodens. Einen Kraftabtrag über den horizontalen Anpressdruck gegen die Fundamentseiten könnte nur gestattet werden, wenn sichergestellt ist, dass der Boden neben Fundament überhaupt einen horizontalen Druck gegen die Fundamentseiten aufbauen kann. Um diesen Anpressdruck dauerhaft zu halten, sind Erschütterungen des Baugrundes und nachträgliche Abgrabungen an dem Fundament auszuschließen.

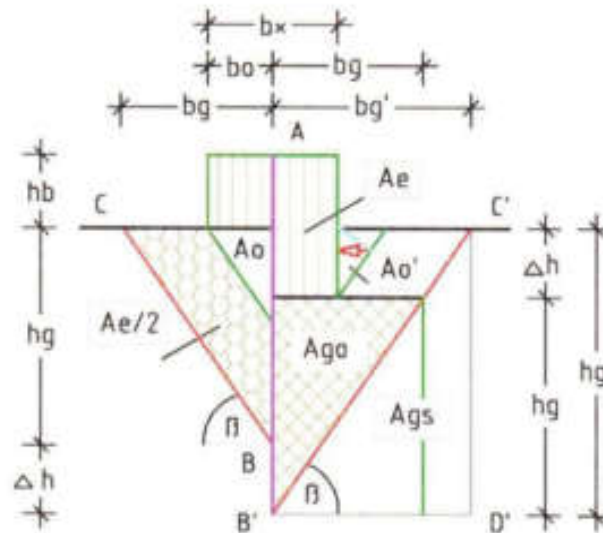


Abb. 88 zeigt ein Streifenfundament mit den aktiven Kraftflächen, links ohne und rechts mit Einbindetiefe Δh .

Berechnungsbeispiel: Fundament mit Einbindetiefe

Vorgegeben werden die Einbindetiefe des Fundaments $\Delta h = 1,00$ m und die folgenden Bodeneigenschaften:

Winkel $\beta = 55,0^\circ$	(3.4)	Dichte $\rho g_{9,8} = 1,7641/\text{m}^3$	(3.9)
Kraft $G_e = 206,7$ kN	(4.4)	Fundamentbreite $b_f = 1,00$ m	

Zu berechnen ist die Gewichtskraft ΔG_e , die sich aus den beiden Kraftflächen A_0 neben dem Fundament entwickelt. Hierbei wird die Kraft ΔG_e durch die vertikalen Kraftkomponenten H_v der Hangabtriebskraft FH gebildet. Mit dem Beispiel wird zudem gezeigt, dass ein Kraftabtrag über den Boden seitlich des Fundaments selbst bei größerer Einbindetiefe Δh die zulässige Belastung kaum erhöhen kann.

Berechnet werden die Flächen und Kräfte in dem Einbindebereich des Fundaments:

Breite b_0'

$$b_0' = \Delta h / \tan \beta_{9,8} = 1,00 / 1,428 = 0,70 \quad \text{m} \quad (4.28)$$

Fläche Ao'

$$Ao' = bo' \cdot \Delta h / 2 = 0,70 \cdot 1,00 / 2 = 0,35 \quad \text{m}^2 \quad (4.29)$$

Gewichtskraft Gt

$$Gt = Ao' \cdot \rho t_{55} \cdot g = 0,35 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 6,05 \quad \text{kN} \quad (4.30)$$

Kraft Hf

$$Hf = \Delta Gt \cdot \sin \beta_{55} \cdot \cos \beta_{55} = 6,05 \cdot 0,470 = 2,8 \quad \text{kN} \quad (4.31)$$

Kraft $Hv = \Delta Ge / 2$

$$Hv = \Delta Gt \cdot \sin^2 \beta_{55} = 6,0 \cdot 0,671 = 4,0 = \Delta Ge / 2 \quad \text{kN} \quad (4.32)$$

Der Anpressdruck aus dem seitlichen Boden entspricht der Kraft Hf . Durch sie kann die zulässige Gewichtskraft Ge (4.4) beidseitig um die lotrechte Kraft Hv erhöht werden.

Gewichtskraft $\sum Ge$

$$\sum Ge = Ge + \Delta Ge = 206,7 + 2 \cdot 4,0 = 214,7 \quad \text{kN} \quad (4.33)$$

Ergebnis:

zum Streifenfundament mit Einbindetiefe $\Delta h = 1,00$ m.

Kraftabtrag unter dem Streifenfundament	
Neigungswinkel $\beta_{55} =$	55,0° (3.4)
Gewichtskraft $Ge =$	206,7 kN (4.4)
Gewichtskraft $\Delta Ge =$	8,0 kN (4.32)
Gewichtskraft $\sum Ge =$	214,7 kN (4.33)

In die Kraft $\sum Ge$ ist das Fundamenteigengewicht einzurechnen. Die Erhöhung der Gewichtskraft Ge um die Kraft ΔGe setzt einen kraftschlüssigen Übergang vom anstehenden Boden zum Fundament voraus. Wie bereits ausgeführt sind Erschütterungen und Abgrabungen im Fundamentbereich auszuschließen.

4.3 Auflasten auf horizontaler Geländeebene und deren Kraftverteilung

Auflasten können entstehen aus externen Kräften, vorübergehenden und dauerhaften Verkehrsbelastungen sowie aus Material- oder Erdaufschüttungen. Zur Einbindung der Lasten/Kräfte in das Berechnungssystem des Erddrucks sind diese über die Höhe h_e an die Kennwerte des lastabtragenden Bodens anzupassen. Wobei eine Kraft G dividiert durch die Fallbeschleunigung g die Bezeichnung Last E einnimmt. Die Last E durch die Trockendichte des lastabtragenden Erdreichs geteilt, bringt dann die Höhe h_e . Bei Boden oder anderen Schüttgütern kann davon ausgegangen werden, dass diese bereits in dem Bereich der ermittelten Höhe h_e Kräfte abbauen, d. h. wird ein Boden mit der gleichen Bodenart überlagert, so ändert die Auflast den Neigungswinkel nicht, und die Einzelhöhen $h_1 + h_2$ können als Schichthöhe h betrachtet werden. Für diesen Fall ist in der nachstehenden Abbildung die Erddruckkraft H_f ohne Bodenaufschüttung und die Kraft H_{fe} mit der Bodenlast dargestellt.

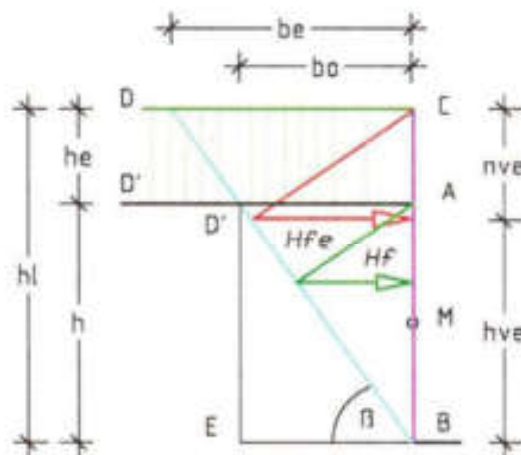


Abb. 89 zeigt einen Erdblock mit Erdaufschüttung als rechteckige Auflastfläche und deren Kraftverteilung.

Für alle weiteren Fälle sind die Kraftflächen und die Kräfte in den folgenden Abbildungen dargestellt. Anzumerken bleibt, dass die in der

Trockendichte $ptg_{60} \rightarrow$ mit $Vf_{90} = 1,00 \text{ m}^3$

$$ptg_{60} = (Vf_{60} \cdot ptg_{90} + Vt_{60} \cdot p_t) / Vf_{90}$$

$$ptg_{60} = (0,634 \cdot 3,00 + 0,0) / 1,00 = 1,902 \quad \text{t/m}^3 \quad (4.36)$$

Über das Volumen der Erdsäule $V^* = 100,0 \text{ m}^3$, die Trockendichte ptg_{60} und den Neigungswinkel βt lassen sich die zul. Lasthöhe h sowie die Bodenpressung σ_{Dzul} errechnen.

Höhe h_{60}

$$h_{60} = \sqrt{(V^* \cdot \tan \beta t / a)}$$

$$= \sqrt{(100 \cdot 1,732 / 1,0)} = 13,16 \quad \text{m} \quad (4.37)$$

Breite b_{60}

$$b_{60} = \sqrt{V^* / (\tan \beta t \cdot a)} = \sqrt{100 / (1,732 \cdot 1,0)} = 7,60 \quad \text{m} \quad (4.38)$$

Volumen $Vt_{60} \rightarrow$ der Auflast

$$Vt_{60} = Ad \cdot h = 1,00 \cdot 13,16 = 13,16 \quad \text{m}^3 \quad (4.39)$$

Gewichtskraft $Gt \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$Gt = Vt_{60} \cdot ptg_{60} \cdot g$$

$$= 13,16 \cdot 1,902 \cdot 9,807 = 245,5 \quad \text{kN} \quad (4.40)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\sigma_{Dzul} = Gt / Ad = 245,5 / 1,00 = 245,5 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.41)$$

Die zul. Gewichtskraft Ge errechnet sich über die Bodenpressung σ_{Dzul} und die vorgegebenen Fundamentbreite $bf = 0,80 \text{ m}$.

Gewichtskraft $Ge \rightarrow$ einschließlich Fundamenteigengewicht.

$$Ge = \sigma_{Dzul} \cdot bf = 245,5 \cdot 0,80 = 196,4 \quad \text{kN} \quad (4.42)$$

Bei der zweiseitigen Kraftentfaltung im Erdreich sind die Flächen der Auflast Ae und die des Erdeigengewichts $\{Ao + Au\}$ umzuwandeln in die Kraftflächen Ago und Agu . Die Höhe hg und die Breite bg der Flächen lassen sich über den Neigungswinkel βt_{60} ermitteln.

Durch die zweiseitige Kraftabstrahlung ist die Fläche Ae und das Erdeigengewicht auf die Breite $bo = bf/2 = 0,40$ m zu beziehen. Die Ergebnisse lassen sich über Mittelachse spiegeln.

Es werden berechnet:

Breite bo

$$bo = bf/2 = 0,80/2 = 0,40 \quad \text{m} \quad (4.43)$$

Fläche $Ae/2$

$$Ae/2 = he \cdot bo = 13,16 \cdot 0,40 = 5,26 \quad \text{m}^2 \quad (4.44)$$

Höhe ho

$$ho = bo \cdot \tan \beta = 0,40 \cdot 1,732 = 0,69 \quad \text{m} \quad (4.45)$$

Fläche $Ao = Au$

$$Ao = bo \cdot ho/2 = 0,40 \cdot 0,69/2 = 0,14 \quad \text{m}^2 \quad (4.46)$$

Fläche $Ago = Agu$

$$Ago = Ao + Ae/4 = 0,14 + 5,26/2 = 2,77 \quad \text{m}^2 \quad (4.47)$$

Höhe hg

$$hg = \sqrt{(2 \cdot Ago \cdot \tan \beta_{t_{60}})} = \sqrt{(2 \cdot 2,77 \cdot 1,732)}$$

$$hg = 3,10 \quad \text{m} \quad (4.48)$$

Breite bg

$$bg = \sqrt{(2 \cdot Ago / \tan \beta_{t_{60}})} = \sqrt{(2 \cdot 2,77 / 1,732)}$$

$$bg = 1,89 \quad \text{m} \quad (4.49)$$

Ergebnis:

Kraftabtrag unter dem Streifenfundament			
Neigungswinkel $\beta t = 60,0^\circ$		Höhe $hg = 3,10$ m	(4.48)
Gewichtskraft $Ge = 196,4$ kN	(4.42)	Breite $bg = 1,89$ m	(4.49)
Fläche $Ago = Agu = 2,77$ m ²	(4.47)		

Für den Kraftabtrag in Erdreich bilden sich links und rechts der Bezugssachse die Kraftflächen Ago und $Agu = 2,77$ m² (4.47) mit der Höhe $hg = 3,10$ m (4.48) und der Breite $bg = 1,89$ m (4.49) aus. Die Gewichtskraft $Ge = 196,4$ kN (4.42) entspricht der zulässigen Fun-

damentbelastung, unter der sich weder der Boden setzt noch verdichtet. Zur Bestimmung der Nutzlast ist von der Gewichtskraft Ge/g das Eigengewicht des Fundaments zu subtrahieren.

4.3.2 Belastbarkeit eines nassen Bodens unter einem Fundament

$$nf = 0,80 \text{ m}$$

Mit der gleichen Bodenart, jedoch im nassen Zustand, sollen die Bodenkennwerte des anstehenden Bodens sowie die Belastbarkeit des Streifenfundaments mit der Breite $bf = 0,80 \text{ m}$ bei zweiseitigem Kraftabbau in dem Boden errechnet werden. Folgende Werte sind bekannt und können übernommen werden:

Winkel $\beta t = 60,0^\circ$	(3.4)	Dichte $\rho t g_{60} = 1,902 \text{ t/m}^3$	(4.36)
Volumen $Vf_{60} = 0,634 \text{ m}^3$	(4.34)	Volumen $Vl_{60} = 0,366 \text{ m}^3$	(4.35)
Bodenpressung $\sigma_{D_{nat}} = 245,5 \text{ kN/m}^2$ (4.41) trockener Zustand			

Vorab sind die Eigenschaften des nassen Bodens zu berechnen:

Volumen Vfn

$$Vfn = Vl \cdot \rho wg / \rho tg = 0,366 \cdot 1,0 / 3,00 = 0,122 \quad \text{m}^3 \quad (4.50)$$

Neigungswinkel βn

$$\begin{aligned} \tan \beta n &= Vf_{60} / (Vl_{60} + Vfn) \\ &= 0,634 / (0,366 + 0,122) = 1,299 \end{aligned} \quad (4.51)$$

$$\beta n = 52,4^\circ \quad [-] \quad (4.52)$$

Nassdichte $\rho ng_{60} \rightarrow$ mit $Vf_{90} = 1,00 \text{ m}^3$

$$\begin{aligned} \rho ng_{60} &= (Vf_{60} \cdot \rho tg_{90} + Vl_{60} \cdot \rho wg) / Vf_{90} \\ \rho ng_{60} &= (0,634 \cdot 3,00 + 0,366 \cdot 1,0) / 1,0 = 2,268 \quad \text{t/m}^3 \end{aligned} \quad (4.53)$$

Wie bereits angezeigt, ist hier die Höhe h der Erdsäule für die Ermittlung der zul. Gewichtskraft über den Neigungswinkel βn des nassen Bodens zu berechnen.

Höhe h_{60}

$$\begin{aligned} h_{60} &= \sqrt{(V \cdot \tan \beta n / a)} \\ &= \sqrt{(100 \cdot 1,299 / 1,0)} = 11,40 \quad \text{m} \end{aligned} \quad (4.54)$$

Breite b_{60}

$$b_{60} = \sqrt{(V^* / \tan \beta_n \cdot a)} = \sqrt{(100 / 1,299 \cdot 1,0)} = 8,77 \quad \text{m} \quad (4.55)$$

Da Wasser unter externer Kraft ausweicht, wird die Bodenpressung σ_{zul} über das Volumen $V^* = 100,0 \text{ m}^3$, die Trockendichte $ptg_{60} = 1,902 \text{ t/m}^3$ (4.36) und den Neigungswinkel $\beta_n = 52,4^\circ$ (4.52) errechnet,

Volumen Vl' → je Krafrichtung und Fläche $Ad' = 1,00 \text{ m}^2$

$$Vl' = Ad' \cdot h = 1,00 \cdot 11,40 = 11,40 \quad \text{m}^3 \quad (4.56)$$

Gewichtskraft Gt → mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$Gt = Vl' \cdot ptg_{60} \cdot g = 11,40 \cdot 1,902 \cdot 9,807 = 212,6 \quad \text{kN} \quad (4.57)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\sigma_{Dzul} = Gt / Ad = 212,6 / 1,00 = 212,6 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.58)$$

Die zul. Gewichtskraft Ge für den nassen Boden errechnet sich über die Bodenpressung σ_{Dzul} und die vorgegebenen Fundamentbreite $bf = 0,80 \text{ m}$.

Gewichtskraft Ge → auf die Fläche $Ad' = 1,00 \text{ m}^2$

$$Ge = \sigma_{Dzul} \cdot bf = 212,6 \cdot 0,80 = 170,1 \quad \text{kN} \quad (4.59)$$

Die Gewichtskraft Ge schließt das Fundamenteigengewicht ein.

Wie in dem vorangestellten Beispiel ist die Auflastfläche Ae plus die Flächen des Erdeigengewichts ($Ao + Au$) umzuwandeln in die Kraftflächen Ago und Agu . Durch die zweiseitige Kraftentfaltung im Erdreich ist für die Berechnung der Höhe hg und der Breite bg die Fundamentbreite $bo = bf/2 = 0,40 \text{ m}$ maßgebend.

Breite bo

$$bo = bf/2 = 0,80/2 = 0,40 \quad \text{m} \quad (4.60)$$

Fläche $Ae/2$

$$Ae/2 = hl \cdot bo = 11,40 \cdot 0,40 = 4,56 \quad \text{m}^2 \quad (4.61)$$

Höhe ho

$$ho = bo \cdot \tan \beta n = 0,40 \cdot 1,299 = 0,52 \quad \text{m} \quad (4.62)$$

Fläche $Ao = Au$

$$Ao = bo \cdot ho/2 = 0,40 \cdot 0,52/2 = 0,10 \quad \text{m}^2 \quad (4.63)$$

Fläche $Ago = Agu$

$$Ago = Ao + Ae/4 = 0,10 + 4,56/2 = 2,38 \quad \text{m}^2 \quad (4.64)$$

Höhe hg

$$hg = \sqrt{(2 \cdot Ago \cdot \tan \beta n_{60})} = \sqrt{(2 \cdot 2,38 \cdot 1,299)}$$

$$hg = 2,49 \quad \text{m} \quad (4.65)$$

Breite bg

$$bg = \sqrt{(2 \cdot Ago / \tan \beta n_{60})}$$

$$= \sqrt{(2 \cdot 2,38 / 1,299)} = 1,91 \quad \text{m} \quad (4.66)$$

Ergebnis:

Kraftabtrag unter dem Streifenfundament			
Neigungswinkel $\beta n = 52,4^\circ$	(4.52)	Höhe $hg = 2,49 \text{ m}$	(4.65)
Gewichtskraft $Ge = 170,1 \text{ kN}$	(4.59)	Breite $bg = 1,91 \text{ m}$	(4.66)
Fläche $Ago = Agu = 2,38 \text{ m}^2$	(4.64)		

Für den Kraftabtrag in Erdreich bilden sich links und rechts der Bezugsachse die Kraftflächen Ago und $Agu = 2,38 \text{ m}^2$ (4.64) mit der Höhe $hg = 2,49 \text{ m}$ (4.65) und der Breite $bg = 1,91 \text{ m}$ (4.66) aus. Die Gewichtskraft $Gt = 212,6 \text{ kN}$ (4.57), aufgebracht auf die Fläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$, entspricht der zulässigen Fundamentbelastung $\sigma_{Devl} = 212,6 \text{ kN/m}^2$ (4.58). Durch die vorgegebene Fundamentbreite $bf = 0,80 \text{ m}$ reduziert sich die Gewichtskraft Gt und wird zur Gewichtskraft $Ge = 170,1 \text{ kN}$ (4.59). Auch hier ist von der Gewichtskraft Ge die Kraft aus dem Eigengewicht des Fundaments zu subtrahieren.

4.3.3 Belastbarkeit eines nassen Bodens unter quadratischem Einzelfundament

Es soll die Belastbarkeit eines quadratischen Einzelfundaments $Ad = bf^2 = 4,00 \text{ m}^2$ ermittelt werden. Als Baugrund wird die Bodenart – Kies, fest gelagert und im nassen Zustand – vorgegeben. Die Trockendichte wurde im Labor mit $ptg = 2,046 \text{ t/m}^3$ gemessen.

Vorab sind über die Trockendichte die Bodenkennwerte des trockenen sowie des nassen Bodens zu berechnen. Die Höhe h der Erdsäule für die Ermittlung der zul. Gewichtskraft ist auch hier über den Neigungswinkel βn des nassen Bodens zu berechnen. Wie bereits ausgeführt, können bei der Auflastfläche $Ad = 4,00 \text{ m}^2$ vier Erdsäulen mit dem Volumen $V^* = 100 \text{ m}^3$ als Auflast angesetzt werden. Das Kraftfeld zur Ermittlung der zul. Gewichtskraft Gn ist über den Neigungswinkel βn und die Kraft selbst über das Kraftfeld und die Trockendichte ptg zu ermitteln.

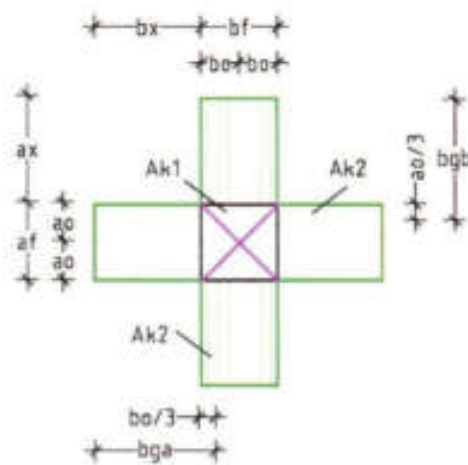


Abb. 92 zeigt die Draufsicht des quadratischen Fundaments und die Teilflächen $[Ak1 + Ak2]$ der horizontalen Kraftabstrahlung.

Bei frei sehenden Einzelfundamenten sind die belastende Gewichtskraft und der Kraftabtrag in das Erdreich allseitig über die Flächen Ak_1 und Ak_2 zu verteilen.

Es werden errechnet:

Feststoffvolumen $Vf_n \rightarrow$ über die Trockendichte $ptg = 2,046 \text{ t/m}^3$

$$Vf_n = Vf_{90} \cdot ptg / ptg_{90} = 1,00 \cdot 2,046 / 3,0 = 0,682 \quad \text{m}^3 \quad (4.67)$$

Porenvolumen Vl_n

$$Vl_n = Vp_{90} - Vf_n = 1,000 - 0,682 = 0,318 \quad \text{m}^3 \quad (4.68)$$

Neigungswinkel β_t

$$\tan \beta_t = Vf_n / Vl_n = 0,682 / 0,318 = 2,145 \quad (4.69)$$

$$\beta_t = 65,0^\circ \quad [-] \quad (4.70)$$

Volumen $Vfn \rightarrow$ nasser Boden

$$Vfn = Vl_{65} \cdot pwg / ptg_{90} = 0,318 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,106 \quad \text{m}^3 \quad (4.71)$$

Neigungswinkel β_n

$$\begin{aligned} \tan \beta_n &= Vf_{65} / (Vl_{65} + Vfn) \\ &= 0,682 / (0,318 + 0,106) = 1,608 \end{aligned} \quad (4.72)$$

$$\beta_n = 58,1^\circ \quad [-] \quad (4.73)$$

Nassdichte $png_{65} \rightarrow$ mit $Vf_{90} = 1,00 \text{ m}^3$

$$\begin{aligned} png_{65} &= (Vf_{65} \cdot ptg_{90} + Vl_{65} \cdot pwg) / Vf_{90} \\ png_{65} &= (0,682 \cdot 3,00 + 0,318 \cdot 1,0) / 1,0 = 2,364 \quad \text{t/m}^3 \quad (4.74) \end{aligned}$$

Ermittlung der Gewichtskraft G_n

Höhe $h_{65} \rightarrow$ über den Winkel β_n

$$\begin{aligned} h_{65} &= \sqrt{V' \cdot \tan \beta_n / a} \\ &= \sqrt{(100 \cdot 1,608 / 1,0)} = 12,68 \quad \text{m} \quad (4.75) \end{aligned}$$

Breite b_{65}

$$b_{65} = \sqrt{V' / (\tan \beta_n \cdot a)} = \sqrt{100 / (1,608 \cdot 1,0)} = 7,89 \quad \text{m} \quad (4.76)$$

Volumen $Vn' \rightarrow$ je Krafrichtung und Fläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$

$$Vn' = Ad \cdot h = 1,00 \cdot 12,68 = 12,68 \quad \text{m}^3 \quad (4.77)$$

Gewichtskraft $G_n \rightarrow$ pro Erdsäule mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$G_n = Vn' \cdot png_{65} \cdot g = 12,68 \cdot 2,046 \cdot 9,807 = 254,4 \quad \text{kN} \quad (4.78)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\sigma_{Dzul} = Gn/Ad = 254,4/1,00 = 254,4 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.79)$$

Die zul. Gewichtskraft Gne für den nassen Boden errechnet sich über die Bodenpressung σ_{Dzul} und die vorgegebenen vier Flächen $Ad = 1,00 \text{ m}^2$, folglich Gewichtskraft Gne

$$Gne = \sigma_{Dzul} \cdot 4 \cdot Ad = 254,4 \cdot 4 \cdot 1,00 = 1017,6 \quad \text{kN} \quad (4.80)$$

Das Volumen des Erdeigengewichts entspricht dem Volumen der Erdpyramide, die mit der Höhe ho sich unterhalb der Auflastfläche $Ad' = 4 \cdot Ad = 4,00 \text{ m}^2$ aufbaut. Die Höhe ho kann über die Breite $bo = 1,00 \text{ m}$ und den Winkel βn ermittelt werden.

Breite bo

$$bo = bf/2 = 2,00/2 = 1,00 \quad \text{m} \quad (4.81)$$

Höhe $ho \rightarrow$ Winkel $\beta n = 58,1^\circ$ (4.73) mit $\tan \beta n = 1,608$ (4.72)

$$ho = bo \cdot \tan \beta n = 1,00 \cdot 1,608 = 1,61 \quad \text{m} \quad (4.82)$$

$$Vo = ho \cdot Ad/3 = 1,61 \cdot 4,00/3 = 2,15 \quad \text{m}^3 \quad (4.83)$$

Das Volumen Vn' (4.77) plus $Vd = (Vo + Vu)/4$ auf die Fläche $Ak2$ verteilt, lässt die Höhe $hl = h_{65} + ho = 12,68 + 1,61 = 14,29$ entstehen. Da die Volumina Vgo und Vgu ungleich groß sind und die Neigungsebene unterhalb des Volumens Vgo verläuft, wird die Ermittlung der Höhe hg und der Breite bg vereinfacht über das Gesamtvolumen $2 \cdot Vgo$ anstatt über die Volumina Vgo plus Vgu geführt. Der Unterschied zwischen dem Volumen Vgo und Vgu besteht darin, dass das Volumen des Erdeigengewichts Vo (4.83) über das Volumen der quadratischen Pyramide errechnet wird. Das Volumen des Erdeigengewichts Vu hingegen, welches in das Volumen Vgu einzurechnen ist, stellt einen Würfel dar, dem das Volumen der Pyramide in Abzug zu bringen ist (Beispiel: Kegel und Hohlkegel). Zudem werden bei der Berechnung der Volumina dreieckige in rechteckige Flächen umgewandelt.

Volumen V_{go}

$$\begin{aligned} V_{go} &= (Vn' + 2 \cdot V_0/4)/2 = (12,68 + 2,15/2)/2 = \\ &= 13,78/2 = 6,88 \quad \text{m}^3 \quad (4.84) \end{aligned}$$

Um das Volumens ($V_{go} + V_{gu}$) unterhalb den Flächen A_{k1} und A_{k2} mit der Tiefe af bzw. der Breite $bf = 2,00$ m anordnen zu können, werden zunächst die Höhe hg und die Breite bg über das Volumen $2 \cdot V_{go}$ und den Neigungswinkel $\beta_n = 58,1^\circ$ (4.73) ermittelt, Abb. 92.

Höhe hg

$$\begin{aligned} hg &= \sqrt{(2 \cdot V_{go} \cdot \tan \beta_n / bf)} = \\ &= \sqrt{(2 \cdot 6,88 \cdot 1,608 / 2,00)} \\ hg &= 3,33 \quad \text{m} \quad (4.85) \end{aligned}$$

Breite bg

$$\begin{aligned} bg &= \sqrt{2 \cdot V_{go} / (bf \cdot \tan \beta_{n_{60}})} = \\ &= \sqrt{(2 \cdot 6,88 / (2,00 \cdot 1,608))} \\ bg &= 2,07 \quad \text{m} \quad (4.86) \end{aligned}$$

Breite $ax = bx$

$$\begin{aligned} ax = bx &= bg - bo/3 = \\ &= 2,07 - 1,00/3 = 1,74 \quad \text{m} \quad (4.87) \end{aligned}$$

Ergebnis:

Kraftabtrag unter dem quadratischen Einzelfundament			
Neigungswinkel $\beta_n = 58,1^\circ$	(4.73)	Höhe $hg = 3,33$ m	(4.85)
Gewichtskraft $G_e = 1017,6$ kN	(4.80)	Breite $bg = 2,07$ m	(4.86)
Volumen $V_{go} = V_{gu} = 6,88$ m ³	(4.84)	Breite $bx = 1,74$ m	(4.87)

Für den Abtrag der Gewichtskraft $G_{ne} = 1017,6$ kN (4.80) bildet sich im Erdreich die aktive Keilfläche A_{go} mit der Höhe $hg = 3,33$ m (4.85) und der Breite $bg = 2,07$ m (4.86) aus.

4.3.4 Belastbarkeit eines feuchten Bodens unter rechteckigem Einzelfundament

Wie in dem vorangestellten Beispiel wird unter dem Fundament ein Boden gewählt – Kies, fest gelagert – mit der Trockendichte $\rho_{tg} = 2,046 \text{ t/m}^3$ und dem Neigungswinkel $\beta_t = 65^\circ$. In diesem Fall soll der Boden 120 Liter Wasser pro Kubikmeter aufgenommen haben.

Die Auflastfläche $A_d = 3,00 \text{ m}^2$ des rechteckigen Fundaments soll über die Breite $b = 2,00 \text{ m}$ und die Tiefe $a = 1,50 \text{ m}$ verfügen. Ihre Teilflächen A_{k2} und A_{k4} nehmen damit unterschiedliche Formen und Inhalte an. Die Flächen A_{k1} und A_{k3} zeigen die Draufsichten der Kraft abtragenden Erdkörper an.

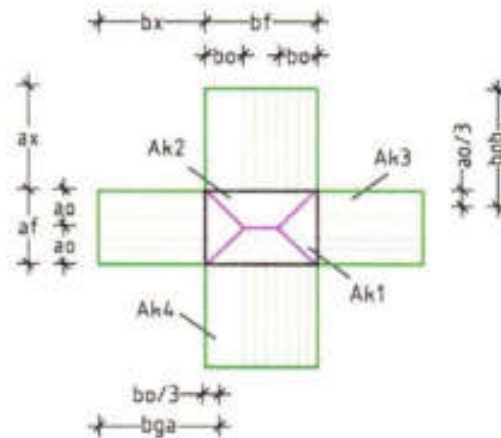


Abb. 93 zeigt die Draufsicht des rechteckigen Fundaments mit den unterschiedlich großen Teilflächen A_{k1} bis A_{k4} .

Zunächst sind die Eigenschaften des feuchten Bodens zu ermitteln. Das Porenvolumen V_l eines feuchten Bodens teilt sich auf in das vom »Wasser unbesetzte Volumen« V_{lt} und in das vom »Wasser besetzte Volumen« V_{ln} . Das von dem Boden aufgenommene Wasser verändert die Dichte und den Neigungswinkel eines trockenen Bodens und lässt die Feuchtdichte ρ_{fg} und der Neigungswinkel β_i entstehen, siehe Unterkapitel 3.2.3, S. 99ff.

In diesem Fall wurde die vom Boden aufgenommene Wassermenge geschätzt. Sie kann aber auch, wie die minimale und maximale Wasseraufnahmefähigkeit des Bodens, anhand ungestörter Bodenproben

unter Laborbedingungen ermittelt werden [DIN 18121-1/-2]. Folgende Bodeneigenschaften werden aus dem vorigen Beispiel übernommen:

Dichte $\rho_{tg} = 2,046 \text{ t/m}^3$	Winkel $\beta_t = 65,0^\circ$	(4.70)
Volumen $V_{f_{65}} = 0,682 \text{ m}^3$ (4.67)	Volumen $V_{l_{65}} = 0,318 \text{ m}^3$	(4.68)
Volumen $V_{ln} = 0,120 \text{ m}^3 \rightarrow$ bei 120 Liter Wasser pro Kubikmeter		

Porenvolumen $V_{lt} \rightarrow$ vom Wasser unbesetzt

$$V_{lt} = V_l - V_{ln} = 0,318 - 0,120 = 0,198 \quad \text{m}^3 \quad (4.88)$$

Fiktives Feststoffvolumen V_{fn}

$$V_{fn} = V_{ln} \cdot \rho_{wg} / \rho_{t_{90}} = 0,120 \cdot 1/3 = 0,040 \quad \text{m}^3 \quad (4.89)$$

Neigungswinkel β_i

$$\begin{aligned} \tan \beta_i &= V_f / (V_l + V_{fn}) = \\ &= 0,682 / (0,318 + 0,040) = 1,905 \end{aligned} \quad (4.90)$$

$$\beta_i = 62,3^\circ \quad [-] \quad (4.91)$$

Feuchtdichte ρ_{ig}

$$\begin{aligned} \rho_{ig} &= (V_{f_{65}} \cdot \rho_{t_{90}} + V_{ln} \cdot \rho_{wg}) / V_{f_{90}} \\ \rho_{ig} &= (0,682 \cdot 3,0 + 0,120 \cdot 1,0) / 1,0 = 2,166 \quad \text{t/m}^3 \end{aligned} \quad (4.92)$$

Über den Neigungswinkel β_i und die Feuchtdichte ρ_{ig} wird zunächst die Tragfähigkeit des feuchten Bodens ermittelt.

Höhe h_{65}

$$h_{65} = \sqrt{(V^* \cdot \tan \beta_i / a)} = \sqrt{(100 \cdot 1,905 / 1,0)} = 13,80 \quad \text{m} \quad (4.93)$$

Breite b_{65}

$$b_{65} = \sqrt{V^* / (\tan \beta_i \cdot a)} = \sqrt{100 / (1,905 \cdot 1,0)} = 7,24 \quad \text{m} \quad (4.94)$$

Volumen $V_l' \rightarrow$ je Kraftrichtung und Fläche $Ad' = 1,00 \text{ m}^2$

$$V_l' = Ad' \cdot h_{65} = 1,00 \cdot 13,80 = 13,80 \quad \text{m}^3 \quad (4.95)$$

Gewichtskraft $G_t \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$\begin{aligned} G_t &= V_l' \cdot \rho_{t_{65}} \cdot g = \\ &= 13,80 \cdot 2,046 \cdot 9,807 = 276,9 \quad \text{kN} \end{aligned} \quad (4.96)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\sigma_{Dzul} = Gt/Ad' = 276,9/1,00 = 276,9 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.97)$$

Die zul. Gewichtskraft Ge für den feuchten Boden errechnet sich über die Bodenpressung σ_{Dzul} und die vorgegebene Fläche $Ad = 3,00 \text{ m}^2$.

Gewichtskraft Ge

$$Ge = \sigma_{Dzul} \cdot Ad = 276,9 \cdot 3,00 = 830,7 \quad \text{kN} \quad (4.98)$$

Für den Kraftabtrag ist zu dem Volumen der Gewichtskraft $V_e = 3 \cdot Vt'$ das Volumen des Erdeigengewichts V_o in der Form eines Walmdachs zu addieren. Die Körperhöhe h_o unterhalb der Auflastfläche $Ad' = 3 \cdot Ad = 3,00 \text{ m}^2$ ist über die Breite $ao = 0,75 \text{ m}$ und den Neigungswinkel $\beta_i = 62,3^\circ$ (4.91) zu berechnen.

Breite ao

$$ao = af/2 = 1,50/2 = 0,75 \quad \text{m} \quad (4.99)$$

Höhe $h_o \rightarrow$ Winkel β_i mit $\tan \beta_i = 1,905$ (4.90)

$$h_o = ao \cdot \tan \beta_i = 0,75 \cdot 1,905 = 1,43 \quad \text{m} \quad (4.100)$$

Volumen V_o

$$V_o = h_o \cdot af \cdot [2 \cdot bf + (bf - af)]/6$$

$$V_o = 1,43 \cdot 1,50 \cdot [2 \cdot 2,00 + (2,00 - 1,50)]/6 = 1,60 \quad \text{m}^3 \quad (4.101)$$

Die Volumina $3 \cdot Vt'$ und V_o werden nachstehend auf die Flächen $Ak1$ und $Ak2$ verteilt.

Volumen $Vga \rightarrow$ mit Tiefe $ao = 0,75 \text{ m}$ und Fläche $Ak1$

$$Vga = ao^2 \cdot (h_{o5} + h_o/3) =$$

$$Vga = 0,75^2 \cdot (13,80 + 1,43/3) = 8,03 \quad \text{m}^3 \quad (4.102)$$

Volumen $Vgb \rightarrow$ mit Breite $bf = 2,00 \text{ m}$ und der Tiefe $af = 1,50 \text{ m}$

$$Vgb = V_{k1} + ao \cdot (bf - af) \cdot (h_{o5} + h_o/2)$$

$$Vgb = 8,03 + 0,75 \cdot (2,00 - 1,50) \cdot (13,8 + 1,43/2)$$

$$Vgb = 8,03 + 0,75 \cdot (0,50) \cdot (14,51) = 13,47 \quad \text{m}^3 \quad (4.103)$$

Gesamtvolumen $\sum Vgo$

$$\begin{aligned}\sum Vgo &= 2 \cdot (Vga + Vgb) = \\ &= 2 \cdot (8,03 + 13,47) = 43,00 \quad \text{m}^3 \quad (4.104)\end{aligned}$$

Entspricht den Volumina

$$\sum Vgo' = 3 \cdot Vr' + Vo = 3 \cdot 13,80 + 1,60 = 43,00 \quad \text{m}^3 \quad (4.105)$$

Wie zuvor wird wegen der ungleichen Volumina Vgo (Vga bzw. Vgb) und Vgu die Ermittlung der Höhen hga und hgb sowie der Breite bga und bgb vereinfacht über die Gesamtvolumen $2 \cdot Vgo$ geführt, anstatt über die Volumina Vgo plus Vgu . Der Unterschied zwischen Vgo und Vgu besteht hier darin, dass das Volumen Vo über das Volumen des Walmdachs errechnet wird und das Volumen Vu über den Erdkörper, der das Walmdach umschließt.

Höhe hga

$$\begin{aligned}hga &= \sqrt{(2 \cdot Vga \cdot \tan \beta i / af)} \\ hga &= \sqrt{(2 \cdot 8,03 \cdot 1,905 / 1,50)} = 4,52 \quad \text{m} \quad (4.106)\end{aligned}$$

Breite bga

$$\begin{aligned}bga &= \sqrt{2 \cdot Vga / (\tan \beta i \cdot af)} \\ bga &= \sqrt{2 \cdot 8,03 / (1,905 \cdot 1,50)} = 2,37 \quad \text{m} \quad (4.107)\end{aligned}$$

Fläche Ago_a

$$Ago_a = hga \cdot bga / 2 = 4,52 \cdot 2,37 / 2 = 5,36 \quad \text{m}^2 \quad (4.108)$$

Breite br

$$br = bga - ao/3 = 2,37 - 0,75/3 = 2,12 \quad \text{m} \quad (4.109)$$

Höhe hgb

$$\begin{aligned}hgb &= \sqrt{(2 \cdot Agb \cdot \tan \beta i / bf)} \\ hgb &= \sqrt{(2 \cdot 13,47 \cdot 1,905 / 2,00)} = 5,07 \quad \text{m} \quad (4.110)\end{aligned}$$

Breite bgb

$$\begin{aligned}bgb &= \sqrt{2 \cdot Agb / (\tan \beta i \cdot bf)} \\ bgb &= \sqrt{2 \cdot 13,47 / (1,905 \cdot 2,00)} = 2,66 \quad \text{m} \quad (4.111)\end{aligned}$$

Fläche A_{go_h}

$$A_{go_h} = h_{gb} \cdot b_{gb} / 2 = 5,07 \cdot 2,66 / 2 = 6,74 \quad \text{m}^2 \quad (4.112)$$

Breite a_x

$$a_x = b_{gb} - a_0 / 2 = 2,66 - 0,75 / 2 = 2,29 \quad \text{m} \quad (4.113)$$

Ergebnis:

Durch die Wasseraufnahme von 120 Liter/m³ wurde der trockene Boden mit der Dichte $\rho_{tg} = 2,046 \text{ t/m}^3$ und dem Neigungswinkel $\beta_t = 65^\circ$ zu einem feuchten Boden. Nach diesen Vorgaben wurden berechnet: Die Feuchtdichte $\rho_{fg} = 2,166 \text{ t/m}^3$ (4.92), der Neigungswinkel $\beta_i = 62,3^\circ$ (4.91) und die Bodenpressung $\sigma_{Deul} = 276,9 \text{ kN/m}^2$ (4.97). Das rechteckige Einzelfundament mit der Breite $b = 2,00 \text{ m}$, der Tiefe $a = 1,50 \text{ m}$ und der Auflastfläche $A_d = 3,00 \text{ m}^2$ könnte mit der zul. Gewichtskraft $G_e = 830,7 \text{ kN}$ (4.98) belastet werden.

Die Berechnungsergebnisse sind nachstehend zusammengefasst.

Kraftabtrag unter dem rechteckigen Einzelfundament		
Neigungswinkel $\beta_i = 62,3^\circ$	(4.91)	Feuchtdichte $\rho_{fg} = 2,166 \text{ t/m}^3$
Gewichtskraft $G_e = 830,7 \text{ kN}$	(4.98)	$\sigma_{Deul} = 276,9 \text{ kN/m}^2$ (4.97)
Kraftabbau über die Seite $a = 1,50 \text{ m}$		Höhe $h_{ga} = 4,52 \text{ m}$ (4.106)
Kraftvolumen $V_{ga} = 8,03 \text{ m}^3$	(4.102)	Breite $b_{ga} = 2,37 \text{ m}$ (4.107)
Kraftabbau über die Seite $b = 2,00 \text{ m}$		Höhe $h_{gb} = 5,07 \text{ m}$ (4.120)
Kraftvolumen $V_{gb} = 13,47 \text{ m}^3$	(4.103)	Breite $b_{gb} = 2,66 \text{ m}$ (4.111)

Für den Kraftabtrag bilden sich im Erdreich jeweils zwei unterschiedlichen Kraftflächen aus, die durch die Höhe h_{ga} und die Breite b_{ga} sowie Höhe h_{gb} und die Breite b_{gb} beschrieben werden. Die zul. Nutzlast errechnet sich durch den Abzug der Gewichtskraft des Fundaments von der zul. Gewichtskraft G_e . Unter der Gesamtbelastung G_e setzt oder verdichtet sich der belastete Boden nicht.

4.3.5 Belastbarkeit eines feuchten Bodens unter kreisrundem Einzelfundament

Für das kreisrunde Fundament mit dem Durchmesser $d_f = 2,00 \text{ m}$ soll die zul. Gewichtskraft G_e und deren Abtrag in dem anstehende Boden ermittelt werden.

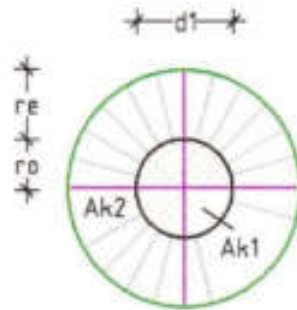


Abb. 94 zeigt die Draufsicht des Fundaments mit der Teilung der Auflastfläche Ad in die vier Teilflächen $Ak2$.

Als Boden wird, wie zuvor, die Bodenart – Kies, fest gelagert – im feuchten Zustand mit der Dichte $\rho_{ig} = 2,166 \text{ t/m}^3$ (4.92) und dem Neigungswinkel $\beta_i = 62,3^\circ$ (4.91) vorgegeben. Die bereits ermittelte Höhe $h_{65} = 13,80 \text{ m}$ (4.93) und die zul. Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 276,9 \text{ kN/m}^2$ (4.97) werden übernommen.

Fläche $Ad \rightarrow Ak1$

$$Ad = d_1^2 \cdot \pi/4 = 2,00^2 \cdot \pi/4 = 3,14 \quad \text{m}^2 \quad (4.114)$$

Volumen Vt

$$Vt = Ad \cdot h_{65} = 3,14 \cdot 13,80 = 43,35 \quad \text{m}^3 \quad (4.115)$$

Gewichtskraft $Ge \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$Ge = Vt \cdot \rho_{ig65} \cdot g = 43,35 \cdot 2,046 \cdot 9,807 = 869,8 \quad \text{kN} \quad (4.116)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\sigma_{Dzul} = Ge/Ad = 869,8/3,141 = 276,9 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.117)$$

Das Volumen Vo des Erdeigengewichts kann über den Kreiskegel mit der Auflastfläche Ad und der Höhe $ho = ro/\tan \beta_i$ ermittelt werden

Volumen $Vo \rightarrow$ Erdeigengewicht mit Winkel $\beta_i = 62,3^\circ$ (4.91)

$$Vo = Ad \cdot ro \cdot \tan \beta_i/3 = 3,14 \cdot 1,0 \cdot 1,905/3 = 1,99 \quad \text{m}^3 \quad (4.118)$$

Volumen Vg

$$Vg = Vo + Vt = 1,99 + 43,35 = 45,34 \quad \text{m}^3 \quad (4.119)$$

Im Erdreich verteilt sich das Volumen Vg auf einen Zylinder mit dem Durchmesser dg und der Höhe hg . Innerhalb dieses Zylinders nimmt der Kegel die aktiven Kräfte und der Hohlkegel die reaktiven Kräfte auf.

Durchmesser $dg = 2 \cdot (ro + rc)$

$$dg = \sqrt[3]{8 \cdot Vg / (\pi \cdot \tan \beta i)}$$

$$dg = \sqrt[3]{8 \cdot 45,34 / (\pi \cdot 1,905)} = \sqrt[3]{60,61} = 3,93 \quad \text{m} \quad (4.120)$$

Höhe hg

$$hg = dg \cdot \tan \beta i / 2 = 3,93 \cdot 1,905 / 2 = 3,74 \quad \text{m} \quad (4.121)$$

Ergebnis:

Bei dem kreisrunden Fundament mit der Auflastfläche $Ad = 3,14 \text{ m}^2$ und der gewählten Bodenart – Kies, fest gelagert – im feuchten Zustand mit dem Neigungswinkel $\beta i = 62,3^\circ$ beträgt die Bodenpressung $\sigma_{Dent} = 276,9 \text{ kN/m}^2$ (4.97 und 4.117). Hieraus errechnet sich die Gewichtskraft $Ge = 869,8 \text{ kN}$ (4.116), die von dem Erdreich unterhalb des Fundaments abgetragen werden kann. Der Kraftabbau erfolgt über einen Zylinder mit dem Durchmesser $dg = 3,93 \text{ m}$ (4.120) und der Höhe $hg = 3,74 \text{ m}$ (4.121).

Diese Ermittlungsart wird auch angewandt zum Nachweis der Tragfähigkeit von Pfählen.

4.4 Belastbarkeit von Pfählen (Auflasten)

Pfähle dienen in der Regel zum Abtrag größerer Lasten in weniger tragfähige Böden. Die Arten der Pfahlgründungen, die Pfahlherstellung sowie die Begriffsbedeutungen werden unkommentiert übernommen aus der Literatur 'Tiefgründungen, Pfähle und Anker' [1: N].

Auch hier muss davon ausgegangen werden, dass der Einbau örtlich hergestellter oder vorgefertigter Pfähle sowie der Abtrag der aufgetragenen Lasten das natürliche Gleichgewicht der Erdkräfte im anstehenden Boden stören. Folglich bilden sich zur Wiederherstellung des Gleichgewichts Kraftfelder im Erdreich aus, deren Größe in Abhängig-

keit stehen zu der Dichte und dem Neigungswinkel des anstehenden Bodens.

Auf Pfähle aufgetragene Lasten können über den Pfahlmantel und/oder den Sohl- oder Spritzendruck in den Baugrund abgeleitet werden, wobei die Kraftübertragung vom Pfahlmantel auf den Boden über den Anpressdruck der Erdkräfte gegen den Pfahlmantel erfolgt. Für nicht existent gehalten wird hingegen eine Wandreibung, die durch die Rauigkeit des Pfahlmantel und die Auflast entstehen soll. Nach den Vorgaben der reinen Physik kann sich eine Reibung nur einstellen, wenn sich relativ ein Körper gegen einen anderen bewegt. Folglich kann eine Mantelreibung nur in dem Zeitfenster entstehen, wo ein überlasteter Pfahl »durchsackt«.

Für die Berechnung der zul. Gewichtskraft G_e , die auf einen Einzelfahls aufgetragen werden kann, werden bei allseitiger Kraftabstrahlung acht Erdblöcke benötigt. Die Erdblöcke sind in zwei Ebenen anzuordnen, so dass der Pfahl in die vertikale Mittelachse der Blöcke gestellt werden kann. Die vier Blöcke der oberen Ebene erzeugen den Anpressdruck gegen den Pfahlmantel, und die Blöcke in der unteren Ebene übernehmen den Abtrag über den Pfahlfuß. Bei höheren Pfählen und geringem Krafteintrag über den Pfahlfuß kann der Anpressdruck gegen den Pfahlmantel aus den Erdblöcken der unteren Ebene zu der Erhöhung der Pfahlaulast herangezogen werden, siehe Abb. 98.

Jeder Block nimmt eine quadratische Grundfläche ein, wobei seine Höhe h_0 und Breite b durch den Neigungswinkel β der anstehenden Bodenart und das maximale Blockvolumen $V^* = 100 \text{ m}^3$ bestimmt wird. Die Berechnung der Kraftverteilung in den anstehenden Boden kann auch über einen vertikal geteilten Kegel (2. Ak2) und damit über die Radien r_0 und r_e geführt werden, siehe Abb. 94.

In den nachstehenden Berechnungsbeispielen werden exzentrische und dynamische Belastungen von Pfählen sowie Auflasten von Pfählen mit wechselnder Schaft- und/oder Fußausbildung (Fußverbreiterung) nicht behandelt. Auch ein so genannter »Sicherheitsfaktor« wird nicht vorgegeben, dieser wäre noch zu bestimmen.

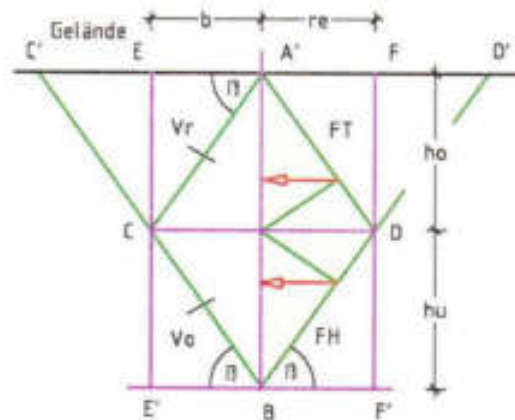


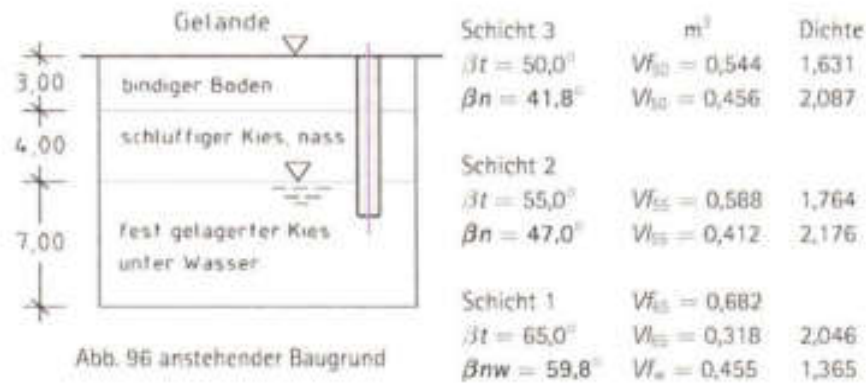
Abb. 95 zeigt einen Vertikalschnitt durch die Blöcke und neben der Mittelachse die reaktiven und aktiven Keilflächen $V_r/2 = 50 \text{ m}^2$.

4.4.1 Belastbarkeit einer Pfahlreihe $d = 0,80 \text{ m}$ bei wechselnden Bodenarten

Wie zuvor dargestellt, werden Pfahlreihen zur Überbrückung eines Geländesprungs ähnlich einer Stützwand oder zu der Aufnahme größerer Lasten eingesetzt. Zunächst ermittelt wird der Anpressdruck gegen die Pfahlwand aus drei Bodenschichten ungleicher Dichte und Höhe. Es folgt die Berechnung des Kraftabtrags unter dem Pfahlfuß. Die Summe aller Kräfte, die in das Erdreich abgetragen werden können, ergeben die zul. Pfahlauflast.

Für dieses Beispiel werden unterschiedliche Bodenarten vorgegeben werden, deren Schichthöhen, Winkel, Volumina und Bodendichten aus der nachstehenden Tabelle entnommen werden können. Um die unterschiedlichen Bodenarten für den Berechnungsvorgang anzugleichen, sind über Schichthöhen und deren realen Neigungswinkel Böden die einzelnen Kraftflächen zu ermitteln. Die Summe aller Flächen $\sum A$ dividiert durch die Gesamthöhe $\sum h$ bringt dann den gemittelten Neigungswinkel β_n' der fiktiven Bodenart. Über den Winkel lassen sich die Eigenschaften des Bodens sowie seine Kraftfläche errechnen.

Die Pfahlreihe soll aus Pfählen $d = 0,80 \text{ m}$ mit der Betondichte $p_{pf} = 2,40 \text{ t/m}^3$ erstellt werden. Ermittelt werden soll unter Ausnutzung der optimalen Tragfähigkeit des Erdreichs die Pfahllänge h .



Zur Vereinfachung der Kraftermittlung wird die runde Auflastfläche $Ak2$ des Pfahls auf eine gleichgroße quadratische Fläche umgestellt.

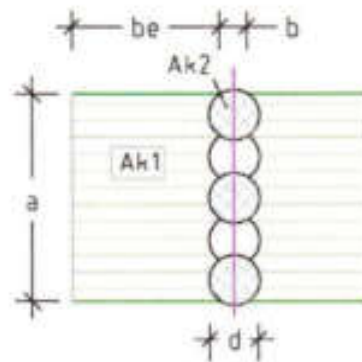


Abb. 97 zeigt die Pfahlschere und links und rechts der Bezugsachse die Flächen $Ak1$ der Kraftverteilung.

Berechnung der Bodenkenngrößen

Um das Ebenmaß zwischen den ungleichen Schichthöhen h_1 bis h_3 , Feststoffvolumina Vf_1 bis Vf_3 und Neigungswinkel βn bzw. βw herstellen zu können, ist zunächst die Breite b_1 der Keilfläche der untersten Bodenschicht zu ermitteln. Hiernach können über die Keilfläche A_1 das Feststoffvolumen der Erdschicht 1 und über die weiteren Flächeninhalte A_1 bis A_3 , die Schichthöhen h_1 bis h_3 , die Neigungswinkel βw bzw. βn und die Summe der Feststoffvolumina Vf_1 bis Vf_3 errechnet werden. Die Eigenschaften der fiktiven Bodenart erhält man nach

der Normierung der Feststoffe auf die Keilfläche $\sum A$ mit der Höhe $\sum h = 14,0$ m.

Es werden berechnet:

Breite $b_1 \rightarrow \beta w = 59,8^\circ$, $\tan \beta w = 1,717$

$$b_1 = h_1 / \tan \beta w = 7,00 / 1,717 = 4,08 \quad \text{m/} \quad (4.122)$$

Fläche A_1

$$A_1 = h_1 \cdot b_1 / 2 = 7,00 \cdot 4,08 / 2 = 14,28 \quad \text{m}^2 \quad (4.123)$$

Volumen Vf_1

$$Vf_1 = A_1 \cdot Vf_{65} = 14,28 \cdot 0,455 = 6,50 \quad \text{m}^3 \quad (4.124)$$

Breite $b_2 \rightarrow \beta n = 47,0^\circ$, $\tan \beta n = 1,071$

$$b_2 = (h_2 / \tan \beta n) + b_1 = 4,00 / 1,071 + 4,08 = 7,81 \quad \text{m} \quad (4.125)$$

Fläche A_2

$$A_2 = h_2 \cdot (b_1 + b_2) / 2$$

$$A_2 = 4,00 \cdot (4,08 + 7,81) / 2 = 23,78 \quad \text{m}^2 \quad (4.126)$$

Volumen Vf_2

$$Vf_2 = A_2 \cdot Vf_{55} = 23,78 \cdot 0,588 = 13,98 \quad \text{m}^3 \quad (4.127)$$

Breite $b_3 \rightarrow \beta w = 41,8^\circ$, $\tan \beta w = 0,895$

$$b_3 = (h_3 / \tan \beta w) + b_2 = 3,00 / 0,895 + 7,81 = 11,16 \quad \text{m} \quad (4.128)$$

Fläche A_3

$$A_3 = h_3 \cdot (b_2 + b_3) / 2$$

$$A_3 = 3,00 \cdot (7,81 + 11,16) / 2 = 28,46 \quad \text{m}^2 \quad (4.129)$$

Volumen Vf_3

$$Vf_3 = A_3 \cdot Vf_{50} = 28,46 \cdot 0,544 = 15,48 \quad \text{m}^3 \quad (4.130)$$

Die vorstehenden Werte zusammengefasst ergeben:

Gesamtfläche $\sum A$

$$\begin{aligned}\sum A &= A_1 + A_2 + A_3 = \\ &= 14,28 + 23,78 + 28,46 = 66,52 \quad \text{m}^2 \quad (4.131)\end{aligned}$$

Feststoffvolumen $\sum Vf$

$$\begin{aligned}\sum Vf &= Vf_1 + Vf_2 + Vf_3 = \\ &= 6,50 + 13,98 + 15,48 = 35,96 \quad \text{m}^3 \quad (4.132)\end{aligned}$$

Feststoffvolumen Vf' → der fiktiven Bodenart

$$Vf' = \sum Vf / \sum A = 35,96 / 66,52 = 0,541 \quad \text{m}^3 \quad (4.133)$$

Porenvolumen Vl' → der fiktiven Bodenart

$$Vl' = Vp_{90} - Vf' = 1,00 - 0,541 = 0,459 \quad \text{m}^3 \quad (4.134)$$

Trockendichte ptg → der fiktiven Bodenart

$$ptg = Vf' \cdot ptg_{90} / Vf_{90} = 0,541 \cdot 3,0 / 1,0 = 1,623 \quad \text{t/m}^3 \quad (4.135)$$

Nassdichte png → der fiktiven Bodenart

$$\begin{aligned}png &= ptg + Vl' \cdot pwg / Vp_{90} \\ png &= 1,623 + 0,459 \cdot 1,0 / 1,0 = 2,082 \quad \text{t/m}^3 \quad (4.136)\end{aligned}$$

Keilbreite $\sum b$ → des fiktiven Erdkeils

$$\sum b = 2 \cdot \sum A / \sum h = 2 \cdot 66,52 / 14,00 = 9,50 \quad \text{m} \quad (4.137)$$

Neigungswinkel $\beta n'$ → der fiktiven Bodenart

$$\tan \beta n' = \sum h / \sum b = 14,00 / 9,50 = 1,474 \quad (4.138)$$

$$\beta n' = 55,8^\circ \quad [-] \quad (4.139)$$

Ermittlung der Gewichtskraft Gn als Auflast

Vorab zu ermitteln sind die Breite d' und die quadratische Auflastfläche Ad' des Pfahlkopfs.

Breite d'

$$d' = \sqrt{d^2 \cdot \pi / 4} = \sqrt{0,80^2 \cdot \pi / 4} = 0,71 \quad \text{m} \quad (4.140)$$

Auflastfläche Ad' → der Pfahlreihe

$$Ad' = d' \cdot a = 0,71 \cdot 1,00 = 0,71 \quad \text{m}^2 \quad (4.141)$$

Aus der Gewichtskraft G_{ue} , die beidseitig der Pfahlwand anzusetzen ist, lässt sich der Anpressdruck gegen Wand errechnen. Vorab sind über das Volumen $V^* = 100 \text{ m}^3$ der Erdsäule die Höhe h_{sb} , die Breite b_{sb} sowie die Gewichtskraft G_{ue} zu ermitteln. Die Höhe h_{sb} und die Breite b_{sb} legen die Größe der reaktiven Keilfläche A_r fest, über deren Gewichtskraft G_r die übrigen Kräfte in dem Erdkeil ermittelt werden können. Die horizontale Kraft L_h entspricht dem Anpressdruck gegen die Wand und die vertikale Kraft L_v kann beidseitig der Bezugsachse als Auflast angesetzt werden.

Es werden berechnet:

Höhe h_{sb} → über den Winkel $\beta n' = 55,8^\circ$ [4.139]

$$h_{sb} = \sqrt{V^* \cdot \tan \beta n' / a} = \sqrt{100 \cdot 1,474 / 1,0} = 12,14 \quad \text{m} \quad (4.142)$$

Breite b_{sb}

$$b_{sb} = \sqrt{V^* / (\tan \beta n' \cdot a)} = \sqrt{100 / (1,474 \cdot 1,0)} = 8,24 \quad \text{m} \quad (4.143)$$

Volumen $V n'$ → je Krafrichtung und Fläche $A_d = 1,00 \text{ m}^2$

$$V n' = A_d \cdot h_{sb} = 1,00 \cdot 12,14 = 12,14 \quad \text{m}^3 \quad (4.144)$$

Gewichtskraft G_{ue} → je Krafrichtung mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$G_{ue} = V n' \cdot \rho_{t_{sb}} \cdot g = 12,14 \cdot 1,623 \cdot 9,807 = 193,2 \quad \text{kN} \quad (4.145)$$

Kraftfläche $A_r = A_a$

$$A_r = h_{sb} \cdot b_{sb} / 2 = 12,14 \cdot 8,24 / 2 = 50,00 \quad \text{m}^2 \quad (4.146)$$

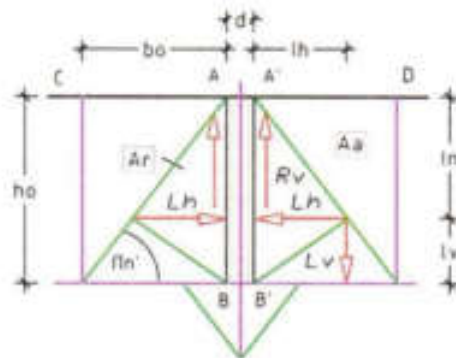


Abb. 98 zeigt beidseitig der Bezugsachse die Kraftflächen A_r und deren Kräfte L_h , $R_v = -L_v$.

Die nachstehenden Kräfte beziehen sich jeweils auf eine Wandseite.

Gewichtskraft Gr → über die Trockendichte $ptg = 1,623 \text{ t/m}^3$ (4.135)

$$Gr = Ar \cdot a \cdot ptg \cdot g$$

$$Gr = 50,0 \cdot 1,0 \cdot 1,623 \cdot 9,807 = 795,8 \quad \text{kN} \quad (4.147)$$

Horizontalkraft Lh → über den Winkel $\beta n' = 55,8^\circ$ (4.139)

$$Lh = Gr \cdot \sin \beta n' \cdot \cos \beta n' = 795,8 = 370,0 \quad \text{kN} \quad (4.148)$$

Kraft Ln

$$Ln = Gr \cdot \sin \beta n'^2 = 795,8 \cdot 0,684 = 544,4 \quad \text{kN} \quad (4.149)$$

Kraftzahl gin

$$gin = b_0 \cdot ptg \cdot g/2 =$$

$$gin = 8,24 \cdot 1,623 \cdot 9,807/2 = 65,58 \quad \text{kN/m} \quad (4.150)$$

Kraftmeter lh

$$lh = Lh/gin = 370,0/65,58 = 5,64 \quad \text{m} \quad (4.151)$$

Kraftmeter ln

$$ln = Ln/gin = 544,4/65,58 = 8,30 \quad \text{m} \quad (4.152)$$

Kraftverteilung unter dem Pfahlfuß

Für die Kraftermittlung unter der Pfahlreihe sind die Eigenschaften der Bodenart heranzuziehen, auf welcher die Wand steht. In diesem Fall gelten die Werte der Bodenschicht 1, so dass für die Berechnung der Höhe h_{60} und der Breite b_{60} der Neigungswinkel $\beta w = 59,8^\circ$, das Volumen $V = 100 \text{ m}^3$, die Tiefe $a = 1,00 \text{ m}$ und die Trockendichte $ptg = 2,046 \text{ t/m}^3$ maßgebend werden.

Höhe h_{60} → über den Winkel $\beta n' = 59,8^\circ$ (Vorgabe)

$$h_{60} = \sqrt{V} \cdot \tan \beta n' / a = \sqrt{100,0} \cdot 1,717 / 1,0 = 13,10 \quad \text{m} \quad (4.153)$$

Breite b_{60}

$$b_{60} = \sqrt{V} / (\tan \beta n' \cdot a) = \sqrt{100} / (1,717 \cdot 1,0) = 7,63 \quad \text{m} \quad (4.154)$$

Volumen Vn' → je Kraftrichtung und Fläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$

$$Vn' = Ad \cdot h_{60} = 1,00 \cdot 13,10 = 13,10 \quad \text{m}^3 \quad (4.155)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\begin{aligned}\sigma_{Dzul} &= h_{60} \cdot ptg \cdot g / Ad \\ \sigma_{Dzul} &= 13,10 \cdot 2,046 \cdot 9,807 / 1,00 = 262,9 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.156)\end{aligned}$$

Die Ermittlung der zul. Gewichtskraft Gne' wird über die Aufstandsfläche der Wand $Ad' = 0,71 \text{ m}^2$ (4.141) geführt. Die Pfahlhöhe hp wird durch die Höhe $h_{56} = 12,14 \text{ m}$ bestimmt.

Gewichtskraft Gne'

$$Gne' = Ad' \cdot \sigma_{Dzul} = 0,71 \cdot 262,9 = 186,7 \quad \text{kN} \quad (4.157)$$

Pfahleigengewicht Gp

$$\begin{aligned}Gp &= Ad' \cdot hp \cdot p_{pf} \cdot g = 0,71 \cdot 12,14 \cdot 2,400 \cdot 9,807 \\ Gp &= 202,9 \quad \text{kN} \quad (4.158)\end{aligned}$$

In diesem Fall überschreitet das Eigengewicht $Gp = 202,9 \text{ kN}$ der Pfahlwand die zulässige Gewichtskraft $Gne' = 186,7 \text{ kN}$, die von dem Boden unter der Pfahlwand aufgenommen werden kann. Folglich reduziert die Kraftdifferenz die zul. Nutzkraft GG , die nachstehend über die vertikalen Kräfte $2 \cdot Ln$ (4.149) errechnet werden kann

Nutzkraft GG

$$\begin{aligned}GG &= 2 \cdot Ln + Gne' - Gp \\ GG &= 2 \cdot 544,4 + 186,7 - 202,9 = 1072,6 \quad \text{kN} \quad (4.159)\end{aligned}$$

Ergebnis:

Die gesuchte maximale Tragfähigkeit des Bodens im Bereich der Pfahlwand wurde über die Umwandlung der vorgegebenen unterschiedlichen Bodenarten in eine fiktive Bodenart mit der Krafthöhe $h_{56} = hp = 12,14 \text{ m}$ (4.142) errechnet. Über die Keilflächen $Ar = 50,0 \text{ m}^2$ konnte der Anpressdruck, die horizontale Kraft $Lh = 370,0 \text{ kN}$ (4.148), und die vertikale Kraft $Ln = 544,4 \text{ kN}$ (4.149) ermittelt werden. Da die Gewichtskraft $Gne' = 186,7 \text{ kN}$ (4.157) die Gewichtskraft aus dem Pfahleigengewicht $Gp = 202,9 \text{ kN}$ (4.158) nicht vollständig in dem Boden unter der Pfahlwand abtragen konnte, wurde die Kraftdifferenz

bei der Ermittlung der zul. Nutzkraft $GG = 1072,6 \text{ kN}$ (4.159) berücksichtigt. Bei der Berechnung des Pfahleigengewichts Gp bleibt die Auftriebskraft unbeachtet, die auf den Pfahlabschnitt anzusetzen gewesen wäre, der mit der Höhe $\Delta h = 12,14 - 7,00 = 5,14 \text{ m}$ in dem Grundwasser steht, siehe Abb. 96. Unter der errechneten Nutzkraft GG setzt sich der Boden unter der Pfahlwand nicht.

4.4.2 Belastbarkeit eines Einzelpfahls $d = 0,80 \text{ m}$ bei nassem Boden

In Anlehnung an das vorangestellt Beispiel mit der Pfahlreihe soll bei gleichen Bodenverhältnissen die zulässige Kraft GG ermittelt werden, die auf einen Einzelpfahl mit dem Durchmesser $d = 0,80 \text{ m}$ aufgetragen werden kann. Wie vorher soll die Dichte des Pfahlbetons $p_{pf} = 2,40 \text{ t/m}^3$ betragen. Wegen der allseitigen Kraftabstrahlung bei einem Einzelpfahl ist davon auszugehen, dass die Pfahlhöhe den Grundwasserspiegel nicht erreichen wird. Deshalb werden nur kurz die Bodeneigenschaften der Schichten 2 und 3 nochmals beschrieben (Abb. 96).

Schicht 3: Höhe $h_3 = 3,00 \text{ m}$, Neigungswinkel des nassen, bindigen Bodens $\beta_n = 41,8^\circ$, Trockendichte $ptg = 1,631 \text{ t/m}^3$, Nassdichte $png = 2,087 \text{ t/m}^3$, Feststoffvolumen $V_f = 0,544 \text{ m}^3$, Porenvolumen $V_l = 0,456 \text{ m}^3$.

Schicht 2: Höhe $h_2 = 4,00 \text{ m}$, Neigungswinkel des nassen, schluffigen Kieses $\beta_n = 47^\circ$, Trockendichte $ptg = 1,764 \text{ t/m}^3$, Nassdichte $png = 2,176 \text{ t/m}^3$, Feststoffvolumen $V_f = 0,588 \text{ m}^3$, Porenvolumen $V_l = 0,412 \text{ m}^3$.

Wie bereits beschrieben, wird ein Einzelpfahl bei allseitiger Kraftabstrahlung in die lotrechte Mittelachse von acht Erdblöcken gestellt. Die vier Erdblöcke der oberen Ebene erzeugen einen Anpressdruck gegen den Pfahlmantel, übernehmen damit den Abtrag der Pfahlaulast und tragen die aufgenommenen Kräfte in das anstehende Erdreich ab. In der unteren Ebene übernehmen die vier Blöcke die Kräfte, die über den Pfahlfuß in das Erdreich abzuleiten sind. Um ein »Durchsacken« eines Pfahls auszuschließen, sollte die zulässige Bodenpressung unter dem

Pfahlfuß bei dem Lastabtrag nicht überschritten werden. Anders als bei der Pfahlwand, wo die Kräfte über die Keilfläche $A_r = h_0 \cdot b_0/2$ und die Berechnungstiefe $a = 1,00$ m zu ermitteln sind (Abb. 98), verteilt sich das Kraftfeld des Bodens, welches den Pfahl umgibt, über die Form eines Zylinder. Damit nimmt der Kegel innerhalb des Zylinders das Volumen $V_z/3$ und der Hohlkegel $2V_z/3$ ein.

Berechnung der Bodenkenngrößen

Die unterschiedlichen Eigenschaften der Bodenschichtungen 2 und 3 sind auch hier für die Kraftermittlung zu einer fiktiven Bodenart zusammenzufassen.

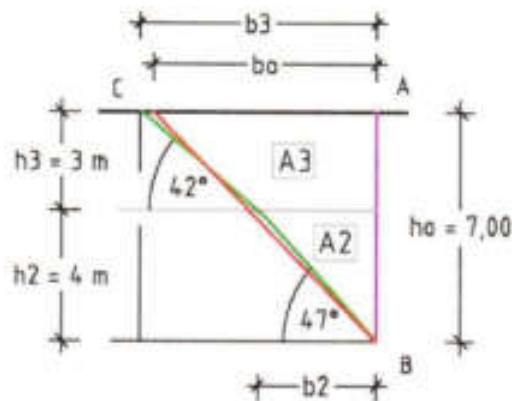


Abb. 99 zeigt die Bodenschichtung und die Breite b_0 sowie die Neigungsebene (rot) der fiktiven Bodenart.

Es werden berechnet:

Breite $b_2 \rightarrow \beta_n = 47,0^\circ$, $\tan \beta_n = 1,071$

$$b_2 = h_2 / \tan \beta_n = 4,00 / 1,071 = 3,73 \quad \text{m} \quad (4.160)$$

Fläche A_2

$$A_2 = h_2 \cdot b_2 / 2 = 4,00 \cdot 3,73 / 2 = 7,46 \quad \text{m}^2 \quad (4.161)$$

Volumen V_{f_2}

$$V_{f_2} = A_2 \cdot V_{f_{35}} = 7,46 \cdot 0,588 = 4,39 \quad \text{m}^3 \quad (4.162)$$

Breite $b_3 \rightarrow \beta n = 41,8^\circ$, $\tan \beta n = 0,895$

$$b_3 = (h_3 / \tan \beta n) + b_2 = (3,00 / 0,895) + 3,73 = 7,08 \text{ m} \quad (4.163)$$

Fläche A_3

$$A_3 = h_3 \cdot (b_2 + b_3) / 2$$

$$A_3 = 3,00 \cdot (3,73 + 7,08) / 2 = 16,22 \text{ m}^2 \quad (4.164)$$

Volumen Vf_3

$$Vf_3 = A_3 \cdot Vf_{90} = 16,22 \cdot 0,544 = 8,82 \text{ m}^3 \quad (4.165)$$

Gesamtfläche $\sum A$

$$\sum A = A_2 + A_3 = 7,46 + 16,22 = 23,68 \text{ m}^2 \quad (4.166)$$

Feststoffvolumen $\sum Vf$

$$\sum Vf = Vf_2 + Vf_3 = 4,39 + 8,82 = 13,21 \text{ m}^3 \quad (4.167)$$

Feststoffvolumen $Vf^f \rightarrow$ der fiktiven Bodenart

$$Vf^f = \sum Vf / \sum A = 13,21 / 23,68 = 0,558 \text{ m}^3 \quad (4.168)$$

Porenvolumen $Vl^f \rightarrow$ der fiktiven Bodenart

$$Vl^f = Vp_{90} - Vf^f = 1,00 - 0,558 = 0,442 \text{ m}^3 \quad (4.169)$$

Trockendichte $ptg \rightarrow$ der fiktiven Bodenart

$$ptg = Vf^f \cdot ptg_{90} / Vf_{90} = 0,558 \cdot 3,00 / 1,0 = 1,674 \text{ t/m}^3 \quad (4.170)$$

Trockendichte $png \rightarrow$ der fiktiven Bodenart

$$png = ptg + Vl^f \cdot png / Vp_{90}$$

$$png = 1,674 + 0,442 \cdot 1,0 / 1,0 = 2,116 \text{ t/m}^3 \quad (4.171)$$

Keilbreite $\sum b \rightarrow$ des fiktiven Erdkeils

$$\sum b = 2 \cdot \sum A / \sum h = 2 \cdot 23,68 / 7,00 = 6,77 \text{ m} \quad (4.172)$$

Neigungswinkel $\beta n' \rightarrow$ der fiktiven Bodenart

$$\tan \beta n' = \sum h / \sum b = 7,00 / 6,77 = 1,034 \quad (4.173)$$

$$\beta n' = 46^\circ \quad (4.174)$$

Zul. Bodenpressung unter dem Pfahl

Die Bodenpressung unter der Pfahlsohle ist über die realen Kennwerte des hier anstehenden Bodens zu ermitteln. Da angenommen wird, dass der Pfahl in der zweiten Bodenschicht endet, werden fol-

gende Werte zur Berechnung der Bodenpressung maßgebend: Volumen $V^* = 100,0 \text{ m}^3$, Neigungswinkel $\beta n = 47,0^\circ$ ($\tan \beta n = 1,071$), Feststoffvolumen $V_f = 0,588 \text{ m}^3$ und Dichte $ptg = 1,764 \text{ t/m}^3$.

Es werden ermittelt:

Höhe h_{A_f}

$$h_{A_f} = \sqrt{V^*} \cdot \tan \beta n / a = \sqrt{100} \cdot 1,071 / 1,0 = 10,35 \quad \text{m} \quad (4.175)$$

Breite b_{A_f}

$$b_{A_f} = \sqrt{V^*} / (\tan \beta n \cdot a) = \sqrt{100} / (1,071 \cdot 1,0) = 9,66 \quad \text{m} \quad (4.176)$$

Volumen $V_f' \rightarrow$ je Krafrichtung und Fläche $Ad' = 1,00 \text{ m}^2$

$$V_f' = Ad' \cdot h = 1,00 \cdot 10,35 = 10,35 \quad \text{m}^3 \quad (4.177)$$

Gewichtskraft $Gt \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$Gt = V_f' \cdot ptg_{\phi_s} \cdot g = 10,35 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 179,1 \quad \text{kN} \quad (4.178)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\sigma_{Dzul} = Gt / Ad = 179,1 / 1,00 = 179,1 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.179)$$

Auflastfläche Ad'

$$Ad' = d^2 \cdot \pi / 4 = 0,80^2 \cdot \pi / 4 = 0,503 \quad \text{m}^2 \quad (4.180)$$

Die zul. Gewichtskraft Ge für den nassen Boden errechnet sich über die Bodenpressung σ_{Dzul} und die Auflastfläche des Pfahls $Ad' = 0,503 \text{ m}^2$.

Gewichtskraft Ge

$$Ge = \sigma_{Dzul} \cdot Ad = 179,1 \cdot 0,503 = 90,0 \quad \text{kN} \quad (4.181)$$

Kräfte gegen den Pfahlmantel

Für die Kraftermittlung gegen den Pfahlmantel wird Neigungswinkel $\beta n' = 46,0^\circ$ (4.174), $\tan \beta n' = 1,034$ (4.173) und die Trockendichte $ptg = 1,674 \text{ t/m}^3$ der fiktiven Bodenart maßgebend. Der Kraftabtrag im Erdreich ist eine allseitige Kraftausbreitung zugelassen. Die Berechnung der Höhe $h_o = h_p$ und der Breite $r_e = b_u$ wird über vier Erdsäulen mit dem Volumen $V^{**} = 4 \cdot V^* = 400 \text{ m}^3$ ausgeführt. In die quadratische Grundfläche des Erdwürfels $Ad^* = (2 \cdot b_u)^2$ ist ein Erdzylinder mit der runden Grundfläche Ad' einzupassen. Über das Volumen

Vz^* des Erdzylinders und die Ausbreitung des Kraftfelds im Erdreich lassen sich der Radius re , die Kegelhöhe $ho = hp$ und das Volumen des Kreiskegels $Vr = Vz^*/3$ ermitteln. Das Kegelvolumen Vr ist hier nach aufzuteilen in die Volumina der einzelnen Kräfte. Die Lage und Richtung der Kräfte wird in den nachstehenden Abbildungen gezeigt.

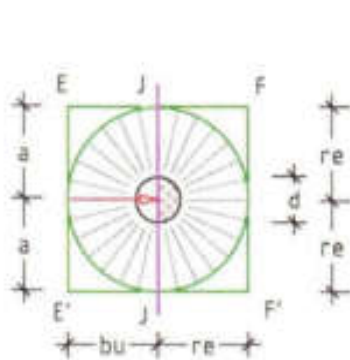


Abb. 100 zeigt in der Draufsicht die Fläche [E-F-F'-E'], die sich vier Erdsäulen teilen und die Kraftabstrahlung eines Einzelpfahls.

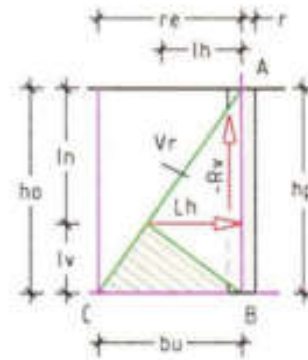


Abb. 101 zeigt in der Ansicht die Kraftfläche der Gewichtskraft Gr mit der Breite bu , welches an der Bezugslinie [A-B] ansetzt.

Für die Kraftermittlung sind maßgebend: das Keilvolumen Vr , die Trockendichte $ptg = 1,674 \text{ t/m}^3$ (4.170) und der Neigungswinkel $\beta n' = 46,0^\circ$ (4.174) der fiktiven Bodenart.

Grundfläche Ad^* → der vier Erdsäulen mit $h^* = 100 \text{ m}$

$$Ad^* = Ad \cdot 4 = 1,0 \cdot 4 = 4,00 \quad \text{m}^2 \quad (4.182)$$

Grundfläche Ad^c → des Erdzylinders

$$Ad^c = Ad^* \cdot \pi/4 = 4,00 \cdot \pi/4 = 3,14 \quad \text{m}^2 \quad (4.183)$$

Zylindervolumen Vz^*

$$Vz^* = Ad^c \cdot h^* = 3,14 \cdot 100 = 314,7 \quad \text{m}^3 \quad (4.184)$$

Breite $re = bu$ → mit dem Winkel $\beta n' = 46,0^\circ$ (4.174), $\tan \beta n' = 1,034$.

$$re = \sqrt[3]{(Vz^*/(\pi \cdot \tan \beta n))}$$

$$re = \sqrt[3]{314,7/(\pi \cdot 1,034)} = 4,59 \quad \text{m} \quad (4.185)$$

Höhe hp

$$hp = \sqrt[3]{Vz^{\circ} \cdot \tan^2 \beta n' / \pi} = \sqrt[3]{314 \cdot 1,034^2 \pi}$$

$$hp = \sqrt[3]{314,7 \cdot 1,034^2 \pi} = 4,75 \quad \text{m} \quad (4.186)$$

Kegelvolumen Vr

$$Vr = hp \cdot re^2 \cdot \pi / 3 = 4,75 \cdot 4,59^2 \cdot \pi / 3 = 104,8 \quad \text{m}^3 \quad (4.187)$$

Wie bereits angemerkt, können die einzelnen Kräfte über die ihnen zugeordneten Volumina ermittelt werden, siehe hierzu Berechnung der Gewichtskraft Gr (4.147).

Vorab ist in den Kegel in die Höhe des horizontalen Kraftangriffs gegen die Pfahlmitte eine Ebene mit dem Radius re' einzulegen. Durch diese Ebene wird die Höhe hp (4.186) geteilt in die obere Höhe hro und in die untere Höhe hru . Letztlich ist das Kegelvolumen Vr (4.187) entsprechend den Radien und Höhen zu splitten, so dass oberhalb der eingefügten Ebene ein Kegel mit der Höhe hro und dem Volumen Vro entsteht. Unterhalb der Ebene entsteht ein Kegelstumpf mit dem Volumen Vrs und der Höhe hru . In den Kegelstumpf ist ein Zylinder mit der Höhe hru und dem Radius re' einzufügen, dessen Volumen Vrz den horizontalen Kräften zuzuordnen ist. In den Zylinder ist ein Kegel mit dem Volumen Vru einzustellen. Die einzelnen Volumina multipliziert mit der Bodendichte und der Fallbeschleunigung zeigen dann die Kräfte innerhalb des Kegels Vr auf. Zur weiteren Berechnung ist das Kegelvolumen Vr zu splitten.

Radius $re' \rightarrow$ mit Winkel $\beta n' = 46,0^\circ$

$$re' = hp \cdot \sin \beta n' \cdot \cos \beta n' \cdot \pi / 3$$

$$re' = 4,75 \cdot 0,550 \cdot \pi / 3 = 2,486 \sim 2,49 \quad \text{m} \quad (4.188)$$

Höhe hro

$$hro = hp \cdot re' / re = 4,75 \cdot 2,49 / 4,59 = 2,58 \quad \text{m} \quad (4.189)$$

Höhe hru

$$hru = hp \cdot \sin^2 \beta n' \cdot \pi / 3 = 4,75 \cdot 0,517 \cdot \pi / 3 = 2,57 \quad \text{m} \quad (4.190)$$

Höhe h_{ru}

$$h_{ru} = h_p - h_{ro} = 4,75 - 2,57 = 2,18 \quad \text{m} \quad (4.191)$$

Kegelvolumen V_{ro}

$$V_{ro} = h_{ro} \cdot r_e'^2 \cdot \pi/3 = 2,57 \cdot 2,49^2 \cdot \pi/3 = 16,7 \quad \text{m}^3 \quad (4.192)$$

Kegelstumpf V_{rs}

$$\begin{aligned} V_{rs} &= h_{ru} \cdot \pi \cdot (r_e^2 + r_e \cdot r_e' + r_e'^2)/3 \\ V_{rs} &= 2,18 \cdot \pi \cdot (4,59^2 + 4,59 \cdot 2,49 + 2,49^2)/3 = \\ V_{rs} &= 2,18 \cdot \pi \cdot (21,07 + 11,43 + 6,20)/3 = 88,3 \quad \text{m}^3 \quad (4.193) \end{aligned}$$

Zylinder V_{rz}

$$V_{rz} = h_{ru} \cdot r_e'^2 \cdot \pi = 2,18 \cdot 2,49^2 \cdot \pi = 42,5 \quad \text{m}^3 \quad (4.194)$$

Kegelvolumen V_{ru}

$$V_{ru} = h_{ru} \cdot r_e'^2 \cdot \pi/3 = 2,18 \cdot 2,49^2 \cdot \pi/3 = 14,1 \quad \text{m}^3 \quad (4.195)$$

Volumen V_r

$$V_r = 16,7 + 88,3 = 105,0 \quad \text{zu} \quad 104,8 \quad \text{m}^3 \quad (4.196)$$

Gewichtskraft $Gr \rightarrow$ halbseitig und mit Dichte $ptg = 1,674t/m^3$

$$Gr = V_r \cdot ptg \cdot g/2 = 104,8 \cdot 1,674 \cdot 9,807/2 = 860,2 \quad \text{kN} \quad (4.197)$$

Kraft $Ln = -R_v$ (reaktive Kraft)

$$\begin{aligned} Ln &= (V_{ro} + V_{ru}) \cdot ptg \cdot g/2 \\ Ln &= (16,7 + 14,1) \cdot 1,674 \cdot 9,807/2 = 252,8 \quad \text{kN} \quad (4.198) \end{aligned}$$

Kraft L_v

$$\begin{aligned} L_v &= (V_{rs} - V_{ru}) \cdot ptg \cdot g/2 \\ L_v &= (88,3 - 14,1) \cdot 1,674 \cdot 9,807/2 = 609,1 \quad \text{kN} \quad (4.199) \end{aligned}$$

Gewichtskraft Gr'

$$Gr' = Ln + L_v = 609,1 + 252,8 = 861,9 \quad \text{zu} \quad 860,2 \quad \text{kN} \quad (4.200)$$

Horizontalkraft L_h

$$L_h = V_{rz} \cdot ptg \cdot g/6 = 42,5 \cdot 1,674 \cdot 9,807/6 = 116,3 \quad \text{kN} \quad (4.201)$$

Nutzkraft $GG \rightarrow$ über den allseitigen Anpressdruck

$$GG = 2 \cdot Ln = 2 \cdot 252,8 = 505,6 \quad \text{kN} \quad (4.202)$$

Wie in den Abb. 100 und 101 dargestellt, wurde die Kraftermittlung auf die Pfahlachse abgestellt und ist nun auf den Pfahlmantel über die Breite $bu' = re - d/2$ zurückzusetzen.

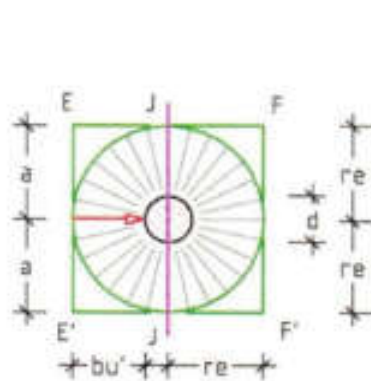


Abb. 102 zeigt die Breite bu' , über welche die Kräfte gegen den Pfahlmantel neu zu ermitteln sind.

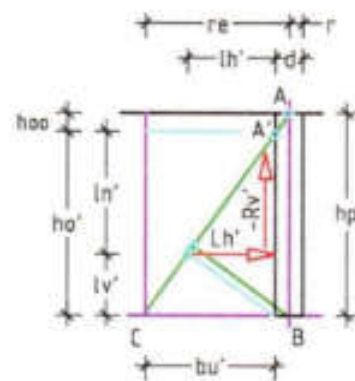


Abb. 103 zeigt in der Ansicht die Kraftfläche gegen den Pfahlmantel mit der Breite bu' und der reduzierten Höhe ho' .

Breite bu'

$$bu' = bu - d/2 = 4,59 - 0,80/2 = 4,19 \quad \text{m} \quad (4.203)$$

Höhe ho'

$$ho' = ho - r \cdot \tan \beta n' = 4,75 - 0,40 \cdot 1,034 = 4,34 \quad \text{m} \quad (4.204)$$

Kraft $Ln' = Rv'$

$$Ln' = Ln \cdot bu' / bu = 252,8 \cdot 4,19 / 4,59 = 230,8 \quad \text{kN} \quad (4.205)$$

Kraft $Lh' = Rv'$ (überschlägig)

$$Lh' = Lh \cdot bu' / bu = 116,3 \cdot 4,19 / 4,59 = 106,2 \quad \text{kN} \quad (4.206)$$

Nutzkraft $GG' \rightarrow$ über den beidseitigen Anpressdruck

$$GG' = 2 \cdot Ln' = 2 \cdot 230,8 = 461,6 \quad \text{kN} \quad (4.207)$$

Kraftableitung über den Pfahlfuß

Über die zul. Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 179,1 \text{ kN/m}^2$ (4.179) und die Auflastfläche des Pfahls $Ad = 0,503 \text{ m}^2$ (4.180) ist die zulässige Gewichtskraft $Ge = 90,0 \text{ kN}$ (4.181) errechnet worden. Unter der Kraft Ge setzen sich weder der Pfahl noch das Erdreich.

Nachstehend bleibt zu prüfen, ob das Pfahleigengewicht G_p die zul. Kraft G_e übersteigt oder ein Kraftüberschuss G_p^* zur Erhöhung der Nutzkraft GG' herangezogen werden kann.

Pfahleigengewicht $G_p \rightarrow Ad = 0,503 \text{ m}^2$ (4.180)

$$G_p = Ad \cdot h_p \cdot p_{pf} \cdot g = 0,503 \cdot 4,75 \cdot 2,400 \cdot 9,807$$

$$G_p = 56,2 \quad \text{kN} \quad (4.208)$$

Differenzkraft G_p^*

$$G_p^* = G_e - G_p = 90,0 - 56,2 = 33,8 \quad \text{kN} \quad (4.209)$$

Der Kraftvergleich zeigt, dass die Kraft G_p^* zur Erhöhung der Nutzkraft GG^* genutzt werden kann.

Nutzkraft GG^*

$$GG^* = GG' + G_p^* = 461,6 + 33,8 = 495,4 \quad \text{kN} \quad (4.210)$$

Nachstehend wird die Größe des Kraftkegels unter dem Pfahlfuß ermittelt, über welchen der Abtrag der zul. Gewichtskraft $G_e = 90,0 \text{ kN}$ (4.181) erfolgt. Da die Kraft G_e unmittelbar unter dem Pfahlfuß von dem anstehenden Boden übernommen wird, ist über den Winkel zu der Erdsäulenhöhe $h_{s5} = 10,35 \text{ m}$ (4.175) noch die Säulenhöhe h_o zu addieren, die sich aus dem Erdeigengewicht unter dem Pfahlfuß ergibt.

Höhe h_o

$$h_o = r \cdot \tan \beta n' = 0,40 \cdot 1,034 = 0,41 \quad \text{m} \quad (4.211)$$

Höhe h_l

$$h_l = h_{s5} + h_o = 10,35 + 0,41 = 10,76 \quad \text{m} \quad (4.212)$$

Volumen $V_v \rightarrow$ der Erdsäule unter dem Pfahl

$$V_v = Ad \cdot h_l = 0,503 \cdot 10,76 = 5,41 \quad \text{m} \quad (4.213)$$

Die Erdsäule mit den Volumen V_v ist über den Neigungswinkel $\beta n' = 46,0^\circ$ umzuwandeln in einen Zylinder mit dem Volumen V_{zz} . Innerhalb des Zylinders wird die Kraft $G_e = 90,0 \text{ kN}$ (4.181) abgebaut, wobei Kegel die reaktiven Kräfte und der Hohlkegel die aktiven Kräfte aufnimmt.

Höhe h'

$$h' = \sqrt[3]{Vv \cdot \tan^2 \beta n' / \pi} = \sqrt[3]{5,41 \cdot 1,034^2 / \pi} = 1,23 \quad \text{m} \quad (4.214)$$

Breite re'

$$re' = \sqrt[2]{Vv / h' \cdot \pi} = \sqrt[2]{5,41 / 1,23 \cdot \pi} = 1,18 \quad \text{m} \quad (4.215)$$

Kegelvolumen Va'

$$Va' = Vv / 3 = 5,41 / 3 = 1,80 \quad \text{m}^3 \quad (4.216)$$

Hohlkegelvolumen Vr'

$$Vr' = 2 \cdot Vv / 3 = 2 \cdot 5,41 / 3 = 3,61 \quad \text{m} \quad (4.217)$$

Ergebnis:

Für die Kraftermittlung ist in die quadratische Grundfläche der vier Erdsäulen $Ad^* = 4,00 \text{ m}^2$ ein Kreiszyylinder mit dem Volumen Vz zu stellen. Die Zylinderform ändert sich wegen der allseitig zugelassenen Kraftausbreitung unter dem Neigungswinkel $\beta n' = 46,0^\circ$ und lässt einen neuen Erdzylinder mit der Höhe $hp = 4,75 \text{ m}$ (4.186) und dem Radius $re = 4,59 \text{ m}$ (4.185) entstehen. Da der Pfahl in der lotrechten Achse des Kreiszyinders steht und die Kräfte gegen den Pfahl sich nur aus dem Erdkegel des Zylinders entwickeln können, ist das Volumen Vz zu dritteln. Über das Kegelvolumen konnten der Anpressdruck $Lh = 116,3 \text{ kN}$ (4.201) gegen die Pfahlachse und die beidseitig aufsteigende Kraft $-Rv = Ln = 252,8 \text{ kN}$ (4.198) errechnet werden, die zur Nutzskraft $GG = 505,6 \text{ kN}$ (4.202) führte.

Da die Kräfte gegen den Pfahlmantel maßgebend sind und die Kraftermittlung vorab gegen die Pfahlachse geführt wurde, waren die ermittelten Kräfte durch das Breitenverhältnis $bu = re = 4,59 \text{ m}$ zu $bu' = bu - d/2 = 4,19 \text{ m}$ (4.20) zu mindern. Die Kraftreduzierung brachte die Kräfte $Ln' = 230,8 \text{ kN}$ (4.205) und die zul. Nutzskraft $GG' = 461,6$ (4.207). Unter dem Pfahlfuß konnte mit der Auflastfläche $Ad' = 0,503 \text{ m}^2$ (4.180) und der Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 179,1 \text{ kN/m}^2$ (4.179) die zul. Gewichtskraft $Ge = 90,0 \text{ kN}$ (4.181) errechnet werden. Da das Eigengewicht $Gp = 56,2 \text{ kN}$ (4.208) die zul. Gewichtskraft Ge nicht voll in Anspruch nimmt, konnte die Differenzkraft $Gp^* = 33,8 \text{ kN}$ (4.209) zur Erhöhung der Nutzkraft $GG^* = 495,4 \text{ kN}$

(4.210) herangezogen werden. Ohne Überlastung des Erdreichs konnte in den schluffigen Boden ein 4,75 m hoher Einzelpfahl $d = 80$ m gesetzt werden, der mit der Nutzkraft GG^* belastet werden kann.

4.4.3 Belastbarkeit eines Einzelpfahls $d = 0,60$ m bei feuchtem Boden

In einen feuchten Boden mit einem Porenwassergehalt von 180 Liter, der im trockenen Zustand die Dichte $ptg = 1,764 \text{ t/m}^3$ (3.9) und dem Neigungswinkel $\beta t = 55^\circ$ aufweist, soll ein Ortbeton-Pfahl $d = 0,60$ m (ohne Fußverbreiterung) mit der Dichte $p_{pf} = 2,40 \text{ t/m}^3$ niedergebracht werden. Zu berechnen sind die Pfahlhöhe und die Nutzkraft GG^* , die ohne Überlastung des Erdreichs auf den Pfahl aufgetragen werden kann. Zur Lösung der Aufgabe sind zunächst die Eigenschaften des feuchten Bodens, die zul. Bodenpressung σ_{Dzul} und die Abmessungen des Erdkörpers zu ermitteln.

Für die Berechnung der Bodeneigenschaften werden übernommen:

$Vf_{55} = 0,588 \text{ m}^3$	(3.1)	$Vl_{55} = 0,412 \text{ m}^3$	(3.2)
Winkel $\beta t = 55,0^\circ$	(3.4)	Dichte $ptg = 1,764 \text{ t/m}^3$	(3.9)

Eigenschaften des feuchten Bodens

Bei einem feuchten Boden teilt sich das Porenvolumen Vl_{55} (3.2) auf in das von dem Wasser besetzte Volumen $Vln = 0,180 \text{ m}^3$ und in das vom Wasser unbesetzte Volumen Vlt .

Porenvolumen $Vln \rightarrow$ vom Wasser besetzt

$$Vln = 0,180 \quad \text{m}^3 \quad (4.218)$$

Porenvolumen Vlt

$$Vlt = Vl_{55} - Vln = 0,412 - 0,180 = 0,232 \quad \text{m}^3 \quad (4.219)$$

Fiktives Feststoffvolumen Vfn

$$Vfn = Vln \cdot pwg/ptg_{90} = 0,180 \cdot 1,0/3,0 = 0,060 \quad \text{m}^3 \quad (4.220)$$

Neigungswinkel β_i

$$\begin{aligned}\tan \beta_i &= Vf / (Vi + Vfn) = \\ &= 0,588 / (0,412 + 0,060) = 1,246\end{aligned}\quad (4.221)$$

$$\beta_i = 51,2^\circ \quad [-] \quad (4.222)$$

Nassdichte ρ_{ig}

$$\rho_{ig} = (Vf \cdot \rho_{tg} + Vln \cdot \rho_{wg}) / Vf_{90} \quad (4.223)$$

$$\rho_{ig} = (0,588 \cdot 3,0 + 0,160 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,924 \quad \text{t/m}^3 \quad (4.224)$$

Die Berechnung der zul. Bodenpressung σ_{Dzul} wird über die Kraftfläche $A = V^* / a = 100 \text{ m}^2$ und den Neigungswinkel $\beta_i = 51,2^\circ$ (4.216) geführt. Ermittelt werden zunächst die Höhe h_{s1} und die Breite b_{s1} der Kraftfläche bei einseitiger Kraftausdehnung.

Höhe h_{s1}

$$h_{s1} = \sqrt{V^*} \cdot \tan \beta_i / a = \sqrt{100} \cdot 1,246 / 1,0 = 11,16 \quad \text{m} \quad (4.225)$$

Breite b_{s1}

$$b_{s1} = \sqrt{V^*} / \tan \beta_i / a = \sqrt{100} \cdot 1,0 / 1,246 = 8,96 \quad \text{m} \quad (4.226)$$

Volumen $Vi \rightarrow$ je Krafrichtung und Fläche $Ad' = 1,00 \text{ m}^2$ mit der Trockendichte

$$Vi = Ad' \cdot h = 1,00 \cdot 11,16 = 11,16 \quad \text{m}^3 \quad (4.227)$$

Gewichtskraft $Gt \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$Gt = Vi \cdot \rho_{tg_{90}} \cdot g = 11,16 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 193,1 \quad \text{kN} \quad (4.228)$$

Bodenpressung σ_{Dzul}

$$\sigma_{Dzul} = Gt / Ad = 193,1 / 1,00 = 193,1 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.229)$$

Wie in dem vorangestellten Beispiel ist für die Berechnung des Kraftangriffs gegen die Pfahlachse in die quadratische Grundfläche $Ad^* = 4,00 \text{ m}^2$ der vier Erdsäulen in Erdzylinder mit den Volumen Vz einzufügen. Durch die zugelassene allseitige Kraftausbreitung im Erdreich der oberen Ebene ändert sich bei gleichem Inhalt Vz^* die Zylinderform, so dass über den Neigungswinkel $\beta_i = 51,2^\circ$ (4.222) die Höhe $h' = h_0$ und der Radius $re = bu$ errechnet werden können. Die Lage

und Maße der Erdkörper sind in der nachstehenden Abbildung dargestellt. Die Erdkräfte werden vorab gegen die Pfahlachse ermittelt und danach auf den Pfahlmantel umgestellt. Für den Kraftabtrag unter dem Pfahlfuß bildet sich ein wesentlich kleinerer Erdkegel aus. Maßgebend ist hier die Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 193,1 \text{ kN/m}^2$ (4.229).

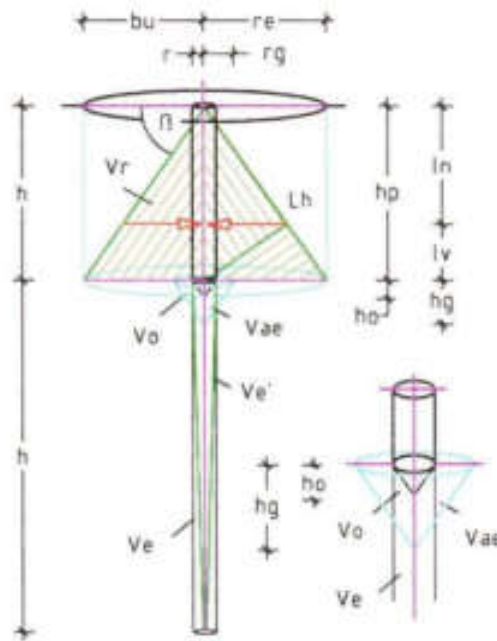


Abb. 104 zeigt in der oberen Ebene die Fläche des Anpressdrucks gegen die Pfahlachse und in der unteren Ebene die Erdsäule der zul. Bodenpressung.

Ermittlung der Kräfte gegen den Pfahlmantel

In die quadratische Grundfläche der vier Erdsäulen war zunächst der Erdzylinder mit der Höhe $h^* = 100 \text{ m}$, der Grundfläche $A_{d^*} = 3,14 \text{ m}^2$ (π) und dem Volumen $V_{z^*} = 314,2 \text{ m}^3$ einzufügen. Über den Neigungswinkel $\beta_i = 51,2^\circ$ werden der Radius re und die Höhe ho der neuen Zylinderform errechnet.

Breite $re = bu \rightarrow$ mit dem Winkel $\beta_i = 51,2^\circ$ (4.222), $\tan \beta_i = 1,246$ (4.221)

$$re = \sqrt[3]{V_{z^*} / (\pi \cdot \tan \beta_i)}$$

$$re = \sqrt[3]{314,2 / (\pi \cdot 1,246)} = 4,31 \quad \text{m} \quad (4.230)$$

Höhe h_p

$$h_p = \sqrt[3]{Vz^* \cdot \tan^2 \beta_i / \pi} = \sqrt[3]{314,2 \cdot 1,246^2 / \pi}$$

$$h_p = \sqrt[3]{314,2 \cdot 1,246^2 / \pi} = 5,37 \quad \text{m} \quad (4.231)$$

Kegelvolumen V_r

$$V_r = h_p \cdot r_e^2 \cdot \pi / 3 = 5,37 \cdot 4,31^2 \cdot \pi / 3 = 104,5 \quad \text{m}^3 \quad (4.232)$$

Für die Kraftermittlung ist das Kegelvolumen V_r zu unterteilen in die Volumina der einzelnen Kräfte. Vorab in den Kegel einzufügen ist die horizontale Ebene mit dem Radius r_e' .

Radius $r_e' \rightarrow$ mit Winkel $\beta_i = 51,2^\circ$

$$r_e' = h_p \cdot \sin \beta_i \cdot \cos \beta_i \cdot \pi / 3$$

$$r_e' = 5,37 \cdot 0,488 \cdot \pi / 3 = 2,75 \quad \text{m} \quad (4.233)$$

Höhe h_{ro}

$$h_{ro} = h_p \cdot \sin^2 \beta_i \cdot \pi / 3 = 5,37 \cdot 0,607 \cdot \pi / 3 = 3,42 \quad \text{m} \quad (4.234)$$

Höhe h_{ru}

$$h_{ru} = h_p - h_{ro} = 5,37 - 3,42 = 1,95 \quad \text{m} \quad (4.235)$$

Kegelvolumen V_{ro}

$$V_{ro} = h_{ro} \cdot r_e'^2 \cdot \pi / 3 = 3,42 \cdot 2,75^2 \cdot \pi / 3 = 27,0 \quad \text{m}^3 \quad (4.236)$$

Kegelstumpf V_{rs}

$$V_{rs} = h_{ru} \cdot \pi \cdot (r_e^2 + r_e \cdot r_e' + r_e'^2) / 3$$

$$V_{rs} = 1,95 \cdot \pi \cdot (4,31^2 + 4,31 \cdot 2,75 + 2,75^2) / 3 =$$

$$V_{rs} = 1,95 \cdot \pi \cdot (18,58 + 11,85 + 7,56) / 3 = 77,6 \quad \text{m}^3 \quad (4.237)$$

Zylinder V_{rz}

$$V_{rz} = h_{ru} \cdot r_e'^2 \cdot \pi = 1,95 \cdot 2,75^2 \cdot \pi = 46,3 \quad \text{m}^3 \quad (4.238)$$

Kegelvolumen V_{ru}

$$V_{ru} = h_{ru} \cdot r_e'^2 \cdot \pi / 3 = 1,95 \cdot 2,75^2 \cdot \pi / 3 = 15,4 \quad \text{m}^3 \quad (4.239)$$

Volumen V_r

$$V_r = 27,0 + 77,6 = 104,6 \text{ zu } 104,5 \quad \text{m}^3 \quad (4.240)$$

Gewichtskraft $G_r \rightarrow$ halbseitig und mit Dichte $ptg = 1,764 \text{ t/m}^3$

$$G_r = V_r \cdot ptg \cdot g / 2 = 104,5 \cdot 1,764 \cdot 9,807 / 2 = 903,9 \quad \text{kN} \quad (4.241)$$

Kraft $L_n = -R_v$ (reaktive Kraft)

$$L_n = (V_{ro} + V_{ru}) \cdot ptg \cdot g/2$$

$$L_n = (27,0 + 15,4) \cdot 1,764 \cdot 9,807/2 = 366,8 \quad \text{kN} \quad (4.242)$$

Kraft L_v

$$L_v = (V_{rs} - V_{ru}) \cdot ptg \cdot g/2$$

$$L_v = (77,6 - 15,4) \cdot 1,764 \cdot 9,807/2 = 538,0 \quad \text{kN} \quad (4.243)$$

Gewichtskraft G_r' (Probe)

$$G_r' = L_n + L_v = 366,8 + 538,0 = 904,8 \text{ zu } 903,9 \quad \text{kN} \quad (4.244)$$

Horizontalkraft $L_h \rightarrow$

$$L_h = V_{rz} \cdot ptg \cdot g/6 = 46,3 \cdot 1,764 \cdot 9,807/6 = 133,5 \quad \text{kN} \quad (4.245)$$

Nutzkraft $GG \rightarrow$ über den allseitigen Anpressdruck

$$GG = 2 \cdot L_n = 2 \cdot 366,8 = 733,6 \quad \text{kN} \quad (4.246)$$

Die Kraftermittlung wurde zunächst auf die Pfahlachse abgestellt und ist nun auf den Pfahlmantel über die Breite $bu' = re - d/2$ zurückzusetzen, siehe Abb. 101 und 103.

Breite bu'

$$bu' = bu - d/2 = 4,31 - 0,60/2 = 4,01 \quad \text{m} \quad (4.247)$$

Kraft $L_n' = R_v'$

$$L_n' = L_n \cdot bu'/bu = 366,8 \cdot 4,01/4,31 = 341,3 \quad \text{kN} \quad (4.248)$$

Nutzkraft $GG' \rightarrow$ über den beidseitigen Anpressdruck

$$GG' = 2 \cdot L_n' = 2 \cdot 341,3 = 682,6 \quad \text{kN} \quad (4.249)$$

Maximal zulässiger Lastabtrag unter dem Pfahlfuß

Unter der Vorgabe, dass die zulässige Bodenpressung unter dem Pfahl nicht überschritten wird, darf die zul. Gewichtskraft G_u über Tragfähigkeit des Bodens errechnet. Hierzu stehen zur Verfügung: die Höhe $h_{s1} = 11,16 \text{ m}$ (4.225), die Dichte $ptg = 1,764 \text{ t/m}^3$ und der Pfahldurchmesser $\varnothing = d = 0,60 \text{ m}$. Maßgebend ist der Neigungswinkel $\beta i = 51,2^\circ$ (4.222) mit dem Tangens $\tan \beta i = 1,246$ (4.221).

Auflastfläche Ad^*

$$Ad^* = \pi \cdot d^2/4 = \pi \cdot 0,60^2/4 = 0,283 \quad \text{m} \quad (4.250)$$

Umfang U

$$U = \pi \cdot d = \pi \cdot 0,60 = 1,88 \quad \text{m} \quad (4.251)$$

Volumen V_v

$$V_v = h \cdot Ad^* = 11,16 \cdot 0,283 = 3,158 \quad \text{m} \quad (4.252)$$

Höhe h'

$$h' = \sqrt[3]{V_v \cdot \tan^2 \beta i / \pi} = \sqrt[3]{3,158 \cdot 1,243^2 / \pi} = 1,16 \quad \text{m} \quad (4.253)$$

Breite re'

$$re' = \sqrt[3]{V_v / (h' \cdot \pi)} = \sqrt[3]{3,158 / (1,16 \cdot \pi)} = 0,95 \quad \text{m} \quad (4.254)$$

Auflast Eu

$$Eu = Ve \cdot ptg = 3,158 \cdot 1,764 = 5,57 \quad \text{t} \quad (4.255)$$

Gewichtskraft $Ge \rightarrow$ Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 193,1 \text{ kN/m}^2$ (4.229)

$$Ge = \sigma_{Dzul} \cdot Ad^* = 193,1 \cdot 0,283 = 54,6 \quad \text{kN} \quad (4.256)$$

Kraftableitung über den Pfahlfuß

Nachstehend bleibt zu prüfen, ob das Pfahleigengewicht Gp die zul. Kraft Ge übersteigt oder ein Kraftüberschuss Gp^* zur Erhöhung der Nutzkraft GG' herangezogen werden kann.

Pfahleigengewicht $Gp \rightarrow Ad^* = 0,283 \text{ m}^2$ (4.250)

$$Gp = Ad^* \cdot hp \cdot p_{pf} \cdot g = 0,283 \cdot 5,37 \cdot 2,400 \cdot 9,807$$

$$Gp = 35,8 \quad \text{kN} \quad (4.257)$$

Differenzkraft Gp^*

$$Gp^* = Ge - Gp = 54,6 - 35,8 = 18,8 \quad \text{kN} \quad (4.258)$$

Der Vergleich zeigt, dass die Kraft Gp^* zur Erhöhung der Nutzkraft GG^* genutzt werden kann, somit Nutzkraft GG^* :

$$GG^* = GG' + Gp^* = 682,6 + 18,8 = 701,4 \quad \text{kN} \quad (4.259)$$

Ergebnis:

Bei der vorgegebenen Bodenart mit dem Neigungswinkel $\beta_i = 51,2^\circ$ und der Trockendichte $\rho_{tg} = 1,764 \text{ t/m}^3$ wurde bei allseitiger Kraftausbreitung die Gewichtskraft $GG = 733,6 \text{ kN}$ (4.246) über den Erdkegel mit der Höhe $hp = 5,37 \text{ m}$ (4.231) und dem Radius $re = 4,31 \text{ m}$ (4.230) errechnet. Die Kräfte in dem Kegel waren über die Breite $bu' = 4,01 \text{ m}$ (4.247) von der Pfahlachse auf den Pfahlmantel zurückzusetzen, so dass auch die Gewichtskraft GG zu reduzieren war auf die Kraft $GG' = 682,6 \text{ kN}$ (4.249).

Unter dem Pfahlfuß konnte mit der Auflastfläche $Ad^* = 0,283 \text{ m}^2$ (4.250) und der Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 193,1 \text{ kN/m}^2$ (4.229) die zul. Gewichtskraft $Ge = 54,6 \text{ kN}$ (4.256) errechnet werden. Da das Eigengewicht $Gp = 35,8 \text{ kN}$ (4.257) die zul. Gewichtskraft Ge nicht voll in Anspruch nimmt, konnte die Differenzkraft $Gp^* = 18,8 \text{ kN}$ (4.258) zur Erhöhung der Nutzkraft $GG^* = 701,4 \text{ kN}$ (4.259) herangezogen werden.

Der Ortbetonpfahl $d = 0,60 \text{ m}$ kann unter Ausnutzung des möglichen Kraftabtrags im Erdreich die Höhe $hp = 5,37 \text{ m}$ messen und mit der Nutzkraft GG^* (4.259) belastet werden.

4.4.4 Belastbarkeit eines Einzelpfahls $d = 0,60 \text{ m}$ über zwei Kraftebenen

Die vorangestellten Pfahlberechnungen zeigen, dass unter dem Pfahlfuß sich ein verhältnismäßig kleiner Erdkegel ausbildet, um das Pfahleigengewicht Gp in das Erdreich abzutragen. In diesem Beispiel wird auf einen Kraftabtrag über den Pfahlfuß verzichtet ($Gp = 0,0 \text{ kN}$) und stattdessen die Pfahlhöhe $hp^* = 2 \cdot hp = 2 \cdot 5,37 \text{ m} = 10,74 \text{ m}$ (4.231) gewählt.

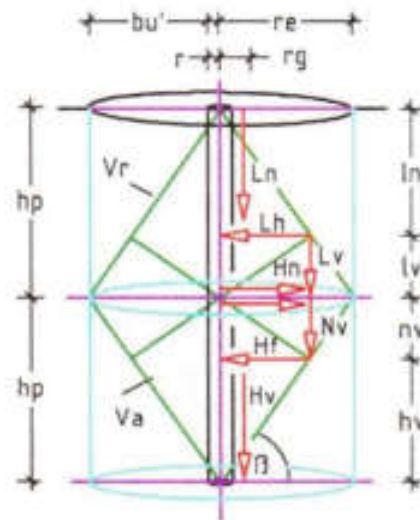


Abb. 105 zeigt den Pfahl und innerhalb der beiden Erdsäulen die Kraftflächen des Anpressdrucks gegen den Pfahlmantel.

Die zuvor ermittelten Abmessungen des Erdkegel sowie die Kräfte $GG' = 682,6 \text{ kN}$ (4.249) und $Gp = 35,8 \text{ kN}$ (4.257) können hierzu übernommen werden. Die neue Nutzkraft errechnete sich $GG^* = 2 \cdot (GG' - Gp)$.

Gewichtskraft GG^*

$$GG^* = 2 \cdot (GG' - Gp) = 2 \cdot (682,6 - 35,8) = 1293,6 \text{ kN} \quad (4.260)$$

Ergebnis:

Der Pfahl mit der Höhe $hp^* = 10,74 \text{ m}$ kann mit der Nutzkraft $GG^* = 1293,6 \text{ kN}$ (4.260) belastet werden, ohne dass der Pfahl sich senkt. Durch den Verzicht eines Kraftabtrags über den Pfahlfuß ($Gp = 0,0 \text{ kN}$) konnte zur Kraftermittlung gegen die Pfahlachse ein Erdzylinder mit der Höhe $hp^* = 2 \cdot hp = 2 \cdot 5,37 \text{ m}$ angesetzt werden, siehe Abb. 105.

Das gleiche Berechnungssystem könnte auch bei den vorangestellten Beispielen angewandt werden. Hier wäre zunächst die Differenzhöhe $h\Delta = [hp(4,231) - h'(4,253)]$ zu bilden und hiernach über die Höhe $hp^* = (hp + h\Delta)/2 = 4,79 \text{ m}$ die Kraftermittlung zu führen. Der Kraftabtrag über den Pfahlfuß bliebe bestehen, jedoch würde die

Erhöhung der Nutzkraft GG^* durch die Differenzkraft Gp^* entfallen, siehe Abb. 106.

Die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise wäre an dem Objekt zu überprüfen.

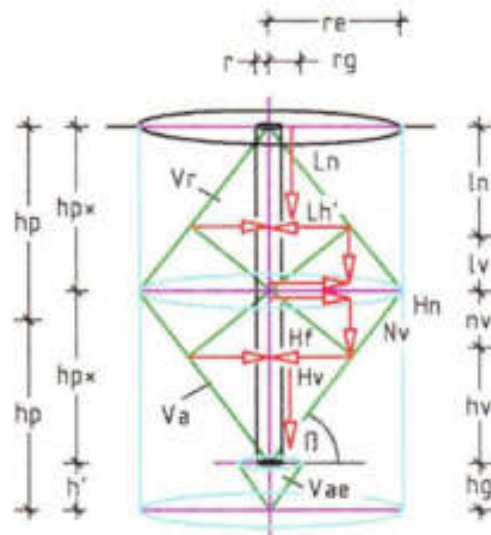


Abb. 106 zeigt den Pfahl innerhalb der beiden Erdsäulen und das Volumen V_{ae} des Erdeigengewichtes unterhalb des Pfahlfußes.

Die vorgestellten Ermittlungen der Pfahlbelastungen sind übertragbar auf Pfähle mit wechselnder Schaft- und Fußausbildung (Fußverbreiterung). Nicht behandelt sind exzentrische und dynamische Belastungen von Pfählen sowie sicherheitsrelevante Faktoren, die Einfluss auf die Pfahlbemessung nehmen können.

4.5 Kräfte gegen Rohrleitungen und Tunnelstrecken

Für die Berechnung des maximalen Kraftangriffs gegen Rohr- oder Tunnelquerschnitte wird die Berechnungstiefe $a = 1,00$ m vorgegeben. Der Rohrmittelpunkt ist in das Zentrum von vier Erdscheiben in zwei Ebenen einzufügen, siehe Abb. 107.

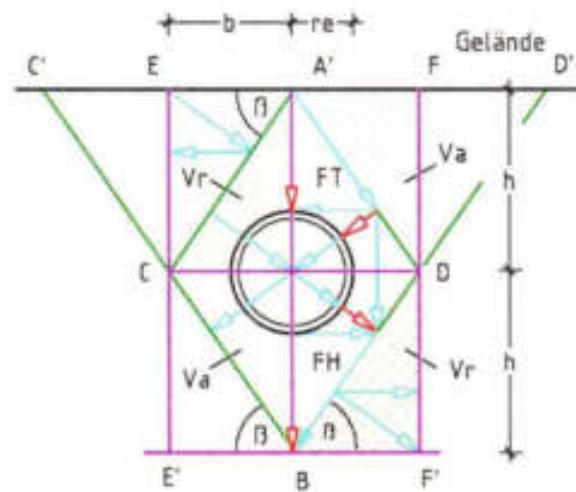


Abb. 107 zeigt mittig einen Rohr- oder Tunnelquerschnitt umgeben von maßgebenden Volumina bzw. Kraftflächen.

Die Höhe h_0 und die Breite b der maximalen Kraftfläche $A = V^*/a = 100 \text{ m}^3$ werden wieder über den realen Neigungswinkel der Bodenart bestimmt, d. h. über den Winkel β_t , β_i oder β_u . Der Kraftangriff gegen das Bauwerk ist über die Keilflächen $A_o = A_r = V^*/a$ multipliziert mit der Bodendichte und der Fallbeschleunigung zu führen. Die maximale Erdbelastung ist erreicht, wenn die Kräftebenen FT (A' - D) und FH (D - B) den Außendurchmesser des Bauwerks tangieren. Bei größeren Querschnitten entsteht eine Überlastung des Erdreichs, welche die ursprünglichen Bodeneigenschaften des Baugrunds verändert. Die Belastung wandelt sich, wenn der Abstand des Bauwerks zur Geländeebene sich ändert und/oder zusätzlich Auf- oder Verkehrslasten auf den Querschnitt aufzutragen sind.

Das Bauwerk hat in der Regel den Kraftanteil aufzunehmen und abzuleiten, welcher der Masse des durch das Bauwerk verdrängten Bodens entspricht.

Über die reduzierte Scheibenhöhe $h_0 = h - h_{00}$ kann dargestellt werden, dass auch die maximale Erdbelastung auf das Bauwerk abnimmt. Die maximale Erdbelastung bleibt gleich, wenn sich die Höhe $h_0 = h + h_{00}$ vergrößert. In diesem Fall werden die Kräfte aus der Erd-

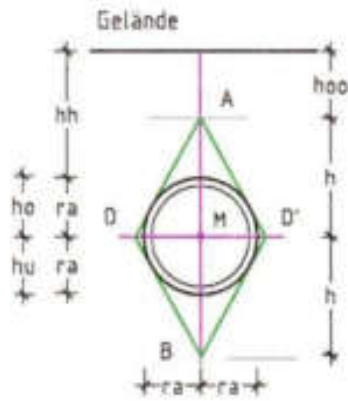


Abb. 108 zeigt die Absenkung der vier Erdscheiben um die Höhe h_{oo} .

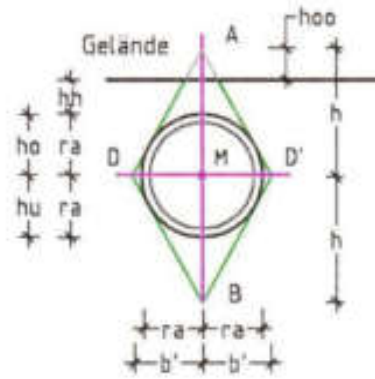


Abb. 109 zeigt die Reduzierung der Rohrbelastung infolge der Höhe h_{oo} .

schicht mit der Höhe h_{oo} über die Neigungsebenen seitlich an dem Rohr- oder Tunnelquerschnitt vorbeigeführt.

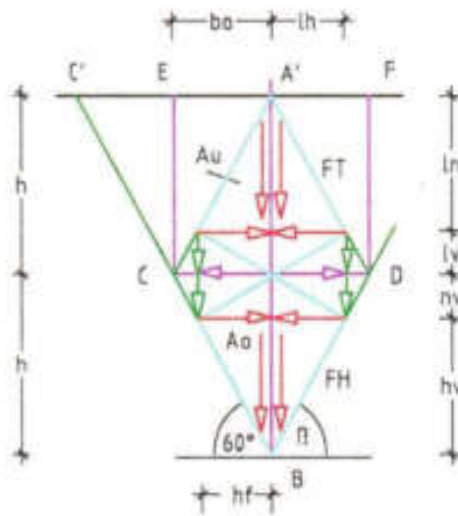


Abb. 110 zeigt innerhalb der vier Erdkeile ($A'-D-B-C$) die reaktiven und aktiven Kräfte und ihre Richtungen.

Von den vier Erdkeilen ($A'-D-B-C$), die das Rohr umgeben, belasten die oberen Keilflächen den Querschnitt, während die aktiven Erdkeile unter dem Rohr die aufgenommenen Kräfte in das anstehende Erdreich abtragen. Im Zuge der Kraftermittlung werden zunächst die Kräfte FS

und L_V der vier Erdkeile ermittelt und danach die reaktiven Kräfte FS' und L_V' errechnet, die auf den Rohr- oder Tunnelquerschnitt entfallen. Hier bietet es sich an, zunächst die Kraftmeter f_s und l_v über den Außenradius ra zu berechnen und hiernach die Kräfte FS' und L_V' über die Kraftmeter und der Kraftzahl g_i zu ermitteln. Die Kraftzuordnung und der Kraftabtrag werden in den Abb. 112 und Abb. 114 gezeigt.

Werden Verkehrslasten in dem Einflussbereich des Rohr- oder Tunnelquerschnitts auf die Geländeebene aufgetragen, so verändern diese den natürlichen Neigungswinkel des anstehenden Bodens und damit auch die Höhe der vier Keilflächen. Wie bereits ausgeführt, kann die Auflasthöhe he und damit die neue Keilhöhe $hl = h + he$ über die Verkehrsersatzlast dividiert durch die Trockendichte ptg des anstehenden Bodens ermittelt werden.

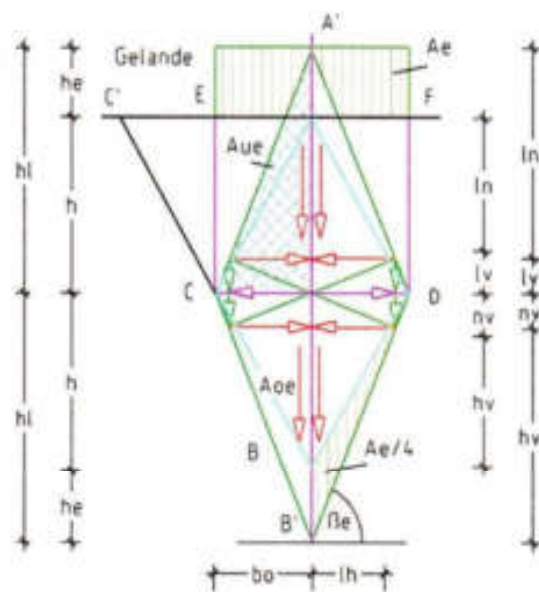


Abb. 111 zeigt den Einfluss von Auf- oder Verkehrslasten auf die Kraftgrößen, deren Richtungen und den Neigungswinkel.

Die Winkeländerung infolge der Verkehrsauflast bewirkt, dass sich die vertikale Rohrbelastung erhöht und sich der Winkel des Rohraufagers reduziert.

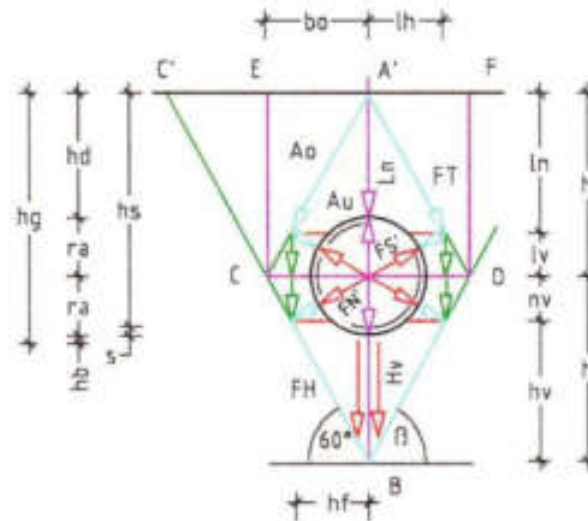


Abb. 112 zeigt einen Rohrquerschnitt, der das Kraftzentrum nicht voll ausfüllt.

Da die Neigungsebenen als Tangenten an das Rohr zu legen sind, kann der Rohrauflagerwinkel nicht frei gewählt werden. Da der Bettungswinkel des harten Felsgesteins $2\alpha = 0,0^\circ$ und der Bettungswinkel des Wassers $2\alpha = 180^\circ$ beträgt, müssen die Bettungswinkel $\alpha = 90^\circ - \beta$ der übrigen Bodenarten zwischen den beiden Extremen zu finden sein. Folglich wird sich bei einem trockenen bindigen Boden der Bettungswinkel $2\alpha = 90^\circ$ und bei einem festen und trockenen Geröll der Winkel $2\alpha \sim 50^\circ$ einstellen.

Experiment »Rohrgraben«

Zur Abklärung der häufigsten Schadensfälle im Kanalbau wie Achsverschiebung und Unterbogen in der Leitung, Rohrrisse, Rohrbrüche und abgetrennte Hausanschlussleitungen wurde die Versuchsreihe 6 durchgeführt. Für dieses Experiment wurde Industriewatte als leicht formbarer Boden und Basaltgrus als Grabenverfüllung gewählt. Zunächst wurde die Watte bis zu einer Schichthöhe von 1,0 dm in den Glaskästen eingebaut und die trennende Glasscheibe mittig eingestellt und arretiert. Hiernach wurde Watte in die rechte Kammer und Basaltgrus als Grabenverfüllung in die linke Kammer bis zu der Oberkante des Glaskastens eingebaut und die eingestellt Glasscheibe gezogen. Wie

die Abb. 113 zeigt, breitete sich der Basaltgrus als Material der Grabenverfüllung über die Grabenwand als auch über die Grabensohle in den anstehenden Boden aus.

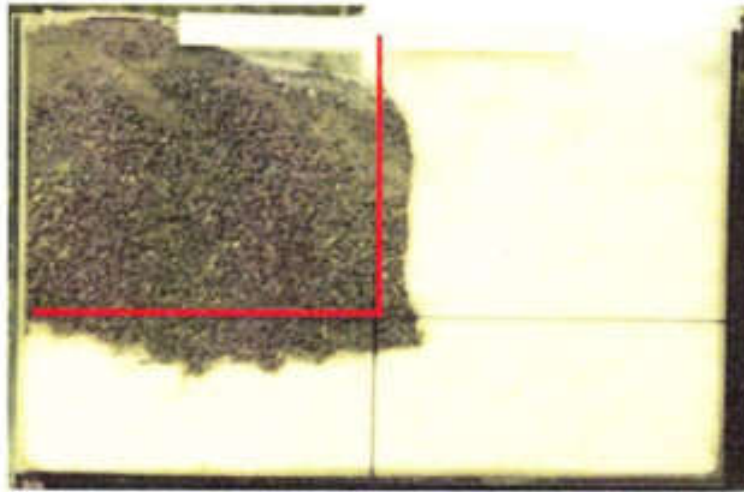


Abb. 113 zeigt das Modell ungleicher Bodenarten im Kanalgraben.

Die Versuche zeigten, dass ein anstehender Boden mit geringer Dichte durch eine Grabenverfüllung mit höherer Dichte an den Grabenwänden sowie an der Grabensohle verdrängt werden kann. Da Erdbewegungen an den Nahtstellen zweier unterschiedlicher Böden errechenbar sind, ließen sich die bekannten Schäden an Leitungen dauerhaft vermeiden.

4.5.1 Kraftermittlung für ein erdverlegtes Rohr DN 1800 Sb

Als Beispiel wird eine Kraftermittlung für ein Kanalrohr DN 1800 Sb ausgeführt, das in einem offenen Graben mit der Sohlentiefe $h_s = 5,00$ m verlegt werden soll. Als Rohrbettung ist »steinige Erde« mit der Höhe $h_b = 0,22$ m vorgesehen. Nach der Rohrverlegung soll der Graben mit dem gleichen Material verfüllt werden. Vorgegeben werden hierzu die Feuchtdichte $\rho_{ig} = 1,992$ t/m³, der Neigungswinkel $\beta_i = 58,0^\circ$ sowie der Rohrdurchmesser.

Graben		Rohr DN 1800 Sb	
Sohltiefe $hs =$	5,00 m	Innendurchmesser $di =$	1,80 m
Bettungshöhe $hb =$	0,22 m	Rohrwanddicke $s =$	0,18 m
Verbaudicke $vd =$	0,12 m	Außendurchmesser $da =$	2,16 m
Dichte $\rho_{ig} =$	1,992 t/m ³	Neigungswinkel $\beta_i =$	58,0°

Die Auflasten aus Verkehr sollen nicht anfallen.

Über die Nennweite des Rohrs können die Grabentiefe $hg = hb + s + hs$ sowie die Grabenbreite errechnet werden. Die Breite bg addiert sich aus dem Rohr-Außendurchmesser da , den zwei Arbeitsräumen $ar = 0,50$ m und den zwei Verbaudicken vd , folglich $bg = da + 2 \cdot (ar + vd)$. Der halbe Außendurchmesser da wird durch den Radius $ra = da/2$ angezeigt, so dass die Höhe der Erdkeile über den Ansatz $ho = hu = hs + s - ra$ ermittelt werden kann.

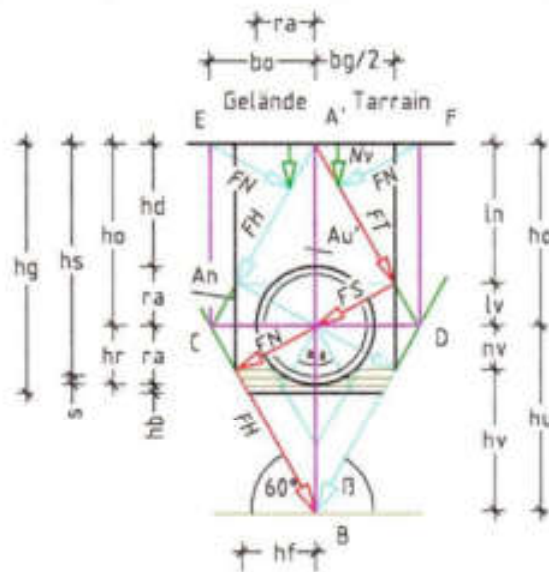


Abb. 114 zeigt das Rohr und den schraffierten Keilflächen Au' und $An = Au$.

Ausdehnung der Kraftscheiben

Die Höhe und Breite der vier Erdblöcke errechnen sich über die Tiefe $a = 1,0$ m und den Tangens des vorgegebenen Winkels $\beta_i = 58^\circ$.

Höhe h_{58}

$$\begin{aligned} h_{58} &= \sqrt{V^* \cdot \tan \beta i / a} = \\ &= \sqrt{100 \cdot 1,600 / 1,0} = 12,65 \quad \text{m} \quad (4.261) \end{aligned}$$

Breite b_{58}

$$\begin{aligned} b_{58} &= \sqrt{(V^* / (\tan \beta i \cdot a))} = \\ &= \sqrt{(100 / (1,60 \cdot 1,0))} = 7,90 \quad \text{m} \quad (4.262) \end{aligned}$$

Die Höhe $h_{58} = 12,65$ m und die Breite $b_{58} = 7,90$ m zeigen die maximale Größe der Erdkeile an. Würde z. B. ein Tunnelprofil die Breite $da > 2 \cdot b_{58} = 15,80$ m überschreiten, so wären die Kräfte über die größeren Kraftflächen unter der Erkenntnis zu berechnen, dass sich das Bauwerk infolge der Bodenüberlastung setzen wird.

In dem vorliegenden Fall erreicht der Außendurchmesser des Rohrs die gesetzten Grenzen der Kraftflächen nicht, so dass die Kraftermittlung über die Höhe $ho = hu = hs + s - ra$ geführt werden kann.

Radius ra

$$ra = da / 2 = 2,16 / 2 = 1,08 \quad \text{m} \quad (4.263)$$

Höhe ho

$$ho = hs + s - ra = 5,00 + 0,18 - 1,08 = 4,10 \quad \text{m} \quad (4.264)$$

Breite $bo \rightarrow$ mit Winkel $\beta i = 58,0^\circ$

$$bo = ho / \tan \beta i = 4,10 / 1,600 = 2,56 \quad \text{m} \quad (4.265)$$

Grabentiefe hg

$$hg = hs + s + hb = 5,00 + 0,18 + 0,22 = 5,40 \quad \text{m} \quad (4.266)$$

Grabenbreite bg

$$bg = da + 2 \cdot (ar + vd) = 2,16 + 2 \cdot 0,62 = 3,40 \quad \text{m} \quad (4.267)$$

Keilfläche Au

$$Au = Ao = ho \cdot bo / 2 = 4,10 \cdot 2,56 / 2 = 5,25 \quad \text{m}^2 \quad (4.268)$$

Höhe $lv \rightarrow$ mit Winkel $\beta i = 58,0^\circ$

$$lv = ho \cdot \sin^2 \beta i = 4,10 \cdot 0,719 = 2,95 \quad \text{m} \quad (4.269)$$

Höhe ln

$$ln = ho \cdot \cos^2 \beta i = 4,10 \cdot 0,281 = 1,15 \quad \text{m} \quad (4.270)$$

Breite lh

$$lh = ho \cdot \sin \beta i \cdot \cos \beta i = 4,10 \cdot 0,450 = 1,84 \quad \text{m} \quad (4.271)$$

Fläche As

$$As = d^2 \cdot \pi \cdot 58 / (360 \cdot 4) = 2,16^2 \cdot \pi \cdot 0,04 = 0,590 \quad \text{m}^2 \quad (4.272)$$

Fläche An

$$An = d^2 \cdot \pi \cdot 32 / (360 \cdot 4) = 2,16^2 \cdot \pi \cdot 0,022 = 0,326 \quad \text{m}^2 \quad (4.273)$$

Die Größe der errechneten Kraftfläche $Au = 5,25 \text{ m}^2$ (4.268) liegt weit unter der maximal zulässigen Kraftfläche $Au' = 50,0 \text{ m}^2$. Somit wird sich eine Überlastung des Baugrunds durch die Kanalverlegung nicht einstellen, sofern der anstehende Boden eine ähnliche Dichte aufweist wie der Füllboden.

Kraftermittlung

Für die Kraftermittlung stehen zur Verfügung: die zuvor errechneten Teilflächen, der Winkel $\beta i = 58,0^\circ$ und die Feuchtdichte $\rho_{ig} = 1,992 \text{ t/m}^3$. Die Berechnungsergebnisse beziehen sich auf eine Rohrhälfte, so dass die Kräfte für Rohrbemessung zu verdoppeln sind.

Gewichtskraft $G \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$G = Au \cdot \rho_{ig} \cdot g = 5,25 \cdot 1,992 \cdot 9,807 = 102,6 \quad \text{kN} \quad (4.274)$$

Kraft FS

$$FS = G \cdot \cos \beta i_{58} = 102,6 \cdot 0,530 = 54,3 \quad \text{kN} \quad (4.275)$$

Kraft FT

$$FT = G \cdot \sin \beta i_{58} = 102,6 \cdot 0,848 = 87,0 \quad \text{kN} \quad (4.276)$$

Kraft Ln

$$Ln = G \cdot \sin^2 \beta i_{58} = 102,6 \cdot 0,719 = 73,8 \quad \text{kN} \quad (4.277)$$

Kraft Lv

$$Lv = G \cdot \cos^2 \beta i_{58} = 102,6 \cdot 0,281 = 28,8 \quad \text{kN} \quad (4.278)$$

Kraft Lh

$$Lh = G \cdot \sin \beta_{i_{SB}} \cdot \cos \beta_{i_{SB}} = 102,6 \cdot 0,448 = 46,1 \quad \text{kN} \quad (4.279)$$

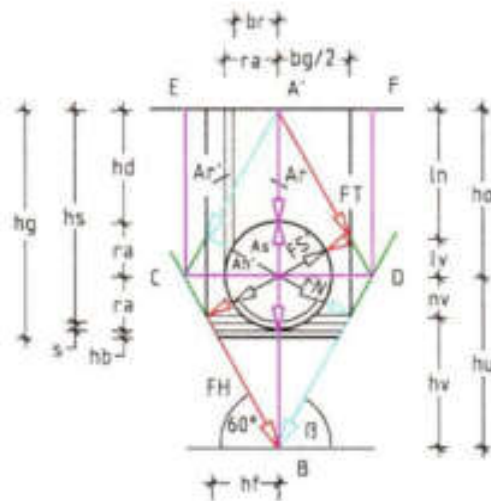


Abb. 115 zeigt die Kraftflächen, die Kräfte und das Rohraufleger unter dem Auflagerwinkel $2 \cdot \alpha = 64^\circ$.

Kraftzahl gi

$$gi = bo \cdot pig \cdot g/2 = 2,56 \cdot 1,992 \cdot 9,807/2 = 25,0 \quad \text{kN/m} \quad (4.280)$$

Kraftmeter fs

$$fs = FS/gi = 54,4/25,00 = 2,18 \quad \text{m} \quad (4.281)$$

Kraftmeter ft

$$ft = FT/gi = 87,0/25,00 = 3,48 \quad \text{m} \quad (4.282)$$

Kraftmeter ln

$$ln = Lv/gi = 73,8/25,00 = 2,95 \quad \text{m} \quad (4.283)$$

Kraftmeter lv

$$lv = Ln/gi = 28,8/25,00 = 1,15 \quad \text{m} \quad (4.284)$$

Kraftmeter lh

$$lh = Lh/gi = 46,1/25,00 = 1,84 \quad \text{m} \quad (4.285)$$

Der Keilfläche Au' ist die vertikalen Kraft $Ln = 73,8 \text{ kN}$ (4.277) zuzuordnen und der Keilfläche An die Kraft $Lv = 28,8 \text{ kN}$ (4.278). Da die Kräfte Ln und Lv den Rohrquerschnitt nur teilweise belasten, sind für die Rohrbemessung die Kräfte aus den Teilflächen Ar' , Ar , As und An' maßgebend. Letztlich wirken gegen das Rohr die vertikalen Kräfte Ln' aus der Fläche Ar' und Ln^* aus der Fläche Ar . Die eher horizontale Kraft FS' , die unter dem Winkel $\alpha = 32^\circ$ beidseitig gegen das Rohr anzusetzen ist, kann über den Ansatz $FS' = FS \cdot ra/fs$ ermittelt werden.

Es werden berechnet:

Breite br

$$br = ra - s = 1,08 - 0,18 = 0,90 \quad \text{m} \quad (4.286)$$

Fläche Ar'

$$Ar' = ho \cdot s = 4,10 \cdot 0,18 = 0,74 \quad \text{m}^2 \quad (4.287)$$

Fläche Ar

$$\begin{aligned} Ar &= ho \cdot ra - ra^2 \cdot \pi/4 - Ar' = \\ Ar &= 4,10 \cdot 1,08 - 0,916 - 0,74 = 2,77 \quad \text{m}^2 \quad (4.288) \end{aligned}$$

Diagonale $fs' \rightarrow fs = 2,18 \text{ m}$ (4.281)

$$fs' = ra = 1,08 \quad \text{m} \quad (4.289)$$

Kraft $Ln' \rightarrow$ aus $Vr' = Ar' \cdot a$

$$Ln' = Vr' \cdot pig \cdot g = 0,74 \cdot 1,992 \cdot 9,807 = 14,5 \quad \text{kN} \quad (4.290)$$

Kraft $Ln^* \rightarrow$ aus $Vr = Ar \cdot a$

$$Ln^* = Vr \cdot pig \cdot g = 2,77 \cdot 1,992 \cdot 9,807 = 54,1 \quad \text{kN} \quad (4.291)$$

Kraft $FS' = FN' \rightarrow gi = 2,50 \text{ kN/m}$ (4.280)

$$FS' = FN' = fs' \cdot gi = 1,08 \cdot 25,0 = 27,0 \quad \text{kN} \quad (4.292)$$

Zu der Kraftermittlung bleibt anzumerken, dass es manchmal vorteilhafter sein kann, zuerst die Kraftmeter ln , lv und lh zu ermitteln und danach die Kraftmeter über die Kraftzahl gi in Kräfte umzuwandeln, siehe Abb. 115.

Ergebnis:

Die mittig durch das Rohr eingefügte vertikale Achse lässt spiegelbild-

liche Kraftflächen entstehen, so dass in der vorstehenden Berechnung nur die Kräfte einer Grabenhälfte verfolgt worden sind. Die nachstehenden Ergebnisse sind infolgedessen zu doppeln.

Für das in der Sohltiefe $h_s = 5,00$ m zu verlegende Rohr DN 1800 Sb ist ein verbauter Graben mit der Höhe $h_g = 5,40$ m (4.266) und der Breite $b_g = 3,40$ m (4.267) vorzuhalten. Vertikal belastet wird das Rohr durch die Kräfte $2 L_n' = 29,0$ kN (4.290) und $2 L_n'' = 108,2$ kN (4.291). Vorteilhaft für die Rohrbemessung könnte es sein, die Kraft L_n' als Einzellast und die Kraft L_n'' über die Breite $2 b_r = 1,80$ m (4.286) als Streckenlast anzusetzen.

Die eher horizontale Kraft $F_S' = 27,0$ kN (4.292) sowie die spiegelbildliche Kraft F_N' wirken von dem Rohrmittelpunkt aus unter dem Winkel $\alpha = 32^\circ$ gegen die Rohrwandung der oberen und unteren Rohrhälfte.

Über die Rohrbettung sind die Kräfte $2 L_n'$ und $2 L_n''$ sowie das Rohreigengewicht und das Gewicht der Vollfüllung in den anstehenden Boden abzuleiten. Der Rohrauflegerwinkel für den anstehenden Boden beträgt $2\alpha = 2 \cdot 32^\circ = 64^\circ$, der Winkel α ist von der Bodenart abhängig und nicht frei wählbar!

4.5.2 Kräfteermittlung ohne Verkehrslast für ein Rohr DN 500 Sb

Es soll ein Kanalrohr DN 500 Sb mit der Sohltiefe $h_s = 5,00$ m in einen offenen Graben verlegt werden. Die Rohrbettung mit der Höhe $h_b = 0,15$ m sowie die spätere Grabenverfüllung sollen mit steinigere Erde ausgeführt werden. Dem Material ist die Feuchtdichte $\rho_{ig} = 1,992$ t/m³, das Wasservolumen $V_w = 0,090$ t/m³ sowie der Neigungswinkel $\beta_i = 58,0^\circ$ zuzuordnen. Die Grabenabmessungen sind über die Rohrennweite DN 500 ($d_i = 0,50$ m), die Wanddicke $s = 80$ mm und die Dicke der Verbaufeln $vd = 0,12$ m zu berechnen.

Die vorgegebenen Maße sind in der Tabelle zusammengefasst:

Graben		Rohr DN 500 Sb	
Sohltiefe $hs =$	5,00 m	Innendurchmesser $di =$	0,50 m
Bettungshöhe $hb =$	0,15 m	Rohrwanddicke $s =$	80 mm
Verbaudicke $vd =$	0,12 m	Außendurchmesser $da =$	0,66 m
Dichte $\rho_{ig} =$	1,992 t/m ³	Neigungswinkel $\beta_i =$	58,0°

Die Grabentiefe $hg = hs + s + hb$ kann über die Verlegetiefe $hs = 5,00$ m, die Wanddicke des Rohrs $s = 80$ mm und die Bettungshöhe $hb = 0,15$ m errechnet werden. Die Grabenbreite $bg = da + 2 \cdot (ar + vd)$ lässt sich ermitteln über den Rohr-Außendurchmesser da , die zwei Arbeitsräume $ar = 0,50$ m und die zwei Verbaudicken vd . Der halbe Außendurchmesser da wird durch den Radius $ra = da/2$ angezeigt, so dass die Höhe der Erdkeile über den Ansatz $ho = hu = hs + s - ra$ ermittelt werden kann. Das maximale Kraftfeld der gewählten Bodenart ist mit der Höhe $h_{58} = 12,65$ m (4.261) und der Breite $b_{58} = 7,90$ m (4.262) in dem vorangestellten Beispiel bereits errechnet worden.

Grabenabmessungen und Flächen

Grabentiefe hg

$$hg = hs + s + hb = 5,00 + 0,08 + 0,15 = 5,23 \quad \text{m} \quad (4.293)$$

Grabenbreite bg

$$bg = da + 2 \cdot (ar + vd) = 0,66 + 2 \cdot 0,62 = 1,90 \quad \text{m} \quad (4.294)$$

Höhe ho

$$ho = hs + s - ra = 5,00 + 0,08 - 0,33 = 4,75 \quad \text{m} \quad (4.295)$$

Breite $bo \rightarrow$ Winkel $\beta_i = 58,0^\circ$

$$bo = ho / \tan \beta_i = 4,75 / 1,600 = 2,97 \quad \text{m} \quad (4.296)$$

Keilfläche Au

$$Au = Ao = ho \cdot bo / 2 = 4,75 \cdot 2,97 / 2 = 7,05 \quad \text{m} \quad (4.297)$$

Höhe $lv \rightarrow$ Winkel $\beta_i = 58,0^\circ$

$$lv = ho \cdot \sin^2 \beta_i = 4,75 \cdot 0,719 = 3,42 \quad \text{m} \quad (4.298)$$

Höhe ln

$$ln = ho \cdot \cos^2 \beta_i = 4,75 \cdot 0,281 = 1,33 \quad \text{m} \quad (4.299)$$

Breite lh

$$lh = ho \cdot \sin \beta_i \cdot \cos \beta_i = 4,75 \cdot 0,450 = 2,14 \quad \text{m} \quad (4.300)$$

Fläche As

$$As = d^2 \cdot \pi \cdot 58 / (360 \cdot 4) = 0,66^2 \cdot \pi \cdot 0,040 = 0,055 \quad \text{m}^2 \quad (4.301)$$

Fläche An

$$An = d^2 \cdot \pi \cdot 32 / (360 \cdot 4) = 0,66^2 \cdot \pi \cdot 0,022 = 0,030 \quad \text{m} \quad (4.302)$$

Kraftermittlung ohne »Auflast aus Verkehr«

Maßgebend für diese Berechnung sind neben der Kraftfläche $Au = 7,05 \text{ m}^2$ (4.297) die Bodenkenngrößen, wie die Dichte $\rho_{ig} = 1,992 \text{ t/m}^3$, der Neigungswinkel $\beta_{i_{58}} = 58^\circ$.

Gewichtskraft $G \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$G = Au \cdot \rho_{ig} \cdot g = 7,05 \cdot 1,992 \cdot 9,807 = 137,7 \quad \text{kN} \quad (4.303)$$

Kraft FS

$$FS = G \cdot \cos \beta_{i_{58}} = 137,7 \cdot 0,530 = 73,0 \quad \text{kN} \quad (4.304)$$

Kraft FT

$$FT = G \cdot \sin \beta_{i_{58}} = 137,7 \cdot 0,848 = 116,8 \quad \text{kN} \quad (4.305)$$

Kraft Ln

$$Ln = G \cdot \sin^2 \beta_{i_{58}} = 137,7 \cdot 0,719 = 99,0 \quad \text{kN} \quad (4.306)$$

Kraft Lv

$$Lv = G \cdot \cos^2 \beta_{i_{58}} = 137,7 \cdot 0,281 = 38,7 \quad \text{kN} \quad (4.307)$$

Kraft Lh

$$Lh = G \cdot \sin \beta_{i_{58}} \cdot \cos \beta_{i_{58}} = 137,7 \cdot 0,448 = 61,7 \quad \text{kN} \quad (4.308)$$

Kraftzahl gi

$$gi = bo \cdot \rho_{ig} \cdot g / 2 = 2,97 \cdot 1,992 \cdot 9,80 / 2 = 29,01 \quad \text{kN/m} \quad (4.309)$$

Kraftmeter fs

$$fs = FS/gi = 73,0/29,01 = 2,52 \quad \text{m} \quad (4.310)$$

Kraftmeter ft

$$ft = FT/gi = 116,8/29,01 = 4,03 \quad \text{m} \quad (4.311)$$

Kraftmeter ln

$$ln = Lv/gi = 99,0/29,01 = 3,42 \quad \text{m} \quad (4.312)$$

Kraftmeter lv

$$lv = Ln/gi = 38,7/29,01 = 1,33 \quad \text{m} \quad (4.313)$$

Kraftmeter lh

$$lh = Lh/gi = 61,7/29,01 = 2,13 \quad \text{m} \quad (4.314)$$

Der Keilfläche Au' ist die vertikalen Kraft $Ln = 99,0 \text{ kN}$ (4.306) zuzuordnen und der Keilfläche An die Kraft $Lv = 38,7 \text{ kN}$ (4.307). Da die Kräfte Ln und Lv den Rohrquerschnitt nur teilweise belasten, sind für die Rohrbemessung die Kräfte aus den Teilflächen Ar , As und An' sowie der Radius ra maßgebend. Wegen der geringen Wandungsdicke $s = 0,08 \text{ m}$ wird auf die Ermittlung der der Fläche Ar' verzichtet und dafür die Fläche Ar entsprechend erweitert, siehe Abb. 115. Die eher horizontale Kraft FS' , die unter dem Winkel $\alpha = 32^\circ$ beidseitig gegen das Rohr anzusetzen ist, kann über den Ansatz $FS' = FS \cdot ra/fs$ ermittelt werden.

Breite br

$$br = ra = 0,33 \quad \text{m} \quad (4.315)$$

Fläche Ar

$$Ar = ho \cdot ra - ra^2 \cdot \pi/4 = 4,75 \cdot 0,33 - 0,086 = 1,48 \quad \text{m} \quad (4.316)$$

Diagonale $fs' \rightarrow fs = 2,52 \text{ m}$ (4.310)

$$fs' = ra = 0,33 \quad \text{m} \quad (4.317)$$

Kraft $Ln^* \rightarrow$ aus $Ar = Vr/a$

$$Ln^* = Ar \cdot \rho_{ig} \cdot g = 1,48 \cdot 1,992 \cdot 9,807 = 28,9 \quad \text{kN} \quad (4.318)$$

Kraft $FS' = FN' \rightarrow gi = 29,01 \text{ kN/m}$ (4.309)

$$FS' = FN' = fs' \cdot gi = 0,33 \cdot 29,01 = 9,6 \quad \text{kN} \quad (4.319)$$

Ergebnis:

Für das in der Sohltiefe $hs = 5,00 \text{ m}$ zu verlegende Rohr DN 500 Sb ist ein verbauter Graben mit der Höhe $hg = 5,23 \text{ m}$ (4.293) und der Breite $bg = 1,90 \text{ m}$ (4.294) vorzuhalten. Das Rohr wird vertikal durch die Kraft $2 Ln' = 57,8 \text{ kN}$ (4.318) belastet, welche als Streckenlast über den Rohrdurchmesser zu verteilen ist. Die eher horizontale Kraft $FS' = 9,6 \text{ kN}$ (4.319) sowie die spiegelbildliche Kraft FN' wirken unter dem Winkel $\alpha = 32^\circ$ von dem Rohrmittelpunkt aus gegen die Rohrwandung der oberen und unteren Rohrhälfte.

4.5.3 Kraftermittlung mit Verkehrslast für ein Rohr DN 500 Sb

Die Kraftermittlung des vorangestellten Beispiels wird wiederholt, jedoch ist zusätzlich die Ersatzflächenlast aus Verkehr SLW 60 $\rightarrow 3,33 \text{ t/m}^2$ (33,3 kN) zu berücksichtigen. Sie wird den Neigungswinkel $\beta_{i_{sb}} = 58^\circ$ sowie die zuvor ermittelten Kraftflächen verändern. Gleich bleibt das Grabenprofil mit der Höhe $hg = 5,23 \text{ m}$ (4.293) und der Breite $bg = 1,90 \text{ m}$ (4.294). Die zu erwartenden Veränderungen sind in der Abb. 116 dargestellt.

Umwandlung der Ersatzlast E_e in die Auflastfläche A_e

Über die Behandlung von Auflasten ist ausgeführt worden in dem Unterkapitel 2.5.2, S. 64.

Für die Umwandlung der Ersatzflächenlast $E = 3,33 \text{ t/m}^2$ in die Auflasthöhe h_e wird die Trockendichte ptg des Füllbodens benötigt. Diese ist vorab über die vorgegebene Feuchtdichte $pig = 1,992 \text{ t/m}^3$ und das Wasservolumen $V_w = 0,090 \text{ m}^3$ zu ermitteln.

Trockendichte ptg

$$ptg = pig - V_w \cdot pwg / Vp_{90}$$

$$ptg = 1,992 - 0,090 \cdot 1,00 / 1,00 = 1,902 \quad \text{t/m}^3 \quad (4.320)$$

Auflasthöhe h_e

$$h_e = Ee/ptg = 3,33/1,902 = 1,75 \quad \text{m} \quad (4.321)$$

Gesamthöhe $h_l \rightarrow$ mit $h_o = 4,75 \text{ m}$ (4.295)

$$h_l = h_o + h_e = 4,75 + 1,75 = 6,50 \quad \text{m} \quad (4.322)$$

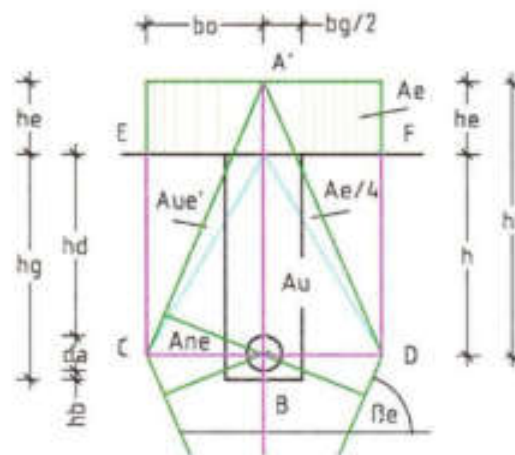


Abb. 116 zeigt die Vergrößerung der Kraftfläche infolge der Verkehrslast auf das Rohr DN 500 Sb.

Die Auflast verändert den Neigungswinkel von β_i nach β_e .

Neigungswinkel $\beta_e \rightarrow$ über $bo = 2,97 \text{ m}$ (4.296)

$$\tan \beta_e = h_l/bo = 6,5/2,97 = 2,189 \quad (4.323)$$

$$\beta_e = 65,4^\circ \quad [-] \quad (4.324)$$

Kraftfläche A_{ue}

$$A_{ue} = h_l \cdot bo/2 = 6,50 \cdot 2,97/2 = 9,65 \quad \text{m} \quad (4.325)$$

Kraftmeter f_{se}

$$f_{se} = h_l \cdot \cos \beta_{i_{65,4}} = 6,50 \cdot 0,416 = 2,70 \quad \text{m} \quad (4.326)$$

Kraftmeter l_{ne}

$$l_{ne} = h_l \cdot \cos^2 \beta_{i_{65,4}} = 6,50 \cdot 0,416 = 1,13 \quad \text{m}^2 \quad (4.327)$$

Kraftfläche A_{ne}

$$A_{ne} = b_0 \cdot l_n / 2 = 2,97 \cdot 1,13 / 2 = 1,68 \quad \text{m}^2 \quad (4.328)$$

Kraftfläche A_{ue}'

$$A_{ue}' = A_{ue} - A_{ne} = 9,65 - 1,68 = 7,97 \quad \text{m}^2 \quad (4.329)$$

Da die Kräfte aus den Flächen A_{ue}' und A_{ne} das Rohr nur teilweise belasten, sind für die Rohrbemessung nur die vertikale Kraft L_{ne}^* aus der Teilfläche A_{ne} und die eher horizontale Kraft FS' aus der Fläche A_{ue}' zu ermitteln. Auf die Ermittlung der Fläche A_{re}' wird auch hier wegen der geringen Wandungsdicke $s = 0,08$ m verzichtet und dafür die Fläche A_{re} entsprechend erweitert. Die eher horizontale Kraft FS' , die unter dem Winkel $\alpha = 24,6^\circ$ (4.324) beidseitig gegen das Rohr wirkt, ist über den Ansatz $FS' = FS \cdot ra/fs$ zu berechnen.

Breite br

$$br = ra = 0,33 \quad \text{m} \quad (4.330)$$

Höhe hd' → über $hd + he$ oder $hl - ra$

$$hd' = hl - ra = 6,50 - 0,33 = 6,17 \quad \text{m} \quad (4.331)$$

Fläche A_{re}

$$A_{re} = hd' \cdot ra = 6,17 \cdot 0,33 = 2,04 \quad \text{m}^2 \quad (4.332)$$

Diagonale f_{se}' → $f_s = 2,52$ m (4.310)

$$f_{s'} = ra = 0,33 \quad \text{m} \quad (4.333)$$

Kraft L_{ne}^* → aus $A_{re} = V_{re}/a$

$$L_{ne}^* = A_{re} \cdot \rho_{ig} \cdot g = 2,04 \cdot 1,992 \cdot 9,807 = 38,9 \quad \text{kN} \quad (4.334)$$

Gewichtskraft G_e

$$G_e = A_{ue} \cdot \rho_{ig} \cdot g = 9,65 \cdot 1,992 \cdot g = 188,5 \quad \text{kN} \quad (4.335)$$

Kraft $F_{Se} = F_{Ne}$

$$F_{Se} = F_{Ne} = G \cdot \cos \beta_{i_{65,4}} = 188,5 \cdot 0,416 = 78,5 \quad \text{kN} \quad (4.336)$$

Kraft $F_{Se}' = F_{Ne}'$ → $f_{se} = 2,70$ m (4.326)

$$F_{Se}' = F_{Se} \cdot ra/f_{se} = 78,5 \cdot 0,33/2,70 = 9,6 \quad \text{kN} \quad (4.337)$$

oder

Kraft $FSe' = FNe' \rightarrow gi = 29,01 \text{ kN/m}$ (4.309)

$$FSe' = ra \cdot gi = 0,33 \cdot 29,01 = 9,6 \quad \text{kN} \quad (4.338)$$

Ergebnis:

Der zuvor errechnete Grabenquerschnitt ändert sich durch die Verkehrsauflast nicht. Wegen der Auflast aus Verkehr SLW 60 $\rightarrow 3,33 \text{ t/m}^2$ ist das zu verlegende Rohr DN 500 Sb unter Berücksichtigung der vertikalen Kraft $2 Lne' = 77,8 \text{ kN}$ (4.334) zu bemessen. Diese Kraft ist auf die Breite $2 br = 2ra$ zu verteilen. Die eher horizontale Kraft $FSe' = FNe' = 9,6 \text{ kN}$ (4.337) wirkt links und rechts der Bezugsachse unter dem Winkel $\alpha = 24,6^\circ$ (4.324) von dem Rohrmittelpunkt aus gegen die Rohrwandung der oberen und unteren Rohrhälfte. Nachstehend werden die Berechnungsergebnisse ohne und mit Auflast gegenübergestellt.

Folgende Werte stehen sich gegenüber:

Werte ohne Verkehrslast	Werte mit Verkehrslast
Kraft $2 Ln' = 57,8 \text{ kN}$ (4.318)	Kraft $2 Lne' = 77,8 \text{ kN}$ (4.334)
Kraft $FS' = 9,6 \text{ kN}$ (4.319)	Kraft $FSe' = 9,6 \text{ kN}$ (4.337)
Winkel $\alpha = 32,0^\circ$	Winkel $\alpha = 24,6^\circ$ (4.324)

Auch mit den Berechnungsbeispielen dieses Kapitels konnte gezeigt werden, dass sich die Erdkräfte gegen die unterschiedlichsten Bauwerke über die Vorlagen der neuen Erddrucktheorie berechnen lassen. Speziell die differenzierten Bodenkennziffern erlauben es, in dem belasteten Erdreich den Kraftauf- und Kraftabbau verfolgen zu können.

Auflasten auf Erdkörper mit geneigter Geländeebene

In dem vorangestellten Kapitel wurden die Veränderungen der Bodenkennwerte aufgezeigt, welche in den Erdblöcken durch den Auftrag von Ersatzflächenlasten in Form eines Rechtecks $A = V/a$ entstehen. Nachstehend wird am Boden-/Kraftverhalten gezeigt, wie keilförmige Lastflächen die Bodenwinkel verändern. Während bei der rechteckigen Auflastfläche Ae die aktive Kraft und die reaktive Kraft sich die Fläche $Ae/2$ und die Höhe $he/2$ teilten, erfolgt bei keilförmigen Fläche die Aufteilung der Kräfte über die Verteilung der Keilhöhe he . Zudem bleibt zu unterscheiden, ob die Oberfläche der Auflast/Geländeebene von der Bezugsachse aus gesehen ansteigt oder abfällt. Die nachstehenden Abbildungen zeigen die Veränderungen der Lagen von Neigungsebene, Scherebene und der Kräfte in dem Erdblock.

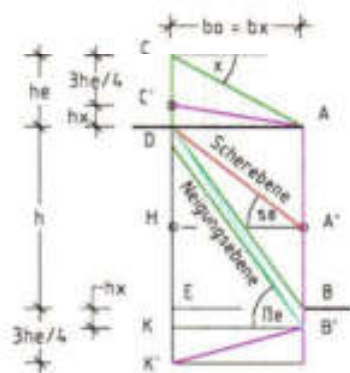


Abb. 117 (links) zeigt einen Erdblock mit aufsteigender Oberfläche [A-C] und die Winkeländerung infolge der Auflast.

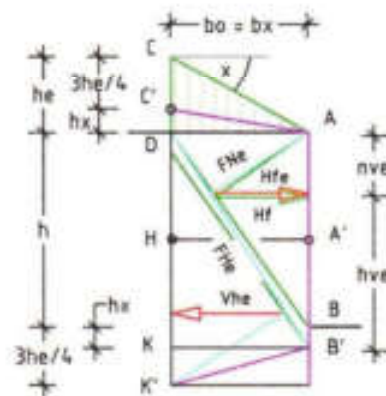


Abb. 118 (rechts) zeigt einen Erdblock mit aufsteigender Oberfläche und die Kraftverteilung innerhalb der Keilfläche [D-A-B'].

Bei einer keilförmigen Auflastfläche mit ansteigender Ebene errechnet sich der Tangens des Neigungswinkels über die Höhe $hl = (h + he/4)$ dividiert durch die Blockbreite $bo = bx$, siehe Abb. 117. Bei einer keilförmigen Auflastfläche Ae mit abfallender Oberseite errechnet sich die Höhe $hl = (h + 3 he/4)$ und ändert damit den Kraftabtrag im Erdreich auf andere Weise, siehe Abb. 119. Der aktive Kraftanteil der Auflast wird über die Höhe hl und die Breite bo in die aktive Kraftfläche des Bodeneigengewichts eingebunden. Die Kraftermittlung erfolgt dann über die vergrößerte aktive Kraftfläche, siehe Abb. 118 und 120.

Bei Erddämmen, bei denen der Böschungswinkel steiler als Scherwinkel der Bodenart angelegt worden ist, wird der Boden oberhalb der Scherebene zur Auflast, die den Hang in Bewegung bringen kann. Entsprechende Berechnungsbeispiele zum Kraft- und Bodenverhalten bei ansteigender und abfallender Geländeebene werden noch ausgeführt.

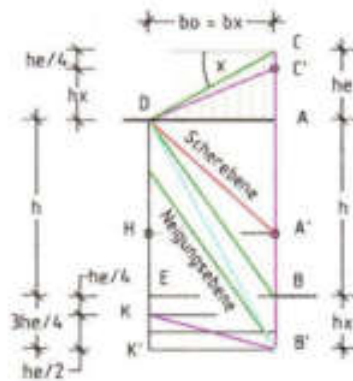


Abb. 119 (links) zeigt einen Erdblock mit abfallender Geländeoberfläche sowie die Neigungs- und die Scherebene unter Auflast.

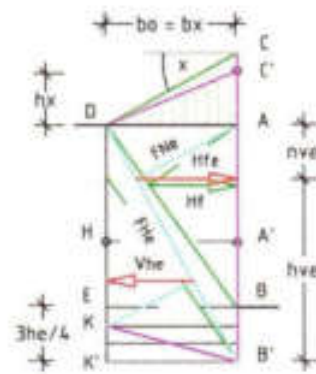


Abb. 120 (rechts) zeigt einen Erdblock mit abfallender Geländeoberfläche und die Kraftverteilung innerhalb der Keilfläche [D-A-B'].

5.1 Umbildung eines stehenden in einen liegenden Kraftkeil

Wie mit dem Versuch 4, S. 49 nachgewiesen worden ist, gleitet ein Boden aus dem Erdblock im Regelfall auf seiner natürlichen Scherebene ab und bildet einen liegenden Erdkeil aus. Damit entspricht der Tangens des Scherwinkels s dem halben Tangens des Neigungswinkels β ($\tan s = \tan \beta/2$). Lockert ein Boden beim Abgleiten auf, werden durch die Volumenmehrung die Breiten b_0 und b_r ungleich. Die Bodenauflockerung ist als Porenzuwachs zu betrachten, die sich in der Breite $b_r = b_u - b_0$ bzw. in der Fläche $(C-L'-L)$ zeigt. Unverändert bleibt in dem Erdkörper das Feststoffvolumen $\sum V_f$, siehe Abb. 122 und 123.

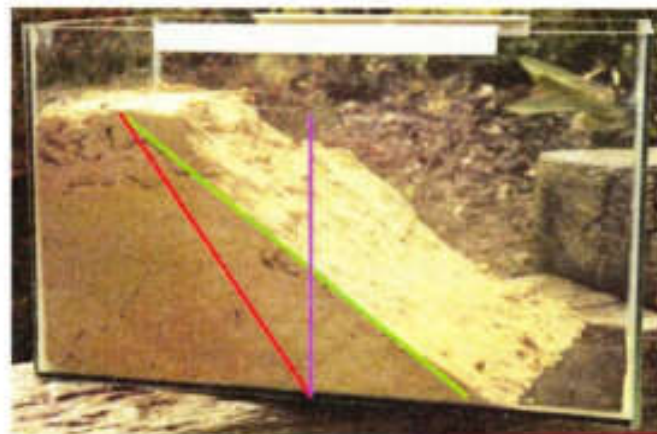


Abb. 121 zeigt die Ausbreitung des Sandes mit eingezeichneter Scherebene (grün) und Neigungsebene (rot).

Mit den nachstehenden Abbildungen wird gezeigt, dass eine Bodenauflockerung ebenso wie eine Bodenverdichtung eine neue Bodenart entstehen lässt. Mit jedem Eingriff in den Bodenhaushalt verändern sich die Flächengröße, die Bodenwinkel und die Dichte. Bei einem Boden, der beim Abgleiten aus dem Erdblock nicht auflockert, führt die Scherebene an der Bezugsachse durch die Höhe $h/2$ und nimmt die Lage $(C-M-L)$ ein, siehe Abb. 122.

Lockert der Boden beim Abgleiten jedoch auf, wird die neue Böschungsebene $(C-L')$ als Schütteebe betrachtet. Verschiebt man die

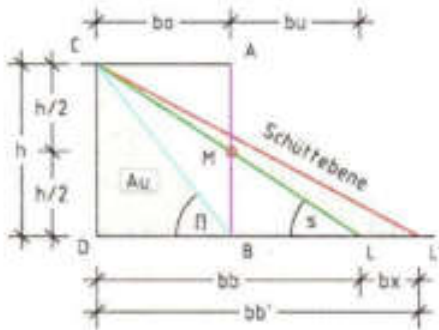


Abb. 122 zeigt die Volumenmehrung infolge der Bodenauflockerung [C-L'-L].

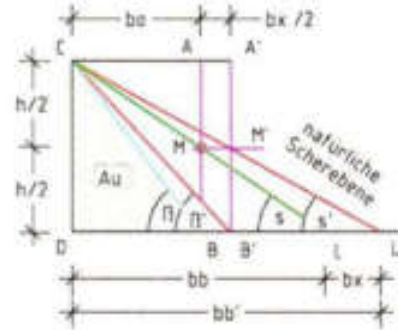


Abb. 123 zeigt die Verbreiterung des Keils um bx und des Blocks um $bx/2$.

lotrechte Bezugsachse (A-B) um die Breite $bx/2$ in die Position (A'-B'), so werden die Breiten $bo + bx/2 = bu + bx/2$ gleich groß und die Böschungs- oder Schütteebene wird zur natürlichen Scherebene des aufgelockerten Bodens unter dem Schwerwinkel s' .

Weitere Keiltypen, wie z. B. der »gekappte Keil« (C-C'-D), können durch Kombinationen des »stehenden« mit dem »liegenden« Erdkeil entstehen, siehe Abb. 124 und 125.

Dem gekappten Erdkeil fehlt ganz oder teilweise die Fläche der Normalkraft FN , trotzdem ist auch hier die Horizontalkraft Hf nur über die

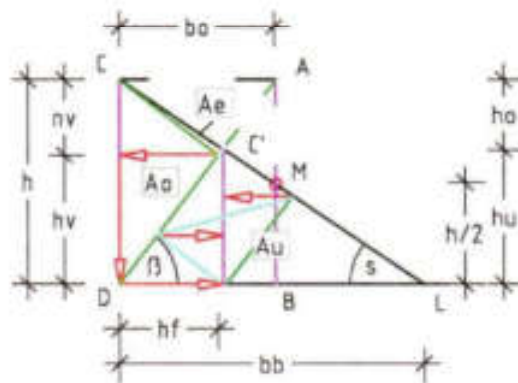


Abb. 124 zeigt an der fiktiven Wand (C-D) den »gekappten stehenden« Keil mit der Fläche Ao und der Horizontalkraft Hf .

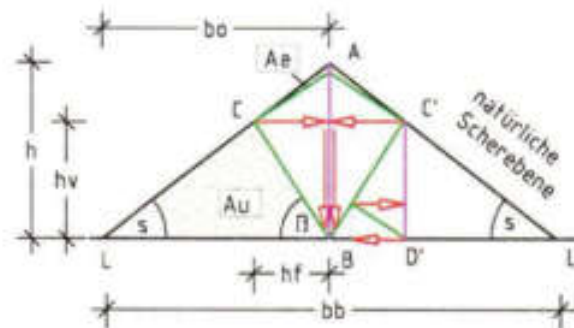


Abb. 125 zeigt eine Bodenmitte sowie Lage und Richtung ihrer Kräfte.

Fläche der Hangabtriebskraft zu berechnen. In der praktischen Anwendung ließe sich über den gekappten Erdkeil die Erddruckkraft H_f ermitteln, die zur Sicherung einer maroden Wand erforderlich wäre.

Durch die horizontale Spiegelung eines Erdkeils bildet sich eine Bodenmitte aus, an deren Mittelachse sich zwei gekappte Erdkeile gegenüberstehen. Der Boden in der Fläche A_e oberhalb der Normalkraftebene könnte als Erdauflast auf der Fläche der Hangabtriebskraft wirken und bei entsprechender Größe der Erdauflast die Bodenwinkel β und s verändern.

5.2 Externe Kräfte (Auflasten) auf geneigter Geländeebene

Um das Bodenverhalten unter Erdauflast erkennen und berechnen zu können wurden die nachstehenden Versuche 9 bis 11 durchgeführt, wobei die Versuchsanordnung 9 insbesondere der Erhebung von Grunddaten diene. Bei dem Versuch 9 wurde in die rechte Kammer des Glaskastens der Sand eingebaut und seine Oberfläche geebnet. Nach dem Ziehen der trennenden Glasscheibe glitt der Sand in die linke Kammer ab und bildete in der Ebene des Scherwinkels seine Oberfläche aus. Die zwei weiteren Experimente wurden mit gleicher Sandmenge, aber mit unterschiedlicher Einbauhöhe h und veränderter Geländeneigung ausgeführt.

5.2.1 Ausbildung der Scherebene bei Böden ohne Auflasten, Versuch 9

Für diesen Versuch wurden 26,5 kg trockener Sand in die linke Kammer bis zur Höhe $ht = 2,28$ dm eingefüllt. Nach dem Abgleiten des Sands setzte die natürliche Scherebene im Abstand der Breite $bl' = 0,56$ dm von der linken Glaswand an und führte von der Füllhöhe ht zu dem Boden des Glaskasten. Hier konnte zwischen dem Endpunkt der Scherebene und der rechten Glaswand die Breite $br' = 0,54$ dm gemessen werden. Die nahezu identischen Breiten bl' und br' zeigen an, dass sich der Sand beim Abgleiten nicht aufgelockert hat.

Aus der Versuchsanordnung 9 lassen sich folgende Grunddaten ableiten:

Volumen $Vkt \rightarrow$ Grundfläche $Ak_1 = 7,08 \text{ dm}^2$ (3.33)

$$Vkt = Ak_1 \cdot ht = 7,08 \cdot 2,28 = 16,14 \quad \text{dm}^3 \quad (5.1)$$

Trockendichte ptg

$$ptg = Gt/Vkt = 26,5/16,14 = 1,642 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (5.2)$$

Feststoffvolumen Vf

$$Vf = ptg \cdot Vp_{90}/ptg_{90} = 1,642 \cdot 1,0/3,0 = 0,547 \quad \text{dm}^3 \quad (5.3)$$

Porenvolumen Vl

$$Vl = Vp_{90} - Vf = 1,000 - 0,547 = 0,453 \quad \text{dm}^3 \quad (5.4)$$

Neigungswinkel βt

$$\tan \beta t = Vf/Vl = 0,547/0,453 = 1,208 \quad (5.5)$$

$$\beta t = 50,4^\circ \quad [-] \quad (5.6)$$

Scherwinkel st

$$\tan st = (\tan \beta t)/2 = 1,208/2 = 0,604 \quad (5.7)$$

$$st = 31,1^\circ \quad [-] \quad (5.8)$$



Abb. 126 zeigt den Sandeinbau mit horizontaler Oberfläche als Ausgangsbasis.



Abb. 127 zeigt die Scherebene (grün) und den Scherwinkel s des Sandes.

Breite $bo = bu$

$$bo = ht' / \tan \beta t = 2,28 / 1,208 = 1,89 \quad \text{dm} \quad (5.9)$$

Breite bl

$$bl = bk_1 - bo = 2,44 - 1,89 = 0,55 \quad \text{dm} \quad (5.10)$$

Breite bue

$$bue = ht / \tan st = 2,28 / 0,604 = 3,77 \quad \text{dm} \quad (5.11)$$

Breite br

$$br = bk_1 - bue / 2 = 2,44 - 3,77 / 2 = 0,56 \quad \text{dm} \quad (5.12)$$

Höhe $hmu = hmo$

$$hmu = hmo = ht / 2 = 2,28 / 2 = 1,14 \quad \text{dm} \quad (5.13)$$

Es wird geprüft, ob die über die Raumteile des Sandes ermittelten Winkel $\beta t = 50,4^\circ$ (5.6) und $st = 31,1^\circ$ (5.8) identisch sind mit den Winkeln $\beta t'$ und st' , die über die gemessene Höhe $ht = 2,28$ dm und die gemessene Breite $bue = b - bl' - br' = 4,88 - 0,56 - 0,54 = 3,78$ dm berechnet werden können.

Scherwinkel st'

$$\tan st' = ht / bue' = 2,28 / 3,78 = 0,603 \quad (5.14)$$

$$st' = 31,1^\circ \quad [-] \quad (5.15)$$

Neigungswinkel β'

$$\tan \beta' = 2 \cdot \tan s' = 2 \cdot 0,603 = 1,206 \quad (5.16)$$

$$\beta' = 50,3^\circ \quad [-] \quad (5.17)$$

Die Gleichheit der Winkel zeigt auf, dass die zuvor errechneten Grunddaten für die Nachweise im Rahmen der Versuchsanordnungen 10 und 11 genutzt werden dürfen.

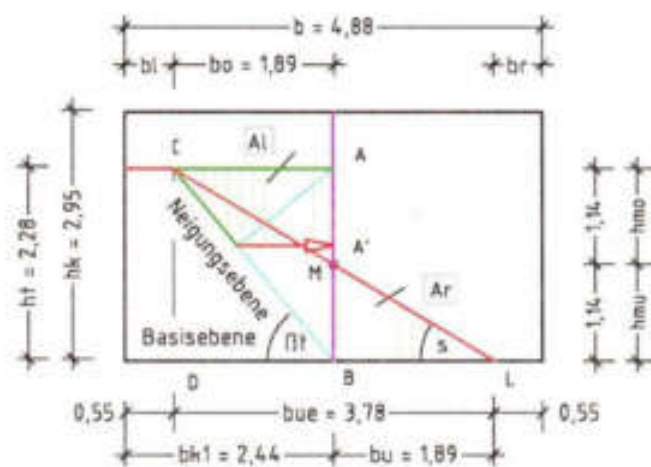


Abb. 128 zeigt die natürliche Scherebene (C-L), auf welcher der Boden aus der Fläche Af in die Fläche Ar abgleitet.

Kraftermittlungen zum Versuch 9

Die Berechnung der Erddruckkraft H_f und ihre Angriffshöhe h_v gegen die fiktive Wand (Glasscheibe) erfolgt über die Keilfläche (C-A-B) und die nachstehenden Werte:

Füllhöhe $ht = 2,28$ dm	Breite $bo = 1,89$ dm [5.9]
Winkel $\beta_t = 50,4^\circ$ [5.6]	Dichte $\rho_{tgs} = 1,642$ kg/dm ³

Es werden berechnet:

Volumen $V_o \rightarrow$ über die Tiefe des Glaskastens $a = 2,90$ dm

$$V_o = ht \cdot bo \cdot a/2 = 2,28 \cdot 1,89 \cdot 2,9/2 = 6,25 \quad \text{dm}^3 \quad (5.18)$$

Gewichtskraft Gt

$$Gt = V_0 \cdot \rho \cdot g = 6,25 \cdot 1,642 \cdot 9,807 = 100,6 \quad \text{N} \quad (5.19)$$

Kraft $Nv \rightarrow$ mit dem Neigungswinkel $\beta t = 50,4^\circ$ (5.6)

$$Nv = Gt \cdot \cos^2 \beta t = 100,6 \cdot 0,406 = 40,8 \quad \text{N} \quad (5.20)$$

Kraft Hv

$$Hv = Gt \cdot \sin^2 \beta t = 100,6 \cdot 0,594 = 59,8 \quad \text{N} \quad (5.21)$$

Erddruckkraft Hf

$$Hf = Gt \cdot \sin \beta t \cdot \cos \beta t = 100,6 \cdot 0,491 = 49,4 \quad \text{N} \quad (5.22)$$

Kraftzahl git

$$git = b_0 \cdot a \cdot \rho \cdot g / 2 = 15,2$$

$$git = 1,89 \cdot 2,90 \cdot 1,642 \cdot 9,807 / 2 = 44,1 \quad \text{N/dm}^2 \quad (5.23)$$

Angriffshöhe hv der Kraft Hf gegen die Wand

$$hv = Hv / git = 59,8 / 44,1 = 1,35 \quad \text{dm} \quad (5.24)$$

Aus dem Sandkörper vor dem Ziehen der trennenden Glasscheibe entwickelt sich die Erddruckkraft $Hf = 49,4 \text{ N}$, die in der Höhe $hv = 1,35 \text{ m}$ gegen die Glaswand wirkt. Die Kraft ist in der Abb. 128 als roter Pfeil dargestellt.

5.2.2 Ausbildung der Scherebene bei Böden mit Auflasten, Versuch 10

Für dieses Experiment wurde in die linke Kammer des Glaskastens der Sand aus der Versuchsanordnung 9 eingebaut und neben der horizontalen Geländeebene eine geneigte Ebene in dem Sand geformt, siehe Abb. 127. An dem Erdkörper wurden die Füllhöhe $ht = 2,58 \text{ dm}$, die Höhe $he = 1,02 \text{ dm}$ und die Breite $bx = 1,54 \text{ dm}$ der Sandaussparung gemessen. Sandanhaftungen an den Glasscheiben sowie mögliche geringe Streuverluste wurden nicht weiter verfolgt. Nach dem Ziehen der Glasscheibe stellten sich die Breite $bl = 0,21 \text{ dm}$ in der Ebene der Füllhöhe ht und die Breiten $bue = 3,77 \text{ dm}$ und $br = 0,90 \text{ dm}$ an dem Behälterboden ein. Die ungleichen Breiten $bl = 0,21 \text{ dm}$ und $br = 0,90 \text{ dm}$ zeigten an, dass sich die Scherebene durch die Erdauflast aus der Mittellage (Abb. 128) nach links verschoben hat (Abb. 130).



Abb. 129 zeigt den Sandkörper mit der teilweise geneigten Oberfläche.



Abb. 130 zeigt nach dem Abgleiten des Sandes die Scherebene unter Auflast.

Vor der Ermittlung des »Neigungs- und des Scherwinkels unter Auflast« werden zunächst über die Füllhöhe $ht = 2,58$ dm das Sandvolumen $V_{kt'}$ sowie die Breiten $bl = 0,21$ dm, $bue = 3,77$ dm und $br = 0,90$ dm gemessen.

Ansichtsfläche $A \rightarrow$ des gemessenen Sandkörpers mit der Höhe ht

$$A = bk_1 \cdot ht = 2,44 \cdot 2,58 = 6,295 \quad \text{dm}^2 \quad (5.25)$$

Ansichtsfläche $A_x \rightarrow$ sandfreie Keilfläche

$$A_x = bx \cdot he/2 = 1,54 \cdot 1,02/2 = 0,785 \quad \text{dm}^2 \quad (5.26)$$

Volumen $V_{kt'}$ $\rightarrow a = 2,90$ dm Behältertiefe

$$V_{kt'} = (A - A_x) \cdot a = (6,295 - 0,785) \cdot 2,9 = 15,98 \quad \text{dm}^3 \quad (5.27)$$

Da die Differenz zwischen den Volumina $V_{kt} = 16,14$ dm³ (5.1) zu $V_{kt'} = 15,98$ dm³ (5.27) eher auf Streuverluste als auf eine Bodenverdichtung hinweist, können der Neigungswinkel $\beta_t = 50,4^\circ$ (5.6) und die Trockendichte $\rho_{tg} = 1,642$ kg/dm³ (5.2) für die Berechnungen der »Winkel unter Auflast« übernommen werden. Über die Auflasthöhe $he = 1,02$ dm lässt sich zunächst die Höhe $hx = he/4$ ermitteln.

Zur Ermittlung des Neigungswinkels unter Auflast ist zunächst unterhalb der Ebene (H-A) ein Erdblock auszubilden, dessen Höhe hm' über den Neigungswinkel $\beta_t = 50,4^\circ$ und die Breite $bx = 1,54$ dm die Höhe hm' berechnet werden kann. Über die Höhe $hl = hm' + hx$ und die Breite bx lässt sich dann der Tangens des »Neigungswinkels unter

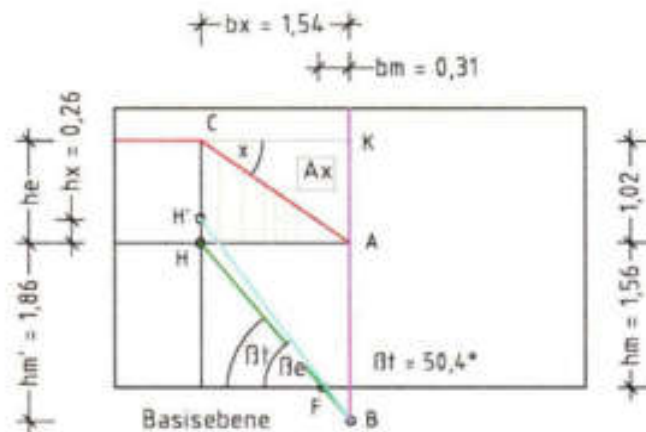


Abb. 131 zeigt die Erdauflast auf dem Erdkeil (H?A?B), die natürliche Neigungsebene (H?B) und die Neigungsebene unter Auflast (H'?B)

Auflast β_e ermitteln. Über den halben Tangens des Winkels β_e stellt sich lässt sich die Scherebene unter Auflast ein, siehe Abb. 131.

Blockhöhe hm'

$$hm' = bx \cdot \tan \beta_t = 1,54 \cdot 1,208 = 1,86 \quad \text{dm} \quad (5.28)$$

Auflasthöhe hx

$$hx = he/4 = 1,02/4 = 0,255 \quad \text{dm} \quad (5.29)$$

Neigungswinkel β_e

$$\begin{aligned} \tan \beta_e &= (hm' + hx)/bx = \\ &= (1,86 + 0,255)/1,54 = 1,373 \end{aligned} \quad (5.30)$$

$$\beta_e = 53,9^\circ \quad [-] \quad (5.31)$$

Scherwinkel se

$$\tan se = (\tan \beta_e)/2 = 1,373 = 0,687 \quad (5.32)$$

$$se = 34,5^\circ \quad [-] \quad (5.33)$$

Die endgültige Lage der Scherebene unter Auflast in dem Erdkörper und damit auch die Böschungsebene lässt über die Höhe hy festlegen. Die Höhe hy steht im Zusammenhang mit der Ermittlung der Flächen $A_I = A_r$, wobei für deren Berechnung stehen zur Verfügung: die Höhen

$he = 1,02 \text{ dm}$ und $ht = 2,58 \text{ dm}$, die Fläche $A_r = 0,785 \text{ dm}^2$ (5.26) sowie den Winkel $se = 34,5^\circ$ (5.33).

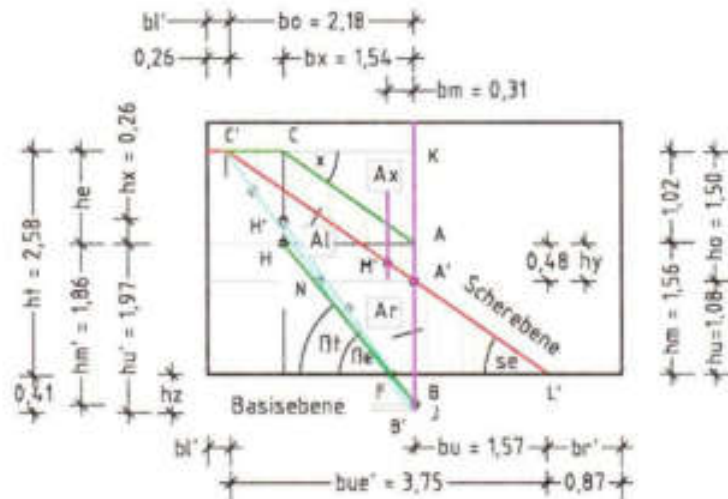


Abb. 132 zeigt in der Fläche Al die Bodenaflast, welche, wenn sie ihren Halt an der Bezugsachse verliert, auf der »Scherebene unter Auflast« abgleitet.

Es werden berechnet:

Höhe hm

$$hm = ht - he = 2,58 - 1,02 = 1,56 \quad \text{dm} \quad (5.34)$$

Höhe hy

$$\begin{aligned} (he + hy)^2 / (2 \cdot \tan se) &= (hm - hy)^2 / (2 \cdot \tan se) + A_r \\ (1,02 + hy)^2 / (2 \cdot 0,687) &= (1,56 - hy)^2 / (2 \cdot 0,687) + 0,785 \\ hy^2 + 2,04hy + 1,04 &= hy^2 - 3,12hy + 2,42 + 1,08 \\ hy &= 2,46 / 5,16 = 0,48 \quad \text{dm} \quad (5.35) \end{aligned}$$

Höhe ho

$$ho = he + hy = 1,02 + 0,48 = 1,50 \quad \text{dm} \quad (5.36)$$

Höhe hu

$$hu = ht - ho = 2,58 - 1,50 = 1,08 \quad \text{dm} \quad (5.37)$$

Breite bo

$$bo = ho / \tan se = 1,50 / 0,687 = 2,18 \quad \text{dm} \quad (5.38)$$

Breite bl'

$$bl' = bk_1 - bo = 2,44 - 2,18 = 0,26 \quad \text{dm} \quad (5.39)$$

Breite bu

$$bu = hu / \tan se = 1,08 / 0,687 = 1,57 \quad \text{dm} \quad (5.40)$$

Fläche $Al \rightarrow$ des abgeglittenen Bodens

$$Al = (bo' \cdot ho) / 2 - Ar =$$

$$Al = (2,18 \cdot 1,50) / 2 - 0,785 = 0,85 \quad \text{dm}^2 \quad (5.41)$$

Fläche $Ar \rightarrow$ des aufgestauten Bodens

$$Ar = bu \cdot hu / 2 = 1,57 \cdot 1,08 / 2 = 0,85 \quad \text{dm}^2 \quad (5.42)$$

Breite br'

$$br' = bk_1 - bu = 2,44 - 1,57 = 0,87 \quad \text{dm} \quad (5.43)$$

Breite bm

$$bm = (bo' - bu) / 2 = (2,18 - 1,57) / 2 = 0,31 \quad \text{dm} \quad (5.44)$$

Breite bue'

$$bue' = ht / \tan se = 2,58 / 0,687 = 3,76 \quad \text{dm} \quad (5.45)$$

Höhe hs

$$hs = bo \cdot \tan \beta e = 2,18 \cdot 1,373 = 2,99 \quad \text{dm} \quad (5.46)$$

Höhe hz

$$hz = hs - ht = 2,99 - 2,58 = 0,41 \quad \text{dm} \quad (5.47)$$

Höhe hu'

$$hu' = hs - hc = 2,99 - 1,02 = 1,97 \quad \text{dm} \quad (5.48)$$

Über die gemessenen Höhen und Breiten werden nachstehend an der Bezugsachse der Scherwinkel se' und die Höhe hu' überprüft.

Scherwinkel se'

$$\tan se' = ht / bue' = 2,58 / 3,77 = 0,684 \quad (5.49)$$

$$se' = 34,4^\circ \rightarrow \text{zu } 34,5^\circ \quad [-] \quad (5.50)$$

Höhe hu'

$$hu' = (bk_1 - br) \cdot \tan se'$$

$$hu' = (2,44 - 0,90) \cdot 0,684 = 1,05 \text{ zu } 1,08 \text{ m}^\circ \quad \text{dm} \quad (5.51)$$

Ergebnis:

Die Gegenüberstellung der errechneten und gemessenen Werte zeigt eine wesentliche Übereinstimmung der Resultate. Die kleinen Differenzen lassen sich durch Ungenauigkeiten beim Aufmaß und Auf-rundungen der Rechenwerte erklären. Insgesamt bestätigen die Ergeb-nisse, dass sich Bodenbewegungen infolge einer Bodenauflast ermitteln lassen.

Gemessene Maße		Berechnete Maße	
Breite $bl =$	0,21 dm	Breite $bl' =$	0,26 dm (5.39)
Breite $bue =$	3,77 dm	Breite $bue' =$	3,76 dm (5.45)
Breite $br =$	0,90 dm	Breite $br' =$	0,87 dm (5.43)
Höhe $hu' =$	1,05 dm	Höhe $hu =$	1,08 dm (5.37)
Scherwinkel $se' =$	$34,4^\circ$	Scherwinkel $se =$	$34,5^\circ$ (5.33)

5.2.3 Ausbildung der Scherebene bei Böden mit Auflasten, Versuch 11

Dieses Experiment wird mit der gleichen Sandmenge wie bei den vor-angestellten Versuchen durchgeführt. In diesem Fall wurde Sand bis zur Füllhöhe $ht = 2,95$ dm in die linke Kammer eingebaut. Innerhalb des Sandkörpers wurde die Keilfläche mit der Breite $br = 2,34$ dm und der Höhe $he = 1,48$ dm ausgespart. Nach dem Ziehen der trennenden Glasscheibe bildete sich ein Sandkeil aus, dessen Höhe $hd = 2,75$ dm an der linken Behälterwand und dessen Breite $bue = 3,96$ dm an dem Behälterboden gemessen wurden. Die Breite $br = 0,92$ dm zeigte den Abstand an von der rechten Behälterwand bis zum Fußpunkt des Sand-keils.

Auch hier ist die Lage der Scherebene unter Auflast zu ermitteln.
Ansichtsfläche $A \rightarrow$ des gemessenen Sandkörpers mit der Höhe $ht = 2,95$ dm

$$A = bk_1 \cdot ht = 2,44 \cdot 2,95 = 7,198 \quad \text{dm} \quad (5.52)$$

Ansichtsfläche $A_r \rightarrow$ sandfreie Fläche

$$A_r = bx \cdot he/2 = 2,34 \cdot 1,48/2 = 1,732 \quad \text{dm}^2 \quad (5.53)$$

Volumen $Vkr' \rightarrow a = 2,90$ dm Behältertiefe

$$Vkr' = (A - A_r) \cdot a = (7,198 - 1,732) \cdot 2,9 = 15,85 \quad \text{dm}^3 \quad (5.54)$$

Für die Berechnung der Höhen hm' und $hx = he/4$ sowie der Winkel unter Auflast sind die Höhe $ht = 2,95$ dm und die Breite $bx = 2,34$ dm vorgegeben. Aus der Versuchsanordnung 9 wird der Winkel $\beta t = 50,4^\circ$ (5.6) übernommen.



Abb. 133 zeigt den Sandkörper mit vollständig geneigter Oberfläche.

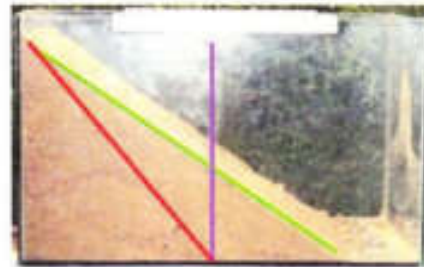


Abb. 134 zeigt die «Scherebene unter Auflast» nach dem Abgleiten des Sandes.

Höhe hm'

$$hm' = bx \cdot \tan \beta t = 2,34 \cdot 1,208 = 2,83 \quad \text{dm} \quad (5.55)$$

Neigungswinkel βe

$$\begin{aligned} \tan \beta e &= (hm' + he/4)/bx = \\ &= (2,83 + 1,48/4)/2,34 = 1,368 \end{aligned} \quad (5.56)$$

$$\beta e = 53,8^\circ \quad [-] \quad (5.57)$$

Scherwinkel se

$$\tan se = (\tan \beta e)/2 = 1,368/2 = 0,684 \quad (5.58)$$

$$se = 34,4^\circ \quad [-] \quad (5.59)$$

Höhe hm

$$hm = ht - he = 2,95 - 1,48 = 1,47 \quad \text{dm} \quad (5.60)$$

Höhe hy

$$(he + hy)^2 / (2 \cdot \tan se) = (hm - hy)^2 / (2 \cdot \tan se) + Ar \quad (5.61)$$

$$(1,48 + hy)^2 / (2 \cdot 0,684) = (1,47 - hy)^2 / (2 \cdot 0,684) + 1,732$$

$$hy^2 + 2,96hy + 2,19 = hy^2 - 2,94hy + 2,16 + 2,37$$

$$hy = 2,34 / 5,90 = 0,40 \quad \text{dm} \quad (5.62)$$

Höhe ho

$$ho = he + hy = 1,48 + 0,40 = 1,88 \quad \text{dm} \quad (5.63)$$

Höhe hu

$$hu = ht - ho = 2,95 - 1,88 = 1,07 \quad \text{dm} \quad (5.64)$$

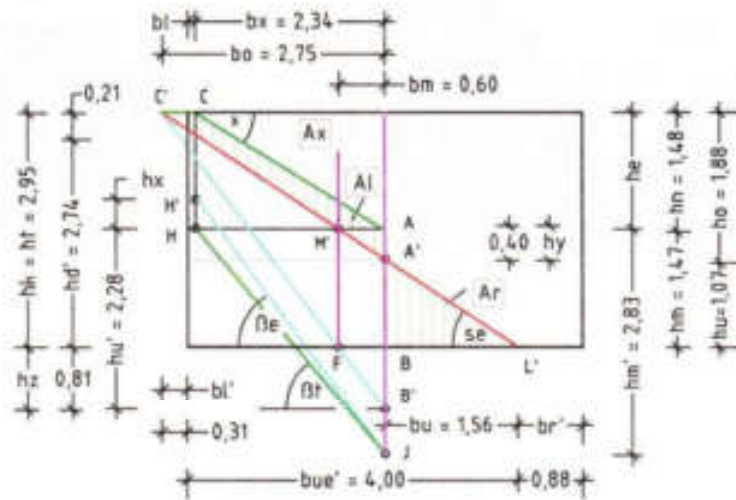


Abb. 135 zeigt die natürliche Neigungsebene (H-J), die Neigungsebene unter Auflast (H'-J) und (C'-B') sowie die Scherebene unter Auflast (C'-L).

Breite $bo \rightarrow$ legt die Breite bl' fest

$$bo = ho / \tan se = 1,88 / 0,684 = 2,75 \quad \text{dm} \quad (5.65)$$

Breite bl'

$$bl' = bk_1 - bo = 2,44 - 2,75 = -0,31 \quad \text{dm} \quad (5.66)$$

Breite bu

$$bu = hu / \tan se = 1,07 / 0,684 = 1,56 \quad \text{dm} \quad (5.67)$$

Fläche Al

$$Al = (bo' \cdot ho) / 2 - Ar =$$

$$Al = (2,75 \cdot 1,88) / 2 - 1,732 = 0,85 \quad \text{dm}^2 \quad (5.68)$$

Fläche Ar

$$Ar = bu \cdot hu / 2 = 1,56 \cdot 1,07 / 2 = 0,84 \quad \text{dm}^2 \quad (5.69)$$

Breite br'

$$br' = bk_1 - bu = 2,44 - 1,56 = 0,88 \quad \text{dm} \quad (5.70)$$

Breite bm

$$bm = (bo' - bu) / 2 = (2,75 - 1,56) / 2 = 0,60 \quad \text{dm} \quad (5.71)$$

Breite bue'

$$bue' = ht / \tan se - br' = 2,95 / 0,684 - 0,31 = 4,00 \quad \text{dm} \quad (5.72)$$

Höhe hd'

$$hd' = bue' \cdot \tan se = 4,00 \cdot 0,684 = 2,74 \quad \text{dm} \quad (5.73)$$

Höhe hs

$$hs = bo \cdot \tan \beta e = 2,75 \cdot 1,368 = 3,76 \quad \text{dm} \quad (5.74)$$

Höhe hz

$$hz = hs - ht = 3,76 - 2,95 = 0,81 \quad \text{dm} \quad (5.75)$$

Höhe hu'

$$hu' = hs - he = 3,76 - 1,48 = 2,28 \quad \text{dm} \quad (5.76)$$

Für den Vergleich der gemessenen und errechneten Werte sind über die gemessenen Höhen und Breiten der Scherwinkel se' sowie an der Bezugsachse die Höhe hu'' zu ermitteln.

Scherwinkel se'

$$\tan se' = hd' / bue' = 2,7 / 3,96 = 0,694 \quad (5.77)$$

$$se' = 34,8^\circ \quad [-] \quad (5.78)$$

Höhe hu^*

$$hu^* = (bk_1 - br) \cdot \tan se'$$

$$hu^* = (2,44 - 0,88) \cdot 0,694 = 1,08 \quad \text{dm} \quad (5.79)$$

Ergebnis:

Die wichtigsten gemessenen und errechneten Maße vor und nach dem Abgleiten des Sandes sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Gemessene Maße		Berechnete Maße	
Breite $br =$	0,92 dm	Breite $br' =$	0,88 dm (5.70)
Höhe $hd =$	2,75 dm	Höhe $hd' =$	2,74 dm (5.73)
Breite $bue =$	3,96 dm	Breite $bue' =$	4,00 dm (5.72)
Höhe $hu^* =$	1,08 dm	Höhe $hu =$	1,07 dm (5.64)
Scherwinkel $se' =$	34,8°	Scherwinkel $se =$	34,4° (5.59)

Der Vergleich der gemessenen und errechneten Maße zeigt auch hier eine weitgehende Übereinstimmung in den Ergebnissen. Zudem bestätigen die Berechnungen, dass sich mögliche Bodenbewegungen innerhalb der keilförmigen Auflastfläche im Voraus ermitteln lassen.

5.2.4 Kraftverteilung in trockenen Böden bei geneigter Oberfläche

In Erweiterung der Versuchsanordnung 11 werden nachstehend die Erdkräfte gegen die fiktive Wand (Bezugsachse) errechnet. In der Variante A werden die Kräfte vor dem Abgleiten des Sandes ermittelt und in der Variante B nach dem Abgleiten des Sandes. Zu der Bestimmung der Kraftgrößen und ihrer Lagen in den Erdkeilen werden die bereits ermittelten Bodeneigenschaften und die Abmessungen der Sandkörper herangezogen, siehe Tabellenwerte.

Für die Kraftermittlung stehen folgende Werte zur Verfügung:

Dichte $\rho_{tg} = 1,642 \text{ kg/dm}^3$ (5.2)	Füllhöhe $ht =$	2,95 dm
Glaskasten u. Sandkörper:	Höhe $he =$	1,48 dm
Tiefe $a =$	Höhe $hm =$	1,47 dm (5.60)
Breite $bk_1 =$	Höhe $hu =$	1,07 dm (5.64)
Breite $bx =$	Höhe $hz =$	0,81 dm (5.75)
Breite $bo =$	Höhe $hu' =$	2,28 dm (5.76)
Winkel $\beta e =$	$\tan \beta e =$	1,368 (5.56)

Kraftzahl git

$$git = bo' \cdot a \cdot ptg \cdot g/2$$

$$git = 1,67 \cdot 2,90 \cdot 1,653 \cdot 9,807/2 = 39,25 \quad \text{N/dm}^2 \quad (5.86)$$

Höhe nv'

$$nv = Nve/git = 31,2/39,25 = 0,79 \quad \text{dm} \quad (5.87)$$

Angriffshöhe $hv \rightarrow$ der Erddruckkraft Hfe

$$hv = Hve/git = 58,4/39,25 = 1,49 \quad \text{dm} \quad (5.88)$$

Da der Boden des Glasbehälters - ähnlich einer Felsschicht - den vertikalen Kraftabbau im Sand verhindert, wandelt sich die noch nicht abgebaute vertikale Kraft der Fläche Ae in die horizontale Kraft Hf^* (F-B).

Erddruckkraft Hfe^*

$$Hfe^* = Hfe \cdot hz/hv' = 42,7 \cdot 0,81/1,49 = 23,2 \quad \text{N} \quad (5.89)$$

Ergebnis:

Während die Kraft $Hfe^* = 23,2 \text{ N}$ (5.89) in Höhe des Behälterbodens wirkt, greift die Erddruckkraft $Hfe = 42,7 \text{ N}$ (5.85) gegen die Bezugsachse in der Höhe $hv = 1,49 \text{ dm}$ (5.88) an.

Variante B: Kräfte im Erdkeil nach dem Abgleiten des Bodens

Nach dem Abgleiten des Bodens schneidet die Scherebene die Bezugsachse in dem Punkt A' , so dass die Gewichtskraft Ge' für die Kraftermittlung aus der Erdkeilfläche (N-A'-B') zu ermitteln ist. Es bietet sich an, zunächst die Höhen nv und hv und danach die Erddruckkräfte Hf über das Verhältnis der Höhen zu ermitteln. Die Höhe $Hfe^* = 23,2 \text{ N}$ (5.89) verändert sich nicht.

Höhe $nv' \rightarrow$ Winkel $\beta e = 53,8^\circ$ (5.57)

$$nv' = (hu' + hz) \cdot \cos^2 \beta e =$$

$$= (1,07 + 0,81) \cdot 0,349 = 0,66 \quad \text{dm} \quad (5.90)$$

Angriffshöhe h_v'

$$h_v' = (h_u' + h_z) \cdot \sin^2 \beta_e = 1,88 \cdot 0,651 = 1,22 \quad \text{dm} \quad (5.91)$$

Kraftmeter h_f'

$$\begin{aligned} h_f' &= (h_u' + h_z) \cdot \sin \beta_e \cdot \cos \beta_e = \\ &= 1,88 \cdot 0,477 = 0,90 \quad \text{dm} \quad (5.92) \end{aligned}$$

Erddruckkraft H_f' → über die Kraft $H_{fe}' = 42,7 \text{ N}$ (5.85)

$$H_f' = H_{fe}' \cdot (h_u' + h_z) / h_u' = 42,7 \cdot 1,88 / 2,28 = 35,2 \quad \text{N} \quad (5.93)$$

oder H_f'

$$H_f' = h_f' \cdot g_{it} = 0,90 \cdot 39,25 = 35,3 \quad \text{N} \quad (5.94)$$

Ergebnis:

Die Erddruckkraft $H_f' = 35,2 \text{ N}$ (5.93) wirkt in der Höhe $h_v' = 1,22 \text{ dm}$ (5.91) gegen die Bezugsachse. Die Kraft $H_{fe}' = 23,2 \text{ N}$ (5.89) am Behälterboden bleibt hingegen unverändert.

5.3 Hangrutsch infolge veränderter Bodeneigenschaften

Der Boden eines Hangs, der infolge einer zusätzlichen Wasseraufnahme seine Eigenschaften verändert, kann in Bewegung geraten. Das Wasser flacht zunächst den Scherwinkel des eher trockenen Bodens ab und lässt die feuchte oder nasse Erdmenge oberhalb der neuen Scherebene zur Auflast werden. Hiernach bildet die Auflast den flacheren Winkel um zum »Scherwinkel unter Auflast« und begünstigt damit das Abgleiten feuchter oder nasser Böden aus dem Hang.

Nachstehend wird das Gleitverhalten eines feuchten Bodens mit dem Wasservolumen $V_w = 65 \text{ l/m}^3$ und der Dichte $\rho_{ig} = 1,765 \text{ t/m}^3$ untersucht. Hierzu wird ein Erddamm angenommen mit der Höhe $h = 5,00 \text{ m}$, der Breite $b_u = 7,50 \text{ m}$ und einer Dammböschung (C-L) unter dem Steigungsverhältnis 1 : 1,5. Geprüft werden soll, ob der Hang ins Rutschen kommt, wenn der feuchte Boden des Damms durch einen Dauerregen in einem »nassen« Boden umwandelt wird.

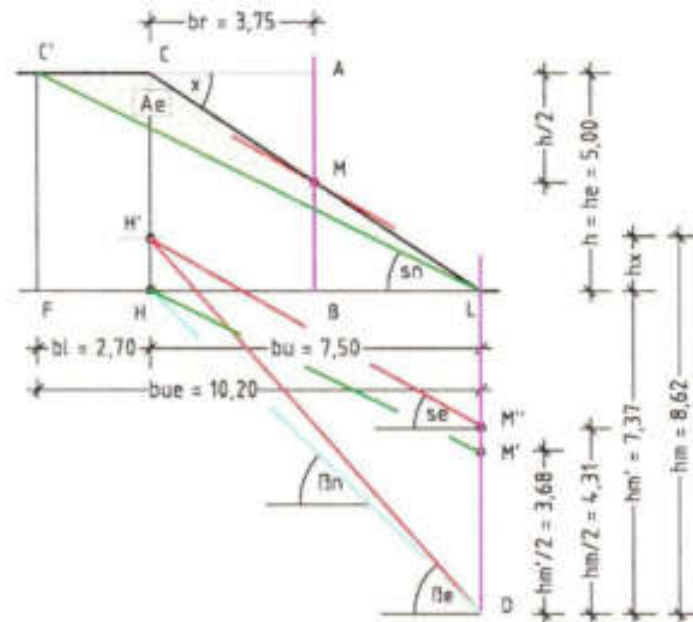


Abb. 137 zeigt die angelegte Böschung 1 : 1,5, die Neigungsebene des nassen Bodens (H-B') und die Neigungsebene unter Auflast (H'-B').

In der Abbildung sind neben der Böschungsebene (C-L), die Scherebene des nassen Bodens (C-L bzw. H-M') sowie in Rot die Neigungs- und Scherebene unter Auflast eingezeichnet. Die Erdauflast nimmt hierbei die Fläche Ae (C'-C-L) ein. Um die Lage der Scherebene unter Auflast bestimmen zu können, ist unter der Basisebene ein Erdblock mit der Breite $bu = 7,50$ m und dem Neigungswinkel β_n zu konstruieren. Zu der Blockhöhe hm' ist hiernach die Höhe $hx = h/4$ zu addieren, so dass die Höhe $hm = hm' + hx$ entsteht. Die Scherebene unter Auflast setzt hiernach an dem Punkt H' an und führt zu dem Punkt M''. Die Steigungsdifferenz zwischen der Böschungsebene und der Scherebene unter Auflast wird erkennbar, wenn man eine neue Bezugsachse in die Keilfläche stellt und die neue Scherebene in den Punkt M versetzt. Für die weiteren Berechnungen werden vorab über die Dichte des feuchten Bodens die Eigenschaften des nassen Bodens ermittelt:

Trockendichte ptg

$$ptg = pig - Vw \cdot pwg / Vp_{90}$$

$$ptg = 1,765 - 0,065 \cdot 1,0 / 1,0 = 1,700 \quad \text{t/m}^3 \quad (5.95)$$

Volumen Vf_i

$$Vf_i = ptg \cdot Vp_{90} / ptg_{90} = 1,700 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,567 \quad \text{m}^3 \quad (5.96)$$

Volumen Vl_i

$$Vl_i = Vp_{90} - Vf_i = 1,000 - 0,567 = 0,433 \quad \text{m}^3 \quad (5.97)$$

Neigungswinkel βt

$$\tan \beta t = Vf / Vl = 0,567 / 0,433 = 1,309 \quad (5.98)$$

$$\beta t = 52,6^\circ \quad [-] \quad (5.99)$$

Neigungswinkel βi

$$\tan \beta i = Vf / (Vl + Vw \cdot pwg / ptg_{90})$$

$$\tan \beta i = 0,567 / (0,433 + 0,065 \cdot 1,0 / 3,0) = 1,247 \quad (5.100)$$

$$\beta i = 51,3^\circ \quad [-] \quad (5.101)$$

Schervinkel si

$$\tan si = (\tan \beta i) / 2 = 1,247 / 2 = 0,624 \quad (5.102)$$

$$si = 31,9^\circ \quad [-] \quad (5.103)$$

Neigungswinkel βn

$$\tan \beta n = Vf / (Vl + Vl \cdot pwg / ptg_{90})$$

$$\tan \beta n = 0,567 / (0,433 + 0,433 \cdot 1,0 / 3,0) = 0,982 \quad (5.104)$$

$$\beta n = 44,5^\circ \quad [-] \quad (5.105)$$

Schervinkel sn

$$\tan sn = (\tan \beta n) / 2 = 0,982 / 2 = 0,491 \quad (5.106)$$

$$sn = 26,2^\circ \quad [-] \quad (5.107)$$

Nassdichte png

$$png = ptg + Vl \cdot pwg / Vp_{90} = 1,700 + 0,651 = 1,22$$

$$png = 1,700 + 0,433 \cdot 1,0 / 1,0 = 2,133 \quad \text{t/m}^3 \quad (5.108)$$

Durch die zusätzliche Wasseraufnahme reduzieren sich die Neigungswinkel von $\beta i = 51,3^\circ$ (5.101) auf $\beta n = 44,5^\circ$ (5.105) und die Scher-

winkel von $si = 31,9^\circ$ (5.103) auf $sn = 26,2^\circ$ (5.107). Die Dichten hingegen erhöhen sich von $pig = 1,765 \text{ t/m}^3$ auf $png = 2,133 \text{ t/m}^3$ (5.108). Für die Berechnung des Neigungs- und Scherwinkels unter Auflast βe und se sind die Höhen hm' , hx und hm über den Winkel βn und die Blockbreite bu und zu ermitteln.

Höhe hm' \rightarrow Winkel $\beta n = 44,5^\circ$, $\tan \beta n = 0,962$ (5.104)

$$hm' = bu \cdot \tan \beta n = 7,50 \cdot 0,982 = 7,37 \quad \text{m} \quad (5.109)$$

Höhe hx

$$hx = he/4 = 5,00/4 = 1,25 \quad \text{m} \quad (5.110)$$

Höhe hm

$$hm = hm' + hx = 7,37 + 1,25 = 8,62 \quad \text{m} \quad (5.111)$$

Höhe $hm/2$

$$hm/2 = hm/2 = 8,62/2 = 4,31 \quad \text{m} \quad (5.112)$$

Breite bue \rightarrow Scherwinkel $sn = 26,2^\circ$ (5.107), $\tan si = 0,491$ (5.106)

$$bue = h / \tan sn = 5,00/0,491 = 10,20 \quad \text{m} \quad (5.113)$$

Breite bl

$$bl = bue - bu = 10,20 - 7,50 = 2,70 \quad \text{m} \quad (5.114)$$

Fläche Ae

$$Ae = bl \cdot h/2 = 2,70 \cdot 5,00/2 = 6,75 \quad \text{m}^2 \quad (5.115)$$

Neigungswinkel βe

$$\tan \beta e = hm/bu = 8,62/7,50 = 1,149 \quad (5.116)$$

$$\beta e = 49,0^\circ \quad [-] \quad (5.117)$$

Scherwinkel se

$$\tan se = (\tan \beta e)/2 = 1,149/2 = 0,575 \quad (5.118)$$

$$se = 29,9^\circ \quad [-] \quad (5.119)$$

Breite bue

$$bue = h / \tan se = 5,00/0,575 = 8,70 \quad \text{m} \quad (5.120)$$

Breite $b_{ll} = b_{rr}$

$$b_{ll} = b_{rr} = (b_{ue} - b_u)/2 = (8,70 - 7,50)/2 = 0,60 \quad \text{m} \quad (5.121)$$

Fläche $A_l = A_r$

$$A_l = A_r = b_{ll} \cdot h/2 = 0,60 \cdot 5,00/2 = 1,50 \quad \text{m}^2 \quad (5.122)$$

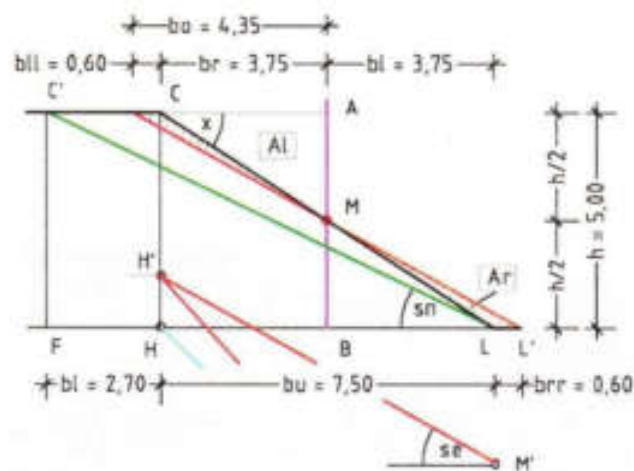


Abb. 138 zeigt die Böschungsebene nach dem Abgleiten des nassen Bodens aus der Fläche A_l in die Fläche A_r .

Ergebnis:

Der Wandel der Bodeneigenschaften vom feuchten zum nassen Zustand führt rechnerisch zu einer Bodenbewegung im Hang, deren Umfang durch die Flächen A_l und $A_r = 1,50 \text{ m}^2$ (5.122) angezeigt wird. Die Scherebene unter Auflast mit dem Winkel $se = 29,9^\circ$ (5.119) wird hierbei zur Gleitfläche. Zudem hat sich die Dichte des feuchten Bodens $\rho_{fg} = 1,765 \text{ t/m}^3$ zur Dichte des nassen Bodens $\rho_{ng} = 2,133 \text{ t/m}^3$ (5.108) gewandelt.

5.4 Hangrutsch infolge einer Abgrabung am Böschungsfuß

Das nachstehende Foto (Uni Dresden) wird zum Anlass genommen, der Ursache des Hangrutsches nachzugehen. Der Gutachter sah die

Bodenbewegung als Folge einer unzureichenden Bodenverdichtung an. Diese Feststellung wird infrage gestellt.

Aus dem Foto lassen sich zwei mögliche Ursachen erkennen, die zu der Bodenbewegung beigetragen haben könnten. Zum einen erscheint der eingebaute Boden wegen seines Kornaufbaus für den Dammbau ungeeignet zu sein, und zum anderen könnte der Hangrutsch durch die Fehlmenge am Böschungsfuß verursacht worden sein. Nachstehend wird dem fehlenden Böschungsfuß als Ursache der Bodenbewegung nachgegangen. Da weder die Bodeneigenschaften noch die Geometrie der Dammböschung bekannt sind, werden für diese Untersuchung Annahmen getroffen.



Abb. 139 soll nach Literatur [A] einen «Böschungsrutsch infolge unzureichender Bodenverdichtung» zeigen.

Für den Damm werden aus dem vorangestellten Beispiel übertragen: die Breiten $b_u = 7,50$ m und $b_l = b_r = 3,75$ m, die Höhen $h = h_e = 5,00$ m und $h_x = h_e/4 = 1,25$ m (5.110). Dem eingebauten Boden werden der Neigungswinkel $\beta_i = 51,3^\circ$ (5.101) mit dem Tangens $\tan \beta_i = 1,247$ (5.100) sowie der Scherwinkel $s_i = 31,9^\circ$ (5.103) mit dem Tangens $\tan s_i = 0,624$ (5.102) zugeordnet. Die Fehlmenge an dem Böschungsfuß wird über die Fläche A_f erfasst, wobei ihre Höhe $h_f = 1,40$ m und die Breiten $b_{ff} = 2,00$ m, $b_f = 1,50$ m und

$bs = 0,50$ m messen sollen. Der Scherwinkels unter Auflast se wird über den Erdblock mit der Breite bu , dem Neigungswinkel βi und der keilförmigen Auflastfläche mit der Höhe h ermittelt.

Höhe hm' $\rightarrow \tan \beta i = 1,247$ [5.100]

$$hm' = bu \cdot \tan \beta i = 7,50 \cdot 1,247 = 9,35 \quad \text{m} \quad (5.123)$$

Höhe hm

$$hm = hm' + hx = 9,35 + 1,25 = 10,60 \quad \text{m} \quad (5.124)$$

Breite bue \rightarrow Scherwinkel $si = 31,9^\circ$ [5.103], $\tan si = 0,624$ [5.102]

$$bue = h / \tan si = 5,00 / 0,624 = 8,01 \quad \text{m} \quad (5.125)$$

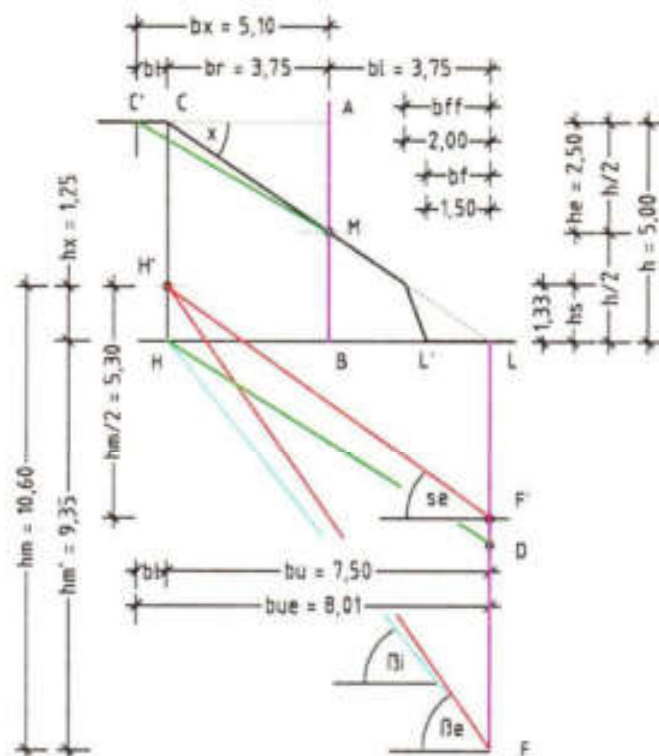


Abb. 140 zeigt die Böschungsebene (C-L), die Fehlmenge am Böschungsfuß und den Ansatz zur Ermittlung der Scherebene unter Auflast

Breite bl

$$bl = bu_e - bu = 8,01 - 7,50 = 0,51 \quad \text{m} \quad (5.126)$$

Fläche Ae

$$Ae = bl \cdot h/2 = 0,51 \cdot 5,00/2 = 1,28 \quad \text{m}^2 \quad (5.127)$$

Neigungswinkel β_e

$$\tan \beta_e = hm/bu = 10,60/7,50 = 1,413 \quad (5.128)$$

$$\beta_e = 54,7^\circ \quad [-] \quad (5.129)$$

Scherwinkel se

$$\tan se = (\tan \beta_e)/2 = 1,413/2 = 0,707 \quad (5.130)$$

$$se = 35,3^\circ \quad [-] \quad (5.131)$$

Für die Ermittlung der Flächen A_l und A_r sind vorab der Böschungswinkel sr sowie der Winkel β_c der Abgrabung am Böschungsfuß zu berechnen.

Böschungswinkel sr → bei dem Steigungsverhältnis 1 : 1,5

$$\tan sr = h/bu = 5,00/7,50 = 0,667 \quad (5.132)$$

$$sr = 33,7^\circ \quad [-] \quad (5.133)$$

Neigungswinkel β_c

$$\tan \beta_c = hf/(bff - bf) = 1,40/(2,00 - 1,50) = 2,800 \quad (5.134)$$

$$\beta_c = 70,3^\circ \quad [-] \quad (5.135)$$

Für die Ermittlung der Abrisskante in der Böschung sind bekannt: die Höhe $hs = 1,33$ m sowie die Winkel $se = 35,3^\circ$ (5.131), $sr = 33,7^\circ$ (5.133) und $\beta_c = 70,3^\circ$ (5.135). Der Keilfläche A_l sind die Breite bb und die Höhe hc' = $hs - hc$ zugeordnet und der Keilfläche A_r die Breite cc' und die Höhe hc . Da bei einem Boden, der beim Abgleiten nicht auflockert, die Abtrags- und Auftragsfläche A_l und A_r gleich groß sind, lassen sich weitere Höhen und Breiten über den Flächenabgleich errechnen.

Es werden berechnet:

Breite bb

$$bb = hy / [2 \cdot (\tan \alpha_e - \tan \alpha_r)]$$

$$bb = hy / [2 \cdot (0,707 - 0,667)] = 12,5hy \quad \text{m} \quad (5.136)$$

Höhe $hy \rightarrow$ Fläche Al

$$12,5 \cdot hy^2 / 2 = 6,25 \cdot hy^2 = Al \quad \text{m}^2 \quad (5.137)$$

Höhe $hc \rightarrow$ Fläche Ar

$$hc^2 / [2 \cdot (\tan \alpha_e)] - hc^2 / [2 \cdot (\tan \beta_c)] = Ar$$

$$hc^2 / [2 \cdot 0,707] - hc^2 / [2 \cdot (2,800)] = Ar$$

$$0,707 \cdot hc^2 - 0,179 \cdot hc^2 = 0,528 \cdot hc^2 = Ar \quad (5.138)$$

Höhe hc

$$hc = hs - hy = 1,33 - hy \quad \text{m} \quad (5.139)$$

Fläche $Al = Ar$

$$6,25 \cdot hy^2 = 0,528 \cdot hc^2 = 0,528 \cdot (1,33 - hy)^2$$

$$2,5hy = 0,727 \cdot (1,33 - hy)$$

$$2,5hy - 0,967 + 0,727hy = 0$$

$$hy = 0,967 / 3,23 = 0,30 \quad \text{m} \quad (5.140)$$

Höhe hc

$$hc = hs - hy = 1,33 - 0,30 = 1,03 \quad \text{m} \quad (5.141)$$

Breite cc

$$cc = hc / \tan \alpha_e - hc / \tan \beta_c$$

$$cc = 1,03 / 0,707 - 1,03 / 2,800$$

$$cc = 1,46 - 0,37 = 1,09 \quad \text{m} \quad (5.142)$$

Fläche Al

$$Al = hy \cdot bb / 2 = hy \cdot 12,5hy / 2$$

$$Al = 0,30^2 \cdot 12,5 / 2 = 0,56 \quad \text{m}^2 \quad (5.143)$$

Fläche Ar

$$Ar = hc \cdot cc / 2 = 1,03 \cdot 1,09 / 2 = 0,56 \quad \text{m}^2 \quad (5.144)$$

sei in der unzureichenden Bodenverdichtung zu finden. Zu Gunsten des Gutachters bleibt anzumerken, dass er den rechnerischen Nachweis zur Bodenbewegung im Hang mit den bisherigen Vorgaben der Geotechnik hätte nicht führen können.

5.5 Bodenbewegungen auf ebener und geneigter Felsschicht, Versuch 12

Mit dieser Versuchsanordnung sollte erkundet werden, wie ein Boden sich verhält, wenn er auf einer geneigten Basisebene (Felsschicht) lagert und seinen Halt an der imaginären Wand (Bezugsachse) verliert. Bereits dargestellt wurde, dass sich vertikale Kräfte in horizontale Kräfte umbilden, wenn z. B. ein Erdkörper auf einer festen Unterlage steht und sein Kraftabbau in vertikaler Richtung gestört wird, siehe Unterkapitel 2.5.2 und Abb. 31, S. 69.

Für dieses Experiment wurde als Ersatz einer geneigten Felsschicht eine Holzrampe mit den Höhen $h_{uu} = 1,00 \text{ dm}$ und $h_s = 0,12 \text{ dm}$ in die linke Kammer des Glaskastens eingestellt. Die Grundfläche der Rampe entsprach mit der Breite $bk_1 = 2,44 \text{ m}$ und der Tiefe $a = 2,90 \text{ dm}$ damit der Grundfläche der Kammerfläche $A_{k_1} = 7,08 \text{ dm}^2$ (3.33). Als Boden wurde ein trockenes Lehm-Sand-Gemisch gewählt, welches aus dem Volumen $V_a = 10,0 \text{ dm}^3$ Sand und dem Volumen $V_b = 2,0 \text{ dm}^3$ Lehm in einem Bottich separat für den Einbau gemischt und danach auf die



Abb. 142 zeigt die eingestellte Holzrampe, deren Oberfläche einer Felsschicht entsprechen soll.

Rampe bis zur Füllhöhe $h = 2,26 \text{ dm}$ (ab Glasboden) eingebaut worden ist. Für das Gemisch wurde Sand mit dem Volumen $V_a = 10,00 \text{ dm}^3$ und der Dichte $ptg_a = 1,645 \text{ kg/dm}^3$ sowie Lehm mit dem Volumen $V_b = 2,00 \text{ dm}^3$ und der Dichte $ptg_b = 1,175 \text{ kg/dm}^3$ vermengt.

Vorab zu erkunden ist das Abgleiten des Bodens auf der Rampe. Die jeweilige Menge und die weiteren Eigenschaften des Gemischs sind in der Tabelle zusammengefasst.

Sand	Lehm
Volumen $V_a = 10,0 \text{ dm}^3$	Volumen $V_b = 2,00 \text{ dm}^3$
Dichte $ptg_a = 1,645 \text{ kg/dm}^3$	Dichte $ptg_b = 1,175 \text{ kg/dm}^3$
Fläche $Ak_1 = 7,08 \text{ dm}^2$ [3.33]	Füllhöhe $h = 2,26 \text{ dm}$
Mittlere Rampenhöhe $hm = (1,00 + 0,12)/2 = 0,56 \text{ dm}$	

Berechnung der Bodeneigenschaften

Gesamtvolumen V

$$V = Ak_1 \cdot (h - hm) = 7,08 \cdot (2,26 - 0,56) = 12,04 \text{ dm}^3 \quad (5.147)$$

Feststoffvolumen Vf_a des Sandes

$$Vf_a = Vf_{90} \cdot ptg_a / ptg_{90} = 1,0 \cdot 1,645 / 3,0 = 0,548 \text{ dm}^3 \quad (5.148)$$

Porenvolumen Vl_a des Sandes

$$Vl_a = Vp - Vf_a = 1,000 - 0,548 = 0,452 \quad \text{dm}^3 \quad (5.149)$$

Feststoffvolumen Vf_b des Lehms

$$Vf_b = Vf_{90} \cdot ptg_b / ptg_{90} = 1,0 \cdot 1,175 / 3,0 = 0,392 \text{ dm}^3 \quad (5.150)$$

Porenvolumen Vl_b des Lehms

$$Vl_b = Vp - Vf_b = 1,000 - 0,392 = 0,608 \quad \text{dm}^3 \quad (5.151)$$

Feststoffvolumen Vf_1 (Gemisch)

$$Vf_1 = (V_a \cdot Vf_a + V_b \cdot Vf_b) / (V_a + V_b)$$

$$Vf_1 = (10,0 \cdot 0,548 + 2,0 \cdot 0,392) / 12,0 = 0,522 \quad \text{dm}^3 \quad (5.152)$$

Porenvolumen Vl_1 (Gemisch)

$$Vl_1 = Vp - Vf_1 = 1,000 - 0,522 = 0,478 \quad \text{dm}^3 \quad (5.153)$$

Trockendichte ρ_{t1} (Gemisch)

$$\begin{aligned} \rho_{t1} &= V_{f1} \cdot \rho_{t90} / V_{f90} = \\ &= 0,522 \cdot 3,0 / 1,0 = 1,566 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (5.154) \end{aligned}$$

Neigungswinkel β_1 (Gemisch)

$$\tan \beta_1 = V_{f1} / V_{l1} = 0,522 / 0,478 = 1,092 \quad (5.155)$$

$$\beta_1 = 47,5^\circ \quad [-] \quad (5.156)$$

Schervinkel σ_1

$$\tan \sigma_1 = (\tan \beta_1) / 2 = 1,092 / 2 = 0,546 \quad (5.157)$$

$$\sigma_1 = 28,6^\circ \quad [-] \quad (5.158)$$

Winkel α

$$\begin{aligned} \tan \alpha &= (h_{uu} - h_s) / b_k = \\ &= (1,00 - 0,12) / 2,44 = 0,361 \quad (5.159) \end{aligned}$$

$$\alpha = 19,8^\circ \quad [-] \quad (5.160)$$

Ergebnis:

Dem trockenen Gemisch können folgende Eigenschaften zugeordnet werden:

Feststoffvolumen $V_{f1} = 0,522 \text{ dm}^3$ (5.152)	Volumen $V = 12,0 \text{ dm}^3$
Porenvolumen $V_{l1} = 0,478 \text{ dm}^3$ (5.153)	Neigungsw. $\beta_1 = 47,5^\circ$ (5.156)
Dichte $\rho_{t1} = 1,566 \text{ kg/dm}^3$ (5.154)	Schervinkel $\sigma_1 = 28,6^\circ$ (5.158)

Berechnung des Erdkörpers, siehe Abb. 144

Nach dem Ziehen der Glasscheibe und dem Abgleiten des Bodens bildeten sich links und rechts der Bezugsachse unterschiedliche Scherebenen aus.

Nach dem Aufmaß setze die Scherebene in der Füllhöhe $h = 2,26$ dm im Abstand der Breite $bl = 0,49$ dm zur Glaswand an und führe über die Höhe $h_{mu} = 1,08$ dm an der Bezugsachse bis zu dem Glasboden der rechten Kammer. Hier wurden die Breiten $b_{uu} = 2,22$ dm und $br = 0,22$ dm gemessen. Da sich bei den durchgeführten Experimenten immer geradlinige Scherebenen eingestellt haben, wird der Ursache der in der Abb. 143 gezeigten Abweichung nachgegangen. Hierzu wird der

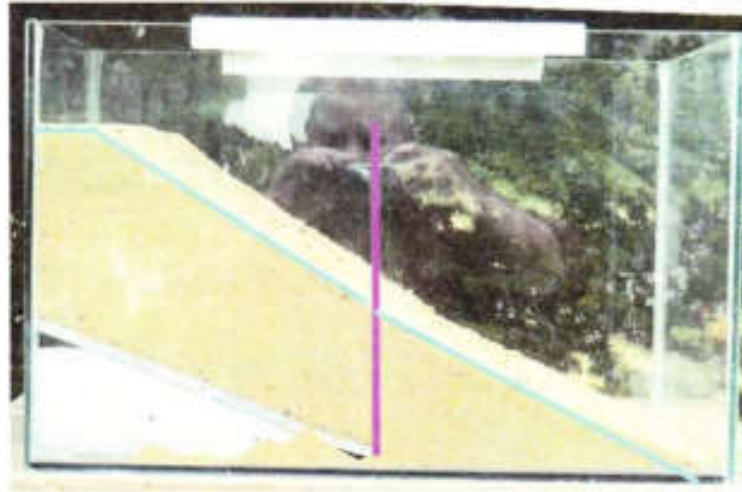


Abb. 143 zeigt die nach dem Abgleiten des Gemisches ausgebildeten ungleichen Scherebenen.

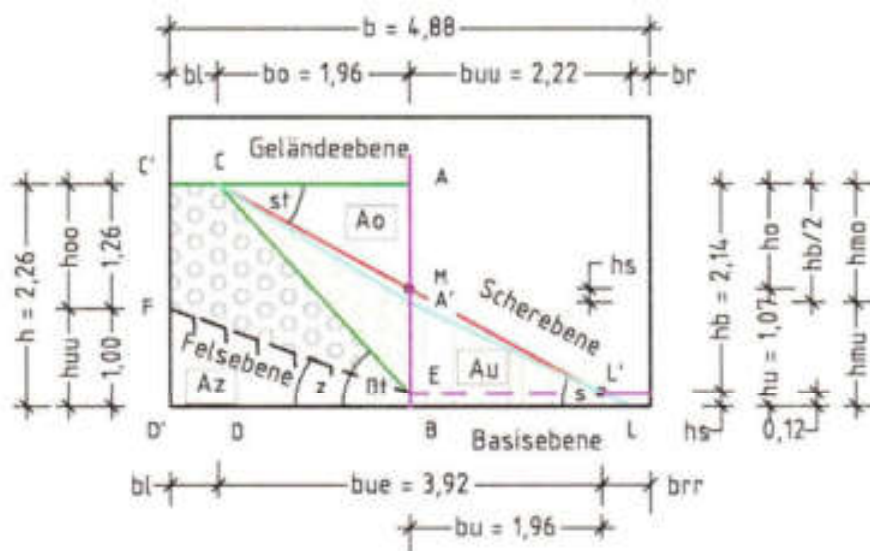


Abb. 144 zeigt die konkave Scherebene (Cyan) des Gemisches und darüber die errechnet Scherebene mit der Breite bu (Rot).

Behälterboden der rechten Kammer um den Höhenversatz der Rampe $hs = 0,12$ dm fiktiv angehoben und die Lage der natürlichen Scherebene rechnerisch ermittelt.

Höhe h'

$$h' = V/(bk_1 \cdot a) = 12,04/(2,44 \cdot 2,90) = 1,70 \quad \text{dm} \quad (5.161)$$

Höhe hb

$$hb = h' + hm - hs = 1,70 + 0,56 - 0,12 = 2,14 \quad \text{dm} \quad (5.162)$$

Breite $bo \rightarrow$ mit $\tan \beta t = 1,092$ (5.155)

$$bo = hb / \tan \beta t = 2,14 / 1,092 = 1,96 \quad \text{dm} \quad (5.163)$$

Breite bl

$$bl = bk_1 - bo = 2,44 - 1,96 = 0,48 \quad \text{dm} \quad (5.164)$$

Höhe $ho = hmu \rightarrow$ mit $\tan st = 0,546$ (5.157)

$$nho = bo \cdot \tan st = 1,96 \cdot 0,546 = 1,07 \quad \text{dm} \quad (5.165)$$

Breite bu

$$bu = ho / \tan s_1 = 1,07 / 0,546 = 1,96 \quad \text{dm} \quad (5.166)$$

Breite brr

$$brr = bk_1 - bu = 2,44 - 1,96 = 0,48 \quad \text{dm} \quad (5.167)$$

Fläche $Az \rightarrow$ der Rampe, reduziert um die Höhe $hs = 0,12$ dm.

$$Az = (h_{uu} - hs) \cdot bk_1 / 2$$

$$Az = (1,00 - 0,12) \cdot 2,44 / 2 = 1,074 \quad \text{dm}^2 \quad (5.168)$$

Fläche $AA' \rightarrow$ des Erdkörpers nach dem Abgleiten des Gemisches.

$$AA' = hb \cdot bl + (hb + hmu) \cdot bo / 2 + hmu \cdot bu / 2 - Az$$

$$AA' = 2,14 \cdot 0,48 + (2,14 + 1,07) \cdot 1,96 / 2 + 1,07 \cdot 1,96 / 2 - Az$$

$$AA' = 1,027 + 3,146 + 1,049 - 1,074 = 4,148 \quad \text{dm}^2 \quad (5.169)$$

Gesamtvolumen $\sum V$

$$\sum V = AA' \cdot a = 4,148 \cdot 2,90 = 12,03 \text{ zu } 12,0 \quad \text{dm}^3 \quad (5.170)$$

Ergebnis:

Aus dem Gesamtvolumen $\sum V$ (5.170) kann abgeleitet werden, dass die eingestellte Holzrampe weder das Abgleiten des trockenen Lehm-Sand-Gemischs noch die Ausbildung der natürlichen Scherebene beeinflusst hat. Wie die Berechnungen zeigen, steht die erkennbare konkave Scherebene im ursächlichen Zusammenhang mit dem Höhenversatz

h_s zwischen der Holzrampe und den Glasboden der rechten Kammer. Folglich Ohne den Höhenversatz stellt sich die natürliche Scherebene auch hier als eine Gerade (rot) dar. Da die gemessenen und errechneten Maße fast identisch sind, wird auf deren Gegenüberstellung verzichtet.

Zur Vertiefung dieses Themas werden noch Berechnungsbeispiele ausgeführt, wobei die Oberfläche der Holzrampe einer geneigten Felschicht entsprechen soll.

5.6 Bodenverhalten ohne Auflast auf durchgehend geneigter Felschicht

Die durchgeführten Versuchen mit den unterschiedlichsten Böden zeigten, dass Böden, die ihren Halt an einer stützenden Wand verlieren, so lange in Bewegung bleiben, bis sich das Gleichgewicht der Kräfte im Erdreich wieder hergestellt hat. In dem Versuch 12 wurde dargestellt, dass Boden, wenn er auf einer geneigten Ebene lagert und seinen Halt verliert, danach auf einer horizontalen Ebene abgleitet. In Erweiterung dieser Versuchsanordnung wird nachstehend das Abgleiten des Sand-Lehm-Gemischs auf einer durchgehend geneigten Felschicht berechnet. Hierzu werden die Füllmenge, die Bodeneigenschaften sowie weitere Berechnungsergebnisse bei Bedarf herangezogen, siehe Tabellenwerte:

Volumen $V = 2,0 + 10,0 = 12,0 \text{ dm}^3$	Neigungsw. $\beta_r = 47,5^\circ$ (5.156)
Feststoffvolum. $V_{f_1} = 0,522 \text{ dm}^3$ (5.152)	Scherwinkel $st = 28,6^\circ$ (5.158)
Porenvolumen $V_{l_1} = 0,478 \text{ dm}^3$ (5.153)	Felsebene W. $z = 19,8^\circ$ (5.160)
Dichte $\rho_{tg_1} = 1,566 \text{ kg/dm}^3$ (5.154)	Tangens $z = 0,361$ (5.159)

Eine Bodenauflockerung beim Abgleiten des Gemischs sowie eine Winkeländerung infolge einer Erdauflast werden ausgeschlossen. Vorab zu berechnen sind die Böschungslängen f_l und f_r sowie die Diagonale f_s , die sich gemäß dem Versuch 12 bei dem Abgleiten des Gemischs auf den horizontalen Behälterboden einstellen würden. Übernommen werden hierzu die Füllhöhe $h_b = 2,14 \text{ dm}$ (5.162) und die Breite $bu = 1,96 \text{ dm}$ (5.166). Die Höhe h_{yy} der Absenkung der Scherebene infolge

der durchgehend geneigten Felsneigung kann über den Scherwinkel $st = 28,6^\circ$ (5.158) und den Winkel $z = 19,8^\circ$ (5.160) ermittelt werden.

Länge $fl \rightarrow$ über den Scherwinkel $st = 28,6^\circ$ (5.158)

$$fl = (hb / \sin st) - fr = (2,14 / 0,479) - 1,72 = 2,75 \quad \text{dm} \quad (5.171)$$

Länge $fr \rightarrow$ der Scherebene

$$fr = bu \cdot \cos st = 1,96 \cdot 0,878 = 1,72 \quad \text{dm} \quad (5.172)$$

Diagonale $fs \rightarrow$ Strecke (B-E)

$$fs = hb \cdot \cos st / 2 = 0,878 \cdot 2,14 / 2 = 0,94 \quad \text{dm} \quad (5.173)$$

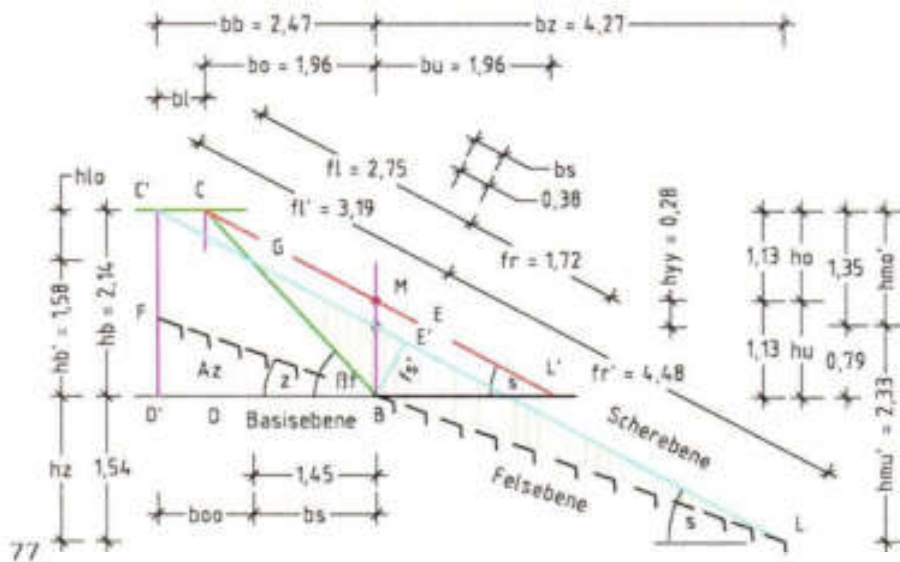


Abb. 145 zeigt die natürliche Scherebene (C-L') und die Scherebene (C'-L) nach dem Abgleiten des Bodens auf der geneigten Feiſſchicht.

Auf der durchgehend geneigten Felsebene gerät eine größere Erdmenge in Bewegung als jene Menge, die in der Abb. 144 dargestellt ist. Die Absenkung der natürlichen Scherebene wird hierbei durch die Höhe hyy angezeigt. Diese Höhe sowie weitere Abmessungen des Erdkörpers lassen sich berechnen über die Höhe $hb/2 = 2,14/2 = 1,07$ dm und die Winkel $st = 28,6^\circ$ sowie $z = 19,8^\circ$.

Höhe h_{yy}

$$(hb/2 + h_{yy})^2 / \tan st = (hb/2 - h_{yy})^2 / (\tan st - \tan z)$$

$$(1,07 + h_{yy})^2 / 0,546 = (1,07 - h_{yy})^2 / (0,545 - 0,361)$$

$$(1,07 + h_{yy}) = (1,07 - h_{yy}) \cdot \sqrt{0,546/0,185}$$

$$h_{yy} = 0,77/2,72 = 0,28 \quad \text{dm} \quad (5.174)$$

Höhe $h_{mo'}$

$$h_{mo'} = h_{mo} + h_{yy} = 1,07 + 0,28 = 1,35 \quad \text{dm} \quad (5.175)$$

Höhe $h_{u'}$

$$h_{u'} = h_u - h_{yy} = 1,07 - 0,28 = 0,79 \quad \text{dm} \quad (5.176)$$

Breite bb

$$bb = h_{mo'} / \tan st = 1,35/0,546 = 2,47 \quad \text{dm} \quad (5.177)$$

Breite $bz \rightarrow$ mit Winkel $z = 19,8^\circ$ (5.160)

$$bz = h_{u'} / (\tan st - \tan z)$$

$$bz = 0,79 / (0,546 - 0,361) = 4,27 \quad \text{dm} \quad (5.178)$$

Höhe $hz \rightarrow$ mit Winkel z

$$hz = bz \cdot \sin z = 4,27 \cdot 0,361 = 1,54 \quad \text{dm} \quad (5.179)$$

Höhe $h_{mu'}$

$$h_{mu'} = h_{u'} + hz = 0,79 + 1,54 = 2,33 \quad \text{dm} \quad (5.180)$$

Höhe hb'

$$hb' = h_{u'} / (\tan \beta t / \tan st) = 0,79 \cdot 2 = 1,58 \quad \text{dm} \quad (5.181)$$

Breite bs

$$bs = hb' / \tan \beta t = 1,58/1,092 = 1,45 \quad \text{dm} \quad (5.182)$$

Fläche A_{oo}

$$A_{oo} = bb \cdot h_{mo'} / 2 = 2,47 \cdot 1,35/2 = 1,67 \quad \text{dm}^2 \quad (5.183)$$

Fläche A_{uu}

$$A_{uu} = bz \cdot h_{u'} / 2 = 4,27 \cdot 0,79/2 = 1,68 \quad \text{dm}^2 \quad (5.184)$$

Diagonale fs'

$$fs' = hu' \cdot \cos st = 0,79 \cdot 0,878 = 0,69 \quad \text{dm} \quad (5.185)$$

Breite bs

$$bs = hu' \cdot \sin st = 0,79 \cdot 0,479 = 0,38 \quad \text{dm} \quad (5.186)$$

Länge fr' → der Scherebene unter dem Winkel $st = 28,6^\circ$ (5.158).

$$fr' = bz' / \cos st - bs = 4,27 / 0,878 - 0,38 = 4,48 \quad \text{dm} \quad (5.187)$$

Länge fl' → der Scherebene

$$fl' = bb' / \cos st + bs = 2,47 / 0,878 + 0,38 = 3,19 \quad \text{dm} \quad (5.188)$$

Unter der Annahme, dass sich die Neigungsebene der Holzrampe über den Behälterboden weiter fortsetzt, würde sich beim Abgleiten des Gemischs die natürliche Scherebene um die Höhe $h_{yy} = 0,28$ dm (5.174) absenken, siehe Abb. 145.

5.7 Bodenverhalten mit Auflast auf durchgehend geneigter Felsschicht

Es wird dem Verhalten zweier Bodenarten mit ungleichen Schichthöhen nachgegangen, die auf einer geneigten Felsebene lagern. Durch eine fiktive Wand wird dieser Boden zunächst gehalten und nach dem Entfernen der Wand auf der geneigten Ebene abgleiten. Der unteren Bodenschicht wird die Nassdichte $p_{ng} = 2,328 \text{ t/m}^3$ und dem Boden der zweiten Schicht die Feuchtdichte $p_{ig} = 1,718 \text{ t/m}^3$ mit dem Wasservolumen 80 Liter/m^3 zugeordnet. Die weiteren Eigenschaften der Böden sowie die Bodenbewegung auf der durchgehend geneigten Felsebene werden berechnet, siehe Abb. 148.

Eigenschaften der unteren nassen Bodenschicht

Über die Nassdichte $p_{ng} = 2,328 \text{ t/m}^3$ werden zunächst die Raumteile des Bodens V_{f_1} und V_{l_1} und danach seine Winkel ermittelt.

Feststoffvolumen Vf_1

$$p_{ng} = [Vf_1 \cdot p_{tg_{90}} + (Vp - Vf_1) \cdot p_{wg}] / Vp$$

$$p_{ng} = [Vf_1 \cdot 3,00 + (1,00 - Vf_1) \cdot 1,0] / 1,0$$

$$3,00Vf_1 - Vf_1 = 2,328 - 1,00$$

$$Vf_1 = 1,328 / 2 = 0,664 \quad \text{m}^3 \quad (5.189)$$

Porenvolumen V_1

$$V_1 = Vp_1 - Vf_1 = 1,000 - 0,664 = 0,336 \quad \text{m}^3 \quad (5.190)$$

Neigungswinkel βt_1

$$\tan \beta t_1 = Vf_1 / V_1 = 0,664 / 0,336 = 1,976 \quad (5.191)$$

$$\beta t_1 = 63,2^\circ \quad [-] \quad (5.192)$$

Scherwinkel st_1

$$\tan st_1 = \tan \beta t_1 / 2 = 1,976 / 2 = 0,988 \quad (5.193)$$

$$st_1 = 44,7^\circ \quad [-] \quad (5.194)$$

Neigungswinkel βn_1

$$\tan \beta n_1 = Vf_1 / (1,333 \cdot V_1)$$

$$\tan \beta n_1 = 0,664 / (1,333 \cdot 0,336) = 1,483 \quad (5.195)$$

$$\beta n_1 = 56,0^\circ \quad [-] \quad (5.196)$$

Scherwinkel sn_1

$$\tan sn_1 = \tan \beta n_1 / 2 = 1,483 / 2 = 0,742 \quad (5.197)$$

$$sn_1 = 36,6^\circ \quad [-] \quad (5.198)$$

Eigenschaften der oberen feuchten Bodenschicht

Boden der zweiten Schicht soll 80 Liter/m³ Wasser aufgenommen haben und damit die Feuchtdichte $p_{ig} = 1,718 \text{ t/m}^3$ erreichen. Zunächst werden wieder die Raumteile des Bodens Vf_1 und V_1 und danach seine Winkel berechnet.

Trockendichte p_{tg}

$$p_{tg} = p_{ig} - Vw \cdot p_{wg} / Vp$$

$$p_{tg} = 1,718 - 0,080 \cdot 1,00 / 1,0 = 1,638 \quad \text{t/m}^3 \quad (5.199)$$

Feststoffvolumen Vf_2

$$Vf_2 = Vp \cdot ptg / ptg_{90} = 1,00 \cdot 1,638 / 3,0 = 0,546 \quad \text{m}^3 \quad (5.200)$$

Porenvolumen V_2

$$V_2 = Vp_2 - Vf_2 = 1,000 - 0,546 = 0,454 \quad \text{m}^3 \quad (5.201)$$

Neigungswinkel βt_2

$$\tan \beta t_2 = Vf_2 / V_2 = 0,546 / 0,454 = 1,203 \quad (5.202)$$

$$\beta t_2 = 50,3^\circ \quad [-] \quad (5.203)$$

Scherwinkel st_2

$$\tan st_2 = \tan \beta t_2 / 2 = 1,203 / 2 = 0,601 \quad (5.204)$$

$$st_2 = 31,0^\circ \quad [-] \quad (5.205)$$

Neigungswinkel βi_2

$$\tan \beta i_2 = Vf_2 / (V_2 + Vw \cdot pwg / ptg_{90}) =$$

$$\tan \beta i_2 = 0,546 / (0,454 + 0,080 \cdot 1,0 / 3,0) = 1,136 \quad (5.206)$$

$$\beta i_2 = 48,6^\circ \quad [-] \quad (5.207)$$

Scherwinkel si_2

$$\tan si_2 = \tan \beta i_2 / 2 = 1,136 / 2 = 0,568 \quad (5.208)$$

$$si_2 = 29,6^\circ \quad [-] \quad (5.209)$$

Abmessungen zum Querschnitt

Die Felsebene, auf der die beiden Bodenschichten lagern, soll über die Breite $b = 8,00$ m (Punkt B bis F) um die Höhe $hz = 2,00$ m ansteigen. Der unteren Bodenschicht werden die Höhe $hur = 2,00$ m an der Bezugsachse und die Höhe $hul = 2,90$ m in dem Abstand der Breite b zugeordnet. Bei der oberen Schicht, mit dem Geländeanstieg unter dem Winkel x , soll rechts die Höhe $hor = 1,55$ m und links die Höhe $hol = 3,20$ m messen, siehe Abb. 146.

Für die Anpassung der Bodeneigenschaften über das Verhältnis der Volumina Vf_2 / Vf_1 sind vorab die Winkel, die Flächen Ao und Au sowie deren Höhen und Breiten zu ermitteln.

Winkel z der Felsebene

$$\tan z = hz/b = 2,00/8,0 = 0,250 \quad (5.210)$$

$$z = 14,0^\circ \quad [-] \quad (5.211)$$

Winkel $zz \rightarrow$ in der geneigten Ebene (F-F')

$$\tan zz = (hz + hul - hur)/b$$

$$\tan zz = (2,00 + 2,90 - 2,00)/8,00 = 0,363 \quad (5.212)$$

$$zz = 19,9^\circ \quad [-] \quad (5.213)$$

Böschungswinkel x

$$\tan x = (hz + hul + hol - hm)/b$$

$$\tan x = (2,00 + 2,90 + 3,20 - 3,55)/8,00 = 0,569 \quad (5.214)$$

$$x = 29,6^\circ \quad [-] \quad (5.215)$$

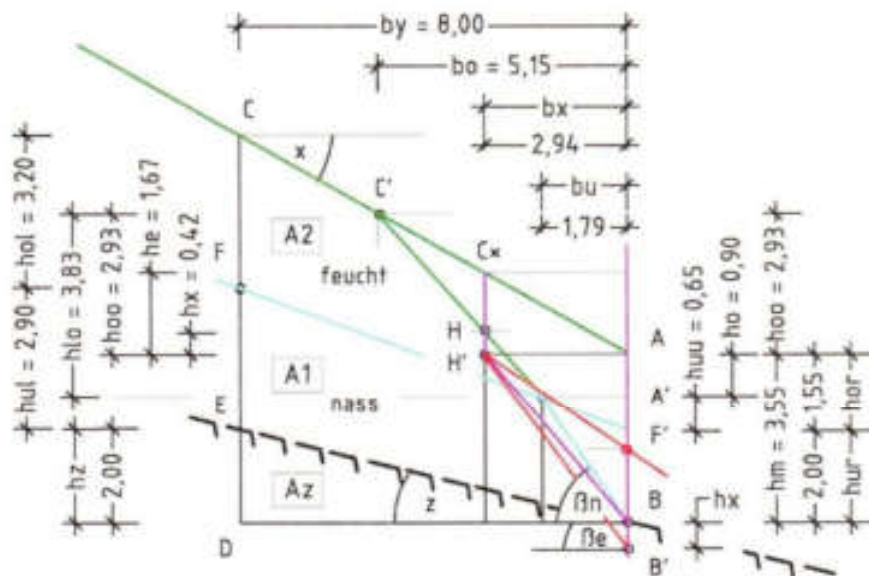


Abb. 146 zeigt die Flächen A_0 und A_1 der ungleichen Böden und die grafische Ermittlung des x -Winkels unter Auflast.

Es folgt die Berechnung der Flächen und ihrer Höhen und Breiten.

Höhe h_{uu}

$$\begin{aligned} h_{uu} \cdot \tan \beta_n &= (h_{ur} + h_{uu}) \cdot \tan \alpha_z \\ h_{uu} \cdot 1,483 &= (2,00 + h_{uu}) \cdot 0,363 \\ h_{uu} &= 2,00 / (4,09 - 1,00) = 0,65 \quad \text{m} \quad (5.216) \end{aligned}$$

Breite b_u

$$\begin{aligned} b_u &= (h_{ur} + h_{uu}) / \tan \beta_n \\ b_u &= (2,00 + 0,65) / 1,483 = 1,79 \quad \text{m} \quad (5.217) \end{aligned}$$

Fläche A_u

$$A_u = h_{ur} \cdot b_u / 2 = 2,00 \cdot 1,79 / 2 = 1,79 \quad \text{m}^2 \quad (5.218)$$

Höhe h_o

$$h_o = h_{or} - h_{uu} = 1,55 - 0,65 = 0,90 \quad \text{m} \quad (5.219)$$

Höhe h_{oo}

$$\begin{aligned} b_u + (h_{oo} + h_o) / \tan \beta_i &= h_{oo} / \tan \alpha_x \\ 1,79 + (h_{oo} + 0,90) / 1,136 &= h_{oo} / 0,569 \\ 1,79 + 0,88h_{oo} + 0,79 - 1,76h_{oo} &= 0 \\ h_{oo} &= 2,58 / 0,88 = 2,93 \quad \text{m} \quad (5.220) \end{aligned}$$

Breite b_o

$$b_o = h_{oo} / \tan \alpha_x = 2,93 / 0,569 = 5,15 \quad \text{m} \quad (5.221)$$

Höhe h_{lo}

$$h_{lo} = h_o + h_{oo} = 0,90 + 2,93 = 3,83 \quad \text{m} \quad (5.222)$$

Fläche A_o

$$\begin{aligned} 2A_o &= b_u \cdot h_{uu} + (b_u + b_o) \cdot h_{lo} - b_o \cdot h_{oo} \\ 2A_o &= 1,79 \cdot 0,65 + (1,79 + 5,15) \cdot 3,83 - 5,15 \cdot 2,93 \\ A_o &= (1,16 + 26,58 - 15,09) / 2 = 6,33 \quad \text{m}^2 \quad (5.223) \end{aligned}$$

Volumina $\sum V_{fu}$

$$\sum V_{fu} = A_u \cdot V_{f_1} = 1,79 \cdot 0,664 = 1,189 \quad \text{m}^3 \quad (5.224)$$

Volumina $\sum Vfo$

$$\sum Vfo = Ao \cdot Vf_2 = 6,33 \cdot 0,546 = 3,456 \quad \text{m}^3 \quad (5.225)$$

Volumina Vfm

$$Vfm = (\sum Vfu + \sum Vfo) / (Au + Ao)$$

$$Vfm = (1,189 + 3,456) / (1,79 + 6,33) = 0,572 \quad \text{m}^3 \quad (5.226)$$

Volumina Vlm

$$Vlm = Vp_{90} - Vfm = 1,000 - 0,572 = 0,428 \quad \text{m}^3 \quad (5.227)$$

Wasser $\sum Vwu \rightarrow Vwu = 0,336 \text{ m}^3$ (5.190)

$$\sum Vwu = Au \cdot Vw_1 = 1,79 \cdot 0,336 = 0,601 \quad \text{m}^3 \quad (5.228)$$

Wasser $\sum Vwo \rightarrow Vwo = 0,080 \text{ m}^3$

$$\sum Vwo = Ao \cdot Vw_2 = 6,33 \cdot 0,080 = 0,506 \quad \text{m}^3 \quad (5.229)$$

Wasser Vwm

$$Vwm = (\sum Vwu + \sum Vwo) / (Au + Ao)$$

$$Vwm = (0,601 + 0,506) / (1,79 + 6,33) = 0,136 \quad \text{m}^3 \quad (5.230)$$

Neigungswinkel β_{im}

$$\tan \beta_{im} = Vfm / (Vlm + Vwm \cdot \text{pwg} / \text{ptg}_{90})$$

$$\tan \beta_{im} = 0,572 / (0,428 + 0,136 \cdot 1,0 / 3,0) = 1,208 \quad (5.231)$$

$$\beta_{im} = 50,4^\circ \quad [-] \quad (5.232)$$

Nachstehend werden über die Winkel x und β_{im} die Breite bx in der Ebene des Punkts A, die die Auflasthöhe he sowie die Höhe hl errechnet.

Breite bx

$$bx = hm / \tan \beta_{im} = 3,55 / 1,208 = 2,94 \quad \text{m} \quad (5.233)$$

Höhe he

$$he = bx \cdot \tan \beta_x = 2,94 \cdot 0,569 = 1,67 \quad \text{m} \quad (5.234)$$

Höhe hx

$$hx = he / 4 = 1,67 / 4 = 0,42 \quad \text{m} \quad (5.235)$$

Höhe hl

$$hl = hm + hx = 3,55 + 0,42 = 3,97 \quad \text{m} \quad (5.236)$$

Neigungswinkel $\beta_e \rightarrow$ unter Auflast

$$\tan \beta_e = hl/bx = 3,97/2,94 = 1,350 \quad (5.237)$$

$$\beta_e = 53,5^\circ \quad [-] \quad (5.238)$$

Scherwinkel $se \rightarrow$ unter Auflast

$$\tan se = \tan \beta_e / 2 = 1,350 / 2 = 0,675 \quad (5.239)$$

$$se = 34,0^\circ \quad [-] \quad (5.240)$$

Vorgaben zur Kraftermittlung

In dem Fall werden nur die Vorgaben zur Kraftermittlung vorgestellt, auf die Kraftermittlung jedoch wird verzichtet. Die Kraftfläche unter Auflast A_e errechnet sich über die Breite bx und die Höhe $hl/2$, wobei die Höhe hl unterhalb der Breite bx anzusetzen ist. Die Auflast A_e multipliziert mit der Feuchtdichte ρ_{ig_e} und der Fallbeschleunigung g bringt dann die Gewichtskraft G_e .

Feuchtdichte ρ_{ig_e}

$$\begin{aligned} \rho_{ig_e} &= V f_m \cdot \rho_{fg_0} / V p_{00} + V w_m \cdot \rho_{wg} / V p_{00} \\ \rho_{ig_e} &= 0,572 \cdot 3,0 / 1,0 + 0,136 \cdot 1,0 / 1,0 = 1,852 \quad \text{t/m}^3 \quad (5.241) \end{aligned}$$

Ermittlung der Bodenbewegung

Wird dem Boden der Halt an der Bezugsachse genommen, gleitet er auf der Schwebenebene unter dem Winkel $se = 34,0^\circ$ (5.240) ab und bildet die Abtragsfläche Ab und die Auftragsfläche Aa aus.

Die Ermittlung der Höhe hy wird über die Höhe $hm = 3,55$ m und die folgenden Werte durchgeführt: $\tan x = 0,569$ (5.214), $\tan z = 0,250$ (5.210) und $\tan se = 0,675$. (5.239).

Höhe hy

$$\begin{aligned} hy^2 / (\tan se - \tan x) &= (hm - hy)^2 / (\tan se - \tan z) \\ hy^2 / (0,675 - 0,569) &= (3,55 - hy)^2 / (0,675 - 0,250) \\ hy^2 / 0,106 &= (3,55 - hy)^2 / 0,425 \end{aligned}$$

$$hy^2 = (3,55 - hy)^2 \cdot 0,249 \rightarrow hy = (3,55 - hy) \cdot \sqrt{0,249}$$

$$hy + 0,499 hy = 3,55 \cdot 0,499$$

$$hy = 1,77/1,499 = 1,18 \quad \text{m} \quad (5.242)$$

Höhe hhy

$$hhy = hm - hy = 3,55 - 1,18 = 2,37 \quad \text{m} \quad (5.243)$$

Breite boo

$$boo = hy / (\tan se - \tan x)$$

$$boo = 1,18 / (0,675 - 0,569) = 11,13 \quad \text{m} \quad (5.244)$$

Breite buu

$$buu = hhy / (\tan se - \tan z)$$

$$buu = 2,37 / (0,675 - 0,250) = 5,58 \quad \text{m} \quad (5.245)$$

Höhe hho

$$hho = boo \cdot \tan x = 11,13 \cdot 0,569 = 6,33 \quad \text{m} \quad (5.246)$$

Höhe hhu

$$hhu = buu \cdot \tan z = 5,58 \cdot 0,250 = 1,40 \quad \text{m} \quad (5.247)$$

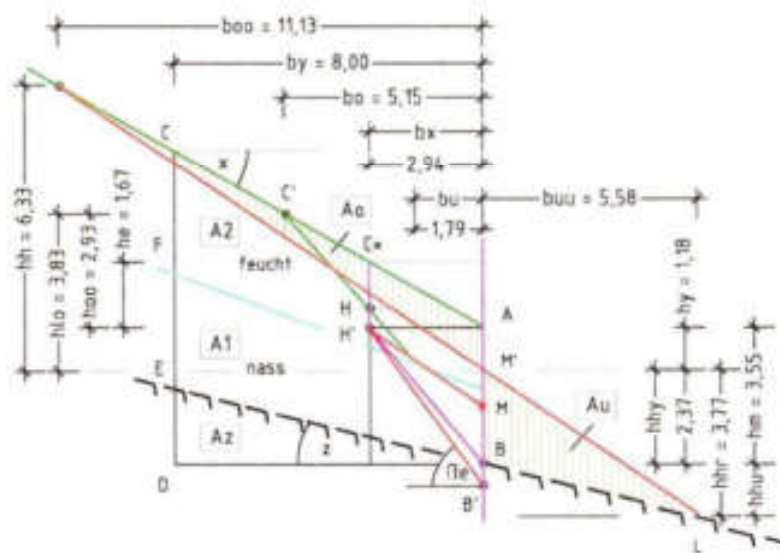


Abb. 147 zeigt links und rechts der Bezugsachse die Flächen Ab und Aa .

Fläche Ab

$$Ab = (boo \cdot hy)/2 = (11,33 \cdot 1,18)/2 = 6,68 \quad \text{m}^2 \quad (5.248)$$

Fläche Aa

$$Aa = (buu \cdot hhy)/2 = (5,58 \cdot 2,37)/2 = 6,61 \quad \text{m}^2 \quad (5.249)$$

Ergebnis:

Auf einer geneigten Felsebene waren zwei Bodenarten mit ungleichen Schichthöhen vorgeben. Es war der Bodenbewegung nachzugehen, wenn den Böden an der Bezugsachse der Halt genommen wird und diese auf der Scherebene unter Auflast bis auf die geneigte Felsebene abgleiten. Links der Bezugsachse glitt der Boden aus der Fläche $Ab = 6,68 \text{ m}^2$ (5.248) ab und füllte rechts der Achse die Fläche $Aa = 6,61 \text{ m}^2$ (5.249) auf. Die Scherebene unter dem Winkel $\alpha = 34,0^\circ$ teilt die Höhe $hm = 3,55 \text{ m}$ in den unteren Höhenabschnitt $hhy = 2,37 \text{ m}$ (5.243) und in den oberen Abschnitt $hy = 1,18 \text{ m}$ (5.242). In der Geländeebene wird der Startpunkt der Bodenbewegung durch die Breite $boo = 11,33 \text{ m}$ (5.244) und die Höhe $hho = 6,33 \text{ m}$ (5.246) beschrieben. Auf der rechten Seite der Bezugsachse wird der Erdkeil durch die Breite $buu = 5,58 \text{ m}$ (5.245) und im Abstand der Breite buu durch die Höhe $hhu = 1,40 \text{ m}$ (5.247) begrenzt.

Auch dieses Beispiel zeigt, dass sich Bodenbewegungen im Voraus errechnen lassen.

5.8 Bodenbewegung bei Schichtung ungleicher Böden, Versuch 13

Mit dem nachstehenden Experiment wird die Lage der Neigungsebene erkundet, die sich ausbildet, wenn sich zwei Bodenarten in unterschiedlicher Schichthöhe überlagern, ihren Halt an der fiktiven Wand verlieren und abgleiten. Hierzu wurde in die linke Kammer des Glaskastens zunächst trockener Sand mit dem Füllgewicht $E_1 = 22,5 \text{ kg}$ und danach trockener Basaltgrus mit dem Gewicht $E_2 = 13,5 \text{ kg}$ eingefüllt. Gemessen wurden die Schichthöhe des Sandes mit $h_1 = 1,91 \text{ dm}$ und die Höhe des Basaltgruses mit $h_2 = 1,04 \text{ dm}$ (Abb. 148). Zum besseren Nachvoll-

zug des Bodenverhaltens wurde Watte in die rechte Kammer eingebaut und die trennende Glasscheibe schrittweise in mehreren Phasen gezogen (Abb. 149 und 150). Nach dem ersten Anheben der Schreibe glitt der Basaltgrus aus der linken in die rechte Kammer und senkte die ursprüngliche Einbauhöhe $hk = 2,95$ dm um die Höhe $hy = 0,35$ dm ab.



Abb. 148 zeigt die Füllung des Glaskastens mit den ungleichen Böden.



Abb. 149 zeigt die Bodenverteilung nach dem ersten Ziehen der Glasscheibe.

Zum Ausgleich des Höhenverlustes hy wurden 4,5 kg Basaltgrus nachgefüllt, wodurch sich in der linken Kammer die Gesamthöhe $ht = 2,94$ dm einstellte (Abb. 150).



Abb. 150 zeigt die Auffüllung der linken Kammer mit 4,5 kg Basaltgrus.



Abb. 151 zeigt die Böschungsebene des Sandes und des Basaltgruses.

Nach dem vollständigen Entfernen der Scheibe und der Entnahme der Watte aus dem Glaskasten glitten der Sand und der Basaltgrus weiter ab und bildeten geradlinige Ebenen aus (Abb. 151). Um die Ebenen und Winkel in einem Zusammenhang mit den Bodenarten bringen zu

können, wurden zunächst die Bodenkenngrößen errechnet und diese danach mit den Werten des Aufmaßes verglichen.

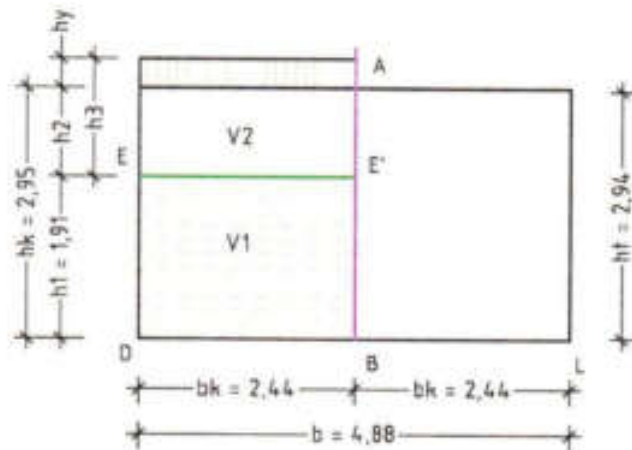


Abb. 152 zeigt die gemessene Einbauhöhen h_1 und h_2 .

Eigenschaften des Sandes:

Volumen $V_1 \rightarrow$ über die Höhe h_1 und Grundfläche $Ak_1 = 7,08 \text{ dm}^2$
 (3.33)

$$V_1 = h_1 \cdot Ak_1 = 1,91 \cdot 7,08 = 13,52 \quad \text{dm}^3 \quad (5.250)$$

Dichte ptg_1

$$ptg_1 = E_1/V_1 = 22,5/13,52 = 1,664 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (5.251)$$

Feststoffvolumen Vf_1

$$Vf_1 = Vp \cdot ptg_1/ptg_{90} = 1,0 \cdot 1,664/3,0 = 0,555 \quad \text{dm}^3 \quad (5.252)$$

Porenvolumen Vl_1

$$Vl_1 = Vp - Vf_1 = 1,0 - 0,546 = 0,445 \quad \text{dm}^3 \quad (5.253)$$

Neigungswinkel β_1

$$\tan \beta_1 = Vf_1/Vl_1 = 0,555/0,445 = 1,247 \quad (5.254)$$

$$\beta_1 = 51,3^\circ \quad [-] \quad (5.255)$$

Scherwinkel s_1

$$\tan s_1 = \tan \beta/2 = 1,247/2 = 0,624 \quad (5.256)$$

$$s_1 = 31,9^\circ \quad [-] \quad (5.257)$$

Eigenschaften des Basaltgruses:Höhe h_2

$$h_2 = hk - h_1 = 2,95 - 1,91 = 1,04 \quad \text{dm} \quad (5.258)$$

Volumen $V_2 \rightarrow$ über die Höhen h_2 und $Ak_1 = 7,08 \text{ dm}^2$

$$V_2 = h_2 \cdot Ak_1 = 1,04 \cdot 7,08 = 7,36 \quad \text{dm}^3 \quad (5.259)$$

Dichte ptg_2

$$ptg_2 = E_2/V_2 = 13,5/7,36 = 1,834 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (5.260)$$

Feststoffvolumen Vf_2

$$Vf_2 = Vp \cdot ptg_2 / ptg_{00} = 1,0 \cdot 1,834 / 3,0 = 0,611 \quad \text{dm}^3 \quad (5.261)$$

Porenvolumen Vl_2

$$Vl_2 = Vp - Vf_2 = 1,0 - 0,611 = 0,389 \quad \text{dm}^3 \quad (5.262)$$

Neigungswinkel β_2

$$\tan \beta_2 = Vf_2 / Vl_2 = 0,611 / 0,389 = 1,571 \quad (5.263)$$

$$\beta_2 = 57,5^\circ \quad [-] \quad (5.264)$$

Scherwinkel s_2

$$\tan s_2 = \tan \beta_2 / 2 = 1,571 / 2 = 0,785 \quad (5.265)$$

$$s_2 = 38,1^\circ \quad [-] \quad (5.266)$$

Durch den Nachbau von $E_2 = 4,5 \text{ kg}$ Basaltgrus erhöht sich das Volumen $V_2 = 7,36 \text{ dm}^3$ (5.259) um das Volumen V'_2 und wird zum Volumen V_3 .

Volumen V'_2

$$V'_2 = E_2 / ptg_2 = 4,5 / 1,834 = 2,45 \quad \text{dm}^3 \quad (5.267)$$

Volumen V_3

$$V_3 = V_2 + V'_2 = 7,36 + 2,45 = 9,81 \quad \text{dm}^3 \quad (5.268)$$

Eigenschaften des Basaltgruses:Höhe h_2

$$h_2 = hk - h_1 = 2,95 - 1,91 = 1,04 \quad \text{dm} \quad (5.258)$$

Volumen $V_2 \rightarrow$ über die Höhen h_2 und $Ak_1 = 7,08 \text{ dm}^2$

$$V_2 = h_2 \cdot Ak_1 = 1,04 \cdot 7,08 = 7,36 \quad \text{dm}^3 \quad (5.259)$$

Dichte ptg_2

$$P \quad ptg_2 = E_2/V_2 = 13,5/7,36 = 1,834 \quad \text{kg/dm}^3 \quad (5.260)$$

Feststoffvolumen Vf_2

$$Vf_2 = Vp \cdot ptg_2 / ptg_{90} = 1,0 \cdot 1,834 / 3,0 = 0,611 \quad \text{dm}^3 \quad (5.261)$$

Porenvolumen Vl_2

$$Vl_2 = Vp - Vf_2 = 1,0 - 0,611 = 0,389 \quad \text{dm}^3 \quad (5.262)$$

Neigungswinkel β_2

$$\tan \beta_2 = Vf_2 / Vl_2 = 0,611 / 0,389 = 1,571 \quad (5.263)$$

$$\beta_2 = 57,5^\circ \quad [-] \quad (5.264)$$

Scherwinkel s_2

$$\tan s_2 = \tan \beta_2 / 2 = 1,571 / 2 = 0,785 \quad (5.265)$$

$$s_2 = 38,1^\circ \quad [-] \quad (5.266)$$

Durch den Nachbau von $E_3 = 4,5 \text{ kg}$ Basaltgrus erhöht sich das Volumen $V_2 = 7,36 \text{ dm}^3$ (5.259) um das Volumen V'_2 und wird zum Volumen V_3 .

Volumen V'_2

$$V'_2 = E_3 / ptg_2 = 4,5 / 1,834 = 2,45 \quad \text{dm}^3 \quad (5.267)$$

Volumen V_3

$$V_3 = V_2 + V'_2 = 7,36 + 2,45 = 9,81 \quad \text{dm}^3 \quad (5.268)$$

(5.255) mit dem Winkel β'_1 verglichen, der über die gemessenen Werte zu ermitteln ist. Bei annähernder Übereinstimmung der Winkel wird davon ausgegangen, dass beim Abgleiten der Sand durch die Überlagerung mit dem Basaltgrus seine natürliche Neigungsebene ausgebildet hat.

Breite br'

$$br' = bk_1 - bis' = 2,44 - 1,66 = 0,78 \quad \text{dm} \quad (5.271)$$

Breite bos'

$$bos' = bus' - bls' = 3,21 - 1,66 = 1,55 \quad \text{dm} \quad (5.272)$$

Neigungswinkel β'_1

$$\tan \beta'_1 = h_1 / bos' = 1,91 / 1,55 = 1,232 \quad (5.273)$$

$$\beta'_1 = 50,9^\circ \quad [-] \quad (5.274)$$

Der Vergleich der Winkel $\beta_1 = 51,3^\circ$ (5.255) und $\beta'_1 = 50,9^\circ$ (5.274) zeigt, dass der Sand nach dem Abgleiten die natürliche Neigungsebene ausgebildet hat, da sich unter der Last des Basaltgruses der Sand nicht auflockern konnte. Über den Winkel β_1 werden nun die Breiten bos , br , bls , bus und bub ermittelt.

Breite bos

$$bos = h_1 / \tan \beta_1 = 1,91 / 1,247 = 1,54 \quad \text{dm} \quad (5.275)$$

Breite br

$$br = bos / 2 = 1,54 / 2 = 0,77 \quad \text{dm} \quad (5.276)$$

Breite bls

$$bls = bk_1 - br = 2,44 - 0,77 = 1,67 \quad \text{dm} \quad (5.277)$$

Breite bus

$$bus = bls + bos = 1,67 + 1,54 = 3,21 \quad \text{dm} \quad (5.278)$$

Breite bub

$$bub = b - bus = 4,88 - 3,21 = 1,67 \quad \text{dm} \quad (5.279)$$

Die ermittelten Abmessungen des Sandkörpers zeigen auf, dass infolge der Überlagerung mit dem Basaltgrus der Sand beim Abgleiten nicht

seine Scherebene sondern seine Neigungsebene ausgebildet hat. Infolge dieser Feststellung wird für die Berechnung des Basaltkörpers die Neigungsebene des Gruses unter dem Winkel $\beta_2 = 57,5^\circ$ (5.264) an dem Punkt F angesetzt und zum Punkt C geführt. Der Punkt F wird durch die Höhe $h_1 = 1,91$ dm und die Breite $b_{ls} = 1,67$ dm (5.277) bestimmt. Voran zu ermitteln ist die Breite b_o über den Winkel β_2 und die Höhe $h'_2 = ht - h_1$.

Höhe h'_2

$$h'_2 = ht - h_1 = 2,94 - 1,91 = 1,03 \quad \text{dm} \quad (5.280)$$

Breite b_o

$$b_o = h'_2 / \tan \beta_2 = 1,03 / 1,571 = 0,66 \quad \text{dm} \quad (5.281)$$

Breite b_{ll}

$$b_{ll} = b_{ls} - b_o = 1,67 - 0,66 = 1,01 \quad \text{dm} \quad (5.282)$$

Der Vergleich der gemessenen Breite $b_{ll}' = 0,99$ dm mit der errechneten Breite $b_{ll} = 1,01$ dm zeigt wohl eine kleine Differenz an, die jedoch für die weitere Berechnung als hinnehmbar betrachtet wird. Um den Mengenabgleich nach dem Abgleiten des Basaltgruses besser verfolgen zu können, wird eine Ebene mit dem Winkel β_x zwischen den Punkten C und D eingeführt. Der Winkel β_x lässt sich über die Höhe $ht = 2,94$ dm und die Breite $b_s = b_{us} - b_{ll}$ errechnen. Hiernach wird geprüft, ob der Winkel β_x vergleichbar ist mit dem Winkel β_x' , der sich ermitteln lässt über die Mischung der Feststoffanteile beider Böden zu einer Bodenart.

Breite b_{os}'

$$b_{os}' = b_{us} - b_{ll} = 3,21 - 1,01 = 2,20 \quad \text{dm} \quad (5.283)$$

Neigungswinkel β_x

$$\tan \beta_x = ht / b_{os}' = 2,94 / 2,20 = 1,336 \quad (5.284)$$

$$\beta_x = 53,2^\circ \quad [-] \quad (5.285)$$

Scherwinkel sx

$$\tan sx = \tan \beta x / 2 = 1,336 / 2 = 0,668 \quad (5.286)$$

$$sx = 33,7^\circ \quad [-] \quad (5.287)$$

Über die fiktive Mischung der Böden stellen sich folgende Werte ein:

Volumen V'_1

$$V'_1 = h_1 \cdot bk_1 \cdot a = 1,91 \cdot 2,44 \cdot 2,90 = 13,52 \quad \text{dm}^3 \quad (5.288)$$

Volumen V'_2

$$V'_2 = h'_2 \cdot Ak_1 = 1,03 \cdot 7,08 = 7,29 \quad \text{dm}^3 \quad (5.289)$$

Volumen $\sum V'$

$$\sum V' = V'_1 + V'_2 = 13,52 + 7,29 = 20,81 \quad \text{dm}^3 \quad (5.290)$$

Es folgen die Feststoffvolumina:

Volumen $\sum Vf'_1$

$$\sum Vf'_1 = V'_1 \cdot Vf_1 / Vf_{90} = 13,52 \cdot 0,555 / 1,0 = 7,50 \quad \text{dm}^3 \quad (5.291)$$

Volumen $\sum Vf'_2$

$$\sum Vf'_2 = V'_2 \cdot Vf_2 / Vf_{90} = 7,29 \cdot 0,611 = 4,45 \quad \text{dm}^3 \quad (5.292)$$

Volumen $\sum Vf'$

$$\sum Vf' = \sum Vf'_1 + \sum Vf'_2 = 7,50 + 4,45 = 11,95 \quad \text{dm}^3 \quad (5.293)$$

Volumen $Vfm \rightarrow$ gemittelt

$$Vfm = \sum Vf' / \sum V' = 11,95 / 20,81 = 0,574 \quad \text{dm}^3 \quad (5.294)$$

Volumen Vlm

$$Vlm = Vp_{90} - Vfm = 1,00 - 0,574 = 0,426 \quad \text{dm}^3 \quad (5.295)$$

Neigungswinkel $\beta x'$

$$\tan \beta x' = Vfm / Vlm = 0,574 / 0,426 = 1,347 \quad (5.296)$$

$$\beta x' = 53,4^\circ \quad [-] \quad (5.297)$$

Scherwinkel sx'

$$\tan sx' = \tan \beta x' / 2 = 1,347 / 2 = 0,674 \quad (5.298)$$

$$sx' = 34,0^\circ \quad [-] \quad (5.299)$$

Der Vergleich der Winkel $\beta_x = 53,2^\circ$ (5.285) und $\beta_x' = 53,4^\circ$ (5.297) zeigt eine hinnehmbare Abweichung auf, bestätigt aber dennoch, dass der Winkel β_x dem Neigungswinkel der fiktiven Bodenart entspricht. Folglich lässt sich der Scherwinkel s_r über den Winkel β_x ermitteln und damit die Lage der Scherebene zwischen den Punkten K bis Punkt L' beschreiben. Um auf der Basisebene (Glasboden) die Keilbreite bb bestimmen zu können, ist vorab aus dem Volumen des Basaltgruses $V_3 = 9,81 \text{ dm}$ (5.268) die Menge zu berechnen, welche über die natürliche Neigungsebene des Gruses abgleitet und die Flächen A_4 und A_5 füllt. Hierzu wird nachstehend die Grusmenge errechnet, die auf der Ebene (E-F) verbleibt.

Volumen Vb_2

$$\begin{aligned} Vb_2 &= h_2' \cdot (b_{ls} + b_{ll}) \cdot a/2 \\ Vb_2 &= 1,03 \cdot (1,67 + 1,01) \cdot 2,90/2 = 4,00 \quad \text{dm}^3 \quad (5.300) \end{aligned}$$

Somit gleitet der Basaltgrus mit dem Volumen Vb_3 ab.

Volumen Vb_3

$$Vb_3 = V_3 - Vb_2 = 9,81 - 4,00 = 5,81 \quad \text{dm}^3 \quad (5.301)$$

Fläche Ab_3

$$Ab_3 = Vb_3/a = 5,81/2,90 = 2,00 \quad \text{dm}^2 \quad (5.302)$$

Mit dem Basaltgrus der Fläche Ab_3 sind die Fläche A_4 und A_5 zu füllen.

Breite bx'

$$\begin{aligned} bx' &= h_1 \cdot (\tan \beta_x - \tan \beta_1) \\ bx' &= 1,91 \cdot (1,336 - 1,247) = 0,17 \quad \text{dm} \quad (5.303) \end{aligned}$$

Breite bx

$$bx = br - bx' = 0,77 - 0,17 = 0,60 \quad \text{dm} \quad (5.304)$$

Fläche A_4

$$A_4 = ht \cdot bx'/2 = 2,94 \cdot 0,17/2 = 0,250 \quad \text{dm}^2 \quad (5.305)$$

Fläche A_5

$$A_5 = Ab_3 - A_4 = 2,000 - 0,250 = 1,750 \quad \text{dm}^2 \quad (5.306)$$

Für die Ermittlung der Keilhöhe hu und der Breite bb der Fläche A_5 stehen der Neigungswinkel $\beta x = 53,2^\circ$ (5.285) mit dem Tangens $\tan \beta x = 1,336$ (5.284) und der Scherwinkel $sx = 33,7^\circ$ (5.287) mit dem Tangens $\tan sx = 0,668$ (5.286) zur Verfügung.

Breite bb

$$bb = hu / \tan sx - hu / \tan \beta x$$

$$bb = hu / 0,668 - hu / 1,336 = (0,748 \cdot hu) \quad \text{dm} \quad (5.307)$$

Höhe $hu \rightarrow$ über $bb = (0,748 \cdot hu)$

$$hu = \sqrt{2} Ab_1 / 0,748 = \sqrt{2} \cdot 1,750 / 0,748 = 2,16 \quad \text{dm} \quad (5.308)$$

Breite bb

$$bb = hu \cdot 0,748 = 2,16 \cdot 0,748 = 1,62 \quad \text{dm} \quad (5.309)$$

Breite bk

$$bk = bus - hu / \tan \beta x = 3,21 - 2,16 / 1,336 = 1,59 \quad \text{dm} \quad (5.310)$$

Breite b'

$$b' = bls + bos + bub = 1,67 + 1,54 + 1,61 = 4,83 \quad \text{dm} \quad (5.311)$$

Ergebnis:

In der Tabelle sind die gemessenen und die errechneten Höhen und Breiten gegenübergestellt. Die aufgezeigten Maßdifferenzen können ggf. durch das abschnittsweise Ziehen der trennenden Glasscheibe sowie durch Ab- und Aufrundungen der Ergebnisse zurückzuführen sein. Für den Erdbau sind diese Abweichungen aber hinnehmbar.

Gemessene Maße	Errechnete Maße
Breite $bll' = 0,99$ dm	Breite $bll = 1,01$ dm (5.282)
Breite $bls' = 1,66$ dm	Breite $bls = 1,67$ dm (5.277)
Breite $bus' = 3,26$ dm	Breite $bus = 3,21$ dm (5.278)
Breite $bub' = 1,62$ dm	Breite $bub = 1,67$ dm (5.279)
Höhe $hu' = 2,16$ dm	Höhe $hu = 2,16$ dm (5.308)
Breite $bk' = 1,57$ dm	Breite $bk = 1,59$ dm (5.310)

Die Differenz zwischen den Breiten $b' = 4,83 \text{ dm}$ (5.311) und $b = 4,88 \text{ dm}$ zeigt an, dass eine geringe Auflockerung des Basaltgruses wohl durch das Entfernen der Watte erfolgt ist.

5.9 Bodenbewegung ungleicher Böden mit geneigter Oberfläche unter Wasser

Es wird das Boden- und Kraftverhalten innerhalb eines Hangs untersucht, bei dem ein »nasser Boden unter Wasser« überlagert wird durch einen »trockenen Boden über Wasser«. Auf eine Bodenschicht, welche in freier Natur in der Regel den Übergang zwischen dem nassen und dem trockenen Erdreich ausbildet, wird bei diesem Beispiel verzichtet. Die beiden Böden einschließlich des Grundwassers sollen in der Bezugsachse (A–B) durch eine fiktive Wand gehalten werden. Zu ermitteln sind die Eigenschaften der Böden, die Kräfte aus dem stehenden Erdkeil gegen die Wand und die Bodenverteilung nach dem Entfernen der fiktiven Wand.

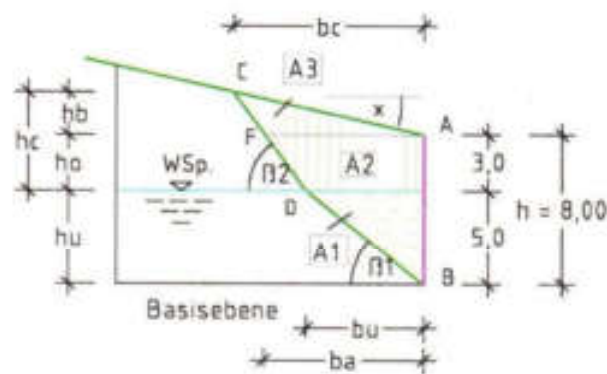


Abb. 154 zeigt die Flächen A_1 , A_2 und A_3 der beiden Bodenarten sowie deren Neigungsebenen.

Dem »nassen Boden unter Wasser« werden die Keilfläche A_1 , der Neigungswinkel $\beta_1 = \beta_{nw} = 40,0^\circ$ und die Schichthöhe $h_u = 5,00 \text{ m}$ zugeordnet. Der darüber lagernde trockene Boden soll die Fläche $A_1 = A_2 + A_3$ einnehmen, diese lässt sich über die Höhe $h_o = 3,00 \text{ m}$,

den Winkel $\alpha = 12,8^\circ$ des Geländeanstiegs und den Neigungswinkel $\beta_2 = \beta_t = 55^\circ$ ermitteln.

Berechnung der Bodeneigenschaften

Zur Lösung der gestellten Aufgabe werden vorab die weiteren Eigenschaften der Böden berechnet. Für den »nassen Bodens unter Wasser« in der Fläche A_1 ist der Neigungswinkel $\beta_1 = \beta_{nw} = 40,0^\circ$ vorgegeben. Über diesen Winkel und den nachstehenden Berechnungsansatz lassen sich alle weiteren Bodenkennwerte ermitteln, hierzu Unterkapitel 3.3.1, S. 107.

$$\tan \beta_{nw} = 2/3 \cdot Vf/(VI + Vfn - Vw) = 2/3 \cdot Vf/(5/6 \cdot VI)$$

Die Eigenschaften des trockenen Bodens können über den Neigungswinkel $\beta_2 = \beta_t = 55^\circ$ errechnet werden.

Eigenschaften des »nassen Bodens unter Wasser«

Feststoffvolumen $Vf_1 \rightarrow$ über den Winkel $\beta_{nw} = 40,0^\circ$

$$\tan \beta_{nw} = 2/3 \cdot Vf_1/(5/6 \cdot VI) = 0,667 \cdot Vf_1/[0,833 \cdot (Vp - Vf_1)]$$

$$0,667 \cdot Vf_1 = 0,839 \cdot [0,833 \cdot (1,00 - Vf_1)]$$

$$Vf_1 = 1,258 \cdot (0,833 - 0,833Vf_1)$$

$$Vf_1 = 1,048/2,048 = 0,512 \quad \text{m}^3 \quad (5.312)$$

Porenvolumen $VI_1 = Vw_1$

$$VI_1 = Vw_1 = Vp - Vf_1 = 1,00 - 0,512 = 0,488 \quad \text{m}^3 \quad (5.313)$$

Feststoffvolumen unter Auftrieb Vf_w

$$Vf_w = 2/3 \cdot Vf_1 = 2/3 \cdot 0,512 = 0,341 \quad \text{m}^3 \quad (5.314)$$

Neigungswinkel β_{t_1}

$$\tan \beta_{t_1} = Vf_1/VI_1 = 0,512/0,488 = 1,049 \quad (5.315)$$

$$\beta_{t_1} = 46,4^\circ \quad [-] \quad (5.316)$$

Nassdichte p_{ng}

$$\begin{aligned} p_{ng} &= (Vf_1 \cdot ptg_{90} + Vl_1 \cdot p_{wg}) / Vp_{90} \\ p_{ng} &= (0,512 \cdot 3,0 + 0,488 \cdot 1,0) / 1,00 \\ p_{ng} &= 1,536 + 0,488 = 2,024 \quad \text{m}^3 \quad (5.317) \end{aligned}$$

Nassdichte p_{nwg}

$$\begin{aligned} p_{nwg} &= (2/3 \cdot Vf_1 \cdot ptg_{90} + Vl_1 \cdot p_{wg}) / Vp_{90} \\ p_{nwg} &= (0,667 \cdot 0,512 \cdot 3,0 + 0,488 \cdot 1,0) / 1,0 \\ p_{nwg} &= 1,024 + 0,488 = 1,512 \quad \text{t/m}^3 \quad (5.318) \end{aligned}$$

Eigenschaften des trockenen Bodens

Über den vorgegeben Neigungswinkel $\beta t = 55,0^\circ$ lassen sich die Volumina Vf und Vl sowie die Trockendichte ptg errechnen.

Feststoffvolumen $Vf_s = Vf_{55}$

$$\begin{aligned} \tan \beta t &= Vf_{55} / (Vp_{90} - Vf_{55}) = Vf_{55} / (1,00 - Vf_{55}) \\ Vf_{55} &= 1,428 / 2,428 = 0,588 \quad \text{m}^3 \quad (5.319) \end{aligned}$$

Porenvolumen Vl_{55}

$$Vl_{55} = Vp_{90} - Vf_{55} = 1,00 - 0,588 = 0,412 \quad \text{m}^3 \quad (5.320)$$

Trockendichte ptg

$$ptg = (0,588 \cdot 3,0) / 1,00 = 1,764 \quad \text{t/m}^3 \quad (5.321)$$

Um in der Fläche $A_s = A_1 + A_4$ eine einheitliche Bodenart mit der Dichte p_{mg} und den Winkel βm zu erhalten, sind über die Flächen mit der Berechnungstiefe $a = 1,00$ m die Volumina zu ermitteln und danach diese mit dem jeweiligen Feststoffvolumen Vf_1 bzw. $Vf_2 = Vf_{55}$ zu multiplizieren. Gleichfalls ist über das Volumen V_1 und das Wasservolumen Vw_1 das Wasservolumen ΣVw_1 zu berechnen. Das Gesamtvolumen der Feststoffe und des Wassers dividiert durch die Fläche A_s und der Tiefe a ergeben das Feststoffvolumen Vf_m und das Wasservolumen Vw_m . Über diese beiden Werte lassen sich alle übrigen Bodeneigenschaften mitteln.

Berechnung der Flächen und Winkel

Für die vorstehende Mittelung der Bodeneigenschaften werden die Höhen, Breiten, Flächen und Volumina errechnet.

Breite bu → über die Höhe hu und den Winkel $\beta_{nw} = 40,0^\circ$

$$bu = hu / \tan \beta_{nw} = 5,00 / 0,839 = 5,96 \quad \text{m} \quad (5.322)$$

Breite ba → über die Höhe ho und die Winkel $\beta_t = 55,0^\circ$

$$ba = bu + ho / \tan \beta_t = 5,96 + 3,00 / 1,428 = 8,06 \quad \text{m} \quad (5.323)$$

Höhe hb → über die Höhe ho und die Winkel $\beta_t = 55,0^\circ$ und $x = 12,8^\circ$

$$hb / \tan x = hc / \tan \beta_t + ba$$

$$hc / 0,227 = hc / 1,428 + 8,06$$

$$hb = 8,06 / (4,405 - 0,700) = 2,18 \quad \text{m} \quad (5.324)$$

Höhe hc

$$hc = ho + hb = 3,00 + 2,18 = 5,18 \quad \text{m} \quad (5.325)$$

Breite bc

$$bc = ba + hb / \tan \beta_t = 8,06 + 2,18 / 1,428 = 9,59 \quad \text{m} \quad (5.326)$$

Fläche A_1

$$A_1 = hu \cdot bu / 2 = 5,00 \cdot 5,96 / 2 = 14,90 \quad \text{m}^2 \quad (5.327)$$

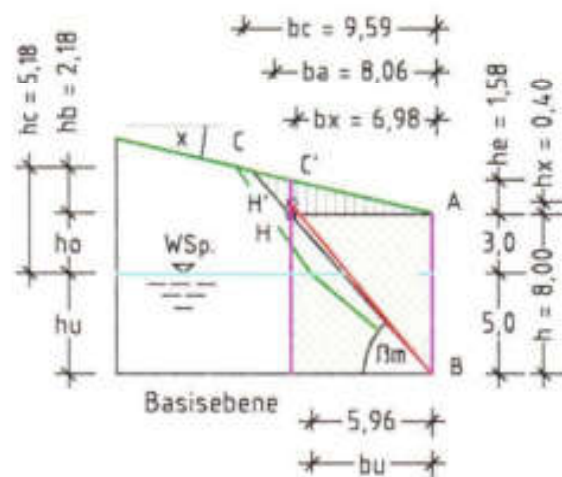


Abb. 155 zeigt die Blockbreite bx und die keilförmige Erdauflast.

Fläche A_2

$$\begin{aligned} A_2 &= h_0 \cdot (bu + ba)/2 = \\ &= 3,00 \cdot (5,96 + 8,06)/2 = 21,03 \quad \text{m}^2 \quad (5.328) \end{aligned}$$

Fläche A_3

$$A_3 = hb \cdot ba/2 = 2,18 \cdot 8,06/2 = 8,75 \quad \text{m}^2 \quad (5.329)$$

Fläche A_4

$$A_4 = A_2 + A_3 = 21,03 + 8,75 = 29,78 \quad \text{m}^2 \quad (5.330)$$

Fläche A_5

$$A_5 = A_1 + A_4 = 14,90 + 29,78 = 44,68 \quad \text{m}^2 \quad (5.331)$$

Nachstehend werden die gemittelten Bodenkennwerte wie das Feststoffvolumina Vf_m , das Wasservolumen Vw_m und der Neigungswinkel β_m errechnet.

Feststoffvolumina $\sum Vf_i = Vf_{i5}$

$$\begin{aligned} \sum Vf_i &= Vf_i \cdot A_i \cdot a/Vp = \\ &= 0,512 \cdot 14,90 \cdot 1,0/1 = 7,63 \quad \text{m}^3 \quad (5.332) \end{aligned}$$

Feststoffvolumina $\sum Vf_i$

$$\begin{aligned} \sum Vf_i &= Vf_i \cdot (A_2 + A_3) \cdot a/Vp = \\ &= 0,588 \cdot 17,88 \cdot 1/1 = 10,51 \\ \sum Vf_i &= 0,588 \cdot (21,03 + 8,75) \cdot 1,0/1,0 = 17,51 \quad \text{m}^3 \quad (5.333) \end{aligned}$$

Feststoffvolumina $\sum Vf_m$

$$\sum Vf_m = \sum Vf_i + \sum Vf_i = 7,63 + 17,51 = 25,14 \quad \text{m}^3 \quad (5.334)$$

Feststoffvolumina Vf_m

$$\begin{aligned} Vf_m &= \sum Vf_m / (A_5 \cdot a/Vp) \\ Vf_m &= 25,14 / (44,68 \cdot 1,0/1,0) = 0,563 \quad \text{m}^3 \quad (5.335) \end{aligned}$$

Porenvolumen Vl_m

$$Vl_m = Vp - Vf_m = 1,000 - 0,563 = 0,437 \quad \text{m}^3 \quad (5.336)$$

Wasservolumen $\sum Vw_m = V l_1$

$$\begin{aligned} \sum Vw_m &= Vw_1 \cdot A_1 \cdot a / Vp = \\ &= 0,488 \cdot 14,9 \cdot 1/1 = 7,27 \quad \text{m}^3 \quad (5.337) \end{aligned}$$

Wasservolumen Vw_m

$$\begin{aligned} Vw_m &= \sum Vw_m / (A_1 \cdot a / Vp_{90}) \\ Vw_m &= 7,27 / (44,68 \cdot 1,0 / 1,0) = 0,163 \quad \text{m}^3 \quad (5.338) \end{aligned}$$

Neigungswinkel βm

$$\begin{aligned} \tan \beta m &= Vf_m / (Vl_m + Vw_m/3) \\ \tan \beta m &= 0,563 / (0,437 + 0,163/3) = 1,146 \quad (5.339) \end{aligned}$$

$$\beta m = 48,9^\circ \quad [-] \quad (5.340)$$

Da der Boden der Fläche A_1 als Auflast auf dem Erdblock anzusehen ist und innerhalb dieses Erdblocks die Neigungsebene unter dem Winkel $\beta m = 48,9^\circ$ als Diagonale verlaufen müsste, ist entweder die Blockhöhe h' oder die Blockbreite bx dem Neigungswinkel βm anzupassen. Gewählt wird die Breite bx auf die Breite ba zu reduzieren.

Breite bx

$$bx = h / \tan \beta m = 8,00 / 1,146 = 6,98 \quad \text{m} \quad (5.341)$$

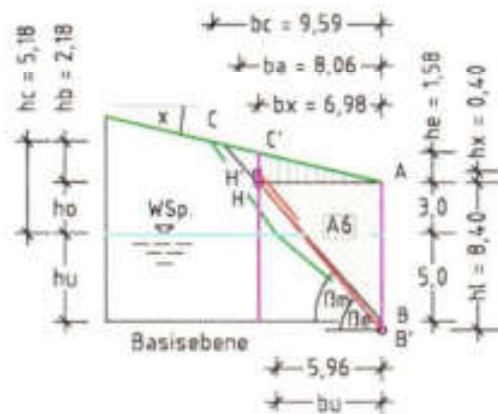


Abb. 156 zeigt die Lage der Neigungs- und Scherebene unter Auflast und deren Winkel βe und βs .

Über die Breite bx und den Winkel $x = 12,8^\circ$ des Geländeanstiegs lassen sich die Keilhöhe he , die anteilige Auflasthöhe $hx = he/4$ und die Höhe hl ermitteln.

Höhe he

$$he = bx / \tan x = 6,98 \cdot 0,227 = 1,58 \quad \text{m} \quad (5.342)$$

Höhe hx

$$hx = he/4 = 1,58/4 = 0,40 \quad \text{m} \quad (5.343)$$

Höhe hl

$$hl = hx + h = 0,40 + 8,00 = 8,40 \quad \text{m} \quad (5.344)$$

Stellt man die Höhe hx auf den Punkt H, so erhält man den Punkt H'. Von dem Punkt H' aus führt die »Neigungsebene unter Auflast« zu dem Punkt B. Der Tangens des Winkels βe stellt das Verhältnis der Höhe hl zu der Breite bx dar. Für die Kraftermittlung gegen die lotrechte Wand ist die »Neigungsebene unter Auflast« vertikal um die Höhe hx nach unten zu versetzen, so dass sie der Geraden zwischen den Punkten H und B' entspricht.

Neigungswinkel βe

$$\tan \beta e = hl/bx = 8,40/6,98 = 1,203 \quad (5.345)$$

$$\beta e = 50,3^\circ \quad [-] \quad (5.346)$$

Scherwinkel se

$$\tan se = \tan \beta e/2 = 1,209/2 = 0,602 \quad (5.347)$$

$$se = 31,0^\circ \quad [-] \quad (5.348)$$

Volumen V_0

$$V_0 = hl \cdot bx \cdot a/2 = 8,40 \cdot 6,98 \cdot 1,0/2 = 29,32 \quad \text{m}^3 \quad (5.349)$$

»Die Scherebene unter Auflast« setzt an dem Punkt H an und führt zu der Höhe $hl/2$ an der Bezugsachse. Für die Kraftermittlung ist das Keilvolumen $V_0 = A_0 \cdot a$ anzusetzen. Zu der Berechnung der Kraftfläche ist anzumerken, dass diese bei trockenen, feuchten und nassen Böden über den jeweils realen Neigungswinkel βt , βi und βn und bei »Böden unter Wasser« über den Winkel βiw oder βnw zu ermitteln ist.

Kraftermittlung gegen die lotrechte Wand (Bezugsachse)

Die Gewichtskraft Ge wäre über das Volumen V_0 und Dichte ρ_{mg} zu berechnen. Da aber die entlastenden Kräfte des Auftriebs unberücksichtigt bleiben, kann hier die Ermittlung der Gewichtskraft über die fiktive Dichte ρ_{mg} erfolgen. Diese Dichte lässt sich vereinfacht über die Volumina $V_{f_m} = 0,563 \text{ t/m}^3$ (5.335) und $V_{w_m} = 0,163 \text{ t/m}^3$ (5.338) ermitteln.

Bodendichte ρ_{mg}

$$\rho_{mg} = (V_{f_m} \cdot \rho_{fg00} + V_{w_m} \cdot \rho_{wg}) / V_{p00}$$

$$\rho_{mg} = (0,563 \cdot 3,00 + 0,163 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,852 \quad \text{t/m}^3 \quad (5.350)$$

Gewichtskraft Ge

$$Ge = V_0 \cdot \rho_{mg} \cdot g = 29,32 \cdot 1,852 \cdot g = 532,5 \quad \text{kN} \quad (5.351)$$

Kraft $N_{ve} \rightarrow$ mit Winkel $\beta_e = 50,3^\circ$ (5.346)

$$N_{ve} = Ge \cdot \cos^2 \beta_e = 532,5 \cdot 0,408 = 217,3 \quad \text{kN} \quad (5.352)$$

Kraft H_{ve}

$$H_{ve} = Ge \cdot \sin^2 \beta_e = 532,5 \cdot 0,592 = 315,2 \quad \text{kN} \quad (5.353)$$

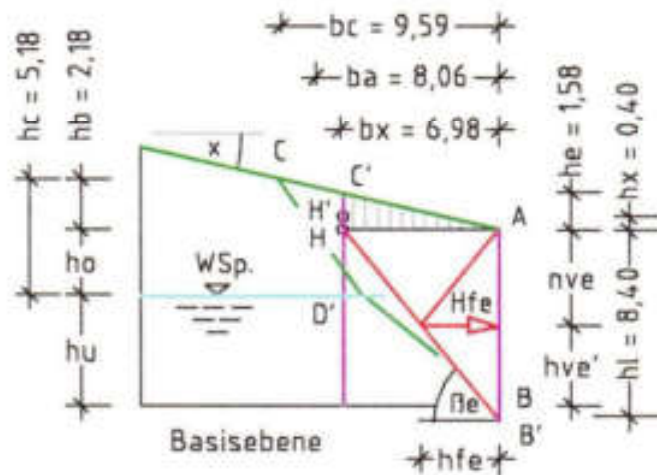


Abb. 157 zeigt die Lage der Erdruckkraft H_{fe} und ihre Angriffshöhe h_{ve} gegen die Wand.

Kraft H_{fe}

$$H_{fe} = G_e \cdot \cos \beta_e \cdot \sin \beta_e$$

$$H_{fe} = 532,5 \cdot 0,769 \cdot 0,639 = 261,8 \quad \text{kN} \quad (5.354)$$

Kraftzahl g_{im}

$$g_{im} = b_x \cdot p_{mg} \cdot g/2$$

$$g_{im} = 6,98 \cdot 1,852 \cdot 9,807/2 = 63,39 \quad \text{kN/m} \quad (5.355)$$

Kraftmeter n_{ve}

$$n_{ve} = N_{ve}/g_{im} = 217,3/63,39 = 3,43 \quad \text{m} \quad (5.356)$$

Kraftmeter h_{fe}

$$h_{fe} = H_{fe}/g_{im} = 261,8/63,39 = 4,13 \quad \text{m} \quad (5.357)$$

Kraftmeter h_{ve}

$$h_{ve} = H_{ve}/g_{im} = 315,2/63,39 = 4,97 \quad \text{m} \quad (5.358)$$

Kraftmeter h_{ve}'

$$h_{ve}' = h_{ve} - h_x = 4,97 - 0,40 = 4,57 \quad \text{m} \quad (5.359)$$

Durch den Versatz der Angriffshöhe h_{ve}' auf die Basisebene reduziert sich die Höhe h_{ve} um die Höhe $h_x = 0,40$ m (5.343).

Abgleiten des Bodens nach Verlust der Stützung

Der Boden, der durch die fiktive Wand (A-B) gehalten wird, gleitet ab nach dem Verlust der Stützung auf der Scherebene unter dem Winkel $se = 31,0^\circ$ (5.348) mit dem Tangens $\tan se = 0,602$ (5.347). Die Berechnung der gleichgroßen Flächen A_l und A_r wird über die Höhen $h = 8,00$ m und h_o' sowie den Winkel $x = 12,8^\circ$ des Geländeanstiegs berechnet. Wegen der benötigten Hochzahl $h_o'^2$ wird die Höhe h_o' vorübergehend umbenannt in die Höhe h_a .

Höhe $h_a \rightarrow$ mit dem Scherwinkel $se = 31,0^\circ$, $\tan se = 0,602$ (5.347)

$$h_a^2 / (\tan se - \tan x) = (h - h_a)^2 / (\tan se)$$

$$h_a^2 / (0,602 - 0,227) = (8,00 - h_a)^2 / (0,602)$$

$$h_a^2 = (8,00 - h_a)^2 \cdot 0,377 / 0,602$$

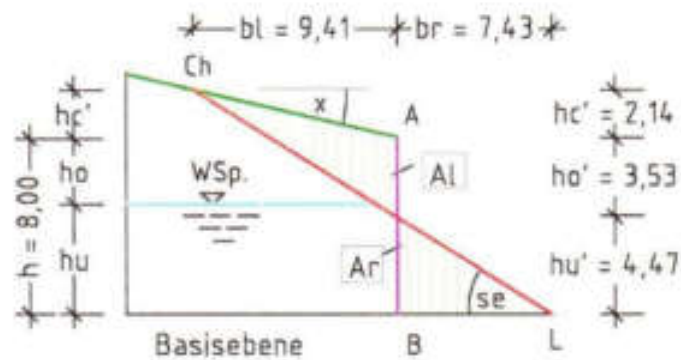


Abb. 158 zeigt die Lage der Scherebene unter Auflast (H' - M) und die Bodenbewegung aus der Fläche A_l in die Fläche A_r .

$$ha = (8,80 - ha) \cdot \sqrt{0,626}$$

$$ha + 0,791ho - 6,33 = 0$$

$$ho' = 6,33/1,791 = 3,53 \quad \text{m} \quad (5.360)$$

Höhe hu'

$$hu' = h - ho' = 8,00 - 3,53 = 4,47 \quad \text{m} \quad (5.361)$$

Breite bl

$$bl = ho/(\tan se - \tan x)$$

$$bl = 3,53/(0,602 - 0,227) = 9,41 \quad \text{m} \quad (5.362)$$

Breite br

$$br = hu'/\tan se = 4,47/0,602 = 7,43 \quad \text{m} \quad (5.363)$$

Höhe hc'

$$hc' = b \cdot \tan x = 9,41 \cdot 0,227 = 2,14 \quad \text{m} \quad (5.364)$$

Fläche A_l

$$A_l = ho' \cdot br/2 = 3,53 \cdot 9,41/2 = 16,61 \quad \text{m} \quad (5.365)$$

Fläche A_r

$$A_r = hu' \cdot br/2 = 4,47 \cdot 7,43/2 = 16,61 \quad \text{m} \quad (5.366)$$

Ergebnis:

Die Erddruckkraft $H_{fe} = 261,8 \text{ kN}$ (5.354), die über das Volumen $V_0 = 29,32 \text{ m}^3$ (5.349), die fiktive Bodendichte $\rho_{mg} = 1,852 \text{ t/m}^3$ (5.350),

den Neigungswinkel unter Auflast $\beta_e = 50,3^\circ$ (5.346) und die Fallbeschleunigung g ermittelt worden ist, greift in der Höhe $h_{ve}' = 4,57$ m (5.359) oberhalb der Basisebene gegen die Wand (A-B) an. Nachdem der Boden seinen Halt an der fiktiven Wand (A-B) verloren hat, glitt er auf der Scherebene unter Auflast aus der Fläche $A_l = 16,61$ m² ab und bildet rechts der Bezugsachse die Fläche $A_r = 16,61$ m² aus. Auch hier zeigt die Flächengleichheit an, dass sich Bodenbewegungen innerhalb eines Hangs berechnen lassen.

6

Wirkungen ungleicher Bodenschichten gegeneinander

6.1 Unterschiedliche Bodenarten an ideeller Wand, Versuch 14

Es wird das Bodenverhalten erkundet, dass sich einstellt, wenn an einer imaginären lotrechten Wand zwei unterschiedliche Bodenarten gegeneinander wirken. Diese Situation stellt sich ein, wenn z. B. ein Kanalgraben mit einem Füllmaterial geschlossen wird, dessen Dichte größer ist als die des anstehenden Erdreichs. Bei der Versuchsanordnung 14 wurde trockener Basaltgrus in die eine Kammer des Glaskasten (Abb. 1) eingebaut und Watte in die andere. Nach dem Ziehen der Glasscheibe stellte sich die ursprüngliche Materialfuge schräg, wodurch sich an der Oberfläche des Basaltgruses eine Fehlmenge zeigte.

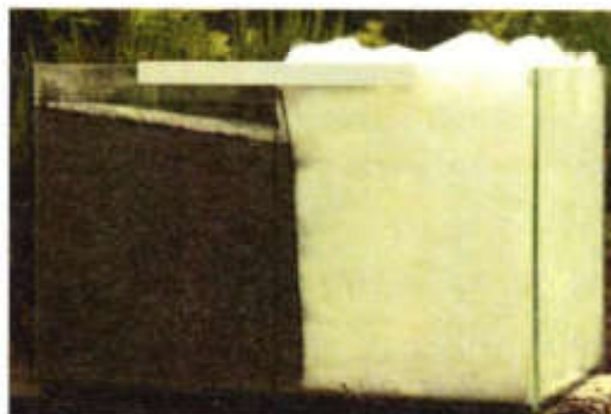


Abb. 159 zeigt, dass der schwerere Basaltgrus den leichteren Stoff (Watte) aus seiner ursprünglichen Lage verdrängt hat.

Wegen der fehlenden Stoffeigenschaften der Watte wurde auf die Verfolgung der gezeigten Bodenbewegungen verzichtet und diese dafür mit realen Bodenarten nachvollzogen.

6.1.1 Verhalten ungleicher Böden an einer Wand (nass/trocken)

Für diesen Berechnungsfall wird als Baugrund ein Boden im nassen Zustand angenommen, dessen Trockendichte $ptg_1 = 1,632 \text{ t/m}^3$ betragen soll. Die Nassdichte png sowie der Neigungswinkel βn sind zu ermitteln. Innerhalb des Baugrunds soll ein Kanalgraben mit der Höhe $h = 5,00 \text{ m}$ ausgehoben und nach der Rohrverlegung mit einem trockenen Basaltmaterial geschlossen werden. Dem trockenen Füllmaterial wird die Dichte $ptg_2 = 2,046 \text{ t/m}^3$ zugeordnet. Als Berechnungstiefe wird $a = 1,00 \text{ m}$ vorgegeben.

Wie die Abb. 159 zeigt, wird sich das Basaltmaterial mit der höheren Trockendichte in den Baugrund mit der niedrigeren Trockendichte solange ausbreiten, bis letztlich das Gleichgewicht zwischen den beiden ungleichen Bodenarten wieder hergestellt ist. Zur leichteren Verfolgung der Bodenbewegung werden zunächst die Raum- und Gewichtsteile der Böden ermittelt und diese danach in einem Erdband gegenübergestellt. An der Grabenwand wird links dem nassen Boden die Keilfläche A_l und rechts dem Basaltmaterial die Fläche A_r zugeordnet. Durch die Bodenverschiebung an der Materialfuge bilden sich zwei neue Bodenarten aus mit eigener Dichte und eigenem Neigungswinkel.

Kennwerte des anstehenden Erdreichs, Fläche A_l

Diesem Boden wurde die Trockendichte $ptg_1 = 1,632 \text{ t/m}^3$ zugeordnet. Zu bestimmen ist die Nassdichte png und der Neigungswinkel βn .

Feststoffvolumen Vf_1

$$Vf_1 = ptg \cdot Vf_{90} / ptg_{90} = 1,632 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,544 \quad \text{m}^3 \quad (6.1)$$

Porenvolumen Vl_1

$$Vl_1 = Vf_{90} - Vf_1 = 1,000 - 0,544 = 0,456 \quad \text{m}^3 \quad (6.2)$$

Neigungswinkel β_n

$$\tan \beta_n = V_{f_1} / (V_{l_1} + V_{l_1} \cdot p_{wg} / p_{tg_{90}})$$

$$\tan \beta_n = 0,544 / (0,456 + 0,456/3) = 0,895 \quad (6.3)$$

$$\beta_n = 41,8^\circ \quad [-] \quad (6.4)$$

Nassdichte p_{ng}

$$p_{ng} = (V_f \cdot p_{tg_{90}} + V_l \cdot p_{wg}) / V_{f_{90}}$$

$$p_{ng} = (0,544 \cdot 3,00 + 0,456 \cdot 1,0) / 1,0 = 2,088 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.5)$$

Der nasse Boden mit dem Volumen $V_{p_{90}} = 1,00 \text{ m}^3$ setzt sich zusammen aus dem Feststoffvolumen $V_{f_1} = 0,544 \text{ m}^3$, dem Porenvolumen $V_{l_1} = 0,456 \text{ m}^3$ und dem von dem Porenvolumen aufgenommenen Wasser $V_w = V_l/3 = 0,152 \text{ m}^3$, siehe Abb. 160.

Rechnet man die vorstehenden Raumteile zurück, so bestand der Boden vor der Normierung aus dem Feststoffvolumen $V_{f_{90}} = 1,00 \text{ m}^3$ mit der Breite $b = 1,00 \text{ m}$ und dem Porenvolumen V_{l_1} mit der Breite Δb . Das Verhältnis V_{f_1}/V_{l_1} stellt den Tangens des Neigungswinkels β_t dar.

Neigungswinkel β_t

$$\tan \beta_t = V_{f_1} / V_{l_1} = 0,544 / 0,456 = 1,193 \quad (6.6)$$

$$\beta_t = 50,0^\circ \quad [-] \quad (6.7)$$

Breite $\Delta b_1 \rightarrow$ lässt sich über den $\tan \beta_t$ ermitteln

$$\Delta b_1 = h / \tan \beta_{t_{90}} = 1,00 / 1,193 = 0,838 \quad \text{m} \quad (6.8)$$

Die Addition der Breiten b und Δb lässt die Gesamtbreite bb entstehen.

Gesamtbreite bb_1

$$bb_1 = b + \Delta b_1 = 1,00 + 0,838 = 1,838 \quad \text{m} \quad (6.9)$$

Breite bw_1

$$bw_1 = bw \cdot bb/b = 0,152 \cdot 1,838 / 1,0 = 0,279 \quad \text{m} \quad (6.10)$$

Gesamtbreite bbl

$$bbl = bb_1 + bw_1 = 1,838 + 0,279 = 2,117 \quad \text{m} \quad (6.11)$$

Die Berechnungsergebnisse werden in den Abb. 160 und 161 dargestellt.

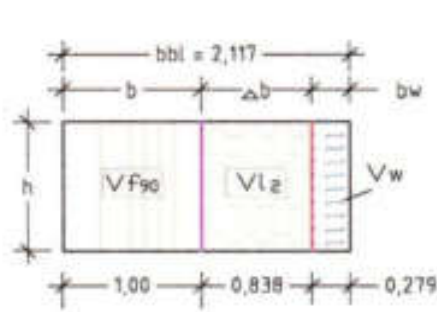


Abb. 160 zeigt die Volumina und Breiten des nassen Bodens vor der Normierung.

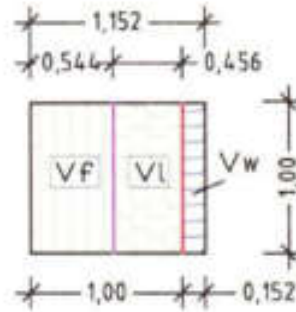


Abb. 161 zeigt die Volumina und Breiten des nassen Bodens nach der Normierung.

Vor der Bodenbewegung nimmt der Boden mit der Nassdichte $png = 2,088 \text{ t/m}^3$ die Keilfläche Al ein, deren Breite bl über die Grabenhöhe $h = 5,00 \text{ m}$ und den Neigungswinkel $\beta n = 41,8^\circ$ ermittelt wird.

Keilbreite bl

$$bl = h / \tan \beta n = 5,00 / 0,895 = 5,59 \quad \text{m} \quad (6.12)$$

Keilfläche Al

$$Al = h \cdot bl / 2 = 5,00 \cdot 5,59 / 2 = 13,98 \quad \text{m}^2 \quad (6.13)$$

Kennwerte des Füllmaterials, Fläche Ar

Dem trockenen Füllboden ist die Dichte $ptg_{65} = 2,045 \text{ t/m}^3$ zugeordnet worden. Wie vorher lässt sich über die Felsdichte $ptg_{90} = 3,00 \text{ t/m}^3$ der Neigungswinkel βt errechnen.

Feststoffvolumen Vf_2

$$Vf_2 = ptg \cdot Vf_{90} / ptg_{90} = 2,045 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,682 \quad \text{m}^3 \quad (6.14)$$

Porenvolumen Vl_2

$$Vl_2 = Vf_{90} - Vf_2 = 1,000 - 0,682 = 0,318 \quad \text{m}^3 \quad (6.15)$$

Neigungswinkel βt

$$\tan \beta t = V_{f_1} / V_{l_1} = 0,682 / 0,318 = 2,145 \quad (6.16)$$

$$\beta t = 65,0^\circ \quad [-] \quad (6.17)$$

Zu ermitteln sind auch hier die Breiten Δb und bbr der Volumina vor der Normierung.

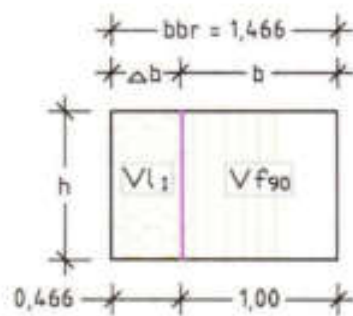


Abb. 162 zeigt die Volumina und Breiten des trockenen Bodens vor der Normierung.

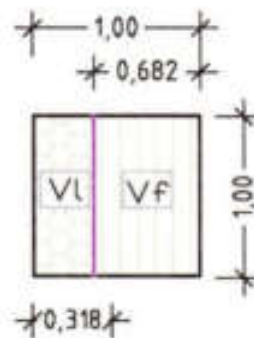


Abb. 163 zeigt die Volumina und Breiten des trockenen Bodens nach der Normierung.

Breite $\Delta b_2 \rightarrow$ lässt sich über den $\tan \beta t$ ermitteln.

$$\Delta b_2 = h / \tan \beta t_{65} = 1,00 / 2,145 = 0,466 \quad \text{m} \quad (6.18)$$

Die Addition der Breiten b und Δb bringt die Gesamtbreite bbr .

Gesamtbreite bbr

$$bbr = b + \Delta b_2 = 1,00 + 0,466 = 1,466 \quad \text{m} \quad (6.19)$$

Vor der Bodenbewegung nimmt der Boden mit der Trockendichte $\rho_{t_{65}} = 2,045 \text{ t/m}^3$ die Keilfläche A_r ein, deren Breite br über die Grabenhöhe $h = 5,00 \text{ m}$ und den Neigungswinkel $\beta t = 65,0^\circ$ ermittelt wird.

Keilbreite br

$$br = h / \tan \beta t = 5,00 / 2,145 = 2,33 \quad \text{m} \quad (6.20)$$

Keilfläche A_r

$$A_r = h \cdot br/2 = 5,00 \cdot 2,33/2 = 5,83 \quad \text{m}^2 \quad (6.21)$$

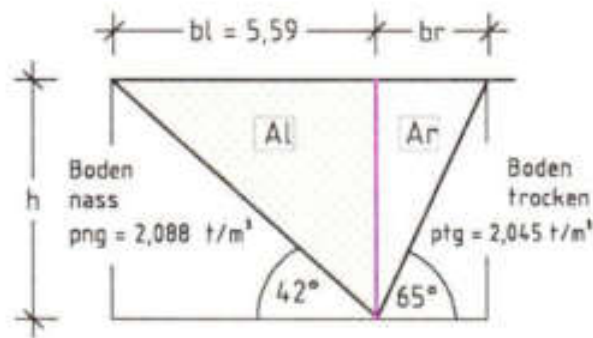


Abb. 164 zeigt die Kraftflächen A_l und A_r sowie die Winkel β_n und β_t der ungleichen Böden vor der Erdbewegung.

6.1.2 Bodenbewegung an der fiktiven Grabenwand

Die Bewegung zwischen den ungleichen Böden, wie in der Abb. 159 gezeigt, lässt sich am einfachsten über die unnormierten Volumina V_f und V_l eines Erdbands verfolgen. Das von dem Porenvolumen des nassen Bodens aufgenommene Wasser $V_w = V_l/3 = 0,152 \text{ m}^3$ bleibt hierbei unbeachtet, weil dieses Volumen nur zur Ermittlung der Dichte und des Neigungswinkels nach der Bodenbewegung dient.

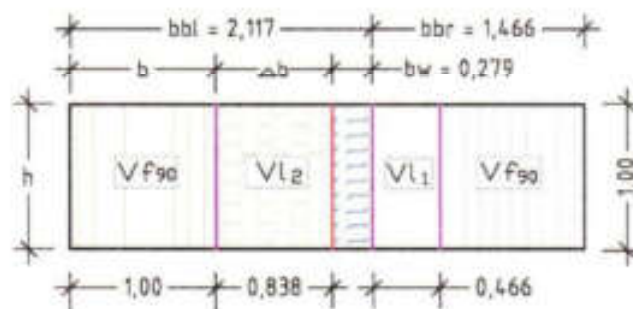


Abb. 165 zeigt das zusammengesetzte Erdband mit den Teilbreiten b_{bl} und b_{br} sowie die Volumina der Böden.

Zudem wird das Porenwasser des nassen Bodens unter Druck in den trockenem Boden rechts der Bezugsachse eindringen und damit vorerst

den Wandel der Bodeneigenschaften nicht beeinflussen können. Die Richtung des Erddrucks bestimmt der im trockenen Zustand schwerere Boden. Die Versatzbreite bm' , die an der Bezugsachse gemessen wird, kann über Relationen von Feststoff- und Porenvolumina an dem Erdband ermittelt werden. Um den Nachweis führen zu können, dass die Ermittlung der Versatzbreite bm' auch nach den Bedingungen der physikalischen Federwaage möglich ist, wird diese Berechnungsart jener über das Erdband vorgezogen. Die durch die Erdkraft hervorgerufene Änderung der Länge s wird der Breite bm' gleichgesetzt.

Berechnung der Längenänderung nach 'Federwaage'

Unter der Annahme, dass ungleiche Porenvolumina sich ähnlich annähern, wie ungleiche Kräfte, wird der Versatz der lotrechten Wand nach den Bedingungen der physikalischen Federwaage errechnet, siehe [5e; 7.1.3, S. 97].

Folgende Begriffe und Formeln wurden übernommen aus der Literatur [5e]:

k Richtgröße, Federkonstante (N/m)

F_G Kraft, welche die Länge z. B. einer Feder verändert (N)

s durch die Kraft F_G hervorgerufene Längenänderung, Federweg (m).

Gesucht ist der Federweg, also die durch die Kraft F_G hervorgerufene Längenänderung s :

$$\text{M 7.6} \quad s = F_G/k \quad \text{m}$$

Berechnung der Bodenbewegung an der Bezugsachse

Hierzu werden vorgegeben: die Höhe $h = 1,00$ m des Erdbands, die Berechnungstiefe $a = 1,00$ m, die Felsdichte $ptg_{90} = 3,00$ t/m³, die Dichte des Wassers $pwg = 1,00$ t/m³ und die Fallbeschleunigung $g = 9,807$ m/s². Zudem stehen zur Ermittlung der Federkräfte F_G des nassen Bodens die normierten Volumina $Vf_1 = 0,544$ m³ (6.1), $Vl_1 = 0,456$ m³ (6.2), $Vw = Vl_1/3 = 0,152$ m³ und der Neigungswinkel $\beta_n = 41,8^\circ$ (6.4) mit dem Tangens $\tan \beta_n = 0,895$ (6.3) zur Verfügung. Die Federkräfte F_G des trockenen Bodens werden

errechnet über die normierten Volumina $Vf_2 = 0,682 \text{ m}^3$ (6.14) und $Vl_2 = 0,318 \text{ m}^3$ (6.15) sowie über den Neigungswinkel $\beta t = 65,0^\circ$ (6.17) mit dem Tangens $\tan \beta t = 2,145$ (6.15).

Federkraft F_{Gl}

$$F_{Gl} = (Vf_1 \cdot ptg_{90} + Vw_1 \cdot pwg) \cdot g$$

$$F_{Gl} = (0,544 \cdot 3,00 + 0,152 \cdot 1,00) \cdot g = 17,5 \quad \text{kN} \quad (6.22)$$

Federkonstante k_l

$$k_l = F_{Gl} \cdot \tan / h = 17,5 \cdot 0,895 / 1,00 = 15,66 \quad \text{kN/m} \quad (6.23)$$

Federweg s_l

$$s_l = F_{Gl} / k_l = 17,5 / 15,66 = 1,117 \quad \text{m} \quad (6.24)$$

Federkraft F_{Gr}

$$F_{Gr} = Vf_2 \cdot ptg_{90} \cdot g$$

$$F_{Gr} = 0,682 \cdot 3,00 \cdot 9,807 = 20,1 \quad \text{kN} \quad (6.25)$$

Federkonstante k_r

$$k_r = F_{Gl} \cdot \tan \beta t / h = 20,1 \cdot 2,145 / 1,00 = 43,1 \quad \text{kN/m} \quad (6.26)$$

Federweg s_r

$$s_r = F_{Gr} / k_r = 20,1 / 43,1 = 0,466 \quad \text{m} \quad (6.27)$$

Differenzlänge s'_l

$$s'_l = [(Vl_1 + Vw_1) \cdot (s_l + s_r) / (Vl_1 + Vw + Vl_2)] - s_l$$

$$s'_l = [(0,456 + 0,152) \cdot (1,117 + 0,466) / (0,608 + 0,318)] - 1,117$$

$$s'_l = (0,608 \cdot 1,583 / 0,926) - 1,117 = -0,078 \quad \text{m} \quad (6.28)$$

Differenzlänge s'_r

$$s'_r = [Vl_2 \cdot (s_l + s_r) / (Vl_1 + Vl_2)] - s_r$$

$$s'_r = (0,318 \cdot 1,583 / 0,926) - 0,466 = +0,078 \quad \text{m} \quad (6.29)$$

Ergebnis: Über die Federwaage wurde die Versatzbreite $s'_l = bm' = 0,078 \text{ m}$ errechnet.

Berechnung der Versatzbreite bm' über die Breiten des Erdbands

Hierzu stehen folgende Breiten und Volumina zur Verfügung: die Feststoffbreiten $b = 1,00 \text{ m}$, die Porenbreiten $\Delta b_1 = 0,838 \text{ m}$ (6.8),

$\Delta b_2 = 0,466 \text{ m}$ (6.18), $bw_1 = 0,279 \text{ m}$ (6.10) sowie $Vl'_1 = Vl_1 + Vw_1 = 0,456 + 0,152 = 0,608 \text{ m}^3$ (6.14) und $Vl_2 = 0,318 \text{ m}^3$ (6.15).

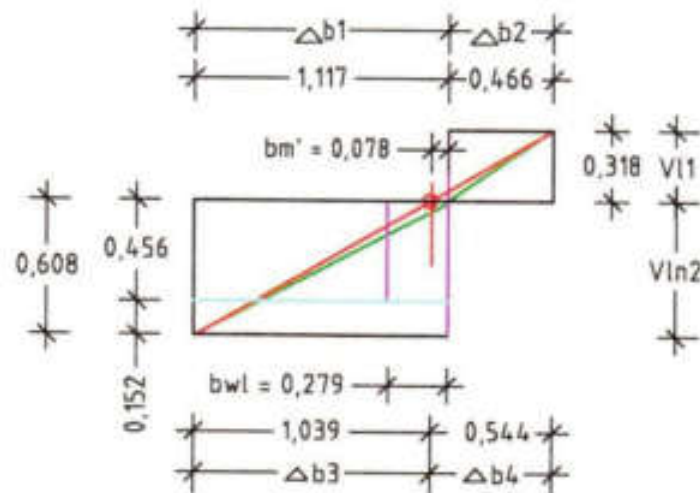


Abb. 166 zeigt die grafische Ermittlung der Versatzbreite bm' über die Zuordnung der Volumina.

Breite bm'

$$\begin{aligned}
 bm' &= [Vl_2 \cdot (\Delta b_1 + bw_1 + \Delta b_2) / (Vl_2 + Vw_1 + Vl'_1)] - \Delta b_2 \\
 bm' &= [0,318 \cdot (0,838 + 0,279 + 0,466) / (0,318 + 0,608)] - 0,466 \\
 bm' &= (0,318 \cdot 1,583 / 0,926) - 0,466 = 0,078 \quad \text{m} \quad (6.30)
 \end{aligned}$$

Infolge der Bodenbewegung ist die Breite $bw = 0,279 \text{ m}$ um die Breite $bm' = 0,078 \text{ m}$ zu reduzieren, so dass links der Achse die Breite $bwl = 0,201 \text{ m}$ verbleibt, siehe Abb. 167.

Breite bbl'

$$bbl' = bbl - bm' = 2,117 - 0,078 = 2,039 \quad \text{m} \quad (6.31)$$

Breite bbr'

$$bbr' = bbr + bwl' = 1,466 + 0,078 = 1,544 \quad \text{m} \quad (6.32)$$

Die neue Bezugsachse liegt zwischen den Breiten bbl' und bbr' .

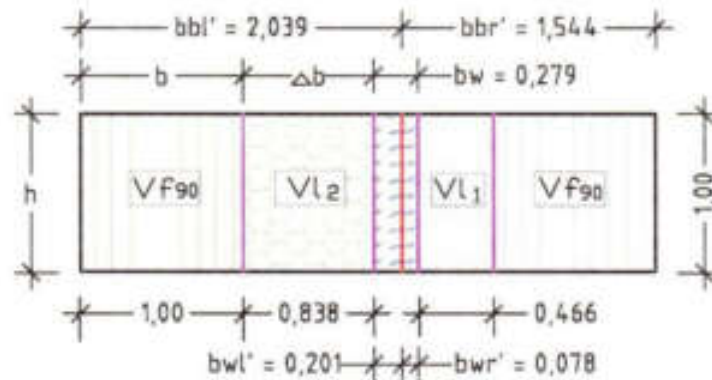


Abb. 167 zeigt das Erdband mit den Breiten bbf' und bbr' .

Durch die Bodenbewegung entstanden links und rechts der Bezugsachse neue Bodenarten, deren Winkel, Flächen und Eigenschaften nachstehend errechnet werden.

6.1.3 Wandel der Winkel und Flächen durch die Bodenbewegung

Durch den Versatz der Bezugsachse um die Breite $bm' = 0,078$ m [6.30] nach links gelangen Wasseranteile des Baugrunds in das trockene Füllmaterial. An der fiktiven Wand stehen sich damit zwei unterschiedliche feuchte (infiltrierte) Bodenarten gegenüber, deren Kennwerte nachstehend ermittelt werden. Zu beachten bleibt, dass in dem Erdband durch den Versatz der Bezugsachse um die Breite bm' das Porenvolumen Vl_1 um das Volumen $V_{bm} = 0,078$ m³ zu mindern und das Porenvolumen Vl_2 um das gleiche Volumen zu erhöhen ist. Durch den Versatz ändern sich auch die Feststoffvolumina und die Neigungswinkel.

Kennwerte des linken Erdkeils (normiert)

Feststoffvolumen Vf_1

$$Vf_1 = Vf_{90} \cdot b / (\Delta b_1 - bm')$$

$$Vf_1 = 1,0 \cdot 1,0 / (1,838 - 0,078) = 0,568 \quad \text{m}^3 \quad (6.33)$$

Porenvolumen Vl_3

$$Vl_3 = Vp_{90} - Vf_3 = 1,000 - 0,568 = 0,432 \quad \text{m}^3 \quad (6.34)$$

Wasservolumen Vw_3

$$Vw_3 = Vp_{90} \cdot bwl / (\Delta b_1 - bm')$$

$$Vw_3 = 1,0 \cdot 0,201 / (1,838 - 0,078) = 0,114 \quad \text{m}^3 \quad (6.35)$$

oder Vw'_3

$$Vw'_3 = Vl_3 \cdot pwg / ptg_{90} = 0,432 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,144 \quad \text{m}^3 \quad (6.36)$$

Zu der Differenz der Wasservolumina $Vw_3 = 0,114 \text{ m}^3$ zu $Vw'_3 = 0,144 \text{ m}^3$ ist anzumerken, dass ein nasser Boden innerhalb seines Porenvolumens $Vl_3/3$ Wasser speichern kann. Hier aber ist aus dem nassen Boden unter dem Druck ein Teil des Wassers in das trockene Füllmaterial eingesickert.

Neigungswinkel $z \rightarrow$ links der Achse mit dem Wasservolumen $Vw_3 = 0,114 \text{ m}^3$

$$\tan z = Vf_3 / (Vl_3 + Vw_3)$$

$$\tan z = 0,568 / (0,432 + 0,114) = 1,040 \quad (6.37)$$

$$z = 46,1^\circ \quad [-] \quad (6.38)$$

Dichte $pig_1 \rightarrow$ des feuchten Bodens/links

$$pig_1 = (Vf_3 \cdot ptg_{90} + Vw_3 \cdot pwg) / Vf_{90}$$

$$pig_1 = (0,568 \cdot 3,0 + 0,114 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,818 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.39)$$

Kennwerte des rechten Erdkeils (normiert)

Feststoffvolumen Vf_4

$$Vf_4 = Vf_{90} \cdot b / (\Delta b_2 + bm')$$

$$Vf_4 = 1,0 \cdot 1,0 / (1,466 + 0,078) = 0,648 \quad \text{m}^3 \quad (6.40)$$

Porenvolumen Vl_4

$$Vl_4 = Vp_{90} - Vf_4 = 1,000 - 0,648 = 0,352 \quad \text{m}^3 \quad (6.41)$$

Wasservolumen Vw_4

$$Vw_4 = Vp_{90} \cdot bwr' / (\Delta b_2 + bm')$$

$$Vw_4 = 1,0 \cdot 0,078 / (1,466 + 0,078) = 0,050 \quad \text{m}^3 \quad (6.42)$$

Neigungswinkel $zz \rightarrow$ rechts der Achse

$$\tan zz = Vf_4 / (Vl_4 + Vw_4)$$

$$\tan zz = 0,648 / (0,352 + 0,050) = 1,608 \quad (6.43)$$

$$zz = 58,1^\circ \quad [-] \quad (6.44)$$

Dichte $\rho_{ig_2} \rightarrow$ des feuchten Bodens/rechts

$$\rho_{ig_2} = (Vf_2 \cdot \rho_{tg_{90}} + Vwr \cdot \rho_{wg}) / Vf_{90}$$

$$\rho_{ig_2} = (0,648 \cdot 3,0 + 0,050 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,994 \quad \text{m}^3 \quad (6.45)$$

Ermittlung der Kraftflächen

Verliert der schwere Boden an der fiktiven Wand seinen Halt, schiebt er sich unter den leichteren Boden und verändert damit die Lage der Bezugsachse. Aber in dem unteren Bereich der Füllhöhe lässt sich der leichtere Boden nicht aus seiner Position drängen und wird deshalb durch den schwereren Boden überlagert, siehe Abb. 151, S. 264 und Abb. 159, S. 285.

Obwohl durch die Bodenbewegung keine Vermischung der ungleichen Bodenarten stattfindet, wandeln sich die Neigungswinkel und die Dichten der Böden. Wie in den Erdbändern dargestellt, entstehen durch den Versatz der Bezugsachse eine indirekte Vermischung der Feststoff- und Porenvolumina der Böden und damit ein Wandel der Bodenkennwerte. Für die Berechnung der neuen Bodeneigenschaften stehen zur Verfügung: die Höhe $h = 5,00$ m, die Winkel $\beta_n = 41,8^\circ$ (6.4) und $z = 46,1^\circ$ (6.38) sowie die Winkel $\beta_r = 65,0^\circ$ (6.17) und $zz = 58,1^\circ$ (6.44). Vorab ist die Breite $bm' = 0,078$ m (6.30), welche sich auf die Erdbandhöhe $h = 1,00$ m bezieht, an die Höhe $h = 5,00$ m anzupassen.

Die Bodenbewegung führte zu einer Überlagerung der ungleichen Böden in dem Bereich der Breite bs (Abb. 169), so dass sich ohne Vermengung der Bodenarten eine gemittelte Dichte und der Neigungswinkel zz einstellen.

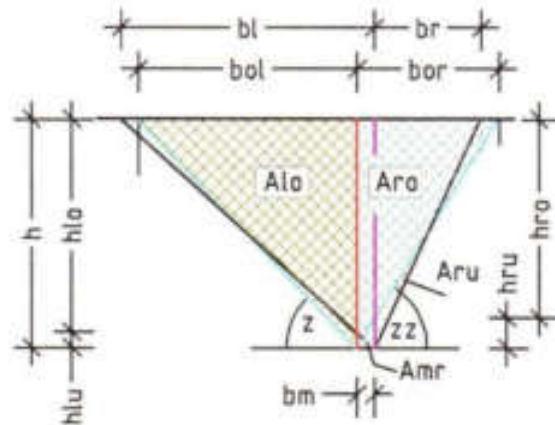


Abb. 168 zeigt den Versatz der Bezugsachse um die Breite bm und die Anordnung der Lastflächen $A1o$ und Aro .

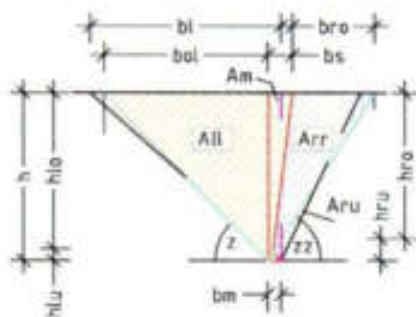


Abb. 169

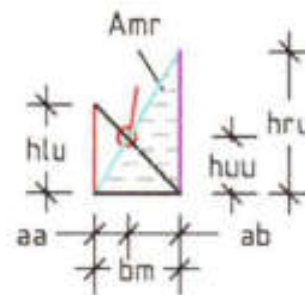


Abb. 170: Detail zu Abb. 169.

Abb. 169 und 170 zeigen die einzelnen Teilflächen, ihre Lage und Bezeichnung.

Es werden berechnet:

Breite bm

$$bm = bm' \cdot h/h_b = 0,078 \cdot 5,00/1,00 = 0,39 \quad \text{m} \quad (6.46)$$

Breite bol → mit Winkel $z' = 46,1^\circ$ und $\tan z = 1,040$ [6.37]

$$bol = h/\tan z = 5,00/1,040 = 4,81 \quad \text{m} \quad (6.47)$$

Breite bor → mit Winkel $zz = 58,1^\circ$ und $\tan zz = 1,608$ [6.43]

$$bor = h/\tan z = 5,00/1,608 = 3,11 \quad \text{m} \quad (6.48)$$

Fläche A_{lo}

$$A_{lo} = h \cdot b_{ol}/2 = 5,00 \cdot 4,81/2 = 12,03 \quad \text{m}^2 \quad (6.49)$$

Fläche A_{ro}

$$A_{ro} = h \cdot b_{or}/2 = 5,00 \cdot 3,11/2 = 7,78 \quad \text{m}^2 \quad (6.50)$$

Es folgt der Nachweis, dass sich die zuvor errechneten Dichten ρ_{ig_1} [6.39] und ρ_{ig_2} [6.45] sowie Winkel z und zz auch über die nachstehenden Teilflächen ermitteln lassen. Rechts und links der neuen Bezugsachse werden hierzu die Abmessungen der Flächen und die Feststoff- und Porenvolumina in den Flächen ($A = V/a$) berechnet. Vorab zu bestimmen ist, welche Bodenart welche Fläche belegt. Durch den Versatz der Bezugsachse gelangt zunächst nasser Boden auf die rechte Seite der fiktiven Wand. Da der nasse Boden aus der Fläche $A_{m'}$ teilweise ober- und unterhalb der neuen Neigungsebene zu liegen kommt, ist die Fläche $A_{m'}$ [6.63] zu unterteilen in die Fläche A_m [6.64] und in die Fläche A_{mu} [6.61].

In ähnlicher Weise füllt der schwerere Boden links der ursprünglichen Bezugsachse die Fläche A_{mm} [6.62] aus und steht somit zur Bildung der Fläche $A_{ro} = 7,78 \text{ m}^2$ [6.50] nicht zur Verfügung. In der Oberfläche der Grabenverfüllung bildet sich durch die Fehlmenge eine Senke aus, welche der Größe der Fläche A_{mm} [6.62] entspricht.

Es werden berechnet:

Höhe h_{lu}

$$h_{lu} = b_m \cdot \tan \beta_n = 0,39 \cdot 0,895 = 0,35 \quad \text{m} \quad (6.51)$$

Höhe h_{lo}

$$h_{lo} = h - h_{lu} = 5,00 - 0,35 = 4,65 \quad \text{m} \quad (6.52)$$

Höhe h_{ru}

$$h_{ru} = b_m \cdot \tan zz = 0,39 \cdot 1,608 = 0,63 \quad \text{m} \quad (6.53)$$

Höhe h_{ro}

$$h_{ro} = h - h_{ru} = 5,00 - 0,63 = 4,37 \quad \text{m} \quad (6.54)$$

Breite aa

$$aa = (bm - aa) \cdot \tan \beta n / \tan z$$

$$aa = (0,39 - aa) \cdot 0,895 / 1,608 = (0,39 - aa) \cdot 0,557$$

$$aa = 0,217 / 1,557 = 0,14 \quad \text{m} \quad (6.55)$$

Breite ab

$$ab = bm - aa = 0,39 - 0,14 = 0,25 \quad \text{m} \quad (6.56)$$

Höhe h_{uu}

$$h_{uu} = aa \cdot \tan z z = 0,14 \cdot 1,608 = 0,23 \quad \text{m} \quad (6.57)$$

Höhe h_{oo}

$$h_{oo} = h - h_{uu} = 5,00 - 0,23 = 4,77 \quad \text{m} \quad (6.58)$$

Fläche A_{ml}

$$A_{ml} = bm \cdot h_{lu} / 2 = 0,39 \cdot 0,35 / 2 = 0,07 \quad \text{m}^2 \quad (6.59)$$

Fläche A_{mr}

$$A_{mr} = bm \cdot h_{ru} / 2 = 0,39 \cdot 0,63 / 2 = 0,12 \quad \text{m}^2 \quad (6.60)$$

Fläche A_{mu}

$$A_{mu} = bm \cdot h_{uu} / 2 = 0,39 \cdot 0,23 / 2 = 0,04 \quad \text{m}^2 \quad (6.61)$$

Fläche A_{mm}

$$A_{mm} = A_{mr} - A_{mu} = 0,12 - 0,04 = 0,08 \quad \text{m}^2 \quad (6.62)$$

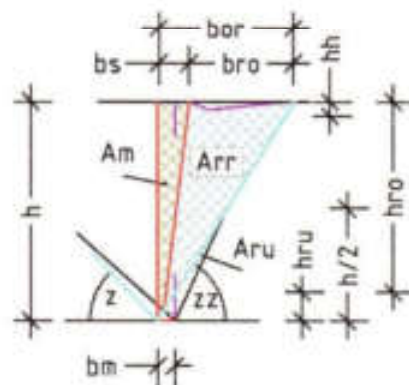


Abb. 171 zeigt die Trennlinie zwischen den Bodenarten an, die zwischen den Breiten bs und bro ansetzt und zur Keilspitze führt.

Fläche Am'

$$Am' = h \cdot bm = 5,00 \cdot 0,39 = 1,95 \quad \text{m} \quad (6.63)$$

Fläche Am

$$Am = Am' - Amu = 1,95 - 0,04 = 1,91 \quad \text{m} \quad (6.64)$$

Fläche Aru

$$\begin{aligned} Aru &= hru \cdot (bor - bm) / 2 \\ Aru &= 0,63 \cdot (3,11 - 0,39) / 2 = 0,86 \quad \text{m}^2 \quad (6.65) \end{aligned}$$

Fläche Arr

$$Arr = Ar + Amu = 5,83 + 0,04 = 5,87 \quad \text{m}^2 \quad (6.66)$$

Breite $bro \rightarrow$ mit dem Ansatz der Bodensenke Amm

$$bro = 2 \cdot Arr / hoo = 2 \cdot 5,87 / 4,77 = 2,46 \quad \text{m} \quad (6.67)$$

Breite bs

$$bs = bor - bro = 3,11 - 2,46 = 0,65 \quad \text{m} \quad (6.68)$$

Höhe hh

$$hh = 2 \cdot Amm' / bro = 2 \cdot 0,08 / 2,46 = 0,065 \quad \text{m} \quad (6.69)$$

Breite boo

$$boo = bl - bm = 5,59 - 0,39 = 5,20 \quad \text{m} \quad (6.70)$$

Fläche Aoo

$$Aoo = bm \cdot h / 2 = 0,39 \cdot 5,00 / 2 = 0,98 \quad \text{m}^2 \quad (6.71)$$

Fläche Alu

$$Alu = Aoo - Alm = 0,98 - 0,07 = 0,91 \quad \text{m} \quad (6.72)$$

Fläche Aol

$$Aol = bl \cdot hlo / 2 = 4,81 \cdot 4,65 / 2 = 11,18 \quad \text{m} \quad (6.73)$$

6.1.4 Wandel der Raum- und Gewichtsteile durch die Bodenbewegung

Es erfolgen nun die Nachweise, dass sich durch die Bodenbewegung

- die ursprünglichen Feststoff- und Porenvolumina des Erdbands und damit auch die Bodeneigenschaften gewandelt haben.

- und dass sich die neuen Feststoff- und Porenvolumina und die neuen Bodeneigenschaften über die Teilflächen ermitteln lassen.

Bodeneigenschaften des rechten Erdkeils:

Über die vorgegebene Dichte $\rho_{t65} = 2,045 \text{ t/m}$ des trockenen Füllbodens wurde das Feststoffvolumen $Vf_2 = 0,682 \text{ m}^3$ (6.14), das Porenvolumen $Vl_2 = 0,318 \text{ m}^3$ (6.15) und der Neigungswinkel $\beta t = 65,0^\circ$ (6.17) errechnet. Durch die Bodenbewegung und damit durch den Versatz der Bezugsachse nach links wurde nasser Boden in den rechten Erdkeil verlagert. Diese Bodenart setzt sich zusammen aus dem Feststoffvolumen $Vf_1 = 0,544 \text{ m}^3$ (6.1), dem Porenvolumen $Vl_1 = 0,456 \text{ m}^3$ (6.2) und dem Wasservolumen $Vw = 0,152 \text{ m}^3$.

Über die errechneten Teilflächen und die vorstehenden Volumina werden die neuen Feststoff- und Porenvolumina ermittelt und der Neigungswinkel $z z = 58,1^\circ$ (6.44) sowie die Dichte $\rho_{ig2} = 1,994 \text{ t/m}^3$ (6.45) überprüft.

Es werden berechnet:

Feststoffvolumen $\sum Vf'_4$

$$\begin{aligned}\sum Vf'_4 &= a \cdot [(Arr \cdot Vf_2 + Am \cdot Vf_1)] / Vf_{90} \\ \sum Vf'_4 &= 1,0 \cdot (5,87 \cdot 0,682 + 1,91 \cdot 0,544) / 1,0 \\ \sum Vf'_4 &= 4,003 + 1,039 = 5,042 \quad \text{m} \quad (6.74)\end{aligned}$$

Feststoffvolumen Vf_4

$$\begin{aligned}Vf_4 &= \sum Vf'_4 \cdot Vf_{90} / (Aro \cdot a) \\ Vf_4 &= 5,042 \cdot 1,00 / (7,780 \cdot 1,0) = 0,648 \quad \text{m}^3 \quad (6.75)\end{aligned}$$

Porenvolumen $\sum Vl'_4$

$$\begin{aligned}\sum Vl'_4 &= a \cdot (Arr \cdot Vl_2 + Am \cdot Vl_1) / Vp_{90} \\ \sum Vl'_4 &= 1,0 \cdot (5,87 \cdot 0,318 + 1,91 \cdot 0,456) / 1,0 \\ \sum Vl'_4 &= 1,867 + 0,871 = 2,738 \quad \text{m}^3 \quad (6.76)\end{aligned}$$

Porenvolumen Vl'_4

$$Vl'_4 = \sum Vl'_4 \cdot Vp_{90} / (A_{ro} \cdot a)$$

$$Vl'_4 = 2,738 \cdot 1,0 / (7,78 \cdot 1,0) = 0,352 \quad \text{m}^3 \quad (6.77)$$

Wasservolumen $\sum Vw'_4$

$$\sum Vw'_4 = a \cdot (Am \cdot Vl_1 / 3) / Vp_{90}$$

$$\sum Vw'_4 = 1,0 \cdot (1,91 \cdot 0,456 / 3) / 1,0 = 0,290 \quad \text{m}^3 \quad (6.78)$$

Wasservolumen Vw'_4

$$Vw'_4 = \sum Vw'_4 \cdot Vp_{90} / (A_{ro} \cdot a)$$

$$Vw'_4 = 0,290 \cdot 1,00 / (7,78 \cdot 1,0) = 0,037 \quad \text{m}^3 \quad (6.79)$$

Dichte pig'_2

$$pig'_2 = (Vf'_4 \cdot p_{90} + Vw'_4 \cdot pwg) / Vf_{90}$$

$$pig'_2 = (0,648 \cdot 3,0 + 0,037 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,981 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.80)$$

Neigungswinkel zz'

$$\tan zz' = Vf'_4 / (Vl'_4 + Vw'_4)$$

$$\tan zz' = 0,648 / (0,352 + 0,037) = 1,666 \quad (6.81)$$

$$zz' = 59,0^\circ \quad [-] \quad (6.82)$$

Ergebnis:

Mit der vorstehenden Berechnung ist der Nachweis geführt worden, dass die über das Erdband ermittelten Werte vergleichbar sind mit den Ergebnissen, die über die Teilflächen nach der Bodenbewegung errechnet worden sind.

Feststoffvolumen	$Vf_4 = 0,648 \text{ m}^3$ (6.40)	$Vf'_4 = 0,648 \text{ m}^3$ (6.75)
Porenvolumen	$Vl_4 = 0,352 \text{ m}^3$ (6.41)	$Vl'_4 = 0,352 \text{ m}^3$ (6.77)
Wasservolumen	$Vw_4 = 0,050 \text{ m}^3$ (6.42)	$Vw'_4 = 0,037 \text{ m}^3$ (6.79)
Neigungswinkel	$zz = 58,1^\circ$ (6.44)	$zz' = 59,0^\circ$ (6.82)
Bodendichte	$pig_2 = 1,994 \text{ t/m}^3$ (6.45)	$pig'_2 = 1,981 \text{ t/m}^3$ (6.80)

Die geringen Differenzen bei dem Neigungswinkel und der Bodendichte stehen im Zusammenhang mit dem Wasservolumen, siehe hierzu Anmerkung zu Berechnungsansätzen (6.35) und (6.36) auf Seite 188.

Bodeneigenschaften des linken Erdkeils:

Für den anstehenden Boden im nassen Zustand wurde die Trockendichte $\rho_{tg_1} = 1,632 \text{ t/m}^3$ vorgegeben. Alle übrigen Werte waren zu berechnen, wie die Nassdichte ρ_{ng} , der Neigungswinkel β_n , das Feststoffvolumen $V_{f_1} = 0,544 \text{ m}^3$ (6.1), das Porenvolumen $V_{l_1} = 0,456 \text{ m}^3$ (6.2) und das Wasservolumen $V_{w_1} = 0,456/3 = 0,152 \text{ m}^3$. Diese Ergebnisse änderten sich durch die Bodenbewegung, welche die Bezugsachse in dem Erdband um die Breite $bm' = 0,078 \text{ m}$ (6.30) und in der Keilfläche Al um die Breite $bm = 0,39$ (6.46) nach links versetzte. Hierdurch bildete sich die Keilfläche $A_{lo} = 12,03 \text{ m}^2$ (6.49) aus. Die Druckausübung des Füllbodens auf den anstehenden Boden bewirkte zudem, dass sich der Boden in der Fläche $A_{oo} = 0,98 \text{ m}^2$ (6.71) auflockerte und in der Fläche $A_{lu} = 0,91 \text{ m}^2$ (6.72) verdichtete. Somit müssten in der Fläche A_{lo} - A_{lu} die Volumina V_{f_1} , V_{l_1} und V_{w_1} unverändert geblieben sein. Dem Einfluss des Erddrucks auf die Flächen A_{oo} und A_{lu} wird nachgegangen. Zudem wird das Berechnungsverfahren über die Keilflächen genutzt, den Neigungswinkel $z = 46,1^\circ$ (6.38) und die Dichte $\rho_{ig_1} = 1,818 \text{ t/m}^3$ (6.39) zu überprüfen, siehe Abb. 172.

Über das Erdband wurden die Bodenkennwerte, wie das Feststoffvolumen $V_{f_2} = 0,568 \text{ m}^3$ (6.33), das Porenvolumen $V_{l_2} = 0,432 \text{ m}^3$ (6.34), das Wasservolumen $V_{w_2} = 0,114 \text{ m}^3$ (6.35) ermittelt. Für die

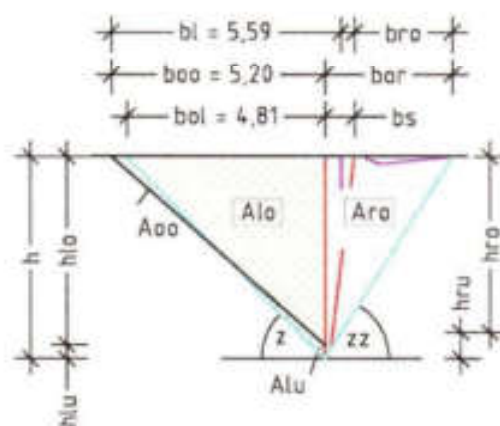


Abb. 172 zeigt rechts und links der neuen Bezugsachse die Flächen A_{ro} und A_{lo} , wobei A_{lu} innerhalb und A_{oo} außerhalb der Fläche A_{lo} liegen.

nachstehende Berechnung wird das Wasservolumen Vw_3 übernommen, siehe hierzu Anmerkung zu [6.36]. Zur Abklärung der Veränderungen durch die Druckausübung auf die Flächen A_{00} und A_{1u} werden die Volumina $Vf_4 = 0,648 \text{ m}^3$ (6.75) und $Vl_4 = 0,352 \text{ m}^3$ (6.77), herangezogen. Es gilt die Berechnungstiefe $a = 1,00 \text{ m}$ und damit ist $V = a \cdot A$, siehe Abb. 168–172.

Es werden berechnet:

Feststoffvolumen $\sum Vf'_3$

$$\begin{aligned} \sum Vf'_3 &= A_{10} \cdot Vf_1 + A_{1u} \cdot (Vf_4 - V_{00} \cdot Vl_4) \\ \sum Vf'_3 &= 12,03 \cdot 0,544 + 0,98 \cdot (0,648 - 0,98 \cdot 0,352) \\ \sum Vf'_3 &= 6,544 + 0,276 = 6,82 \quad \text{m}^3 \quad (6.83) \end{aligned}$$

Feststoffvolumen Vf'_3 (normiert)

$$Vf'_3 = \sum Vf'_3 / A_{10} = 6,82 / 12,03 = 0,567 \quad \text{m} \quad (6.84)$$

Porenvolumen Vl'_3

$$Vl'_3 = Vp_{w3} - Vf'_3 = 1,000 - 0,567 = 0,433 \quad \text{m}^3 \quad (6.85)$$

Porenvolumen Vw_3

$$Vw_3 = 0,114 \text{ m}^3 \quad (6.35) \quad \text{m}^3 \quad (6.86)$$

Dichte $pi g'_3$

$$\begin{aligned} pi g'_3 &= Vf'_3 \cdot ptg_{w0} + Vw_3 \cdot pwg \\ pi g'_3 &= 0,567 \cdot 3,00 + 0,114 \cdot 1,00 = 1,815 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.87) \end{aligned}$$

Neigungswinkel $z z'$

$$\begin{aligned} \tan z' &= Vf'_3 / (Vl'_3 + Vw_3) \\ \tan z' &= 0,567 / (0,433 + 0,114) = 1,037 \quad (6.88) \end{aligned}$$

$$z' = 46,1^\circ \quad [-] \quad (6.89)$$

Ergebnis:

Auch für die Bodenkennwerte des linken Erdkeils ist der Nachweis erbracht, dass die über das Erdband ermittelten Werte denen entsprechen, die über die Teilflächen nach der Bodenbewegung errechnet worden sind.

Feststoffvolumen	$Vf_3 = 0,568 \text{ m}^3$	(6.33)	$Vf'_3 = 0,567 \text{ m}^3$	(6.84)
Porenvolumen	$Vl_3 = 0,432 \text{ m}^3$	(6.34)	$Vl'_3 = 0,433 \text{ m}^3$	(6.85)
Wasservolumen	$Vw_3 = 0,114 \text{ m}^3$	(6.35)	$Vw'_3 = 0,114 \text{ m}^3$	(6.36)
Neigungswinkel	$z = 46,1^\circ$	(6.38)	$z' = 46,1^\circ$	(6.89)
Bodendichte	$ptg_3 = 1,818 \text{ t/m}^3$	(6.39)	$ptg'_3 = 1,815 \text{ t/m}^3$	(6.87)

Zu der Übernahme des Wasservolumens siehe die Anmerkung zu Berechnungsansätzen (6.35) und (6.36) auf Seite 295.

6.1.5 Wandel der Kraftgrößen durch eine Bodenbewegung

Es werden die Kraftgrößen vor und nach der Bodenbewegung an der jeweiligen Bezugsachse errechnet und in Kraftmeter dargestellt. Vorgegeben sind die Höhe $h = 5,00 \text{ m}$ und die Berechnungstiefe $a = 1,00 \text{ m}$. Als Fallbeschleunigung gilt $g = 9,807 \text{ m/s}^2$.

Kräfte des linken Erdkeils vor der Erdbewegung

Für die Berechnung werden herangezogen: der Neigungswinkel $\beta_n = 41,8^\circ$ (6.4), die Trockendichte $ptg_1 = 1,632 \text{ t/m}^3$, die Nassdichte $png = 2,088 \text{ t/m}^3$ (6.5), die Breite $bl = 5,59 \text{ m}$ (6.12) und die Fläche $Al = 13,98 \text{ m}^2$ (6.13).

Gewichtskraft Gtl

$$Gtl = a \cdot Al \cdot ptg \cdot g$$

$$Gtl = 1,00 \cdot 13,98 \cdot 1,632 \cdot 9,807 = 223,8 \quad \text{kN} \quad (6.90)$$

Gewichtskraft Gnl

$$Gnl = a \cdot Al \cdot png \cdot g$$

$$Gnl = 1,00 \cdot 13,98 \cdot 2,088 \cdot 9,807 = 286,3 \quad \text{kN} \quad (6.91)$$

Kraft Hvl

$$Hvl = Gnl \cdot \sin^2 \beta_n = 286,3 \cdot 0,444 = 127,2 \quad \text{kN} \quad (6.92)$$

Kraft Nvl

$$Nvl = Gnl \cdot \cos^2 \beta_n = 286,3 \cdot 0,556 = 159,1 \quad \text{kN} \quad (6.93)$$

Kraft H_{fl}

$$H_{fl} = G_{nl} \cdot \sin \beta_n \cdot \cos \beta_n$$

$$H_{fl} = 286,3 \cdot 0,667 \cdot 0,745 = 142,4 \quad \text{kN} \quad (6.94)$$

Kraftzahl g_{in}

$$g_{in} = b_l \cdot p_{ng} \cdot g/2$$

$$g_{in} = 5,59 \cdot 2,088 \cdot 9,807/2 = 57,23 \quad \text{kN/m} \quad (6.95)$$

Kraftmeter h_{vl}

$$h_{vl} = H_{vl}/g_{in} = 127,2/57,23 = 2,23 \quad \text{m} \quad (6.96)$$

Kraftmeter u_{vl}

$$u_{vl} = N_{vl}/g_{in} = 159,1/57,23 = 2,78 \quad \text{m} \quad (6.97)$$

Kraftmeter h_{fl}

$$h_{fl} = H_{fl}/g_{in} = 142,4/57,23 = 2,49 \quad \text{m} \quad (6.98)$$

Die horizontale H_{fl} – Kraft = 142,4 kN (6.94) des anstehenden Bodens wirkt in der Höhe $h_{vl} = 2,23$ m (6.96) gegen die Bezugsachse (Grabenwand).

Kräfte des rechten Erdkeils vor der Erdbewegung

Für die Ermittlung werden übernommen: der Winkel $\beta_t = 65,0^\circ$ (6.17), die Trockendichte $ptg = 2,046 \text{ t/m}^3$, die Breite $br = 2,33$ m (6.20) und die Fläche $Ar = 5,83 \text{ m}^2$ (6.21).

Gewichtskraft G_{tr}

$$G_{tr} = a \cdot Ar \cdot ptg \cdot g$$

$$G_{tr} = 1,00 \cdot 5,83 \cdot 2,046 \cdot 9,807 = 117,0 \quad \text{kN} \quad (6.99)$$

Kraft H_{vr}

$$H_{vr} = G_{tr} \cdot \sin^2 \beta_t = 117,0 \cdot 0,821 = 96,1 \quad \text{kN} \quad (6.100)$$

Kraft N_{vr}

$$N_{vr} = G_{tr} \cdot \cos^2 \beta_t = 117,0 \cdot 0,179 = 20,9 \quad \text{kN} \quad (6.101)$$

Kraft H_{fr}

$$H_{fr} = G_{tr} \cdot \sin \beta_t \cdot \cos \beta_t$$

$$H_{fr} = 117,0 \cdot 0,906 \cdot 0,423 = 44,8 \quad \text{kN} \quad (6.102)$$

Kraftzahl g_{it}

$$g_{it} = b_r \cdot p_{tg} \cdot g/2$$

$$g_{it} = 2,33 \cdot 2,046 \cdot 9,807/2 = 23,38 \quad \text{kN/m} \quad (6.103)$$

Kraftmeter h_{vr}

$$h_{vr} = H_{vr}/g_{it} = 96,1/23,38 = 4,11 \quad \text{m} \quad (6.104)$$

Kraftmeter n_{vr}

$$n_{vr} = N_{vr}/g_{it} = 20,9/23,38 = 0,89 \quad \text{m} \quad (6.105)$$

Kraftmeter h_{fr}

$$h_{fr} = H_{fr}/g_{it} = 44,8/23,38 = 1,92 \quad \text{m} \quad (6.106)$$

Die horizontale H_{fr} - Kraft = 44,8 kN (6.102) des Füllbodens greift in der Höhe $h_{vr} = 4,11$ m (6.104) gegen die Bezugsachse an (Grabenwand).

Kräfte des linken Erdkeils nach der Erdbewegung

Es werden herangezogen: der Neigungswinkel $z = 46,1^\circ$ (6.38), die Feuchtdichte $p_{ig_1} = 1,818 \text{ t/m}^3$ (6.39), die Breite $bol = 4,81$ m (6.47) und die Fläche $A_{lo} = 12,03 \text{ m}^2$ (6.49).

Gewichtskraft G_{il}

$$G_{il} = a \cdot A_{lo} \cdot p_{ig_1} \cdot g$$

$$G_{il} = 1,00 \cdot 12,03 \cdot 1,818 \cdot 9,807 = 214,5 \quad \text{kN} \quad (6.107)$$

Kraft H_{vl}

$$H_{vl} = G_{il} \cdot \sin^2 z = 214,5 \cdot 0,519 = 111,4 \quad \text{kN} \quad (6.108)$$

Kraft N_{vl}

$$N_{vl} = G_{il} \cdot \cos^2 z = 214,5 \cdot 0,481 = 103,1 \quad \text{kN} \quad (6.109)$$

Kraft $Hf'l'$

$$Hf'l' = G_{ii} \cdot \sin z \cdot \cos z$$

$$Hf'l' = 214,5 \cdot 0,721 \cdot 0,693 = 107,3 \quad \text{kN} \quad (6.110)$$

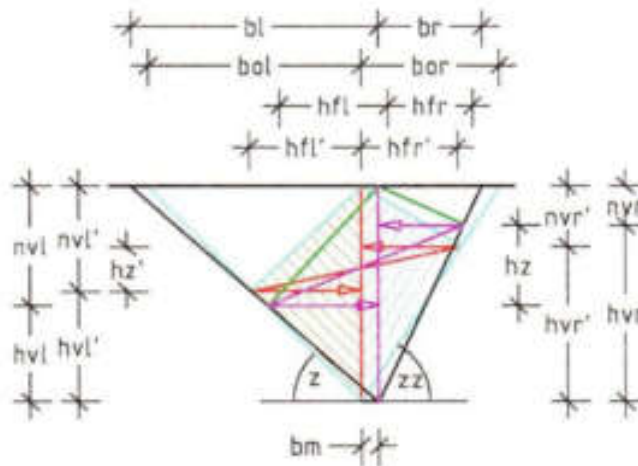


Abb. 173 zeigt in den Erdkeilen die HF-Kräfte mit ihren unterschiedlichen Angriffshöhen h_v vor und nach der Bodenbewegung.

Umwandlung der Kräfte in Kraftmeter

Kraftzahl g_{ii}

$$g_{ii} = b_{ol} \cdot p_{ig_1} \cdot g/2$$

$$g_{ii} = 4,81 \cdot 1,818 \cdot 9,807/2 = 42,88 \quad \text{kN/m} \quad (6.111)$$

Kraftmeter h_{vl}'

$$h_{vl}' = H_{vl}'/g_{ii} = 111,4/42,88 = 2,60 \quad \text{m} \quad (6.112)$$

Kraftmeter n_{vl}'

$$n_{vl}' = N_{vl}'/g_{ii} = 103,1/42,88 = 2,40 \quad \text{m} \quad (6.113)$$

Kraftmeter h_{fl}'

$$h_{fl}' = H_{fl}'/g_{ii} = 107,3/42,88 = 2,50 \quad (6.114)$$

Die horizontale Hf' -Kraft = 107,3 kN (6.110) des anstehenden Bodens wirkt in der Höhe $hvf' = 2,60$ m (6.112) gegen die Bezugsachse (Grabenwand).

Kräfte des rechten Erdkeils nach der Erdbewegung

Für die Berechnung übernommen werden: der Neigungswinkel $zz = 58,1^\circ$ (6.44), die Feuchtdichte $\rho_{ig_2} = 1,994$ t/m³ (6.45), die Breite $bor = 3,11$ m (6.48) und die Fläche $Aro = 7,78$ m² (6.50).

Gewichtskraft Gir

$$Gir = a \cdot Aro \cdot \rho_{ig_2} \cdot g$$

$$Gir = 1,00 \cdot 7,78 \cdot 1,994 \cdot 9,807 = 152,1 \quad \text{kN} \quad (6.115)$$

Kraft Hvr'

$$Hvr' = Gir \cdot \sin^2 zz = 152,1 \cdot 0,721 = 109,6 \quad \text{kN} \quad (6.116)$$

Kraft Nvr'

$$Nvr' = Gir \cdot \cos^2 zz = 152,1 \cdot 0,279 = 42,5 \quad \text{kN} \quad (6.117)$$

Kraft Hfr'

$$Hfr' = Gir \cdot \sin zz \cdot \cos zz$$

$$Hfr' = 152,1 \cdot 0,849 \cdot 0,528 = 68,2 \quad \text{kN} \quad (6.118)$$

Kraftzahl gii

$$gii = bor \cdot \rho_{ig_2} \cdot g/2$$

$$gii = 3,11 \cdot 1,994 \cdot 9,807/2 = 30,41 \quad \text{kN/m} \quad (6.119)$$

Kraftmeter hvr'

$$hvr' = Hvr'/gii = 109,6/30,41 = 3,60 \quad \text{m} \quad (6.120)$$

Kraftmeter nv'

$$nv' = Nvr'/gii = 42,5/30,41 = 1,40 \quad \text{m} \quad (6.121)$$

Kraftmeter hfr'

$$hfr' = Hfr'/gii = 68,2/30,41 = 2,24 \quad \text{m} \quad (6.122)$$

Die horizontale Hfr' -Kraft = 68,2 kN (6.118) des Füllbodens greift in der Höhe $hvr' = 3,60$ m (6.120) gegen die Bezugsachse an (Grabenwand).

Ermittlung der Breite bm über die Kräfte

Es kann aufgezeigt werden, dass sich die Versatzbreite bm auch über die Gewichtskräfte $Gtl = 223,8$ kN (6.90) und $Gtr = 117,0$ kN (6.99) sowie der Keilbreiten $bl = 5,59$ m (6.12) und $br = 2,33$ m (6.20) ermitteln lässt. Hierbei zeigt der Schnittpunkt der Geraden (rot) mit der Breitenachse den Kraftwechsel im System an, siehe Abb. 174.

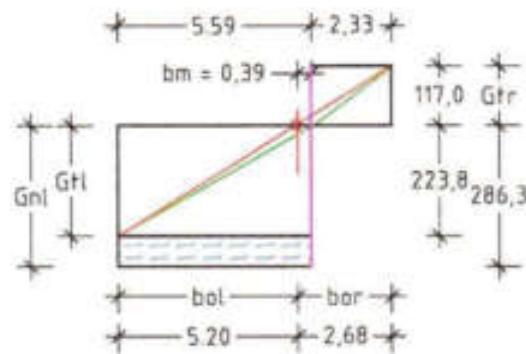


Abb. 174 zeigt die grafische Ermittlung der Versatzbreite bm .

Gesamtbreite bb

$$bb = bl + br = 5,59 + 2,33 = 7,92 \quad \text{m} \quad (6.123)$$

Gewichtskräfte $\sum Gt$

$$\sum Gt = Gtl + Gtr = 223,8 + 117,0 = 340,8 \quad \text{kN} \quad (6.124)$$

Breite bol

$$bol = bb \cdot Gtl / \sum Gt = 7,92 \cdot 223,8 / 340,8 = 5,20 \quad \text{m} \quad (6.125)$$

Breite bor

$$bor = bb \cdot Gtr / \sum Gt = 7,92 \cdot 117,0 / 340,8 = 2,72 \quad \text{m} \quad (6.126)$$

Breite bm

$$bm = bl - bol = 5,59 - 5,20 = 0,39 \quad \text{m} \quad (6.127)$$

oder bm

$$bm = bor - br = 2,72 - 2,33 = 0,39 \quad \text{m} \quad (6.128)$$

Der Abgleich der Kräfte nach der Bodenbewegung betätigt, dass trotz fast identischer Vertikalkräfte $Hvl' = 111,4 \text{ kN}$ (6.108) und $Hvr' = 109,6 \text{ kN}$ (6.116) ungleiche Horizontalkräfte $Hfl' = 107,3 \text{ kN}$ (6.110) und $Hfr' = 68,2 \text{ kN}$ (6.118) entstehen, die zudem in ungleichen Höhen $hvl' = 2,60 \text{ m}$ (6.112) und $hvr' = 3,60 \text{ m}$ (6.120) gegen die Grabenwand angreifen. Der Höhenabgleich vor und nach der Bodenbewegung ($hz = hvr - hvl$) und ($hz' = hvr' - hvl'$) offenbart ferner, dass sich das Kraftgefälle durch die Bodenverschiebung mindert.

Höhe hz

$$hz = hvr - hvl = 4,11 - 2,23 = 1,88 \quad \text{m} \quad (6.129)$$

Höhe hz'

$$hz' = hvr' - hvl' = 3,60 - 2,60 = 1,00 \quad \text{m} \quad (6.130)$$

6.1.6 Weitere Feststellungen zur Versuchsanordnung 14

Neben der Darstellung des Verhaltens ungleicher Bodenarten an einer ideellen Wand galt es mit der Ermittlung der Versatzbreite $bm = 0,39 \text{ m}$ (6.46) aufzuzeigen, dass die neue Erddrucktheorie ein in sich geschlossenes Berechnungssystem zur Ermittlung des Erddrucks ist. Dieses bezeugen die angewandten Berechnungsarten zu der Ermittlung der Breite bm über das Erdband, die physikalische Federkraft, die Teilflächen der Erdkeile und die Gewichtskräfte der Böden im trockenen Zustand.

Zudem zeigt der Versuch, dass

- Böden unter horizontaler Spannung stehen und Spannungsunterschiede durch Bodenbewegungen ausgeglichen werden;
- Bodenbewegungen zu einer Überlagerung der unterschiedlichen Böden, zum Wandel ihrer Eigenschaften und zu Verdichtungs- und Auflockerungszonen in dem betroffenen Erdreich und zu Bodensenken in der Geländeoberfläche führen;

- Spannungsunterschiede sich über die Raum- und Gewichtsteile von Böden berechnen und im Erdreich verfolgen lassen;
- Wasser im Boden wohl die Dichte erhöht, aber nicht den Erdwiderstand, da dieses unter externem Druck ausweicht;
- in den Spannungsnachweisen die fluktuierende Wassermenge ausreichende Berücksichtigung findet, wenn diese mit den Feststoff- und Porenvolumina trockener Böden und den flacheren Neigungswinkel nasser oder feuchter Böden ermittelt werden.

6.2 Boden mit Auflast und Wasser gegen eine Wand

Die Größe der Erdkräfte wird neben dem Neigungswinkel und der Kraftfläche bestimmt durch die Bodendichte und die Schwerkraft. Bereits ausgeführt worden ist, dass ein trockener Boden über sein Porengefüge Wasser oder eine andere Flüssigkeit aufnehmen kann. Das aufnahmebereite Porenvolumen eines Bodens bestimmt die Menge des Porenwassers und damit die Feucht- oder Nassdichte p_{iw} bzw. p_{nw} des Bodens. Werden feuchte oder nasse Böden überflutet, ändern sich deren Dichten p_{iw} und p_{nw} nur im Zusammenhang mit den Kräften des Auftriebs. Bei der Kraftermittlung von »Böden unter Wasser« ist zu beachten, dass das in den Bodenhohlräumen gespeicherte Wasser unter externem Druck – wie aus einem offenen Behälter – ausweicht und somit für die Weiterleitung von Kräften oder für den Kraftabtrag innerhalb des anstehenden Bodens nicht zur Verfügung steht.

Der Kraftabtrag im Boden erfolgt über die keilförmige Kraftfläche $A = V/a$, welche entweder über die Höhe h oder die Breite $b = b_0$ und bei Böden unter Wasser über Neigungswinkel β_{iw} bzw. β_{nw} bestimmt wird. Die Winkel bewirken eine Aufweitung der ursprünglichen Kraftfläche und schließen damit die hydrostatische Wasserdruckkraft in das Kraftsystem des Bodens ein. Ist eine externe Kraft oder Auflast über die erweiterte Kraftfläche in den anstehenden Boden abzutragen, so ist zuvor die Höhe h_e der Auflast E zu berechnen. Die Ermittlung der Höhe h_e berücksichtigt das Ausweichen des Wassers unter Druck, so dass die Last E durch die Auflastfläche A_d und die Trockendichte

ρ_{tg} des anstehenden Bodens dividiert wird ($t/m^2/t/m^3$), siehe Unterkapitel 4.2.3, S. 147.

Die Höhe $hl = h + h_e$ durch die Keilbreite bol geteilt lässt dann den Neigungswinkel unter Wasser β_e , β_{ie} bzw. β_{ne} und die Kraftfläche unter Auflast entstehen. Bei der Erddruckermittlung gegen eine Wand über und unter Wasser wird in dem Regelfall die Feucht- bzw. Nassdichte in die Berechnung eingefügt und die Kräfte des Auftriebs vernachlässigt. In den Fällen, wo ein Baukörper dem Auftrieb unterliegt, werden die Kräfte des Auftriebs in die Berechnung eingebunden. Wie bereits ausgeführt, kann die hydrostatische Wasserdruckkraft über das Berechnungssystem nasser Böden ermittelt werden. Die maximale Wasserkraft liegt hiernach geringfügig oberhalb der Beckensohle. Sie nimmt gleichmäßig bis zum Wasserspiegel ab, wo sie den Wert Null erreicht. Für den Kräfteausgleich in der Höhe hw der Erddruckkraft ist die Wasserdruckkraft über diese Höhe neu zu bestimmen, siehe Anlage 3, S. 363.

Als Beispiel für das Zusammenwirken von Auflast, anstehendem Boden und Wasser wird eine befestigte Kaianlage genutzt, deren Spundwand einerseits den Kräften des anstehenden Bodens und andererseits des Wassers aus dem Hafenbecken zu widerstehen hat. Als Verkehrslast SLW 60 wird die Ersatzflächenlast $33,3 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Die Stauhöhe des Wassers soll $hw = 5,00 \text{ m}$ messen. Als Baugrund soll unterhalb des Wasserspiegels ein «nasser Boden unter Wasser» anstehen, dessen Trockendichte $\rho_{tg} = 2,046 \text{ t/m}^3$ vorgegeben wird. Der Straßenoberbau der Kaibefestigung soll die Dichte $\rho_s = 2,35 \text{ t/m}^3$ und die Höhe $h_o = 1,00 \text{ m}$ oberhalb des Wasserspiegels einnehmen. Es gilt die Berechnungstiefe $a = 1,00 \text{ m}$. Zu ermitteln sind die Bodenkennziffern des Baugrunds, die Auflasthöhe h_e , die Neigungswinkel unter Auflast sowie die Kräfte, die beidseitig gegen die Spundwand wirken.

Fiktives Volumen V_{fn} → des nassen Bodens unter Auftrieb

$$V_{fw} = V_{l65} \cdot p_{wg} / p_{tg90} = 0,318 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,106 \quad \text{m}^3 \quad (6.137)$$

Wasservolumen V_w

$$V_w = V_{l65} / 2 = 0,318 / 2 = 0,159 \quad \text{m}^3 \quad (6.138)$$

Neigungswinkel β_{nw} → des Bodens unter Wasser

$$\tan \beta_{nw} = V_{fn} / (V_l + V_{fn} - V_w)$$

$$\tan \beta_{nw} = 0,455 / (0,318 + 0,106 - 0,159) = 1,717 \quad (6.139)$$

$$\beta_{nw} = 59,8^\circ \quad [-] \quad (6.140)$$

Nassdichte unter Wasser p_{nwg}

$$p_{nwg} = (V_{fn} \cdot p_{tg90} + V_{ln} \cdot p_{wg}) / V_{p90}$$

$$p_{nwg} = (0,455 \cdot 3,00 + 0,318 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,683 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.141)$$

Trockendichte p_{tg}

$$p_{tg} = V_f \cdot p_{tg90} / V_{p90} = 0,682 \cdot 3,0 / 1,0 = 2,046 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.142)$$

Nassdichte p_{ng}

$$p_{ng} = p_{tg} + V_{ln} \cdot p_{wg} / V_{p90}$$

$$p_{ng} = p_{tg} + 0,318 \cdot 1,0 / 1,0 = 2,364 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.143)$$

Berechnung der Höhen, Breiten und Keilflächen

Zunächst ist der Straßenoberbau und der anstehende Baugrund über die unterschiedlichen Feststoffvolumina abzugleichen und daraus Winkel β_{ww} zu ermitteln. Während das Feststoffvolumen $V_f = 0,682 \text{ m}^3$ und der Winkel $\beta_{nw} = 59,8^\circ$ des nassen Bodens unter Wasser bereits errechnet worden ist, bleibt es die beiden Werte des Straßenoberbaus zu ermitteln.

Feststoffvolumen V_{f2} → über die Dichte $p_s = 2,350 \text{ t/m}^3$

$$V_{f2} = V_{f90} \cdot p_s / p_{tg90} = 1,0 \cdot 2,350 / 3,0 = 0,783 \quad \text{m}^3 \quad (6.144)$$

Porenvolumen V_{l2}

$$V_{l2} = V_{p90} - V_{f2} = 1,000 - 0,783 = 0,217 \quad \text{m}^3 \quad (6.145)$$

Neigungswinkel βt_2

$$\tan \beta t_2 = Vf_2/Vl_2 = 0,783/0,217 = 3,608 \quad (6.146)$$

$$\beta t_2 = 74,5^\circ \quad [-] \quad (6.147)$$

Zur Mischung der beiden Bodenarten erfolgt über deren Kraftflächen und Dichten.

Breite bo

$$bo = hw / \tan \beta nw = 5,00/1,717 = 2,91 \quad \text{m} \quad (6.148)$$

Volumen V_1

$$V_1 = hw^2 \cdot a / \tan \beta nw \cdot 2$$

$$V_1 = 5,00^2 \cdot 1,00/1,717 \cdot 2 = 7,28 \quad \text{m}^3 \quad (6.149)$$

Volumen $\sum Vf_1$

$$\sum Vf_1 = V_1 \cdot Vf_1 = 7,28 \cdot 0,682 = 4,97 \quad \text{m}^3 \quad (6.150)$$

Volumen V_2

$$V_2 = (bo \cdot ho + ho^2 / \tan \beta t_2 \cdot 2) \cdot a$$

$$V_2 = (2,91 \cdot 1,00 + 1,00^2/3,608 \cdot 2) \cdot 1,0 = 3,05 \quad \text{m}^3 \quad (6.151)$$

Volumen $\sum Vf_2$

$$\sum Vf_2 = V_2 \cdot Vf_2 = 3,049 \cdot 0,783 = 2,39 \quad \text{m}^3 \quad (6.152)$$

Volumen Vf_m

$$Vf_m = (\sum Vf_1 + \sum Vf_2) / (V_1 + V_2)$$

$$Vf_m = (4,97 + 2,39) / (7,28 + 3,05) = 0,712 \quad \text{m}^3 \quad (6.153)$$

Volumen Vl_m

$$Vl_m = Vp_{90} - Vf_m = 1,000 - 0,712 = 0,288 \quad \text{m}^3 \quad (6.154)$$

Wasservolumen Vw_m

$$Vw_m = V_1 \cdot Vl_m / (V_1 + V_2)$$

$$Vw_m = 7,28 \cdot 0,318 / (7,28 + 3,05) = 0,224 \quad \text{m}^3 \quad (6.155)$$

Neigungswinkel $\beta_m \rightarrow$ für den Boden unter Wasser

$$\tan \beta_m = Vf_2 \cdot 2 / (Vl_2 + Vw_m/3 - Vw_m/2) \cdot 3$$

$$\tan \beta_m = 0,712 \cdot 0,667 / (0,288 - 0,288/6) = 1,971 \quad (6.156)$$

$$\beta_m = 63,1^\circ \quad [-] \quad (6.157)$$

Fiktive Trockendichte ptg_m

$$ptg_m = Vf_m \cdot ptg_{90} / Vp_{90} = 0,712 \cdot 3,0 / 1,0 = 2,136 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.158)$$

Fiktive Nassdichte png_m

$$png_m = ptg_m + Vl_m \cdot pwg_{90} / Vp_{90}$$

$$png_m = 2,136 + 0,288 \cdot 1,0 / 1,0 = 2,424 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.159)$$

Breite bol

$$bol = h / \tan \beta_m = 6,00 / 1,971 = 3,04 \quad \text{m} \quad (6.160)$$

Fläche Al

$$Al = h \cdot bol / 2 = 6,00 \cdot 3,04 / 2 = 9,12 \quad \text{m}^2 \quad (6.161)$$

Für die Ersatzflächenlast $SLW \rightarrow Gv = 33,3 \text{ kN}$ ist zunächst die Höhe he über die fiktive Trockendichte $ptg_m = 2,136 \text{ t/m}^3$ zu ermitteln und hiernach die Höhe he zu der Höhe $h = 6,00 \text{ m}$ zu addieren. Über die Gesamthöhe $hll = h + he$ und die Breite $bol = 3,04 \text{ m}$ (6.160) lässt sich dann der Neigungswinkel β_{ew} unter Auflast errechnen.

Höhe $he = hlu$

$$he = Gv / (b \cdot a \cdot ptg_m \cdot g)$$

$$he = 33,3 / (1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,136 \cdot 9,807) = 1,59 \quad \text{m} \quad (6.162)$$

Höhe hll

$$hll = h + hlu = 6,00 + 1,59 = 7,59 \quad \text{m} \quad (6.163)$$

Neigungswinkel $\beta_e \rightarrow$ des Bodens unter Auflast

$$\tan \beta_e = hll / bol = 7,59 / 3,04 = 2,500 \quad (6.164)$$

$$\beta_e = 68,2^\circ \quad [-] \quad (6.165)$$

Fläche $Ale \rightarrow$ Kraftfläche mit Auflast

$$Ale = hll \cdot bol / 2 = 7,59 \cdot 3,04 / 2 = 11,54 \quad \text{m}^2 \quad (6.166)$$

Kraftermittlung links Bezugsachse/Spundwand**Lastfall ohne Verkehrslast**

Für die Kraftermittlung stehen die Fläche $A_l = 9,12 \text{ m}^2$ (6.161), der Neigungswinkel $\beta_m = 63,1^\circ$ (6.157) und die Bodendichte $\rho n g_m = 2,424 \text{ t/m}^3$ (6.159) zur Verfügung.

Gewichtskraft G_l

$$G_l = a \cdot A_l \cdot \rho n g_m \cdot g$$

$$G_l = 1,00 \cdot 9,12 \cdot 2,424 \cdot 9,807 = 216,8 \quad \text{kN} \quad (6.167)$$

Kraft H_{vl}

$$H_{vl} = G_l \cdot \sin^2 \beta_m = 216,8 \cdot 0,795 = 172,4 \text{ /kN} \quad (6.168)$$

Kraft N_{vl}

$$N_{vl} = G_l \cdot \cos^2 \beta_m = 216,8 \cdot 0,205 = 44,4 \quad \text{kN} \quad (6.169)$$

Kraft H_{fl}

$$H_{fl} = G_l \cdot \sin \beta_m \cdot \cos \beta_m$$

$$H_{fl} = 216,8 \cdot 0,892 \cdot 0,452 = 87,5 \quad \text{kN} \quad (6.170)$$

Kraftzahl g_{nw}

$$g_{nw} = b_{ol} \cdot \rho n g_m \cdot g / 2$$

$$g_{nw} = 3,04 \cdot 2,424 \cdot 9,807 / 2 = 36,13 \quad \text{kN/m} \quad (6.171)$$

Kraftmeter h_{vl}

$$h_{vl} = H_{vl} / g_{nw} = 172,4 / 36,13 = 4,77 \quad \text{m} \quad (6.172)$$

Kraftmeter n_{vl}

$$n_{vl} = N_{vl} / g_{nw} = 44,4 / 36,13 = 1,23 \quad \text{m} \quad (6.173)$$

Kraftmeter h_{fl}

$$h_{fl} = H_{fl} / g_{nw} = 87,5 / 36,13 = 2,42 \quad \text{m} \quad (6.174)$$

Ergebnis/links ohne Auflast

Von der Beckensohle aus gemessen greift die Erddruckkraft $H_{fl} = 87,5 \text{ kN}$ (6.170) in der Höhe $h_{vl} = 4,77 \text{ m}$ gegen die Spundwand an.

Lastfall mit Verkehrslast SLW

Für die Kraftermittlung stehen die Fläche $Ale = 11,54 \text{ m}^2$ (6.166), der Neigungswinkel $\beta e = 68,2^\circ$ (6.165) und die Bodendichte $png_m = 2,424 \text{ t/m}^3$ (6.159) zur Verfügung.

Gewichtskraft Gle

$$Gle = a \cdot Ale \cdot png_m \cdot g$$

$$Gle = 1,00 \cdot 11,54 \cdot 2,424 \cdot 9,807 = 274,3 \quad \text{kN} \quad (6.175)$$

Kraft Hvl'

$$Hvl' = Gle \cdot \sin^2 \beta e = 274,3 \cdot 0,862 = 236,5 \quad \text{kN} \quad (6.176)$$

Kraft Nvl'

$$Nvl' = Gle \cdot \cos^2 \beta e = 274,3 \cdot 0,138 = 37,8 \quad \text{kN} \quad (6.177)$$

Kraft Hfl'

$$Hfl' = Gle \cdot \sin \beta e \cdot \cos \beta e$$

$$Hfl' = 274,3 \cdot 0,928 \cdot 0,371 = 94,5 \quad \text{kN} \quad (6.178)$$

Kraftzahl gnu'

$$gnu' = bol \cdot png_m \cdot g/2$$

$$gnu' = 3,04 \cdot 2,424 \cdot 9,807/2 = 36,13 \quad \text{kN/m} \quad (6.179)$$

Kraftmeter hvl'

$$hvl' = Hvl' / gnu' = 236,5/36,13 = 6,54 \quad \text{m} \quad (6.180)$$

Kraftmeter nvl'

$$nvl' = Nvl' / gnu' = 37,8/36,13 = 1,05 \quad \text{m} \quad (6.181)$$

Kraftmeter hfl'

$$hfl' = Hfl' / gnu' = 94,5/36,13 = 2,62 \quad \text{m} \quad (6.182)$$

In der Höhe der Beckensohle wirkt die horizontale Erdkraft Hfu gegen die Spundwand. Sie kann über den Höhenabstand $he = 1,59 \text{ m}$ (6.162), den Winkel βew und die Kraftzahl gnu' errechnet werden.

Kraftmeter hfu

$$hfu = he / \tan \beta ew = 1,59/2,500 = 0,64 \quad \text{m} \quad (6.183)$$

Kraft H_{fu}

$$H_{fu} = h_{fu} \cdot g_{nw}' = 0,64 \cdot 36,13 = 23,1 \quad \text{kN} \quad (6.184)$$

Ergebnis/links mit Auflast

Von der Basisebene aus gemessen greifen die Erddruckkräfte $H_{fl}' = 94,5$ kN in der Höhe $h_{vl}' = 6,54$ m und $H_{fu} = 23,1$ kN in der Höhe $h_e = 1,59$ m gegen die Spundwand an.

Kraftermittlung rechts der Bezugsachse/Spundwand

Wie bereits ausgeführt, stellt sich die maximale Wasserdruckkraft in dem Sohlbereich des Beckens ein. Wollte man in den Lastfällen ohne und mit Auflast den Erddruckkräften die jeweilige Wasserdruckkraft entgegenstellen, so wäre diese in den Höhe $h_{vl} = 1,23$ m (6.173) bzw. $h_{vl}' = 1,05$ m (6.181) zu ermitteln. Lediglich der Erddruckkraft H_{fl}' , die in der Höhe des Beckenbodens gegen die Spundwand wirkt, stünde die volle Wasserdruckkraft H_{w_3} gegenüber. Unrichtig wäre es, die Kraft H_{w_3} in der Höhe des Schwerpunkts der Kraftfläche des Wassers gegen die Spundwand anzusetzen. Dieses würde zu einer Minderung der realen Erddruckkraft und damit zu einer Unterbemessung der Wand führen, siehe Abb. 176.

Wasserdruckkraft H_{w_1}

$$H_{w_1} = (h_{vl} - h_o)^2 \cdot p_{wg} \cdot g/2$$

$$H_{w_1} = (1,23 - 1,00)^2 \cdot 1,00 \cdot 9,807/2 = 0,3 \quad \text{kN} \quad (6.185)$$

Wasserdruckkraft H_{w_2}

$$H_{w_2} = (h_{vl}' - h_o)^2 \cdot p_{wg} \cdot g/2$$

$$H_{w_2} = (1,05 - 1,00)^2 \cdot 1,00 \cdot 9,807/2 = 0,01 \quad \text{kN} \quad (6.186)$$

Wasserdruckkraft $H_{w_3} \rightarrow$ im Bereich der Beckensohle

$$H_{w_3} = h_w^2 \cdot p_{wg} \cdot g/2 = 5,0^2 \cdot 1 \cdot 9,807/2 = 122,6 \quad \text{kN} \quad (6.187)$$

Breite $bor \rightarrow$ mit $\beta_{nw} = 59,8^\circ$ (6.140) und $\tan \beta_{nw} = 1,717$ (6.139)

$$bor = h_e / \tan \beta_{nw} = 1,59 / 1,717 = 0,93 \quad \text{m} \quad (6.188)$$

Auflasthöhe h_{we} → des Wassers über $ptg = 2,046 \text{ t/m}$ (6.142)

$$h_{we} = h_w \cdot p_{wg} / ptg = 5,00 \cdot 1,0 / 2,046 = 2,44 \quad \text{m} \quad (6.189)$$

Höhe h_{lr}

$$h_{lr} = h_e + h_{we} = 1,59 + 2,44 = 4,03 \quad \text{m} \quad (6.190)$$

Neigungswinkel β_{ew}' → des Bodens unter Auflast

$$\tan \beta_{ew}' = h_{lr} / b_{or} = 4,03 / 0,93 = 4,333 \quad (6.191)$$

$$\beta_{ew}' = 77,0^\circ \quad [-] \quad (6.192)$$

Fläche A_{re} → Kraftfläche mit Auflast

$$A_{re} = h_{lr} \cdot b_{or} / 2 = 4,03 \cdot 0,93 / 2 = 1,87 \quad \text{m}^2 \quad (6.193)$$

Da rechts der Spundwand das Wasser mit der Höhe $h_w = 5,00 \text{ m}$ zur Auflast des anstehenden Bodens wird, wandeln sich die Höhe $h_{lu} = h_e$ durch die Höhe h_{we} zur Höhe h_{lr} und der Neigungswinkel $\beta_{nw} = 59,8^\circ$ zum Winkel β_{ew}' .

Für die Kraftermittlung stehen die Fläche $A_{re} = 1,87 \text{ m}^2$ (6.193), der Neigungswinkel $\beta_{ew}' = 77,0^\circ$ (6.192) und die Bodendichte $p_{ng} = 2,364 \text{ t/m}^3$ (6.143) zur Verfügung.

Gewichtskraft Gr

$$Gr = a \cdot A_{re} \cdot p_{ng} \cdot g$$

$$Gr = 1,00 \cdot 1,87 \cdot 2,364 \cdot 9,807 = 43,4 \quad \text{kN} \quad (6.194)$$

Kraft H_{vr}

$$H_{vr} = Gr \cdot \sin^2 \beta_{ew}' = 43,4 \cdot 0,949 = 41,2 \quad \text{kN} \quad (6.195)$$

Kraft N_{vr}

$$N_{vr} = Gr \cdot \cos^2 \beta_{ew}' = 43,4 \cdot 0,051 = 2,2 \quad \text{kN} \quad (6.196)$$

Kraft H_{fr}

$$H_{fr} = Gr \cdot \sin \beta_{ew}' \cdot \cos \beta_{ew}'$$

$$H_{fr} = 43,4 \cdot 0,974 \cdot 0,225 = 9,5 \quad \text{kN} \quad (6.197)$$

6.3 Straßentunnel in einem Boden unter Grundwasser

Vorgestellt wird die Ermittlung von Auftriebskräften an einem Tunnelquerschnitt, der in einen Boden mit anstehendem Grundwasser eingebettet werden soll. Hierzu werden drei unterschiedliche Belastungsfälle untersucht.

Zunächst betrachtet wird eine Baugrube mit den Abmessungen des Tunnelprofils, wobei die den Boden stützenden Wände als fiktiv anzusehen sind. Unter dieser Vorgabe wird zugelassen, dass Erdmassen infolge der Auftriebskräfte, wie bei geöffneter Schleuse, über die Grubensohle in die Baugrube aufsteigen können. Bei dem zweiten Belastungsfall soll das Tunnelbauwerk in die Grube eingefügt, aber die Tunneltrasse durch ein offenes Gelände geführt werden. Der Wandel der Auftriebskräfte wird letztlich an einem Tunnel gezeigt, der innerhalb eines städtischen Bereichs mit einseitiger Bebauung erstellt werden soll. Weitere Bauzustände wären gesondert zu behandeln.

Es bleibt anzumerken, dass die neue Erddrucktheorie die Auftriebskräfte über die Trockendichte bzw. über die fiktive Trockendichte der Böden errechnet. Sie nutzt für ihr Kraftsystem die Feststoffstrukturen der anstehenden Böden und erkennt, dass Kraftdifferenzen in den Erdblöcken zu Bodenverschiebungen oder Bodenhebungen führen können. Die bisherige Ermittlung der Auftriebskräfte über den stationären und instationären Porenwasserdruck wurde verworfen [1: S. D.1ff.], weil das Wasser in freier Natur unter Druck ausweicht und diese Berechnungsart auf fluktuierende Porenwassermengen oder Grundwasserschwankungen im Erdreich nicht reagieren kann.

Nach neuer Art werden die Auftriebskräfte nach dem Prinzip einer Balkenwaage errechnet, wobei die schwere Gewichtskraft der unterschiedlichen Erdblöcke die leichtere Kraft anhebt. Ein Tunnelbauwerk lässt sich in seiner Position halten, wenn zumindest Gleichstand zwischen den Kräften herrscht. Neben den Auftriebskräften, die sich über die Trockendichten der Böden ableiten, entstehen nach oben gerichtete

Kräfte nach dem Archimedischen Prinzip aus dem Auftriebsvolumen V_{fa} des »Boden unter Wasser«.

Als Baugrund werden für die angeführten Berechnungsbeispiele zwei unterschiedliche Bodenarten vorgegeben, deren Bodenkenngrößen nachstehend ermittelt werden. Diese Bodeneigenschaften wären eigentlich für die Berechnung der Auftriebskräfte zu mitteln, da eine derartige Mittelung bereits mehrmals ausgeführt worden ist, wird auf eine Wiederholung verzichtet. In den drei Beispielen erfolgt die Auftriebsberechnung mit den Eigenschaften des feuchten Bodens unter Wasser.

Eigenschaften des Bodens über Wasser

Die obere Erdschicht soll aus einem feuchten Boden bestehen, der sich zusammensetzt aus dem Feststoffvolumen $V_{f_1} = 0,588 \text{ m}^3$, dem Porenvolumen $V_{l_1} = 0,412 \text{ m}^3$ und dem Wasservolumen $V_{w_1} = 0,150 \text{ m}^3$. Die Kenngrößen dieser Bodenart werden ermittelt:

Trockendichte ptg_1

$$ptg_1 = V_{f_1} \cdot ptg_{90} / V_{f_{90}} = 0,588 \cdot 3,0 / 1,0 = 1,764 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.202)$$

Feuchtdichte pig_1

$$pig_1 = ptg_1 + (V_{w_1} \cdot pwg / V_{p_{90}})$$

$$pig_1 = 1,764 + (0,150 \cdot 1,0 / 1,0) = 1,914 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.203)$$

Neigungswinkel β_t

$$\tan \beta_t = V_{f_1} / V_{l_1} = 0,588 / 0,412 = 1,427 \quad (6.204)$$

$$\beta_t = 55,0^\circ \quad [-] \quad (6.205)$$

Neigungswinkel β_i

$$\tan \beta_i = V_{f_1} / (V_{l_1} + V_{w_1} \cdot pwg / ptg_{90})$$

$$\tan \beta_i = 0,588 / (0,412 + 0,150 \cdot 1,0 / 3,0) = 1,273 \quad (6.206)$$

$$\beta_i = 51,8^\circ \quad [-] \quad (6.207)$$

Die Tragfähigkeit des feuchten Bodens errechnet sich über die Auflasthöhe h_1 , die Berechnungstiefe $a = 1,00 \text{ m}$ und die Bodendichte.

Zul. Auflasthöhe h_1

$$h_1 = \sqrt{V^*} \cdot \tan \beta i / a = \sqrt{100} \cdot 1,273 / 1,0 = 11,30 \text{ m} \quad (6.208)$$

Breite b_1

$$b_1 = \sqrt{V^*} / \tan \beta i \cdot a = \sqrt{100} / 1,273 \cdot 1,0 = 8,90 \text{ m} \quad (6.209)$$

Bodenpressung σ_{D1zul}

$$\sigma_{D1zul} = h_1 \cdot b^* \cdot a \cdot \text{ptg} \cdot g / Ad$$

$$\sigma_{D1zul} = 11,3 \cdot 1,0^2 \cdot 1,764 \cdot 9,807 / 1,0 = 195, \quad \text{kN/m}^2 \quad (6.210)$$

Eigenschaften des Bodens unter Wasser

Der Boden der unteren Schicht soll im Grundwasser stehen und sich zusammensetzen aus dem Feststoffvolumen $Vf_2 = 0,634 \text{ m}^3$, dem Porenvolumen $Vl_2 = 0,366 \text{ m}^3$ und dem Wasservolumen $Vw_2 = 0,300 \text{ m}^3$.

Trockendichte ptg_2

$$ptg_2 = Vf_2 \cdot ptg_{90} / Vf_{90} = 0,634 \cdot 3,0 / 1,0 = 1,902 \text{ t/m}^3 \quad (6.211)$$

Feuchtdichte $piwg_2$

$$piwg_2 = ptg_1 + Vw_1 \cdot pwg / Vp_{90}$$

$$piwg_2 = 1,902 + 0,300 \cdot 1,0 / 1,0 = 2,202 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.212)$$

Neigungswinkel βt_2

$$\tan \beta t_2 = Vf_2 / Vl_2 = 0,634 / 0,366 = 1,732 \quad (6.213)$$

$$\beta t_2 = 60,0^\circ \quad [-] \quad (6.214)$$

Volumina Berechnung der Winkel unter Wasser

Volumen $Vln \rightarrow$ vom Wasser besetzt

$$Vln = Vw_2 = 0,300 \quad \text{m}^3 \quad (6.215)$$

Volumen $Vlt \rightarrow$ vom Wasser unbesetzt

$$Vlt = Vl_2 - Vw_2 = 0,366 - 0,300 = 0,066 \quad \text{m}^3 \quad (6.216)$$

Volumen $Vfa \rightarrow$ des Auftriebs

$$\begin{aligned} Vfa &= (Vf_2 + Vlt) \cdot pwg / ptg_{90} \\ Vfa &= (0,634 + 0,066) \cdot 1,0 / 3,0 = 0,233 \quad \text{m}^3 \quad (6.217) \end{aligned}$$

Feststoffvolumen Vfw

$$\begin{aligned} Vfw &= (2 \cdot Vf_2 - Vlt) \cdot pwg / ptg_{90} \\ Vfw &= (2 \cdot 0,634 - 0,066) \cdot 0,1 / 0,3 = 0,401 \quad \text{m}^3 \quad (6.218) \end{aligned}$$

Fiktives Feststoffvolumen Vfn

$$Vfn = (Vln/3 + Vln/2) = 0,300/6 = 0,50 \quad \text{m}^3 \quad (6.219)$$

Feuchtdichte $piwg_2 \rightarrow$ mit Berücksichtigung des Auftriebs

$$\begin{aligned} piwg_2 &= (Vfw \cdot ptg_{90} + Vw_2 \cdot pwg) / Vp_{90} \\ piwg_2 &= (0,401 \cdot 3,0 + 0,300 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,503 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.220) \end{aligned}$$

Wie bereits ausgeführt, werden Auflasten/Kräfte, die eine horizontale Ebene belasten, über das Feststoffvolumen Vf des anstehenden Bodens aufgenommen und hiernach im Boden abgebaut. Für den Abtrag der Auflast ist die Auflasthöhe he über die fiktive Trockendichte ptg zu bestimmen. Damit nimmt diese Berechnungsart den scheinbaren Gewichtsverlust nach dem Archimedischen Prinzip aus der Kraftermittlung heraus. Jedoch ist der Auftrieb bei Böden unter Wasser dort zu berücksichtigen, wo innerhalb des Gesteins vom Wasser unbesetzte Poren Vlt eingebunden sind. Die Größe des Kraftfelds wird in der Regel über die vorgegebene Höhe und den Neigungswinkel des feuchten, nassen Bodens oder vom Boden unter Wasser vorgegeben.

Fiktive Trockendichte $ptwg$

$$\begin{aligned} ptwg &= (Vf_2 - Vlt) \cdot ptg_{90} / Vf_{90} = \\ ptwg &= (0,634 - 0,066) \cdot 3,00 / 1,0 = 1,704 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.221) \end{aligned}$$

Neigungswinkel βiw_2

$$\begin{aligned} \tan \beta iw_2 &= Vfw / (Vl_2 - Vfn) \\ \tan \beta iw_2 &= 0,401 / (0,366 - 0,050) = 1,269 \quad (6.222) \end{aligned}$$

$$\beta iw_2 = 51,8^\circ \quad [-] \quad (6.223)$$

Die Tragfähigkeit des feuchten Bodens wird über die Berechnungstiefe $a = 1,00$ m ermittelt.

Höhe h_2

$$h_2 = \sqrt{V^*} \cdot \tan \beta_{i_2} / a = \sqrt{100} \cdot 1,269 / 1,0 = 11,25 \quad \text{m} \quad (6.224)$$

Breite b_2

$$b_2 = \sqrt{V^*} / \tan \beta_{i_2} \cdot a = \sqrt{100} / 1,269 \cdot 1,0 = 8,90 \quad \text{m} \quad (6.225)$$

Bodenpressung $\sigma_{D_2,zul}$

$$\sigma_{D_2,zul} = h_2 \cdot b^* \cdot a \cdot ptwg \cdot g / Ad$$

$$\sigma_{D_2,zul} = 11,30 \cdot 1,0^2 \cdot 1,704 \cdot 9,807 / 1,0 = 188,8 \quad \text{kN/m}^2 \quad (6.226)$$

Feuchtdichte unter Wasser $piwg \rightarrow$ ohne Berücksichtigung des Auftriebs

$$piwg = ptwg + Vw_2 \cdot pwg / Vp_{30}$$

$$piwg = 1,704 + 0,300 \cdot 1,0 / 1,0 = 2,004 \quad \text{t/m}^3 \quad (6.227)$$

Teilergebnis:

Für die anstehenden Böden wurden folgende Eigenschaften berechnet:

Boden über Wasser	Boden unter Wasser
Trockendichte $ptg_2 = 1,764 \text{ t/m}^3$ [6.202]	Trockendichte $ptg_2 = 1,902 \text{ t/m}^3$ [6.211]
Feuchtdichte $pig = 1,914 \text{ t/m}^3$ [6.203]	Fiktive Dichte $ptwg = 1,704 \text{ t/m}^3$ [6.221]
	Feuchtdichte $piwg = 2,004 \text{ t/m}^3$ [6.227]
Neigungswinkel $\beta_i = 51,8^\circ$ [6.207]	Neigungswinkel $\beta_{iw} = 51,8^\circ$ [6.223]
Zul. Auflasthöhe $h_1 = 11,30 \text{ m}$ [6.208]	Zul. Auflasthöhe $h_2 = 11,25 \text{ m}$ [6.224]
Pressung $\sigma_{D_1,zul} = 195,5 \text{ kN/m}^2$ [6.210]	Pressung $\sigma_{D_2,zul} = 188,8 \text{ kN/m}^2$ [6.226]
Unter Wasser: Auftriebsvolumen $Vfa = 0,233 \text{ t/m}^3$ [6.217]	

6.3.1 Tunnelprofil als offene Baugrube

Vorgegeben ist eine Baugrube mit der Höhe $h = 16,0$ m und der Breite $bb = 18,0$ m, wobei fiktive Wandscheiben das Abgleiten des anstehenden Bodens verhindern sollen. Zudem soll unterhalb der Geländeoberkante GOK $\pm 0,00$ m in $6,00$ m Tiefe Grundwasser anstehen.

Zur Berechnung der Auftriebskräfte sind neben und unterhalb des Tunnels Erdblöcke zu stellen, wobei sich die Breite bl und br der seit-

Die Gewichtskraft G_{tmu} , die unterhalb der Grubensohle anzusetzen ist, errechnet sich aus den Erdblöcken, die links und rechts der Bezugsachse mit der Breite $bb/2$ zu bilden sind.

Höhe h_{mu}

$$h_{mu} = b_{mu} \cdot \tan \beta_{iw} = 9,0 \cdot 1,269 = 11,40 \quad \text{m} \quad (6.231)$$

Blockfläche A_{mu}

$$A_{mu} = b_{mu} \cdot h_{mu} = 9,0 \cdot 11,40 = 102,60 \quad \text{m} \quad (6.232)$$

Gewichtskraft G_{tmu}

$$\begin{aligned} G_{tmu} &= 2 \cdot A_{mu} \cdot a \cdot \rho_{twg} \cdot g \\ G_{tmu} &= 2 \cdot 102,60 \cdot 1,0 \cdot 1,704 \cdot g = 3429 \quad \text{kN} \quad (6.233) \end{aligned}$$

Wie aus der Abbildung zu ersehen ist, steht unter dem aktiven Erdblock mit der Gewichtskraft G_{tl} ein gleich großer reaktiver Block mit der Gewichtskraft G_{tlu} . Da die Bodenverhältnisse neben und unter der Grube gleich sind, lassen die Erdblöcke der linken Grubenseite mit ihren Gewichtskräften auf die rechte Grubenseite übertragen.

Ermittlung der Kraft $R_{vr} = R_{vl}$

Für die Berechnung der Auftriebskräfte wird das Prinzip einer Balkenwaage angewandt. Hierzu sind die Kräfte $G_{tl} + G_{tlu}$ bzw. $G_{tr} + G_{tru}$ in das Verhältnis zur Kraft G_{tmu} zu setzen. Da hier die Kräfte links und rechts der Grubenwand gleich groß sind, bedarf es nur einer Messung. Auf der linken Waagschale stehen somit die Erdblöcke mit der Breite $bl = 12,60$ m und den Kräften $G_{tr} + G_{tru} = 2 \cdot 3369$ kN und auf der rechten Schale der Erdblock mit der Breite $bb = 18,00$ m und der Kraft $G_{tmu} = 3429$ kN (6.233). Aus den Kräften G_{tl} , G_{tlu} und G_{tmu} addiert sich die Gewichtskraft G_{Tl} , die in das Verhältnis zur Gesamtbreite $gb = bl + bb$.

Für die Berechnung sind zu addieren und über die anteilmäßig zu verteilen:

Gesamtkraft GTI

$$GTI = Gtl + Gtlu + Gtmu$$

$$GTI = 3369 + 3369 + 3429 = 10167 \quad \text{kN} \quad (6.234)$$

Breite gb

$$gb = bl + bb = 12,6 + 18,00 = 30,60 \quad \text{kN} \quad (6.235)$$

Breite $blx = brx$

$$GTI \cdot blx/gb = Gtlu \cdot blx/gb + Gtmu$$

$$10167 \cdot blx/30,60 = 3369 \cdot blx/30,60 + 3429$$

$$blx = 15,40 \quad \text{m} \quad (6.236)$$

Auftriebskraft $Rvl = Rvr$

$$Rvl = Gtru \cdot blx/gb = 3369 \cdot 15,4/30,6 = 1696 \quad \text{kN} \quad (6.237)$$

Für die grafische Bestimmung der Auftriebskraft Rvl sind für die Kräfte und Blockbreiten entsprechende Maßstäbe zu wählen. An der Ordinate, die an die linke Tunnelwand zu legen ist, sind die Gewichtskräfte Gtl und $Gtlu$ mit der Breite $bl = 12,6$ m und rechts der Achse die Kraft $Gtmu$ mit der Breite $bb = 18,0$ m anzutragen. Während die rote Ebene die Beziehung zwischen der Gesamtkraft GTI und der Gesamtbreite gb herstellt, zeigt die grüne Ebene den Übergang von der Kraft $Gtru$ zu der mittleren Kraft $Gtmu$. Die Ebene in der Farbe Cyan begrenzt die Kraft Rvl nach unten. Die Schnittstelle der roten mit der grünen Ebene bestimmt von dem Nullpunkt aus die Breite blx und damit über die Kraft $Gtlu$ die Größe der Auftriebskraft Rvl bzw. Rvr .

Bei geöffneter Schleuse, d.h. ohne den Einbau einer tragfähigen Sohle zwischen den fiktiven Wänden, können sich Auftriebskräfte Rvl und Rvr nach dem Prinzip der laminaren Strömung über aufsteigende Erdmassen abbauen. Die Höhe des in der Grube aufsteigenden Bodens lässt sich über die Auftriebskraft dividiert durch die Kraftzahl $g_{tl} = g_{tr}$ errechnen. Für diese Ermittlung stehen zur Verfügung: die fiktive Trockendichte $ptwg = 1,704$ t/m³, die Flächen der Erdblöcke A_{lo} und $A_{lu} = 201,60$ m² (6.229), die Breite $gb = 30,60$ m und die Fallbeschleunigung $g = 9,807$ m/s².

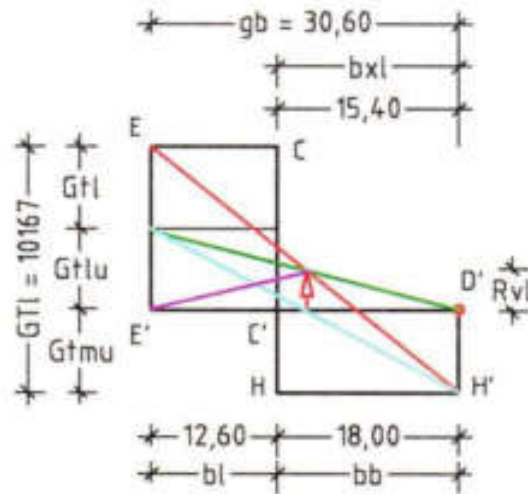


Abb. 178 zeigt in dem System der Balkenwaage die Anordnung der Kraftflächen und Blockbreiten.

Kraftzahl g_{tl}

$$g_{tl} = g_{tr} = gb \cdot ptwg \cdot (A_{lo}/A_{lu}) \cdot g/2$$

$$g_{tl} = 30,6 \cdot 1,704 \cdot (201,6/201,6) \cdot g/2 = 255,7 \quad \text{kN/m} \quad (6.238)$$

Vor der Umrechnung der Kraft in Kraftmeter ist zu der Kraft R_{vl} noch die Auftriebskraft R_{va} zu addieren. Die Krafterhöhung ergibt sich aus der Überlagerung der Kraftflächen der Kräfte R_{vl} und R_{vr} im Bereich der Breite bb und errechnet sich von dem Nullpunkt aus (Punkt D') über die Breite $ba = bb - blx$.

Auftriebskraft $R_{va} = R_{vb}$

$$R_{va} = R_{vl} \cdot (bb - blx)/blx$$

$$R_{va} = 1696 \cdot (18,0 - 15,4)/15,4 = 286 \quad \text{kN} \quad (6.239)$$

Auftriebskraft $R_{lg} = R_{rg}$

$$R_{lg} = R_{vl} + R_{va} = 1696 + 286 = 1982 \quad \text{kN} \quad (6.240)$$

Kraftmeter $hk \rightarrow$ in der Ebene der Kraft R_{vl}

$$hk = R_{lg}/g_{tl} = 1982/255,7 = 7,75 \quad \text{m} \quad (6.241)$$

Des Weiteren ist an der fiktiven Wand die Auftriebskraft $L_v = R_v$ zu ermitteln, da die Auftriebskraft R_v zum Punkt C' hin abnimmt, siehe Ebene in der Farbe Magenta (Abb. 179).

Auftriebskraft $L_v = R_v$

$$L_v = R_v \cdot b_{lo} / (g_b - b_{lx})$$

$$L_v = 1696 \cdot 12,6 / (30,6 - 15,4) = 1406 \quad \text{kN} \quad (6.242)$$

Kraftmeter $h_{kl} = h_{kr}$

$$h_{kl} = L_v / g_{itl} = 1406 / 255,7 = 5,50 \quad \text{m} \quad (6.243)$$

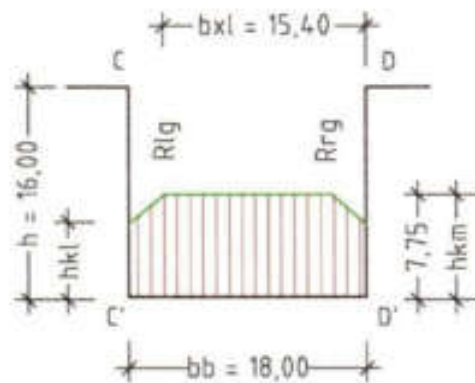


Abb. 179 zeigt die Höhe des aufsteigenden Bodens bei geöffneter Schleuse.

Ergebnis

Die Auftriebsberechnung ergab, dass der Boden unter Wasser bei geöffneter Schleuse der 18,0 m breiten und 16,0 m tiefen Grube zwischen den angenommenen fiktiven Wänden bis zu den Höhen $h_{km} = 7,75$ m und $h_{kl} = 5,50$ m aufsteigt.

6.3.2 Straßentunnel, geführt durch offenes Gelände

Für die Berechnung der Auftriebskräfte gegen die Tunnelsohle werden aus dem vorangestellten Beispiel die Bodeneigenschaften, die Baugrubenabmessungen und die errechneten Gewichtskräfte aus den Erdblöcken neben dem Tunnelprofil übernommen. Eingefügt in die Baugrube wird der Straßentunnel, dessen Trasse durch offenes, unbebautes Gelände führen soll. Dem Tunnelbauwerk werden die Außenbreite $bb =$

18,00 m und die Höhe $hb = 12,00$ m zugeordnet, seine Oberkante soll 4,00 m unter der GOK liegen. Vor der Ermittlung der Auftriebskräfte sind zunächst die Massen und Bauwerkslasten zu ermitteln, wobei die Berechnungstiefe $a = 1,00$ m gilt. Vorgegeben werden: die Wanddicke $d = 1,00$ m (ohne Innenverkleidung), die Sohlhöhe $hs = 2,50$ m (ohne Straßeneroberbau) sowie die Deckenhöhe $hd = 1,75$ m. Für die Be- und Entlüftung sowie die übliche Tunnelausstattung wird die pauschale Ersatzstreckenlast Ei angesetzt.

Es wird die Gewichtskraft Ge des Tunnels berechnet:

Stahlbeton $Es \rightarrow$ mit Dichte $pb = 2,500$ t/m³

$$\begin{aligned} \text{Wände: } 2 \cdot 1,0 \cdot hb &= 2 \cdot 12,0 = & 24,0 \text{ m}^3 \\ \text{Wände: } 2 \cdot 0,5 \cdot ho &= 1 \cdot 4,0 = & 4,0 \text{ m}^3 \\ \text{Sohle + Decke: } bi \cdot (hs + hd) &= 16,0 \cdot 4,25 = & 68,0 \text{ m}^3 \\ Es = Vb \cdot pb &= 96,0 \cdot 2,500 & 240 \text{ t} \quad (6.244) \end{aligned}$$

Innenausbau $Et \rightarrow$ Wandverkleidung und Straßeneroberbau mit Dichte $pt = 2,350$ t/m³

$$\begin{aligned} \text{Wände: } 2 \cdot 0,5 \cdot hh &= 1 \cdot 7,75 & \text{m}^3 \\ \text{Sohle: } bi \cdot 0,5 &= 16,0 \cdot 0,50 = & 8,00 \text{ m}^3 \\ Et = Vt \cdot pt &= 15,75 \cdot 2,350 & 37,0 \text{ t} \quad (6.245) \end{aligned}$$

Innenausbau $Ei \rightarrow$ Be- und Entlüftung mit der Ersatzlast $= 0,750$ t/m²

$$Ei = bi \cdot E = 16,00 \cdot 0,750 \quad 12,0 \text{ t} \quad (6.246)$$

Erdauflast $Eb \rightarrow$ mit der Dichte $piq = 1,914$ t/m² $\approx 2,000$ t/m² (6.203)

$$Eb = bb' \cdot ho = 17,00 \cdot 4,0 \cdot 2,000 \quad 136 \text{ t} \quad (6.247)$$

Lasten aus dem Bauwerk

$$\begin{aligned} \sum E &= Es + Et + Ei + Eb \\ \sum E &= 240 + 37 + 12 + 136 = 425 & 425 \text{ t} \quad (6.248) \end{aligned}$$

Gewichtskraft Ge

$$Ge = \sum E \cdot g = 425 \cdot g = 4168 \quad \text{kN} \quad (6.249)$$

Reduzierung der Bodenüberlastung

Um den Baugrund zu entlasten, kann der horizontale Anpressdruck gegen die Tunnelwände angesetzt werden. Diese Berechnungsart leitet sich ab aus der Behandlung von Fundamenten mit höherer Einbindetiefe. Jedoch ist eine Reduzierung der Bodenpressung über den Anpressdruck nur statthaft, wenn sichergestellt ist, dass der seitliche Boden den Anpressdruck auch dauerhaft halten kann. Nachträgliche Abgrabungen an den Wänden dürfen deshalb nur in einem engen, räumlichen Bereich und in einen zeitlich begrenzten Rahmen zugelassen werden.

Der horizontale Anpressdruck – die Kraft H_f – entwickelt sich aus den beidseitig des Bauwerks anzusetzenden Kraftflächen A_o mit der Tiefe $a = 1,00$ m. Zu ermitteln ist die Gewichtskraft G_{tw} über den gemittelten Neigungswinkel β_m , die Bauwerkshöhe $h = 16,00$ m und die Bodendichte. Da bereits öfters ausgeführt, wird hier auf die Mittelung des Winkels β_m und der Bodendichte verzichtet und dafür der Neigungswinkel $\beta_{iw} = 51,8^\circ$ (6.223) und die fiktive Dichte $\rho_{twg} = 1,704$ t/m³ (6.221) des feuchten ‚Bodens unter Wasser‘ für die Kraftermittlung herangezogen. Zu berechnen bleiben: die Kraftfläche A_o , die Gewichtskraft G_{tw} , die Hangabtriebskraft F_H , der Anpressdruck als Kraft H_f und die vertikale Kraft H_v . Der Kraft H_v ist die reaktive Kraft R_v zuzuordnen, welche die vergleichbare Gewichtskraft $-\Delta G_{tw}$ entstehen lässt. Die Kraft $-\Delta G_{tw}$ mindert die Gesamtkraft G_{tw} des Bauwerks und damit die Bodenbelastung. Würde sich trotz Minderung der Bauwerkslast durch den Anpressdrucks eine Bodenüberlastung einstellen, so wäre der Nachweis über die zulässige Bauwerksetzung zu führen. Diese Berechnung zeigt u. a. an, ob bauliche Maßnahmen zur Stabilisierung des Baugrunds erforderlich werden.

Ermittlung der verbleibenden Bodenpressung

Neben der Bauwerkshöhe $h = 16,00$ m und der Tiefe $a = 1,00$ m sind zur Berechnung der Kraft $-\Delta G_{tw}$ vorgegeben:

Dichte $\rho_{\text{tug}} = 1,704 \text{ t/m}^3$ (6.221)	Winkel $\beta_{iw} = 51,8^\circ$ (6.223)
Pressung $\sigma_{D_{\text{zul}}} = 188,8 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{D_{\text{vorh}}} = 231,6 \text{ kN/m}^2$ (6.250)
	$\sigma_{D_{\text{e}} \text{ vorh}} = 264,9 \text{ kN/m}^2$ (6.252)

Kraftfläche $A_o \rightarrow$ mit der Breite $bl = 12,60 \text{ m}$ (6.228)

$$A_o = bl \cdot h/2 = 12,60 \cdot 16,00/2 = 100,8 \quad \text{m}^2 \quad (6.253)$$

Gewichtskraft G_{tw}

$$G_{tw} = A_o \cdot a \cdot \rho_{\text{tug}} \cdot g$$

$$G_{tw} = 100,8 \cdot 1,0 \cdot 1,704 \cdot g = 1684 \quad \text{kN} \quad (6.254)$$

Kraft H_f

$$H_f = G_{tw} \cdot \sin \beta_{iw} \cdot \cos \beta_{iw}$$

$$H_f = 1684 \cdot 0,786 \cdot 0,618 = 818 \quad \text{kN} \quad (6.255)$$

Kraft H_v

$$H_v = G_{tw} \cdot \sin^2 \beta_{iw} = 1684 \cdot 0,618 = 1040 \quad \text{kN} \quad (6.256)$$

Kraftmeter h_v

$$h_v = h \cdot \sin^2 \beta_{iw} = 16,0 \cdot 0,618 = 10,0 \quad \text{m} \quad (6.257)$$

Gewichtskraft $-\Delta G_{tw}$

$$-\Delta G_{tw} = 2 \cdot H_v = 2 \cdot 1040 = 2080 \quad \text{kN} \quad (6.258)$$

Pressung σ_{Rv}

$$\sigma_{Rv} = \Delta G_{tw} / (bb \cdot a) = 2080 / (18,0 \cdot 1) = 115,5 \quad \text{kN/m}^2 \quad (6.259)$$

Reduzierte Bodenpressung $\sigma_{D_{\text{e}} \text{ vorh}}$

$$\sigma_{D_{\text{e}} \text{ vorh}} = \sigma_{D_{\text{e}} \text{ vorh}} - \sigma_{Rv} = 264,9 - 115,5 = 149,4 \quad \text{kN/m}^2 \quad (6.260)$$

Teilergebnis

Der Anpressdruck aus dem Boden unter Wasser, der über die Bauwerkshöhe $h = 16,0 \text{ m}$ ermittelt worden ist, reduzierte die Bodenpressung $\sigma_{D_{\text{e}} \text{ vorh}} = 264,9 \text{ kN/m}^2$ um $\sigma_{Rv} = 115,5 \text{ kN/m}^2$ auf die Pressung $\sigma_{D_{\text{e}} \text{ vorh}} = 149,4 \text{ kN/m}^2$ (6.260). Bauliche Maßnahmen zur Stabilisierung des Baugrunds sind damit nicht erforderlich. Nicht einbezogen in diese Betrachtung sind die Auftriebskräfte, die sich aus den Erdmassen unterhalb der Bauwerkssohle entwickeln können.

Ermittlung der Bodenbelastung aus dem Tunnelbauwerk

Für den Abtrag der Kräfte aus dem Tunnelbauwerk und Verkehr in den anstehenden Baugrund wird die Kraft G_{tme} herangezogen, die sich aus der Bodenpressung $\sigma_{zul2} = 188,8 \text{ kN/m}^2$ (6.226) errechnet.

Gewichtskraft G_{tme}

$$G_{tme} = \sigma_{zul2} \cdot bb \cdot a = 188,8 \cdot 18,0 \cdot 1,0 = 3400 \quad \text{kN} \quad (6.261)$$

Lasthöhe $h_e \rightarrow$ über die fiktive Trockendichte $ptwg = 1,704 \text{ t/m}^3$

$$h_e = G_{tme} / (ptwg \cdot bb \cdot a \cdot g)$$

$$h_e = 3400 / (1,704 \cdot 18,0 \cdot 1,0 \cdot g) = 11,30 \quad \text{m} \quad (6.262)$$

Für die Auftriebsberechnung sind unterhalb der Tunnelsohle der Erdblock mit der Höhe $h_e = 11,30 \text{ m}$ und darunter der Block mit der Höhe $h_{mu} = 11,40 \text{ m}$ (6.231) anzuordnen. Die Addition der Blockhöhen h_e und h_{mu} lässt die Höhe h_l des Blocks mit der Gewichtskraft G_{tmg} entstehen, die gegen die Bauwerkssohle anzusetzen ist.

Höhe h_{lm}

$$h_{lm} = h_e + h_{mu} = 11,30 + 11,40 = 22,70 \quad \text{m} \quad (6.263)$$

Neigungswinkel unter Auflast β_{em}

$$\tan \beta_{em} = h_{lm} / b_{om} = 22,70 / 9,00 = 2,522 \quad (6.264)$$

$$\beta_{em} = 68,4^\circ \quad [-] \quad (6.265)$$

Gewichtskraft G_{tmg}

$$G_{tmg} = h_{lm} \cdot bb \cdot a \cdot ptwg \cdot g$$

$$G_{tmg} = 22,7 \cdot 18,0 \cdot 1,704 \cdot g = 6828 \quad \text{kN} \quad (6.266)$$

Ermittlung der Auftriebskräfte $R_{vr} = R_{vl}$

Die vorstehende Gewichtskraft G_{tmg} sowie die Gewichtskräfte G_{tl} bzw. G_{tr} und G_{tlu} bzw. $G_{tru} = 3369 \text{ kN}$ (6.233) aus den Erdblöcken, die links und rechts des Bauwerks anzuordnen waren, werden hiernach mit den Blockbreiten $b_l = 12,6 \text{ m}$ und $bb = 18,0 \text{ m}$ auf die Balkenwaage gestellt. Damit sind links der Ordinate die Gewichtskräfte $G_{tl} + G_{tlu}$ und rechts die Kraft G_{tm} anzutragen. Die Addition der Kräfte bringt die Gesamtkraft G_{Tl} .

Gesamtkraft GTI

$$GTI = Gtl + Gtlu + Gtmg$$

$$GTI = 3369 + 3369 + 6828 = 13566 \quad \text{kN} \quad (6.267)$$

Breite gb

$$gb = bl + bb = 12,60 + 18,00 = 30,60 \quad \text{kN} \quad (6.268)$$

Breite $b_{xl} = b_{xr}$

$$GTI \cdot b_{xl} / gb = Gtlu \cdot b_{xl} / gb + Gtmg$$

$$13566 \cdot b_{xr} / 30,60 = 3369 \cdot b_{xr} / 30,60 + 6828$$

$$b_{xl} = b_{xr} = 20,50 \quad \text{m} \quad (6.269)$$

Auftriebskraft $Rvl = Rvr$

$$Rvl = Gtlu \cdot b_{xl} / gb = 3369 \cdot 20,5 / 30,6 = 2257 \quad \text{kN} \quad (6.270)$$

Über die Kraft Rvl und das Breitenverhältnis $bb = 18,0 \text{ m}$ zu $b_{xr} = 20,5 \text{ m}$ wird nachstehend die Auftriebskraft Rv' ermittelt, die an der Außenwand des Tunnels anzusetzen ist.

Auftriebskraft Rv'

$$Rv' = Rvl \cdot bb / b_{xr} = 2257 \cdot 18,0 / 20,5 = 1982 \quad \text{kN} \quad (6.271)$$

Die einzelnen Kräfte und Ebenen, die zu den vorstehenden Ergebnissen führten, sind in der Abb. 181 auf der nächsten Seite dargestellt.

Die Auftriebskraft Rfa , die sich aus dem scheinbaren Gewichtsverlust des Bodens unter Wasser entwickelt und damit die Auftriebskraft Rvl gegen die Bauwerkssohle erhöht, kann über das Volumen $Vfa = 0,233 \text{ m}^3$ (6.217), die Höhe $hlm = 22,70 \text{ m}$ (6.263), die Wasserdichte pwg und die Fallbeschleunigung g ermittelt werden.

Auftriebskraft Rfa

$$Rfa = Vfa \cdot hlm \cdot bb \cdot pwg \cdot g$$

$$Rfa = 0,233 \cdot 22,7 \cdot 1,0 \cdot 18,0 \cdot g = 934 \quad \text{kN} \quad (6.272)$$

Gesamtauftriebskraft RRv

$$RRv = Rv' + Rfa = 1982 + 934 = 2916 \quad \text{kN} \quad (6.273)$$

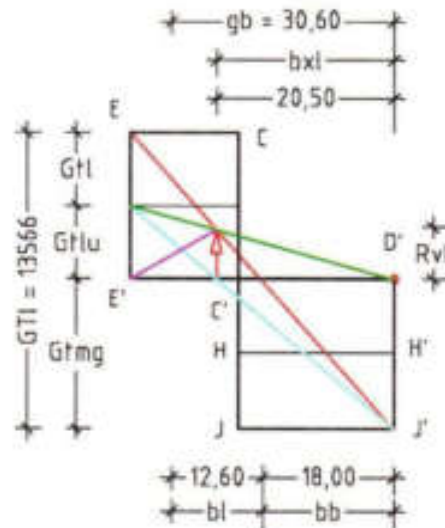


Abb. 181 zeigt die Kräfte und Breiten zur Ermittlung der Auftriebskraft R_{vI} gegen die Tunnelsohle.

Über die Kraftzahl $gitl = 255,7 \text{ kN/m}$ (6.238) lassen sich die Kraftmeter der Auftriebskräfte $R_{v'}$ und $RR_{v'}$ errechnen. Sie zeigen an, wie hoch der Boden bei geöffneter Schleuse in die Baugrube aufsteigen würde. Zudem lässt sich über deren Kraftfläche die Pressung aus dem Auftrieb gegen die Bauwerkssohle ermitteln.

Kraftmeter h_{kr}

$$h_{kr} = R_{v'} / gitl = 1982 / 255,7 = 7,75 \quad \text{m} \quad (6.274)$$

Kraftmeter $h_{kr'}$ → mit Auftrieb nach Archimedes

$$h_{kr'} = RR_{v'} / gitl = 2916 / 255,7 = 11,40 \quad \text{m} \quad (6.275)$$

Pressung σ'_{Rv} → Berechnung über die Höhe h_{kr}

$$\sigma'_{Rv} = h_{kr} \cdot ptwg \cdot g = 7,75 \cdot 1,704 \cdot g = 129,5 \quad \text{kN/m}^2 \quad (6.276)$$

Pressung σ_{RRv} → Berechnung über die Höhe $h_{kr'}$

$$\sigma_{RRv} = h_{kr'} \cdot ptwg \cdot g = 11,4 \cdot 1,704 \cdot g = 190,5 \quad \text{kN/m}^2 \quad (6.277)$$

Ergebnis:

Aus der Bauwerkslast wurde unter der Tunnelsohle die Bodenpressung $\sigma_{Dh_{turb}} = 231,6 \text{ kN/m}^2$ (6.250) errechnet, die zu vergleichen war mit

der zulässigen Bodenpressung $\sigma_{Dz,zul} = 188,8 \text{ kN/m}^2$ (6.226). Zur Minderung der Bodenüberlastung wurde beidseitig der ansetzbare Anpressdruck aus dem anstehenden Boden herangezogen, der die Bodenbelastung auf $\sigma'_{Dz} = 149,4 \text{ kN/m}^2$ (6.260) reduzierte. Neu zu vergleichen war die Bodenpressung $\sigma_{Db,vorb} = 231,6 \text{ kN/m}^2$ (6.250) aus dem Eigenwicht des Tunnel (ohne Verkehrslast) mit der gegenläufigen Pressung $\sigma_{RRv} = 190,5 \text{ kN/m}^2$ (6.277) aus dem Auftrieb gegen die Bauwerkssohle.

Die Differenz von $\sigma_{Db,vorb}$ zu σ_{RRv} zeigt an, dass bauliche Maßnahmen gegen ein Anheben des Tunnels infolge des Auftriebs nicht erforderlich sind.

6.3.3 Straßentunnel mit einseitiger Randbebauung

In diesem Fall soll der Straßentunnel durch einen städtischen Bereich mit einseitiger Randbebauung geführt werden. Die Abstand des Hochbaus zu der linken Tunnelaußenwand soll die Breite $ba = 4,00 \text{ m}$ einnehmen und die Gebäudebreite $be = 15,00 \text{ m}$ messen. Die Gründungssohle des mehrgeschossigen Hauses soll mit der Höhe $hz = 3,00 \text{ m}$ unterhalb der Geländeebene liegen und seine Gewichtskraft Gbe über die Bodenpressung $\sigma_{Dz,zul} = 188,8 \text{ kN/m}^2$ ermittelt werden. Ferner soll in der Geländeebene eine Straße über dem Tunnelquerschnitt bis zum Hochbau gebaut werden, wobei die Ersatzflächenlast aus dem Verkehr anzusetzen ist mit $\sigma_{Dv} = 33,3 \text{ kN/m}^2$ (6.251).

Die vorgestellten Ergänzungen erzeugen neue Einflüsse auf das Tunnelbauwerk, die zu berechnen sind. Hierzu können die Bodeneigenschaften, die Abmessungen des Tunnels und die errechneten Gewichtskräfte Gtr und $Gtru$ übernommen werden.

Es werden berechnet:

Gewichtskraft $Gbe \rightarrow$ des Gebäudes

$$Gbe = \sigma_{Dz,zul} \cdot be \cdot a = 188,8 \cdot 15,0 \cdot 1,0 = 2832 \quad \text{kN} \quad (6.278)$$

Lasthöhe he' → über die fiktive Trockendichte $ptwg = 1,704 \text{ t/m}^3$

$$he' = Gbe / (ptwg \cdot be \cdot a \cdot g)$$

$$he' = 2832 / (1,704 \cdot 15,0 \cdot 1,0 \cdot g) = 11,30 \quad \text{m} \quad (6.279)$$

Unterhalb des Gebäudes ist über die Breite $be/2$ und dem Neigungswinkel $\beta iw = 51,8^\circ$ (6.223) die Höhe hol des aktiven Erdblocks zu berechnen.

Höhe hol

$$hol = be \cdot \tan \beta iw / 2 = 15,0 \cdot 1,269 / 2 = 9,50 \quad \text{m} \quad (6.280)$$

Höhe hll

$$hll = hz + he' + hol = 3,00 + 11,30 + 9,50 = 23,80 \quad \text{m} \quad (6.281)$$

Neigungswinkel unter Auflast βel unter dem Gebäude

$$\tan \beta el = 2 \cdot (hll - hz) / be = 2 \cdot 20,8 / 15,0 = 2,773 \quad (6.282)$$

$$\beta el = 70,2^\circ \quad [-] \quad (6.283)$$

In der Geländeebene sind zu berechnen: von der Gebäudeachse nach links die Breite bll über die Höhe hll sowie den Neigungswinkel βiw und rechts bis zum Tunnelwand die Breite bl .

Breite bll

$$bll = hll / \tan \beta iw = 23,8 / 1,269 = 18,70 \quad \text{m} \quad (6.284)$$

Breite bla

$$bla = ba + be/2 = 4,00 + 15,0/2 = 11,50 \quad \text{m} \quad (6.285)$$

Fläche $Ablo$ → des linken aktiven Erdblocks

$$Ablo = bl \cdot hll - hz \cdot be/2$$

$$Ablo = 11,5 \cdot 23,8 - 3,0 \cdot 15,0/2 = 251,2 \quad \text{m}^2 \quad (6.286)$$

Eigentlich wäre in der Breite $ba = 4,00 \text{ m}$ noch die Auflast aus Verkehr zu berücksichtigen, wegen ihrer geringen Größe wird jedoch auf ihren Ansatz verzichtet. Die Gewichtskraft $Gtlo$ kann somit über die Fläche $Ablo$ errechnet werden.

Gewichtskraft G_{lo}

$$G_{lo} = A_{blo} \cdot a \cdot \rho_{tug} \cdot g$$

$$G_{lo} = 251,2 \cdot 1,0 \cdot 1,704 \cdot g = 4198 \quad \text{kN} \quad (6.287)$$

Unterhalb des Erdblocks mit der Fläche A_{blo} ist der Erdblock der reaktiven Kraft mit der Fläche A_{blu} anzusetzen. Für die Flächenberechnung sind die Blockhöhe $h_{ll} = 23,80$ m (6.281) und die Breite $b_{la} = 11,50$ m (6.285) zu übernehmen.

Fläche A_{blu}

$$A_{blu} = b_{la} \cdot h_{ll} = 11,5 \cdot 23,8 = 273,7 \quad \text{m}^2 \quad (6.288)$$

Gewichtskraft G_{lu}'

$$G_{lu}' = A_{blu} \cdot a \cdot \rho_{tug} \cdot g$$

$$G_{lu}' = 273,7 \cdot 1,0 \cdot 1,704 \cdot g = 4574 \quad \text{kN} \quad (6.289)$$

Die Gewichtskraft $G_{tm} = 6828$ kN (6.266), die unterhalb der Tunnelsohle anzusetzen ist, wäre in einem anderen Lastfall zu ergänzen um die Lasten aus Verkehr.

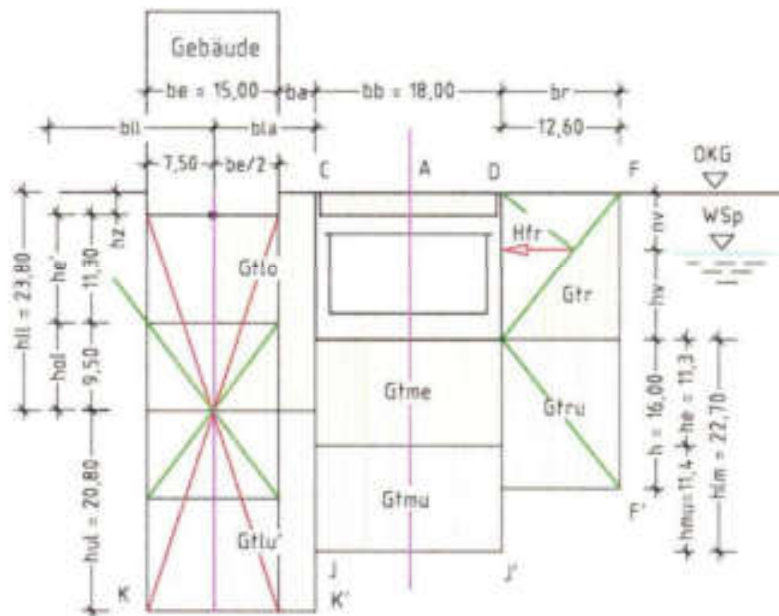


Abb. 182 zeigt das Gebäude und den Tunnel, aus deren Belastungen sich die aktiven und reaktiven Erdblocke einstellen.

Ermittlung der Auftriebskräfte Rvl' und Rvr'

Die Belastung im Nahbereich des Tunnels durch das mehrgeschossige Gebäude hat links und rechts des Tunnels unterschiedlich große Erdblöcke und Kräfte entstehen lassen. Somit wären auf der Balkenwaage zur Berechnung der Auftriebskräfte zwei Messungen erforderlich. Da die ermittelte rechte Auftriebskraft $Rvr' = 1982 \text{ kN}$ (6.271) aus dem vorangestellten Beispiel übernommen werden kann, steht hier nur die Berechnung der linken Auftriebskraft Llv an. Die Kraft Llv lässt sich über die Kräfte $Gtlo = 4198 \text{ kN}$ (6.287) und $Gtlu' = 4574 \text{ kN}$ (6.289) sowie die Blockbreite $bol = 30,20 \text{ m}$ errechnen.

Die Addition der Kräfte bringt die Gesamtkraft GTI' .

$$GTI' = Gtlo + Gtlu' + Gtmg$$

$$GTI' = 4198 + 4574 + 6828 = 15600 \quad \text{kN} \quad (6.290)$$

Breite glb

$$glb = bl + bb = 11,5 + 18,0 = 29,50 \quad \text{kN} \quad (6.291)$$

Breite bxl'

$$GTI' \cdot bxl' / glb = Gtlu' \cdot bxl' / glb + Gtmg$$

$$15600 \cdot bxl' / 29,5 = 4574 \cdot bxl' / 29,5 + 6828$$

$$bxl' = 18,30 \quad \text{m} \quad (6.292)$$

Auftriebskraft Rvl'

$$Rvl' = Gtlu' \cdot bxl' / glb = 4574 \cdot 18,3 / 29,5 = 2837 \quad \text{kN} \quad (6.293)$$

Nachstehend wird die Auftriebskraft Llv' , die an der linken Außenwand des Tunnels anzusetzen ist, vom Nullpunkt aus über die Kraft Rvl' und das Breitenverhältnis $bb = 18,0 \text{ m}$ zu $bxl' = 18,3 \text{ m}$ ermittelt.

Auftriebskraft Llv'

$$Llv' = Rvl' \cdot bb / bxl' = 2837 \cdot 18,0 / 18,3 = 2790 \quad \text{kN} \quad (6.294)$$

Neben der Auftriebskraft Llv' wäre noch der scheinbare Gewichtsverlust des Bodens unter der Baugrubensohle als Auftrieb berücksichtigen, der als Kraft $Rfa = 934 \text{ kN}$ (6.272) bereits errechnet worden ist.

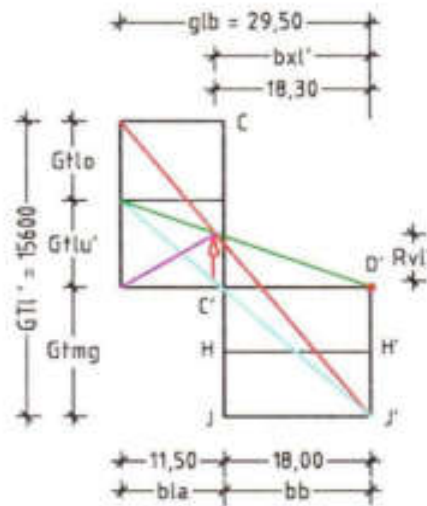


Abb. 183 zeigt die Kräfte und Breiten zur Ermittlung der Auftriebskraft $R_{vI'}$ aus Gebäude und Tunnel gegen die Tunnelsohle.

Gesamtauftriebskraft RL_v

$$RL_v = L_v' + R_{fa} = 2790 + 934 = 3724 \quad \text{kN} \quad (6.295)$$

Aus den Gewichtskräften und über die nachstehende Kraftzahl werden die Kraftmeter h_{kl} und h_{kl}' sowie die Pressungen unter der linken Tunnelwand ermittelt.

Kraftzahl g_{tl}'

$$g_{tl}' = g_{lb} \cdot (p_{twg} \cdot A_{blo} / A_{blu}) \cdot g / 2$$

$$g_{tl}' = 29,5 \cdot 1,704 \cdot (251,2 / 273,7) \cdot g / 2 = 226,2 \quad \text{kN/m} \quad (6.296)$$

Kraftmeter h_{kl} → mit der Kraftzahl g_{tl}'

$$h_{kl} = L_v' / g_{tl}' = 2790 / 226,2 = 12,30 \quad \text{m} \quad (6.297)$$

Kraftmeter h_{kl}' → mit Auftrieb nach Archimedes

$$h_{kl}' = RL_v / g_{tl}' = 3724 / 226,2 = 16,50 \quad \text{m} \quad (6.298)$$

Aus den Erdblöcken links und rechts der Tunnelwände sind ungleich große Auftriebskräfte errechnet worden. Durch die Überlagerung ihrer keilförmigen Kraftflächen bildet sich mit der Breite $bb = 18,00$ m und der Höhe h_{kl} bzw. h_{kl}' eine trapezförmige Kraftfläche aus. Während

die Auftriebskräfte und damit die Pressung unter der rechten Tunnelwand $\sigma'_{Rv} = 129,5 \text{ kN/m}^2$ (6.276) und $\sigma_{RRv} = 190,5 \text{ kN/m}^2$ (6.277) unverändert bleiben, erhöht die Gebäudelast den Auftrieb und damit die Pressung gegen die linke Tunnelwand erheblich.

Pressung σ'_{Lv} → Berechnung über die Höhe hkl

$$\sigma'_{Lv} = hkl \cdot ptwg \cdot g = 12,3 \cdot 1,704 \cdot g = 205,5 \quad \text{kN/m}^2 \quad (6.299)$$

Pressung σ_{RLv} → Berechnung über die Höhe hkl'

$$\sigma_{RLv} = hkl' \cdot ptwg \cdot g = 16,5 \cdot 1,704 \cdot g = 275,7 \quad \text{kN/m}^2 \quad (6.300)$$

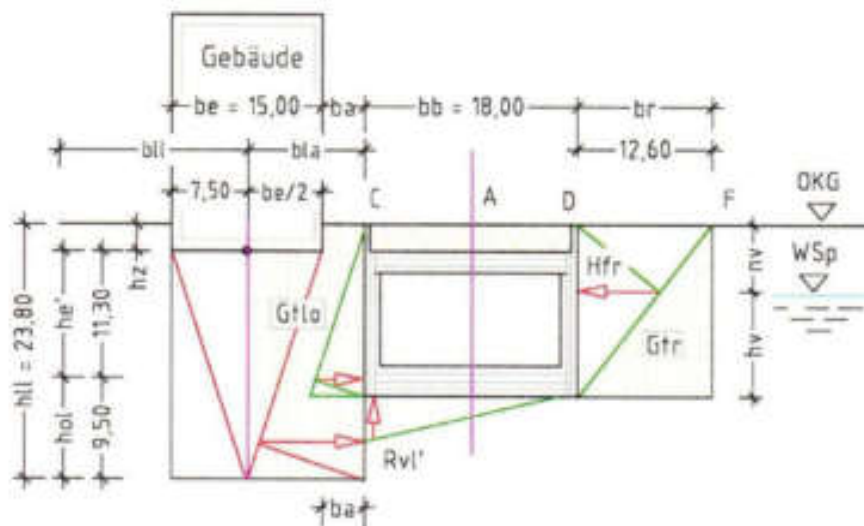


Abb. 184 zeigt die Erddruckkräfte gegen die Tunnelwände und die erhöhte Auftriebskraft aus der Gebäudeauflast (rote Pfeile).

Ermittlung der horizontalen Kraft Lhl

Während die Erddruckkraft $Hfr = 818 \text{ kN}$ (6.255) und ihre Angriffshöhe $hv = 10,0 \text{ m}$ (6.257) gegen die rechte Tunnelwand unverändert bleiben, ist die Erddruckkraft Lhl gegen die linke Tunnelwand neu zu ermitteln. Die Kraft Lhl lässt sich errechnen über die Dichte $ptwg = 1,704 \text{ t/m}^3$ und die Keilfläche Aba . Die Fläche wird hierbei begrenzt durch die Höhe $h = 16,0 \text{ m}$ und den Neigungswinkel unter Auflast $\beta el = 70,2^\circ$ mit dem Tangens $\tan \beta el = 2,773$ (6.282).

Keilbreite ba'

$$ba' = h / \tan \beta_{el} = 16,0 / 2,773 = 5,80 \quad \text{m} \quad (6.301)$$

Fläche A_{ba}

$$A_{ba} = ba' \cdot h / 2 = 5,80 \cdot 16,0 / 2 = 46,40 \quad \text{m}^2 \quad (6.302)$$

Gewichtskraft G_{ba}

$$G_{ba} = A_{ba} \cdot \rho_{\text{tug}} \cdot g = 46,4 \cdot 1,704 \cdot g = 775,4 \quad \text{kN} \quad (6.303)$$

Kraft L_n

$$L_n = G_{ba} \cdot \sin^2 \beta_{el} = 775,4 \cdot 0,885 = 686,4 \quad \text{kN} \quad (6.304)$$

Kraft L_v

$$L_v = G_{ba} \cdot \cos^2 \beta_{el} = 775,4 \cdot 0,115 = 89,0 \quad \text{kN} \quad (6.305)$$

Kraft L_{hl}

$$L_{hl} = G_{ba} \cdot \cos \beta_{el} \cdot \sin \beta_{el}$$

$$L_{hl} = 775,4 \cdot 0,339 \cdot 0,941 = 247,3 \quad \text{kN} \quad (6.306)$$

Kraftzahl $gitw$

$$gitw = ba' \cdot \rho_{\text{tug}} \cdot g / 2 = 5,8 \cdot 1,704 \cdot g / 2 = 48,5 \quad \text{kN/m} \quad (6.307)$$

Kraftmeter l_n

$$l_n = L_n / gitw = 686,4 / 48,5 = 15,10 \quad \text{m} \quad (6.308)$$

Kraftmeter l_v

$$l_v = L_v / gitw = 89,0 / 48,5 = 1,90 \quad \text{m} \quad (6.309)$$

Kraftmeter l_h

$$l_h = L_{hl} / gitw = 247,3 / 48,5 = 5,10 \quad \text{m} \quad (6.310)$$

Die Erddruckkraft $L_{hl} = 247,3 \text{ kN}$ (6.306) greift gegen die linke Tunnelwand in der Höhe $l_v = 1,90 \text{ m}$ (6.309) oberhalb der Basisebene an.

Ergebnis:

Nachstehend werden die Kräfte aufgeführt, die gegen die Tunnelwände und die Tunnelsohle angreifen. Als stabil kann die Erddruckkraft $H_{fr} = 818 \text{ kN}$ (6.255) bewertet werden, die in der Höhe $h_v = 10,0 \text{ m}$ (6.257) oberhalb der Basisebene gegen die rechte Tunnelwand angreift. Unter

der Tunnelsohle wurde aus dem Eigengewicht des Tunnels die Bodenpressung $\sigma_{Db\text{ sohl}} = 231,6 \text{ kN/m}^2$ (6.250) errechnet. Konträr zu dieser Pressung ist unter der rechten Tunnelwand ist die maximale Pressung $\sigma_{RRv} = 190,5 \text{ kN/m}^2$ (6.277) aus dem Auftrieb anzusetzen. Die Spannungsdifferenz zeigt an, dass in diesem Bereich keine Aktionen zur Stabilisierung des Tunnels erforderlich sind. Gegenüber der rechten Seite hat sich infolge der seitlichen Gebäudeauflast der Auftrieb unter der linken Tunnelwand mit der Pressung $\sigma_{RLv} = 275,7 \text{ kN/m}^2$ (6.300) deutlich erhöht. Diese Spannungsmehrung in dem Anschlussbereich 'Wand- /Sohle' verstärkt sich weiter durch die Erddruckkraft $LhI = 247 \text{ kN}$ (6.306), die hier in der Höhe $lv = 1,90 \text{ m}$ oberhalb der Basisebene ($-16,00 \text{ m}$) gegen die Wand angreift.

Das Beispiel zeigt, dass die Anordnung von Auflasten im Nahbereich von Tunnelbauwerken zu gravierenden Überschreitungen der Bauwerksspannung führen kann.

Durch Erdbewegungen ausgelöste Unglücksfälle

In den Medien wird oft über Unglücksfälle mit hohen Sachschäden und teilweise mit getöteten Personen berichtet, die in dem Zusammenhang mit Bergrutschen oder größeren Erdbewegungen gebracht werden. Jahrelange Recherchen benennen letztlich als Schadensursache »unvorhersehbare Bodenveränderungen«. Diese oft gutachterlichen Folgerungen zur Ursache sind nachvollziehbar, wenn man erkennt, dass diese Feststellungen auf den derzeitigen, eher mangelhaften Vorgaben zur Ermittlung der Bodenkennwerte und des Erddrucks beruhen (Eurocode 7 u. a.).

Zum Nachweis, dass mit den Grundlagen der neuen Erddrucktheorie den Schadensursachen erfolgreicher nachgegangen werden kann, wurden der Einsturz des Historischen Archivs der Stadt Köln und der Bergrutsch in Nachterstedt im Zuge der Flutung des Concordiasees näher untersucht, siehe Studie 2016 zum Erddruck www.erddruck.de.

Um aufzuzeigen, dass jede Bodenbewegung berechenbar und damit auch vorhersehbar ist, werden die Ergebnisse der Studie nachstehend behandelt.

7.1 Einsturz des Historischen Archivs der Stadt Köln (2009)

Im Internet stehen Berichte und Fotostrecken zum Einsturz des Historischen Archivs der Stadt Köln zur allgemeinen Information zur Verfügung. Als Unglücksursache wird ein hydraulischer Grundbruch vermutet, der eine Einbruchstelle mit einer Länge von 70 m und einer Breite

von 50 m hervorgerufen haben soll. Zudem werden Pump-Protokolle benannt, mit denen ein überhöhter Wasserentzug mit unkontrollierbar großen Sandmengen nachzuweisen sei, der zur Instabilität des Bodens unter dem Archiv geführt haben könnte.

Da für die eigene Untersuchung der Schadensursache weder Pläne des Archivs noch des U-Bahnabschnitts zu beschaffen waren, sind ersatzweise Bilder der Fotostrecke und die Infografik: »Querschnitt der Kölner U-Bahntrasse« [B] aus dem Internet herangezogen worden.

Betrachtet man die enorm große Gebäudelast des Historischen Archivs als Auflast auf den anstehenden Baugrund neben dem Tunnelquerschnitt, so ist eine Überbelastung der rechten Schlitzwand möglicherweise als schadensursächlich anzusehen. Diese Vermutung wird bestärkt durch die Veröffentlichungen im Web zur Schrägstellung des Kirchturms von Sankt Johann Baptist. Eine ähnliche Erfassung von Auf- und Gebäudelasten (Archiv) und der Abtrag dieser Lasten in das anstehende Erdreich ist behandelt worden unter: 6.3.3 »Straßentunnel mit einseitiger Randbebauung«, S. 340ff. Es bleibt zu erinnern, dass nach neuer Theorie sich die Erdkräfte über die Feststoffanteile eines Bodens aufbauen und über die Feststoffstruktur des Bodens auch wieder abtragen. Deshalb wird als Basis für die Kraftermittlungen die fiktive Trockendichte des anstehenden Bodens herangezogen und die Auftriebskräfte über die Gewichtskräfte von Erdblöcken errechnet. Über die Anordnung der Erdblöcke neben und unter dem auftriebsgefährdeten Bauwerks lassen sich Gewichtsunterschiede nach dem Prinzip einer Balkenwaage messen. Die Auftriebskraft entspricht dann der Kraft, die der schwere Erdblock aufwenden muss, um den leichteren Block anzuheben. Diese Ermittlung des Auftriebs ist unabhängig von der Feucht- oder Nassdichte des »Böden unter Wasser«, der fluktuierende Porenwassermenge oder mögliche Grundwasserschwankungen im Erdreich und folgt nicht der Auftriebsberechnung über den stationären und instationären Porenwasserdruck. Damit werden für die Beurteilung der Schadensursache der in den Pump-Protokollen genannte »überhöhte Wasserentzug mit unkontrollierbar großen Sandmengen« ebenso unwichtig wie der Grundwasserstand zum Zeitpunkt

des Unglücks. In der nachstehenden Abbildung sind die nach neuer Art errechneten Kräfte gegen Tunnelbauwerk dargestellt.

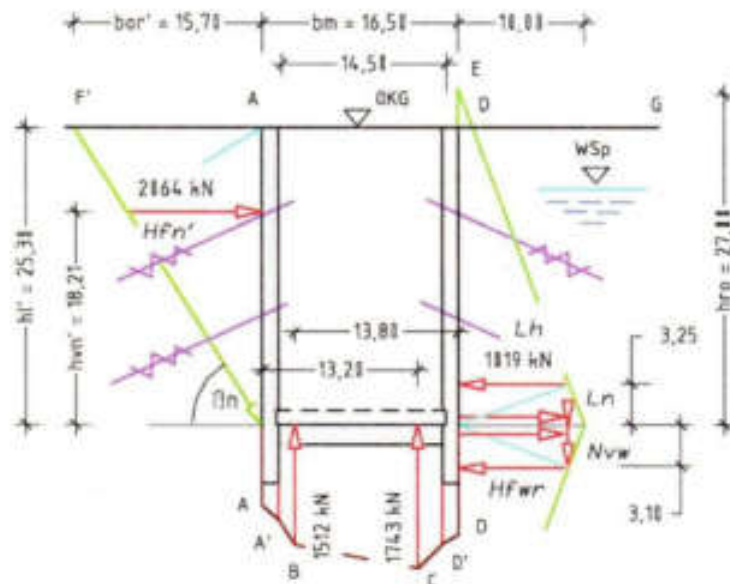


Abb. 185 zeigt den Tunnelquerschnitt mit den angreifenden Kräften.

Die beherrschende Gebäudelast des Archivs lässt links und rechts der Schlitzwand völlig andere Belastungsbilder entstehen. Die ermittelte Kraftkonzentration in dem rechten Wand-/Sohlbereich kann zu einem leichten Anheben der Tunnelsohle und zu einer Spannungsüberschreitung mit Torsionsbildung in der Betonwand führen. Anfängliche Betonabplatzungen und Rissbildungen in der Wand können sich unter dem hohen Druck der Auflast (Archiv) weiter öffnen und letztlich den Weg bereiten für das Einfließen des Boden-Wassergemischs in den Tunnelinnenraum. Mit dem Entzug von Erdmassen aus dem benachbarten Baugrund war der Einsturz des Archivs nicht mehr aufzuhalten [C].

Die ausgeführten Berechnungen nach neuer Erddrucktheorie lassen annehmen, dass bei der Bauplanung die Gebäudelast des Historischen Archivs der Stadt Köln nur unzureichend berücksichtigt worden ist. Diese Annahme wird unterstützt durch die Schrägstellung des

Nachterstedt aus, dass das Gutachten belegen würden, dass der Erd-rutsch von Nachterstedt durch einen hohen Grundwasserdruck aus-gelöst worden und das Abrutschen der Böschung nicht vorherseh-bar gewesen sei. Hierzu bemüht wurden von dem Harz zulaufende Grundwasserströme. Ein LMBV-Gutachten schließt den Altbergbau als Unglücksursache aus [12]. Das nachstehende Foto wurde aus WIKI-PEDIA/Concordiasee entnommen und zeigt die Braunkohlengrube vor der Flutung zum See.



Abb. 187 zeigt die Grube des Tagebaus vor der Flutung.

Die eigene Erkundung des Bergrutsches folgt den Berechnungsvor-lagen nach neuer Theorie und baut auf der »Vergleichskarte Nachter-stedt mit den Profilschnitten, vorher/nachher« auf. Das Deutsche Zen-trum für Luft- und Raumfahrt (DLR) hat freundlicher Weise die Nut-zung der Karte gestattet [D]. Aus dieser Unterlage wurde ein Referenz-Koordinatensystem zum Profilschnitt des DLR aufgebaut und dieses eingeordnet zwischen den Breiten 5472000 m und 5472500 m der geo-dätischen Länge 661450 m. Die für den Geländeschnitt benötigten Höhen wurden einerseits aus den Profilen des DLR interpoliert und andererseits ergänzt mit Höhenangaben des »EifJot-Forums – Geologi-sche Karten zu Nachterstedt« [11].

In dem eigenen Profilschnitt wird die geodätische Breite als »Sta-tion« (Stat) bezeichnet. Die Gruben- und Seesohle setzt mit der Höhe

+42 m NN an der geodätischen Breite 5742480 m (Stat 2480) an und steigt in dem Bereich der Breite 5742000 m (Stat 2000) bis zu der Höhe +97 m NN auf. Der Concordiasee sollte vor dem Bergrutsch die Stauhöhe +82 m NN erreicht haben.

Es wird angenommen, dass das Abraummaterial, mit dem die Grube in Teilbereichen ohne maschinelle Verdichtung verfüllt wurde, aus einem Lehm-Sand-Gemisch bestand. Dieses eher als trocken oder leicht feucht zu benennende lose Füllmaterial änderte seine Eigenschaften durch die Aufnahme des im See gestauten Wassers. Dieser Wandel zu einem feuchten oder nassen Boden unter Wasser folgt naturbedingt parallel zu dem Ansteigen des Wassers in dem Concordiasee. Zunächst verdichtet das Wasser das lose Füllmaterial, wobei sich Volumenverluste bis zu 15% einstellen können, siehe Versuchsanordnung 5, S. 51. Des Weiteren entstehen Schichtungen aus feuchten, nassen Böden oder Böden unter Wasser, die zu Auflasten tiefer anstehender Böden werden und entsprechende Auftriebskräfte ausbilden. Ferner reduziert das in der Grubenauffüllung aufsteigende Grundwasser die Bodendichte und erhöht mit den vorgenannten Bodenveränderungen die Ursachen, die zu einem Bergrutsch führen können. In diese Betrachtungen einzubeziehen ist die Erkenntnis, dass Böden horizontale Kräfte ausbilden und diese Kräfte verstärkt werden, wenn ihr Kraftabtrag in tiefer liegende Bodenschichten insbesondere durch eine geneigte Felsebene verhindert wird. Ferner zeigen Kraftbilder, die auf den eigenen Experimenten basieren, dass Böden eine »natürliche Scherebene« ausbilden und diese Ebene sich steiler stellt, wenn auf den Erdblock Erdauflasten aufzutragen sind.

Die Bestimmung der Scherebene erfolgt abschnittsweise, wobei die Längen der Abschnitte an die Stationen des Profil-/Längsschnitt angepasst werden. In die nachstehende Abbildung wurden aus den DLR-Plänen die Grubensohle von +97 m NN bis +42 m NN, die Geländeebene nach dem Rutsch (Magenta) und die Stauhöhe des Concordiasees zum Zeitpunkt des Bergrutsches mit +82 m NN übernommen.

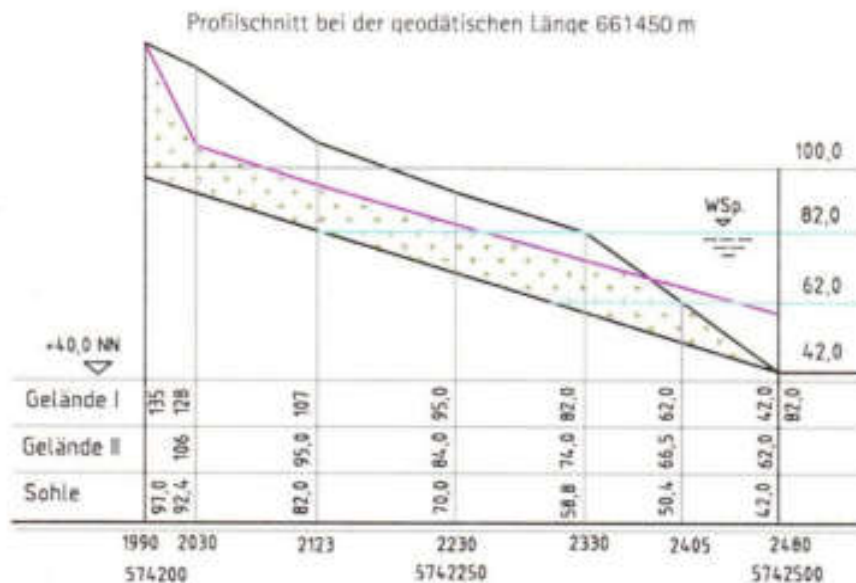


Abb. 188 zeigt im Profilschnitt die Geländeebene vor dem Bergrutsch, die Geländeebene nach dem Rutsch (Magenta) und die Grubensohle.

Vertikale Bezugsachsen (Stat) wurden in den Längsschnitt dort eingefügt, wo sich Gefällewechsel im Gelände oder Besonderheiten in den Grundwasserhorizonten zeigten.

In den Teilabschnitten lassen sich Differenz- und Belastungshöhen über die ansteigende Grubensohle, die Geländeebene sowie die jeweilige Stauhöhe des Sees errechnen. Da jede Bodenart bzw. jeder Zustand unterschiedliche Horizontalkräfte erzeugt, ist es möglich, zwischen den einzelnen Stationen über die Bodeneigenschaften die Scherebene unter Auflast zu ermitteln. Zu beachten bleibt, dass die Neigung der Scherebene über die Auflasthöhe zu ermitteln ist. Weitere Einzelheiten zur Berechnung der Scherebene können aus den Berechnungsbeispielen sowie aus der Studie zu Erddruck entnommen werden.

In das nachstehende Profil wurde die errechnete Scherebene als rote Linie eingezeichnet und die mögliche Auffüllung infolge des überschüssigen Bodens durch die grüne Linie begrenzt.

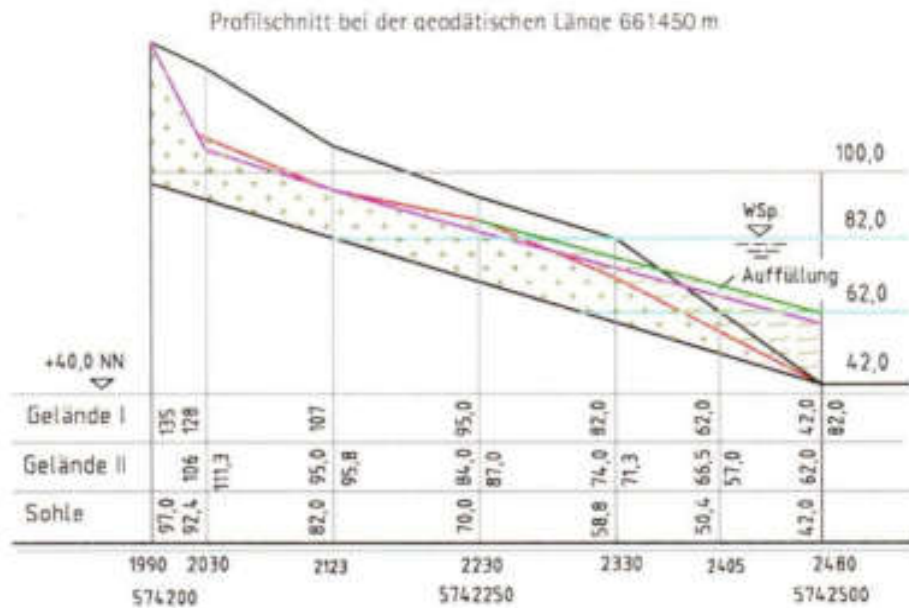


Abb. 189 zeigt die Geländeebene nach dem Bergbruch (Magenta), die berechnete Gleitebene (rot) und die Geländeauffüllung (grün).

Die Richtigkeit der ausgeführten Berechnung wird dadurch bestätigt, dass die ermittelte Geländeebene (rot) nur in einem geringen Maß von der Geländeebene (Magenta) abweicht, die von dem Deutschen Zentrum für Luft- und Raumfahrt (vorher/nachher) aus Luftaufnahmen abgeleitet worden ist. Die Erdbewegung im Hang wurde nachweislich gefördert durch den unverdichteten Einbau des Abraummateri als zur Grubenauffüllung und das dadurch begünstigte Einsickern von Seewasser in die Auffüllung. Diese Wasserzuführung hat die Bodenkennwerte des Füllstoffs mehrfach gewandelt, so dass letztlich die anzusetzenden Erdaufasten auf den geneigten Ebenen die Scherkräfte im Boden extrem erhöhten und den unverdichteten Hang in das Rutschen brachten.

Die Übereinstimmung der tatsächlichen mit der errechneten Scherebene/Geländeebene bestätigt, dass sich die Gefahrenstufe eines möglichen Bergbruchs im Voraus errechnen lässt.

Literaturangaben

Die vorgestellte neue Erddrucktheorie stützt sich auf die Studie zum Erddruck 2016, die veröffentlicht wurde unter www.erddruck.de.

Verwendete Quellen

- [1] Zur Darstellung der ›Lehrmeinung zum Erddruck‹ wurden vorzugsweise die nachstehenden Abhandlungen der Technischen Universität München (TUM) gewählt.
TUM München, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau – Zentrum Geotechnik, <http://www.lrz.de> (PDFs)
E Klassifikation von Boden und Fels
G Flachgründungen [DIN 1054:2005]
I Scherfestigkeit
J Grundlagen geotechnischer Entwürfe und Ausführungen
K Einfache Flachgründungen
N Tiefgründungen, Pfähle und Anker
P Erddruck
S Statik von Tunnelbauwerken
- [2] Horst Kuchling (2001), Taschenbuch der Physik, 17. Auflage, Buchverlag Leipzig
ISBN 3-446-21760-6.
- [3] Wolfgang Fellin (2007), Bodenmechanik und Grundbau, Universität Innsbruck, <https://www2.uibk.ac.at/downloads/igt/skripten/bmgb1.pdf>
- [4] H. Frank (6:2001), Bodenmechanik und Erddruckberechnung, Skript, Technische Hochschule Mittelhessen (Gießen – Friedberg),
<https://www.yumpu.com/de/document/view/2186634/Bodenmechanik-erddruckberechnung>
- [5] Technische Universität Darmstadt, Werkstoffe und Mechanik im Bauwesen, [3:2003],
http://www.ismd.tu-darmstadt.de/media/iwmb/l/boden_ufm/Kap_3_-_Spannungen_im_Boden.pdf
- [6] Heiner Siedel (3:2012), Einführung Ingenieurgeologie (2013), TU Dresden,
https://www.tu-dresden.de/fbu/bauingenieurwesen/geotechnik/ressourcen/dateien/geologie/dateien/einfinggeol/Deckblatt_Inggeol.pdf

- [7] Heiner Siedel (3:2012), Technische Eigenschaften von Naturstein und Prüfverfahren, Skript, TU Dresden, <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/geotechnik/ressourcen/dateien/geologie/dateien/gestkunde/abschnitt3.pdf>
- [8] Ulrich Simon u. Mathias Bernhard Wieland (2011/2012), Spannungs- und Dehnungstransformation, (Mohr'scher Spannungskreis), Skript, Statik Universität Ulm und Ulmer Zentrum für wissenschaftliches Rechnen; Mathematische Modellbildung und Simulation in der Mechanik, https://www.uni-ulm.de/fileadmin/website_uni_ulm/uzwr/mmsm/mmsm1-ws1112/Script-MMSM1.pdf
- [9] Theodor Triantafyllidis (4:2011), Formelsammlung zur Vorlesung Bodenmechanik 1, Karlsruher Institut für Technologie, http://www.ibf.kit.edu/downloads/bm1_formeln.pdf
- [10] So entwickelte sich das Desaster von Nachterstedt, Zentrum für Satellitengestützte Kriseninformation, Vorbereitung des Tagebaurestloches Nachterstedt/Schadeleben für die Flutung, <http://www.ecm-ing.com/ursachen/> und <http://www.ecm-ing.com/grundbruch/>
- [11] EffJot (7:2009), Geologische Karten zu Nachterstedt, <http://blog.effjot.net/2009/07/geologische-karten-zu-nachterstedt/>
- [12] Mitteldeutsche Zeitung (29.11.2013), LMBV-Gutachten schließt Altbergbau als Unglücksursache aus, Artikel mit Hinweisen auf Lagerungsdichte des Verfüllmaterials und Grundwasserströme, http://www.mdr.de/nachrichten/gutachten-nachterstedt100_zc-e9a9d57e_zs-6c4417c7.htm

Zeitnahe Literatur

Zeitnahe Literatur zum Erddruck, die sich des Erdbeiwertes K_0 oder der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung bedient, wurde vom Verfasser zur Kenntnis genommen, aber nicht weiter verfolgt, da beide Begriffe auf eine unveränderte Übernahme der derzeitigen Erddrucklehre hindeuten.

Die aufgeführte zeitnahe Literatur beinhaltet wohl Ergänzungen zur Erddrucklehre, die aber nach Sicht des Verfassers Neuerungen im Sinne der Erddrucktheorie nicht erkennen lassen.

Bernd Schuppener (3:2013), Grundlagen für geotechnische Nachweise im Verkehrswasserbau, Bundesanstalt für Wasserbau, Normen-Handbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2010
http://vzb.baw.de/publikationen.php?file=mitteilungsblaetter/0/schuppener_Normen-Handbuch.pdf



- [C] *EXPRESS zeigt zwei Details aus dem Gutachter-Film, etwa eine stark beschädigte Schlitzwand – direkt dort, wo das Archiv stand und der Kies eindringen konnte. Foto: KVB*
http://lh5.ggpht.com/mfKFLSkAXmC3qbC8L3244MKtGFZqpngfpG7Xd_ZLLaXm-FaEJt-f4ymogIQbhzzpnr6g=s113

- [D] Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt (DLR): Hochgenaue Luftbilder des Nachterstedter Erdrutschgebiets •Vergleichskarte Nachterstedt, Profilschnitte vorher und nachher•
<http://www.zkl.dlr.de/de/article/936> und
http://www.dlr.de/desktopdefault.aspx/tabid-5105/8598_read-18849/24.07.2009 – Luftbild-Vergleichskarte Nachterstedt, vorher und nachher.
- [E] Bilderserie Nachterstedt unter: <http://www.n-tv.de/mediathek/bilderserien/nachterstedt>.

Die neue Enddruck-Theorie

Anlage 2

Kräfte und Kraftmeter von trockenen Böden

gegen eine 10,0 m hohe Wand.
Ermittelt nach physikalischer Ebene
und den Ergänzungen (S. 45⁷).

Berechnungen

bezogen auf die Körperlänge $s = 1,00$ m.

$G_i = Au \cdot \rho(g) \cdot i_j$
 $F_N = \text{Gewichtskraft } G_i \cdot \cos \beta_i$
 $F_H = \text{Gewichtskraft } G_i \cdot \sin \beta_i$
 $N_v = \text{Gewichtskraft } G_i \cdot \sin^2 \beta_i$
 $N_h = \text{Gewichtskraft } G_i \cdot \cos^2 \beta_i$
 $g_i = \text{Kraftzahl } G_i / h$
 Kraftmeter: Kraft G_i / g_i

Bodenarten
 von Feis bis
 Urstaub und
 Urstaub unter Wasser

Neigung: Ermittlung der Gewichtskraft G_i
 Winkel: Höhe Breite Fläche Dichte Kraft

Ermittlung der Kräfte
 Kraft Kraft Kraft Kraft Kraft Kraftzahl

	β_i	tan β_i	h	bo	Au	$\rho(g)$	G_i	$\sin \beta$	$\cos \beta$	$\sin^2 \beta$	$\cos^2 \beta$	G_i	F_N	F_H	N_v	N_h	g_i	Kraft	Kraft	Kraft	Kraftzahl		
	m	m	m	m	ne ³	cm ³	MN					mm ³	m	m	m	m	m	m	m	m	m		
Feis, hart fest	88,4	88,49	10,0	0,10	0,52	2,97	15,2	1,000	0,010	1,000	0,000	0,010	0,18	18,24	18,24	0,002	0,100	1,82	0,10	10,0	10,00	0,00	0,10
Feis, schwer löslich	88,0	11,42	10,0	0,87	4,37	2,76	118	0,996	0,087	0,992	0,008	0,087	10,3	117,9	117,4	0,899	10,28	11,8	0,87	9,99	9,92	0,08	0,87
Feis, normal löslich	80,0	5,671	10,0	1,78	8,82	2,58	221	0,988	0,174	0,970	0,030	0,171	38,3	217,2	213,9	0,649	37,71	22,1	1,74	16,8	16,70	0,20	1,74
Geröll, dicht gelagert	76,0	2,722	10,0	2,68	12,40	2,37	311	0,984	0,259	0,933	0,067	0,250	80,5	300,3	295,0	0,202	77,72	31,1	2,59	25,8	25,33	0,57	2,50
Geröll, lose gelagert	70,0	2,747	10,0	3,84	18,20	2,20	353	0,940	0,342	0,883	0,117	0,331	134	368,9	346,8	0,502	126,2	35,0	3,42	34,0	33,03	1,17	3,21
Kies, fest gelagert	65,0	2,145	10,0	4,88	23,32	2,06	489	0,906	0,423	0,821	0,179	0,383	189	424,9	384,3	0,565	175,2	46,8	4,23	42,06	42,1	1,79	3,83
Kies, lose gelagert	60,0	1,722	10,0	5,77	28,87	1,90	518	0,866	0,500	0,750	0,250	0,433	269	486,3	463,8	0,548	134,8	53,8	5,00	50,0	49,6	1,90	4,33
Kies, schluffig	55,0	1,428	10,0	7,08	35,01	1,76	606	0,819	0,574	0,671	0,329	0,470	347	486,3	466,5	0,603	199,3	60,6	5,74	57,4	57,1	2,29	4,70
Böden, bindig plast.	50,0	1,192	10,0	8,39	41,95	1,63	671	0,766	0,643	0,587	0,413	0,492	421	614,1	593,9	0,713	226,5	67,1	6,43	64,3	64,0	3,02	4,92
Böden, bindig weich	45,0	1,000	10,0	10,00	50,00	1,50	750	0,707	0,707	0,500	0,500	0,500	520	625,1	587,8	0,750	217,3	75,0	7,07	70,7	70,0	3,00	5,00
Böden, bindig breiig	40,0	0,829	10,0	11,32	56,59	1,37	800	0,643	0,766	0,413	0,587	0,492	613	614,1	520,5	0,803	203,9	80,0	7,66	64,3	64,3	3,97	4,92
Löß, bindig	35,0	0,700	10,0	14,28	71,41	1,24	865	0,574	0,819	0,329	0,671	0,470	709	486,3	394,6	0,908	406,5	86,5	8,19	81,9	81,9	4,70	4,70
Löß, bindlos	30,0	0,577	10,0	17,32	86,59	1,10	932	0,500	0,866	0,250	0,750	0,433	808	466,3	333,2	0,993	403,8	93,3	8,66	80,0	80,0	5,00	5,00
Löß, wässrig	25,0	0,466	10,0	21,45	107,2	0,96	1003	0,423	0,906	0,179	0,621	0,383	909	424,9	276,2	1,041	384,3	100,3	9,06	82,3	82,3	6,21	6,21
Urstaub u. Wasser	20,0	0,384	10,0	27,47	137,4	0,80	1079	0,342	0,940	0,117	0,883	0,331	1013	368,9	226,2	1,013	346,5	107,9	8,40	84,2	84,2	5,21	5,21
Urstaub u. Wasser	15,0	0,308	10,0	37,32	186,0	0,63	1160	0,259	0,956	0,067	0,933	0,250	1121	300,3	177,2	1,082	290,0	116,0	8,66	86,6	86,6	3,32	3,32
Urstaub u. Wasser	10,0	0,196	10,0	56,71	283,6	0,45	1201	0,174	0,988	0,030	0,970	0,171	1232	217,2	127,1	1,213	233,9	120,1	8,85	88,5	88,5	1,74	1,74
Urstaub u. Wasser	5,00	0,087	10,0	114,3	571,5	0,24	1263	0,087	0,996	0,008	0,992	0,087	1348	117,9	102,28	1,342	117,4	135,3	9,86	98,7	98,7	0,92	0,87
Urstaub u. Wasser	0,00	0,010	10,0	954,9	4774	0,01	1458	0,010	1,000	0,000	1,000	0,010	1458	15,24	145,8	10,00	145,8	10,00	0,10	0,00	10,00	0,10	0,00
Urstaub u. Wasser	0,10	0,002	10,0	8730	26548	0,01	1468	0,007	1,000	0,000	1,000	0,002	1468	7,58	0,004	1468	2,983	146,8	10,00	0,02	0,00	10,00	0,02

Die neue Erddrucktheorie

Anlage 3

Kräfte und Kraftmeter von nassen Böden

gegen eine 10,2 m hohe Wand
Ermittelt nach physikalischer Ebene
und den Ergänzungen (E < 45°)

Berechnungen
bezogen auf die Körpertiefe $a = 1,00$ m.

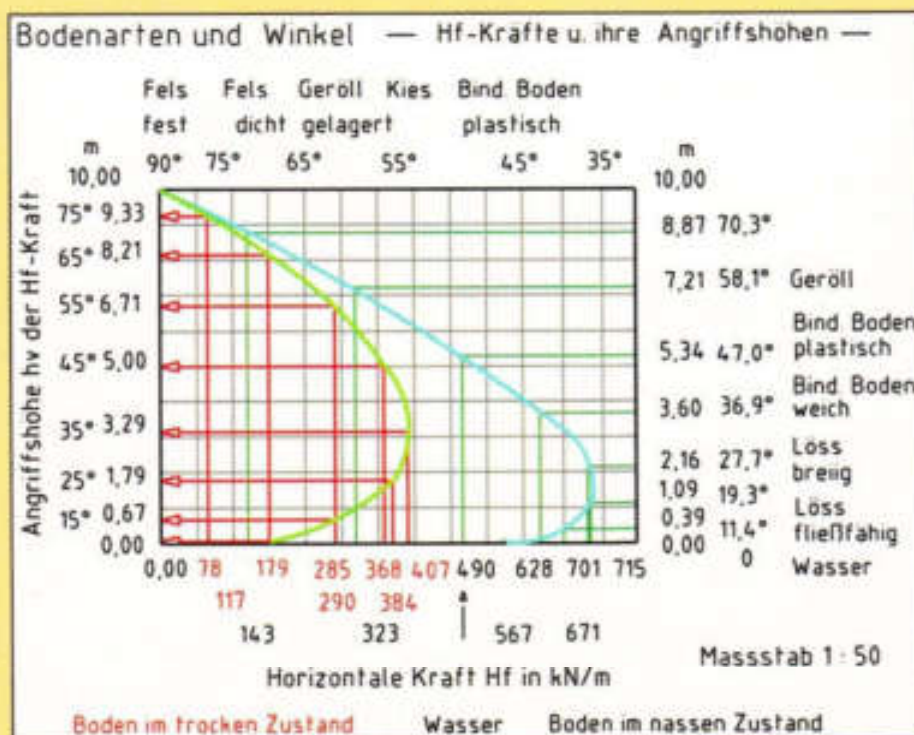
Gh Au · $\rho_{\text{mg}} \cdot g$
FN Gewichtskraft Gn · $\cos \beta_n$
FH Gewichtskraft Gn · $\sin \beta_n$
Hv Gewichtskraft Gn · $\sin^2 \beta_n$
Nv Gewichtskraft Gn · $\cos^2 \beta_n$
Hf Gewichtskraft Gn · $\sin \beta_n \cdot \cos \beta_n$
ghs Kraftzahl Gn / h
Kraftmeter: Kraft Gn / ght

Bodenarten von Fein bis Unsaub und Unsaub unter Wasser	Neigungs- winkel		Ermittlung der Gewichtskraft Gn Hohe Breite Fläche Dichte Kraft		Ermittlung der Kräfte		Ermittlung der Kraftmeter																
	βn	tan βn	h	bn	Au	mg	Gn	FN	FH	Hv	Nv	Hf	ghs	gh	ghs	gh	ghs	gh					
	m	m	m	m	m ²	t/m ³	kN	sin β	cos β	sin ² β	cos ² β	sin β · cos β	sin β · cos β · tan β	kN/m ²	m	m	m	m	m				
Fels, hart fest	82,2	71,62	10,00	0,140	0,886	2,979	20,40	7,000	0,014	1,000	0,000	0,014	0,28	20,4	20,4	0,00	0,28	2,04	0,14	10,00	10,00	0,00	0,14
Fels, schwer löslich	83,3	8,573	10,00	1,167	8,833	2,838	162,4	0,993	0,116	0,987	0,013	0,116	18,8	161	160	2,18	18,7	16,24	1,16	9,93	9,87	0,13	1,16
Fels, normal löslich	70,9	4,263	10,00	2,361	11,76	2,706	311,3	0,973	0,229	0,948	0,052	0,223	71,2	303	298	16,3	69,4	31,13	2,28	8,73	8,48	0,25	2,23
Gestein, dicht gelagert	70,3	2,798	10,00	3,573	17,86	2,577	481,5	0,942	0,338	0,887	0,113	0,317	15,2	420	400	51,1	143	46,15	3,36	9,47	8,87	1,13	3,17
Gestein, locker gelagert	64,1	2,081	10,00	4,883	24,26	2,466	586,9	0,900	0,437	0,809	0,191	0,393	29,6	528	478	112	231	88,69	4,37	9,06	8,09	1,31	3,93
Kies, fest gelagert	56,1	1,868	10,00	6,217	31,09	2,364	720,7	0,848	0,528	0,721	0,279	0,448	38,1	612	528	201	223	72,67	5,28	8,49	7,21	2,79	4,48
Kies, locker gelagert	52,4	1,299	10,00	7,698	38,49	2,268	865,1	0,792	0,610	0,528	0,372	0,483	52,2	678	538	318	414	86,61	6,10	7,92	6,28	3,72	4,83
Kies, schluffig	47,9	1,071	10,00	9,338	46,89	2,176	996,3	0,731	0,682	0,534	0,466	0,499	68,0	728	532	464	487	96,63	6,82	7,31	5,34	4,66	4,99
Böden, bindig plast.	41,8	0,894	10,00	11,19	55,94	2,087	1145	0,666	0,748	0,444	0,666	0,487	85,4	743	509	637	589	114,8	7,48	6,66	4,44	6,66	4,87
Böden, bindig weich	36,9	0,750	10,00	13,33	69,37	2,000	1308	0,608	0,800	0,380	0,840	0,499	104,4	788	471	823	638	130,8	8,06	6,00	3,80	6,40	4,99
Böden, bindig fest	32,2	0,629	10,00	16,28	79,49	1,913	1490	0,533	0,848	0,284	0,716	0,461	126,1	794	423	1067	672	149,0	8,46	5,33	2,84	7,16	4,61
Loß, bindig	27,7	0,526	10,00	19,04	95,21	1,824	1703	0,466	0,888	0,218	0,784	0,412	150,8	792	368	1338	701	170,3	8,86	4,66	2,18	7,84	4,12
Loß, fließfähig	23,4	0,432	10,00	23,09	115,5	1,732	1951	0,387	0,918	0,168	0,842	0,305	190,0	778	310	1852	715	195,1	9,18	3,87	1,68	8,42	3,05
Loß, wässrig	18,2	0,360	10,00	28,88	143,0	1,636	2294	0,336	0,944	0,108	0,891	0,312	216,8	757	280	2044	715	229,4	9,44	3,30	1,08	8,91	3,12
Unsaub u. Wasser	16,2	0,273	10,00	36,83	181,2	1,534	2758	0,283	0,961	0,069	0,931	0,354	280,8	728	191	2864	700	275,8	9,66	2,83	0,69	9,31	2,54
Unsaub u. Wasser	11,4	0,201	10,00	48,78	248,8	1,423	3471	0,197	0,980	0,029	0,961	0,193	340,3	684	126	3337	671	247,1	9,80	1,97	0,29	9,61	1,93
Unsaub u. Wasser	7,62	0,132	10,00	76,62	378,1	1,300	4819	0,131	0,991	0,017	0,983	0,138	477,8	632	82,8	4737	628	481,9	9,91	1,31	0,17	9,83	1,38
Unsaub u. Wasser	3,75	0,066	10,00	182,4	782,0	1,181	8678	0,066	0,998	0,004	0,996	0,066	8667	568	37,2	8628	567	868	9,98	0,66	0,04	9,96	0,66
Unsaub u. Wasser	0,48	0,008	10,00	672	6368	1,071	83723	0,008	1,000	0,000	1,000	0,008	83723	800	3,93	83721	800	6373	10,00	0,08	0,00	10,00	0,08
Unsaub u. Wasser	0,08	0,001	10,00	7638	38197	1,000	378306	0,001	1,000	0,000	1,000	0,001	378306	492	0,64	378304	492	27890	10,00	0,01	0,00	10,00	0,01

Die neue Erddrucklehre

auf den reinen Grundlagen der Physik

Norbert Giesler



Erddruck gegen eine lotrechte Wand
bei gleichen Bodenarten im trockenen bzw. nassen Zustand



Deutsche Literaturgesellschaft