

# Kölner U-Bahn-Bau

## Einsturz des Historischen Archivs der Stadt Köln (2009)

Das ‚Märchen vom großen Stein‘ und Schadensermittlung nach den Vorgaben der neuen Erddrucklehre  
von **Norbert Giesler**

Es wurde nachgegangen:

- 1.0 Bauabläufe zur Herstellung einer Schlitzwand
  - 2.0 Verhalten von Böden (fallbezogen)
  - 3.0 Berechnung der Eigenschaften und Tragfähigkeit von Böden
  - 4.0 Nachweis der Spannungsüberschreitung im Schlitzwandbeton
  - 5.0 Nachweis der Mangelhaftigkeit der derzeitigen Erddrucklehre
  - 6.0 Zusammenfassung
- Anlage: Bilderstrecke

**Ergebnis:**

**Die derzeitige Erddrucklehre, dargestellt in DIN 4085 und Eurocode 7 ist fehlerhaft und führt zu Bauschäden!**

# Kölner U-Bahn-Bau

## Einsturz des Historischen Archivs der Stadt Köln (2009)

Veröffentlicht Oktober 2021 im Artikel: ‚Bundesgerichtshof kassiert Freisprüche‘ <https://www.zeit.de>

**Nach dem Prozessgutachten des Herrn Prof. H.G Kempfert wird der Einsturz des Archivs wie folgt erklärt:**

*Zitat: „Zu dem dramatischen Einsturz war es gekommen, weil bei der Herstellung der Schlitzwand an einer U-Bahn-Haltestelle ein großer Steinblock in der Baugrube belassen, also nicht entfernt worden sei. In der Folge bildeten sich Fehlstellen in der Betonwand, die die Baugrube umschließt. Sie gibt nach - rund 5000 Kubikmeter Wasser und Kies strömen hinein. Ein riesiger Hohlraum bildet sich unter dem Archiv, das nach vorne wegkippt und zwei angrenzende Wohngebäude mitreißt.“*

Zudem wird vorgegeben, dass ein Arbeiter einen größeren Steinblock in der Baugrube gesehen haben will. Nicht behandelt wurde die Ausbruchsstelle, das ‚Loch‘ in der Schlitzwand unterhalb der Zwischendecke, wie dieses vor den Aufräumarbeiten im Tunnel fotografiert worden ist.



Abb. 1 zeigt die Zerstörung des Schlitzwandbetons

Für die nachstehende Untersuchung der Schadensursache wurden herangezogen:

- Schriften der Technischen Universität München TUM, Zentrum Geotechnik, die den „Technischen Regelwerken“ (DIN 4085 / Eurocode 7) und der derzeitigen Erddrucklehre entsprechen.
- Studie „Erddruckberechnung – März 2015“, <https://www.erddruck-giesler.de>.
- Buch „Die neue Erddrucklehre auf den reinen Grundlagen der Physik“ – März 2017, <https://www.erddruck-giesler.de>.
- Software zur Stahlbetonbemessung - DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-2

## 1.0 Bauabläufe zur Herstellung einer Schlitzwand

Es bleibt in Erinnerung zu bringen, dass die Bauarbeiten zur Erstellung der U-Bahn-Haltestelle vom Straßenniveau aus starteten. Dieses gilt auch für die Herstellung der Schlitzwände für die Umfassung der Baugrube. Gemäß dem anstehenden kiesigen Baugrund soll ein Schlitzwandgreifer eingesetzt worden sein, der den Boden im Wandbereich bis zur Tiefe von 30 Meter in der Lamellenbreite  $\sim 3,60$  Meter und der Dicke 1,00 Meter ausgehoben hat. Baufachleuten ist bekannt, dass diese Maschine keine Hindernisse im Graben duldet, da sonst weder die Ausschachtungsarbeiten fortgeführt noch die Wand bewehrt und betoniert werden könnte.

Während der Ausschachtungsarbeiten wird eine Emulsion in den Schlitzwandgraben eingefüllt. Diese soll das Einstürzen von Erdmassen aus den Grabenwände in die Baugrube der Wand verhindern. Dieser Stoff ähnelt Schlamm und ist ebenso undurchsichtig. Wenn ein Arbeiter einen größeren Steinblock in der Baugrube gesehen haben will, kann seine Aussage nur fehlerhaft sein. Würde tatsächlich ein größerer Stein im Graben die Arbeiten behindern, könnte dieser mit einem Meisel oder einer ‚Schlitzwandfräse‘ beseitigt werden.



Abb. 2 zeigt einen Schlitzwandgreifer der Firma Bauer

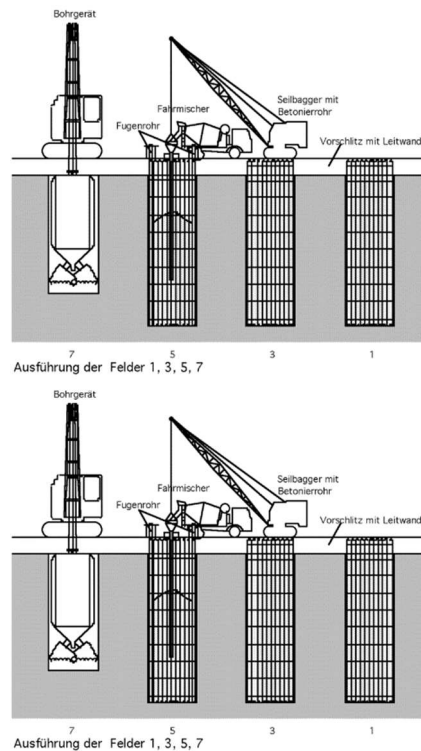


Abb. 3 zeigt die Bauweise einer Schlitzwand in Einzelabschnitten (Lamellenbreite  $\sim 3,60$  m)



Abb. 4 zeigt eine Schlitzwandfräse der Firma Bauer, die im Felsgestein eingesetzt wird und auch einen Steinblock im Schlitzwandgraben beseitigen kann.

Die Abbildungen wurden aus Wikipedia entnommen.

### Fazit

Die vom Herrn Prof. H.G Kempfert erklärte Einsturzursache des Archivs der ‚Große Stein, der in der Baugrube verblieb‘ ist durch die Bauweise einer Schlitzwand eindeutig widerlegt. Auch kein Arbeiter kann einen ‚großen Stein‘ in der Baugrube gesehen haben. Für Fachleute ist es

völlig unverständlich, dass vom Gutachter im Verfahren das 'Märchen vom großen Steinblock' als Ursache des Unglücks vorgestellt worden sei.

## 2.0 Verhalten von Böden (fallbezogen)

Beim Studium der **derzeitigen Erddrucklehre** (Schriften der TUM) hat der Verfassers gravierende Unstimmigkeiten zwischen der Bodentheorie der Lehre und dem realen Bodenverhalten in freier Natur erkannt. Hierdurch ergeben sich Fehleinschätzungen bei den Bodenkennwerten durch die Anwendung empirischer oder imaginärer Zahlenwerte. Die **neue Erddrucklehre** bietet berechenbare Bodeneigenschaften und sieht direkte Zusammenhänge zwischen Bodendichte, Bodenwinkel und Erddruckkraft. Hierbei kann auf die Unterteilung der Bodenarten nach magmatischen, metamorphen oder sedimentären Ursprungsgesteinen ebenso verzichtet werden, wie auf die Einteilung nichtbindige und bindiger Böden. Auch verlieren bei steigender Schichthöhe das extreme Korn-, Richtungs- und Verteilungsgefüge sowie die Kohäsion von Böden an Bedeutung bei der Erddruckberechnung. Die Neuerungen stellen sich als Erweiterung des Dreiphasensystems der Bodenphysik vor. Weiters zur Berechnung der Bodeneigenschaften siehe Schriften des Verfassers unter <https://www.erddruck-giesler.de>

Für die Berechnung des Erddrucks gegen die Schlitzwand sind verlässlichen Bodenwerte erforderlich. Ihre Entstehung wird nachstehend beschrieben.

### 2.1 Im Wasser schwimmende Körper

Nach dem Archimedischen Prinzip schwimmt ein Körper, wenn die Gewichtskraft des Körpers  $G_K$  kleiner ist als die Kraft  $F_A$  der verdrängten Flüssigkeit ( $F_A > G_K$ ).

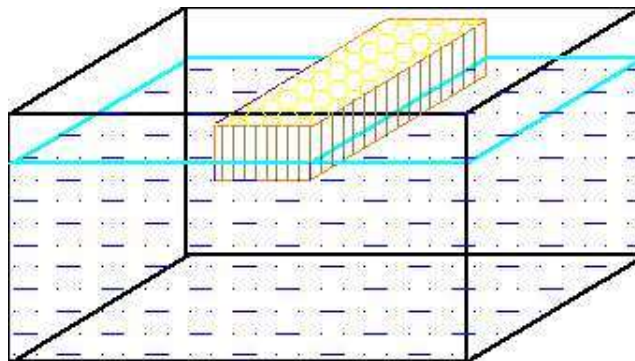


Abb. 5 zeigt einen im Wasser schwimmenden Körper.

### 2.2 Körper mit hoher Dichte im Wasser

Ein schwerer Körper, der ins Wasser eingestellt wird, setzt auf dem Grund auf, wenn die Gewichtskraft des Körpers  $G_K$  größer ist als die Kraft  $F_A$  der verdrängten Flüssigkeit ( $F_A < G_K$ ).

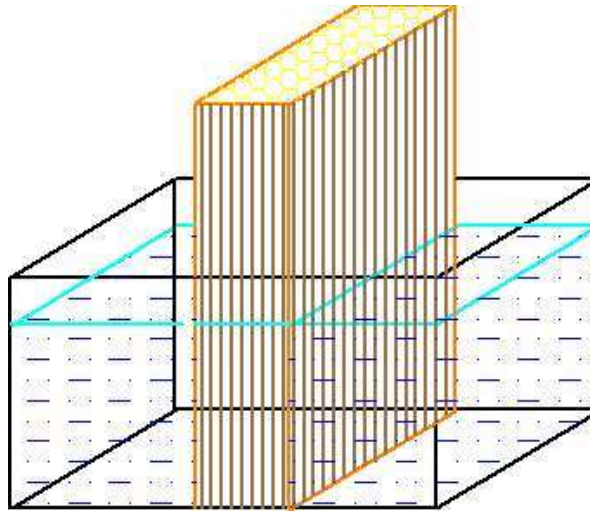


Abb. 6 zeigt einen Körper, der durch sein Gewicht das leichtere Wasser verdrängt.

Dieser Körper ist gleichzusetzen mit dem Gebäude des Archivs. Da das Wasser in freier Natur unter Auflast ausweicht, kann der Abtrag der Gebäudelast nur über die Feststoffe des Bodens erfolgen.

### 2.3 Aufbau der Bodenarten

Als Grundlage der Betrachtungen wird ein trockener bzw. getrockneter Boden herangezogen. Die Bodendichte kann im Labor über das Gewicht und den Rauminhalt bestimmt werden. Vernachlässigt man die Gasdichte des Porengefüges, so setzt sich das Bodenvolumen zusammen aus den Volumina der Feststoffpartikel  $V_f$  und der Luftporen  $V_l$ . Betrachtet man zudem die Feststoffe als ein Auflösungsprodukt eines harten Granitgesteins, so lassen sich über das gemessene Gewicht der Bodenprobe dividiert durch die Felsdichte  $\rho_{tG90} = 3,00 \text{ t/m}^3$  der Feststoffanteil  $V_f$  und das Porenvolumen  $V_l$  bestimmen. Diese Berechnung umfasst auch Poren, die in den Gesteinspartikeln  $V_f$  eingeschlossen sind.

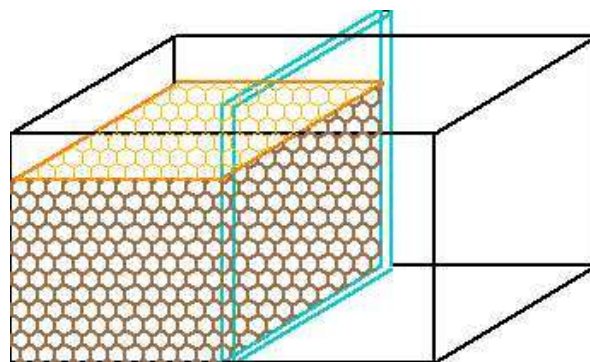


Abb. 7 zeigt einen trockenen Boden in einem Glasbehälter mit zwei Kammern.

Für dieses Beispiel soll die Trockendichte  $\rho_{tG} = 1,89 \text{ t/m}^3$  des anstehenden Kieses gelten, die sich leitet aus der DIN 1055-2 abzgl. Feuchte. Dividiert man die Bodendichte durch die Dichte des harten Granitgesteins mit  $\rho_{tG90} = 3,0 \text{ t/m}^3$ , so erhält man das Feststoffvolumen des Bodens  $V_f = \rho_{tG} / \rho_{tG90} = 1,89 / 3,0 = 0,63 \text{ m}^3$ . Über das Gesamtvolumen  $V_p = 1,00 \text{ m}^3$  errechnet sich das Porenvolumen  $V_l = V_p - V_f = 1,00 - 0,63 = 0,37 \text{ m}^3$ .

Das Verhältnis von Feststoffvolumen  $V_f$  zu Porenvolumen  $V_l$  bringt den Tangens des Reibungswinkels:  $\beta \rightarrow \tan \beta = V_f / V_l = 0,63 / 0,37 = 1,703 \rightarrow \beta = 59,6^\circ$ .

Es bleibt anzumerken, dass jede Veränderung eines der vorstehenden Werte eine neue Bodenart entstehen lässt.

## 2.4 Ausbildung der Scherebene eines trockenen Bodens

Nimmt man dem Boden an der trennenden Glasscheibe seinen Halt, gleitet er ab und bildet seine natürliche Scherebene aus.

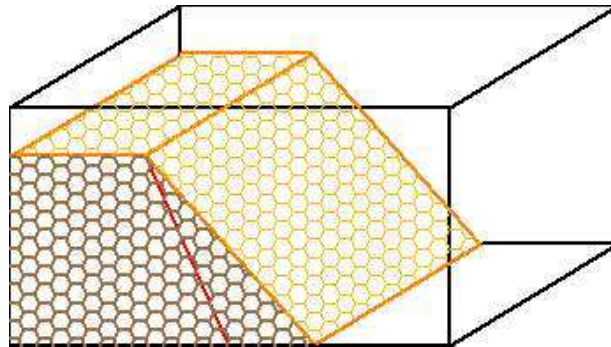


Abb. 8 zeigt das Abgleiten des Sandes und die Ausbildung der natürlichen Scherebene.

Lockert der Boden beim Abgleiten nicht auf, stellt sich der Scherwinkel  $s$  ein. Sein Tangens errechnet sich  $\tan s = 0,5 \cdot V_f / V_l = 0,5 \cdot 0,63 / 0,37 = 0,851 \rightarrow s = 40,4^\circ$ .

## 2.5 Wasserzugabe zu einem trockenen Boden

Wasser verdichtet trockene Böden, wenn diese zum ersten Mal einer Flüssigkeit ausgesetzt werden. Zudem erhöht Wasser die Trockendichte und reduziert den Reibungswinkel  $\beta_n$  der Bodenart. Da sich aus unterschiedlichen Gründen (Poreneinschlüsse, Wassermangel) nicht alle Poren eines Bodens mit Wasser füllen können, kann sein derzeitiges Porenwasser durch ungestörte Bodenproben und seine Wasseraufnahmefähigkeit durch Versuchsanordnungen im Labor bestimmt werden.

In der neuen Lehre wird ein Boden als ‚nass‘ bezeichnet, wenn sich alle Poren mit Wasser gefüllt haben ( $V_l = V_n$ ). Seine Eigenschaften lassen sich über  $V_f = 0,63 \text{ m}^3$ ,  $V_l = V_n = 0,37 \text{ m}^3$  und die Dichten von Fels  $\rho_{tg90} = 3,00 \text{ t/m}^3$  und Wasser  $\rho_{wg} = 1,00 \text{ t/m}^3$  errechnen:

$$\text{Reibungswinkel } \beta_n \rightarrow \tan \beta_n = 0,63 / (0,37 + 0,37 / 3,0) = 1,277 \rightarrow \beta_n = 51,9^\circ$$

$$\text{Scherwinkel } s_n \rightarrow \tan s_n = \tan \beta_n / 2 = 1,277 / 2 = 0,639 \rightarrow s_n = 32,6^\circ$$

$$\text{Bodendichte } \rho_{ng} = V_f \cdot \rho_{tg90} + V_n \cdot \rho_{wg} = 0,63 \cdot 3,0 + 0,37 \cdot 1,00 = 2,26 \text{ t/m}^3$$

Ein Boden wird als ‚feucht‘ bezeichnet, wenn nur ein Teil seiner Poren sich mit Wasser füllen kann. Seine Wasseraufnahmefähigkeit wird bestimmt durch Poren, die im Gestein eingeschlossen sind und kein Wasser aufnehmen können sowie von der Verfügbarkeit des Wassers im Umfeld. Beide Faktoren lassen sich im Labor über eine ungestörte Bodenprobe bestimmen. Mit ‚Boden unter Wasser‘ wird ein Boden beschrieben, der im Grundwasser ansteht und dem Auftrieb ausgesetzt ist. Die Berechnungen von Dichten und Reibungswinkel dieses Bodens stützen sich auf die vorgestellten Werte und dem Archimedischen Prinzip.

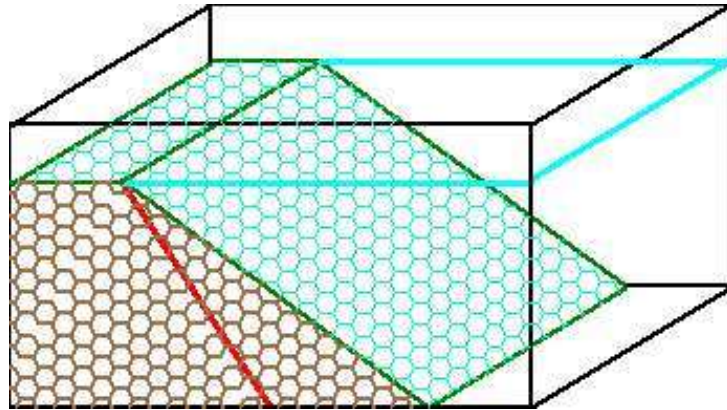


Abb. 9 zeigt einen nassen Boden nach dem Abgleiten.

## 2.6 Bodenauflasten aus dem Archiv

Auflasten oder externe Kräfte, die auf die Geländeebene aufgetragen werden, vergrößern die Höhe der Lastfläche des Erdeigengewichts, wogegen die Bodendichte unverändert bleibt. Ihre Belastungshöhe  $h_e$  berechnet sich über die Gewichtskraft der Auflast / Kraft  $G_e$  dividiert durch die Trockendichte des anstehenden Bodens  $\rho_{tg}$  und der Gravitationskraft  $g$ , somit Höhe  $h_e = G_e / (\rho_{tg} \cdot g)$ . Die Auflast verändert den Reibungswinkel  $\beta_e$  der belasteten Bodenart.

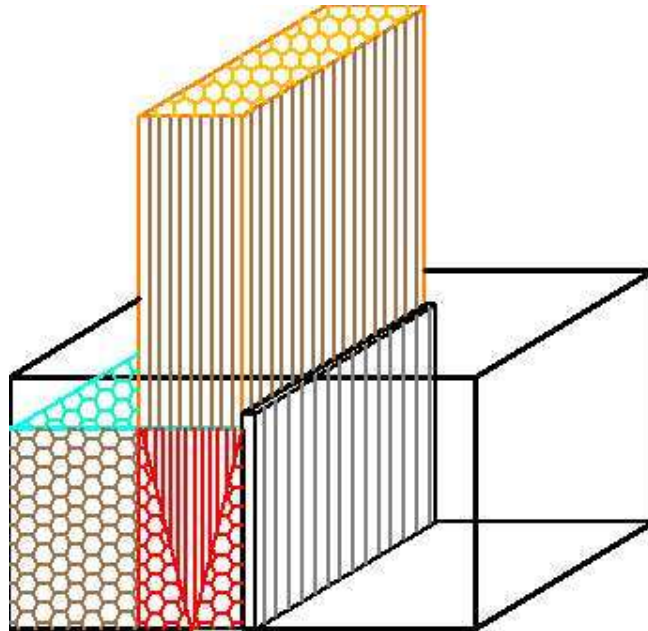


Abb. 10 zeigt den Lastabtrag im Boden als vertikal schraffierte Keilfläche und die Ausbildung einer eigenen Systemachse.

Im vorliegenden Fall wirkt die Auflast des Archivs ähnlich wie ein Holzpflock, den man in den Boden einrammt, d.h. die Systemachse der lastabtragenden Kraftfläche lässt unter der Auflast Kraftflächen entstehen, die in der Abb. 9 unterschiedlich schraffiert worden sind. Für die Ermittlung der Erddruckkraft gegen die Schlitzwand verbleibt die reaktive Keilfläche mit der wabenartigen Schraffur rechts der Systemachse. Der Abtrag der Auflast verändert damit auch die Kraftflächen zur Wandbemessung.

## 2.7 Loch in der Schlitzwand

In Anwendung der angezeigten Software (d) stellte sich im Beton der Schlitzwand eine gravierende Spannungsüberschreitung ein, die zur Lochbildung in der Lamellenbreite  $b = 3,60$  m und der Höhe ca. 2,00 m führte. Erst mit dem Erreichen der natürlichen Scherebene kam die Bodenbewegung zum Stillstand. Zur statischen Berechnung wird später ausgeführt.

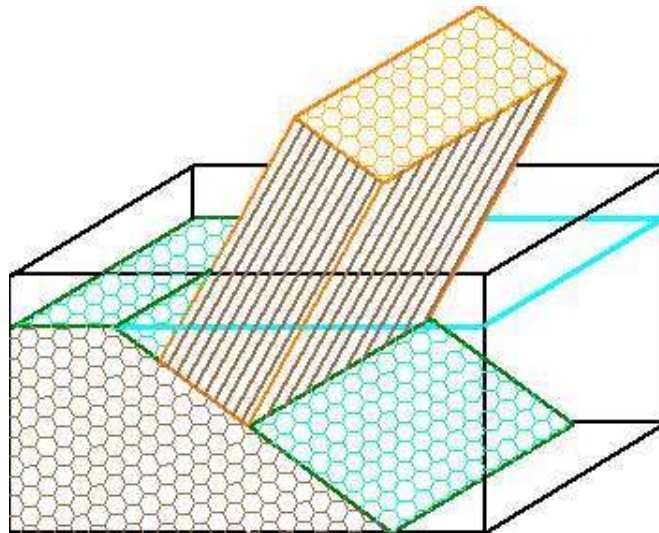


Abb. 11 zeigt das Abgleiten des Bodens unter dem Archiv bis zum Erreichen der Scherebene.

### Fazit:

Mit den wenigen Darstellungen und Erläuterung zur Berechnung von Bodeneigenschaften kann gezeigt werden, dass sich die Eigenschaften trockener, feuchter und nasser Böden, so wie von ‚Böden unter Wasser‘ nach physikalischen Regelwerken errechnen lassen. Damit kann bei Erddruckberechnungen auf die Verwendung **empirischer Bodeneigenschaften** verzichtet werden, wie diese nach derzeitiger Erddrucklehre üblich aus Tabellen zu entnehmen sind.

Die Berechnung der Bodeneigenschaften bringt nach der neuen Erddrucklehre nur **ein Ergebnis**. Hingegen erlaubt die derzeitige Lehre Bodeneigenschaften frei aus Tabellen zu wählen und diese in die Erddruckberechnungen zu übernehmen. Diese **freie Wahl von Bodeneigenschaften öffnet den Weg, gewollte Ergebnisse hinzurechnen, d.h. auch fehlerhafte Berechnungen zu vertuschen**.

## 3.0 Berechnung der Eigenschaften und Tragfähigkeit von Böden

Für die quartären Sande / Kiese, *mitteldicht und feucht*, die im Baustellenbereich anstehen sollen, finden sich in der Schrift ‚Scherfestigkeit‘ des ‚Zentrum Geotechnik der Uni München‘, TUM, S. 19 folgende Werte:

Sand:  $\rightarrow$  cal  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ , cal  $\phi' = 32,5^\circ$ , cal  $E_s = 50 - 100 \text{ MN/m}^2$

Obwohl der natürliche Wassergehalt eines Bodens die reale Bodendichte, den Reibungswinkel und die Tragfähigkeit bestimmt, lassen sich aus der banalen Bodenbeschreibung



,mitteldicht und feucht' nach DIN 1055-2 keine Erkenntnisse ableiten über die tatsächlich vom Boden aufgenommene Wassermenge. Folglich kann sie nur geschätzt werden.

### 3.1 Bodendichte und Reibungswinkel

#### 3.1.1 Umrechnung der Werte des trockenen Bodens

(von derzeitiger in neue Lehre)

Feuchtdichte  $\rho_{ig} = \gamma / g = 19,0 / 9,807 = 1,940 \text{ t/m}^3$

abzüglich Wasseranteil, geschätzt  $- 0,050 \text{ t/m}^3$

Trockendichte  $\rho_{tg} = 1,890 \text{ t/m}^3$

Über die Trockendichte und Felsdichte  $\rho_{tg90} = 3,00 \text{ t/m}^3$  kann der Reibungswinkel  $\beta_t$  ermittelt werden, siehe Pkt. 2.3 und 2.5.

Feststoffvolumen  $V_f = \rho_{tg} \cdot V_p / \rho_{tg90} = 1,89 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,63 \text{ m}^3$

Porenvolumen  $V_l = V_p - V_f = 1,0 - 0,63 = 0,37 \text{ m}^3$

Reibungswinkel  $\beta_t \rightarrow \tan \beta_t = V_f / V_l = 0,63 / 0,37 = 1,703 \rightarrow \beta_t = 59,6^\circ$

#### 3.1.2 Werte des feuchten Bodens nach Grundwasserabsenkung

Wasseranteil, gewählt 50 % des Porenanteils  $V_l = 0,370 \text{ m}^3$

Felsdichte: Granit  $\rho_{tg90} = 3,00 \text{ t/m}^3$ , Wasserdichte  $\rho_{wg} = 1,00 \text{ t/m}^3$

Feuchtdichte  $\rho_{it} = \rho_{tg} + V_l \cdot \rho_{wg} \cdot 0,5 / V_{p90} = 1,890 + 0,370 \cdot 1,0 \cdot 0,5 / 1,0 = 2,075 \text{ t/m}^3$

Reibungswinkel  $\beta_i^\circ \rightarrow \tan \beta_i = V_f / (V_l + 0,5 \cdot V_l \cdot \rho_{wg} / \rho_{tg90}) =$

Reibungswinkel  $\beta_i^\circ \rightarrow \tan \beta_i = 0,63 / (0,37 + 0,185 \cdot 1,0 / 3,0) = 1,459 \rightarrow \beta_i = 55,6^\circ$

Die vorstehende Berechnung bringt für die derzeitige Lehre folgende Werte:

Feuchtdichte  $\gamma' = 2,075 \cdot g = 20,3 \text{ kN/m}^3$

Winkel  $\phi' = 90^\circ - 55,6^\circ = 34,4^\circ$

#### 3.1.3 Werte des nassen Bodens unter Wasser (mit Auftrieb)

Feststoffvolumen  $V_{fw} = 2 V_f / 3 = 2 \cdot 0,63 / 3 = 0,42 \text{ m}^3$

Besetztes Porenvolumen unter Wasser zu 100 %, somit

Porenvolumen  $V_{ln} = V_l = 0,37 \text{ m}^3$

Wasservolumen  $V_w = V_{ln} / 2 = 0,185 \text{ m}^3$  (anteiliger Wasserdruck gegen die Wand)

Fiktives Feststoffvolumen  $V_{fn} = V_{ln} \cdot \rho_{wg} / \rho_{tg90} = 0,370 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,123 \text{ m}^3$

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

Reibungswinkel  $\beta_{nw} \rightarrow \tan \beta_{nw} = 0,42 / (0,370 + 0,123 - 0,185) = 1,364 \rightarrow \beta_{nw} = 53,7^\circ$

Dichte  $\rho_{nwg} = (V_{fn} \cdot \rho_{tg90} + V_{ln} \cdot \rho_{wg}) / \rho_{tg90} = (0,42 \cdot 3,0 + 0,185 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,63 \text{ t/m}^3$

Die vorstehende Berechnung bringt für die derzeitige Lehre folgende Werte:

Nassdichte  $\gamma'' = 1,63 \cdot g = 16,0 \text{ kN/m}^3$ , Wasserdichte  $\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Winkel  $\phi' = 90^\circ - 53,7^\circ = 36,3^\circ$

### 3.2 Tragfähigkeit von Böden (Erdwiderstand)

Die Berechnung stützt sich auf die Erkenntnis, dass sich weder die Fels- noch die Bodenstruktur ändern, wenn in freier Natur auf deren Oberfläche eine 100 m hohe Säule der gleichen Bodenart aufgetragen wird. Der Lastabtrag im Boden unterhalb der Aufstandsfläche  $A_d = 1,00 \text{ m}^2$  erfolgt über den realen Reibungswinkel der Bodenart und die zugelassenen Kraftebenen.

Die größte Kraftfläche bildet sich aus bei einseitigem Lastabtrag, siehe Weiteres in der eigenen ‚Studie‘ zum Erddruck, März 2015, Kp.4, S.95ff.

### 3.2.1 Tragfähigkeit des trockenen Bodens

Säulenhöhe  $h^* = 100$  m,

Trockendichte  $ptg = 1,890$  t/m<sup>3</sup>

Reibungswinkel  $\beta t = 59,6^\circ \rightarrow \tan \beta t = 1,703$

Die abzutragenden aktiven und reaktiven Kräfte bilden bei der Berechnungstiefe  $a = 1,00$  m die Kraftfläche  $A = h \cdot b = 100$  m<sup>2</sup> aus.

Belastungshöhe  $h = \sqrt{A \cdot \tan \beta t} = \sqrt{100 \cdot 1,703} = 13,05$  m

Belastungsbreite  $b = \sqrt{A / \tan \beta t} = \sqrt{100 / 1,703} = 7,66$  m

Kraft  $Gt$  bezogen auf die Aufstandsfläche  $Ad = 1,00$  m<sup>2</sup> und die Höhe  $h = 13,05$  m

Gewichtskraft  $Gt = h \cdot ptg \cdot g = 13,05 \cdot 1,890 \cdot 9,807 = 242$  kN

Zulässige Bodenbelastung  $\sigma_{zul} = Gt / Ad = 242$  kN/m<sup>2</sup>

### 3.2.2 Tragfähigkeit des feuchten Bodens

Säulenhöhe  $h^* = 100$  m,

Trockendichte  $ptg = 1,890$  t/m<sup>3</sup> (zu wählen, weil Wasser im Boden unter Druck ausweicht)

Reibungswinkel  $\beta i = 55,6^\circ \rightarrow \tan \beta i = 1,459$

Die abzutragenden aktiven und reaktiven Kräfte bilden bei der Berechnungstiefe  $a = 1,00$  m, der Breite  $b = 1,00$  m die Kraftfläche  $A = h^* \cdot b = 100$  m<sup>2</sup> aus.

Belastungshöhe  $h = \sqrt{A \cdot \tan \beta i} = \sqrt{100 \cdot 1,459} = 12,08$  m

Belastungsbreite  $b = \sqrt{A / \tan \beta i} = \sqrt{100 / 1,459} = 8,28$  m

Kraft  $Gi$  bezogen auf die Aufstandsfläche  $Ad = 1,00$  m<sup>2</sup> und die Höhe  $h = 12,08$  m

Gewichtskraft  $Gi = h \cdot ptg \cdot g = 12,08 \cdot 1,890 \cdot 9,807 = 223,9$  kN

Zulässige Bodenbelastung  $\sigma_{zul} = Gi / Ad = 224$  kN/m<sup>2</sup>

Auch hier ist die Trockendichte einzusetzen.

### 3.2.3 Tragfähigkeit des ‚nassen Bodens unter Wasser‘

Bereits ermittelt in 3.1.3  $\rightarrow$  Reibungswinkel  $\beta_{nw} = 53,7^\circ$  ( $\tan \beta_{nw} = 1,364$ ),

Dichte  $pnwg = (V_{fn} \cdot ptg90 + V_{ln} \cdot pwg) / ptg90 = (0,42 \cdot 3,0 + 0,185 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,63$  t/m<sup>3</sup>

Reduziert auf die Trockendichte im Berechnungsansatz bringt die Tragfähigkeit:

Nassdichte  $\gamma^* = 0,42 \cdot 3,0 \cdot g = 12,4$  kN/m<sup>3</sup>

Belastungshöhe  $h = \sqrt{A \cdot \tan \beta t} = \sqrt{100 \cdot 1,364} = 11,70$  m

Belastungsbreite  $b = \sqrt{A / \tan \beta t} = \sqrt{100 / 1,364} = 8,60$  m

Kraft  $G_{nw}$  bezogen auf die Aufstandsfläche  $Ad = 1,00$  m<sup>2</sup> und die Höhe  $h = 11,70$  m

Spannung  $\sigma_D = h \cdot \gamma^* = 11,70 \cdot 12,4 = 145$  kN/m<sup>2</sup>

Unterhalb der Ausschachtungsebene (Kote  $-27,0$  m bis Kote  $-30,0$  m) kann über die Boden-  
spannung  $\sigma_D = 145$  kN/m<sup>2</sup> und die Höhe  $hs^* = hs - hs' = 12,0 - 9,0 = 3,00$  m die passive  
Erddruckkraft  $A = hs' \cdot a \cdot \sigma_{zul} = 3,0 \cdot 1,0 \cdot 145 = 435$  kN ermittelt werden.

## Fazit

Es kann gezeigt werden, dass die Berechnung der Bodeneigenschaften nach neuer Lehre auch den Übergang zur derzeitigen Lehre erlauben. Auch kann auf die Verwendung empirischer Bodenwerte aus Tabellen verzichtet werden.

## 4.0 Nachweis der Spannungsüberschreitung im Schlitzwandbeton

Die derzeitige Erddrucklehre gibt vor, in ihrer Kraft- und Spannungsermittlung den Vorgaben von Coulomb (1773), dem Mohr'schen Spannungskreis und der Kraftverteilung nach physikalischer oder geneigter Ebene zu folgen. Der Verfasser hingegen belegt, dass die derzeitige Lehre die vorstehenden Grundlagen für ihre Nachweise beugt. Belege hierfür werden erbracht bzw. können für die ‚Klassischen Erddrucklehre‘ von Coulomb abgeleitet werden aus der Kopie seiner Originalskizze, gezeigt im Buch, S.54 des Verfassers.

Die neue Erddrucklehre übernimmt für Ihre Berechnungen die vorstehenden Grundlagen, ohne diese zu verändern.

Die Maßangaben zum Nachvollzug der baulichen Anlagen wurden aus Medienberichten zum Schadensfall entnommen. Für die Schlitzwände der Baugrubenumschließung zur Herstellung des U-Bahn-Haltepunktes wurden vorgegeben: Höhe  $H = hh = 30,00$  m (Kote  $-30,00$  m), Lamellenbreite  $\sim 3,60$  m und Wanddicke  $1,00$  m. Erdanker im oberen Wandbereich und eine Zwischendecke in der Höhe Kote  $-18,00$  m steifen die Umfassungswände aus. Die Ausschachtungsarbeiten innerhalb der umschlossenen Baugrube waren zum Zeitpunkt vor dem Schadensfall bis Kote  $-27,00$  m fertiggestellt, hierzu war eine ständige Grundwasserabsenkung notwendig. Das Betonieren der Sohlbetonsohle stand zu diesem Zeitpunkt noch aus, so dass aus statischer Sicht der untere Abschnitt der Schlitzwand zum Hebelarm oder zu einer Pendelstütze von  $12,0$  m Länge wurde. Die Gründungssohle des Archivs wird auf die Höhe des Grundwasserspiegels Kote  $-5,00$  m gesetzt, so dass der Erddruck / die Erdspannung über die Höhe  $25,00$  m zu berechnen wären.

Wie in der Abb. 10 gezeigt, nimmt die Gebäudelast aus dem Archiv gravierenden Einfluss auf die Größe der Erdkräfte gegen die Schlitzwand. Das Kellergeschoss soll die Gebäudebreite  $b' = 15,00$  m einnehmen und der Abstand zwischen Gebäude und Schlitzwand H.K. soll  $bb = 2,50$  m breit sein. Dem Archiv, welches als Bibliothek genutzt wurde, wird die Verkehrslast  $p_v = 5,0$  kN/m<sup>2</sup> nach DIN 1054 zugeordnet.

Der Verfasser hat in seiner ‚Studie zum Erddruck‘ März 2015, Kp.5, S.166ff das Gebäudeeigengewicht plus Verkehrslast  $q_v = 164,8$  kN/m<sup>2</sup> (5.5) errechnet und gleichmäßig auf die Grundfläche des Archivs verteilt. Diese Kraft könnte sich punktuell erhöhen, wenn im Gebäude Querwände mit anteiligen Deckenlasten eng beieinanderstehen (Treppenhäuser, Aufzüge u.a.). Es wäre ggf. zu prüfen, ob im Bereich der beschädigten Schlitzwand diese Mehrbelastung anzusetzen wäre.

## Statisches System

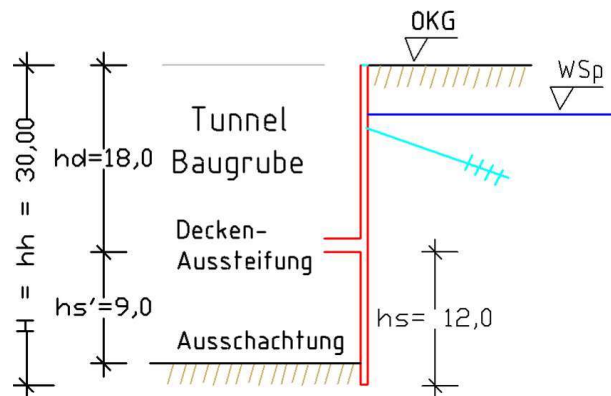


Abb. 12 zeigt das Statische System als Grundlage der Kraftermittlung

Wie ausgeführt, erfolgt die Umrechnung der Kraft über die Trockendichte des belasteten Bodens, weil in freier Natur das Porenwasser unter Druck ausweicht und zum Lastenabtrag damit nicht zur Verfügung steht.

Die Auflasthöhe errechnet sich:  $he = qv / \rho_t g \cdot g = 164,8 / 1,89 \cdot g = 8,90 \text{ m}$ .

### 4.1 Kraftflächen unter dem Archiv

Zunächst ist unterhalb der Bauwerksohle des Archivs die Kraftfläche des Bodeneigengewichts anzusetzen, wobei die Gebäudeachse diese Fläche in die polaren Teilflächen  $A_o$  unterteilt. Über die Keilbreite  $bo = 7,50 \text{ m}$  und den berechneten Reibungswinkel des feuchten Bodens  $\beta_i = 55,6^\circ$  ( $\tan \beta_i = 1,459$ ) errechnet sich die Höhe  $ho$ .

Höhe  $ho = bo \cdot \tan \beta_i = 7,50 \cdot 1,459 = 11,0 \text{ m}$

Für die Erddruckermittlung ist die Gesamthöhe  $hl$  zu bilden, die sich errechnet

$hl = he + ho = 8,90 + 11,00 = 19,90 \text{ m}$

Die Höhe  $hl = 19,90 \text{ m}$  dividiert durch die Keilbreite  $bo = 7,50 \text{ m}$  zeigt den Tangens  $\beta_e$  des feuchten Bodens unter Auflast entstehen:

Reibungswinkel unter Auflast:  $\beta_e \rightarrow \tan \beta_e = hl / bo = 19,90 / 7,50 = 2,653 \rightarrow \beta_e = 69,3^\circ$ .

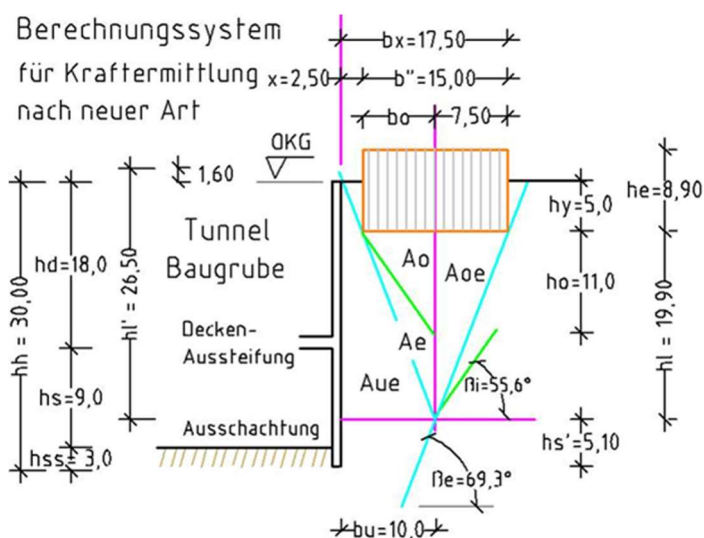


Abb. 13 zeigt die Kraftflächen  $A_o$  des Erdeigengewicht und  $A_e$  der Gebäudelast.

## 4.2 Kraftermittlung nach neuer Lehre

Die Systemachse der Auflast und die Kraftfläche  $A_{oe} = A_o + A_e$  links der Achse lassen erkennen, dass für die Kraftermittlung gegen die Schlitzwand nur die Fläche  $A_{ue}$  zur Verfügung steht, Abb. 12. Deren Höhe  $hl'$  errechnet sich über die Breite  $bu = x + bo = 10,0$  m und den Winkel  $\beta_e = 69,3^\circ$ :

Höhe  $hl' = bu \cdot \tan \beta_e = 10,0 \cdot 2,653 = 26,50$  m.

Kraftfläche  $A_{ue} = bu \cdot hl' / 2 = 10,0 \cdot 26,50 / 2 = 132,5$  m<sup>2</sup>

Feuchtdichte  $\gamma' = 20,3$  kN/m<sup>3</sup>, Winkel  $\beta_e = 69,3^\circ$

Gewichtskraft  $G_e = A_{ue} \cdot \gamma' = 132,5 \cdot 20,3 = 2690$  kN

Erdkraft  $H_{fe}' = G_e \cdot \sin \beta_e \cdot \cos \beta_e = 2690 \cdot 0,331 = 890$  kN

Erdkraft  $H_v = G_e \cdot \sin^2 \beta_e = 2690 \cdot 0,875 = 2354$  kN

Erdkraft  $N_v = G_e \cdot \cos^2 \beta_e = 2690 \cdot 0,1249 = 336$  kN

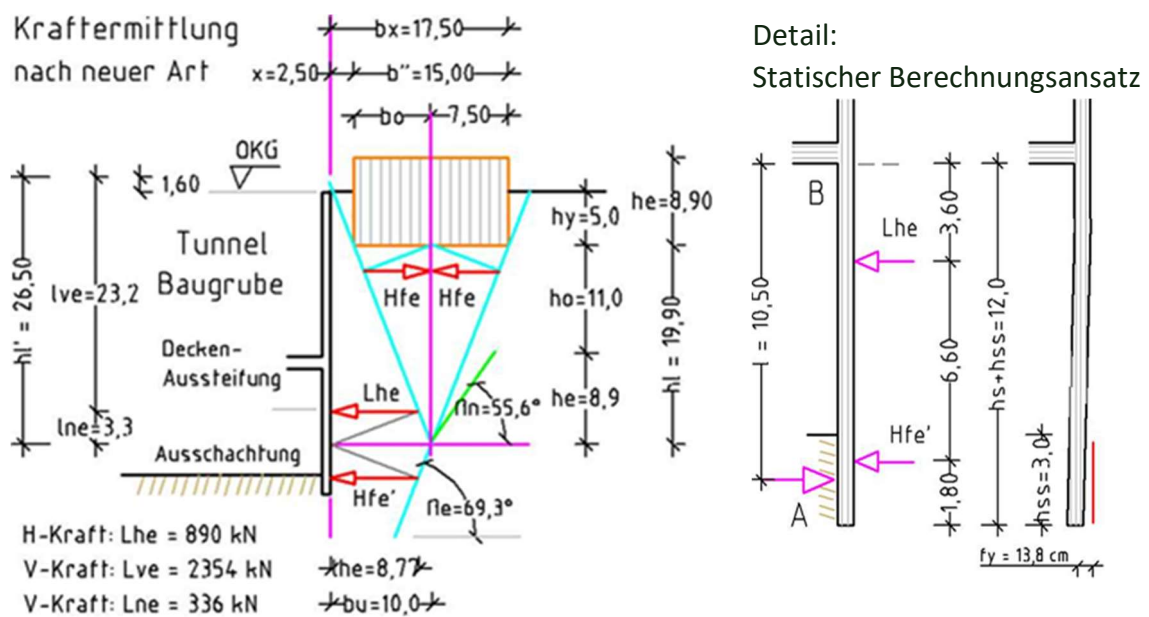


Abb. 14 zeigt die nach neuer Art ermittelten Kraftflächen und Kräfte.

Die Kräfte lassen sich über die Kraftzahl  $g_i$  im Kraftmeter umrechnen und grafisch darstellen:

Kraftzahl  $g_i = G_e / hl' = 2690 / 26,50 = 101,5$  kN/m<sup>2</sup>

Kraftmeter  $h_f = H_f / g_i = 890 / 101,5 = 8,77$  m

Kraftmeter  $h_v = H_v / g_i = 2354 / 101,5 = 23,20$  m

Kraftmeter  $n_v = N_v / g_i = 336 / 101,5 = 3,30$  m

Unterhalb der horizontalen Ebene Kote  $-24,90$  m ( $19,90 + 5,00$ ) bildet sich die gleiche, jedoch vertikal gespiegelte Kraftfläche aus. Die Erddruckkraft  $H_{fe}'$  entspricht damit der Kraft  $L_{he} = 890$  kN, wobei beide Horizontkräfte in unterschiedlichen Ebenen gegen die Schlitzwand wirken: Kote  $-21,60$  m und Kote  $-28,20$  m.

Zu der vorstehenden Kraftermittlung ist anzumerken, dass im Regelfall ohne Berücksichtigung einer Auflast die Gewichtskraft aus der Fläche des stehenden Erdkeils mit der Höhe  $hh = 30,0$  m und der über den Winkel  $\beta_i = 55,6^\circ$  zu ermittelnden Breite  $bo$  zu berechnen wäre. Die Erddruckkraft aus der Gewichtskraft könnte dann über die physikalische Ebene ermittelt werden.

### 4.3 Kraftermittlung nach derzeitiger Lehre (ohne Auflast)

Da dem Verfasser die gewählte Art der Erdkraftermittlung gegen die Schlitzwand sowie das eingesetzte statische Verfahren zur Bauwerksbemessung der Schlitzwand unbekannt sind, berechnet er die Kräfte gegen die Wand, wie in der Schrift ‚P Erddruck‘ der TUM, Seite P.10f gezeigt.

Höhe  $H = 25,0$  m (U.K. Sohlplatte des Archivs bis zum Schlitzwandfuß)

Bodendichte  $\gamma = 20,3$  kN/m<sup>3</sup> (feuchter Boden bei Grundwasserabsenkung)

Reibungswinkel  $\phi = 34,4^\circ$

Beiwert  $K_{ah} = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = \tan^2(45^\circ - 34,4^\circ/2) = 0,278 \rightarrow$  Winkel  $90^\circ - 27,8^\circ = 62,2^\circ$

Erddruckkraft  $E_{ah} = 0,5 \cdot K_{ah} \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,278 \cdot 20,3 \cdot 25^2 = 1764$  kN

Angriffshöhe gegen die Schlitzwand  $h_v' = H / 3 = 25,0 / 3 = 8,33$  m von der Basisebene nach oben gemessen, Kote  $-21,7$  m.

### 4.4 Kraftermittlung nach derzeitiger Lehre (mit Auflast)

Herangezogen wird die Schrift ‚Erddruck‘ der TUM, S. P.14f. – (P05.90)

Berechnungsansätze: wie vor

Gebäudelast Archiv  $p = q_v = 164,8$  kN/m<sup>2</sup>

Winkel  $\alpha = \beta = 0 \rightarrow$  Erddruckbeiwert  $K_{ah} = 0,278$  (Tabelle P05.10)

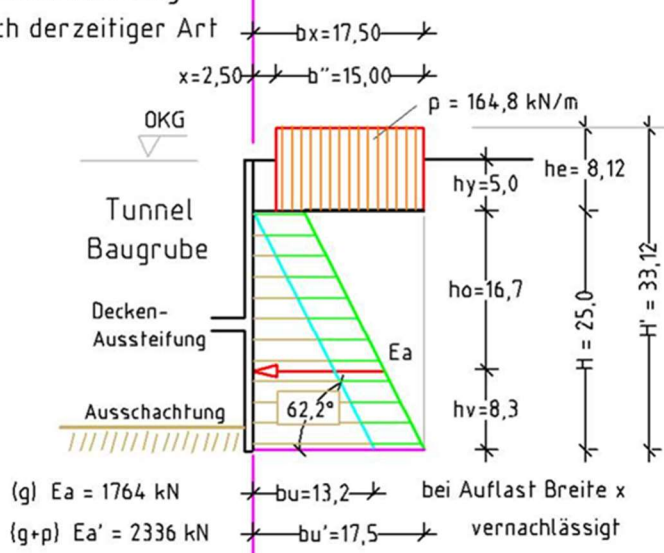
Beiwert  $c' = 0,0$

Auflasthöhe  $h_{e'} = p_v / \gamma = 164,8 / 20,3 = 8,12$  m

Höhe  $H' = 25,0 + 8,12 = 33,12$  m

Kraftermittlung

nach derzeitiger Art



Detail:

Statischer Berechnungsansatz

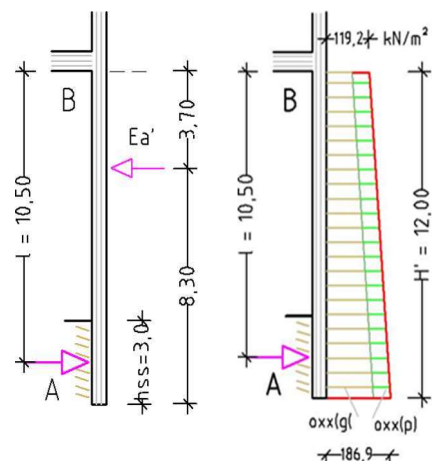


Abb. 15 zeigt die nach derzeitiger Art ermittelten Kraftflächen und Kräfte.

### Es ergeben sich folgende Berechnungsergebnisse:

Gemäß S.P10, Bild P05.50 mit  $c' = 0$

b) Mit belasteter Oberfläche ( $c' = 0$ , Winkel  $\alpha = 0$ ,  $\beta = 0$ )

Erddruckkraft  $E_{ah}' = K_{ah} \cdot (\gamma \cdot 0,5 \cdot H^2 + q_v \cdot H / 2)$

Erddruckkraft  $E_{ah}' = 0,278 \cdot (20,3 \cdot 0,5 \cdot 25^2 + 164,8 \cdot 25 / 2)$

**Erddruckkraft**  $E_{ah}' = 0,278 \cdot (6344 + 2060) = 2336 \text{ kN}$

Angriffshöhe gegen die Schlitzwand  $h_v = H / 3 = 25,0 / 3 = 8,33 \text{ m}$  von der Basisebene nach oben gemessen, Kote  $-21,7 \text{ m}$ .

Gemäß S.P15, Bild P05.120

$$\Delta\sigma_{xx} (g) = K_{ah} \cdot \gamma \cdot z = 0,278 \cdot 20,3 \cdot 25,0 = 141,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{xx} (p) = K_{ah} \cdot p = 0,278 \cdot 164,8 = 45,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{xx} (g+p) = 141,1 + 45,8 = 186,9 \text{ kN/m}^2 = e_a$$

**Erdspannung**  $\Delta\sigma_{xx} (g+p)'$  in den Ebenen:

bezogen auf die Höhe  $H' = 33,12 \text{ m}$  verteilt sich die Spannung  $e_a = 186,9 \text{ kN/m}^2$  auf:

$$\text{Ebene Kot } -5,0 \text{ m} \rightarrow \text{Erdspannung } \Delta\sigma_{xx} (p) = 186,9 \cdot 8,12 / 33,12 = 45,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ebene Kot } -18,0 \text{ m} \rightarrow \text{Erdspannung } \Delta\sigma_{xx} = 186,9 \cdot (8,12 + 13,0) / 33,12 = 119,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ebene Kot } -30,0 \text{ m} \rightarrow \text{Erdspannung } \Delta\sigma_{xx} (g+p) = 186,9 \cdot 33,12 / 33,12 = 186,9 \text{ kN/m}^2$$

### Anmerkung

Die derzeitige Erddrucklehre und die deutschen Berechnungsnormen DIN 4017, DIN 4019, DIN 4084 und DIN 4085 erlauben die freie Auswahl der Bodeneigenschaften, des Winkels  $\phi'$  und des Erddruckbeiwertes  $K_{ah}$  mit den Winkelvorgaben  $\delta_a = 0$ ,  $\delta_a = 2/3 \cdot \phi'$  oder  $\delta_a = \phi'$ . Folglich können bei der Wahl anderer Faktoren die errechnete **Erddruckkraft**  $E_{ah} = 2336 \text{ kN}$  und die **Erdspannung**  $\Delta\sigma_{xx} (g+p) = 186,9 \text{ kN/m}^2$  entsprechend reduziert werden. Bei horizontalem Gelände und senkrechter Wand wird in der Schrift TUM „Übung Erddruck K'“ gezeigt, wie sich bei Anwendung des Wandreibungswinkels  $\delta_a = 2/3 \cdot \phi'$  die Spannung von  $\sigma'_{xx} = 65,8 \text{ kN/m}^2$  auf  $\sigma'_{xx} = 44,6 \text{ kN/m}^2$  mindert, Beispiele K2 (S. K3), K.3.4 (S.K7) u. S.K6, Tabelle.

Über weitere Fehldeutungen in der derzeitigen Erddrucklehre und den deutschen Berechnungsnormen wird der Verfasser unter Abs. 5.0 vortragen, ansonsten werden diese detailliert in seinen Schriften behandelt, siehe unter [www.erddruck-giesler](http://www.erddruck-giesler).

Die **neue Erddrucklehre** kennt derartige Wahlmöglichkeiten nicht, weder bei der Berechnung der Bodeneigenschaften, des Winkel  $\beta$  noch bei der Ermittlung der Erddruckkraft  $H_f$ . Ihre Berechnungen erlauben **nur ein Resultat!**

### 4.5 Umwandlung der Erdkräfte und Spannungen in Momente

Im statischen Sinn zeigt sich der Wandabschnitt unterhalb der Zwischendecke als Pendelstütze (Kragarm) mit der Höhe  $H' = 12,0 \text{ m}$ . Während sich das Auflager **A** infolge des Erddrucks in die Baugrube verschieben kann, wird das Auflager **B** als eingespannt betrachtet. Zur Wandbemessung ist das Moment  $M_b$  herangezogen worden. Bei der Momentenberechnung bleiben die Normalkräfte aus dem Eigengewicht der Wand  $N1 = 750 \text{ kN}$  und der aussteifenden Zwischendecke  $N2 = 265 \text{ kN}$  unberücksichtigt.

a) Nach neuer Erddrucklehre gemäß Abb. 14

$$Lhe = -890 \text{ kN mit Hebelarm } 3,60 \text{ m,}$$

$$Hfe' = -890 \text{ kN mit Hebelarm } 10,20 \text{ m}$$

$$\text{Kraft } A = 435 \text{ kN mit Hebelarm } 10,50 \text{ m}$$

$$\text{Moment } M_b = -890 \cdot 3,60 - 890 \cdot 10,20 + 435 \cdot 10,50 = -3204 - 9078 + 4567,5 = -7714,5 \text{ kNm}$$

b) Nach derzeitiger Lehre gemäß Abb. 15

$$\text{Hebelarm } h_v = H' - H / 3 = 12,0 - 25,0 / 3 = 3,70 \text{ m}$$

Kraft  $Ea = 2336 \text{ kN}$  mit Hebelarm  $3,70 \text{ m}$

Kraft  $A = 435 \text{ kN}$  mit Hebelarm  $10,50 \text{ m}$

$$\text{Moment } M_b' = -2336 \cdot 3,70 + 4567,5 = -8643,2 + 4567,5 = -4075,7 \text{ kNm}$$

c) Nach derzeitiger Lehre gemäß Abb. 15

$$\text{Ebene Kot } -18,0 \text{ m} \rightarrow \text{Erdspannung } \Delta\sigma_{xx} = 186,9 \cdot 21,12 / 33,12 = 119,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ebene Kot } -30,0 \text{ m} \rightarrow \text{Erdspannung } \Delta\sigma_{xx} (g + p) = 186,9 \cdot 33,12 / 33,12 = 186,9 \text{ kN/m}^2$$

Kraft  $A = 435 \text{ kN}$  mit Hebelarm  $10,50 \text{ m}$

$$\text{Moment } M_b'' = -H'^2 (2 \cdot 186,9 + 119,2) / 6 + 4567,5 = -11832 + 4567,5 = -7264,5 \text{ kNm}$$

## Fazit

**Beim Vergleich der nach den Vorgaben der derzeitigen Lehre errechneten Momente  $M_b' = -4075,7 \text{ kNm}$  und  $M_b'' = -7264,5 \text{ kNm}$  offenbart sich eine Differenz von  $\sim -3190 \text{ kNm}$  oder von  $\sim 44\%$ .** Hier steht dem Anwender offensichtlich frei, welches Moment er zur Bemessung der Wand nutzen möchte.

## 4.6 Betonspannungen in der Schlitzwand

Herangezogen für die Spannungsermittlung wurden folgende Programme: DIN EN 1992-1-1/Na/A1:2015-12, DIN EN 1992-1-2/Na/A1:2015-09 und DIN EN 1990-1-1/Na:2010-12.

Für den Schlitzwandbereich unterhalb der Zwischendecke wird das statische System einer Pendelstütze angenommen. Damit ist die Stütze am Auflager A frei beweglich und unterhalb der eingezogenen Zwischendecke im Auflager B fest eingespannt, siehe Abb. 12.

**Nach neuer Lehre** (Abb. 14) bringen die Kräfte  $Lhe = Hfe' = 890 \text{ kN}$  und die polare Kraft  $A = 435 \text{ kN}$  (passiver Erddruck) mit den Normalkräften  $N1 = 750 \text{ kN}$  (Wand) und Decke  $N2 = 265 \text{ kN}$  eine explizit hohe Überschreitung der Betondruckspannung von  $\eta = 2,24$  bis  $1,56$ , die unterhalb der Zwischendecke die Betonstruktur in der Wand in der Lamellenbreite  $b = 3,60$  und in der Höhe ca.  $2,0 \text{ m}$  zerstören kann. Zudem wurde am Fuß der Schlitzwand die Betonverformung  $f_y = 13,4 \text{ cm}$  ermittelt, d.h. der Fußbereich der Schlitzwand könnte sich um diesen Wert in die Baugrube der U-Bahn-Haltestelle verschieben.

**Nach derzeitiger Lehre** (Abb. 15) sind neben den vorgenannten Normalkräften  $N1$  und  $N2$  die Erddruckkraft  $Ea = 2336 \text{ kN}$  und alternativ dazu die Spannungen  $\Delta\sigma_{xx} (g + p) = 186,9 \text{ kN/m}^2$  in der Basisebene und  $\Delta\sigma_{xx} (g + p)' = 119,2 \text{ kN/m}^2$  in der Ebene unterhalb der Deckenplatte ermittelt worden.

Die mit den Spannungen durchgeführte Wandbemessung offenbarten in der Schlitzwand unterhalb der Decke über die Höhe  $= 2,10 \text{ m}$  die Betonüberschreitung  $\mu = 2,20$  bis  $1,41$  und im Fußbereich der Stütze eine maximale Verschiebung um  $f_y = 12,9 \text{ cm}$ .



Die derzeitige Lehre bietet Einflussnahmen des Aufstellers in die Spannungs- und Kraftermittlung an, mit denen sich rechnerisch die Betondruckspannung und der Weg der Stützenverschiebung gegenüber den vorangestellten Ergebnissen halbieren lässt. Hierzu gehört die freie Wahl der Bodeneigenschaften, der Winkelvorgaben  $\delta_a = 0$ ,  $\delta_a = 2/3 \cdot \phi'$  oder  $\delta_a = \phi'$  sowie der Wahl des Erddruckbeiwertes  $K_{ah}$ .

### **Fazit**

Wie zunächst angenommen, bestätigten die Berechnungen eine gravierende Überschreitung der Betonspannung in der Schlitzwand. Diese konnten den Beton zersetzen und ein Loch in der Wand ausbilden in der Lamellenbreite  $b = 3,60$  und Höhe  $2,0$  m. Die Fläche von  $7,20 \text{ m}^2$  war damit groß genug, um unter dem Druck der Gebäudelast des Archivs in kürzester Zeit rund  $5000$  Kubikmeter Wasser und Kies in die Baugrube einströmen zu lassen.

Für den Verfasser tragen die geltenden Regelwerke der derzeitigen Erddrucklehre und die Berechnungsvorlagen EC7 und DIN 4085 besondere Mitschuld am Bauwerksversagen. Deren Mangelhaftigkeit wurden mit den reinen Grundlagen der Physik mehrfach belegt.

## **5.0 Nachweis der Mangelhaftigkeit der derzeitigen Erddrucklehre**

### **5.1 Allgemeines**

Die derzeitige Erddrucklehre wird in den Schriften der TUM beschrieben. Ihre Grundlagen finden sich wieder in den deutschen Berechnungsvorgaben DIN 4017, DIN 4019, DIN 4084, DIN 4085 sowie in der Erddruckberechnung nach EC7.

Behandelt werden in der Schrift ‚P Erddruck‘ die Erdkraftermittlung und in der Schrift ‚I Scherfestigkeit‘ die Spannungstheorie. Es wird darin angezeigt, dass deren Grundlagen der „Klassischen Erddrucklehre“ von Coulomb und der Kraftermittlung nach ‚physikalischer Ebene‘ folgen. Für ihre Berechnungen führt die Lehre Erddruckbeiwerte ein, wählt Drehungen und Spiegelungen von Kraft- und Spannungsfeldern, um ihre Vorgaben den vorgenannten klassischen Grundlagen anzupassen. Bodenarten und ihre Eigenschaften, wie Dichte und Winkel können aus Tabellen frei gewählt werden.

Der Verfasser hat die Berechnungsvorgaben der derzeitigen Erddrucklehre sowie das Bodenverhalten in freier Natur eingehend studiert und Versuchsanordnungen mit unterschiedlichen Bodenarten durchgeführt. Hierbei zeigten sich gravierende Fehlannahmen in den Regelwerken der derzeitigen Lehre, so dass die vorgesehene Korrektur der Lehre aufgegeben und eine neue Lehre entwickelt worden ist. Diese Lehre stützt sich auf die Grundlagen der reinen Physik.

Die schwerwiegendsten Unstimmigkeiten werden in den nachstehenden Abschnitten behandelt.

- 5.2 Unterschiedliche Berechnungssysteme für stehende und liegende Erdkeile
- 5.3 Auswirkungen der freien Wahl der Bodeneigenschaften
- 5.4 Kraftermittlung nach neuer und derzeitiger Erddrucklehre im Vergleich
- 5.5 Spannungsermittlung offenbart gravierende Mängel in den Grundlagen

## 5.2 Unterschiedliche Berechnungssysteme für stehende und liegende Erdkeile

Aus dem Betrieb einer Sanduhr lässt sich ableiten, dass in freier Natur sich unterschiedlich geformte Erdkeile ausbilden, die voneinander abweichende Berechnungssysteme zur Ermittlung der Erddruckkraft erfordern.

Der obere Behälter, der sich als Hohlkegel ausbildet und dessen Spitze nach unten zeigt, entspricht einem ‚stehenden Erdkeil‘. Sein Massenschwerpunkt findet sich im oberen Drittel der Kegel- bzw. Keilhöhe. Der Füllstoff ist damit Energie geladen, siehe nachstehende Abb. 16.

Rieselt der Sand durch die zwischen den Behälterteilen belassene Öffnung in den unteren Behälter, verliert er die Energie und nimmt die Form eines liegende Erdkeils (Bodenmiete) ein. Der Schwerpunkt dieses Sandkegels liegt im unteren Drittel seiner Füllhöhe. Jetzt kraftlos kann der Sand seine Form nur durch das Einwirken einer externen Kraft verändern. Mit dem Drehen der Uhr wird dem kraftlosem Sand wieder Energie zugeführt und es entsteht wieder ein ‚stehender aktiver Sandkegel‘.

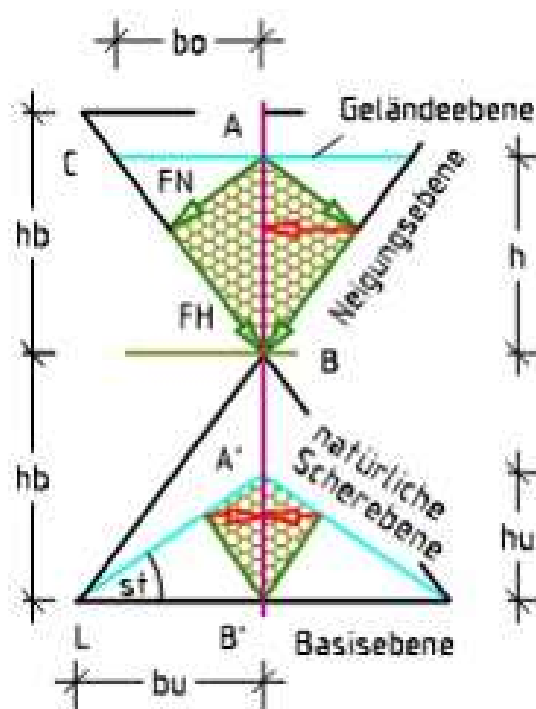


Abb. 16 zeigt den Aufbau und die Funktion einer Sanduhr

Coulomb übernimmt dieses Kräftespiel und berechnet die Gewichtskraft aus dem Erdeigen- gewicht des stehenden Keil. Zur Ermittlung der weiteren Kraftkomponenten nutzt er das Regelwerk der ‚physikalischen Ebene‘. Die derzeitige Lehre hingegen verlässt diese Ordnung, spiegelt vertikal den Erdkeil, reduziert durch eine Winkeländerung [ $\tan(\vartheta - \phi)$ ] die Kraftfläche der Gewichtskraft und ermittelt über den verkleinerten ‚liegende Erdkeil‘ die Erddruckkraft  $E_a$ . Die Lehre lässt für alle Bodenarten gleich die Erddruckkraft gegen die Wand in der Ebene  $H/3$  angreifen.

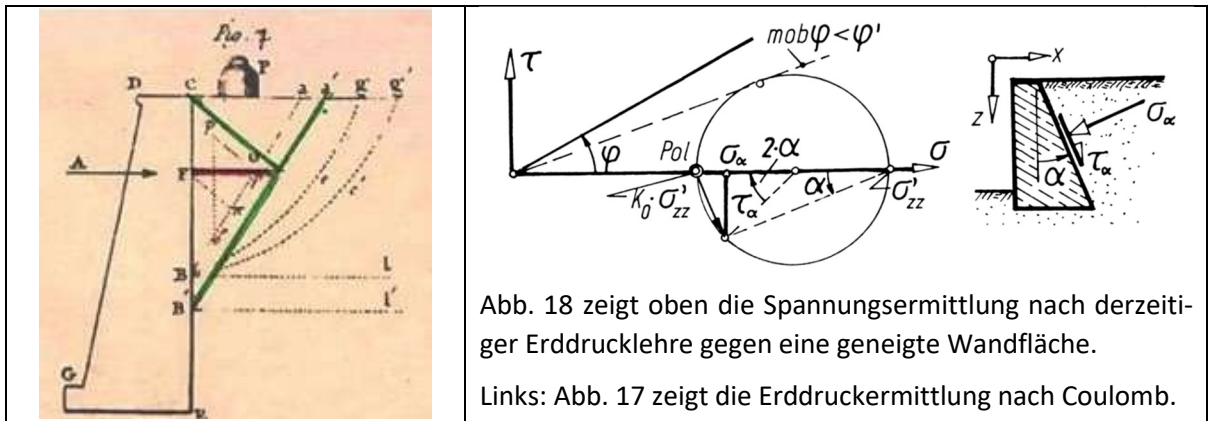


Abb. 18 zeigt oben die Spannungsermittlung nach derzeitiger Erddrucklehre gegen eine geneigte Wandfläche.

Links: Abb. 17 zeigt die Erddruckermittlung nach Coulomb.

Die derzeitige Lehre geht davon aus, dass sich die größte Erddruckkraft in der Basisebene der Wand ausbildet (hier Bodenplatte). Um diese These zu überprüfen, wurde die Versuchsanordnung 4 mit Basaltgrus in einem Glaskasten ausgeführt. In eine Kammer des Behälters wurde schichtweise Basaltgrus eingebaut und Papierstreifen zwischen den Schichten eingelegt. Nach dem Ziehen der trennenden Glasscheibe breitete sich der Grus in die zweite Kammer aus und bildete die natürliche Scherebene des Sandes aus (Cyan). Die Papierstreifen ließen erkennen, dass es den Kraftangriff nach derzeitiger Lehre weder in der Höhe des Behälterbodens noch in der Höhe  $H/3$  gibt. Damit bestätigt die Versuchsanordnung, dass die Erddruckkraft sich über die Keilfläche mit der Reibungsebene, deren Winkel  $\beta$  (Rot) und nach der ‚physikalischen Ebene‘ errechnen lässt. Scherwinkel  $s \rightarrow \tan s = 0,5 \tan \beta$ .

Die Versuchsanordnung entkräftet damit die Lehrmeinung, dass die Größte horizontale Erdspannung in der Basisebene des liegenden Erdkeils zu finden ist.

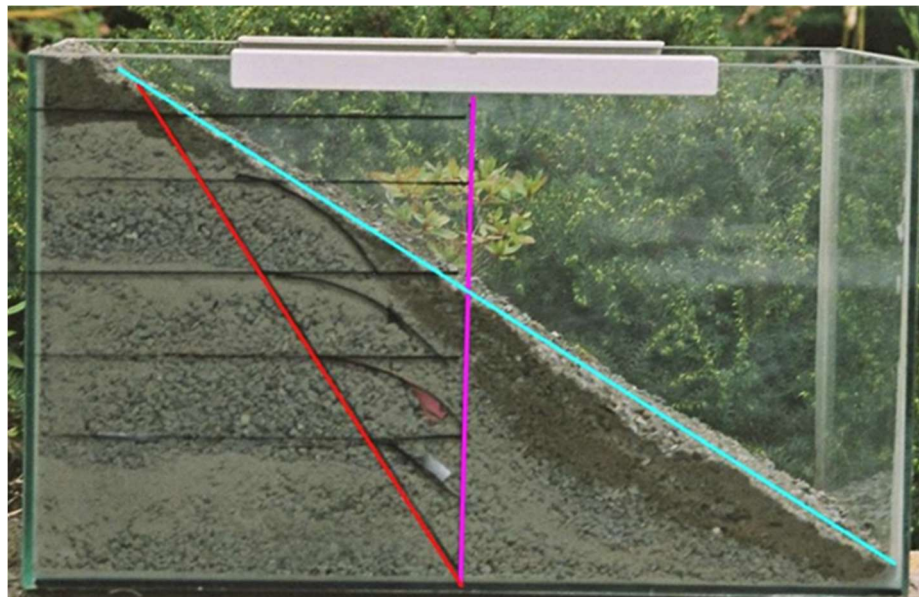


Abb. 19 zeigt, dass Boden auf seiner natürlichen Scherebene abgleitet, siehe Versuchsanordnung in der Studie ‚Erddruck‘, März 2015 unter [www.erddruck.de](http://www.erddruck.de).

Auch lässt sich mit dem Ansatz der Gewichtskraft  $G$  im Schwerpunkt des ‚stehenden Erdkeils‘ die Kraftverteilung nach ‚physikalischer Ebene‘ belegen, siehe Abb. 20 bis 23.

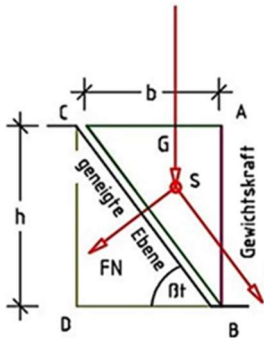


Abb. 20

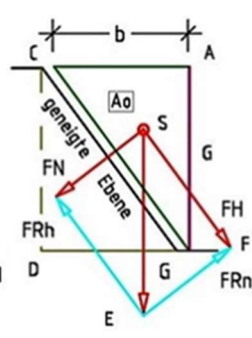


Abb. 21

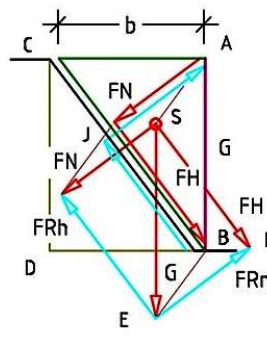


Abb. 22

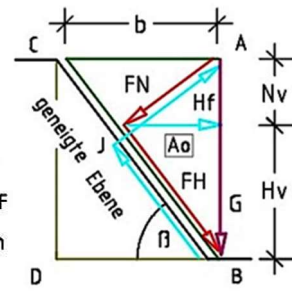


Abb. 23

Wenn die derzeitige Erddrucklehre vorgibt, den Grundlaben der ‚Coulomb’schen Lehre‘ und die Kraftermittlung nach ‚physikalischer Ebene‘ zu folgen, kann diese These der Lehre nur fehlerhaft sein.

### 5.3 Erdkräfte / Erdspannungen

Neben der gezeigten Kraftermittlung gemäß der Schrift ‚P Erddruck‘ bevorzugt die Lehre die Spannungsermittlung, wie sie beschrieben wird in der Schrift ‚I Scherfestigkeit‘. Auch hierzu gibt die Lehre an, dass die Grundlagen des ‚Mohr’schen Spannungskreises‘ und der ‚physikalischen Ebene‘ zu nutzen. Um diesen Nachweis zu erbringen, reduziert, dreht und spiegelt die Lehre die Kraftfläche der Gewichtskraft.

Beim den Nachvollzug der Kraft- und Spannungsermittlung nach Spannungsermittlung der derzeitiger Lehre wird auf die Drehungen und Spiegelungen der Erdkörper verzichtet. Die Wandhöhe soll  $h = H = 5,00$  m betragen und die Berechnungstiefe  $a = 1,00$  m.

Für diesen Vergleich wird eine trockene Bodenart herangezogen. Ihr Neigungswinkel soll betragen  $\beta t = \vartheta_a = 52^\circ$ . Über den vorgegebenen Winkel lassen sich nach neuer Lehre die Dichte, der Scherwinkel und die Tragfähigkeit des Boden errechnen. Benötigt werden das Gesamtvolumen des Erdkörpers mit  $V_p = 1,00$  m<sup>3</sup> und der Dichte des Granits  $\rho t_{90} = 3,00$  t/m<sup>3</sup>. Da ein trockener Boden nur das Feststoffen und Poren (Luft) besteht, lassen sich seine Bodeneigenschaften ermitteln:

$$\text{Reibungswinkel } \beta t = \vartheta_a = 52^\circ (\phi = \alpha = 38^\circ)$$

$$\text{Feststoffvolumen } V_f \rightarrow (\tan \beta t = V_f / (V_p - V_f) = 1,28 \cdot (1 - V_f) = V_f \rightarrow V_f = 0,561 \text{ m}^3$$

$$\text{Trockendichte } \text{cal } \gamma = V_f \cdot \rho t_{90} \cdot g = 0,561 \cdot 3,00 \cdot 9,807 = 16,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Scherwinkel } s \rightarrow \tan s = \tan \beta t / 2 = 0,634 \rightarrow s = 32,4^\circ$$

**Um Vergleiche** zwischen den unterschiedlichen Berechnungsarten anstellen zu können, werden vorab die Kräfte nach ‚physikalischer Ebene‘ (Coulomb) errechnet.

$$\text{Keilbreite } b_o = h / \tan \beta t = 5,00 / 1,28 = 3,91 \text{ m}$$

$$\text{Lastfläche } A_o = h \cdot b_o / 2 = 5,0 \cdot 3,91 / 2 = 9,77 \text{ m}^2$$

$$\text{Gewichtskraft } G = A_o \cdot \text{cal } \gamma = 9,77 \cdot 16,5 = 161,2 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft } FH = G \cdot \sin 52^\circ = 161,2 \cdot 0,788 = 127,0 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft } FN = G \cdot \cos 52^\circ = 161,2 \cdot 0,616 = 99,3 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft } H_v = G \cdot \sin^2 52^\circ = 100,1 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft } N_v = G \cdot \cos^2 52^\circ = 61,1 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft } H_f = G \cdot \sin 52^\circ \cdot \cos 52^\circ =$$

$$\text{Kraft } H_f = 161,2 \cdot 0,788 \cdot 0,616 = 78,2 \text{ kN}$$

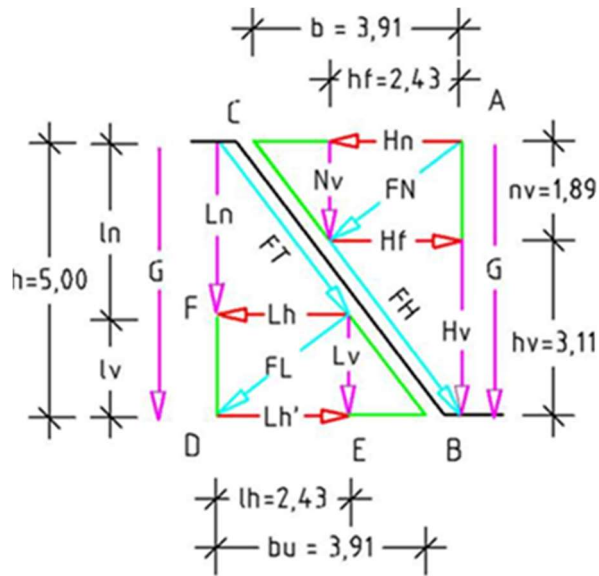


Abb. 24 zeigt den Erdblock mit der Tiefe  $a = 1,00 \text{ m}$ , der Höhe und der Breite  $b_0 = 3,91 \text{ m}$

Die vorstehenden Kräfte lassen sich über die Kraftzahl in Kraftmeter umrechnen:

$$\text{Kraftzahl } gi = G / h = 161,2 / 5,0 = 32,24 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kraftmeter } fh = FH / gi = 127,0 / 32,24 = 3,94 \text{ m}$$

$$\text{Kraftmeter } fn = FN / gi = 99,3 / 32,24 = 3,08 \text{ m}$$

$$\text{Kraftmeter } hv = Hv / gi = 100,1 / 32,24 = 3,11 \text{ m}$$

$$\text{Kraftmeter } nv = Nv / gi = 61,1 / 32,24 = 1,89 \text{ m}$$

$$\text{Kraftmeter } hf = Hf / gi = 78,2 / 32,24 = 2,43 \text{ m}$$

Für den Vergleich der Systeme wird die Fläche des Erdblocks ( $b \cdot h$ ) in einen Kreisbogen gestellt. Sein Durchmesser errechnet sich  $D = H / \sin 52^\circ = 6,35 \text{ m}$  (Abb. 25).

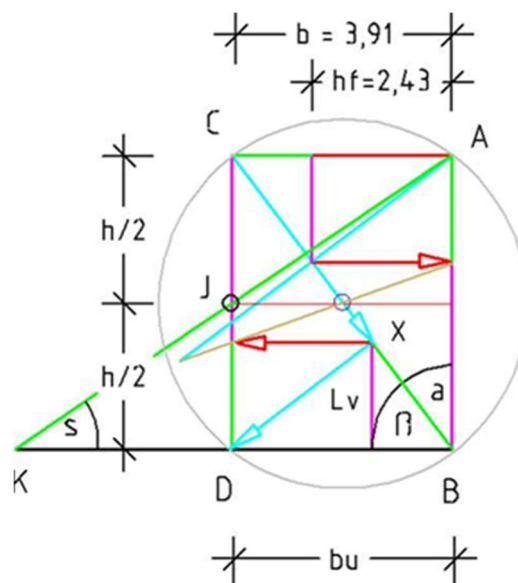


Abb. 25 zeigt im Erdblock die natürliche Scherebene K-A mit dem Winkel  $s$

Für die Wandbemessung stellt sich im Auflager B das Moment  $M_b$  ein:

$$M_b = Hf \cdot hv = 78,2 \cdot 3,11 = \mathbf{243,2 \text{ kNm}}$$

### Kraftermittlung nach derzeitiger Lehre

Die Lehre berechnet den aktiven Erddruck nach Coulomb über den Linienbruch in der Neigungsebene mit dem Winkel  $\vartheta_a = \beta t = 52,0^\circ$ , siehe Schrift Erddruck S.P.10.

$$\text{Gewichtskraft } G = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot \vartheta_a = 0,5 \cdot 16,5 \cdot 5,0^2 \cdot \cot 52 = 161,1 \text{ kN}$$

$$\text{Erddruckkraft } E_a = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = 206,3 \cdot \tan^2 (45^\circ - 38^\circ/2) = 49,1 \text{ kN}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 38^\circ/2) = 0,238 \rightarrow \tan \alpha = 0,488 \rightarrow \text{Winkel } \alpha = 26^\circ$$

Die Kraft  $E_a$  greift in der Höhe  $H/3$  gegen die Wand an. Damit entsteht das Moment

$$M_b' = E_a \cdot H / 3 = 49,1 \cdot 5,0 / 3 = \mathbf{82,0 \text{ kNm}}$$

Es bleibt anzumerken, dass die Lehre nur die Gewichtskraft nach Coulomb berechnet. Bei der Erdkraftermittlung folgt sie weder den Vorgaben der ‚physikalischen Ebene‘ noch ‚Coulomb‘.

### Spannungsermittlung nach derzeitiger Lehre

Ausführungen hierzu siehe Schrift Erddruck S.P.24ff.

Die Lehre benötigt zur Mobilisierung des Erdwiderstandes bei starren Wänden verschiedenartige Wandbewegungen, Bild P09.20. Ferner zeigt sie Berechnungsarten im Bild P09.40 ‚ohne‘ und ‚mit‘ einer Wandreibung. In der Fuge zwischen rückseitiger Wandfläche und anstehendem Boden soll durch die Rauigkeit der Wand eine Reibungskraft entstehen, die zur Reduzierung der Erdkräfte angesetzt wird.

Wandbewegungen in der zulässigen Größenordnung  $v/z = 0,03$ , d.h. bei einer Wandhöhe  $H = 5,00 \text{ m}$  multipliziert mit  $v = 0,03 = 0,15 \text{ m}$  sieht der Verfasser als Bauschäden an. Auch eine Reibungskräfte zwischen Wand und Boden lässt sich nicht nachweisen, siehe Versuchsanordnung ‚Silo-Theorie‘. Nach dem Regelwerk der Physik entsteht Reibung nur durch eine polare Bewegung in der Kontaktfuge zweier Feststoffe. Folglich ist die Bodenlagerung hinter einer starren Wand als statisch anzusehen.

Für die nachfolgende Spannungsermittlung wir den Formeln ohne Wandreibung gefolgt. Die totalen Spannungen dargestellt sind im Bild P03.30:

$$\text{Spannung } \sigma_{zz} = \gamma \cdot z = 16,5 \cdot 5,0 = 82,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spannung } \sigma_{xx} = K_a \cdot \gamma \cdot z = 0,238 \cdot 16,5 \cdot 5,0 = 19,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spannung } \sigma_{xz} = (\sigma_{zz} + \sigma_{xx}) \cdot \tan 38^\circ = (82,5 + 19,6) \cdot 0,781 = 79,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{\text{Moment } M \text{ max} = p \cdot l^2 / 15,59 = 19,6 \cdot 5,0^2 / 15,59 = \mathbf{31,4 \text{ kNm}}}$$

Der Radius des Mohr'schen Spannungskreises soll sich ermitteln lassen über die Gleichung:

$$R^2 = (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 / 4 + \sigma_{xz}^2, \text{ wobei der Mittelpunkt bei } (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) / 2 \text{ liegen soll.}$$

$$\text{Radius } R^2 = (19,6 - 82,5)^2 / 4 + 79,8^2 = 1052 + 6368 = 7420$$

$$\mathbf{\text{Radius } R = \sqrt{7420} = \mathbf{86,1 \text{ kN/m}^2} \text{ ??????}}$$

Es wurde versucht, die errechneten Spannungen in den Spannungskreis einzupassen. Ergebnis: **reines Chaos !!!**

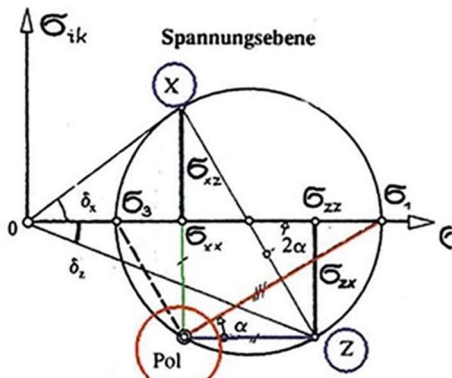
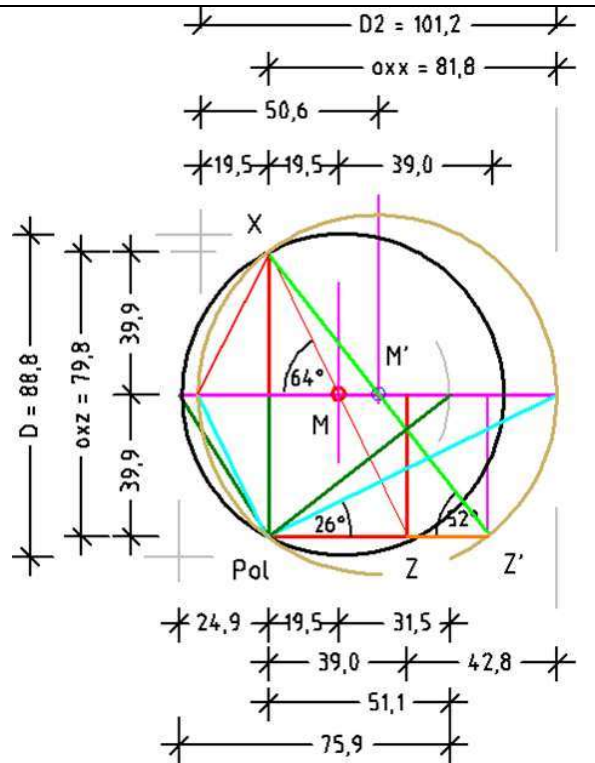


Bild I01.70: Mohr'scher Spannungskreis

Rechts: Abb. 26 nachgestellter Spannungskreis, es passt nichts zueinander. Winkel  $\alpha$  bzw.  $2\alpha$  ist frei erfunden, kommt in freier Natur nicht vor!



**Resümee** aus zur Übertragung der errechneten Spannungen nach derzeitiger Lehre in den Mohr'schen Spannungskreis. Herangezogen wurde der Erdbeiwert  $K_a = 0,238$  zur Winkelermittlung  $\alpha = 26^\circ$  ( $\tan \alpha = 0,488$ ).

Die Spannungen  $\sigma_{xz}$  und  $\sigma_{zx}$

, die eher als horizontalen Spannungen anzusetzen wären, liegen auf der Ordinate und die vertikale Spannung  $\sigma_{xx}$  auf der Abszisse. Nicht nachvollziehen lässt die Anordnung der angeblich horizontalen Spannung  $\sigma_{xx}$  auf X-Achse.

Beim ersten Versuch (schwarzer Kreisbogen) zeigte sich, dass die Spannung  $\sigma_{xz} = 79,8 \text{ kN/m}^2$  sich nicht in den Kreis mit dem Durchmesser  $D = 88,8 \text{ kN/m}^2$  einordnen lässt ( $79,8 / \sin 64^\circ$ ). Erst nach der Halbierung der Spannung  $\sigma_{xz}$  konnte der Mittelpunkt M über den Winkler  $\alpha = 26^\circ$  ( $K_a = 0,238$ ) bestimmt werden. Jedoch zeigte, dass mit dem Ansatz des Winkels  $\alpha$  im Punkt (Pol) die aufsteigende Gerade die horizontale Achse des Kreisbogen nicht erreichte.

Alternativ wurde ein weiterer Versuch mit dem vorgegebenen Bodenwinkel  $\beta = 52^\circ$  gestartet, wobei der Durchmesser  $D2 = 101,2 \text{ kN/m}^2$  über die Spannung  $79,8 / \sin 52^\circ$  errechnet wurde. Über diese Konstellation könnte die Spannung  $\sigma_{xx} = 81,8 \text{ kN/m}^2$  ermittelt werden. Spannungszuordnungen wie im Bild I01.70 'Mohr'scher Spannungskreis' dargestellt, konnten auch durch diese Modifikation nicht erzielt werden.

## Fazit

Die ausgeführten Vergleichsrechnungen nach 'Physikalischer Ebene' (Coulomb) und der Kraft- und Spannungsermittlung nach derzeitiger Lehre lassen erkennen, dass diese Berechnungsarten weder den Grundlagen der Physik noch dem Bodenverhalten in freier Natur folgen. Auch kann der Annahme der derzeitigen Erddrucklehre nicht gefolgt werden, dass die größte

horizontale Spannung von Böden sich in der Basisebene der Wand einstellt. Die vorstehende Untersuchung der derzeitigen Erddruckermittelungen offenbarten zudem, dass sich der Stufenwinkel  $2\alpha$  im ‚Mohr’scher Spannungskreis‘, Bild I01.70 nur auf die Böden mit dem Winkel  $\beta t = \vartheta_a = 60^\circ$  beziehen kann. Da diese Bodenart in freier Natur fast nie vorkommt, **kann die Anwendung der Spannungstheorie, wie sie im Bild I01.70 gezeigt, für die meisten Bodenarten nur fehlerhafte Ergebnisse bringen. Beispielsweise kann bei der Wandhöhe  $H = 5,00\text{ m}$  die errechnete horizontale Erddruckspannung  $\sigma_{xx} = 19,6\text{ kN/m}^2$  nur als absurd betrachtet werden.**

Zur Bestätigung der Lehrmeinung wird das **Bild P02.10** gezeigt.

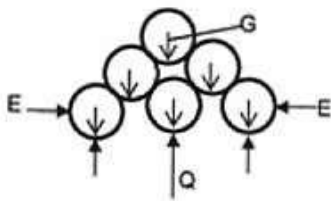


Bild P02.10: Beim Kugelhaufen ist ein vertikalen Lastabtrag G nur bei horizontaler Stützung E möglich.

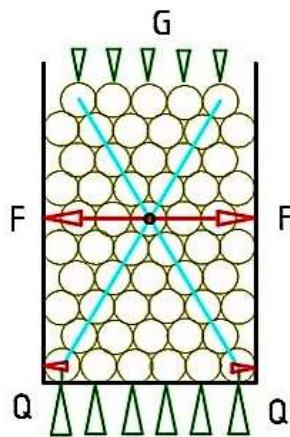


Abb. 27 zeigt Kugeln in einem Behälter. Im Gegensatz zum Bild P02.10 verläuft der Lastabtrag diagonal über die Kontaktpunkte der Kugeln, wobei sich die größten horizontalen Kräfte auf halber Füllhöhe einstellen. Eindeutig widerlegt ist damit die Theorie der derzeitigen Erddrucklehre, dass die größte horizontale Spannung in der Basisebene liegt.

Noch augenfälliger lässt sich die Fehlerhaftigkeit der Spannungstheorie an einen abgedrückten Betonprobewürfel nachweisen.



Abb. 28 zeigt, dass sich, wie bei den Kugeln im Behälter die größten horizontalen Kräfte bzw. Spannungen in halber Höhe des Betonwürfels eingestellt haben.

**Weitere Fehldeutungen der derzeitigen Erddrucklehre werden in der Bilderstrecke gezeigt (Anhang). Hierbei sind Darstellungen, die dem Regelwerk der Physik widersprechen, gelblich hinterlegt.**

**Ausführliche Erläuterungen und weitere Belege zur Fehlerhaftigkeit der Lehre finden sich in den Schriften des Verfassers.**

#### 5.4 Bodeneigenschaften sind berechenbar und nicht frei wählbar

Wie der Verfasser in seinen Schriften nachgewiesen hat, besteht eine direkte Abhängigkeit zwischen den Bodenarten und deren Kraftverteilung im ‚stehenden Erdkeil‘. Jede Veränderung einer Eigenschaft lässt eine neue Bodenart mit eigenen Merkmalen entstehen. Wie in der Abb. 29 gezeigt, lassen sich die Erddruckkraft und ihre Angriffshöhe gegen die Wand im ‚Halbkreis der Bodenarten‘ darstellen. Über den Reibungswinkel der jeweiligen Bodenart



können die zugeordneten Streckenlängen (Kraftmeter) ermittelt und über die Kraftzahl in Kräfte umgewandelt werden.

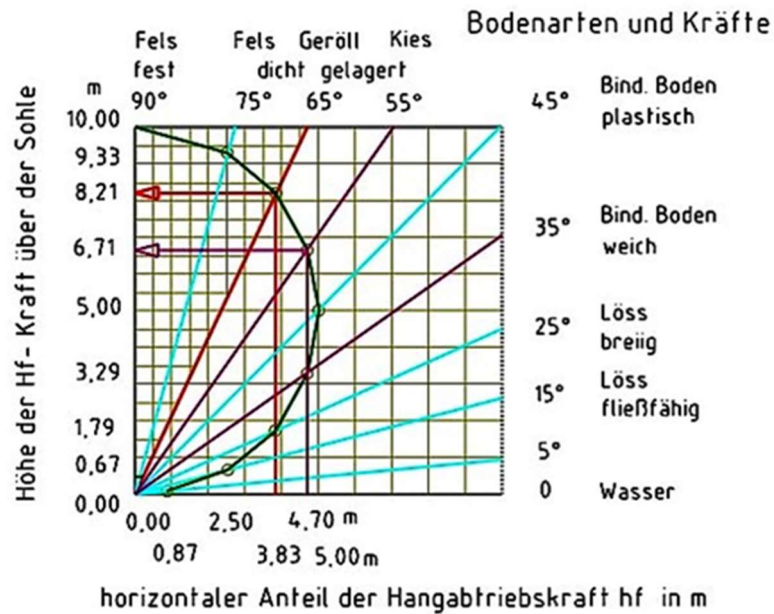


Abb. 29 zeigt die Abhängigkeiten von Bodeneigenschaften und deren Erdkräfte

Die Aufnahme von Wasser verändert nicht nur den Reibungs- und Scherwinkel der Bodenart, sondern auch die Größen seiner Einzelkräfte im Erdkeil. Aus der Abb. 29 und 30 lässt sich zudem erkennen, dass die Lage der Erddruckkraft durch den Neigungswinkel der Bodenart bestimmt wird. Die derzeitige Lehre hingegen legt für alle Bodenarten die Angriffshöhe der Erddruckkraft auf die Höhe  $H/3$  fest.

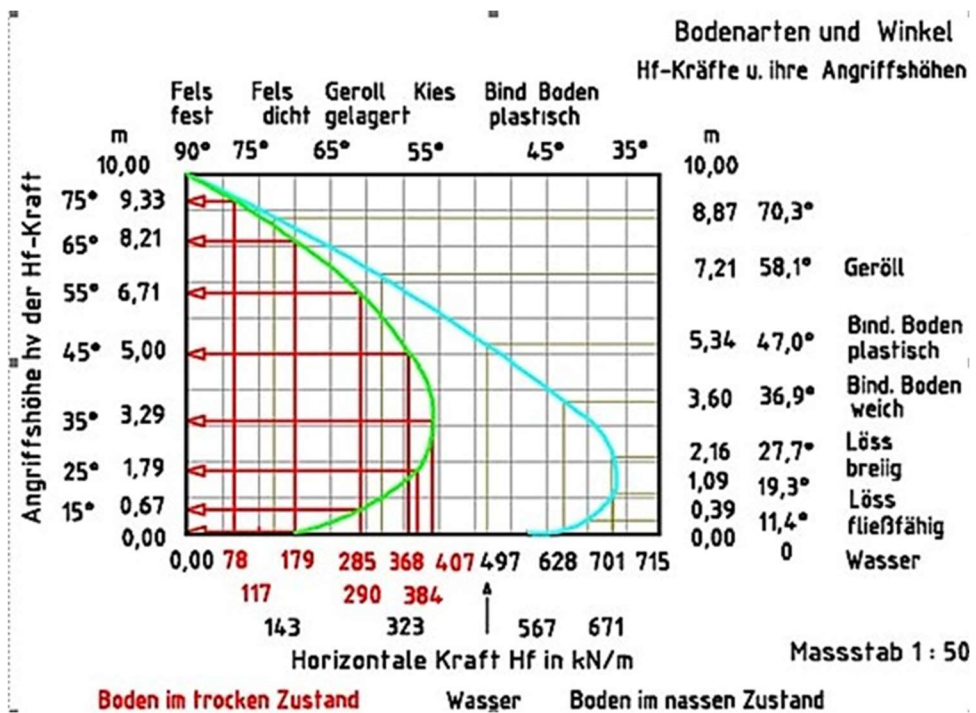


Abb. 30 zeigt bei nassen Bodenarten den Einfluss des Wassers auf die Erdkräfte

## 5.5 Behandlung von Auflasten auf Böden

Im Bild P01.20 zeigt die derzeitige Lehre eine Schräglage der Erddruckkraft  $E$ , die sie im Zusammenhang mit dem Geländeanstieg oberhalb der Wand sieht.

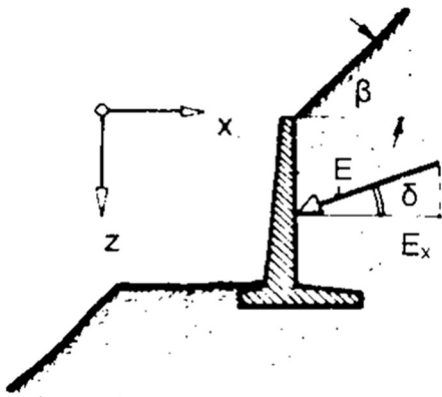


Bild P01.20: Erddruckkraft belastet die Wand. Gleichzeitig stützt sie den Boden. Gezeigt wird auch, dass Boden oberhalb der Wandkrone die Erddruckkraft in die Schräglage bringt und hierbei den Winkel  $\delta$  entstehen lässt.

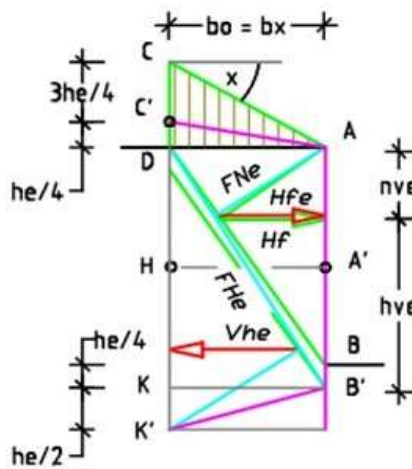


Abb. 31 zeigt, dass der Boden oberhalb der Ebene D-A wohl die Lage und den Winkel der Reibungsebene verändert, aber nicht die Erddruckkraft aus der Horizontalen verdrängen kann. Die den Boden stützende Wand liegt hier in der Ebene A-B, Weiteres im Buch.

**Mit den aufgezeigten Widersprüchen in der Kraft- und Spannungstheorie der derzeitigen Lehre dürfte ausreichend Material vorliegen für eine fachbezogene Diskussion.**

## 6.0 Zusammenfassung

Den Anlass diese Abhandlung zu schreiben, gab der Artikel **„Bundesgerichtshof kassiert Freisprüche“** vom 13.10.2021, <https://www.zeit.de>

Obwohl an der Einbruchsstelle der Schlitzwand für einen Baufachmann eine gravierende Überschreitung der Betondruckspannung erkennbar war, soll nach dem Prozessgutachten des Herrn Prof. H.G. Kempfert ein großer Steinblock, der in der Baugrube der Schlitzwand verblieb, zur Lochbildung in der Wand und damit zum Einsturz des Archivs geführt haben. Allein durch das Bauverfahren zur Herstellung einer Schlitzwand konnte der Verfasser die Theorie mit dem Stein widerlegen und als reale Einsturzursache in der betroffenen Wand eine gravierende Überschreitung der Betondruckspannung nachweisen.

**„Köln ist kein Einzelfall“** schreibt Statiker Heinrich Bökamp, Vizepräsident der Ingenieurkammer Bau in Nordrhein-Westfalen und als Prüflingenieur zuständig für die Tragwerksplanung. Er sieht permanente Gefahren auf deutschen Baustellen, 17. Mai 2010.

Das intensive Studium der Schriften der Technischen Universität München – Zentrum Geotechnik (TUM) ließ den Verfasser erkennen, dass zwischen den theoretischen Annahmen der Lehre und dem Bodenverhalten in freier Natur keine Übereinstimmung besteht. Zudem gibt die Lehre vor, den Grundlagen der ‚physikalischen Ebene‘ und der ‚Klassischen

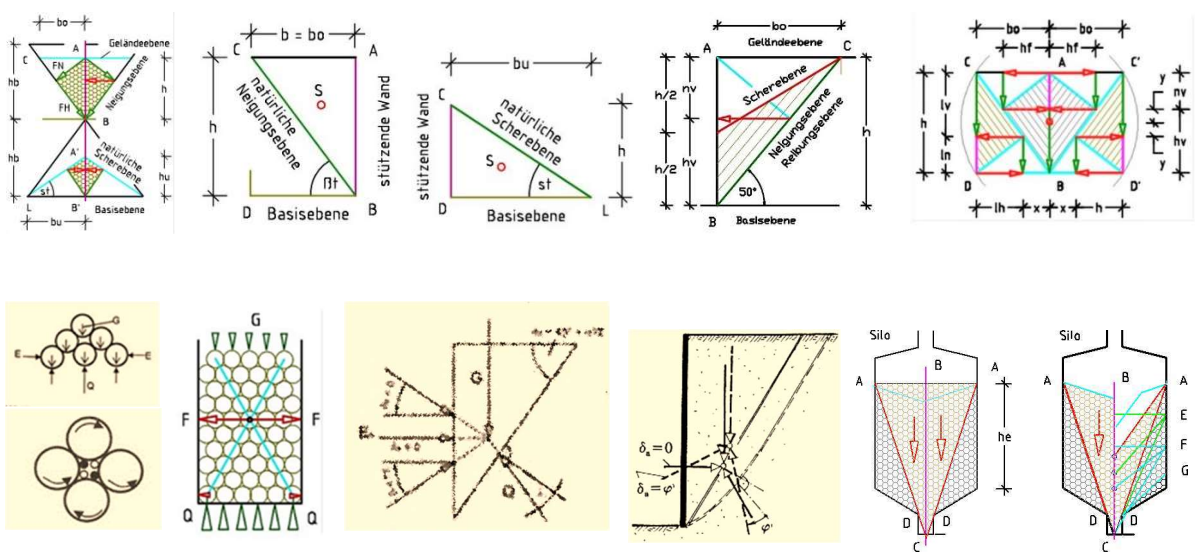
Erddrucktheorie' von Coulomb (1773) und der ‚Mohr’schen Spannungstheorie‘ zu folgen, gefunden in den Schriften aber wurden nur Beugungen dieser Vorlagen. So mangelhaft wie die derzeitige Erddrucklehre sind auch die hieraus entwickelten deutschen Berechnungsnormen DIN 4017, DIN 4019, DIN 4084, DIN 4085 und EC7.

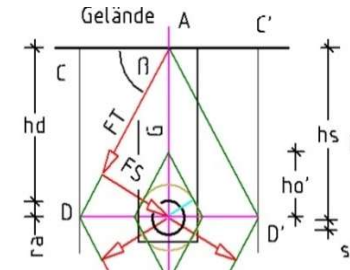
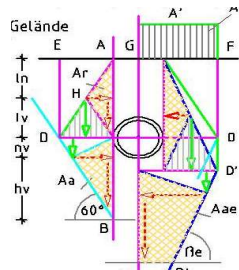
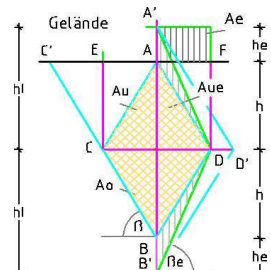
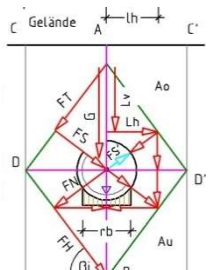
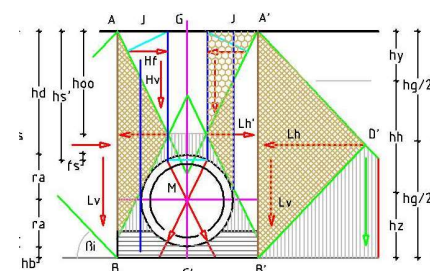
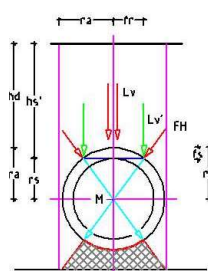
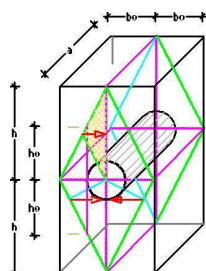
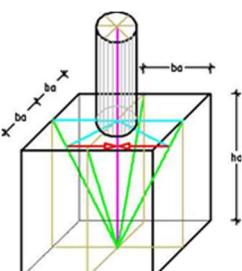
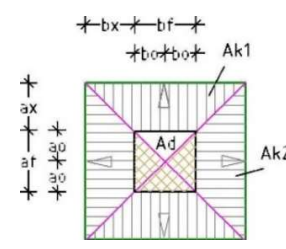
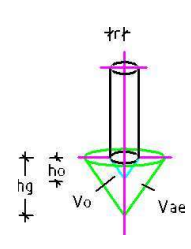
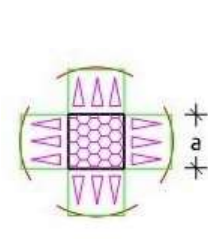
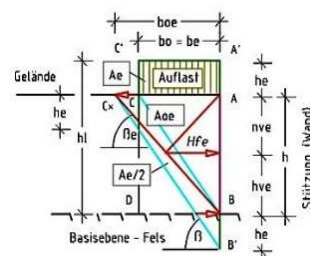
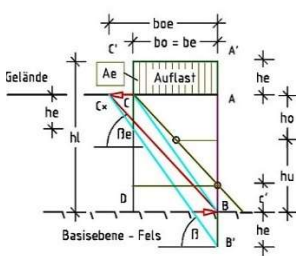
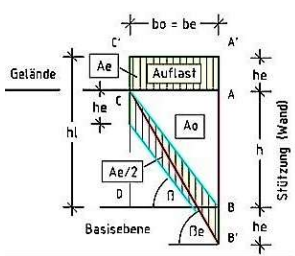
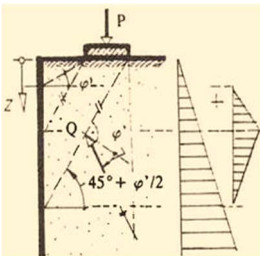
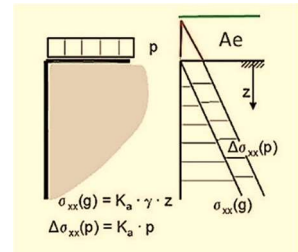
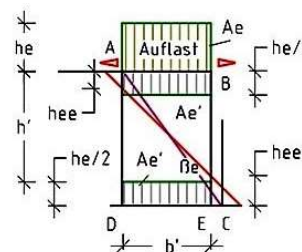
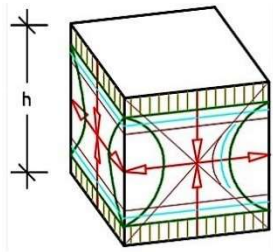
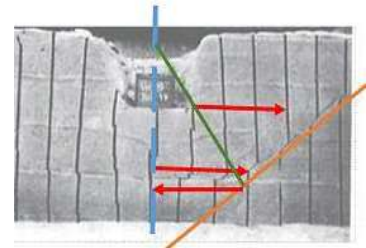
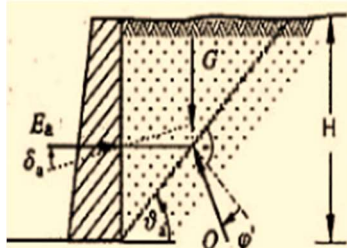
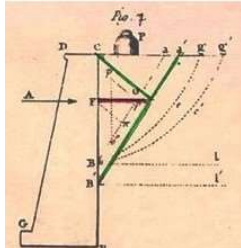
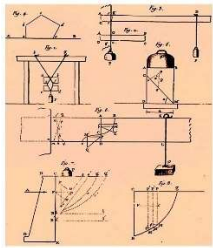
Der Aussage des Statikers Heinrich Bökamp „**Köln ist kein Einzelfall**“ schließt sich der Verfasser an, er sieht Gefahren insbesondere bei Baustellen, wo Bauwerke dem Erddruck ausgesetzt sind oder Berghänge ins Rutschen kommen können. Es ist an der Zeit, den Einsturz des Historischen Archivs in Köln mit einer Schadenssumme von 1,2 Milliarden Euro, zwei getöteten Personen und der Zerstörung zeitgeschichtlicher Werte zum Anlass zu nehmen, über die mangelhaften technischen Vorschriften der Geotechnik zu diskutieren und diese zu erneuern. Der Verfasser bietet als Diskussionsgrundlage seine Schriften zur ‚Neuen Erddrucklehre‘ an. Sie stehen kostenfrei zur Verfügung: [www.erddruck-giesler.de](http://www.erddruck-giesler.de).

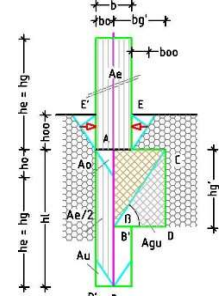
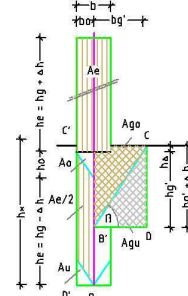
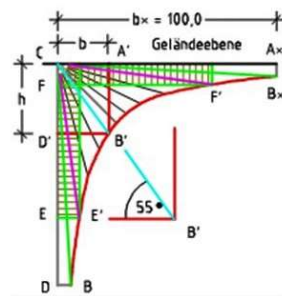
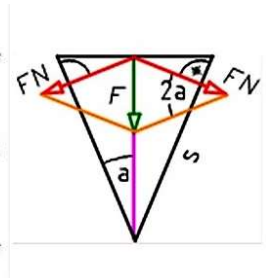
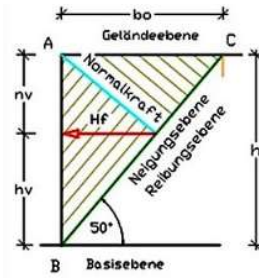
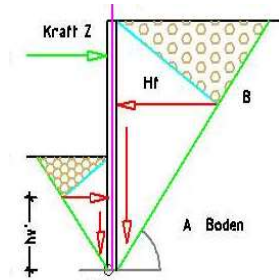
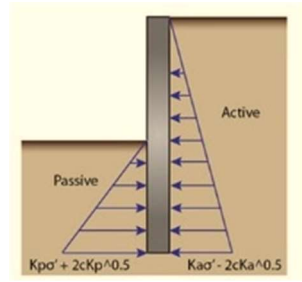
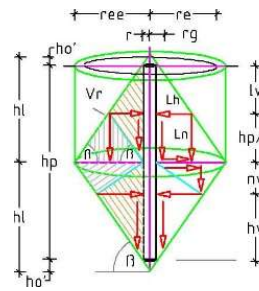
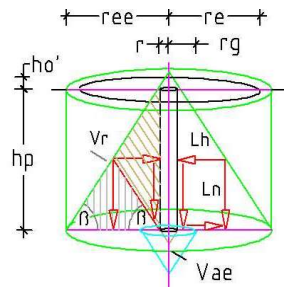
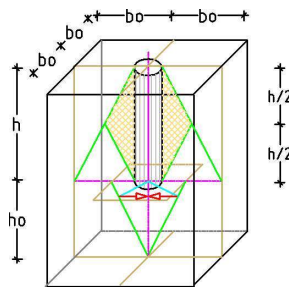
Obwohl wünschenswert, wird es den Einsatz der **Herren Professoren H.G. Kempfert** (Hauptgutachter im Prozess) und **Dr.-Ing. habil. Achim Hettler** (Obmann des deutschen Normenausschuss DIN / Arbeitskreis 1.1) bei der Mängelbeseitigung in den deutschen Technischen Vorschriften zur Erddruckberechnung wohl nicht geben. In ihren Büchern treten sie als Bewahrer der derzeitigen Erddrucklehre auf und lassen eher zu, dass Anwender der fehlerhaften Lehre und ihrer Regelwerke auf die Anklagebank beordert werden.

### Anlage: Bilderstrecke

Die Abbildungen behandeln Thesen der derzeitigen Erddrucklehre, die zur Basis der Technischen Regelwerke und Normen herangezogen werden (DIN 4017, DIN 4019, DIN 4084, DIN 4085 und EC7). Der Verfasser sieht diese Berechnungsvorgaben als massiv fehlerhaft an und stellt seine Sichtweise in der Bilderstrecke dar. Weitere Abbildungen, welche die Mangelhaftigkeit der Lehre belegen und Erläuterungen zu den Themen finden sich in seinen Schriften.







Die Berechnung der Eigenschaften trockener, feuchter und nasser Böden sowie von Böden unter Wasser basiert auf rd. 50 Versuchsanordnungen mit unterschiedlicher Erden. Herangezogen wurden deren Raum- und Gewichtsteile, siehe Schrift ‚Studie zum Erddruck‘.

