



Christina Koppelhuber, BSc

## Vergleich der Erddruckansätze auf Stützbauwerke

### **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. BSc Matthias Rebhan  
Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Franz Tschuchnigg



## **Eidesstattliche Erklärung**

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am .....

.....

(Unterschrift)

## **Statutory declaration**

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, .....

.....

(signature)



## **Danksagung**

An dieser Stelle möchte ich allen danken, die mich im Laufe meiner Studienzeit und während der Erstellung dieser Arbeit unterstützt und motiviert haben.

Zunächst möchte ich mich besonders bei meinem Betreuer Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Roman Marte bedanken, der stets ein offenes Ohr für Fragen auch während des Studiums hatte und mich in der Erstellung meiner Arbeit unterstützt hat.

Ebenfalls möchte ich Herrn Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. BSc Matthias Rebhan für sein Engagement und die vielen hilfreichen Diskussionen danken. Ein weiterer Dank gilt Herrn Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Franz Tschuchnigg für die Hilfe bei numerischen Fragestellungen.

Des Weiteren möchte ich meinen Freunden aus dem Studium danken. Neben den gemeinsamen Lernerfolgen, die wir zusammen im Stahlbauzeichensaal erleben durften, sind es vor allem die schönen Momente, die eine oder andere durchzechte Nacht und die entstandenen Freundschaften fürs Leben, die meine Studienzeit zu einer der schönsten bisher gemacht hat und mir nie in Vergessenheit geraten wird. Danke, dass ihr diese Zeit so kurzweilig und lustig gemacht habt!

Auch meinen Freundinnen aus dem Volleyballsport, die mir im letzten Jahr sehr ans Herz gewachsen sind möchte ich auf diesem Weg danken. Danke für die vielen ausgleichenden Stunden im Team.

Der herzlichste Dank ergeht an meine Eltern Anneliese und Josef, ohne deren Hilfe und Unterstützung der Abschluss meines Studiums nicht möglich gewesen wäre. Danke für eure Vorbildwirkung, die maßgeblich zu meiner Persönlichkeit und Entwicklung beigetragen hat. Auch meiner großen Schwester Marlies, die immer für mich da war und mir schon in meiner Kindheit Durchsetzungsvermögen gelehrt hat, möchte ich meinen Dank aussprechen. Abschließend möchte ich noch besonders meinem Freund Christopher danken, der mich immer wieder ermutigt und mir Rückhalt auch in schwierigen Situationen gegeben hat.



Diese Arbeit wurde im Zuge des durch die FFG geförderten Forschungsprojektes SIBS – „Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke“ erstellt. Ein Teil dieses Forschungsprojektes ist die Untersuchung der Einwirkungen auf Stützbauwerke.

Der Dank für die Möglichkeit der Umsetzung und Behandlung dieses Themas ergeht an die Vereinigung österreichischer Bohr-, Brunnenbau- und Spezialtiefbauunternehmen (VÖBU), die Autobahn- und Schnellstraßen- Finanzierungs- Aktiengesellschaft (Asfinag) und die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) sowie die Wirtschaftspartner und Unterstützer dieses Forschungsprojektes.





## Kurzfassung

Der Erddruck als Einwirkung auf ein Stützbauwerk wirft in der Theorie als auch in der Praxis nach wie vor Fragen auf und erweist sich als eine der Ursachen bei in der Vergangenheit aufgetretenen Versagensereignissen.

Die vorliegende Arbeit enthält analytische Gegenüberstellungen des Erddruckansatzes sowie der Erddruckermittlung nach den deutschsprachigen Normen am konkreten Beispiel der Winkelstützmauer. Es werden Untersuchungen für den Erddruck zur Nachweisführung der äußeren und inneren Standsicherheit angestellt, die wesentlichen Einflüsse werden im Zuge dessen zusammen mit den auftretenden Unterschieden anhand von Parameterstudien dargestellt. Insbesondere die Parameter Böschungsneigungswinkel und Kohäsion, sowie die unterschiedlichen Herangehensweisen und Annahmen der anzusetzenden Erddrücke liefern unterschiedliche Ergebnisse der Normen. Im Anschluss werden die Auswirkungen des Erddrucks auf das Momentengleichgewicht schematisch für den Nachweis bei Kippversagen gezeigt.

Als ergänzende Komponente zur analytischen Berechnung sollen mit Hilfe des Computerprogramms PLAXIS 2D numerische Berechnungen zur Problemlösung in der Nachweisführung der inneren Standsicherheit beitragen. Ein Grundlagenmodell mit dem einfachsten Parametersatz unter Berücksichtigung der für den Erddruckansatz so wichtigen Aspekt, der Wandverformung, wird zum Vergleich mit den analytischen Untersuchungen herangezogen. Erwartete Tendenzen zeigen sich in den Ergebnissen: größere Verformungen führen zu niedrigeren Erddruckkräften. Über den aktiven Erddruck hinausgehende resultierende Kräfte sind zu beobachten.

Während der Bearbeitung wuchs das Verständnis, worin die Schwierigkeiten im Festlegen eindeutiger Ansätze und Vorgehensweisen bestehen. Die vielen unterschiedlichen Einflüsse, Veränderungen der Randbedingungen und das Auftreten von Sonderfällen lassen keine Verallgemeinerung der Thematik zu. Die hier auftretende Bandbreite der Ergebnisse fordert vertiefte Untersuchungen vor allem im Bereich des Erddruckansatzes in Verbindung mit den dazugehörigen Wandverschiebungen.



## **Abstract**

Improper earth pressure assumptions are representing one of the reasons of failure of retaining walls in the past. It brings up a lot of problems for discussion in both theory and practical considerations.

The present work contains an analytical comparison of the approach and the calculation of earth pressure according to german-speaking standardisation, using the example of a cantilever wall. Stability analyses are made for the internal as well as for the overall stability. By means of parameter variations the main impacts and differences are illustrated. The biggest differences result from the parameters inclination of the slope and cohesion and from the different approaches and estimations made. Subsequently, the earth pressure impact on the moment equilibrium was found out with a schematic representation of the failure by toppling.

Additionally, numerical computations for the internal stability of the wall are carried out with the software PLAXIS 2D. To compare the analytical calculations with the numerical ones, a simple model with basic parameters is chosen. Displacements of the wall are taken into account. The result, that greater displacements lead to smaller resultant earth pressure forces, confirmed the expectations. Forces, exceeding the magnitude of earth pressure forces, were observed.

In the course of the work, it could be found out, that the problem of giving exact guidelines resides in the different impacts, the change of conditions and the special cases, which might occur. A generalisation of the aforementioned reasons is hardly possible. The range of the results needs to be specified by pursuing more intense investigations, especially in the field of approaching earth pressure in relation to wall displacements.



# Inhalt

1	Einleitung .....	1
2	Stützbauwerke .....	3
2.1	Definition und Gliederung .....	3
2.2	Gewichtskonstruktionen.....	3
2.2.1	Gewichtsmauer.....	4
2.2.2	Raumgitterkonstruktionen, Krainerwand .....	4
2.2.3	Gabionenwand .....	5
2.2.4	Bewehrte Erde.....	6
2.3	Winkelstützmauer .....	6
2.4	Schlitzwand.....	7
2.5	Pfahlwand .....	7
2.6	Brunnenwand.....	8
2.7	Entwurf, Einwirkungen und Grenzzustände von Stützbauwerken .....	9
2.7.1	Grenzzustände .....	9
2.7.2	Einwirkungen auf Stützbauwerke und geometrische Vorgaben .....	11
3	Grundlagen und Allgemeines zur Erddruckberechnung .....	12
3.1	Aktiver Erddruck .....	17
3.2	Erdruhedruck .....	19
3.3	Passiver Erddruck.....	19
3.4	Zwischenwerte des Erddrucks.....	20
3.5	Erddruckansätze.....	20
3.5.1	Ansatz des aktiven Erddrucks .....	20
3.5.2	Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks .....	21
3.5.3	Ansatz des Erdruhedrucks .....	24
3.5.4	Ansatz des abgeminderten passiven Erddrucks .....	25
3.5.5	Ansatz des passiven Erddrucks .....	28
3.6	Erddruckverteilung.....	28
3.7	Sonderformen des Erddrucks .....	30

3.7.1	Verdichtungserddruck.....	30
3.7.2	Silodruck .....	31
3.7.3	Kriechdruck.....	32
3.7.4	Dynamischer Erddruck .....	33
3.7.5	Räumlicher Erddruck .....	33
3.7.6	Erddruck auf Winkelstützmauern .....	33
3.7.7	Erddruck bei Grundwassereinfluss .....	33
3.7.8	Sonstige Sonderfälle des Erddrucks.....	34
3.8	Methoden und Theorien zur Ermittlung des Erddrucks.....	35
3.8.1	Kinematische Methoden .....	36
3.8.2	Statische Methoden .....	37
3.8.3	Sonstige Methoden.....	38
4	Analytische Berechnung des Erddrucks auf eine Winkelstützmauer .....	40
4.1	Verwendete Normen .....	40
4.1.1	Europäische Normung, Eurocode 7.....	40
4.1.2	Österreichische Normung (ÖNORM).....	41
4.1.3	Deutsche Normung (DIN) .....	41
4.1.4	Schweizer Normung (SIA) .....	42
4.2	Aufgabenstellung .....	43
4.3	Analytische Erddruckberechnung (Ansätze, Annahmen und Vorgehensweise) .....	46
4.3.1	Allgemeine einheitliche Annahmen und Erklärungen .....	46
4.3.2	ÖNORM .....	49
4.3.3	DIN.....	55
4.3.4	SIA .....	60
4.3.5	Alternative Berechnung von Erddruckkoeffizienten laut Eurocode 7 .....	63
4.3.6	Anmerkungen .....	64
4.4	Ergebnisse und Vergleich der analytischen Erddruckberechnungen .....	65
4.4.1	Böschungsneigungswinkel $\beta$ .....	68

4.4.2	Reibungswinkel $\varphi$ .....	76
4.4.3	Kohäsion $c$ .....	82
4.4.4	Gleichmäßig verteilte Oberflächenlast $p_v$ .....	90
4.4.5	Länge des waagrechten Schenkels hinter der Mauer $l_{s(w),3}$ .....	91
4.5	Auswirkungen der Erddruckberechnung auf Nachweise .....	93
5	Numerische Berechnung im Vergleich zur analytischen Untersuchung .....	97
5.1	Modellierung und Vorgehensweise .....	97
5.1.1	Modell .....	97
5.1.2	Modellierung des Bodens und der Konstruktion .....	98
5.1.3	Verschiebungen .....	100
5.1.4	Netzgenerierung, Einbauphasen .....	100
5.2	Ergebnisse der numerischen Berechnung .....	101
5.2.1	Kopfverschiebungen .....	101
5.2.2	Horizontaler Erddruck in Abhängigkeit der Mauerhöhe .....	103
5.2.3	Resultierende Erddruckkraft .....	105
5.2.4	Anmerkungen .....	106
6	Resümee .....	107
7	Literatur .....	111
	Anhang .....	A1



## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1	Gewichtsmauer im Schnitt und in der Ansicht (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017) .....	4
Abb. 2	Raumgitterkonstruktion in der Ansicht und im Schnitt (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017) .....	5
Abb. 3	Gabionenwand im Schnitt: a) geneigt b) abgetrept (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017) .....	5
Abb. 4	Bewehrte Erde Konstruktion im Schnitt (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017).....	6
Abb. 5	Winkelstützmauer im Schnitt: a) erdseitiger Schenkel b) luftseitiger Schenkel c) mit Sporn (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017).....	7
Abb. 6	Schlitzwand im Grundriss und Schnitt (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017).....	7
Abb. 7	Pfahlwandtypen im Grundriss: a) aufgelöst b) tangierend c) überschritten (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017).....	8
Abb. 8	Brunnenwand in der Teilansicht in einem steilen Rutschhang (Brandl, 2009) .	8
Abb. 9	Beispiele möglicher Bruchmechanismen zur Ermittlung der äußeren Standsicherheit anhand einer Bewehrte-Erde-Konstruktion (Adam et al, 2012).....	10
Abb. 10	Beispiele möglicher Bruchmechanismen zur Ermittlung der inneren Standsicherheit anhand einer Bewehrte-Erde-Konstruktion (Adam et al, 2012).....	10
Abb. 11	Größe der Erddruckkraft in Abhängigkeit der Wandverschiebung (Katzenbach, 2014).....	12
Abb. 12	Grundformen der Wandbewegung („+“ Verschiebung in Richtung des aktiven Erddrucks, „-“ Verschiebung in Richtung des passiven Erddrucks) (ÖNORM B 4434, 1993) .....	13
Abb. 13	Erforderliche Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven bzw. passiven Erddrucks bei einer Fußpunktdrehung und einer Wandhöhe von 10 m.....	15
Abb. 14	Erforderliche Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven bzw. passiven Erddrucks bei einer Kopfpunktdrehung und einer Wandhöhe von 10 m.....	15
Abb. 15	Erforderliche Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven bzw. passiven Erddrucks bei einer Parallelverschiebung und einer Wandhöhe von 10 m.....	16
Abb. 16	Erforderliche Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks bei einer Durchbiegung und einer Wandhöhe von 10 m.....	16

Abb. 17	Vorzeichenkonvention der Winkel zur Erddruckberechnung für den aktiven und passiven Grenzzustand nach DIN 4085 (DIN 4085, 2017) .....	18
Abb. 18	Aktiver Erddruck auf einer ebenen, geneigten Wandrückseite (Boley et al., 2012) .....	21
Abb. 19	Beispiele für Konstruktionen mit dem Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks (ÖNORM B 4434, 1993).....	23
Abb. 20	Erdruhedruckansatz für die Berechnung der inneren Standsicherheit einer Winkelstützmauer laut Österreichischer Norm (ÖNORM B 4434, 1993) .....	25
Abb. 21	Verhältnis des teilmobilisierten passiven Erddrucks zum passiven Erddruck in Abhängigkeit der tatsächlichen Wandverschiebung und der Lagerungsdichte laut DIN .....	27
Abb. 22	Beispiele für den Ansatz des abgeminderten passiven Erddrucks: a) Berücksichtigung des Erdwiderstandes bei einem horizontal belasteten Fundament b) wenig verschiebliche Schlitzwand (Hettler, 2008).....	27
Abb. 23	Erddruckverteilung beim aktiven Erddruck: a) Klassische Dreiecksverteilung infolge Bodeneigenlast b) Konstante Verteilung infolge Kohäsion c) Konstante Verteilung infolge einer gleichmäßig verteilten Oberflächenlast.....	29
Abb. 24	Beispiele von Erddruckumlagerungen: Lastbilder bei einmal gestützten Spundwänden/ Ortbetonwänden (ÖNORM B 4434, 1993) .....	30
Abb. 25	Verdichtungserddruck im aktiven Zustand und Erdruhedruckzustand (DIN 4085, 2017).....	30
Abb. 26	Silodruck: a) auf eine Stützmauer, nahe einer Felswand b) in einem verfüllten Zwischenraum (ÖNORM B 4434, 1993) .....	31
Abb. 27	Faktor $m(\varphi)$ nach Brandl zur Ermittlung des Erddrucks infolge Hangkriechen (Schmidt et al., 2014) .....	32
Abb. 28	Strömungsnetz mit Strömungslinien (blau) und Äquipotentiallinien (rot) am Beispiel einer Spundwand (IGT ETH Zürich, 2006) .....	34
Abb. 29	Bruchformen und Wandbewegungsart nach Ohde: a) Zonenbruch bei Fußpunktdrehung b) Linienbruch (gekrümmte Gleitfläche) bei Kopfpunktdrehung c) Gemischter Bruch bei Durchbiegung (Hettler, 2008) .....	35
Abb. 30	Coulomb'sche Erddrucktheorie im aktiven Grenzzustand: Gleitkeil, Kräftepolygon und Diagramm mit Variation des Gleitflächenwinkels zur Ermittlung der aktiven Erddruckkraft (Katzenbach, 2014) .....	36
Abb. 31	Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (Pimentel, 2008).....	38
Abb. 32	Untergliederung des Eurocode 7.....	41
Abb. 33	Gliederung der europaweit und national deutschsprachigen gültigen relevanten Normen in Bezug auf die Erddruckberechnung auf Stützbauwerke.....	42

Abb. 34	Skizze Beispiel Winkelstützmauer .....	44
Abb. 35	Verwendete Bezeichnungen und Vorzeichen zur Berechnung des (aktiven) Erddrucks, oben: laut ÖNORM (entspricht DIN) (ÖNORM B 4434, 1993), unten: in der SIA (Lang et al, 2007) .....	47
Abb. 36	Aktiver Erddruck auf eine Winkelstützmauer zur Berechnung der äußeren Standsicherheit laut ÖNORM a) Fall a: Schnittpunkt oberhalb der Mauerrückseite b) Fall b: Schnittpunkt auf der Mauerrückseite (ÖNORM B 4434, 1993) .....	51
Abb. 37	Erddruckansätze auf eine Winkelstützmauer zur Berechnung der inneren Standsicherheit laut ÖNORM a) Erdruehdruck über die gesamte Mauerrückseite b) Aktiver Erddruck im Bereich EF, Erdruehdruck im unteren Bereich (ÖNORM B 4434, 1993) .....	53
Abb. 38	Erddruck auf eine Winkelstützmauer zur Berechnung der äußeren Standsicherheit laut DIN, Fall c (DIN 4085, 2017) .....	57
Abb. 39	Berechnung des Erddrucks auf eine Winkelstützmauer in der Schweiz (Lang et al, 2007) .....	62
Abb. 40	Abmessungen der Winkelstützmauer .....	67
Abb. 41	Horizontale aktive Erddruckkraft auf die Winkelstützmauer (Abb. 40) für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit der Böschungsneigung.....	69
Abb. 42	Horizontaler aktiver Erddruck für die Äußere Standsicherheit über die Höhe für verschiedene Böschungsneigungen $\beta = 0^\circ / \beta = 15^\circ / \beta = 30^\circ$ .....	70
Abb. 43	Horizontale Erddruckkraft für die innere Standsicherheit in Abhängigkeit der Böschungsneigung .....	72
Abb. 44	Horizontaler Erddruck für die Innere Standsicherheit über die Höhe für verschiedene Böschungsneigungen .....	74
Abb. 45	Horizontale Erddruckkraft für die Innere Standsicherheit in Abhängigkeit der Böschungsneigung für Wandneigung $\alpha = 5^\circ$ .....	75
Abb. 46	Horizontale Erddruckkraft für die Innere Standsicherheit in Abhängigkeit der Böschungsneigung in der DIN für Wandneigung $\alpha = 15^\circ$ .....	76
Abb. 47	Horizontale aktive Erddruckkraft für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit des Reibungswinkels ( $\beta = 0$ ) .....	78
Abb. 48	Horizontale aktive Erddruckkraft für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit des Reibungswinkels für $\beta = 0^\circ / \beta = 10^\circ / \beta = 20^\circ / \beta = 30^\circ$ im Vergleich .....	79
Abb. 49	Horizontale Erddruckkraft für die innere Standsicherheit in Abhängigkeit des Reibungswinkels .....	81
Abb. 50	Horizontale aktive Erddruckkraft für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit der Kohäsion .....	83

Abb. 51	Horizontaler aktiver Erddruck für die äußere Standsicherheit über die Höhe für eine Kohäsion $c = 10 \text{ kN/m}^2$ .....	84
Abb. 52	Horizontaler aktiver Erddruck für die äußere Standsicherheit über die Höhe für eine Kohäsion $c = 15 \text{ kN/m}^2$ .....	86
Abb. 53	Horizontale Erddruckkraft für die innere Standsicherheit in Abhängigkeit der Kohäsion .....	87
Abb. 54	Horizontaler Erddruck für die innere Standsicherheit über die Höhe für eine Kohäsion $c = 10 \text{ kN/m}^2$ .....	88
Abb. 55	Horizontaler Erddruck für die innere Standsicherheit über die Höhe für eine Kohäsion $c = 20 \text{ kN/m}^2$ .....	89
Abb. 56	Horizontale aktive Erddruckkraft für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit verschiedener Größenordnungen der gleichmäßig verteilten Oberflächenlast $p_v$ .....	91
Abb. 57	Geometrie bei Variation des horizontalen Teilschenkels $l_{s(w),3}$ .....	92
Abb. 58	Ermittlung der Momente für die äußere sowie innere Standsicherheit beim Kipp-Nachweis .....	94
Abb. 59	Modell zur numerischen Berechnung in PLAXIS 2D .....	98
Abb. 60	Generierung des Netzes für die FEM-Berechnung in PLAXIS 2D .....	101
Abb. 61	Ergebnisse in PLAXIS 2D für die aufgebrachten Kopfverschiebungen in Abhängigkeit der Mauerhöhe .....	102
Abb. 62	Ergebnisse in PLAXIS 2D für die effektiven Spannungen $\sigma'_N$ in Abhängigkeit der Mauerhöhe im Vergleich zu den nach Norm berechneten Erddrücken .....	103
Abb. 63	Ergebnisse in PLAXIS 2D für die resultierende horizontale Erddruckkraft $E_h$ .....	105

## Tabellenverzeichnis

Tab. 1	Verhältnisswerte für die Wandbewegung $s_i/h$ für nichtbindige Böden, (ÖNORM EN 1997-1, 2014).....	14
Tab. 2	Erddruckansatz in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit von Stützkonstruktionen bei Dauerbauwerken (adaptiert nach DIN 4085, 2017).....	24
Tab. 3	Werte der in der Mobilisierungsfunktion enthaltene Exponenten b,c in Formel 8 (DIN 4085, 2017) (Bartl, 2004).....	26
Tab. 4	Bodenkennwerte und Abmessungen der Winkelstützmauer für die Berechnung des Erddrucks.....	45
Tab. 5	Wandreibungswinkel in Abhängigkeit der Beschaffenheit der Wandfläche (adaptiert nach DIN 4085 (2017)) .....	48
Tab. 6	Vereinfachte Erddruckannahmen in Abhängigkeit der Verschieblichkeit und des Verformungsvermögens des Tragwerks in der SIA 261: 2014 (2014) .....	61
Tab. 7	Übersicht der verwendeten Erddruckansätze.....	65
Tab. 8	Unterschiede und Besonderheiten zwischen den Normen in Übersicht.....	66
Tab. 9	Übersicht Parametervariation .....	67
Tab. 10	Parameter für die Variation der Böschungsneigung $\beta$ .....	68
Tab. 11	Parameter für die Variation des Reibungswinkels $\varphi$ .....	77
Tab. 12	Parameter bei der Variation der Kohäsion c .....	82
Tab. 13	Parameter bei der Variation der gleichmäßig verteilten Oberflächenlast $p_v$ 90 .....	90
Tab. 14	Parametersatz zur exemplarischen Darstellung der Auswirkungen der Erddruckkräfte auf die Momente für den Kipp-Nachweis.....	93
Tab. 15	Ergebnis der Momente für die äußere Standsicherheit im Kipp-Nachweis.....	95
Tab. 16	Ergebnis der Momente für die innere Standsicherheit im Kipp-Nachweis .....	95
Tab. 17	Eingangsparameter für locker gelagerten Sand in PLAXIS 2D.....	99
Tab. 18	Eingangsparameter des plate-Elementes in PLAXIS 2D .....	99
Tab. 19	Aufzubringende Kopfverschiebungen in PLAXIS 2D .....	100



# Formelzeichen und Abkürzungen

## Große Buchstaben

$C$	[kN]	Kohäsionskraft in der Gleitfläche
$E$	[kN]	Erddruckkraft
$E$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul
$E_0$	[kN]	Erdruhedruckkraft
$E_{0\gamma}$	[kN]	Erdruhedruckkraft infolge Bodeneigenlast
$E_{0(pv)}$	[kN]	Erdruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast
$E_{0(Pv)}$	[kN]	Erdruhedruckkraft infolge einer vertikalen Linien- oder Streifenlast
$E_{0(Ph)}$	[kN]	Erdruhedruckkraft infolge einer horizontalen Linien- oder Streifenlast
$E_{25/75}$	[kN]	Erddruckkraft, bestehend aus 25 % aktiver Erddruckkraft und 75 % Erdruhedruckkraft
$E_{50}$	[MPa]	Steifemodul aus Triaxialversuch
$E_{50/50}$	[kN]	Erddruckkraft, bestehend aus 50 % aktiver Erddruckkraft und 50 % Erdruhedruckkraft
$E_{75/25}$	[kN]	Erddruckkraft, bestehend aus 75 % aktiver Erddruckkraft und 25 % Erdruhedruckkraft
$EA$	[kN/m]	Dehnsteifigkeit
$EI$	[kN/m <sup>2</sup> /m]	Biegesteifigkeit
$E_a$	[kN]	Aktive Erddruckkraft
$E_a'$	[kN]	Erhöhte aktive Erddruckkraft
$E_{a\gamma}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge Bodeneigenlast
$E_{ac}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion
$E_{a(pv)}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast
$E_{a(Pv)}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge einer vertikalen Linien- oder Streifenlast
$E_{a(Ph)}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge einer horizontalen Linien- oder Streifenlast
$E_{ges}$	[kN]	Gesamte Erddruckkraft aus allen erddruckerzeugenden Anteilen
$E_{kr}$	[kN]	Erddruckkraft infolge Hangkriechen
$E_{oed}$	[MPa]	Steifemodul aus Ödometertest
$E_p$	[kN]	Passive Erddruckkraft
$E_p'$	[kN]	Abgeminderte passive Erddruckkraft
$E_{p\gamma}$	[kN]	Passive Erddruckkraft infolge Bodeneigenlast
$E_{pc}$	[kN]	Passive Erddruckkraft infolge Kohäsion

$E_{p(pv)}$	[kN]	Passive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast
$E_{ur}$	[MPa]	Steifemodul für Ent-, und Wiederbelastung
$G$	[kN]	Gewichtskraft des Gleitkörpers
$G_0$	[MPa]	Schubmodul bei sehr kleinen Verzerrungen (small strain stiffness)
$K$	[-]	Erddruckbeiwert bzw. Spannungsverhältnis $e_s/\sigma_z$
$K_0$	[-]	Erdruhedruckbeiwert
$K_{0g}$	[-]	Erdruhedruckbeiwert infolge Bodeneigenlast
$K_{0gh,\beta=\varphi}$	[-]	Horizontaler Erdruhedruckbeiwert infolge Bodeneigenlast im Grenzfall $\beta=\varphi$
$K_0^{nc}$	[-]	Beiwert für den Erdruhedruck bei normal konsolidierten Böden
$K_a$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert
$K_{ay}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast
$K_{ac}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion
$K_{agh}^*$	[-]	Modifizierter aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast zur Berechnung des Mindesterddrucks lt. DIN
$K_{av}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast
$K'_{av}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer vertikalen Linien- oder Streifenlast
$K'_{ah}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer horizontalen Linien- oder Streifenlast
$K_c$	[-]	Beiwert für den Erddruck infolge Kohäsion bei dem alternativen Berechnungsverfahren lt. EN 1997-1
$K_v$	[-]	Beiwert für den Erddruck infolge Bodeneigenlast bei dem alternativen Berechnungsverfahren lt. EN 1997-1
$K_n$	[-]	Beiwert für den Erddrucks infolge einer Auflast normal zur Geländeoberfläche bei dem alternativen Berechnungsverfahren lt. EN 1997-1
$K_q$	[-]	Beiwert für den Erddruck infolge einer vertikalen Auflast, bezogen auf die Horizontalprojektion bei dem alternativen Berechnungsverfahren lt. EN 1997-1
$L$	[m]	Verformungslänge
$M_a$	[kNm]	Moment für die äußere Standsicherheit im Kipp-Nachweis
$M_i$	[kNm]	Moment für die innere Standsicherheit im Kipp-Nachweis
$P_v$	[kN]	Vertikale Linien- oder Streifenlast
$P_h$	[kN]	Horizontale Linien- oder Streifenlast
$Q$	[kN]	Resultierende aus Reibungskraft und Normalkraft in einer Gleitfläche

$R_{inter}$  [-] Reduktionsfaktor für das Interface in PLAXIS 2D zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion

### Kleine Buchstaben

$a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Adhäsion zwischen Wand und Boden
$b$	[m]	Begrenzter Bereich, in dem der Silodruck auftritt
$b, c$	[-]	Exponenten der Mobilisierungsfunktion für den abgeminderten passiven Erddruck
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion
$d$	[m]	Mittlere Dicke des plate-Elementes
$e$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Erddruck
$e^*$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mindesterddruck (Bezeichnung DIN)
$e_0$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Erdruhedruck
$e_{ac}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Aktiver Erddruck infolge Kohäsion
$e_{ah}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Aktiver horizontaler Erddruck
$e_{a(pv)}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten Auflast
$e_{ay}/e_{ag}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Aktiver Erddruck infolge Bodeneigenlast (lt. ÖNORM / lt. DIN bzw. SIA)
$e_g$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Erddruck infolge Bodeneigenlast
$e_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Silodruck
$h$	[m]	Wandhöhe
$h'$	[m]	Höhe der fiktiven lotrechten Ersatzwand hinter dem horizontalem Schenkel
$h_{Ea1}$	[m]	Höhe, auf welche die Erddruckkraft $E_{a1}$ auf eine Winkelstützmauer wirkt, im Fall b der äußeren Standsicherheit laut ÖNORM
$h_{Ep}$	[m]	Höhe von der Unterkante des horizontalen Schenkels bis zur Geländeoberkante, luftseitig
$h_k$	[m]	Höhe der Stützung einer Wand ausgehend von der Geländeoberfläche
$h_{s(s)}$	[m]	Höhe des vertikalen Schenkels der Winkelstützmauer
$h_{s(w)}$	[m]	Höhe des horizontalen Schenkels der Winkelstützmauer
$h_t$	[m]	Modifizierte lotrechte Höhe, auf die der Erddruck bei einer Winkelstützmauer im Fall a der äußeren Standsicherheit wirkt, wenn $h_g$ bzw. $h_{\vartheta ag}$ bzw. $h_{\chi'} > h_{s(s)}$
$h_w$	[m]	Gesamthöhe der Winkelstützmauer
$h_{g'}$	[m]	Lotrechte Höhe der Gegengleitfläche laut ÖNORM/ DIN
$h_{\chi'}$	[m]	Lotrechte Höhe der Gegengleitfläche laut SIA
$l_{s(s)}$	[m]	Länge der Mauerkrone der Winkelstützmauer

$I_{s(w),1}$	[m]	Teillänge des horizontalen Schenkels der Winkelstützmauer, luftseitig
$I_{s(w),2}$	[m]	Teillänge des horizontalen Schenkels der Winkelstützmauer, mittlerer Bereich
$I_{s(w),3}$	[m]	Teillänge des horizontalen Schenkels der Winkelstützmauer, erdseitig
$I_{s(w)}$	[m]	Gesamtlänge des horizontalen Schenkels der Winkelstützmauer
$m$	[-]	Potenz zur Beschreibung der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit
$\min e_{ah}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mindesterddruck (Bezeichnung lt. ÖNORM)
$m(\varphi)$	[kN]	Faktor nach Brandl zur Ermittlung des Erddrucks infolge Hangkriechen
$n$	[-]	Ebene
$p_{ref}$	[kPa]	Referenzspannung
$p_v$	[m]	Gleichmäßig verteilte vertikale Auflast
$s$	[m]	Verschiebung
$s_a$	[m]	Erforderliche Wandverschiebung zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks
$s_p$	[m]	Erforderliche Wandverschiebung zur Mobilisierung des passiven Erddrucks
$u_b$	[mm]	Aufgebrachte Kopfverschiebung
$w$	[kN/m/m]	Spezifisches Gewicht des plate-Elements in PLAXIS 2D
$y_{Eges,h}$	[m]	Angriffspunkt der resultierenden horizontalen Erddruckkraft ausgehend vom erdseitig höchsten Punkt des vertikalen Schenkels
$z$	[m]	Tiefe
$z^*$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Grenztiefe, bis zu welcher der Mindesterdruk wirkt (Bezeichnung DIN)
$z_a$	[m]	Tiefe, bis zu welcher sich der Verdichtungserddruk im aktiven Zustand einstellt
$z_{min}$	[m]	Tiefe der freien Standhöhe (Bereich mit theoretisch negativem rechnerischem Erddruk) (Bezeichnung SIA)
$z_{min eah}$	[m]	Grenztiefe, bis zu welcher der Mindesterdruk wirkt (Bezeichnung lt. ÖNORM)
$z_p$	[m]	Tiefe, bei welcher der Verdichtungserddruk seinen maximalen Wert erreicht

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel zur Vertikalen
$\beta$	[°]	Böschungneigungswinkel

$\beta_0$	[°]	Neigungswinkel der äquivalenten Belastung an der Geländeoberfläche
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Effektive Wichte
$\gamma_{0,7}$	[-]	Verzerrung bei einer Reduktion des maximalen Schubmoduls auf 70%
$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte, gesättigt
$\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte, ungesättigt
$\gamma_{Stb}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte Stahlbeton
$\delta$	[°]	Neigungswinkel des Erddrucks oder auch Wandreibungswinkel
$\delta_0$	[°]	Neigungswinkel des Erdruhedrucks
$\delta_a$	[°]	Neigungswinkel des aktiven Erddrucks
$\delta_p$	[°]	Neigungswinkel des passiven Erddrucks
$\varepsilon$	[°]	Wandneigungswinkel zur Vertikalen, luftseitig
$\vartheta$	[°]	Gleitflächenwinkel
$\vartheta'$	[°]	Gegengleitflächenwinkel
$\vartheta_{ag}$	[°]	Gleitflächenwinkel für den aktiven Erddruck infolge des Bodeneigengewichts lt. DIN
$\vartheta'_{ag}$	[°]	Gegengleitflächenwinkel für den aktiven Erddruck infolge des Bodeneigengewichts lt. DIN
$\mu$	[-]	Kombinationsfaktor zur Ermittlung des erhöhten aktiven Erddrucks
$\sigma'_h$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Effektive Horizontalspannungen
$\sigma'_N$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Effektive Normalspannungen
$\sigma_p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Voll mobilisierter passiver Erddruck
$\tau_n$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung in Abhängigkeit der Normalspannung
$\varphi$	[°]	innerer Reibungswinkel des Bodens
$\varphi_0$	[°]	Scheinbarer Reibungswinkel des Erdruhedrucks nach Weißenbach zur Berechnung des Erdruhedruckkoeffizienten bei $\alpha, \beta \neq 0$
$\chi'$	[°]	Sekundärer Gleitflächenwinkel lt. SIA
$\psi$	[°]	Dilatanzwinkel
$\omega_a$	[°]	Neigung des aktiven Erddrucks zur Horizontalen
$\omega_p$	[°]	Neigung des passiven Erddrucks zur Horizontalen

### Indizes

$0$	Ruhedruck
$1, 2, 3, \dots$	Nummerierung zur Unterscheidung der unterschiedlichen Fälle bzw. Bereiche gleicher Parameter
$a$	aktiver Erddruck

<i>h</i>	Horizontalkomponente
<i>min</i>	minimaler Wert
<i>n</i>	Normalkomponente
<i>o</i>	oben, oberer Wert
<i>p</i>	passiver Erddruck
<i>t</i>	Schubkomponente
<i>u</i>	unten, unterer Wert
<i>v</i>	Vertikalkomponente

### **Abkürzungen**

Ä. St.	Äußere Standsicherheit
DEM	Diskrete-Elemente-Methode
DIN	Deutsches Institut für Normung
FEM	Finite-Elemente-Methode
GOK	Geländeoberkante
HSS	Hardening Soil Small Model
I. St.	Innere Standsicherheit
ÖNORM	Österreichische Norm
SIA	Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein
SLS	Serviceability Limit State (Gebrauchstauglichkeit)
UK	Unterkante
ULS	Ultimate Limit State (Tragfähigkeit)
ZW	Zwischenwert

# 1 Einleitung

In den vergangenen Jahren konnte in Österreich ein vermehrtes Auftreten von Schäden und sich ankündigendes Versagen an Stützbauwerken festgestellt werden. Um weitere Vorkommnisse zu vermeiden und Risiken zu minimieren, werden Überprüfungen derartiger Konstruktionen vorgenommen um den Erhaltungszustand dieser zu erfassen. Davon geht eine hohe Verantwortung aus und es stellt sich die Frage, warum es in der Vergangenheit bei Stützbauwerken zu Schäden bzw. zu einzelnen Versagensereignissen gekommen ist. Weiters ist zu prüfen, ob es eventuelle Parallelen mit einem aktuell zu beurteilenden Stützbauwerk geben könnte. Außerdem sollten Neubauten von diesen Untersuchungen profitieren, um auch hier präventiv mögliche Versagensszenarien und Schadensmechanismen auszuschließen.

Neben einer Vielzahl anderer Ursachen für Versagenserscheinungen kann der wirkende Erddruck ein nicht zu unterschätzendes Risiko mit sich bringen. Viele Stützbauwerke in Österreich weisen ein Bauwerksalter von mehr als 20 Jahren auf und könnten in ihrer Planung nach heutigem Wissensstand eventuell unzutreffende Annahmen in der Berechnung bzw. in der Modellbildung hinsichtlich der Erddruckansätze aufweisen.

Um die Sicherheit einer Konstruktion zu gewährleisten, müssen realistische Ansätze des Erddrucks gewählt werden und gegebenenfalls mit den bei bestehenden Stützbauwerken verwendeten Ansätzen verglichen werden. Der realistische Ansatz des Erddrucks stellt dabei eine sehr komplexe Aufgabe dar. Die Schwierigkeiten bestehen nicht nur in der Wahl des wirklichkeitsnächsten Berechnungsmodells, in der Beachtung und Einbeziehung der komplexen Randbedingungen und Einflüsse sowie in möglicherweise vorliegenden Sonderfällen, sondern auch in den unterschiedlichen Vorschlägen und Empfehlungen in der Literatur und in Normen. Der aktuelle Stand der Technik bietet Raum für Interpretationen oder tätigt zu bestimmten Themen oft keine eindeutigen Aussagen. Gleichzeitig ist eine Optimierung des Bauwerks aus wirtschaftlichen Gründen und durch die Forderung des Auftraggebers anzustreben.

Ziel dieser Arbeit ist es, die verschiedenen Erddruckansätze bzw. die Ermittlung des Erddrucks in der österreichischen, deutschen und schweizer Norm anhand eines konkreten Beispiels, genauer gesprochen einer Winkelstützmauer, in mehreren Punkten zu vergleichen. Hierbei sollen Probleme aufgezeigt und Ansätze auf ihre Plausibilität hin überprüft werden. Überdies soll dieses Beispiel mit der Finite-Elemente-Software PLAXIS vereinfacht für einen Parametersatz numerisch berechnet werden, um eine Gegenüberstellung zu den analytischen Methoden zu ermöglichen. Ein weiterer Fokus

soll auf der Berechnung des Erddrucks auf eine Winkelstützmauer mit geneigten Gelände liegen. Diese Problemstellung wird in den aktuellen Normen nur vage behandelt, birgt jedoch etliche Schwierigkeiten und eine Fülle an Unsicherheiten, welche idealerweise minimiert werden sollten.

Im besten Fall soll die vorliegende Arbeit eine Hilfestellung für einen situationsbezogenen Ansatz bzw. eine situationsbezogene Ermittlung des Erddrucks im konkreten Anwendungsfall einer Winkelstützmauer für den allgemeinen Fall geben und Erkenntnisse für andere Fälle oder Bauwerkstypen liefern, um diese analog einzusetzen.

Dessen ungeachtet sollen die Ergebnisse konkrete Unterschiede der verschiedenen Normen aus dem deutschsprachigen Raum liefern, hierzu sollen die wesentlichen Einflüsse dargestellt werden. Die Numerik soll mit ihrer fortgeschrittenen Methode als ergänzende Komponente zu den analytischen Ergebnissen beitragen.

## 2 Stützbauwerke

### 2.1 Definition und Gliederung

Stützbauwerke sind Tragkonstruktionen, welche vertikale oder geneigte Geländesprünge (z.B. Hänge, Böschungen) temporär sowie permanent sichern sollen. Der zu stützende Untergrund, welcher Boden, Fels oder Hinterfüllungsmaterial und gegebenenfalls Wasser beinhaltet, wird in einer steileren Neigung gestützt, als die sich natürlich einstellende. Die Bezeichnung Stützbauwerk trifft zu, wenn die aus dem zu stützenden Erdreich wirkende Kraft auf Bauteile des Bauwerkes – ganz gleich ob eine Mauer, eine Wand oder ein Stützsystem - wirkt. (Schmidt et al., 2014) (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Neben der Gliederung in flach- und tiefgegründete Stützbauwerke und zahlreichen anderen Gliederungen, können diese Bauwerke in der ersten Ebene laut ÖGG (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017) in die folgenden wesentlichsten unverankerten Konstruktionen unterteilt werden:

- Gewichtskonstruktionen
- Winkelstützmauer
- Schlitzwand
- Pfahlwand
- Brunnenwand

### 2.2 Gewichtskonstruktionen

Bei dieser Art von unverankerten Stützbauwerken spielt das Gewicht der Wand selbst und jenes des Hinterfüllungskörpers eine bedeutende Rolle hinsichtlich deren Systemverhalten. Die entstehenden Lasten werden über die Sohle des Bauwerks in den Baugrund abgeleitet. Massive Gewichtskonstruktionen können aus un- oder gering bewehrtem Beton, Natur- oder Mauersteinen, zusammengesetzte Konstruktionen unter Verwendung von Holz, Stahl, Steinmaterial und anderem Material, hergestellt werden. Die Vorder- und Rückseite sowie die Sohlfläche können sowohl senkrecht bzw. horizontal als auch geneigt ausgeführt sein. Im Allgemeinen gelten Gewichtskonstruktionen als sehr stabile Konstruktionen, deren Errichtung jedoch aus ökonomischer Sicht nur bis zu einer gewissen Höhe sinnvoll erscheint. Folgend werden einige Beispiele für diese Konstruktionen angeführt. (Clayton et al, 2013)

### 2.2.1 Gewichtsmauer

Mit Hilfe des Eigengewichts der Konstruktion bzw. der mobilisierten Erdaufasten können Kräfte aus Horizontallasten, wie beispielsweise der Erddruck, in den Untergrund abgeleitet werden. (Clayton et al, 2013) Die Form der Gewichtsmauer wird von der Stabilität, den Platzverhältnissen vor der Mauer, der Bauweise sowie dem Erscheinungsbild beeinflusst. Meist werden Betongewichtsmauern gering bewehrt oder ohne Bewehrung hergestellt. Ein ähnliches Tragverhalten wie die Gewichtsmauer weisen Steinschichtungen und Trockenmauern auf. (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

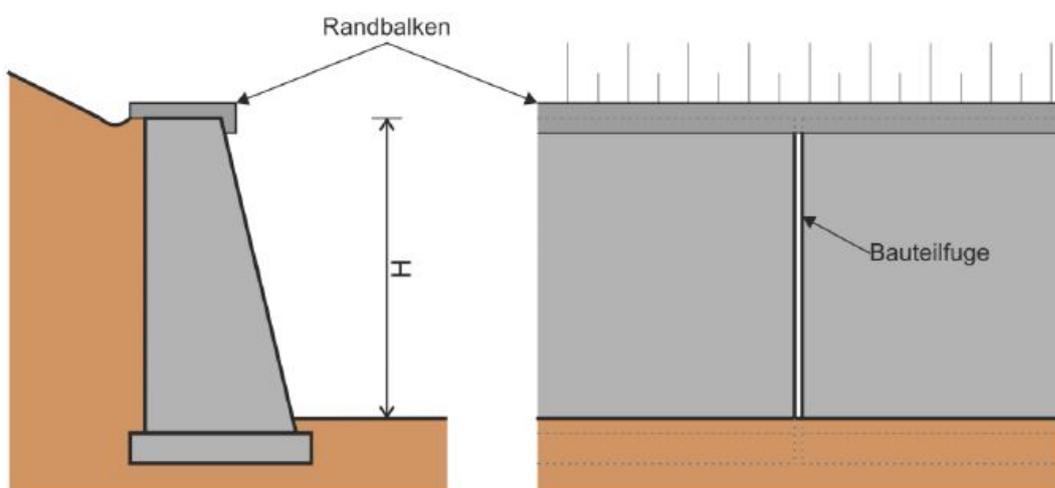


Abb. 1 Gewichtsmauer im Schnitt und in der Ansicht (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

### 2.2.2 Raumgitterkonstruktionen, Krainerwand

Der Gewichtskörper wird hierbei aus erdgefüllten, kraftschlüssig miteinander verbundenen, stabförmigen Konstruktionselementen gebildet, welche räumlich angeordnet werden. Die flexible Konstruktion mit Mauerhöhen bis zu 25 m erlaubt große Bewegungen ohne Ausbildung von Schäden. Ausgeführt wurde dieses Konstruktion traditionellerweise aus Holzelementen mit Erdfüllung („Krainerwände“). Heute werden diese meist bei temporären Arbeiten oder im Wildbachverbau und Ähnlichem verwendet, wurden jedoch weitgehend von mit Boden, Steinmaterial und sogar Recyclingmaterial gefüllten Stahlbetonfertigteilen verdrängt. (Brandl, 2009)

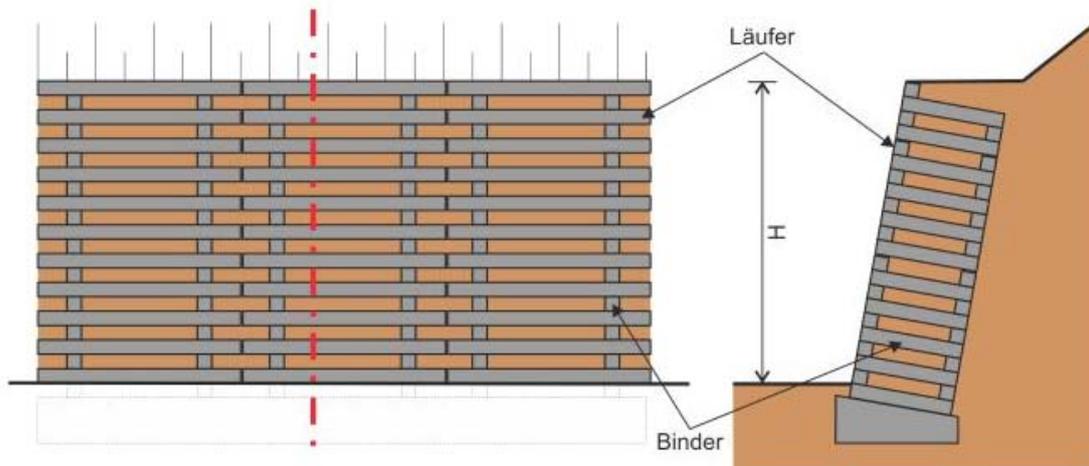


Abb. 2 Raumgitterkonstruktion in der Ansicht und im Schnitt (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

### 2.2.3 Gabionenwand

Diese Art von Gewichtskonstruktion besteht aus sogenannten Gabionen: übereinander geschichtete Drahtkörbe, gefüllt mit Steinmaterial. Der Vorteil dieser Konstruktion liegt in der Verwendung von geeignetem vor Ort befindlichem Material, der Flexibilität des Systems hinsichtlich Kraftänderungen, der Einpassung der Konstruktion in die Landschaft, sowie die einfache Instandhaltung und Wiederverwertbarkeit. Betonfertigteile oder Steinstützkörper können hier als ähnliches System aufgezählt werden. (Clayton et al, 2013)

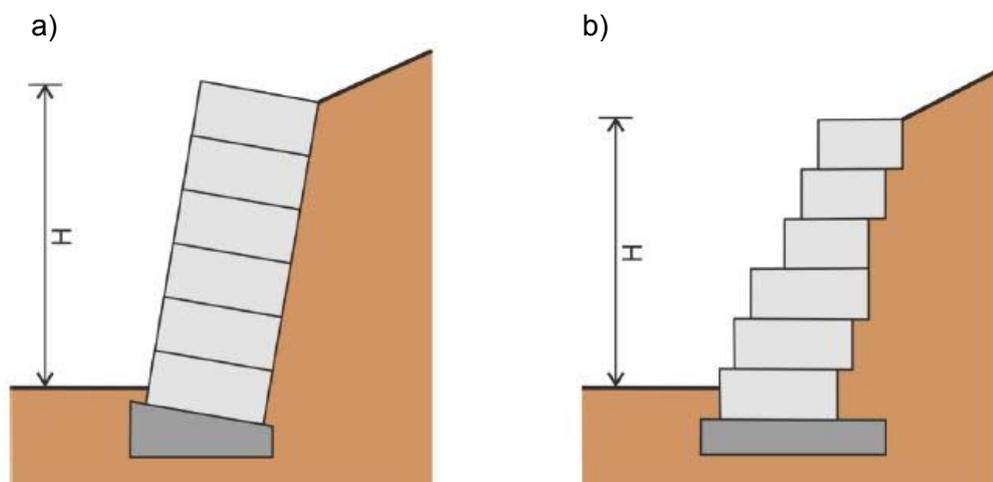


Abb. 3 Gabionenwand im Schnitt: a) geneigt b) abgetrepp (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

### 2.2.4 Bewehrte Erde

Der monolithisch wirkende Stützkörper wird aus Schüttmaterial mit dazwischenliegenden Bewehrungselementen (Stahl- oder Kunststoffstäbe, Matten, Gitter, Geokunststoffe etc.) hergestellt. Die Bewehrungselemente sollen Zugkräfte aufnehmen und diese über Reibung in den Untergrund ableiten. (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

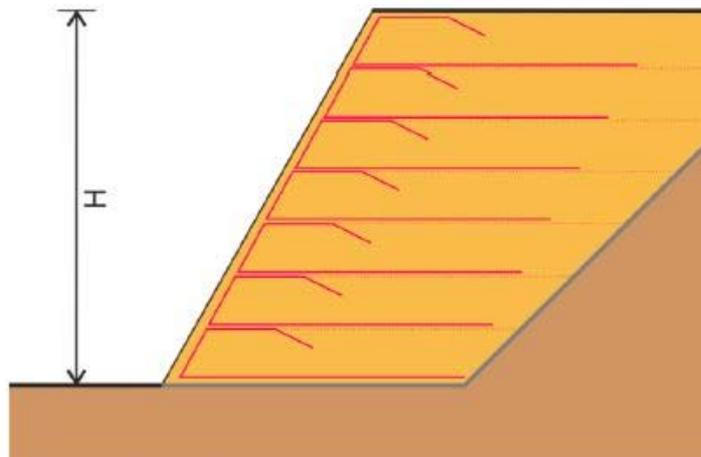


Abb. 4 Bewehrte Erde Konstruktion im Schnitt (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

### 2.3 Winkelstützmauer

Winkelstützmauern aus Stahlbeton sind schlanke L- oder invertierte T-förmige Konstruktionen, deren Belastung hauptsächlich über Biegung und Querkraft abgetragen wird. Der waagrechte Schenkel kann entweder luftseitig oder erdseitig angeordnet werden. Zusätzliche Stützung kann durch einen Sporn im oberen Bereich der Mauerrückseite erreicht werden. Neben der Erhöhung der Vertikallasten kommt es unter dem Sporn durch die Abschirmung dieses Bereiches zu einer Verringerung des Erddrucks (aufgrund des Reibungswinkels und Gleitflächenwinkels). Das auf den waagrechten Schenkel wirkende Bodengewicht stabilisiert die Konstruktion. (Clayton et al, 2013) (Katzenbach, 2014)

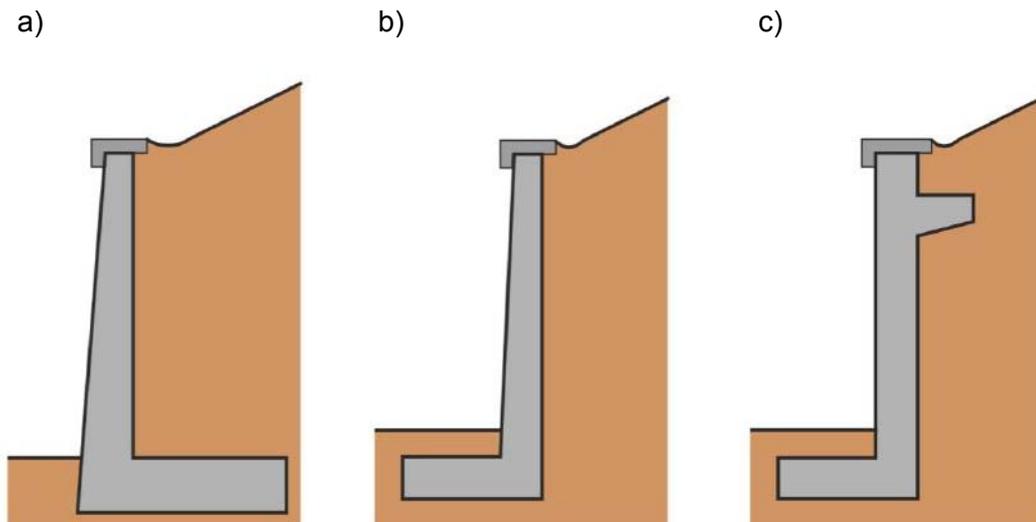


Abb. 5 Winkelstützmauer im Schnitt: a) erdseitiger Schenkel b) luftseitiger Schenkel c) mit Sporn (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

## 2.4 Schlitzwand

Diese tiefgegründeten Betonelemente dienen meist der langfristigen Sicherung. Das Wandgewicht ist eher nebensächlich, die Biegesteifigkeit der Wand nimmt hier die tragende Rolle ein. Die Einleitung der Kräfte in den Untergrund erfolgt über die „Einspannung“ im Fußbereich und über Verankerungen. (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

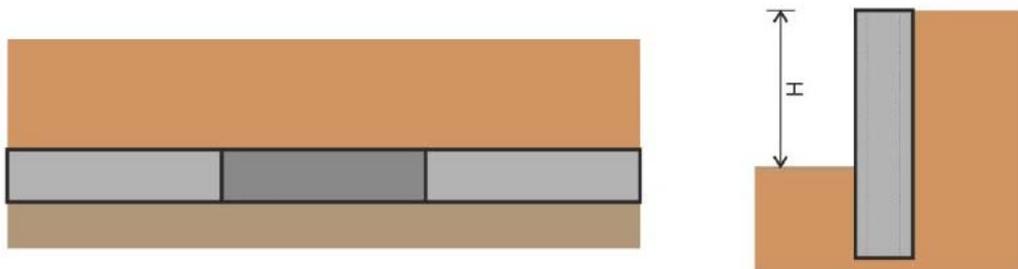


Abb. 6 Schlitzwand im Grundriss und Schnitt (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

## 2.5 Pfahlwand

Die stabförmige, tiefgegründete Konstruktion, deren Einleitung der Kräfte in den Untergrund ebenso über eine „Einspannung“ erfolgt, kann bei verschiedensten Bodenverhältnissen eingesetzt werden. Die Bohrpfähle können entweder überschritten,

tangierend oder aufgelöst ausgeführt werden. Bei Letzterem werden die Lasten über ein Gewölbe, welches oftmals durch Spritzbeton gesichert wird, zwischen den Pfählen abgetragen. (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

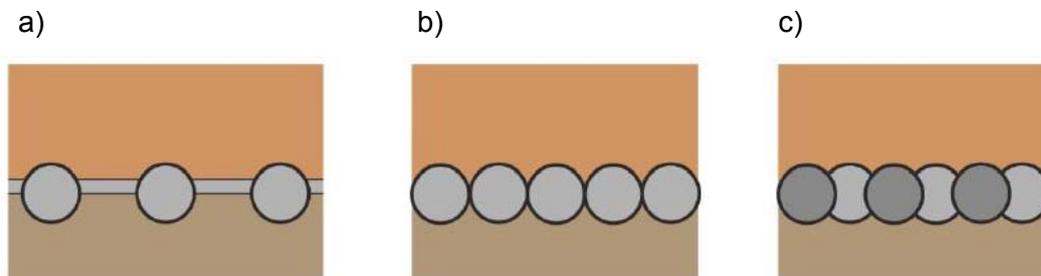


Abb. 7 Pfahlwandtypen im Grundriss: a) aufgelöst b) tangierend c) überschritten (ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, 2017)

## 2.6 Brunnenwand

Bei diesem tiefgegründeten Stützbauwerk wird aus Gründen der Aufnahme von hohen Seitendruckkräften meist ein elliptischer Querschnitt mit einem großen Durchmesser gewählt. Ihr statisch-konstruktiver Effekt ist mit dem von Pfählen vergleichbar. Die Sicherung des Bereiches zwischen den Brunnen erfolgt meist mit Spritzbeton. Zudem kann erforderlichenfalls auch eine Ausführung mit Verankerung zur Anwendung kommen. (Adam et al, 2012)



Abb. 8 Brunnenwand in der Teilansicht in einem steilen Rutschhang (Brandl, 2009)

Es sei zu erwähnen, dass es noch eine Vielzahl anderer Varianten von unverankerten, sowie verankerten Stützbauwerken, wie z.B. die Elementwand, die Spundwand, die Trägerbohlwand, die Injektionswand und etwaige kombinierte Systeme gibt.

## 2.7 Entwurf, Einwirkungen und Grenzzustände von Stützbauwerken

Um eine optimale Lösung aus technischer, ökonomischer, als auch ökologischer Sicht zu finden, müssen bei der Konzipierung eines Stützbauwerkes einige Aspekte berücksichtigt werden. Einerseits muss Rücksicht auf technische Gesichtspunkte, wie die Geländeform, die Bodenverhältnisse, bzw. -eigenschaften, Grundwasser-, bzw. Porenwasserverhältnisse, die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Boden sowie zulässige Verformungen und Setzungen genommen werden. Andererseits müssen auch wirtschaftliche Gesichtspunkte wie Platzverhältnisse, Bauzeit, verfügbares Baumaterial, Herstellung, Ausführbarkeit und Nutzungsdauer, ebenso wie die Ästhetik und gegebenenfalls Naturschutzverordnungen und andere rechtliche Bestimmungen miteinbezogen werden. Grundsätzlich wird bei der Berechnung von Hang- und Böschungssicherungen zwischen innerer Standsicherheit (Untersuchung der Aufnahme von Lasten des Bauwerkes und dessen Bauteile) und äußerer Standsicherheit (Interaktion Bauwerk mit Boden) unterschieden. (Schmidt et al., 2014)

### 2.7.1 Grenzzustände

Bei der Bemessung aller Arten von Stützbauwerken müssen laut Eurocode 7 mindestens die folgenden Grenzzustände überprüft werden:

- *„Gesamtstandsicherheit;*
- *Versagen eines Bauteils, z.B. einer Wand, eines Ankers, eines Gurtes oder einer Steife, oder Bruch der Anschlüsse zwischen derartigen Bauteilen;*
- *gemeinsames Versagen des Baugrunds und des Bauteils;*
- *hydraulischer Grundbruch und Piping;*
- *Nachgeben des Stützbauwerks, so dass es zum Einsturz kommt oder dass das Erscheinungsbild die uneingeschränkte Nutzung des Bauwerks, angrenzende Bauwerke und Leitungen, die davon abhängen, beeinträchtigt werden;*
- *unzulässige Leckagen durch die Wand oder unter dieser;*
- *unzulässige Bodenausspülungen durch die Wand oder unter dieser;*

- *unzulässige Veränderungen der Grundwasserverhältnisse.*“ (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Ergänzend müssen bei Gewichtsstützwänden und zusammengesetzten Stützkonstruktionen die folgenden Grenzzustände untersucht werden:

- *„Grundbruch des Bodens unter dem Fundament;*
- *Gleitversagen in der Sohlfläche;*
- *Kippen;*“ (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

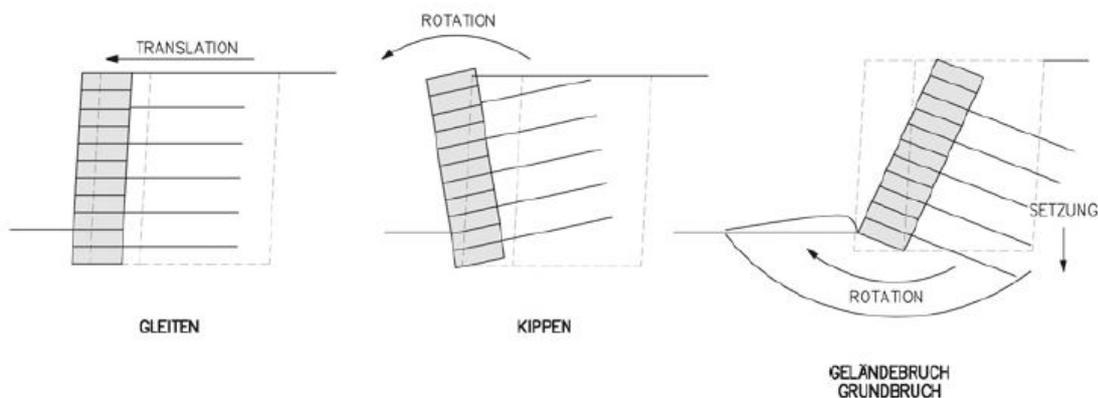


Abb. 9 Beispiele möglicher Bruchmechanismen zur Ermittlung der äußeren Standsicherheit anhand einer Bewehrte-Erde-Konstruktion (Adam et al, 2012)

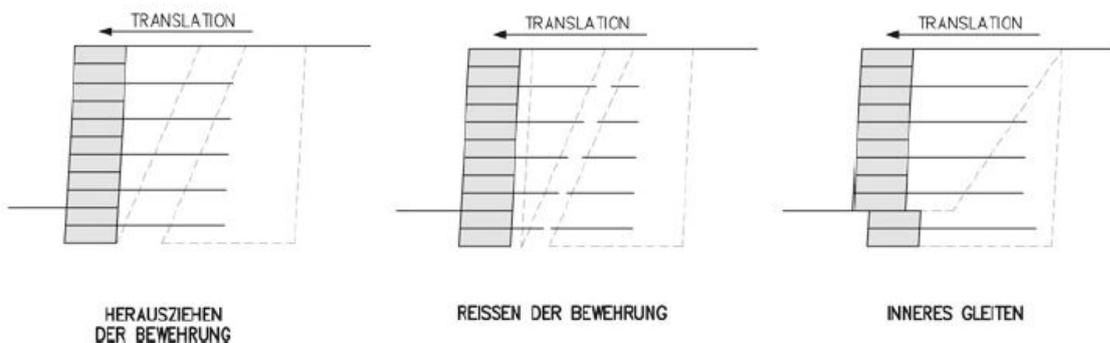


Abb. 10 Beispiele möglicher Bruchmechanismen zur Ermittlung der inneren Standsicherheit anhand einer Bewehrte-Erde-Konstruktion (Adam et al, 2012)

Für im Boden einbindende Stützwände werden folgende zusätzliche Nachweise gefordert:

- *„Versagen der Wand oder von Teilen durch Drehung oder Verschiebung;*
- *Versagen durch fehlendes vertikales Gleichgewicht*“ (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Kombinationen der angeführten Grenzzustände, genauso wie Lösungsansätze, die bei Flächengründungen, Verkehrsdämmen oder Böschungen anzuwenden sind, müssen, wenn zutreffend, beachtet werden. (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

### 2.7.2 Einwirkungen auf Stützbauwerke und geometrische Vorgaben

Zur vollständigen Bemessung eines Stützbauwerks müssen die Einwirkungen auf dieses bekannt sein, bei denen es sich sowohl um ständige, veränderliche, als auch um außergewöhnliche Einwirkungen handeln kann. Durch die Einteilung in diese drei Einwirkungsgruppen treten letztendlich Unterschiede in der Bemessung (Teilsicherheitsbeiwerte, Lastfallkombinationen, etc.) auf – hierauf soll in der vorliegenden Arbeit jedoch nicht weiter eingegangen werden.

Zu berücksichtigende Einwirkungen auf ein Stützbauwerk können sein:

- das (Eigen-)gewicht der Hinterfüllung;
- Auflasten (z.B. benachbarte Gebäude, Verkehrslasten, Lagermaterial usw.);
- Einflüsse zufolge Wasser;
- Strömungskräfte (z.B. infolge eines Potentialunterschiedes zwischen dem Hinterfüllungsbereich und der Vorderseite);
- Wellen- und Eiskräfte (z.B. durch reflektierte Wellen erzeugte Kräfte bei Küstenschutzbauwerken);
- Anpralllasten;
- Temperatureinwirkungen (zeitliche und räumliche Wirkung ungewöhnlicher Temperaturänderungen wie bei Brand oder Eisbildung).

Des Weiteren muss auf Unregelmäßigkeiten der Geländeoberfläche, auf die vorliegenden Grundwasserverhältnisse und mögliche Sperrschichten oder artesisch gespannte Wasserspiegel eingegangen werden. Dabei ist eine zeitliche und räumliche Veränderung dieser gegebenenfalls zu untersuchen; genauso wie Auswirkungen von Be- und Entlastungen und Bewegungen im Untergrund wie beispielsweise Sackungen. (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

### 3 Grundlagen und Allgemeines zur Erddruckberechnung

Die Berechnung des Erddrucks auf Stützbauwerke stützt sich auf zwei grundlegende Theorien:

- Erddrucktheorie nach Coulomb (bereits 1773 entwickelt);
- Erddrucktheorie nach Rankine (setze sich im 19. Jahrhundert neben anderen Theorien durch).

Coulomb geht von einem Linienbruch und einer Betrachtung der Kräfte aus (siehe Abschnitt 3.8.1), wohingegen Rankine's Theorie dem Modell eines Flächenbruches und einer Spannungsbetrachtung unterliegt (siehe Abschnitt 3.8.2). (Katzenbach, 2014)

Im Allgemeinen werden bei der Erddruckermittlung Kenntnisse über den Geländeverlauf, die Baugrundverhältnisse, die Bauwerksgeometrie, die Grundwasserverhältnisse und die Größe, Art und Lage vorhandener Oberflächenlasten benötigt.

Unter Erddruck versteht man die in der Berührungsfläche zwischen Boden und Bauwerk wirkende Kraft oder Kontaktspannung, welche sich infolge von Bodeneigenlast, Auflasten und sonstigen Einwirkungen auf einem Bauwerkskörper einstellt. Anders ausgedrückt entspricht die Erddruckkraft einer Aktionskraft des Bodens, welche aus Gründen des Gleichgewichts aus der Reaktionskraft des Stützbauwerkes resultiert. Je nach Bewegung der Wand, auf welche der Erddruck einwirkt, unterscheidet man zwischen den zwei Bruchzuständen des aktiven und passiven Erddrucks, dem Erdruhedruck und dazwischenliegenden Spannungszuständen (siehe Abb. 11).

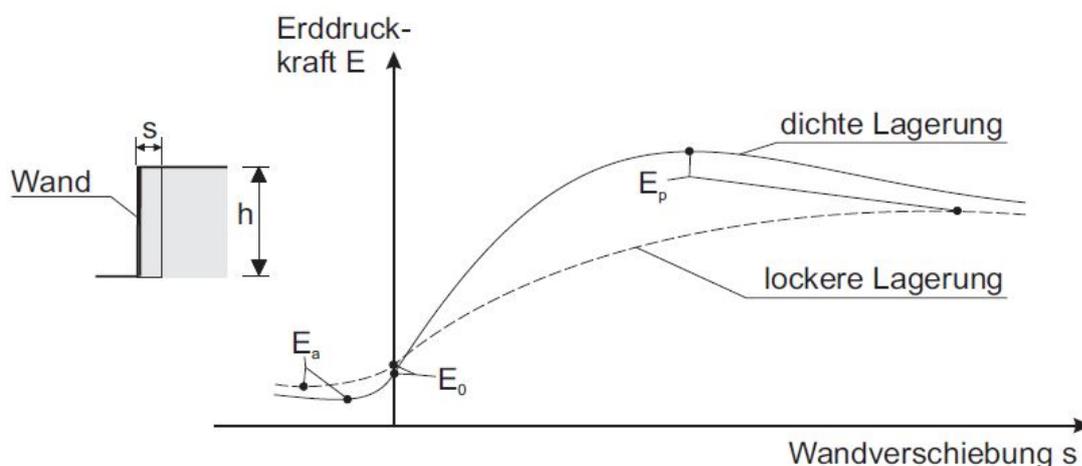


Abb. 11 Größe der Erddruckkraft in Abhängigkeit der Wandverschiebung (Katzenbach, 2014)

Die Wandbewegung ( $s$ ) einer Stützkonstruktion wird beeinflusst durch:

- der Größe des Erddrucks zu Beginn der Bewegung,
- der Lagerungsdichte des Bodens,
- der Steifigkeit des Bauwerks,
- den Bewegungsmöglichkeiten des Bauwerks, vor allem bedingt durch den Bauablauf, die Nachgiebigkeit des Bodens und die Nachgiebigkeit von Verankerungen oder Abstützungen.

Dabei kann es sich um die Grundformen der Wandbewegung (siehe Abb. 12) handeln:

- Parallelverschiebung
- Fußpunktdrehung
- Kopfpunktdrehung
- Durchbiegung (im aktiven Zustand).

Weiters hängt die Größe des Erddrucks von anderen Faktoren, wie der Scherfestigkeit des Bodens, der Rauigkeit der Bauwerksoberfläche, der Fähigkeit des Bauwerks Vertikalkräfte abzutragen und der Einbindetiefe des Bauwerks ab. (Hettler, 2008)

a) Fußpunktdrehung b) Parallelverschiebung c) Kopfpunktdrehung d) Durchbiegung

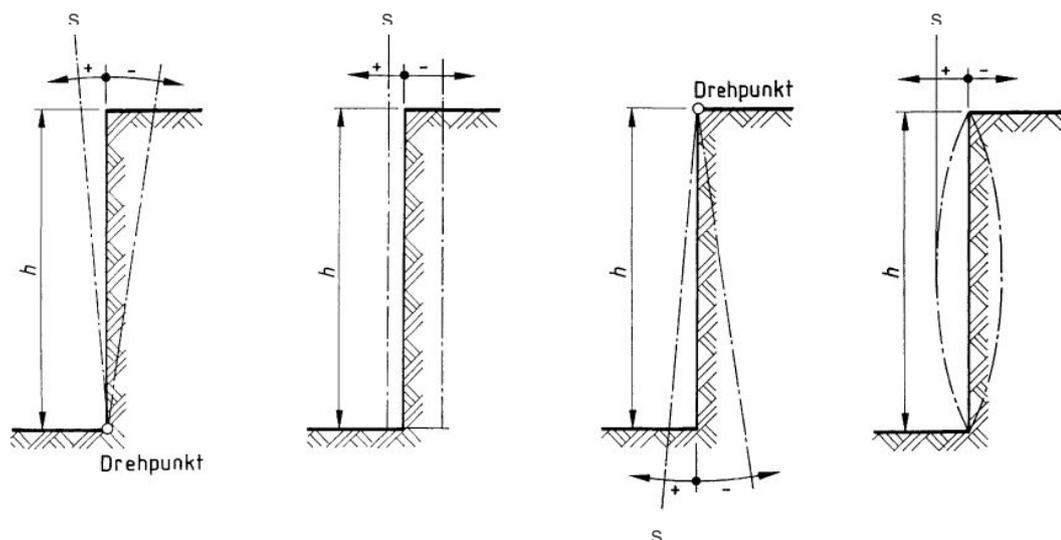


Abb. 12 Grundformen der Wandbewegung („+“ Verschiebung in Richtung des aktiven Erddrucks, „-“ Verschiebung in Richtung des passiven Erddrucks) (ÖNORM B 4434, 1993)

Für eine vertikale Wand im dränierten Zustand, mit horizontalem Gelände und einem Ausgangsspannungszustand von  $K_0 < 1$  im aktiven sowie passiven Grenzzustand gibt Tab. 1 Verhältniswerte für die Wandbewegung zum Vorliegen einer der beiden Grenzfälle (aktiver bzw. passiver Erddruck) an. Dabei ist  $s$  die Wandverschiebung,  $s_a$  bzw.  $s_p$  die erforderliche Wandbewegung zur Aktivierung des aktiven bzw. passiven Erddrucks,  $\sigma_p$  der voll mobilisierte passive Erddruck und  $h$  die Wandhöhe.

Tab. 1 Verhältniswerte für die Wandbewegung  $s_i/h$  für nichtbindige Böden, (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Art der Wandbewegung	Aktiver Grenzzustand		Passiver Grenzzustand	
	$s_a/h$ für lockeren Boden [%]	$s_a/h$ für dichten Boden [%]	$s_p/h$ ( $s/h$ für $0,5\sigma_p$ ) für lockeren Boden [%]	$s_p/h$ ( $s/h$ für $0,5\sigma_p$ ) für dichten Boden [%]
Fußpunktdrehung	0,4 – 0,5	0,1 – 0,2	7 (1,5) – 25 (4,0)	5 (1,1) – 10 (2,0)
Parallelverschiebung	0,2	0,05 – 0,1	5 (0,9) – 10(1,5)	3 (0,5) – 6 (1,0)
Kopfpunktdrehung	0,8 - 1,0	0,2 – 0,5	6 (1,0) – 15 (1,5)	5 (0,5) – 6 (1,3)
Durchbiegung	0,4 - 0,5	0,1 – 0,2	-	-

Abb. 13 bis Abb. 16 zeigen die konkrete Anwendung der Tab. 1 auf eine Wandhöhe bis zu 10 m in Abhängigkeit der Lagerungsdichte je nach Art der Wandbewegung für den aktiven als auch passiven Grenzzustand. Daraus wird ersichtlich, dass die Verschiebungen für die Mobilisierung des passiven Erddrucks im Allgemeinen viel höher sein müssen, als die für den aktiven und zusätzlich einer größeren Bandbreite unterliegen. Wie erwartet steigt die erforderliche Verschiebung bei zunehmender Bauwerkshöhe linear an, locker gelagerte Böden benötigen entgegen dicht gelagerten Böden größere Verschiebungen.

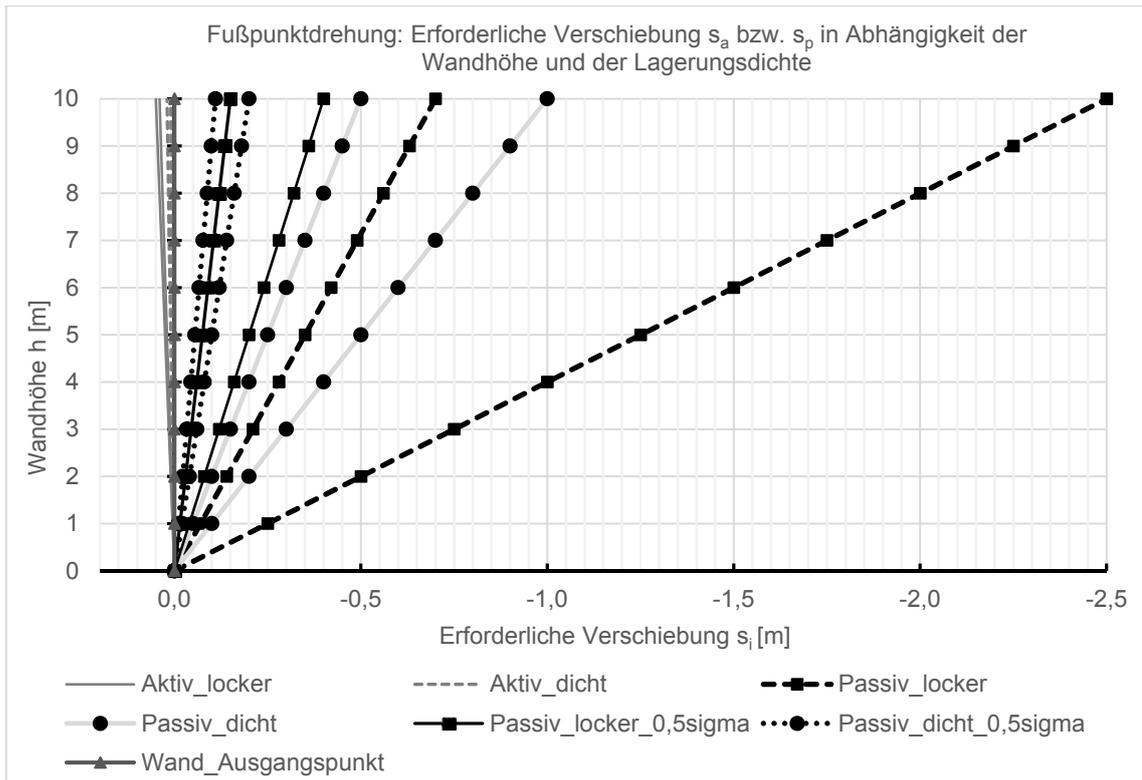


Abb. 13 Erforderliche Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven bzw. passiven Erddrucks bei einer Fußpunktdrehung und einer Wandhöhe von 10 m

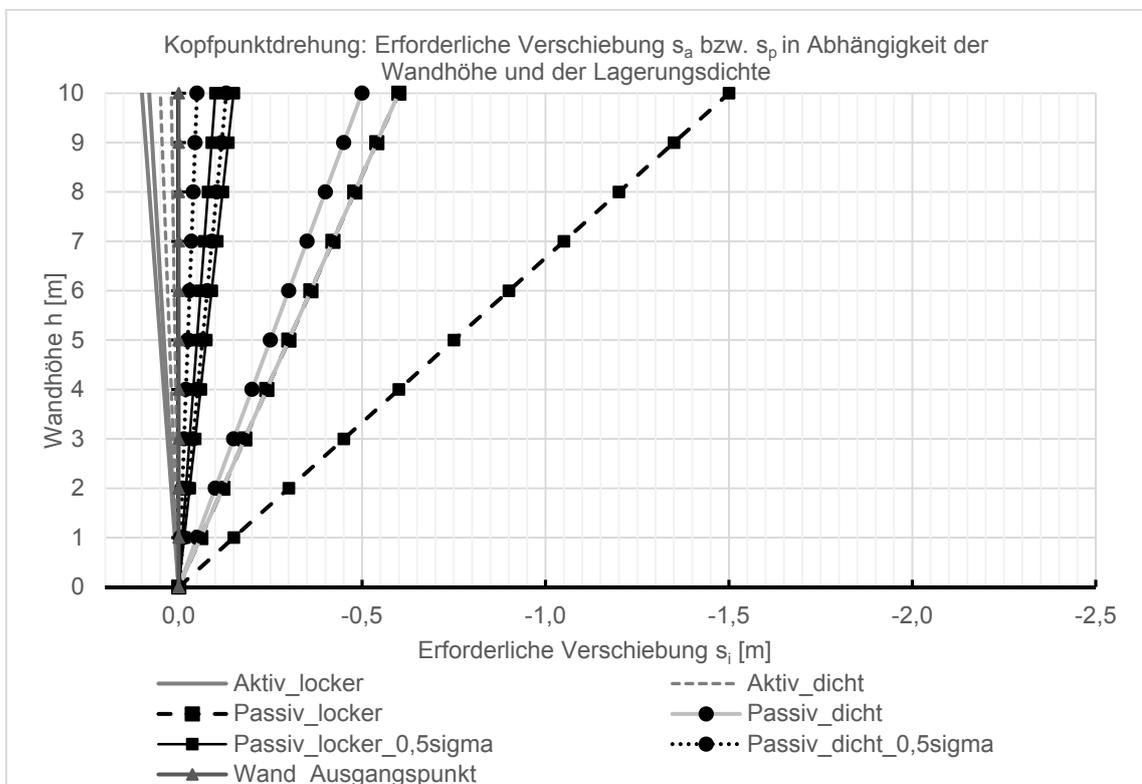


Abb. 14 Erforderliche Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven bzw. passiven Erddrucks bei einer Kopfpunktdrehung und einer Wandhöhe von 10 m

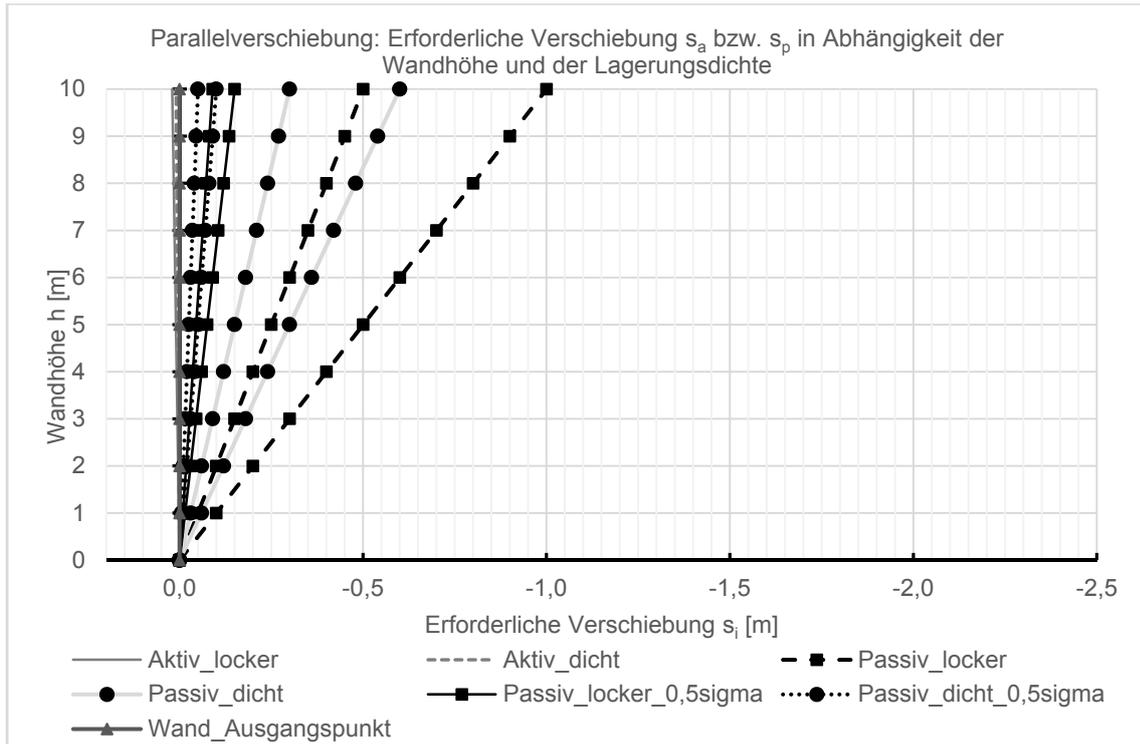


Abb. 15 Erforderliche Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven bzw. passiven Erddrucks bei einer Parallelverschiebung und einer Wandhöhe von 10 m

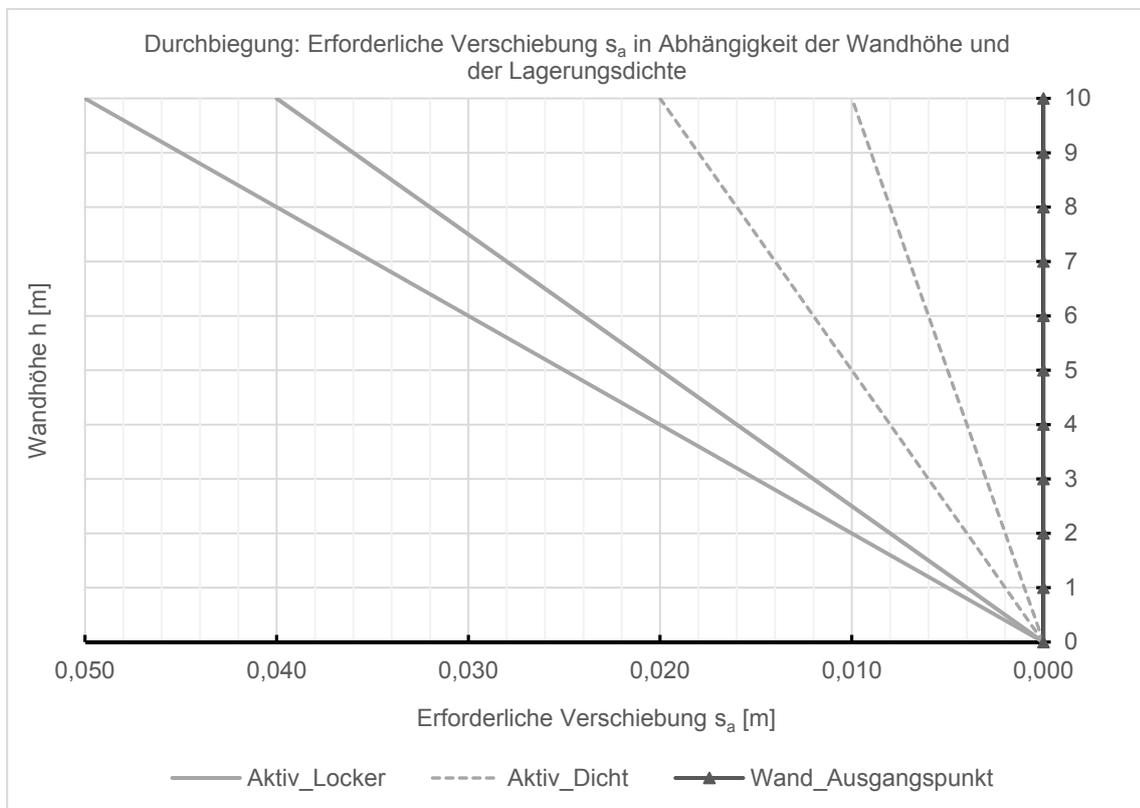


Abb. 16 Erforderliche Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks bei einer Durchbiegung und einer Wandhöhe von 10 m

Vergleicht man die Diagramme untereinander, benötigt der aktive Grenzzustand die größte Verschiebung bei einer Kopfpunktdrehung in locker gelagerten Böden und die kleinste Verschiebung bei dicht gelagerten Böden im Falle einer Parallelverschiebung. Im passiven Zustand tritt die größte erforderliche Bewegung bei der Fußpunktdrehung und lockerer Lagerungsdichte, die kleinste bei Parallelverschiebung bei hoher Lagerungsdichte ein (bei 50 % der Erddrucklast fordert die Parallelverschiebung oder die Kopfpunktdrehung die kleinste Bewegung bei dichter Lagerung).

### 3.1 Aktiver Erddruck

Treten Bewegungen des Bauwerks aufgrund von Bodeneigenlast, Auflasten und sonstigen Einwirkungen auf, welche zu einer Bewegung der Wand weg vom Erdreich führt, bildet sich der untere Grenzzustand, der sogenannte aktive Erddruck aus. Dieser führt zu einer Entspannung des Bodens bis hin zur vollständigen Mobilisierung der Scherfestigkeit und ist somit (mit Ausnahme des Silodrucks) der kleinstmögliche Erddruck. Gleichung 1 und 2 zeigen die Summation der möglichen erddruckerzeugenden Anteile, welche in der aktiven Erddruckkraft ( $E_a$ ) resultieren. Bei bindigen Böden verringert die Kohäsion die aktive Erddruckkraft.

$$E_a = E_{a\gamma} + E_{ac} + E_{a(pv)} + E_{a(Pv)} + E_{a(Ph)} \quad (1)$$

$$E_a = \frac{\gamma * h^2}{2} * K_{a\gamma} + c * h * K_{ac} + p_v * h * K_{av} + P_v * K'_{av} + P_h * K'_{ah} \quad (2)$$

$E_a$	[kN]	Aktive Erddruckkraft
$E_{a\gamma}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge Bodeneigenlast
$E_{ac}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion
$E_{a(pv)}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast
$E_{a(Pv)}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge einer vertikalen Linien- oder Streifenlast
$E_{a(Ph)}$	[kN]	Aktive Erddruckkraft infolge einer horizontalen Linien- oder Streifenlast
$K_{a\gamma}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast
$K_{ac}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion
$K_{av}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast
$K'_{av}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer vertikalen Linien- oder Streifenlast
$K'_{ah}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer horizontalen Linien- oder Streifenlast
$P_v$	[kN]	Vertikale Linien- oder Streifenlast

$P_h$	[kN]	Horizontale Linien- oder Streifenlast
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion
$h$	[m]	Wandhöhe
$p_v$	[m]	Gleichmäßig verteilte vertikale Auflast
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte

Die Horizontal- bzw. Vertikalkomponente der Erddruckkraft ergibt sich unter Berücksichtigung der Wandneigung und des Neigungswinkels des aktiven Erddruckes zu:

$$E_{a,h} = E_a * \cos(\alpha + \delta_a) \quad (3)$$

$$E_{a,v} = E_a * \sin(\alpha + \delta_a) \quad (4)$$

$E_{a,h}$	[kN]	Horizontalkomponente der aktiven Erddruckkraft
$E_{a,v}$	[kN]	Vertikalkomponente der aktiven Erddruckkraft
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel zur Vertikalen
$\delta_a$	[°]	Neigungswinkel des aktiven Erddrucks

Die Vorzeichenkonvention der verwendeten Winkel gibt DIN 4085 (2017) gleich der ÖNORM B4434 (1993) gemäß Abb. 17 vor. Die in Gleichung 2 verwendeten Terme zur Berechnung der Einzelanteile, als auch die Umrechnung zur Horizontal- und Vertikalkomponente in Gleichung 3 und 4 haben analoge Gültigkeit für den passiven Erddruck (mit passiven Erddruckbeiwerten und  $\delta_p$ , dem Neigungswinkel des passiven Erddrucks).

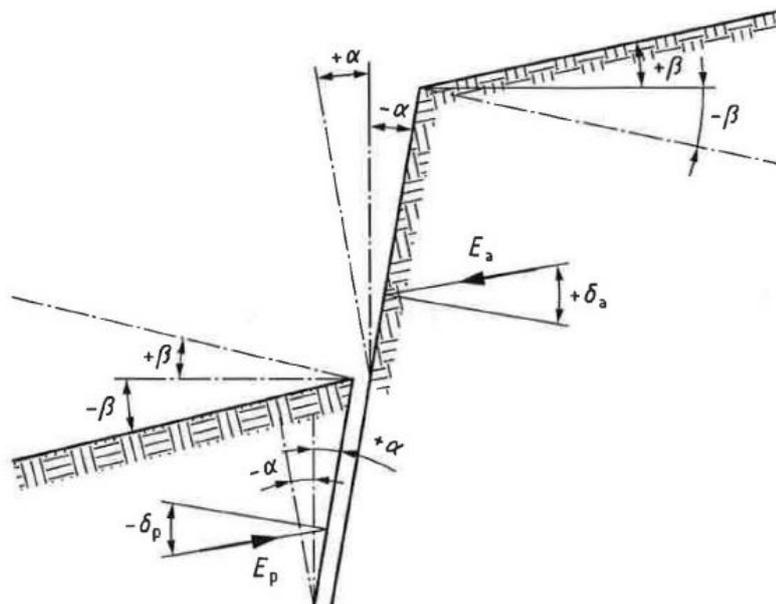


Abb. 17 Vorzeichenkonvention der Winkel zur Erddruckberechnung für den aktiven und passiven Grenzfall nach DIN 4085 (DIN 4085, 2017)

Bei der Berechnung des aktiven Erddrucks in bindigen Böden kann es rechnerisch zu Zugspannungen durch die negativen Erddruckanteile aus Kohäsion kommen. Es muss überprüft werden, ob der Mindesterdruk, der von der Geländeoberkante bis zu einer bestimmten Grenztiefe wirkt, stattdessen maßgebend sein kann. Der Ansatz des Mindesterdruk lässt sich folgendermaßen rechtfertigen: der Erddruk aus Eigengewicht und Kohäsion soll einerseits nicht auf null und kleiner absinken und andererseits ist die erforderliche Wandbewegung bei bindigen Böden gegenüber nichtbindigen Böden größer, um den Erdruhedruk auf den aktiven Erddruk zu verkleinern. (Hettler, 2008)

### 3.2 Erdruhedruk

Der in einer senkrechten Ebene auftretende Erddruk im ungestörten, gewachsenen Boden wird als Erdruhedruk bezeichnet. Dieser stellt sich idealisiert hinter unverschieblichen Bauwerken (z.B. hinter einer auf Fels gegründeten biegesteifen Stützmauer) ein, wenn die Relativverschiebungen von Boden und Wand null ( $s=0$ ) betragen. Eine Abhängigkeit besteht rein von den Spannungen und Verformungseigenschaften des Bodens, verbunden mit den geometrischen und statischen Randbedingungen des Erdkörpers. In der Praxis können die Voraussetzungen zur Einhaltung des Erdruhedrucks jedoch oft nicht erfüllt werden. (Hettler, 2008) (Katzenbach, 2014)

Berechnung des Erdruhedrucks mit seinen Anteilen:

$$E_0 = E_{0\gamma} + E_{0(pv)} + E_{0(Pv)} + E_{0(Ph)} \quad (5)$$

$E_0$	[kN]	Erdruhedruckkraft
$E_{0\gamma}$	[kN]	Erdruhedruckkraft infolge Bodeneigenlast
$E_{0(pv)}$	[kN]	Erdruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast
$E_{0(Pv)}$	[kN]	Erdruhedruckkraft infolge einer vertikalen Linien- oder Streifenlast
$E_{0(Ph)}$	[kN]	Erdruhedruckkraft infolge einer horizontalen Linien- oder Streifenlast

### 3.3 Passiver Erddruk

Der passive Erddruk, auch Erdwiderstand genannt, wird im Gegensatz zum aktiven Erddruk durch die Bewegung des Bauwerks zum Boden hin hervorgerufen - ebenso infolge von Bodeneigenlast, Auflasten und sonstigen Einwirkungen (siehe Gleichung 6, Vorzeichenkonvention siehe Abb. 17). Die entstehenden Pressungen im Boden bis zur Mobilisierung der Scherfestigkeit nehmen in diesen Fall den größtmöglichen Wert an. Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks sind allerdings große Verformungen von bis

zu 25 % der Wandhöhe (siehe Tab. 1) notwendig, die weit über die Grenzen der Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks hinausgehen. Für eine genauere Beschreibung der Interaktion zwischen Boden und Bauwerk dienen beispielsweise Mobilisierungsfunktionen. Die Größe des passiven Erddrucks steht, gegensätzlich zum aktiven Erddruck, im starken Zusammenhang mit der Art der Wandbewegung. (Technische Universität München. Ingenieur fakultät Bau, Geo, Umwelt.)

$$E_p = E_{p\gamma} + E_{pc} + E_{p(pv)} \quad (6)$$

$E_p$	[kN]	Passive Erddruckkraft
$E_{p\gamma}$	[kN]	Passive Erddruckkraft infolge Bodeneigenlast
$E_{pc}$	[kN]	Passive Erddruckkraft infolge Kohäsion
$E_{p(pv)}$	[kN]	Passive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast

### 3.4 Zwischenwerte des Erddrucks

Es können auch teilmobilisierte Erddrücke, welche zwischen den Grenzzuständen liegen, vorkommen. Diese treten auf, wenn die Bedingungen (Verformungen) nicht erfüllt sind, um den kleinst- bzw. größtmöglichen Spannungszustand zu aktivieren. Entsprechend Eurocode 7 dürfen Zwischenwerte zwischen dem aktiven Grenzzustand und dem Erdruhedruck linear interpoliert werden. Weitere Empfehlungen zum Ansetzen des Erddrucks können die nachfolgenden Seiten liefern.

### 3.5 Erddruckansätze

Die Bestimmung des tatsächlich zu erwartenden Erddrucks bereitet große Schwierigkeiten, da dessen Größenordnung von den gewählten Randbedingungen abhängt, die nicht immer eindeutig sind. In der Praxis stellen sich meist nicht die Grundfälle, also aktiver, passiver Erddruck oder Erdruhedruck ein, sondern, wie bereits erwähnt, Zwischenwerte des Erddrucks. Die folgenden Unterkapitel sollen Anhaltspunkte darüber geben, unter welchen Randbedingungen die unterschiedlichen Arten des Erddruckes zur Anwendung kommen können.

#### 3.5.1 Ansatz des aktiven Erddrucks

*„Der aktive Erddruck wird in der Regel bei äußerlich nachgiebigen und bei nicht gestützten Bauwerken angesetzt. Das gilt unabhängig davon, ob diese Bauwerke hinterfüllt werden oder mit dem gewachsenen Boden in Berührung stehen.“*

Die genannten Voraussetzungen liegen in der Regel bei Stützmauern [...] und bei nicht gestützten Wänden [...] vor.“ (ÖNORM B 4434, 1993)

„Aktiver Erddruck darf bei Stützbauwerken angesetzt werden, die während ihrer Nutzungszeit gewisse Verformungen erleiden dürfen.“ (DIN 4085, Baugrund - Berechnung des Erddrucks, 2011)

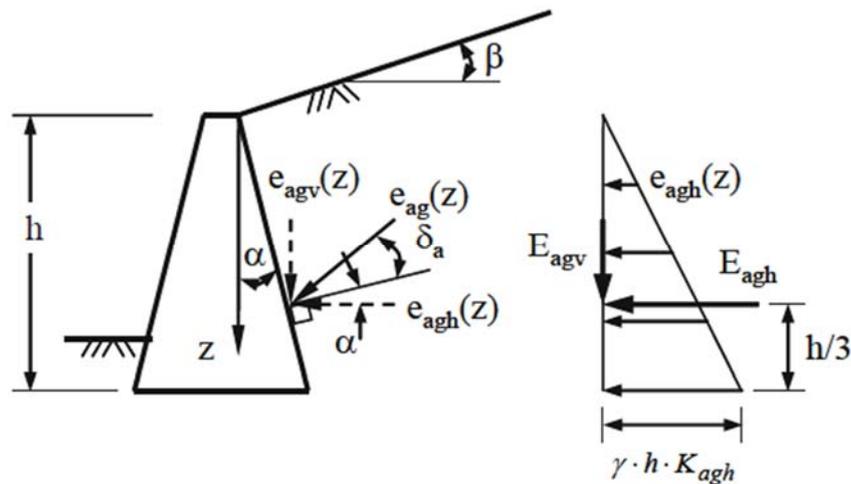


Abb. 18 Aktiver Erddruck auf einer ebenen, geneigten Wandrückseite (Boley et al., 2012)

Um also den aktiven Erddruck ansetzen zu dürfen, müssen Verformungen der Stützkonstruktion möglich und zulässig sein. Konkret handelt es sich dabei um Bewegungen im Bereich etwa eines Hundertstel der Wandhöhe (siehe Tab. 1). Bei nicht gestützten Bauwerken kann der aktive Erddruck angesetzt werden, wobei es immer auf den Bauwerkstyp und dessen Nachgiebigkeit (siehe auch Tab. 2) ankommt. Weiters ist der zu wählende Ansatz eine Funktion von zu führenden Nachweisen (innere/ äußere Standsicherheitsnachweise). So werden im Falle einer Winkelstützmauer für den Nachweis der inneren und äußeren Standsicherheit andere Ansätze des Erddrucks verwendet.

### 3.5.2 Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks

„Der erhöhte aktive Erddruck ist anzusetzen,

- wenn die zulässigen Bewegungen der Konstruktion kleiner sind als es für die Mobilisierung des aktiven Erddruckes erforderlich ist (und dies durch konstruktive Maßnahmen auch erreicht wird) und

- *wenn bei weitgehend nachgiebig gestützten Stützbauwerken zwar die resultierende aktive Erddruckkraft auftritt, aber auch Erddruckumlagerungen zu erwarten sind und damit örtliche Erhöhungen [...] eintreten können.*

*Die Einschränkung der Bewegungsmöglichkeit kann gegeben sein*

- *durch die Gründungsverhältnisse, wie z. B. durch die Gründung einer Stützmauer auf Fels*
- *bei massiven Konstruktionen, wie z. B. bei Widerlagerwänden*
- *durch Verankerungen, Aussteifungen und andere Konstruktionen, welche die Bewegungsmöglichkeiten herabsetzen [...].“ (ÖNORM B 4434, 1993)*

*„Ein höherer Erddruck als der aktive Erddruck ist anzusetzen, wenn die zu erwartenden Bewegungen zwischen Boden und Wand nicht ausreichen, um den Grenzzustand des aktiven Erddrucks auszulösen oder um ihn während der gesamten Nutzungszeit des Bauwerks zu erhalten. Dies gilt besonders, wenn Bauwerke steifer als üblich ausgeführt werden oder wenn durch eine Vergrößerung der Fundamentfläche Verkantungen bewusst eingeschränkt werden.*

*Das trifft z.B. zu, wenn sich Wände zwar anfänglich unter dem Erddruck verformen, während ihrer Nutzungszeit später aber an weiteren Bewegungen durch konstruktive Maßnahmen gehindert werden.“ (DIN 4085, 2011)*

*„Je nach Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion bilden sich Werte des Erddrucks zwischen Erdruhedruck und aktivem Erddruck aus (erhöhter aktiver Erddruck). Dabei dürfen die in [Tab. 2] zusammengestellten Empfehlungen zur Abhängigkeit zwischen der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion und dem Erddruckansatz zugrunde gelegt werden. Um die entsprechende Größe des Erddrucks zu erreichen, darf von den in Tabelle B.2 [in der DIN 4085 (2017)] empfohlenen konstruktiven Maßnahmen zur Vorspannung ausgegangen werden.“ (DIN 4085, 2017)*

Dieser Ansatz kann verwendet werden, wenn die notwendigen Verschiebungen zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks nicht auftreten bzw. dauerhaft sichergestellt werden können. Dies geschieht häufig bei nachgiebigen Bauwerken mit einer durch konstruktive Maßnahmen eingeschränkten Bewegungsmöglichkeit oder bei steifen Ausführungen. Abb. 19 zeigt klassische Beispiele für die Anwendung des erhöhten aktiven Erddrucks.

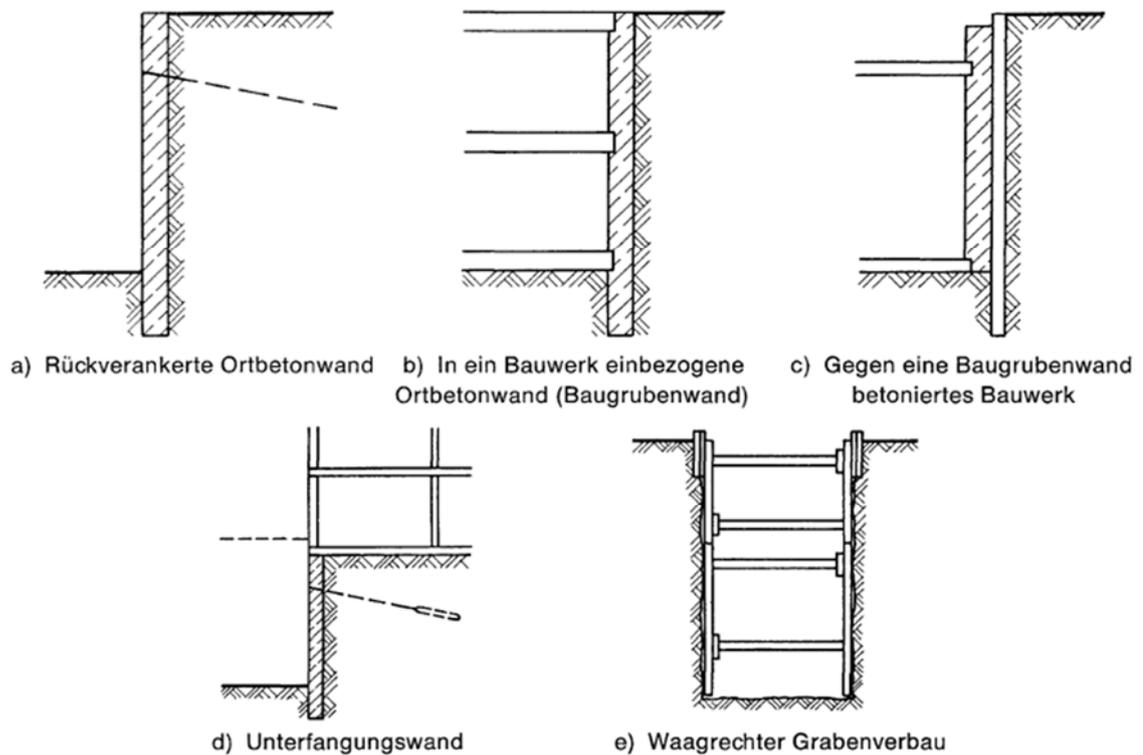


Abb. 19 Beispiele für Konstruktionen mit dem Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks (ÖNORM B 4434, 1993)

Die erhöhte aktive Erddruckkraft im Bereich  $E_a \leq E_a' \leq E_0$  kann wie folgt beschrieben werden:

$$E_a' = E_a * \mu + E_0 * (1 - \mu) \quad (7)$$

$E_a$	[kN]	Aktive Erddruckkraft
$E_a'$	[kN]	Erhöhte aktive Erddruckkraft
$E_0$	[kN]	Erdruhedruckkraft
$\mu$	[-]	Kombinationsfaktor ( $0 \leq \mu \leq 1$ )

(Katzenbach, 2014)

In der DIN 4085 (2017) und der dort angeführten Literatur werden Ansätze des (erhöhten) aktiven Erddrucks in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Konstruktion, wie in der nachfolgenden Tab. 2 aufgelistet, vorgeschlagen.

Tab. 2 Erddruckansatz in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit von Stützkonstruktionen bei Dauerbauwerken (adaptiert nach DIN 4085, 2017)

Nachgiebigkeit der Konstruktion	Genauere Beschreibung und Beispiele	Erddruckansatz
nachgiebig	Geringe Verformung in Richtung der Erddruckbelastung während der gesamten Nutzungsdauer (z.B. auf Lockerstein gegründete Stützwände)	aktiver Erddruck
wenig nachgiebig	Verformungen in Richtung Erddruckbelastung während der Nutzungsdauer sind unerwünscht, Herstellung gegen den ungestörten Boden	erhöhter aktiver Erddruck ( $\mu = 0,75$ )
annähernd unnachgiebig	Anfänglich geringe Verformung, danach keine weiteren Verformungen (z.B. Kellerwände, ins Bauwerk einbezogene Stützwände, Einwirkung auf den stehenden Schenkel einer Winkelstützmauer)	erhöhter aktiver Erddruck (im Normalfall $\mu = 0,50$ , in Ausnahmefällen $\mu = 0,25$ )
unnachgiebig	Keine Verformung aufgrund der Konstruktion (z.B. auf Festgestein gegründete Stützwände als ebene Systeme, Brückenwiderlager mit biegesteif angeschlossenen Parallel-Flügelmauern)	erhöhter aktiver Erddruck ( $\mu = 0,25$ ), in Ausnahmefällen bis Erdruhedruck

### 3.5.3 Ansatz des Erdruhedrucks

„Der Ruhedruck ist anzusetzen,

- bei Bauwerken, die ohne nennenswerte Beeinflussung des In-situ-Spannungszustandes in den Untergrund eingebracht werden und deren Verbindung mit benachbarten oder stützenden Bauteilen oder mit dem Untergrund so starr ist, dass eine Bewegung in Erddruckrichtung nicht auftreten kann, und
- bei Bauwerken, deren Hinterfüllung verdichtet wird, die aber dabei und auch danach nur so geringe Bewegungen ausführen, dass dadurch der Verdichtungsdruck höchstens bis auf den Ruhedruck abgebaut wird, wie z. B. bei Flügelmauern.“ (ÖNORM B 4434, 1993)

In Ausnahmefällen tritt keine nennenswerte Beeinflussung des Ausgangszustandes oder eine Bewegung in Erddruckrichtung ein. Laut ÖNORM ist dies bei einer maximalen Verschiebung von 0,005 % der Wandhöhe der Fall (bei einer 5 m hohen Wand sind dies

Verschiebungen von 0,25 mm). Beispiele dafür, sowie für den Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks liefert die Schweizer Norm:

„Erhöhter Erddruck oder Erdruhedruck ist insbesondere anzunehmen:

- bei Stützbauwerken in Hanglage mit einer Hangneigung  $\beta > \frac{1}{2} \varphi'$
- bei verdichteter Hinterfüllung
- im Kopfbereich einer unverschieblich gestützten, steifen Baugrubenwand
- bei gegen den Boden gerichteten Tragwerksverformungen und -verschiebungen
- bei grosser Gefährdung von benachbarten Bauwerken, Einrichtungen und Anlagen.“ (SIA 267:2013 , 2013)

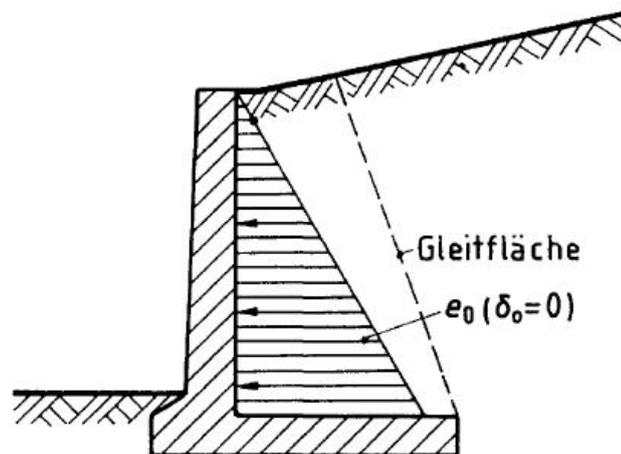


Abb. 20 Erdruhedruckansatz für die Berechnung der inneren Standsicherheit einer Winkelstützmauer laut Österreichischer Norm (ÖNORM B 4434, 1993)

#### 3.5.4 Ansatz des abgeminderten passiven Erddrucks

„In Ausnahmefällen muss von einem höheren Erddruck als dem Erdruhedruck ausgegangen werden. Das trifft zu, wenn der anstehende Boden eine Bewegung gegen das Bauwerk ausführt, z.B. Pressung infolge von Bergsenkungen oder, wenn sich eine Bauwerkswand infolge von Wärmeausdehnungen oder nach außen gerichteter Belastungen gegen das Erdreich bewegt.“ (DIN 4085, 2011)

Die tatsächlich auftretende Verschiebung ist in diesem Fall kleiner, als die zur Erzeugung des passiven Erddrucks notwendige Verschiebung (vgl. Tab. 1). Somit liegt der abgeminderte passive Erddruck im Bereich  $E_0 \leq E_p' \leq E_p$ , der nach Formel 8 für nichtbindige Böden berechnet werden kann.

$$E'_{py,h} = (E_{py,h} - E_{0\gamma,h}) * \left[ 1 - \left( 1 - \frac{s}{s_p} \right)^b \right]^c + E_{0\gamma,h} \quad \text{mit } s \leq s_p \quad (8)$$

- $E_{py,h}$  [kN] Horizontalkomponente der passiven Erddruckkraft infolge Bodeneigenlast
- $E'_{py,h}$  [kN] Horizontalkomponente der abgeminderten passiven Erddruckkraft infolge Bodeneigenlast
- $E_{0\gamma,h}$  [kN] Horizontalkomponente der Erdruhedruckkraft infolge Bodeneigenlast
- $s$  [kN] tatsächliche Wandverschiebung
- $s_p$  [kN] Wandverschiebung zur Mobilisierung des passiven Erddrucks
- $b, c$  [-] Exponenten nach Tab. 3
- (DIN 4085, 2017)

Tab. 3 Werte der in der Mobilisierungsfunktion enthaltene Exponenten b,c in Formel 8 (DIN 4085, 2017) (Bartl, 2004)

Art der Wandverschiebung	Exponenten der Mobilisierungsfunktion nach Formel 8		Wandverschiebung zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in Abhängigkeit der Lagerungsdichte ( $D > 0,3$ )
	b	c	$s_p$ [m]
Fußpunktdrehung	1,07	0,7	$s_p = (-0,08 \cdot D + 0,12) \cdot h$
Parallelverschiebung	1,45		$s_p = (-0,08 \cdot D + 0,12) \cdot h$
Kopfpunktdrehung	1,72		$s_p = (-0,05 \cdot D + 0,09) \cdot h$

Abb. 21 zeigt das Verhältnis des abgeminderten passiven Erddrucks zum vollständigen passiven Erddruck, berechnet mittels Mobilisierungsfunktion nach Formel 8 je nach Art der Wandverschiebung für eine Wandhöhe  $h = 5$  m,  $\alpha = \beta = \delta_0 = 0^\circ$ ,  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\delta_p = -\varphi/2^\circ$ ,  $\gamma = 22$  kN/m<sup>2</sup> (Berechnung der Anteile laut DIN 4085) in Abhängigkeit zwei verschiedener Lagerungsdichten ( $D = 0,4$  und  $D = 0,8$ ) und der tatsächlichen Wandverschiebung. Die tatsächliche Wandverschiebung nimmt dabei maximal den Wert der Wandverschiebung zur Mobilisierung des passiven Erddrucks ( $s_p$ ) an. Im Falle einer Fußpunktdrehung unterliegt das Verhältnis einer Bandbreite, da die Berechnung des passiven Erddrucks laut DIN zwischen zwei Werten liegen kann.

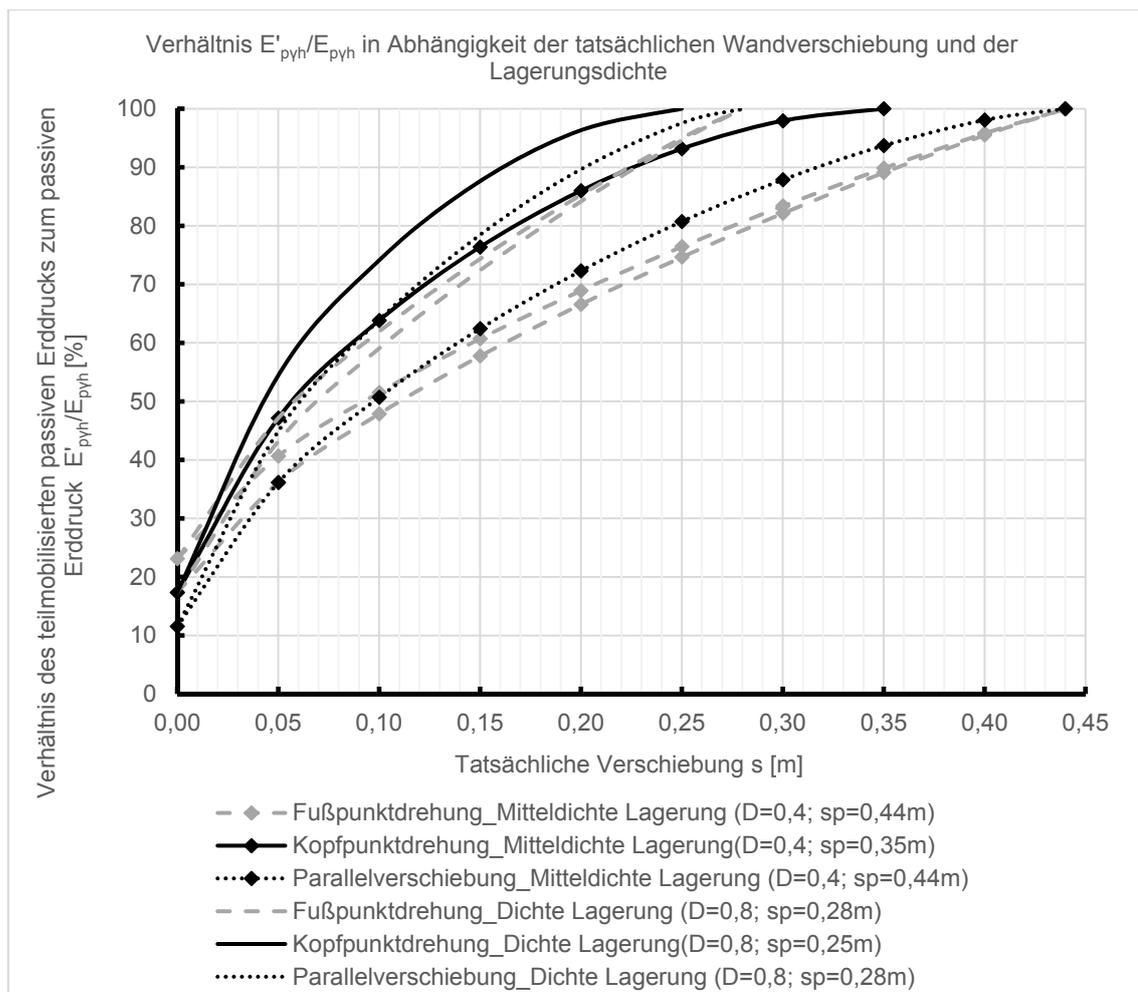


Abb. 21 Verhältnis des teilmobilisierten passiven Erddrucks zum passiven Erddruck in Abhängigkeit der tatsächlichen Wandverschiebung und der Lagerungsdichte laut DIN

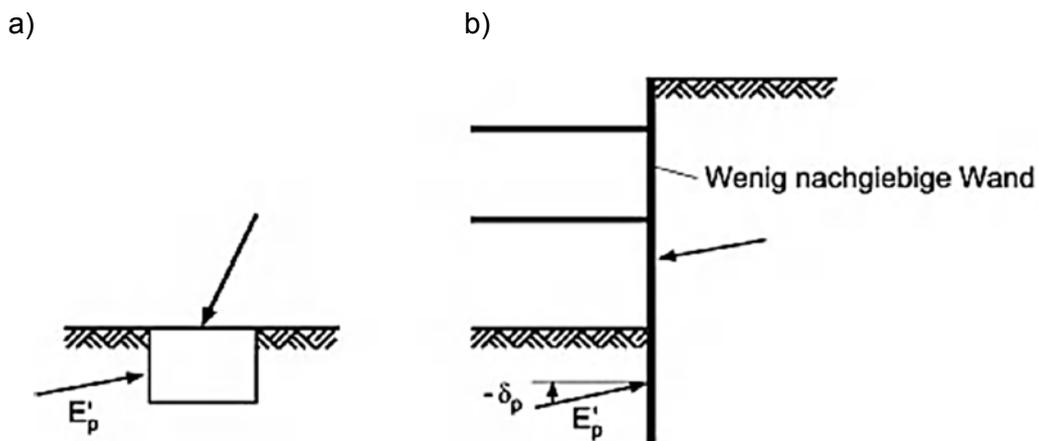


Abb. 22 Beispiele für den Ansatz des abgeminderten passiven Erddrucks: a) Berücksichtigung des Erdwiderstandes bei einem horizontal belasteten Fundament b) wenig verschiebliche Schlitzwand (Hettler, 2008)

### 3.5.5 Ansatz des passiven Erddrucks

*„Stützender Erddruck als Reaktion des Bodens darf nur angesetzt werden, wenn die geometrischen Gegebenheiten und der Zustand des Bodens seine Ausbildung erlauben und wenn seine Wirksamkeit während der gesamten Nutzungszeit des Bauwerks sichergestellt ist.“ (DIN 4085, 2011)*

*„Bei passivem Erddruck ist die Verträglichkeit der Druckannahme mit der Verformung des Tragwerks im betrachteten Grenzzustand zu kontrollieren. Bei Unverträglichkeit ist der passive Erddruck angemessen zu reduzieren oder der Baugrund als Teil des Tragwerks und als Verformungswiderstand zu berücksichtigen.“ (SIA 261: 2014, 2014)*

*„Im Rahmen der Standsicherheitsnachweise (Nachweise zu den Grenzzuständen der Tragfähigkeit) ist stets nachzuweisen, dass der Grenzzustand „passiver Erddruck (= Erdwiderstand)“ mit Sicherheit nicht auftritt.“ (Katzenbach, 2014)*

Erdwiderstand darf nur unter der Bedingung der vollständigen dauerhaften Mobilisierung herangezogen werden. Notwendige Verschiebungen im Bereich von 10 % der Wandhöhe sind dabei nicht unüblich. Die Verträglichkeit mit dem Bauwerk muss überprüft werden, so wird z.B. der vor dem Bauwerk wirkende passive Erddruck bei einer mit aktiven erhöhten Erddruck bemessene Schlitzwand vermindert, um mit den Wandverschiebungen übereinzustimmen. Bei der Nachweisführung kann die Umwandlung auf Design-Werte des passiven Erddrucks zu hohe Sicherheiten ergeben – darauf ist gegebenenfalls Rücksicht zu nehmen. (Hettler, 2008) (Mitteilungen der Geotechnik Schweiz, 2012)

### 3.6 Erddruckverteilung

Bei der klassischen Erddruckverteilung spricht man von einer linearen Zunahme der Spannung mit steigender Tiefe (dreiecksförmige Verteilung) und daraus folgend dem Angriffspunkt der resultierenden Erddruckkraft auf Höhe des Schwerpunktes ( $h/3$ ) dieser dreiecksförmigen Verteilung. Diese stellt sich jedoch nur bei bestimmten Zuständen, wie zum Beispiel dem aktiven Erddruck infolge der Bodeneigenlast bei einer Drehung der Wand um ihren Fußpunkt, ein. Tritt eine andere Bewegungsform auf bzw. handelt es sich um den passiven Erddruck trifft die Annahme des klassischen Erddruckverlaufs teilweise nicht mehr zu. Ebenso werden Erddruckverteilungen infolge von Kohäsion und einer gleichmäßig verteilten Auflast über die gesamte Wandhöhe als konstant angenommen. Liegen Streifen- oder Linienlasten vor, ergeben sich wiederum andere Erddruckverteilungen, je nach Art der Auflast. Ausführliche Ansätze für

Erddruckverteilungen bei verschiedenen auftretenden Fällen sind in DIN 4085 (2017) dargestellt.

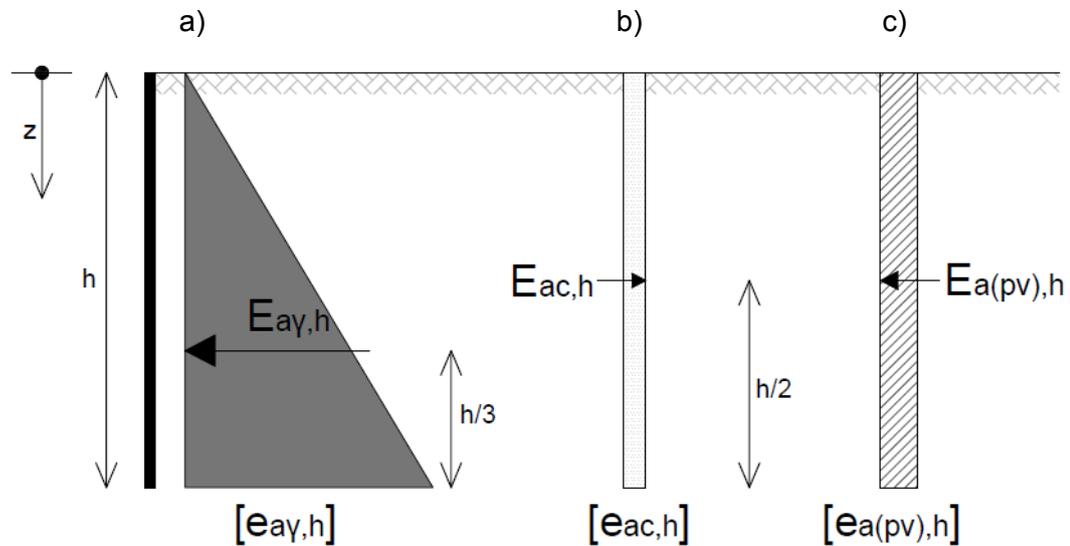


Abb. 23 Erddruckverteilung beim aktiven Erddruck: a) Klassische Dreiecksverteilung infolge Bodeneigenlast b) Konstante Verteilung infolge Kohäsion c) Konstante Verteilung infolge einer gleichmäßig verteilten Oberflächenlast

Die Verteilung des Erddrucks ist außerdem abhängig von der Geländeform, der Wandrückseite und dem Untergrund (z.B. gebrochene Geländeoberfläche bzw. Wandrückseite oder geschichteter Untergrund liefert Sprünge und Knicke in den Erddruckverläufen). Genauso ist es möglich, dass sich Grundformen der Bewegungsart einer Mauer nicht einstellen können, meist zufolge kinematischer Zwangsbedingungen (z.B. Stützung im Kopfbereich). Bei Vorliegen derartiger Randbedingungen kommt es zu einer Umlagerung des Erddruckes. (Schmidt et al, 2014)

Erddruckumlagerungen treten bei wenig nachgiebigen verankerten und ausgesteiften Wänden auf, bei welchen es zur Veränderung der Größenordnung bzw., wie bereits erwähnt, zu einer anderen Verteilung des Erddruckes kommt. Lastbilder für ausgesteifte Spund- und Ortbetonwände und Hilfestellung bei Trägerbohlwänden und Grabenverbauwänden liefert z.B. die ÖNORM B4434 (1993), als auch die Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (Deutscher Gesellschaft für Geotechnik e. V., 2012).

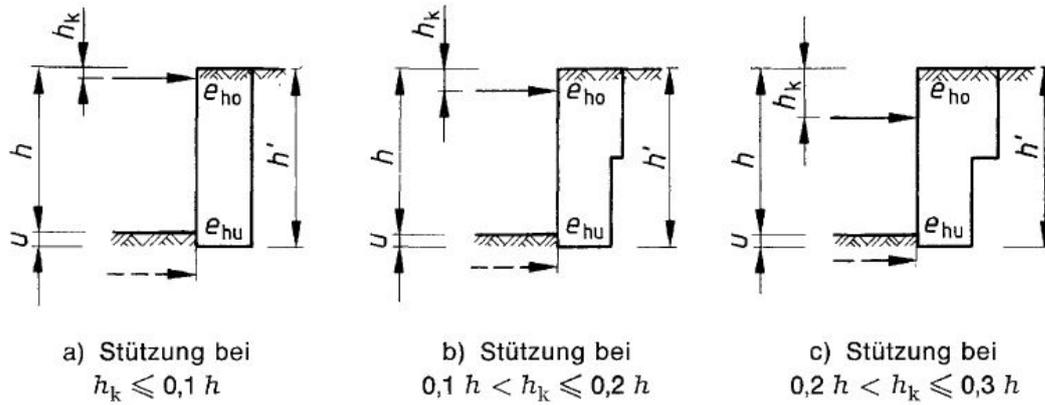


Abb. 24 Beispiele von Erddruckumlagerungen: Lastbilder bei einmal gestützten Spundwänden/Ortbetonwänden (ÖNORM B 4434, 1993)

### 3.7 Sonderformen des Erddrucks

#### 3.7.1 Verdichtungserddruck

Kommt es im Hinterfüllungsbereich zum lagenweisen Einbau mit anschließender Verdichtung des Bodens, ist gegebenenfalls der Verdichtungserddruck anzusetzen. Dieser kann größer als der aktive Erddruck bzw. sogar größer als der Erdruhedruck ausfallen. Abb. 25 zeigt den zusätzlich entstehenden Erddruck im aktiven Zustand (Fläche ABCD) und im Erdruhedruckzustand (Fläche ABE). (DIN 4085, 2017)

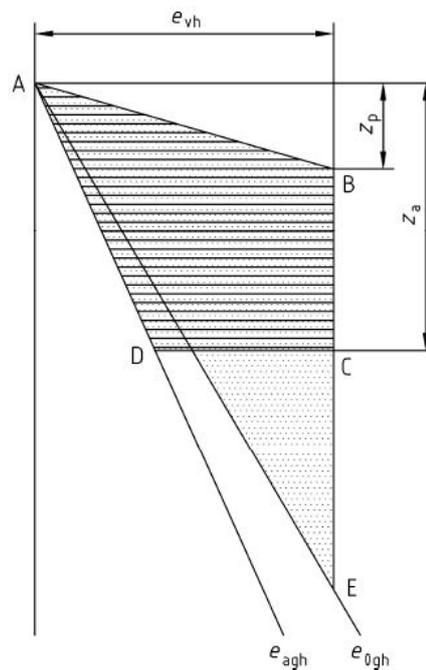


Abb. 25 Verdichtungserddruck im aktiven Zustand und Erdruhedruckzustand (DIN 4085, 2017)

Die im Bild (Abb. 25) eingezeichnete Variable  $z_p$  ist dabei die kritische Tiefe, bei welcher der Verdichtungserddruck im aktiven Grenzzustand sowie bei Erdruhedruck seinen maximalen Wert  $e_{vh}$  annimmt und danach konstant mit steigender Tiefe weiterverläuft. Der Verdichtungserddruck im aktiven Grenzzustand stellt sich dabei bis zur Tiefe  $z_a$  ein. Der zusätzliche Verdichtungserddruck im Erdruhedruckzustand ist solange anzusetzen, bis sein Verlauf den des Erdruhedrucks  $e_{0gh}$  (ohne zusätzliche Verdichtung) schneidet.

### 3.7.2 Silodruck

Silodruck tritt hinter einer Wand bei geometrisch begrenzten Lockermaterialhinterfüllungen auf (z.B. zwischen zwei Wänden oder nahe einer Felsböschung). Dieser nimmt durch seine Begrenzung ab einer bestimmten Tiefe kleinere Werte, als bei einer unendlich ausgedehnten Hinterfüllung, an, da ein Teil der Gewichtskraft des Hinterfüllmaterials über Reibung in die „steiferen“ Ränder (Wände, Felsböschungen,...) abgeleitet wird. Anhand der in der ÖNORM B4434 enthaltenen Gleichung 9 kann die Größe dieses Erddruckes bestimmt werden. (ÖNORM B 4434, 1993)

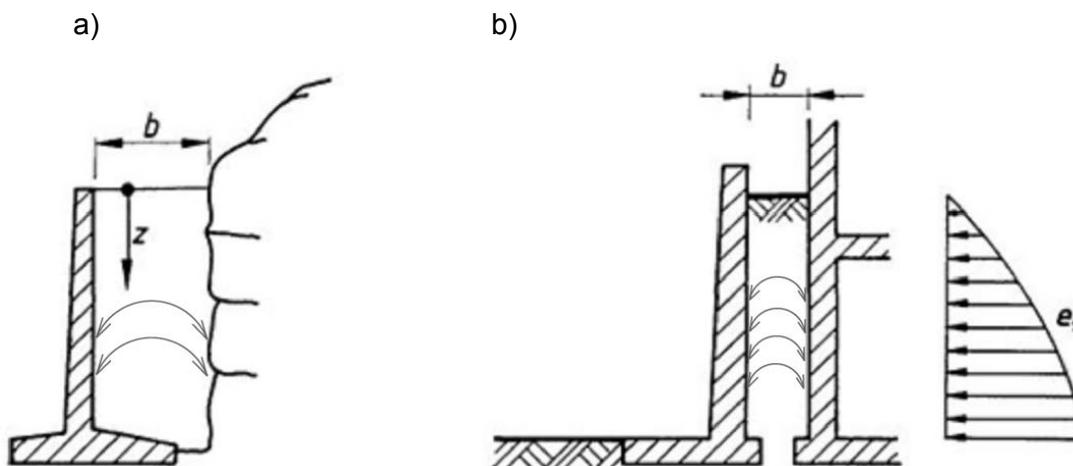


Abb. 26 Silodruck: a) auf eine Stützmauer, nahe einer Felswand b) in einem verfüllten Zwischenraum (ÖNORM B 4434, 1993)

$$e_s = \frac{\gamma \cdot b}{2 \cdot \tan(\delta)} * [1 - e^{(-2 \cdot K \cdot \frac{z}{b} \cdot \tan(\delta))}] \quad (9)$$

$K$	[kN]	Erddruckbeiwert, Spannungsverhältnis $e_s/\sigma_z$
$b$	[m]	begrenzter Bereich, in dem der Siloerddruck auftritt
$e_s$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Silodruck
$z$	[m]	Tiefe
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte
$\delta$	[°]	Neigungswinkel des Erddrucks (ÖNORM B 4434, 1993)

### 3.7.3 Kriechdruck

Drückt eine kriechende Masse auf eine im Allgemeinen unverschieblich festgehaltene Stützkonstruktion, wirkt auf diese ein Erddruck größer dem aktiven, oft auch größer als der Erdrudruck. Kriechdruck tritt bei Stützbauwerken zur Hangsicherung oder steifen Einbauten in Kriechhängen (z.B. Brückenpfeiler) auf der Hangseite der Konstruktion auf. Brandl (1987) geben die Erddruckkraft infolge Hangkriechens für den Fall, dass die Böschungsneigung dem Reibungswinkel gleicht ( $\beta = \varphi$ ) nach Gleichung 10 für starre und flexible Stützbauwerke an.

$$E_{kr,h} = m(\varphi) * \gamma * \frac{h^2}{2} * \cos^2 \varphi \quad (10)$$

$E_{kr,h}$  [kN] Horizontalkomponente der Erddruckkraft infolge Hangkriechen

$h$  [m] Wandhöhe

$m(\varphi)$  [kN] Faktor nach Brandl (Abb. 27)

$\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>] Wichte

$\varphi$  [°] Reibungswinkel

(Schmidt et al., 2014)

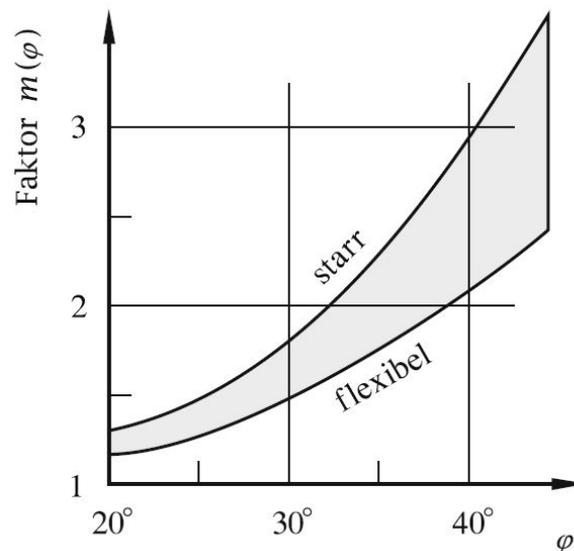


Abb. 27 Faktor  $m(\varphi)$  nach Brandl zur Ermittlung des Erddrucks infolge Hangkriechen (Schmidt et al., 2014)

Weitere Informationen zum auf Bauwerke wirkenden Kriechdruck sind der ÖNORM B4434 (1993) zu entnehmen bzw. können nach Haefelis Erd- und Kriechdrucktheorie (1944), auf welcher auch oben zitierte Ansätze von Brandl aufbauen, berechnet werden.

#### 3.7.4 Dynamischer Erddruck

Erdbeben, Verkehrslasten (z.B. Zugüberfahrten) und andere dynamische Kräfte (z.B. aus Herstellungsvorgängen während dem Bauablauf) können ein im Gegenzug zum statischen Erddruck anderes Verhalten des Bodens und anders wirkende Trägheitskräfte hervorrufen. Einfluss darauf haben weiters die Eigenschaften des Hinterfüllmaterials und des Untergrunds sowie die Art des Stützbauwerks. Die DIN 4085 (2017) liefert Ansätze bei einer Erdbebenbeanspruchung mit einer quasi-statischen seismischen Erddruckkraft und bei harmonischen Beanspruchungen durch Oberflächenlasten mit einer statischen Ersatzlast. (ÖNORM B 4434, 1993)

#### 3.7.5 Räumlicher Erddruck

Die bisher genannten Fälle konzentrieren sich auf den ebenen Verformungszustand, welcher sich auf eine im Grundriss unendlich lange Wand bezieht. Soll die Erddruckermittlung für eine kurze Wand oder einen einzelnen schmalen Baukörper erfolgen, spielt die räumliche Betrachtung des Erddrucks eine wesentliche Rolle. Wegen der möglichen Ausbildung eines Bodengewölbes kommt es bei einer kurzen Wand im aktiven räumlichen Fall im Vergleich zum aktiven ebenen Fall zu einer Verminderung. Der passive räumliche Erddruck, welcher bei schmalen Wänden und Druckflächen (z.B. vor dem Fuß eines Baugrubenträgers) an Bedeutung gewinnt, führt zu einer Vergrößerung der Werte. Mit Hilfe von Formbeiwerten wird dem sowohl in der DIN als auch in der ÖNORM Rechnung getragen. (Katzenbach, 2014) (Adam et al, 2012) (Schmidt et al., 2014)

Ebenfalls kann bei der Erddruckberechnung auf Stützbauwerke die Böschungsneigung längs der Mauerquerschnittsebene, deren Komponente in der ebenen Betrachtung null gesetzt wird, berücksichtigt werden. (ÖNORM B 4434, 1993)

#### 3.7.6 Erddruck auf Winkelstützmauern

Der Erddruck auf Winkelstützmauern wird in der Literatur bzw. den Normen teilweise als weiterer Sonderfall behandelt. Zur detailreichen Auseinandersetzung mit diesem speziellen Sachverhalt wird auf Kapitel 4 verwiesen.

#### 3.7.7 Erddruck bei Grundwassereinfluss

Tritt im betrachteten Bereich ruhendes Grundwasser auf, können Erddruckberechnungen mit der Wichte unter Auftrieb  $\gamma'$  analog zu jenen ohne Grundwasser mit der erdfeuchten Wichte  $\gamma$  durchgeführt werden.

Bei strömendem Grundwasser kann die Berechnung der von dieser Komponente erzeugten Kraft einerseits durch die Strömungskraft und Auftriebskraft und andererseits durch die Bestimmung der Wasserdrücke orthogonal auf die Begrenzungsflächen des Erdkörpers abgedeckt werden.

In beiden Fällen muss das Netz der Strömungs- und Äquipotentiallinien (siehe Abb. 28) herangezogen werden. (DIN 4085, 2017)

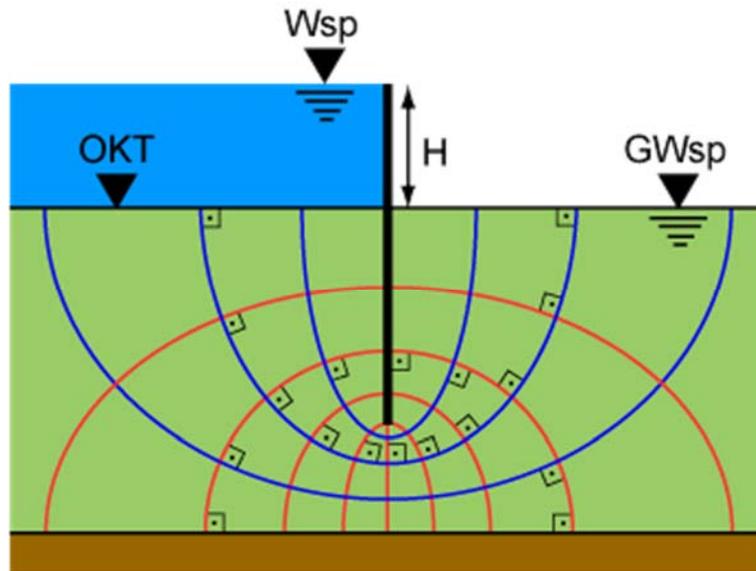


Abb. 28 Strömungsnetz mit Strömungslinien (blau) und Äquipotentiallinien (rot) am Beispiel einer Spundwand (IGT ETH Zürich, 2006)

### 3.7.8 Sonstige Sonderfälle des Erddrucks

Im Weiteren werden in der ÖNORM B4434 noch zusätzliche Erddrücke angeführt, welche gegebenenfalls beachtet werden müssen:

- Axialsymmetrischer aktiver Erddruck: Anwendung bei kreiszylindrischen Senkkästen und Schächten;
- Zusätzlicher Erddruck bei Behinderung der Ausdehnung eines anstehenden frostempfindlichen bindigen Bodens bei dessen Gefrierung;
- Zusätzlicher Erddruck bei Behinderung der Ausdehnung eines quellfähigen Bodens (z.B. anhydrithaltiger Boden, Ton);
- Zusätzlicher Erddruck bei Behinderung der Ausdehnung eines rahmenartigen Bauwerkes unter Wärmeeinfluss;
- Zusätzlicher Erddruck durch Quelldruck von Pflanzen. (ÖNORM B 4434, 1993)

### 3.8 Methoden und Theorien zur Ermittlung des Erddrucks

Die Ermittlung des Erddrucks kann situationsbedingt durch verschiedene Methoden durchgeführt werden. Dabei kann die Methode anhand der sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit einstellenden Bruchform, welche in Relation mit der Bodenbeschaffenheit und der Wandbewegungsart steht, gewählt werden. Handelt es sich um einen Linienbruch (Abb. 29 b) werden kinematische Methoden zur näherungsweisen Erfassung herangezogen. Zonenbrüche (Abb. 29 a) hingegen können ausreichend mit statischen Methoden beschrieben werden.

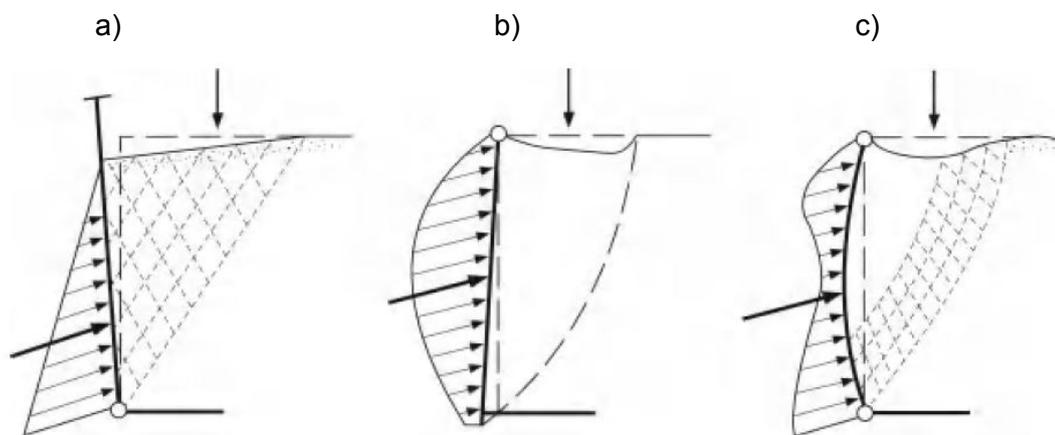


Abb. 29 Bruchformen und Wandbewegungsart nach Ohde: a) Zonenbruch bei Fußpunktdrehung b) Linienbruch (gekrümmte Gleitfläche) bei Kopfpunktdrehung c) Gemischter Bruch bei Durchbiegung (Hettler, 2008)

Sind die Möglichkeiten der zwei genannten Methoden ausgeschöpft, kann auf Alternativen zurückgegriffen werden. So können Groß- und Modellversuche, numerische Berechnungsmethoden oder mikroskopische Theorien (siehe Kapitel 3.8.3) ebenfalls zu Lösungen führen. Idealerweise können verschiedene Methoden für die gleiche Fragestellung zur Absicherung und Validierung der Ergebnisse verwendet werden. (Hettler, 2008)

In der Literatur finden sich noch andere Wege die Methoden der Erddruckermittlung zu untergliedern. Katzenbach (2014) teilt die Erddrucktheorien in analytische und grafische Verfahren auf, andere ergänzen die Einteilung durch praktische Berechnungsverfahren oder beziehen sich auf die Normgrundlage. Diese Arbeit lehnt sich an die Untergliederung gemäß dem Grundbau-Taschenbuch, Teil 1 (Witt, 2008) an.

### 3.8.1 Kinematische Methoden

Bei dieser Methode findet eine Bewegung eines vereinfachten starren Bruchkörpers entlang einer Gleitfläche statt. Es wird versucht, diejenige Geometrie des Bruchmechanismus zu finden, bei welcher die resultierende aktive bzw. passive Erddruckkraft zu einem maximalen Wert anwächst bzw. zu einem minimalen Wert abfällt. Mit Hilfe dieser Methode kann zwar die Resultierende der Erddruckkraft ermittelt werden, die zugehörige Verteilung jedoch nicht – dies ist als großer Vorteil der statischen Methode vorbehalten.

Eine der bewährtesten und bekanntesten kinematischen Verfahren zur Ermittlung des aktiven Erddrucks stellt Coulombs Erddrucktheorie dar. Sie basiert auf der Annahme der Ausbildung eines begrenzten Erdkörpers, dem Gleitkeil, welcher unter dem Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  geneigt ist und dessen Kräfte sich im Gleichgewicht befinden sollen. Erreicht die Erddruckresultierende ihr Maximum, die aktive Erddruckkraft, findet man die dazugehörige Gleitflächenneigung  $\vartheta_a$ .

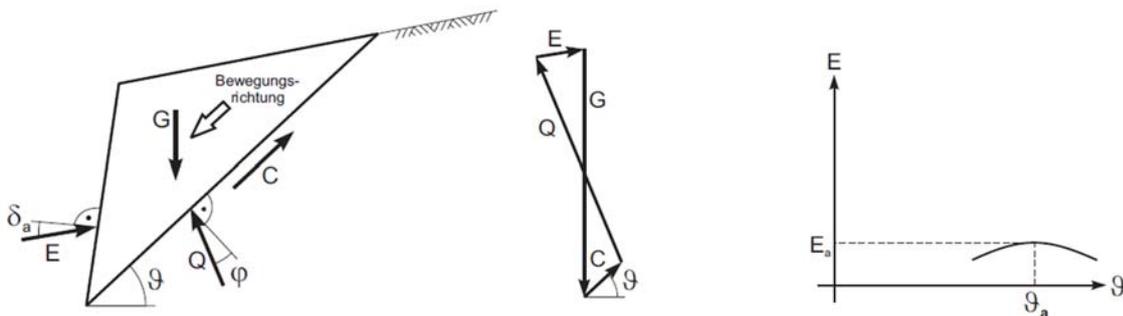


Abb. 30 Coulomb'sche Erddrucktheorie im aktiven Grenzzustand: Gleitkeil, Kräftepolygon und Diagramm mit Variation des Gleitflächenwinkels zur Ermittlung der aktiven Erddruckkraft (Katzenbach, 2014)

Gudehus (1981) sucht bei einer gegebenen Stützkraft nach dem minimalen Sicherheitsfaktor in den maßgebenden Gleitflächen. Der Gleitkeil als Bruchmechanismus gilt für den aktiven Grenzzustand als ausreichend. Müller-Breslau (1906) ergänzt die Theorie der Ausbildung eines Gleitkeils um Gleichungen mit anderen Neigungen der Wand, der Geländeoberfläche und der Erddruckresultierenden ebenso wie um die heute in der Praxis gebräuchlichen Formeln zur Berechnung des aktiven Erddrucks. Ist das Gelände geknickt oder befinden sich darauf Auflasten geben Gudehus (1996), Weißenbach (1975) und die DIN 4085 (2017) darüber Aufschluss. Ohde (1948 bzw. 1992) beschäftigt sich mit gekrümmten Gleitflächen zur Ermittlung des aktiven

Erddrucks, genauso wie Weißenbach (1975) (spiralförmige Gleitflächen) oder Krey (1926) (kreisförmige Gleitflächen).

Bei der Ermittlung des passiven Erddrucks mit kinematischen Methoden kann analog nach Coulomb vorgegangen werden und dessen Verfahren auch an geneigten Geländeoberflächen, geneigten Wänden und geneigten Erddruckresultierenden angewendet werden. Es können allerdings unrealistisch hohe passive Erddruckbeiwerte auftreten. Deshalb eignen sich für die Berechnung des passiven Erddrucks Mehrkörpermechanismen besser, wie z.B. der Zweikörpermechanismus nach Gudehus (1996). Bei Drehungen der Stützwand um einen hoch gelegenen Punkt, wie den Kopfpunkt, werden gekrümmte Gleitflächen entscheidend (Krey, 1926). In der Praxis werden häufig jene Methoden herangezogen, welche die kleinsten passiven Erddruckbeiwerte zum Ergebnis haben. (Hettler, 2008)

#### 3.8.2 Statische Methoden

Basis dieser Methoden bildet die Annahme von sich unter bestimmten Randbedingungen ausbildenden Zonenbrüchen oder Flächenbrüchen. Diese sind in ihrem Gültigkeitsbereich eingeschränkt, da meistens nur Linienbrüche oder Linienbrüche in Kombination mit Zonenbrüchen auftreten und genau genommen eine Untersuchung der kinematischen Voraussetzungen angestellt werden müsste. Als großer Vorteil der statischen Methoden kann nicht nur die Ermittlung der Resultierenden des Erddrucks aufgezählt werden, sondern auch die Bestimmung der zugehörigen Verteilung.

Die Theorie nach Rankine repräsentiert eine statische Methode, welche an die Annahme eines homogenen, kohäsionslosen Bodens geknüpft ist und eine Verformung des Bodens voraussetzt, sodass die zugrunde gelegte Mohr-Coulomb'sche Grenzbedingung im Betrachtungsbereich überall auftritt und die Hauptspannungen die gleichen Richtungen besitzen. Bei der Spannungshypothese von Mohr-Coulomb darf eine Überschreitung der Schubspannung  $\tau_n$  auf keiner Ebene  $n$  eines Körpers stattfinden (Grenzbedingung siehe auch Abb. 31). Die Erddruckneigung muss parallel zur Geländeoberfläche sein. Allgemein stößt die Methode nach Rankine in ihrer Anwendbarkeit auf viele Grenzen. Im speziellen Rankine-Fall ( $\alpha = \beta = \delta = 0$ ) gleichen die Ergebnisse von Rankine denen der Methode nach Coulomb. (Pimentel, 2008)

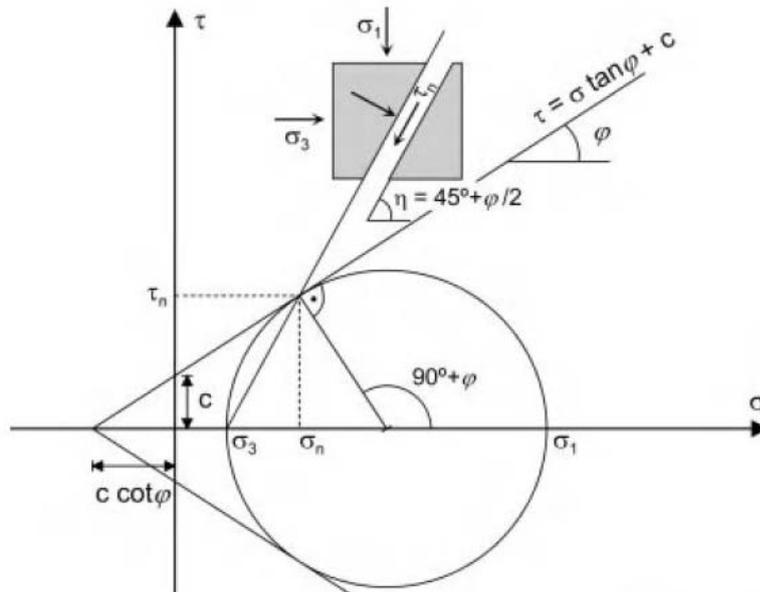


Abb. 31 Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (Pimentel, 2008)

Die Theorie von Boussinesq/ Résal/ Caquot (Caquot et al, 1973) besagt, dass sich die Bodenspannungen ausgehend vom Kopfpunkt der Wand geradlinig entlang von Strahlen mit der Tiefe erhöhen, woraus umfangreiche Zahlentafeln abgeleitet wurden.

Ebenfalls stellte Pregl (2002) auf der Grundlage Sokolowskis Charakteristikverfahrens Zahlentafeln und analytische Gleichungen auf, welche für verschiedene Wand-, Gelände-, und Erddruckneigungen im Falle des passiven Erddrucks aus Bodeneigengewicht, Auflasten und Kohäsion gültig sind. Ferner kann die Form der Gleitfläche gefunden werden. Dieses Verfahren dient als Grundlage zur passiven Erddruckberechnung in der ÖNORM B 4434 (1993) und DIN 4085 (2017).

Durch Kombination von Zonenbrüchen und Starrkörperbereichen erarbeitete Goldscheider (2000) ein Näherungsverfahren, welches es ermöglicht, Aussagen über die Kinematik bei Zonenbrüchen anzustellen. (Hettler, 2008)

### 3.8.3 Sonstige Methoden

- **Versuche und Messungen:**

Mit kleinmaßstäblichen Versuchen können Parameterstudien mit geringerem Aufwand als bei Großversuchen bewerkstelligt werden. Die Schwierigkeiten dabei liegen in den Ähnlichkeitsforderungen der Modellgesetze, welche durch aufwendigere Zentrifugenversuche besser erfüllt werden können. Kaum für Parameterstudien geeignet sind Großversuche, welche mit einem enormen

Zeitaufwand verbunden sind. Es ergibt sich als sinnvoller, wenn möglich, Messungen an ausgeführten Bauwerken durchzuführen. (Hettler, 2008)

- **Numerische Methoden:**

Diese Methoden, insbesondere die Finite-Elemente-Methode (FEM), haben sich durch ihre zahlreichen Vorteile hinsichtlich Modellierung, Stoffgesetze und viele weitere Qualitäten, stark etabliert. Die FEM erkennt statische und kinematische Randbedingungen und gibt nicht nur Aufschluss über die Tragfähigkeit, sondern (in Abhängigkeit des verwendeten Materialgesetzes) auch über den Gebrauchszustand und die zugehörigen Verformungen. Als weitere numerische Methode kann die Diskrete-Elemente-Methode (DEM) angesprochen werden. (Hettler, 2008)

- **Mikroskopische Theorien:**

Dieser, im Vergleich zu anderen Methoden, völlig anderwärtige Zugang, setzt sich mit dem einzelnen Bodenkorn und den Korn-zu-Korn-Kontakten auseinander. Unter anderem die Weiterleitung der Kräfte innerhalb des Materials, die Auswirkung auf die Kräfte bei sich verändernder Mikrostruktur und die Rolle von Korn-zu-Korn-Kontakten sind dabei zentrale Fragestellungen, die nur schwer mittels kontinuumsmechanischer Herangehensweise darzustellen sind. Genauere Informationen können bei Thornton (2000) gefunden werden. (Hettler, 2008)

## 4 Analytische Berechnung des Erddrucks auf eine Winkelstützmauer

Trotz Einführung des Eurocode 7 gehen die Meinungen in der Berechnung von Erddrücken auf Stützbauwerke in den europäischen Staaten auseinander. Nach wie vor gibt es unterschiedliche nationale Festlegungen und Ergänzungen zum Eurocode, welche unterschiedliche Ansätze vorschlagen und somit auch Unterschiede in den Ergebnissen liefern. Zudem finden sich in der Praxis oft andere Lösungen für den Erddruckansatz.

Inhalt dieses Kapitels ist es, anhand des Beispiels einer Winkelstützmauer, analytische Berechnungen des Erddrucks mit dem jeweiligen Ansatz und der dazugehörigen Vorgehensweise durchzuführen, auszuwerten, Parameter zu variieren und etwaige Abweichungen der unterschiedlichen Normen darzustellen und diese gegebenenfalls kritisch zu hinterleuchten.

### 4.1 Verwendete Normen

Diese Arbeit konzentriert sich auf deutschsprachige Normen und deren Unterschiede bezüglich Erddruckansätze, –und berechnung, deswegen sollen die hierfür relevanten österreichischen, deutschen und schweizer Normen kurz vorgestellt und deren Koexistenz zum Eurocode verständlich gemacht werden.

#### 4.1.1 Europäische Normung, Eurocode 7

Im Bauwesen gliedern sich die europaweit vereinheitlichten Eurocodes in zehn Hauptgruppen (EN 1990, Eurocode 0 bis EN 1999, Eurocode 9), erstellt von der Kommission der Europäischen Gemeinschaft. Eine Hauptgruppe davon, der Eurocode 7 (EN 1997 mit dem Titel „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“), beschäftigt sich mit den geotechnischen Fragestellungen und Anforderungen an diverse Tragwerke, angefangen von Grundlagen der Bemessung bis hin zur Bauüberwachung, Gründungen, Anker, Stützbauwerke usw.. Dieser unterteilt sich wiederum in zwei Teile (siehe Abb. 32). In Verbindung mit dem Eurocode 7 wird immer der Eurocode 0 (EN 1990, „Grundlagen der Tragwerksplanung“) angewendet.

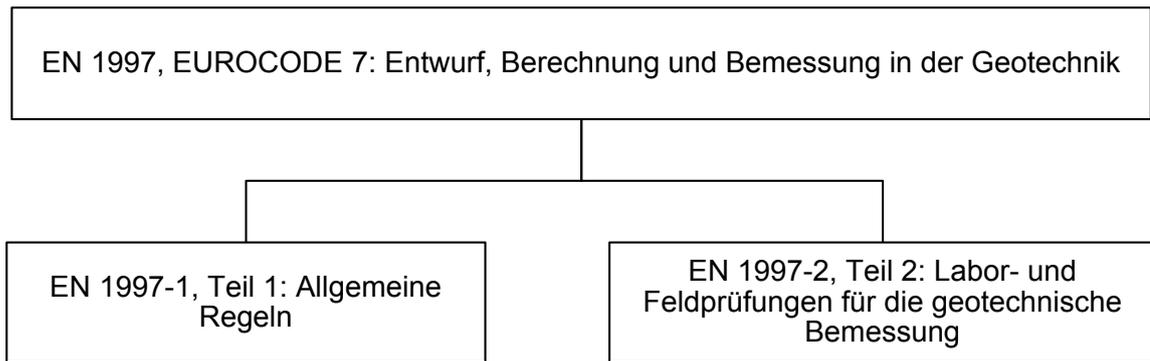


Abb. 32 Untergliederung des Eurocode 7

Die Einführung der Eurocodes im Allgemeinen bringt den Vorteil von einheitlichen Entwurfskriterien und vereinfachten Austausch von Dienstleistungen. Die Nachweisführung nach dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept kann als wesentlichste technische Veränderung genannt werden. (Austrian Standards Institute, kein Datum)

Für die vorliegende Arbeit ist vor allem Teil 1 (EN 1997-1) von Bedeutung: Dieser behandelt das Thema Stützbauwerke und liefert im Anhang C Beispiele zur Ermittlung von Erddrücken. Er ist sowohl in Österreich, Deutschland als auch in der Schweiz gültig.

#### 4.1.2 Österreichische Normung (ÖNORM)

Nationale Festlegungen und Ergänzungen in Österreich zum oben genannten europäisch vereinheitlichten Eurocode 7, Teil 1: Allgemeine Regeln (EN 1997-1) liefern die untergeordneten nationalen Normen ÖNORM B 1997-1-1 bis ÖNORM B 1997-1-6. Interessant erscheint hierfür das noch nicht veröffentlichte Dokument ÖNORM B 1997-1-4 „Erddruckberechnung und Stützbauwerke“, vergleichbar mit der derzeit noch gültigen ÖNORM B 4434 „Erddruckberechnung“. ÖNORM B 4434 beinhaltet Berechnungen sowie Ansätze des Erddrucks auf Stützbauwerke, im ebenen und räumlichen Fall für die Grenzzustände und Zwischenwerte.

#### 4.1.3 Deutsche Normung (DIN)

Zur nationalen Regelung der Erddruckberechnungen wird in Deutschland die DIN 4085 „Baugrund – Berechnung des Erddrucks“ verwendet. Sie enthält, wie die ÖNORM B4434, Berechnungen und Ansätze für verschiedene Fälle des Erddrucks. Ergänzungen zur EN 1997-1 liefert im Weiteren die DIN 1054 „Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1“, die DIN EN 1997-1/NA bildet den nationalen Anhang.

#### 4.1.4 Schweizer Normung (SIA)

SIA 260.001 bis SIA 267.001 entsprechen den Eurocodes 0 bis 9. SIA 260.801 beinhaltet den Eurocode 8 und SIA 263.901 den Eurocode 9. Die sogenannten Swisscodes SIA 260 bis 267 lehnen sich teilweise an die Eurocodes an. Die Geotechnik wird im SIA 267 („Geotechnik“) behandelt, sie ähnelt der EN 1997-1. „Geotechnik – Ergänzende Festlegungen“ werden in der SIA 267/1 behandelt. SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“ beinhaltet Allgemeines zum Erddruck und dessen Ermittlung. Weitere praxisnähere Hilfestellungen bieten außerdem die SIA D 0187 „Geotechnik – Einführung in die Norm SIA 267“ und die SIA D 0197 „Geotechnik – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267“, die durchgerechnete Beispiele enthält.

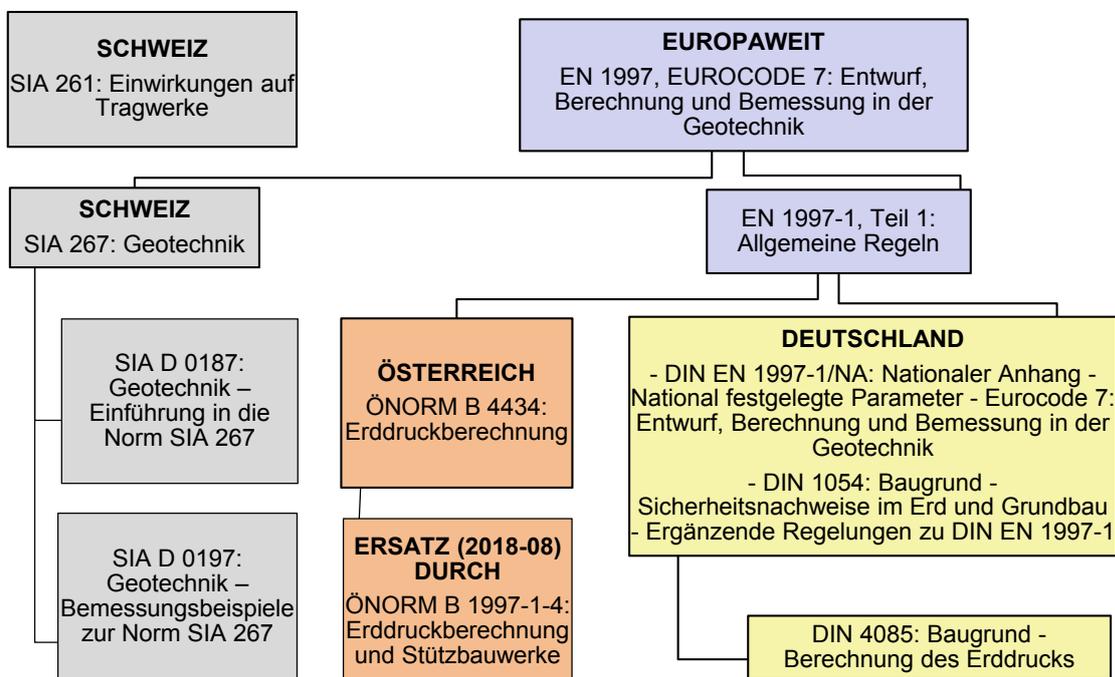


Abb. 33 Gliederung der europaweit und national deutschsprachigen gültigen relevanten Normen in Bezug auf die Erddruckberechnung auf Stützbauwerke

## 4.2 Aufgabenstellung

Eine Winkelstützmauer mit den in Tab. 4 angegebenen Abmessungen soll erbaut werden. Der homogene Untergrund beinhaltet kein Grundwasser. Zusätzlich soll in einer der Berechnungen eine gleichmäßig verteilte vertikale Oberflächenlast  $p_v$  bezogen auf 1 m Mauerbreite von  $10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden.

Das Beispiel soll mit den Ansätzen und Empfehlungen der unterschiedlichen Normen berechnet werden, dabei werden die Einflüsse einzelner Parameter untersucht. Vorrangig werden nur jene Parameter variiert, welche von Bedeutung erscheinen bzw. unterschiedliche Ergebnisse erwarten lassen. Es handelt sich konkret um folgende Parameter:

- Böschungsneigung  $\beta$  (Annahme einer ebenen (aber nicht zwingend horizontalen) Geländeoberfläche),
- Reibungswinkel  $\varphi$ ,
- Kohäsion  $c$ ,
- Gleichmäßig verteilte Oberflächenlast  $p_v$ .

Ausgangsgrößen in jeder Berechnung sollen einerseits immer

- die Resultierende der Erddruckkraft aus allen erddruckerzeugenden Anteilen in Abhängigkeit des jeweiligen Parameters

und andererseits, wenn notwendig,

- der Erddruck als Spannungskomponente in Abhängigkeit der Höhe der Stützmauer

sein.

Die Ergebnisse sollen für weiterführende Berechnungen (z.B. Nachweise in den geotechnischen Grenzzuständen wie Grundbruchwiderstand, Gesamtstandsicherheit, Gleitwiderstand, aber auch für die Bemessung der Winkelstützmauer selbst) als Einwirkungen genutzt werden, um realitätsnahe Belastungen ansetzen zu können und die Dimensionierung in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht zu optimieren. Je nach geotechnischen oder konstruktiven Grenzzuständen gestaltet sich der Ansatz bzw. die Berechnung des Erddrucks unterschiedlich. Deshalb werden die äußere und die innere Standsicherheit gesondert betrachtet.

Im Anschluss an die Vergleiche sollen die Auswirkungen der Erddruckkraft auf die Nachweise exemplarisch durch die Ermittlung der Momente für einen Kipp-Nachweis für die innere und äußere Standsicherheit mittels eines Parametersatzes ohne Teilsicherheiten aufgezeigt werden.

Die nachfolgende Abb. 34 und Tab. 4 geben eine Übersicht über alle verwendeten Parameter und Bezeichnungen.

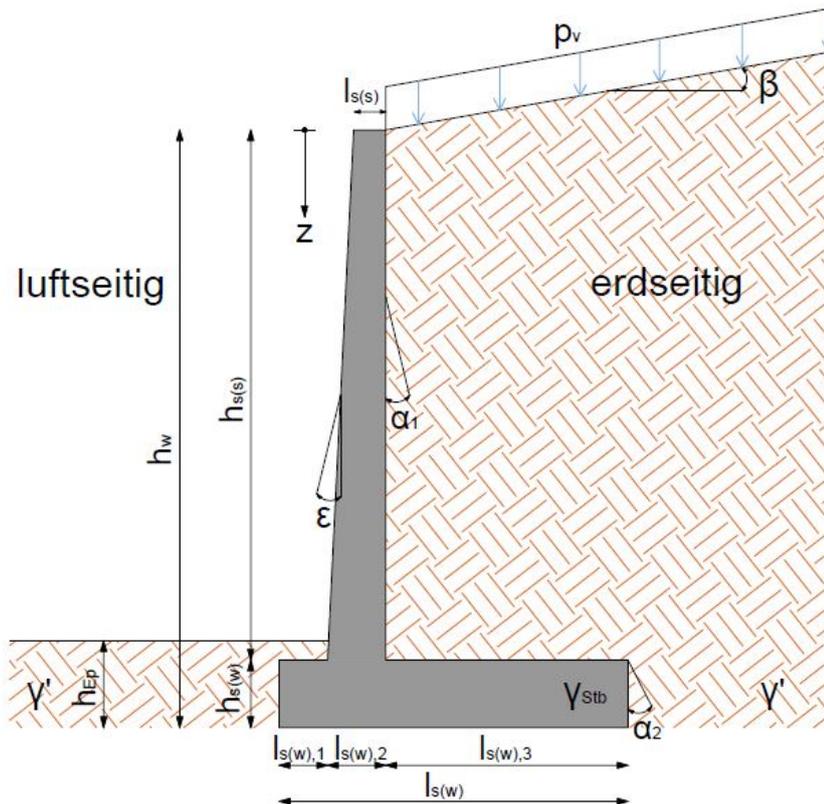


Abb. 34 Skizze Beispiel Winkelstützmauer

Tab. 4 Bodenkennwerte und Abmessungen der Winkelstützmauer für die Berechnung des Erddrucks

	Bezeichnung des Parameters	Symbol	Einheit	Wert	Wert bei Variation eines anderen Parameters
Bodenkennwerte	Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	variiert	35 (20 bei $c=var.$ )
	Wichte	$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	variiert	22
	Kohäsion	$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	variiert	0
	Böschungsneigung erdseitig	$\beta$	[°]	variiert	0
Auf-lasten	Gleichmäßig verteilte vertikale Oberflächenlast	$p_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	variiert	0
Winkelstützmauer	Wandneigung des vertikalen Schenkels, erdseitig	$\alpha_1$	[°]	0 / 90° - $\vartheta'$ (0 / 5 bei $\beta = var.$ )	
	Wandneigung des horizontalen Schenkels, erdseitig	$\alpha_2$	[°]	0	
	Wandneigung, luftseitig	$\varepsilon$	[°]	2,81 (20:1)	
	Höhe des vertikalen Schenkels	$h_{s(s)}$	[m]	5,5	
	Höhe des horizontalen Schenkels	$h_{s(w)}$	[m]	0,7	
	Gesamthöhe der Winkelstützmauer	$h_w$	[m]	6,2	
	Höhe von der UK des horizontalen Schenkels bis zur GOK, luftseitig	$h_{Ep}$	[m]	0,9	
	Teillänge des horizontalen Schenkels, luftseitig	$l_{s(w),1}$	[m]	0,5	
	Teillänge des horizontalen Schenkels, mittlerer Bereich der Mauer	$l_{s(w),2}$	[m]	0,6	
	Teillänge des horizontalen Schenkels, erdseitig	$l_{s(w),3}$	[m]	2,5	
	Gesamtlänge des horizontalen Schenkels	$l_{s(w)}$	[m]	3,6	
Breite der Mauerkrone	$l_{s(s)}$	[m]	0,33		

### 4.3 Analytische Erddruckberechnung (Ansätze, Annahmen und Vorgehensweise)

Kapitel 4.3 soll neben der Vorgehensweise für die gegebene Problemstellung auch Besonderheiten, Annahmen und verschiedene Ansätze in den einzelnen Normen erklären. Für alle Berechnungen gelten die in der Aufgabenstellung (4.2, Abb. 34/ Tab. 4) erwähnten bzw. die unter den jeweiligen Unterpunkten angeführten, aus der entsprechenden Norm entnommenen Bezeichnungen und Variablen. Falls notwendig, erfolgt eine genaue Anführung von Formeln oder Annahmen; andernfalls sei auf den Anhang verwiesen, welcher die gesamte Berechnung inklusiver verwendeter Gleichungen für einen ausgewählten Parametersatz wiedergibt.

#### 4.3.1 Allgemeine einheitliche Annahmen und Erklärungen

Als erster Punkt werden die Vorzeichenkonventionen der Winkel in den drei Normen behandelt. Die deutsche und österreichische Norm hat dieselbe Konvention, lediglich in der Schweiz unterscheidet sich der Wandneigungswinkel  $\alpha$  im Vorzeichen (Abb. 35). Dadurch ist der Unterschied in der Berechnung der Horizontalkomponente bzw. Vertikalkomponente in der ÖNORM und DIN laut Gleichung 3 und 4 (siehe Abschnitt 3.1) und in der Schweiz mit

$$x_h = x * \cos(\delta - \alpha) \quad ( 11 )$$

$$x_v = x * \sin(\delta - \alpha) \quad ( 12 )$$

$x$	[kN]	Variable
$x_h$	[kN]	Horizontalkomponente der Variable
$x_v$	[kN]	Vertikalkomponente der Variable
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel
$\delta$	[°]	Neigungswinkel des Erddrucks

erklärt. Kommt es im Falle verschiedener Erddrücke auf verschiedene Abschnitte (Fall b in den nachfolgenden Unterkapitel) und damit zu abschnittsweise verschiedenen Wandneigungs- und Erddruckneigungswinkel fließen bei der Berechnung der gesamten Erddruckkraft die Winkel anteilmäßig in die Umrechnung auf die Horizontal- bzw. Vertikalkomponenten ein.

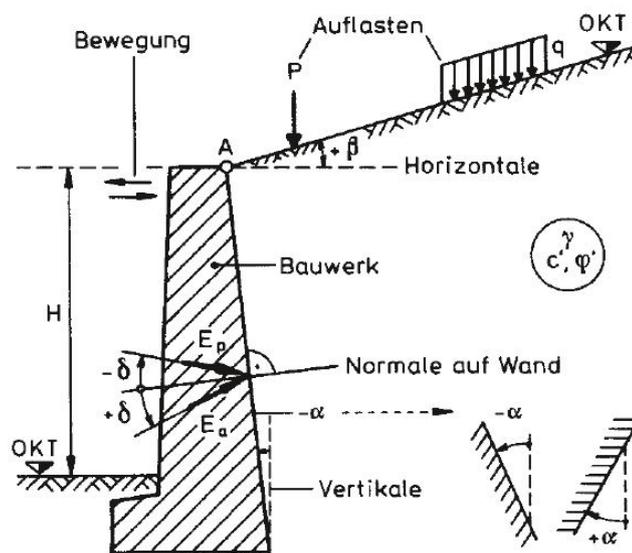
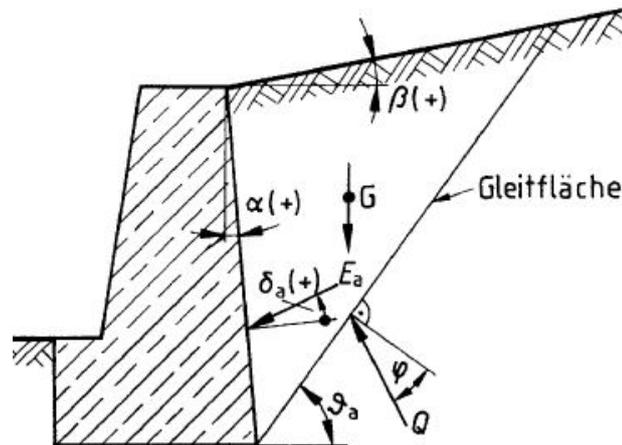


Abb. 35 Verwendete Bezeichnungen und Vorzeichen zur Berechnung des (aktiven) Erddrucks, oben: laut ÖNORM (entspricht DIN) (ÖNORM B 4434, 1993), unten: in der SIA (Lang et al, 2007)

Ist der Wandreibungswinkel im aktiven Grenzzustand  $\delta_a$  nicht klar vorgegeben, wird der Wert unter Annahme der Wandbeschaffenheit  $rau$  für die ebene Gleitfläche (Tab. 5) mit  $2/3 \varphi$  gewählt. Alle Normen verwenden dieselben Werte in Abhängigkeit der Wandrauigkeit (ÖNORM B4434: Tab. 2; DIN 4085: Tab. A.1; SIA 261: Abschnitt 4.3.2.3).

Tab. 5 Wandreibungswinkel in Abhängigkeit der Beschaffenheit der Wandfläche (adaptiert nach DIN 4085 (2017))

Beschaffenheit der Wandfläche	Wandreibungswinkel	
	gekrümmte Gleitflächen	ebene Gleitflächen
<b>verzahnt:</b> z.B. Einbringung des Wandbetons, sodass eine Verzahnung mit dem angrenzenden Boden entsteht	$\varphi'$	$\frac{2}{3} * \varphi'$
<b>rau:</b> z.B. unbehandelte Oberflächen von Stahl, Beton oder Holz	$\leq 27,5^\circ$ $\leq \varphi' - 2,5^\circ$	$\frac{2}{3} * \varphi'$
<b>weniger rau:</b> z.B. verwitterungsfesten, plastisch nicht verformbare Kunststoffplatten zur Wandabdeckung	$\frac{\varphi'}{2}$	$\frac{\varphi'}{2}$
<b>glatt:</b> z.B. stark schmierige Hinterfüllung, Dichtungsschicht, die keine Übertragung von Schubkräften ermöglicht	0	0

Für den Wandreibungswinkel bei Berechnung des Erdrudrucks wird in der ÖNORM ein Winkel von  $\delta_0 = 0$  und in den anderen beiden Normen  $\delta_0 = \beta$  (unter gewissen Umständen ist in der DIN  $\delta_0$  Teil der Lösung) befürwortet. (Hettler, 2017) (SIA 261: 2014, 2014) (ÖNORM B 4434, 1993)

Weiterführend gehen die Berechnungen immer von einer Drehung um den Wandfuß aus. Aus diesem Grund können die Erddruckverteilungen aus der Eigenlast des Bodens vereinfacht laut DIN als dreieckig angenommen werden. Die Erddruckverteilungen aus Kohäsion sowie aus der gleichmäßig verteilten Oberflächenlast sind konstant. Die SIA gibt Erddruckverteilungen in Abhängigkeit des Baugrunds und der Abstützungen an. Für locker gelagerte Böden, mit beliebiger Abstützung des Bauwerks, wie es hier der Fall ist, wird ebenso die dreiecksförmige Erddruckverteilung erforderlich.

Bei kohäsiven Böden werden resultierende Kräfte und Angriffspunkte auf der sicheren Seite liegend zur Vereinfachung folgendermaßen berechnet: Dem tiefenabhängigen Erddruck aus Bodeneigenlast  $e_{agh}(z)$  wird der Erddruck aus Kohäsion  $e_{ach}$  in der entsprechenden Tiefe abgezogen und erst danach die Resultierende mit Annahme einer Dreiecksverteilung berechnet. Zusätzlich sei erwähnt, dass der Angriffspunkt der resultierenden Erddruckkraft in z-Richtung immer ausgehend vom höchsten Punkt der Stützmauer bestimmt wird (siehe Abb. 34). (SIA 261: 2014, 2014)

### 4.3.2 ÖNORM

Die Ermittlung des Erddruckes ist in der ÖNORM B 4434 (1993) in Kapitel 8 *Ermittlung des Erddruckes* zu finden. Im speziellen Fall einer Winkelstützmauer liefert Kapitel 8.6 *Erddruck auf Winkelstützmauern* Hilfestellung.

Wie schon angesprochen, wird zwischen dem Erddruck zur Berechnung der äußeren Standsicherheit und dem Erddruck zur Berechnung der inneren Standsicherheit unterschieden. Für beide Berechnungen werden die Erddruckbeiwerte nach den Gleichungen 13-17 ermittelt. Beim aktiven Erddruckbeiwert aus Eigenlast des Bodens kann auf zwei Varianten zurückgegriffen werden: Einerseits auf jene, bei der nur die Eigenlast des Bodens wesentlichen Einfluss besitzt, somit der Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  und in weiterer Folge der aktive Erddruckbeiwert nur unter dessen Einfluss berechnet wird (Gleichung 14). Andererseits die Variante des aktiven Erddruckbeiwerts für eine beliebige Gleitfläche (Gleichung 13), dessen Ergebnis sich nur in der dritten Nachkommastelle von jenem der Gleichung 14 unterscheidet. Jedoch wird das Eintreten der ersten Variante trotz des geringen Unterschiedes durch die Annahme einer gleichmäßig verteilten Oberflächenlast  $p_v=0$  und einer Kohäsion  $c=0$  berücksichtigt. Treffen beide Annahmen nicht gleichzeitig ein, erfolgt die Berechnung des Erddruckbeiwerts nach Gleichung 13. Aktive Erddruckbeiwerte infolge Kohäsion und infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast, sowie den Erdruhedruckbeiwert liefern die Gleichungen 15 bis 17.

$$K_{ay} = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2(\alpha)} * \frac{\cos(\vartheta - \alpha) * \sin(\vartheta - \varphi)}{\sin(\vartheta - \beta) * \cos(\vartheta - (\omega_a + \varphi))} \quad (13)$$

$$K_{ay} = \frac{1}{\cos(\alpha + \delta_a)} * \left[ \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos(\alpha) * \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) * \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2 \quad (14)$$

$$K_{ac} = \frac{-2 * \cos(\alpha - \beta) * \cos(\varphi)}{\cos(\alpha) * (1 + \sin(\omega_a + \varphi - \beta))} \quad (15)$$

$$K_{av} = K_{ay} * \frac{\cos(\alpha) * \cos(\beta)}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (16)$$

$$K_0 = \cos^2(\beta) \frac{\sin(\varphi) - \sin^2(\varphi)}{\sin(\varphi) - \sin^2(\beta)} * (1 + \sin(\beta)) * \sqrt{\frac{\sin(\varphi) * (1 - \sin(\varphi))}{\sin(\varphi) * (1 + \sin^2(\beta)) - \sin^2(\beta) * (1 + \sin^2(\varphi))}} \quad (17)$$

$K_0$	[-]	Erdruchdruckbeiwert
$K_{ac}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion
$K_{ay}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge der Eigenlast des Bodens
$K_{av}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten Oberflächenlast
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel
$\beta$	[°]	Böschungsneigungswinkel
$\delta_a$	[°]	Neigungswinkel des aktiven Erddrucks
$\vartheta$	[°]	Gleitflächenwinkel
$\varphi$	[°]	Innerer Reibungswinkel
$\omega_a$	[°]	Neigung des aktiven Erddrucks zur Horizontalen

### Erddruck zur Berechnung der äußeren Standsicherheit

Grundsätzlich wird in der ÖNORM bei der Berechnung des Erddrucks auf eine Winkelstützmauer für die äußere Standsicherheit der aktive Erddruck als Ansatz gewählt. Die Nachgiebigkeit bzw. mindestens erforderlichen Bewegungen des Bauwerkes lässt man unberücksichtigt. Tatsächlich sollten diese Größen aber für die Ermittlung des wirklichkeitsnächsten Erddruckansatzes einfließen. In der ÖNORM, als auch im übergeordneten Eurocode 7 (EN 1997-1) gibt es für nichtbindige Böden je nach Bewegungsart des Stützbauwerkes und je nach Lagerungsdichte Richtwerte für das Ansetzen der Grenzzustände in Relation zur erforderlichen Bewegung (Abschnitt 3, Tab. 1). Die Verträglichkeit dieser Grenzen sollte mit dem gewählten Ansatz übereinstimmen. Diese Bedingung soll hier als erfüllt gelten. Mit der Voraussetzung des aktiven Erddrucks als Ansatz wird allerdings trotzdem zwischen zwei auftretenden Fällen differenziert. Entscheidend dabei ist der zugehörige Gleitflächenwinkel  $\vartheta$  und die Länge des erdseitigen waagrechten Schenkels  $l_{s(w),3}$ . Liegt der Schnittpunkt (CD) oberhalb der Wandrückseite, stellt sich Fall a (Abb. 36 a) ein, der aktive Erddruck wird nur in zwei Bereichen unterschiedlich angesetzt. Liegt der Schnittpunkt der Gegengleitfläche (CF mit der Neigung  $\vartheta'$ ) jedoch auf der Wandrückseite des vertikalen Schenkels tritt Fall b ein, der aktive Erddruck wird in drei Abschnitten unterschiedlich angesetzt (siehe Abb. 36 b).

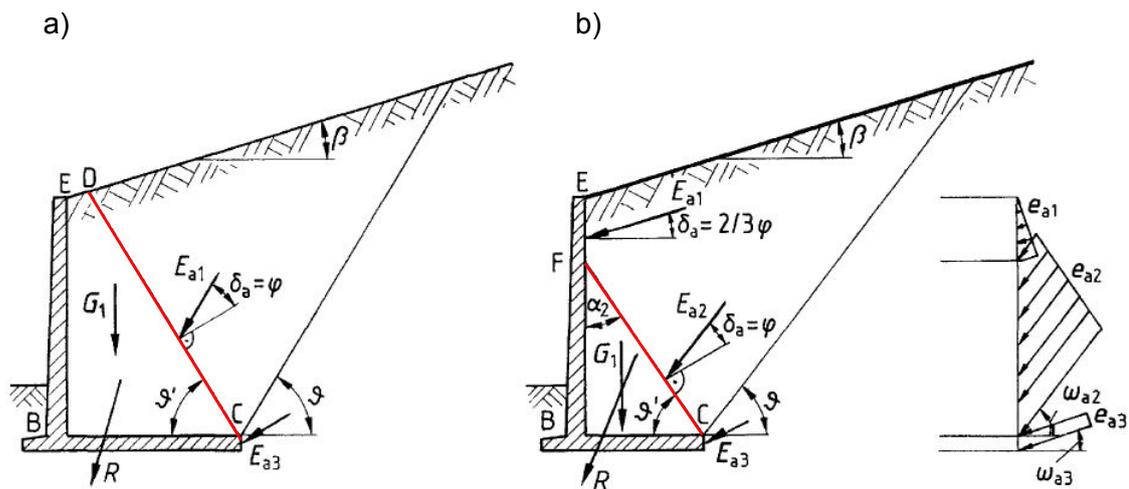


Abb. 36 Aktiver Erddruck auf eine Winkelstützmauer zur Berechnung der äußeren Standsicherheit laut ÖNORM a) Fall a: Schnittpunkt oberhalb der Mauerrückseite b) Fall b: Schnittpunkt auf der Mauerrückseite (ÖNORM B 4434, 1993)

Laut ÖNORM sind der Gleitflächenwinkel und der Gegengleitflächenwinkel bei der Erddruckberechnung auf eine Winkelstützmauer wie folgt zu ermitteln:

$$\vartheta = \frac{1}{2} * (\cos^{-1}(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi}) + \varphi + \beta) \quad (18)$$

$$\vartheta' = 90 - \vartheta + \varphi \quad (19)$$

$\beta$	[°]	Böschungsneigungswinkel
$\vartheta$	[°]	Gleitflächenwinkel
$\vartheta'$	[°]	Gegengleitflächenwinkel
$\varphi$	[°]	Innerer Reibungswinkel

• **Fall a:**

$E_{a1}$  bezeichnet die unter dem Wandreibungswinkel  $\delta_a = \varphi$  geneigte Erddruckkraft, welche auf die fiktiven Wandrückseite unter der Neigung  $\alpha = 90 - \vartheta'$  zur Vertikalen über den gesamten senkrechten Schenkel bis hin zum Schnittpunkt mit der Böschung (Abschnitt DC in Abb. 36 a) wirkt. Der Erddruck wird mit der Höhe  $h_t$  (Lotrechte Höhe des Abschnittes DC) berechnet.  $E_{a3}$  beschreibt die auf den waagrechten Schenkel wirkende Erddruckkraft, geneigt unter dem Wandreibungswinkel  $\delta_a = 2/3 \varphi$ .

• **Fall b:**

$E_{a1}$  beschreibt hierbei die Erddruckkraft im obersten Bereich der Mauer (Bereich EF in Abb. 36 b), mit dem Wandreibungswinkel  $\delta_a = 2/3 \varphi$ , wirkend auf die tatsächlich vorhandene Wandrückseite ( $\alpha_1$ ).  $E_{a3}$  und  $E_{a2}$  (letztere Kraft entspricht  $E_{a1}$  im Fall a) werden analog zu Fall a angenommen.

Sowohl für  $E_{a1}$ ,  $E_{a2}$  als auch für  $E_{a3}$  werden alle erddruckerzeugenden Anteile (Eigengewicht des Bodens, gegebenenfalls Kohäsion und gleichmäßig verteilte vertikale Auflast) aufsummiert, um die resultierende aktive Erddruckkraft zu erhalten.

Bei kohäsiven Böden ist im Bereich des senkrechten Schenkels die Einhaltung des Mindesterdrukkes  $\min e_{ah}$  zu überprüfen. Die Grenztiefe  $z_{\min ea,h}$ , bis zu welcher der Mindesterdruk anzusetzen ist, wird durch Gleichsetzen des aktiven horizontalen Erddrucks zufolge Eigengewicht des Bodens und Kohäsion ( $e_{ay,h} + e_{ac,h}$ ) mit dem Mindesterdruk erreicht. Im Fall b ist zu berücksichtigen, dass sich die Grenztiefe auch im Bereich der Erddruckkraft  $E_{a2}$  befinden kann (Gleichung 21). Der Mindesterdruk selbst unterliegt der Annahme entsprechend Gleichung 22.

$$z_{\min ea,h} (\leq h_{Ea1}) = \frac{K_{ac1,h} * c}{\gamma' * (0,2 - K_{ay1,h})} \quad (20)$$

$$z_{\min ea,h} (> h_{Ea1}) = \frac{K_{ac2,h} * c}{\gamma' * (0,2 - K_{ay2,h})} \quad (21)$$

$$\min e_{ah} = 0,2 * \gamma' * z_{\min ea,h} \quad (22)$$

$K_{ac1,h}$	[-]	Aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Kohäsion für $E_{a1}$
$K_{ac2,h}$	[-]	Aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Kohäsion für $E_{a2}$
$K_{ay1,h}$	[-]	Aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast für $E_{a1}$
$K_{ay2,h}$	[-]	Aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast für $E_{a2}$
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion
$h_{Ea1}$	[m]	Höhe, auf welche die Erddruckkraft $E_{a1}$ im Fall b der äußeren Standsicherheit wirkt
$\min e_{a,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mindesterdruk
$z_{\min ea,h}$	[m]	Grenztiefe, bis zu welcher der Mindesterdruk wirkt
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Effektive Wichte

### Erddruck zur Berechnung der inneren Standsicherheit

Unter der Berücksichtigung der Nachgiebigkeit und der Biegesteifigkeit des vertikalen Schenkels werden bei der Bemessung der Konstruktionsteile drei mögliche Ansätze verwendet:

- Aktiver Erddruck über die gesamte Mauerrückseite im Falle eines nachgiebigen bzw. hohen, schlanken Schenkels.

Bei einem unnachgiebigen bzw. dicken, niedrigem Schenkel wird entweder der

- Erdruhedruck über die gesamte Mauerrückseite (Abb. 37 a)

oder der

- aktive Erddruck im oberen Bereich EF der Mauerrückseite, Erdruhedruck im Bereich darunter (siehe Abb. 37 b)

verwendet, abhängig vom Schnittpunkt der Gleitfläche mit der Wandrückseite (siehe auch Erddruck zur Berechnung der äußeren Standsicherheit). Wann und nach welchen Kriterien ein Schenkel als unnachgiebig oder nachgiebig bzw. schlank oder dick einzustufen ist, wird in der ÖNORM nicht behandelt. Tatsächlich wird in der Praxis der Erdruhedruck mit einem Neigungswinkel von  $\delta_0 = 0^\circ$  als Ansatz gewählt.

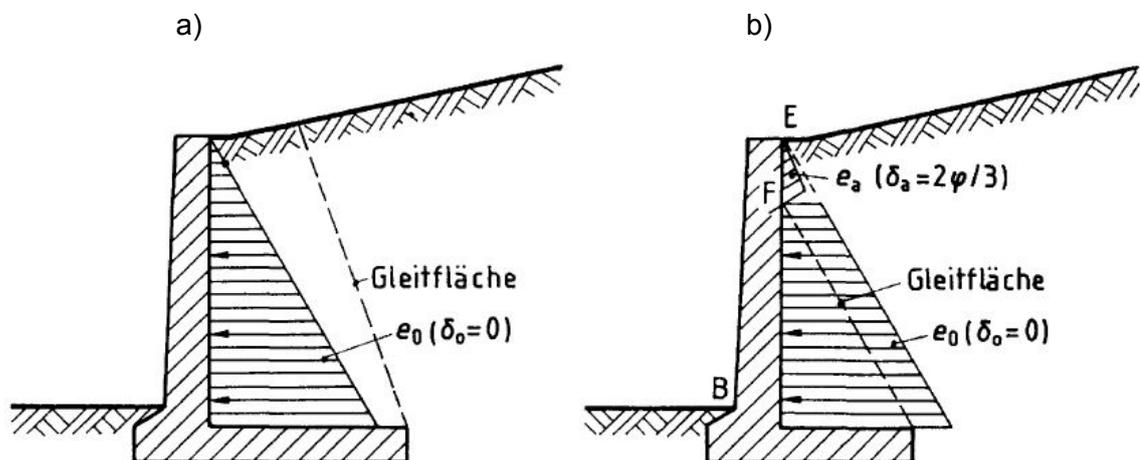


Abb. 37 Erddruckansätze auf eine Winkelstützmauer zur Berechnung der inneren Standsicherheit laut ÖNORM a) Erdruhedruck über die gesamte Mauerrückseite b) Aktiver Erddruck im Bereich EF, Erdruhedruck im unteren Bereich (ÖNORM B 4434, 1993)

Wie in der Abb. 37 ersichtlich, wird der Erddruck zur Berechnung der inneren Standsicherheit nur im Bereich des vertikalen Schenkels ermittelt.

Analog zur äußeren Standsicherheit werden auch hier alle erddruckerzeugenden Anteile addiert, um eine Resultierende zu erhalten; sei es nun die aktive Erddruckkraft  $E_a$ , der Erdruhedruck  $E_0$  oder beide. Im Falle des Erdruhedrucks kann ein Anteil aus der Kohäsion nicht anfallen. Daher kann der Mindesterdruhdruk bei Ansetzen des aktiven Erddrucks im oberen und des Erdruhedrucks im unteren Bereich nur im oberen Bereich des aktiven Erddrucks auftreten. Dafür gelten ebenfalls die bei der äußeren Standsicherheit angeführten Gleichungen 20 und 22. (ÖNORM B 4434, 1993)

### 4.3.3 DIN

Die deutsche Norm DIN 4085 (2017) enthält Bestimmungen zur Berechnung des Erddrucks für unterschiedliche Fragestellungen. Kapitel 6.2.3 *Erddruck auf Winkelstützwände* sowie *Anhang B, Tabelle B.1* fasst detailliertere Aussagen zum Erddruckansatz auf eine Winkelstützmauer.

Die Erddruckbeiwerte in der DIN gestalten sich nach den Gleichungen 23-25. Die aktiven Erddruckbeiwerte sind ident mit denen der ÖNORM, lediglich wird hier die horizontale Komponente angegeben.

$$K_{agh} = \left[ \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos(\alpha) * \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) * \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2 \quad (23)$$

$$K_{ach} = \frac{2 * \cos(\alpha - \beta) * \cos(\varphi) * \cos(\alpha + \delta_a)}{\cos(\alpha) * (1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta))} \quad (24)$$

$$K_{aph} = K_{agh} * \frac{\cos(\alpha) * \cos(\beta)}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (25)$$

$K_{ach}$	[-]	Horizontaler aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion
$K_{agh}$	[-]	Horizontaler aktiver Erddruckbeiwert infolge der Eigenlast des Bodens
$K_{aph}$	[-]	Horizontaler aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten Oberflächenlast
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel
$\beta$	[°]	Böschungsneigungswinkel
$\delta_a$	[°]	Neigungswinkel des aktiven Erddrucks
$\varphi$	[°]	Innerer Reibungswinkel

Die Zusammensetzung des Erdruhedruckbeiwerts gestaltet sich je nach Gelände- und Wandneigung unterschiedlich.

Bei nicht vorbelasteten Boden darf der Erdruhedruckbeiwert bei waagrechten Gelände und vertikaler Wand ( $\alpha = \beta = 0$ ) nach der Gleichung

$$K_{0g} = K_{0gh} = (1 - \sin(\varphi)) \quad (26)$$

$K_{0g}$	[-]	Erdruhedruckbeiwert infolge Bodeneigenlast
$\varphi$	[°]	Innerer Reibungswinkel

berechnet werden. Ist bei waagrechttem Gelände die Wand geneigt ( $\alpha \neq 0$ ,  $\beta = 0$ ) setzt sich der resultierende Erdruchdruck  $e_0$  aus den Komponenten in Gleichung 27 und 28 unter Einsatz von Gleichung 26 zusammen. Der Erddruckneigungswinkel wird erst im Nachhinein durch Gleichung 29 bestimmt.

$$e_{0,n} = \gamma * z * \left[ \frac{1+K_{0g}}{2} - \frac{1-K_{0g}}{2} * \cos(2 * \alpha) \right] \quad (27)$$

$$e_{0,t} = \gamma * z * \frac{1-K_{0g}}{2} * \sin(2 * \alpha) \quad (28)$$

$$\delta_0 = \tan^{-1} \left( \frac{e_{0,t}}{e_{0,n}} \right) \quad (29)$$

$e_{0,n}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Normalkomponente des Erdruchdrucks
$e_{0,t}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Schubkomponente des Erdruchdrucks
$z$	[m]	Tiefe
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte
$\delta_0$	[°]	Neigungswinkel des Erdruchdrucks

Bei geneigtem Gelände und vertikaler Wand ( $\alpha = 0$ ,  $\beta \neq 0$ ) gilt für den Grenzfall  $\beta = \varphi$  die Gleichung

$$K_{0gh,\beta=\varphi} = \cos^2(\varphi) \quad (30)$$

$K_{0gh,\beta=\varphi}$  [-]     Horizontaler Erdruchdruckbeiwert infolge Bodeneigenlast im Grenzfall  $\beta = \varphi$ .

Es darf im Falle einer Geländeneigung  $0 \leq |\beta| \leq \varphi$  näherungsweise zwischen den Gleichungen 26 und 30 interpoliert werden. Der Neigungswinkel des Erdruchdrucks ergibt sich durch  $\delta_0 = \beta$ .

Ist das Gelände sowie die Wand geneigt gibt es in der Literatur (Goldscheider (2017), Gudehus (1996), Weißenbach (1975)) mehrere Vorschläge, die dem Anhang zu entnehmen sind. Der Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten Auflast entspricht jenem infolge der Bodeneigenlast - in den Gleichungen 27 und 28 werden  $\gamma * z$  mit  $p_v$  ersetzt.

### Erddruck zur Berechnung der äußeren Standsicherheit

Welcher Ansatz für die Berechnung des Erddrucks für die äußere Standsicherheit geltend wird, ist in der DIN nicht explizit angeführt und steht, wie auch in der ÖNORM,

in Verbindung mit der richtigen Interpretation und einer Eigenverantwortung des Ingenieurs. Wiederum sollte der Erddruckansatz anhand der für einen Grenzzustand erforderlichen Wandbewegung (siehe Abschnitt 3, Tab. 1 nach Eurocode 7 bzw. DIN 4085) bzw. der in der deutschen Norm, hier in Tab. 2 (Abschnitt 3.5.2) gegebenen Erddruckansätze in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion angenommen werden. Demnach kommt entweder nur der aktive oder der erhöhte aktive Erddruck als Ansatz in Frage. Da laut Aufgabenstellung keine Einschränkungen hinsichtlich Platzverhältnissen, Untergrundverhältnissen und Verformungen gegeben sind, ist der Ansatz des aktiven Erddrucks als legitim einzustufen.

Die DIN schlägt vorrangig eine vereinfachte Berechnungsart am Schnitt ECD laut Abb. 38 vor (hier mit Fall c bezeichnet). Die Erddruckkraft wird an der fiktiven lotrechten Wand angesetzt und besitzt einen Neigungswinkel von  $\delta_a = \beta$ . Für kurze Schenkel liegt dieser Berechnungsansatz auf der sicheren Seite.

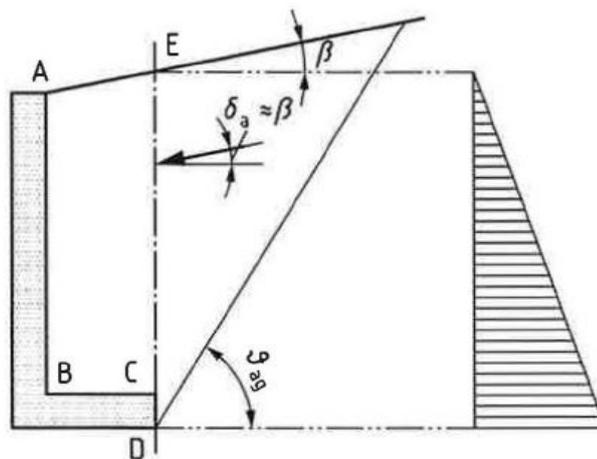


Abb. 38 Erddruck auf eine Winkelstützmauer zur Berechnung der äußeren Standsicherheit laut DIN, Fall c (DIN 4085, 2017)

Wie in der österreichischen Norm darf der Erddruck alternativ mit zwei Gleitflächen angesetzt werden. Liegt der Schnittpunkt der Gegengleitfläche  $\vartheta'_{ag}$  nicht auf der Wandrückseite sind wiederum nur zwei Erddruckkräfte zu berechnen: eine am waagrechten Schenkel, die andere auf der fiktiven unter  $\delta_a = \varphi$  geneigten Wandrückseite. Für genaue Erläuterungen sei auf Fall a und Fall b in der ÖNORM (Abschnitt 4.3.2) hingewiesen, die auch hier mit Fall a und Fall b bezeichnet werden sollen.

Der Gleitflächenwinkel (und Gegengleitflächenwinkel für die Alternativmethode) ist in Abhängigkeit des Geländeneigungswinkels und des Reibungswinkels folgendermaßen anzunehmen (Möller, 2006):

$$\vartheta_{ag} = \varphi + 90^\circ - \tan^{-1}\left(\tan(\varphi) + \frac{1}{\cos(\varphi)} * \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta)}{\sin(\varphi - \beta)}}\right) \quad (31)$$

$$\vartheta'_{ag} = 90 - \vartheta_{ag} + \varphi \quad (32)$$

$\beta$	[°]	Böschungsneigungswinkel
$\varphi$	[°]	Innerer Reibungswinkel
$\vartheta_{ag}$	[°]	Gleitflächenwinkel
$\vartheta'_{ag}$	[°]	Gegengleitflächenwinkel

Für weiterführende Berechnungen liegt der Unterschied in Fall a bzw. b im Vergleich zu Fall c in der Berechnung der Eigenlast des Erdkörpers, der im Fall c eine größere Fläche besitzt (Erdkörper ABCE lt. Abb. 38) als in den anderen Fällen.

### Erddruck zur Berechnung der inneren Standsicherheit

Zur Bemessung der Winkelstützmauer wird der Erddruck am Schnitt AB (siehe Abb. 38) berechnet. Welcher Ansatz dabei gewählt wird, ist vor allem von der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion abhängig. In der bereits in Abschnitt 3.5.2 angeführten Tab. 2 wird für die Bemessung des vertikalen Schenkels bei Winkelstützwänden der Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks empfohlen. Im Normalfall bedeutet das:

$$E'_{ah} = 0,5 * E_{ah} + 0,5 * E_{0h} \quad (33)$$

In Ausnahmefällen wird Gleichung 34 angewendet.

$$E'_{ah} = 0,25 * E_{ah} + 0,75 * E_{0h} \quad (34)$$

$E_{0h}$	[kN]	Horizontale Erdruhedruckkraft
$E_{ah}$	[kN]	Aktive horizontale Erddruckkraft
$E'_{ah}$	[kN]	Erhöhte aktive horizontale Erddruckkraft

Gleich der Berechnung in der ÖNORM werden alle erddruckerzeugenden Anteile (aus Eigengewicht des Bodens, gleichmäßig verteilter Oberflächenlast und im aktiven Fall Kohäsion) für die äußere und innere Standsicherheit zu einer resultierenden Kraft summiert. In kohäsiven Böden ist der Mindesterdruk zu beachten, der anders als in der ÖNORM ermittelt wird. Der Mindesterdruk  $e^*$  (Gleichung 38) enthält anstatt dem

Faktor 0,2 den modifizierten Erddruckbeiwert zufolge des Eigengewichts des Bodens  $K_{agh}^*$  für einen fixen Reibungswinkel von  $\varphi = 40^\circ$  (Gleichung 35). Die Grenztiefe  $z^*$  wird wieder durch Gleichsetzen des Mindesterdrrucks mit dem tatsächlich wirkenden Erddruck und anschließender Umformung auf  $z^*$  herausgefunden. Diese kann im Fall b im oberen Bereich (Ansatz von  $E_{a1}$ ) oder im unteren Bereich (Ansatz des Erddrucks  $E_{a2}$  auf die fiktive Wand) liegen (siehe Gleichung 36 und 37).

$$K_{agh}^* = \left[ \frac{\cos((\varphi = 40^\circ) - \alpha)}{\cos(\alpha) * \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin((\varphi = 40^\circ) + \delta_a) * \sin((\varphi = 40^\circ) - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) * \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2 \quad (35)$$

$$z^*(\leq h_{Ea1}) = \frac{K_{ach,1} * c}{\gamma' * (K_{agh,1} - K_{agh,1}^*)} \quad (36)$$

$$z^*(> h_{Ea1}) = \frac{K_{ach,2} * c}{\gamma' * (K_{agh,2} - K_{agh,2}^*)} \quad (37)$$

$$e^* = K_{agh}^* * \gamma' * z^* \quad (38)$$

$K_{ach,1}$	[-]	Aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Kohäsion für $E_{a1}$
$K_{ach,2}$	[-]	Aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Kohäsion für $E_{a2}$
$K_{agh,1}$	[-]	Aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast für $E_{a1}$
$K_{agh,2}$	[-]	Aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast für $E_{a2}$
$K_{agh,1}^*$	[-]	Modifizierter aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast zur Berechnung des Mindesterdrrucks für $E_{a1}$
$K_{agh,2}^*$	[-]	Modifizierter aktiver horizontaler Erddruckbeiwert infolge Bodeneigenlast zur Berechnung des Mindesterdrrucks für $E_{a2}$
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion
$h_{Ea1}$	[m]	Höhe, auf welche die Erddruckkraft $E_{a1}$ auf eine Winkelstützmauer wirkt, im Fall b der äußeren Standsicherheit
$e^*$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mindesterdrruck
$z^*$	[m]	Grenztiefe, bis zu welcher der Mindesterdrruck wirkt
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel, erdseitig
$\beta$	[°]	Böschungswinkel
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Effektive Wichte
$\delta_a$	[°]	Neigungswinkel des aktiven Erddrucks
$\varphi$	[°]	Innerer Reibungswinkel

Bei der Berechnung der inneren Standsicherheit werden der aktive Erddruck und der Erdruhedruck gesondert berechnet und der erhöhte aktive Erddruck wird anschließend nach Gleichung 33 (bzw. Gleichung 34) ermittelt.

#### 4.3.4 SIA

Allgemeine Aussagen und Gleichungen zum Erddruck und zu Stützbauwerken findet man in SIA 261 (2014) Kapitel 4 *Baugrund (4.3 Erddruck)* und *Anhang B Erddruckbeiwerte*, in SIA 267 (2013) Kapitel 12 *Stützbauwerke* (inkludiert teilweise Erddruckansätze); eine Einführung in die SIA 267 gibt die SIA D 0187 (2003) und Bemessungsbeispiele findet man in der SIA D 0197 (2004). Letztere liefert auch einen Leitfaden zur äußeren Standsicherheitsberechnung einer Winkelstützmauer. Zusätzliche Informationen und Erklärungen findet man bei Lang et al (2007).

Der aktive Erddruckbeiwert wird anhand der Erddrucktheorie nach Coulomb ermittelt (Gleichung 39.) Wie auch schon in der österreichischen und deutschen Norm ist es dieselbe Gleichung, mit dem Unterschied in der Vorzeichenkonvention für den Wandneigungswinkel  $\alpha$ . In der Schweiz gibt es jedoch keine Beiwerte für den Erddruck infolge von Kohäsion oder einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast. Die Ermittlung dieser erdruckerzeugenden Anteile wird ausschließlich mit dem Erddruckbeiwert laut Gleichung 39 vollzogen. Der Erdruhedruckbeiwert ergibt sich zu Gleichung 40 anders als in den vorhergehenden Normen.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi'_k + \alpha)}{\cos^2(\alpha) * \cos(\delta - \alpha) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_k + \delta) * \sin(\varphi'_k - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) * \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2} \quad (39)$$

$$K_0 = \frac{(1 - \sin(\varphi'_k))(1 + \sin(\beta))}{\cos(\beta)} \quad (40)$$

$K_0$	[-]	Erdruhedruckbeiwert
$K_a$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel
$\beta$	[°]	Böschungsneigungswinkel
$\delta$	[°]	Neigungswinkel des Erddrucks
$\varphi'_k$	[°]	Innerer Reibungswinkel

### Erddruck zur Berechnung der äußeren Standsicherheit

Laut Lang et al (2007) und SIA D 0197 (2004) wird der aktive Erddruck als Ansatz für die äußere Standsicherheit gewählt. Die Verformungsverträglichkeit dieses Ansatzes ist unter Zuhilfenahme von Tab. 6, der SIA 267 entnommen, und durch Abschnitt 3.5.3 zu prüfen. Aufgrund der in den Beispielen empfohlenen Ansätze und zu Vergleichszwecken soll der aktive Erddruck für die Berechnung herangezogen werden.

Tab. 6 Vereinfachte Erddruckannahmen in Abhängigkeit der Verschieblichkeit und des Verformungsvermögens des Tragwerks in der SIA 261: 2014 (2014)

Verformungsvermögen und Verschieblichkeit des Tragwerks	Nachweis der Tragsicherheit	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit
Duktill und/ oder verschieblich	aktiver Erddruck	erhöhter Erddruck
Spröd	erhöhter Erddruck	Erdruhedruck
Steif, unverschieblich, in Böden, die rekonsolidieren	Erdruhedruck	Erdruhedruck

Bei der Berechnung kann wieder entweder Fall a oder Fall b (siehe ÖNORM/ DIN) eintreten, die Vorgehensweise erfolgt analog zu Abschnitt 4.3.2. Ein Unterschied zur ÖNORM bzw. DIN stellt hier die Berechnung des Erddrucks über die Tiefe dar: Die Multiplikation der Wichte und des Erddruckbeiwertes erfolgt immer mit der tatsächlichen unter  $\alpha$  geneigten Höhe (siehe Gleichung 41). In den anderen Normen wird diese Verschiedenartigkeit weder in den Normungswerken selbst, noch in Beispielen angefundener.

$$e = \gamma * K * \frac{h}{\cos(\alpha)} \quad (41)$$

$K$	[-]	Erddruckbeiwert
$e$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Erddruck
$h$	[m]	Wandhöhe
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel, erdseitig
$\gamma$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte

Der sekundäre Gleitflächenwinkel  $\chi'$  zeigt nach Lang et al (2007) dieselben Werte wie bei der Berechnung nach den anderen beiden Normen und wird deshalb auf dieselbe Weise ermittelt. Abb. 39 zeigt Fall b der Erddruckberechnung auf eine Winkelstützmauer



$e_{agh}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Aktiver horizontal Erddruck infolge Bodeneigenlast
$h_{Ea1}$	[m]	Höhe, auf welche die Erddruckkraft $E_{a1}$ im Fall b der äußeren Standsicherheit wirkt
$z_{min}$	[m]	Tiefe der freien Standhöhe (Bereich mit theoretisch negativem rechnerischem Erddruck)
$\alpha$	[°]	Wandneigungswinkel, erdseitig

### Erddruck zur Berechnung der inneren Standsicherheit

Die Verschieblichkeit und das Verformungsvermögen des Tragwerks sind auch bei der inneren Standsicherheit entscheidende Faktoren für den passenden Erddruckansatz (siehe Tab. 6, und Abschnitt 3.5.3). Da keine Angaben zur Verschieblichkeit des Bauwerks in der Aufgabenstellung vorgegeben sind, wird der Vergleichbarkeit halber die Annahme der Erdruhedrucks für die innere Standsicherheit ausgewählt. In den *Mitteilungen der Schweizer Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik* (1990) wird die Empfehlung der Wahl des Erddruckkoeffizienten zwischen  $K_a$  und  $K_0$  bei der Bemessung des vertikalen Schenkels ausgesprochen – im Anhang ist daher und im Falle einer veränderten Verschieblichkeit eine zusätzliche Berechnung mit dem aktiven Erddruck für die innere Standsicherheit angeführt. Aus der Berechnung mit dem Erdruhedruck und der mit dem aktiven Erddruck kann allenfalls ein Ergebnis für Zwischenwerte abgeschätzt werden.

Unter der Annahme des Erdruhedrucks direkt auf die Mauerrückseite des vertikalen Schenkels unter der Neigung  $\delta_0 = \beta$  liefert die SIA 261 (2014) Gleichung 40 zur Berechnung des Erdruhedruckbeiwerts. Die Summe der einzelnen erddruckerzeugenden Komponenten bilden die resultierende Erdruhedruckkraft. Beim aktiven Erddruck geschieht die Vorgehensweise analog zu der Berechnung der äußeren Standsicherheit.

#### 4.3.5 Alternative Berechnung von Erddruckkoeffizienten laut Eurocode 7

Die EN 1997-1 (2004) enthält in *Anhang C.2* ein alternatives Berechnungsverfahren zur Ermittlung aktiver und passiver Erddrücke. Eigentlich wird das näherungsweise Verfahren zur Ermittlung des Erdwiderstands angewendet, kann für den aktiven Grenzzustand aber mit gewissen Änderungen benützt werden: Die Scherparameter ( $\varphi$ ,  $c$ ,  $\delta$  und  $\alpha$ ) werden als negative Werte eingesetzt und der Neigungswinkel der äquivalenten Belastung an der Geländeoberfläche  $\beta_0$  wird gleich dem Böschungsneigungswinkel  $\beta$  gesetzt. Sollte die für dieses Verfahren vorausgesetzte Bedingung eines konvexen Bruchkörpers (z.B. eine glatte Wand oder ein steiler

Geländeanstieg) nicht zumindest näherungsweise erfüllt sein oder sollten unregelmäßig verteilte Oberflächenlasten auftreten, sind andere Verfahren diesem vorzuziehen.

Als Ergebnis dieser Methode erhält man die folgenden Erddruckbeiwerte, welche anstatt der national unterschiedlich ermittelten Erddruckbeiwerte für weitere Betrachtungen verwendet werden können:

- $K_c$  [-]: Beiwert für den Erddruck infolge Kohäsion
- $K_y$  [-]: Beiwert für den Erddruck infolge Bodeneigenlast (liegt auf der sicheren Seite, ist jedoch als unwesentlicher Fehler für den aktiven Erddruck einzustufen)
- $K_n$  [-]: Beiwert für den Erddruck infolge einer Auflast normal zur Geländeoberfläche
- $K_q$  [-]: Beiwert für den Erddruck infolge einer vertikalen Auflast, bezogen auf die Horizontalprojektion (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Für eine genauere Betrachtung sind alle Bezeichnungen und Formeln zur Berechnung mittels dieses alternativen Verfahrens dem Anhang zu entnehmen.

### 4.3.6 Anmerkungen

Wie in den vorhergehenden Kapiteln ersichtlich wird, gibt es keine eindeutigen Aussagen zur Annahme der Erddruckansätze für bestimmte Problemstellungen. Es wird ein Spielraum gelassen, welcher auf das Sachverständnis der Bearbeiter vertraut, die Situation nach den eigenen Erfahrungen und dem eigenen Wissensstand zu beurteilen. Die Normen bieten im Allgemeinen die Möglichkeit mit (im Vorfeld nicht bekannten) erforderlichen Wandbewegungen oder anhand der Einschätzung der Nachgiebigkeit einen Ansatz vorzugeben, der immer überprüft werden sollte.

#### 4.4 Ergebnisse und Vergleich der analytischen Erddruckberechnungen

Nach dem Anführen der Vorgehensweisen der Normen in Kapitel 4.3 sollen diese abschließend zusammenfassend in Tab. 7 und Tab. 8 für den Vergleich als Übersicht aufgeschlüsselt werden.

Tab. 7 Übersicht der verwendeten Erddruckansätze

NORM	Äußere Standsicherheit (Ä. St.)		Innere Standsicherheit (I. St.)	
	Erddruckansatz	Berechnung	Erddruckansatz	Berechnung
ÖNORM	$E_a$ (lt. Norm) – Überprüfung der Verformungsverträglichkeit	<b>Fall a</b> bzw. <b>Fall b</b> ; auf den vertikalen sowie horizontalen Schenkel	In Abhängigkeit der Nachgiebigkeit und Geometrie: $E_a / E_0 / E_a$ (im oberen Bereich) & $E_0$ (im unteren Bereich)	Direkt an der <b>Mauerrückseite</b> des vertikalen Schenkels
DIN	$E_a$ (ggf. $E_a'$ ) - Überprüfung der Verformungsverträglichkeit	<b>Fall c</b> (alternativ <b>Fall a</b> bzw. <b>Fall b</b> ); auf den vertikalen sowie horizontalen Schenkel	$E'_a$ Im Normalfall: $0,5 * E_a + 0,5 * E_0$	
SIA	$E_a$ (lt. Literatur/ Norm) - Überprüfung der Verformungsverträglichkeit	<b>Fall a</b> bzw. <b>Fall b</b> ; auf den vertikalen sowie horizontalen Schenkel	$E_a$ bis $E_0$ – keine genauen Angaben ( $E_0$ & $E_a$ zu Vergleichszwecken)	

Tab. 8 Unterschiede und Besonderheiten zwischen den Normen in Übersicht

Unterschied	ÖNORM	DIN	SIA
<b>Wandneigungswinkel <math>\alpha</math></b>	Vorzeichenregelung wie DIN (+ $\alpha$ )	Vorzeichenregelung wie ÖNORM (+ $\alpha$ )	Vorzeichenregelung anders als DIN/ ÖNORM (- $\alpha$ )
<b>Erddruck (allgemein)</b>	$e = \gamma * h * K$	$e = \gamma * h * K$	$e = \gamma * \frac{h}{\cos(\alpha)} * K$
<b>Aktive Erddruckbeiwerte</b>	$K_{ay}$ (2 Varianten, abhängig von $\vartheta$ ) $K_{ac}$ $K_{av}$	$= K_{ag}$ $= K_{ac}$ $= K_{av}$	$= K_a$ $\neq \sqrt{K_a}$ $\neq K_a$
<b>Erddruck aus Kohäsion</b>	$e_{ac} = c * K_{ac}$	$e_{ac} = c * K_{ac}$	$e_{ac} = -2 * c * \sqrt{K_a}$
<b>Mindesterddruck</b>	$\min e_{a,h}$ $= 0,2 * \gamma' * z_{\min ea,h}$	$e^* = K_{agh}^* * \gamma' * z^*$ mit $K_{agh}^* = K_{agh}(\varphi = 40^\circ)$	$e_{\min} = e_{agh} * z_{\min}$ oder 5 kPa (konst.)
<b>Wert des Neigungswinkel des Erdruhedrucks <math>\delta_0</math></b>	$\delta_0 = 0$	$\delta_0 = \beta / \delta_0$ ist Teil der Berechnung (bei $\beta=0$ & $\alpha \neq 0$ bzw. tw. bei $0 \leq \beta \leq \varphi$ , $\alpha \neq 0$ )	$\delta_0 = \beta$
<b>Erdruhedruckbeiwerte</b>	- $K_0$ (für Bodeneigengewicht und Auflast $p_v$ )	- $\neq K_0$ (für Bodeneigengewicht und Auflast $p_v$ ) – unterschiedliche Berechnungsarten in Abh. von $\alpha$ & $\beta$	- $\neq K_0$ (für Bodeneigengewicht und Auflast $p_v$ )

Zum Vergleich der analytischen Berechnungen nach den deutschsprachigen Normen fällt die Wahl zur Variation derer Werte auf die Parameter

- Böschungsneigung  $\beta$
- Reibungswinkel  $\varphi$
- Kohäsion  $c$

für die äußere und innere Standsicherheit, sowie die

- gleichmäßig verteilte Oberflächenlast  $p_v$

für die äußere Standsicherheit. Durch die in Tab. 8 angeführten Unterschieden sollten diese Parameter erwartungsgemäß andere Ergebnisse liefern.

Tab. 9 Übersicht Parametervariation

Variation	c [kN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>v</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	α <sub>1</sub> [°]		β [°]		γ [kN/m <sup>3</sup> ]	φ [°]
			Ä. St.	I. St.	Ä. St.	I. St.		
c	0 – 25	0	0 / 90-9°	0	0		22	20
p <sub>v</sub>	0	0 – 20	0 / 90-9°	-	0	-	22	35
β	0	0	0 / 90-9°	0 / 5	0 – 35		22	35
φ	0	0	0 / 90-9°	0	0 – 30	0	22	10 – 45

Alle nachfolgenden Diagramme weisen eine einheitliche Darstellung der Ergebnisse auf:

- ÖNORM in schwarz
- DIN in blau
- SIA in orange

Außerdem beziehen sich die Parameter auf die horizontale Erddruckkraft bzw., wenn eine genauere Betrachtung erforderlich erscheint, auf den tiefenabhängigen Erddruck. Abb. 40 zeigt die während der Variationen gleichbleibenden Abmessungen der Winkelstützmauer.

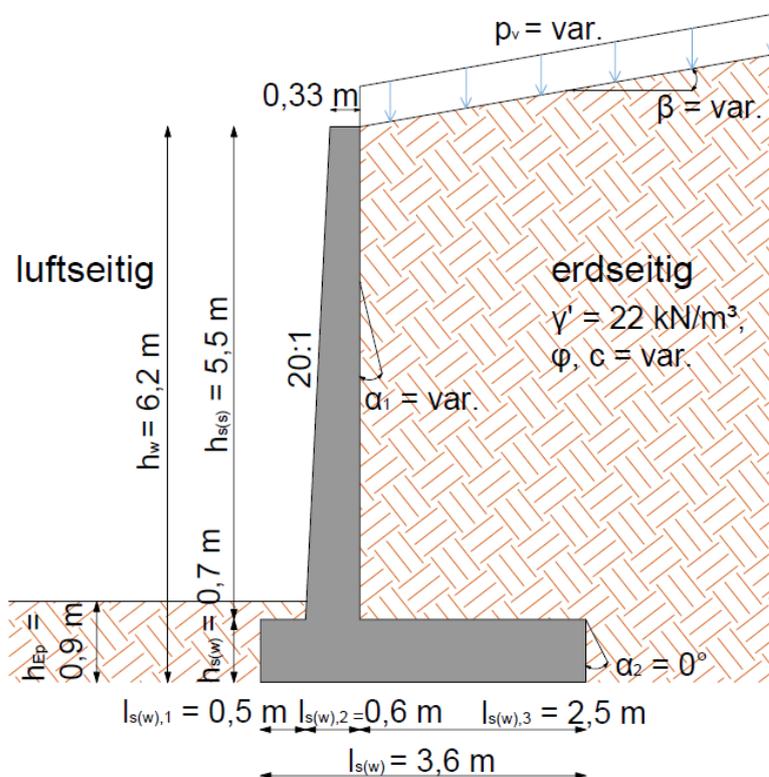


Abb. 40 Abmessungen der Winkelstützmauer

#### 4.4.1 Böschungsneigungswinkel $\beta$

Bei der Variation des Böschungsneigungswinkels  $\beta$  werden die Werte der Kohäsion und Auflast zu null gesetzt, um eine Abhängigkeit des Erddrucks lediglich aus der Böschungsneigung zu erhalten. Im Falle der inneren Standsicherheit soll in einem Diagramm zusätzlich der Wert des Wandneigungswinkels zu  $\alpha_1 = 5^\circ$  angenommen werden. Bereits innerhalb der DIN verspricht dieser Fall unterschiedliche Ergebnisse (siehe Abschnitt 4.3.3, sowie Tab. 8). Die Abmessungen und Kennwerte der Winkelstützmauer können Abb. 40 entnommen werden. Die restlichen Parameter werden wie folgt gewählt:

Tab. 10 Parameter für die Variation der Böschungsneigung  $\beta$

Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Kohäsion	c	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Auflast	$p_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Wandneigungswinkel des senkrechten Schenkels, erdseitig	$\alpha_1$	[°]	Äußere Standsicherheit: 0 / 90° - $\vartheta'$
			Innere Standsicherheit: 0 / 5
Böschungsneigungswinkel	$\beta$	[°]	variiert von 0 - 35° (in 2,5 ° Schritten)
Wichte	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	35

#### Äußere Standsicherheit

Abb. 41 zeigt die horizontale, im Falle der äußeren Standsicherheit immer aktive Erddruckkraft auf den vertikalen, als auch horizontalen Schenkel in Abhängigkeit des Böschungsneigungswinkels (siehe Abb. 40). Die Bezeichnungen a, b und c beziehen sich auf die in Abschnitt 4.3 erläuterten Fälle und berücksichtigen die zugehörigen Annahmen.

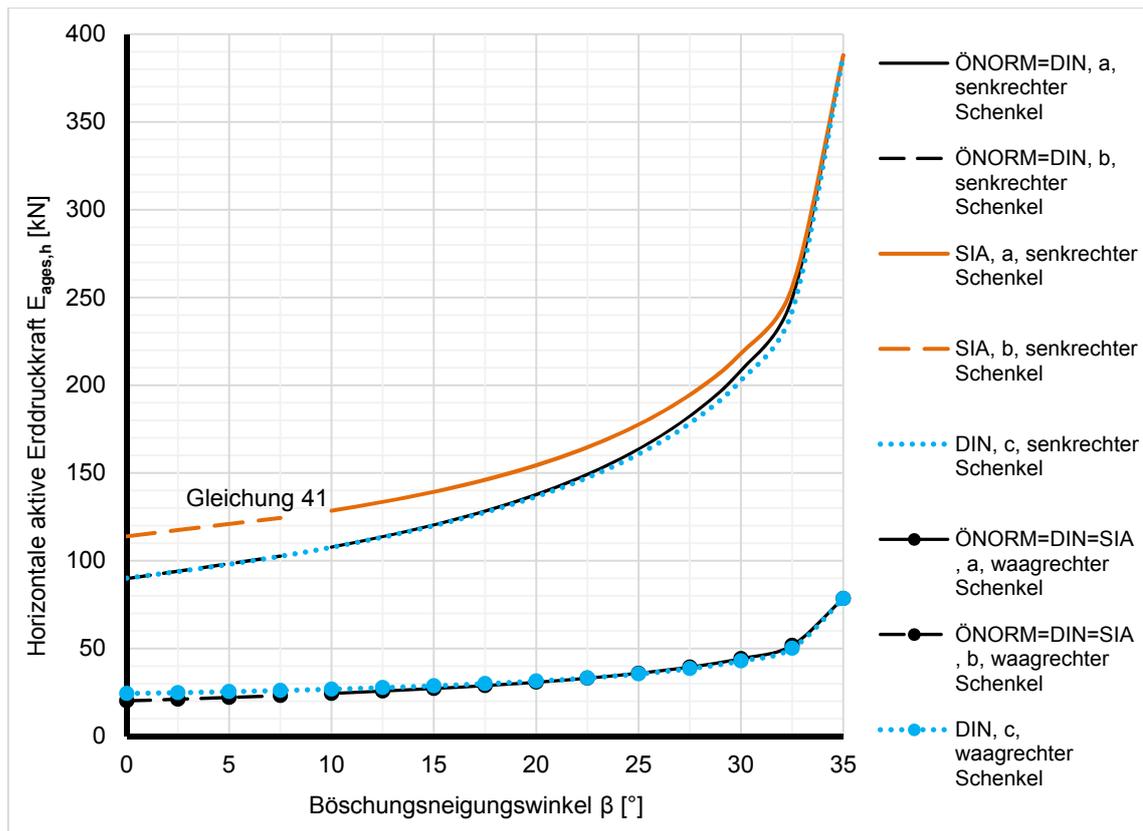


Abb. 41 Horizontale aktive Erddruckkraft auf die Winkelstützmauer (Abb. 40) für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit der Böschungsneigung

Die Erddruckkraft auf den senkrechten Schenkel steigt bei allen Normen mit zunehmendem Böschungsneigungswinkel an. Vor allem bei  $\beta > 30^\circ$  kann ein steiler Anstieg, mit Höchstwerten von fast vier Mal so hohen Kräften wie bei horizontal verlaufendem Gelände, erkannt werden. Bei niedrigem Böschungsneigungswinkel ( $0^\circ$  bis  $10^\circ$ ) trifft zuerst Fall b (Abschnitt 4.3.2) ein, danach stellt sich immer der Fall a ein. Fall c kann immer auftreten.

Die Ergebnisse aus ÖNORM B4434 (1993) und DIN (2011) für die Fälle a und b sind ident, Fall c der DIN weist kaum Unterschiede auf. Die marginale Differenz ergibt sich aus der Annahme des Erddruckneigungswinkels des Falles c mit  $\delta = \beta$  und der Berechnung des Erddrucks auf die Höhe  $h'$  (Höhe der fiktiven lotrechten Ersatzwand hinter dem waagrechten Schenkel) im Gegenzug zu Fall a mit dem Erddruckneigungswinkel  $\delta = \varphi$  und der Höhe  $h_t$  (lotrechte Höhe der fiktiv geneigten Wand bei Schnitt der Gegengleitfläche mit der Böschung) bzw. im Fall b mit  $\delta_1 = 2/3 \varphi$  und  $\delta_2 = \varphi$ , sowie der Höhe des senkrechten Schenkels  $h_{s(s)}$ . Einzig die Kurve der SIA verläuft bis zu einem  $\beta \sim 32,5^\circ$  höher als die anderen. Die Abweichung liegt Gleichung 41 zugrunde: Der Erddruckbeiwert und die Wichte werden hier immer mit der schiefen Höhe

multipliziert. Die maximale Abweichung dieser Norm, resultierend aus der genannten Tatsache, beträgt 23,8 kN bei horizontalem Gelände ( $\beta = 0^\circ$ ).

Der waagrechte Schenkel zeigt dieselben Ergebnisse, jedoch sind die Kurven für den Fall a bzw. b für alle drei Normen aufgrund von  $\alpha = 0^\circ$  und einer Höhe von  $h'$  gleich.

An die Erläuterungen anknüpfend wird der horizontale aktive Erddruck in Abhängigkeit der Tiefe für drei ausgewählte Böschungsneigungswinkel ( $\beta = 0^\circ$ ,  $\beta = 15^\circ$ ,  $\beta = 30^\circ$ ) in Abb. 42 dargestellt.

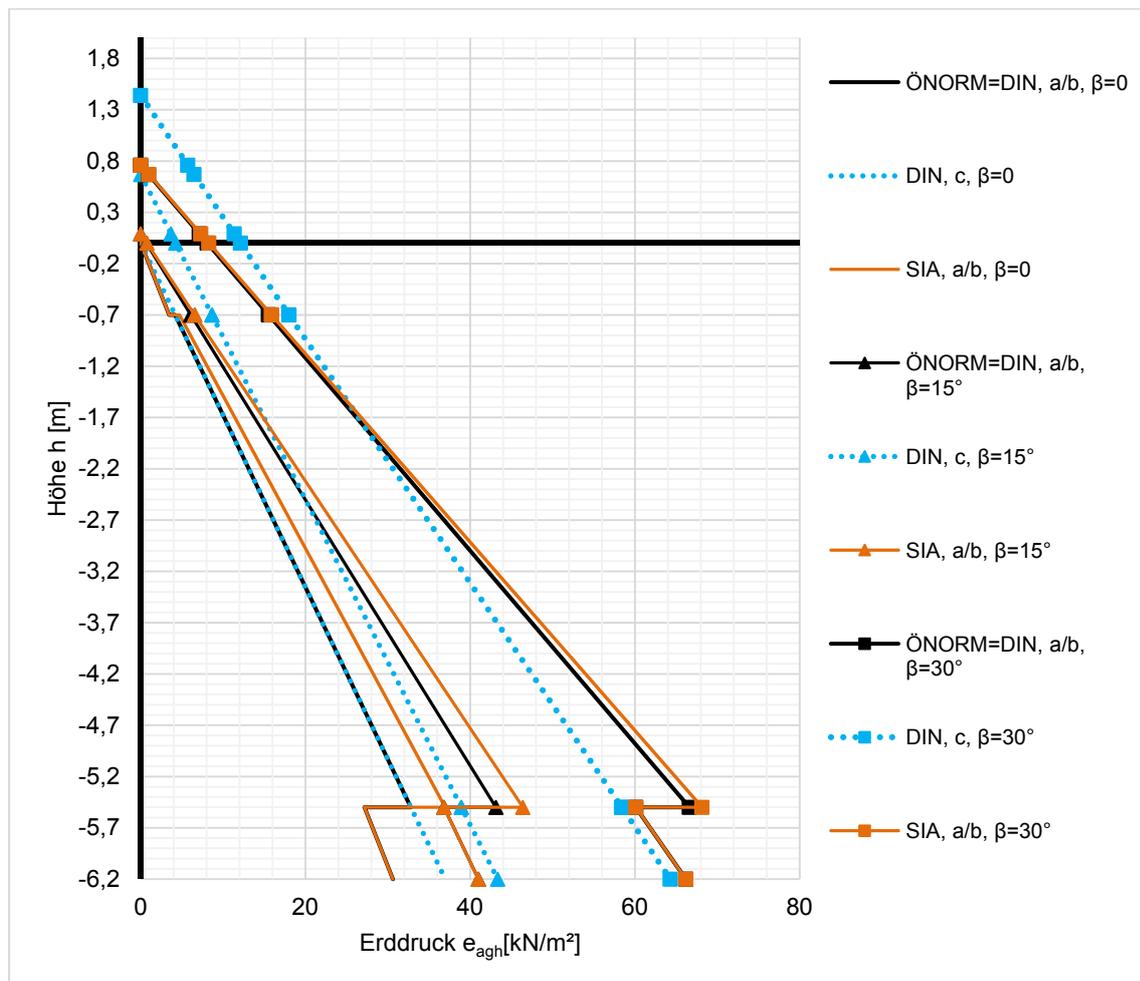


Abb. 42 Horizontaler aktiver Erddruck für die Äußere Standsicherheit über die Höhe für verschiedene Böschungsneigungen  $\beta = 0^\circ$  /  $\beta = 15^\circ$  /  $\beta = 30^\circ$

Für  $\beta = 0^\circ$  starten alle Kurven ausgehend von der Höhe  $h = 0$  m, der hier auftretende Fall b kann durch den Sprung bei  $-0,7$  m gut erkannt werden. Wie bei Abb. 41 schon erklärt, stellen sich beim Erddruck in der SIA höhere Werte im Bereich der fiktiv geneigten Wand ( $-0,7$  m bis  $-5,5$  m) ein. Fall c der DIN verläuft aufgrund der Annahme einer durchgehenden senkrechten Ersatzwand ohne Sprünge.

Bei den Kurven für  $\beta = 15^\circ$  und  $\beta = 30^\circ$  tritt jeweils Fall a ein, woraus unterschiedliche Höhen für die Berechnung des Erddrucks resultieren. Analog zu  $\beta = 0^\circ$  lässt die SIA höhere Werte erkennen. Je größer  $\beta$  wird, umso kleiner wird jedoch der Winkel  $\alpha$  im Bereich der fiktiv geneigten Wand und damit der Unterschied der SIA zu den beiden anderen Normen.

Für alle Neigungen kann bei Auftreten von Fall a oder b ein Sprung der Erddrücke im Bereich des waagrechten Schenkels erkannt werden. Im Allgemeinen führen höhere Böschungsneigungen zu höhere Spannungen.

### **Innere Standsicherheit**

Ähnlich der äußeren Standsicherheit zeigen Abb. 43 und Abb. 44 einmal die horizontale Erddruckkraft in Abhängigkeit des Böschungsneigungswinkels und einmal den tiefenabhängigen Erddruck bei drei Variationen von  $\beta$  bei einer nicht geneigten Wand. Bei der inneren Standsicherheit wird nach den verschiedenen Ansätzen in den unterschiedlichen Normen (siehe Tab. 7), nachfolgend durch andere Strichtypen gekennzeichnet, durch Aufbringen der Erddruckkraft auf den senkrechten Schenkel unterschieden.

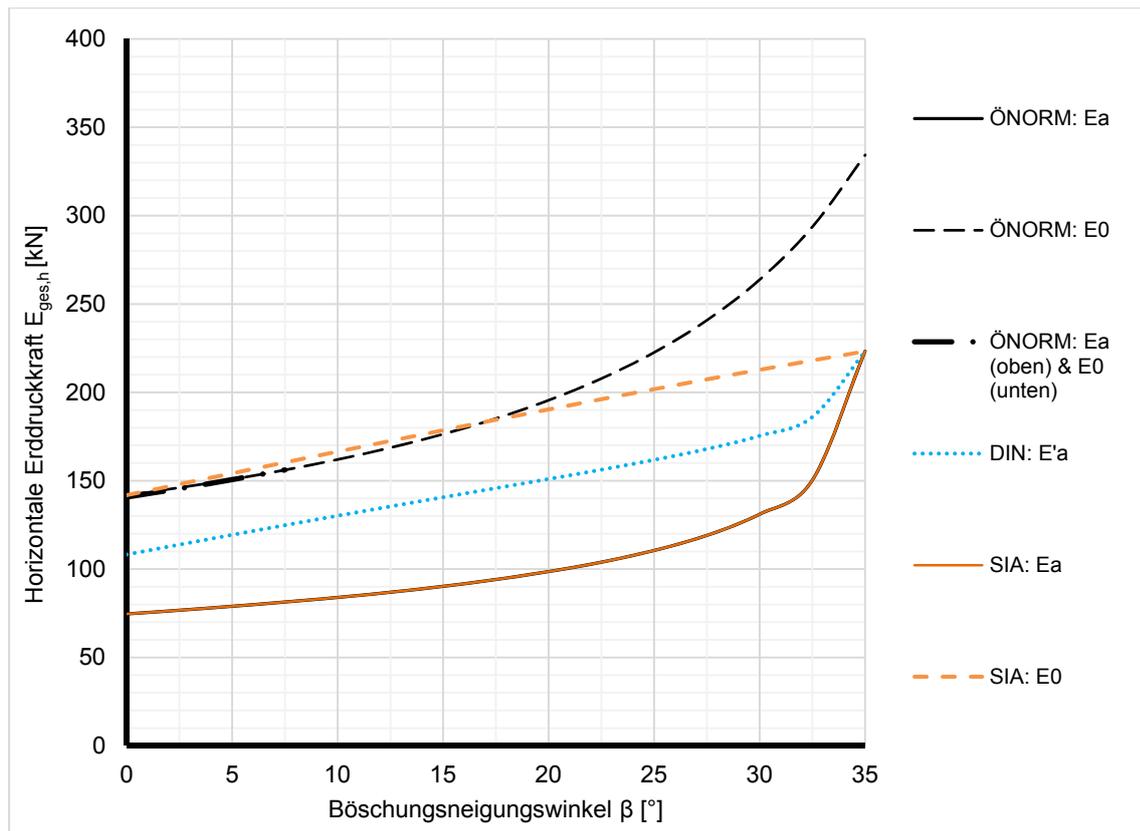


Abb. 43 Horizontale Erddruckkraft für die innere Standsicherheit in Abhängigkeit der Böschungseignung

Deckungsgleich zur äußeren Standsicherheit gibt es eine Zunahme der Erddruckkräfte bei steigendem Böschungseignungswinkel.

Der Ansatz des aktiven Erddrucks nach ÖNORM und SIA ergibt gleiche Verläufe, die verständlicherweise die niedrigsten Erddruckkräfte aufweisen.

Die höchsten Kräfte liefert der Ansatz des Erdruhedrucks nach ÖNORM, welcher bis zu einer Böschungseignung von  $\beta < 20^\circ$  fast gleichermaßen wie bei Erdruhedruck nach SIA ansteigt. Bei größeren Winkeln wird in der ÖNORM ein rasanter Anstieg beobachtet, welcher bis zur maximalen Geländeneigung eine Abweichung gegenüber der SIA von etwa 100 kN annimmt. Erklärung dafür findet man in der Annahme der Erddruckneigungswinkel  $\delta_0$ : die ÖNORM setzt diesen zu null, während dieser nach SIA gleich dem Böschungseignungswinkel gewählt wird. Daraus ergibt sich bei einer größeren Geländeneigung in der SIA eine kleinere Horizontalkomponente als laut ÖNORM ermittelt. Zusätzlich werden die Erdruhedruckkoeffizienten  $K_0$  in den beiden Normen unterschiedlich berechnet (siehe Gleichung 17 und 40), was zu kleinen Unterschieden in den Ergebnissen beiträgt.

Im Falle eines kurzen Schenkels bzw. durch die Gleitfläche bedingt, kann laut ÖNORM auch der Ansatz des aktiven Erddrucks im oberen Bereich und des Erdruhedrucks im unteren auftreten (hier bis etwa  $\beta \leq 7,5^\circ$ ). Die Kurve ist in diesem Bereich fast nicht erkennbar tiefer verlaufend als beim Ansatz des Erdruhedrucks.

Annähernd genau zwischen den beiden genannten Ansätzen liegt der erhöhte aktive Erddruck nach DIN. Bei maximaler Böschungsneigung ergibt sich die gleiche Erddruckkraft wie beim aktiven Ansatz und wie beim Erdruhedruckansatz laut SIA: Trotz unterschiedlicher Erddruckneigungen und Erddruckbeiwerte der verschiedenen Ansätze sowie unterschiedlichen resultierenden Erddruckkräften  $E$ , ergibt sich immer derselbe Wert für die Horizontalkomponente  $E_h$  (aufgrund des Formelapparates für den Grenzzustand  $\beta = \varphi$ ). Interessant erweist sich hierbei auch der Umstand, dass, beim Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks der DIN, die Komponente aktiver Erddruck  $E_a$  gleich der Komponente Erdruhedruck  $E_0$  im besagten Grenzzustand ist.

In diesem Diagramm können maximal auftretende Differenzen von bis zu 140 kN bei verschiedenen Ansätzen erkannt werden. Selbst bei Nichtbetrachtung des aktiven Erddrucks kann bei hohen Böschungsneigungswinkeln eine Differenz von 110 kN eintreten (zwischen  $E'_{ah}$  und  $E_{0h}$  nach ÖNORM).

Abb. 44 gibt, ausgenommen des Ansatzes der ÖNORM mit  $E_a$  im oberen und  $E_0$  im unteren Bereich, linear verlaufende Spannungen ohne Sprünge wieder. Die im vorherigen Diagramm erläuterten Unterschiede werden anhand dessen nochmals in Abhängigkeit der Tiefe dargestellt. Des Weiteren soll Klarheit über die Zusammensetzung der resultierenden horizontalen Kraft geschaffen werden.

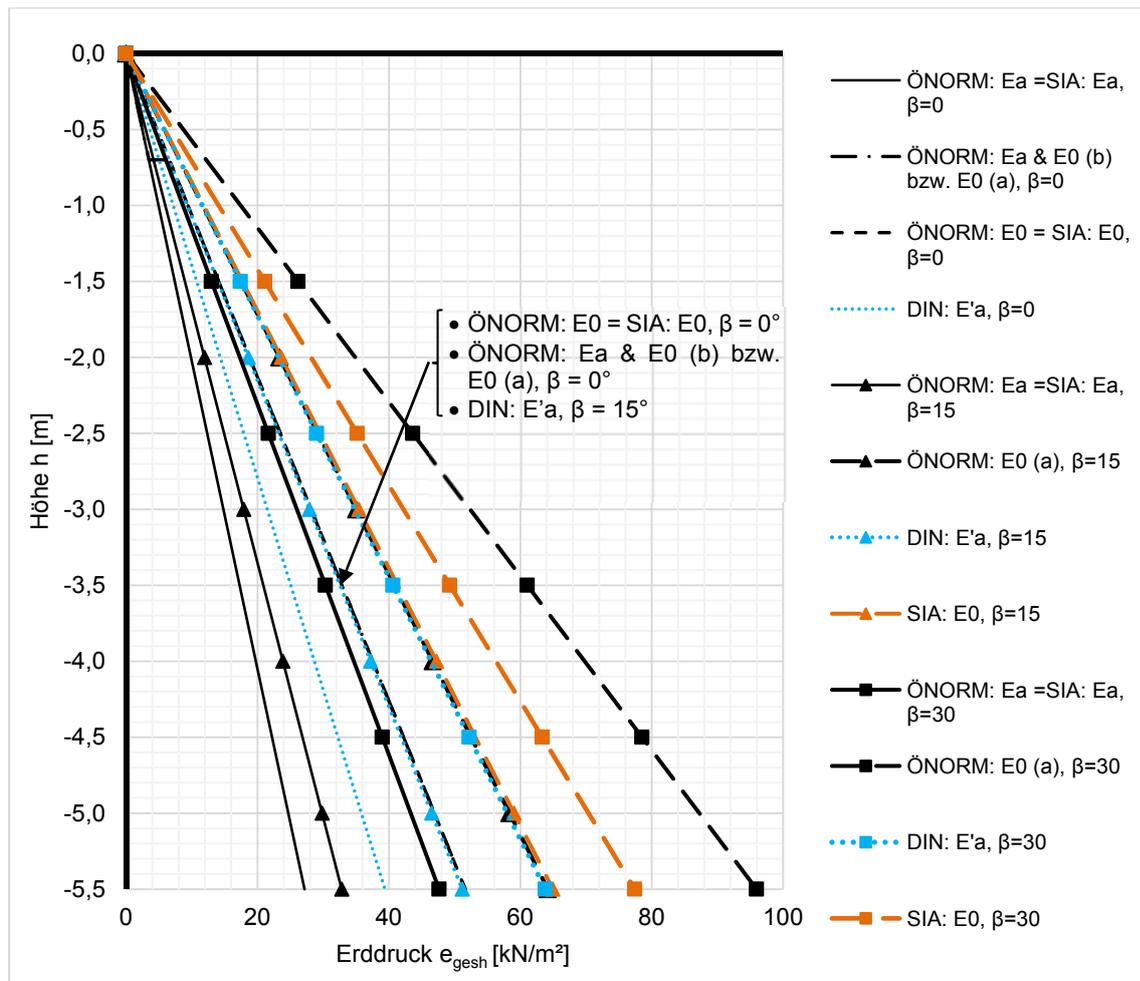


Abb. 44 Horizontaler Erddruck für die Innere Standsicherheit über die Höhe für verschiedene Böschungsneigungen

In Abschnitt 4.3.3 (DIN) werden Unterschiede in der Ermittlung des Erdrückbeiwertes genannt, welche durch die Parameter  $\alpha$  und  $\beta$  beeinflusst werden. Sind beide Parameter ungleich null, wird in der DIN auf drei verschiedene Literaturquellen zur Berechnung des Beiwertes verwiesen. Im folgenden Diagramm sollen die Einflüsse dieser drei Berechnungsmethoden auf die Erddruckkraft bei einer Wandneigung von  $\alpha = 5^\circ$  im Vergleich zu den anderen Normen aufgezeigt werden.

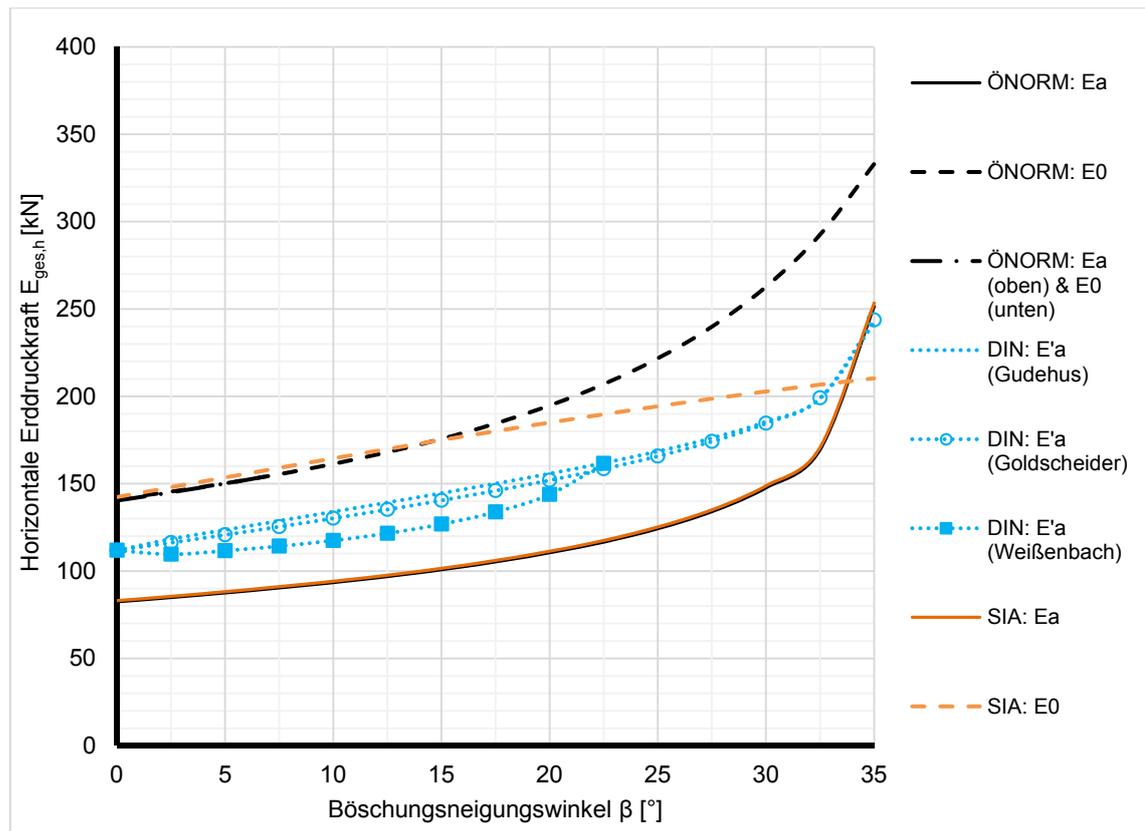


Abb. 45 Horizontale Erddruckkraft für die Innere Standsicherheit in Abhängigkeit der Böschungsneigung für Wandneigung  $\alpha = 5^\circ$

Betrachtet man die ÖNORM und die SIA treten kaum Unterschiede im Vergleich zu einer Wandneigung  $\alpha = 0^\circ$  auf. Lediglich die aktive Erddruckkraft nimmt besonders bei höheren Böschungsneigungswinkeln größere Werte als zuvor an, da der aktive Erddruckbeiwert direkt von der Wandneigung beeinflusst wird.

Die unterschiedlichen Ansätze in der DIN ergeben maximale Differenzen von  $\sim 20$  kN. Die Berechnung nach Weißenbach hat ihre Gültigkeit nur in einem Bereich von  $0 \leq \delta_0 \leq \varphi_0$ , wobei  $\varphi_0$  (hier  $23,7^\circ$ ) den fiktiven Reibungswinkel des Ruhedrucks beschreibt. Konkret kommen die sich hier abzeichnenden Unterschiede einerseits aus der Ermittlung des Erddruckbeiwerts und andererseits durch die unterschiedlichen Erddruckneigungswinkel zu Stande. Bei Goldscheider ist  $\delta_0$  Teil der Lösung und für diese Parameter bis  $\beta \sim 30^\circ$  immer etwas höher als die Erddruckneigungswinkel der beiden anderen Varianten.

Treten größere Wandneigungen auf, ergibt sich eine Entwicklung wie es exemplarisch Abb. 46 für einen Wandneigungswinkel  $\alpha = 15^\circ$  zeigt. Es treten innerhalb der DIN bereits Differenzen von bis zu 40 kN auf.

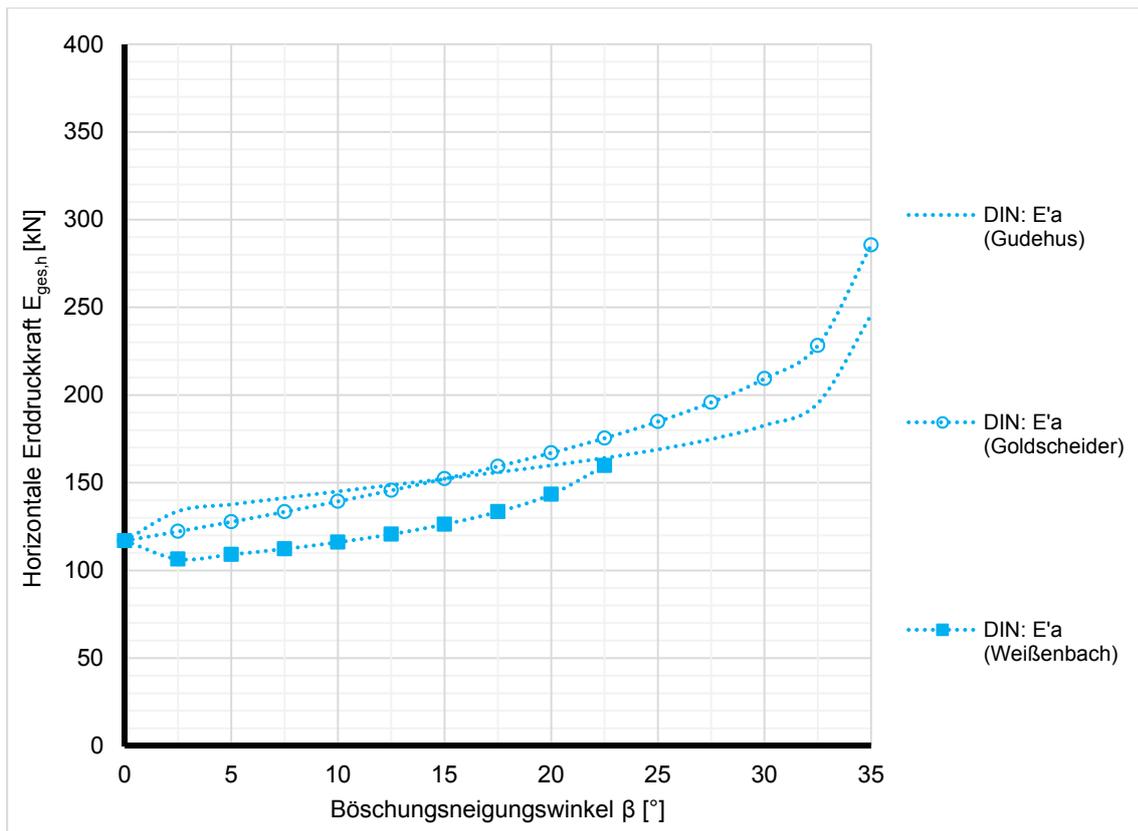


Abb. 46 Horizontale Erddruckkraft für die Innere Standsicherheit in Abhängigkeit der Böschungsneigung in der DIN für Wandneigung  $\alpha = 15^\circ$

Die aktiven Erddruckkräfte für die äußere Standsicherheit bei Gegenüberstellung mit der inneren Standsicherheit liefern generell bei größeren Böschungsneigungen höhere Werte als bei den verschiedenen Ansätzen der inneren Standsicherheit. Obwohl es sich um den aktiven Zustand handelt, kann dies mit Hilfe zweier Tatsachen erklärt werden: Erstens werden die Erddrücke bei der äußeren Standsicherheit immer mit den zugehörigen senkrechten Höhen bei Schnitt der Gegengleitfläche mit der Böschung (Fall a) errechnet und stehen damit im direkten Zusammenhang mit der Böschungsneigung. Zweitens besitzen die bei der äußeren Standsicherheit fiktiv geneigten Wände eine Neigung  $\alpha \neq 0$ , was schon bei  $\beta = 0$  zu Abweichungen führt.

#### 4.4.2 Reibungswinkel $\varphi$

Im nächsten Schritt soll der Reibungswinkel  $\varphi$  variiert werden. Um diesen Einfluss zu erkennen, werden die anderen Parameter lt. Tab. 11 festgesetzt, wobei zusätzlich eine Veränderung bei höheren Böschungsneigungswinkeln beobachtet werden soll. Die Abmessungen der Stützmauer bleiben unverändert wie in Abb. 40 dargestellt.

Tab. 11 Parameter für die Variation des Reibungswinkels  $\varphi$ 

Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Kohäsion	c	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Auflast	p <sub>v</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Wandneigungswinkel des senkrechten Schenkels, erdseitig	$\alpha_1$	[°]	Äußere Standsicherheit: 0 / 90° - $\vartheta'$
			Innere Standsicherheit: 0
Böschungsneigungswinkel	$\beta$	[°]	0 (zusätzlich für die äußere Standsicherheit: variiert von 0 – 30 ° (in 10 ° Schritten))
Wichte	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	variiert von 10 – 45° (in 5 ° Schritten)

### Äußere Standsicherheit

Abb. 47 stellt den Verlauf der horizontalen aktiven Erddruckkraft in Bezug auf den Reibungswinkel bei einem Böschungsneigungswinkel für zunächst  $\beta = 0^\circ$  dar.

Durchwegs sind die Erddruckkräfte bei sehr kleinen Reibungswinkeln ( $\varphi = 10^\circ$ ) bis zu vier Mal so groß wie bei sehr hohen Reibungswinkeln ( $\varphi = 45^\circ$ ). ÖNORM und DIN liefern sowohl für den Erddruck auf den senkrechten, als auch auf den waagrechten Schenkel dieselben Werte. Fall a tritt bei dieser Betrachtung nur bei einem Reibungswinkel von ungefähr  $\varphi > 41^\circ$  auf, ansonsten wird Fall b schlagend. Auch Fall c (DIN) verzeichnet beinahe gleiche Werte wie die beiden genannten Kurven. Grund für die minimalen Abweichungen sind die Erddruckneigungswinkel und die Neigungen der fiktiven Wand (siehe Abschnitt 4.4.1). Die Neigungen der Erddruckkräfte ändern sich bei Variation von  $\varphi$  im Fall a bzw. b durch deren Abhängigkeit.

Die Höhen, auf welche die Erddrücke bezogen werden, sind für  $\beta = 0^\circ$  in der österreichischen sowie deutschen Norm identisch, in der schweizer Norm begründet sich folgend der Unterschied (siehe auch Abschnitt 4.4.1, äußere Standsicherheit): Die unter dem Winkel  $\alpha$  geneigte und damit größere Höhe liefert höhere Spannungen und damit höhere Erddruckresultierende. Der Winkel  $\alpha$  der fiktiv geneigten Wand ist neben der Geländeneigung auch noch vom Reibungswinkel beeinflusst – je höher  $\varphi$ , umso kleiner  $\alpha$ , desto kürzer ist auch die geneigte Höhe und desto kleiner wird die

Erddruckresultierende. Diese Feststellung wird auch in Abb. 47 veranschaulicht. Der Reibungswinkel von  $\varphi = 10^\circ$  hat die größte Differenz zwischen der SIA und der ÖNORM/DIN von beträchtlichen 130 kN für diesen Parametersatz inne.

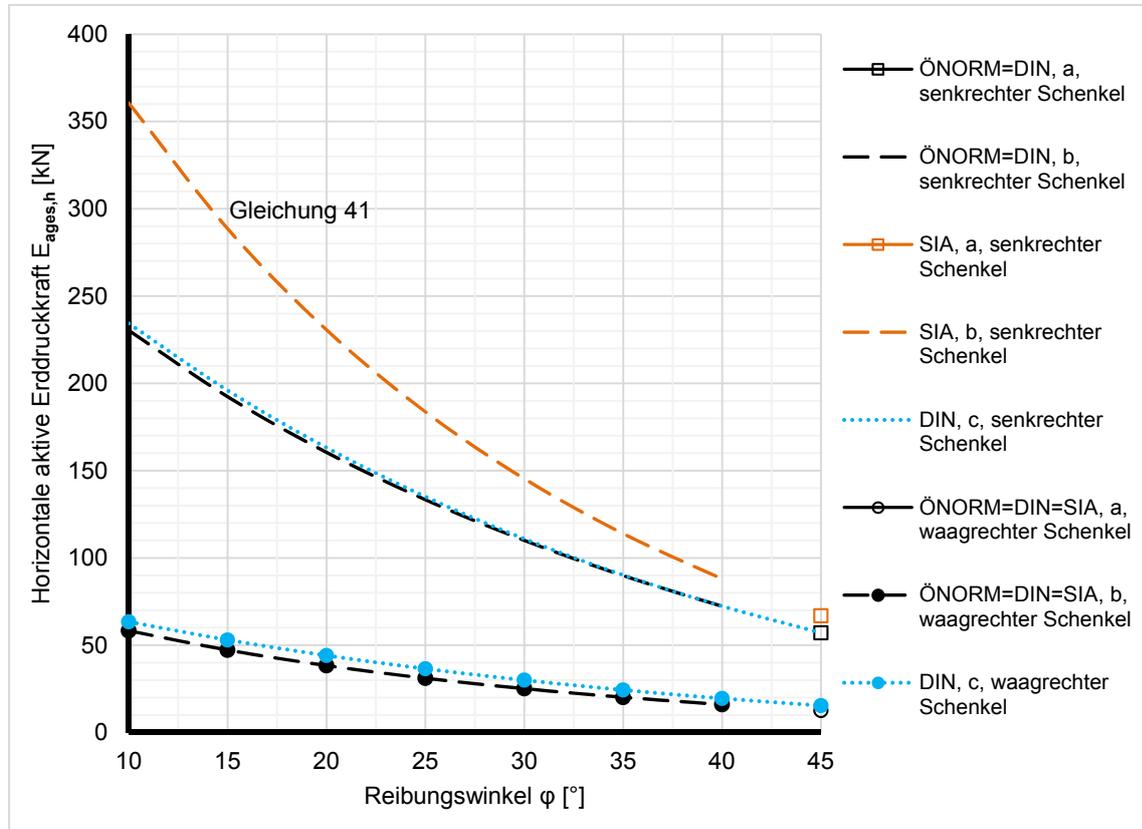


Abb. 47 Horizontale aktive Erddruckkraft für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit des Reibungswinkels ( $\beta = 0$ )

Eine Darstellung des tiefenabhängigen Erddrucks erscheint hier als überflüssig. Stattdessen soll die vom Reibungswinkel abhängige aktive Erddruckkraft nachstehend bei unterschiedlichen Böschungsneigungswinkeln betrachtet werden.

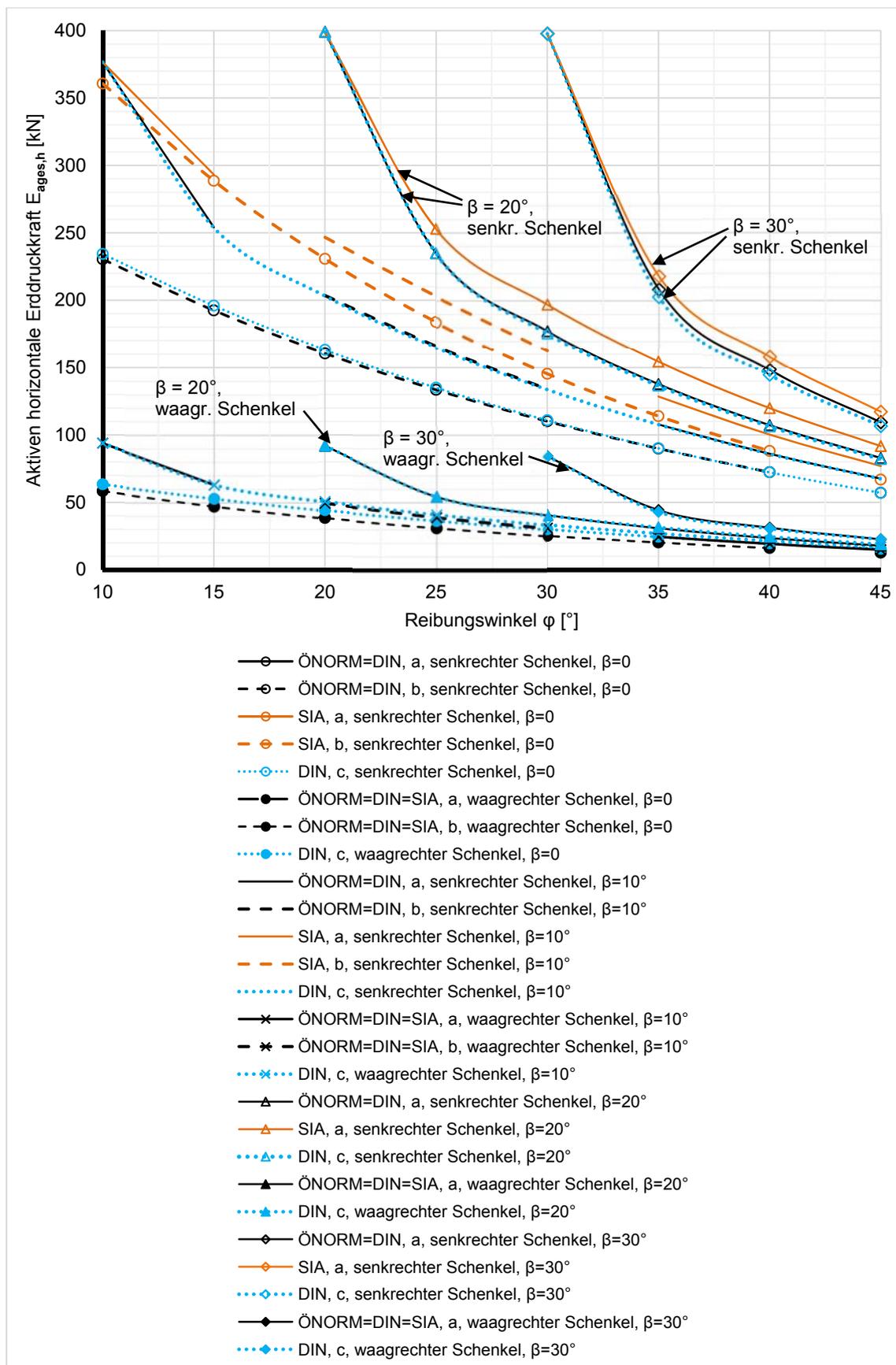


Abb. 48 Horizontale aktive Erddruckkraft für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit des Reibungswinkels für  $\beta = 0^\circ / \beta = 10^\circ / \beta = 20^\circ / \beta = 30^\circ$  im Vergleich

Wie erwartet ergibt sich der Zusammenhang (Abschnitt 4.4.1), dass die Erddruckkräfte mit zunehmender Böschungsneigung ansteigen. Ebenso wird die Differenz zwischen den Kurven des senkrechten Schenkels der ÖNORM bzw. DIN und der SIA (a bzw. b) bei zunehmender Böschungsneigung geringer.

Die Gültigkeitsgrenzen für die Geländeneigung liegen bei  $0 \leq \beta \leq \varphi$ , weshalb im Umkehrschluss  $\varphi_{\min} = \beta$  entsprechen muss. Damit erklärt sich auch das Abbrechen der Kurven im Diagramm.

Beim waagrechten Schenkel verhalten sich die Kurven aller Normen ident, nur unbedeutende minimale Unterschiede bei niedrigen Böschungsneigungswinkeln sind zu erkennen.

Bei den Verläufen des senkrechten Schenkels ist auffällig, dass bei allen Kurven mit  $\beta > 0^\circ$  ein steiler Anstieg bei den jeweils niedrigsten  $5^\circ$  vonstattengeht und alle Normen auf denselben Wert hinsteuern. Aufschluss gibt folgender Umstand: Stellt sich  $\varphi = \beta$  ein, ergibt dies immer einen Gegengleitflächenwinkel von  $\vartheta' = \vartheta_{ag}' = \chi' = 90^\circ$  und weiterführend einen Wandneigungswinkel von  $\alpha = 0^\circ$ . Das bedeutet, dass der Unterschied der SIA aus Gleichung 41 nicht wirksam wird und alle Erddrücke mit derselben Höhe  $h'$  berechnet werden.

### **Innere Standsicherheit**

Bei der inneren Standsicherheit erscheint es als ausreichend die horizontalen Erddruckkräfte bei Variation des Reibungswinkels für eine horizontale Geländeoberfläche darzustellen.

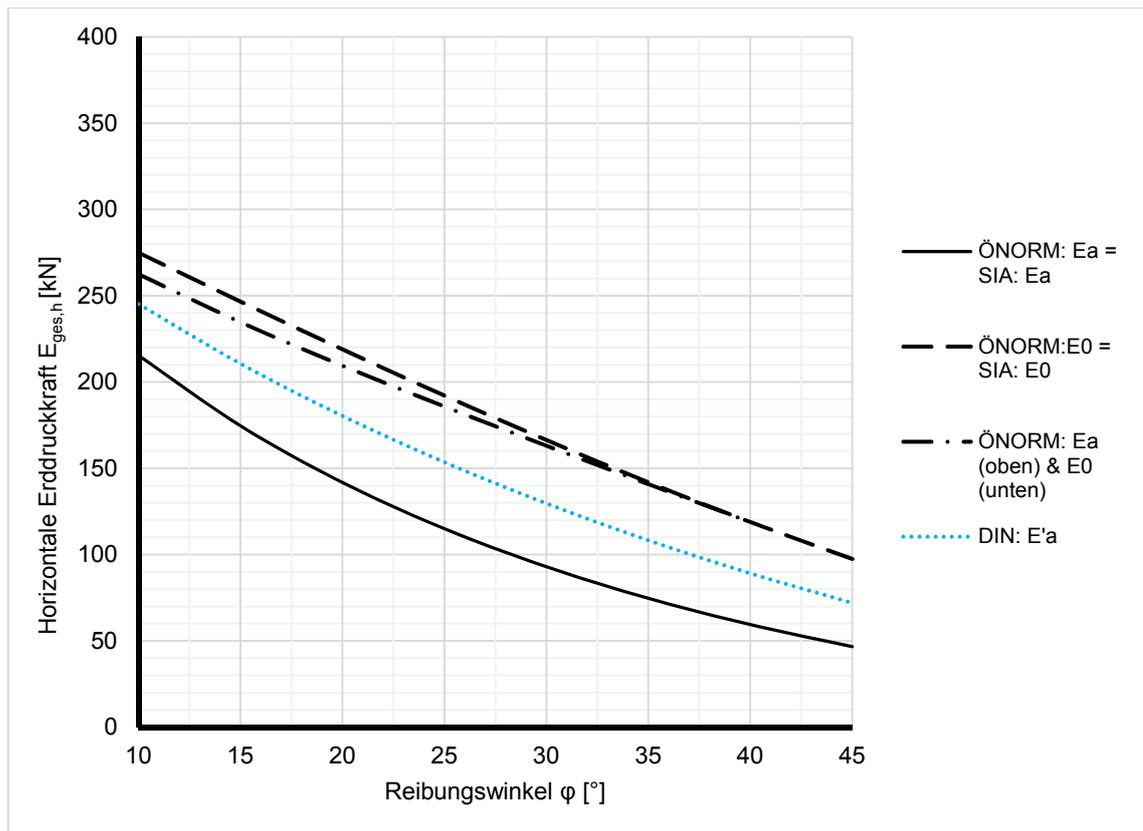


Abb. 49 Horizontale Erddruckkraft für die innere Standsicherheit in Abhängigkeit des Reibungswinkels

Beim Ansatz des aktiven Erddrucks sowie Erdruhedrucks liefert ÖNORM und SIA dieselben Ergebnisse für die horizontale Erddruckkraft. Genau dazwischen finden sich die Werte bei Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks aus der deutschen Norm. Bis zu einem Reibungswinkel von  $\varphi \sim 41^\circ$  kann bei der vorliegenden Geometrie der Ansatz aus der ÖNORM, bei welchem im oberen Bereich ein aktiver Erddruck und im unteren Bereich ein Erdruhedruck angenommen wird, herangezogen werden. Dieser Verlauf erstreckt sich knapp unter dem des Erdruhedrucks. Durch die verschiedenen Ansätze ergibt sich eine maximale Differenz von ca. 80 kN in den Ergebnissen (bei  $\varphi \sim 25^\circ$ ). Lässt man den eher unrealistischen aktiven Erddruck außer Acht beträgt die Differenz trotzdem circa 40 kN.

#### 4.4.3 Kohäsion c

Tab. 12 Parameter bei der Variation der Kohäsion c

Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Kohäsion	c	[kN/m <sup>2</sup> ]	variiert von 0 – 25 (in 5 kN/m <sup>2</sup> Schritten)
Auflast	p <sub>v</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Wandneigungswinkel des senkrechten Schenkels, erdseitig	α <sub>1</sub>	[°]	Äußere Standsicherheit: 0 / 90°- θ'
			Innere Standsicherheit: 0
Böschungsneigungswinkel	β	[°]	0
Wichte	γ	[kN/m <sup>3</sup> ]	22
Reibungswinkel	φ	[°]	20

Der Erddruck soll hierbei in Abhängigkeit der Kohäsion ausgegeben werden. Alle anderen Parameter sollen nicht beeinflussend auf die Ergebnisse wirken und werden, wenn möglich, zu null gesetzt. Um ein Auftreten der Kohäsion in der angegebenen Bandbreite zu ermöglichen, wird der Reibungswinkel mit  $\varphi = 20^\circ$  angenommen. Die Mauerabmessungen können in Tab. 4 sowie in Abb. 40 eingesehen werden. Da die unterschiedlichen Methoden der Berechnung des Mindesterdruks in den drei Normen in Tab. 8 aufgezeigt werden, ist eine Illustration des tiefenabhängigen Erddrucks zum zusätzlichen Verständnis unentbehrlich.

## Äußere Standsicherheit

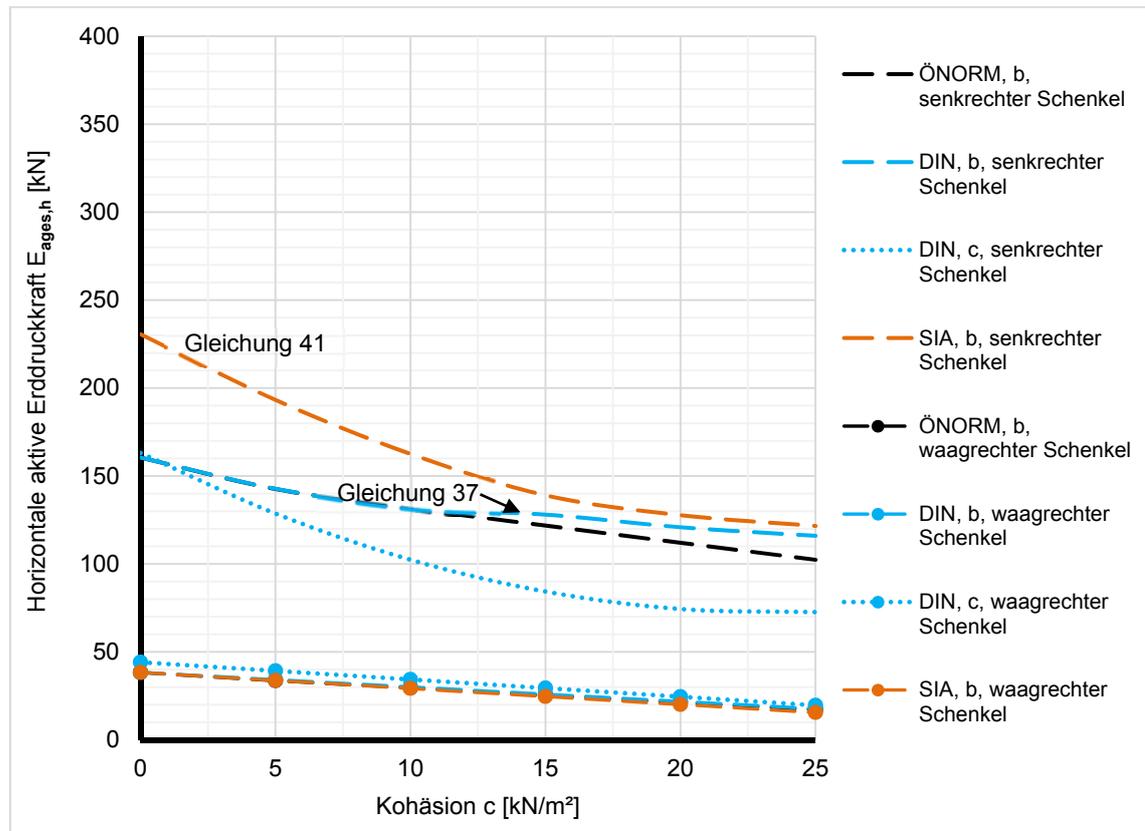


Abb. 50 Horizontale aktive Erddruckkraft für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit der Kohäsion

Bei genereller Betrachtung des Diagramms kann festgestellt werden, dass der Erddruck bei steigender Kohäsion abnimmt. Die Werte sollten sich im Allgemeinen kleiner als in den vorhergehenden Diagrammen gestalten, da der Erddruck aus Kohäsion vom aktiven Erddruck aus der Eigenlast des Bodens abgezogen wird. Hier ist dies nicht der Fall, da bei einem Reibungswinkel von  $\varphi = 20^\circ$  größere Kräfte als bei den zuvor verwendeten Parametern, mit der Annahme eines Reibungswinkels von  $\varphi = 35^\circ$ , auftreten (siehe auch Abschnitt 4.4.2.). Bei einer maximalen Kohäsion von  $c = 25 \text{ kN/m}^2$  können Differenzen von bis zu 110 kN gegenüber Berechnungen ohne Kohäsion auftreten.

Beim vorliegenden Parametersatz kann neben Fall c immer nur Fall b auftreten. Der Erddruck auf den waagrechten Schenkel bleibt vom Mindesterdruk unbeeinflusst, alle Kurven ähneln einander.

Hingegen ergeben sich die Erddruckkräfte auf den senkrechten Schenkel bei allen Normen unterschiedlich. Zurückzuführen ist dies einerseits auf die teils unterschiedliche Berechnung des Erddrucks aus der Kohäsion an sich und andererseits auf die

unterschiedliche Vorgehensweise bei Ansatz des Mindesterdruks (Tab. 8). Bei der SIA trägt wieder zusätzlich die Annahme der Erddruckberechnung über die unter  $\alpha$  geneigte Höhe zur Erhöhung der Erddruckresultierenden bei (Gleichung (41)). Zur genaueren Erläuterung soll nachfolgend der tiefenabhängige Erddruck für  $c = 10 \text{ kN/m}^2$  und  $c = 15 \text{ kN/m}^2$  gezeigt werden.

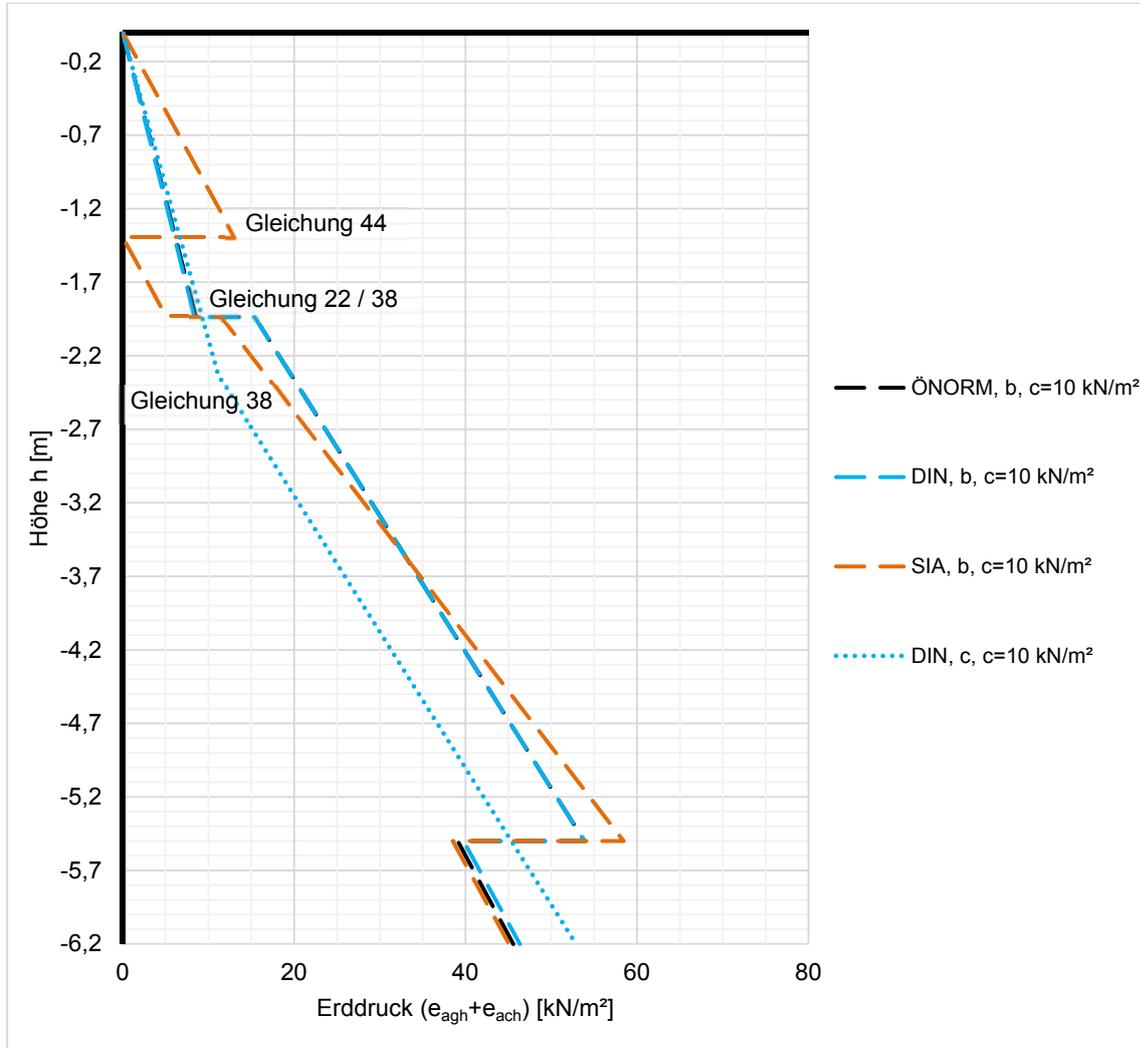


Abb. 51 Horizontaler aktiver Erddruck für die äußere Standsicherheit über die Höhe für eine Kohäsion  $c = 10 \text{ kN/m}^2$

ÖNORM sowie DIN besitzen in Abb. 51 die fast gleichen Verläufe für den Fall b über die Tiefe. Bei beiden Normen ergibt sich eine Grenztiefe für den Ansatz des Mindesterdruks bei der Höhe  $h_{Ea1}$  (hier  $h_{Ea1} = z_{\min \text{ ea,h}} = -1,93 \text{ m}$ ), bis zu welcher der Erddruck  $E_{a1}$  im oberen Bereich angesetzt werden soll. Zufälligerweise ergibt sich nach der Gleichung 22 laut ÖNORM und Gleichung 38 laut DIN der annähernd gleiche Mindesterdruks in der Grenztiefe. Darunter sind die Kurven vom Mindesterdruks

unbeeinflusst, sowohl die Erddruckbeiwerte infolge der Kohäsion, als auch die Berechnung des Erddrucks infolge Kohäsion sind für beide Normen ident.

Für den Fall c der DIN ergibt sich eine Grenztiefe zu  $z^* = -2,33$  m. Der Neigungswinkel für die senkrechte Wand ( $\alpha = 0^\circ$ ) und der Neigungswinkel des Erddrucks ( $\delta_a = \beta = 0^\circ$ ) führt zu einem größeren horizontalen Erddruckbeiwert infolge Kohäsion (Gleichung 24), damit zu größerem horizontalen Erddruck infolge Kohäsion, der bei Abzug weiterführend in kleineren horizontalen Spannungen resultiert. Dies ist in Abb. 50 zu erkennen.

Laut SIA errechnet sich mit Gleichung 42 eine Grenztiefe von  $z_{\min} = -1,39$  m und einem dazugehörigen Mindesterdruk laut Gleichung 44. Da der Mindesterdruk bis zu einer Tiefe, bei welcher rechnerisch keine Zugspannungen mehr auftreten, allein aus der Bodenlast angesetzt wird ( $e_{agh}$ ), springt der Erddruck in dieser Tiefe ( $e_{agh} + e_{ach}$ ) danach auf den Wert null. Der weitere Verlauf lässt den Mindesterdruk wieder außer Acht. Der Erddruckbeiwert und der Erddruck infolge Kohäsion errechnet sich anders als in der deutschen und österreichischen Norm, was sich gemeinsam mit der Abweichung aus Gleichung 41 auf die Ergebnisse in Abb. 51 auswirkt.

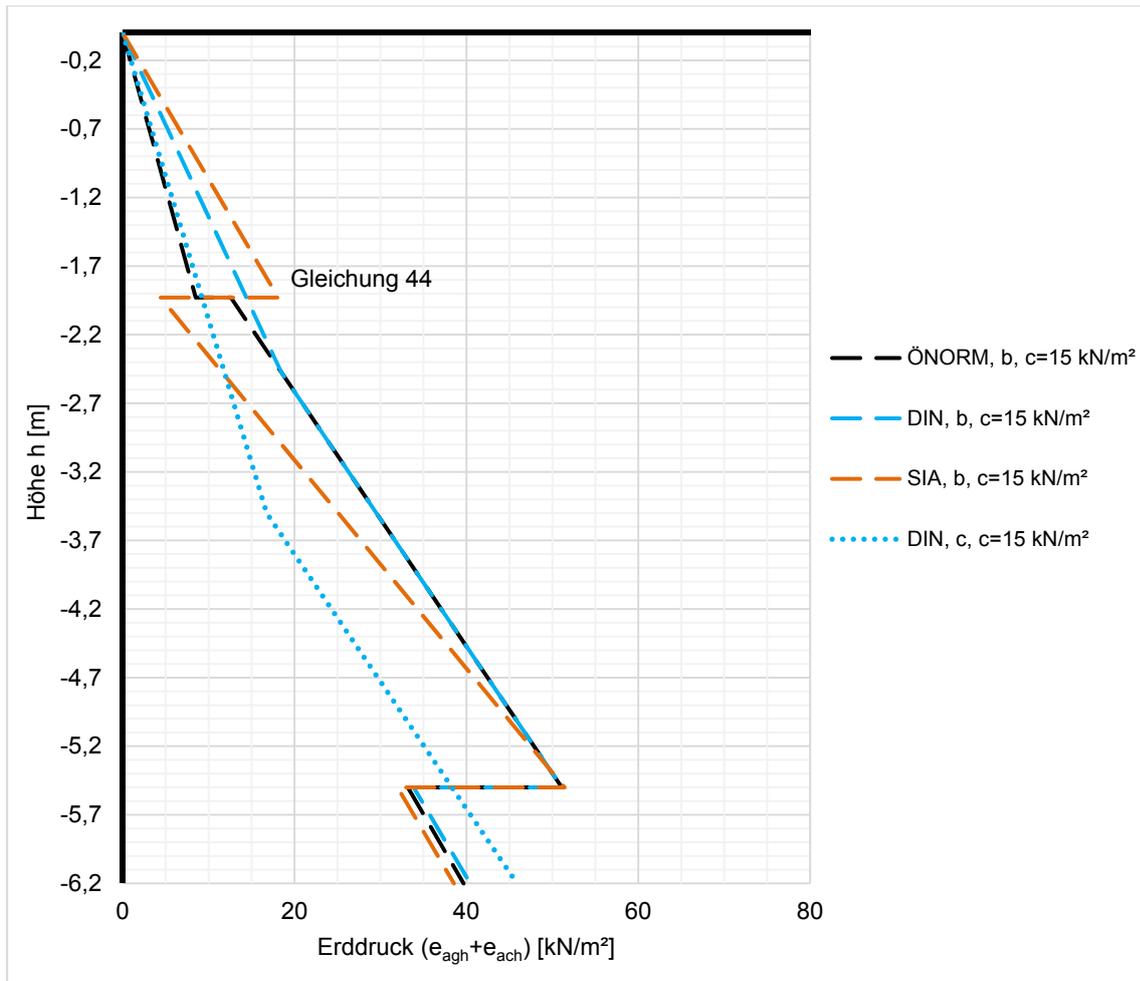


Abb. 52 Horizontaler aktiver Erddruck für die äußere Standsicherheit über die Höhe für eine Kohäsion  $c = 15 \text{ kN/m}^2$

Wiederrum wird laut ÖNORM bis zu einer Tiefe von  $z_{\min \text{ ea,h}} = -1,93 \text{ m}$  der Mindesterdruk angesetzt. In der DIN tritt dieser für den Fall b erst im Bereich der aktiven Erddruckkraft auf die fiktive Wand  $E_{a2}$  auf ( $z^* = -2,47 \text{ m}$ ), für den Fall c muss der Mindesterdruk noch tiefer ( $z^* = -3,5 \text{ m}$ ) als zuvor angesetzt werden.

In der SIA ergibt sich rechnerisch ein Sonderfall. Die Tiefe der freien Standhöhe ( $e_{\text{agh}} + e_{\text{ach}} = 0$ ) fällt nach Gleichung 42 in den Bereich der Erddruckkraft  $E_{a2}$ , daher erfolgt erneut die Berechnung der Tiefe mit Gleichung 43 und damit mit den Parametern des Bereiches  $E_{a2}$ . Dieses Ergebnis zeigt eine Tiefe, die jedoch im Bereich  $E_{a1}$  liegt. Da der Bereich  $E_{a1}$  jedoch Zugspannungen erfahren würde, wird in diesem (bis zu  $h_{E_{a1}} = z_{\min} = -1,93 \text{ m}$ ) der Mindesterdruk nach Gleichung 44 angesetzt, danach wird mit den Erddrücken des Bereiches  $E_{a2}$  fortgesetzt (in diesem Bereich ergeben sich keine Zugspannungen, sondern rechnerisch eigentlich bereits bei etwa  $z_{\min} = -1,6 \text{ m}$ ). Somit erklärt sich der Verlauf nach SIA in Abb. 52.

Alles Weitere geschieht analog zu den Berechnungen mit einer Kohäsion von  $10 \text{ kN/m}^2$ .

### Innere Standsicherheit

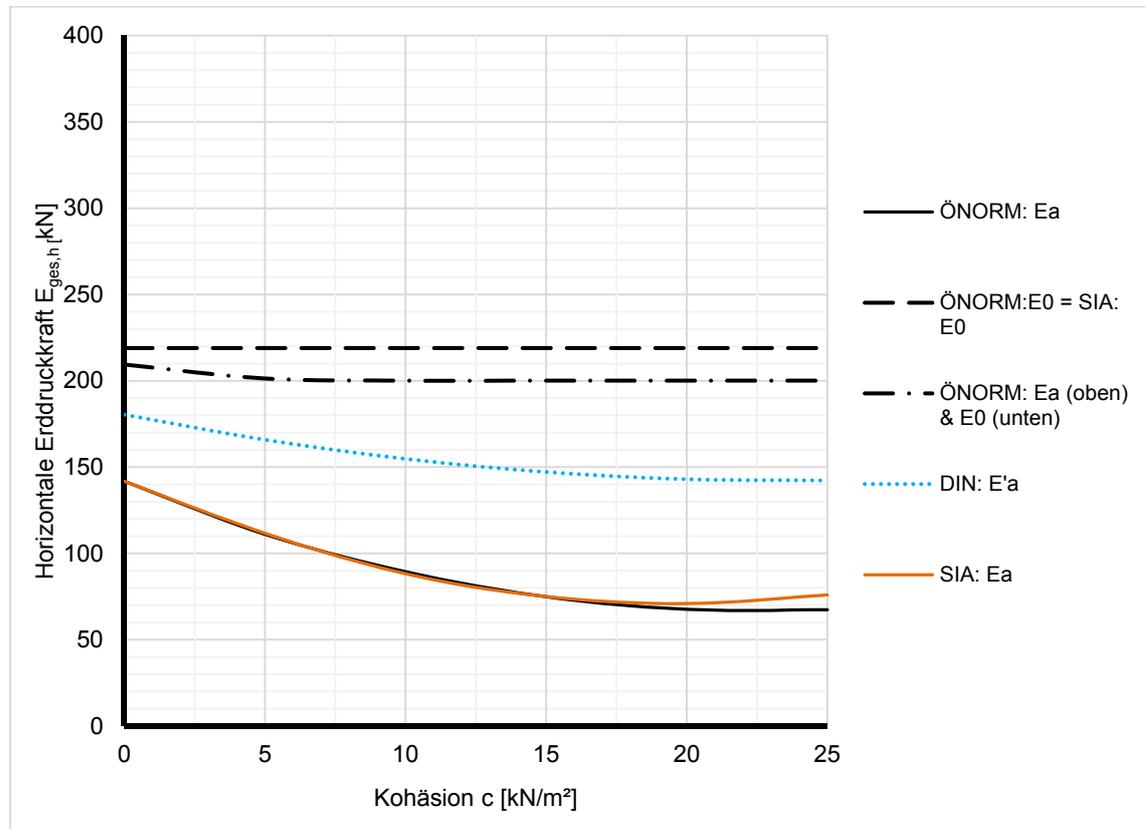


Abb. 53 Horizontale Erddruckkraft für die innere Standsicherheit in Abhängigkeit der Kohäsion

Da bei Ansatz des Erdruhedrucks und damit verbundenen Verschiebungen von  $s = 0$  keine Aktivierung der Kohäsion stattfinden kann, nimmt die Kohäsion keinen Einfluss auf den Erdruhedruck (horizontale Linie für  $E_0$  der ÖNORM und der SIA in der Abb. 53). Betrachtet man den Ansatz der ÖNORM, der im oberen Bereich aktiven Erddruck und im unteren Erdruhedruck aufbringt, treten Veränderungen, bis die Grenztiefe den Wert der Höhe des Bereiches  $E_{a1}$  (hier bei  $c = 5 \text{ kN/m}^2$ ) annimmt, ein. Ab Erreichen dieses Wertes hat dies immer den gleich großen Mindesterdruhedruck (im Bereich  $E_{a1}$ ) und den gleichen Erdruhedruck zufolge, da kein Mindesterdruhedruck im Bereich des Ruhedrucks auftreten kann (siehe auch Abb. 54 und Abb. 55). Der Verlauf liegt etwa  $20 \text{ kN}$  unter dem Verlauf mit ausschließlich Erdruhedruck.

Da die Kohäsion aber sehr wohl Einfluss auf den aktiven Erddruck hat, ergeben sich zwischen den zwei Ansätzen umso größere Differenzen (von bis zu  $150 \text{ kN}$ ). Die größte Abweichung zwischen erhöhten aktiven Erddruck und Erdruhedruck ergibt sich zu  $70 \text{ kN}$ .

Für den Ansatz des aktiven Erddrucks in der SIA und ÖNORM, deren Zunahme beinahe ident voranschreitet, kann der tiefenabhängige Erddruck für  $c = 10 \text{ kN/m}^2$  und  $c = 20 \text{ kN/m}^2$  bessere Antworten liefern.

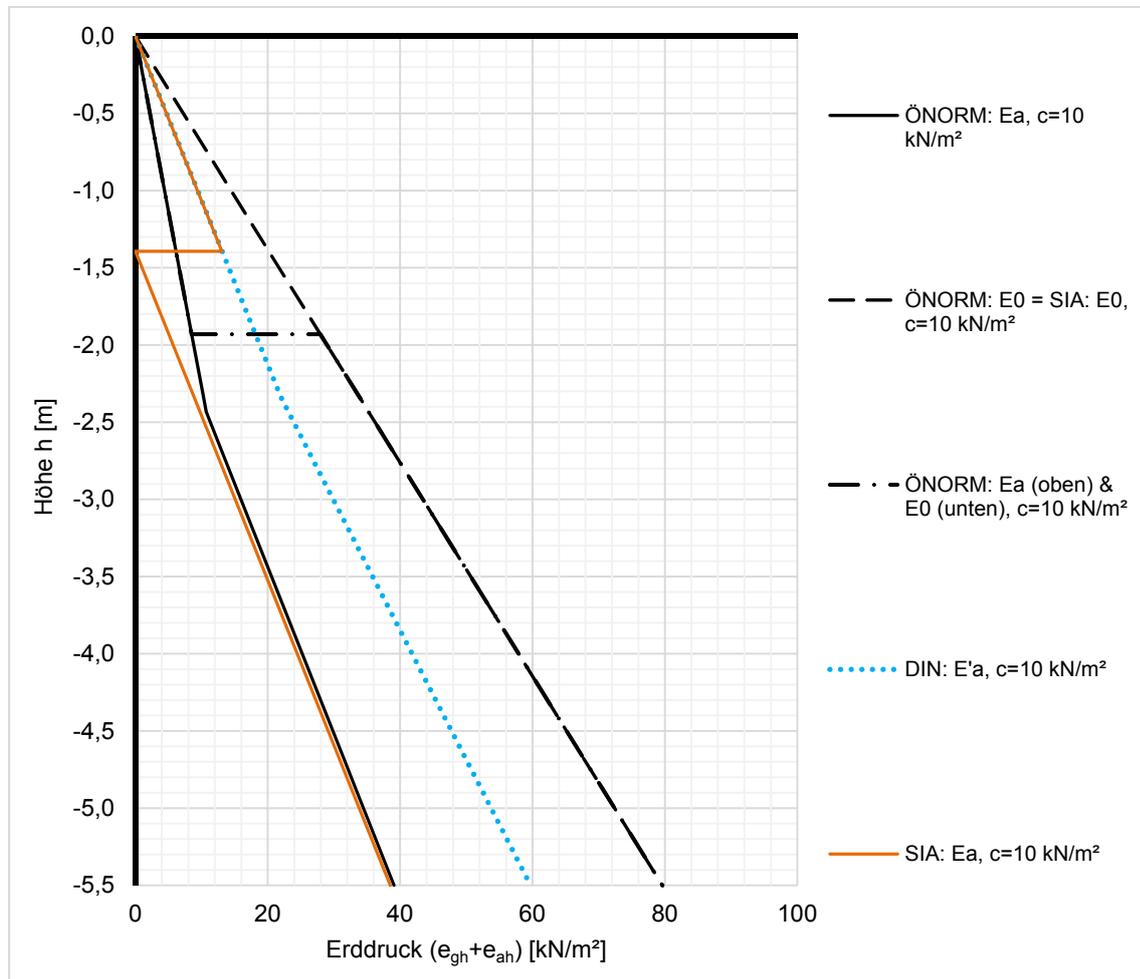


Abb. 54 Horizontaler Erddruck für die innere Standsicherheit über die Höhe für eine Kohäsion  $c = 10 \text{ kN/m}^2$

Trotz unterschiedlicher Grenztiefen in ÖNORM ( $z_{\min \text{ ea,h}} = -2,43 \text{ m}$ ) und SIA ( $z_{\min} = -1,39 \text{ m}$ ) im aktiven Zustand ergeben sich zufälligerweise gleich große resultierende Kräfte. Da die innere Standsicherheit keine fiktiv geneigten Wände beinhaltet, entwickeln die beiden Erddrücke nach Ansatz des Mindesterdruddrucks beinahe ident.

Der Erdruehdruckverlauf zeigt, wie schon erwähnt, richtigerweise keine Relation zur Kohäsion und zum Mindesterdruddruck.

Der erhöhte aktive Erddruck nach DIN, zusammengesetzt aus 50 % aktiven Erddruck (bis  $z^* = -2,34 \text{ m}$  wird der Mindesterdruddruck angesetzt) und 50 % Erdruehdruck

(Gleichung 33), erstreckt sich zwischen den beiden Extrema. Auch Abb. 53 zeigt dies, sowie die geringere Beeinflussung durch den Mindesterdruk an der weniger stark fallenden Kurve wie bei der des aktiven Bruchzustandes. Der Anstieg im Endbereich der aktiven Kurve laut SIA (Abb. 53) ergibt sich aufgrund der größeren Grenztiefe, bis zu welcher rechnerisch die Kohäsion entfällt und die Erddruckresultierende ab etwa  $c = 20 \text{ kN/m}^2$  wieder ansteigen lässt. Darlegung dessen kann auch Abb. 55 bieten. Diese lässt vermuten, dass die Tiefe der freien Standhöhe bei größerer Kohäsion nach unten wandert und flächenmäßig größere Erddruckkräfte auftreten.

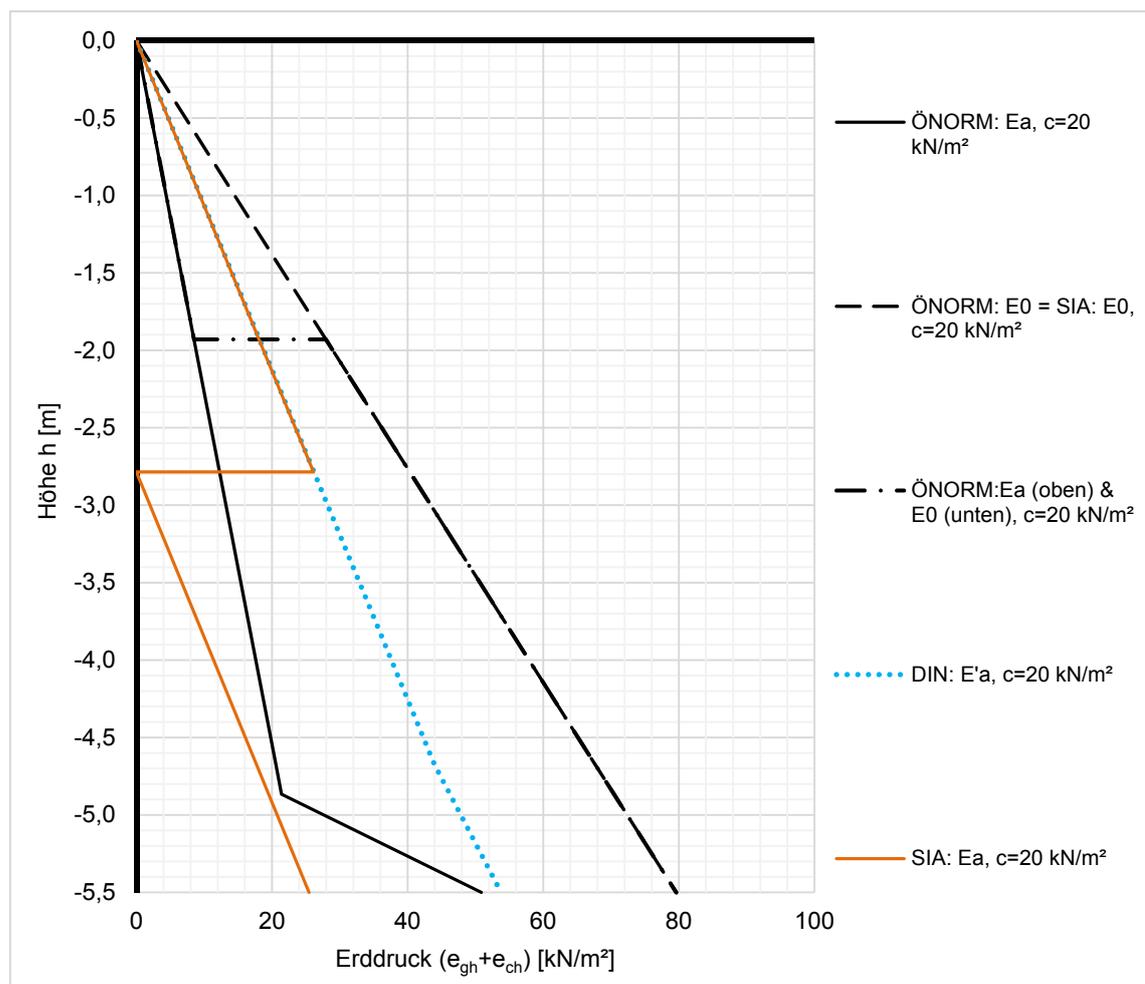


Abb. 55 Horizontaler Erddruck für die innere Standsicherheit über die Höhe für eine Kohäsion  $c = 20 \text{ kN/m}^2$

Des Weiteren wird der relativ große Einfluss einer hohen Kohäsion sichtbar. Die Grenztiefe liegt sowohl nach ÖNORM als auch nach DIN bei fast 5 m, da die Erddruckkomponente aus der Kohäsion zu einer großen Reduktion der Spannungen führen würde. Gut zu erkennen sind überdies die unterschiedlichen Annahmen für den Mindesterdruk. ÖNORM und DIN setzen diesen an, bis der Mindesterdruk mit dem

des Erddruckes aus Bodeneigenlast und Abzug der Kohäsion übereinstimmt. Die SIA bringt ihn bis zur Tiefe auf, wo der Erddruck aus Bodeneigenlast minus dem Erddruck aus der Kohäsion gleich null wird.

#### 4.4.4 Gleichmäßig verteilte Oberflächenlast $p_v$

Der Einfluss einer gleichmäßig verteilten Oberflächenlast auf die Erddruckkraft soll in diesem Unterkapitel untersucht werden. Es werden die in Tab. 13 aufgelisteten Parameter und die in Tab. 4 bzw. Abb. 40 angegebenen Abmessungen der Winkelstützmauer verwendet.

Tab. 13 Parameter bei der Variation der gleichmäßig verteilten Oberflächenlast  $p_v$

Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Kohäsion	c	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Auflast	$p_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	variiert von 0 – 20 (in 5 kN/m <sup>2</sup> Schritten)
Wandneigungswinkel des senkrechten Schenkels, erdseitig	$\alpha_1$	[°]	0 / 90° - $\vartheta'$
Böschungsneigungswinkel	$\beta$	[°]	0
Wichte	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	35

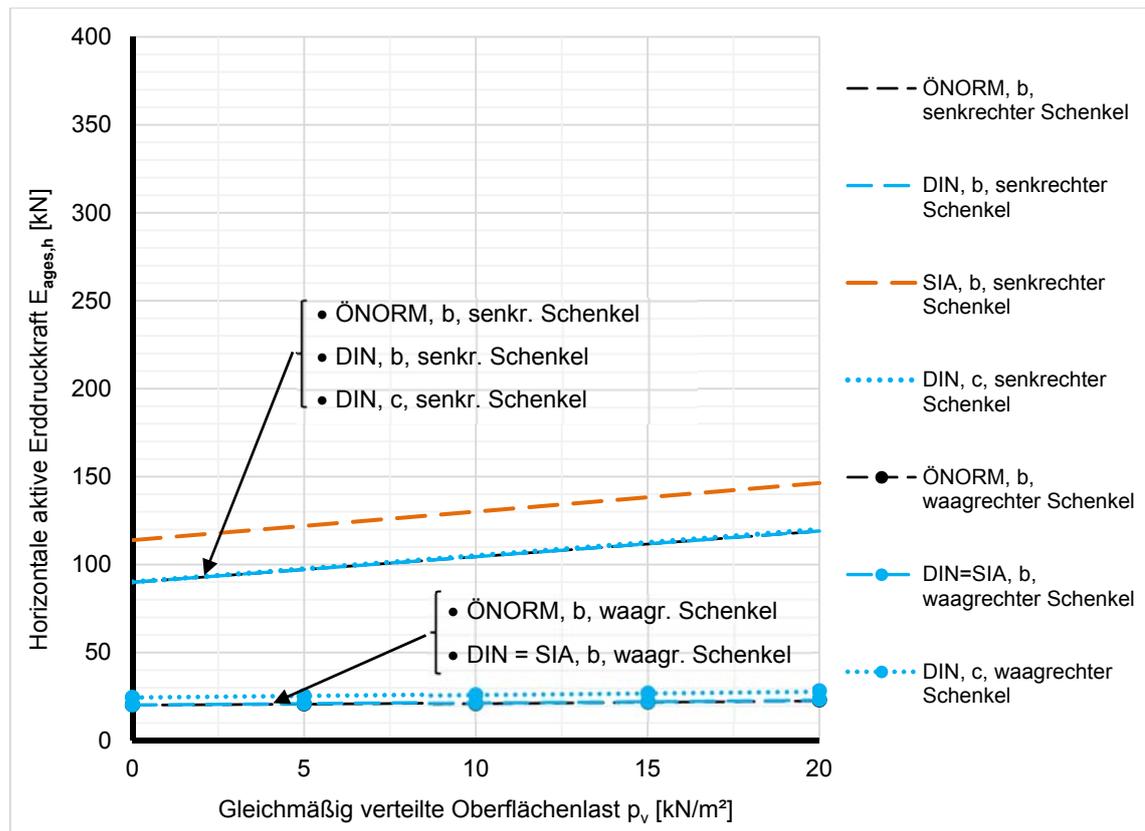


Abb. 56 Horizontale aktive Erddruckkraft für die äußere Standsicherheit in Abhängigkeit verschiedener Größenordnungen der gleichmäßig verteilten Oberflächenlast  $p_v$

Höhere Werte für die Oberflächenlasten führen zu höheren Erddruckresultierenden, die Verläufe sind linear. Bei einer Auflast von  $p_v = 20 \text{ kN/m}^2$  steigen in allen Fällen die Erddruckkräfte auf den senkrechten Schenkel um etwa 30 % und auf den waagrechten Schenkel um etwa 15 % im Vergleich zum Ursprungswert bei  $p_v = 0 \text{ kN/m}^2$  an.

Die geringfügige Abweichung des Falles c nach DIN am waagrechten Schenkel entsteht durch den unterschiedlichen Neigungswinkel des Erddrucks von  $\delta_a = \beta = 0^\circ$ . Beim senkrechten Schenkel greift, wie auch in all den anderen Diagrammen, der bereits bekannte Unterschied aus Gleichung 41 der SIA. Es sind keine weiteren Besonderheiten zu beobachten.

#### 4.4.5 Länge des waagrechten Schenkels hinter der Mauer $l_{s(w),3}$

Die deutsche Norm stuft vorrangig den zu wählenden Fall c bei kurzen Schenkeln in der äußeren Standsicherheit als auf der sicheren Seite ein. Daher wäre eine Veränderung des Parameters  $l_{s(w),3}$  für längere Abmessungen interessant. Bei genauerer Betrachtung kann dieser Einfluss jedoch schnell beurteilt werden. Wird ein längerer waagrechter Schenkel  $l_{s(w)}$  bei horizontalem Gelände angenommen, tritt immer Fall a ein (anstatt bei

kurzen Schenkeln Fall b), kein Wert erfährt bei Steigerung der Länge eine Änderung. Der Einfluss des Parameters beschränkt sich lediglich auf die Höhe, die für die Erddruckberechnung herangezogen wird. Allerdings hat die Höhe bei  $\beta = 0^\circ$  in allen Fällen, außer in der SIA durch Berechnung des Erddrucks auf die unter  $\alpha$  geneigte Höhe, denselben Wert.

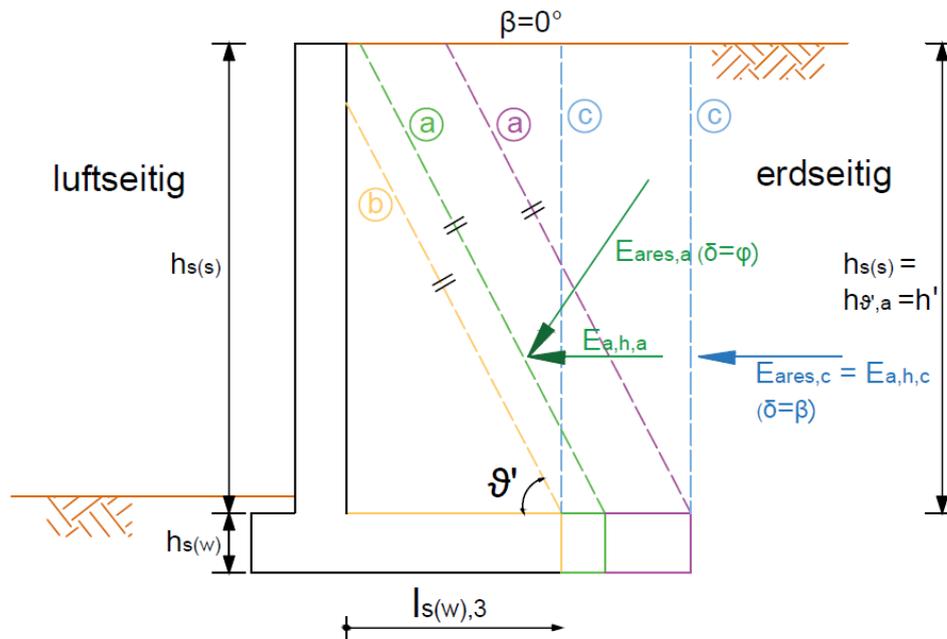


Abb. 57 Geometrie bei Variation des horizontalen Teilschenkels  $l_{s(w),3}$

Alle Horizontalkomponenten der resultierenden Erddruckkraft (außer durch den genannten Unterschied in der SIA) sind gleich hoch. Der einzige Unterschied zeichnet sich in der unter  $\delta_a$  geneigten Erddruckresultierenden ab: Im Fall c entspricht diese der Horizontalkomponente, in den anderen Fällen ist sie viel höher als die horizontale Kraft. Somit ist dieser Umstand nur für die Weiterrechnung bei bestimmten Nachweisen von Bedeutung.

#### 4.5 Auswirkungen der Erddruckberechnung auf Nachweise

Da die Berechnung der Erddruckkraft eine wichtige Rolle für die Nachweisführung bei geotechnischen Bauwerken spielt, soll ihre Auswirkung exemplarisch durch die Ermittlung der Momente für den Kipp-Nachweis untersucht werden. Dies soll anhand eines einfachen Parametersatzes (Tab. 14) für die äußere, als auch innere Standsicherheit (siehe Abb. 58) vereinfacht unter der Annahme der Vernachlässigung des Eigengewichts und der Teilsicherheitsbeiwerte gezeigt werden.

Tab. 14 Parametersatz zur exemplarischen Darstellung der Auswirkungen der Erddruckkräfte auf die Momente für den Kipp-Nachweis

Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Kohäsion	$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Höhe des senkrechten Schenkels	$h_{s(s)}$	[m]	5,5
Höhe des waagrechten Schenkels	$h_{s(w)}$	[m]	0,7
Auflast	$p_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Wandneigungswinkel des senkrechten Schenkels, erdseitig	$\alpha_1$	[°]	Äußere Standsicherheit: 0 / 90°- 9'
			Innere Standsicherheit: 0
Böschungsneigungswinkel	$\beta$	[°]	0
Wichte	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	35

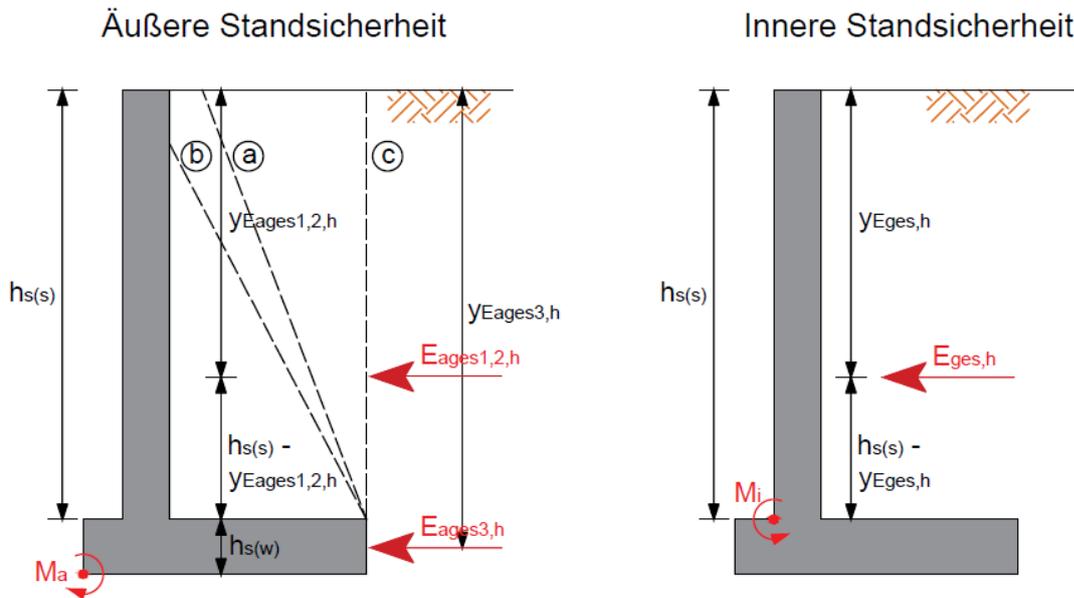


Abb. 58 Ermittlung der Momente für die äußere sowie innere Standsicherheit beim Kipp-Nachweis

Die Annahme der Vorzeichen erfolgt nach der Abb. 58, die Momente werden für die äußere Standsicherheit laut Gleichung 45 und für die innere Standsicherheit nach Gleichung 46 berechnet.

$$M_a = E_{ages1,2,h} * (h_{s(s)} - y_{Eages1,2,h} + h_{s(w)}) + E_{ages3,h} (h_{s(w)} - y_{Eages3,h} + h_{s(s)}) \quad (45)$$

$$M_i = - E_{ages,h} * (h_{s(s)} - y_{Eages1,2,h}) \quad (46)$$

$E_{agesi,h}$  [kN] Gesamte aktive horizontale Erddruckkraft auf den jeweiligen Bereich

$E_{ges,h}$  [kN] Gesamte horizontale Erddruckkraft

$M_a$  [kNm] Moment für die äußere Standsicherheit im Kipp-Nachweis

$M_i$  [kNm] Moment für die innere Standsicherheit im Kipp-Nachweis

$h_{s(s)}$  [m] Höhe des senkrechten Schenkels der Winkelstützmauer

$h_{s(w)}$  [m] Höhe des waagrechten Schenkels der Winkelstützmauer

$y_{Eagesi,h}$  [m] Angriffspunkt der resultierenden aktiven horizontalen Erddruckkraft des jeweiligen Bereiches ausgehend vom erdseitig höchsten Punkt des senkrechten Schenkels

$y_{Eges,h}$  [m] Angriffspunkt der resultierenden horizontalen Erddruckkraft ausgehend vom erdseitig höchsten Punkt des senkrechten Schenkels

Die Ergebnisse der Momentenberechnung werden folgend in Prozent dargestellt und untereinander verglichen. Bezugswert ist im Falle der äußeren Standsicherheit immer der Wert des eintreffenden Falles laut ÖNORM und im Falle der inneren Standsicherheit der Wert laut ÖNORM bei Ansatz des Erdruhedrucks über die gesamte Mauerrückseite.

### Äußere Standsicherheit

Tab. 15 Ergebnis der Momente für die äußere Standsicherheit im Kipp-Nachweis

	Moment [%] in Bezug zur ÖNORM			
	ÖNORM	DIN	SIA	DIN Fall c)
Fall a)	100,0	100,0	126,3	100,6
Fall b)	100,0	100,0	125,5	101,2

Die Tabelle zeigt die Auswirkung der Erddruckberechnung auf die Momente für die jeweilige Norm. Es kann entweder Fall a oder Fall b neben dem Fall c auftreten. Für diesen Parametersatz ist Fall b gültig (in Tab. 15 in grün), die Werte dieser Zeile beziehen sich auf das Moment, berechnet aus den Erddrücken der ÖNORM.

ÖNORM und DIN (Fall b) ergeben die gleichen Momente für einen Kipp-Nachweis. Das Moment nach DIN im Fall c übersteigt das der ÖNORM um nur 1 %, beim Moment nach SIA sind es bereits 25 %. Die Unterschiede in der Erddruckberechnung laut SIA haben bei den vorliegenden Parametern großen Einfluss auf die Nachweisführung.

### Innere Standsicherheit

Bezugswert für die innere Standsicherheit ist der Wert laut ÖNORM bei Ansatz des Erdruhedrucks auf den gesamten vertikalen Schenkel. In diesem Fall kann theoretisch jeder Ansatz herangezogen werden.

Tab. 16 Ergebnis der Momente für die innere Standsicherheit im Kipp-Nachweis

	Moment [%] in Bezug zur ÖNORM: $E_0$		
	ÖNORM	DIN: $E'_a$	SIA
$E_a$	52,6	76,3	52,6
$E_0$	100,0		100,0
$E_a$ (oben) & $E_0$ (unten)	97,9		-

Es kann erkannt werden, dass die Momente laut SIA und ÖNORM für den aktiven und Erdruchdruck gleich sind; die Werte bei Berechnung mit dem aktiven Erddruck sind im Vergleich zu jenen mit dem Erdruchdruck um ~ 50 % kleiner. Bei dem Ansatz des aktiven Erddrucks im oberen und des Erdruchdrucks im unteren Bereich ergeben sich fast die gleichen Momente wie bei dem Ansatz mit Erdruchdruck (2 % Unterschied). Der aktive erhöhte Erddruck laut DIN liegt um 24 % unter dem Moment in der ÖNORM bei Erdruchdruck. Die Tabelle verdeutlicht, dass die Wahl des Ansatzes große Auswirkungen auf die Nachweisführung und damit Sicherheit des Bauwerkes haben kann.

Es scheint als wahrscheinlich, dass bei anderen Parametersätzen noch größere Unterschiede auftreten könnten. Mit den in Abschnitt 4.4 angestellten Variationen können die Auswirkungen grob abgeschätzt werden.

## 5 Numerische Berechnung im Vergleich zur analytischen Untersuchung

Die analytischen Berechnungen bedienen sich vereinfachten Rechenmethoden ohne Einbeziehung des spannungsabhängigen Verhaltens des Bodens und ohne Betrachtung der Verformung. Zur Berücksichtigung dieser Umstände soll das Beispiel aus Abschnitt 4 auf Basis der Finite-Elemente-Methode (FEM) mit der Software *PLAXIS 2D, Version 2016.01* und einem höherwertigen Stoffgesetz untersucht werden. Die Berechnungen werden in Abhängigkeit der Kopfverschiebung des Stützbauwerkes für die innere Standsicherheit durchgeführt.

Es sei hierbei erwähnt, dass diese Methode ergänzend zu den analytischen Untersuchungen angeführt wird und daher ein simples Modell mit einfachsten Randbedingungen eingesetzt wird. Etwaige Variationen sollen nicht mehr Gegenstand dieses Kapitels sein. Die Ergebnisse der FEM-Berechnung sollen im Anschluss mit den analytischen Resultaten anhand eines vergleichbaren Parametersatzes gegenübergestellt werden.

### 5.1 Modellierung und Vorgehensweise

Idee der numerischen Berechnung ist es, mit einem sehr einfachen Modell im ebenen Verzerrungszustand Erddruckberechnungen durchzuführen um horizontale Spannungen über die Tiefe bzw. resultierende Kräfte für die innere Standsicherheit der Winkelstützmauer in Abhängigkeit einer aufgetragenen Verschiebung zu erhalten.

#### 5.1.1 Modell

Zur Darstellung der vorliegenden Fragestellung wird ein Modell mit den Abmessungen 20 m x 5,5 m (siehe Abb. 59) verwendet. Die Böschungsneigung wurde zur Vereinfachung zu null (horizontal) gesetzt.



Abb. 59 Modell zur numerischen Berechnung in PLAXIS 2D

### 5.1.2 Modellierung des Bodens und der Konstruktion

Die homogene Bodenschicht, locker gelagerter Sand, enthält kein Grundwasser. *Hardening Soil Small* (HSS) Stoffgesetz wurde zur Beschreibung des Bodens herangezogen.

Die Winkelstützmauer selbst wird als Kragträger abgebildet und durch ein *plate*-Element unter Verwendung des linear-elastischen Stoffgesetzes und einer mittleren Dicke  $d$  von 0,47 m und einer Höhe  $h$  von 5,5 m modelliert. Der E-Modul wird durch Annahme der Betongüte C25/30 festgelegt. Um die Boden-Bauwerk-Interaktion zu berücksichtigen, wird ein Interface eingefügt und der dafür vorhergesehene Parameter  $R_{inter}$  auf den Wert  $2/3$  gesetzt. Wie in Abb. 59 ersichtlich, wurden die Modellgrenzen am unteren Rand fixiert, um eine Einspannung des Kragträgers zu simulieren. Die im vorderen Bereich in blau dargestellte dreiecksförmige Linienlast soll eine Verschiebung beinahe gleich null ( $s = 0$ ) nach der Einbauphase des *plate*-Elementes garantieren, um die Verschiebung tatsächlich mit den vorgegebenen Wert aufbringen zu können. Der maximale Wert am tiefsten Punkt der Linienlast berechnet sich mit  $\sigma'_h = \gamma' \cdot h \cdot K_0$  zu  $\sigma'_h = 49,5 \text{ kN/m}^2$ .

Alle weiteren Eingabeparameter des Bodens bzw. der Konstruktion können Tab. 17 und Tab. 18 entnommen werden.

Tab. 17 Eingangsparmeter für locker gelagerten Sand in PLAXIS 2D

Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Stoffgesetz	Stoffgesetz	[-]	HSS
Wichte, ungesättigt	$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18
Wichte, gesättigt	$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	30
Kohäsion	c	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Dilatanz	$\psi$	[°]	0
Steifigkeit	$E_{\text{oed}}$	[MPa]	15
	$E_{50}$	[MPa]	15
	$E_{\text{ur}}$	[MPa]	45
	m	[-]	0,5
	$p_{\text{ref}}$	[kPa]	100
	$K_0^{\text{nc}}$	[-]	0,5
Small strain stiffness	$G_0$	[MPa]	75
	$\gamma_{0,7}$	[-]	1,5*10 <sup>-4</sup>
Reduktionsfaktor für das Interface	$R_{\text{inter}}$	[-]	0,67

Tab. 18 Eingangsparmeter des plate-Elementes in PLAXIS 2D

Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Stoffgesetz	Stoffgesetz	[-]	linear elastisch
E-Modul Beton C25/30	E	[kN/m <sup>2</sup> ]	3,1 E7
Mittlere Dicke der plate	d	[m]	0,47
Dehnsteifigkeit	EA	[kN/m]	14,6 E6
Biegesteifigkeit	EI	[kN m <sup>2</sup> /m]	268 E3
Spezifisches Gewicht	w	[kN/m/m]	11,75

### 5.1.3 Verschiebungen

Das Aufbringen der gewünschten Kopfverschiebungen wird in PLAXIS 2D durch die Modellierung eines sogenannten *point-displacements* mit Zuweisung der gewünschten Werte bewerkstelligt.

Die Werte der Kopfverschiebungen ergeben sich einerseits nach der ÖNORM B4434 (siehe Tab. 1) und andererseits nach den Grenzen des Betonbaues für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Verhältniswerte der Wandbewegungen bei einer Fußpunktdrehung laut Tab. 1 beschreiben die Grenzen für das Eintreten des aktiven Bruchzustandes bei lockerer Lagerung des Bodens mit dem unteren Wert  $s_a/h = 0,4 \%$  und dem oberen Wert von  $s_a/h = 0,5 \%$ . Somit ergeben sich bei einer Wandhöhe von 5,5 m Verschiebungswerte nach Tab. 19 (I und II). Die Verschiebung zur Erzeugung des Erdruhedrucks von maximal  $0,005 \%$  (bzw. 0,28 mm) wird hier außer Acht gelassen.

Im Betonbau kommen die Verschiebungswerte aus der Grenze für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS mit L/300) und der Grenze für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS mit L/150) zu Stande. Die Verformungslänge L eines Kragträgers beträgt  $L = 2 \cdot h = 11,0 \text{ m}$ ; es resultieren daraus die Werte III und V in Tab. 19. Diesen Werten soll zusätzlich ein Zwischenwert eingefügt (IV) und ein weiterer als Maximum definiert werden (VI).

Tab. 19 Aufzubringende Kopfverschiebungen in PLAXIS 2D

Kopfverschiebung $u_b$ [mm]					
I	II	III	IV	V	VI
<b>22,00</b>	<b>27,50</b>	<b>36,67</b>	<b>55,00</b>	<b>73,34</b>	<b>100,00</b>
$E_{a,u}$ (B 4434)	$E_{a,o}$ (B 4434)	SLS: L/300	Zwischenwert	ULS: L/150	Maximum

### 5.1.4 Netzgenerierung, Einbauphasen

Vor dem Start der Berechnung muss ein Netz in PLAXIS 2D generiert, sowie Einbauphasen definiert werden. Abb. 60 zeigt das relativ feine Netz vor allem im Bereich direkt hinter dem *plate*-Element, in welchem die Erddrücke mit größerer Genauigkeit ausgegeben werden sollen. Dabei handelt es sich um insgesamt 1505 Bodenelemente,

die zur Berechnung herangezogen werden. Jedes Dreieckselement besteht aus 15 Knoten (*15-noded triangle*).

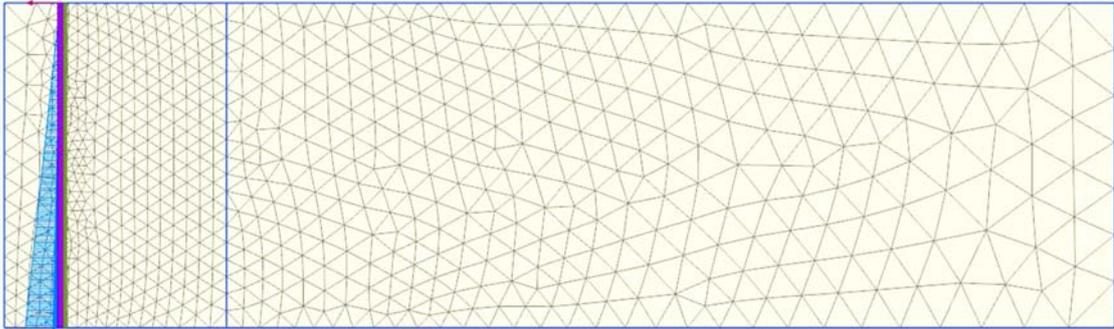


Abb. 60 Generierung des Netzes für die FEM-Berechnung in PLAXIS 2D

Die Einbauphasen werden wie folgt gewählt:

- Initialphase „Initial phase“ ( $K_0$  procedure);
- 2. Phase „Aushub, Einbau, Stützung“ (Plastic calculation);
- 3. Phase „Verformung, Stützung“ (Plastic calculation).

## 5.2 Ergebnisse der numerischen Berechnung

Nach Durchführung der Berechnung für die Kopfverschiebungen I bis VI entsprechend Tab. 19 soll die Auswertung in jedem einzelnen Fall aus der Kopfverschiebung, den dazugehörigen Spannungen über die Höhe der Mauer sowie der resultierenden horizontalen Erddruckkraft bestehen. Die Verschiebungen ( $u_b$ ) werden direkt dem *plate*-Element entnommen, die Spannungen ( $\sigma'_N$ ) liefert das Interface. Es wurde außerdem versucht Spannungen an den Spannungspunkten anstatt am Interface auszugeben – die Ergebnisse sind beinahe gleich, weshalb bei allen weiterführenden Berechnungen die Spannungen am Interface ausgewertet wurden. Im Zuge dessen werden gleichzeitig die analytischen Ergebnisse mit den numerischen verglichen.

### 5.2.1 Kopfverschiebungen

Folgend werden alle sechs Berechnungen mit den verschiedenen Kopfverschiebungen in einem Diagramm (Abb. 61) gezeigt. Die Verformungskurve verzeichnet im untersten Bereich nur geringe Kopfverschiebungen, welche bis zum obersten Punkt der Konstruktion mit einem maximalen Wert, der der aufgetragenen Kopfverschiebung entspricht, stärker ansteigen.

Die schwarzen bzw. grauen Linien repräsentieren die linearen Verschiebungen über die Höhe nach ÖNORM B 4434 bzw. nach den Grenzen des Betonbaus. Ihre maximalen Werte im Kopfpunkt der Stützmauer entsprechen den aufgetragenen *point-displacements* in der numerischen Berechnung.

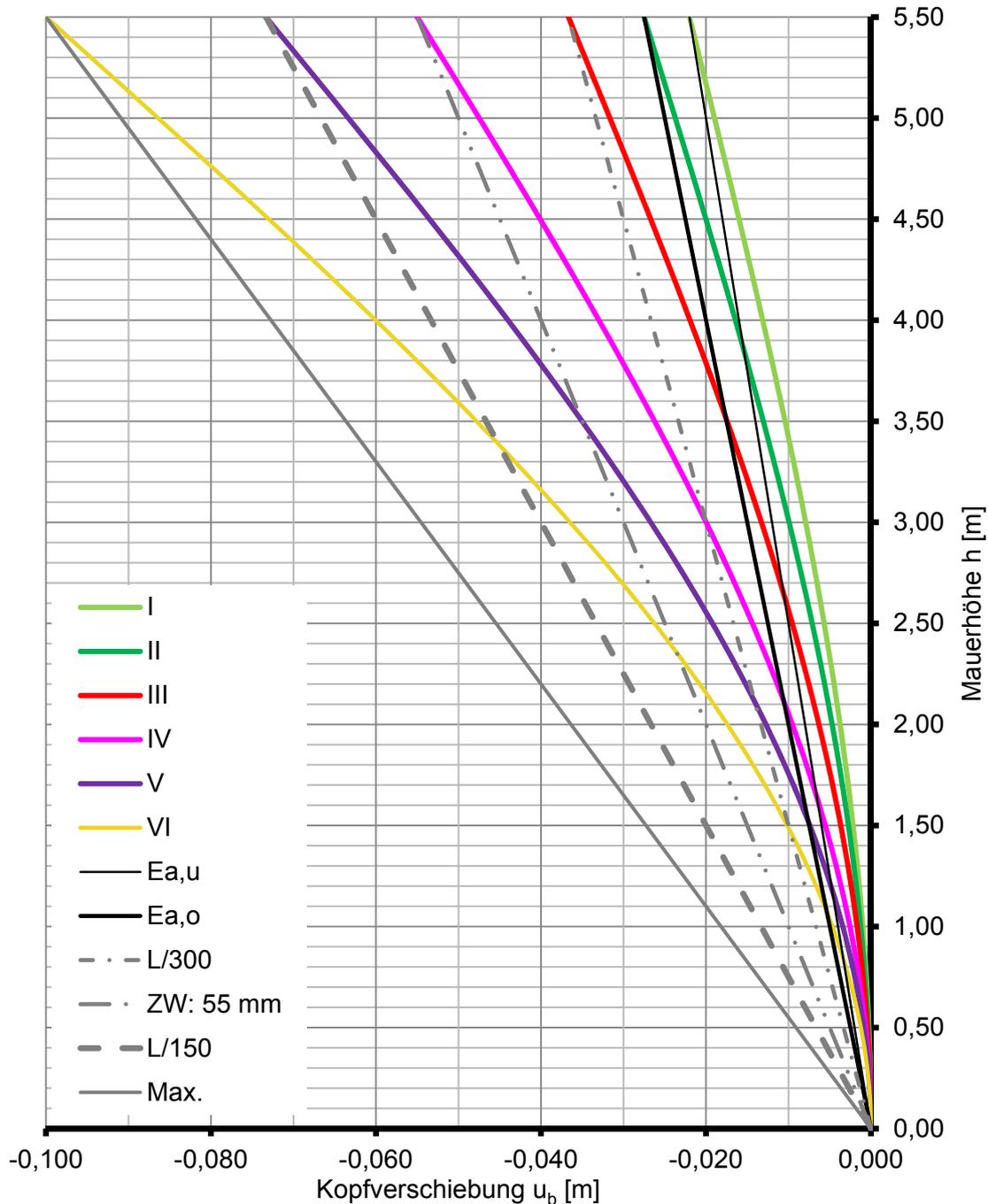


Abb. 61 Ergebnisse in PLAXIS 2D für die aufgetragenen Kopfverschiebungen in Abhängigkeit der Mauerhöhe

### 5.2.2 Horizontaler Erddruck in Abhängigkeit der Mauerhöhe

In Abhängigkeit der jeweiligen Kopfverschiebung sollen nun die dazugehörigen horizontalen Erddrücke über die Höhe der Stützmauer dargestellt werden. Ihre Auswertung geschieht am Interface, da sich die Ergebnisse der Auswertung an den sogenannten *stress points* für die Spannungen und auch für die resultierenden Kräfte kaum unterscheiden.

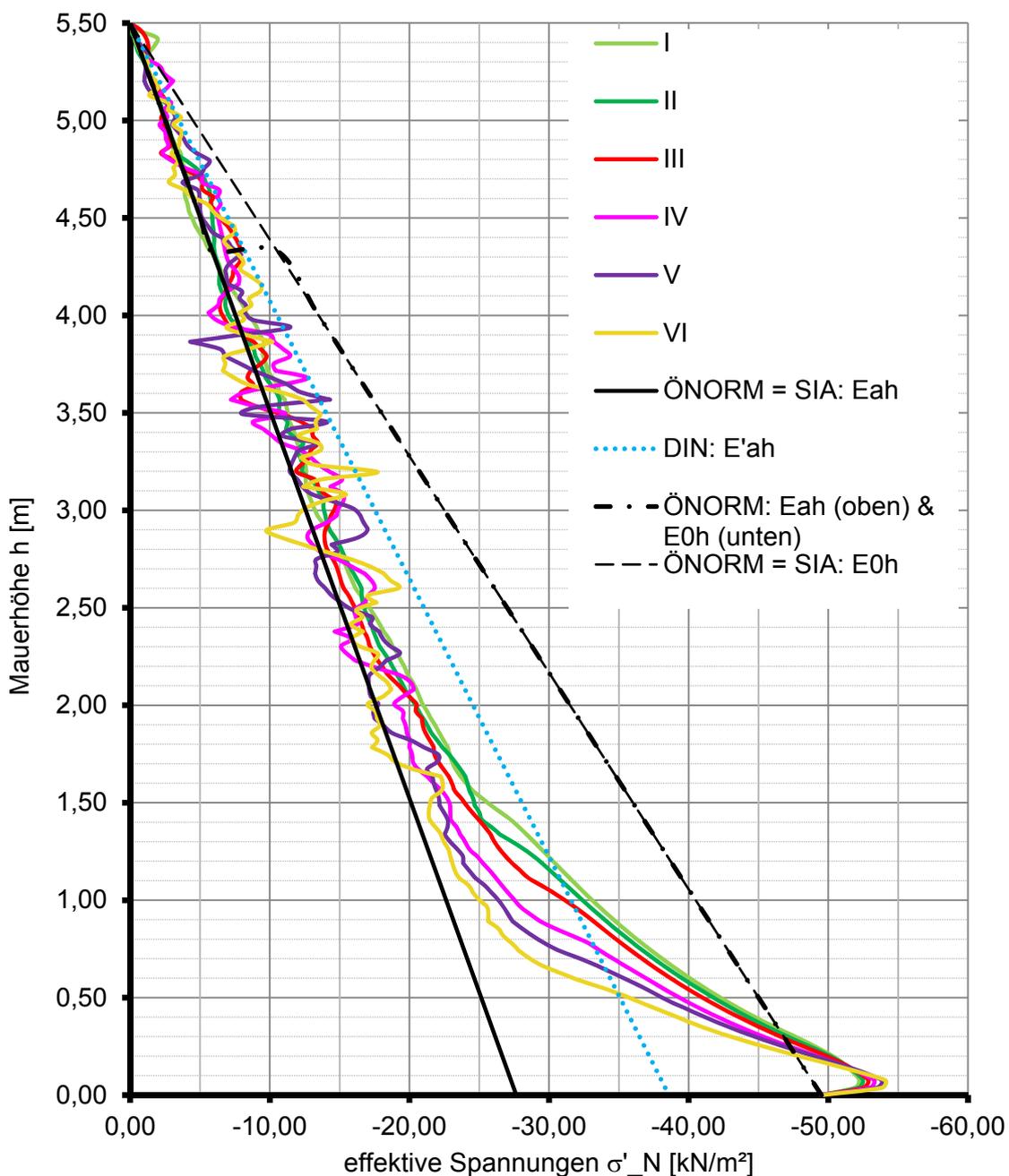


Abb. 62 Ergebnisse in PLAXIS 2D für die effektiven Spannungen  $\sigma'_N$  in Abhängigkeit der Mauerhöhe im Vergleich zu den nach Norm berechneten Erddrücken

Die schwarzen und die blaue (teils gestrichelten) Linien beschreiben die jeweils in den Normen für die innere Standsicherheit verwendeten Erddrücke.

Wie in Abb. 62 gut zu erkennen ist, verlaufen alle Linien aus den numerischen Berechnungen tendenziell sehr ähnlich, mit einigen wenigen Unterschieden.

Auffällig ist, dass sich alle Kurven aus der numerischen Untersuchung im oberen Bereich der Stützmauer immer auf Niveau des aktiven Erddrucks befinden und im unteren Bereich bis zum Erdruhedruck anwachsen. Lediglich der Punkt, ab dem dieses Anwachsen beginnt, verschiebt sich bei kleineren Kopfverschiebungen weiter nach oben. Daraus resultieren nachfolgend auch kleinere Erddruckkräfte für größere Verschiebungen.

Weiters können bei kleineren vorgegebenen Verschiebungen geringere Oszillationen der Kurven vor allem im oberen Bereich beobachtet werden.

Eine Frage, die Abb. 62 mit sich bringt, lässt der Bereich ganz unten, im Fußpunkt der Mauer erkennen. Alle Kurven gehen in den untersten 0,2 m bis über die Linie des Erdruhedrucks hinaus um danach wieder auf den Erdruhedruck abzusinken. Der Verlauf sollte im Normalfall nicht über den Erdruhedruck hinausgehen, da sich Verschiebungen nur von der Mauer weg ausbilden, bis sie bei einer Höhe von  $h = 0$  m gleich null werden, und erst in diesem Fall den maximalen Wert des Erdruhedrucks entsprechen müssten.

Im Zuge der Studien wurden einige Versuche angestellt, diese Problematik zu ergründen: Es wurden Berechnungen ohne Interface und mit Einsatz des Interface inklusive der Variation des Parameters  $R_{\text{inter}}$  getätigt und Auswertungen sowohl am Interface als auch an den Spannungspunkten direkt hinter der Stützmauer durchgeführt. Ergebnisse zeigten nach wie vor denselben Verlauf, womit die Vermutung eines Zusammenhangs mit dem Interface ausgeräumt werden konnte. Ebenso die Variation des Netzes von grob bis hin zu sehr fein brachte keine Veränderung. Auf die Darstellung dieser Untersuchungsergebnisse soll hier verzichtet werden. Bei genauerer Betrachtung der Steifigkeitsparameter konnte jedoch festgestellt werden, dass sich in diesem besagten Bereich eine höhere Steifigkeit des Bodens einstellt, welche diesen Verlauf begründet. Darauf soll in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden, da die über den Erdruhedruck hinausgehende Fläche im Gegensatz zu der restlichen Fläche gering ist (entspricht etwa einer Kraft von 0,4 bis 0,5 kN).

### 5.2.3 Resultierende Erddruckkraft

Aus den horizontalen Spannungen über die Tiefe kann eine resultierende Erddruckkraft berechnet werden. Für jede Verschiebung wird die dazugehörige Spannungsfläche ermittelt, die Ergebnisse sind in Abb. 63 dargestellt.

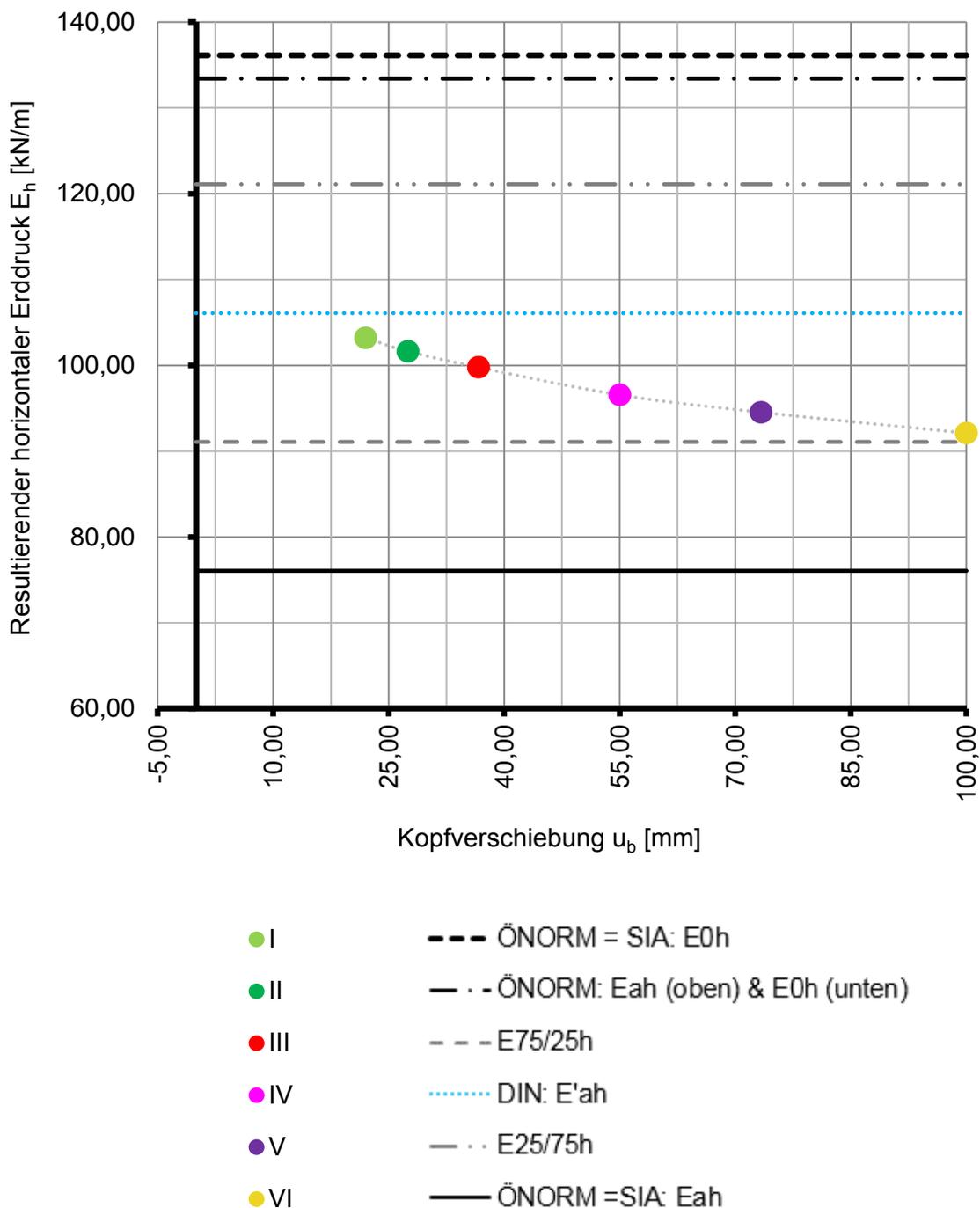


Abb. 63 Ergebnisse in PLAXIS 2D für die resultierende horizontale Erddruckkraft  $E_h$

Ein Trend zeichnet sich eindeutig ab: je kleiner die Verformung umso größer ist die zugehörige Erddruckkraft. Im Falle einer Verschiebung  $s = 0$  ist ein weiterer Anstieg der Erddruckkraft zu erwarten.

Die grauen, schwarzen sowie blauen (gestrichelten) Linien stellen Erddruckkräfte nach den Normen dar. Die unterste ist dabei die aktive Erddruckkraft, die oberste die Erdruhedruckkraft. Sie verlaufen immer horizontal, da sie nicht in Abhängigkeit von Verschiebungen berechnet werden können.

Erstaunlicherweise liegen die numerisch berechneten Erddruckkräfte, denen Kopfverschiebungen nach ÖNORM für das Auftreten des aktiven Grenzzustandes aufgezwungen wurden (I und II), nicht im Bereich der analytisch berechneten aktiven Erddruckkraft, sondern fast genau zwischen der aktiven Erddruckkraft und Erdruhedruckkraft ( $E_{50/50h}$ ). Auch bei Aufbringen der maximalen Verschiebung wird die aktive Erddruckkraft aus der Analytik nicht erreicht ( $E_{75/25h}$ ).

#### 5.2.4 Anmerkungen

Vorteile der numerischen Berechnung sind vor allem die Anwendung eines höherwertigen Stoffgesetzes, welches das Verhalten des Bodens besser beschreiben kann, und die Möglichkeit Resultate in Abhängigkeit von Verschiebungen zu erhalten. Die Methode diese Verschiebungen zu modellieren stellte sich als geeignet heraus und zeigt zufriedenstellende Resultate.

Hinsichtlich der numerischen Ergebnisse konnte festgestellt werden, dass die Spannungen für alle aufgebrachten Kopfverschiebungen im oberen Bereich der Stützmauer etwa denjenigen aus der analytischen Berechnung für den aktiven Erddruck ähneln und im unteren Bereich bis zum analytisch berechneten Erdruhedruck ansteigen. Ein Ansetzen des Erdruhedrucks zum Nachweis der inneren Standsicherheit über die gesamte Höhe, wie dies in der Praxis geschieht, scheint aufgrund dieser Ergebnisse bei „ausreichend großen“ Wandverschiebungen auf der (sehr) sicheren Seite. Betrachtet man die über die Höhe aufsummierten Erddruckkräfte lässt sich eindeutig die Tendenz erkennen, dass geringere Verschiebungen zu höheren Erddruckkräften führen. Die Werte liegen für die hier behandelten Verschiebungen zwischen dem Erddruck  $E_{50/50}$  (50 % aktiver Erddruck und 50 % Erdruhedruck) und  $E_{75/25}$  (75 % aktiver Erddruck und 25 % Erdruhedruck). Keinesfalls entsprechen sie den Werten bei Ansatz des aktiven Erddrucks. Die Darstellung der resultierenden Erddruckkräfte zeigt weiters die starke Abhängigkeit des Erddrucks von der Größe der Verschiebungen, die nur durch Annahme des Erddruckansatzes in die analytischen Berechnungen einfließen.

## 6 Resümee

### Analytische Berechnungen

Im Zuge dieser Arbeit konnten die Unterschiede der deutschsprachigen Normen ÖNORM, DIN und SIA und die wesentlichen Einflüsse bei der Erddruckermittlung auf ein Stützbauwerk erkannt werden. Der korrekte Ansatz des Erddruckes erweist sich als eine der größten Herausforderungen in dieser Untersuchung. Allein im Falle einer Winkelstützmauer, vor allem für deren Bemessung, liefern die Normen keine eindeutigen Aussagen. Andere Typen und Fälle, die andere Randbedingungen aufweisen, können nicht analog dazu berechnet werden.

Bei der Erddruckberechnung für die Nachweisführung der äußeren Standsicherheit sprechen sich alle Normen für einen Ansatz des aktiven Erddrucks aus. Anhand der analytischen Methoden kann der dafür wichtige Aspekt, die erforderliche Wandbewegung, nicht miteinbezogen werden. Es kann jedoch von Bewegungen ausgegangen werden, die den Ansatz des aktiven Erddrucks rechtfertigen. Die Vorgehensweise in den Normen ist ident, lediglich die deutsche Norm (DIN 4085, 2017) spricht sich vorrangig für die Berechnung des Erddrucks an einer vertikalen Ersatzwand hinter dem horizontalen kurzen Schenkel aus. Die anderen beiden Normen gehen von zwei geneigten Gleitflächen aus, welche zu Folge der vorliegenden Geometrie Anwendung finden.

Die Ansätze der inneren Standsicherheit reichen, abhängig von der Geometrie und Nachgiebigkeit des Bauwerks, vom aktiven Erddruck, über erhöhten aktiven Erddruck bis zum Erdruhedruck. Der Ansatz des aktiven Erddrucks, welcher in der Praxis ebenfalls nicht verbreitet ist, scheint nicht zutreffend.

Unterschiede sind vor allem auf die unterschiedlichen Höhenabmessungen in der Berechnung des Erddrucks zurückzuführen. Dadurch ergeben sich bei der Erddruckermittlung nach SIA für die äußere Standsicherheit bei allen Variationen beträchtlich höhere Resultierende. ÖNORM und DIN weisen im Allgemeinen kaum Unterschiede auf.

Der Einfluss des Böschungsneigungswinkels gewinnt bei steilem Gelände stark an Bedeutung (äußere Standsicherheit). Erddruckkräfte, die bis zu vier Mal jene bei horizontalem Gelände übersteigen, können hierbei festgestellt werden. Hohe Erddruckkräfte entstehen ebenso bei niedrigen Reibungswinkeln, die bei zusätzlicher Annahme von geneigten Gelände noch weiter ansteigen.

Als besonders interessant stellt sich die Variation des Parameters Kohäsion heraus. Die unterschiedlichen Ansätze des Mindesterdruddrucks, die unterschiedliche Berechnung des Erddrucks aus Kohäsion nach SIA und der Neigungswinkel des Erddrucks nach DIN im Falle der Ersatzwand repräsentieren die Hauptgründe der Abweichungen. Im Falle der inneren Standsicherheit fallen die Differenzen noch größer aus (bis zu drei Mal so hohe Erddruckresultierende bei höherer Kohäsion), da der hier unter anderem verwendete Erdruchdruck, unbeeinflusst von der Kohäsion, keinen Abzug aus dieser erfährt.

In allen Normen bedeutet eine Oberflächenlast eine linear steigende horizontale Erddruckkraft. Variationen der Länge des horizontalen Schenkels stellten sich im Falle von horizontalem Gelände als unbedeutend heraus bzw. hatten keine Veränderung der horizontalen Erddruckkraft zufolge.

Bei der Analyse eines schematischen Kipp-Nachweises ohne Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte und des Eigengewichts konnte bereits beim einfachsten Parametersatz eine Auswirkung erkannt werden. Die SIA übersteigt die Momente aus der ÖNORM für den Nachweis der äußeren Standsicherheit um 26 %. Wie erwartet, ergeben sich auch für die innere Standsicherheit Abweichungen von bis zu 50 % aufgrund der unterschiedlichen Ansätze.

### **Analytische und numerische Untersuchung im Vergleich**

Der Vergleich der analytischen Untersuchung mit der numerischen konnte ergänzend anhand eines einfachen Parametersatzes bewerkstelligt werden. Die hier angewendete Modellierung, welche Verformungen berücksichtigt, führte zu aussagekräftigen Ergebnissen.

Es konnte durchwegs festgestellt werden, dass im oberen Bereich der Winkelstützmauer, dessen Abmessung von der aufgetragenen Verschiebung abhängig ist, ein Erddruck entsteht, der der Größenordnung des analytisch berechneten aktiven Erddrucks entspricht. Im unteren Bereich nähert sich der Verlauf dem analytisch berechneten Erdruchdruck an. Anhand dieser Ergebnisse scheint es realistischer auch bei analytischen Berechnungen eventuell aktiven Erddruck im oberen Bereich und nach unten hin den Ansatz erhöhter Erddrücke zu wählen. Dieser Vorschlag findet sich bereits in ÖNORM B 4434 (1993), der Ansatz des aktiven Erddrucks beschränkt sich jedoch auf einen sehr kleinen, von der Geometrie abhängigen Bereich.

Ein eindeutiges Ergebnis liefern die aufsummierten Erddruckkräfte. Diese sind stark abhängig von den Verschiebungen (geringere Verschiebungen haben höhere

Erddruckkräfte zu Folge). Eine Überschreitung des Erddruckes im aktiven Zustand von 20 % bis zu 30 % kann beobachtet werden.

Im Allgemeinen ergibt sich die Erkenntnis, dass eine numerische Untersuchung ergänzend zur analytischen zur Verifizierung der Ergebnisse vor allem bei schwierigen Randbedingungen und einem vom Bauwerk ausgehenden erhöhten Risiko empfohlen werden kann.

### **Ausblick**

Zusammenfassend kann der Schluss gezogen werden, dass der Erddruckansatz bzw. die für die Bemessung von Stützbauwerken zu ermittelnden Erddruckkräfte nach wie vor in den verschiedenen Richtlinien nicht eindeutig definierte Komponenten darstellen und Verbesserungspotential hinsichtlich Bedingungen bzw. situationsbedingter Empfehlungen für Erddruckansätze auf Stützbauwerke vor allem bei der inneren Bemessung der Winkelstützmauer vorliegt. Es sollte Klarheit über die Bandbreite der Ergebnisse geschaffen werden und Entscheidungen unter Abwägung des Risikos gefällt werden. Es wäre wünschenswert, die in den Normen gegebenen Hilfestellungen anhand von Erfahrungswerten bzw. durch Erstellen von Bedingungen oder Verifizierung durch Messungen der Verformungen an bestehenden Stützbauwerken zu konkretisieren und dadurch die Fehleranfälligkeit zu reduzieren.

Der Erddruck besitzt zudem eine starke Abhängigkeit von den äußeren Randbedingungen, besonders von Kohäsion und Böschungsneigung. Unterschiede ergeben sich wiederum durch die unterschiedlichen Ansätze in der inneren Standsicherheit und durch die zu den Fällen zugehörigen unterschiedlichen Annahmen in der äußeren Standsicherheit. Um diese Ergebnisse zu manifestieren, sollten weitere Analysen durchgeführt werden: Es könnte eine Vertiefung der behandelten Aufgabenstellung durch weitere Parametervariationen oder durch die Einführung eines Grundwasserspiegels erfolgen. Die Ergebnisse sprechen ferner für eine gut durchdachte Wahl der Parameter.

Da sich die Untersuchungen auf die Einwirkungen beschränken und eine Nachweisführung nur exemplarisch für den Kipp-Nachweis dargestellt wurde, wäre eine Weiterführung der Untersuchung auch in diese Richtung erstrebenswert. Weitere Nachweise auf Design-Niveau sollten durchgeführt werden, um die tatsächliche Auswirkung auf die Sicherheiten der Bauwerke zu erhalten.

Ein Aspekt, der in dieser Arbeit nicht betrachtet wurde, ist das zeitabhängige Verhalten des Erddrucks. Beispielsweise könnte ein anfänglich aktiver Erddruck durch gewisse Umstände oder Ereignisse (z.B. Erschütterungen aus Verkehr, Schichtwässer etc.) mit der Zeit auf einen höheren Wert ansteigen. Eine vertiefte Untersuchung dessen könnte vielleicht zu besserem Verständnis bei Versagensereignissen beitragen.

Ein Fortführen der numerischen Berechnungen wäre in vielerlei Hinsicht attraktiv und aufschlussreich. Parametervariationen mit anschließenden Vergleichen der Analytik wären vor allem für die Parameter Böschungsneigungswinkel  $\beta$  und Kohäsion  $c$  interessant. Andere Stoffgesetze könnten angewendet oder die Festigkeit in verschiedenen Bereichen der Mauer variiert werden. Die bei den vorliegenden Berechnungen angenommene Einspannung der Stützmauer könnte durch ein Gelenk oder eine Drehfeder ersetzt werden. Die genannten Veränderungen könnten eine wirklichkeitsnähere Abbildung des Problems zum Resultat haben.

## 7 Literatur

- ÖNORM B 1997-1-1. (2013)  
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Teil 1: Allgemeine Regeln. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen. Ausgabe 2013-09-01. Wien, Österreich: Austrian Standards Institute.
- Achmus et al. (2004)  
Untersuchung zur Erddruckbeanspruchung von Winkelstützwänden. Bautechnik 81, Heft 12, S. 942-948.
- Adam et al. (2012)  
Kapitel 12: Böschungen und konstruktive Hangsicherungen, Baugruben. In C. Boley, Handbuch Geotechnik. München, Deutschland: Vieweg+Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH.
- Austrian Standards Institute (Hrsg.). (kein Datum)  
Austrian Standards. Abgerufen am 07. August 2017 von <https://www.austrian-standards.at/infopedia-themencenter/infopedia-artikel/eurocodes/>
- Bartl, U. (2004)  
Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden. Technische Universität Dresden, Dissertation.
- Boley et al. (2012)  
Handbuch Geotechnik. München, Deutschland: Vieweg+Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH.
- Brandl, H. (2009)  
Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen. In K. J. Witt, Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke, 7. Auflage (S. 747-901). Weimar, Deutschland: Ernst & Sohn.
- Brooks, H. (2010)  
Basics of Retaining Wall Design, 8th Edition. A guide for the practicing engineer. United States of America: HBA Publications, Inc.
- Caquot et al. (1973)  
Tables de Butée et de poussée. Paris, Bruxelles, Madrid: Gauthier-Villars Éditeur.
- Clayton et al. (2013)  
Wall selection. In Earth pressure and earth-retaining structures, third edition (S. 189-225). Boca Raton, USA: CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Descoedres, F. (1990)  
Murs de soutènement. In Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik. Anwendungen der neuen Tragwerksnormen des SIA um Grundbau (Bd. 122). Bern, Schweiz: Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (2012)  
Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB). 5. Auflage. Berlin, Deutschland: Wilhelm Ernst & Sohn.

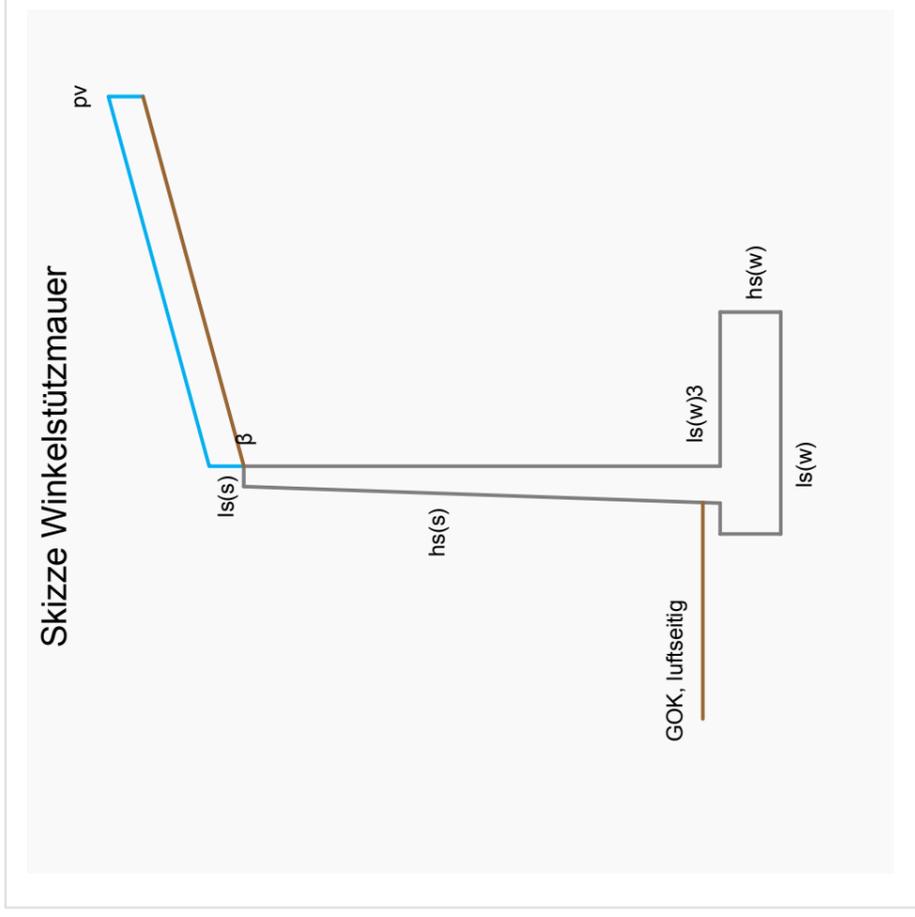
- Deutsches Institut für Normung. (1990)  
DIN-Taschenbuch 36: Erd- und Grundbau. 8. Auflage. Berlin; Köln, Deutschland:  
Beuth Verlag GmbH.
- DIN 4085. (Mai 2011)  
Baugrund - Berechnung des Erddrucks. Berlin, Deutschland: Beuth Verlag  
GmbH.
- DIN 4085. (August 2017)  
Baugrund - Berechnung des Erddrucks. Berlin, Deutschland: Beuth Verlag  
GmbH.
- Goldscheider, M. (2000)  
Zum Nachweis der Geländebruchsicherheit und der erforderlichen Ankerlänge  
verankerter Stützwände. Bautechnik 77, Heft 9, S. 641-656.
- Goldscheider, M. (2017)  
Berechnung des Erdrudrucks - verschiedene analytische Ansätze für beliebige  
Neigungen von Gelände und Wand. Geotechnik 40, Heft 2.
- Gudehus, G. (1981)  
Bodenmechanik. Stuttgart, Deutschland: Enke.
- Gudehus, G. (1996)  
Erddruckermittlung. In Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 5.Auflage.
- Haefeli, R. (1944)  
Zur Erd- und Kriechdruck-Theorie. Schweizerische Bauzeitung, 123/124. Nr.20.
- Hettler, A. (2008)  
Erddruck. In K. J. Witt, Grundbau - Taschenbuch. Teil 1: Geotechnische  
Grundlagen. Berlin, Deutschland: Ernst & Sohn.
- Hettler, A. (2017)  
Neue DIN 4085 - Berechnung des Erddrucks. Bautechnik 94, Heft 7, S. 459-467.
- IGT ETH Zürich. (2006)  
GEOTip. ETH Zürich, Institute for Geotechnical Engineering. Abgerufen am  
02. 10 2017 von [http://geotip.igt.ethz.ch/index.php?&gfield=knowledge&gmenueft=pictures&gopennodes=5\\_59\\_115\\_51&gelementid=1266](http://geotip.igt.ethz.ch/index.php?&gfield=knowledge&gmenueft=pictures&gopennodes=5_59_115_51&gelementid=1266)
- Katzenbach, R. (2014)  
Studienunterlagen Geotechnik, Kapitel VI Erddruck. Darmstadt, Deutschland:  
Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt.
- Krey, H. (1926)  
Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 3. Auflage. Berlin:  
Ernst & Sohn.
- Lang et al. (2007)  
Erddruck. In Bodenmechanik und Grundbau. Das Verhalten von Böden und Fels  
und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. 8., ergänzte Auflage. (S. 153-  
172). Berlin, Deutschland: Springer-Verlag.

- Mitteilungen der Geotechnik Schweiz. (2012)  
Erfahrungen mit SIA 267. Band 164. Olten, Schweiz.
- Möller, G. (2006)  
Stützmauern. In Geotechnik - Grundbau (S. 287-314). Berlin, Deutschland: Ernst & Sohn.
- Möller, G. (2016)  
Erddruck. In Geotechnik - Bodenmechanik. 3. Auflage (S. 337-404). Berlin, Deutschland: Ernst & Sohn.
- Müller-Breslau, H. (1906)  
Erddruck auf Stützmauern. Neudruck 1947. Stuttgart, Deutschland: Verlag Körner.
- ÖGG Empfehlungen zur Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke. (Stand: 18. 08 2017)  
Salzburg, Österreich: Österreichische Gesellschaft für Geomechanik.
- Ohde, J. (1948)  
Zur Erddrucklehre. Bautechnik 25, Heft 6, 121-126.
- Ohde, J. (1992)  
Gesammelte Veröffentlichungen. (D. Franke, Hrsg.) Mitteilungen des Institut für Geotechnik, Heft 1. Technische Universität Dresden.
- ÖNORM B 4434. (Jänner 1993)  
Erd- und Grundbau, Erddruckberechnung. Wien, Österreich: Österreichisches Normungsinstitut (ON).
- ÖNORM EN 1997-1. (2014)  
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Teil 1: Allgemeine Regeln. Ausgabe 2014-11-15. Wien, Österreich: Austrian Standards Institute.
- Pimentel, E. (2008)  
Stoffgesetze und Bemessungsansätze für Festgestein. In K. J. Witt, Grundbau-Taschenbuch. Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 7. Auflage (S. 397-500). Berlin, Deutschland: Ernst & Sohn.
- PLAXIS 2D, Version 2016.01. (2016)  
Delft, Niederlande: 2006-2015 Plaxis bv.
- Pregl, O. (2002)  
Bemessung von Stützbauwerken. Handbuch der Geotechnik. Band 16. Wien: Eigenverlag des Instituts für Geotechnik, Universität für Bodenkultur.
- Schmidt et al. (2014)  
Grundlagen der Geotechnik. Geotechnik nach Eurocode. 4. Auflage. Stuttgart, Deutschland: Springer Fachmedien Wiesbaden.
- SIA 261: 2014. (2014)  
Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich, Schweiz: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein Zurich.

- SIA 267:2013 . (2013)  
Geotechnik. Zürich, Schweiz: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein  
Zurich.
- SIA D 0197. (2004)  
Geotechnik. Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267. Kapitel 5 Erddruck und  
Flachfundationen. Zürich, Schweiz: Schweizerischer Ingenieur- und  
Architektenverein.
- SIA Dokumentation D 0187. (2017)  
Geotechnik. Einführung in die Norm SIA 267. Zürich, Schweiz: Schweizerischer  
Ingenieur- und Architektenverein.
- Suda et al. (2009)  
Bemessung eines Stützbauwerks nach Eurocode – Teil 1: Ständige  
Bemessungssituation. Bautechnik 86, Heft 12.
- Technische Universität München. Ingenieur fakultät Bau, Geo, Umwelt. (kein Datum)  
Abgerufen am 21. Juni 2017 von <http://old.gb.bv.tum.de/download/uebung/k.pdf>
- Thornton, C. (2000)  
Microscopic approach contributions to constitutive modelling. In D. Kolymbas,  
Constitutive Modelling of Granular Materials (S. 193-208). Berlin Heidelberg,  
Deutschland: Springer-Verlag.
- Weißbach, A. (1975)  
Baugruben, Teil II Berechnungsgrundlagen. Berlin-München-Düsseldorf,  
Deutschland: Ernst & Sohn.
- Witt, K. J. (2008)  
Grundbau - Taschenbuch. Teil 1: Geotechnische Grundlagen. Berlin,  
Deutschland: Ernst & Sohn.

Bodenkennwerte und Abmessungen der Winkelstützmauer					
Parameter	Symbol	Einheit	Wert	Einheit	Wert
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]	35,00	[rad]	0,61
Kohäsion	$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5,00		
Wichte	$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22,00		
Böschungneigung,erdseitig (ebene Geländeoberfläche)	$\beta$	[°]	10,00	[rad]	0,17
Wandneigung des vertikalen Schenkels, erdseitig	$\alpha_1$	[°]	0,00	[rad]	0,00
Wandneigung des horizontalen Schenkels, erdseitig	$\alpha_2$	[°]	0,00	[rad]	0,00
Wandneigung, luftseitig	$\varepsilon$	[°]	2,81	[rad]	0,0
Höhe des vertikalen Schenkels	$h_{s(s)}$	[m]	5,50		
Höhe des horizontalen Schenkels	$h_{s(w)}$	[m]	0,70		
Höhe der gesamten Winkelstützmauer	$h_w$	[m]	6,20		
Höhe von der Unterkante des horizontalen Schenkels bis zur Geländeoberkante, luftseitig	$h_{Ep}$	[m]	0,90		
Teillänge des horizontalen Schenkels, luftseitig	$l_{s(w),1}$	[m]	0,50		
Teillänge des horizontalen Schenkels im mittleren Bereich der Mauer	$l_{s(w),2}$	[m]	0,60		
Teillänge des horizontalen Schenkels, erdseitig	$l_{s(w),3}$	[m]	2,50		
Gesamtlänge des horizontalen Schenkels	$l_{s(w)}$	[m]	3,60		
Länge der Mauerkrone	$l_{s(s)}$	[m]	0,33		
Wichte Stahlbeton	$\gamma_{Stb}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25,00		
Auflasten	$p_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	10		

Gelb hinterlegte Zellen:  
Werteingabe erforderlich!



## ERDRUCKBERECHNUNG NACH ÖNORM B 4434 (1993) für eine ebene Geländeoberfläche

Parameter	Symbol	Einheit	Formel	Wert
Gleitflächenwinkel	$\vartheta$	[°]	$\vartheta = (1/2) * [\arccos(\sin(\beta)/\sin(\varphi)) + \varphi + \beta]$	58,69
Gleitflächenwinkel	$\vartheta'$	[°]	$\vartheta' = 90 - \vartheta + \varphi$	66,31
Lotrechte Höhe der Gleitfläche	$h_{\vartheta'}$	[m]	$h_{\vartheta'} = \tan(\vartheta') * I_{s(w),3}$ (im Grenzfall $\vartheta=90^\circ$ : $h_{\vartheta'} = h_{s(s)} + \tan(\beta) * I_{s(w),3}$ )	5,70

Es ist immer derjenige Fall zu wählen, dessen Bedingung grün hinterlegt ist! Der andere Fall ist ungültig!

### Fall a): $h_{\vartheta'} > h_{s(s)}$    Schnittpunkt der Gegengleitfläche mit dem Gelände: zwei Bereiche mit unterschiedlichen Erddruckkräften (siehe Abschnitt 4.3.2)

5,7 > 5,50

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für $E_{a1}$ )	$\delta_{a1}$	[°] / [rad]	$\delta_{a1} = \varphi, (\alpha=90-\vartheta')$	35,00	0,61
Höhe, auf die der Erddruck wirkt (aufgrund der über die Wand hinausgehenden Gleitfläche mit Schnittpunkt der Böschungseignung)	$h_t$	[m]	$h_t = h_{s(s)} + \tan(\beta) * (I_{s(w),3} - I_{s(w),3} * h_{s(s)}/h_{\vartheta'})$ (im Grenzfall $\vartheta'=90^\circ$ : $h_t = h_{\vartheta'}$ )	5,52	

Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigenlast Boden für  $E_{ay1}$  (für eine beliebige Gleitflächeneignung):  
 Gleitflächenwinkel unter Voraussetzung, dass nur die Eigenlast des Bodens von wesentlichem Einfluss ist

$$K_{ay1} = \frac{(\cos(\alpha-\beta) * \sin(\vartheta-\varphi)) / (\cos^2(\alpha) * \sin(\vartheta-\beta) * \cos(\vartheta-\chi))}{\text{wenn } c=0 \text{ \& } p_v=0: K_{ay1} = 1 / (\cos(\alpha+\delta_{a1}) * [(\cos(\varphi-\alpha)) / (\cos(\alpha) * (1 + (\sin(\varphi+\delta_{a1}) * \sin(\varphi-\beta))) / (\cos(\alpha-\beta) * \cos(\alpha+\delta_{a1}))])^2}$$

### F<sub>a1</sub> AUS EIGENLAST BODEN

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC	$E_{ay1}$	[kN]	$E_{ay1} = (Y * h_t^2 * K_{ay1}) / 2$	207,36	
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$E_{ay1,h}$	[kN]	$E_{ay1,h} = E_{ay1} * \cos(\alpha+\delta_{a1})$	107,76	
Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$e_{ay1,h} * Z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ay1,h} * Z = Y * K_{ay1} * \cos(\alpha+\delta_{a1}) * Z$	7,09	* Z
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Vertikalkomponente	$E_{ay1,v}$	[kN]	$E_{ay1,v} = E_{ay1} * \sin(\alpha+\delta_{a1})$	177,16	

### F<sub>a1</sub> AUS KOHÄSION

Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion	$K_{ac1}$	[-]	$K_{ac1} = -(2 * \cos(\alpha-\beta) * \cos(\varphi)) / (\cos(\alpha) * (1 + \sin(\chi-\beta)))$ , mit $\chi = \alpha + \delta_{a1} + \varphi$	-0,87	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt DC)	$E_{ac1}$	[kN]	$E_{ac1} = c * h_t * K_{ac1}$	-24,04	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt DC), Horizontalkomponente	$E_{ac1,h}$	[kN]	$E_{ac1,h} = E_{ac1} * \cos(\alpha+\delta_{a1})$	-12,49	
Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (Abschnitt DC), Horizontalkomponente	$e_{ac1,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ac1,h} = c * K_{ac1} * \cos(\alpha+\delta_{a1})$	-2,27	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt DC), Vertikalkomponente	$E_{ac1,v}$	[kN]	$E_{ac1,v} = E_{ac1} * \sin(\alpha+\delta_{a1})$	-20,54	

<p><b>F<sub>a</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST</b></p>		<p><math>K_{av1}</math></p>	<p>[-]</p>	<p><math>K_{av1} = K_{av1} * (\cos(\alpha) * \cos(\beta)) / (\cos(\alpha - \beta))</math></p>	<p>0,58</p>
<p><b>F<sub>a</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST</b></p>	<p>Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast</p>	<p><math>K_{av1}</math></p>	<p>[-]</p>	<p><math>K_{av1} = K_{av1} * (\cos(\alpha) * \cos(\beta)) / (\cos(\alpha - \beta))</math></p>	<p>0,58</p>
<p><b>MINDESTDRUCK</b></p>	<p>Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt DC),                      Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt DC),                      Horizontalkomponente                      Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt DC),                      Horizontalkomponente                      Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt DC),                      Vertikalkomponente</p>	<p><math>E_a(p_{v,1})</math>  <math>E_a(p_{v,1,h})</math>  <math>e_a(p_{v,1,h})</math>  <math>E_a(p_{v,1,v})</math></p>	<p>[kN]                      [kN]                      [kN/m<sup>2</sup>]                      [kN]</p>	<p><math>E_a(p_{v,1}) = p_v * h_t * K_{av1}</math>  <math>E_a(p_{v,1,h}) = E_a(p_{v,1}) * \cos(\alpha + \delta_{a1})</math>  <math>e_a(p_{v,1,h}) = p_v * K_{av1} * \cos(\alpha + \delta_{a1})</math>  <math>E_a(p_{v,1,v}) = E_a(p_{v,1}) * \sin(\alpha + \delta_{a1})</math></p>	<p>31,73                      16,49                      2,99                      27,10</p>
<p><b>DC</b></p>	<p>Grenztiefe für Ansatz des Mindesterdrrucks                      Mindesterdrruck (in der Grenztiefe)                      Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrrucks in der Grenztiefe, Horizontalkomponente                      Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente                      Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion auf Höhe der Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente                      Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei c=0) von GOK bis zur Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente                      Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (bis zur Grenztiefe) (gültig wenn c&gt;0!)                      Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrrucks (Abschnitt DC), Horizontalkomponente                      Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (Abschnitt DC)                      Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrrucks (Abschnitt DC)                      Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrrucks (Abschnitt DC), Vertikalkomponente</p>	<p><math>Z_{minea,h}</math>  <math>\min e_{a,h}</math>  <math>\text{grenz } e_{a,h}</math>  <math>E_{a,h} (0-Z_{minea,h})</math>  <math>e_{av1,h}(h_t) + e_{act,h}</math>  <math>E_{a,h} (Z_{minea,h} - h_t)</math>                      bzw. bei c=0: <math>E_{a,h} (0-h_t)</math>  <math>Y_{Ea,ges1,h} (0-z_{minea,h})</math>  <math>E_{a,ges1,h}</math>  <math>Y_{Ea,ges1,h}</math>  <math>E_{a,ges1}</math>  <math>E_{a,ges1,v}</math></p>	<p>[m]                      [kN/m<sup>2</sup>]                      [kN/m<sup>2</sup>]                      [kN]                      [kN/m<sup>2</sup>]                      [kN]                      [m]                      [kN]</p>	<p><math>Z_{minea,h} = K_{ac,h} * c / (Y^{*} (0,2 - K_{av,h}))</math>  <math>\min e_{a,h} = 0,2 * Y^{*} Z_{minea,h}</math>  <math>e_{av1,h}(Z_{minea,h}) + e_{act,h} \leq \min e_{a,h} : \min e_{a,h}</math> <b>oder</b>  <math>e_{av1,h}(Z_{minea,h}) + e_{act,h} &gt; \min e_{a,h} : e_{av1,h}(Z_{minea,h}) + e_{act,h}</math>  <math>E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) = (\min e_{a,h} * Z_{minea,h}) / 2</math> <b>oder</b>  <math>E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) = (e_{av1,h}(Z_{minea,h}) + e_{act,h}) * Z_{minea,h} / 2</math>  <math>e_{av1,h}(h_t) + e_{act,h}</math>  <math>E_{a,h} (Z_{minea,h} - h_t) = (h_t - Z_{minea,h}) * (\min e_{a,h} + e_{av1,h}(h_t) + e_{act,h}) / 2</math> <b>oder</b>  <math>E_{a,h} (Z_{minea,h} - h_t) = (h_t - Z_{minea,h}) * (e_{av1,h}(Z_{minea,h}) + e_{act,h}) + 2 * e_{act,h} / 2</math>  <b>bzw. bei c=0:</b> <math>E_{a,h} (0-h_t) = (h_t / 2) * e_{av1,h}(h_t)</math>  <math>Y_{Ea,ges1,h} (0-z_{minea,h}) = (2 * Z_{minea,h} * E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) / 3 + Z_{minea,h} * E_a(p_{v,1,h}) (0-Z_{minea,h}) / 2) / (E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) + E_a(p_{v,1,h}) (0-Z_{minea,h}))</math> <b>oder</b> <math>Y_{Ea,ges1,h} (0-Z_{minea,h}) = (2 * Z_{minea,h} * (E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) + E_{ac1,h}(0-Z_{minea,h})) / 3 + Z_{minea,h} * E_a(p_{v,1,h}) (0-Z_{minea,h}) / 2) / (E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) + E_{ac1,h}(0-Z_{minea,h}) + E_a(p_{v,1,h}) (0-Z_{minea,h}))</math>  <math>E_{a,ges1,h} = E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) + E_{a,h} (Z_{minea,h} - h_t) + E_a(p_{v,1,h})</math>  <b>bzw. bei c=0:</b> <math>E_{a,ges1,h} = E_{a,h} (0-h_t) + E_a(p_{v,1,h})</math>  <math>Y_{Ea,ges1,h} = ((2/3) * E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) * Z_{minea,h} + E_a(p_{v,1,h}) * (h_{s(s)} - h_t) / 2) + (h_t - Z_{minea,h}) * (\text{grenz } e_{a,h} * (3 * h_{s(s)} + 2 * Z_{minea,h} - 2 * h_t) + (3 * h_{s(s)} + Z_{minea,h} - h_t) * (e_{av1,h}(h_t) + e_{act,h})) / 6) / (E_{a,h} (0-Z_{minea,h}) + E_{a,h} (Z_{minea,h} - h_t) + E_a(p_{v,1,h}))</math>  <b>bzw. bei c=0:</b> <math>Y_{Ea,ges1,h} = (E_{a,h} (0 - h_t) * (h_{s(s)} - h_t) / 3) + E_a(p_{v,1,h}) * (h_{s(s)} - h_t) / 2) / (E_{a,h} (0-h_t) + E_a(p_{v,1,h}))</math>  <math>E_{a,ges1} = E_{a,ges1,h} / (\cos(\alpha + \delta_{a1}))</math>  <math>E_{a,ges1,v} = E_{a,ges1} * \sin(\alpha + \delta_{a1})</math></p>	<p>0,84                      3,71                      3,71                      1,57                      36,81                      94,66                      0,48                      112,71                      3,60                      216,89                      185,30</p>

Neigungswinkel des aktiven Erdrucks (für  $E_{a3}$ )  $\delta_{a3} = 2 \cdot \varphi / 3, (\alpha_2=0)$   $[\text{°}] / [\text{rad}]$  23,33 0,41

Aktiver Erdruckbeiwert unter Eigenlast Boden für  $E_{av3}$  (für eine beliebige Gleitflächenneigung);  
Gleitflächenwinkel unter Voraussetzung, dass nur die Eigenlast des Bodens von wesentlichem Einfluss ist

$$K_{av3} = \frac{\cos(\alpha-\beta) \cdot \cos(\vartheta-\alpha) \cdot \sin(\vartheta-\varphi)}{(\cos^2(\alpha) \cdot \sin(\vartheta-\beta) \cdot \cos(\vartheta-\chi))};$$

$$c=0 \text{ \& } p_v=0: K_{av3} = \frac{1}{(\cos(\alpha+\delta_{a3}))} \cdot \frac{[(\cos(\varphi-\alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1+(\sin(\varphi+\delta_{a3}) \cdot \sin(\varphi-\beta))) / \beta) \cdot \cos(\alpha+\delta_{a3}))^{1/2}]}{\cos(\alpha-\beta)}$$

Lotrechte Höhe der Oberkante des waagrecht Schenkels bis zur Geländeoberkante im Schnitt hinter dem waagrecht Schenkel

$$h' = h_{s(s)} + \tan(\beta) \cdot l_{s(w)} \cdot 3$$

Erddruck unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels

$$E_{av3} = (Y \cdot h_{s(w)} \cdot K_{av3}) \cdot (2 \cdot h' + h_{s(w)}) / 2$$

Erddruck unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente

$$E_{av3,h} = E_{av3} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a3})$$

Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente

$$e_{av3,h} \cdot z = Y \cdot K_{av3} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a3}) \cdot z$$

Erddruck unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Vertikalkomponente

$$E_{av3,v} = E_{av3} \cdot \sin(\alpha+\delta_{a3})$$

Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion

$$K_{ac} = -(2 \cdot \cos(\alpha-\beta) \cdot \cos(\varphi)) / (\cos(\alpha) \cdot (1+\sin(\chi-\beta))), \text{ mit } \chi = \alpha+\delta_a+\varphi$$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrecht Schenkel)

$$E_{ac3} = c \cdot h_{s(w)} \cdot K_{ac3}$$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente

$$E_{ac3,h} = E_{ac3} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a3})$$

Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente

$$e_{ac3,h} = c \cdot K_{ac3} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a3})$$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrecht Schenkel), Vertikalkomponente

$$E_{ac3,v} = E_{ac3} \cdot \sin(\alpha+\delta_{a3})$$

Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast

$$K_{av3} = K_{av3} \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)) / (\cos(\alpha-\beta))$$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel)

$$E_a(p_v)_{3} = p_v \cdot h_{s(w)} \cdot K_{av3}$$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente

$$E_a(p_v)_{3,h} = E_a(p_v)_{3} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a3})$$

Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente

$$e_a(p_v)_{3,h} = p_v \cdot K_{av3} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a3})$$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel), Vertikalkomponente

$$E_a(p_v)_{3,v} = E_a(p_v)_{3} \cdot \sin(\alpha+\delta_{a3})$$

**E<sub>a3</sub> AUS EIGENLAST BODEN**

**F<sub>a3</sub> AUS KOHÄSION**

**F<sub>a3</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST**

GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DER RÜCKSEITE DES WÄGRECHTEN SCHENKELS	
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	$E_{a,ges3} = E_{av3} + E_{ac3} + E_a(p_v)_3$
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{a,ges3,h} = E_{a,ges3} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3})$
Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	$y_{Ea,ges3,h} = \frac{[E_{av3,h} \cdot (h_{s(w)}) \cdot (h_{s(w)}/2) \cdot (h_{s(w)}^2/3 + h_{s(s)}) + E_a(p_v)_3 \cdot h \cdot h_{s(w)}] \cdot (h_{s(w)}/2 + h_{s(s)})}{[E_{av3,h} + E_{ac3,h} + E_a(p_v)_3,h]}$
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{a,ges3,v} = E_{a,ges3} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a3})$

Erddruckverteilung analog zu Bild Fall b (Abb. 36)

**Fall b):  $h_y \leq h_{s(s)}$       Schnittpunkt der Gegengleifläche mit der Wandrückseite: drei Bereiche mit unterschiedlichen Erddruckkräften (siehe Abschnitt 4.3.2)**

5,7      ≤      5,50

23,33      0,41

$\delta_{a1}$       [°] / [rad]       $\delta_{a1} = 2 \cdot \varphi / 3, (\alpha_1 = 0)$

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für  $E_{a1}$ )  
 Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigenlast Boden für  $E_{ay1}$  (für eine beliebige Gleiflächenneigung);  
 Gleiflächenwinkel unter Voraussetzung, dass nur die Eigenlast des Bodens von wesentlichem Einfluss ist

$K_{ay1} = (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\vartheta - \alpha) \cdot \sin(\vartheta - \varphi)) / (\cos^2(\alpha) \cdot \sin(\vartheta - \beta) \cdot \cos(\vartheta - \chi))$  ; **wenn**  
 $c=0$  &  $p_v=0$ :  $K_{ay1} = 1 / (\cos(\alpha + \delta_{a1}) \cdot [\cos(\varphi - \alpha)] / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_{a1}) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_{a1})))^{1/2})^2$

Höhe, auf die der Erddruck  $E_{a1}$  wirkt

$h_{Ea1} = h_{s(s)} - h_y$

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF

$E_{ay1} = (Y \cdot h_{Ea1}^2 \cdot K_{ay1}) / 2$

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente

$E_{ay1,h} = E_{ay1} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a1})$

Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente

$e_{ay1,h} \cdot z = Y \cdot K_{ay1} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a1}) \cdot z$  \* z

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Vertikalkomponente

$E_{ay1,v} = E_{ay1} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a1})$

Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion

$K_{ac1} = -(2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + \sin(\chi - \beta)))$ , mit  $\chi = \alpha + \delta_{a1} + \varphi$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt EF)

$E_{ac1} = c \cdot h_{Ea1} \cdot K_{ac1}$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt EF), Horizontalkomponente

$E_{ac1,h} = E_{ac1} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a1})$

Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (Abschnitt EF), Horizontalkomponente

$e_{ac1,h} = c \cdot K_{ac1} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a1})$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt EF), Vertikalkomponente

$E_{ac1,v} = E_{ac1} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a1})$

Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast

$K_{av1} = K_{ay1} \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)) / (\cos(\alpha - \beta))$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EF)

$E_a(p_v)1 = p_v \cdot h_{Ea1} \cdot K_{av1}$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EF), Horizontalkomponente

$E_a(p_v)1,h = E_a(p_v)1 \cdot \cos(\alpha + \delta_{a1})$

Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EF), Horizontalkomponente

$e_a(p_v)1,h = p_v \cdot K_{av1} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a1})$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EF), Vertikalkomponente

$E_a(p_v)1,v = E_a(p_v)1 \cdot \sin(\alpha + \delta_{a1})$

**F<sub>a1</sub> AUS EIGENLAST BODEN**

**F<sub>a1</sub> AUS KOHÄSION**

**E<sub>a1</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST**

0,61

35,00

$\delta_{a2} = \varphi, (\alpha=90-\vartheta')$

$\delta_{a2}$

Neigungswinkel des aktiven Erdrucks (für  $E_{a2}$ )

wenn

Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigenlast Boden für  $E_{av2}$  (für eine beliebige Gleitflächenneigung):  
 $K_{av2} = (\cos(\alpha-\beta) \cdot \cos(\vartheta-\alpha) \cdot \sin(\vartheta-\varphi)) / (\cos^2(\alpha) \cdot \sin(\vartheta-\beta) \cdot \cos(\vartheta-\chi))$ ;  
 Gleitflächenwinkel unter Voraussetzung, dass nur die Eigenlast des Bodens von wesentlichem Einfluss ist  
 $c=0 \ \& \ p_v=0: K_{av2} = 1 / (\cos(\alpha+\delta_{a2})) \cdot [(\cos(\varphi-\alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi+\delta_{a2}) \cdot \sin(\varphi-\beta))) / (\cos(\alpha-\beta) \cdot \cos(\alpha+\delta_{a2})))^{1/2}]^2$

0,62

wenn

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF	$E_{av2}$ [kN]	$E_{av2} = (Y' \cdot h_{\vartheta'} \cdot K_{av2}) \cdot (2 \cdot h_{s(s)} - h_{\vartheta'}) / 2$	205,94
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$E_{av2,h}$ [kN]	$E_{av2,h} = E_{av2} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a2})$	107,03
Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$e_{av2,h} \cdot z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{av2,h} \cdot z = Y' \cdot K_{av2} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a2}) \cdot z$	7,09
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Vertikalkomponente	$E_{av2,v}$ [kN]	$E_{av2,v} = E_{av2} \cdot \sin(\alpha+\delta_{a2})$	175,95

\* z

-0,87

$K_{ac2} = -(2 \cdot \cos(\alpha-\beta) \cdot \cos(\varphi)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + \sin(\chi-\beta)))$ , mit  $\chi = \alpha + \delta_{a2} + \varphi$

Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion	$K_{ac2}$ [-]	$K_{ac2} = -(2 \cdot \cos(\alpha-\beta) \cdot \cos(\varphi)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + \sin(\chi-\beta)))$ , mit $\chi = \alpha + \delta_{a2} + \varphi$	-0,87
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt CF)	$E_{ac2}$ [kN]	$E_{ac2} = c \cdot h_{\vartheta'} \cdot K_{ac2}$	-24,84
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt CF), Horizontalkomponente	$E_{ac2,h}$ [kN]	$E_{ac2,h} = E_{ac2} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a2})$	-12,91
Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (Abschnitt CF), Horizontalkomponente	$e_{ac2,h}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ac2,h} = c \cdot K_{ac2} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a2})$	-2,27
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt CF), Vertikalkomponente	$E_{ac2,v}$ [kN]	$E_{ac2,v} = E_{ac2} \cdot \sin(\alpha+\delta_{a2})$	-21,22

0,58

$K_{av2} = K_{av2} \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)) / (\cos(\alpha-\beta))$

Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	$K_{av2}$ [-]	$K_{av2} = K_{av2} \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)) / (\cos(\alpha-\beta))$	0,58
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt CF)	$E_a(p_{v/2})$ [kN]	$E_a(p_{v/2}) = p_v \cdot h_{\vartheta'} \cdot K_{av2}$	32,78
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt CF), Horizontalkomponente	$E_a(p_{v/2,h})$ [kN]	$E_a(p_{v/2,h}) = E_a(p_{v/2}) \cdot \cos(\alpha+\delta_{a2})$	17,03
Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt CF), Horizontalkomponente	$e_a(p_{v/2,h})$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_a(p_{v/2,h}) = p_v \cdot K_{av2} \cdot \cos(\alpha+\delta_{a2})$	2,99
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt CF), Vertikalkomponente	$E_a(p_{v/2,v})$ [kN]	$E_a(p_{v/2,v}) = E_a(p_{v/2}) \cdot \sin(\alpha+\delta_{a2})$	28,00

F<sub>a2</sub> AUS EIGENLAST BODEN

F<sub>a2</sub> AUS KOHÄSION

F<sub>a2</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST

Grenztiefe für Ansatz des Mindesterdruks	$\frac{z_{minea,h}}{h_{Ea1}} + h_{Ea1}$	[m]	$z_{minea,h} (\leq h_{Ea1}) = K_{ac1,h} * c / (Y^{*}(0,2-K_{ay1,h}))$ <b>bzw.</b> $z_{minea,h} + h_{Ea1} (> h_{Ea1}) = K_{ac2,h} * c / (Y^{*}(0,2-K_{ay2,h}))$ [oder $z_{minea,h} + h_{Ea1} (\leq h_{Ea1}) = h_{Ea1}$ da $z_{minea,h}$ theoretisch $< 0$ ]	0,84	
Mindesterdruks (in der Grenztiefe)	min $e_{a,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	min $e_{a,h} = 0,2 * Y^{*} z_{minea,h}$	3,71	Im weiteren Verlauf wird $z_{minea,h} + h_{Ea1}$ einheitlich mit $z_{minea,h}$ bezeichnet
Aktiver Erddruks aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdruks in der Grenztiefe, Horizontalkomponente	grenz $e_{a,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	<p><b>1) <math>z_{minea,h} \leq h_{Ea1}</math>:</b> <math>e_{ay1,h}(z_{minea,h}) + e_{ac1,h} \leq \min e_{a,h}</math> <b>oder</b>  <math>e_{ay1,h}(z_{minea,h}) + e_{ac1,h} &gt; \min e_{a,h} : e_{ay1,h}(z_{minea,h}) + e_{ac1,h}</math></p> <p><b>2) <math>z_{minea,h} + h_{Ea1} &gt; h_{Ea1}</math>:</b> <math>e_{ay2,h}(z_{minea,h}) + e_{ac2,h} \leq \min e_{a,h}</math> <b>oder</b>  <math>e_{ay2,h}(z_{minea,h}) + e_{ac2,h} &gt; \min e_{a,h} : e_{ay2,h}(z_{minea,h}) + e_{ac2,h}</math></p>	3,71	
Aktive Erddrukskraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdruks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$E_{a,h}(0-z_{minea,h})$	[kN]	<p><math>E_{a,h}(0-z_{minea,h}) = (\min e_{a,h} * z_{minea,h}) / 2</math> <b>oder</b>  <math>E_{a,h}(0-z_{minea,h}) = ((e_{ay1,h}(z_{minea,h}) + e_{ac1,h}) * z_{minea,h} / 2)</math> <b>bzw.</b> <math>((e_{ay1,h}(h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) * h_{Ea1} / 2) + (e_{ay2,h}(z_{minea,h} - h_{Ea1}) * (z_{minea,h} - h_{Ea1}) / 2) + (e_{ay2,h}(h_{Ea1}) + e_{ac2,h}) * (z_{minea,h} - h_{Ea1})</math></p>	1,57	
Aktiver Erddruks aus Bodeneigenlast und Kohäsion auf Höhe der Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{ay2,h}(h_{s(s)}) + e_{ac2,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]		36,70	
Aktive Erddrukskraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei $c=0$ ) von GOK bis zur Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$E_{a,h}(z_{minea,h} - h_{s(s)})$ bzw. bei $c=0$ : $E_{a,h}(0-h_{s(s)})$	[kN]	<p><b><math>c &gt; 0</math>:</b> <b>1) <math>z_{minea,h} \leq h_{Ea1}</math>:</b> <math>E_{a,h}(z_{minea,h} - h_{s(s)}) = (h_{Ea1} - z_{minea,h}) * (\min e_{a,h} + e_{ay1,h}(h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) / 2 + (h_{s(s)} - h_{Ea1}) * (e_{ay2,h}(h_{Ea1}) + e_{ay2,h}(h_{s(s)}) + 2 * e_{ac2,h}) / 2</math> <b>oder</b>  <math>E_{a,h}(z_{minea,h} - h_{s(s)}) = (h_{Ea1} - z_{minea,h}) * (e_{ay1,h}(z_{minea,h}) + e_{ay1,h}(h_{Ea1}) + 2 * e_{ac1,h}) / 2 + (h_{s(s)} - h_{Ea1}) * (e_{ay2,h}(h_{Ea1}) + e_{ay2,h}(h_{s(s)}) + 2 * e_{ac2,h}) / 2</math></p> <p><b><math>c &gt; 0</math>:</b> <b>2) <math>z_{minea,h} + h_{Ea1} &gt; h_{Ea1}</math>:</b> <math>E_{a,h}(z_{minea,h} - h_{s(s)}) = (h_{s(s)} - z_{minea,h}) * (\min e_{a,h} + e_{ay2,h}(h_{s(s)}) + e_{ac2,h}) / 2</math> <b>oder</b> <math>E_{a,h}(z_{minea,h} - h_{s(s)}) = (h_{s(s)} - z_{minea,h}) * (e_{ay2,h}(z_{minea,h}) + e_{ay2,h}(z_{minea,h}) + 2 * e_{ac2,h}) / 2</math></p> <p><b><math>c=0</math>:</b> <math>E_{a,h}(0-h_{s(s)}) = h_{Ea1} * e_{ay1,h}(h_{Ea1}) / 2 + h_{s(s)} * (e_{ay2,h}(h_{Ea1}) + e_{ay2,h}(h_{s(s)})) / 2</math></p>	94,10	

**MINDESTERDRUCK**

$$Z_{minea,h} \leq h_{Ea1} \cdot Y_{Ea,h} (0-z_{minea,h}) = [(2 \cdot Z_{minea,h} \cdot E_{a,h} (0-z_{minea,h})/3 + (h_{Ea1} - Z_{minea,h}) \cdot e_{ah} \cdot (2 \cdot h_{Ea1} + 4 \cdot Z_{minea,h}) + (e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) \cdot (4 \cdot h_{Ea1} + 2 \cdot Z_{minea,h})]/12 + Z_{minea,h} \cdot e_a (p_{v,1,h}) (Z_{minea,h}) \cdot Z_{minea,h} / 2 / [E_{a,h} (0-z_{minea,h}) + (h_{Ea1} - Z_{minea,h})/2 \cdot (grenz \cdot e_{ah} + e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) + E_a (p_{v,1,h}) (Z_{minea,h}) \cdot Z_{minea,h}] \text{ oder } Z_{minea,h} > h_{Ea1} : Y_{Ea,h} (0-z_{minea,h}) = (2 \cdot E_{a,h} (0-z_{minea,h}) \cdot Z_{minea,h} / 3 + (E_a (p_{v,1,h}) \cdot h_{Ea1} + e_a (p_{v,2,h}) (Z_{minea,h} - h_{Ea1})) \cdot (Z_{minea,h} + h_{Ea1})) / 2 / (E_{a,h} (0-z_{minea,h}) + E_a (p_{v,1,h}) + e_a (p_{v,2,h}) (Z_{minea,h} - h_{Ea1})) \cdot Z_{minea,h} \cdot h_{Ea1} \text{ bzw. } Y_{Ea,h} (0-z_{minea,h}) = [h_{Ea1}^2/3 \cdot (e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) + (Z_{minea,h} - h_{Ea1}) \cdot [2 \cdot e_{ay2,h} (h_{Ea1}) \cdot (Z_{minea,h} + 2 \cdot h_{Ea1}) + 2 \cdot e_{ay2,h} (Z_{minea,h}) \cdot (2 \cdot Z_{minea,h} + h_{Ea1}) + 6 \cdot e_{ac2,h} (Z_{minea,h} + h_{Ea1})]/12 + (E_a (p_{v,1,h}) \cdot h_{Ea1} + e_a (p_{v,2,h}) (Z_{minea,h} - h_{Ea1})) \cdot (Z_{minea,h} + h_{Ea1})]/2 / [h_{Ea1} \cdot (2 \cdot (e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) + (Z_{minea,h} - h_{Ea1})/2 \cdot (e_{ay2,h} (h_{Ea1}) + e_{ay2,h} (Z_{minea,h}) + 2 \cdot e_{ac2,h})) + E_a (p_{v,1,h}) + e_a (p_{v,2,h}) (Z_{minea,h} - h_{Ea1})) \cdot (Z_{minea,h} - h_{Ea1})]$$

$Y_{Ea,h} (0-z_{minea,h})$  [m]

Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (bis zur Grenztiefe) (nur gültig bei  $c > 0$ )

0,45

Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (Abschnitt EFC), Horizontalkomponente

$$E_{a,ges1,2,h} = E_{a,h} (0-z_{minea,h}) + E_{a,h} (Z_{minea,h} - h_{s(s)}) + E_a (p_{v,1,h}) + E_a (p_{v,2,h})$$

[kN] 112,20

Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (Abschnitt EFC)

$c > 0$ :  $Z_{minea,h} \leq h_{Ea1}$ :  $Y_{Ea,ges1,2,h} = [(2 \cdot Z_{minea,h} \cdot E_{a,h} (0-z_{minea,h})/3 + (h_{Ea1} - Z_{minea,h}) \cdot e_{ah} \cdot (2 \cdot h_{Ea1} + 4 \cdot Z_{minea,h}) + (e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) \cdot (4 \cdot h_{Ea1} + 2 \cdot Z_{minea,h})]/12 + (h_{s(s)} - h_{Ea1}) \cdot (2 \cdot e_{ay2,h} (h_{Ea1}) + 6 \cdot e_{ac2,h} (h_{s(s)} + h_{Ea1})) + 2 \cdot e_{ay2,h} (h_{s(s)}) \cdot (2 \cdot h_{s(s)} + h_{Ea1})]/12 + E_a (p_{v,1,h}) \cdot h_{Ea1} / 2 + E_a (p_{v,2,h}) (h_{s(s)} - h_{Ea1})/2 \cdot (grenz \cdot e_{ah} + e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) + (Z_{minea,h} - h_{Ea1})/2 \cdot (e_{ay2,h} (h_{Ea1}) + e_{ac2,h}) + E_a (p_{v,1,h}) + E_a (p_{v,2,h}) \text{ oder } Z_{minea,h} > h_{Ea1}$ :  $Y_{Ea,ges1,2,h} = [(2 \cdot Z_{minea,h} \cdot E_{a,h} (0-z_{minea,h})/3 + (h_{s(s)} - Z_{minea,h}) \cdot [2 \cdot grenz \cdot e_{ah} \cdot (h_{s(s)} + 2 \cdot Z_{minea,h}) + (2 \cdot e_{ay2,h} (h_{s(s)}) + 2 \cdot e_{ac2,h}) \cdot (2 \cdot h_{s(s)} + Z_{minea,h})]/12 + E_a (p_{v,1,h}) \cdot h_{Ea1} / 2 + E_a (p_{v,2,h}) \cdot (h_{s(s)} + h_{Ea1})/2] / [E_{a,h} (0-z_{minea,h}) + (h_{s(s)} - Z_{minea,h}) \cdot (2 \cdot (e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) + (h_{s(s)} - h_{Ea1})/2 \cdot (e_{ay2,h} (h_{Ea1}) + e_{ac2,h}) + E_a (p_{v,1,h}) + E_a (p_{v,2,h})) + E_a (p_{v,1,h}) + E_a (p_{v,2,h}) (h_{s(s)} - h_{Ea1})]$  bzw.  $Y_{Ea,ges1,2,h} = [h_{Ea1}^2/3 \cdot (e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) + (h_{s(s)} - h_{Ea1}) \cdot (h_{Ea1}) \cdot (h_{s(s)} + 2 \cdot h_{Ea1}) + 2 \cdot e_{ay2,h} (h_{s(s)}) \cdot (2 \cdot h_{s(s)} + h_{Ea1}) + 6 \cdot e_{ac2,h} (h_{s(s)} + h_{Ea1})]/12 + E_a (p_{v,1,h}) \cdot h_{Ea1} / 2 + E_a (p_{v,2,h}) (h_{s(s)} - h_{Ea1})/2] / [h_{Ea1} \cdot (2 \cdot (e_{ay1,h} (h_{Ea1}) + e_{ac1,h}) + (h_{s(s)} - h_{Ea1})/2 \cdot (e_{ay2,h} (h_{Ea1}) + e_{ac2,h}) + E_a (p_{v,1,h}) + E_a (p_{v,2,h})) + E_a (p_{v,1,h}) + E_a (p_{v,2,h}) (h_{s(s)} - h_{Ea1})]$

[m] 12,24

Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (Abschnitt EFC)

$$E_{a,ges1,2} = E_{a,ges1,2,h} / (\cos((h_{Ea1}/h_{s(s)}) \cdot (\alpha_1 + \delta_{a1}) + (1 - h_{Ea1}/h_{s(s)}) \cdot (\alpha_2 + \delta_{a2})))$$

[kN] 224,15

Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (Abschnitt EFC), Vertikalkomponente

$$E_{a,ges1,2,v} = E_{a,ges1,2} \cdot \sin((h_{Ea1}/h_{s(s)}) \cdot (\alpha_1 + \delta_{a1}) + (1 - h_{Ea1}/h_{s(s)}) \cdot (\alpha_2 + \delta_{a2}))$$

[kN] 194,04

Anteilige Berechnung der Winkel mit Verhältnis  $h_{Ea1}/h_{s(s)}$

23,33 0,41

$\delta_{a3}$  [°] / [rad]  $\delta_{a3} = 2 \cdot \varphi / 3, (\alpha_2 = 0)$

$\delta_{a3}$

Neigungswinkel des aktiven Erdrucks (für  $E_{a3}$ )  
 Höhe Oberkante waagrecht Schenkel bis zur  
 Geländeoberkante im Schnitt hinter dem waagrecht  
 Schenkel

$h'$  [m]  $h' = h_{s(s)} + \tan(\beta) \cdot h_{s(w),3}$

Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigenlast Boden für  
 $E_{av3}$  (für eine beliebige Gleitflächenneigung);  
 Gleitflächenwinkel unter Voraussetzung, dass nur die  
 Eigenlast des Bodens von wesentlichem Einfluss ist

$K_{av3} = (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\vartheta - \alpha) \cdot \sin(\vartheta - \varphi)) / (\cos^2(\alpha) \cdot \sin(\vartheta - \beta) \cdot \cos(\vartheta - \chi))$  ; **wenn**  
 $c = 0$  &  $p_v = 0$ :  $K_{av3} = 1 / (\cos(\alpha + \delta_{a3})) \cdot [(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_{a3}) \cdot \sin(\varphi - \beta))) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3})))^{1/2}]^2$

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf  
 Rückseite des waagrecht Schenkels  
 Rückseite des waagrecht Schenkels,  
 Horizontalkomponente

$E_{av3}$  [kN]  $E_{av3} = (Y' \cdot h_{s(w)} \cdot K_{av3}) \cdot (2 \cdot h' + h_{s(w)}) / 2$

Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf  
 Rückseite des waagrecht Schenkels,  
 Horizontalkomponente

$E_{av3,h}$  [kN]  $E_{av3,h} = E_{av3} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3})$

Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf  
 Rückseite des waagrecht Schenkels,  
 Vertikalkomponente

$e_{av3,h} \cdot z$  [kN/m<sup>2</sup>]  $e_{av3,h} \cdot z = Y' \cdot K_{av3} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3}) \cdot z$

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf  
 Rückseite des waagrecht Schenkels,  
 Vertikalkomponente

$E_{av3,v}$  [kN]  $E_{av3,v} = E_{av3} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a3})$

Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf  
 Rückseite des waagrecht Schenkels,  
 Vertikalkomponente

$K_{ac3}$  [-]  $K_{ac3} = -(2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + \sin(\chi - \beta)))$ , mit  $\chi = \alpha + \delta_{a3} + \varphi$

Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion

$E_{ac3}$  [kN]  $E_{ac,3} = c \cdot h_{s(w)} \cdot K_{ac3}$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf  
 waagrecht Schenkel)

$E_{ac3,h}$  [kN]  $E_{ac3,h} = E_{ac3} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3})$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf  
 waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente

$e_{ac3,h}$  [kN/m<sup>2</sup>]  $e_{ac3,h} = c \cdot K_{ac3} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3})$

Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (auf waagrecht  
 Schenkel), Horizontalkomponente

$E_{ac3,v}$  [kN]  $E_{ac3,v} = E_{ac3} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a3})$

Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf  
 waagrecht Schenkel), Vertikalkomponente

$K_{av3}$  [-]  $K_{av3} = K_{av3} \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)) / (\cos(\alpha - \beta))$

Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig  
 verteilten vertikalen Auflast

$E_a(p_v)_{j,3}$  [kN]  $E_a(p_v)_{j,3} = p_v \cdot h_{s(w)} \cdot K_{av3}$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig  
 verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht  
 Schenkel)

$E_a(p_v)_{j,3,h}$  [kN]  $E_a(p_v)_{j,3,h} = E_a(p_v)_{j,3} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3})$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig  
 verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht  
 Schenkel), Horizontalkomponente

$e_a(p_v)_{j,3,h}$  [kN/m<sup>2</sup>]  $e_a(p_v)_{j,3,h} = p_v \cdot K_{av3} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3})$

Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten  
 vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel),  
 Horizontalkomponente

$E_a(p_v)_{j,3,v}$  [kN]  $E_a(p_v)_{j,3,v} = E_a(p_v)_{j,3} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a3})$

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig  
 verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht  
 Schenkel), Vertikalkomponente

**F<sub>3</sub> AUS EIGENLAST DES BODENS**

**F<sub>3</sub> AUS KOHÄSION**

**F<sub>3</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST**

GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DER RÜCKSEITE DES WAAGRECHTEN SCHENKELS	
Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (auf waagrecht Schenkel)	$E_{a,ges3}$ [kN] $E_{a,ges3} = E_{ay3} + E_{ac3} + E_a(p_v)_3$ 25,20
Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{a,ges3,h}$ [kN] $E_{a,ges3,h} = E_{a,ges3} \cdot \cos(\alpha + \delta_{a3})$ 23,14
Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (auf waagrecht Schenkel)	$y_{E_{a,ges3,h}}$ [m] $y_{E_{a,ges3,h}} = \frac{[e_{ay3,h} \cdot (h_{s(w)})^2 \cdot (h_{s(w)}/2) \cdot (h_{s(w)} \cdot 2/3 + h_{s(s)}) + (E_{ac3,h} + E_a(p_v)_3) \cdot h_{s(w)}] \cdot h_{s(w)}}{[E_{ay3,h} + E_{ac3,h} + E_a(p_v)_3] \cdot h_{s(w)}}$ 5,86
Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (auf waagrecht Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{a,ges3,v}$ [kN] $E_{a,ges3,v} = E_{a,ges3} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a3})$ 9,98

**Ansatz des Erddrucks für die Innere Standsicherheit auf den vertikalen Schenkel**

**Nachgiebiger hoher schlanker Schenkel**

Ansatz:	Parameter	Symbol	Einheit	Formel	Wert
	Aktiver Erddruck auf gesamten Mauerrückseite				
Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für $E_a$ )	$\delta_a$		[°] / [rad]	$\delta_a = 2 \cdot \varphi / 3, (\alpha_1)$	23,33
Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigenlast Boden für $E_{ay}$ (für eine beliebige Gleitflächenneigung); Gleitflächenwinkel unter Voraussetzung, dass nur die Eigenlast des Bodens von wesentlichem Einfluss ist	$K_{ay}$		[-]	$K_{ay} = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\beta - \alpha) \cdot \sin(\theta - \varphi)}{(\cos^2(\alpha) \cdot \sin(\theta - \beta) \cdot \cos(\beta - \chi))}$ ; $\& p_v = 0: K_{ay} = \frac{1}{(\cos(\alpha + \delta_a))} \cdot \frac{[(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta))) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)))]^{1/2}}$ wenn $c=0$	0,27

Ea1 AUS EIGENLAST BODEN	
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{ay}$ [kN] $E_{ay} = (Y \cdot h_{s(s)}^2 \cdot K_{ay}) / 2$ 91,09
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$E_{ay,h}$ [kN] $E_{ay,h} = E_{ay} \cdot \cos(\alpha + \delta_a)$ 83,64
Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$e_{ay,h} \cdot z$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e_{ay,h} \cdot z = Y \cdot K_{ay} \cdot \cos(\alpha + \delta_a) \cdot z$ 5,53 * z
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Vertikalkomponente	$E_{ay,v}$ [kN] $E_{ay,v} = E_{ay} \cdot \sin(\alpha + \delta_a)$ 36,08
Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion	$K_{ac}$ [-] $K_{ac} = -(2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + \sin(\chi - \beta)))$ , mit $\chi = \alpha + \delta_a + \varphi$ -0,92

Ea2 AUS KOHÄSION	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (gesamte Mauerrückseite)	$E_{ac}$ [kN] $E_{ac} = c \cdot h_{s(s)} \cdot K_{ac}$ -25,40
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$E_{ac,h}$ [kN] $E_{ac,h} = E_{ac} \cdot \cos(\alpha + \delta_a)$ -23,32
Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$e_{ac,h}$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e_{ac,h} = c \cdot K_{ac} \cdot \cos(\alpha + \delta_a)$ -4,24
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (gesamte Mauerrückseite), Vertikalkomponente	$E_{ac,v}$ [kN] $E_{ac,v} = E_{ac} \cdot \sin(\alpha + \delta_a)$ -10,06

E <sub>a</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	K <sub>av</sub> = K <sub>av</sub> * (cos(α)*cos(β))/(cos(α-β))	0,27
Vertikale Auflast	E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> )	E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ) = p <sub>v</sub> * h <sub>s(s)</sub> * K <sub>av</sub>	15,06
Horizontalkomponente	E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h	E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h = E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ) * cos(α+δ <sub>a</sub> )	13,83
Gesamte Mauerrückseite	e <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h	e <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h = p <sub>v</sub> * K <sub>av</sub> * cos(α+δ <sub>a</sub> )	2,51
Vertikale Auflast	E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),v	E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),v = E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ) * sin(α+δ <sub>a</sub> )	5,96
MINDESTDRUCK	Grenztiefe für Ansatz des Mindestdrucks	Z <sub>minea,h</sub> = K <sub>ac,h</sub> * c / (γ * (0,2 - K <sub>av,h</sub> ))	3,75
Mindestdrucks	min e <sub>a,h</sub>	min e <sub>a,h</sub> = 0,2 * γ * Z <sub>minea,h</sub>	16,51
Aktiver Erddruck	grenz e <sub>a,h</sub>	e <sub>av,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> ) + e <sub>ac,h</sub> ≤ min e <sub>a,h</sub> : min e <sub>a,h</sub> <b>oder</b> e <sub>av,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> ) + e <sub>ac,h</sub> > min e <sub>a,h</sub> : e <sub>av,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> ) + e <sub>ac,h</sub>	16,51
Kohäsion	E <sub>a,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> )	E <sub>a,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) = (min e <sub>a,h</sub> * Z <sub>minea,h</sub> ) / 2 <b>oder</b> E <sub>a,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) = (e <sub>av,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> ) * Z <sub>minea,h</sub> / 2) + e <sub>ac,h</sub> * Z <sub>minea,h</sub>	30,97
Aktiver Erddruck	e <sub>av,h</sub> (h <sub>s(s)</sub> ) + e <sub>ac,h</sub>	e <sub>av,h</sub> (h <sub>s(s)</sub> ) + e <sub>ac,h</sub>	26,18
Kohäsion	E <sub>a,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> -h <sub>s(s)</sub> )	E <sub>a,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> -h <sub>s(s)</sub> ) = (h <sub>s(s)</sub> -Z <sub>minea,h</sub> ) * (mine <sub>a,h</sub> + e <sub>av,h</sub> (h <sub>s(s)</sub> ) + e <sub>ac,h</sub> ) / 2 <b>oder</b> E <sub>a,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> -h <sub>s(s)</sub> ) = (h <sub>s(s)</sub> -Z <sub>minea,h</sub> ) * (e <sub>av,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> ) + e <sub>ac,h</sub> ) + 2 * e <sub>ac,h</sub> / 2 <b>bzw. bei c=0:</b> E <sub>a,h</sub> (0-h <sub>s(s)</sub> ) = (h <sub>s(s)</sub> /2) * e <sub>av1,h</sub> (h <sub>s(s)</sub> )	37,30
Kohäsion	Y <sub>Ea,ges,h</sub> (0-z <sub>minea,h</sub> )	Y <sub>Ea,ges,h</sub> (0-z <sub>minea,h</sub> ) = (2 * Z <sub>minea,h</sub> * E <sub>a,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) / 3 + Z <sub>minea,h</sub> * E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h(0-Z <sub>minea,h</sub> ) / 2) / (E <sub>a,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) + E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h(0-Z <sub>minea,h</sub> )) <b>oder</b> Y <sub>Ea,ges,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) = (2 * Z <sub>minea,h</sub> * (E <sub>av,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) + E <sub>ac,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> )) / 3 + Z <sub>minea,h</sub> * E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h(0-Z <sub>minea,h</sub> ) / 2) / (E <sub>av,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) + E <sub>ac,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) + E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h(0-Z <sub>minea,h</sub> ))	2,36
GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DEN ABSCHNITT DC	Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	E <sub>a,ges,h</sub> = E <sub>a,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) + E <sub>a,h</sub> (Z <sub>minea,h</sub> -h <sub>s(s)</sub> ) + E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h	82,10
Gesamte aktive Erddruckkraft	Y <sub>Ea,ges,h</sub>	Y <sub>Ea,ges,h</sub> = ((2/3) * E <sub>a,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) * Z <sub>minea,h</sub> + E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h * h <sub>s(s)</sub> / 2 + (h <sub>s(s)</sub> -Z <sub>minea,h</sub> ) * (grenz e <sub>a,h</sub> (h <sub>s(s)</sub> ) + 2 * Z <sub>minea,h</sub> * (h <sub>s(s)</sub> -Z <sub>minea,h</sub> ) * (e <sub>av,h</sub> (h <sub>s(s)</sub> ) + e <sub>ac,h</sub> )) / 6) / (E <sub>a,h</sub> (0-Z <sub>minea,h</sub> ) + E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h(0-Z <sub>minea,h</sub> ) + E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h) <b>bzw. bei c=0:</b> Y <sub>Ea,ges,h</sub> = (E <sub>a,h</sub> (0-h <sub>s(s)</sub> ) * h <sub>s(s)</sub> / 2) / (E <sub>a,h</sub> (0-h <sub>s(s)</sub> ) + E <sub>a</sub> (p <sub>v</sub> ),h)	3,54
Gesamte aktive Erddruckkraft	E <sub>a,ges</sub>	E <sub>a,ges</sub> = E <sub>a,ges,h</sub> / (cos(α+δ <sub>a</sub> ))	89,41
Gesamte aktive Erddruckkraft	E <sub>a,ges,v</sub>	E <sub>a,ges,v</sub> = E <sub>a,ges</sub> * sin(α+δ <sub>a</sub> )	35,42

**Unnachgebiger niedriger bzw. dicker Schenkel**

Fall a):  $h_{s(s)}/\tan(\varphi') \leq l_{s(w)3}$

Ansatz: **Ruhedruck längs der Mauerrückseite ( $\delta_0 = 0, \alpha_1$ )**

2,41  $\leq$  2,50

Neigungswinkel des Ruhedrucks (für  $E_0$ )  $\delta_0$  [°] / [rad]  $\delta_0 = 0$  0,00 0,00

Ruhedruckbeiwert für  $E_0$   $K_0$  [-]  $K_0 = (\cos^2(\beta) * (\sin(\varphi) - \sin^2(\varphi)) / (\sin(\varphi) - \sin^2(\beta))) * [1 + \sin(\beta) * (\sin(\varphi) * (1 - \sin(\varphi)) / (\sin(\varphi) * (1 + \sin^2(\beta))) - \sin^2(\beta) * (1 + \sin^2(\varphi)))]^{1/2}$  0,49

<b><math>E_0</math> AUS EIGENLAST DES BODENS AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>									
Ruhedruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0y}$	[kN]	$E_{0y} = (\gamma * h_{s(s)}^2 * K_0) / 2$						162,06
Ruhedruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$E_{0y,h}$	[kN]	$E_{0y,h} = E_{0y} * \cos(\alpha + \delta_0)$						162,06
Ruhedruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$e_{0y,h} * z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0y,h} * z = \gamma * K_0 * \cos(\alpha + \delta_0) * z$						10,71 * z
Ruhedruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Vertikalkomponente	$E_{0y,v}$	[kN]	$E_{0y,v} = E_{0y} * \sin(\alpha + \delta_0)$						0,00
<b><math>E_0</math> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>									
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_0(p_v)$	[kN]	$E_0(p_v) = p_v * K_0 * h_{s(s)}$						26,79
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$E_0(p_v),h$	[kN]	$E_0(p_v),h = E_0(p_v) * \cos(\alpha + \delta_0)$						26,79
Ruhedruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$e_0(p_v),h$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_0(p_v),h = p_v * K_0 * \cos(\alpha + \delta_0)$						4,87
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Vertikalkomponente	$E_0(p_v),v$	[kN]	$E_0(p_v),v = E_0(p_v) * \sin(\alpha + \delta_0)$						0,00
<b>GESAMTE RUHEDRUCKKRAFT AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>									
Gesamte Ruhedruckkraft	$E_0$	[kN]	$E_0 = E_{0y} + E_0(p_v)$						188,84
Gesamte Ruhedruckkraft, Horizontalkomponente	$E_{0,h}$	[kN]	$E_{0,h} = E_0 * \cos(\alpha + \delta_0)$						188,84
Gesamter Ruhedruck an der Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{0,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0,h} = e_{0y,h}(h_{s(s)}) + e_0(p_v),h$						63,80
Gesamte Ruhedruckkraft, Vertikalkomponente	$E_{0,v}$	[kN]	$E_{0,v} = E_0 * \sin(\alpha + \delta_0)$						0,00
Angriffspunkt der Resultierenden Ruhedruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$x_{E0}$	[m]	$x_{E0} = (2/3 * h_{s(s)} * E_{0y} + 1/2 * h_{s(s)} * E_0(p_v)) / (E_{0y} + E_0(p_v))$						3,54

**Fall b):**  $h_{s(s)}/\tan(\vartheta') > I_{s(w)3}$   
**Ansatz:** Aktiver Erddruck zwischen den Punkten E und F, Ruhedruck zwischen Punkten F und B

2,41 > 2,50

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für  $E_a$ )  $\delta_a = 2 \cdot \varphi / 3, (\alpha_1)$  23,33 0,41  
 Höhe Oberkante waagrechter Schenkel bis Punkt F  $h_{O-F} = \tan(\vartheta') \cdot I_{s(w)3}$  5,70  
 Höhe Punkt F - Punkt E  $h_{E-F} = h_{s(s)} - h_{O-F}$  -0,20

Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigenlast Boden für  $E_{ay1}$  (für eine beliebige Gleitflächenneigung):  
 Gleitflächenwinkel unter Voraussetzung, dass nur die Eigenlast des Bodens von wesentlichem Einfluss ist

$K_{ay1} = (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\vartheta - \alpha) \cdot \sin(\vartheta - \varphi)) / (\cos^2(\alpha) \cdot \sin(\vartheta - \beta) \cdot \cos(\vartheta - \chi))$ ; **wenn**  
 $c=0$  &  $p_v=0$ :  $K_{ay1} = 1 / (\cos(\alpha + \delta_a)) \cdot [(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)))^{1/2})]^2$

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden zwischen den Punkten E und F	$E_{ay}$	[kN]	$E_{ay} = (Y \cdot h_{E-F}^2 \cdot K_{ay}) / 2$	0,12
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden zwischen den Punkten E und F, Horizontalkomponente	$E_{ay,h}$	[kN]	$E_{ay,h} = E_{ay} \cdot \cos(\alpha + \delta_a)$	0,11
Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden zwischen den Punkten E und F, Horizontalkomponente	$e_{ay,h} \cdot z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ay,h} \cdot z = Y \cdot K_{ay} \cdot \cos(\alpha + \delta_a) \cdot z$	5,53 * z
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden zwischen den Punkten E und F, Vertikalkomponente	$E_{ay,v}$	[kN]	$E_{ay,v} = E_{ay} \cdot \sin(\alpha + \delta_a)$	0,05

Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion	$K_{ac}$	[-]	$K_{ac} = -(2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + \sin(\chi - \beta)))$ , mit $\chi = \alpha + \delta_a + \varphi$	-0,92
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (zwischen den Punkten E und F)	$E_{ac}$	[kN]	$E_{ac} = c \cdot h_{E-F} \cdot K_{ac}$	0,92
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (zwischen den Punkten E und F), Horizontalkomponente	$E_{ac,h}$	[kN]	$E_{ac,h} = E_{ac} \cdot \cos(\alpha + \delta_a)$	0,84
Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (zwischen den Punkten E und F), Horizontalkomponente	$e_{ac,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ac,h} = c \cdot K_{ac} \cdot \cos(\alpha + \delta_a)$	-4,24
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (zwischen den Punkten E und F), Vertikalkomponente	$E_{ac,v}$	[kN]	$E_{ac,v} = E_{ac} \cdot \sin(\alpha + \delta_a)$	0,36

Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	$K_{av}$	[-]	$K_{av} = K_{ay} \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)) / (\cos(\alpha - \beta))$	0,27
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (zwischen den Punkten E und F)	$E_a(p_v)$	[kN]	$E_a(p_v) = p_v \cdot h_{E-F} \cdot K_{av}$	-0,54
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (zwischen den Punkten E und F), Horizontalkomponente	$E_a(p_v),h$	[kN]	$E_a(p_v),h = E_a(p_v) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)$	-0,50
Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (zwischen den Punkten E und F), Horizontalkomponente	$e_a(p_v),h$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_a(p_v),h = p_v \cdot K_{av} \cdot \cos(\alpha + \delta_a)$	2,51
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (zwischen den Punkten E und F) Vertikalkomponente	$E_a(p_v),v$	[kN]	$E_a(p_v),v = E_a(p_v) \cdot \sin(\alpha + \delta_a)$	-0,21

**F<sub>a</sub> AUS EIGENLAST DES BODENS**

**F<sub>a</sub> AUS KOHÄSION**

**E<sub>a</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST**

Neigungswinkel des Ruhedrucks (für $E_0$ )	$\delta_0$	[°] / [rad]	$\delta_0 = 0$	0,00	0,00
Ruhedruckbeiwert für $E_0$	$K_0$	[-]	$K_0 = (\cos^2(\beta) * (\sin(\varphi) - \sin^2(\varphi)) / (\sin(\varphi) - \sin^2(\beta))) * [1 + \sin(\beta) * ((\sin(\varphi) * (1 - \sin(\varphi))) / (\sin(\varphi) * (1 + \sin^2(\beta))) - \sin^2(\beta) * (1 + \sin^2(\varphi)))]^{(1/2)}$	0,49	
Ruhedruck unter Eigenlast Boden zwischen den Punkten F und Oberkante waagrecht Schenkel	$E_0$	[kN]	$E_0 = (\gamma * h_{0,F} * K_0) * (2 * h_{s(s)} - h_{0,F}) / 2$	161,85	
Ruhedruck unter Eigenlast Boden zwischen den Punkten F und Oberkante waagrecht Schenkel, Horizontalkomponente	$E_{0,h}$	[kN]	$E_{0,h} = E_0 * \cos(\alpha + \delta_0)$	161,85	
Ruhedruck unter Eigenlast Boden zwischen den Punkten F und Oberkante waagrecht Schenkel, Horizontalkomponente	$e_{0v,h} * z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0v,h} * z = \gamma * K_0 * \cos(\alpha + \delta_0) * z$	10,71	
Ruhedruck unter Eigenlast Boden zwischen den Punkten F und Oberkante waagrecht Schenkel, Vertikalkomponente	$E_{0,v}$	[kN]	$E_{0,v} = E_0 * \sin(\alpha + \delta_0)$	0,00	
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Punkt F bis Oberkante waagrecht Schenkel)	$E_0(p_v)$	[kN]	$E_0(p_v) = p_v * K_0 * h_{0,F}$	27,75	
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Punkt F bis Oberkante waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente	$E_0(p_v)_h$	[kN]	$E_0(p_v)_h = E_0(p_v) * \cos(\alpha + \delta_0)$	27,75	
Ruhedruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Punkt F bis Oberkante waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente	$e_0(p_v)_h$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_0(p_v)_h = p_v * K_0 * \cos(\alpha + \delta_0)$	4,87	
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Punkt F bis Oberkante waagrecht Schenkel), Vertikalkomponente	$E_0(p_v)_v$	[kN]	$E_0(p_v)_v = E_0(p_v) * \sin(\alpha + \delta_0)$	0,00	
<b>ED AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN MAUERRÜCKSEITE</b>					
Grenztiefe für Ansatz des Mindesterdrucks	$Z_{minea,h}$	[m]	$Z_{minea,h} (\leq h_{E-F}) = K_{ac,h} * c / (\gamma * (0,2 - K_{av,h}))$	-0,20	
Mindesterddruck (in der Grenztiefe)	$\min e_{a,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$\min e_{a,h} = 0,2 * \gamma * Z_{minea,h}$	-0,87	
Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks in der Grenztiefe, Horizontalkomponente	$\text{grenz } e_{a,h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{av,h}(Z_{minea,h}) + e_{ac,h} \leq \min e_{a,h} : \min e_{a,h} \text{ oder } e_{av,h}(Z_{minea,h}) + e_{ac,h} > \min e_{a,h} : e_{av,h}(Z_{minea,h}) + e_{ac,h}$	-0,87	
Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$E_{a,h}(0-Z_{minea,h})$	[kN]	$E_{a,h}(0-Z_{minea,h}) = (\min e_{a,h} * Z_{minea,h}) / 2 \text{ oder } E_{a,h}(0-Z_{minea,h}) = (e_{av,h}(Z_{minea,h}) * Z_{minea,h} / 2) + e_{ac,h} * Z_{minea,h}$	0,09	
Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion auf Höhe des Punktes F, Horizontalkomponente	$e_{a,h}(h_{E-F})$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{a,h}(h_{E-F}) = e_{av,h}(h_{E-F}) + e_{ac,h} \text{ bzw. wenn } Z_{minea,h} = h_{E-F} : e_{a,h}(h_{E-F}) = \text{grenz } e_{a,h}$	-0,87	
Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei c=0 von GOK) bis zum Punkt F, Horizontalkomponente	$E_{a,h}(Z_{minea,h} - h_{E-F})$ bzw. bei c=0: $E_{a,h}(0-h_{E-F})$	[kN]	$E_{a,h}(Z_{minea,h} - h_{E-F}) = (h_{E-F} - Z_{minea,h}) * (\min e_{a,h} + e_{av,h}(h_{E-F}) + e_{ac,h}) / 2 \text{ oder } E_{a,h}(Z_{minea,h} - h_{E-F}) = (h_{E-F} - Z_{minea,h}) * (e_{av,h}(Z_{minea,h}) + e_{ac,h}) / 2 \text{ bzw. bei c=0: } E_{a,h}(0-h_{E-F}) = (h_{E-F} / 2) * e_{av,h}(h_{E-F})$	0,00	
Angriffspunkt der Resultierenden aktiven Erddruckkraft (bis zur Grenztiefe) (gültig nur bei c>0!)	$Y_{Eges,h}$	[m]	$Y_{Eges,h} = (2/3 * E_{a,h}(0-Z_{minea,h}) * Z_{minea,h} + 1/6 * (h_{E-F} - Z_{minea,h}) * (h_{E-F} + 2 * Z_{minea,h}) * (\text{grenz } e_{a,h}) + (e_{av,h}(h_{E-F}) + e_{ac,h}) * (2 * h_{E-F} + Z_{minea,h})) / (E_{a,h}(0-Z_{minea,h}) + E_{a,h}(Z_{minea,h} - h_{E-F})) + E_{a,h}(p_v)_h$	-0,09	
<b>MINDESTERDRUCK</b>					

GESAMTE ERDRUCKKRAFT AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE	Gesamte Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$E_{ges,h}$	[kN]	$c > 0: E_{ges,h} = E_{a,h}(0-Z_{minea,h}) + E_{a,h}(Z_{minea,h}-h_{E-F}) + E_a(p_{v,h}) + E_0(p_{v,h}) + E_0(p_{v,h})$ $E_{ges,h} = E_{a,h}(0-h_{E-F}) + E_a(p_{v,h}) + E_0(p_{v,h}) \text{ mit } E_{a,h}(0-h_{E-F}) = (e_{av,h}(h_{E-F}) + e_{ac,h}) * h_{E-F} / 2$	189,19
	Ruhedruck aus Bodeneigenlast und einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Höhe der Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{0,h}(h_{s(s)})$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0,h}(h_{s(s)}) + e_0(p_{v,h})$	63,80
	Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$y_{Eges,h}$	[m]	$c > 0: y_{Eges,h} = (2/3 * E_{a,h}(0-Z_{minea,h}) * Z_{minea,h} + 1/6 * (h_{E-F}-Z_{minea,h}) * (h_{E-F}+2 * Z_{minea,h})) * (\text{grenz } e_{a,h})$ $+ (e_{av,h}(h_{E-F}) + e_{ac,h}) * (2 * h_{E-F} + Z_{minea,h}) + 1/2 * E_a(p_{v,h}) * h_{E-F} + 1/6 * (h_{s(s)}-h_{E-F}) * (e_{0,h}(h_{E-F}) * (h_{s(s)}+2 * h_{E-F}) + e_{0,h}(h_{s(s)}) * (2 * h_{s(s)}+h_{E-F}) + E_0(p_{v,h}) * 1/2 * (h_{s(s)}+h_{E-F})) / (E_{a,h}(0-Z_{minea,h}) + E_{a,h}(Z_{minea,h}-h_{E-F}) + E_a(p_{v,h}) + E_0(p_{v,h}))$ $\text{bzw. wenn } c=0: y_{Eges,h} = (2/3 * E_{a,h}(0-h_{E-F}) * h_{E-F} + 1/2 * E_a(p_{v,h}) * h_{E-F} + 1/6 * (h_{s(s)}-h_{E-F}) * (e_{0,h}(h_{E-F}) * (h_{s(s)}+2 * h_{E-F}) + e_{0,h}(h_{s(s)}) * (2 * h_{s(s)}+h_{E-F}) + E_0(p_{v,h}) * 1/2 * (h_{s(s)}+h_{E-F})) / (E_{a,h}(0-h_{E-F}) + E_a(p_{v,h}) + E_0(p_{v,h}))$	3,53
	Gesamte Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (gesamte Mauerrückseite)	$E_{ges}$	[kN]	$E_{ges} = E_{ges,h} / (\cos((h_{E-F}/h_{s(s)}) * (\alpha_1 + \delta_a) + (1-h_{E-F}/h_{s(s)}) * (\alpha_1 + \delta_0)))$	189,21
	Gesamte Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (gesamte Mauerrückseite), Vertikalkomponente	$E_{ges,v}$	[kN]	$E_{ges,v} = E_{ges} * \sin((h_{E-F}/h_{s(s)}) * (\alpha_1 + \delta_a) + (1-h_{E-F}/h_{s(s)}) * (\alpha_1 + \delta_0))$	-2,78

Anteilige  
Berechnung der  
Winkel mit  
Verhältnis  $h_{E-F}/h_{s(s)}$

**ERDRUCKBERECHNUNG NACH DIN 4085 (2017) für eine ebene Geländeoberfläche**

Ansatz der Erdrucks für die Äußere Standsicherheit: <b>aktiver Erdruck</b>			
Parameter	Symbol	Einheit	Wert
Gleitflächenwinkel	$\vartheta_{ag}$	[°]	58,7
Gleitflächenwinkel	$\vartheta'_{ag}$	[°]	66,3
Lotrechte Höhe der Gleitfläche	$h_y$	[m]	5,7

Es ist immer derjenige Fall zu wählen, dessen Bedingung grün hinterlegt ist! Der andere Fall ist ungültig!

**Fall a):  $h_y > h_{s(s)}$  Schnittpunkt der Gegengleitfläche mit dem Gelände: zwei Bereiche mit unterschiedlichen Erdruckkräften (siehe Abschnitt 4.3.3) [Fall c) wird in der DIN dem Fall a) bzw. b) vorgezogen!]**

5,7

> 5,50

Neigungswinkel des aktiven Erdrucks (für $E_{a,1}$ )	$\delta_{a,1}$	[°] / [rad]	$\delta_{a,1} = \varphi$	35,00	0,61
Ersatz-Wandneigungswinkel (Rückseite)	$\alpha$	[°] / [rad]	$\alpha = 90 - \vartheta'$	23,69	0,41
Höhe, auf die der Erdruck wirkt (aufgrund der über die Wand hinausgehenden Gleitfläche mit Schnittpunkt der Böschungseignung)	$h_t$	[m]	$h_t = h_{s(s)} + \tan(\beta) \cdot (I_{s(w),3} - I_{s(w),3} \cdot h_{s(s)} / h_x)$ (im Grenzfall $\vartheta_{ag} = 90^\circ$ : $h_t = h_{oag}$ )	5,52	

**$F_{a,1}$  AUS EIGENLAST BODEN**

Aktiver Erdruckbeiwert für $E_{agh,1}$ , Horizontalkomponente	$K_{agh,1}$	[-]	$K_{agh,1} = [(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)))^{1/2})]^2$	0,322	
Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$E_{agh,1}$	[kN]	$E_{agh,1} = (y \cdot h_t \cdot K_{agh,1}) / 2$	107,76	
Aktiver Erdruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$e_{agh,1} \cdot z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh,1} \cdot z = y \cdot K_{agh,1} \cdot z$	7,09	* z
Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC	$E_{ag,1}$	[kN]	$E_{ag,1} = E_{agh,1} / \cos(\alpha + \delta_{a,1})$	207,36	
Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Vertikalkomponente	$E_{agv,1}$	[kN]	$E_{agv,1} = E_{ag,1} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,1})$	177,16	

**$F_{a,1}$  AUS KOHÄSION**

Aktiver Erdruckbeiwert infolge Kohäsion	$K_{ach,1}$	[-]	$K_{ach,1} = (2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)) / (1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)) \cdot \cos(\alpha)$	0,45	
Aktive Erdruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt DC), Horizontalkomponente	$E_{ach,1}$	[kN]	$E_{ach,1} = -c \cdot h_t \cdot K_{ach,1}$	-12,49	
Aktiver Erdruck infolge Kohäsion (Abschnitt DC), Horizontalkomponente	$e_{ach,1}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ach,1} = -c \cdot K_{ach,1}$	-2,27	
Aktive Erdruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt DC), Vertikalkomponente	$E_{acv,1}$	[kN]	$E_{acv,1} = E_{ach,1} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,1})$	-24,04	

**$F_{a,1}$  AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST**

Aktiver Erdruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	$K_{aph,1}$	[-]	$K_{aph,1} = K_{agh,1} \cdot \cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) / (\cos(\alpha - \beta))$	0,30	
Aktive Erdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt DC), Horizontalkomponente	$E_{aph,1}$	[kN]	$E_{aph,1} = p_v \cdot h_t \cdot K_{aph,1}$	16,49	
Aktiver Erdruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt DC), Horizontalkomponente	$e_{aph,1}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{aph,1} = p_v \cdot K_{aph,1}$	2,99	
Aktive Erdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt DC)	$E_{ap,1}$	[kN]	$E_{ap,1} = E_{aph,1} / \cos(\alpha + \delta_{a,1})$	31,73	
Aktive Erdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt DC), Vertikalkomponente	$E_{apv,1}$	[kN]	$E_{apv,1} = E_{ap,1} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,1})$	27,10	

MINDESTDRUCK	Beiwert für den Mindesterddruck	$K_{agh}$	$K_{agh} = K_{agh} (\varphi=40^\circ)$	[-]	0,2807	
	Grenztiefe für Ansatz des Mindesterdrucks	$z^*$	$z^* = (c^* K_{ach}) / (Y^* (K_{agh} - K_{ach}))$	[m]	2,49	
	Mindesterddruck (in der Grenztiefe)	$e^*$	$e^* = Y^* z^* K_{agh}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	15,39	
	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks in der Grenztiefe, Horizontalkomponente	grenz $e_{ah}$	$e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1} \leq e^* : e^*$ <b>oder</b> $e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1} > e^* : e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	15,39	
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$E_{ah}(0-z^*)$	$E_{ah}(0-z^*) = (e^* z^*) / 2$ <b>oder</b> $(0-z^*) = (e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}) * z^* / 2$	[kN]	19,18	
	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion auf Höhe der Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{agh,1}(h_{s(e)}) + e_{ach,1}$	$e_{agh,1}(h_t) + e_{ach,1}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	36,81	
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei c=0 von GOK) bis zur Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$E_{ah}(z^*-h_t)$ bzw. bei c=0: $E_{ah}(0-h_t)$	$E_{ah}(z^*-h_t) = (h_t-z^*) * (e^* + e_{agh,1}(h_t) + e_{ach,1}) / 2$ <b>oder</b> $E_{ah}(z^*-h_t) = (h_t-z^*) * (e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}) / 2$ <b>bzw. bei c=0: <math>E_{ah}(0-h_t) = (h_t/2) * e_{agh,1}(h_t)</math></b>	[kN]	78,91	
	Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (bis zur Grenztiefe) (gültig wenn c>0!)	$Y_{E_{agh,1}(0-z^*)}$	$Y_{E_{agh,1}(0-z^*)} = (2^* z^* E_{ah}(0-z^*) / 3 + z^* E_{ach,1}(0-z^*) / 2) / (E_{ah}(0-z^*) + E_{ach,1}(0-z^*))$ <b>oder</b> $Y_{E_{agh,1}(0-z^*)} = 2^* z^* (E_{agh,1}(0-z^*) + E_{ach,1}(0-z^*) / 3 + z^* E_{ach,1}(0-z^*) / 2) / (E_{agh,1}(0-z^*) + E_{ach,1}(0-z^*) + E_{ach,1}(0-z^*))$	[m]	1,55	
	GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DEN ABSCHNITT AB	Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks (Abschnitt AB), Horizontalkomponente	$E_{agesh,1}$	$E_{agesh,1} = E_{ah}(0-z^*) + E_{ah}(z^*-h_t) + E_{ach,1}$	[kN]	114,581
		Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (Abschnitt AB)	$Y_{E_{agesh,1}}$	$Y_{E_{agesh,1}} = ((2/3) * E_{ah}(0-z^*) * z^* + E_{ach,1} * (h_{s(e)} - h_t) / 2) + (h_t - z^*) * (\text{grenz } e_{ah} * (3^* h_{s(e)} + 2^* z^* - 2^* h_t) + (3^* h_{s(e)} + z^* - h_t) * (e_{agh,1}(h_t) + e_{ach,1}) / 6) / (E_{ah}(0-z^*) + E_{ah}(z^*-h_t) + E_{ach,1})$ <b>bzw. bei c=0: <math>Y_{E_{agesh,1}} = (E_{ah}(0-h_t) * (h_{s(e)} - h_t) / 3) + E_{ach,1} * (h_{s(e)} - h_t) / 2) / (E_{ah}(0-h_t) + E_{ach,1})</math></b>	[m]	3,56
Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks (Abschnitt AB)		$E_{agesv,1}$	$E_{agesv,1} = E_{agesh,1} / (\cos(\alpha + \delta_{a,1}))$	[kN]	220,48	
Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks (Abschnitt AB), Vertikalkomponente		$E_{agesv,1}$	$E_{agesv,1} = E_{agesh,1} * \sin(\alpha + \delta_{a,1})$	[kN]	188,37	
E <sub>a,3</sub> AUS EIGENLAST BODEN		Neigungswinkel des aktiven Erdrucks (für E <sub>a,3</sub> )	$\delta_{a,3}$	$\delta_{a,3} = 2^* \varphi / 3, (\alpha_3=0)$	[°] / [rad]	23,33
	Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigenlast Boden für E <sub>agh,3</sub>	$K_{agh,3}$	$K_{agh,3} = [(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) * (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi - \beta))) / (\cos(\alpha - \beta) * \cos(\alpha + \delta_a)))]^{(1/2)}$	[-]	0,25	
	Höhe Oberkante waagrechter Schenkel bis zur Geländeoberkante im Schnitt des waagrechten Schenkel	$h'$	$h' = h_{s(e)} + \tan(\beta) * [s(w)]^{0,3}$	[m]	5,94	
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$E_{agh,3}$	$E_{agh,3} = (Y^* h_{s(w)}^* K_{agh,3}) * (2^* h' + h_{s(w)}) / 2$	[kN]	24,45	
	Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{agh,3} * z$	$e_{agh,3} * z = Y^* K_{agh,3} * z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5,55	
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrechten Schenkels	$E_{ag,3}$	$E_{ag,3} = E_{agh,3} / \cos(\alpha + \delta_{a,3})$	[kN]	26,62	
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrechten Schenkels, Vertikalkomponente	$E_{agv,3}$	$E_{agv,3} = E_{ag,3} * \sin(\alpha + \delta_{a,3})$	[kN]	10,55	
						* z

	$K_{ach,3}$	[-]	$K_{ach,3} = (2 * \cos(\alpha - \beta) * \cos(\varphi) * \cos(\alpha + \delta_a) / ((1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)) * \cos(\alpha)))$	0,85
<b>F<sub>a,3</sub> AUS KOHÄSION</b>				
Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion		[-]		0,85
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{ach,3}$	[kN]	$E_{ach,3} = -c * h_{s(w)} * K_{ach,3}$	-2,97
Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	$e_{ach,3}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ach,3} = -c * K_{ach,3}$	-4,24
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrechten Schenkel)	$E_{ac,3}$	[kN]	$E_{ac,3} = E_{ach,3} / \cos(\alpha + \delta_{a,3})$	-3,23
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{acv,3}$	[kN]	$E_{acv,3} = E_{ac,3} * \sin(\alpha + \delta_{a,3})$	-1,28
Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	$K_{aph,3}$	[-]	$K_{aph,3} = K_{ach,3} * (\cos(\alpha) * \cos(\beta)) / (\cos(\alpha - \beta))$	0,25
<b>F<sub>a,3</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST</b>				
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{aph,3}$	[kN]	$E_{aph,3} = p_v * h_{s(w)} * K_{aph,3}$	1,77
Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	$e_{aph,3}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{aph,3} = p_v * K_{aph,3}$	2,52
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrechten Schenkel)	$E_{ap,3}$	[kN]	$E_{ap,3} = E_{aph,3} / \cos(\alpha + \delta_{a,3})$	1,92
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{apv,3}$	[kN]	$E_{apv,3} = E_{ap,3} * \sin(\alpha + \delta_{a,3})$	0,76
<b>GESAMTE AKTIVE ERDDRUCKKRAFT AUF DER RÜCKSEITE DES WAAGRECHTEN SCHENKELS</b>				
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{agesh,3}$	[kN]	$E_{agesh,3} = E_{ach,3} + E_{ach,3} + E_{aph,3}$	23,24
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	$E_{ages,3}$	[kN]	$E_{ages,3} = E_{agesh,3} / \cos(\alpha + \delta_{a,3})$	25,31
Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	$y_{Eagesh,3}$	[m]	$y_{Eagesh,3} = [e_{ach,3} * (h_{s(w)} / 2) * (h_{s(w)} / 2 + h_{s(s)}) + (E_{ach,3} + E_{aph,3}) * e_{ach,3} * h_{s(w)}] * (h_{s(w)} / 2 + h_{s(s)}) / [E_{ach,3} + E_{ach,3} + E_{aph,3}]$	5,86
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{agesv,3}$	[kN]	$E_{agesv,3} = E_{ages,3} * \sin(\alpha + \delta_{a,3})$	10,03

**Fall b):  $h_g \leq h_{s(s)}$     Schnittpunkt der Gegengleitfläche mit der Wandrückseite: drei Bereiche mit unterschiedlichen Erddruckkräften (siehe Abschnitt 4.3.3) [Fall c) wird in der DIN dem Fall a) bzw. b) vorgezogen!]**

5,7     $\leq$     5,50

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für  $E_{a,1}$ )     $\delta_{a,1}$     [°] / [rad]     $\delta_{a,1} = 2 \cdot \varphi / 3$ , ( $\alpha_1 = 0$ )    23,33    0,41  
 Höhe, auf die der Erddruck  $E_{a,1}$  wirkt     $h_{Ea,1}$     [m]     $h_{Ea,1} = h_{s(s)} - h_g$     -0,20

<b>F<sub>a,1</sub> AUS EIGENLAST BODEN</b>	Aktiver Erddruckbeiwert für $E_{agh,1}$ , Horizontalkomponente	$K_{agh,1} = [(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)))^{1/2})]^2$	0,25
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente	$E_{agh,1} = (Y \cdot h_{Ea,1}^2 \cdot K_{agh,1}) / 2$	0,11
	Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente	$e_{agh,1} \cdot z = Y \cdot K_{agh,1} \cdot z$	5,55
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF	$E_{ay1} = E_{agh,1} / \cos(\alpha + \delta_{a,1})$	0,12
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Vertikalkomponente	$E_{agv,1} = E_{ag,1} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,1})$	0,05

<b>F<sub>a,1</sub> AUS KOHÄSION</b>	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion	$K_{ach,1} = (2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi) \cdot \cos(\alpha + \delta_a) / ((1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)) \cdot \cos(\alpha)))$	0,85
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt EF), Horizontalkomponente	$E_{ach,1} = -c \cdot h_{Ea,1} \cdot K_{ach,1}$	0,84
	Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (Abschnitt EF), Horizontalkomponente	$e_{ac1,h} = -c \cdot K_{ach,1}$	-4,24
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt EF), Vertikalkomponente	$E_{ac1,v} = E_{ac1,h} / \cos(\alpha + \delta_{a,1})$	0,92

<b>F<sub>a,1</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST</b>	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	$K_{aph,1} = K_{agh,1} \cdot \cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) / (\cos(\alpha - \beta))$	0,25
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EF), Horizontalkomponente	$E_{aph,1} = p_v \cdot h_{Ea,1} \cdot K_{aph,1}$	-0,50
	Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EF), Horizontalkomponente	$e_{aph,1} = p_v \cdot K_{aph,1}$	2,52
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EF)	$E_{ap,1} = E_{aph,1} / \cos(\alpha + \delta_{a,1})$	-0,54
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EF), Vertikalkomponente	$E_{apv,1} = E_{ap,1} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,1})$	-0,22

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für  $E_{a,2}$ )     $\delta_{a,2}$     [°] / [rad]     $\delta_{a,2} = \varphi$  (siehe auch langer Horizontalschenkel)    35,00    0,61  
 Ersatz-Wandneigungswinkel für  $E_{a,2}$  (Abschnitt CF)     $\alpha$     [°] / [rad]     $\alpha = 90 - \vartheta'$     23,69    0,41

<b>F<sub>a,2</sub> AUS EIGENLAST BODEN (ABSCHNITT CF)</b>	Aktiver Erddruckbeiwert für $E_{agh,2}$ , Horizontalkomponente	$K_{agh,2} = [(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)))^{1/2})]^2$	0,32
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$E_{agh,2} = (Y \cdot h_g \cdot K_{agh,2}) \cdot (2 \cdot h_{s(s)} - h_g) / 2$	107,03
	Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$e_{agh,2} \cdot z = Y \cdot K_{agh,2} \cdot z$	7,09
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF	$E_{ag,2} = E_{agh,2} / \cos(\alpha + \delta_{a,2})$	205,94
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Vertikalkomponente	$E_{agv,2} = E_{ag,2} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,2})$	175,95

<b>F<sub>a,2</sub> AUS KOHÄSION</b>	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion	$K_{ach,2} = (2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi) \cdot \cos(\alpha + \delta_a) / ((1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)) \cdot \cos(\alpha)))$	0,45
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt CF), Horizontalkomponente	$E_{ach,2} = -c \cdot h_g \cdot K_{ach,2}$	-12,91
	Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (Abschnitt CF), Horizontalkomponente	$e_{ach,2} = -c \cdot K_{ach,2}$	-2,27
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt CF), Vertikalkomponente	$E_{acv,2} = E_{ac,2} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,2})$	-21,22

F <sub>a,z</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST		K <sub>agh,2</sub>	[-]	$K_{agh,2} = K_{agh,2} \cdot (\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)) / (\cos(\alpha - \beta))$	0,30
Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast					
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt CF), Horizontalkomponente					
	$E_{agh,2}$	[kN]		$E_{agh,2} = p_v \cdot h_g \cdot K_{agh,2}$	17,03
Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt CF), Horizontalkomponente					
	$e_{agh,2}$	[kN/m <sup>2</sup> ]		$e_{agh,2} = p_v \cdot K_{agh,2}$	2,99
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt CF)					
	$E_{ap,2}$	[kN]		$E_{ap,2} = E_{agh,2} / \cos(\alpha + \delta_{a,2})$	32,78
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt CF), Vertikalkomponente					
	$E_{apv,2}$	[kN]		$E_{apv,2} = E_{ap,2} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,2})$	28,00
Beiwert für den Mindesterddruck für Abschnitt EF					
	$K_{agh,1}$	[-]		$K_{agh,1} = K_{agh,1} (\varphi = 40^\circ)$	0,20
Beiwert für den Mindesterddruck für Abschnitt CF					
	$K_{agh,2}$	[-]		$K_{agh,2} = K_{agh,2} (\varphi = 40^\circ)$	0,28
Grenztiefe für Ansatz des Mindesterddrucks					
	$z / z^* + h_{Ea1}$	[m]		$z^* (\leq h_{Ea1}) = K_{ach,1} \cdot c / (Y^* (K_{agh,1} - K_{agh,1}))$ <b>bzw.</b> $z^* + h_{Ea1} (> h_{Ea1}) = K_{ach,2} \cdot c / (Y^* (K_{agh,2} - K_{agh,2}))$ [ <b>oder</b> $z^* + h_{Ea1} (\leq h_{Ea1}) = h_{Ea1}$ da $z^*$ theoretisch $< 0$ ]	2,49
Mindesterddruck (in der Grenztiefe)					
	$e^*$	[kN/m <sup>2</sup> ]		$z^* (\leq h_{Ea1}): e^* = Y^* \cdot z^* \cdot K_{agh,1}$ <b>bzw.</b> $z^* (> h_{Ea1}): e^* = Y^* \cdot z^* \cdot K_{agh,2}$	15,39
Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterddrucks in der Grenztiefe, Horizontalkomponente					
	grenz $e_{ah}$	[kN/m <sup>2</sup> ]		<b>1) <math>z^* \leq h_{Ea1}</math>:</b> $e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1} \leq e^* : e^*$ <b>oder</b> $e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1} > e^* : e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}$ <b>2) <math>z^* &gt; h_{Ea1}</math>:</b> $e_{agh,2}(z^*) + e_{ach,2} \leq e^* : e^*$ <b>oder</b> $e_{agh,2}(z^*) + e_{ach,2} > e^* : e_{agh,2}(z^*) + e_{ach,2}$	15,39
Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterddrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente					
	$E_{ah} (0-z^*)$	[kN]		$E_{ah} (0-z^*) = (e^* \cdot z^*) / 2$ <b>oder</b> $E_{ah} (0-z^*) = ((e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}) \cdot z^* / 2)$ <b>bzw.</b> $((e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) \cdot h_{Ea,1} / 2) + (e_{agh,2}(z^* - h_{Ea,1}) \cdot (z^* - h_{Ea,1}) / 2) + (e_{agh,2}(h_{Ea,1}) + e_{ach,2}) \cdot (z^* - h_{Ea,1})$	19,18
Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion auf Höhe der Oberkante des waagrechtchen Schenkels, Horizontalkomponente					
	$e_{agh,2} (h_{s(s)}) + e_{ach,2}$	[kN/m <sup>2</sup> ]		$e_{agh,2} (h_{s(s)}) + e_{ach,2}$	36,70
Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei c=0 von GOK) bis zur Oberkante des waagrechtchen Schenkels, Horizontalkomponente					
	$E_{ah} (z^* - h_{s(s)})$ bzw. bei c=0: $E_{ah} (0 - h_{s(s)})$	[kN]		<b>c &gt; 0: 1) <math>z^* \leq h_{Ea1}</math>:</b> $E_{ah} (z^* - h_{s(s)}) = (h_{Ea,1} - z^*) \cdot (e^* + e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) / 2 + (h_{s(s)} - h_{Ea,1}) \cdot (e_{agh,2}(h_{Ea,1}) + e_{ach,2}(h_{s(s)}) + 2 \cdot e_{ach,2}) / 2$ <b>oder</b> $E_{ah} (z^* - h_{s(s)}) = (h_{Ea,1} - z^*) \cdot (e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}) + 2 \cdot e_{ach,1} / 2 + (h_{s(s)} - h_{Ea,1}) \cdot (e_{agh,2}(h_{Ea,1}) + e_{ach,2}(h_{s(s)}) + 2 \cdot e_{ach,2}) / 2$ <b>c &gt; 0: 2) <math>z^* &gt; h_{Ea1}</math>:</b> $E_{ah} (z^* - h_{s(s)}) = (h_{s(s)} - z^*) \cdot (e^* + e_{agh,2}(h_{s(s)}) + e_{ach,2}) / 2$ <b>oder</b> $E_{ah} (z^* - h_{s(s)}) = (h_{s(s)} - z^*) \cdot (e_{agh,2}(z^*) + e_{ach,2}(h_{s(s)}) + 2 \cdot e_{ach,2}) / 2$ <b>c = 0:</b> $E_{ah} (0 - h_{s(s)}) = h_{Ea,1} \cdot e_{agh,1}(h_{Ea,1}) / 2 + h_g \cdot (e_{agh,2}(h_{Ea,1}) + e_{ach,2}(h_{s(s)})) / 2$	78,35

Im weiteren Verlauf wird  $z^* + h_{Ea1}$  einheitlich mit  $z^*$  bezeichnet

GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DEN ABSCHNITT CFE

$$z \leq h_{Ea,1}: Y_{Eah} (0-z) = [(2z)^2 \cdot E_{ah}(0-z)/3 + (h_{Ea,1}-z)^2] \cdot [grenz$$

$$e_{ah} \cdot (2 \cdot h_{Ea,1} + 4z) + (e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) \cdot (4 \cdot h_{Ea,1} + 2z)] / 12 + z \cdot e_{aph,1}(z) \cdot z / 2] / [E_{ah}(0-z) + (h_{Ea,1}-z)^2 / 2] \cdot [grenz e_{ah} + e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}] + e_{aph,1}(z) \cdot z]$$

$$\text{oder } z > h_{Ea,1}: Y_{Eah} (0-z) = (2 \cdot E_{ah}(0-z) + 3 \cdot (E_{aph,1} \cdot h_{Ea,1} + e_{aph,2}(z-h_{Ea,1}) \cdot (z+h_{Ea,1}))/2) / (E_{ah}(0-z) + e_{aph,1} + e_{aph,2}(z-h_{Ea,1})) \cdot (z-h_{Ea,1}) \cdot z / 3 + z \cdot e_{aph,2}(z-h_{Ea,1}) + (z-h_{Ea,1})^2 / 3 \cdot (e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) + (z-h_{Ea,1})^2 / 2 \cdot e_{agh,2}(h_{Ea,1}) + 2 \cdot h_{Ea,1} \cdot e_{ach,2}(z) \cdot (2z + h_{Ea,1}) + 6 \cdot e_{ach,2}(z + h_{Ea,1}) / 12 + (E_{aph,1} \cdot h_{Ea,1} + e_{aph,2}(z-h_{Ea,1}) \cdot (z+h_{Ea,1})) / 2] / [h_{Ea,1} \cdot (2 \cdot (e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) + e_{ach,1}) + (z-h_{Ea,1})^2 / 2 \cdot (e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) + e_{ach,2}(z) + e_{aph,1} + e_{aph,2}(z-h_{Ea,1})) \cdot (z-h_{Ea,1})]$$

Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (bis zur Grenztiefe) (nur gültig bei  $c > 0$ )

$Y_{Eah} (0-z)$

[m]

1,02

Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks (Abschnitt CFE), Horizontalkomponente

$E_{agesh,1,2} = E_{ah} (0-z) + E_{ah} (z-h_{s(s)}) + E_{aph,1} + E_{aph,2}$

[kN]

114,06

$$c > 0: z \leq h_{Ea,1}: Y_{Eagesh,1,2} = [(2z)^2 \cdot E_{ah}(0-z)/3 + (h_{Ea,1}-z)^2] \cdot [grenz$$

$$e_{ah} \cdot (2 \cdot h_{Ea,1} + 4z) + (e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) \cdot (4 \cdot h_{Ea,1} + 2z)] / 12 + (h_{s(s)} \cdot h_{Ea,1}) \cdot [2 \cdot e_{agh,2}(h_{Ea,1}) \cdot (h_{s(s)} + 2 \cdot h_{Ea,1}) + 6 \cdot e_{ach,2}(h_{s(s)} + h_{Ea,1}) + 2 \cdot e_{agh,2}(h_{s(s)}) \cdot (2 \cdot h_{s(s)} + h_{Ea,1})] / 12 + E_{aph,1} \cdot h_{Ea,1} / 2 + E_{aph,2} \cdot (h_{s(s)} + h_{Ea,1}) / 2] / [E_{ah}(0-z) + (h_{Ea,1}-z)^2 / 2 \cdot (grenz e_{ah} + e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) + (h_{s(s)} \cdot h_{Ea,1}) / 2 \cdot (e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) + 2 \cdot e_{ach,2}(h_{s(s)}) + e_{aph,1} + e_{aph,2}]$$

$$\text{oder } z > h_{Ea,1}: Y_{Eagesh,1,2} = [(2z)^2 \cdot E_{ah}(0-z)/3 + (h_{s(s)}-z)^2] \cdot [grenz e_{ah} \cdot (h_{s(s)} + 2z) + (2 \cdot e_{agh,2}(h_{s(s)}) + 2 \cdot e_{ach,2}(h_{s(s)}) \cdot (2 \cdot h_{s(s)} + z)] / 12 + E_{aph,1} \cdot h_{Ea,1} / 2 + E_{aph,2} \cdot (h_{s(s)} + h_{Ea,1}) / 2] / [E_{ah}(0-z) + e_{aph,1} + e_{aph,2}(z-h_{s(s)}) + e_{aph,2}(z-h_{s(s)}) \cdot (z-h_{s(s)}) + (h_{s(s)} \cdot h_{Ea,1}) / 2 \cdot (e_{agh,1}(h_{Ea,1}) + e_{ach,1}) + e_{ach,2}(z) + e_{aph,1} + e_{aph,2}(z-h_{s(s})) \cdot (z-h_{s(s)})]$$

Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (Abschnitt CFE)

$Y_{Eagesh,1,2}$

[m]

3,56

Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks (Abschnitt CFE)

$E_{ages,1,2}$

[kN]

227,87

Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks (Abschnitt CFE), Vertikalkomponente

$E_{agesv,1,2}$

[kN]

197,27

Anteilige Berechnung der Winkel mit Verhältnis  $h_{Ea}/h_{s(s)}$

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für  $E_{a,3}$ )

$\delta_{a,3}$

[°] / [rad]

$\delta_{a,3} = 2 \cdot \varphi / 3, (\alpha_2 = 0)$

0,41

Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigenlast Boden für  $E_{agh,3}$

$K_{agh,3}$

[-]

$K_{agh,3} = [(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)))^{1/2})]^2$

0,25

Höhe Oberkante waagrecht Schenkel bis zur Geländeoberkante im Schnitt des waagrecht Schenkel

$h'$

[m]

$h' = h_{s(s)} + \tan(\beta) \cdot h_{s(w)/3}$

5,94

$E_{a,3}$  AUS EIGENLAST BODEN

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente

$E_{agh,3}$

[kN]

$E_{agh,3} = (Y' \cdot h_{s(w)} \cdot K_{agh,3}) \cdot (2 \cdot h' + h_{s(w)}) / 2$

24,45

Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente

$e_{agh,3} \cdot z$

[kN/m<sup>2</sup>]

$e_{agh,3} \cdot z = Y' \cdot K_{agh,3} \cdot z$

\* z

5,55

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels

$E_{ag,3}$

[kN]

$E_{ag,3} = E_{agh,3} / \cos(\alpha + \delta_{a,3})$

26,62

Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Vertikalkomponente

$E_{agv,3}$

[kN]

$E_{agv,3} = E_{ag,3} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,3})$

10,55

F <sub>a,3</sub> AUS KOHÄSION	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion	K <sub>ach,3</sub>	[-]	K <sub>ach,3</sub> = (2*cos(α-β)*cos(φ)*cos(α+δ <sub>a</sub> ))/((1+sin(φ+α+δ <sub>a</sub> -β))*cos(α))	0,85
F <sub>a,3</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	E <sub>ach,3</sub>	[kN]	E <sub>ach,3</sub> = -C*h <sub>s(w)</sub> *K <sub>ach,3</sub>	-2,97
	Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	e <sub>ach,3</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	e <sub>ach,3</sub> = -C * K <sub>ach,3</sub>	-4,24
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrechten Schenkel)	E <sub>ac,3</sub>	[kN]	E <sub>ac,3</sub> = E <sub>ach,2</sub> /cos(α+δ <sub>a,3</sub> )	-3,23
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	E <sub>acv,3</sub>	[kN]	E <sub>acv,3</sub> = E <sub>ac,3</sub> * sin(α+δ <sub>a,3</sub> )	-1,28
	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	K <sub>aph,3</sub>	[-]	K <sub>aph,3</sub> = K <sub>ach,3</sub> * (cos(α)*cos(β))/(cos(α-β))	0,25
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	E <sub>aph,3</sub>	[kN]	E <sub>aph,3</sub> = p <sub>v</sub> *h <sub>s(w)</sub> *K <sub>aph,3</sub>	1,77
	Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	e <sub>aph,3</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	e <sub>aph,3</sub> = p <sub>v</sub> * K <sub>aph,3</sub>	2,52
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrechten Schenkel)	E <sub>ap,3</sub>	[kN]	E <sub>ap,3</sub> = E <sub>aph,3</sub> /cos(α+δ <sub>a,3</sub> )	1,92
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	E <sub>apv,3</sub>	[kN]	E <sub>apv,3</sub> = E <sub>ap,3</sub> * sin(α+δ <sub>a,3</sub> )	0,76
GESAMTE AKTIVE ERDDRUCKKRAFT AUF DER RÜCKSEITE DES WAAGRECHTEN SCHENKELS	Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	E <sub>agesh,3</sub>	[kN]	E <sub>agesh,3</sub> = E <sub>ach,3</sub> + E <sub>aph,3</sub> + E <sub>ap,3</sub>	23,24
	Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	E <sub>ages,3</sub>	[kN]	E <sub>ages,3</sub> = E <sub>agesh,3</sub> / cos(α+δ <sub>a,3</sub> )	25,31
	Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	y <sub>Eagesh,3</sub>	[m]	y <sub>Eagesh,3</sub> = [E <sub>ach,3</sub> * (h <sub>s(w)</sub> )*(h <sub>s(w)</sub> /2) + (E <sub>ach,3</sub> + E <sub>aph,3</sub> +E <sub>ap,3</sub> )*h <sub>s(w)</sub> ] * (h <sub>s(w)</sub> )/2 + h <sub>s(s)l</sub> / [E <sub>ach,3</sub> + E <sub>aph,3</sub> + E <sub>ap,3</sub> ]	5,86
	Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	E <sub>agesv,3</sub>	[kN]	E <sub>agesv,3</sub> = E <sub>ages,3</sub> * sin(α+δ <sub>a,3</sub> )	10,03

**Fall c): Vereinfachte Berechnung am Schnitt ED (Abb. 38, Abschnitt 4.3.3) --> fiktive lotrechte Wand (Anwendung nur dann, wenn kein gebrochener Geländeverlauf und/oder keine begrenzten Oberflächenlasten vorliegen!)**

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für  $E_{a,1}$ )  $\delta_{a,1}$  [°] / [rad]  $\delta_{a,1} = \beta$  10,00 0,17  
 Wandneigungswinkel im Schnitt EC für  $E_{a,1}$   $\alpha$  [°] / [rad]  $\alpha=0$  0,00 0,00

Lotrechte Höhe Oberkante waagrecht Schenkel bis zur Geländeoberkante im Schnitt des waagrecht Schenkel  $h'$  [m]  $h' = h_{s(s)} + \tan(\beta) \cdot s_{(w) \cdot 3}$  5,94

<b><math>E_{a,1}</math> AUS EIGENLAST BODEN</b>	Aktiver Erddruckbeiwert für $E_{agh,1}$ Horizontalkomponente $K_{agh,1}$ [-] $K_{agh,1} = [(\cos(\varphi-\alpha))/(\cos(\alpha) \cdot (1+(\sin(\varphi+\delta_a) \cdot \sin(\varphi-\beta)))/(\cos(\alpha-\beta) \cdot \cos(\alpha+\delta_a))^{1/2})]^2$ 0,28
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EC, Horizontalkomponente $E_{agh,1}$ [kN] $E_{agh,1} = (\gamma \cdot h'^2 \cdot K_{agh,1})/2$ 107,72
	Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EC, Horizontalkomponente $e_{agh,1} \cdot z$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e_{agh,1} \cdot z = \gamma \cdot h' \cdot K_{agh,1} \cdot z$ 6,10
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EC $E_{ag,1}$ [kN] $E_{ag,1} = E_{agh,1} / \cos(\alpha+\delta_{a,1})$ 109,38
	Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EC, Vertikalkomponente $E_{agv,1}$ [kN] $E_{agv,1} = E_{ag,1} \cdot \sin(\alpha+\delta_{a,1})$ 18,99

<b><math>E_{a,1}</math> AUS KOHÄSION</b>	Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion $K_{ach,1}$ [-] $K_{ach,1} = (2 \cdot \cos(\alpha-\beta) \cdot \cos(\varphi) \cdot \cos(\alpha+\delta_a) / (1 + \sin(\varphi+\alpha+\delta_a-\beta))) \cdot \cos(\alpha)$ 1,01
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt EC), Horizontalkomponente $E_{ach,1}$ [kN] $E_{ach,1} = -c \cdot h' \cdot K_{ach,1}$ -29,99
	Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (Abschnitt EC), Horizontalkomponente $e_{ach,1}$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e_{ach,1} = -c \cdot K_{ach,1}$ -5,05
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt EC) $E_{ac,1}$ [kN] $E_{ac,1} = E_{ach,1} / \cos(\alpha+\delta_{a,1})$ -30,46
	Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt EC), Vertikalkomponente $E_{acv,1}$ [kN] $E_{acv,1} = E_{ac,1} \cdot \sin(\alpha+\delta_{a,1})$ -5,29

<b><math>E_{a,1}</math> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST</b>	Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast $K_{aph,1}$ [-] $K_{aph,1} = K_{agh,1} \cdot \cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) / (\cos(\alpha-\beta))$ 0,28
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EC), Horizontalkomponente $E_{aph,1}$ [kN] $E_{aph,1} = p_v \cdot h' \cdot K_{aph,1}$ 16,48
	Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EC), Horizontalkomponente $e_{aph,1}$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e_{aph,1} = p_v \cdot K_{aph,1}$ 2,77
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EC) $E_{ap,1}$ [kN] $E_{ap,1} = E_{aph,1} / \cos(\alpha+\delta_{a,1})$ 16,74
	Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt EC), Vertikalkomponente $E_{apv,1}$ [kN] $E_{apv,1} = E_{ap,1} \cdot \sin(\alpha+\delta_{a,1})$ 2,91

<b>MINDESTERDRUCK</b>	Beiwert für den Mindesterddruck $K'_{agh,1}$ [-] $K'_{agh,1} = K_{agh,1} (\varphi=40^\circ)$ 0,22
	Grenztiefe für Ansatz des Mindesterdrucks $z^*$ [m] $z^* = (c \cdot K_{ach,1}) / (\gamma \cdot (K_{agh,1} - K'_{agh,1}))$ 4,09
	Mindesterddruck (in der Grenztiefe) $e^*$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e^* = \gamma \cdot z^* \cdot K'_{agh,1}$ 19,89
	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks in der Grenztiefe, Horizontalkomponente $e^*$ oder $e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1} \leq e^*$ : $e^*$ <b>oder</b> $e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1} > e^*$ : $e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}$ 19,89
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente $E_{ah}(0-z^*)$ [kN] $E_{ah}(0-z^*) = (e^* \cdot z^*) / 2$ <b>oder</b> $E_{ah}(0-z^*) = (e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}) \cdot z^* / 2$ 40,62
	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion auf Höhe der Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente $e_{agh,1}(h') + e_{ach,1}$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e_{agh,1}(h') + e_{ach,1}$ 31,22
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei c=0 von GOK) bis zur Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente $E_{ah}(z-h')$ bzw. bei c=0: $E_{ah}(0-h')$ [kN] $E_{ah}(z-h') = (h'-z) \cdot (e^* + e_{agh,1}(h') + e_{ach,1}) / 2$ <b>oder</b> $E_{ah}(z-h') = (h'-z) \cdot (e_{agh,1}(z^*) + e_{ach,1}) / 2$ <b>bzw. bei c=0:</b> $E_{ah}(0-h') = (h'/2) \cdot e_{agh,1}(h')$ 47,42

GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DEN ABSCHNITT EC

<p>Angriffspunkt der Resultierenden Erdruckkraft (bis zur Grenztiefe) (nur gültig bei <math>c &gt; 0</math>)</p>	$Y_{E_{ges,1}}(0-z) = (2z^3 * E_{ah} / 3 + z^2 * E_{aph,1}(0-z)/2) / (E_{ah}(0-z) + E_{aph,1}(0-z))$ $Y_{E_{ges,1}}(0-z) = 2z^3 * (E_{agh,1}(0-z) + E_{ach,1}(0-z))/3 + z^2 * E_{aph,1}(0-z)/2 / (E_{agh,1}(0-z) + E_{ach,1}(0-z)) + E_{aph,1}(0-z)$	[m]	2,57
<p>Gesamte aktive Erdruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (Abschnitt EC), Horizontalkomponente</p>	$E_{ages,1} = E_{ah}(0-z) + E_{ah}(z-h) + E_{aph,1}$	[kN]	104,52
<p>Angriffspunkt der Resultierenden Erdruckkraft (Abschnitt EC)</p>	$Y_{E_{ges,1}} = [1/2 * (2/3 * e^* z^2 + 1/2 * (h-z)^2 * ((h+z)^2 * e) + (e_{agh,1}(h) + e_{ach,1}(h) * (2^* h - z)^3) + e_{aph,1} * h^2 * (2^* h_{s(s)} - h)^2) / (e^* z^2 / 2 + (e_{agh,1}(h) + e_{ach,1}(h) * (2^* h - z)^2 + e_{aph,1} * h^2) * e^* z) ]$ $e_{agh,1}(z) + e_{ach,1} \text{ sowie bei } c=0: Y_{E_{ges,1}} = (h/6 * (e_{agh,1}(h) + e_{ach,1}(h) * (3^* h_{s(s)} - h) + e_{aph,1} * h^2 * (2^* h_{s(s)} - h)^2) / ((e_{agh,1}(h) + e_{ach,1}(h) * h^2) + e_{aph,1} * h^2))$	[m]	3,36
<p>Gesamte aktive Erdruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (Abschnitt EC)</p>	$E_{ages,1} = E_{ages,1} / (\cos(\alpha + \delta_{a,1}))$	[kN]	106,14
<p>Gesamte aktive Erdruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (Abschnitt EC), Vertikalkomponente</p>	$E_{agesv,1} = E_{ages,1} * \sin(\alpha + \delta_{a,1})$	[kN]	18,43

0,17

F<sub>a2</sub> AUS EIGENLAST BODEN

<p>Neigungswinkel des aktiven Erdrucks (für E<sub>a,2</sub>)</p>	$\delta_{a,2}$	[°] / [rad]	10,00
<p>Aktiver Erdruckbeiwert unter Eigenlast Boden für E<sub>agh,2</sub></p>	$K_{agh,2} = [(\cos(\varphi - \alpha)) / (\cos(\alpha) * (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) * \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha - \beta) * \cos(\alpha + \delta_a)))^{(1/2)}]]^2$	[-]	0,28
<p>Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente</p>	$E_{agh,2} = (Y^* h_{s(w)} * K_{agh,2}) * (2^* h + h_{s(w)}) / 2$	[kN]	26,88
<p>Aktiver Erdruck unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente</p>	$e_{agh,2} * z = Y^* K_{agh,2} * z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	6,10
<p>Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels</p>	$E_{ag,2} = E_{agh,2} / \cos(\alpha + \delta_{a,2})$	[kN]	27,30
<p>Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Rückseite des waagrecht Schenkels, Vertikalkomponente</p>	$E_{agv,2} = E_{ag,2} * \sin(\alpha + \delta_{a,2})$	[kN]	4,74

\* z

F<sub>a2</sub> AUS KOHÄSION

<p>Aktiver Erdruckbeiwert infolge Kohäsion</p>	$K_{ach,2} = (2^* \cos(\alpha - \beta) * \cos(\varphi) * \cos(\alpha + \delta_a) / ((1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)) * \cos(\alpha)))$	[-]	1,01
<p>Aktive Erdruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente</p>	$E_{ach,2} = -c^* h_{s(w)} * K_{ach,2}$	[kN]	-3,53
<p>Aktiver Erdruck infolge Kohäsion (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente</p>	$e_{ach,2} = -c * K_{ach,2}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	-5,05
<p>Aktive Erdruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrecht Schenkel)</p>	$E_{ac,2} = E_{ach,2} / \cos(\alpha + \delta_{a,2})$	[kN]	-3,59
<p>Aktive Erdruckkraft infolge Kohäsion (auf waagrecht Schenkel), Vertikalkomponente</p>	$E_{acv,2} = E_{ac,2} * \sin(\alpha + \delta_{a,2})$	[kN]	-0,62
<p>Aktiver Erdruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast</p>	$K_{aph,2} = K_{agh,2} * (\cos(\alpha) * \cos(\beta)) / (\cos(\alpha - \beta))$	[-]	0,28

F<sub>a2</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST

<p>Aktive Erdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente</p>	$E_{aph,2} = p_v * h_{s(w)} * K_{aph,2}$	[kN]	1,94
<p>Aktiver Erdruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel), Horizontalkomponente</p>	$e_{aph,2} = p_v * K_{aph,2}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2,77
<p>Aktive Erdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel)</p>	$E_{ap,2} = E_{aph,2} / \cos(\alpha + \delta_{a,2})$	[kN]	1,97
<p>Aktive Erdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (auf waagrecht Schenkel), Vertikalkomponente</p>	$E_{apv,2} = E_{ap,2} * \sin(\alpha + \delta_{a,2})$	[kN]	0,34

GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DER RÜCKSEITE DES WAAGRECHTEN SCHENKELS	Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{agesh,2}$	[kN]	$E_{agesh,2} = E_{agh,2} + E_{ach,2} + E_{aph,2}$	25,29
	Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	$E_{ages,2}$	[kN]	$E_{ages,2} = E_{agesh,2} / \cos(\alpha + \delta_{a,2})$	25,68
	Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	$Y_{Eagesh,2}$	[m]	$Y_{Eagesh,2} = \frac{[E_{agesh,2} \cdot (h_{s(w)})^2 \cdot (h_{s(w)}/2) \cdot (h_{s(w)}^2/3 + h_{s(s)} + E_{ach,2} + E_{aph,2} + E_{ach,2} \cdot h_{s(w)} + E_{aph,2} \cdot h_{s(w)})]}{[E_{agesh,2} + E_{ach,2} + E_{aph,2}]}$	5,86
	Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{agesv,2}$	[kN]	$E_{agesv,2} = E_{ages,2} \cdot \sin(\alpha + \delta_{a,2})$	4,46

**Ansatz des Erddrucks für die Innere Standsicherheit auf den vertikalen Schenkel: erhöhter aktiver Erddruck**

$E_{ah} = 0,5 \cdot E_{ah} + 0,5 \cdot E_{oh}$  (in Ausnahmefällen  $E_{ah} = 0,25 \cdot E_{ah} + 0,75 \cdot E_{oh}$ )  
 Direkt an Wand AB, dreieckig verteilt (Abb. 38)

**Berechnung des aktiven Erddrucks**

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für $E_a$ )	$\delta_a$	[°] / [rad]	$\delta_a = 2 \cdot \varphi/3$ ( $\alpha_1 = 0$ )	23,33	0,41
Aktiver Erddruckbeiwert für $E_{agh,1}$ , Horizontalkomponente	$K_{agh}$	[-]	$K_{agh} = \frac{[\cos(\varphi - \alpha)] \cdot [\cos(\alpha) \cdot (1 + (\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)))]^2}{\cos(\alpha)}$	0,25	
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt AB, Horizontalkomponente	$E_{agh}$	[kN]	$E_{agh} = (Y \cdot h_{s(s)}^2 \cdot K_{agh})/2$	83,97	
Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt AB, Horizontalkomponente	$e_{agh} \cdot Z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh} \cdot Z = Y \cdot K_{agh} \cdot Z$	5,55	* Z
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt AB, Horizontalkomponente	$E_{ag}$	[kN]	$E_{ag} = E_{agh} / \cos(\alpha + \delta_a)$	91,44	
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt AB, Vertikalkomponente	$E_{agv}$	[kN]	$E_{agv} = E_{ag} \cdot \sin(\alpha + \delta_a)$	36,22	
Aktiver Erddruckbeiwert infolge Kohäsion	$K_{ach}$	[-]	$K_{ach} = (2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\varphi) \cdot \cos(\alpha + \delta_a) / ((1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)) \cdot \cos(\alpha)))$	0,85	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt AB), Horizontalkomponente	$E_{ach}$	[kN]	$E_{ach} = -c \cdot h_{s(s)} \cdot K_{ach}$	-23,32	
Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (Abschnitt AB), Horizontalkomponente	$e_{ach}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ach} = -c \cdot K_{ach}$	-4,24	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (Abschnitt AB), Vertikalkomponente	$E_{acv}$	[kN]	$E_{acv} = E_{ach} \cdot \sin(\alpha + \delta_a)$	-25,40	
Aktiver Erddruckbeiwert infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	$K_{aph}$	[-]	$K_{aph} = K_{agh} \cdot \cos(\alpha) \cdot \cos(\beta) / (\cos(\alpha - \beta))$	0,25	

Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast	$E_{aph}$	[kN]	$E_{aph} = p_v \cdot h_{s(s)} \cdot K_{aph}$	13,88	
Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt AB), Horizontalkomponente	$e_{aph}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{aph} = p_v \cdot K_{aph}$	2,52	
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt AB)	$E_{ap}$	[kN]	$E_{ap} = E_{aph} / \cos(\alpha + \delta_a)$	15,11	
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (Abschnitt AB), Vertikalkomponente	$E_{apv}$	[kN]	$E_{apv} = E_{ap} \cdot \sin(\alpha + \delta_a)$	5,99	

<b>E<sub>a</sub> AUS EIGENLAST BODEN</b>					
<b>E<sub>a</sub> AUS KOHÄSION</b>					
<b>E<sub>a</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST</b>					

MINDESTDRUCK	Beiwert für den Mindestdruck	$K_{agh}$	[-]	$K_{agh} = K_{agh} (\varphi=40^\circ)$	0,18
	Grenztiefe für Ansatz des Mindesterdrucks	$z^*$	[m]	$z^* = (c^* K_{ach}) / (\gamma^* (K_{agn} - K_{agh}))$	2,78
	Mindesterdruck (in der Grenztiefe)	$e^*$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e^* = \gamma^* z^* K_{agh}$	11,18
	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks in der Grenztiefe, Horizontalkomponente	grenz $e_{ah}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh}(z^*) + e_{ach} \leq e^* : e^* \text{ oder } e_{agh}(z^*) + e_{ach} > e^* : e_{agh}(z^*) + e_{ach}$	11,18
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindesterdrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$E_{ah}(0-z^*)$	[kN]	$E_{ah}(0-z^*) = (e^* z^*) / 2 \text{ oder } E_{ah}(0-z^*) = (e_{agh}(z^*) + e_{ach}) z^* / 2$	15,53
	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion auf Höhe der Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{agh}(h_{s(s)}) + e_{ach}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh}(h_{s(s)}) + e_{ach}$	26,29
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei c=0 von GOK) bis zur Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$E_{ah}(z^* - h_{s(s)})$ bzw. bei c=0: $E_{ah}(0 - h_{s(s)})$	[kN]	$E_{ah}(z^* - h_{s(s)}) = (h_{s(s)} - z^*) (e^* + e_{agh}(h_{s(s)}) + e_{ach}) / 2 \text{ oder } E_{ah}(z^* - h_{s(s)}) = (h_{s(s)} - z^*) (e_{agh}(z^*) + e_{agh}(h_{s(s)}) + 2e_{ach}) / 2$ <b>bzw. bei c=0:</b> $E_{ah}(0 - h_{s(s)}) = (h_{s(s)} / 2) e_{agh}(h_{s(s)})$	51,01
	ANGRIFFSPUNKT DER RESULTIERENDEN ERDDRUCKKRAFT (BIS ZUR GRENZTIEFE) (GÜLTIG WENN c>0!)	$Y_{Eagesh}(0-z^*)$	[m]	$Y_{Eagesh}(0-z^*) = (2z^* E_{ah}(0-z^*) / 3 + z^* E_{aph}(0-z^*) / 2) / (E_{ah}(0-z^*) + E_{aph}(0-z^*))$ <b>oder</b> $Y_{Eagesh}(0-z^*) = 2z^* (E_{agh}(0-z^*) + E_{ach}(0-z^*)) / 3 + z^* E_{aph}(0-z^*) / 2 / (E_{agh}(0-z^*) + E_{ach}(0-z^*) + E_{aph}(0-z^*))$	1,71
		$E_{agesh}$	[kN]	$E_{agesh} = E_{ah}(0-z^*) + E_{ah}(z^* - h_{s(s)}) + E_{aph}$	80,41
	GESAMTE AKTIVE ERDDRUCKKRAFT AUF DEN ABSCHNITT AB	$Y_{Eagesh}$	[m]	$Y_{Eagesh} = ((2/3) E_{ah}(0-z^*) z^* + E_{aph} h_{s(s)} / 2 + (h_{s(s)} - z^*) (grenz e_{ah}(h_{s(s)} + 2z^*) + (2^* h_{s(s)} + z^*) e_{agh}(h_{s(s)} + e_{ach})) / 6) / (E_{ah}(0-z^*) + E_{ah}(z^* - h_{s(s)}) + E_{aph})$ <b>bzw. bei c=0:</b> $Y_{Eagesh} = (E_{ah}(0 - h_{s(s)}) + E_{aph})$	3,57
$E_{ages}$		[kN]	$E_{ages} = E_{agesh} / (\cos(\alpha + \delta_a))$	87,58	
$E_{agesv}$		[kN]	$E_{agesv} = E_{ages} \sin(\alpha + \delta_a)$	34,69	

**Berechnung des Erdruhedrucks (in Abhängigkeit der Parameter  $\alpha$  &  $\beta$ !)**

Neigungswinkel des Ruhedrucks	$\delta_0$	[°] / [rad]	$\delta_0 = \beta$	0,17
	Ruhdruckbeiwert	$K_{0g} = K_{0gh}$	[-]	$K_{0g} = K_{0gh} = 1 - \sin(\varphi)$
Erdruhedruck infolge Bodeneigenlast	$e_{og} = e_{ogh}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{og} = e_{ogh} = \gamma^* z^* K_{0g}$	9,38
	$E_{og} = E_{ogh}$	[kN]	$E_{og} = E_{ogh} = \gamma^* K_{0g} \int_0^z h_{s(s)}^2 / 2$	141,89
Erdruhedruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$e_{op} = e_{oph}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{op} = e_{oph} = p_v K_{0g}$	4,26
	$E_{op} = E_{oph}$	[kN]	$E_{op} = E_{oph} = e_{op} h_{s(s)}$	23,45

**Berechnung des Erdruhedrucks:  $\beta=0, \alpha \neq 0$**

	$K_{0g}$	$K_{0g} = 1 - \sin(\varphi)$		
Ruhdruckbeiwert bei $\alpha=\beta=0$				0,43
Erdruhdruck infolge Bodeneigenlast, Normalkomponente	$e_{0g,n}$	$[kN/m^2]$	$e_{0g,n} = \gamma * z * [(1+K_{0g})/2 - (1-K_{0g}) * \cos(2 * \alpha) / 2]$	9,38 * z
Erdruhdruck infolge Bodeneigenlast, Tangentialkomponente	$e_{0g,t}$	$[kN/m^2]$	$e_{0g,t} = \gamma * z * (1-K_{0g}) * \sin(2 * \alpha) / 2$	0,00 * z
Erdruhdruck infolge Bodeneigenlast	$\delta_0$	$[\text{°}] / [\text{rad}]$	$\delta_0 = \arctan(e_{0,t} / e_{0,n})$	0,00
Erdruhdruck infolge Bodeneigenlast	$e_{0g}$	$[kN/m^2]$	$e_{0g} = (e_{0g,n}^2 + e_{0g,t}^2)^{1/2}$	9,38 * z
Erdruhdruck infolge Bodeneigenlast, Horizontalkomponente	$e_{0gh}$	$[kN/m^2]$	$e_{0gh} = e_{0g} * \cos(\alpha + \delta_0)$	9,38 * z
Erdruhdruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0g}$	$[kN]$	$E_{0g} = e_{0g} * h_{s(s)}/2$	141,89
Erdruhdruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$E_{0gh}$	$[kN]$	$E_{0gh} = E_{0g} * \cos(\alpha + \delta_0)$	141,89
Erdruhdruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Vertikalkomponente	$E_{0gv}$	$[kN]$	$E_{0gv} = E_{0g} * \sin(\alpha + \delta_0)$	0,00
Erdruhdruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Normalkomponente	$e_{0p,n}$	$[kN/m^2]$	$e_{0p,n} = p_v * [(1+K_{0g})/2 - (1-K_{0g}) * \cos(2 * \alpha) / 2]$	4,26
Erdruhdruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Tangentialkomponente	$e_{0p,t}$	$[kN/m^2]$	$e_{0p,t} = p_v * (1-K_{0g}) * \sin(2 * \alpha) / 2$	0,00
Erdruhdruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$e_{0p}$	$[kN/m^2]$	$e_{0p} = (e_{0p,n}^2 + e_{0p,t}^2)^{1/2}$	4,26
Erdruhdruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$e_{0ph}$	$[kN/m^2]$	$e_{0ph} = e_{0p} * \cos(\alpha + \delta_0)$	4,26
Erdruhdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_{0p}$	$[kN]$	$E_{0p} = e_{0p} * h_{s(s)}$	23,45
Erdruhdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$E_{0ph}$	$[kN]$	$E_{0ph} = E_{0p} * \cos(\alpha + \delta_0)$	23,45
Erdruhdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Vertikalkomponente	$E_{0pv}$	$[kN]$	$E_{0pv} = E_{0p} * \sin(\alpha + \delta_0)$	0,00

**E<sub>0</sub> AUS EIGENLAST DES BODENS**

**E<sub>0</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST**

Berechnung des Erdruehdruicks:  $0 \leq \beta \leq \varphi$ ,  $\alpha = 0$

0,17

Neigungswinkel des Ruhedruicks		$\delta_0$	$[\text{°}] / [\text{rad}]$	$\delta_0 = \beta$	10,00
Ruhedruickbeiwert bei $\alpha = \beta = 0$		$K_{0g}$	$[-]$	$K_{0g} = 1 - \sin(\varphi)$	0,43
Lineare Interpolation nach Franke zur Berechnung des Ruhedruickbeiwerts		$K_{0g,\beta}$	$[-]$	$K_{0g,\beta} = K_{0g} + (\cos(\varphi) - K_{0g}) \cdot \beta / \varphi$	0,54
Erdruehdruick infolge Bodeneigenlast		$e_{0g}$	$[\text{kN}/\text{m}^2]$	$e_{0g} = K_{0g,\beta} \cdot \gamma \cdot z$	11,85
Erdruehdruick infolge Bodeneigenlast, Horizontalkomponente		$e_{0gh}$	$[\text{kN}/\text{m}^2]$	$e_{0gh} = e_{0g} \cdot \cos(\alpha + \delta_0)$	11,67
Erdruehdruickkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerruickseite		$E_{0g}$	$[\text{kN}]$	$E_{0g} = e_{0g} \cdot h_{s(s)}/2$	179,23
Erdruehdruickkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerruickseite, Horizontalkomponente		$E_{0gh}$	$[\text{kN}]$	$E_{0gh} = E_{0g} \cdot \cos(\alpha + \delta_0)$	176,51
Erdruehdruickkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerruickseite, Vertikalkomponente		$E_{0gv}$	$[\text{kN}]$	$E_{0gv} = E_{0g} \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$	31,12
Erdruehdruick infolge einer gleichmaessig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerruickseite)		$e_{0p}$	$[\text{kN}/\text{m}^2]$	$e_{0p} = K_{0g,\beta} \cdot p_v$	5,39
Erdruehdruick infolge einer gleichmaessig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerruickseite), Horizontalkomponente		$e_{0ph}$	$[\text{kN}/\text{m}^2]$	$e_{0ph} = e_{0p} \cdot \cos(\alpha + \delta_0)$	5,30
Erdruehdruickkraft infolge einer gleichmaessig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerruickseite)		$E_{0p}$	$[\text{kN}]$	$E_{0p} = e_{0p} \cdot h_{s(s)}$	29,62
Erdruehdruickkraft infolge einer gleichmaessig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerruickseite), Horizontalkomponente		$E_{0ph}$	$[\text{kN}]$	$E_{0ph} = E_{0p} \cdot \cos(\alpha + \delta_0)$	29,17
Erdruehdruickkraft infolge einer gleichmaessig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerruickseite), Vertikalkomponente		$E_{0pv}$	$[\text{kN}]$	$E_{0pv} = E_{0p} \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$	5,14

E<sub>0</sub> AUS EIGENLAST DES BODENS

E<sub>0</sub> AUS GLEICHMAESSIG VERTILTEN VERTIKALEN AUFLAST

**Berechnung des Erdruehrdrucks:  $0 \leq \beta \leq \varphi$ ,  $\alpha \neq 0$  (nach GUDEHUS (1996))**

Neigungswinkel des Ruhedrucks  $\delta_0$  [°] / [rad]  $\delta_0 = \beta$  10,00 0,17

**Komponenten zur Berechnung des Ruhedrucks infolge Eigenlast des Bodens (nach Gudehus):**

<b>E<sub>0</sub> AUS EIGENLAST DES BODENS AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>						
Ruhedruckbeiwert , Interpolation nach Franke	$K'_0$	[-]	$K'_0 = 1 - \sin(\varphi) + (\cos(\varphi) + \sin(\varphi) - 1) \cdot \beta / \varphi$		0,54	
Abkürzung	m	[-]	$m = (1 - \tan(\alpha) \cdot \tan(\beta)) / (\tan(\beta) / \cos(\alpha) + \tan(\alpha) \cdot (1 / K'_0 - \tan^2(\beta)))$		5,67	
Normalspannung	$\sigma_\alpha \cdot \gamma \cdot z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_\alpha = K'_0 \cdot [1 - 2 \cdot \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha) + (1 / K'_0 - \tan^2(\beta)) \cdot \tan^2(\alpha)] \cdot \cos^2(\alpha) \cdot \gamma \cdot z$		0,54	$\gamma \cdot z$
Schubspannung	$\tau_\alpha \cdot \gamma \cdot z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_\alpha = \sigma_\alpha \cdot (m \cdot \tan(\alpha) - 1) / (\tan(\alpha) - m)$		0,09	$\gamma \cdot z$
Resultierender Erdruehrdruck	$e_0 \cdot \gamma \cdot z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_0 = (\tau_\alpha^2 + \sigma_\alpha^2)^{1/2} \cdot (1/2) \cdot \gamma \cdot z$		0,55	$\gamma \cdot z$
Ruhedruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$e_{0h} \cdot \gamma \cdot z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0h} = e_0 \cdot \cos(\alpha + \delta_0) \cdot \gamma \cdot z$		0,54	$\gamma \cdot z$
Ruhedruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0gh}$	[kN]	$E_{0gh} = e_{0h} \cdot \gamma \cdot h_{s(s)}^2 / 2$		179,23	
Ruhedruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0g}$	[kN]	$E_{0g} = e_0 \cdot \gamma \cdot h_{s(s)}^2 / 2$		181,99	
Ruhedruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Vertikalkomponente	$E_{0gv}$	[kN]	$E_{0gv} = E_{0g} \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$		31,60	

**Komponenten zur Berechnung des Ruhedrucks infolge einer gleichmäßig verteilten Auflast (nach Gudehus):**

<b>E<sub>0</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>						
Ruhedruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$e_{0ph}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0ph} = p_v \cdot e_0 \cdot \cos(\alpha + \delta_0)$		5,39	
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_{0ph}$	[kN]	$E_{0ph} = e_{0ph} \cdot h_{s(s)}$		29,62	
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_{0p}$	[kN]	$E_{0p} = E_{0ph} / \cos(\alpha + \delta_0)$		30,08	
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Vertikalkomponente	$E_{0pv}$	[kN]	$E_{0pv} = E_{0p} \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$		5,22	

Je nach Parametern, wird der richtige Erdruehrdruck ausgewählt:

<b>GESAMTE RUHEDRUCKKRAFT AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>	$E_{0h}$	[kN]	$E_{0h} = E_{0gh} + E_{0ph}$		205,68	
Gesamter Ruhedruck an der Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{0h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0h} = e_{0gh}(h_{s(s)}) + e_{0ph}$		69,49	
Gesamte Ruhedruckkraft	$E_0$	[kN]	$E_0 = E_{0h} / \cos(\alpha + \delta_0)$		208,85	
Gesamte Ruhedruckkraft, Vertikalkomponente	$E_{0v}$	[kN]	$E_{0v} = E_0 \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$		36,27	
Angriffspunkt der Resultierenden Ruhedruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$y_{E0h}$	[m]	$y_{E0h} = (2/3 \cdot h_{s(s)} \cdot E_{0gh} + 1/2 \cdot h_{s(s)} \cdot E_{0ph}) / (E_{0gh} + E_{0ph})$		3,54	

<b>Erhöhter aktiver Erddruck (Heranziehes des Erddrucks abhängig von <math>\alpha, \beta</math>) nach Gudehus</b>				
<b>GESAMTE ERHÖHTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT</b>				
Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft, Horizontalkomponente	$E'_{ah}$	[kN]	$E'_{ah} = 0,5 \cdot E_{ah} + 0,5 \cdot E_{oh}$	143,05
Gesamter erhöhter aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden+Kohäsion bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$e'_{agh} \cdot z$ ( $z \leq z^*$ )	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e'_{agh} \cdot z$ ( $z \leq z^*$ ) = $0,5 \cdot e^* + 0,5 \cdot e_{ogh}$ bzw. $e'_{agh} \cdot z$ ( $z \leq z^*$ ) = $0,5 \cdot e_{agh} + 0,5 \cdot e_{ogh}$	7,85 *Z ( $Z_{max} = z^*$ )
Gesamter erhöhter aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden+Kohäsion ab der Grenztiefe, Horizontalkomponente	$e'_{agh} \cdot z$ ( $z > z^*$ )	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e'_{agh} \cdot z$ ( $z > z^*$ ) = $0,5 \cdot e_{agh} + 0,5 \cdot e_{ogh}$	8,61 *Z ( $Z_{min} = z^*$ )
Gesamter erhöhter aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast, Horizontalkomponente	$e'_{aph}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e'_{aph} = 0,5 \cdot e_{aph} + 0,5 \cdot e_{oph}$	3,91
Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft	$E'_a$	[kN]	$E'_a = 0,5 \cdot E_a + 0,5 \cdot E_0$	148,21
Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft, Vertikalkomponente	$E'_{av}$	[kN]	$E'_{av} = 0,5 \cdot E_{av} + 0,5 \cdot E_{ov}$	35,48
Angriffspunkt der resultierenden erhöhten aktiven Erddruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$y_{E'a}$	[m]	$y_{E'a} = (y_{E'agesh} + y_{E'0}) / 2$	3,56

**Berechnung des Erdruhrucks:  $0 \leq \beta \leq \varphi$ ,  $\alpha \neq 0$  (nach GOLDSCHIEDER (2017))**

**Komponenten zur Berechnung des Ruhrucks infolge Eigenlast des Bodens (nach Goldscheider):  $\delta_0$  ist Teil der Lösung**

BERECHNUNG $\delta_0$ UND DER ERDRUHRDRUCKKOMPONENTEN	Ruhrdruckbeiwert, Interpolationsgleichung (Erweiterung von Franke und der DIN4085)	$K_{0\eta}^\beta$	$K_{0\eta}^\beta = (K_0 +  \beta /\varphi * (K_{0\eta}^\varphi - K_0)) * (1 - \kappa * \sin( \beta /\varphi * 180^\circ))$ (nicht lineare Interpolation)	$K_{0\eta}^\beta$	0,67
	Ruhrdruckbeiwert nach Jaky ( $\alpha = \beta = 0$ )	$K_0$	$K_0 = 1 - \sin(\varphi)$	$K_0$	0,43
	Ruhrdruckbeiwert aus dem Spannungsverhältnis für $\beta = \varphi$	$K_{0\eta}^\varphi$	$K_{0\eta}^\varphi = (1 + \sin^2(\varphi)) / (\cos^2(\varphi))$	$K_{0\eta}^\varphi$	1,9806
	Skalarer Faktor	$\lambda$	$\lambda = \cos^2(\beta) * (K_{0\eta}^\beta * \sin^2(\beta) + \cos^2(\beta) + 2 * \sin^2(\beta))$	$\lambda$	1,02
		$\sigma_z$	$\sigma_z = \lambda * \gamma * z$	$\sigma_z$	1,02 $\gamma * z$
	Spannungskomponenten	$\sigma_x$	$\sigma_x = K_{0gh}(\beta) * \gamma * z$ mit $K_{0gh}(\beta) = K_0 + (\cos^2(\varphi) - K_0) * \beta / \varphi$	$\sigma_x$	0,50 $\gamma * z$
		$\tau_{xz}$	$\tau_{xz} = -\sigma_x * \tan(\beta)$	$\tau_{xz}$	-0,09 $\gamma * z$
	Normalspannungskomponente des Erdrucks	$e_{0n}$	$e_{0n} = \sigma_z * \sin^2(\alpha) + \sigma_x * \cos^2(\alpha) - \tau_{xz} * \sin(2 * \alpha)$	$e_{0n}$	0,50 $\gamma * z$
	Schubspannungskomponente des Erdrucks	$e_{0t}$	$e_{0t} = (\sigma_x - \sigma_z) / 2 * \sin(2 * \alpha) + \tau_{xz} * \cos(2 * \alpha)$	$e_{0t}$	-0,09 $\gamma * z$
	<b>Neigungswinkel des Ruhrucks</b>	<b><math>\delta_0</math></b>	<b><math>\delta_0 = \arctan(-e_{0t} / e_{0n})</math></b>	<b><math>\delta_0</math></b>	<b>10,00</b>
	Resultierender Erdruhrdruck	$e_0 * \gamma * z$	$e_0 = (e_{0n}^2 + e_{0t}^2)^{1/2} * \gamma * z$	$e_0$	0,50 $\gamma * z$
	Ruhrdruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$e_{0h} * \gamma * z$	$e_{0h} = e_0 * \cos(\alpha + \delta_0) * \gamma * z$	$e_{0h}$	0,50 $\gamma * z$
	Ruhrdruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0gh}$	$E_{0gh} = e_{0h} * \gamma * h_{s(s)}^2 / 2$	$E_{0gh}$	165,15
Ruhrdruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0g}$	$E_{0g} = e_0 * \gamma * h_{s(s)}^2 / 2$	$E_{0g}$	167,69	
Ruhrdruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Vertikalkomponente	$E_{0gv}$	$E_{0gv} = E_{0g} * \sin(\alpha + \delta_0)$	$E_{0gv}$	29,12	
<b><math>E_0</math> AUS EIGENLAST DES BODENS</b>				<b>0,17</b>	
<b><math>E_0</math> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>	Ruhrdruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$e_{0ph}$	$e_{0ph} = p_v * e_0 * \cos(\alpha + \delta_0)$	$e_{0ph}$	4,96
	Ruhrdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_{0ph}$	$E_{0ph} = e_{0ph} * h_{s(s)}$	$E_{0ph}$	27,30
	Ruhrdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_{0p}$	$E_{0p} = E_{0ph} / \cos(\alpha + \delta_0)$	$E_{0p}$	27,72
	Ruhrdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Vertikalkomponente	$E_{0pv}$	$E_{0pv} = E_{0p} * \sin(\alpha + \delta_0)$	$E_{0pv}$	4,81

GESAMTE RUHEDRUCKKRAFT AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE	
Gesamte Ruhedruckkraft, Horizontalkomponente	$E_{0h} = E_{0gh} + E_{0ph}$ [kN] 205,68
Gesamter Ruhedruck an der Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{0h} = e_{0gh}(h_{s(s)}) + e_{0ph}$ [kN/m <sup>2</sup> ] 69,49
Gesamte Ruhedruckkraft	$E_0 = E_{0h} / \cos(\alpha + \delta_0)$ [kN] 208,85
Gesamte Ruhedruckkraft, Vertikalkomponente	$E_{0v} = E_0 \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$ [kN] 36,27
Angriffspunkt der Resultierenden Ruhedruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$y_{E0h} = (2/3 \cdot h_{s(s)} \cdot E_{0gh} + 1/2 \cdot h_{s(s)} \cdot E_{0ph}) / (E_{0gh} + E_{0ph})$ [m] 3,54

GESAMTE ERHÖHTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT	
Erhöhter aktiver Erddruck (Heranziehes des Erdruhedrucks abhängig von $\alpha, \beta$ ) nach Goldscheider	
Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft, Horizontalkomponente	$E'_{ah} = 0,5 \cdot E_{ah} + 0,5 \cdot E_{0h}$ [kN] 143,05
Gesamter erhöhter aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden+Kohäsion bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$e'_{agh} \cdot z \ (z \leq z^*) = 0,5 \cdot e^* + 0,5 \cdot e_{0gh}$ bzw. $e'_{agh} \cdot z \ (z \leq z^*) = 0,5 \cdot e_{agh} + 0,5 \cdot e_{0gh}$ [kN/m <sup>2</sup> ] 7,85
Gesamter erhöhter aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden+Kohäsion ab der Grenztiefe, Horizontalkomponente	$e'_{agh} \cdot z \ (z > z^*) = 0,5 \cdot e_{agh} + 0,5 \cdot e_{0gh}$ [kN/m <sup>2</sup> ] 8,61
Gesamter erhöhter aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast, Horizontalkomponente	$e'_{aph} = 0,5 \cdot e_{aph} + 0,5 \cdot e_{0ph}$ [kN/m <sup>2</sup> ] 3,91
Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft	$E'_a = 0,5 \cdot E_a + 0,5 \cdot E_0$ [kN] 148,21
Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft, Vertikalkomponente	$E'_{av} = 0,5 \cdot E_{av} + 0,5 \cdot E_{0v}$ [kN] 35,48
Angriffspunkt der resultierenden erhöhten aktiven Erddruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$y_{E'a} = (y_{E_{agsh}} + y_{E_0}) / 2$ [m] 3,56

**Berechnung des Erdruhedrucks:  $0 \leq \beta \leq \varphi$ ,  $\alpha \neq 0$  (nach WEISSENBACH (1975))**

**Komponenten zur Berechnung des Ruhedrucks infolge Eigenlast des Bodens (nach Weißensbach):**

Neigungswinkel des Ruhedrucks	$\delta_0$	[°] / [rad]	$0 \leq \delta_0 \leq \varphi_0$	10,00	0,17
Fiktiver Ruhedruck Reibungswinkel	$\varphi_0$	[°] / [rad]	$\varphi_0 = \arcsin(\sin(\varphi)/(2 - \sin(\varphi)))$	23,71	0,39
Ruhedruckbeiwert, Horizontalkomponente	$K_{0h}$	[-]	$K_{0h} = \frac{\cos^2(\varphi_0 + \alpha)}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot \frac{1 + (\sin(\varphi_0 + \delta_0) \cdot \sin(\varphi_0 - \beta))}{\cos(\delta_0 - \alpha)}$	0,46	

E <sub>0</sub> AUS EIGENLAST DES BODENS AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE					
Ruhedruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0gh}$	[kN]	$E_{0gh} = (\gamma \cdot h_{s(s)}^2 \cdot K_{0h}) / 2$	151,53	
Ruhedruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$e_{0gh} \cdot z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0gh} \cdot z = \gamma \cdot K_{0h} \cdot z$	10,02	* z
Ruhedruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0g}$	[kN]	$E_{0g} = E_{0gh} / \cos(\alpha + \delta_0)$	153,65	
Ruhedruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Vertikalkomponente	$E_{0gv}$	[kN]	$E_{0gv} = E_{0g} \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$	25,42	
<b>E<sub>0</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN AUFLAST AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>					
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_{0ph}$	[kN]	$E_{0ph} = p_v \cdot K_{0h} \cdot h_{s(s)}$	25,05	
Ruhedruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$e_{0ph}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0ph} = p_v \cdot K_{0h}$	4,55	
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_{0p}$	[kN]	$E_{0p} = E_{0ph} / \cos(\alpha + \delta_0)$	25,40	
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Vertikalkomponente	$E_{0pv}$	[kN]	$E_{0(p_v)_v} = E_{0(p_v)} \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$	4,20	
<b>GESAMTE RUHEDRUCKKRAFT AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE</b>					
Gesamte Ruhedruckkraft, Horizontalkomponente	$E_{0h}$	[kN]	$E_{0h} = E_{0gh} + E_{0ph}$	205,68	
Gesamter Ruhedruck an der Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{0h}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0h} = e_{0gh}(h_{s(s)}) + e_{0ph}$	69,49	
Gesamte Ruhedruckkraft	$E_0$	[kN]	$E_0 = E_{0h} / \cos(\alpha + \delta_0)$	208,85	
Gesamte Ruhedruckkraft, Vertikalkomponente	$E_{0v}$	[kN]	$E_{0v} = E_0 \cdot \sin(\alpha + \delta_0)$	36,27	
Angriffspunkt der Resultierenden Ruhedruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$y_{E0h}$	[m]	$y_{E0h} = (2/3 \cdot h_{s(s)} \cdot E_{0gh} + 1/2 \cdot h_{s(s)} \cdot E_{0ph}) / (E_{0gh} + E_{0ph})$	3,54	

<b>Erhöhter aktiver Erddruck (Heranziehes des Erddrucks abhängig von <math>\alpha, \beta</math>) nach Weißbach</b>				
<b>GESAMTE ERHÖHTE AKTIVE ERDDRUCKKRAFT</b>	Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft, Horizontalkomponente	$E'_{ah}$ [kN]	$E'_{ah} = 0,5 \cdot E_{ah} + 0,5 \cdot E_{0h}$	143,05
	Gesamter erhöhter aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden+Kohäsion bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$e'_{agh} \cdot z$ ( $z \leq z^*$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	$e'_{agh} (z \leq z^*) = 0,5 \cdot e^* + 0,5 \cdot e_{0gh}$ bzw. $e'_{agh} (z \leq z^*) = 0,5 \cdot e_{agh} + 0,5 \cdot e_{0gh}$	$z$ ( $z_{max} = z^*$ ) 7,85
	Gesamter erhöhter aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden+Kohäsion ab der Grenztiefe, Horizontalkomponente	$e'_{agh} \cdot z$ ( $z > z^*$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	$e'_{agh} (z > z^*) = 0,5 \cdot e_{agh} + 0,5 \cdot e_{0gh}$	$z$ ( $z_{min} = z^*$ ) 8,61
	Gesamter erhöhter aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast, Horizontalkomponente	$e'_{aph}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e'_{aph} = 0,5 \cdot e_{aph} + 0,5 \cdot e_{0ph}$	3,91
	Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft	$E'_a$ [kN]	$E'_a = 0,5 \cdot E_a + 0,5 \cdot E_0$	148,21
	Gesamte erhöhte aktive Erddruckkraft, Vertikalkomponente	$E'_{av}$ [kN]	$E'_{av} = 0,5 \cdot E_{av} + 0,5 \cdot E_{0v}$	35,48
	Angriffspunkt der resultierenden erhöhten aktiven Erddruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$y_{E'a}$ [m]	$y_{E'a} = (y_{E'agesh} + y_{E'0}) / 2$	3,56

**ERDRUCKBERECHNUNG NACH SIA 261 (2014) für eine ebene Geländeoberfläche**

**Ansatz der Erdrucks für die Äußere Standsicherheit: Aktiver Erdrdruck**

Parameter	Symbol	Einheit	Formel	Wert
Sekundärer Gleitflächenwinkel	$\chi'$	[°]	$\chi' = 90 - [(1/2) * (\arccos(\sin(\beta)/\sin(\varphi)) + \varphi + \beta)] + \varphi$	66,3
Lotrechte Höhe der Gleitfläche	$h_{\chi'}$	[m]	$h_{\chi'} = \tan(\chi') * I_{s(w),3}$ (im Grenzfall $\chi' = 90^\circ$ : $h_{\chi'} = h_{s(s)} + \tan(\beta) * I_{s(w),3}$ )	5,70

**Fall a):  $h_g > h_{s(s)}$  Schnittpunkt der Gegengleitfläche mit dem Gelände: zwei Bereiche mit unterschiedlichen Erdrdruckkräften (siehe Abschnitt 4.3.4)**

5,70 > 5,50

Neigungswinkel des aktiven Erdrucks (für $E_{a1}$ )	$\delta_{a1}$	[°] / [rad]	$\delta_{a1} = \varphi$	35,00
Wandneigungswinkel für $E_{a1}$	$\alpha$	[°] / [rad]	$\alpha = -(90 - \chi')$	-23,69
Lotrechte Höhe, auf die der Erdrdruck wirkt, aufgrund der über die Wand hinausgehenden Gleitfläche mit Schnittpunkt der Böschungsneigung	$h_t$	[m]	$\chi' < 90^\circ$ : $h_t = \tan(\beta) * (I_{s(w),3} - I_{s(w),3} * h_{s(s)}/h_{\chi'})$ , $\chi' = 90^\circ$ : $h_t = \sin(\beta + 90^\circ) * (h_{s(s)} + \tan(\beta) * I_{s(w),3}) * \cos(\chi - 90^\circ) / \sin(180^\circ - \beta - \chi)$	5,52

Aktiver Erdrdruckbeiwert für  $E_{a1}$

$K_{a1} = (\cos^2(\varphi + \alpha)) / (\cos^2(\alpha) * \cos(\delta - \alpha) * (1 + (\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\delta - \alpha) * \cos(\alpha + \beta))))^{(1/2)}$

0,620

Parameter	Symbol	Einheit	Formel	Wert
Aktiver Erdrdruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$e_{agh1} * z$	[KN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh1} * z = \gamma * K_{a1} * \cos(\delta_{a1} - \alpha) * z$	7,09
Aktive Erdrdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC	$E_{ag1}$	[KN]	$E_{ag1} = (\gamma * (h_t / \cos(\alpha)) * K_{a1}) / 2$	247,28
Aktive Erdrdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$E_{agh1}$	[KN]	$E_{agh1} = E_{ag1} * \cos(\delta_{a1} - \alpha)$	128,51
Aktive Erdrdruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt DC, Vertikalkomponente	$E_{agv1}$	[KN]	$E_{agv1} = E_{ag1} * \sin(\delta_{a1} - \alpha)$	211,26
Aktiver Erdrdruck infolge Kohäsion auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$e_{ach1}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ach1} = -2 * c * (K_{ah1})^{(1/2)}$	-5,68
Aktive Erdrdruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$E_{ach1}$	[KN]	$E_{ach1} = -2 * c * (K_{ah1})^{(1/2)} * (h_t / \cos(\alpha))$	-34,18
Aktive Erdrdruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt DC	$E_{ac1}$	[KN]	$E_{ac1} = E_{ach1} / \cos(\delta_{a1} - \alpha)$	-65,77
Aktive Erdrdruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt DC, Vertikalkomponente	$E_{acv1}$	[KN]	$E_{acv1} = E_{ac1} * \sin(\delta_{a1} - \alpha)$	-56,19
Aktiver Erdrdruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$e_{aqh1}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	$e_{aqh1} = p_v * K_{ah1}$	3,22
Aktive Erdrdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt DC, Horizontalkomponente	$E_{aqh1}$	[KN]	$E_{aqh1} = p_v * (h_t / \cos(\alpha)) * K_{ah1}$	19,40
Aktive Erdrdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt DC	$E_{aq1}$	[KN]	$E_{aq1} = E_{aqh1} / \cos(\delta_{a1} - \alpha)$	37,32
Aktive Erdrdruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt DC, Vertikalkomponente	$E_{aqv1}$	[KN]	$E_{aqv1} = E_{aq1} * \sin(\delta_{a1} - \alpha)$	31,89

**F<sub>a1</sub> AUS EIGENLAST BODEN**

**F<sub>a1</sub> AUS KOHÄSION**

**F<sub>a1</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST**

MINDESTDRUCK	Tiefe der freien Standhöhe (Bereich mit theoretisch negativen Erddruck)	$Z_{min}$	[m]	$Z_{min} = (-e_{ach1}/e_{agh1}) * \cos(\alpha)$	0,73
	Anzusetzender Erddruck bei $c>0$ bis zur Tiefe der freien Standhöhe	$e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha))$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha)) = e_{agh1} * Z_{min}/\cos(\alpha)$ <b>oder</b> $e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha)) = 5 \text{ kN/m}^2$ (höhere Resultierende wird maßgebend!)	5,68
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindestdrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha))$	[kN]	$E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) = \text{MAX}\{e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha)) * Z_{min}/(2 * \cos(\alpha)); 5 * Z_{min}/\cos(\alpha)\}$	4,00
GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DEN SENKRECHTEN SCHENKEL	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion Höhe der Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{agh1}(h_t/\cos(\alpha)) + e_{ach1}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh1}(h_t/\cos(\alpha)) + e_{ach1}$	37,00
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei $c=0$ von GOK) bis zur Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$E_{ah}(Z_{min}/\cos(\alpha) - h_t/\cos(\alpha))$ bzw. bei $c=0$ : $E_{ah}(0 - h_t/\cos(\alpha))$	[kN]	$E_{ah}(Z_{min}/\cos(\alpha) - h_t/\cos(\alpha)) = ((h_t - Z_{min}) / (2 * \cos(\alpha))) * (e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha)) + e_{agh1}(h_t/\cos(\alpha))) + 2 * e_{ach1}$ <b>bzw. bei <math>c=0</math>:</b> $E_{ah}(0 - h_t/\cos(\alpha)) = (h_t / (2 * \cos(\alpha))) * e_{agh1}(h_t/\cos(\alpha))$	96,60
	Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (bis zur Grenztiefe) (nur gültig bei $c>0$ )	$Y_{Eagesh1}(0-Z_{min})$	[m]	$Y_{Eagesh1}(0-Z_{min}) = (2 * Z_{min} * E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) / 3 + Z_{min} * E_{ach1}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) / 2) / (E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) + E_{ach1}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)))$ <b>bzw. wenn <math>e_{min} = 5 \text{ kN/m}^2</math></b> $Y_{Eagesh1}(0-Z_{min}) = (Z_{min} * E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) / 2 + Z_{min} * E_{ach1}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) / 2) / (E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) + E_{ach1}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)))$	0,37
GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DES MINDESTDRUCKS (SENKRECHTER SCHENKEL), HORIZONTALKOMPONENTE	Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{agesh1}$	[kN]	$E_{agesh1} = E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) + E_{ah}(Z_{min}/\cos(\alpha) - h_t/\cos(\alpha)) + E_{ach1}$	120,00
	Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (senkrechter Schenkel)	$Y_{Eagesh1}$	[m]	$Y_{Eagesh1} = ((2/3) * E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) * Z_{min} + (1/(6 * \cos(\alpha))) * (h_t - Z_{min}) * ((3 * h_{s(s)} + 2 * Z_{min} - 2 * h_t) * e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha)) + (e_{agh1}(h_t/\cos(\alpha)) + e_{ach1}) * (3 * h_{s(s)} + Z_{min} - h_t)) + E_{ach1} * (h_{s(s)} - h_t/2) / (E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) + E_{ah}(Z_{min}/\cos(\alpha) - h_t/\cos(\alpha))) * Z_{min} + (1/(6 * \cos(\alpha))) * (h_t - Z_{min}) * ((3 * h_{s(s)} + 2 * Z_{min} - 2 * h_t) * e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha)) + (e_{agh1}(h_t/\cos(\alpha)) + e_{ach1}) * (3 * h_{s(s)} + Z_{min} - h_t)) + E_{ach1} * (h_{s(s)} - h_t/2) / (E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) + E_{ah}(Z_{min}/\cos(\alpha) - h_t/\cos(\alpha)) + E_{ach1}) * (h_{s(s)} - h_t/3) * E_{ach1}(0 - (h_t/\cos(\alpha))) + E_{ach1} * (h_{s(s)} - h_t/2) / (E_{ah}(0 - (h_t/\cos(\alpha))) + E_{ach1})) + E_{ach1}$	3,89
	Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel)	$E_{ages1}$	[kN]	$E_{ages1} = E_{agesh1} / (\cos(\delta_{a1} - \alpha))$	230,91
GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DES MINDESTDRUCKS (SENKRECHTER SCHENKEL), VERTIKALKOMPONENTE	Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{agesv1}$	[kN]	$E_{agesv1} = E_{ages1} * \sin(\delta_{a1} - \alpha)$	197,28



**Fall b):  $h_y < h_{s(s)}$  5,7 < 5,50** **Schnittpunkt der Gegengleitfläche mit der Wandrückseite: drei Bereiche mit unterschiedlichen Erddruckkräften (siehe Abschnitt 4.3.4)**

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für  $E_{a1}$ )  $\delta_{a1} = \varphi$  23,33 0,41  
 Wandneigungswinkel für  $E_{a1}$   $\alpha = \alpha_1$  0,00 0,00  
 Höhe, auf die der Erddruck  $E_{a1}$  wirkt  $h_{Ea1} = h_{s(s)} - h_\chi$  -0,20

Aktiver Erddruckbeiwert für  $E_{a1}$   $K_{a1} = (\cos^2(\varphi + \alpha)) / (\cos(\delta - \alpha) * (1 + \sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\delta - \alpha) * \cos(\alpha + \beta)))^{1/2}$  0,275  
 \*z

Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente	$e_{agh1} * z = \gamma * K_{a1} * \cos(\delta_{a1} - \alpha) * z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh1} * z$	5,55
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF	$E_{ag1} = (\gamma * (h_{Ea1} / \cos(\alpha))^{2 * K_{a1}}) / 2$	[kN]	$E_{ag1}$	0,12
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente	$E_{agh1} = E_{ag1} * \cos(\delta_{a1} - \alpha)$	[kN]	$E_{agh1}$	0,11
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt EF, Vertikalkomponente	$E_{agv1} = E_{ag1} * \sin(\delta_{a1} - \alpha)$	[kN]	$E_{agv1}$	0,05

Aktiver Erddruck infolge Kohäsion auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente	$e_{ach1} = -2 * c * (K_{ah1})^{1/2}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ach1}$	-5,02
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente	$E_{ach1} = -2 * c * (K_{ah1})^{1/2} * (h_{Ea1} / \cos(\alpha))$	[kN]	$E_{ach1}$	1,00
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt EF	$E_{ac1} = E_{ach1} / \cos(\delta_{a1} - \alpha)$	[kN]	$E_{ac1}$	1,08
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt EF, Vertikalkomponente	$E_{acv1} = E_{ac1} * \sin(\delta_{a1} - \alpha)$	[kN]	$E_{acv1}$	0,43

Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente	$e_{aqh1} = p_v * K_{ah1}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{aqh1}$	2,52
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt EF, Horizontalkomponente	$E_{aqh1} = p_v * (h_{Ea1} / \cos(\alpha)) * K_{ah1}$	[kN]	$E_{aqh1}$	-0,50
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt EF	$E_{aq1} = E_{aqh1} / \cos(\delta_{a1} - \alpha)$	[kN]	$E_{aq1}$	-0,54
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt EF, Vertikalkomponente	$E_{aqv1} = E_{aq1} * \sin(\delta_{a1} - \alpha)$	[kN]	$E_{aqv1}$	-0,22

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für  $E_{a2}$ )  $\delta_{a2} = \varphi$  35,00 0,61  
 Wandneigungswinkel für  $E_{a2}$   $\alpha = -(90 - \chi)$  -23,69 -0,41  
 Höhe, auf die der Erddruck  $E_{a2}$  wirkt, unter dem Winkel  $\alpha$  geneigt  $h_{Ea2(\alpha)} = h_\chi / \cos(\alpha)$  6,22

Aktiver Erddruckbeiwert für  $E_{a2}$   $K_{a2} = (\cos^2(\varphi + \alpha)) / (\cos(\delta - \alpha) * (1 + \sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\delta - \alpha) * \cos(\alpha + \beta)))^{1/2}$  0,620  
 \*z

Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$e_{agh2} * z = \gamma * K_{a2} * \cos(\delta_{a2} - \alpha) * z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh2} * z$	7,09
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF	$E_{ag2} = (\gamma * K_{a2}) * (h_{s(s)} - h_{Ea1})^2 / (2 * \cos^2(\alpha))$	[kN]	$E_{ag2}$	245,59
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$E_{agh2} = E_{ag2} * \cos(\delta_{a2} - \alpha)$	[kN]	$E_{agh2}$	127,63
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden auf Abschnitt CF, Vertikalkomponente	$E_{agv2} = E_{ag2} * \sin(\delta_{a2} - \alpha)$	[kN]	$E_{agv2}$	209,82

Aktiver Erddruck infolge Kohäsion auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$e_{ach2} = -2 * c * (K_{ah2})^{1/2}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{ach2}$	-5,68
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$E_{ach2} = -2 * c * (K_{ah2})^{1/2} * h_{Ea2(\alpha)}$	[kN]	$E_{ach2}$	-35,31
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt CF	$E_{ac2} = E_{ach2} / \cos(\delta_{a2} - \alpha)$	[kN]	$E_{ac2}$	-67,95
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion auf Abschnitt CF, Vertikalkomponente	$E_{acv2} = E_{ac2} * \sin(\delta_{a2} - \alpha)$	[kN]	$E_{acv2}$	-58,05

E <sub>az</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST	
Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$e_{aqh2} = p_v \cdot K_{ah2}$ [kN/m <sup>2</sup> ] 3,22
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt CF, Horizontalkomponente	$E_{aqh2} = p_v \cdot h_{Ea2(\alpha)} \cdot K_{ah2}$ [kN] 20,04
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt CF	$E_{aq2} = E_{aqh2} / \cos(\delta_{a2} - \alpha)$ [kN] 38,56
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast auf Abschnitt CF, Vertikalkomponente	$E_{aqv2} = E_{aq2} \cdot \sin(\delta_{a2} - \alpha)$ [kN] 32,95

MINDESTERDRUCK	
Tiefe der freien Standhöhe (Bereich mit theoretisch negativen Erddruck)	$Z_{min} / Z_{min} + h_{Ea1}$ [m] 0,73 $Z_{min}(\leq h_{Ea1}) = (-e_{ach1}/e_{agh1}) \cdot \cos(\alpha_1)$ <b>bzw.</b> $Z_{min} + h_{Ea1}(>h_{Ea1}) = (-e_{ach2}/e_{agh2}) \cdot \cos(\alpha_2)$ [ <b>oder</b> $Z_{min} + h_{Ea1} (\leq h_{Ea1}) = h_{Ea1}$ da $Z_{min}$ theoretisch $< 0$ ]
Anzusetzender Erddruck bei $c > 0$ bis zur Tiefe der freien Standhöhe !	$e_{agh}(Z_{min}/\cos(\alpha))$ [kN/m <sup>2</sup> ] 5,68 $Z_{min}(\leq h_{Ea1}): e_{agh}(Z_{min}/\cos(\alpha)) = e_{agh1} \cdot Z_{min}/\cos(\alpha_1)$ <b>bzw.</b> $Z_{min} + h_{Ea1}(>h_{Ea1}): e_{agh}(Z_{min}/\cos(\alpha)) = e_{agh2} \cdot Z_{min}/\cos(\alpha_2)$ <b>oder</b> $e_{agh}(Z_{min}/\cos(\alpha)) = 5 \text{ kN/m}^2$ (höhere Resultierende wird maßgebend!)
Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindestdrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha))$ [kN] 4,00 $Z_{min}(\leq h_{Ea1}): \text{MAX} \{ E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) = e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha_1)) \cdot Z_{min}/(2 \cdot \cos(\alpha_1)) \text{ oder } E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) = 5 \cdot Z_{min}/\cos(\alpha_1) \}$ <b>bzw.</b> $Z_{min}(>h_{Ea1}): \text{MAX} \{ E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) = e_{agh2}(Z_{min}/\cos(\alpha_2)) \cdot Z_{min}/(2 \cdot \cos(\alpha_2)) \text{ oder } E_{ah}(0-Z_{min}/\cos(\alpha)) = 5 \cdot Z_{min}/\cos(\alpha_2) \}$
Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion auf Höhe der Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{agh2}(h_{s(s)}/\cos(\alpha_2)) + e_{ach2}$ [kN/m <sup>2</sup> ] 36,88
Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei $c=0$ von GOK) bis zur Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	[kN] 95,98 $c > 0: 1) Z_{min,aa,h} \leq h_{Ea1}: E_{ah}(Z_{min,aa,h}/\cos(\alpha)) - h_{s(s)}/\cos(\alpha) = (h_{Ea1} - Z_{min}) \cdot (e_{agh1}(Z_{min}/\cos(\alpha_1)) + e_{agh1}(h_{Ea1}/\cos(\alpha_1)) + 2 \cdot e_{ach1}) / (2 \cdot \cos(\alpha_1)) + (h_{s(s)} - h_{Ea1}) \cdot (e_{agh2}(h_{Ea1}/\cos(\alpha_2)) + e_{agh2}(h_{s(s)}/\cos(\alpha_2)) + 2 \cdot e_{ach2}) / (2 \cdot \cos(\alpha_2))$ $c > 0: 2) Z_{min,aa,h} > h_{Ea1}: E_{ah}(Z_{min}/\cos(\alpha)) - h_{s(s)}/\cos(\alpha) = (h_{s(s)} - Z_{min}) \cdot (e_{agh2}(Z_{min}/\cos(\alpha_2)) + e_{agh2}(h_{s(s)}/\cos(\alpha_2)) + 2 \cdot e_{ach2}) / (2 \cdot \cos(\alpha_2))$ $c = 0: E_{ah}(0 - (h_{s(s)}/\cos(\alpha))) = (h_{Ea1}/(2 \cdot \cos(\alpha_1))) \cdot e_{agh1}(h_{Ea1}/\cos(\alpha_1)) + (h_{s(s)}/(2 \cdot \cos(\alpha_2))) \cdot (e_{agh2}(h_{Ea1}/\cos(\alpha_2)) + e_{agh2}(h_{s(s)}/\cos(\alpha_2)))$

Im weiteren Verlauf wird  $Z_{min} + h_{Ea1}$  einheitlich mit  $Z_{min}$  bezeichnet

GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DEN SENKRECHTEN SCHENKEL

1)  $Z_{min} \leq h_{Ea1}$ :  $Y_{Eagesh1,2} = (2 \cdot Z_{min} \cdot E_{ah} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) / 3 + Z_{min} \cdot E_{aqh1} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) / 2) / (E_{ah} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) + E_{aqh1} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)))$  bzw. wenn  $e_{min} = 5kN/m^2$ :  $Y_{Eagesh1,2} = (Z_{min} \cdot E_{ah} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) / 2 + Z_{min} \cdot E_{aqh1} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) / 2) / (E_{ah} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) + E_{aqh1} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)))$   
 2)  $Z_{min} > h_{Ea1}$ :  $Y_{Eagesh1,2} = (2 \cdot Z_{min} \cdot E_{ah} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) / 3 + (h_{Ea1} \cdot e_{aqh1} \cdot (h_{Ea1} / \cos(\alpha_1)) / 2) + ((Z_{min} - h_{Ea1}) / \cos(\alpha_2)) / (E_{ah} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) + E_{aqh1} \cdot (h_{Ea1} / \cos(\alpha_1)) + e_{aqh2} \cdot ((Z_{min} - h_{Ea1}) / \cos(\alpha_2))))$  bzw. wenn  $e_{min} = 5kN/m^2$ :  $Y_{Eagesh1,2} = (Z_{min} \cdot E_{ah} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) / 2 + (h_{Ea1} \cdot e_{aqh1} \cdot (h_{Ea1} / \cos(\alpha_1)) / 2) + ((Z_{min} - h_{Ea1}) / \cos(\alpha_2)) / (E_{ah} \cdot (0 - Z_{min} / \cos(\alpha_1)) + e_{aqh2} \cdot ((Z_{min} - h_{Ea1}) / \cos(\alpha_2))))$

Gesamte aktive Erdruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{agesh1,2}$	[KN]	119,53
Angriffspunkt der Resultierenden Erdruckkraft (senkrechter Schenkel)	$Y_{Eagesh1,2}$	[m]	3,88
Gesamte aktive Erdruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel)	$E_{ages1,2}$	[KN]	238,79
Gesamte aktive Erdruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{agesv1,2}$	[KN]	206,72

Anteilige Berechnung der Winkel mit Verhältnis  $h_{Ea1}/h_{s(s)}$

Neigungswinkel des aktiven Erdrucks (für  $E_{a3}$ )  $\delta_{a3} = 2/3 \cdot \varphi$  23,33  
 Wandneigungswinkel für  $E_{a3}$   $\alpha = 0$  0,00  
 Höhe Oberkante waagrechter Schenkel bis zur Geländeoberkante im Schnitt hinter dem waagrechten Schenkel  $h' = h_{s(s)} + \tan(\beta) \cdot h_{s(w),3}$  5,94

F<sub>a3</sub> AUS EIGENLAST BODEN

Aktiver Erdruckbeiwert für $E_{a3}$	$K_{a3}$	[-]	0,275
Aktiver Erdruck unter Eigenlast Boden (waagrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$e_{agh3} \cdot z$	[KN/m <sup>2</sup> ]	5,55
Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden (waagrechter Schenkel)	$E_{ag3}$	[KN]	26,62
Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden (waagrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{agh3}$	[KN]	24,45
Aktive Erdruckkraft unter Eigenlast Boden (waagrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{agv3}$	[KN]	10,55
Aktiver Erdruck infolge Kohäsion (waagrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$e_{ach3}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	-5,02
Aktive Erdruckkraft infolge Kohäsion (waagrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{ach3}$	[KN]	-3,52
Aktive Erdruckkraft infolge Kohäsion (waagrechter Schenkel)	$E_{ac3}$	[KN]	-3,83
Aktive Erdruckkraft infolge Kohäsion (waagrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{acv3}$	[KN]	-1,52

\* z

E <sub>0</sub> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST	
Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (waagrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$e_{aqh3} = p_v \cdot K_{ah3}$ [kN/m <sup>2</sup> ] $e_{aqh3}$ 2,52
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (waagrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{aqh3} = p_v \cdot (h_{s(w)}/\cos(\alpha)) \cdot K_{ah3}$ [kN] $E_{aqh3}$ 1,77
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (waagrechter Schenkel)	$E_{aq3} = E_{aqh3} / \cos(\delta_{a3}-\alpha)$ [kN] $E_{aq3}$ 1,92
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (waagrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{aqv3} = E_{aq3} \cdot \sin(\delta_{a3}-\alpha)$ [kN] $E_{aqv3}$ 0,76

GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DER RÜCKSEITE DES WAGRECHTEN SCHENKELS	
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{agesh3} = E_{agh3} + E_{ach3} + E_{aqh3}$ [kN] $E_{agesh3}$ 22,70
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	$E_{ages3} = E_{agesh3} / \cos(\delta_{a3}-\alpha)$ [kN] $E_{ages3}$ 24,72
Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel)	$X_{Eagesh3} = [E_{agesh3} \cdot (h_{s(w)}/\cos(\alpha)) \cdot (h_{s(w)}^2/3 + h_{s(s)}) + (E_{ach3} + E_{aqh3} \cdot \sin(\delta_{a3}-\alpha)) \cdot (h_{s(w)}/\cos(\alpha))] / [E_{agesh3} + E_{ach3} + E_{aqh3}]$ [m] $X_{Eagesh3}$ 5,86
Gesamte aktive Erddruckkraft (auf waagrechten Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{agesv3} = E_{ages3} \cdot \sin(\delta_{a3}-\alpha)$ [kN] $E_{agesv3}$ 9,79

**Ansatz des Erddrucks für die Innere Standsicherheit auf den vertikalen Schenkel**

**1. Erdrückdruck (Ansatz direkt an Mauerrückseite)**

Parameter	Symbol	Einheit	Formel	Wert
Neigungswinkel des Ruhedrucks (für E <sub>0</sub> )	$\delta_0$	[°] / [rad]	$\delta_0 = \beta$ ( $\beta \leq \phi$ )	10,00
Wandneigung hinter der Wand, senkrechter Schenkel	$\alpha_1$	[°] / [rad]	$\alpha_1$	0,00
Ruhedruckbeiwert für E <sub>0</sub>	$K_0$	[-]	$K_0 = (1 - \sin(\varphi)) \cdot (1 + \sin(\beta)) / \cos(\beta)$	0,51
Ruhedruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite	$E_{0g}$	[kN]	$E_{0g} = (\gamma \cdot h_{s(s)} / \cos(\alpha_1))^{2 \cdot K_0} \cdot K_0 / 2$	169,10
Ruhedruckkraft unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$E_{0gh}$	[kN]	$E_{0gh} = E_{0g} \cdot \cos(\delta_0 - \alpha_1)$	166,53
Ruhedruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Horizontalkomponente	$e_{0gh} \cdot z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0gh} \cdot z = \gamma \cdot K_0 \cdot \cos(\delta_0 - \alpha_1) \cdot z$	11,01
Ruhedruck unter Eigenlast Boden auf der gesamten Mauerrückseite, Vertikalkomponente	$E_{0gv}$	[kN]	$E_{0gv} = E_{0g} \cdot \sin(\delta_0 - \alpha)$	29,36
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite)	$E_{0q}$	[kN]	$E_{0q} = p_v \cdot K_0 \cdot (h_{s(s)} / \cos(\alpha_1))$	27,95
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$E_{0qh}$	[kN]	$E_{0qh} = E_{0q} \cdot \cos(\delta_0 - \alpha_1)$	27,53
Ruhedruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Horizontalkomponente	$e_{0qh}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{0qh} = p_v \cdot K_0 \cdot \cos(\delta_0 - \alpha_1)$	5,00
Ruhedruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (gesamte Mauerrückseite), Vertikalkomponente	$E_{0qv}$	[kN]	$E_{0qv} = E_{0q} \cdot \sin(\delta_0 - \alpha_1)$	4,85

GESAMTE RUHEDRUCKKRAFT AUF DIE GESAMTE MAUERRÜCKSEITE	
Gesamte Ruhedruckkraft	$E_0 = E_{og} + E_{0q}$ 197,05
Gesamte Ruhedruckkraft, Horizontalkomponente	$E_{0h} = E_0 \cdot \cos(\delta_{0-\alpha_1})$ 194,06
Gesamter Ruhedruck an der Oberkante des waagrechten Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{0h} = e_{ogh}(h_{s(s)}/\cos(\alpha_1)) + e_{0qh}$ 65,56
Gesamte Ruhedruckkraft, Vertikalkomponente	$E_{0v} = E_0 \cdot \sin(\delta_{0-\alpha_1})$ 34,22
Angriffspunkt der Resultierenden Ruhedruckkraft (gesamte Mauerrückseite)	$Y_{E0} = (2/3 \cdot h_{s(s)} \cdot E_{og} + 1/2 \cdot h_{s(s)} \cdot E_{0q}) / (E_{0g} + E_{0q})$ 3,54

**1. Aktiver Erddruck (Ansatz direkt an der Mauerrückseite)**

Neigungswinkel des aktiven Erddrucks (für $E_{a1}$ )	$\delta_{a1}$	$[\circ] / [\text{rad}]$	$\delta_{a1} = 2/3 \cdot \varphi$	$[\circ] / [\text{rad}]$	23,33	0,41
Wandneigungswinkel für $E_{a1}$	$\alpha$	$[\circ] / [\text{rad}]$	$\alpha = 0$	$[\circ] / [\text{rad}]$	0,00	0,00
Aktiver Erddruckbeiwert für $E_{a1}$	$K_{a1}$	[-]	$K_{a1} = (\cos^2(\varphi + \alpha)) / (\cos^2(\alpha) \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot (1 + \sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)))^{1/2}$		0,275	
<b><math>F_{a1}</math> AUS EIGENLAST BODEN</b>						
Aktiver Erddruck unter Eigenlast Boden (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$e_{agh1} \cdot z$	$[\text{KN}/\text{m}^2]$	$e_{agh1} \cdot z = \gamma \cdot K_{a1} \cdot \cos(\delta_{a1} - \alpha) \cdot z$		5,55	* z
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden (senkrechter Schenkel)	$E_{ag1}$	$[\text{KN}]$	$E_{ag1} = (\gamma \cdot h_{s(s)} / \cos(\alpha))^{2/3} \cdot K_{a1} / 2$		91,44	
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{agh1}$	$[\text{KN}]$	$E_{agh1} = E_{ag1} \cdot \cos(\delta_{a1} - \alpha)$		83,97	
Aktive Erddruckkraft unter Eigenlast Boden (senkrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{agv1}$	$[\text{KN}]$	$E_{agv1} = E_{ag1} \cdot \sin(\delta_{a1} - \alpha)$		36,22	
<b><math>F_{a1}</math> AUS KOHÄSION</b>						
Aktiver Erddruck infolge Kohäsion (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$e_{ach1}$	$[\text{KN}/\text{m}^2]$	$e_{ach1} = -2 \cdot c \cdot (K_{ah1})^{1/2}$		-5,02	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{ach1}$	$[\text{KN}]$	$E_{ach1} = -2 \cdot c \cdot (K_{ah1})^{1/2} \cdot (h_{s(s)} / \cos(\alpha))$		-27,63	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (senkrechter Schenkel)	$E_{ac1}$	$[\text{KN}]$	$E_{ac1} = E_{ach1} / \cos(\delta_{a1} - \alpha)$		-30,09	
Aktive Erddruckkraft infolge Kohäsion (senkrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{acv1}$	$[\text{KN}]$	$E_{acv1} = E_{ac1} \cdot \sin(\delta_{a1} - \alpha)$		-11,92	
<b><math>F_{a1}</math> AUS GLEICHMÄSSIG VERTEILTEN VERTIKALEN AUFLAST</b>						
Aktiver Erddruck infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$e_{aqh1}$	$[\text{KN}/\text{m}^2]$	$e_{aqh1} = p_v \cdot K_{ah1}$		2,52	
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{aqh1}$	$[\text{KN}]$	$E_{aqh1} = p_v \cdot (h_{s(s)} / \cos(\alpha)) \cdot K_{ah1}$		13,88	
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (senkrechter Schenkel)	$E_{aq1}$	$[\text{KN}]$	$E_{aq1} = E_{aqh1} / \cos(\delta_{a1} - \alpha)$		15,11	
Aktive Erddruckkraft infolge einer gleichmäßig verteilten vertikalen Auflast (senkrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{aqv1}$	$[\text{KN}]$	$E_{aqv1} = E_{aq1} \cdot \sin(\delta_{a1} - \alpha)$		5,99	

MINDESTERDRUCK	Tiefe der freien Standhöhe (Bereich mit theoretisch negativen Erddruck)	$Z_{min}$	[m]	$Z_{min} = (-e_{ach1}/e_{agh1}) * \cos(\alpha)$	0,90	
	Anzusetzender Erddruck bei $c>0$ bis zur Tiefe der freien Standhöhe	$e_{agh1}(Z_{mir}/\cos(\alpha))$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh1}(Z_{mir}/\cos(\alpha)) = e_{agh1} * Z_{mir}/\cos(\alpha)$ <b>oder</b> $e_{agh1}(Z_{mir}/\cos(\alpha)) = 5 \text{ kN/m}^2$ (höhere Res.!)	5,02	
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unter Berücksichtigung des Mindestdrucks bis zur Grenztiefe, Horizontalkomponente	$E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha))$	[kN]	$E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)) = \text{MAX}\{e_{agh1}(Z_{mir}/\cos(\alpha)) * Z_{mir}/(2 * \cos(\alpha)); 5 * Z_{mir}/\cos(\alpha)\}$	4,52	
	Aktiver Erddruck aus Bodeneigenlast und Kohäsion Höhe der Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$e_{agh1}(h_{s(s)}/\cos(\alpha)) + e_{ach1}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{agh1}(h_{s(s)}/\cos(\alpha)) + e_{ach1}$	25,51	
	Aktive Erddruckkraft aus Bodeneigenlast und Kohäsion unterhalb der Grenztiefe (bzw. bei $c=0$ von GOK) bis zur Oberkante des waagrecht Schenkels, Horizontalkomponente	$E_{ah}(Z_{mir}/\cos(\alpha) - h_{s(s)}/\cos(\alpha))$ bzw. bei $c=0: E_{ah}(0 - h_{s(s)}/\cos(\alpha))$	[kN]	$E_{ah}(Z_{mir}/\cos(\alpha) - h_{s(s)}/\cos(\alpha)) = ((h_{s(s)} - Z_{mir}) / (2 * \cos(\alpha))) * (e_{agh1}(Z_{mir}/\cos(\alpha)) + e_{agh1}(h_{s(s)}/\cos(\alpha)) + 2 * e_{ach1})$ <b>bzw. bei <math>c=0: E_{ah}(0 - h_{s(s)}/\cos(\alpha)) = (h_{s(s)}/(2 * \cos(\alpha))) * e_{agh1}(h_{s(s)}/\cos(\alpha))</math></b>	58,61	
SCHENKEL	GESAMTE AKTIVE ERDRUCKKRAFT AUF DEN SENKRECHTEN SCHENKEL	Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (bis zur Grenztiefe) (nur gültig bei $c>0$ )	$Y_{Eagesh1}(0-Z_{mir})$	[m]	$Y_{Eagesh1}(0-Z_{mir}) = (2 * Z_{mir} * E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha))/3 + Z_{mir} * E_{agh1}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha))/2) / (E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)) + E_{agh1}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)))$ <b>bzw. wenn <math>e_{min} = 5 \text{ kN/m}^2</math></b> $Y_{Eagesh1}(0-Z_{mir}) = (Z_{mir} * E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha))/2 + Z_{mir} * E_{agh1}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha))/2) / (E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)) + E_{agh1}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)))$	0,45
		Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel), Horizontalkomponente	$E_{agesh1}$	[kN]	$E_{agesh1} = E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)) + E_{ah}(Z_{mir}/\cos(\alpha) - h_{s(s)}/\cos(\alpha)) + E_{agh1}$	77,01
		Angriffspunkt der Resultierenden Erddruckkraft (senkrechter Schenkel)	$Y_{Eagesh1}$	[m]	$Y_{Eagesh1} = ((2/3) * E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)) * Z_{mir} + (1/(6 * \cos(\alpha))) * (h_{s(s)} - Z_{mir}) * ((h_{s(s)} + 2 * Z_{mir}) * e_{agh1}(Z_{mir}/\cos(\alpha)) + e_{ach1}) * (2 * h_{s(s)} + Z_{mir})) + E_{agh1} * h_{s(s)}/2) / (E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)) + E_{ah}(Z_{mir}/\cos(\alpha) - h_{s(s)}/\cos(\alpha)) + E_{agh1})$ <b>bzw. wenn <math>e_{min} = 5 \text{ kN/m}^2</math></b> $Y_{Eagesh1} = ((1/2) * E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)) * Z_{mir} + (1/(6 * \cos(\alpha))) * (h_{s(s)} - Z_{mir}) * e_{agh1}(Z_{mir}/\cos(\alpha)) + (e_{agh1}(h_{s(s)}/\cos(\alpha)) + e_{ach1}) * (2 * h_{s(s)} + Z_{mir})) + E_{agh1} * h_{s(s)}/2) / (E_{ah}(0-Z_{mir}/\cos(\alpha)) + E_{ah}(Z_{mir}/\cos(\alpha) - h_{s(s)}/\cos(\alpha)) + E_{agh1})$ <b>oder bei <math>c=0: X_{Eagesh1} = (2 * h_{s(s)}/3 * E_{ah}(0 - h_{s(s)}/\cos(\alpha)) + E_{agh1} * h_{s(s)}/2) / (E_{ah}(0 - h_{s(s)}/\cos(\alpha))) + E_{agh1}</math></b>	3,91
		Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel)	$E_{ages1}$	[kN]	$E_{ages1} = E_{agesh1} / (\cos(\delta_{a1} - \alpha))$	83,87
		Gesamte aktive Erddruckkraft unter Berücksichtigung des Mindestdrucks (senkrechter Schenkel), Vertikalkomponente	$E_{agesv1}$	[kN]	$E_{agesv1} = E_{ages1} * \sin(\delta_{a1} - \alpha)$	33,22

**ALTERNATIVES BERECHNUNGSVERFAHREN ZUR ERDDRUCKERMITTLUNG NACH EN 1997-1(2004), Anhang C.2**

Scherparameter  $\varphi$ ,  $c$ ,  $\delta$  und  $\alpha$  sind als negative Werte einzusetzen

Parameter	Symbol	Einheit	Formel	Wert
Reibungswinkel	$\varphi$	[°]		-35,0
Kohäsion	$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]		-5,00
Neigungswinkel der äquivalenten Belastung	$\beta_0 = \beta$	[°]		10,00
Winkel zwischen Vertikalen und Wandneigung	$\theta$	[°]		0,0
Wahl der Parameter $\delta$ und $\alpha$ :				Richtig
Neigungswinkel des Erddrucks	$\delta$	[°]	$\alpha/c = \tan(\delta)/\tan(\varphi)$	-0,41
Adhäsion zwischen Wand und Boden	$\alpha$	[°]	Annahme	-3,08
Winkel zwischen Geländeoberfläche (hinter der Wand ansteigend) und der Austrittstangente der Gleitfläche	$m_t$	[°]	$\cos(2 * m_t + \varphi + \beta_0) = \sin(\beta_0)/\sin(\varphi) \rightarrow m_t = (\arccos(\sin(\beta_0)/\sin(\varphi)) - \varphi - \beta_0)/2$	66,3
Winkel zwischen Wandnormalen und Gleitlinie	$m_w$	[°]	$\cos(2 * m_w + \varphi + \delta) = \sin(\delta)/\sin(\varphi) \rightarrow m_w = (\arccos(\sin(\delta)/\sin(\varphi)) - \varphi - \delta)/2$	52,3
Tangentendrehung längs der Gleitlinie	$v$	[°]	$v = m_t + \beta - m_w - \theta$	23,98
Beiwert für Normalkomponente des Erddrucks infolge einer Auflast normal zur Geländeoberfläche	$K_n$	[-]	$K_n = (1 + \sin(\varphi) * \sin(2 * m_w + \varphi)) * (\exp(2 * v * \tan(\varphi)) / (1 - \sin(\varphi) * \sin(2 * m_t + \varphi)))$ mit $v$ im Bogenmaß	0,16
Beiwert für eine vertikale Auflast, bezogen auf die Horizontalprojektion	$K_q$	[-]	$K_q = K_n * \cos^2(\beta)$	0,16
Beiwert für Kohäsionsanteil	$K_c$	[-]	$K_c = (K_n - 1) * \cot(\varphi)$	1,19
Beiwert für Anteil aus Eigengewicht des Bodens	$K_y$	[-]	$K_y = K_n * \cos(\beta) * \cos(\beta - \theta)$	0,16

Vergleich mit anderen Beiwerten in den Normen möglich

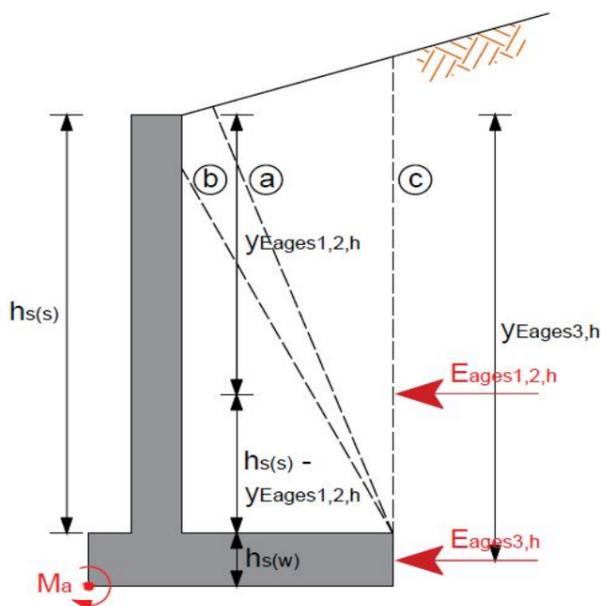
**Weitere Vorgehensweise:**

Herangehensweise je nach nationalen Bestimmungen analog, nur mit den hier berechneten Beiwerten

**MOMENTENBESTIMMUNG FÜR SCHEMATISCHEN KIPP-NACHWEIS (Abschnitt 4.5)**  
**ohne Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte und des Eigengewichts**

$\varphi$	[°]	35,00	[rad]	0,61
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00		
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22,00		
$\beta$	[°]	0,00	[rad]	0,00
$h_{s(w)}$	[m]	0,70		
$h_{s(s)}$	[m]	5,50		

**Äußere Standsicherheit**



**ÖNORM**

	Fall a) $h_{s(s)}$	Fall a) $h_t$	Fall b)
$E_{a,ges1,2,h}$	90,17 kN	90,17 kN	89,92 kN
$Y_{Ea,ges1,2,h}$	3,67 m	3,67 m	3,68 m
$E_{a,ges3,h}$	20,22 kN	20,22 kN	20,22 kN
$Y_{Ea,ges3,h}$	5,86 m	5,86 m	5,86 m

$$M_a = E_{a,ges1,2,h} * (h_{s(s)} - Y_{Ea,ges1,2,h} + h_{s(w)}) + E_{a,ges3,h} * (h_{s(w)} - (Y_{Ea,ges3,h} - h_{s(s)}))$$

$M_a =$	235,37 kNm	$M_a =$	235,37 kNm	$M_a =$	233,94 kNm
---------	------------	---------	------------	---------	------------

**DIN**

	Fall a) $h_{s(s)}$	Fall a) $h_t$	Fall b)	Fall c)
$E_{agesh,1,2}$	90,17 kN	90,17 kN	89,92 kN	90,17 kN
$Y_{Eagesh,1,2}$	3,67 m	3,67 m	3,68 m	3,67 m
$E_{agesh,3}$	20,22 kN	20,22 kN	20,22 kN	24,41 kN
$Y_{Eagesh,3}$	5,86 m	5,86 m	5,86 m	5,86 m

$$M_a = E_{agesh,1,2} * (h_{s(s)} - Y_{Eagesh,1,2} + h_{s(w)}) + E_{agesh,3} * (h_{s(w)} - (Y_{Eagesh,3} - h_{s(s)}))$$

$M_a =$	235,37 kNm	$M_a =$	235,37 kNm	$M_a =$	233,94 kNm	$M_a =$	236,81 kNm
---------	------------	---------	------------	---------	------------	---------	------------

**SIA**

	Fall a) $h_{s(s)}$	Fall a) $h_t$	Fall b)
$E_{agesh1,2}$	114,61 kN	114,61 kN	113,97 kN
$Y_{Eagesh1,2}$	3,67 m	3,67 m	3,68 m
$E_{agesh3}$	20,22 kN	20,22 kN	20,22 kN
$Y_{Eagesh,3}$	5,86 m	5,86 m	5,86 m

$$M_a = E_{agesh1,2} * (h_{s(s)} - Y_{Eagesh1,2} + h_{s(w)}) + E_{agesh3} * (h_{s(w)} - (Y_{Eagesh3} - h_{s(s)}))$$

$M_a =$	297,27 kNm	$M_a =$	297,27 kNm	$M_a =$	293,59 kNm
---------	------------	---------	------------	---------	------------

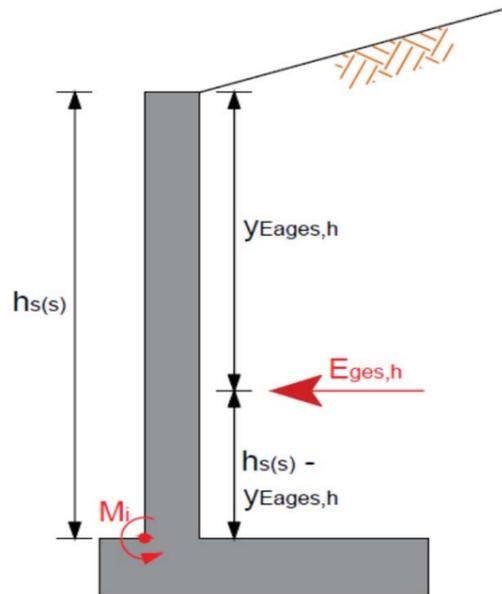
	Moment in Bezug zur ÖNORM [%]			
	ÖNORM	DIN	SIA	DIN Fall c)
Fall a)	100,0	100,0	126,3	100,6
Fall b)	100,0	100,0	125,5	101,2

Prozentwerte immer bezogen auf den Wert der ÖNORM im jeweiligen Fall

**MOMENTENBESTIMMUNG FÜR SCHEMATISCHEN KIPP-NACHWEIS (Abschnitt 4.5)**  
ohne Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte und des Eigengewichts

$\varphi$	[°]	35,00	[rad]	0,61
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00		
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22,00		
$\beta$	[°]	0,00	[rad]	0,00
$h_{s(w)}$	[m]	0,70		
$h_{s(s)}$	[m]	5,50		

**Innere Standsicherheit**



ÖNORM		
Nachgiebiger Schenkel: $E_a$	Unnachgiebiger Schenkel: a) $E_0$	Unnachgiebiger Schenkel: b) $E_a + E_0$
$E_{a,ges,h} = 74,68$ kN	$E_{a,ges,h} = 141,89$ kN	$E_{a,ges,h} = 140,81$ kN
$y_{Ea,ges,h} = 3,67$ m	$y_{Ea,ges,h} = 3,67$ m	$y_{Ea,ges,h} = 3,69$ m
$M_i = - E_{a,ges,h} * (h_{s(s)} - y_{Ea,ges,h})$		
$M_i = -136,91$ kNm	$M_i = -260,14$ kNm	$M_i = -254,69$ kNm

DIN		
$E'_a$ (Gudehus)	$E'_a$ (Goldscheider)	$E'_a$ (Weißenbach)
$E_{agesh} = 108,28$ kN	$E_{agesh} = 108,28$ kN	$E_{agesh} = 108,28$ kN
$y_{Eagesh} = 3,67$ m	$y_{Eagesh} = 3,67$ m	$y_{Eagesh} = 3,67$ m
$M_i = - E_{agesh} * (h_{s(s)} - y_{Eagesh})$		
$M_i = -198,52$ kNm	$M_i = -198,52$ kNm	$M_i = -198,52$ kNm

Die Werte unterscheiden sich nur im Falle  $\alpha \neq 0$  &  $\beta \neq 0$

SIA		
$E_a$	$E_0$	
$E_{agesh} = 74,68$ kN	$E_{agesh} = 141,89$ kN	
$y_{Eagesh} = 3,67$ m	$y_{Eagesh} = 3,67$ m	
$M_i = -E_{agesh} * (h_{s(s)} - y_{Eagesh})$		
$M_i = -136,91$ kNm	$M_i = -260,14$ kNm	

	Moment [%] in Bezug zur ÖNORM: $E_0$			
	ÖNORM	DIN: $E'_a$		SIA
		Gudehus	Goldscheider	Weißenbach
$E_a$	52,6	76,3		52,6
$E_0$	100,0			100,0
$E_a$ (oben) & $E_0$ (unten)	97,9			-

Prozentwerte immer bezogen auf den Wert der ÖNORM bei Ansatz von  $E_0$