

Berechnungsgrundlagen für Baugruben in normalkonsolidierten weichen bindigen Böden

H.-G. Kempfert, M. Stadel

Zusammenfassung Für die Berechnung von Baugruben in normalkonsolidierten weichen bindigen Böden liegen bisher noch keine allgemein verbindlichen Empfehlungen vor. Die Vermeidung bzw. Verringerung von Bauschäden hängt wesentlich von der Wahl der Berechnungsgrundlagen für die Ermittlung des Erddrucks auf Baugrubenumschließungen in weichen bindigen Böden ab. Aufgrund von Erfahrungen bei entsprechenden Baumaßnahmen im süddeutschen Raum werden Vorschläge über die zweckmäßige Vorgehensweise bei der Berechnung des Erddrucks dargestellt. Es wird die Ermittlung des Erddrucks in weichen bindigen Böden sowohl mit undrained als auch mit drained Scherparametern und weiterhin das Problem des Aufbruchs der Baugrubensohle bei breiten Baugruben behandelt. Die Anwendung der dargestellten Berechnungs- und Bemessungsgrundlagen wird an einem Berechnungsbeispiel erläutert.

Calculation of excavations in normally consolidated soft ground

Abstract There are no generally accepted recommendations for the calculation of excavations in normally consolidated soft ground. To avoid or at least to reduce construction damages the choice of the calculation principles for the determination of the earth pressure is relevant on excavations in soft ground. Due to experiments with those kind of structures in the region of South Germany recommendations for suitable proceedings in the determination of the earth pressure are given. The earth pressure computation in soft ground with drained and undrained shear parameters is dealt with as well as the problem of basal heave in wide excavations. Finally the application of the calculation principles is shown in an calculation example.

1

Einführung

Die Berechnung und Ausführung von Baugruben in normalkonsolidierten weichen bindigen Böden erfordert höchste planerische Anforderungen und ausführungstechnische Sorgfalt, um Bauschäden zu vermeiden. Besonders die Ausführung von Baugruben in innerstädtischen Gebieten erweist sich immer wieder als problematisch, was Erfahrungen mit Ausführungsbeispielen von zum Teil erheblichen Beeinträchtigungen der Nachbarbebauung zeigen [1, 2, 3].

Die derzeit geltenden nationalen und internationalen Regelwerke zur Erddruckberechnung behandeln die Ermittlung von Belastungsansätzen und Konstruktionen von Baugrubenumschließungen in weichen bindigen Böden nur unzureichend. International sind seit 1989 Bemühungen im ISSMFE Technical Committee TC-28 zum Thema Underground Con-

struction in Soft Ground im Gange, die in Symposien zusammengetragen wurden, z.B. [4]. National sieht der Arbeitskreis Baugruben [5] vor, in nächster Zeit spezielle Empfehlungen zur Berechnung von Baugruben in weichen bindigen Böden herauszugeben. Unter dem Begriff weiche bindige Böden werden hier Böden mit der Konsistenzzahl $I_c \leq 0,75$ verstanden.

Ziel des vorliegenden Beitrags ist es, eine zusammenfassende Darstellung des bisherigen Kenntnisstandes über die Berechnungsgrundlagen für Baugruben in normalkonsolidierten weichen bindigen Böden aufzuzeigen, sofern sie für die praktische Fragestellung von Bedeutung sind. Weiterhin werden aufgrund von Erfahrungen bei entsprechenden Baumaßnahmen Vorschläge über zweckmäßige Vorgehensweisen zur Ermittlung von Belastungsansätzen für Baugrubenumschließungen mitgeteilt, um möglichst einheitliche Berechnungs- und Bemessungsgrundlagen zu schaffen, die es ermöglichen, Bauschäden weitgehend auszuschließen oder wenigstens auf ein verträgliches und tolerierbares Maß zu reduzieren. Der Beitrag soll auch zur Diskussion anregen, deren Ergebnisse in die geplanten Empfehlungen der EAB eingebracht werden können.

Es wird darauf hingewiesen, daß die möglichst wirklichkeitsnahe Berechnung von Baugruben nur eine Komponente im Hinblick auf die Reduzierung und Vermeidung von Bauschäden in diesen sehr sensiblen Böden darstellt. Weitere wichtige Komponenten stellen schonende, auf die besonderen Baugrundverhältnisse ausgerichtete Bauverfahren sowie große Sorgfalt bei der Bauausführung dar.

2

Scherfestigkeit weicher bindiger Böden

Da die Entwicklung des Porenwasserdrucks bis zum Erreichen der Grenztragfähigkeit des Bodens bisher noch nicht ausreichend genau ermittelt werden kann, hat sich zur Berechnung des für normalkonsolidierte weiche bindige Böden i.d.R. maßgebenden Anfangsgrenzstandes die $\phi=0$ Analyse unter Verwendung der undrained Scherfestigkeit c_u als Anfangsgrenztragfähigkeit bei im Verhältnis zur Konsolidationsdauer schneller Belastung durchgesetzt [6, 7, 8].

Durch Bezug auf eine geeignete charakteristische Spannung wie z.B. die Konsolidierungsspannung σ'_{vc} , unter der der Boden auskonsolidiert ist (effektiver Überlagerungsdruck), läßt sich die undrained Scherfestigkeit c_u normalkonsolidierter weicher bindiger Böden durch eine lineare Korrelation zwischen der auf die effektive Spannung σ'_{vc} bezogene undrained Scherfestigkeit c_u beschreiben [9, 10, 11]:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = \text{const.} \quad (1)$$

Die praktische Erfahrung zeigt jedoch, daß c_u nicht immer linear mit der Tiefe zunimmt. Bereits eine geringe Vorbelaugung aus Auflasten durch Altbebauung oder die oberflächennahe Austrocknung des Bodens reichen aus, um c_u

Univ.-Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert
Fachgebiet Geotechnik, Universität-Gh Kassel, 34109 Kassel

Dipl.-Ing. M. Stadel
Kempfert+Partner GmbH, Konstanz

streuen zu lassen. In unvollständig konsolidierten Schichten kann das Tiefenprofil von c_u bereichsweise auch näherungsweise konstant verlaufen.

Die Größe der bezogenen undrännierten Scherfestigkeit läßt sich im Labor aus anisotrop konsolidierten Triaxialversuchen oder im Feld aus Flügelsondierungen und Drucksondierungen bestimmen. Sofern c_u aus Flügelsondierungen bestimmt wird, ist der Meßwert der undrännierten Scherfestigkeit τ_f üblicherweise in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl des Bodens für $I_p > 20\%$ mit einem Reduktionsfaktor μ_R nach Fig. 1 zur Berücksichtigung der schnellen Belastungs- bzw. Verformungsgeschwindigkeit, unter der die Grenztragfähigkeit des Bodens herbeigeführt wird, abzumindern [12 bis 15]:

$$c_u = \tau_f \cdot \mu_R \quad (2)$$

In Tabelle 1 sind unterschiedliche Beziehungen für die Größe der bezogenen undrännierten Scherfestigkeit entsprechend Gl. 1 abhängig von der Versuchsart (Feld- oder Laborversuch) zusammengestellt.

Tabelle 1 gilt für normalkonsolidierte weiche bindige Böden ohne organische Anteile. Für Böden mit organischen Anteilen kann die Größe der undrännierten Scherfestigkeit nach den Beziehungen in Tabelle 1 erheblich unterschätzt werden [18]. Für die undrännierte Scherfestigkeit überkonsolidierter Böden gelten andere Beziehungen [21].

Ein weiterer wichtiger Punkt, der bei der Ermittlung der undrännierten Scherfestigkeit neben dem Einfluß der Bela-

stungs- bzw. Verformungsgeschwindigkeit berücksichtigt werden muß, ist die Anisotropie von weichen bindigen Böden in bezug auf die Beanspruchungsrichtung. Es wird hierbei zwischen der strukturbedingten Anisotropie, die auch als inhärente Anisotropie bezeichnet wird und dadurch gekennzeichnet ist, wie die Bodenteilchen zur Sedimentations- bzw. Konsolidationsrichtung ausgerichtet sind, und der induzierten Anisotropie infolge verformungsbedingter Umorientierung der Bodenteilchen unterschieden. Ansatzweise läßt sich der Einfluß der strukturbedingten Anisotropie auf die undrännierte Scherfestigkeit im Triaxialversuch ermitteln. Keine Drehung der Hauptspannungsachsen zwischen Konsolidations- und Bruchzustand entspricht der triaxialen Kompression und damit dem Beanspruchungszustand des aktiven Erddrucks hinter der Wand. Die Drehung der Hauptspannungsachsen um 90° entspricht der triaxialen Extension und damit dem Beanspruchungszustand des passiven Erddrucks vor der Wand.

Nach [22] beträgt das Verhältnis der bezogenen undrännierten Scherfestigkeit zwischen triaxialer Extension (TE) und triaxialer Kompression (TC)

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{TE} = 0,4 \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{TC} \quad (8)$$

und nach [23]

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{TE} = 0,5 \cdot \left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{TC} \quad (9)$$

In [19] wird die in Fig. 2 dargestellten Beziehungen für die Größe der bezogenen undrännierten Scherfestigkeit bei triaxialer Kompression und triaxialer Extension in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl des Bodens angegeben.

Nach [22] wird vorgeschlagen, den Einfluß der strukturbedingten Anisotropie für die Größe der aus Flügelsondierungen ermittelten Scherfestigkeit τ_f durch den Korrekturbeiwert μ_A zu berücksichtigen:

$$c_u = \tau_f \cdot \mu_A \quad (10)$$

Für weiche bindige Böden mit Plastizitätszahlen $I_p < 50\%$ wird μ_A für den Fall der triaxialen Kompression mit 1,5 und für den Fall der triaxialen Extension mit 0,5 vorgeschlagen.

Sofern die Größe der bezogenen undrännierten Scherfestigkeit nicht unmittelbar durch Feldversuche bestimmt wird, haben sich im süddeutschen Raum die Anwendung der Gln. 6 und 7 in Tabelle 1 als zutreffend erwiesen. Eine allge-

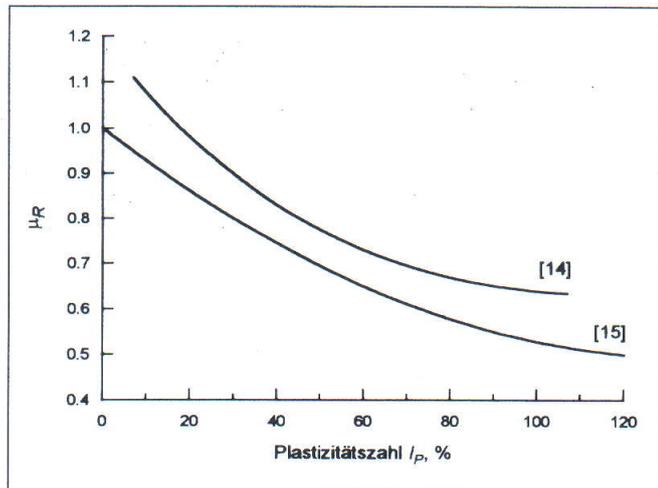


Fig. 1. Abminderungsfaktor für Scherfestigkeit aus Flügelsondierungen nach [14, 15]. - Rate factor for vane test after [14, 15]

Tabelle 1. Größe der bezogenen undrännierten Scherfestigkeit normalkonsolidierter weicher bindiger Böden für $I_p < 60\%$

Beziehung	Gleichung	Quelle
$\frac{\tau_f}{\sigma'_{vc}} = 0,22$	(3)	[16]
$\frac{\tau_f}{\sigma'_{vc}} = 0,2 + 0,0024 \cdot \log I_p (\%)$	(4)	[17]
$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = 0,11 + 0,0037 \cdot \log I_p (\%)$	(5)	[11]
$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = 0,23 \pm 0,04$	(6)	[18, 19]
$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = 0,26$	(7)	[20]

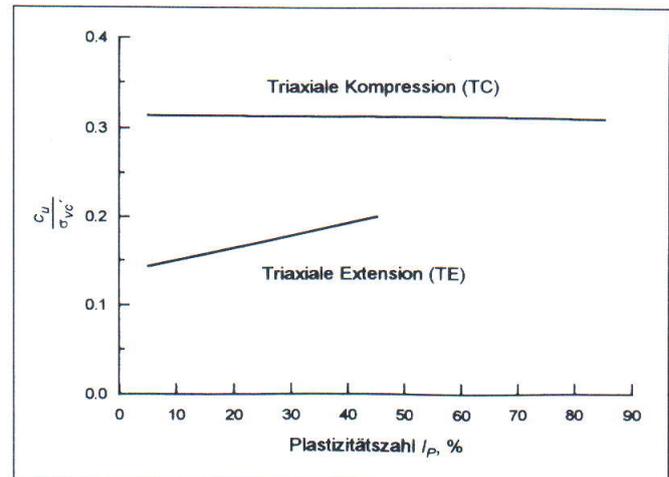


Fig. 2. Bezogene undrännierte Scherfestigkeit bei triaxialer Kompression und Extension nach [19]. - Undrained strength anisotropy from triaxial tests after [19]

meingültige Empfehlung für die Anwendung der in Tabelle 1 aufgeführten Korrelationsbeziehungen läßt sich jedoch nicht angeben.

3

Berechnung des Erddrucks mit undrännierten Scherparametern

3.1

Effektive und totale Spannung

Die Ermittlung des Erddrucks für Baugruben beinhaltet i.a. die effektive Erddruckspannung infolge Bodeneigengewicht und Auflast, wobei ein möglicher Wasserdruck gesondert ermittelt wird. Für Baugruben in weichen bindigen Böden kann es zweckmäßig sein, die totale Spannung unter Verwendung der Wichte des gesättigten Bodens zu bestimmen. Insofern wird nachfolgend zwischen der Belastung aus effektiver und totaler Spannung unterschieden.

Die Vorgehensweise zur Berechnung des Erddrucks wird am Schluß des Beitrags in einem Beispiel erläutert.

3.2

Erdruhedruck

Die effektive Ruhedruckspannung auf eine unverschieblich gedachte senkrechte Wand infolge Bodeneigengewicht mit der Wichte γ' des Bodens unter Auftrieb läßt sich für horizontales Gelände zu

$$e_0(z) = \sigma'_x(z) = \sigma'_z(z) \cdot K_0 = \gamma' \cdot z \cdot K_0 \quad (11)$$

mit K_0 als Erdruhedruckbeiwert ermitteln. Die totale Ruhedruckspannung des gesättigten Bodens mit der Wichte γ , als Summe der effektiven Erdruhedruckspannung $e_0(z)$ und dem hydrostatischen Wasserdruck $u_0(z)$ läßt sich mit Hilfe des totalen Ruhedruckbeiwertes

$$K_0^{\text{tot}} = K_0 + (1 - K_0) \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_r} \quad (12)$$

zu

$$\sigma_x(z) = \sigma_z(z) \cdot K_0^{\text{tot}} = \gamma_r \cdot z \cdot K_0^{\text{tot}} \quad (13)$$

ermitteln.

Tabelle 2. Größe von K_0 für normalkonsolidierte weiche bindige Böden

Beziehung	Gleichung	Quelle
$K_0 = 0,19 + 0,233 \cdot \log I_p (\%)$	(14)	[24]
$K_0 = 0,24 + 0,31 \cdot \log I_p (\%)$	(15)	[25]
$K_0 = 10^{(0,00275 \cdot (w_L - 20\%) - 0,2676)}$	(16)	[26]

Zur Ermittlung von K_0 für normalkonsolidierte weiche bindige Böden sind in Tabelle 2 empirische Beziehungen in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl und Fließgrenze des Bodens aufgeführt.

3.3

Aktiver Erddruck

Für den Fall der mit der Tiefe konstant verlaufenden undrännierten Scherfestigkeit ermittelt sich die effektive aktive Erddruckspannung infolge Bodeneigengewicht als unterer Grenzwert des Erddrucks für den Rankineschen Sonderfall im Anfangszustand zu

$$e_a(z) = \sigma'_x(z) = \sigma'_z(z) - 2 \cdot c_u \quad (17)$$

Im Fall der mit der Tiefe linear zunehmenden undrännierten Scherfestigkeit läßt sich in Anlehnung an die Schreibweise nach [27] für das Verhältnis der bezogenen undrännierten Scherfestigkeit

$$\lambda_{cu} = \frac{c_u}{\sigma'_{vc}} \quad (18)$$

Gleichung 17 wie folgt schreiben:

$$e_a(z) = \sigma'_x(z) = \sigma'_z(z) - 2 \cdot \lambda_{cu} \cdot \sigma'_{vc} \quad (19)$$

Die Größe der effektiven aktiven Erddruckspannung infolge Bodeneigengewicht und einer an der Oberfläche der betrachteten Schicht wirkenden vertikalen effektiven Auflastspannung p' hinter einer senkrechten Wand (Fig. 3) ermittelt sich mit dem effektiven aktiven Erddruckbeiwert nach Gl. 20 in Tabelle 3 zu

$$e_a(z) = \sigma'_x(z) = \sigma'_z(z) \cdot K_a = (\gamma' \cdot z + p') \cdot K_a \quad (21)$$

Bei gleichzeitiger Berücksichtigung der im gesättigten Boden wirkenden effektiven aktiven Erddruckspannung $e_a(z)$ und dem hydrostatischen Wasserdruck $u_0(z)$ ermittelt sich die totale aktive Spannung infolge Bodeneigengewicht und Wasserdruck mit dem totalen aktiven Beiwert nach Gl. 22 in Tabelle 3 zu

$$\sigma_x(z) = \sigma_z(z) \cdot K_a^{\text{tot}} = \gamma_r \cdot z \cdot K_a^{\text{tot}} \quad (23)$$

Für die totale aktive Spannung nach Gl. 23 und einer an der Oberfläche der betrachteten Schicht wirkenden vertikalen totalen Auflastspannung p (Fig. 3) ergibt sich kein konstanter, sondern ein von der Tiefe abhängiger Beiwert. Es erscheint jedoch als ausreichend genau, bei nicht zu großer Schichtdicke den veränderlichen Beiwert näherungsweise in Höhe der halben Schichtdicke als konstante Größe nach Gl. 24 in Tabelle 3 zu ermitteln. Die totale aktive Spannung ermittelt sich dann näherungsweise zu

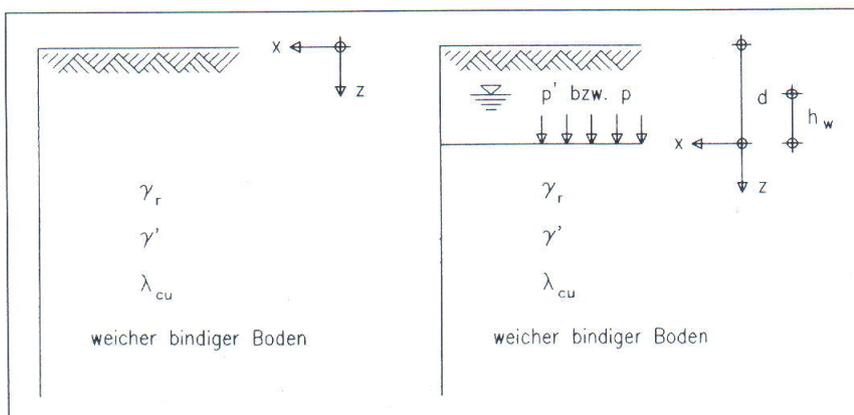


Fig. 3. Bezeichnungen für Erddruckberechnung. - Indications for earth pressure calculation

Tabelle 3. Effektive und totale Erddruckbeiwerte

Beziehung	Gleichung
$K_a = 1 - \frac{2 \cdot \lambda_{cu} \cdot \gamma' \cdot z}{\gamma' \cdot z}$	(20)
$K_a^{tot} = 1 - \frac{2 \cdot \lambda_{cu} \cdot \gamma' \cdot z}{\gamma_r \cdot z} = 1 - 2 \cdot \lambda_{cu} \cdot \frac{\gamma'}{\gamma_r}$	(22)
$K_a^{tot}(z) = 1 - \frac{2 \cdot \lambda_{cu} \cdot (\gamma' \cdot z + p)}{\gamma_r \cdot z + p}$	(24)

$$\sigma_x(z) = \sigma_z(z) \cdot K_a^{tot}(z) \approx (\gamma_r \cdot z + p) \cdot \bar{K}_a^{tot} \quad (25)$$

Nach [5] kann bei gestützten Baugrubenwänden in weichen bindigen Böden i.a. mit der klassischen Erddruckverteilung gerechnet werden. Läßt sich die Erddruckverteilung nicht mit ausreichender Genauigkeit abschätzen, sollten die möglichen Erddruckverteilungen eingegrenzt oder die angenommenen Ansätze durch Messungen am Verbau überprüft werden.

3.4 Erdwiderstand

Die Größe der effektiven passiven Erddruckspannung infolge Bodeneigengewicht als oberer Grenzwert des Erddrucks läßt sich für den Rankineschen Sonderfall im undrännierten Anfangszustand zu

$$e_p(z) = \sigma'_x(z) = \sigma'_z(z) + 2 \cdot c_u \quad (26)$$

ermitteln. Mit der Größe λ_{cu} für das Verhältnis der bezogenen undrännierten Scherfestigkeit läßt sich Gl. 26 wie folgt schreiben:

$$e_p(z) = \sigma'_x(z) = \sigma'_z(z) + 2 \cdot \lambda_{cu} \cdot \sigma'_{vc} \quad (27)$$

Für die Anwendung von Gl. 27 ist nach den Darstellungen in Abschnitt 2 zu berücksichtigen, daß die Größe der undrännierten Scherfestigkeit für Beanspruchungszustände, die der triaxialen Extension vergleichbar sind, aufgrund der strukturbedingten Anisotropie weicher bindiger Böden etwa nur zur Hälfte angesetzt werden darf, womit sich die mobilisierbare effektive passive Erddruckspannung auf

$$e_p(z) = \sigma'_x(z) = \sigma'_z(z) + \lambda_{cu} \cdot \sigma'_{vc} \quad (28)$$

reduziert.

Für den Erdwiderstand vor einer Baugrubenwand ist es nicht mehr möglich, wie im Fall der aktiven Erddruckspannung hinter der Wand, diese geschlossen über einen passiven Erddruckbeiwert K_p darzustellen, da die horizontale Erddruckspannung in Höhe der Baugrubensohle von Null verschieden ist.

Neben der strukturbedingten Anisotropie weicher bindiger Böden muß weiterhin berücksichtigt werden, daß der Grenzzustand des Bodens erst nach relativ großen Gestaltsänderungen erreicht werden, d.h. der Boden verhält sich sehr weich und kann erst nach größeren Verformungen die volle Größe des Erdwiderstandes mobilisieren. Zur Begrenzung der Verformungen im Bereich des Fußauflagers einer Wand ist deshalb beim Ansatz des Erdwiderstandes nach [5] die Sicherheit η_p zu berücksichtigen.

4

Berechnung des Erddrucks mit drännierten Scherparametern

Bei der Ermittlung der aktiven Erddruckspannung mit Hilfe des Erddruckbeiwertes

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'_s}{1 + \sin \varphi'_s} \quad (29)$$

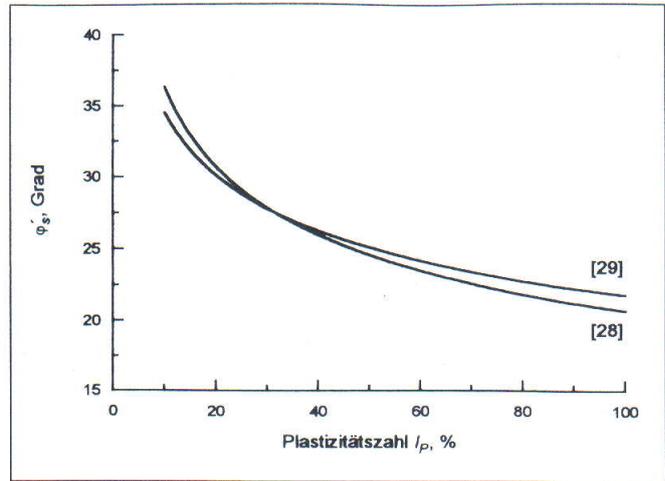


Fig. 4. Winkel der Gesamtscherfestigkeit nach [28, 29]. - Angle of shearing resistance under drained conditions after [28, 29]

unter Verwendung des Winkels der Gesamtscherfestigkeit φ'_s , der aus der Grenzbedingung des maximalen Hauptspannungsverhältnisses ermittelt wird und Scherfestigkeitsanteile aus Reibung und Kohäsion enthält [27], muß berücksichtigt werden, daß die volle Größe von φ'_s erst nach größeren Verformungen des Bodens mobilisiert werden kann und deshalb für die Berechnung von wenig nachgiebig und annähernd unnachgiebig gestützten Baugrubenwänden nicht angewendet werden sollte oder als Rechenwert angemessen abgemindert werden muß.

Fig. 4 zeigt die Größe für den Winkel der Gesamtscherfestigkeit für normalkonsolidierte bindige Böden in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl des Bodens nach [28, 29].

Weiterhin ist bei der Ermittlung der passiven Erddruckspannung mit Hilfe des Erddruckbeiwertes

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'_s}{1 - \sin \varphi'_s} \quad (30)$$

zu berücksichtigen, daß sich die Größe von φ'_s für triaxiale Extension nur unwesentlich von der für triaxiale Kompression unterscheidet [30], womit sich der Einfluß der strukturbedingten Anisotropie weicher bindiger Böden durch den Winkel der Gesamtscherfestigkeit nicht berücksichtigen läßt. Beim Ansatz des Erdwiderstandes im Bereich des Fußauflagers einer Wand ist deshalb eine ausreichende Sicherheit η_p zu wählen.

5

Aufbruch der Baugrubensohle

Für die Standsicherheit von Baugruben in weichen bindigen Böden gewinnt mit zunehmender Aushubtiefe der Grundbruch durch Aufbruch der Baugrubensohle an Bedeutung. Die Gefahr des Aufbruchs der Baugrubensohle bzw. des Umfließens des Bodens einer Baugrubenwand infolge der Aushubentlastung wurde bereits früh erkannt, und es wurden entsprechende Ansätze für den rechnerischen Nachweis von breiten und schmalen Baugruben vorgeschlagen [31, 32].

Nachfolgend wird ein Standsicherheitsnachweis für breite Baugruben vorgeschlagen, der die strukturbedingte Anisotropie weicher bindiger Böden berücksichtigt. Als mögliche Bruchmechanismen werden die Situationen in Fig. 5 mit und ohne Einbindung der Baugrubenwand betrachtet. In beiden Fällen berücksichtigt der Bruchmechanismus das Absacken eines parallel zur Baugrubenwand begrenzten Bodenkörpers, der in Höhe des Wandfußes an den Prandlschen Grundbruchkörper anschließt. Wie zu erkennen ist, richtet

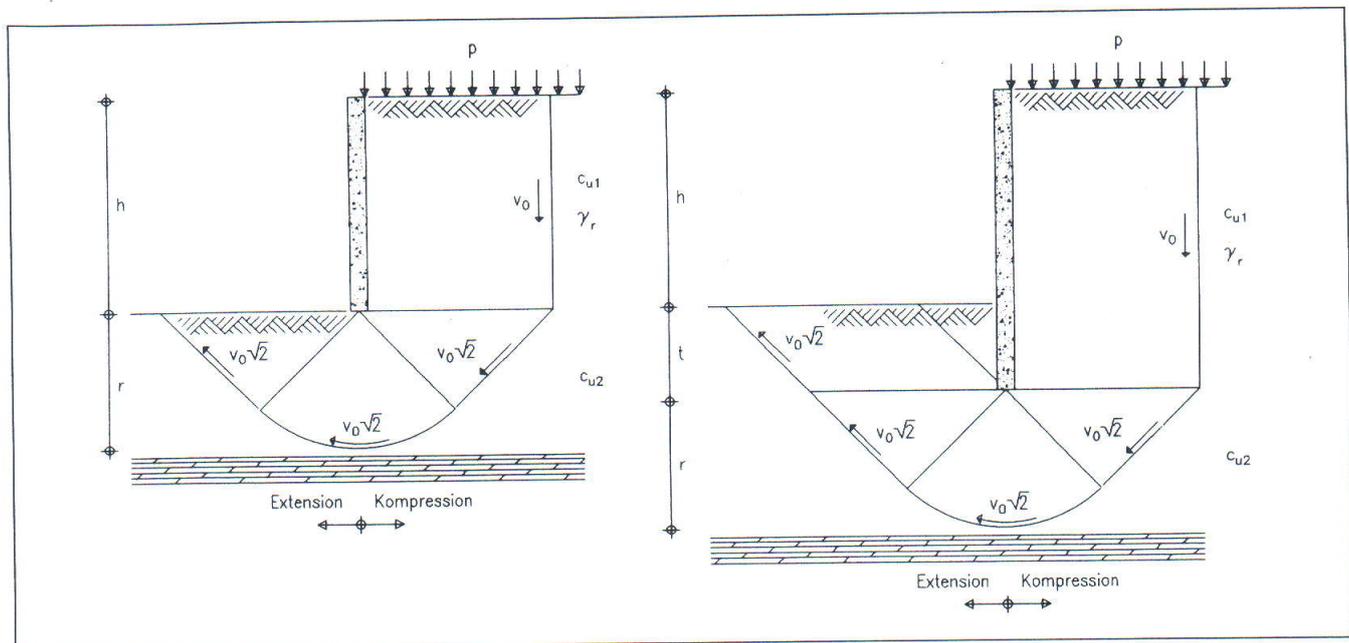


Fig. 5. Bruchmechanismen für den Aufbruch der Baugrubensohle. - Failure mechanisms for basal heave analysis

sich die Breite des Bodenkörpers nach der Tiefe der Grundbruchfigur, die ggf. durch eine tieferliegende tragfähige Bodenschicht begrenzt werden kann. Die Baugrubenwand selbst wird als unverschieblich und ausreichend standsicher angenommen.

Als Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle wird das Verhältnis zwischen der aus Volumenkräften sowie aus äußeren Lasten verrichteten Arbeit *A* und der innerhalb der Gleichflächen dissipierten Arbeiten *D* definiert:

$$\eta = \frac{D}{A} \tag{31}$$

Zur Vereinfachung werden für die Größe der undränierten Scherfestigkeit ober- und unterhalb des Wandfußes gleiche Größen eingeführt, die als gewogene Mittelwerte der Kohäsion über die Tiefenbereich ermittelt werden. Für den gesamten, vor der Baugrubenwand gelegenen Boden unterhalb der Baugrubensohle wird die Größe der undränierten Scherfestigkeit zur Berücksichtigung der strukturbedingten Anisotropie auf die Hälfte abgemindert. Auf eine weitere Abminderung der undränierten Scherfestigkeit vor der Wand wird verzichtet, da der Nachweis gegen Aufbruch der Baugrubensohle mit der Sicherheit nach Gl. 31 gegen den rechnerischen Grenzzustand geführt wird.

Für den Fall ohne Einbindung der Baugrubenwand ermittelt sich die rechnerische Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle mit den Bezeichnungen in Fig. 5 zu

$$\eta = \frac{h \cdot c_{u1} + 6,87 \cdot r \cdot c_{u2}}{r \cdot \sqrt{2} \cdot (h \cdot \gamma_r + p)} \tag{32}$$

und im Fall mit Einbindung der Wand zu

$$\eta = \frac{c_{u1} \cdot (3 \cdot t + h) + 6,87 \cdot r \cdot c_{u2}}{r \cdot \sqrt{2} \cdot (h \cdot \gamma_r + p)} \tag{33}$$

Sofern ein Bauwerk im Einflußbereich der Baugrube steht, können auch andere Bruchmechanismen als nach Fig. 5 maßgebend sein.

Auf den Fall der geringen Breite des absackenden Bodenkörpers und der damit verbundenen Vortäuschung einer zu großen rechnerischen Sicherheit wurde bereits in [33] hingewiesen. Die Breite des absackenden Bodenkörpers ist des-

halb so zu variieren, daß sich für die Sicherheit nach den Gln. 32 und 33 ein Minimum ergibt. Im Falle einer tieferliegenden tragfähigen Bodenschicht wird die Tiefe der Grundbruchfigur durch diese begrenzt.

Sofern die tieferliegende tragfähige Bodenschicht in nicht zu großer Tiefe ansteht, kann es z.B. bei Pfahlwänden zweckmäßig sein, ein Teil der Pfähle in die tragfähige Schicht zu führen (s. Fig. 5), womit die Fließbewegung unterhalb des Wandfußes behindert wird. Auf die günstige Wirkung von Dübelpfählen wird auch in [23] hingewiesen und einen Ansatz zur rechnerischen Berücksichtigung vorgeschlagen. Die Dübelpfähle werden durch den über die Tiefe konstant angenommenen Fließdruck

$$p_f = \alpha_f \cdot c_u \tag{34}$$

belastet. Für die Größe von α_f wird ein Wert von 5 vorgeschlagen, da sich der volle Fließdruck erst mit zunehmender Relativverschiebung zwischen Boden und Dübelpfahl entwickelt und die Fließerscheinung klein gehalten werden soll. Auf eine mögliche Erhöhung des Fließdrucks in Abhängigkeit vom Verbauverhältnis wird hier verzichtet. Die Kraft des auf der Länge *r* umströmten Dübelpfahls mit dem Durchmesser *d*

$$H = \alpha_f \cdot c_u \cdot d \cdot r \tag{35}$$

wirkt der Fließbewegung des Bodens entgegen und verrichtet mit dem Pfahlabstand *a* die Dissipationsarbeit

$$D_H = \frac{\alpha_f \cdot \sqrt{2} \cdot c_u \cdot d \cdot r}{a}, \tag{36}$$

die jeweils zum Zähler von Gl. 32 und 33 addiert werden kann.

In Anlehnung an [5] sollte gegen den Grenzzustand des Aufbruchs der Baugrubensohle eine mindestens 1,5fache Sicherheit nachgewiesen werden.

6 Berechnungsbeispiel

Fig. 6 zeigt die Situation einer Baugrube im weichen bindigen Boden mit den Bodenkennwerten und einer effektiven Auflast von $p' = 15 \text{ kN/m}^2$ bzw. einer totalen Auflast von

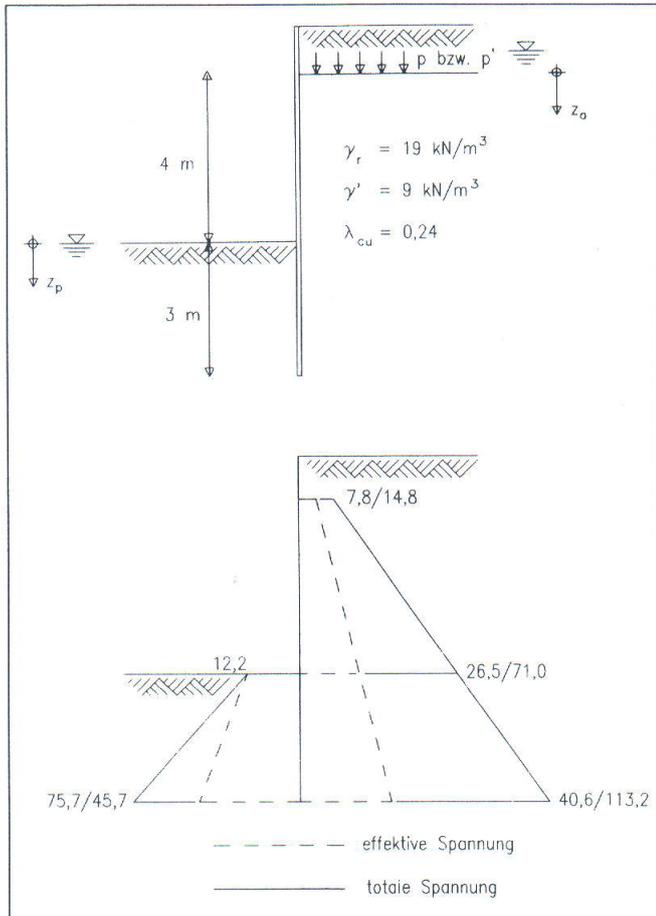


Fig. 6. Berechnungsbeispiel. – Calculation example

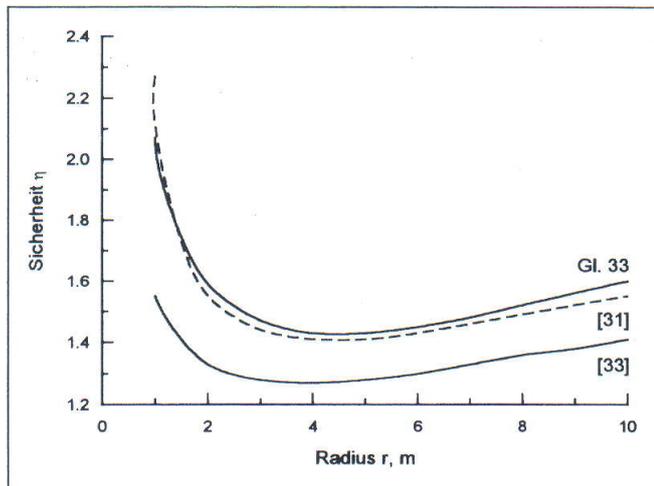


Fig. 7. Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle. – Factor of safety for basal heave

$p=20 \text{ kN/m}^2$ an der Oberfläche der weichen bindigen Bodenschicht infolge einer Deckschicht.

Die effektive aktive Erddruckspannung $e_a(z)$ nach Gl. 21 ermittelt sich mit dem aktiven Erddruckbeiwert

$$K_a = 1 - 2 \cdot 0,024 = 0,52$$

nach Gl. 20 zu:

$$e_a(z_a=0) = 7,8 \text{ kN/m}^2$$

$$e_a(z_a=4 \text{ m}) = 26,5 \text{ kN/m}^2$$

$$e_a(z_a=7 \text{ m}) = 40,6 \text{ kN/m}^2$$

Die totale aktive Spannung $\sigma_x(z)$ infolge Bodeneigengewicht und Wasserdruck nach Gl. 25 mit dem totalen aktiven Beiwert

$$\bar{K}_a^{\text{tot}} = 1 - \frac{2 \cdot 0,24 \cdot (9 \cdot 3,5 + 15)}{19 \cdot 3,5 + 20} = 0,74$$

nach Gl. 24 ermittelt sich zu:

$$\sigma_x(z_a=0) = 14,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_x(z_a=4 \text{ m}) = 71,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_x(z_a=7 \text{ m}) = 113,2 \text{ kN/m}^2$$

Der Erdwiderstand infolge Bodeneigengewicht $e_p(z)$ ermittelt sich nach Gl. (28) zu:

$$e_p(z_p=0) = 0,24 \cdot (9 \cdot 4 + 15) = 12,2 \text{ kN/m}^2$$

$$e_p(z_p=3 \text{ m}) = 9 \cdot 3 + 0,24 \cdot (9 \cdot 7 + 15) = 45,7 \text{ kN/m}^2$$

Bei Berücksichtigung des Wasserdrucks ermittelt sich die totale Spannung zu

$$e_p + u_0(z_p=3 \text{ m}) = 45,7 + 30 = 75,5 \text{ kN/m}^2.$$

Die Berechnungsergebnisse für den Nachweis gegen Aufbruch der Baugrubensohle nach Gl. 33 sind in Fig. 7 bei Variation des Radius des Grundbrückkörpers vergleichend mit dem Ansatz nach [31] und [33] dargestellt. Die geringste Sicherheit tritt für den Fall auf, daß der Radius etwa der Höhe der Baugrubenwand entspricht.

Literatur

1. Gudehus, G.; Meißner, H.; Orth, W.; Schwarz, W.: Geotechnische Probleme bei der Gründung des Postamtes Konstanz. Geotechnik (1987) 105–122
2. Goldscheider, M.; Gudehus, G.: Bau einer Tiefgarage im Konstanzer Seeton – Baugrubensicherung und bodenmechanische Anforderungen. Vorträge der Baugrundtagung in Hamburg (1988) 385–406
3. Katzenbach, R.; Floss, R.; Schwarz, W.: Neues Baukonzept zur Verformarmen Herstellung tiefer Baugruben in weichem Seeton. Vorträge der Baugrundtagung in Dresden (1992) 13–31
4. Weißenbach, A.; Kempfert, H.-G.: German national report on "Braced excavation in soft ground". Proceedings for the international Symposium on Underground Constructions in soft Ground, New Delhi, India (1994) 9–12
5. EAB: Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. Berlin: Ernst & Sohn 1994
6. Skempton A.W.: The $\phi=0$ analysis of stability and its theoretical basis. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rotterdam, Vol. 1 (1948) 72–78
7. Skempton, A.W.: A study of the immediate triaxial test on cohesive soils. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rotterdam, Vol. 1 (1948) 192–196
8. Skempton, A.W.: A study on the geotechnical properties of some post-glacial clays. Geotechnique (1948) 7–22
9. Fellenius, B.: Discussion to Section "Soil Properties". Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Cambridge, Mass. (1936) 65
10. Hvorslev, M.J.: Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Danmarks Naturvidenskabelige Samfund, Ingenieurvidenskabelige Skrifter, Series A, No. 45, Copenhagen (1937) 159
11. Skempton, A.W.: Discussion: The Planning and Design of the New Hong Kong Airport. Proc. Inst. Civil Engrs., London (1957) 305–307
12. Casagrande, A.: An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2 (1960) 721–746
13. Parry, R.H.G.: Field and Laboratory Behavior of Lightly Overconsolidated Clay. Geotechnique (1968) 151–171
14. Bjerrum, L.: Embankments on Soft Ground. State-of-the Art Paper. Speciality Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 2 (1972) 1–54
15. Bjerrum, L.: Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay and Structurally Unstable Soils. Proc. 8th Intern. Conf. on Soil Mech. a. Found. Eng., Moscow, Vol. 3 (1973) 111–159

16. Mesri, G.: Discussion on "New Design Procedure for Stability of Soft Clays". ASCE, Journ. of Geot. Eng. Div. 101 (1975) 409-412
17. Leroueil, S.; Tavenas, F.; Le Bihan, J.P.: Proprietes caracteristiques des argiles de l'est du Canada. Canadian Geotechnical Journal 20 (1983) 681-705
18. Larsson, R.: Undrained Shear Strength in Stability Calculations of Embankments and Foundations on Soft Clay. Canadian Geotechnical Journal 17 (1980) 591-602
19. Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C.; Germaine, J.T.; Lancellotta, R.: New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Francisco, Vol. 1 (1985) 57-153
20. Goldscheider, M.; Scherzinger, T.: Bodenmechanische Untersuchungen an einem weichen tonigen Baugrund im Hinblick auf die Gründung historischer Gebäude. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315 Universität Karlsruhe (1989) 235-282
21. Mader, H.: Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrunds. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt 1988
22. Bjerrum, L.; Frimann Clausen, C.J.; Duncan, J.M.: Earth Pressures on Flexible Structures - A State of the Art Report. General Report, Proc. 5th European Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid (1972)
23. Scherzinger, T.: Materialverhalten von Seetonen - Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe 1991
24. Alpan, I.: The Empirical Evaluation of the Coefficient K and K_{OR} . Soils and Foundation (1967) 31-40
25. Lee, Y.N.; Jin, B.I.: Measurement and Prediction of K_0 . Jou. Korean Soc. Civil Eng (1979) 226-233
26. Sherif, M.A.; Koch, D.E.: Coefficient of Earth Pressure at Rest as Related to Soil Recompression Ratio and Liquid Limit. Highway Research Record, Washington, No. 323 (1970) 39-48
27. DIN 18137 Teil 1: Bestimmung der Scherfestigkeit. Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen. Berlin: Beuth 1990
28. Kenney, T.C.: Discussion Proc. ASCE, Vol. 85 (1959) 67-79
29. Bjerrum, L.; Simons, N.E.: Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays. Proc. ASCE Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, CO. (1960) 711-726
30. Mayne, P.W.: Stress Anisotropy Effects on Clay Strength. Journal of Geot. Eng. ASCE 111 (1985) 356-366
31. Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics. New York: Wiley 1943
32. Bjerrum, L.; Eide, O.: Stability of Struttred Excavations in Clay. Geotechnique 6 (1956) 32-47
33. Weißenbach, A.: Baugruben, Teil III: Berechnungsverfahren. Berlin: Ernst & Sohn 1977

Bericht · Report

Verbesserte Erfassung der Brandbelastung stählerner Außenskelette

Bei Stahlskelettbauten wurde die architektonische Darstellung der Tragkonstruktion mit äußeren tragenden Stützen bislang erschwert durch die Forderungen des Korrosions- und Brandschutzes. Herkömmliche Brandschutzmaßnahmen für tragende Stahlteile wie

- aufgespritzte feuerhemmende Materialien und
 - völlige Ummantelung mit Beton oder Mauerwerk bei Einbindung in Fassaden- und Zwischenwände
- wurden im Laufe der Zeit ergänzt durch
- Abschirmvorrichtungen gegen Flammen,
 - hohle, flüssigkeitsgekühlte Tragelemente¹ und
 - dünne Ummantelungen,
- womit aber eine echte Darstellung der tragenden Teile erschwert wird.

Die bisherige Bestimmung des Feuerwiderstandes von Stählen im Brandversuch und seine Darstellung durch die Oberflächentemperatur des Stahles und die Feuerwiderstandsklasse (Zeitabstände von 30 min) entspricht in gewissem Maße den Bedingungen innerhalb eines brennenden Gebäudes, gilt aber nicht für außen frei stehende Stahlteile, die ihre Wärme schnell an die Umgebung abgeben können.

Hierfür wurde in den letzten 15 Jahren eine analytische Näherungsmethode entwickelt unter Berücksichtigung von Wärmeübertragung und -abstrahlung bei unterschiedlicher Brandbeanspruchung (Fig. 1). Die Brandschutz-Berechnung erfolgt in mehreren Stufen:

1. Bestimmung der Brandlast auf der Basis des vorhandenen brennbaren Materials oder nach Festlegung in Normen.
2. Charakterisierung der Feuer- und Flammenausbreitung sowie der Dauer des Brandes mit Hilfe empirischer Formeln in Abhängigkeit von Brandlast und von Ventilations-Bedingungen nfolge von Zwischenwänden, Deckendurchbrüchen und Fenster- und Türgrößen. Starke Zugwirkung führt möglicherweise dazu, daß hinausschlagende Flammen die Außenstützen einhüllen und damit stark erhitzen (Fig. 2).

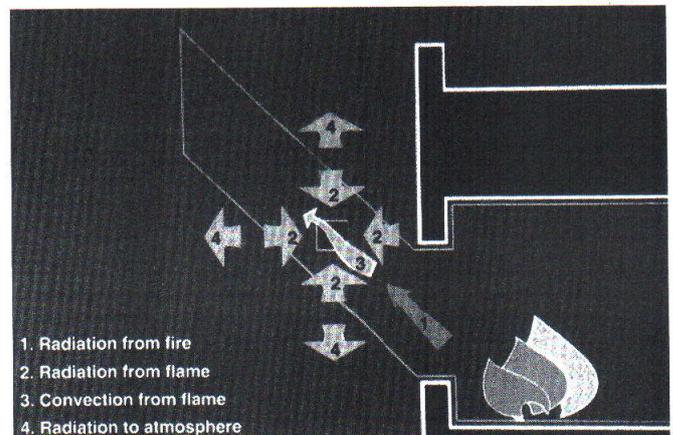


Fig. 1. Prinzip der Hitzeentwicklung

3. Ermittlung der Temperatur der Außenstützen vor Fensteröffnungen mittels klassischer Wärmeübertragungs-Theorie. Es werden 550 °C als zulässiges Maximum angesehen, da ab dieser Temperatur die Stahleigenschaften sich rapide verschlechtern (bei 550 °C werden E-Modul und Fließgrenze um etwa 25% herabgesetzt).
4. Errechnung des zeitlichen Ablaufes der Temperatur-Entwicklung und daraus Festlegung der Annahmen für die Ermittlung von Kräften und Verformungen der äußeren Tragglieder.

Diese Vorgehensweise wurde in Europa an drei Bauwerken praktiziert, bei denen stählerne Haupttragglieder architektonisch klar hervorzuheben waren.

Das *Broadgate Exchange House* in London ist ein 10stöckiges Bürogebäude, das als Brückenkonstruktion mit 78 m Länge eine Bahnanlage überspannt. Dem Stützen-Balken-Skelett sind als Haupttragglieder vier 7stöckige parabolische Bogenträger mit Zugband überlagert, von denen die