### DEUTSCHE BAUZEITUNG 1926, Nr. 67

# **KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG** MASSIV-, EISENBETON-, EISEN-, HOLZBAU

HERAUSGEBER: REG.-BAUMEISTER FRITZ EISELEN

Alle Rechte vorbehalten. - Für nicht verlangte Beiträge keine Gewähr.

60. JAHRGANG

BERLIN, DEN 21. AUGUST 1926

Nr. 16

## Die Wiederherstellung der Kathedrale von Reims.



ie Wiederherstellung der am 19. Sept. 1914 während des Weltkrieges durch eine Feuersbrunst schwer beschädigten Kathedrale von Reims hat nicht nur für den Architekten und Denk-malsfreund Interesse, sondern sie ist auch für den Ingenieur in hohem Grade bemerkenswert wegen der

arbeiten am Straßburger Münster<sup>1</sup>) und am Mainzer Dom<sup>2</sup>). In beiden Fällen handelte es sich jedoch ganz oder vorwiegend um Gründungsarbeiten, und wo aufgehende Bauwerksteile in Frage kamen, hatte der Eisenbeton es gerade als seine besondere Aufgabe zu betrachten, so wenig als möglich in die Erscheinung zu treten.

In Reims dagegen hat man ihn für die Wieder-



Abb. 1. Wiederherstellung des Dachstuhles (rechts die Bogen der Dachbinder, in der Mitte die Sparren, beide aus einzelnen Eisenbeton-Elementen zusammengesetzt; links farbige Bleiabdeckung).

Rolle, die der Eisenbeton bei dieser Arbeit zu spielen berufen war.

Im Lauf der letzten Zeit hat der Eisenbeton-fachmann zweimal Gelegenheit gehabt, stolz zu sein auf die Bedeutung seines Baustoffs für die Erhaltung altehrwürdiger Kirchendenkmäler: Angesichts der Mitteilungen über die Unterfangungs- und Sicherungsherstellung des Schiffes und des Daches der Kathedrale in großem Umfang und in Formen an-gewandt, die für Zwecke dieser Art als völlig neu bezeichnet werden müssen: Man verwendete nämlich ausschließlich vorbetonierte, d. h. fabrikmäßig fertig-gestellte, gebrauchsfertig zur Verwendungsstelle ge-lieferte und dort schnell und einfach versetzbare Bauelemente einfachster Form aus Eisenbeton. Diese mußten für das Dach der Kathedrale, das (Abb. 2, S. 118) 19<sup>m</sup> hoch und 40 bis 60<sup>m</sup> über dem Erdboden gelegen ist, so handlich wie nur möglich und im besonderen so leicht sein, daß sie von einem oder zwei Arbeitern leicht gehandhabt und ohne besondere Hebzeuge verlegt werden konnten.



Eine Serie solcher Elemente gleichen Querschnitts von 4 mal 20 cm und zwischen 2 und 3 m wechselnder Länge mit Zapfenlöchern oder Schlitzen nach Abb. 3 a u. b, unten, gestattet, wie im Folgenden nach einem Bericht von Deneux in Heft 7 (1926) von "La Technique des Traveaux" (dem wir auch unsere Abbildungen entnehmen) mitgeteilt ist, die Ausführung einer ganzen Reihe von Aufgaben des Eisenbetonhochbaues. Man verläßt freilich dabei den als besonderen Vorzug des Eisenbetons betonten Grundsatz der "monolithischen" Bauweise, die ebenso einfache wie solide Verbindung der starken und gedrungenen Bohlen gewährleistet jedoch eine erhebliche Sicherheit, und die vorgenommenen Probebelastungen solcher Konstruktionen haben durchaus die gleiche Standfestigkeit erwiesen wie Eisenbetonhochbauten der üblichen, in Schalung an Ort und Stelle hergestellten Art.

Die Art des Zusammensetzens dieser Eisenbetonbohlen wechselt je nach den Erfordernissen des einzelnen Falles, beruht jedoch stets auf dem gleichen Prinzip, d. h. auf dem Ineinanderpassen von Zapfen und Zapfenloch mit bei allen Elementen stets gleicher Abmessung. Ein drittes Stück mit geschlitztem Ende (Abb. 3 b u. 4, unten) sichert die Verbindung, bisweilen dient eine Klammer oder Schleife aus verzinktem Eisendraht oder ein Eichenholz-Keil dem gleichen Zweck. Abb. 4 zeigt eine Anzahl solcher, aus stets denselben Elementen bestehender Verbindungen.

Das System hat den weiteren großen Vorteil, daß seine einzelnen Teile ebenso leicht auseinandergenommen wie zusammengesetzt und infolgedessen auch für vorübergehende Zwecke, wie Absteifungs- und Gerüstarbeiten, verwendet werden können. Auch in Reims ist das in großem Umfang der Fall gewesen, z. B. bei der inneren Absteifung des nordöstlichen Eckturmes. Sie dient gleichzeitig als vorläufiger Ersatz der beim Bombardement zerstörten Treppe und wurde — 50 bis 60 m über dem Boden in fünf Wochen von zwei völlig ungeschulten Arbeitern ohne Schwierigkeit hergestellt.

Eine andere vorübergehende Verwendung beim gleichen Bauwerk ist die Einrüstung der reich ornamentierten, um den untern Rand des Daches herumlaufenden Galerie (Abb. 5, neben), bei der ein Teil der steinernen Fensterkreuze verlorengegangen war. Hier wurden, entsprechend den Abmessungen jener letzteren, die einzelnen Eisenbetonbohlen vierfach zusammengesetzt und verbolzt. Sie geben so einen guten Begriff von der vielseitigen Anwendungsmöglichkeit des Systems, bilden eine sehr tragfähige Absteifung und dürften wegen ihrer Wetterbeständigkeit viele Jahre bis zur endgültigen Wiederherstellung vorhalten.

Wichtiger noch als diese Verwendung ist diejenige zur Herstellung des neuen Daches für das Hauptschiff (Abb. 1, S. 117, Abb. 2, S. 118, Abb. 6, neben). Er zerfällt in den eigentlichen bogenförmigen Abschluß des Kirchenschiffes (Abb. 2 u. 6) und den hochragend sich darüber erhebenden, ziemlich spitz zulaufenden Dach-stuhl. Der letztere setzt sich aus 27 Jochen zusammen, und zwar ruht jeder Binder (Abb. 2) mit dem unteren Teil auf entsprechend ausgekragten Betonkonsolen und in Höhe der Spannriegel auf der Außenmauer selbst auf. Diese Spannriegel. die die Abschlußdecke, die für den Aufbau des Dachstuhls erforderlichen Gerüste und Geräte zu tragen haben, erhalten durch die Bögen eine besondere Versteifung. Im besonderen hat dieser ganze untere Teil der Dachkonstruktion den Zweck, ihren Schwerpunkt möglichst weit nach unten zu rücken und ihr, deren Höhe - wie bemerkt - zwischen dem Obergurt der Bögen und dem First 19 m beträgt, dadurch größere Standfestigkeit zu geben. Die Binderentfernung ist 2,40 m, wodurch drei Dachbinder auf jedes der 7,20 m weiten Felder zwischen zwei Pfeilervorlagen der Außenmauer entfallen. Die bereits erwähnten Auflagerkonsolen für die unteren Bögen und den Fuß des oberen Gebälks befinden sich annähernd in gleicher Höhe mit der Oberkante der Strebepfeiler, denen die Absteifung der Umfassungswände des Schiffes obliegt.

Die für diesen verwendeten Eisenbeton-Elemente haben trotz der größeren Baulängen durchweg den in Abb. 3 dargestellten Querschnitt von  $4 \cdot 20$  <sup>cm</sup>, sie werden jedoch (Abb. 1 u. 4) doppelt oder dreifach zusammengeschraubt und bilden so für die gesamte Konstruktion die stets gleichbleibende "Einheit". Wie weit man mit diesen Einheiten auszukommen vermag, beweist die Tatsache, daß sogar Binderweiten bis 52 <sup>m</sup> mit ihnen sich haben überspannen lassen. Man darf



Abb. 6. Blick gegen unteres Gebälk der Dachkonstruktion.

sonach sagen, daß sie sich ebenso für einfache wie für die größten Aufgaben des Eisenbetonbaus eignen und diesem in mancher Richtung neue und lohnende Wege zu öffnen vermögen. Es sei zum Schluß erwähnt, daß auch das Dach einer andern Kirche in Reims, derjenigen von Saint-Jaques, bereits 1920—21 ganz in gleicher Weise wiederhergestellt ist und gewissermaßen als Probestück für die schwereren Aufgaben bei der gewaltigen Kathedrale gedient hat. — A—l.

## Die Konstruktion des Konzertsaales im städt. Bürohaus zu Gelsenkirchen.

Von Arch. Dr.-Ing. Kattentidt, Gelsenkirchen. (Hierzu die Abb. S. 121.)



dia a

n Gelsenkirchen errichtet die Stadtverwaltung (Beigeordn. Stadtbrt. Arendt) nach einem Entwurf von Prof. Alfred Fischer, Essen, einen Konzertsaal in Verbindung mit einem Bürohaus. Der Saal mit Podium, Galerien und Wandelgängen hat eine bebaute Fläche

Bürohaus. Der Saal mit Podium, Galerien und Wandelgängen hat eine bebaute Fläche von etwa 1500 qm und rd. 25 500 cbm umbauten Raum und wird von dem in Eisenbeton ausgeführten Bürohaus an drei Seiten umschlossen (Abb. 1, S. 120). Saalparkett und unter der Mittelempore liegender kleiner Saal fassen etwa 1100 Personen, Mittel- und Seitengalerien enthalten etwa 500 Sitzplätze. Auf dem Musiker- und Sängerpodium haben 400 Personen Platz. Im Erdgeschoß der den Saal einschließenden Gebäudeteile liegen außer den für den Saalbetrieb notwendigen Nebenräumen (Kassen. Toiletten, Saalbüffet, Vorhallen und Galerietreppen) zwei einander gegenüberliegende, durch einen breiten Wandelgang miteinander verbundene Haupteingänge und ein Nebeneingang für die Galerien. Rechtwinklig zum Wandelgang liegt beiderseits des großen Saales je eine Wandelhalle mit Garderoben. Vom Erdgeschoßfußboden ab ist der eigentliche Saalbau von der Firma Heinrich R aa ck e. Gelsenkirchen, in Eisenkonstruktion ausgeführt. Die in Eisenbeton her-

Vom Erdgeschößfußboden ab ist der eigentliche Saalbau von der Firma Heinrich R a a c k e. Gelsenkirchen, in Eisenkonstruktion ausgeführt. Die in Eisenbeton hergestellte Kellerdecke des Saales wurde für 500 kg/m Nutzlast bemessen, Stützen und Stützenfüße, mit Rücksicht auf die während der Montage zu erwartenden Einzellasten. für 1000 kg/m. Auf eine Länge von 34,70 m tragen auf jeder Seite acht rd. 19 m hohe, aus je zwei durch Laschen verbundenen [-Eisen N. P. 20 bzw. 22 gebildete Stützen acht in Satteldachform ausgebildete Binder von 17,50 m Spannweite in Winkeleisenkonstruktion mit Pfetten aus Normalprofilen und den nötigen Windverbänden. Über den Untergurten der Binder ist in der Längsachse des Gebäudes ein rd. 1.90 m breiter Laufgang mit aus Formeisen gebildeten Wangen- und Querträgern aufgelegt. Zur Aufnahme der Rabitzdecke wurden an den Binderuntergurten durchgehende [-Eisen N. P. 12 angebracht. Als Dacheindeckung dient eine 5,5-6 cm starke Bimskiesbeton-Monierdachhaut. Zwischen die Stützen sind die Träger und Unterzüge zur Aufnahme der hohen Seitenwände des Saales und der Galeriedecken eingebaut. Die hintere Giebelwand des Saales wird aus fünf Eisenstützen (zwei mit den Flanschen gegeneinandergestellte [-Eisen N. P. 20, drei davon mit aufgenieteten Lamellen und nach außen gestellten Flanschen) und aus Querträgern als Unterzüge zur Aufnahme der Geschoßausmauerung gebildet. Die durch aufgesattelte [Eisen verstärkten Kappenträger der neunstufigen Mittelempore werden durch fünf genietete Blechträger gestützt, die einerseits auf den Stützen der Giebelmauer, anderseits auch dem auf 2 Mittelstützen gelagerten Hauptträger ruhen. Die senkrechten Teile der Stufen auf der Mittelempore sind mit zu öffnenden, perforierten Blecher verschen, durch

Die senkrechten Teile der Stufen auf der Mittelempore sind mit zu öffnenden, perforierten Blechen versehen, durch die aus den Warmluftkanälen die erwärmte Luft der im Keller eingebauten Luftheizung in den Saal eintritt.

Als Stütze für den an den Saal anschließenden halbkreisförmigen Kuppelbau über der Sängerempore von etwa 9.50 m Tiefe, die in Eisenbeton ausgeführt ist, dient ein Portalzweigelenkrahmen mit voller Blechwand. Der über dem tiefer liegenden Kuppelbau hinausragende Teil des Portalrahmens ist als Fachwerkkonstruktion ausgebildet.

Den tierer negenden Kuppelbau innausragende felt des Portalrahmens ist als Fachwerkkonstruktion ausgebildet. Das Gerippe des Kuppelbaues selbst besteht aus 13 Stück 9, 8 bzw. 11.8 m hohen, zweiteiligen Stützen mit Pfettenunterzügen und Pfettenlage. Die Abdeckung des Kuppelbaues erfolgt in Bimskiessand-Monierkonstruktion. Konzentrisch um der Kuspelbaue ist ein der bestehten

Konzentrisch um den Kuppelbau ist ein durch eiserne Fachwandkonstruktion abgeschlossener Laufgang angeordnet. Zu beiden Seiten des Saales liegen mit Pultdächern abgedeckte Seitengalerien und die Wandelhallen, ebenfalls in Eisenkonstruktion. Je sechs Hauptunterzüge einschl. der Tragkonstruktion für die Oberlichter der mit Luxfer-Prismen versehenen flachen Dächer der Wandelhallen sowie zusammen 36 Stützen zur Aufnahme der Hauptunterzüge und der Randunterzüge zum Abfangen der seitlichen Galeriewände sowie der für die vorschriftsmäßige Nutzlast von 500 kg/qm errechneten Kappenträger, die mit Kiesbeton ausgestampft werden, sind hier montiert. An



den Seitenhallen liegt eine begehbare Rinnenkonstruktion für die Entwässerung des Saales. Den an den Kuppelbau an-schließenden- die Haupteingänge verbindenden Wandelgang in Eisenbeton überdecken flache Glasdächer. Da die eingebauten Längswände des Saales gegen Windanfall geschützt sind, brauchte hier die Windlast nur teilweise berücksichtigt zu werden. Für die Dachflächen in voller Höhe sind 125 <sup>kg/qm</sup>, außerdem aus Sicherheits-gründen 150 <sup>kg/qm</sup> Windlast in Höhe der Traufen an-genommen. Die Windlasten werden durch einen in der Ebene des Obergurtes der Binder liegenden Windverband auf Portalrahmen und westliche Giebelwand übertragen. Der Beginn der Montage, die mit Hilfe eines 3 t

auf Fortaranmen und westliche Giebelwaht überträgen. Der Beginn der Montage, die mit Hilfe eines 3 t schweren, gegliederten, eisernen Montageschwenkmastes mit einem 30 m langen Ausleger durchgeführt wurde, fiel auf Mitte November 1925. Ende November (vgl. Abb. 2) waren die westliche Giebelwand mit den Querträgern sowie die Konstruktion der Mittelempore und zusammen drei Binder mit Stützen aufgerichtet. Am 19. Dez. war die Eisen-konstruktion bis zu dem Portalrahmen aufgestellt und die Seitengalerien waren bis zur Hälfte montiert. Die Eisen-Seitengalerien waren bis zur Hälfte montiert. Die Eisen-konstruktion der Mittelempore gibt Abb.3 wieder. Am 23. Dez. 1925 wurde der Portalrahmen aufgerichtet. Durch Abb. 4 erhält man einen Einblick in den Saal von der west-lichen Giebelseite aus. Bis Mitte Januar 1926 wurden die Seitengalerien fertig montiert und die Eisenstützen aus-gerichtet. Die Montage ruhte dann bis zum 25. Januar 1926. Mit diesem Tage begann dann die Montage des Rundbaues über der Sängerempore, die Mitte Februar 1926 in der Hauptsache beendet wurde (Abb. 5, von der Bankstraße). Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion beträgt ohne Montageverbände (2,1 t) rd. 204 t. Auf 1 qm bebaute Fläche des Konzertsaales entfallen somit: 204: 1500 = 0.136 t. Eisenkonstruktion Abb. 4 erhält man einen Einblick in den Saal von der west-

somit: 204:1500 = 0.136 t Eisenkonstruktion.

Abb. 1 (neben). Grundriß und Querschnitt. (Maßstab 1:1250.)

#### Die Standsicherheit der Winkelstützmauer.

Von Dr.-Ing. Hans Lautenbach, Berlin Pankow\*).



ie Standsicherheit einer Stützmauer ist gewährleistet, wenn folgende drei Bedingungen eingehalten sind:

1. die zulässige Bodenpressung ist in keinem Punkte der Fundamentplatte überschritten; 2. die Sicherheit gegen Kippen ist vorhanden;

3. die Stützmauer ist gegen Gleiten gesichert. Voraussetzung ist, daß die an den einzelnen Bauteilen

angreifenden Kräfte von diesen aufgenommen werden können. Bei fast sämtlichen Veröffentlichungen über Winkelstützmauern wird mit einer hinteren lotrechten Begrenzung AE der Mauer gerechnet, das Erdreich über dem Stützmauer-AB der Mater gerechtet, das Endreich über dem Sutzinder-fuß AB als zur Mauer gehörig betrachtet (s. Abb. 1). Der Erddruck  $E_{\varrho}$  wird auf AE wirkend angenommen. Außerdem wird aber noch eine Reibungskraft  $R=E_{\varrho} \cdot tg \ \varrho$  eingeführt, worin  $\varrho$  der natürliche Böschungswinkel ist. Daß dieses Berechnungsverfahren nur beschränkte Gültigkeit hat, nämlich deren eine Reiberge aus B und E margille der dann, wenn die Resultierende aus R und  $E_o$  parallel der Oberfläche verläuft, hat Professor Mörsch in der neuesten Veröffentlichung über die Berechnung von Winkelstützmauern Veröffentlichung über die Berechnung von Winkelstützmauern dargetan<sup>1</sup>). Hiernach bildet sich beim Ausweichen der Stütz-mauer im Erdreich ein Gleitkeil XAY, dessen Gleitflächen AX und AY durch das hintere Ende des Stützmauerfußes laufen. Die theoretischen Untersuchungen, die von der "Neueren oder Rankine'schen Erddrucktheorie" ausgehen, werden durch in Lichtbildern festgehaltene Versuche be-stätigt. Da nun die Rankine'sche Erddrucktheorie unein-stätigt. Dur und Erdreich gilt allen nur geop geschränkt nur im unbegrenzten Erdrucktheorie unein-geschränkt nur im unbegrenzten Erdreich gilt, also nur, wenn die Gleitfläche AX die Mauer nicht anschneidet, so soll hier angegeben werden, wie groß der Winkel  $\vartheta$  ist, den die Horizontale mit der Gleifläche AX bildet, um die Möglichkeit zu hahen schnell zu untersuchen oh ein Arschneiden h zu haben, schnell zu untersuchen, ob ein Anschneiden der Mauer durch die Gleitfläche stattfindet oder nicht.

Man zeichne zwei konzentrische Kreise, deren Radien sich han zeichne zwei körzentrische Kreise, deren Radien sich wie 1: sin  $\varrho$  verhalten, ziehe eine beliebige Lotrechte LS — hier zur besseren Übersicht durch den Mittelpunkt M der Kreise gelegt — und durch S eine Parallele zur Erdoberfläche, die mit der Horizontalen den Winkel  $\alpha$  bildet und den äußeren Kreis in O trifft (s. Abb. 2, S. 123). Die an den inneren Kreis im Schnittpunkt J dieses Kreises mit der Verbindungs-linie LO gelegte Tangente schneidet der äußeren Mlinie LO gelegte Tangente schneidet den äußeren Kreis in X und Y. Die durch A gezogenen Parallelen zu SX und SY

\*) Der Aufsatz ist ein Auszug aus einem Teil der Dissertation (Char-lottenburg 1925) des Verfassers, soweit nach der Veröffentlichung von Herrn Prof. Mö rsch über gleiches Thema diese noch wertvoll erscheint.
\*) Beton und Eisen 1925, Heft 20.

sind die Gleitflächen. Mit Hilfe der in Abb. 2 eingetragenen Winkelgrößen ergibt sich nach dem Sinussatz in Dreieck MJO

 $\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha} = \sin (2 \vartheta + \alpha - \varrho - 90^{\circ}) \dots 1)$ 

Hieraus kann man nun mit Leichtigkeit bei gegebenen  $\varrho$  und  $\alpha$  den Neigungswinkel  $\vartheta$  bestimmen. Für den Sonderfall des wagerechten Geländes  $\alpha = 0$ :  $0 = \sin \left(2 \ \vartheta - \varrho - 90^{0}\right); \ 2 \ \vartheta - \varrho - 90^{0} = 0; \ \vartheta = 45 + \frac{\varrho}{2} \ 1a)$ Für den Fall  $\alpha = \rho$  :  $sin (2 \ \vartheta - 90^{\circ}) = 1; 2 \ \vartheta - 90^{\circ} = 90^{\circ}$  $\vartheta = 90^{\circ} \dots 1b)$ 



Zur Berechnung der Erddrücke sei hier folgendes graphische Verfahren angegeben: Auf der Verlängerung von LS trage man die Strecke e = EX ab, verlängere XS und ziehe durch den Endpunkt von e eine Parallele  $b_o$  zur Erdoberfläche.

Es ist dann 
$$E_o = \frac{1}{2} \gamma h \cdot b_o; E_l = \frac{1}{2} \gamma h \cdot b_l$$

Man braucht nun, um die Bodenpressung einer Winkelstützmauer zu prüfen, nicht erst  $E_i$  zu berechnen und dann mit dem Gewicht des Restkörpers  $ABDX = G_v$  zusammenzusetzen, sondern kann sofort  $\hat{E}_o$  mit dem Gewicht des Erd-



Abb. 2. Montagestand Ende Nov. 1925.





körpers über dem hinteren Stützmauerfuß ABDE=G zu-sammensetzen, da ja  $E_l$  die Resultierende von  $E_o$  und dem Erdkörper  $G_l$  ist (siehe obenerwähnte Abhandlung von Prof. Mörsch).  $E_o$  kann durch Rechnung gefunden werden zu

$$E_o \cos \alpha = E_o^{iv} = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\cos^2 \varphi}{\epsilon^2} \dots \dots \dots 2s$$

hierin ist 
$$\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$$
 und  $\varepsilon = 1 + \sec \alpha \not i \sin (\varphi - \alpha) \sin (\varphi + \alpha)$ .

4



Abb. 3. Eisenkonstruktion der Mittelempore.



Abb. 5. Montage des Rundbaus über Sängerempore.

Diese Formel ergibt sich aus der allgemeinen Erddruck-formel (s. Hütte III., 22. Aufl., S. 173), indem man für den Reibungswinkel  $\delta' = a$  und für  $\vartheta = 90^{\circ}$  setzt. Diese lautet:

$$E_{w} = \gamma' \frac{1}{2} s^{2} r^{2} \text{ und } E_{l} = E_{w} \operatorname{cotg} \psi \dots \dots 2)$$
  
worin  $v = \frac{\sin(\vartheta + \varrho)}{\varepsilon}, \ \varepsilon = 1 + 1/\frac{\sin(\varrho - \alpha) \sin \omega}{\sin(\vartheta + \alpha) \sin \psi}$   
 $\omega = \varrho + \delta' \text{ und } \psi = \vartheta - \delta'.$ 

121

Die Richtung von  $E_o$  ist immer parallel zur Erdober-fläche. Es muß aber beachtet werden, daß AE keine Gleit-fläche, sondern nur eine Hilfsfläche zur Erleichterung der Rechnung ist.

Eine Schwierigkeit tritt bei der Bestimmung der Kipp-sicherheit auf. Fast allg. versteht man unter Sicherheitsgrad gegen Kippen das Verhältnis der Summe aller Momente der lotrechten Kröfte um den Kippunkt C zu der Summe aller Momente der wagerechen Kräfte um denselben Punkt:

$$n = \frac{\Sigma \ M_l}{\Sigma \ M_w} \ \dots \dots \ 3)$$

Für wagerechtes Gelände ergibt sich (nach Abb. 2) also für n der Wert, falls man berücksichtigt, daß die Horizontalkomponente von  $E_l$  gleich  $E_o$  und die Vertikalkomponente von  $E_l$  gleich dem Erdgewicht  $G_l$  ist,  $n = \frac{G_l \cdot g_l + G_v \cdot g_v}{E_o \cdot s}$ 

Bechnet man mit der Vereinfachung einer lotrechten Begrenzung AE, so ergibt sich derselbe Wert für n, da  $G_l \cdot g_l$  $+ G_v \cdot g_v = G \cdot g$  ist, wo unter G das Gewicht des Gesamterd-körpers ABDE und unter g dessen Hebelarm verstanden wird. Anders ist es beim geneigten Gelände. Zerlegt man den Erddruck  $E_l$  in seine Horizontalkomponente und Ver-tikalkomponente, desgleichen  $E_o$  in  $E_o^h$  und  $E_o^v$  und berücksichtigt, daß die Horizontalkomponente von  $E_l$  gleich  $E_{a}^{h}$ , die

Vertikalkomponente von  $E_l = G_l + E_o^v$  ist,

so ergibt sich 
$$n = \frac{G_v \cdot g_v + G_l \cdot g_l + E_o^v \cdot g_l}{E_o^\hbar \cdot s_1}$$
.

Rechnet man dagegen mit der lotrechten Begrenzung AE,

so ist 
$$n = \frac{G_v \cdot g_v + G_t \cdot g_l + E_o^* \cdot b}{E_o^h \cdot s}$$
. Dies ist aber ein anderer

Wert als der obige. Es ist also nicht möglich, die Kippsicherheit mittels der vereinfachten Rechnung zu bestimmen.  $D = \frac{T}{T} \frac{F}{F}$  Dieser Widerspruch tritt



auch beim horizontalen Gelände auf, wenn man unter Kippsicherheit das Verhältnis des Stand-moments zum Umsturzmoment versteht, wenn also der n-fache Erdalso der w-fache Litt druck ausreicht, die Mauer um C zu dre-hen. Diese Definition für die Kippsicherheit für die Kippsichernets n findet man nicht so häufig, obwohl sie ein besseres Bild für die Standsicherheit gibt. Weiterhin wird immer mit Gl. 3 gerechnet.

Fall die vordere Gleitfläche  $AX_1$  die Mauer anschneidet, muß man noch eine weitere Bedingung stellen, um mit der Theorie im unbegrenzten Erdkörper weiter arbeiten zu können. Es m.ß nämlich der Reibungswinkel  $\delta'_1$  zwischen Wand und Erde des Erddrucks  $E_1$  gleich dem Neigungswinkel  $\alpha$  des Geländes sein (s. Abb. 1). Das ist nun keine außergewöhn-liche Bedingung, denn bei der ganzen Theorie vom Druck im unbegrenzten Erdreich ist der Reibungswinkel  $\delta'$  eindeutig bestimmt. Es ist dies der große Nachteil dieser Theorie gegenüber der Coulomb'schen Theorie des Erddrucks, die die Größe des Winkels  $\delta'$  dem freien Ermessen des Konstruk-teurs überläßt. Aus wirtschaftlichen Gründen ist es indessen Fall die vordere Gleitfläche  $AX_1$  die Mauer anschneidet, teurs überläßt. Aus wirtschaftlichen Gründen ist es indessen nicht immer angebracht, den Stützmauerfuß sehr weit in nicht immer angebracht, den Stützmauerfuß sehr weit in das Erdreich hineinzuführen und auf den vorderen Teil *BC* gänzlich zu verzichten. Ein Anschneiden der Mauer durch die Gleitfläche läßt sich also nicht immer umgehen. Des-halb soll die Bestimmung der Standsicherheit der Winkel-stützmauer für diesen Fall auch mittels der Coulomb'schen Erddrucktheorie durchgeführt werden. Bei den folgenden Untersuchungen soll des Goniebt des

Bei den folgenden Untersuchungen soll das Gewicht des Eisenbetons dem der Hinterfüllungserde gleichgesetzt werden. Eisenbetons dem der Hinterfüllungserde gleichgesetzt worden. Dies ist zulässig, weil die Massen der Winkelstützmauern gering sind und das Gewicht des Eisenbetons und der Erde nicht allzusehr verschieden ist. Die in Abb. 1 stark aus-gezogenen Linien ABC und BD geben die Abmessungen an, mit denen in Zukunft gerechnet werden soll. Der Fehler, der hierdurch entsteht, ist bei jedem Winkelquerschnitt je nach der Lage von BD und der Stärke der Mauer verschie-den. Beim zweiten Rechnungsgang, wenn die Abmessungen der Mauer festliegen, kann dieser Fehler ausgeschaltet werden. Für verschiedene rückwärtige Begrenzungen AX sollen nun jeweils die zugehörige Bodenpressung  $\sigma$  und die Kipp-sicherheit n bestimmt und diejenige unter dem Winkel  $\vartheta$ 

gegen die Horizontale geneigte Linie AX als die maßgebende Begrenzung der Mauer erachtet werden, die den größten Wert  $\sigma$  und den kleinsten Wert n ergibt<sup>2</sup>). Der Reibungs-winkel  $\delta'_1$  zwischen Wand und Erde soll  $\delta'_1 = 0$  gesetzt werden. Die benutzten Bezeichnungen sind in Abb. 3 ein-getragen worden. Die angreifenden Kräfte eind: getragen worden. Die angreifenden Kräfte sind:

Die Formel für  $E_1$  erhält man aus der allgemeinen Erddruckformel 2, wenn man für a = 0,  $\theta = 90$  und  $\delta' = 0$  setzt. Formel 5 ist ebenfalls eine Umformung von Formel 2 für a = 0und  $\delta' = \rho$ . Es bedeutet

$$w = \frac{1}{\sin^2 \theta} v^2 = \frac{1}{\sin^2 \theta} \frac{\sin^2 (\theta + \theta)}{\varepsilon^2};$$
  
$$\varepsilon = 1 + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\sin \theta \cdot \sin \theta}{\varepsilon^2}};$$

$$\overline{\sin \vartheta \cdot \sin (\vartheta - \varrho)}$$

 $k_l = k_w \cdot \cot g (\vartheta (-\varrho); h_2 = \alpha \cdot h \cdot tg \; \vartheta; h_1 =$ h(1) $-\alpha \cdot ta 9$ Ferner wird mit  $M_l$  das Moment aller lotrecht wirken-den Kräfte um C, und mit  $M_w$  das Moment aller wagerecht wirkenden Kräfte um denselben Punkt bezeichnet. N ist

die resultierende Vertikalkraft aus  $E_2^l$  und G. Die Boden-

wenn x, der Abstand der Kraft N vom Kippunkt C der Mauer, kleiner als  $\frac{b}{3} = \frac{\beta \cdot h}{3}$  ist. Der Abstand x ist aber

$$=\frac{M_l-M_w}{N}$$
. Dieser Wert in Gleichung 7 eingesetzt ergibt:

$$u = \frac{2}{3} N: \left(\frac{M_l - M_w}{N}\right) = \frac{2}{3} \frac{N^2}{M_l - M_w} \dots \dots 8)$$

Ist x größer als  $\frac{1}{3}$ , liegt also N innerhalb des Kerns,

so ist 
$$\sigma = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6}{b} \right) \dots 9$$

 $\begin{array}{c} \text{Setzt} \quad \text{man für } b = \beta \cdot h \\ e = \frac{1}{2} \beta \cdot h - \frac{M_l - M_w}{N} \text{, so ist} \end{array}$ 

$$\sigma = \frac{4N}{\beta \cdot h} - \frac{6(M_l - M_w)}{\beta^2 h^2} \quad \dots \dots \quad 10)$$
Their gegen Kinnen ist nach Gleichung 3

72=

Jetzt muß der Winkel 9 so bestimmt werden, daß  $\sigma$  einen Größtwert und n einen Kleinstwert annimmt. Die Bedingung  $\frac{d}{d}\frac{\sigma}{\vartheta} = 0$  liefert für die Gleichung 8

2 
$$(M_l - M_w) \frac{d N}{d \vartheta} - N \frac{d (M_l - M_w)}{d \vartheta} = 0$$

und für die Gleichung 10

Die Siche

$$\frac{dN}{d\vartheta} - \frac{3}{2\beta h} \frac{d(M_l - M_w)}{d\vartheta} = 0$$

Aus der Bedingung  $\frac{d}{d} \frac{n}{d}$  für Gleichung 3 folgt

$$M_w \frac{d M_l}{d \vartheta} - M_l \frac{d M_w}{d \vartheta} = 0$$

Alle drei Gleichungen werden erfüllt, wenn

$$\frac{d N}{d \vartheta} = 0; \quad \frac{d M_l}{d \vartheta} = 0; \quad \frac{d M_w}{d \vartheta} = 0 \quad \dots \dots \quad 11)$$

Nun gilt 
$$N = G + E_2^l = \frac{1}{2}\gamma \cdot a \cdot h \cdot h_2 + \frac{1}{2}\gamma' h^2 \cdot k_l - \frac{1}{2}\gamma' h_1^2 k_l$$

$$M_l = \frac{1}{2} \gamma \cdot a^2 \cdot h^2 \cdot tg \ \vartheta \ \left(\beta - \frac{2}{3} \alpha\right) h + \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 k_l \left(\beta - \frac{1}{3 \cdot tg \ \vartheta}\right) h$$

<sup>2</sup>) Vergleiche Abhandlung von Prof. Ostenfeld, Beton und Eisen 1921

$$\begin{aligned} + p \cdot k \cdot k_{1} \left( \beta - \frac{1}{2 \cdot (g_{1}g_{1})} h - \frac{1}{2} \cdot y^{k} h_{1} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \right) \\ (\beta - \alpha - \frac{1 - \alpha \cdot (g_{2}g_{1})}{3 \cdot (g_{1}g_{1})} h - p \cdot h \cdot k_{1} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \right) \\ - \frac{1 - \alpha \cdot (g_{2}g_{1})}{2 \cdot (g_{1}g_{2}g_{1})} \\ = \frac{1 - \alpha \cdot (g_{2}g_{1})}{2 \cdot (g_{1}g_{2}g_{1})} \\ = \frac{1 - \alpha \cdot (g_{2}g_{1})}{2 \cdot (g_{1}g_{2}g_{1})} \\ = \frac{1 - \alpha \cdot (g_{2}g_{1})}{2 \cdot (g_{1}g_{2}g_{1})} \\ = \frac{1 - \alpha \cdot (g_{2}g_{1})}{2 \cdot (g_{1}g_{2}g_{1})} \\ + p \cdot h^{k}h_{1} \left( \beta - \frac{1}{2 \cdot (g_{1}g_{1})} \right) \\ + p \cdot h^{k}h_{1} \left( \beta - \frac{1}{2 \cdot (g_{1}g_{1})} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (\beta - \frac{3}{3} \cdot g_{1}) \right) \left( g + \frac{2 \cdot (g_{1}g_{1})}{2 \cdot (g_{1}g_{1})} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (\beta - \frac{3}{2}g_{2}) \right) \left( g + \frac{2 \cdot (g_{1}g_{1})}{2 \cdot (g_{1}g_{1})} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (-\beta - \frac{1}{2 \cdot (g_{1}g_{1})} \right) + \alpha^{k}h_{1}h^{k}ch_{2}h_{2}g - \frac{1}{2^{k}g_{1}}} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot y^{k}a^{k} \left( (1 - \alpha \cdot (g_{1}g_{1})^{k} \right) \\ + \frac{1}{2} \cdot (g^{$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{2} \gamma h^3 \left( \frac{2}{3} a^3 ty^3 \, 9 - a^2 ty^2 \, 9 \right) \left( v_1^2 - k_w \right) + \frac{1}{6} \gamma h^3 v_1^2 \\ &+ p h^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{a^2 ty^2 \, 9}{2} \right) \left( v_1^2 - k_w \right) + \frac{p h^2}{2} k_w \dots 14 \\ \end{aligned} \\ &\text{Jetzt werden die Gleichungen 12 bis 14 nach 9 differenziert \\ &\frac{d N}{d \, 9} = \frac{1}{2} \gamma a^2 h^2 \left[ \frac{1}{\cos^2 9} - \frac{2 tg \, 9}{\cos^2 9} k_l - ty^2 \, 9 \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{2}{a} k_l \frac{1}{\cos^2 9} \right. \\ &+ \frac{2 tg \, 9}{a} \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{2 p}{\gamma h} \cdot \frac{tg \, 9}{a} \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{2 p}{\gamma h} \frac{k_l}{a} \frac{1}{\cos^2 9} \\ &= 0 \dots 12a) \\ &0 = 1 - 2 tg \, 9 \, k_l - sin^2 \, 9 \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{2}{a} k_l + \frac{2 sin \, 9 \cdot \cos 9}{a} \\ &\quad \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{2 p}{\gamma h} \frac{sin \, 9 \cos 9}{a} \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{2 p}{\gamma h} \frac{k_l}{a} \dots 12a) \\ &\frac{d M_l}{d \, 9} = \frac{1}{2} \gamma h^3 \, a^2 \left[ \left( \beta - \frac{2}{3} \, a \right) \left( \frac{1}{\cos^2 9} - \frac{2 \cdot tg \, 9}{\cos^2 9} \, k_l - tg^2 \, 9 \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{k_l}{3} \frac{1}{\cos^2 9} \right) \\ &+ \frac{2}{a} k_l \frac{1}{\cos^2 9} + \frac{2 tg \, 9}{a} \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{tg \, 9}{3} \frac{d k_l}{d \, 9} + \frac{k_l}{3} \frac{1}{\cos^2 9} \end{aligned}$$

HAR I want wanter

川南北山 一川 前 時 一

$$\begin{aligned} k_w &= \frac{m^2}{\epsilon^2}, \text{ worin } m = \frac{\sin\left(9-\rho\right)}{\sin \theta} = \frac{\cos\rho\left(1+2\sin\rho\right)}{1+\sin\rho} \\ k_w &= \left(\frac{\cos\rho}{1+\sin\rho}\right)^2 = tg^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) = \frac{\cot g^2}{9} = \frac{r_1^2}{r_1^2} \\ k_l &= \cot g\left(9-\rho\right) k_w = \cot g\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \cot g^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) = \frac{\cot g \theta}{9} \\ \frac{d k_w}{d \theta} &= 2 \frac{m}{\epsilon} \frac{\epsilon \cdot dm - m \cdot d \epsilon}{\epsilon^2}; \text{ hierin ist für } \theta = 45^0 + \frac{\rho}{2} \\ d_m &= -\frac{1}{\sin^2 \theta} \sin\rho = -\frac{2\sin\rho}{1-\cos(90^0 + \rho)} = -\frac{2\sin\rho}{1+\sin\rho}, \text{ also} \\ \frac{d k_w}{d \theta} &= 2\cot g \theta - \frac{2\sin\rho}{1+\sin\rho} \left(1+2\sin\rho\right) + \frac{\cos\rho}{1+\sin\rho} \left(1+2\sin\rho\right) \cdot 2tg\rho}{(1+2\sin\rho)^2} \\ &= 2\cot g \theta - \frac{2\sin\rho}{1+\sin\rho} + \frac{2\sin\rho}{1+\sin\rho} = 2\cot g \theta \cdot 0 = 0 \\ \frac{d k_l}{d \theta} &= \cot g \left(\theta - \rho\right) \frac{d k_w}{d \theta} - \frac{1}{\sin^2\left(\theta - \rho\right)} k_w = -\frac{tg^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)}{\sin^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)} \\ &= -\frac{1}{\sin^2 \theta} \end{aligned}$$

Werden die soeben gefundenen Werte  $k_w$ ,  $k_l$ ,  $\frac{d k_w}{d \vartheta} u$ .  $\frac{d k_l}{d \vartheta}$ in die obigen Gleichungen 12 a und 13 a eingesetzt, so folgt:

$$0 = 1 - 2 + 1 + \frac{2}{\alpha} \cot g \ \vartheta - \frac{2}{\alpha} \cot g \ \vartheta - \frac{2 \ p \ \cot g \ \vartheta}{\gamma \ h} - \frac{2 \ p \ \cot g \ \vartheta}{\gamma \ h} + \frac{2 \ p \ \cot g \ \vartheta}{\gamma \ h} = 0 \ \dots 12 b)$$

$$0 = \left(\beta - \frac{2}{3}\alpha\right)\left(1 - 2 + 1 + \frac{2}{\alpha}\cot g \vartheta - \frac{2}{\alpha}\cot g \vartheta\right)\cos^2 \vartheta$$
$$-\frac{1}{3\sin \vartheta\cos \vartheta} + \frac{1}{3\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} + \frac{2p}{\gamma h}\frac{1}{h \alpha}\frac{1}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta}$$
$$-\frac{2p}{\gamma h} \cdot \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{1}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} - \frac{2p}{\gamma h}\frac{1}{2\sin \vartheta\cos \vartheta}$$
$$+\frac{2p}{\gamma h}\frac{1}{2\sin \vartheta\cos \vartheta} = 0 \dots 13 \text{ b}$$

Auch die dritte Gleichung 14 a ist erfüllt, da

 $\frac{d k_w}{d y} = 0 \text{ und } v_1^2 = k_w^2 \text{ ist.}$ 

Die größte Bodenpressung und kleinste Kippsicherheit

tritt also bei einem Neigungswinkel  $\vartheta = 45^{\circ} + \frac{\varrho}{2}$  auf, falls tritt also bei einem Neigungswinker  $\mathcal{Y} = 45^{\circ} + \frac{1}{2}$  auf, fans  $\delta_1' = 0$  gesetzt wird. Es tritt in diesem Falle eine weitere Gleitfläche FT auf, die zum Erddruck  $E_1$  gehört (s. Abb. 3). Es kann auch hier mit der gleichen Vereinfachung wie früher, mit einer senkrechten Hilfslinie AE gerechnet werden, jedoch nur unter der Bedingung, daß der Erddruck  $E_0$  horizontal angesetzt wird. An einem Zahlenbeispiel soll gezeigt werden, wie stark sich die Bodenpressung  $\sigma$  und die Kippsicherheit nmit dem Neigungswinkel  $\mathcal{Y}$  ändert. Die Abmessungen der Mauer sind zum besseren Vergleich wie in der Ostenfeld'schen Abhandlung gewählt worden,  $a = \alpha \cdot h = 0.268 h$  und  $b = \beta \cdot h$  = 0.368 h. Der natürliche Böschungswinkel soll  $\varrho = 30^{\circ}$  und der Neigungswinkel des Geländes  $\alpha = 0$  betragen. Es ergibt sich unter Benutzung der Erddruckformel 4 und 5: sich unter Benutzung der Erddruckformel 4 und 5:

Tabelle 1.

9	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	•9	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n
900	1,67	2,09	600	6,73	1,13
850	2,00	1,74	55°	6,28	1,14
800	2,49	1,50	50°	5,27	1,18
750	3,29	1,33	45°	4.19	1,24
70°	4,58	1,21	40°	3,42	1,33
650	6,05	1,15	350	2,97	1,49

Für  $9 = 45^{\circ} + \frac{\psi}{9} = 60^{\circ}$  wird, wie oben allgemein bewiesen

wurde, die Bodenpressung  $\frac{\sigma}{\sqrt{h}}$ , also auch  $\sigma$  am größten und die Kippsicherheit n am kleinsten.

Dasselbe Beispiel mit einer Nutzlast  $p = \frac{\gamma h}{20}$ :

Tabelle 2.

θ	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	Ð	$\left  \frac{\sigma}{\gamma h} \right $	n	
900	1,88	1,94	60°	27,52	1,03	
850	2,36	1,61	55°	20,64	1,04	
800	3,22	1,38	500	12,07	1,07	
75°	4,52	1,22	450	7,34	1,13	
700	8,96	1,10	40°	5,08	1.22	
65°	18,24	1.05	350	3.86	1.36	

Der Unterschied der Spannungen und der Kippsicherheit ist hier noch weit größer als im ersten Beispiel. Das kommt daher, weil die Resultierende aller Kräfte sehr nahe bei dem Kippunkt C liegt. Die ungünstigsten Werte liegen wieder bei  $\vartheta = 45^{\circ} + \frac{\nu}{2} = 60^{\circ}$ . Aus diesem Beispiel erkennt man jedoch gut, wie falsch es wäre, mit einem Winkel  $\theta = 90^{\circ}$  zu rechnen, wie es vielfach bei Winkelstützmauerngeschehen ist.

Um nun zu zeigen, wieweit der Reibungswinkel  $\delta_1'$  Einfluß auf die Bodenpressung und die Kippsicherheit hat, sei hier das Beispiel mit einem Reibungswinkel  $\delta_1' = \rho$ , jedoch ohne Nutz-last, unter Benutzung der Erddruckformel 5 angegeben<sup>2</sup>.)

Tabelle 3.

Ð	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	9	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n
90° 85° 80° 75°	1,67 2,00 2,49 3,21	2,09 1,74 1,50 1,33	70° 65° 60°	3,87 3,75 3, <b>43</b>	1,27 1,28 1,34

<sup>3</sup>) s. Ostenfeld, "Beton und Eisen" 1921.

Die Werte für  $\vartheta = 90^{\circ}$  bis 75° der Tabelle 3 und 1 stimmen überein, da bei diesen Neigungen die Mauer nicht angeschnitten wird, also  $E_1$  und somit  $\vartheta_1'$  noch gar nicht in Erscheinung tritt. Die größte Bodenpressung und kleinste Kippsicherheit tritt bei letzterem Beispiel nicht bei  $\vartheta = 45^{\circ}$ 

 $+\frac{\vartheta}{2}=60^{\circ}$ , sondern bei  $\vartheta=70^{\circ}$  auf. Die ungünstigsten

Werte  $\sigma$  und n differieren im Beispiel 1 und 3 aber wenig von-einander, wenn man dagegen den Einfluß des Winkels  $\delta'$  bei dem Vollquerschnitt einer Stampfbetonstützmauer betrachtet. In einem von Müller-Breslau in seinem Werke "Erddruck auf Stützmauern" durchgeführten Beispiel ist die Bodenpressung bei einer Stampfstützmauer für  $\delta' = 0$  5,2 mal so groß wie 3

lur  $v = \frac{1}{4} v$ . Bei dem Zahlenbeispiel 3 ist nun bei der Berechnung des Erddrucks  $E_1$  die Formel 5 angewendet worden. Diese ist auf gebaut unter der Voraussetzung einer ebenen Gleitfläche. Es ist aber für lotrechte Wände durch Versuche festgestellt worden, daß der Erddruck, den Formel 5 liefert, zu gering ist. In Wirklichkeit tritt eine gekrümmte Gleitfläche auf, die größere Werte liefert. Ein Verfahren von Müller-Breslau, daß an-genähert mit den Versuchswerten und den Ergebnissen der Theorie des Erddrucks bei gekrümmten Gleitflächen überein-stimmt, ist Folgendes. Man bestimme die Größe des Erddrucks auf eine lotrechte Wand bei wagerechtem Gelände stets mittels auf eine lotrechte Wand bei wagerechtem Gelände stets mittels der bei  $\delta' = 0$  gültigen Formel 4

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma' h^2 tg^2 \left( 45^0 - \frac{\varrho}{2} \right)$$

nehme den Erddruck  $E_1$  aber nicht wagerech<sup>t</sup>, sondern unter dem Reibungswinkel  $\delta_1'$  wirkend an. Beachtet man femer noch, daß ein Reibungswinkel  $\delta_1' = \varrho$  bei einer Reibung von Erde auf Beton zu groß ist, so ergibt das obige Zahlenbeispiel

mit	8'	 -	fol	lgend	le V	Verte:
				0 -		

Tabelle 4.						
9	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	9	$\frac{\sigma}{\gamma h}$	n	
900	1,67	2,09	650	5,58	1,18	
85°	2,00	-1,74	60°	5,58	1,17	
800	2,49	1,50	550	5,16	1,20	
75°	3,29	1,33	50°	4,39	1,25	
700	4,43	1,22	1 12 5	1 3 3 4 3 3		

Der Unterschied zwischen der größten Bodenpressung bzw. kleinsten Kippsicherheit in Tabelle 4 und 1 ist nicht sehr groß. Wie wenig Einfluß der Winkel  $\delta'$  auf die Abmessung des Fußes hat, soll jetzt gezeigt werden. In Tabelle 4 wurde mit einem Reibungswinkel  $\delta' = \frac{\rho}{2}$ , einem Böschungswinkel  $\rho = 30^{\circ}$  und den Abmessungen  $\alpha = 0,268$  und  $\beta = 0,368$  die maximale Bodenpressung  $\sigma = 5,58 \gamma h$  gefunden. Es soll nun der Wert  $\beta$  bestimmt werden für einen Reibungswinkel  $\delta' = 0$ , bei sonst gleichen Werten. Nach Gleichung 8 ist:

$$\sigma = \frac{2}{3} \frac{N^2}{M_l - M_w}.$$
 Hiermit bedeutet  $N = G = \alpha h^2 \gamma = 0,268 \gamma h^2$ 

$$M_w = \frac{1}{2} \gamma h^2 t g^2 \left( 45^0 - \frac{1}{2} \right) \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \gamma h^3 t g^2 30^0 = 0.05554 h^3 \gamma$$

$$M_v = G \left( \beta - \frac{\alpha}{2} \right) h = 0.268 \left( \beta - 0.124 \right) + h^3 \text{ and } c = 5.58 \text{ and } c$$

$$M_{l} = G\left(\beta - \frac{1}{2}\right) h = 0.268 \left(\beta - 0.134\right) \gamma h^{3} \text{ und } \sigma = 5.58 \gamma h.$$

Nach Einsetzen dieser in Gleichung lösung nach  $\beta$  ergibt sich  $\beta = \frac{2}{3} \frac{0,268}{5,58}$ + 0,05554 + 0.1340,268

= 0,3733, d. h. gegenüber dem früheren Wert  $\beta$  = 0,368 eine Vergrößerung des Stützenfußes um etwa 1,4%. Viel mehr Einfluß hat der Böschungswinkel  $\rho$ . Ist  $\rho$  = 35%, so ist

$$M_w = \frac{1}{6} \gamma h^3 tg^2 27,5^\circ = 0.04516 \gamma h^3 \text{ und}$$

$$\beta = \frac{2}{3} \frac{0,200}{5,58} + \frac{0,04510}{0,268} + 0,134 = 0,3345.$$

5 5,58 0,208 Der Stützmauerfuß bei  $\rho = 30^{\circ}$  ist also um etwa  $11^{\circ}/_{0}$  größer als der bei einem Böschungswinkel  $\rho = 35^{\circ}$ . Beachtet man ferner, daß durch teilweise Nutzlast, beispielsweise Nutzlast nur rechts von dem Punkt X (s. Abb. 1), noch etwas höhere Bodenpressungen auftreten können, so wird es bei Winkelstützmauern immer ratsam sein, viel Sorgfalt auf den Böschungswinkel  $\rho$ , weniger auf den Reibungswinkel  $\delta'$ zu legen.

Inhalt: Die Wiederherstellung der Kathedrale von Reims. — Die Konstruktion des Konzertsaales im städt. Bürohaus zu Gelsenkirchen. — Die Standsicherheit der Winkelstützmauer. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Druck: W. Büxenstein, Berlin SW 48.