Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 1 (1932)

Rubrik: Participants in the discussion of questions VII A1 and VII A2

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

VII A 2.

COLONNES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON OU DE BÉTON ARMÉ

VERBUNDSÄULEN

COMPOSITE COLUMNS

Dr. techn. e. h. F. v. **EMPERGER**,
Oberbaurat, Wien.

Voir « Publication Préliminaire », p. 595. — *Siehe « Vorbericht », S. 595.*
See " Preliminary Publication ", p. 595.

Participant à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participant in the discussion :

Dr. Ing. A. HAWRANEK,
Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Der Sicherheitsgrad von einbetonierten Stahlsäulen. Bemessungsformeln.

Der Sicherheitsgrad von zentrisch belasteten Eisenbetonsäulen wird vielfach auf die Bruchlast der Säule bezogen. Es wäre aber natürlich unzutreffend, daraus ableiten zu wollen, dass sich die tatsächlichen Spannungen im Eisen und Beton für die Gebrauchslast dem Sicherheitsgrad ν entsprechend gleichzeitig im selben Masse gegenüber den Spannungen im Bruchstadium reduzieren. Bei dreifacher Sicherheit werden also die für die Gebrauchslasten auftretenden Spannungen nicht jenen gleich sein, die sich aus der Division der Spannungen im Bruchstadium durch den Sicherheitsgrad ergeben. Wie Versuche zeigen, ist der Unterschied solcher rechnungsmässiger Spannungen gegenüber den tatsächlich auftretenden ziemlich gross.

Wenn es auch notwendig ist, den Verlauf des Verhaltens einer Säule bis zum Bruch versuchstechnisch und wissenschaftlich zu verfolgen, so interessiert den ausführenden Ingenieur bei der Bemessung von einbetonierten Stahlsäulen vor allem der Bereich der Spannungen in den Einzelstoffen für die Gebrauchslasten, da eine weitere Belastung im Bauwerk bis zum Bruch nicht vorkommt und sonst für die Gebrauchslasten die zulässigen Inanspruchnahmen vorgeschrieben sind, also eingehalten werden sollen. So lange kein Knicken der Säule in Frage kommt, sind nach den Vorschriften die Spannungen nachzuweisen, die den rechnerischen gegenübergestellt werden und die Rechnungsmethoden sollen derart sein, dass diese auch den tatsächlich auftretenden Spannungen, so weit dies möglich ist, entsprechen. Wenn dies nicht zutrifft, muss das Rechnungsverfahren abgeändert werden.

Liegen nun die tatsächlich gemessenen Betonspannungen wesentlich höher als die üblichen Rechnungsmethoden ergeben und werden die zulässigen Inan-

spruchnahmen des Betons, wie dies in letzter Zeit in verschiedenen Ländern geschehen ist, höher hinaufgesetzt, so können sich die wirklichen Betonspannungen bei der durch Versuche nachgewiesenen oft bedeutenden Streuung im positiven oder negativen Sinne, im letzteren Falle der Druckfestigkeiten des Betons, bedenklich nähern.

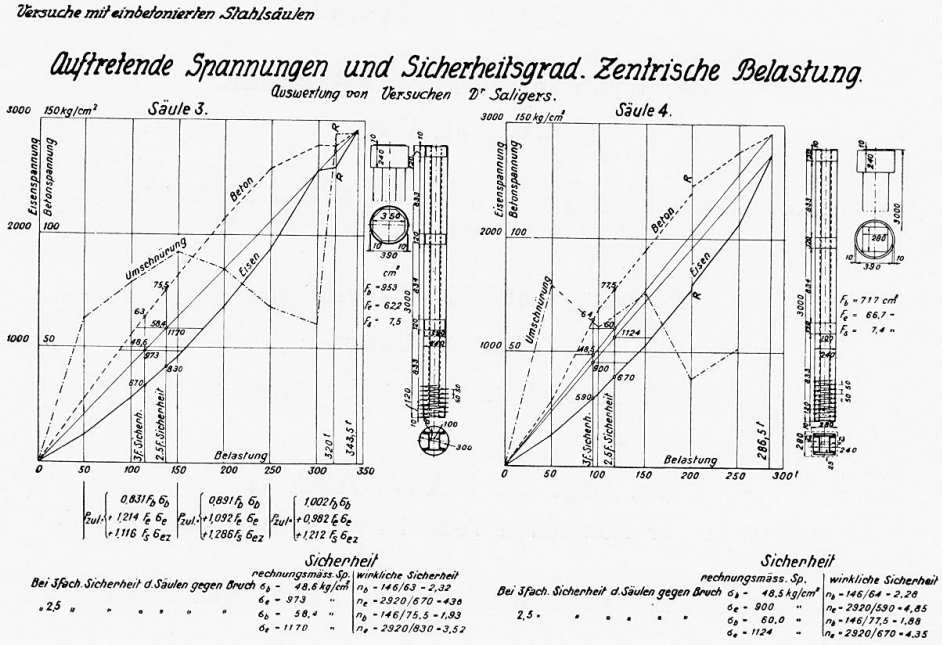


Fig. 1 et 2.

Essais sur poteaux en acier enrobés de béton. — Versuche mit einbetonierten Stahlsäulen. — Tests on steel columns encased in concrete.

Contraintes résultantes et coefficient de sécurité. Charge axiale centrée. — Auftretende Spannungen und Sicherheitsgrad. Zentrische Belastung. — Stresses and degree of safety with central loading.

Interprétation des essais du Dr. Saliger. — Auswertung von Versuchen Dr. Saligers. — Application of Dr. Saliger's tests.

Poteau. — Säule. — Column.

Contrainte dans le métal. — Eisenspannung. — Stress in steel.

Contrainte dans le béton. — Betonspannung. — Stress in concrete.

Frettage. — Umschnürung. — Circular reinforcement.

Béton. — Beton. — Concrete.

Acier. — Eisen. — Steel.

Coefficient de sécurité 3. — 3 fache Sicherheit. — Three-fold safety.

Charge. — Belastung. — Load,

Sécurité. — Sicherheit. — Safety.

Contraintes calculées. — Rechnungsmässige Spannungen. — Calculated stresses.

Sécurité effective, — Wirkliche Sicherheit. — Actual safety.

Pour un coefficient de sécurité de 3, pour les poteaux, contre la rupture, on a : $\sigma_b = 48{,}6$ kg/cm². — Bei 3 fach. Sicherheit d. Säulen gegen Bruch $\sigma_b = 48{,}6$ kg/cm². — With three-fold safety of column against breakdown $\sigma_b = 48{,}6$ kg/cm².

Da das Bestreben gerechtfertigt ist, die Spannungsberechnungen mit den Messungen der wirklich auftretenden Spannungen, so weit dies möglich ist, zur Uebereinstimmung zu bringen, soll die nachstehende Arbeit eine Klärung dieser Frage versuchen.

Setzt man also entsprechend dem Additionsgesetz nach Emperger für Säulen die zulässige Tragkraft

$$P_{zul} = \frac{1}{\nu}(F_b\, s_b + F_e\, s_e + F_{ez}.\ s_{ez}) = \frac{1}{\nu} P_{Bruch}\ ;\ \text{wobei}$$

s_b die Prismenfestigkeit des Betons.
s_e die Stauchgrenze der Längsbewehrung
s_{ez} die Streckgrenze der Umschnürung bedeuten, so erhält man in der Säule bei Berücksichtigung des Gesichtspunktes der Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahmen beider Baustoffe zu viel Eisen und zu wenig Beton.

Zur Begründung seien die Versuche Prof. Dr. Saligers herangezogen (Der Bauingenieur 1931, Heft 15/16) und zwei Säulen herausgegriffen.

1) Die Säule Nr. 3 mit achteckigem Querschnitt, Bewehrung 2 ⊏-Eisen Nr. 18 sowie der Umschnürung von ø 7 mm Stärke und einer Ganghöhe von 5 cm und

2) Die Säule Nr. 4 mit quadratischem Querschnitt und der gleichen Bewehrung und Umschnürung.

In Abb. 1 wurden als Abszissen die Belastungen der Säule, als Ordinaten die Eisen- und Betonspannungen eingetragen. Die Spannungen des Betons sind aus den gemessenen Verkürzungen auf Grund der versuchstechnisch festgelegten Spannungsdehnungslinie ermittelt, auch die Eisenspannungen sind aus den unmittelbar gemessenen Verkürzungen abgeleitet. Man erhält dann eine Betonlinie und eine Eisenspannungslinie, ausserdem sind die Spannungen, die der Umschnürung entsprechen, eingetragen. Letztere sind jedoch nicht gemessen worden, sondern für die einzelnen Belastungsstufen aus dem Additionsgesetz abgeleitet. Jene Belastungen, bei denen die ersten Risse in der Schale aufgetreten sind, wurden mit R bezeichnet.

Endlich wurden noch Gerade gezogen, die die Spannungen im Bruchstadium mit dem Koordinatennullpunkt verbinden. Sie geben die Spannungen bei Annahme eines proportionalen Verlaufes der Spannungszunahme. Die Eisenlinie liegt unter der Geraden, die Betonlinie als Kurve darüber (Abb. 1 und 2).

Säule Nr. 3

Im Bruchstadium ist die	Betonspg.	146	kg/cm²
	Eisenspg.	2920	» »
Bei 3-facher Sicherheit kommt die	Betonspg.	48,6	» »
	Eisenspg.	973,0	» »
Bei 2,5 » » » »	Betonspg.	58,4	» »
	Eisenspg.	1170	» »

in Betracht.

Nun beträgt aber bei :

3-facher Sicherheit die tatsächl.	Betonspg.	63,0	kg/cm²
	Eisenspg.	670	» »
2,5 » » » »	Betonspg.	75,5	» »
	Eisenspg.	830	» »

Es sind also bei :

3-facher Sicherheit d. tatsächl.	Betonspg. um	30 %	grösser
	Eisenspg.	31 %	kleiner
2,5 » » » »	Betonspg. um	29 %	grösser
	Eisenspg.	29 %	kleiner

Wir sehen, dass die Unterschiede zu Ungunsten des Betons erheblich sind und dass der eigentliche Sicherheitsgrad, wenn man ihn auf die tatsächlichen

Gebrauchsspannungen bezieht bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit gegen Bruch
beim Beton bloss 2,32, beim Eisen aber 4,36
2,5 -facher rechnungsmässiger Sicherheit gegen Bruch
beim Beton bloss 1,95, beim Eisen aber 3,52 beträgt.

Dimensioniert man daher nach dem Additionsgesetz, so wird das Eisen nicht ausgenüzt, hingegen der Beton überbeansprucht. Es besteht also bei der wirklich um etwa 30 % höheren Beanspruchung des Betons bei nicht sachgemässer Ausführung eine grössere Gefahr. Wurde zu nass betoniert, so wird das Ergebnis noch schlechter.

Um zu sehen, welchem Gesetze die wirklich auftretenden Spannungen σ_b, σ_e, σ_{ez} (Umschnürung) in diesem Falle gehorchen, wurden Formeln entwikkelt, und für die ersten drei Belastungsstufen, das ist 50, 100, 150 t aus drei Gleichungen mit drei Unbekannten errechnet. Dieser Bereich I fällt in jenen der Gebrauchslasten; dann wurden noch für 150, 200, 250 t (Bereich II) und 250, 300, 343,5 t (Bereich III) die Formeln für die jeweilige Last P und die dabei auftretende Spannung aufgestellt. Sie lauten :

$$\text{Bereich I} \quad P = 0{,}831\ F_b.\ \sigma_b + 1{,}214\ F_e.\ \sigma_e + 1{,}116\ F_s.\ \sigma_{ez}$$
$$\text{Bereich II} \quad P = 0{,}891\ F_b.\ \sigma_b + 1{,}092\ F_e.\ \sigma_e + 1{,}286\ F_s.\ \sigma_{ez}$$
$$\text{Bereich III} \quad P = 1{,}002\ F_b.\ \sigma_b + 0{,}982\ F_e.\ \sigma_e + 1{,}212\ F_s.\ \sigma_{ez}$$

Man sieht, dass für den Bruchbereich III die Bruchlast der Säule angenähert durch

$$P = F_b.\ \sigma_b + F_e.\ \sigma_e + 1{,}2\ F_s.\ \sigma_{ez}$$

ausgedrückt werden kann ; aber für den Bereich der Gebrauchslast etwa mit

$$P_{zul} = 0{,}83\ F_b.\ \sigma_b + 1{,}20\ F_e.\ \sigma_e + 1{,}12\ F_s.\ \sigma_{ez} \ldots\ldots \text{A)}$$

gerechnet werden sollte, damit Uebereinstimmung herrscht. Der Beton hatte in diesem Falle, wie im folgenden, eine Würfelfestigkeit von 190 kg/cm² und eine mittlere Prismenfestigkeit von 146 kg/cm². Die Stauchspannung des Stahles betrug im Mittel 2790 kg/cm², die Streckspannung der Umschnürung 2890 kg/cm².

Säule Nr. 4, Abb. 2.

Für diese quadratische Säule ergeben sich ganz ähnliche Verhältnisse. Hier ist für die

Bruchlast : die Betonspannung 146,0 kg/cm²
» Eisenspannung 2730,0 » »

daraus ergibt sich bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit d. Betonspng. 48,6 kg/cm²
Eisenspng. 900,0 » »
2,5 » » » Betonspng. 60,0 kg/cm²
Eisenspng. 1124,0 kg/cm²

Die tatsächlich gemessenen Spannungen sind aber bei :

3-facher Sicherheit die Betonspannung 64,0 kg/cm²
Eisenspannung 590,0 » »
2,5 » » » Betonspannung 77,5 kg/cm²
Eisenspannung 670,0 » »

Es sind also bei :

3-facher Sicherheit d. tatsächl.	Betonspannung um	32%	grösser
	Eisenspannung »	34,4%	kleiner
2,5 » » » »	Betonspannung »	29%	grösser
	Eisenspannung »	40%	kleiner

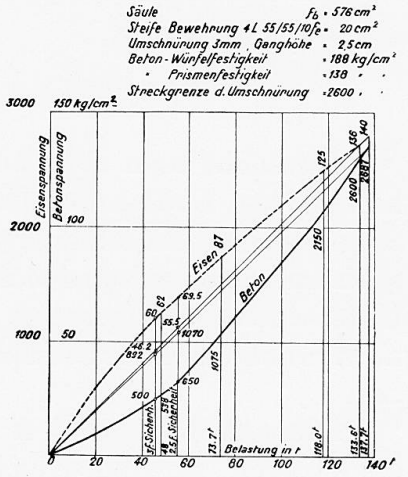
Es ist demnach der eigentliche Sicherheitsgrad bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit beim	Beton bloss	2,28
	Eisen dagegen	4,85
2,5 » » » »	Beton bloss	1,88
	Eisen dagegen	4,35.

Die Unterschiede sind also bei der quadratischen Säule noch grösser und zwar in gleichem Sinne.

Fig. 3.

Poteau. — Säule. — Column.
Armature rigide. — Steife Bewehrung. — Rigid reinforcement.
Frettage. — Umschnürung. — Spiral reinforcement.
Pas. — Ganghöhe. — Pitch of spiral.
Résistance du cube de béton. — Beton-Würfelfestigkeit. — Concrete-cube strength.
Résistance du prisme de béton. — Beton-Prismenfestigkeit. — Concrete-prism strength.
Limite d'écoulement des fers de frettage. — Streckgrenze der Umschnürung. — Yield point of spiral reinforcement.
Contrainte dans le métal. — Eisenspannung. — Stress in iron.
Contrainte dans le béton. — Betonspannung. — Stress in concrete.
Acier. — Eisen. — Iron.
Béton. — Beton. — Concrete.
Coefficient de sécurité. — Sicherheit. — Safety.
Charge en tonnes. — Belastung in t. — Load in tons.



Rechnet man wieder für die Bereiche I und II (Bereich III war wegen des Einflusses der Umschnürung unsicher) die Formeln für die Lasten aus je drei Gleichungsgruppen für die gleichen Laststufen und die tatsächlichen Spannungen aus, so ergibt sich für den

Bereich I $P = 0{,}986\ F_b\ \sigma_b + 1{,}02\ F_e\ \sigma_e + 1{,}015\ F_s\ \sigma_{ez}$

» II $P = 0{,}976\ F_b\ \sigma_b + 1{,}027\ F_e\ \sigma_e + 1{,}018\ F_s\ \sigma_{ez}$

Man sieht, dass sich diese Werte selbst für den Geltungsbereich der Gebrauchslasten (Bereich I) wenigstens für diesen Einzelfall und für die quadratische Säule dem Additionsgesetz nähert

$$P_{zut} = F_b\ \sigma_b + F_e\ \sigma_e + F_s\ \sigma_{ez} \ldots\ldots \text{B)}$$

Die Achtecksäule zeigt grössere Abweichungen.

In beiden Fällen wird unter rechnungsmässiger Sicherheit jene aus der Bruchlast abgeleitete verstanden, unter eigentlichem Sicherheitsgrad jener, der die Beziehung zwischen den Spannungen beim Bruch und jenen bei der Gebrauchslast herstellt.

Knapp vor Beginn des Kongresses erschien in den Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau Bd. I Seite 379 eine Abhandlung von Ing. I. N. Rengers, Leiter der Materialprüfungsanstalt in

Haag, über « Säulenversuche des holländischen Betonvereines in Amsterdam ».

In dieser Serie von 97 Versuchen sind auch Säulen mit steifen Profilen untersucht worden. Nur eine der Säulen sei beliebig herausgegriffen und in gleicher Weise wie die vorherigen untersucht, soweit sich dies aus den Angaben der Veröffentlichung machen liess, und in Abb. 3 wiedergegeben.

Die Abmessungen der Säule sind nachstehende :

Säulenquerschnitt 24 × 24 cm.
Steife Bewehrung 4 Winkel 55/55/10 mm.
Umschnürung Durchmesser ø = 3 mm, Ganghöhe 2,5 cm.
Betonwürfelfestigkeit 188 kg/cm².
Betonprismenfestigkeit 138 kg/cm².
Streckgrenze der Umschnürung 2600 kg/cm².

Der Abbildung ist in gleicher Weise wie früher zu entnehmen, dass

bei 3-facher Sicherheit die tatsächl.	Betonspng.	um	30,0 % grösser
	Eisenspng.	»	43,4 % kleiner
bei 2,5 » » » »	Betonspng.	»	25,5 % grösser
	Eisenspng.	»	39,2 % kleiner ist.

Untersucht man noch andere Säulen, so findet man ein ganz ähnliches Verhalten. Die Grösse der Unterschiede zwischen gerechneten und gemessenen Spannungen sind offenbar von der Betonqualität und von der Stärke der Umschnürung, sowie von den Stahleigenschaften abhängig und es scheint, dass diese Unterschiede bei besserer Güte der Baustoffe kleiner werden, immer aber noch erheblich sind. Die Spannungen in der Umschnürung wurden nicht gemessen.

In den Abb. 1) und 2) sind auch die Spannungsanteile der Umschnürung eingetragen, sie sind jedoch errechnet. Aus dem Verlauf der Linien lässt sich nichts positives sagen, höchstens, dass ihr Verlauf doch mehr oder weniger stetig ansteigend verlaufen müsste, abgesehen von der Nähe des Bruchstadiums, dass bei steigender Last noch ein Abfall der Kurve, wenigstens in Abb. 1 eintritt, kann nur in dem Mangel einer tatsächlichen Messung liegen.

Es ist jedenfalls klar, dass bei einer Laststeigerung bis zum Bruch jeder Teil der Säule (Beton, Längsbewehrung und Umschnürung) entsprechend seinen Eigenschaften für sich arbeitet und erst im letzten Stadium sich einer nach dem andern erschöpft und dabei zuerst die Umschnürung reisst, dadurch der Beton seiner zusammenfassenden Hülle verlustig wird und die vorher künstlich gesteigerte Stauchung sich in einer Zerstörung des Betons auslöst, so dass schliesslich bei dem geschwächten Querschnitt die Längseisen ausknicken. Diese Einzelvorgänge spielen sich zuletzt in kurzen Intervallen nach einander ab.

Weshalb man nur bei den zentrisch gedrückten Säulen aus dem Bruchstadium rechnen soll, während der weitaus grösste Teil der Druckbauglieder im Bauwerk exzentrisch beansprucht ist und dabei wiederum unter Zugrundelegung von zulässigen Spannungen gerechnet wird, ist schon der Konsequenz halber unbegreiflich.

Die in obigen Ausführungen festgestellten Tatsachen müssen noch an Hand von Versuchen geprüft werden, um die Zusammenhänge für verschiedene

Betongattungen und Bewehrungsprozente stark und steif bewehrter Säulen und ihren Einfluss auf die Spannungen im Bereich der Nutzlasten zu klären, bevor eine allgemein gültige Formel für die Berechnung von stark bewehrten und umschnürten Säulen empfohlen werden kann.

Die meisten der bisherigen Versuche lassen eine Kontrolle in dieser Hinsicht nicht zu, weil nicht alle erforderlichen Messungen vorgenommen wurden. Deshalb müssen noch weitere Versuche durchgeführt werden.

Bis dahin könnte man, da in der Formel A sowohl die Güte des Betons sowie des Stahls, als auch die Stärke der Bewehrung und Umschnürung mittelbar oder unmittelbar berücksichtigt ist, für das Stadium der Gebrauchslasten und unter Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahmen benützten und zwar für kreisrunde und achteckige Säulen; für quadratische Säulen wird die Formel B noch überprüft werden müssen.

Traduction.

Le degré de sécurité des colonnes en acier enrobées de béton. Formules de calcul.

La marge de sécurité des colonnes en béton armé soumises à une charge centrée est souvent rapporté à la charge de rupture de la colonne. Il ne serait toutefois naturellement pas légitime de vouloir en déduire que les contraintes effectives dans les fers ou dans le béton, dans le cas de la charge normale, sont en comparaison avec des contraintes qui correspondent à l'état de rupture, dans le même rapport que cette marge de sécurité ν. Dans le cas d'une marge de sécurité de 3, les contraintes qui sont mises en jeu pour les charges en service normal ne sont nullement égales à celles que donnerait le quotient des contraintes correspondant à la rupture par le coefficient de sécurité. Ainsi que l'on peut le constater expérimentalement, l'écart entre ces contraintes calculées et les contraintes qui se manifestent effectivement est passablement élevé.

Si l'on envisage la nécessité d'étudier la manière dont se comporte une colonne en béton armé jusqu'à sa rupture, tant du point de vue expérimental que du point de vue théorique on se trouve amené, en pratique, dans le calcul des colonnes en acier enrobées de béton, à faire porter l'étude sur le domaine des contraintes qui se manifestent dans les éléments individuels pour les charges normales de service, car il n'y a pas à envisager, en construction, une surcharge allant jusqu'à la rupture ; d'ailleurs, les contraintes admissibles sont prévues pour les charges normales, c'est donc dans ces conditions qu'il faut en tenir compte. Tant que la question du flambage des colonnes n'intervient pas, il faut, d'après les règlements, contrôler les contraintes qui correspondent aux efforts calculés et les méthodes de calcul doivent être conçues de telle sorte que ces valeurs calculées elles-mêmes puissent correspondre précisément, dans toute la mesure du possible, à la manière dont se présentent les contraintes effectives. Si ce n'est pas le cas, il faudra modifier les méthodes de calcul.

Si les contraintes effectives mesurées dans le béton se trouvent notablement

au-dessus des valeurs fournies par les méthodes de calcul courantes et si par ailleurs les contraintes admissibles ont été relevées, ce qui s'est produit récemment dans certains pays, il pourra se faire, en tenant compte de la dispersion dans les deux sens que mettent souvent en évidence les essais, que les contraintes effectives accusent, dans le cas le plus défavorable, des valeurs dangereusement voisines de la rupture du béton à la compression.

Il est donc légitime de s'efforcer de faire concorder les contraintes calculées avec les valeurs des mesures des contraintes qui se manifestent effectivement, cela dans toute la mesure du possible et nous nous proposons, dans les lignes qui suivent, de donner quelques précisions à ce sujet.

Si, suivant la loi d'addition ou de superposition d'Emperger, on admet pour la puissance portante admissible des colonnes l'expression suivante :

$$P_{zul} = \frac{1}{\nu}(F_b\, s_b + F_e\, s_e + F_{ez}\, s_{ez}) = \frac{1}{\nu} P_B$$

dans laquelle on désigne par :

P_{zul} la charge admissible ;
P_B la charge de rupture ;
s_b la résistance du prisme de béton ;
s_e la limite de compression de l'armature longitudinale ;
s_{ez} la limite d'écoulement du frettage ;

on obtient pour la colonne, en tenant compte du principe de l'observation des contraintes admissibles dans les deux matériaux, d'une part, une section de fers trop importante, d'autre part, une section de béton trop faible.

Nous ferons appel, pour justifier ce point de vue, aux essais du Professeur Dr. Saliger (Der Bauingenieur, 1931, n° 15/16) et considérerons deux colonnes :

1. — La colonne n° 3, de section octogonale, avec armature constituée par deux fers ⊂ n° 18 et un frettage en hélice, en fils de 7 mm. de diamètre, suivant un pas de 5 cm ;

2. — La colonne n° 4, de section carrée, comportant la même armature et le même frettage.

Dans la figure 1, on a porté en abscisses les charges sur la colonne, en ordonnées les contraintes dans les fers et dans le béton. Les contraintes dans le béton ont été déterminées à partir des contractions mesurées et sur la base du diagramme de déformation établi expérimentalement. De même, les contraintes dans les fers ont été déterminées à partir de la mesure directe des contractions. On obtient ainsi une courbe pour le béton et une courbe pour les fers. On a tracé également une courbe représentant les contraintes dans le frettage. Ces dernières n'ont toutefois pas été mesurées, mais bien déduites, d'après la loi d'addition, pour les différents régimes de charge. Toutes les charges pour lesquelles se manifestent les premières fissurations dans l'enveloppe, sont marquées par la lettre R.

On a également tracé des droites qui joignent les valeurs des contraintes à l'état de rupture à l'origine des coordonnées. Ces droites représentent les contraintes qui correspondent à l'hypothèse d'une proportionnalité des accroissements. La courbe des fers est au-dessous, la courbe du béton au-dessus des droites correspondantes (figures 1 et 2).

Colonne n° 3.

A l'état de rupture, les contraintes sont les suivantes :

Béton..... 146 kg/cm² ;
Fers..... 2920 kg/cm².

Pour un coefficient de sécurité de 3, les contraintes calculées d'après ce coefficient sont de :

Béton..... 48,6 kg/cm² ;
Fers..... 973 kg/cm².

Pour un coefficient de sécurité de 2,5 on a de même :

Béton..... 58,4 kg/cm² ;
Fers..... 1170 kg/cm².

Mais on obtient effectivement d'après les courbes pour un

Coefficient 3.....	Béton.....	63 kg/cm² ;
	Fers.....	670 kg/cm² ;
Coefficient 2,5.....	Béton.....	75,5 kg/cm² ;
	Fers.....	830 kg/cm² ;

Les contraintes effectives sont donc, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité ;

Pour le coefficient 3.....	Béton.....	30 % au dessus ;
	Fers.....	31 % au dessous ;
Pour le coefficient 2,5....	Béton.....	29 % au dessus ;
	Fers.....	29 % au dessous ;

On constate que les écarts défavorables au béton sont importants ; les coefficients de sécurité effectifs, rapportés aux contraintes normales effectives, sont les suivants :

Pour une sécurité calculée de 3 par rapport à la rupture :

dans le béton seul..... 2,32
dans les fers seuls..... 4,36

Pour une sécurité calculée de 2,5 par rapport à la rupture :

dans le béton seul..... 1,95
dans les fers seuls..... 3,52

Si l'on effectue donc les calculs d'après la loi d'addition, les fers ne sont pas intégralement utilisés, tandis que le béton est surchargé. Lorsque l'exécution du bétonnage ne répond pas à toutes les exigences, il en résulte donc un risque notable sous l'influence de cette surcharge de l'ordre de 30 %. Si le mélange est trop humide, les conditions sont encore plus défavorables.

Afin de se rendre compte à quelle loi les contraintes effectives σ_b, σ_e, σ_{ef} obéissent en pareil cas, des formules ont été établies donnant, pour les trois premiers régimes de charges, de 50, 100 et 150 tonnes, trois équations à trois inconnues, la zone I ainsi définie correspondant aux charges normales ; on a également développé ces formules pour une zone II, définie par 150, 200 et 250 tonnes, et pour une zone III définie par 250, 300 et 343,5 tonnes, pour chacune des charges P et des contraintes effectives correspondantes.

On obtient ainsi :

Zone I : $P = 0{,}831\ F_b . \sigma_b + 1{,}214\ F_e . \sigma_e + 1{,}116\ F_s . \sigma_{ez}$
Zone II : $P = 0{,}891\ F_b . \sigma_b + 1{,}092\ F_e . \sigma_e + 1{,}286\ F_s . \sigma_{ez}$
Zone III : $P = 1{,}002\ F_b . \sigma_b + 0{,}982\ F_e . \sigma_e + 1{,}212\ F_s . \sigma_{ez}$

On voit que pour la zone de rupture III, la charge de rupture de la colonne est voisine de :

$$P = F_b . \sigma_b + F_e . \sigma_e + 1{,}2\ F_s . \sigma_{ez}$$

tandis que pour la zone correspondant aux charges normales, et pour réaliser la concordance, il faudrait appliquer la relation :

$$P_{zul} = 0{,}83\ F_b . \sigma_b + 1{,}20\ F_e . \sigma_e + 1{,}12\ F_s . \sigma_{ez} \qquad (A)$$

Dans le cas considéré, de même que dans le cas qui suit, le béton accusait sur le cube une résistance de 190 kg/cm² et sur le prisme une résistance moyenne de 146 kg/cm². La contrainte de compression de l'acier des fers atteignait en moyenne 2790 kg/cm² et la contrainte d'écoulement du frettage atteignait 2890 kg/cm².

Colonne n° 4 (figure 2).

On obtient, pour cette colonne de section carrée, des résultats absolument semblables, on a ici pour la charge de rupture :

Béton..... 146 kg/cm² ;
Fers..... 2730 kg/cm².

Pour un coefficient de sécurité de 3, les contraintes calculées d'après ce coefficient sont de :

Béton..... 48,6 kg/cm² ;
Fers..... 900 kg/cm².

Pour un coefficient de sécurité de 2,5 on a de même :

Béton..... 60 kg/cm² ;
Fers..... 1124 kg/cm².

Or les contraintes effectives mesurées sont les suivantes :

Coefficient 3....	Béton.....	64 kg/cm² ;
	Fers.....	590 kg/cm².
Coefficient 2,5...	Béton.....	77,5 kg/cm² ;
	Fers.....	670 kg/cm².

Les contraintes effectives sont donc, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité :

Pour le coefficient 3...	Béton....	32 °/₀ au-dessus
	Fers.....	34,4 °/₀ au-dessous
Pour le coefficient 2,5..	Béton....	29 °/₀ au-dessus
	Fers.....	40 °/₀ au-dessous

Les coefficients de sécurité effectifs sont donc les suivants :

Pour une sécurité calculée de 3 :

dans le béton seul..... 2,28
dans les fers seuls..... 4,85

Pour une sécurité calculée de 2,5 :

dans le béton seul..... 1,88
dans les fers seuls..... 4,35.

Les écarts sont donc, dans la colonne carrée, encore plus prononcés et d'ailleurs dans le même sens.

Si l'on établit à nouveau les formules correspondant aux zones I et II pour les charges correspondant à 3 groupes d'équations (la zone III ne donnant pas des résultats certains à cause de l'influence du frettage) pour les mêmes régimes de charge et en faisant intervenir les contraintes effectives correspondantes, on obtient :

$$\text{Zone I} : P = 0{,}986\ F_b . \sigma_b + 1{,}02\ F_e . \sigma_e + 1{,}015\ F_s . \sigma_{ez}$$
$$\text{Zone II} : P = 0{,}976\ F_b . \sigma_b + 1{,}027\ F_e . \sigma_e + 1{,}018\ F_s . \sigma_{ez}$$

On constate que dans la zone des charges normales, ces valeurs sont assez voisines de la loi d'addition ci-dessous, tout au moins pour ce cas particulier et dans le cas d'une colonne de section carrée :

$$P_{zul} = F_b\ \sigma_b + F_e\ \sigma_e + F_s\ \sigma_{ez} \qquad (B)$$

La colonne de section octogonale accuse des écarts plus prononcés.

Dans les deux cas, on entend bien par sécurité calculée celle qui est rapportée à la charge de rupture et par sécurité effective ou sécurité propre celle qui exprime le rapport entre les contraintes qui se manifestent d'une part, à la charge de rupture, d'autre part, sous la charge normale.

Peu de temps avant le début du Congrès, paraissait, dans les Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (Volume I, page 379) un mémoire de l'Ing. I. N. Rengers, Directeur du Laboratoire d'Essai des Matériaux de La Haye sur les « Essais sur des Colonnes, effectués par l'Association Hollandaise du Béton d'Amsterdam ».

Cette série de 97 essais a comporté aussi des essais sur colonnes armées avec des profilés rigides. Nous ne considérerons ici que l'une de ces colonnes, d'ailleurs choisie arbitrairement et nous y appliquerons le même raisonnement que précédemment, dans la mesure où les résultats publiés nous permettront de le faire (voir figure 3).

Les caractéristiques de cette colonne sont les suivantes :

Section ..... 24 × 24 cm ;
Armature rigide..... 4 cornières de 55 × 55 × 10 mm ;
Diamètre des fils de frettage..... 3 mm ;
Pas du frettage..... 2,5 cm ;
Résistance du cube de béton..... 188 kg/cm² ;
Résistance du prisme de béton..... 138 kg/cm².
Limite d'écoulement du fil de frettage..... 2600 kg/cm².

L'étude de la figure montre que, en raisonnant comme plus haut, les contraintes effectives sont, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité :

Pour le coefficient 3..... Béton.... 30 °/₀ au-dessus ;
Fers..... 43,4 °/₀ au-dessous ;
Pour le coefficient 2,5..... Béton.... 25,5 °/₀ au-dessus ;
Fers..... 39,2 °/₀ au dessous.

Si l'on fait porter l'investigation sur d'autres colonnes, on obtient des résultats absolument semblables. La valeur de l'écart entre les contraintes calculées et les contraintes mesurées dépend d'une manière très nette de la qualité du béton et du diamètre du fil de frettage, de même que des caractéristiques de l'acier employé; il semble que cet écart soit plus faible pour une meilleure qualité des matériaux, quoiqu'ils soient toujours très nets. Les contraintes dans les fils de frettage n'ont pas été mesurées.

Sur les figures 1 et 2 sont également portées les contraintes partielles dans le frettage; elles ont toutefois été calculées. L'examen du diagramme ne permet pas d'arriver à une conclusion positive; tout au plus peut-on dire que ces contraintes montent plus ou moins régulièrement, sauf dans le voisinage de l'état de rupture et que l'irrégularité qui se manifeste, tout au moins dans la courbe de la figure I, lorsque la charge croît, ne peut être attribuée qu'à un défaut de mesure effective.

Il est en tout cas évident que lorsque la charge croît jusqu'à la rupture, chacune des parties constitutives de la colonne travaille par elle-même suivant ses caractéristiques propres, pour céder, en définitive l'une après l'autre dans la dernière phase; la rupture commence par se produire dans le frettage, de telle sorte que l'enveloppe qui maintenait le béton se relâche et que le régime de compression qui se maintenait auparavant d'une manière en quelque sorte artificielle se résout par la destruction de ce béton et qu'en fin de compte, dans la section ainsi affaiblie, les armatures longitudinales flambent. Ces phases particulières se succèdent d'ailleurs à de courts intervalles.

Il est donc inadmissible, étant donné les conclusions auxquelles on arrive que l'on ne puisse baser les calculs sur la phase de rupture que dans les colonnes soumises à une charge centrée; la plupart des éléments travaillant à la compression, dans les ouvrages, sont en effet soumis à des charges excentrées et sont calculés en se basant sur les contraintes admissibles.

Les conclusions qui précèdent demandent encore à être contrôlées expérimentalement, afin de préciser le comportement des colonnes fortement et rigidement armées, pour différentes sortes de bétonnage et différents pourcentages d'armatures, ainsi que la répercussion de ces influences sur les contraintes qui se manifestent dans la zone des charges normales; cette étude préliminaire est nécessaire si l'on veut pouvoir aboutir à une formule de validité générale pour le calcul des colonnes fortement armées et frettées.

La plupart des essais qui ont été effectués jusqu'à maintenant ne se prêtent pas à une investigation dans cet ordre d'idées, car toutes les mesures nécessaires n'ont pas été effectuées. Il est donc nécessaire de procéder à de nouveaux essais.

Jusque là, on pourrait, pour les colonnes circulaires et octogonales, utiliser la formule A, dans laquelle il est tenu compte directement ou indirectement aussi bien de la qualité du béton que de celle de l'acier, de même que de l'importance de l'armature et du frettage, cela pour la zone des charges normales et en observant les contraintes admissibles; la validité de la formule B, en ce qui concerne les sections carrées, demande à être contrôlée à nouveau.