Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 75 (1957)

Heft: 51

Artikel: Näherungsberechnung zur Bemessung von unterzugslosen Eisenbetondecken: Uebertragung und Diskussion des 10. Kapitels der Eisenbeton-Normen des "American Concrete Institute"

Autor: Pfister, Franz

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-63460

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: 09.12.2025

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

75. JAHRGANG HEFT NR. 51

Näherungsberechnung zur Bemessung von unterzugslosen Eisenbetondecken

DK 624.012.4:624.073.12

Uebertragung und Diskussion des 10. Kapitels der Eisenbeton-Normen des «American Concrete Institute» *)

Von Dipl. Ing. **Franz Pfister**, Zürich

1. Vorbemerkung

Sehr oft ist es erwünscht, Eisenbetondecken, die auf Einzelstützen gelagert sind oder als horizontale Tragelemente von Rahmensystemen wirken, ohne Unterzüge auszubilden. Für Lagerräume und Fabrikationsräume mit grossen Nutzlasten hat sich dabei die sogenannte Pilzdecke, für deren Bemessung bereits einige bewährte Näherungsmethoden bestehen, als vorteilhaft erwiesen. In vielen Fällen sind aber Pilze infolge ihrer störenden Schatten- und Gewölbewirkungen nicht erwünscht. Um dem Konstrukteur auch für die Berechnung von «pilzlosen» Plattendecken, d. h. Decken mit durchgehender gerader Untersicht, ein rasches und zuverlässiges Hilfsmittel in die Hand zu geben, hat das «American Concrete Institute» in seinen neu revidierten Eisenbeton-Normen vom 21. Februar 1956 (ACI Building Code 318—56) *Richtlinien zur näherungsweisen Berechnung und Bemessung von Platten mit punktförmiger Lagerung* aufgenommen.

Die exakte Berechnung solcher unterzugsfreien Decken ist bis jetzt nur für wenige Spezialfälle bekannt und zudem sehr aufwandreich (vgl. Timoshenko, Theory of Plates and Shells, McGraw Hill Book Co., New York). Die vorliegende Arbeit ist ein gekürzter Auszug aus den erwähnten Richtlinien, unter Berücksichtigung der verschiedenen Massysteme und anschliessender Diskussion.

2. Richtlinien zur Bemessung von unterzugslosen Eisenbetondecken

21. Bezeichnungen

b = Feldbreite (m)
c = Auflagerbreite (m)
h = statisch wirksame Höhe (cm)
β_d^{28} = Würfeldruckfestigkeit des Betons [1]) nach 28 Tagen (kg/cm²)
H = Stockwerkshöhe (m)
$\eta = z/h_s$ = Koeffizient des inneren Hebelarms
L = Spannweite, gemessen zwischen den Stützenaxen (m), bzw. Mittelwert aus zwei angrenzenden Feldern
d = Deckenstärke in Feldmitte (cm)
τ = Schubspannung (kg/cm²)
Q = Querkraft (t)
M = Biegemoment (mt)
g = ständige Last (kg/m²)
p = Nutzlast (kg/m²)
$q = g + p$ = Totallast (kg/m²)

22. Voraussetzungen für die Näherungsberechnung

221. Die Platte soll in jeder Richtung aus mindestens drei Feldern bestehen.

222. Das Verhältnis von Länge zu Breite eines Plattenfeldes soll zwischen ⅔ und ⁴/₃ liegen.

223. Die Felder sollen ungefähr rechteckig sein. Aufeinander folgende Spannweiten dürfen um nicht mehr als 20 % von der grösseren Spannweite abweichen. Einzelne Säulen können bis zu 10 % der Spannweite abseits der theoretischen Systemaxe stehen.

23. Säulen

231. Kleinste Querschnittsabmessung der Säulen 25 cm.

232. Das minimale Trägheitsmoment einer Säule sei wie folgt:

$$J_{min} = \frac{d^3\, H\, 100}{12\,(0{,}5 + g/p)} \geqq 40\,000 \text{ cm}^4$$

Wenn die Säule oberhalb der Decke nicht fortgesetzt ist, so muss J_{min} das Doppelte des obigen Wertes sein.
d ist die minimal erforderliche Plattenstärke (siehe Abschnitt 235, Deckenstärke). H ist das Mittel der zwei angrenzenden Stockwerkshöhen. p ist der grössere Wert der zwei benachbarten Felder.

233. Die Säulen sollen für das grösste Moment M_s, das sich aus der nachstehenden Formel ergibt, bemessen werden:

$$M_s = 2 \left| \frac{b}{f} \left(q\, L_1^2 - g\, L_2^2\right) \right|_{max}$$

L_1, L_2 benachbarte Spannweiten
f = 30 für Randsäulen, f = 40 für Innensäulen

Die erhaltenen Momente sollen entsprechend den Säulensteifigkeiten $T = J/H$ nach oben und unten verteilt werden [2]).

$$M_s^0 = M_s \frac{T_0}{T_0 + T_U}; \quad M_s^U = M_s \frac{T_U}{T_0 + T_U}$$

Bild 1 gibt die Definition der Rand- und Innensäulen.

234. Die effektive Auflagerbreite ergibt sich für die Pilzdecke aus Bild 2, für die pilzlose Decke aus Bild 3.

235. Minimale Deckenstärke

Pilzlose Decke:

$$d_1 \geqq 0{,}23\, L \left(1 - \frac{2c}{3L}\right) \sqrt{\frac{36\, q}{\beta_d^{28}}} + 3{,}8 \geqq \frac{L}{0{,}36} \geqq 13 \text{ cm}$$

Pilzdecke:

$$d_2 \geqq 0{,}20\, L \left(1 - \frac{2c}{3L}\right) \sqrt{\frac{36\, q}{\beta_d^{28}}} + 2{,}5 \geqq \frac{L}{0{,}40} \geqq 10 \text{ cm}$$

*) ACI-Journal, Mai 1956, Vol. 27, Nr. 9.

1) Würfeldruckfestigkeit: Die Betonfestigkeit wird in den Vereinigten Staaten stets mit der Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen festgelegt. Zur Umrechnung wurde angenommen, dass die Zylinderdruckfestigkeit 80% der Würfeldruckfestigkeit betrage.

2) Diese Formeln sind in den ACI-Standards nicht angegeben. Der Vergleich mit der Rahmenberechnung (Abschnitt 4) hat jedoch ergeben, dass die Stützenmomente nach der Näherungstheorie etwas knapp sind und daher einer Korrektur bedürfen. Allerdings ist dazu zu sagen, dass die Uebertragung der Momente von der Platte in die Stützen in Wirklichkeit kaum dem entsprechen wird, was mit der Theorie vom stellvertretenden Rahmen angenommen wird. Die Stützenmomente sind bestimmt kleiner, als es die Rahmentheorie ergibt. Da aber hierüber vorderhand noch keine genauen Untersuchungen bestehen, ist es angebracht, auf der sichern Seite zu bleiben.

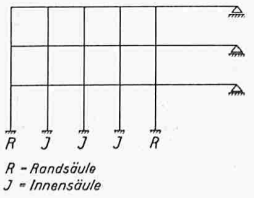


Bild 1. Definitionen

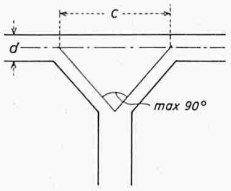


Bild 2. Pilzdecke

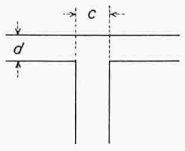


Bild 3. Pilzlose Decke

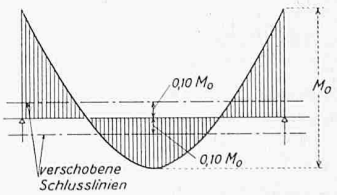


Bild 4. Biegemomente der Platte

Bei Randfeldern mit geringer oder keiner Einspannung sind obige Minimalwerte um 15 % zu erhöhen.

236. Pilzköpfe. Der Pilzdurchmesser soll nicht kleiner als ⅓ der Spannweite L sein. Bei Auflagerung von Pilzdecken auf Wänden ohne Deckenverstärkung soll die Deckenstärke nicht kleiner als ½ $(d_1 + d_2)$ sein.

237. Biegemomente der Platte. Die absolute Summe der positiven und negativen Biegemomente in jeder Richtung der Säulenreihen soll den folgenden Minimalwert haben:

$$M_0 = 0{,}09 \cdot q \cdot b \cdot L^2 \cdot F = \left(1 - \frac{2c}{3L}\right)^2$$

$$F = 1{,}15 - \frac{c}{L} \geqq 1{,}00$$

Diese Momente M_0 sind entsprechend den Verteilzahlen (Bild 5) aufzuteilen. Der Mittelwert der Werte M_0, berechnet für zwei parallele Säulenstreifen, soll der Berechnung der Feldstreifen zugrunde gelegt werden. Für die Bemessung dürfen die Feld- und Stützenmomente bis zu 10 % von M_0 erhöht oder erniedrigt werden (Bild 4). Dabei darf die numerische Summe M_0 der Feld- und Stützenmomente nicht unterschritten werden.

238. Oeffnungen können an Stellen, wo sich zwei Mittelstreifen kreuzen, angebracht werden. Die ausfallende Armierung muss jedoch allseitig der Oeffnung angebracht werden. Oeffnungen an Orten, die zwei Säulenstreifen gemeinsam haben, sollen nicht mehr als ⅛ der Streifenbreite betragen. Oeffnungen an Stellen, die einem Säulen- und einem Feldstreifen gemeinsam sind, dürfen bis zu ¼ der Armierung eines Streifens unterbrechen.

239. Die Schubspannungen τ sollen im Abstand h_s vom Säulenrand, bzw. vom Pilzrand, nach der Formel

$$\tau = \frac{Q}{U\,\eta\,h_s}$$

berechnet werden und folgende Werte nicht überschreiten:

$\tau_{max} \leqq 0{,}024\,\beta_d^{28} \leqq 7$ kg/cm² wenn mindestens 50 % der gesamten negativen Bewehrung des Säulenstreifens innerhalb des Umfanges U zu liegen kommen.

$\tau_{max} \leqq 0{,}02\,\beta_d^{28} \leqq 6$ kg/cm² wenn mindestens 25 % der gesamten negativen Bewehrung des Säulenstreifens innerhalb des Umfanges U zu liegen kommen. Bei Pilzen sollen mindestens 50 % der gesamten erforderlichen negativen Bewehrung des Säulenstreifens über dem Pilzkopf liegen. Die Schubspannung im Abstand h_s vom Pilzrand soll $0{,}024\,\beta_d^{28}$ und 7 kg/cm² nicht überschreiten.

2310. Betonspannungen. Die massgebende Breite zur Berechnung der Betonspannungen sei ¾ der Streifenbreite, bzw. ¾ der Breite der Pilzköpfe.

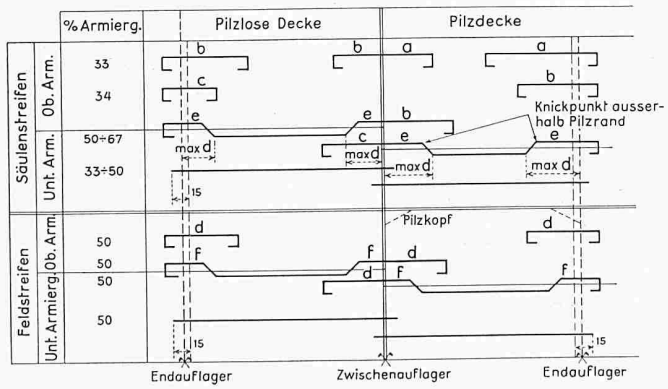


Bild 6. Anordnung der Armierungseisen

Eisenlängen, gemessen von Auflagemitte:

a	b	c	d	e	f
0,33 l	0,30 l	0,27 l	0,25 l	0,20 l	0,15 l

An einspannungsfreien Randauflagern brauchen die obern Armierungseisen nicht mehr als um die Länge e ins Feld hineinzugehen

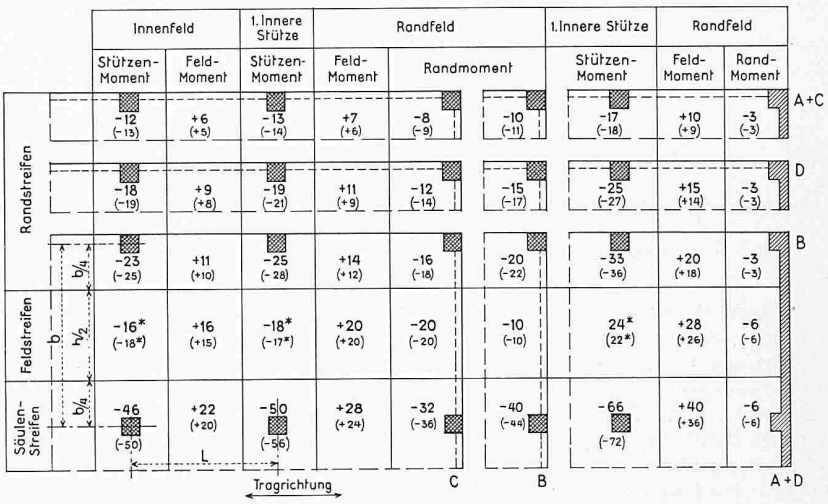


Bild 5. Verteilzahlen der Momente. Die Zahlen geben an, wieviele Prozent von M_0 zu nehmen sind; ( ) = Pilzdecke; A = Auflager auf Mauer, ohne wesentliche Einspannung; B = freier Rand; C = Randbalken, Höhe ≧ 3 d oder biegungssteife Verbindung mit Betonwand; D = Randbalken, Höhe ≧ 1,5 d

*) Werte um 30 % erhöhen, wenn Platte über Auflager Typ C oder B durchläuft

2311. Armierung. Die für die Bemessung massgebenden Biegemomentanteile sind entsprechend den Verteilzahlen in Bild 5 zu berechnen[3]). An Auflagerstellen soll die positive Armierung bis zu den Plattenrändern geführt werden und eine minimale Verankerungslänge von 15 cm aufweisen. Die negative Armierung an den Plattenrändern soll mit Haken versehen werden. Die minimale Bewehrung sei 0,25 %. Die statisch wirksame Höhe h_s über den Pilzköpfen soll nicht mehr als ¼ der Voutenlänge des Pilzes sein und nicht mehr als 1,5mal die statisch wirksame Höhe der Platte betragen. Die Anordnung und Verankerungslängen der Armierungseisen kann Bild 6 entnommen werden.

3. Praktische Anwendung der Näherungstheorie

Ein Gebäude, bestehend aus drei unterzugslosen, auf Säulen gelagerten Decken wurde nach der in Abschnitt 2 beschriebenen Näherungsmethode untersucht.

31. Die Abmessungen gehen aus Bild 7 hervor; Eigengewicht $g = 600$ kg/m², Nutzlast $p = 200$ kg/m², $q = 800$ kg/m².

32. Deckenstärken und Stützenabmessungen

Minimale Deckenstärke:

$$d^{cm} = 0{,}23\,L\left(1 - \frac{2c}{3L}\right)\sqrt{\frac{36\,q}{\beta_d^{28}}} + 3{,}8 \geqq \frac{L}{0{,}36} \geqq 13\text{ cm}$$

$$\underline{d} = 0{,}23 \cdot 6{,}0\left(1 - \frac{0{,}8}{18}\right)\sqrt{\frac{36 \cdot 800}{300}} + 3{,}8 = \underline{16{,}8\text{ cm}}$$

gewählt $\underline{d = 20\text{ cm}}$ (Bild 8)

Minimale Stützenabmessung:

$$J_{min} = 2\,\frac{d_{min}^3\,H\,100}{12\left(0{,}5 + \frac{g}{p}\right)} = 2\,\frac{16{,}8^3 \cdot 4{,}0 \cdot 100}{12\left(0{,}5 + \frac{600}{200}\right)}\,90\,250\text{ cm}^4$$

[3]) Armierung: Die zulässigen Stahlspannungen des ACI Building Code betragen 1400 kg/cm² für Stahl II. Diese Spannung ist zulässig für alle Teile des Hochbaues. Entsprechend unserer Eisenbetonpraxis ist daher eine zulässige Stahlspannung von 2000 kg/cm² auch für Pilzdecken ohne weiteres am Platze. Als Ergänzung sei noch beigefügt, dass die zulässigen Randspannungen des Betons 36% der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen betragen.

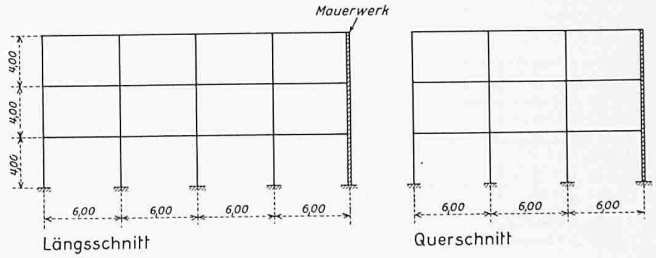


Bild 7. Praktisches Beispiel

$a = 32{,}3$ cm ⟶ gewählt $\underline{a = 40 \text{ cm}}$

Schubspannungen: $\tau = \dfrac{Q}{U\ \eta\ h_s} = \dfrac{36 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}2}{4{,}76 \cdot 0{,}9 \cdot 18} = \underline{7{,}05 \text{ kg/cm}^2}$

$\tau_{zul} = 7 \text{ kg/cm}^2$

33. Momente der Deckenplatte

Innenstützen:

$$\underline{M_s} = 2\,\frac{b}{f}\left|q\,L_1^2 - g\,L_2^2\right|_{max} = 2\,\frac{6{,}0}{40}\left[(800-600)\cdot 6^2\right] = \underline{2{,}16 \text{ mkg}}$$

Randstützen:

$$\underline{M_s} = 2\,\frac{6{,}0}{30}\left|800 \cdot 6^2\right| = \underline{11{,}50 \text{ mt}}$$

Plattenbiegemoment

$$M_0 = 0{,}09\ q\ b\ L^2\ F\left(1 - \frac{2c}{3L}\right)^2$$

$$F = 1{,}15 - \frac{c}{L} = 1{,}15 - \frac{0{,}4}{6} = 1{,}08$$

$$= 0{,}09 \cdot 800 \cdot 6{,}0 \cdot 6{,}0^2 \cdot 1{,}08\left(1 - \frac{0{,}8}{18}\right)^2 = 15\,400 \text{ mkg}$$

$$M_0 = \underline{15{,}4 \text{ mt}}$$

Die Momentverteilzahlen in Längsrichtung, erhalten aus Bild 5, gehen aus Bild 9 hervor. Moment pro Streifenbreite:

$$M = \frac{z}{100}\,M_0$$

z = Verteilzahl in %, z.B. $z = +28$

$$\underline{M} = \frac{28}{100}\,15{,}4 = \underline{+4{,}31 \text{ mt}}$$

pro lfm Platte:

$$\underline{m} = \frac{4{,}31}{3{,}00} = \underline{1{,}44 \text{ mt/m}'}$$

S = Säulenstreifen $b = L/2 = 3{,}00$ m

F = Feldstreifen $b = L/2 = 3{,}00$ m

S' = Randstreifen $b' = L/4 = 1{,}50$ m

(Verteilzahlen gelten für diese Breite b')

Die Bemessung der Armierung erfolgt nach den üblichen Methoden der Eisenbetontechnik. Für die Armierungsanordnung dient als Richtlinie Bild 6.

4. Vergleich mit andern Berechnungsmethoden

41. Berechnung nach der Theorie des stellvertretenden Rahmens

Der in Abschnitt 3 nach der Näherungstheorie berechnete Rahmen wurde auch nach der Theorie des stellvertretenden Rahmens, mit 100 % Totallast in beiden Richtungen, für die Längsrichtung durchgerechnet. Mit Hilfe der Methode Cross sind die Platten- und Säulenmomente für die ungünstigsten Laststellungen ermittelt worden. Die Rahmenmomente wurden entsprechend dem in den deutschen Stahlbetonnormen (DIN 1045, § 26) angegebenen Verteilschlüssel in Gurtmomente und Feldmomente aufgeteilt.

Vergleicht man die aus der Rahmentheorie erhaltenen Momente mit den Werten der Näherungstheorie, so ergibt sich, dass letztere im Mittel 70 % (Minimalwert 58 %, Maximalwert 81 %) der nach der Rahmentheorie ermittelten Werte ausmachen. *Dies bedeutet, dass die Näherungstheorie mit einer Belastung von rd. 70 % der Vollast, unter Berücksichtigung der ungünstigsten Lastfälle, des stellvertretenden Rahmens rechnet.* DIN 1045 schreibt allerdings für beide Tragrichtungen 100 % vor. Dies bedeutet aber eine sehr ungünstige Annahme und führt zu unwirtschaftlichen Abmessungen. Bild 10 zeigt die Ergebnisse für einen mittleren Rahmenriegel.

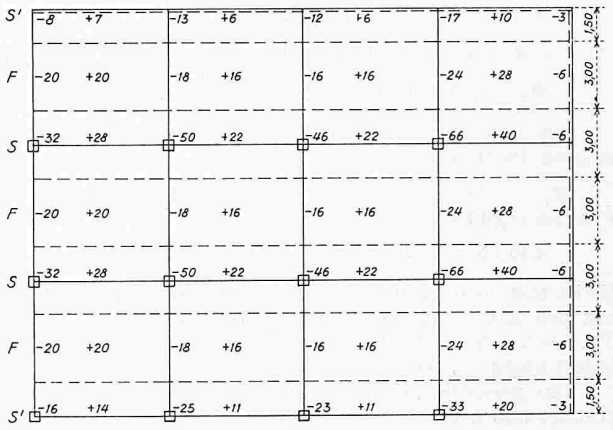


Bild 9. Momentenverteilzahlen in Längsrichtung

Eine wesentliche Abweichung der Näherungstheorie von der Rahmentheorie ergibt sich für die Einspannmomente der Platte in den Randfeldern. Hier ergeben sich nach der Näherungstheorie Werte, die mehr als das Doppelte der Werte der Rahmentheorie ausmachen.

Etwas ungünstiger fällt der Vergleich der Momente in den Säulen aus, da Näherungsberechnung und Rahmenberechnung stark divergieren. Aus diesem Grunde wurde der in Abschnitt 2, Art. 233, erwähnte Zusatz zur Verteilung der Stützenmomente gemacht. Damit bewegen sich auch die Stützenmomente innerhalb der 70 % des mit Vollast gerechneten Rahmens. Im weitern sind die minimalen Säulenabmessungen nach Art. 232 festgelegt, so dass Fehldimensionierungen ausgeschlossen sind.

Allgemein ist zu sagen, dass die im ACI Code enthaltene Näherungstheorie, ganz nach amerikanischem Forschungsprinzip, im wesentlichen auf Grund von zahllosen praktischen Versuchen und erst in zweiter Linie auf Grund von komplizierten Theorien aufgestellt wurde. Dadurch lässt es sich auch erklären, wieso gerade die Stützmomente und Randfeldmomente nicht genau mit der idealisierten Rahmentheorie übereinstimmen, da eine genaue theoretische Ableitung der Pilzdecke besonders in den Randzonen mit grössten Schwierigkeiten verbunden ist.

42. Berechnung nach der Elastizitätstheorie

Timoshenko hat für eine punktförmig gelagerte Platte mit unendlich vielen Feldern eine geschlossene Formel für die Momente in Plattenmitte angegeben (Timoshenko, Theory of Plates and Shells). Für das in Abschnitt 3 durchgerechnete Gebäude wurde für ein mittleres Plattenfeld das maximale Feldmoment nach den Angaben von Timoshenko berechnet (Bild 11); $g = 600$ kg/m², $p = 200$ kg/m², $q = 800$ kg/m², $M_x = M_y = M_q$.

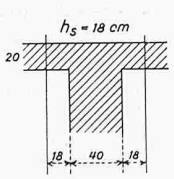
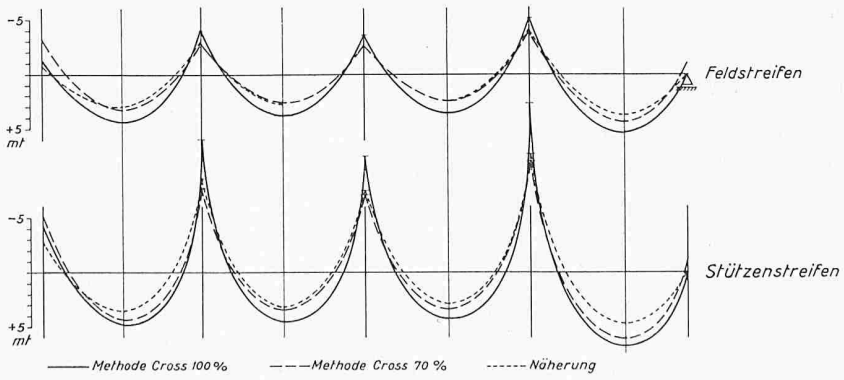


Bild 8.



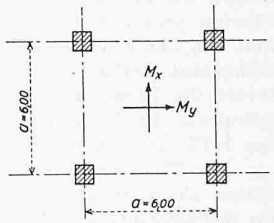


Bild 11.

Bild 10 (links). Vergleich der Maximalmomente für Berechnung nach der Rahmentheorie (Methode Cross) und nach der Nährungsmethode

$$M'_q = a^2\ (0{,}036\ g + 0{,}042\ p) = \underline{1{,}08\ \text{mt/m}'}\ (\nu = 0{,}3)$$

Da M prop. $(1 + \nu)$ ist, so wird für $\nu = 0{,}15$ (Beton):

$$\underline{M_q} = (1{,}15 : 1{,}3)\ x\ M_q' = \underline{0{,}96\ \text{mt/m}'}$$

Nach der Näherungstheorie wird das Feldmoment eines inneren Plattenfeldes

$$M_q = 0{,}16 \times 15{,}4 = 2{,}46\ \text{mt (auf 3 m Breite)}$$

Pro lfm ergibt dies

$$2{,}46 : 3 = 0{,}82\ \text{mt/m}'$$

Es ist nun noch zu berücksichtigen, dass die Näherungstheorie mit den Einspannmomenten der Stützen rechnet. Nach der Theorie von Timoshenko ist aber die Platte als frei drehbar gelagert angenommen.

Das gesamte Stützenmoment M_s wurde in Abschnitt 3 berechnet und beträgt

$$M_s = 2{,}16\ \text{mt}$$

Verteilt man dieses Moment auf die ganze Plattenbreite, so ergibt dies

$$M_s = 2{,}16 : 6 = 0{,}36\ \text{mt/m}'$$

Das maximale Feldmoment nach der Näherungstheorie würde demnach:

$$\underline{M_q} = 0{,}82 + 0{,}36 = \underline{1{,}18\ \text{mt/m}'}$$

d. h. das nach der Näherungstheorie berechnete Moment beträgt 123 % des nach der genauen Plattentheorie ermittelten Momentes. Da in Wirklichkeit der Feldstreifen durch die Stützeneinspannung weniger entlastet wird als der Stützenstreifen (nach DIN 1045 nur 25 % statt 50 %), so wird das Korrekturmoment M_s noch um etwa die Hälfte kleiner. Wir erhalten demnach:

$$M_s = 0{,}26 : 2 = 0{,}18\ \text{mt/m}'$$

Das gesamte Feldmoment wird:

$$M_q = 0{,}82 + 0{,}18 = 1{,}00\ \text{mt/m}',$$

womit wir noch 4,2 % über dem nach der Elastizitätstheorie berechneten maximalen Feldmoment stehen.

5. Schlussbemerkung

Die vom «American Concrete Institute» in seinen Eisenbeton-Richtlinien angegebene Näherungsberechnung für unterzugslose Eisenbetondecken (mit und ohne Pilzköpfe) erweist sich als sehr einfach und praktisch. Verglichen mit andern Berechnungsmethoden gibt sie durchaus brauchbare und sichere Werte und kann daher für die Praxis empfohlen werden.

Es ist eine feststehende Tatsache, dass die amerikanischen Hochschulen und Forschungsinstitute über sehr grosse Mittel, im Vergleich mit unsern Verhältnissen, verfügen, nicht nur auf den Gebieten der Kernphysik und der Elektronik, sondern auch im Bauingenieurwesen. Es könnte daher oft von Nutzen sein, die in diesem Lande gemachten Erfahrungen auszuwerten und anzuwenden, soweit sie auf unsere andersgearteten Verhältnisse übertragbar sind.

Adresse des Verfassers: *Franz Pfister*, Dipl. Ing. ETH, M. S., im Ingenieurbureau Max Walt, Rämistrasse 27, Zürich 1.

Einiges über die Entwicklung der sogenannten «Höheren Technischen Institute»

DK 379

Von Dr. **P. Buclin**, Adjunkt des Generalsekretärs des S. I. A., Zürich

Am 16. November 1953 fand an der ETH, auf Einladung des Präsidenten des Schweizerischen Schulrats, Prof. Dr. H. Pallmann, eine Konferenz betr. diese «Höheren Technischen Institute» (HTI) statt. An dieser Konferenz waren vertreten: Eidg. Departement des Innern, Eidg. Justizabteilung, BIGA, Erziehungsdirektionen der Kantone Zürich, Freiburg und Genf, Konferenz der kantonalen Erziehungsdirektoren, EPUL, Kant. Technikum Winterthur, S. I. A., G. E. P. und Arbeitsgemeinschaft für privates Bildungswesen. Der ausführliche, von den Vertretern des Eidg. Departements des Innern vorgetragene Bericht über den Tatbestand kann wie folgt zusammengefasst werden [1]).

Als im Januar 1934 Verhandlungen zwischen der Schweizerischen Eidgenossenschaft und Italien im Hinblick auf den Abschluss eines Abkommens (vom 5. Mai 1934, in Kraft getreten am 11. Januar 1938) über die gegenseitige Anerkennung der von den technischen Hochschulen beider Länder verliehenen Ingenieurdiplome geführt wurden, versuchte das «Höhere Technische Institut» in Freiburg (Schweiz) mit allen Mitteln, die Anerkennung der von ihm im Anschluss an Fernunterrichtskurse erteilten Diplome zu bewirken. Es stützte seine Behauptung besonders auf eine ihm durch den damaligen Erziehungsdirektor ausgehändigte Erklärung, wonach die von ihm erteilten Diplome «in der Schweiz genau den gleichen Wert hätten wie alle andern Ingenieurdiplome». Seine Bemühungen führten jedoch schliesslich, dank vor allem der Standhaftigkeit des Chefs des Eidgenössischen Politischen Departements, Bundesrat Motta, nicht zum angestrebten Ziel. Hingegen scheiterten die Bemühungen des Präsidenten des Schweizerischen Schulrats, Prof. Dr. A. Rohn, die dahin gingen, der Tätigkeit des HTI die gebührenden Schranken aufzuerlegen.

Die Tätigkeit des HTI wurde im Jahre 1952 erneut zu einem aktuellen Problem. Am 31. Oktober d. J. fand darüber im italienischen Senat eine Interpellation statt. Dabei wurde das Treiben des HTI als ein unerträglicher Unfug gebrandmarkt.

In der gleichen Zeit hatten nämlich weitere «Institute» in Italien eine ähnliche Tätigkeit aufgenommen. Sie alle behaupteten, sie seien in der Schweiz amtlich anerkannt oder durch die zuständigen Erziehungsbehörden beaufsichtigt, ja sogar sie seien «freie Hochschulen». Unbefangene, nicht gerade eindeutige Erklärungen einzelner Behörden wurden schamlos missbraucht. In den Inseraten hiess es, die HTI verleihen «**das** *schweizerische* Ingenieur- bzw. Architekten-Diplom», das in allen Ländern der Welt anerkannt sei. In den Prospekten stand, unter anderem, die Diplome würden «gemäss schweizerischer Bundesgesetzgebung» erteilt, sie hätten in der Schweiz «gesetzliche Kraft» und seien als «akademische Titel» bewertet, und weiteres Unzutreffendes mehr. Diese Aussagen wurden dadurch namentlich glaubhaft gemacht, dass die Diplome amtliche Stempel trugen (selbst den Bundesstempel, mit der Unterschrift der Schweizerischen Bundeskanzlei zur Beglaubigung der vorherigen Unterschrift des kantonalen Staatsschreibers) und somit als «legalisiert» und «bei der Staatskanzlei homologiert» gelten sollten, ... wofür durch den Kandidaten eine besondere Gebühr zu entrichten war! Bis vor einigen Jahren trug das Diplom des HTI Freiburg oben das Schweizerkreuz, und jede Diplomurkunde wurde durch den kantonalen Erziehungsdirektor mitunterzeichnet.

Die neu gegründeten Institute hiessen:

«Institut international de culture», Genève,
«Höheres Technisches Institut» in Zürich und in Altdorf,
«Istituto tecnologico superiore di Losanna» in Lausanne.

Ihre gemeinsamen Merkmale waren, dass sie in der Tat, wenn auch nur dank der Beihilfe schweizerischer Strohmänner, durch Italiener gestiftet und von Italien aus geleitet wurden, wobei der wirkliche Direktor jeweils nach aussen den bescheidenen Posten eines «Delegierten des Instituts für Italien» übernahm. Es ist erwiesen, dass zwischen den Instituten in Genf, Zürich und Altdorf zum Teil sehr enge Verbindungen bestanden. Das Institut Lausanne hingegen ist einem Komplex angegliedert, der unter mehreren verschiedenen Firmenbezeichnungen in der Schweiz und im Ausland auch auf anderen Gebieten Kurse erteilt. Der eigentliche Gründer der HTI Zürich und Altdorf scheint ein ehemaliger Mitarbeiter des HTI Freiburg zu sein. Die Bezeichnung «Höheres Technisches Institut Zürich (H. T. I.)» hat zu Verwechslungen mit der ETH geführt, um so mehr, als sich das HTI in seinen Prospekten als «Istituto europeo di nota fama», d. h. als «die in Europa wohlbekannte und berühmte Anstalt»

[1]) Vgl. auch «Bulletin S. I. A.», Juni 1953, Seiten 4/5, März 1954, S. 4, Dez. 1954, S. 11 und Aug. 1955, S. 4, sowie SBZ 1954, S. 628.