

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

**Band:** 1 (1932)

**Artikel:** Dalles rectangulaires reposant sur les quatres côtes

**Autor:** Gehler, W.

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-518>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 02.02.2025

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

für das ganze Stadium II die Berechnungsweise der drillungssteifen isotropen Platte zu Grunde zu legen, die, wie aus den Schlussfolgerungen (S. 217, Ziff. 4) hervorgeht, durch die Versuche mit Plattenstreifen auch für die Bruchlast erwiesen worden ist.

3. Diskussionsfrage (Vorschlag M. Ritter) : Ist zur Berechnung der Biegemomente die Poissonzahl  $m = 4$  einzusetzen oder rechtfertigt sich eine grössere Poissonzahl und warum ?

Hinsichtlich der Querdehnungszahl  $m$  muss stets unterschieden werden zwischen  $m_{\text{elast}} = m = \varepsilon : \varepsilon_q$  und  $m_{\text{total}} = m = \delta : \delta_q$ .

1) Berechnet man die Querdehnungszahl aus den gemessenen elastischen Formänderungen, also  $m_{\text{elast}} = m$ , ermittelt also die zweite Materialkonstante der Elastizitätslehre, so ergibt sich für Beton ein mit wachsender Spannung fallender Wert, und zwar bei Druck von  $m = 6$  bis  $m = 4$  (s. Referat Gehler, Materialprüfungskongress, Zürich 1931, S. 1095). Zu beachten ist hierbei jedoch, dass man diese Rechnungsweise nur so lange anwenden darf, als die bleibenden Formänderungen  $\eta$  verhältnismässig gering sind, also bei gebogenen Eisenbetonbalken etwa bis zur Nutzlast.

2) Bildet man dagegen die Werte  $m_{\text{total}} = m = \delta : \delta_q$ , so zeigt sich in der Nähe des Bruches, dass die Werte  $\delta$  stärker anwachsen als die Werte  $\delta_q$ , dass also die Werte  $m_\delta$  mit wachsender Belastung steigen.

3) Welche Querdehnungszahl empfiehlt sich bei einer Plattenberechnung zu wählen,  $m_{\text{elast}}$  oder  $m_{\text{total}}$  ?

Wir vermögen nur für  $m_{\text{elast}} = m$  bestimmte Gesetze anzugeben, also für den Fall, dass man sich auf die elastischen Anteile beschränkt (Stadium I unserer Plattenversuche). Für das Stadium II werden die Verhältnisse durch Hinzutreten der plastischen Anteile der Formänderung ausserordentlich unübersichtlich.

Ergebnis : Die Frage von M. Ritter ist daher zu beantworten : Zur Berechnung der Biegemomente bei Eisenbetonplatten ist die Querdehnungszahl  $m = 6$  einzusetzen.

### Traduction.

Dalles rectangulaires, reposant sur leurs quatre côtés.

Les formes essentielles qui répondent le mieux à la nature même du béton armé sont les poteaux et les dalles. Les poutres en béton armé ont en effet cet inconvénient que les premières fissures qu'elles manifestent se produisent pour une contrainte de  $5 \text{ kg/mm}^2$  seulement dans les armatures, c'est-à-dire pour une charge qui n'est même pas égale à la moitié de la charge admissible limite de  $12 \text{ kg/mm}^2$ . Les principales questions que posent les dalles en béton armé sont les suivantes :

1. — Comment les dalles en béton armé peuvent-elles être calculées d'une manière simple ?

2. — Quelle sécurité à la fissuration assurent-elles ?

Première question de discussion : Est-il légitime d'adopter pour les dalles de béton rectangulaires armées en croix, dans le stade I, le mode de calcul des dalles isotropes ?

Les dalles de béton armé en croix et reposant librement sur tous leurs côtés se comportent entièrement dans le stade I (pour laquelle la zone qui travaille à la traction ne manifeste pas de fissures) comme des dalles isotropes. Au cours des essais de Dresde, on a réalisé les conditions théoriques des bords des dalles, en maintenant leurs angles ; la comparaison entre les dimensions propres des dalles et les déformations et allongements mesurés permet d'aboutir à des conclusions fécondes au sujet de leur comportement élastique.

Au cours d'une thèse, mon collaborateur au Laboratoire d'Essai des Matériaux, le Dipl. Ing. Heide, a mis en évidence la remarquable concordance entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées relevées sur de nombreuses dalles tant encastrees que reposant librement. Cette concordance se manifeste d'ailleurs aussi bien pour les contraintes que pour les fléchissements. Dans les calculs en question, on a adopté comme coefficient d'élasticité pour le stade I la valeur  $E = 215.000 \text{ kg/cm}^2$ , déterminée au cours d'essais sur des éprouvettes et pour coefficient d'allongement transversal la valeur  $m = 6,4$  qui a été également déterminée expérimentalement.

Exemple 1 : Pour la dalle reposant librement, 2<sup>e</sup> série d'essais, on obtient le fléchissement calculé du milieu de la dalle dans le stade I, pour une charge  $\Delta q = 1.000 \text{ kg/m}^2$  :  $\delta_R = 1,64 \text{ mm}$ , tandis que l'essai donne :  $\delta_V = 1,68 \text{ mm}$ . Pour la contrainte dans les fers au centre de la dalle, le calcul a donné :  $\sigma_{eR} = 125 \text{ kg/cm}^2$ , tandis que l'on a obtenu expérimentalement :  $\sigma_{eV} = 127 \text{ kg/cm}^2$ .

Exemple 2 : Pour la dalle encastree de la série 7, et dans les mêmes conditions, on obtient pour le fléchissement, par le calcul :  $\delta_R = 0,597 \text{ mm}$ . et expérimentalement :  $\delta_V = 0,57 \text{ mm}$  ; pour les contraintes dans les fers, le calcul donne :  $\sigma_{eR} = 64 \text{ kg/cm}^2$ , tandis que la valeur mesurée est :  $\sigma_{eV} = 61 \text{ kg/cm}^2$ .

Conclusion : Il est donc légitime d'adopter, pour le calcul des dalles de béton armées en croix, dans le stade I, la méthode de calcul des dalles isotropes.

Deuxième question de discussion : Dans le stade II (après apparition des fissures), est-il également légitime de calculer les dalles de béton armées en croix d'après la méthode de calcul des dalles isotropes ?

La considération des contraintes qui se manifestent dans les dalles en béton armé carrées reposant librement sur tous leurs côtés, sous l'influence de l'accroissement de la charge, conduit, d'après la thèse citée plus haut, aux résultats suivants :

$\alpha$ . — Dans le stade I, sont valables les valeurs des moments déduites de la théorie des dalles, en faisant intervenir la résistance à la torsion, soit, pour des dalles carrées :

$$M = \frac{1}{27,4} . q l^2$$

$\beta$ . — La résistance à la distorsion augmente sans cesse lorsque la charge

augmente et que la fissuration s'accroît (stade II). Au lieu de la valeur indiquée en  $\alpha$ , on aura alors pour le moment :

$$M = \frac{1}{20} ql^2 \text{ à } \frac{1}{23} ql^2$$

$\gamma$ . — Au moment de la rupture et sous l'influence des déformations importantes, se manifeste un nouveau régime de contraintes, que les mesures ne sont plus susceptibles de suivre ; et il s'ajoute au phénomène de flexion un phénomène dit « effet de membrane ». (Le fait que cette influence additionnelle est plus réduite pour les dalles épaisses de la série 3 que pour les dalles plus minces de la série 2 correspond précisément à la notion d'effet de membrane). Cette nouvelle influence provoque, pour les séries d'essais considérés, une diminution des moments de rupture jusqu'à des valeurs qui se trouvent même au-dessous des valeurs des moments calculés d'après la théorie des dalles ( $M = 1/28,7 ql^2$  contre  $M = 1/27,4 ql^2$ . Voir page 210 de la Publication Préliminaire).

Exemple : Comparer les valeurs mesurées des fléchissements et des allongements dans les fers et dans le béton au milieu de la dalle de la série 2, avec angles maintenus, aux valeurs correspondantes pour des tranches de dalles considérées comme poutres reposant sur deux appuis. (La tranche de dalle a une largeur de 50 cm. et est supposée découpée dans la dalle suivant la direction des armatures inférieures.)

Les charges qui provoquent, dans la dalle et dans la tranche, des fléchissements de même valeur, sont entre elles dans un rapport déterminé qui (par exemple pour la série 2) diminue de 3,12 à 2,76 et atteint presque 2,5 à la rupture.

Comme, pour la tranche de dalle, le moment doit être considéré comme égal à  $1/8 ql^2$ , on obtient pour ces dalles des moments fléchissants qui croissent de :

$$\frac{1}{3,12} \cdot \frac{1}{8} \cdot ql^2 = \frac{1}{25} \cdot ql^2$$

$$\text{jusqu'à } \frac{1}{2,5} \cdot \frac{1}{8} \cdot ql^2 = \frac{1}{20} \cdot ql^2$$

au voisinage de la rupture.

La comparaison des moments de rupture de la dalle et de la tranche donne toutefois (voir page 210) pour la dalle un moment moyen de  $1/28,7 ql^2$ . L'écart entre cette valeur et  $1/20 ql^2$  doit être attribué à une modification du régime de contrainte au moment de la rupture (effet de membrane), qui dépend sans aucun doute de l'importance des déformations (atteignant jusqu'à 21 cm. de fléchissement au centre de la dalle).

Conclusion : Il est très difficile d'estimer la part qui revient à chacune des deux influences (flexion et effet de membrane) ; il est donc à recommander, pour le stade II tout entier, d'appliquer le mode de calcul des dalles isotropes tenant compte de la torsion, que justifient, même pour la charge de rupture (ainsi qu'il résulte des conclusions de la page 241, paragraphe 4), les essais effectués sur des tranches de dalles.



Troisième question de discussion (proposée par M. Ritter) : Dans le calcul des moments fléchissants, doit-on employer le coefficient de Poisson  $m=4$ , ou est-il justifié d'adopter pour ce coefficient une valeur plus élevée et pourquoi?

En ce qui concerne le coefficient d'allongement transversal  $m$  il faut toujours distinguer entre :

$$m_{\text{élast.}} = m = \varepsilon : \varepsilon_{\perp} \text{ et}$$

$$m_{\text{total}} = m = \delta : \delta_{\perp}$$

1. — Si l'on calcule le coefficient d'allongement transversal à partir des déformations élastiques mesurées, donc  $m_{\text{élast.}} = m$ , c'est-à-dire la deuxième constante de la théorie de l'élasticité, on obtient pour le béton une valeur qui diminue lorsque la contrainte croît ; pour la compression, par exemple,  $m$  diminue de  $m = 6$  à  $m = 4$  (voir rapport du Dr. Gehler au Congrès pour l'Essai des Matériaux de Zurich, 1931, page 1095). Il faut toutefois observer ici que l'on ne peut employer ce mode de calcul que tant que les déformations  $\eta$  permanentes restent relativement faibles, donc, pour les poutres en béton armé, environ jusqu'à la charge utile.

2. — Si, par contre, on détermine les valeurs de :

$$m_{\text{total}} = m = \delta : \delta_{\perp}$$

on constate, au voisinage de la charge de rupture, que les valeurs de  $\delta$  augmentent plus que celles de  $\delta_{\perp}$  et que par suite les valeurs de  $m$  augmentent lorsque la charge croît.

3. — Quel coefficient d'allongement transversal convient-il d'adopter pour le calcul d'une dalle,  $m_{\text{élast.}}$  ou  $m_{\text{total}}$  ?

On ne peut indiquer de règle déterminée que pour  $m_{\text{élast.}} = m$ , c'est-à-dire pour le cas où l'on se limite au domaine élastique (stade I de nos essais de dalles). Pour le stade II, on se trouve dans des conditions très peu claires, par suite de l'intervention des influences de déformation plastique partielle.

Conclusion : La réponse à la question de M. Ritter est donc la suivante : Pour le calcul des moments fléchissants dans les dalles de béton armé, il faut adopter le coefficient d'allongement transversal  $m = 6$ .

#### Participants à la discussion.

*Diskussionsteilnehmer.*

#### Participants in the discussion.

Dr.-Ing. F. SCHLEICHER,

Professor an der Technischen Hochschule, Hannover.

I. — Ueber die Steifigkeit der quadratischen Eisenbetonplatten.

Es ist interessant, die Durchbiegungen der freiauffliegenden, an den Ecken festgehaltenen quadratischen Platten mit den theoretischen Werten für die isotrope Platte zu vergleichen. Der Elastizitätsmodul wäre dabei von den Biegungsversuchen mit den Plattenstreifen zu entnehmen, über die im Vorbericht leider noch keine näheren Angaben gemacht sind.