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

Band: 2 (1936)

Artikel: Application de l'acier à haute résistance dans le béton armé

Autor: Gehler, W.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2925

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: 04.02.2026

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

IIc2

Application de l'acier à haute résistance dans le béton armé.

Anwendung des hochwertigen Stahles im Eisenbetonbau.

Use of High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

Dr. Ing. W. Gehler,
ord. Professor an der Technischen Hochschule,
Direktor beim Staatlichen Versuchs- und Materialprüfungsamt, Dresden.

Alors qu'en construction métallique il est relativement simple de juger de la sécurité des ouvrages *d'acier à haute résistance* en comparaison de celle des ouvrages en *acier doux du commerce,*[1] cette même tâche conduit, dans la construction en béton armé, à un problème compliqué à cause de la liaison du béton et de l'acier. Cette question ne peut être mise au clair que par des essais approfondis. Les séries d'essais exécutés par le «Deutscher Ausschuß für Eisenbeton» (et en particulier les essais de Dresde) fournissent une contribution très importante et c'est de leurs résultats que nous allons parler.

A. — L'acier à haute résistance en construction métallique.

Pour *décrire un élément déterminant, l'acier avec ses caractéristiques,* et en même temps *représenter la différence qui existe entre l'acier et le béton armé* il est recommandable de donner d'abord un court aperçu de notre conception actuelle sur *l'emploi de l'acier à haute résistance dans la construction des ponts et charpentes métalliques.*

I. — L'acier à haute résistance St 52 sous une charge immobile ou principalement immobile, c'est-à-dire dans les charpentes métalliques et dans les ponts-route métalliques.

Alors que la valeur minima de la résistance à la traction (par exemple $\sigma_B = 52$ kg/mm² ou 37 kg/mm²) sert en général à désigner les différentes sortes d'acier (par exemple St 52 ou St 37), la *limite d'écoulement* correspondante sert de base pour les sollicitations admissibles des deux sortes d'acier:

---

[1] L'acier doux du commerce est un acier doux avec une résistance minima à la traction de 37 kg/mm², une résistance maxima à la traction de 50 kg/mm², un allongement minimum à la rupture de 18% pour des barres de longueur normale et il doit supporter un pliage autour d'un mandrin de diamètre D = 2 a, angle de pliage 180°. (Pour les ronds ordinaires on n'exige pas encore ces valeurs.

Tableau I.

Sorte d'acier	résistance à la rupture σ_B (kg/mm²)	limite d'écoulement σ_S (kg/mm²)	Allongement δ_B %	Striction %	Coefficient de qualité $\sigma_B \cdot \delta_B$ (kg/cm)²	Travail de déformation: travail de rupture A_B (kg cm/cm³)	Travail de déformation: capacité de travail A_{tot} (kg cm/cm³)	$\frac{A_B}{\sigma_B \cdot \delta_B}$
St.37 (min)	42,8	31,0	18	59,7	770	490	650	0,637
St.37(max)	42,8	31,0	30	59,7	1284	860	1180	1,11
St.48	56,8	33,9	21	48,7	1193	760	1000	0,637
St.52	56,0	38,2	26,5	59,5	1484	910	1280	0,614
St.52	56,4	42,5	27	56,0	1523	940	1290	0,617
								i. M. rd. $^2/_3$

$$\sigma_{adm\,52} : \sigma_{adm\,37} = \sigma_{s\,52} : \sigma_{s\,37} = 36 : 24 = 3 : 2, \tag{1}$$

de telle sorte que l'on obtient pour

$$\begin{aligned} \sigma_{adm\,37} &= 1400\,\text{kg/cm}^2 \\ \sigma_{adm\,52} &= 2100\,\text{kg/cm}^2 \end{aligned} \tag{2}$$

L'utilisation complète de l'avantage de tensions admissibles 50% plus élevées dans l'acier St 52 n'est malheureusement pas possible dans deux domaines partiels des essais statiques car le module d'élasticité $E = 2\,100\,000\,\text{kg/cm}^2$ est pratiquement égal pour toutes les sortes d'acier.

a) Quoique le fléchissement f ne soit en général pas limité par les prescriptions, il existe l'inconvénient que pour une section constante le fléchissement croît proportionnellement à la tension car pour une poutre simple de hauteur h $\left(\text{avec } M = \sigma \cdot W = \sigma \cdot \frac{2\,J}{h}\right)$ le fléchissement est:

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{Ml^2}{EJ} = \frac{5}{24} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \frac{\sigma}{E} \tag{3}$$

ce qui est très défavorable dans la construction de charpentes surtout.

b) Comme la charge de flambage dans le domaine d'Euler $P_k = \frac{\pi^2 EJ}{s_k^2}$, donc pour une longueur de barre déterminée égale pour toutes les sortes d'acier, *l'acier à haute résistance* ne présente aucun avantage dans les barres comprimées élancées (avec $s_k : i < 100$).

L'avantage principal de l'acier à haute résistance réside dans la diminution du poids propre principalement dans les grandes portées (par exemple 26% pour le pont du Petit Belt avec $l = 200$ m). Ceci permet par exemple d'exécuter sur un sol peu résistant de très grands ponts pour le transport du charbon, et une telle réduction de poids est importante lorsqu'il s'agit d'exportation.

C'est pourquoi on admet comme caractéristique de la qualité de l'acier, employé dans les constructions sollicitées statiquement, *l'allongement à la*

rupture δ_B car elle caractérise, comme le comportement à l'essai de pliage, *l'endurance à un travail à froid à l'atelier et sur le chantier.* D'après le diagramme des tensions-allongements de l'essai de traction de la fig. 1 (voir aussi le tableau I) on peut voir que pour les sortes d'acier courant la surface du travail de déformation (jusqu'au point B de l'essai de traction) est en moyenne de

$$A_B = {}^2/_3\, \sigma_B \cdot \delta_B \tag{4}$$

et que la surface du rectangle circonscrit

$$A = \sigma_B \cdot \delta_B \tag{5}$$

appelé travail de rupture peut très bien servir de *coefficient pratique de qualité pour l'endurance de l'acier* qui d'après le tableau I varie de 800 à 1500 kg/cm².[2]

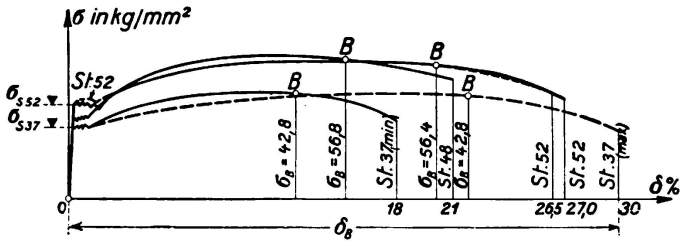

Fig. 1.
Diagramme contraintes-allongements pour différentes sortes d'acier.

II. — L'acier à haute résistance St 52 sous une charge souvent répétée dans les ponts-rails rivés.

Alors que dans les ponts-route l'influence dynamique est suffisamment prise en considération par l'admission de charges accidentelles élevées et par la multiplication des efforts dans les barres et des moments par un coefficient φ dépendant de la portée l (où $\varphi = 1{,}4 - 0{,}0015\, l$),[3] ce qui permet d'exécuter les calculs seulement pour des charges statiques, dans les ponts-rails c'est la résistance à la fatigue des assemblages rivés ou soudés qui est déterminante.[4] Leur sécurité repose donc sur des bases *statiques* car la fatigue est caractérisée dans les essais par le nombre n des variations de la charge et dans un pont par le nombre de passages de trains. La *résistance à la fatigue* dépend donc très fortement du mode de sollicitation, par exemple de la résistance aux efforts répétés alternés, de la résistance par rapport à l'origine ou de la résistance aux efforts répétés non alternés, ou encore du *rapport des limites des efforts dans les barres*

$$\xi = S_{min} : S_{max}. \tag{6}$$

D'après les résultats des essais, la résistance à la fatigue σ_D ne dépend plus, dans les assemblages rivés pour les aciers St 52 et St 37, des limites d'écoulement (voir équation 1) et par conséquent ne dépend plus de la valeur admissible $\sigma_{D\,adm}$ *qui doit être prise de 1800 kg/cm² seulement pour l'acier St 52 et par contre*

---

[2] cf. *W. Gehler :* „Die Entwicklung und Bedeutung der hochwertigen Baustähle im Eisenbau und Eisenbetonbau", Congrès mondial des ingénieurs Tokio 1929, Paper no. 218.

[3] cf. *W. Gehler :* „Taschenbuch für Bauingenieure", 5e édition, II vol. p. 375 (Berlin 1928, Julius Springer).

[4] cf. *W. Gehler,* Contribution à la discussion de III, b.

de nouveau de 1400 kg/cm² pour l'acier St 37. Il est important de savoir que *pour la détermination de la sécurité la limite d'écoulement n'entre plus en ligne de compte* et est remplacée par la *résistance à la dissociation.*

III. Dans les assemblages soudés aussi bien pour les charpentes que pour les ponts-route et les ponts-rails en acier doux, il faut réduire assez fortement par un *coefficient de forme* α les sollicitations admissibles en se basant sur les essais et en tenant compte des différentes formes des cordons de soudure suivant qu'il s'agit d'une soudure bout à bout ou d'une soudure d'angle (soudures frontales ou latérales) et d'une exécution ordinaire ou spécialement soignée.

IV. Au cours de ces dix dernières années on a réalisé deux progrés importants, introduction de l'acier à haute résistance et de la soudure électrique en construction métallique. Ces deux progrès représentent une réduction de prix d'environ 15 % (et même plus dans les grandes portées) et c'est pourquoi nous avons soulevé sous I, II et III des questions importantes au sujet de la sécurité de nos ouvrages métalliques. En principe les mêmes questions se posent lors de l'application dans les constructions de béton armé des aciers à haute résistance à cause de la liaison sous différentes formes.

B. — La sécurité à la rupture et à la fissuration des parties portantes en béton armé.

1. La sécurité à la rupture basée sur les diagrammes charges — allongements de l'acier (diagrammes q—ε_c).

Dans les fig. 2 a, b, c on a reporté les courbes mesurées des charges-allongements de l'acier (lignes pleines) et les lignes du calcul ordinaire (traints-points)

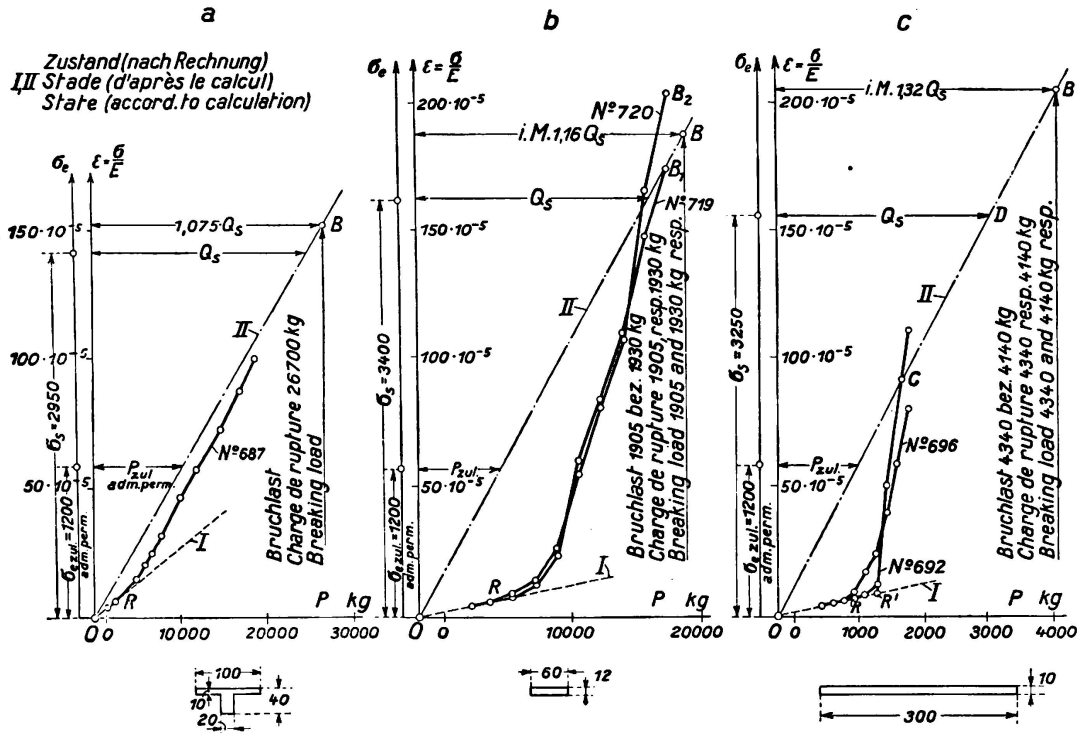

Fig. 2.

Diagrammes charges-allongements des fer pour:
a) Dalles à nervure b) Dalles rectangulaires
c) Dalles reposant sur tout le pourtour avec armatures croisées.

pour une dalle à nervure, une dalle à section rectangulaire et une dalle appuyée de tous les côtés.[5] (L'allongement total sert de base au calcul des tensions tirées des allongements mesurés).

a) *Dalle à nervure.* fig. 2a (Dresdner Versuche[5] 1928, cahier 66, p. 65, N° 687, armée avec de l'acier St 37 et calculée pour $M = \frac{1}{8} q\, l^2$). *Dans le stade I les essais concordent avec le calcul.* Comme la zone de compression du béton est petite, elle n'a qu'une faible influence sur le relèvement de la courbe. Les valeurs d'après le calcul habituel concordent avec les valeurs mesurées pour de petites charges déjà. La tension de l'acier calculée de la charge de rupture $\sigma_{e\,max}$ ne se trouve que 7 % au-dessus de la limite d'écoulement $\sigma_s = 2950\,kg/cm^2$ (voir sous D, 3)

$$\sigma_{e\,max} = 3170 = 1{,}075\,\sigma_s \text{ ou } \beta = \frac{\sigma_{e\,max} - \sigma_s}{\sigma_s} = 7{,}5$$

La sécurité à la rupture est donc:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{adm}} = \frac{2950}{1200} = 2{,}5.$$

Dans le calcul de la rupture il est bien de choisir $\nu_B = \sigma_s \cdot \sigma_{adm}$ c'est-à-dire de se baser sur la limite d'écoulement et non pas

$$\nu'_B = \frac{\sigma_{e\,max}}{\sigma_{e\,adm}} = \frac{3170}{1200} = 2{,}63$$

(ainsi qu'il résulte des explications données en D).

b) *Dalle à section rectangulaire* (Dresdner Plattenversuche, 1932, cahier 70, p. 179 et 180, N° 719 et 720, portée 3,0 m, armée d'acier St 37, calculée pour $M = \frac{1}{8} q l^2$, fig. 2b). Dans le stade I il existe une bonne concordance entre le calcul et les mesures. La courbe OR monte rapidement car la zone de traction du béton est grande ce qui décharge sensiblement les fers. Jusqu'à l'apparition de la première fissure (point R) l'allongement des fers est par conséquent encore petit.

Au point B les courbes OR des allongements mesurés et OB des allongements calculés des fers s'écartent fortement l'une de l'autre. A partir de maintenant les fers prennent toute la traction et les allongements vont croître plus fortement que l'augmentation de la surcharge. A la fin de l'essai (lorsque la limite d'écoulement $\sigma_s = 3400\,kg/cm^2$ est atteinte) les deux lignes OB et OB_1 (ou OB_2) se rencontrent à peu près de telle sorte que pour la sécurité à la rupture on peut de nouveau se baser avec raison sur la limite d'écoulement de l'acier, à savoir:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{adm}} = \frac{3400}{1200} = 2{,}8.$$

[5] cf. aussi la dissertation *Walter Heide:* „Die Dresdner Versuche mit kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten im Vergleich mit der üblichen Berechnung", Chaire du Prof. *Gehler,* T. H. Dresde, 1933 p. 12 et 28.

c) *Dalle appuyée de tous les côtés et armée en croix* (Dresdner Plattenversuche 1932,[6] cahier 70, p. 52 et 100, N° 692 et 696, $l_x = l_y = 3{,}0$ m, armée avec de l'acier St 37, calculée pour $M = \frac{1}{27{,}4} q l^2$, fig. 2c). Les valeurs calculées et mesurées concordent très bien dans le stade I. En principe ce que nous avons dit sous b est valable ici. Après que la première fissure est apparue (voir point R), l'allongement des fers croît dans une forte proportion. Les lignes des valeurs calculées et mesurées se coupent au point C. Pour la rupture (au point B) on obtient:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}} = \frac{4200}{990} = 4{,}2.$$

Comme les deux lignes ne se rencontrent pas au point D de la limite d'écoulement, *la valeur de la limite d'écoulement*

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_{adm}} = \frac{3250}{1200} = 2{,}7$$

ne peut pas servir à déterminer la sécurité.

Résultat: Dans les dalles à section rectangulaire et les dalles à nervure il faut admettre la sécurité à la rupture de

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{adm}}. \tag{7}$$

Par contre cette relation n'est pas exacte pour une dalle appuyée de tous les côtés et à armatures croisées, mais seulement le rapport de la charge de rupture à la charge utile

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}}. \tag{8}$$

2. La sécurité à la fissuration.

Désignons par q_R la charge uniformément répartie pour laquelle la première fissure visible apparaît et par q_{adm} la charge utile (ou charge admissible), la sécurité à la fissuration est

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} \tag{9a}$$

(échelle de charge). Dans le cas de charges concentrées on introduit à la place de q_R et q_{adm} les moments de flexion M_R et M_{adm} ou encore (avec $n = 15$, stade II) les contraintes des fers $\bar{\sigma}_{eR}$ et $\sigma_{e\,adm}$ qui leur sont proportionnels, de telle sorte que l'on a:

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = \frac{M_R}{M_{adm}} = \frac{\bar{\sigma}_{eR}}{\sigma_{e\,adm}} \tag{9b}$$

Cependant si l'on mesure l'allongement des fers ε_R, c'est-à-dire si l'on détermine

[6] Voir la Publication préliminaire du Ier Congrès l'A. I. P. C. Paris 1932, p. 205 et 237.

expérimentalement la contrainte de fissuration $\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_R$ et que l'on forme (d'après *l'échelle des tensions*)

$$\nu'_R = \frac{\sigma_{e\,R}}{\sigma_{e\,adm}} \tag{10}$$

on peut se demander si cette valeur ν'_R est aussi grande que la sécurité à la fissuration ν_R (d'après l'équation 9b). Ceci n'est probablement le cas que lorsque la ligne charge-allongement des fers ou la ligne charge-contrainte dans les fers, OA de la fig. 3, est droite jusqu'au point de la charge utile. Alors le point de fissuration se déplace de R en R', c'est-à-dire sur la droite OA et avec $\sigma_{eR} = \bar{\sigma}_{eR}$ l'équation 10 se transforme en l'équation 9b. Ceci est en pratique suffisament exact pour les dalles à nervures suivant la fig. 2a et nous le démontrons par la fig. 4. Dans cette fig. 4 nous avons reporté ν_R et ν'_R (d'après les équations 9 et 10) en fonction de la contrainte de fissuration σ_{eR} qui fut mesurée à l'aide de l'allongement des fers. Dans les nouveaux essais effectués à Dresde sur des dalles à nervures (1935) les valeurs ν_R et ν'_R, ainsi que le montrent les lignes CD et EF, coïncident d'une façon satisfaisante ce qui n'était pas encore le cas dans les essais antérieurs, 1928, cahier 66 (il est nécessaire d'une technique très développée pour la recherche exacte de la

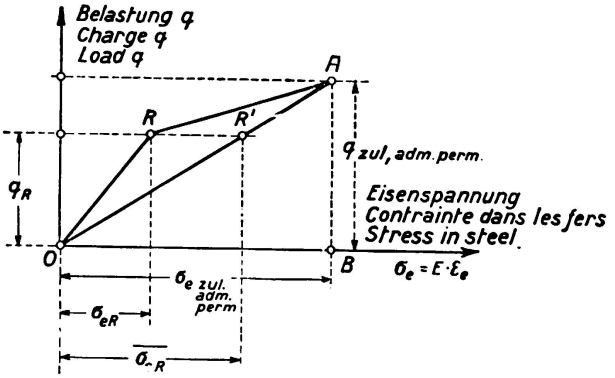

Fig. 3.
Allure de la ligne des charges-contraintes dans les fers.

sécurité à la fissuration). Pour les dalles à section rectangulaire (voir les lignes polygonales AB et A'B') pour lesquelles de nouveaux essais n'ont pas été exécutés, cette question reste en suspens jusqu'à ce que les essais de Dresde soient terminés. *Pour ces dalles on peut recommander de ne se baser que sur l'échelle des charges, donc sur* $\nu_R = q_R : q_{adm}$ *(éq. 9)*. Par contre l'échelle des contraintes, donc $\nu'_R = \sigma_{eR} : \sigma_{e\,adm}$ (éq. 10) est aussi valable que l'équation 9.

C. — La sécurité à la fissuration des dalles et des dalles à nervures en béton armé lors de l'emploi d'acier à haute résistance.

I. — Les grandeurs à mesurer au cours de l'essai sont:

1° — *L'allongement des fers* ε_{eR} lors le l'apparition de la première fissure et la contrainte de fissuration que l'on en tire

$$\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_{eR}$$

2° — *la profondeur de la fissure*

t_1 pour $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² pour St. 37

t_1 pour $\sigma_{e\,adm} = 1800$ kg/cm² pour St. 52 et les aciers spéciaux,

3° — *la largeur de la fissure* pour différentes charges et en particulier:

b_R pour $\sigma_{e\,adm}$

b'_R pour la limite d'écoulement σ_s.

Dans les nouveaux essais de 1935 on procéda de la façon suivante:

a) A l'endroit du centre de gravité de l'armature on mesura pour chaque poutre la largeur des trois premières fissures qui apparurent et ceci au moyen d'un microscope avec micromètre-oculaire. On a photographié avec un agrandissement de 23 fois deux fissures à chaque poutre (voir fig. 5).

b) Dès que la contrainte admissible calculée était atteinte, on injecta de l'alcool dans la fissure afin de nettoyer la surface de fissuration. Après cela on injecta un liquide coloré. A la fin de l'essai on examina la fissure seulement afin de voir, jusqu'où le liquide avait pénétré. Cette profondeur fut désignée par profondeur t de la fissure.

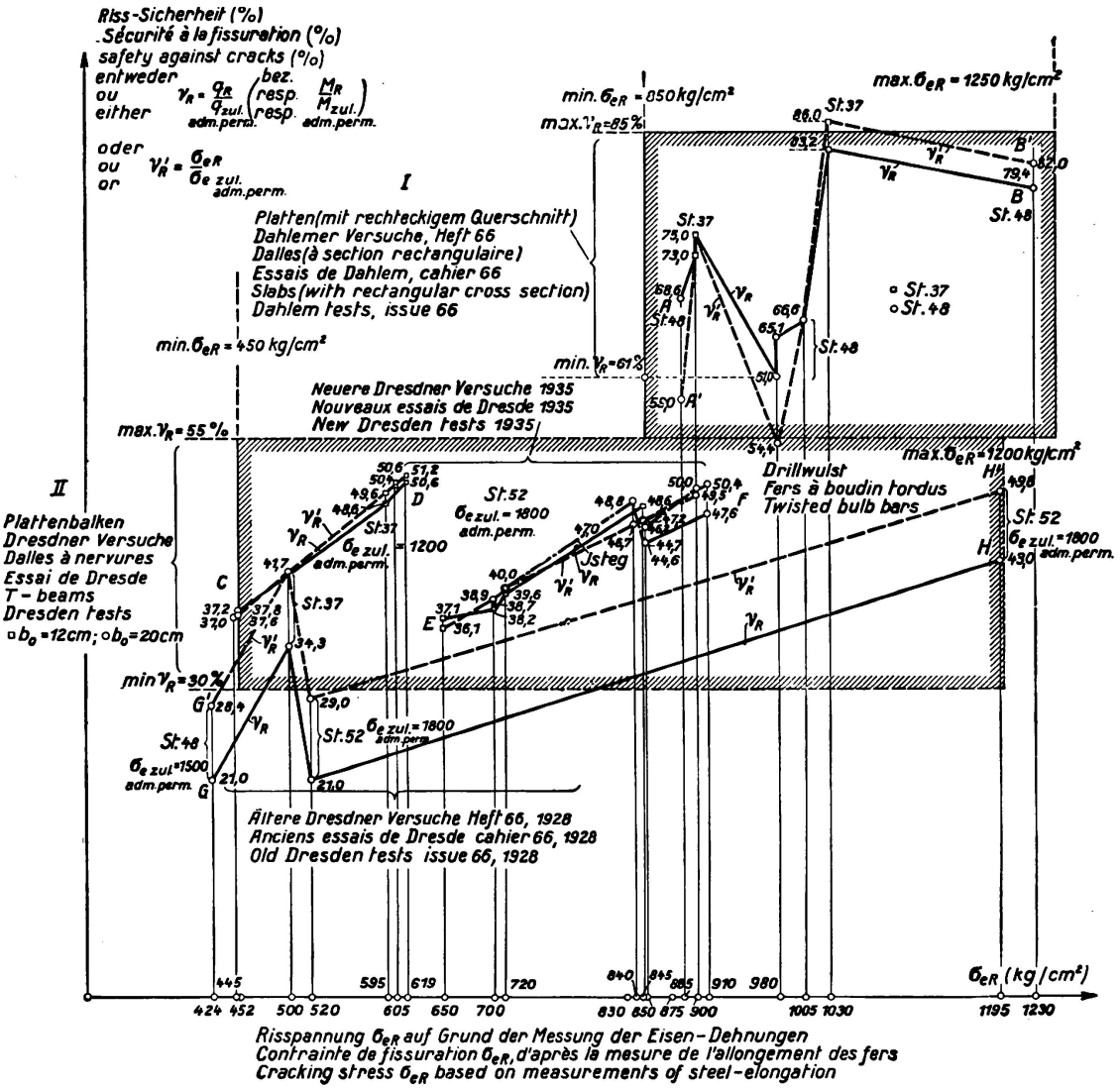

Fig. 4.

Sécurité à la fissuration ν_R (échelle des charges) ou ν'_R (échelle des allongements) en fonction de la contrainte de fissuration σ_{eR} pour les dalles à section rectangulaire et à nervures.

II. — La contrainte de rupture σ_{eR} en fonction de la forme de la section, du mode d'appui, de la qualité du béton et du rapport d'armature.

1° — *Les grandeurs dont dépend la sécurité à la fissuration.*

a) Au point de vue de la *forme de la section* il faut distinguer dans des états de tension suivant un axe (par exemple dans les poutres sur deux ou plusieurs appuis):

α) *Dalles à section rectangulaire* (cahier 66).[7]

β) *Dalles à nervures avec âme large* et avec *âme mince* (Essais de Dresde 1935).

γ) *Diverses formes de section* (par exemple *dans les parties de béton armé exécutées en fabrique,* cahier 75).[8]

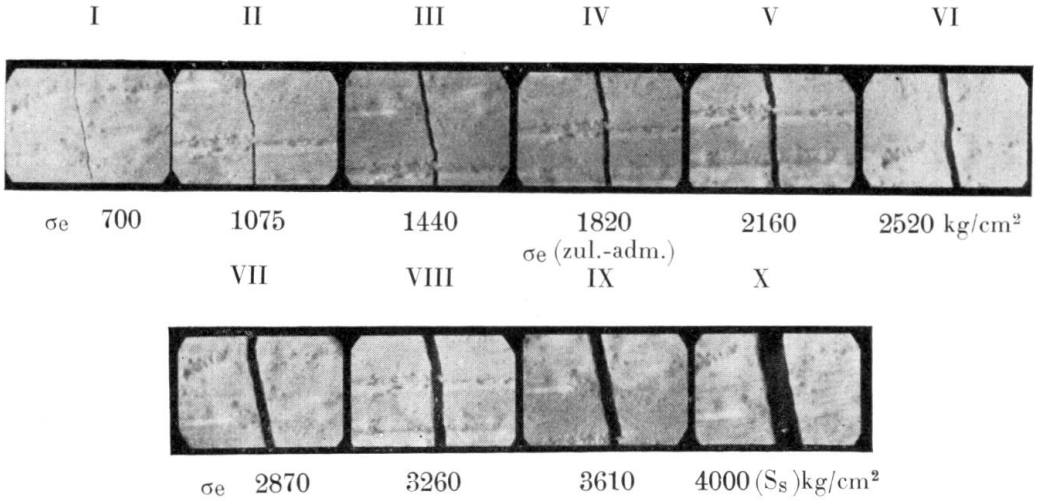

Fig. 5.

Mesure de la largeur des fissures au cours des essais de Dresde 1935/36 au moyen d'un microscope agrandissant 11,5 fois.

b) Les dalles à armatures croisées et *appuyées de tous les côtés* ont un état de tension à deux axes ce qui est très favorable au point de vue de la sécurité à la fissuration (Dresdner Plattenversuche), cahier 70).[9]

c) La qualité du béton peut très bien être caractérisée par la résistance à l'écrasement de cubes après 90 jours.[10]

$$W_{bgo} = 1{,}25\ W_{b\,28} \tag{11}$$

et la résistance à la traction du béton[10] par:

$$K_z = 0{,}09\ W_b. \tag{12}$$

[7] cf. cahier 66 „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton" (D.A.f.B.) *H. Buchartz* et *L. Krüger,* „Dahlemer Versuche mit stahlbewehrten Balken" I partie, p. 31 (Berlin 1931, W. Ernst & Sohn).

[8] cf. cahier 75, D.A.f.E.B., *W. Gehler* et *H. Amos,* „Versuche mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen", p. 42 (Berlin 1934, W. Ernst & Sohn).

[9] cf. cahier 70, D.A.f.E.B., *W. Gehler, H. Amos* et *M. Beyträsser,* Versuche mit kreuzweise bewehrten Platten, p. 119 (Berlin 1932, W. Ernst & Sohn).

[10] cf. *W. Gehler:* „Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932" V éd., p. 33, 300 et 302 (Berlin 1933, W. Ernst & Sohn).

d) *Le rapport d'armature* est désigné selon la méthode usuelle[10] par

$$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} \tag{13}$$

(F_e = section des fers, b = largeur de la zone comprimée et h = hauteur utile d'une section rectangulaire ou de la dalle à nervure).

2° — *La contrainte de fissuration* σ_{eR} des *aciers St. 37 et St. 48 dans les dalles (à section rectangulaire) en fonction de la résistance de cube* $W_{b\,90}$ *et du rapport d'armature* μ *d'après les essais de Dahlem 1928.* Elle est représentée à la fig. 6

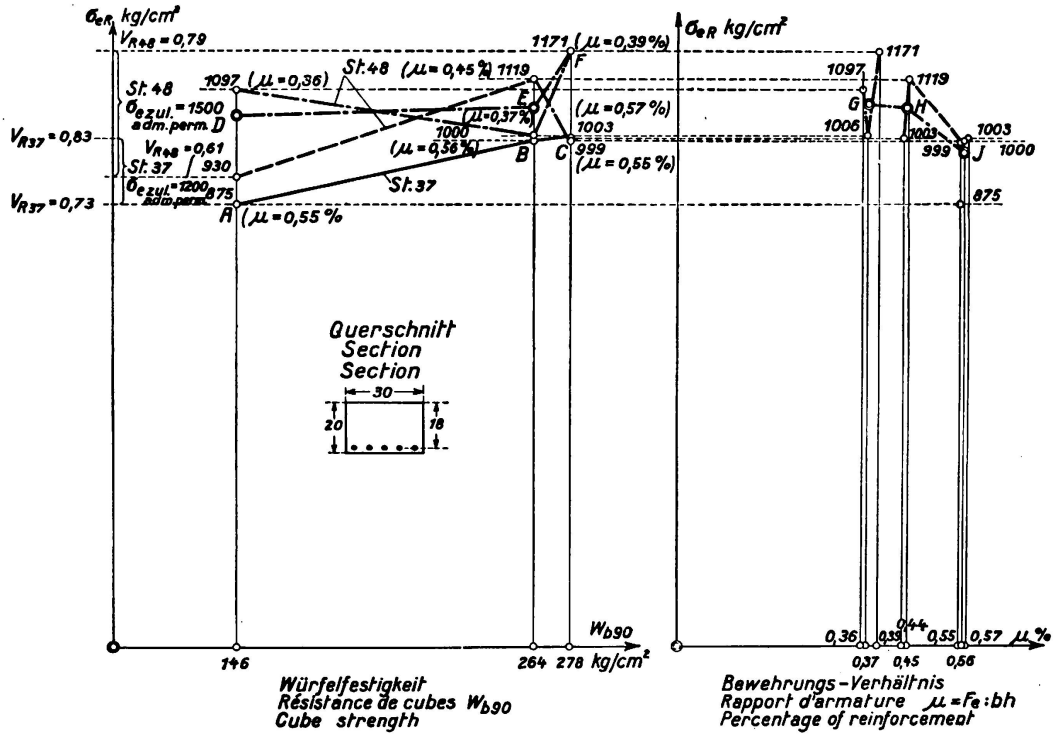

Fig. 6.

La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers St 37 et St 48 pour les dalles, en fonction de la résistance à l'écrasement de cubes $W_b 90$ et du rapport d'armature μ.

et la sécurité à la fissuration est donnée à la fig. 4. Malgré la dispersion des résultats qui provient des difficultés d'observer à temps les fissures et qui diminuera avec l'accroissement de la précision des procédés de mesurage, on peut cependant donner les résultats suivants:

a) La sécurité à la fissuration (fig. 4) et aussi la contrainte de fissuration (fig. 5) sont plus élevées pour une section rectangulaire d'une dalle armée dans un seul sens (n = 16 à 18 cm, d = 18 à 20 cm, b = 30 cm) que pour une dalle à nervure (cf. fig. 6). D'après les lignes ABC et DEF (valeurs moyennes) on a pour une dalle à section rectangulaire:

$$\begin{aligned} &\text{avec St 37 } \sigma_{eR} = 875 \text{ à } 1000 \text{ kg/cm}^2 \\ &\text{avec St 48 } \sigma_{eR} = 930 \text{ à } 1175 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \tag{14}$$

où les limites d'écoulement sont: $\sigma_{s\,37} = 3000$ et $\sigma_{s\,48} = 3900$ kg/cm² et les

allongements à la rupture 34 % et 28 %. D'après la fig. 4 on obtient pour la sécurité à la fissuration:

$$\text{avec St 37 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 0{,}73 \text{ á } 0{,}83, \text{ en moyenne } 0{,}78$$
$$\text{avec St 48 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 0{,}61 \text{ á } 0{,}79, \text{ en moyenne } 0{,}70 \tag{15}$$

Il en résulte que l'on doit prendre comme *sécurité à la fissuration des dalles,* en moyenne

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = \frac{3}{4}. \tag{16}$$

b) *La contrainte de fissuration* σ_{eR} *croît avec une résistance de cube croissante* (cf. les lignes ABC et DEF),

c) *elle décroît avec un rapport d'armature* $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ *croissant* (cf. ligne GHJ),

d) en choisissant une contrainte admissible $\sigma_{e\,adm} = 1500$ kg/cm² *pour l'acier St 48, la sécurité à la fissuration est à peu près la même (cf. éq. 15) que pour l'acier 37 avec* $\sigma_{e\,adm} = 1200$ *kg/cm².*

3° *La sécurité à la fissuration* ν_R *de dalles rectangulaires à armatures croisées et reposant de tous les côtés* est expliquée par les essais de Dresde 1932.[11] Les *valeurs* ν_R *étonnamment grandes étaient pour un appui de tous les côtés et une projection horizontale carrée de:*

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 1{,}36 \text{ à } 2{,}05, \text{ en moyenne } 1{,}8 \tag{17}$$

donc pour de l'acier St. 37 avec $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² on obtient la contrainte dans les fers

$$\sigma_{eR} = 1630 \text{ à } 2460, \text{ en moyenne } 2160 \text{ kg/cm}^2. \tag{18}$$

Dans le diagramme charges-fléchissements de la fig. 2c l'apparition de la première fissure est caractérisée par le point R qui se trouve à la hauteur de la contrainte admissible q_{adm}. Pour l'effet statique des dalles il faut prendre comme point de fissuration R', le point d'intersection des deux droites OR et CR qui est très caractéristique dans le diagramme charges-fléchissements et qui a la même signification que la limite de proportionnalité dans le diagramme tensions-allongements de l'acier ordinaire (fig. 1). Cette désignation a par conséquent une signification fondamentale car on peut voir d'après ceci que ces dalles de béton armé doivent être calculées jusqu'à cette charge $q_R = q_{adm}$ comme dalles isotropes. C'est pourquoi il est aussi permis de se baser à côté de l'équation 9 sur l'équation 10 pour la sécurité à la fissuration.

Pour les dalles reposant sur les quatre coins (essais préliminaires pour les dalles champignons) on obtient lorsque la projection horizontale est carrée et rectangulaire ($l_x : l_y = 2 : 1$)

$$\nu_R = 1{,}38 \text{ à } 1{,}40 \tag{19}$$

c'est-à-dire pour $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² (St 37)

$$\sigma_{eR} = 1650 \text{ à } 1680 \text{ kg/cm}^2. \tag{20}$$

[11] cf. note 9.

4° *La contrainte de fissuration des aciers St 37 et St 52 dans les dalles à nervure, en fonction de la résistance à l'écrasement de cubes* $W_{b\,90}$. (Essais de Dresde 1928, cahier 66 et 1935/36)[12] (cf. fig. 7 et 4).

a) Pour l'acier St 37 avec béton de qualité restreinte ($W_{b\,28} = 104$ kg/cm² et 145 kg/cm²) et $\mu = 0{,}34$ % on a trouvé

$$\sigma_{eR} = 590 \text{ à } 615, \text{ en moyenne } 600 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \nu_R = 0{,}4 \text{ à } 0{,}5 \qquad (21)$$

(cf. ligne CD de la fig. 4) et aussi bien pour une largeur de nervure $b_o = 20$ cm que $b_o = 12$ cm, ce qui démontre de nouveau les valeurs connues des séries d'essais du D.A.f.E.B. (cf. AB dans la fig. 7). Dans les essais antérieurs (1928, cahier 66) on avait obtenu pour les aciers St 37 et St 48 des valeurs nettement plus petites $\sigma_{eR} = 424$ à 520, en moyenne environ 500 kg/cm² (cf. les points K à M dans la fig. 7 et GH dans la fig. 4).

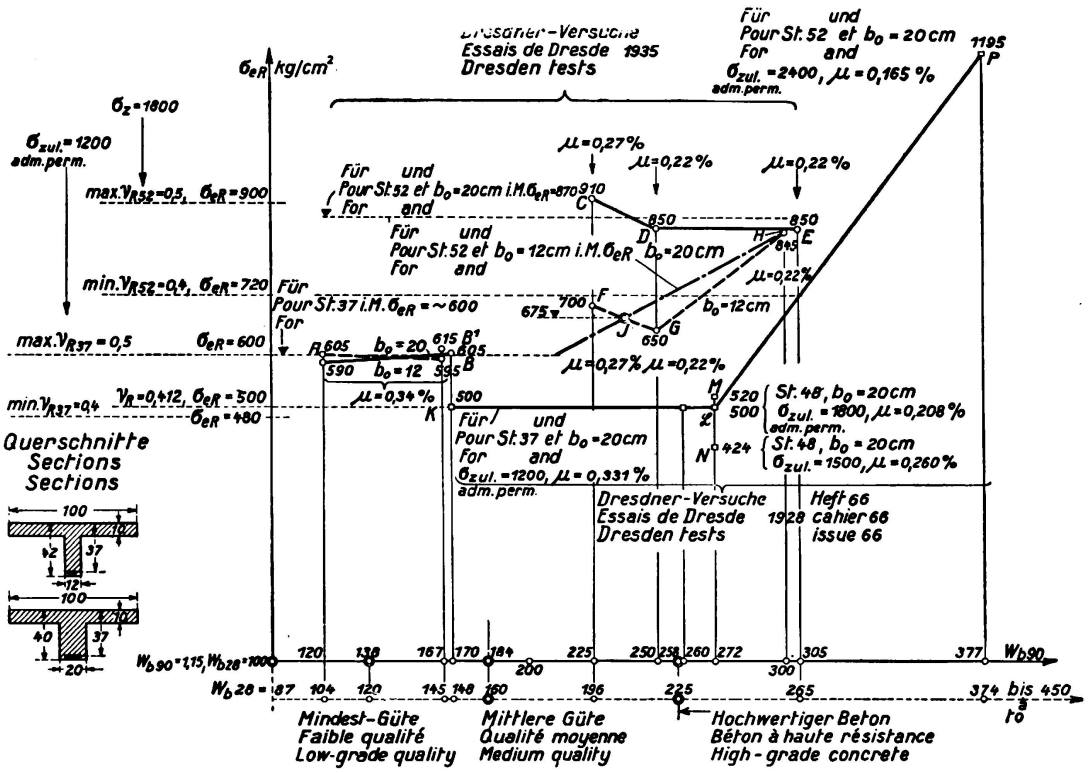

Fig. 7.

La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers St 37 et St 52 pour les dalles à nervures de largeur $b_0 = 20$ et 12 cm en fonction de la résistance à l'écrasement de cubes.

b) Les essais correspondants avec de l'acier St 52 ($\sigma_s = 4310$ kg/cm²), des qualités moyennes et bonnes du béton et une largeur de nervure $b_o = 20$ cm ont donné (d'après les lignes CDE dans la fig. 7 et EF dans la fig. 4)

$$\sigma_{eR} = 830 \text{ à } 910, \text{ en moyenne } 870 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu_R = \frac{\sigma_{e\,R}}{\sigma_{adm}} = \frac{870}{1800} = \text{environ } \frac{1}{2} \qquad (22)$$

[12] cf. cahier 66, D.A.f.E.B., *W. Gehler* et *H. Amos* IIe partie, Berlin 1931, W. Ernst & Sohn.

par contre on a obtenu pour $b_o = 12$ cm (cf. les lignes FGH de la fig. 7 ou JH ou J est le centre de gravité de FG)

$$\sigma_{eR} = 650 \text{ à } 845 \text{ kg/cm}^2 \qquad (23)$$
$$\nu_R = 0{,}36 \text{ à } 0{,}47$$

On peut conclure en disant: *Dans les dalles à nervure avec acier St 52, la sécurité à la fissuration ne dépend pas seulement de la qualité du béton mais aussi de la largeur b_o de la nervure. On a obtenu une sécurité à la fissuration $\nu_R = \frac{1}{2}$ pour une nervure de largeur $b_o = 20$ cm et un $W_{b28} \geqq 200$ kg/cm² et l'on arrive à cette valeur lorsque la nervure est plus mince ($b_o = 12$ cm) que lorsque $W_{b28} \geqq 250$ kg/cm².*

c) Dans les essais de Dresde de 1927 (cahier 66) on utilisa aussi un ciment spécial avec $W_{b28} = 374$ kg/cm² pour des dalles à nervure avec acier St 52 et $b_o = 20$ cm. Les armatures furent dimensionnées pour un $\sigma_{e\,adm} = 2400$ kg/cm² de telle sorte que l'on obtient $\mu = 0{,}165\,\%$. La contrainte de fissuration se monte à:

$$\sigma_{eR} = 1195 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \nu_R = \frac{1195}{2400} = \text{environ } \frac{1}{2} \qquad (24)$$

(cf. point P de la fig. 7 et H de la fig. 4). *Plus W_{b28} est grand et plus μ est petit, plus sera grande la contrainte de fissuration σ_{eR}.*

5° *La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers St 37 et St 52 dans les dalles à nervure, en fonction du rapport d'armature* (cf. fig. 8).

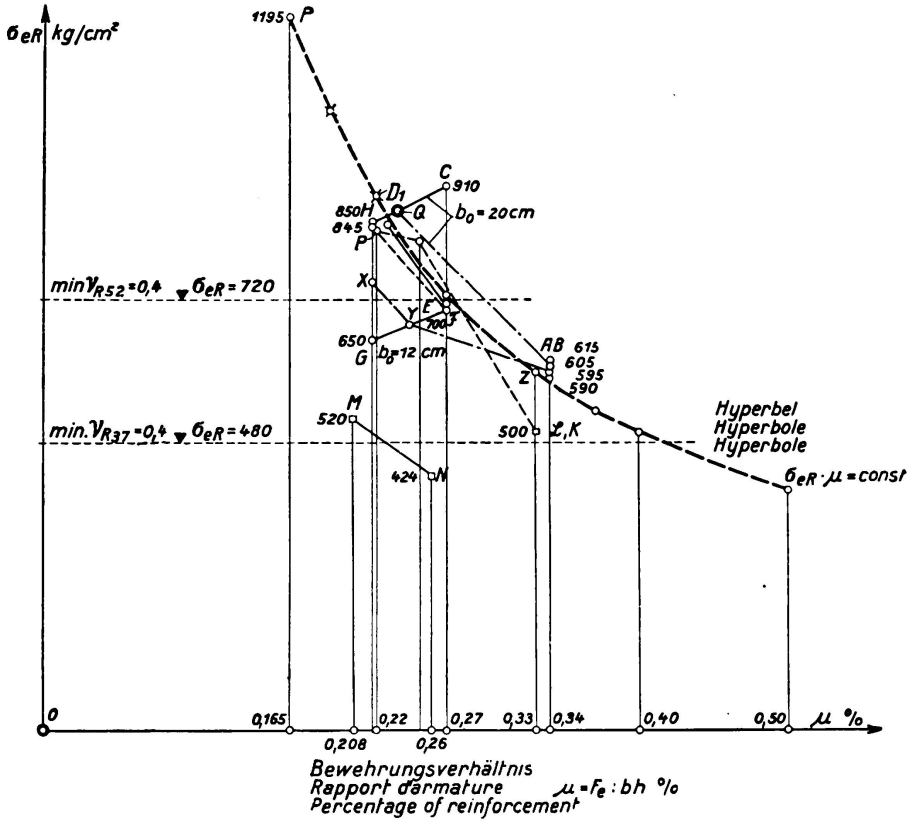

Fig. 8.

La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers St 37, St 52 et des aciers spéciaux dans les dalles à nervures avec $b_0 = 20$ et 12 cm, en fonction du rapport d'armature μ.

Portons pour les points de A à P de la fig. 7 les μ en abscisses et de nouveau les σ_{eR} en ordonnées, on obtient, malgré la dispersion, des lignes nettement descendantes vers la droite comme par exemple PLK et MN. Formons les centres de gravité X, Y et Z, on peut voir que ces lignes descendantes n'ont probablement pas un parcours en ligne droite. On peut en conclure que *toutes les conditions restant les mêmes, plus la section des fers est petite (en tenant compte de la sécurité à la rupture exigée) plus la contrainte de fissuration* σ_{eR} *est grande.*

Si pour une sorte d'acier la limite d'écoulement σ_s est plus élevée que pour d'autres, il faut en principe relever la contrainte admissible $\sigma_{e\,adm}$ en tenant compte de la sécurité à la rupture. Plus la section nécessaire de fer Fe devient petite et par conséquent la valeur $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$, plus la contrainte de rupture σ_{eR} devient grande. Le relèvement de $\sigma_{e\,adm}$ est une limite en ce sens que l'on doit avoir $\nu_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{eadm}} \geqq {}^1/_2$. Mais comme le module d'élasticité est également grand pour toutes les sortes d'acier, l'allongement et par le fait même le danger de fissuration croissent proportionnellement à la contrainte donc *indépendamment de la limite d'écoulement* qui par conséquent *a une signification directe pour la sécurité à la rupture* mais *indirecte pour la sécurité à la fissuration.*

6° *La contrainte de fissuration* σ_{eR} *des aciers spéciaux dans les dalles à nervure (fig. 9).*

a) Si d'après les essais de Dresde 1936 on reporte les mêmes diagrammes de σ_{eR} — W_b et de σ_{eR} — μ (fig. 7 et 8) pour deux aciers spéciaux (fers à boudin tordus avec $\sigma_s = 4640$ kg/cm² et $\sigma_B = 6050$ kg/cm² et fers Isteg avec $\sigma_s = 3720$ kg/cm² et $\sigma_B = 4940$ kg/cm²) on obtient (fig. 9 et 4)

$$\sigma_{eR} = 700 \text{ à } 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \nu_R = 0{,}4 \text{ à } 0{,}5, \text{ en moyenne } 0{,}45 \qquad (25)$$

c'est-à-dire le même ordre de grandeur que pour l'acier St 52.

b) Ici aussi σ_{eR} décroît avec un μ croissant (cf. les lignes TV et RS).

III. — *Essais d'établissement d'une fonction pour la contrainte de fissuration en dépendance de la qualité du béton, de la forme de la section et du rapport d'armature.*

1° — D'après les essais (fig. 4 à 9) on peut dire que:

a) σ_{eR} croît proportionnellement à la qualité du béton W_b et à la résistance à la traction $\sigma_{bz} = 0{,}09\, W_b$.

b) σ_{eR} décroît avec un μ croissant.

c) Ces deux conditions sont remplies par la fonction

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = (0{,}09\, W_b) \cdot C \qquad (26)$$

Mais $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ et dans le membre de gauche $(\sigma_{eR} \cdot F_e) = Z_e$ (force de traction du fer) et dans le membre de droite on a aussi la force de traction du béton:

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0{,}09\, W_b) \cdot F_{bz}.$$

L'équation (26) devient:

$$K \cdot \sigma_{eR} \left(\frac{F_e}{F_b}\right) = 0{,}09\, W_b \cdot \left(\frac{F_{bz}}{F_b}\right) \tag{27}$$

ou

$$k \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e = (0{,}09\, W_b) \cdot F_{bz} \tag{28a}$$

$$k \cdot Z_e = Z_b \tag{28}$$

F_{bz} représente la zone tendue fissurée = la profondeur t de la fissure multipliée par la largeur de la nervure b_o et k est un coefficient qu'il faut encore déterminer.

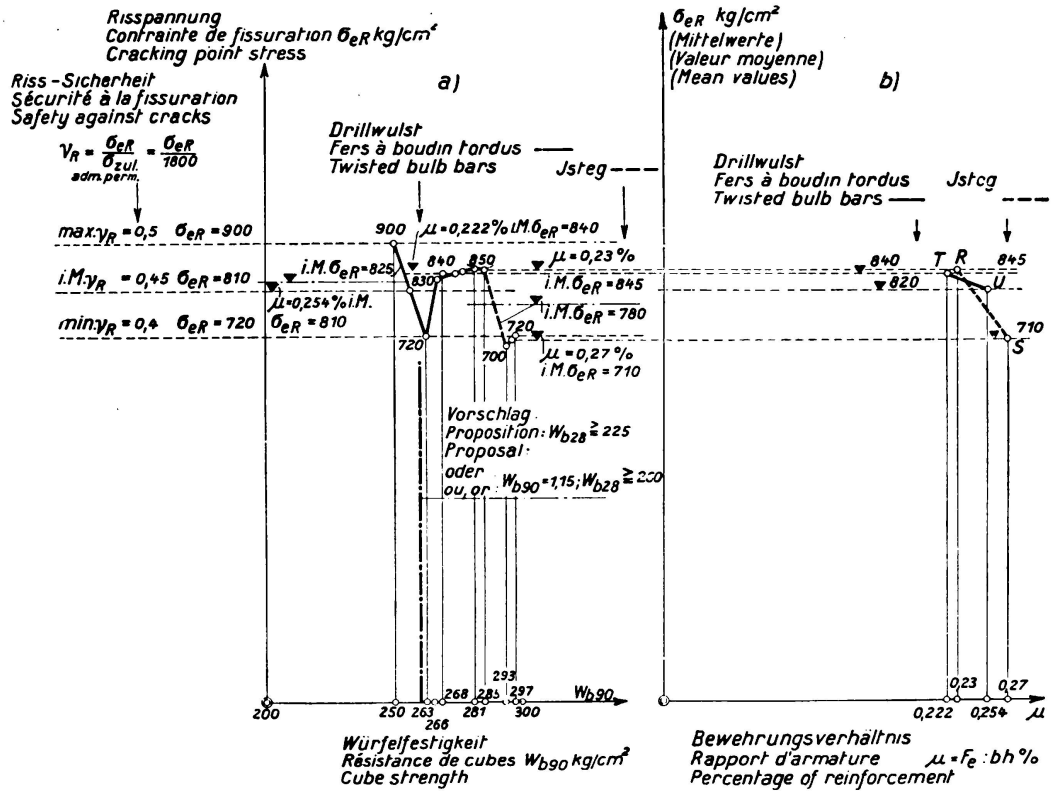

Fig. 9.

La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers spéciaux dans les dalles à nervures avec b_0 = 20 cm en fonction:

a) de la résistance de cubes W_b90. b) du rapport d'armature μ.

Cette équation 28 établie par interprétation statistique des résultats des essais nous laisse apparaître comme justifiées les conceptions physiques suivantes. Lorsqu'il se produit une fissure dans la zone tendue du béton, F_{bz}, au moment où dans le fer on a un effort σ_{eR}, par dépassement de la résistance du béton à la traction, σ_{bz}, la force de traction jusqu'alors supportée par le béton:

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0{,}09\, W_b) \cdot F_{bz}$$

sera transmise au fer. La grandeur de cette force de traction du béton Z_b peut atteindre d'après la qualité du béton (cf. ci-après sous 2) une certaine valeur (exprimée en %) de la force de traction agissant en ce moment dans le fer: $Z_e = \sigma_{eR}$. Fe de telle sorte que l'on peut écrire $Z_b = kZ_e$.

Dans l'équation fondamentale (28) on a dans le membre de gauche (côté du fer) le rapport d'armature $\frac{F_e}{F_b} = \mu$ qui peut être considéré comme un *coefficient de forme de la section de fer* et d'une façon correspondante on a dans le membre de droite (côté du béton) un nouveau rapport:

$$\frac{F_{bz}}{F_b} = \alpha \tag{29}$$

que nous voulons désigner par *coefficient de forme de la zone tendue du béton.* Notre équation (28) devient alors:

$$K \cdot \sigma_{eR} \cdot \mu = 0{,}09\ W_b) \cdot \alpha. \tag{30}$$

2° — a) Il ne reste maintenant qu'à déterminer le coefficient k. Alors que dans les sections de béton armé comprimées ($F = F_b + 15\ F_e$), la section de béton ne supporte que $\frac{1}{n}$ de la contrainte de la section de fer et alors que

$$n = \frac{E}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{140\,000} = 15 \text{ (ou } n = 10 \text{ pour } E_b = 210000\ \text{kg/cm}^2)$$

il faut introduire dans la zone tendue comme *coefficient élastique*

$$n_z = \frac{E}{E_{bz}} = \frac{2\,100\,000}{250\,000} = 8{,}4 \tag{31}$$

(avec un module d'élasticité E_{bz} pour la traction d'après le cahier 66).

b) L'apparition des fissures dans la zone tendue ne dépend pas seulement du comportement élastique, mais aussi de la *fragilité du béton.* Ainsi qu'on le sait la résistance du béton à la traction ne croît malheureusement pas dans la même proportion que la résistance à la compression, c'est pourquoi il faut introduire pour les *trois qualités de béton employé, avec résistance de cubes minima* W_{b28} = *120, 160 et 225 kg/cm² un coefficient de fragilité s,* de telle sorte que d'après l'équation 31 on obtient:

$$R = \frac{s}{n_z} = \frac{s}{8{,}4}. \tag{32}$$

c) Dans la fig. 10 on a reporté la résistance à la traction K_{pz} de poutres de béton non armées (en général de grandeur 55 · 15 · 10 cm sollicitées par deux charges concentrées) en fonction de W_{b90} (cf. par exemple les lignes DE et FG). On peut admettre pour les trois qualités de béton que nous avons indiquées:

$$K_{bz} = 20,\ 30 \text{ et } 40\ \text{kg/cm}^2. \tag{33}$$

Les valeurs que nous avons également reportées de la résistance à la traction de prismes (75 · 20 · 16 cm) sont plus faibles pour une résistance de cubes croissante car il est très difficile d'appliquer une traction exactement centrée (cf. les lignes D'E', F'G' et H'J'). On ne peut par conséquent pas les utiliser pour des considérations sur la résistance.

Si maintenant l'on introduit dans l'équation 28 à la place de (0,09 W_b) la résistance du béton K_{bz} que nous cherchons on peut la calculer directement en partant de la profondeur mesurée de la fissure, t, lorsque l'on admet pour k (ou pour s) une valeur déterminée pour les trois qualités de béton. Choisissons les valeurs suivantes:

$$\begin{array}{lll} s = {}^1/_3, \text{ donc } k = \dfrac{s}{8{,}4} = \dfrac{4}{100} & \text{pour une qualité faible de béton} & \\ & (W_{b\,28} = 120 \text{ à } 160\ \mathrm{kg/cm^2}) & \\ s = {}^2/_3 \qquad k = \dfrac{8}{100} & \text{pour une qualité moyenne de béton} & (34) \\ & (W_{b\,28} = 160 \text{ à } 225\ \mathrm{kg/cm^2}) & \\ s = 1 \qquad k = \dfrac{12}{100} & \text{pour une bonne qualité de béton} & \\ & (W_{b\,28} = 225\ \mathrm{kg/cm^2}) & \end{array}$$

En partant de nos essais on obtient comme valeurs moyennes pour les trois domaines K'_{bz} = 18, 29 et 39 kg/cm², c'est-à-dire les points A', B' et C' qui présentent la même croissance que les points A, B et C. D'après l'équation 30 notre relation pour la contrainte de fissuration dans ces trois domaines s'exprime.

$$\sigma_{eR} = \frac{9}{4} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e}, \quad \sigma_{eR} = \frac{9}{8} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \quad \text{et} \quad \sigma_{eR} = \frac{9}{12} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \tag{35}$$

où $F_{bz} = b_o t$ représente la zone tendue fissurée.

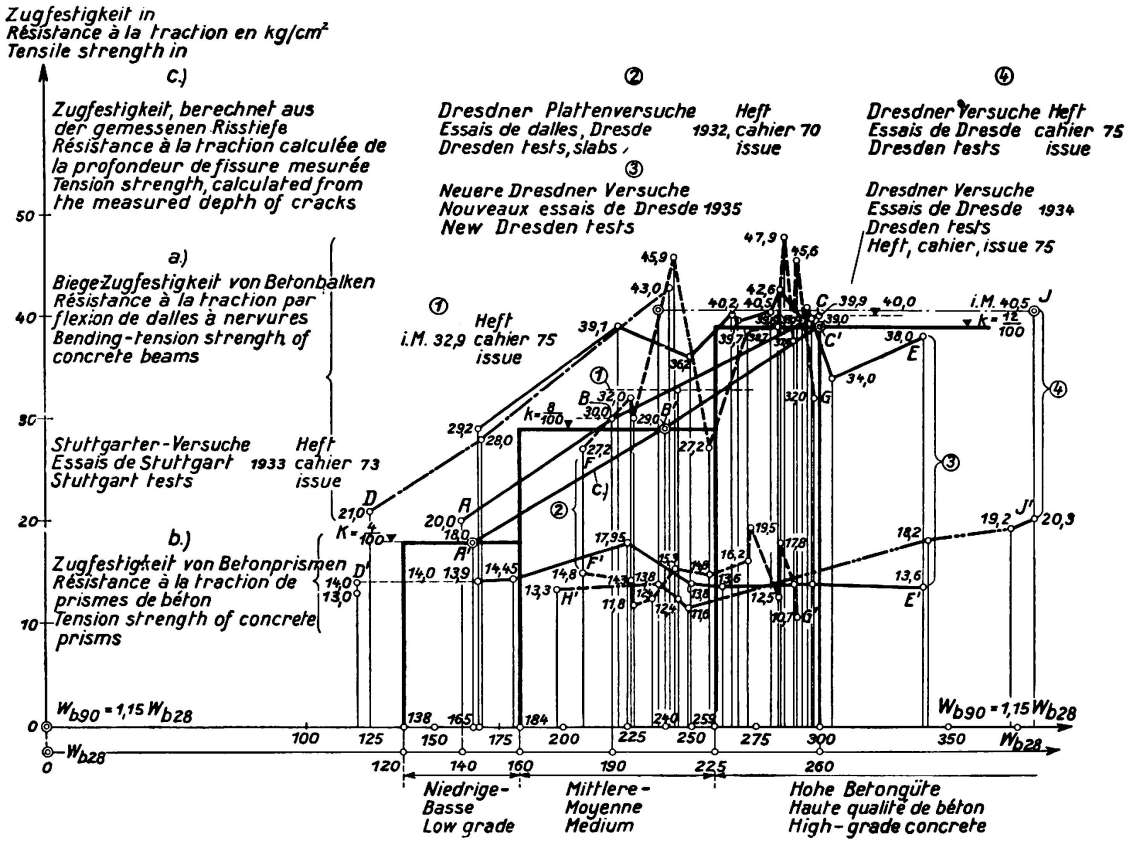

Fig. 10.

Résistance du béton à la traction en fonction de la résistance de cubes (Essais de Dresde 1928 à 1936).

3° — *Exemples.*

a) Pour le point B_1 de la fig. 7 (St. 37) avec $b_o = 12$ cm, $F_e = 12{,}72$ cm², $W_{b90} = 167$ kg/cm² il faut calculer la profondeur de la fissure pour la charge de la contrainte admissible $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm². D'après l'équation 34 on obtient pour une qualité faible de béton un $k = \frac{4}{100}$ et d'après l'équation 28

$$t = \frac{F_{bz}}{b_o} = \frac{1}{b_o}\,\frac{K \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e}{0{,}09 \cdot W_b} = \frac{1}{12} \cdot \frac{4}{100} \cdot \frac{1200 \cdot 12{,}72}{0{,}09 \cdot 167} = 3{,}4 \text{ cm} \qquad (36\,a)$$

alors que l'on mesura un $t_1 = 3{,}5$ cm.

b) Pour le point D de la fig. 7 (St. 52, $b_o = 20$ cm, $F_e = 8{,}15$ cm², $W_b = 150$ kg/cm²) il faut de nouveau calculer la profondeur de la fissure pour la charge admissible, mais ici pour $\sigma_{e\,adm} = 1800$ kg/cm². Comme $W_{b28} = W_{b90} : 1{,}15 = 217$ kg/cm², on a une qualité moyenne de béton et l'on obtient d'après l'équation 28 pour un $k = \frac{8}{100}$ (éq. 34)

$$t = \frac{1}{20} \cdot \frac{8}{100} \cdot \frac{1800 \cdot 8{,}15}{0{,}09 \cdot 250} = 2{,}6 \text{ cm} \qquad (36\,b)$$

alors que l'on mesura un $t_1 = 3$ cm.

c) Pour le point E de la fig. 7 il faut calculer la contrainte σ_{eR} existant lorsque se produit la première fissure en partant de la profondeur de fissure mesurée $t_1 = 3{,}0$ cm pour une charge correspondant à $\sigma_{e\,adm} = 1800$ kg/cm² et pour $W_{b90} = 305$ kg/cm², $b = 20$ cm et $F_e = 8{,}17$ cm². Supposons que la profondeur de la fissure varie proportionnellement à la contrainte et qu'en moyenne la sécurité à la fissuration $\nu_R = 0{,}5$ est assurée, il faut admettre que lors de l'apparition de la première fissure sa profondeur est $t = 0{,}5 \cdot 3{,}0 = 1{,}5$ cm. On obtient de nouveau d'après les équations 34 et 37 pour $k = \frac{12}{100}$ (bonne qualité de béton)

$$\sigma_{eR} = \frac{0{,}09 \cdot W_b \cdot b_o \cdot t}{k \cdot F_e} = \frac{9}{12} \cdot \frac{305 \cdot 20 \cdot 1{,}5}{8{,}17} = 840 \text{ kg/cm}^2$$

au lieu de la valeur calculée d'après les mesures $\sigma_{eR} = 850$ kg/cm².

4° — Ecrivons les équations 28 et 30 dans la forme:

$$\sigma_{eR} = \frac{1}{K} \cdot 0{,}09 \cdot W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} = \frac{1}{K} \cdot 0{,}09 \cdot W_b \cdot \frac{\alpha}{\mu} \qquad (37)$$

on peut en tirer les conclusions suivantes:

a) La contrainte de fissuration σ_{eR} et par le fait même la sécurité à la fissuration $\nu'_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{adm}}$ sont, toutes autres circonstances restant les mêmes, proportionnelles à la résistance de prisme W_b et comme $F_{bz} = b_o \cdot t$, proportionnelles aussi à la largeur de la nervure b_o.

b) Elles sont par contre inversement proportionnelles à la section de fer F_e ou au rapport d'armature μ. Mais comme on a lorsque les autres circonstances restent les mêmes:

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = \text{const} \qquad (38)$$

les diagrammes des σ_{eR} — μ des fig. 6, 8 et 9 sont des parties d'une hyperbole quadratique dont l'allure est indiquée par une ligne pointillée dans la fig. 8.

c) *Le nouveau coefficient de forme de la section de béton* (cf. éq. 29):

$$\alpha = \frac{F_{bz}}{F_b}$$

correspond au coefficient de forme de la section de fer appelé rapport d'armature $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ (exprimé aussi en %) où $F_b = b \cdot h$.

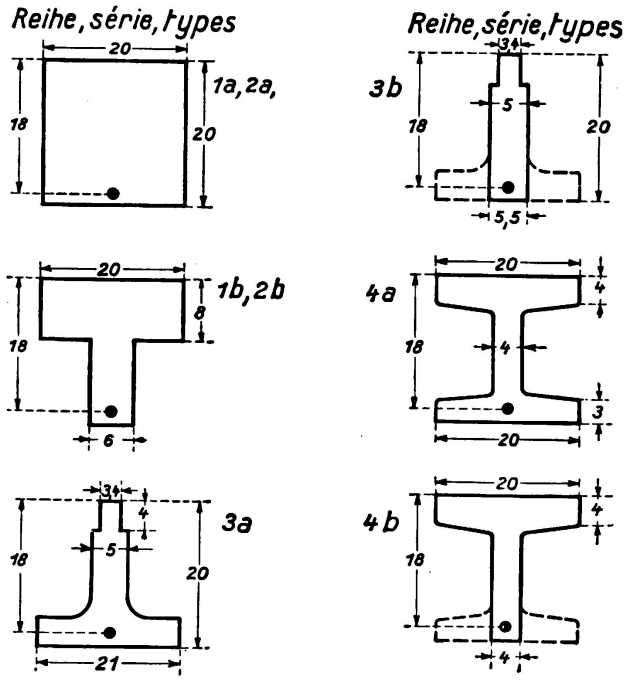

Fig. 11.
Formes de section et sécurité à la fissuration.

IV. — La signification de la forme de la section pour la sécurité à la fissuration.

Dans les essais de Dresde 1934 (cahier 75 du „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton") exécutés sur des pièces de béton armé (béton de fabrique) on a déterminé la sécurité à la fissuration de poutres très élancées (l : h = 5,82 : 0,181 = 32) d'après l'équation 9b le rapport $\nu_R = M_R : M_{adm}$. Pour une sécurité $\nu = 3$ le moment de flexion admissible était de $M_{adm} = \frac{1}{3} M_B$. De plus on a calculé pour M_{adm} la contrainte du fer σ_{e1}. On obtient approximativement la contrainte de fissuration par:

$$\sigma_{eR} = \nu_R \cdot \sigma_{e1}. \tag{39}$$

Pour les 8 sections de la fig. 11 on peut maintenant calculer au moyen de l'équation 36a la profondeur t de la fissure et au moyen du rapport t : e (e = enrobage de l'armature mesuré du bord inférieur du béton au milieu de l'armature) on peut donner un *coefficient de qualité de la sécurité à la fissuration* pour les différentes formes de section. Dans ce cas on a calculé d'après le tableau II le *coefficient élastique* $n_z = \frac{E}{E_{bz}}$ (éq. 31) en partant de la valeur E_{bz} déterminée pour chaque sorte de béton. Il faut encore faire remarquer que pour la forme de section 1a avec $W_{b28} = 198$ kg/cm² il s'agit de béton de qualité

moyenne avec *coefficient de fragilité* $s = \frac{2}{3}$ (éq. 34) alors que pour les autres formes de section 1b à 4b il s'agit de béton à haute résistance avec $s = 1$. Pour la section constante $F_c = 2{,}55$ cm² on a calculé d'après l'équation 36a la profondeur t de la fissure et un *coefficient de qualité de la sécurité à la fissuration* e : t (enrobage de l'armature e = 1,9 cm).

Tableau II.

Forme de section	b_o cm	W_b kg/cm²	$\nu_R \cdot \sigma_{e\,adm} = \sigma_{eR}$ kg/cm²	$n_z = E : E_{bz}$	s	$\frac{l}{k} = \frac{n_z}{s}$	t (d'après l'éq. 36) cm	e : t (e = 1,9 cm)
1 a	20	198	965	11,05	2/3	16,6	0,41	4,6
1 b	6	237	998	9,46	1	9,46	2,10	0,9
2 a	20	367	1440	7,14	1	7,14	0,78	2,4
2 b	6	384	1270	7,14	1	7,14	2,18	0,9
3 a	21	394	875	7.14	1	7,14	0,42	4,5
3 b	5,5	377	680	7,14	1	7,14	1,30	1,5
4 a	20	374	980	7,27	1	7,27	0,51	3,7
4 b	4	342	785	7,50	1	7,50	2,16	0,9

D'après le tableau II le coefficient de qualité de la sécurité à la fissuration e: t n'est pas seulement plus grand que pour les deux sections rectangulaires des formes 1a et 2a mais aussi pour la forme 3a (dalle à nervure renversée) et pour la forme 4a (section en I). Les coefficients les moins favorables ($e : t = 0{,}9 < 1$) sont pour les sections de dalle à nervure des formes 1b, 2b et 4b et pour la section rectangulaire 3b avec une largeur réduite $b_o = 5{,}5$ cm ces coefficients se trouvent entre les deux classes de qualité.[13]

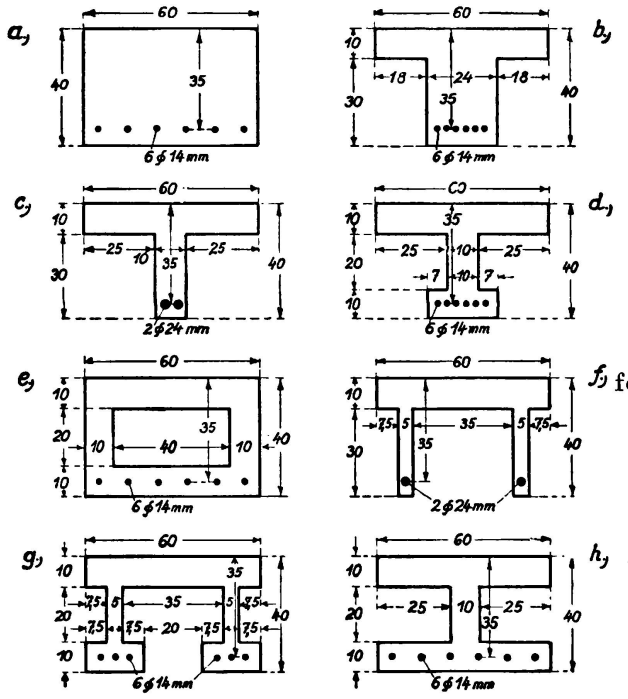

Fig. 12.
Section de différentes formes pour les essais futurs.

[13] Au point de vue de la résistance des différentes sections, on obtient une autre suite, ainsi qu'il ressort du cahier 75.

Ces considérations nous permettent d'espérer qu'il est possible de relever la sécurité à la fissuration en utilisant pour les ponts en poutre de grande portée les formes de section e à h que nous proposons à la fig. 12.

V. — *La largeur admissible des fissures* fut fixée par l'expérience lors des essais de Dresde 1936 en ce sens que *les fers ne doivent pas rouiller dans une dalle à nervures dimensionnée d'après les prescriptions avec* $\sigma_{e\,adm} = 1200\ kg/cm^2$ *lorsque l'on emploie l'acier St. 37.* Les largeurs de fissure mesurées à la hauteur des fers avec agrandissement de 23 fois (cf. photos de la fig. 5) sont contenues dans le tableau III.

Tableau III.

Largeurs de fissure b_R *mesurées en 1/1000 mm pour* $\sigma_{e\,adm}$.

Type de fer	St 37	St 52	Isteg	Fers à boudin tordus.
Nombre de poutres	2+3	4+4	4	4
largeur de nervure $b_0 = 20$ cm	70 à 70 en moy. *70*	40 à 130 en moy. *90*	80 à 110 en moy. *94*	75 à 120 en moy. *89*
$b_0 = 12$ cm	25 à 60 en moy. *41*	10 à 70 en moy. *35*	—	—

Des largeurs de fissure mesurées pour une charge correspondant à $\sigma_{e\,adm}$ on peut tirer pour chaque corps, de la distance et du nombre des fissures, la contrainte du fer d'après la loi de la proportionnalité $\frac{\Delta l_1}{l_1} = \frac{\sigma_e}{E}$ (allongement $\Delta l_1 = b_R$, longueur considérée ou mesurée $= l_1$) ou d'autres conclusions encore (comme par ex. d'après la fig. 17, voir ci-dessous en E, 2). Du tableau III on peut dire que:

1° — Il faut admettre comme largeur admissible des fissures

$$b_{R\,adm} = \frac{125}{1000}\ mm = \frac{1}{8}\ mm. \tag{40}$$

2° — La différence des plus grandes largeurs de fissures pour $b_0 = 20$ cm et $b_0 = 12$ cm est une confirmation de la considération physique (cf. sous VI, 1) qui est exprimée dans notre équation fondamentale (28). Pour la même profondeur de fissure (par exemple $t = 3$ cm) les forces de traction devenues libres lors de l'apparition de la première fissure se comportent comme les surfaces $b_0\ t$, c'est-à-dire

$$Z_{b_{20}} : Z_{b_{12}} = 20 \cdot t : 12 \cdot t = 5 : 3 = 1{,}7$$

alors que d'après le tableau III les largeurs mesurées des fissures $w_{20} : w_{12} = 70 : 41 = 1{,}7$ c'est-à-dire donnent la même valeur. *Plus est grande la force de traction* Z_b *devenue subitement libre, plus s'étend vraisemblablement la fissure. Si d'après l'équation 40 la largeur de fissure admissible* $b_{R\,adm} = \frac{1}{8}\ mm$, *cette limite empêche une réduction trop grande de la section de fer* F_c *(ici l'on a*

μ = *0,34 à 0,22 %*). Ces relations ne peuvent être mises au net que par de plus emples essais.

VI. — *Résumé des conclusions concernant la sécurité à la fissuration, sur la base des essais de Dresde de 1928 et 1935.*

1° — *Représentation physique.* Au moment de l'apparition de la première fissure la section $F_{bz} = t \cdot b_o$ n'entre plus en ligne de compte et il en est de même de la force de traction qui avait agi jusqu'alors. La détermination de cette force de traction se fait d'après l'équation 28. Elle est exprimée en fraction de la traction au fer $Z = \sigma_{eR} \cdot F_e$ d'après l'équation 34 et suivant la qualité du béton elle est égale à 4,8 ou 12 %.

Il faut encore remarquer que cet accroissement de la traction du fer n'existe qu'à l'endroit de la fissure mais pas dans les sections non fissurées.

2° — D'après ces essais l'influence de la *forme de la section des fers* n'est que restreinte par rapport à la sécurité à la fissuration. Par contre la *grandeur du rapport d'armature* μ a une importance prépondérante. *Plus est faible la section de fer* par rapport à la section du béton et à la largeur b_o de la zone tendue du béton *plus est grande la sécurité à la fissuration.* On obtient une restriction en fixant la *largeur admissible de la fissure* (d'après l'équation 40) qu'il faut prendre $b_{R\,adm} = \frac{1}{8}$ mm. Plus la nervure est large, plus est grande la largeur de la fissure (quand F_e reste le même).

3° — Lorsque la qualité de béton croît, la sécurité à la fissuration croît aussi fortement. Mais comme la fragilité est plus grande dans l'emploi de ciments à haute résistance (ou le rapport entre la résistance à la traction Z et la résistance à la compression D est plus petit) cet accroissement de la qualité de la résistance de cubes ne peut agir malheureusement que dans une mesure restreinte sur la sécurité à la fissuration du moins pour les sortes de ciment que l'on utilise actuellement.

4° *Au point de vue des formes de section* on peut s'attentre à ce que *l'application de sections en forme de I ou de caisson* ait une influence favorable dans les ouvrages de grande portée aussi bien sur la sécurité à la fissuration que sur la résistance. C'est pourquoi la Commission Allemande pour le béton armé a proposé d'exécuter des essais avec de telles sections en utilisant des bétons à haute résistance avec $W_b = 450$ kg/cm² et des aciers à haute résistance (ainsi qu'en choisissant des dimensions environ $\frac{1}{2}$ fois plus grandes qu'en réalité) (cf. fig. 12).

5° — En considérant la grande sécurité à la fissuration (cf. éq. 16 et 18) des dalles à section rectangulaire ($\nu_R = \frac{3}{4}$) par rapport aux dalles à nervures ($\nu_R = 0{,}4$ à $0{,}5$) on peut recommander *l'emploi d'aciers à haute résistance* dans les dalles en réduisant autant que possible la section des fers F_e pour autant que le permet la largeur admissible des fissures, $b_{R\,adm}$. On peut souhaiter que de tels essais seront exécutés au plus tôt.

6° — *L'emploi d'une contrainte admisssible* $\sigma_{e\,adm} = 1800$ kg/cm² lors de l'utilisation d'acier St. 52 est justifié au point de vue de la *sécurité à la fissuration de dalles à nervures sollicitées statiquement* ainsi qu'il ressort des essais de comparaison avec de l'acier St. 37 ($\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm²).

D. — La sécurité à la rupture de dalles rectangulaires et à nervures lors de l'empoi d'acier à haute résistance.

I. — Le diagramme résistance-armature.

1° — *Le calcul de la résistance de dalles à section rectangulaire avec armatures de différentes forces en aciers St. 37 et St. 52.*

La résistance des dalles en béton armé se calcule à la flexion d'après les prescriptions allemandes en admettant:

a) la collaboration du béton dans la zone tendue (appelé calcul d'après le stade II),

b) le rapport des modules d'élasticité de l'acier et du béton doit être choisi: $n = E : E_b = 15$.

D'autre part les contraintes admissibles sont:

c) pour le béton avec une sécurité de 3 ($\nu_B = 3$), donc $\sigma_{b\,adm} = \frac{1}{3} W_b$ (W_b = résistance de cube).

d) Pour l'acier à béton avec une sécurité de 2 ($\nu_e = 2$), donc $\sigma_{e\,adm} = \frac{1}{2} \sigma_s$ (σ_s = limite d'écoulement de l'acier).

Dans la fig. 13 nous avons reporté les résultats du calcul pour des sections rectangulaires, armées d'acier St. 37 et St. 52 en fonction du coefficient d'armature

$$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$$

et en ordonnées les valeurs:

$$y = \frac{M}{bh^2} \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \tag{41}$$

(où la contrainte de rupture $\sigma_B = \frac{M}{W_i}$ et le moment résistant $W_i = \alpha \cdot bh^2$.[14]

On peut ici distinguer les deux domaines suivants:

a) *domaine des sections peu armées (rupture par dépassement de la limite d'écoulements σ_s de l'acier),*

b) *domaine des sections fortement armées* (rupture par *dépassement de la contrainte de compression par flexion* du béton).

Les essais du D.A.f.E.B. et spécialement les essais de Dresde avec acier à haute résistance nous conduisent au *résultat* que la résistance obtenue dans le premier domaine par le calcul (sections peu armées) concorde d'une manière satisfaisante avec les résultats des essais. *La limite d'écoulement de l'acier détermine la rupture* (cf. B éq. 7). *Dans le deuxième domaine par contre (sections fortement armées)* la résistance obtenue par les essais est sensiblement plus grande que la valeur obtenue par calcul. Le but des essais de Dresde 1935/36 était par conséquent:

1° — de déterminer par des essais la limite d'armature qui sépare le premier du second domaine,

---

[14] *F. v. Emperger:* „Die Normen für Eisenbeton 1935 in Oesterreich", Beton und Eisen 1935, vol. 34, cahier 16, p. 254.

2° — de déterminer la compression du béton au moment de la rupture, obtenue lors des essais en comparaison avec la résistance trouvée par le calcul basé sur la résistance de cube.

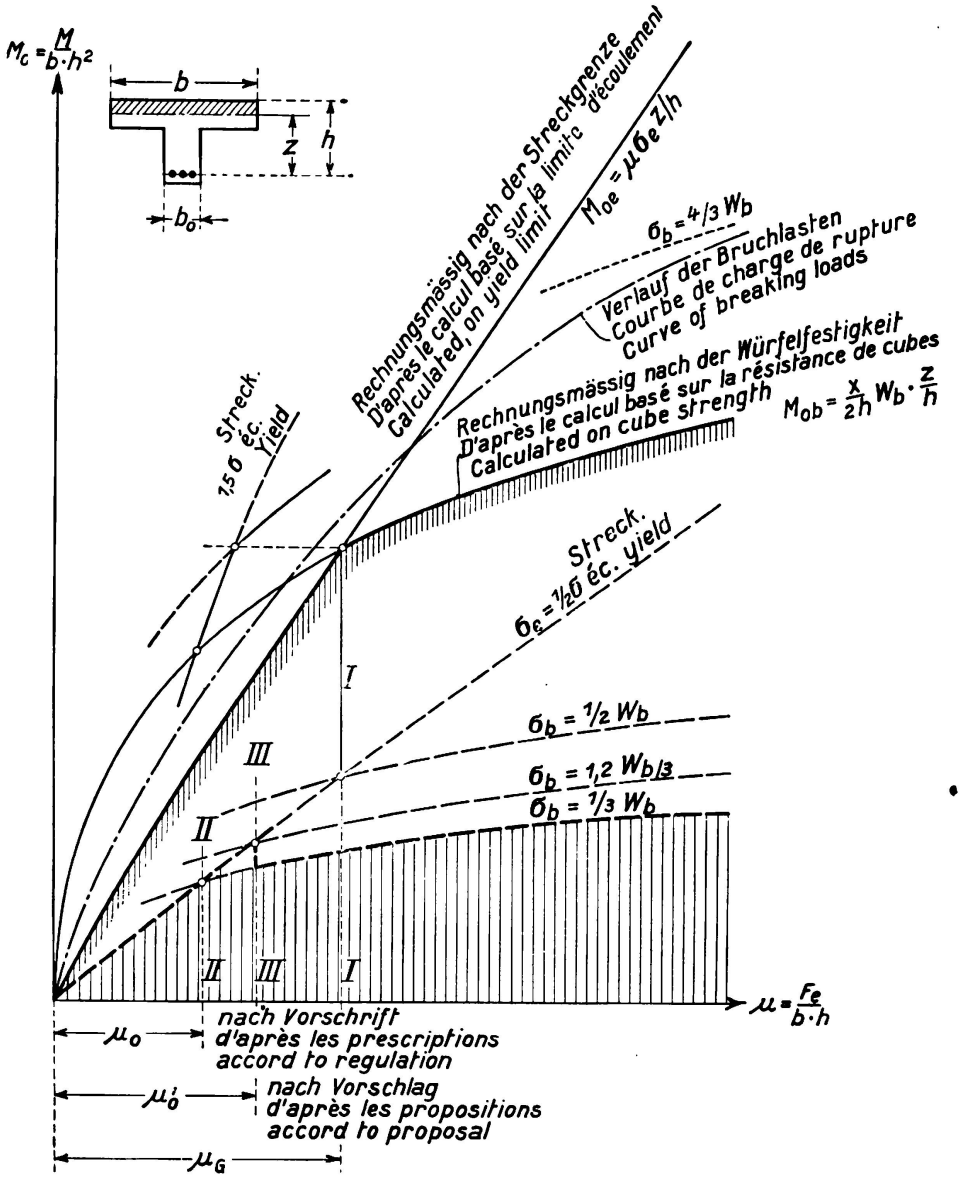

Fig. 13.

La résistance des poutres de béton armé en fonction de l'armature (d'après *Emperger* et *Haberkalt*).

II. — Interprétation de l'essai pour le procédé de calcul. Détermination des limites.

La question de la résistance des dalles de béton armé rectangulaires et à nervures en fonction de la force de l'armature a été étudiée par le «Oesterreichische Eisenbeton-Ausschuß» sous la direction de son président, le Conseiller ministériel *F. Gebauer* et si bien mise au clair qu'une proposition de *F. v. Emperger* et *Haberkalt* doit être introduite dans les prescriptions autrichiennes pour le béton armé (cf. fig. 13). Cette proposition consiste à relever par rapport aux pre-

scription actuelles (du point II au point III) la limite entre les deux domaines dans lesquels la limite d'écoulement ou la résistance de cubes est déterminante. Ceci correspond à un relèvement de 20 % de la compression admissible du béton

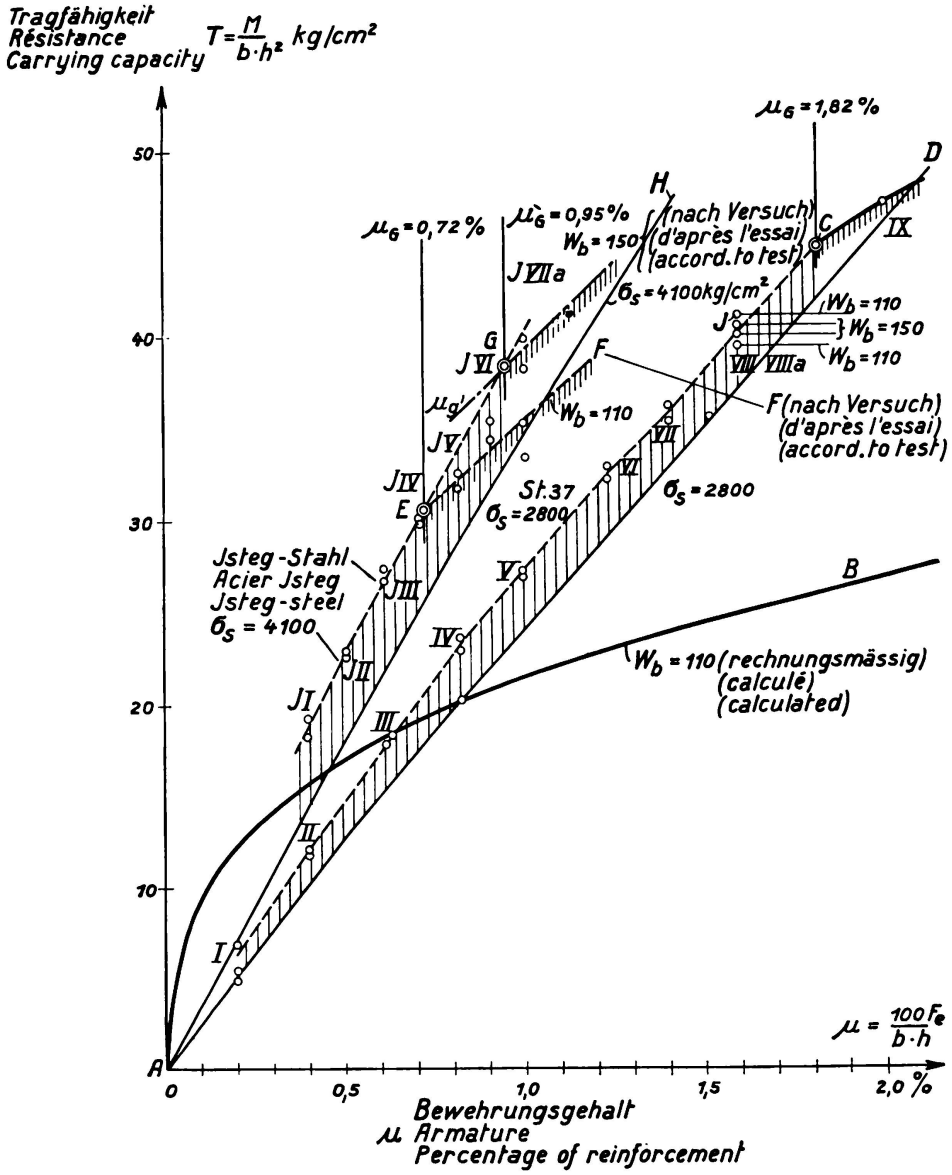

Fig. 14.

La résistance des poutres de béton armé à section rectangulaire, en fonction de l'armature, d'après les essais de Dresde.

par rapport à la contrainte admissible actuelle. Mais comme on a conservé les contraintes admissibles, il existe un saut dans la courbe de la résistance à la limite d'armature (point III). Cette solution n'est par conséquent pas encore tout-à-fait satisfaisante car elle n'est fondée que pour des sections rectangulaires et parce qu'il peut se présenter des cas où par adjonction de fers d'armature la résistance diminue dans les calculs. Aux endroits de forte compression du béton on dispose d'élargissement en hauteur ou en largeur des nervures et même lorsque cela est nécessaire on introduit des fers de compression qui ne sont

jamais complètement utilisés et qui avant tout nuisent à l'exécution du bétonnage et par conséquent à la qualité de la liaison. Comme il arrive souvent que dans la conformation des constructions de ponts et charpentes il faut éviter les voûtes, spécialement dans la concurrence avec l'acier, il est nécessaire de mettre cette question tout-à-fait au clair.[15]

a) Pour le premier domaine où la limite d'écoulement de l'acier est déterminante, les essais de Dresde 1936, exécutés sur des poutres à section rectangulaire (fig. 14) armées d'acier St. 37 et Isteg nous ont donné les résultats suivants: La courbe de la résistance est à peu près une ligne droite et les ordonnées sont en moyenne de 12,5 % plus grandes que les valeurs calculées. Ceci donne une réserve de sécurité très à propos. La limite d'écoulement est dans ce premier domaine de nouveau déterminante pour la sécurité. Il n'y a aucune raison de modifier le procédé de calcul employé jusqu'à présent. Ces essais de Dresde (fig. 14) permirent aussi de déterminer les limites d'armature suivantes qui séparent le premier domaine dans lequel la limite d'écoulement de l'acier est déterminante du second domaine où la résistance de cube est déterminante. On obtient:

pour l'acier St. 37: avec $\sigma_s = 2800$ kg/cm² et $W_b = 110$ kg/cm²
$\mu_G = 1{,}82$ %,
pour l'acier Isteg: avec $\sigma_s = 4100$ kg/cm² et $W_b = 110$ kg/cm²
$\mu_G = 0{,}72$ %,
pour l'acier Isteg: avec $\sigma_s = 4100$ kg/cm² et $W_b = 150$ kg/cm²
$\mu_G = 0{,}95$ %.

Les lignes que l'on a trouvées par les essais dans le second domaine, CD pour l'acier St. 37 et EF pour l'acier Isteg se trouvent sensiblement plus haut que la ligne AB de la résistance obtenue par le calcul. Il faut encore remarquer que pour une armature de 1,6 % les points J que l'on a trouvés lors des essais appartiennent en partie à $W_b = 110$ kg/cm² et partie à $W_b = 150$ kg/cm² donc que dans le premier domaine la résistance est indépendante de la résistance de cube.

b) De nouveaux essais sont en cours pour la détermination de la limite d'armature μ_G pour les dalles rectangulaires et à nervures armées de differentes sortes d'aciers.

Lors des essais de Dresde, le *Dr. E. Friedrich,* collaborateur scientifique au Laboratoire officiel d'essai des matériaux à Dresde a proposé un procéde remarquable pour la détermination de cette limite.[16] On obtient une représentation très expressive en portant en ordonnée la capacité de résistance $T = \frac{M \cdot h}{J_i}$ et en abscisse les valeurs $\frac{1}{s} = \frac{h}{x}$. Si l'on se base pour la rupture, dans la zone comprimée du béton, sur la résistance de prisme $\sigma_p = 0{,}75\, W_b$ et sur un nouvel état IIc avec répartition rectangulaire des contraintes (en tenant compte

[15] cf. aussi *R. Saliger*-Vienne: „Versuche über zielsichere Betonbildung und an druckbewehrten Balken". Beton und Eisen, 1935, cahier 1, p. 12.

[16] cf. contribution à la discussion: E. Friedrich.

de la déformation plastique du béton) ou bien de l'ancien état IIb avec répartition triangulaire des contraintes, on obtient comme limite:

$$s_g' = \frac{x}{h} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{3(1+3k)}{3+k}} \tag{49}$$

où le coefficient

$$k = \frac{\sigma_s}{n \cdot \sigma_p}. \tag{50}$$

Comme limite d'armature on obtient:

$$\mu_G = s_g \cdot \frac{\sigma_{b\,adm}}{\sigma_{e\,adm}}. \tag{51}$$

La comparaison avec les résultats de poutres à section rectangulaire (essais de Dresde 1936) donne une concordance satisfaisante.

c) Pour l'utilisation de la résistance dans le second domaine où la resistance de cube du béton est déterminante pour la rupture, ce n'est que lorsque seront terminés les essais actuellement en cours à Dresde avec des dalles rectangulaires et à nervures armées d'aciers St. 37, St. 52 et d'autres aciers à haute résistance, que l'on pourra faire des propositions qui pourront remplacer le relèvement des tensions admissibles adopté exceptionnellement jusqu'ici pour les cadres et les voûtes (Volle Rechteckquerschnitte, § 29 Tableau IV, chiffres 5b, β et δ).

Ces considérations nous amènent aux conclusions que dans le premier domaine des poutres faiblement armées, il ne faut apporter aucune modification au procédé de calcul actuel; qu'à l'avenir cependant le domaine pourra être étendu jusqu'à la limite d'armature μ_G à calculer qui pourra être déterminée par les essais en cours; et que au-delà de cette limite, dans le second domaine, la contrainte de compression du béton pourra être calculée d'après un nouveau procédé pour diminuer l'emploi de fers comprimés et de voûtes.

III. — Contre l'hypothèse de la limite d'écoulement σ_s comme base pour la sécurité à la rupture ($v_B = \sigma_s : \sigma_{e\,adm}$; éq. 7) dans les pièces en béton faiblement armées on émet l'objection que par suite de la *déformabilité plastique du béton* on obtient dans bien des essais de rupture une valeur calculée plus élevée que la limite d'écoulement, c'est-à-dire

$$\sigma_{e\,max} > \sigma_s$$

et que par conséquent cette réserve de sécurité peut encore être utilement employée.[17] Dans la fig. 15 nous avons porté ces «valeurs en excès»

$$\beta = \frac{\sigma_{e\,max} - \sigma_s}{\sigma_s}. \tag{42}$$

en fonction de la résistance de cube $W_{b\,90}$ comme on les a obtenues pour des dalles à nervures dans les nouveaux essais de Dresde au cours desquels on a apporté un soin particulier à cette observation. Avec une qualité de béton croissante on peut en principe déterminer un accroissement de cette valeur β, qui varie pour les dalles à nervures entre 4 % et 26 % (dans le cas de la fig. 14

[17] cf. *W. Gehler:* Association intern. pour l'essai des matériaux, Congrès de Zurich 1931, Rapport: „Festigkeit, Elastizität und Schwinden von Eisenbeton", p. 1079 à 1087 où ce mode de plasticité du béton est traité en comparaison avec l'acier. (Rapport, Zurich 1932, éd. A.I.M.)

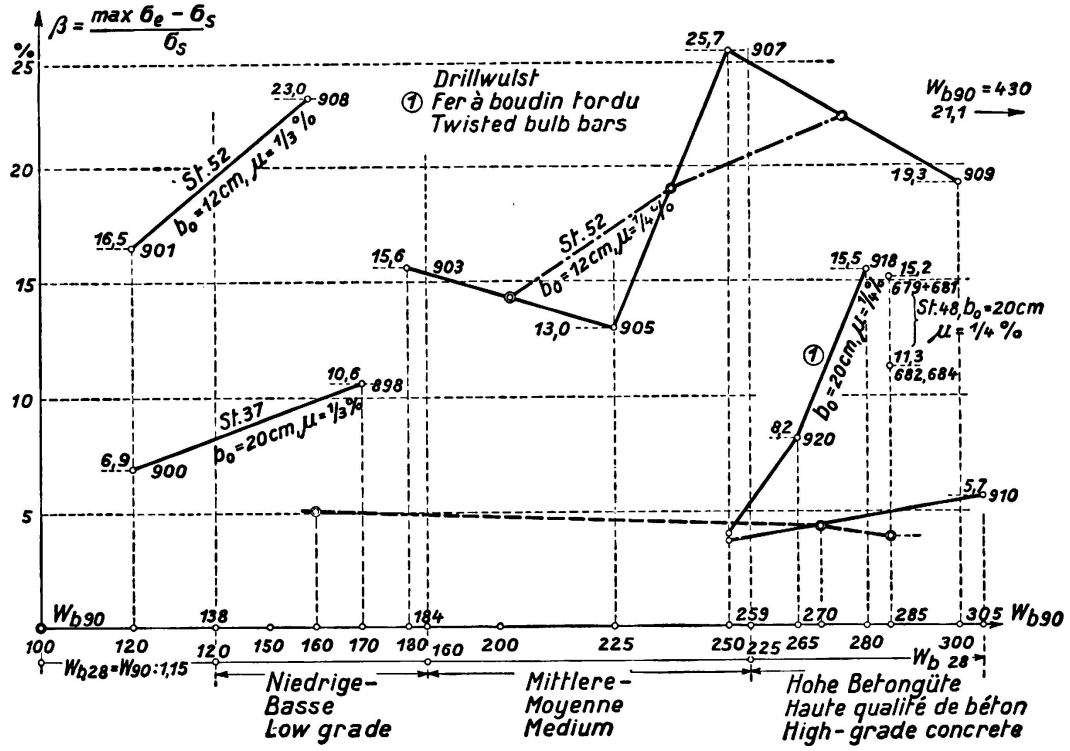

Fig. 15.

La valeur de la déformabilité plastique β en fonction de la qualité du béton $W_{b\,90}$ (Essais de Dresde 1936 sur des dalles à nervures).

on avait en moyenne β = 12,5 %). Par contre on ne put trouver aucune loi. *On peut recommander par conséquent de renoncer à l'utilisation de cette réserve de sécurité fortement variable et de baser la sécurité à la rupture de dalles en béton faiblement armées après comme avant sur la limite d'écoulement.*

IV. — *La grandeur de la sécurité à la rupture* d'après les derniers essais de Dresde exécutés sur les dalles à nervures est contenue dans le tableau IV.

Tableau IV.

Type d'acier	St 37	St 52	Isteg	à boudin tordu
σ_s en moy.	2610 à 2935 2790 = env. *2800*	3840 à 4445 3980 = env. *4000*	4035 à 4425 4110 = env. *4100*	4000 à 4390 *4200*
$\sigma_{e\,adm}$	*1200*	*1800*	*1800*	*1800*
$\nu_B = \sigma_s : \sigma_{e\,adm}$	*2,33*	*2,22*	*2,28*	*2,33*

La sécurité à la rupture exigée d'au moins deux fois est ainsi largement assurée lors d'une sollicitation statique avec 1200 kg/cm² pour l'acier St. 37 et avec 1800 kg/cm² pour l'acier à haute résistance.

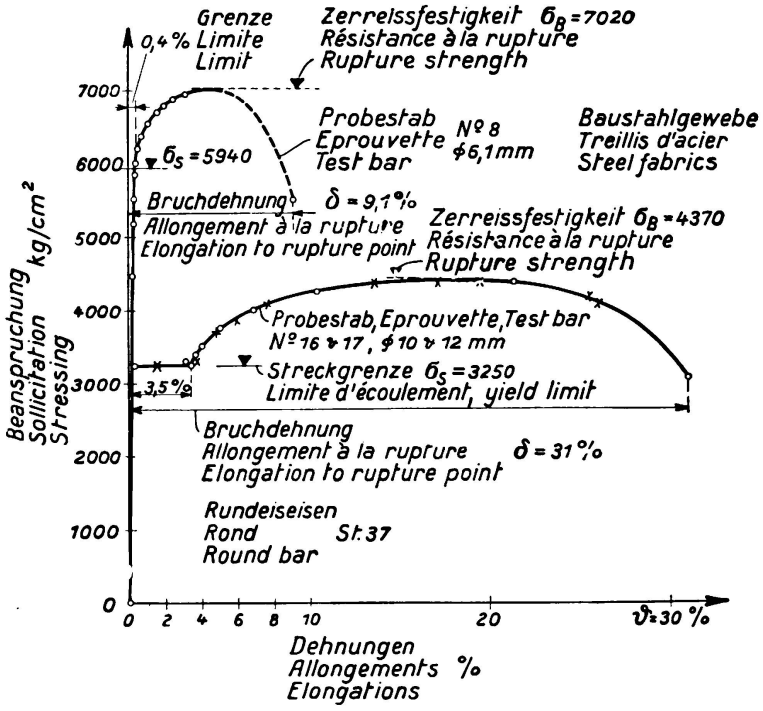

Fig. 16.

Diagrammes des contraintes - allongements des treillis d'acier et des ronds en St. 37.

E. — L'application de l'acier à haute résistance comme armature de retrait dans la construction des routes en béton.

Des essais de Stuttgart, le prof. *E. Mörsch* a conclu que par l'introduction d'une armature, le retrait du béton est réduit de moitié, d'où l'on obtient la justification de l'emploi d'une armature de retrait pour les routes de béton. Si l'on emploie la même section de fer F_e comme armature de retrait, on peut se poser la question de savoir s'il faut à cause de la sécurité à la fissuration utiliser l'acier St. 37 ou l'acier à haute résistance, par exemple les treillis d'acier, en se basant sur les essais de Dresde.

1° — *La comparaison des diagrammes contraintes-allongements des treillis d'acier* et des ronds en acier St. 37 (fig. 16) montre que l'on ne peut pas fixer un écoulement dans les treillis d'acier alors que la limite d'écoulement est tout-à-fait distincte pour l'acier St. 37. D'après DIN 1602 il faut admettre la limite de 0,2 % de l'allongement permanent comme limite d'écoulement qui, ainsi que le démontrent les essais de Dresde, coïncide pratiquement avec la limite de 0,4 % de l'allongement total. On obtient donc pour un treillis d'acier $\sigma_s = 5940$ kg/cm² pour un $\sigma_B = 7020$ kg/cm² et un allongement à la rupture $\delta = 9{,}1$ %.

2° — La chaussée des routes de béton est aussi sollicitée par les déformations résultant du trafic. Les dalles avec treillis d'acier, sollicitées à la flexion (essais de Dresde 1934) nous conduisent à distinguer les trois domaines suivants (fig. 17): *dalles non fissurées (largeur des fissures $b_1 = 0$); dalles avec fissures de l'épaisseur d'un cheveu (largeur des fissures $b_2 < b_{R\,adm} = \frac{1}{8}$ mm, (cf. éq. 40) et dalles avec fissures fines* $\left(\frac{1}{8}\text{ mm} < b_R < \frac{1}{4}\text{ mm}\right)$.

1er *domaine: Dalles non fissurées.* Jusqu'à un allongement du fer ou du béton $\varepsilon = 0{,}02$ %, donc une contrainte dans le fer de $\sigma = \varepsilon . E = 400$ kg/cm²,

la dalle reste sans fissure dans la zone tendue du béton. (Limite inférieure de fissuration sur la base des essais de Dresde sur des poutres de béton non armé 55 · 15 · 10 cm et dalles avec treillis d'acier).

2e *domaine: Dalles avec fissures de l'épaisseur d'un cheveu.* Pour la largeur de fissure admissible $b_{R\,adm} = \frac{1}{8}$ mm (d'après l'éq. 40) on peut calculer pour une longueur totale de la partie fissurée (de la poutre auscultée, cf. fig. 18)

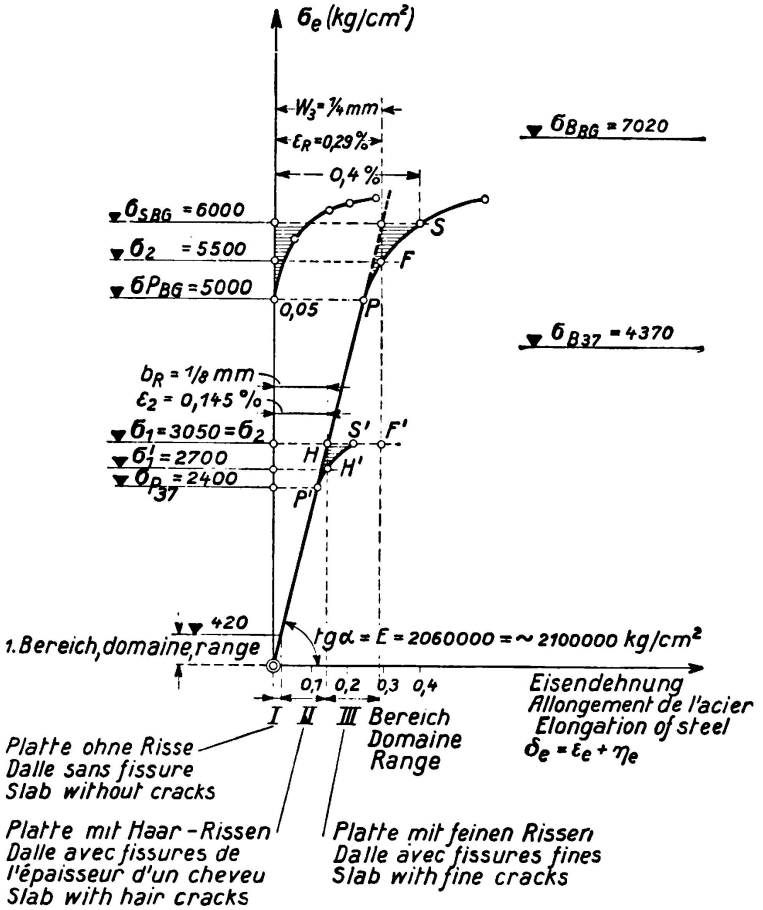

Fig. 17.
Les diagrammes des contraintes-allongements pour l'acier St. 37 et les treillis d'acier et la largeur de fissure d'après les essais de Dresde.

de 950 mm et pour 11 fissures la somme des largeurs de fissure à cette limite

$$11 \cdot \frac{1}{8}\ \text{mm} = 1{,}375\ \text{mm},$$

et l'allongement du fer sur cette partie

$$\varepsilon_1 = 1{,}375\ \text{mm}:\ 950\ \text{mm} = 0{,}145\ \%.$$

Comme dans la fig. 17, OP'S' représente le diagramme obtenu des efforts-allongements et OPS le diagramme pour le treillis d'acier (cf. aussi fig. 16), on obtient pour leurs points d'intersection H' et H avec les verticales la distance $\delta = \varepsilon_2 = 0{,}145\ \%$ de l'axe des coordonnées, les ordonnées $\sigma'_2 = 2700$ kg/cm² et $\sigma_2 = 3050$ kg/cm².

La limite supérieure de la largeur de la fissure $b_R = \frac{1}{8}$ mm est donc atteinte pour un treillis d'acier avec une charge de 13 % plus grande que pour l'acier St. 37.

3e *domaine: Dalles avec fissures fines.* Comme limite supérieure de la largeur des «fissures fines» on peut admettre le double de $b_{R\,adm} = \frac{1}{8}$ mm, donc $b_3 = \frac{1}{4}$ mm. D'après l'expérience acquise, la protection contre la rouille n'est plus complètement assurée dans ce domaine mais elle l'est dans la règle. Cette limite supérieure est atteinte pour un allongement du fer $\varepsilon_3 = 2 \cdot \varepsilon_2 = 2 \cdot 0{,}145\,\% = 0{,}29\,\%$. A cette abscisse correspondent dans la fig. 17 les points F′ et F des deux courbes avec les coordonnées $\sigma'_3 = \sigma_{s37} = 3070$ kg/cm² et $\sigma_3 = 5500$ kg/cm².

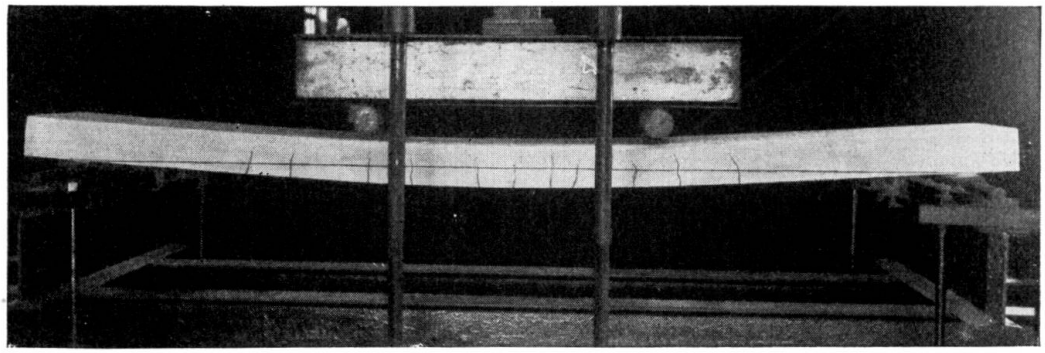

Fig. 18.

Dalle armée avec treillis en acier de construction (Essais de Dresde 1934).

La limite supérieure ($b_3 = \frac{1}{4}$ mm) des fissures fines sera atteinte pour l'acier St. 37 à la limite d'écoulement $\sigma_s = 3000$ kg/cm², par contre pour les treillis d'acier seulement avec $\sigma_e = 5500$ kg/cm², c'est-à-dire pour une charge 80 % plus grande. *La garantie contre la rouille qui dépend de la largeur de fissure b_R est par conséquent plus grande pour les treillis d'acier que pour l'acier St. 37 (en admettant une même section de fer).*

F. — Sollicitations oscillantes des constructions de béton armé dans l'emploi d'aciers à haute résistance.

Afin de pouvoir tirer, des résultats des essais de fatigue exécutés sur des constructions de béton armé, sollicitées à la flexion et armées d'aciers à haute limite d'écoulement, des conclusions intéressant le coefficient de sécurité, nous proposons le procédé suivant:

1° — Pour la «*sécurité au trafic*» nous introduisons l'expression suivante:

$$\nu = \frac{w_v}{w_R} \tag{43}$$

w_v représente la plus grande amplitude trouvée par les essais de fatigue et qui peut encore être supportée un nombre de fois infini[18] et w_R la plus grande amplitude imaginable qui peut servir de base au calcul statique. Désignons par σ_o et σ_u les limites supérieure et inférieure de contrainte dans les essais à la fatigue, on a:

$$w_v = \sigma_o - \sigma_u \tag{44}$$

[18] D'après les nombreux essais à la fatigue effectués sur des constructions on peut admettre dans ce domaine que l'amplitude est à peu près indépendante de la précontrainte (contrainte moyenne).

Mais comme dans le calcul statique, en tenant compte du coefficient dû aux efforts dynamiques, la contrainte admissible ne doit pas être dépassée, cette dernière forme la limite supérieure et la sollicitation engendrée par la charge permanente seulement la limite inférieure de tension, dans le calcul statique, de telle sorte que l'on a

$$w_R = \sigma_{adm} - \sigma_g. \tag{45}$$

2° — Pour la *détermination de l'amplitude dans le calcul statique* on se basera sur un cas déterminé, si possible défavorable qui est caractérisé par les deux hypothèses suivantes:

a) $\sigma_p : \sigma_g = 2 : 1$

b) Comme coefficient dû aux actions dynamiques il faut admettre la plus grande valeur qui d'après DIN 1075 peut se présenter $\varphi = 1{,}4$. Dans ce cas limite on a:

$$\sigma_{adm} = \sigma_g + \varphi \cdot \sigma_p = \sigma_g + 1{,}4\ (2 \cdot \sigma_g) = 3{,}8\ \sigma_g \tag{46}$$

et

$$w_R = \sigma_{adm} - \sigma_g = \sigma_{adm}\left(1 - \frac{1}{3{,}8}\right) = 0{,}737\ \sigma_{adm}. \tag{47}$$

D'après les équations 44 et 47, l'expression de la sécurité au trafic (éq. 43) est:

$$\nu = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\sigma_{adm} - \sigma_g} = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{1{,}737\ \sigma_{adm}}. \tag{48}$$

3° — Nous proposons de prendre $\nu = 2$ comme coefficient nécessaire de sécurité au trafic. Ceci signifie que dans le cas de la rupture à la fatigue l'amplitude est deux fois plus grande que l'amplitude basée sur le calcul statique. Une comparaison avec les prescriptions (procédé γ) des Chemins de fer du Reich, 1934, pour le calcul des ponts-rails métalliques nous conduit au résultat que le choix que nous avons fait du coefficient de sécurité correspond à une sécurité plus grande que celle exigée pour les ponts-rails métalliques (surtout si l'on tient compte de l'influence défavorable des assemblages rivés et soudés).

4° — D'après ce procédé, les résultats des essais à la fatigue de Stuttgart avec des aciers Isteg sont résumés dans le tableau V où il faut prendre les valeurs fondamentales des dalles d'essai et où les valeurs w_V, w_R et ν sont calculées d'après les éq. 44, 47 et 48. *Résultat:* L'acier à haute résistance St. 60 en liaison avec du béton ordinaire dont $W_{b28} = 120$ kg/cm² donne un coefficient de sécurité $\nu = 2{,}05$ alors que $\nu = 2{,}9$ dans l'emploi d'acier St. 37. Le coefficient de sécurité des deux dalles avec acier Isteg se trouve entre ces deux valeurs avec $\nu = 2{,}5$ et 2,2. Par l'emploi de béton à haute résistance dont $W_{b28} = 225$ kg/cm² le coefficient de sécurité est relevé par rapport au béton ordinaire, de 2,2 à 2,5.

5° — Nous avons interprété suivant le même procédé les résultats des essais à la fatigue de Stuttgart 1934 effectués sur des dalles avec treillis d'acier.

Résultat: Les dalles avec acier St. 37 et béton ordinaire donnent ici un coefficient de sécurité un peu plus faible, à savoir $\nu = 2{,}57$. Les deux dalles avec treillis d'acier des séries b′ et e′ qui étaient dimensionnées avec les contraintes extraordinaires de $\sigma_e = 2620$ kg/cm² et 2400 kg/cm² présentent un coefficient de sécurité trop petit, à savoir $\nu = 1{,}23$ et 1,29, c'est-à-dire nettement

moins que $v = 2$. Par contre une dalle avec treillis d'acier de la série d', dimensionnée avec $\sigma_e = 1950$ kg/cm² et constituée de béton à haute résistance $W_{b28} = 225$ kg/cm², avait le coefficient de sécurité $v = 1{,}88$. En admettant un accroissement linéaire, on peut attendre dans le dimensionnement avec $\sigma_e = 1800$ kg/cm² et $W_{b28} = 225$ kg/cm² un coefficient de sécurité

$$v = 1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03.$$

6° — Avec cette interprétation des essais à la fatigue de Stuttgart on a la démonstration *qu'il est exact de choisir pour les dalles une contrainte admissible de l'acier $\sigma_e = 1800$ kg/cm² même lorsque l'on a des charges mobiles* en admettant qu'une résistance minima de cubes $W_{b28} = 225$ kg cm² est assurée. Avec cette exigence au sujet de la qualité du béton il faut admettre si l'on se base sur l'expérience acquise, un coefficient de sécurité à la fissuration suffisant.

Comme l'on n'a pas encore exécuté des essais sur des poutres soumises à des charges mobiles, nous proposons de laisser la sollicitation des poutres à $\sigma_e = 1500$ kg/cm².

Tableau V.

Type d'armature et de béton	série d'essais	Epaisseur de la dalle d (cm)	Dimensionnement σ_b / σ_e	qualité du béton théorique	qualité du béton réelle	Type d'acier σ_S	Type d'acier $\sigma_{e\,max}$	Coefficient de plasticité $\beta' = \frac{\sigma_{e\,max}}{\sigma_S}$	w_V	w_R	Sécurité au trafic $v = tg\alpha = \frac{w_V}{w_R}$
Isteg + béton à haute résistance	d	11,5	64/1850	*200*	*260*	4500	5800	1,29	3440	1365	2,52
Isteg + béton	c	14,2	47/1750	120	118	4500	5600	1,24	2840	1290	2,20
St 60 + béton	b	13,7	47/1750	120	123	4300	4920	1,14	2640	1290	2,05
St 37 + béton	a	14,1	40/1200	120	123	2950	3440	1,16	2570	884	2,91
Treillis d'acier et béton a haute résistance	d'	13,8	64/*1950*	*210*	*239*	5900	7120	1,21	2700	1435	1,88 [19]
idem + béton	b'	17,4	41/*2620*	160	219	5800	8160	1,41	2360	1920	1,23
idem + béton	e'	10,8	52/*2400*	180	195	6150	7740	1,26	2280	1770	1,29
St 37 + béton	a'	14,0	39/1150	130	115	2400	3200	1,33	2180	847	2,57

[19] $1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03.$

G. — Les contraintes admissibles des armatures à haute limite d'écoulement pour les constructions en forme de dalles rectangulaires et à nervures.

1° — Les contraintes admissibles données dans le tableau VI furent fixées le 14 janvier 1935 par le «Deutscher Ausschuß für Eisenbeton» sur la base des résultats exposés ici des essais effectués à Dresde et prescrites par les autorités compétentes. Au sujet des essais et des explications données ci-dessus, il faut encore ajouter ce qui suit:

Tableau VI.

Les contraintes admissibles
des armatures à haute limite d'écoulement pour les constructions en forme de dalles rectangulaires et à nervures.

1	2	3	4	5	6	7	8
Numérotation	Sorte d'acier	Limite d'écoulement minima [20]	Allongement minimum à la rupture	Résistance minima de cubes de béton	σ_e adm Dalles rectangulaires	Dalles à nervures	Domaine de validité
No	—	kg/cm²	%	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	—
1	St 52	3600	20	120 225	1500 *1500*	1200 *1500*	Aussi pour des charges mobiles [22]
2	St 52	3600	20	120 160 225	1500 1800 1800	1200 1200 1500[23] 1800[24]	Lorsque les charges sont principalement immobiles et seulement pour les charpentes non exposées aux intempéries
3	Acier spécial [21]	3600	14 [25]	120 160 225	1200 1800 1800	1200 1200 1500[23] 1800[24]	
4	Acier spécial [21]	5000	14 [26]	120 160 225	1200 2200 2200	1200 1200 1500[23] 1800[24]	

[20] *Limite d'écoulement.* D'après les prescriptions concernant le béton armé § 7, il faut contrôler les propriétés de l'acier. Pour les armatures sans limite d'écoulement prononcée on peut introduire comme limite d'écoulement au lieu de la limite — 0,2 % de l'allongement permanent d'après DIN 1602, la limite — 0,4 % de l'allongement total, ceci sur la base des essais en cours et jusqu'à une détermination définitive.

[21] *Armatures d'acier spécial* disposées suivant les prescriptions de la police de construction.

[22] Correspond à la prescription actuelle.

[23] Lorsque la section de chaque fer d'armature est $> 3{,}14$ cm² (Dans les fers tordus, c'est la surface de la barre tordue qui est déterminante).

[24] Lorsque la section de chaque fer d'armature est $\leqq 3{,}14$ cm² (même remarque que sous 4).

[25] Dans les dalles rectangulaires on peut admettre aussi un acier avec allongement minimum à la rupture de 10 %.

[26] Dans les dalles rectangulaires on peut admettre aussi un acier avec allongement minimum à la rupture de 8 %.

a) Sur la base des essais de Stuttgart effectués sur des dalles on peut admettre, lorsque l'on emploie de l'acier St. 52 ou des aciers spéciaux correspondants et un béton avec $W_{b28} \geqq 225$ kg/cm², *un relèvement pour les dalles (6ème colonne, 2ème rangée) de la valeur* $\sigma_{e\,adm} = 1500$ *kg/cm² jusqu'à* $\sigma_{e\,adm} = 1800$ *kg/cm² et même lorsque l'on a affaire à des charges mobiles.*

b) *La restriction des notes 23 et 24,* avec la valeur constante $F_c = 3{,}14$ cm² devrait être remplacée d'après nos équations 28 et 40 par une prescription moins élevée, ce qui ne peut se faire que sur la base de nouveaux essais.

2° — L'observation critique de la sécurité à la rupture de dalles de béton armé (cf. sous D II et les fig. 13 et 14) nous conduit aux résultats suivants:

a) *Dans le premier domaine des poutres faiblement armées, où la limite d'écoulement du fer est déterminante pour la rupture (cas général), il n'est besoin d'apporter aucune modification au procédé de calcul actuellement en usage.*

b) *Aussitôt que la limite d'armature* μ_G, *que sépare les deux domaines, sera déterminée par les essais en cours à Dresde sur l'acier St. 37 et l'acier à haute résistance, on pourra étendre ce premier domaine jusqu'à cette limite et ainsi employer ici le procédé simple de calcul.*

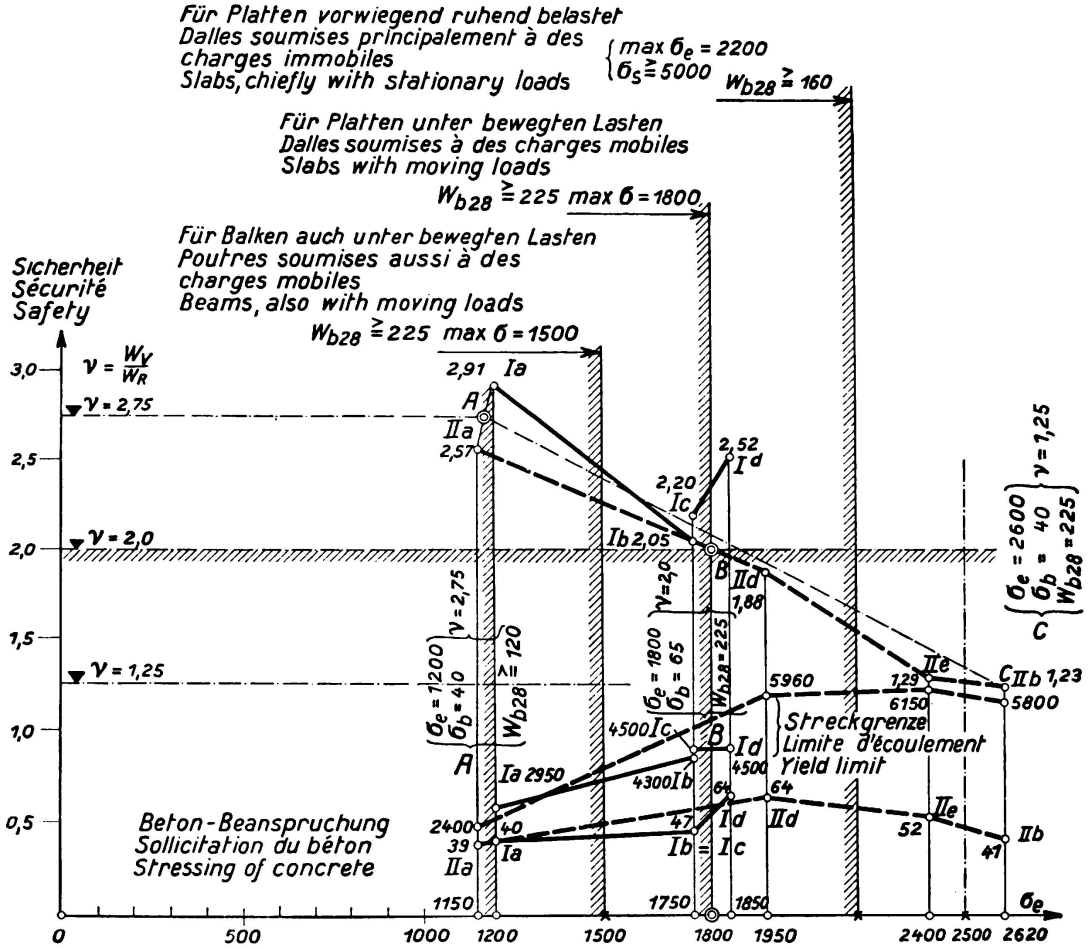

Fig. 19.

Résultats des essais à la fatigue effectués à Stuttgart sur des dalles avec armatures en Isteg et en treillis d'acier (I et II).

c) Au-delà de cette limite, c'est-à-dire dans *le second domaine,* dans lequel la résistance du béton à la compression est déterminante pour la rupture (cas rare), on peut introduire comme base *un nouveau procédé avec utilisation plus étendue du matériau. Autant que possible il faut éviter la disposition de fers de compression et de voûtes,* ce qui permet d'obtenir une *amélioration de l'aspect constructif.*

Nos essais avec des aciers à haute résistance en béton armé nous conduisent aux résultats: que la *sauvegarde de la sécurité à la fissuration et à la rupture autorise un relèvement appréciable des sollicitations admissibles donc de l'utilisation des matériaux* (cf. tableau VI). Ils nous conduisent encore à un *examen critique de la sécurité* et enfin à *l'extension de notre procédé usuel de calcul afin d'améliorer la disposition constructive.* Cette *transformation basée sur des* essais permet de combler une lacune existant jusqu'à présent dans notre science du béton armé.

Résumé.

La question de l'application de l'acier à haute résistance dans la construction de béton armé fut principalement mise au net par les nouveaux essais de Dresde de la Commission allemande pour le béton armé. La largeur des fissures fut photographiée avec agrandissement de 23 fois et la profondeur des fissures fut mesurée exactement.

La sécurité à la fissuration, rapport de la charge entraînant la première fissure à la charge utile, se monte à 1,8 pour une dalle appuyée de tous les côtes, avec armature croisée, à 1,4 pour une dalle appuyée sur ses quatre coins (essais pour dalles champignons), à 0,75 pour une dalle armée dans un sens et à 0,5 pour une dalle à nervures. L'application des aciers à haute résistance est par conséquent à recommander surtout dans les dalles. La sécurité à la fissuration croit avec la *qualité du béton* mais malheureusement, dans une mesure réduite, par suite de la plus grande fragilité des ciments à haute résistance. Plus la *section de fer* est petite par rapport à la section de béton et à la largeur des nervures, plus est grande la sécurité à la fissuration et plus est faible la *profondeur des fissures.* Mais comme d'autre part *l'ouverture des fissures* augmente avec la largeur des nervures, l'élargissement des nervures est limité par da détermination d'une ouverture admissible de fissure sous la charge utile (par exemple de $^1/_8$ mm). Ces considérations purement statiques conduisent à une *représentation physique:* qu'avec l'apparition de la fissure la partie de section fissurée, (profondeur de la fissure t x largeur de la fissure b_0), est exclue et par le fait même la force de traction qui agissait jusqu'alors dans le béton. La grandeur de cette force pour des bétons de qualité basse, moyenne et bonne peut être donnée par 4,8 et 12 % de la force de traction dans le fer. On peut s'attendre à une plus grande sécurité à la fissuration dans les sections en I ou en caisson. *Des poutres nervurées avec acier St. 52, principalement*

sollicitées par des charges immobiles présentent, pour une contrainte admissible dans le fer de 1800 kg/cm², la même sécurité qu'avec de l'acier St. 37 pour 1200 kg/cm².

Les charges de rupture déterminées conduisirent le 14. I. 1935 à l'établissement, par la Commission allemande pour le béton armé, d'un *tableau des contraintes admissibles dans l'acier à haute limite d'écoulement* (tableau IV) et à d'autres résultats. *Dans le premier domaine des poutres* faiblement armées, dans lesquelles la limite d'écoulement du fer est déterminante pour la rupture (cas général), il ne faut rien changer aux procédés actuels de calcul. Dès que la limite d'armature, qui sépare les deux domaines, sera déterminée par les essais en cours à Dresde, il sera possible d'étendre le premier domaine jusqu'à cette limite et par conséquent d'employer ici aussi le procédé simple de calcul. *Dans le second domaine, dans leques la résistance à la compression du béton* est déterminante pour la rupture (cas rare), on peut introduire un nouveau procédé, avec utilisation plus poussée du matériau, afin d'éviter les fers de compression et les voûtes et par sonséquent d'améliorer la disposition constructive.

Pour les charges mobiles l'interprétation des essais à la fatique de Stuttgart a montré que pour l'acier St. 52 dans les dalles, on peut prendre une contrainte admissible de 1800 kg/cm² pour les fers, lorsque la résistance de cube du béton est au moins de 225 kg/cm². On peut recommander de prendre 1500 kg/cm² pour les poutres à nervure.

Leere Seite
Blank page
Page vide