

## **Ilc. Utilisation des aciers à haute résistance**

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

### **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

II c

Utilisation des aciers à haute résistance.

Anwendung von hochwertigem Stahl.

Use of high-tensile steel.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IIC 1

Exemples d'application de l'acier à haute résistance dans les systèmes en dalles de béton armé.

### Beispiele für die Anwendung von hochwertigem Baustahl bei Plattenträgern aus Eisenbeton.

Examples of the Application of High Tensile Steel in Reinforced Concrete Slabs.

Dr. Ing. H. Olsen,  
München.

Le développement du béton armé dans la construction des ponts ne concernait jusqu'à présent que la conformation constructive des arcs et des poutres. L'amélioration de la qualité du béton, l'emploi d'aciers à haute résistance et le désir d'utiliser au mieux ces deux matériaux ont fortement contribué au développement des systèmes en dalles. Ces systèmes sont très simples et très clairs au point de vue statique car les moments de flexion ne se présentent que dans une seule direction. En outre, le coffrage et la mise en place des armatures et du béton sont fortement simplifiés. Dans ces ouvrages, la zone de béton soumise à la traction est très large et résiste par le fait même beaucoup mieux à la fissuration que les minces nervures des poutres en T.

Les dalles offrent de nouvelles possibilités, surtout si l'on relève les contraintes admissibles; nous allons le montrer par quelques exemples. Les ouvrages cités ont été construits, selon nos projets, au printemps et en été 1936 pour la partie est de la Route allemande des Alpes.

La fig. 1 représente une dalle de béton armé en cantilever franchissant trois ouvertures de 12,4 m chacune; la chaussée a une largeur de 8,5 m. Les piles et les culées forment un angle oblique avec l'axe de la route. L'épaisseur de la dalle de 0,60 m sur les bords et de 0,68 m dans l'axe montre la faible hauteur qu'autorise l'emploi de matériaux à haute résistance. Avec un mélange de 300 kg de portland normal par m<sup>3</sup> et une résistance à l'écrasement de 405 et 513 kg/cm<sup>2</sup> après 28 jours, on a introduit dans le calcul une contrainte de compression admissible de 70 kg/cm<sup>2</sup> pour le béton. L'emploi de ronds en acier St. 52 a permis de porter à 1500 kg/cm<sup>2</sup> la contrainte admissible dans les fers. Les charges introduites dans le calcul sont celles qu'indiquent les prescriptions allemandes pour les ponts de I<sup>ère</sup> classe. On a considéré un rouleau compresseur de 24 t et un camion de 12 t; ces charges furent réparties sur deux voies d'une largeur totale de 5,0 m; on a introduit un coefficient de charges dynamiques  $\varphi = 1,4$ .

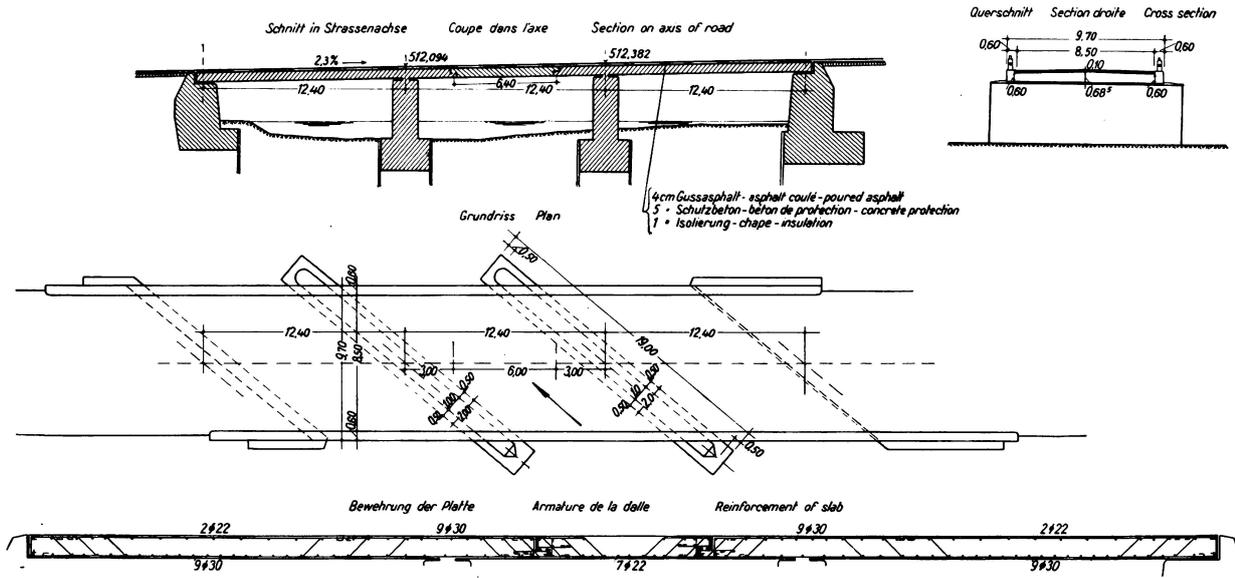


Fig. 1.  
Pont II de Weissbach.

La fig. 1 montre en outre l'armature placée dans le sens longitudinal. Le moment maximum est de 51,7 tm/m au milieu de la travée de rive et de 50,3 tm/m sur les appuis; pour  $\sigma = 70/1500 \text{ kg/cm}^2$  on a introduit 9 ronds de 30 mm de diamètre par unité de largeur. La poutre simple de la travée centrale a une portée de 6,4 m, un moment maximum de 20,3 tm/m; pour  $\sigma = 42/1500 \text{ kg/cm}^2$ , son armature se compose de 7 ronds de 22 mm de diamètre par m.

La fig. 2 montre la ligne simple de ce pont. L'emploi d'une balustrade de bois fixée à des montants de béton armé relève l'élégance de l'ouvrage. Les parapets massifs qui surmontent les murs des culées terminent cette balustrade.



Fig. 2.

A la fig. 3 nous représentons un autre pont en cantilever, de trois ouvertures de 11,50 m chacune et avec une chaussée de 8,5 m de largeur. Les piles et les culées forment également un angle oblique avec l'axe. La dalle du tablier a un dévers de 1,5 ‰ et une épaisseur constante de 60 cm.

La dalle est également armée de ronds en acier St. 52 pour lesquels on a toléré une sollicitation de  $1800 \text{ kg/cm}^2$ . Cette tolérance est basée entre autres sur les essais de Dresde; ces essais ont montré que les dalles simples présentaient une bien meilleure résistance à la fissuration que les dalles nervurées ainsi qu'une sécurité suffisante vis-à-vis de la rupture. En outre, les essais d'endurance effectués à Stuttgart ont fourni la preuve que l'on pouvait très bien admettre, même pour des charges mobiles, une contrainte de  $1800 \text{ kg/cm}^2$  pour les armatures des dalles, lorsque la résistance sur prisme du béton était de  $225 \text{ kg/cm}^2$  au moins.

Les surcharges prescrites pour les ponts de I<sup>ère</sup> classe ont donné les armatures représentées à la fig. 3. Pour un moment maximum de 47,0 tm/m au milieu de la travée extrême et de 45,5 tm/m au droit des appuis, on a dû placer 7 ronds de 30 mm. Les sollicitations se montaient dans ce cas à  $\sigma = 74/1800$  et  $71/1680 \text{ kg/cm}^2$ . La dalle simple de l'ouverture centrale a une portée de 6,0 m et son armature se compose de 5 ronds de 20 mm par m pour un moment

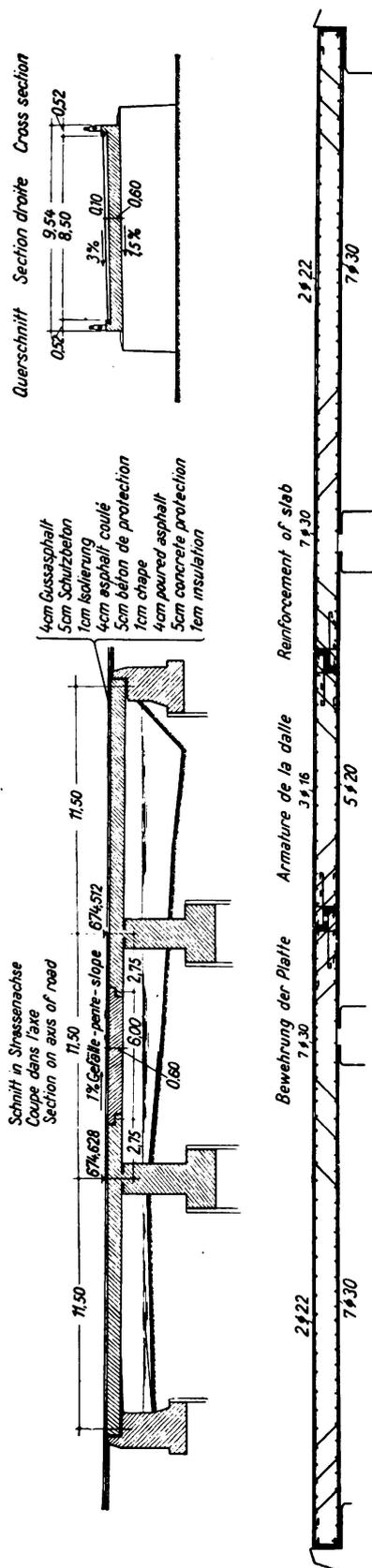


Fig. 3,

Pont sur le Traun à Hinterpoint.

maximum de 18,8 tm et un  $\sigma = 77/1800 \text{ kg/cm}^2$ . La résistance du béton à la compression se montait après 28 jours à  $661 \text{ kg/cm}^2$  pour un mélange de 300 kg de portland normal. Cette résistance extraordinaire ainsi que celles que nous avons indiquées ci-dessus montrent tout le soin que l'on a apporté à la confection du béton dans les ouvrages de la Route allemande des Alpes. C'est la raison pour laquelle on a toléré des ronds de 30 mm; on a apporté une grande attention aux crochets afin d'obtenir un ancrage parfait.

La fig. 4 montre que cet ouvrage s'accorde très bien au paysage des environs.

Il est possible de réduire fortement la hauteur de construction en donnant à ces systèmes une forme de cadres. La fig. 5 représente une dalle en forme de cadre à 2 articulations; la portée est de 10,6 m et la hauteur moyenne des béquilles est de 3,25 m. L'épaisseur de la traverse est de 0,33 m au bord et de 0,46 m dans l'axe de la route, l'épaisseur des montants est de 0,60 m. L'armature est en acier St. 52; les contraintes admises sont de  $1800 \text{ kg/cm}^2$ .

L'armature du cadre est représentée à la fig. 6. Pour un moment maximum de 17,9 tm/m au milieu de la traverse et un effort normal correspondant de 5,5 t on a placé 10 ronds de 20 mm, les contraintes admissibles étant  $\sigma = 75/1800 \text{ kg/cm}^2$ . 8 ronds de 20 mm sont nécessaires pour transmettre de la traverse à la béquille le moment maximum de  $-21 \text{ tm/m}$  avec  $\sigma = 50/1800 \text{ kg/cm}^2$ . Dans la partie supérieure du montant et pour  $\sigma_e = 1800 \text{ kg/cm}^2$  on a 7 ronds de 20 mm alors qu'on en a 4 au milieu.

La fig. 7 représente le pont en service. La disposition extérieure a été donnée par les exigences de la statique.

L'utilisation adéquate des propriétés spéciales du béton à haute résistance permet d'appliquer les dalles à des ponts de portée importante. L'emploi simultané d'acier à haute résistance permet de réduire fortement le nombre des fers si l'on introduit dans le calcul de plus hautes contraintes admissibles.

L'introduction dans ces ouvrages de contraintes admissibles de  $1800 \text{ kg/cm}^2$ , ce qui fut fait pour la première fois en Allemagne, est un empiètement

sur le futur règlement officiel. L'expérience acquise sur ces ouvrages et tout spécialement la parfaite tenue après une demi-année de trafic intense justifient l'utilisation poussée des propriétés spéciales de l'acier à haute résistance.

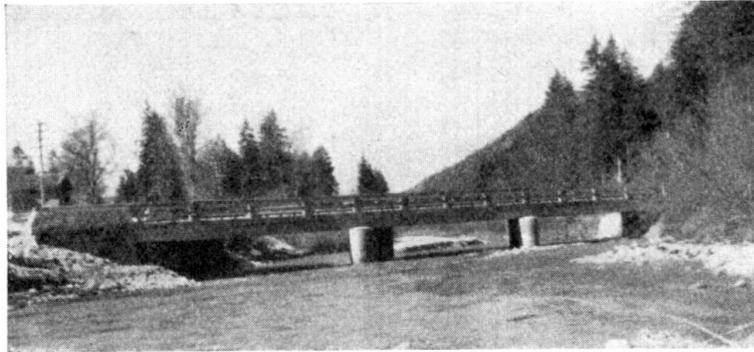


Fig. 4.

On peut en conclure que les dalles sont des constructions susceptibles d'un grand développement. La grandeur des contraintes admissibles détermine les

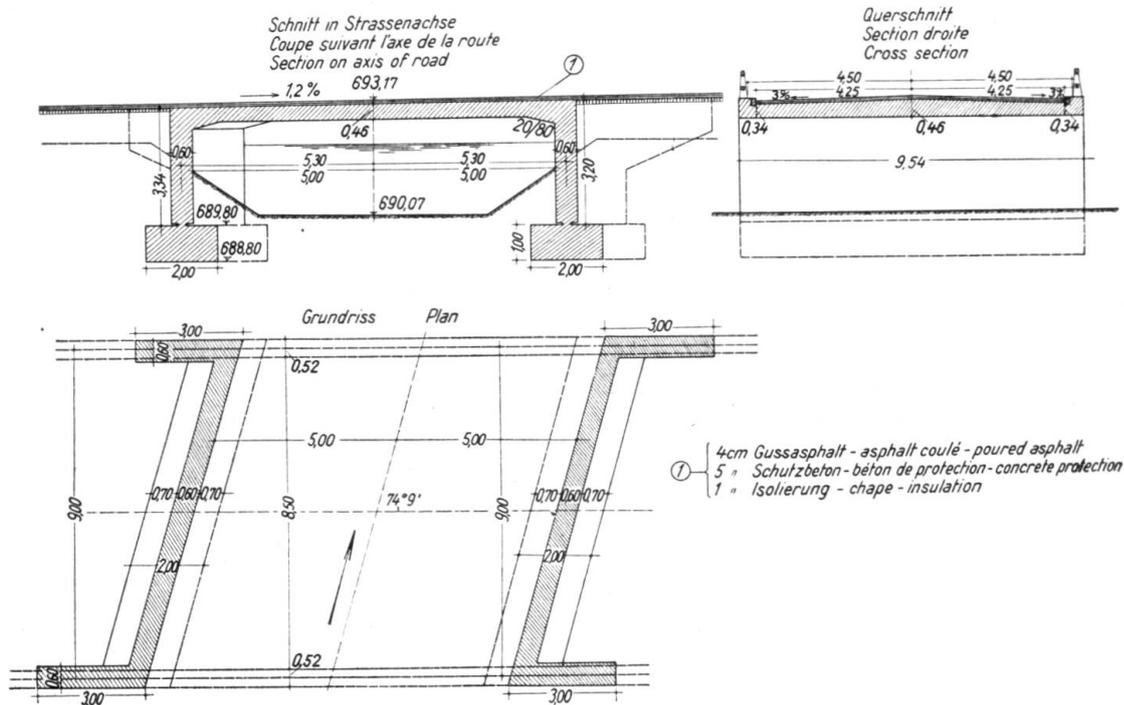


Fig. 5.

Pont sur le Grosswaldbach.

dimensions des sections et par le fait même le poids propre; les portées maxima que permettent de réaliser les dalles, tout en tenant compte des points de vue

constructifs et économiques, sont une fonction de la qualité des matériaux: béton et acier à haute résistance.

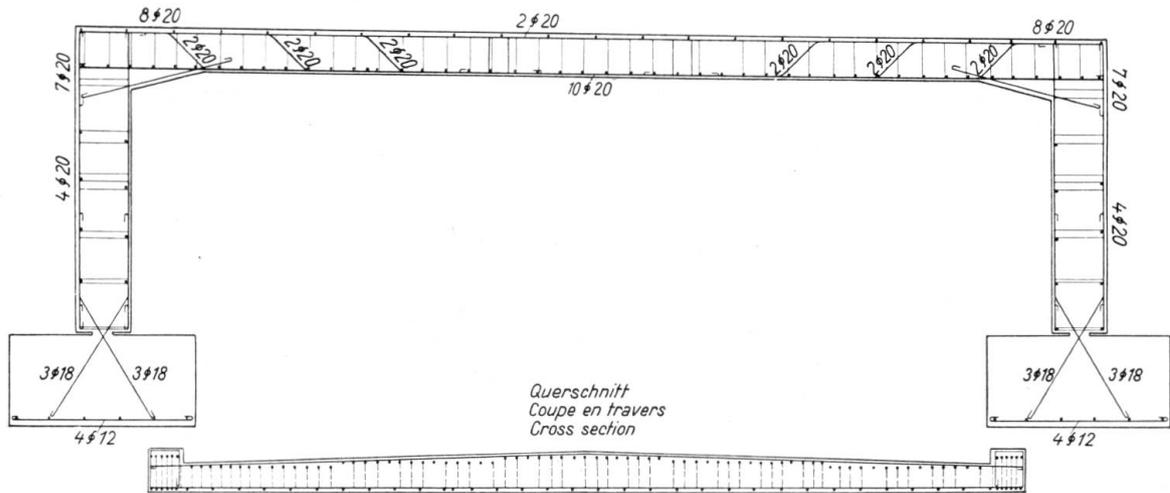


Fig. 6.  
Armature du cadre.

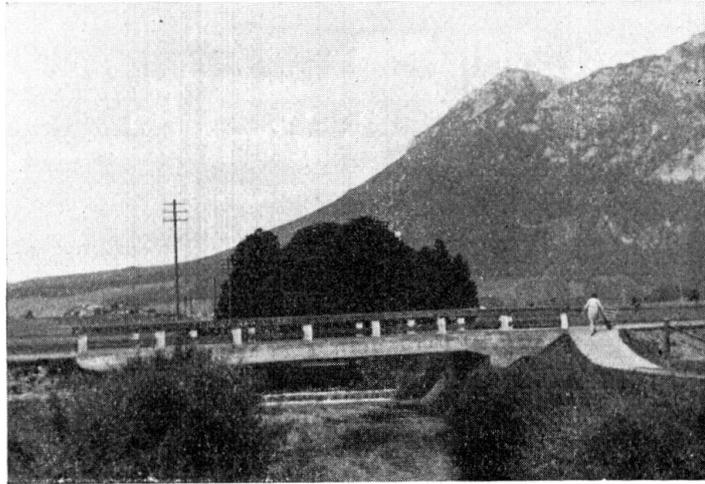


Fig. 7.

## II c 2

Le soudage de l'acier à haute résistance „Roxor“.

### Das Schweißen von hochwertiger Stahlbewehrung „Roxor“.

The Welding of „Roxor“ High Tensile Steel.

A. Brebera,

Ingenieur, Obersektionsrat im Ministerium für öffentliche Arbeiten, Prag.

L'introduction de l'acier « Roxor »<sup>1</sup> représente un grand progrès dans le développement de la construction de béton armé. L'emploi approprié de cet acier à haute résistance comme armature ainsi que l'exécution de bétons de qualité ont permis d'ériger des ouvrages de béton armé d'une portée qui dépasse souvent la longueur habituelle des fers.

Chaque construction d'une portée plus grande présente par conséquent un grand nombre de joints dans les armatures.

Jusqu'à ce jour on réalisait ces joints par un simple recouvrement des fers sur une certaine longueur. Pour rendre un tel joint tout-à-fait agissant, il est nécessaire d'enrober les armatures de béton. Cet enrobage des joints par le béton ainsi que le bétonnage entre les fers exigent de plus grandes distances entre les fers et par conséquent aussi des poutres de largeur plus grandes.

Le règlement officiel ne permet pas un recouvrement pour les fers de plus de 32 mm, ce qui fait qu'il serait impossible d'exécuter des constructions d'une plus grande portée. Il était par conséquent nécessaire de trouver un autre type de joint qui permette une liaison complète des deux barres sur toute la section et sans affaiblissement.

Seul le soudage des deux barres a apporté une solution satisfaisante à cette question importante.

La plupart des règlements actuels concernant les constructions soudées ne tiennent compte que des aciers à résistance normale. Pour le soudage des aciers à haute résistance et par conséquent de l'acier « Roxor », il n'existe aucune prescription et nous avons dû étudier cette question à fond.

L'acier « Roxor » à haute résistance est obtenu en relevant un peu la teneur en carbone par rapport à l'acier ordinaire C 37 (max. 0,22 % C), c'est pourquoi on a introduit quelques éléments tels que le silicium (max. 0,90 % Si), le manganèse (max. 0,50 % Mn) et le cuivre (max. 0,50 % Cu). Le soufre et le phosphore restent dans la même proportion.

<sup>1</sup> Voir la Publication Préliminaire, page 249.

L'acier «Roxor» que l'on obtient ainsi possède les propriétés mécaniques suivantes:

limite apparente d'élasticité minima . . . . .	38 kg/mm <sup>2</sup>
résistance à la traction minima . . . . .	50 kg/mm <sup>2</sup>
allongement minimum . . . . .	20 %

Le choix des électrodes joue un rôle très important dans le soudage de l'acier «Roxor». Le métal d'apport que l'on obtient doit posséder les mêmes qualités que le métal de base. C'est pourquoi on a choisi les *électrodes Arcos-Superend*; on en a déterminé la limite apparente d'élasticité, la résistance à la traction, l'allongement et la résilience d'après les prescriptions spéciales pour le soudage des ponts métalliques, édictées par le Ministère des Travaux Publics. Les résultats de ces essais sont contenus au tableau I.

Tableau I.

Essai du métal d'apport provenant des électrodes  
« Arcos-Superend ».

	min.	moy.	max.
limite apparente d'élasticité . . . . .	40,7	49,7	56,4 kg/mm <sup>2</sup>
résistance à la traction . . . . .	50,7	57,0	63,3 kg/mm <sup>2</sup>
allongement ( $l_0 = 5d$ ) . . . . .	18,0	19,5	20,4 %
striction . . . . .	29,9	39,2	50,1 %
résilience (Mesnager) . . . . .	5,0	6,6	7,9 mkg/cm <sup>2</sup>

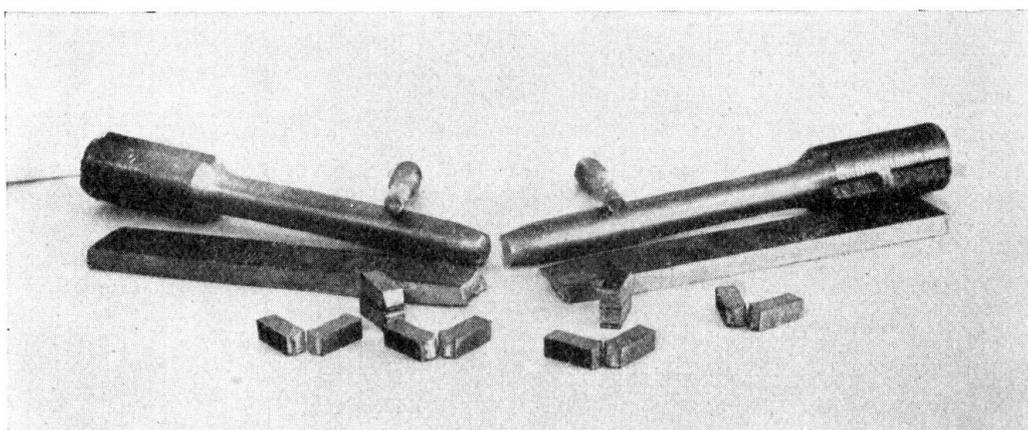


Fig. 1.

Essais du métal de base.

Ces valeurs montrent qu'un métal d'apport appliqué entre deux tôles d'acier «Roxor» dont les caractéristiques correspondent aux valeurs minima prescrites indiquées au tableau II, possède les mêmes qualités que le métal de base (fig. 1).

Tableau II.

Essai de l'acier «Roxor».

	moy.	prescrit
limite apparente d'élasticité . . . . .	41,7	38 kg/mm <sup>2</sup>
résistance à la traction . . . . .	58,5	50 kg/mm <sup>2</sup>
allongement ( $l_0 = 10d$ ) . . . . .	22,6	20 %
striction . . . . .	53,7	— %
résilience (Mesnager) . . . . .	11,0	— mkg/cm <sup>2</sup>

Outre l'essai des électrodes on a déterminé la résistance à la traction de la soudure sur des éprouvettes constituées de deux tôles d'acier «Roxor» de 12 mm d'épaisseur soudées perpendiculairement au sens de laminage (fig. 2). De plus,

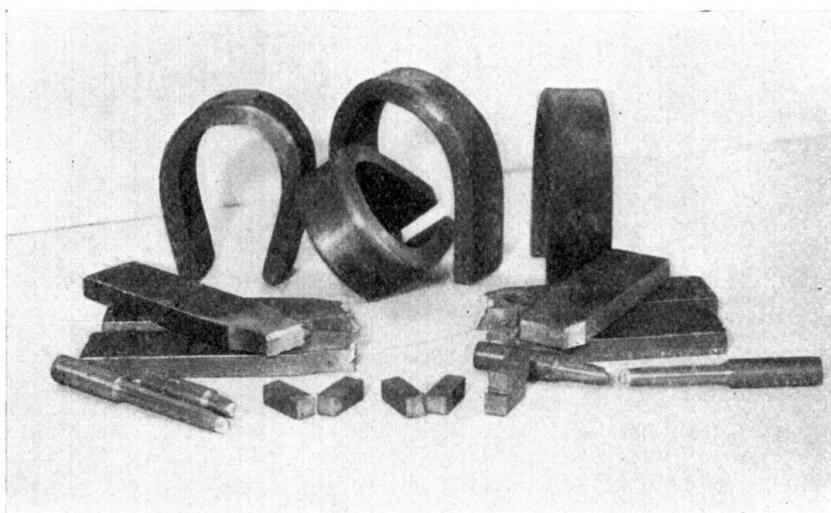


Fig. 2.

Essais des soudures.

on a déterminé l'angle de pliage et l'allongement des fibres extrêmes de la soudure. Ces essais ont en même temps servi au contrôle des soudeurs. Les résultats obtenus sont donnés au tableau III.

Tableau III.

Essai de tôles «Roxor» soudées.

	min.	moy.	max.
résistance à la traction . . . . .	50,5	59,8	65,7 kg/mm <sup>2</sup>
angle de pliage . . . . .	180°	180°	180°
allongement des fibres extrêmes . . . . .	16,0	18,8	22,0 %

Après ces essais on a passé au soudage des fers d'armature en acier «Roxor»; ces derniers possèdent une section en forme de croix et des nervures à leur surface afin d'en augmenter l'adhérence.

Les essais de soudage furent exécutés sur des barres «Roxor» de 60 mm de diamètre (du cercle circonscrit), car ce diamètre est très souvent utilisé pour les ponts à grande portée.



Fig. 3.

Barre «Roxor» prête à être soudée.

Après le chanfreinage des extrémités des deux barres à souder, ces dernières furent fixées au moyen d'étau spécial (fig. 3) et elle furent soudées par cordon en V grâce à des électrodes Arcos-Superend (fig. 4).

Les résultats de tous les essais effectués sur des barres «Roxor» soudées sont représentés graphiquement à la fig. 5. Il est à remarquer que les soudures ne

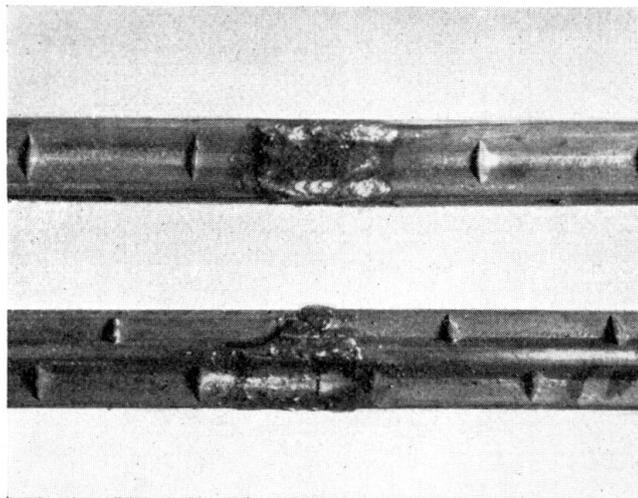


Fig. 4.

Barres «Roxor» soudées.

furent pas usinées. Les valeurs moyennes des essais avec leurs maxima et leurs minima sont données au tableau IV. La rupture s'est produite dans toutes les barres en dehors de la soudure.

Tableau IV.

Essais effectués sur des barres «Roxor» soudées.

	min.	moy.	max.
limite apparente d'élasticité . . . . .	39,4	40,1	40,6 kg/mm <sup>2</sup>
résistance à la traction . . . . .	55,7	57,4	58,5 kg/mm <sup>2</sup>
allongement ( $l_0 = 11,3 \sqrt{F}$ ) . . . . .	22,8	26,1	28,5 %
striction . . . . .	33,8	47,9	51,4 %
angle de pliage . . . . .	180°	180°	180°
allongement des fibres extrêmes . . . . .	6,2	10,3	12,1 %

Afin que, lors du soudage des barres «Roxor» sur le chantier, la chaleur ne se propage pas plus rapidement que dans les petites éprouvettes employées généralement dans les essais et afin qu'il ne se produise pas de fissures dans les soudures, on a choisi des éprouvettes de  $2 \times 1,25 = 2,50$  m de longueur. On a constaté au cours du soudage que le chauffage des barres ne s'étend que jusqu'à 0,50 m de la soudure, ce qui peut s'expliquer par la grosse section des éprouvettes (17,34 cm<sup>2</sup>).

Outre les essais de traction on a exécuté aussi des pliages à froid sur les barres «Roxor» soudées (fig. 6); les valeurs obtenues correspondaient aux prescriptions. Afin de déterminer l'allongement des fibres extrêmes et l'adhérence du métal de base on a usiné quelques barres à l'endroit de la soudure. Les résultats de cet essai sont aussi indiqués au tableau IV. Le diamètre intérieur de pliage est égal à 5 fois ou 6 fois le diamètre de la barre «Roxor».

Les figures 7 et 8 sont des vues macroscopiques et microscopiques de la section longitudinale d'une barre «Roxor» de 60 mm soudée.

A la fig. 7 on voit en partie, entre le métal d'apport et le métal de base, la bande de métal recristallisé. Les cristaux de soufre et de phosphore sont uniformément répartis dans le métal de base et ne forment aucun amas. La soudure elle-même est tout-à-fait exempte de tels cristaux.

Les cristaux blancs de la fig. 8 sont pratiquement du fer pur (férite), les taches sombres sur leur pourtour sont de la perlite (férite + cémentite  $F_{c_3}C$ ). La structure de l'acier «Roxor» est caractérisée par des grains de férite petits et de même grandeur, d'où résultent les bonnes propriétés mécaniques de ce matériau. Dans la zone de transition, la structure varie régulièrement et se transforme en une structure de férite tout-à-fait régulière et à grains fins, de telle sorte que la

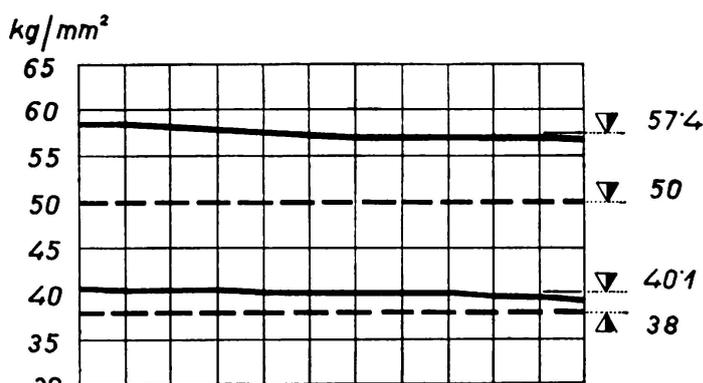


Fig. 5.

Résultats des essais de traction effectués sur des barres «Roxor» soudées (résistance à la traction et limite apparente d'élasticité en kg/mm<sup>2</sup>).

transition du métal de base au métal d'apport est imperceptible. La modification du métal de base, engendrée par la soudure, fut déterminée en outre d'après

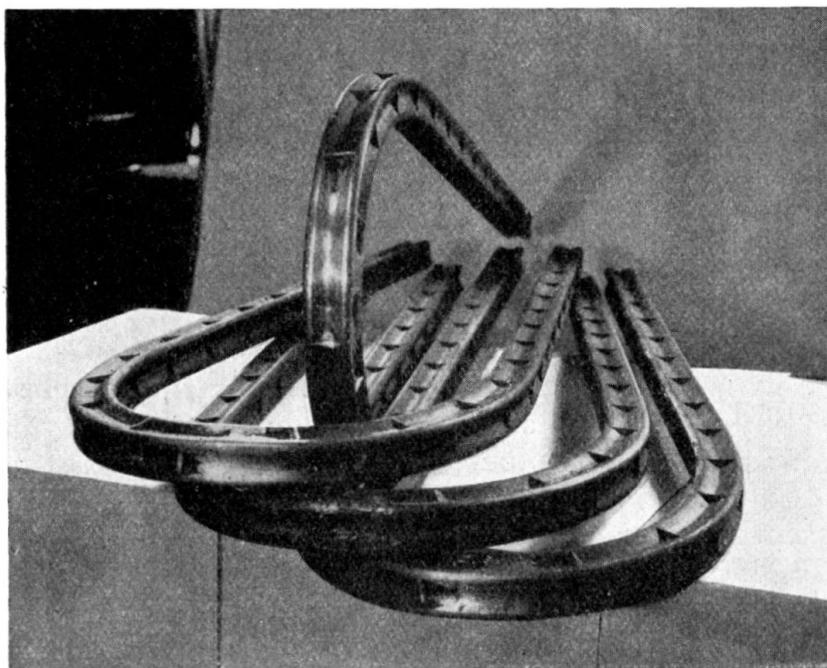


Fig. 6. Barres «Roxor» soudées soumises à l'essai de pliage.

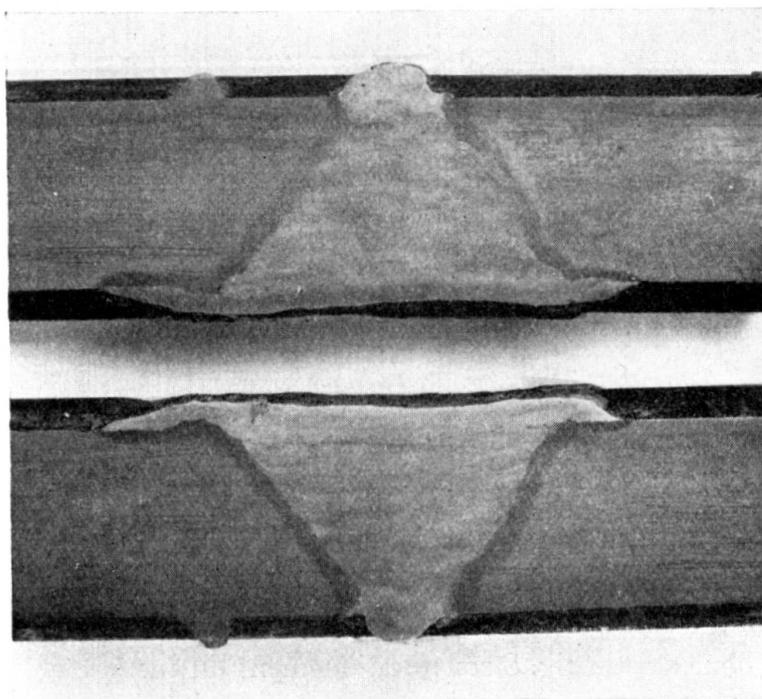


Fig. 7. Coupe longitudinale d'une barre «Roxor» soudée.

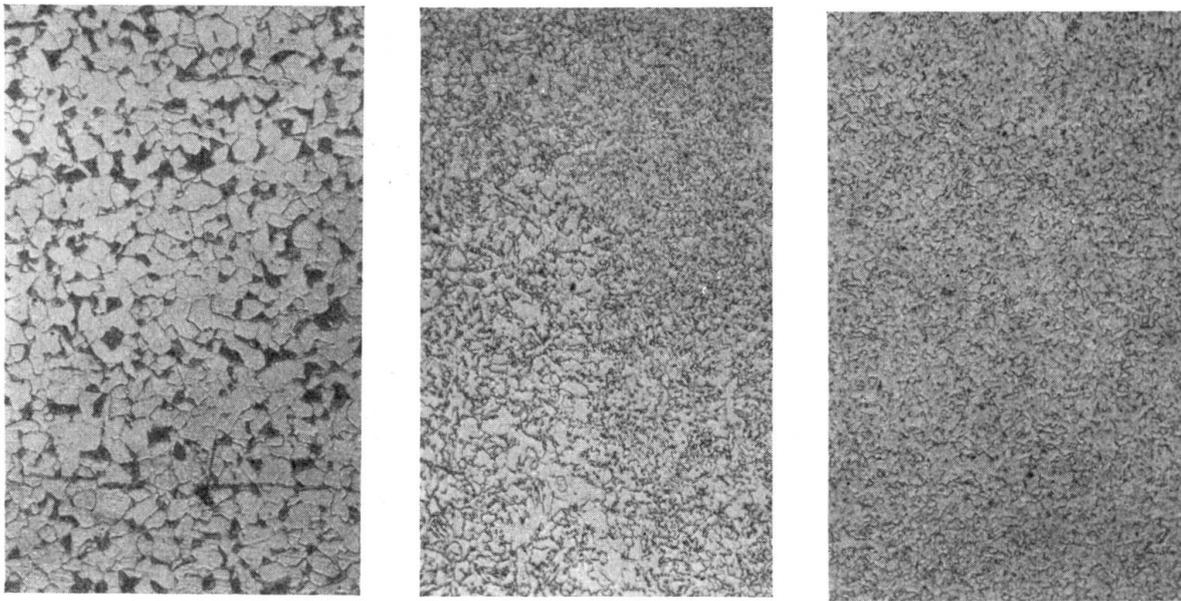
Brinell avec une bille de 10 mm de diamètre et une pression de 3000 kg (fig. 9).  
Pour un diamètre de la calotte

$$d < 4,80 \text{ mm on a } P = 0,345 H$$

$$\text{et } d > 4,80 \text{ mm on a } P = 0,342 H$$

où  $P$  est la résistance à la traction en  $\text{kg}/\text{mm}^2$  et  $H$  la dureté d'après Brinell en  $\text{kg}/\text{mm}^2$ .

Il ressort du tableau V, qui contient les résultats de ces essais, que la dureté du métal de base non modifié correspond à sa résistance à la traction, déterminée par l'essai de rupture. Dans les zones de transition, on constate un accroissement de la dureté du métal en rapport avec la variation de structure résultant de la chaleur engendrée par l'arc électrique. La dureté du métal croît donc lorsque



métal de base

zone de transition

métal d'apport

Fig. 8. Structure d'une barre «Roxor» soudée, agrandissement de 100 fois.

la structure de la soudure devient plus fine. C'est ainsi que l'on peut expliquer l'allongement plus faible dans la soudure (en moy. 10,3 %) par rapport à l'allongement des barres (en moy. 26,1 %).

Tableau V.

Influence du soudage sur l'acier «Roxor».

Résistance à la traction	moy.
du métal de base en $\text{kg}/\text{mm}^2$ 55,5; 55,2; 56,7; 55,5; 55,2; 55,5	55,7
du métal de la zone de transition en $\text{kg}/\text{mm}^2$ 58,7; 69,3; 68,0; 60,0	65,9
du métal d'apport en $\text{kg}/\text{mm}^2$ 65,9; 66,6; 72,1; 67,6; 67,6	70,0

Sur la base des résultats favorables des essais exécutés, *il est possible d'autoriser en principe les joints soudés dans les barres «Roxor»*, sans que le coefficient

de sécurité prescrit pour les barres sans joint en souffre. *La section des barres «Roxor» soudées peut être admise comme complète dans le calcul, même à l'endroit du joint.*

Le soudage des barres «Roxor» doit être effectué par des soudeurs officiellement contrôlés et seulement en utilisant les *électrodes Arcos-Superend* employées

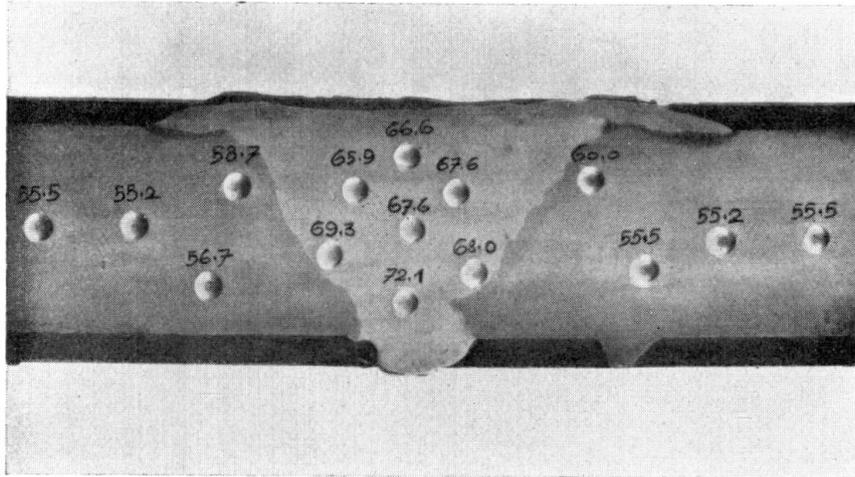


Fig. 9.

Essai de Brinell sur une barre «Roxor» soudée.

pour les essais. Avant d'utiliser d'autres électrodes, il est nécessaire d'exécuter de nouveaux essais.

Pour éviter le refoulement des barres soudées, par suite du plus grand retrait à la surface du cordon en V, il est recommandable de fixer les deux barres à souder avec un petit relèvement dans les étaux.

Ces essais ont permis en même temps d'acquérir des connaissances sur le comportement au soudage des autres aciers à haute résistance, comme par exemple le comportement de l'acier C 52.

## IIc 3

# Les aciers à haute résistance dans les constructions de béton armé.

## Verwendung des hochwertigen Stahls in Eisenbeton-Konstruktionen.

## High Tensile Steel in Reinforced Concrete Structures.

Dr. Ing. A. Chmielowiec.

Lwów, Pologne.

Selon les règlements de la plupart des pays, la tension admissible de l'acier doux, généralement employé dans le béton armé, est de 1200 kg/cm<sup>2</sup> alors que celle de l'acier à haute résistance est de 1800 kg/cm<sup>2</sup>. Sans changer les dimensions de la poutre, on peut réduire d'un tiers la section de l'armature tendue si l'on emploie l'acier 1800 (c'est ainsi que nous désignerons dans la suite l'acier à haute résistance). De ce fait on augmente un peu la compression du béton mais cela est toujours possible, ainsi que l'a démontré *Saliger* dans son rapport II c 3 de la Publication Préliminaire. Si l'on veut remplacer  $n$  ronds en acier doux de diamètre  $d$  par  $n_1$  ronds en acier 1800 de diamètre  $d_1$ , on a la relation

$$n d^2 \pi \cdot 1200 = n_1 d_1^2 \pi \cdot 1800$$

Si l'adhérence doit rester la même dans les deux cas, on a

$$n d \pi = n_1 d_1 \pi$$

De ces deux équations on peut tirer la condition :

$$n : n_1 = d_1 : d = 1200 : 1800 = 2 : 3$$

Ainsi donc par exemple, on peut remplacer 2 ronds de  $\varnothing$  9 mm en acier 1200 par 3 ronds de  $\varnothing$  6 mm en acier 1800. Cela nous conduit à l'emploi de barres très minces coûteuses et trop peu rigides pour conserver une forme droite.

On peut éviter ces inconvénients en donnant aux barres d'armature une section en forme de triangle équilatère. De tous les polygones réguliers de même surface, c'est le triangle qui a le plus grand périmètre et le cercle le plus petit. Soit  $d$  le diamètre d'un cercle et  $a = 1,11 d$  l'arête du triangle équilatère; le périmètre du triangle est  $3 a = 3,3 d$  tandis que celui du cercle est  $\pi d = 3,14 d$ . La différence est  $3,3 d - 3,14 d = 0,16 d$ . Le périmètre du triangle est donc de 5 % plus grand que celui du cercle.

L'aire du cercle est:  $A_o = \frac{d^2 \pi}{4}$

l'aire du triangle est:  $A_{\Delta} = a^2 \frac{\sqrt{3}}{4}$

$$\text{d'où} \quad \frac{A_o}{A_{\Delta}} = \frac{d^2 \pi}{a^2 \sqrt{3}} = \frac{\pi}{1,21 \sqrt{3}} = 1,5 = \frac{1800}{1200}$$

On peut donc remplacer un rond de diamètre  $d$  en acier 1200 par une barre triangulaire en acier 1800 de côtés  $1,1 d$ . Sans réduire l'adhérence on fait une économie d'acier de 33 %.

L'emploi des barres en acier 1800 à section triangulaire serait donc à recommander et il est souhaitable que l'on lamine de tels profilés. Ces barres ont encore les avantages suivants:

1° Aucune confusion ne serait à craindre entre les barres en acier 1200 et celles en acier 1800.

2° De tous les polygones réguliers ayant la même surface, le triangle a le plus grand moment d'inertie et le cercle le plus petit. Nous excluons ici les figures ayant des côtés concaves, comme l'étoile par exemple. Une barre à section en forme d'étoile peut être retirée du béton le long d'un cylindre circulaire dont la section est le cercle circonscrit à cette étoile.

Le moment d'inertie du cercle de surface  $A_o = \frac{d^2 \pi}{4}$  est:

$$J_o = A_o \frac{d^2}{16}$$

celui du triangle de surface  $A_{\Delta} = a^2 \frac{\sqrt{3}}{4}$  est:

$$J_{\Delta} = A_{\Delta} \frac{a^2}{24}$$

De l'équation  $A_o = A_{\Delta}$  on peut tirer:  $\frac{a^2}{d^2} = \frac{\pi}{\sqrt{3}}$

On peut donc finalement écrire:

$$\frac{J_{\Delta}}{J_o} = \frac{2 a^2}{3 d^2} = \frac{2 \pi}{3 \sqrt{3}} = 1,21$$

Le moment d'inertie du triangle est ainsi de 21 % plus grand que celui du cercle de même surface. Les barres triangulaires sont donc plus rigides que les rondes; elles resteront plus facilement droites pendant le transport, au magasin et sur le chantier. Ce fait est important car les fers courbes doivent d'abord se redresser avant de travailler à la traction et pendant ce temps les fers droits sont surchargés. La rigidité est encore plus nécessaire aux fers comprimés. Les ronds peu rigides flambent. Il est donc inutile d'employer l'acier 1800 pour les armatures comprimées.

3° Les barres triangulaires occupent moins de place que les rondes car elles occupent toute la place, sans espaces libres.

4° On peut facilement tordre les barres triangulaires, on obtient ainsi des barres semblables à celles du type Ransome. L'adhérence de la barre au béton est encore augmentée puisque la circonférence du cercle circonscrit au triangle régulier est de 21 % plus grande que le périmètre de ce triangle. On ne peut arracher du béton une barre tordue qu'après avoir tranché le béton le long du cylindre circonscrit à cette barre ou d'un cylindre concentrique plus grand. Les essais exécutés avec l'acier Isteg l'on démontré. Dans les essais de MM. *Bryla* et *Huber*, Varsovie, deux ronds de 7 mm, tordus en spirale, avaient une adhérence de 20 % plus grande que celle d'un seul rond équivalent de 12 mm. Le cercle circonscrit à un Isteg de  $2 \times 7$  mm a un diamètre de 14 mm, sa circonférence est donc de 16,67 % supérieure à celle du rond. La différence entre 20 et 16,67 est à attribuer au fait que le cylindre circonscrit à l'Isteg est un peu plus grand que  $2 \times 7$  mm et qu'il ne forme pas exactement un cylindre régulier.

Au lieu de laminier les barres triangulaires en acier 1800, on peut les laminier en acier 1200 et élever leur résistance par étirage et torsion, comme on le fait pour l'acier Isteg.

## II c 4

Les principes de calcul du béton armé.

Zu „Berechnungsgrundlagen des Eisenbetons“.

On the principles of calculation for reinforced concrete.

Dr. Ing. h. c. M. Roš,

Professor an der Eidg. Techn. Hochschule und Direktionspräsident der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich.

Au sujet de la question de  $n$ , beaucoup et souvent faussement discutée, nous devons faire expressément remarquer que cette discussion est vaine dans une certaine mesure lorsque les contraintes admissibles sont basées sur les valeurs choisies de  $n$  ( $n = 10, 15$  ou  $20$ ). L'abandon total du rapport  $n$ , qui a été proposé au cours de ces derniers temps, peut être considéré comme une erreur entraînant beaucoup plus de complications que de simplifications. Le rapport  $n$ , sur la grandeur duquel on peut avoir des opinions différentes, ne peut pas disparaître du calcul du béton armé; il représente une base satisfaisante pour le calcul.

La théorie classique du béton armé, basée sur la loi de *Navier-Hooke* pour la compression, la traction et la flexion et sur la formule généralisée d'*Euler* pour le flambage, a été complétée au cours de ces dernières années sur la base des résultats acquis dans l'essai des matériaux. Ces compléments s'étendent surtout au domaine des déformations plastiques et sont très utiles pour la détermination de la sécurité réelle des ouvrages de béton armé.

A l'intérieur des *sollicitations reconnues comme admissibles* nos connaissances actuelles, basées

sur la loi des contraintes et des déformations du béton et des aciers d'armature,<sup>1</sup>

sur le rapport  $n = \frac{E_a}{E_b}$  dans le domaine élastique,<sup>2</sup>

sur la relation entre la résistance à la compression sur prismes  $p\beta_a$  et le module d'élasticité du béton  $bE_e$ ,<sup>1</sup>

sur le danger de rupture du béton sollicité suivant plusieurs axes — Essais du L.F.E.M. exécutés à l'aide de la théorie de rupture de *Mohr* —,<sup>3</sup>

sur la résistance à la fatigue — résistance aux efforts répétés — du béton et de l'acier d'armature<sup>4</sup> ainsi que

sur les lois de stabilité des colonnes centriquement et excentriquement comprimées — Essais et théorie du L.F.E.M. —,<sup>5</sup>

nous permettent, tout en conservant des rapports étroits entre le bureau, le laboratoire, le chantier et l'ouvrage lui-même, de calculer les ouvrages de béton

armé d'après la théorie classique de l'élasticité. Ces connaissances nous permettent en outre d'adopter des mesures constructives exactes — tant dans l'ensemble que dans les détails —, d'organiser le chantier et d'exécuter l'ouvrage lui-même d'une façon qui nous procure entière sécurité sur la méthode de travail et l'état de

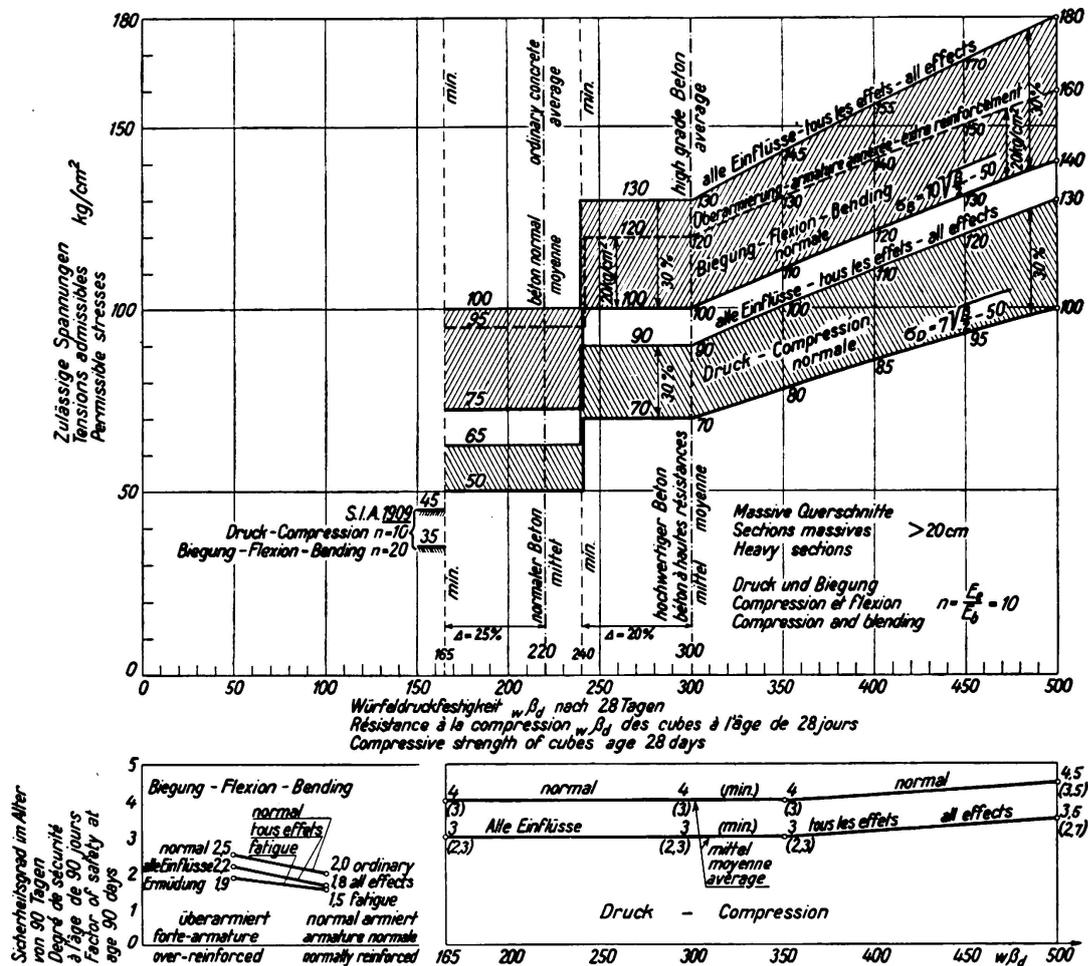


Fig. 1.

Prescriptions suisses du 14 mai 1935 concernant le béton armé. Tensions admissibles du béton et de l'acier d'armature en fonction de la résistance du béton à la compression et de la limite d'étirement de l'acier.

Contraintes principales obliques.

béton normal:  $\tau_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$  à hautes résistances:  $5 \text{ kg/cm}^2$

Acier d'armature: Contraintes admissibles  $adm\sigma_e$ .

Tous les effets:

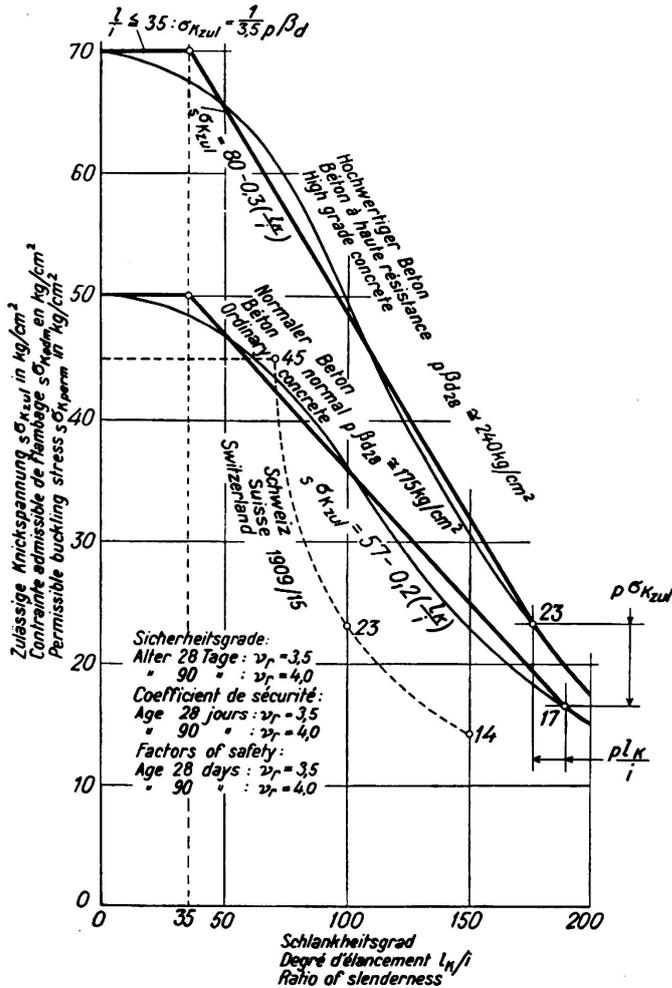
	normal	à hautes résistances
Sans la température et le retrait	$1400 \text{ kg/cm}^2$ ,	$1700 \text{ kg/cm}^2$
Avec la température et le retrait	$1500 \text{ ,,}$	$1900 \text{ ,,}$

contrainte et qui autorise la détermination suffisamment exacte du degré réel de sécurité.

Des essais très complets, effectués sur des ouvrages en service, nous prouvent que ces derniers se comportent comme des structures élastiques.

La théorie de l'élasticité servira malgré tout, même à l'avenir, de base au dimensionnement et au calcul de la sécurité des ouvrages de béton armé. Il faut cependant tenir compte de l'influence de la plasticité du béton sur la résistance,<sup>7</sup> sans toutefois solliciter le matériau jusqu'à sa dernière réserve.<sup>8</sup>

La détermination des efforts normaux et tranchants, ainsi que des moments de flexion résultant des forces extérieures, s'effectue en principe aujourd'hui dans



$p_{\beta d}$  Résistance du béton à la compression sur prisme.

$\sigma_q$  Limite d'écrasement de l'acier d'armature

$F_b$  Section de béton

$F_e$  Section de l'acier d'armature

$\mu$  pourcentage d'armature  $F_e : F_b$

Charge de flambage;

$$P_K \cong s \sigma_K F_b \left( 1 + \frac{\sigma_q}{p_{\beta d}} \mu \right)$$

$$\frac{P_K}{adm} = s \sigma_{Kadm} \cdot F_b (1 + n \mu)$$

Limite de proportionnalité:

$$\sigma_P \cong 0,33 p_{\beta d}$$

$$p \sigma_{Kadm} \cong \frac{1}{3,5} \cdot 0,33 p_{\beta d}$$

$$\frac{p l_K}{i} = \pi \sqrt{\frac{E'_{min}}{0,33 p_{\beta d}}}$$

$$E'_{min} \cong 0,75 \cdot 550000 \frac{p_{\beta d}}{p_{\beta d} + 150}$$

Fig. 2.

Colonnes de béton non fretté, armature longitudinale  $\mu \cong 1\%$ .

Contraintes de flambage admissibles au centre de gravité.  $s \sigma_{Kadm}$  pour  $m = 0$ .

Béton normal et à haute résistance.

tous les pays suivant les mêmes règles. Lorsque, sur le terrain international, on aura fixé des lois uniques sur la détermination des états de rupture, de fatigue et de flambage, le calcul uniforme de la sécurité ne nécessitera plus qu'une entente sur quelques détails.

L'unification des lois fondamentales devrait s'effectuer sur la base des caractéristiques de la résistance des matériaux qui sont en principe les mêmes dans tous les pays. Les principales caractéristiques du béton armé sont:

le rapport  $n = \frac{E_a}{E_b}$ ,

la limite d'écoulement de l'acier d'armature  $\sigma_f$

limite d'étirement  $\sigma_s$  pour la traction

limite d'écrasement  $\sigma_q$  pour la compression,

la limite de fatigue — résistance aux efforts répétés —

de l'acier d'armature  $\sigma_u \cong 0,85 \sigma_f$ ,

la résistance du béton à l'écrasement sur prisme

$p\beta_d \cong 0,8 w\beta_d$ ,  $w\beta_d =$  résistance à l'écrasement sur cube,

la limite de proportionnalité du béton

$0,33 p\beta_d \cong b\sigma_{adm} \cong \sigma_p =$  contrainte de flambage d'Euler,

la résistance à la fatigue du béton

$\sigma_u \cong 0,6 p\beta_d =$  résistance aux efforts répétés

le module de flambage  $T_k$  et

le pourcentage d'armature:  $\mu = \frac{F_a}{F_b}$ .

Si l'on maintient, par rapport à la charge totale, un degré de sécurité de  $\sim 1,8$  à  $\sim 2,5$  par rapport à la rupture statique, de  $\sim 1,5$  à  $\sim 2,0$  par rapport à la rupture par fatigue et de  $\sim 3$  à  $\sim 4$  par rapport au flambage, on peut recommander l'adoption des valeurs suivantes pour les *contraintes admissibles*:

	toutes les influences	
	sans le retrait et la température	avec le retrait et la température
	$\sigma_{adm}$	$\sigma_{adm}$
béton avec armature normale .	$\sim 0,4 p\beta_d$	$\sim 0,5 p\beta_d$
béton fortement armé		
$\sigma_{eff} < \sigma_{e adm}$ . . . . .	$\sim 0,4 p\beta_d$	$\sim 0,5 p\beta_d$
	+ 0,05 ( $\sigma_{e adm} - \sigma_{eff}$ )	+ 0,065 ( $\sigma_{e adm} - \sigma_{eff}$ )
acier d'armature:		
normal $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .	$\sim 0,5$ à $0,6 \cdot \sigma_s$	$\sim 0,65 \sigma_s$
à haute résistance		
$\sigma_s = 3500 \text{ kg/cm}^2$ . . . . .	$\sim 0,45$ à $0,5 \cdot \sigma_s$	$\sim 0,55 \sigma_s$

Le relèvement des contraintes admissibles du béton pour les sections fortement armées, dont les contraintes admissibles de l'armature ne sont pas entièrement utilisées, est pleinement justifiée par les résultats de nombreux essais de rupture et s'accorde aussi avec la théorie (abaissement de l'axe neutre, plasticité du béton). Il est plus correct de relever les contraintes admissibles du béton en conservant le même rapport  $n$  que pour les sections normalement armées que d'augmenter la valeur de  $n$ .

Pour la flexion, la contrainte admissible doit être relevée de 40 % environ par rapport à la compression simple, car le danger de rupture est réduit.

Nous avons représenté à la fig. 1 les modifications que les lois énoncées ci-dessus ont apportées dans les nouvelles normes suisses du 14 mai 1935. Nous avons représenté:

les contraintes admissibles du béton  $\sigma_{badm}$  pour la compression et la flexion<sup>9</sup> en fonction de la qualité du béton (résistance à l'écrasement sur cube) et le degré de sécurité par rapport à la résistance après 90 jours.

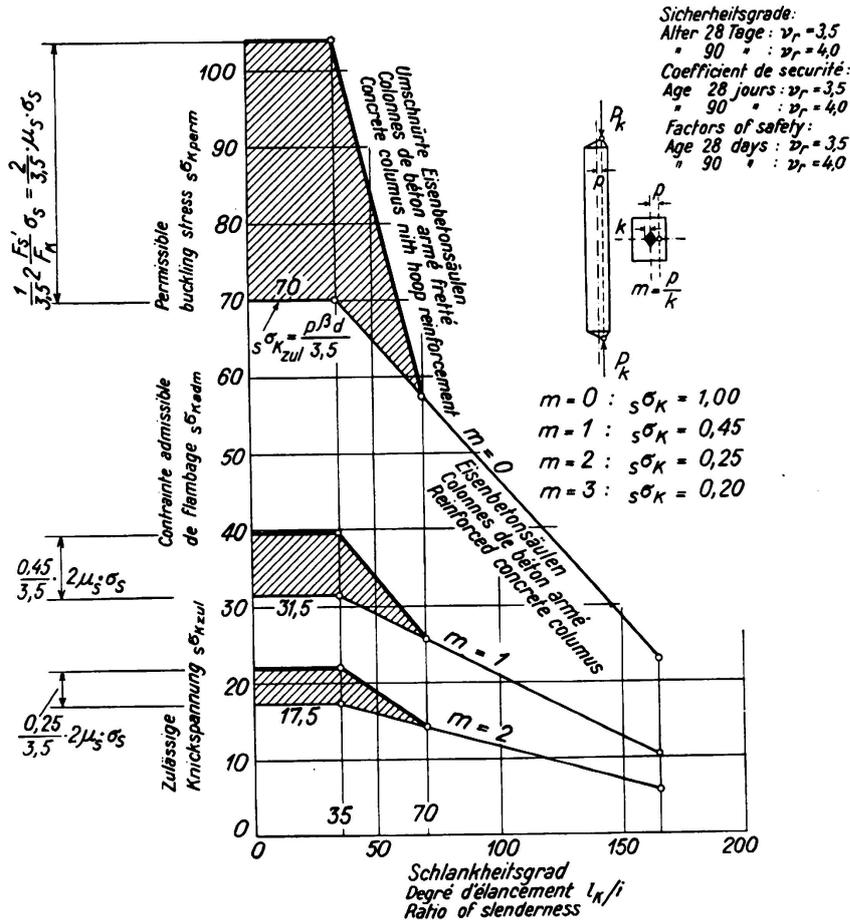


Fig. 3.

Colonnes de béton fretté, armature longitudinale.

Contraintes de flambage admissibles au centre de gravité

$s\sigma_{Kadm}$  pour  $m = 0, m = 1$  et  $m = 2$ . — Béton à haute résistance — .

Colonnes de béton à armature longitudinale:

$$\text{Charge de flambage: } P_K \cong s\sigma_K F_b \left( 1 + \frac{\sigma_q}{p\beta_d} \cdot \mu \right); \quad \left( \frac{l_K}{i} \right) \geq 70$$

Colonnes de béton à armature longitudinale et frettées:

$$\text{Charge de rupture: } P_{rupture} = {}_bF_K (p\beta_d + 2\mu_s \cdot \sigma_s) \left( 1 + \frac{\sigma_q}{p\beta_d} \mu \right); \quad \left( \frac{l_K}{i} \right) \leq 35$$

$$\text{Charge de flambage: } P_K \cong s\sigma_K \left( {}_bF_K + \frac{\sigma_q}{p\beta_d} F_e + 2 \frac{\sigma_s}{s\sigma_K} F'_s \frac{70 - \frac{l_K}{i}}{35} \right);$$

$$35 \leq \left( \frac{l_K}{i} \right) \leq 70.$$

Les fig. 2 et 3 indiquent les contraintes admissibles de flambage pour des colonnes non frettées et frettées en béton normal et en béton à haute résistance. Ces figures montrent les grands progrès réalisés au cours de ces derniers temps dans la construction de béton armé ainsi que les nouvelles formes que l'on peut adopter.

Nos connaissances actuelles, basées sur des considérations théoriques, sur des lois de l'essai des matériaux (résistance, déformation) et sur l'expérience justifient une collaboration internationale destinée

*à unifier les lois fondamentales de la résistance des matériaux et  
à déterminer un degré de sécurité uniforme pour la construction de béton armé.*

### Bibliographie.

<sup>1</sup> M. Roš: „Die Druckelastizität des Mörtels und des Betons.“ Rapport N° 8 du L.F.E.M., Zurich 1925.

<sup>2</sup> M. Roš: «Coefficient d'équivalence  $n = \frac{E_{acier}}{E_{béton}}$  et tensions admissibles du béton et de l'acier.» Premier Congrès International du Béton et du Béton armé, Liège 1930.

<sup>3</sup> M. Roš et A. Eichinger: „Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr — II. Nicht-metallische Stoffe.“ Rapport N° 28 du L.F.E.M., Zurich 1928.

<sup>4</sup> S. A. Mortada: „Beitrag zur Untersuchung der Fachwerke aus geschweißtem Stahl und Eisenbeton unter statischen und Dauerbeanspruchungen.“ Rapport N° 103 du L.F.E.M., Zurich 1936.

<sup>5</sup> M. Roš: «La stabilité des barres comprimées par des forces excentrées.» Association internationale des ponts et charpentes, Congrès de Paris 1932, Publication préliminaire. — O. Baumann: „Die Knickung der Eisenbetonsäulen.“ Rapport N° 89 du L.F.E.M., Zurich 1934.

<sup>6</sup> F. Campus: «Influence des propriétés physiques des matériaux sur la statique du béton armé.» Association internationale des ponts et charpentes, Congrès de Paris 1932, Rapport final.

<sup>7</sup> O. Baumann: „Die Knickung der Eisenbetonsäulen.“ Rapport N° 89 du L.F.E.M., Zurich 1934.

<sup>8</sup> M. Roš: „Aktuelle Probleme der Materialprüfung.“ Technische Rundschau, Berne 1932.

<sup>9</sup> Les *contraintes principales admissibles de traction oblique* ne doivent pas dépasser  $\sim 1/12$  à  $\sim 1/14$  des contraintes admissibles de compression; en cas de dépassement elles doivent être supportées par des armatures obliques.

<sup>10</sup> M. Roš: „Erfahrungen mit ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz und deren Lehren für die Portlandzementindustrie.“ Tirage à part du XXIV<sup>e</sup> rapport annuel (1934) de l'Association suisse des fabricants de ciment, de chaux et de gyps.

<sup>11</sup> M. Roš: „Vereinheitlichung der materialtechnischen Erkenntnisse und des Sicherheitsgrades im Stahlbeton.“ Monatsnachrichten des Österreichischen Betonvereins, IV<sup>e</sup> année, Vienne 1937.

## II c 5

Essais de poutres en béton armé d'acier Isteg.

### Versuche mit Eisenbetonbalken mit Isteg-Stahl-Bewehrung.

Tests with Concrete Beams Reinforced with Isteg Steel.

Dr. Ing. St. Bryła et Dr. Ing. M. T. Huber,  
Professoren an der Technischen Hochschule Warschau.

Nous donnons ci-dessous un compte-rendu des essais effectués en Pologne avec des armatures spéciales. On sait que la limite apparente d'élasticité des aciers d'armature est notablement augmentée par un traitement préliminaire (étirage) et par conséquent qu'il en résulte un relèvement de la résistance à la traction. L'expérience nous a montré que l'étirage le plus favorable correspond à un allongement d'environ 6 %. Lorsqu'il s'agit de poutres en béton armé sollicitées à la flexion, la limite apparente d'élasticité, c'est-à-dire la tension spécifique correspondant à un allongement  $\varepsilon = 0,4\%$ , joue un rôle capital. La rupture de ces poutres est presque toujours engendrée par la rupture de l'armature qui se produit pour  $\varepsilon = 0,4\%$ . En pratique on utilise deux types d'armatures ayant subi un tel traitement; ce sont l'acier Isteg et le métal déployé.

#### A. — Acier Isteg.

L'acier Isteg est obtenu par la torsion de deux fers ronds de même diamètre.

Les essais effectués en 1934 au Laboratoire d'essais de l'Ecole Polytechnique de Varsovie sur les éprouvettes de béton armé représentées au tableau 1 ont montré plusieurs avantages de l'acier Isteg utilisé comme armature dans les poutres et les dalles.

Les éprouvettes désignées par A ont une armature en acier Isteg, celles désignées par B une armature de fers ronds. L'armature a été déterminée de telle sorte que la section des fers Isteg soit de 33 % inférieure à celle des fers ronds dans l'éprouvette correspondante. L'essai des aciers a donné les valeurs moyennes suivantes :

Tableau 2.

Matériau	Limite apparente d'élasticité	Résistance à la rupture	Module d'élasticité
A. Acier Isteg 5,5 mm	3738 kg/cm <sup>2</sup>	4261 kg/cm <sup>2</sup>	1 630 000
Acier Isteg 7 mm	3723 "	4339 "	1 600 000
B. Fers ronds	2640 "	3630 "	2 101 000

Il résulte de ces chiffres qu'en moyenne l'accroissement de la limite apparente d'élasticité de l'acier Isteg est de 41,3 % et l'augmentation de la résistance à la rupture de 18,5 %.

Les résultats des essais effectués sur les éprouvettes de béton armé nous permettent de conclure ce qui suit :

### 1° — Résistance à la flexion.

Les charges de rupture étaient pratiquement les mêmes pour les éprouvettes avec armature Isteg dont la section était de 33 % plus faible et pour les éprouvettes correspondantes armées de fers ronds. Pour un faible pourcentage d'armature, les premières fissures s'amorcèrent plus vite dans les poutres avec acier Isteg. Cette différence disparut pour un pourcentage plus fort. Les premières fissures fines des poutres armées de fers ronds s'élargirent presque immédiatement après leur apparition pour devenir des crevasses béantes.

Les fissures des poutres Isteg n'étaient, au début, pas visibles à l'oeil nu ; elles ne s'ouvrirent que très lentement, même pour une augmentation considérable de la charge, sans perdre leur caractère de fissures fines. La cause de ce phénomène réside probablement dans la meilleure adhérence du béton aux fers tordus.

On peut en conclure que la compression spécifique du béton à la phase de rupture était plus favorable dans les éprouvettes avec acier Isteg car la déformation du béton était plus régulière. Au contraire, dans les éprouvettes avec fers ronds, la déformation du béton se concentre sur quelques courts espaces.

### 2° — Flèches.

Les flèches des éprouvettes avec acier Isteg étaient beaucoup plus grandes que celles des éprouvettes correspondantes avec fers ronds. Ce résultat est parfaitement compréhensible car :

- a) pour la même charge, les tensions de l'acier Isteg dépassent de 50 % celles des fers ronds des éprouvettes correspondantes, ce qui, pour le même module d'élasticité, correspondrait à un allongement des aciers Isteg de 50 % supérieur.
- b) le module d'élasticité des aciers Isteg est en outre plus petit, soit  $E = 1\,615\,000$ , ce qui augmente encore la différence des allongements d'environ 30 %.

Ces deux causes ont pour effet une augmentation de l'allongement de l'acier Isteg dans le rapport  $1,3 \cdot 1,5 = 1,95$ , c'est-à-dire de 95 %. Il en résulte donc de plus grandes flèches. Cela ne saurait être un inconvénient car les ouvrages de béton armé sont en principe très rigides.

### 3° — Tensions réelles.

Les déformations des éprouvettes IV et IVa ont été mesurées avec des tensomètres *Huggenberger* au cours des essais ; on en déduisit les tensions à l'aide de la valeur moyenne de  $E$  déterminée plus haut et de la relation  $\sigma = E \cdot \varepsilon$ . Ces tensions « mesurées » peuvent être qualifiées de tensions « réelles ».

Tableau 1.

Liste des éprouvettes

Nr.	Dimensionen — Dimensions	Beton Nr. Beton No.	Ausgeführt Executed	Geprüft Essayé	Zweck der Probe But de l'essai Purpose of testing
II-A		2	27/IX	22/XI	Haftung — Adhérence
II-B		2	27/IX	22/XI	Haftung — Adhérence
III-A		2	27/IX	24/XI	Druck — Compression
III-B		2	27/IX	24/XI	Druck — Compression
IIIa-A		2	27/IX	24/XI	Druck — Compression
IIIa-B		2	27/IX	24/XI	Druck — Compression

Tableau 1.

soumises à l'essai.

Nr.	Dimensionen — Dimensions	Beton Nr. Béton No.	Concrete Nr. Concrete No.	Ausgeführt Exécuté	Geprüft Essai	Zweck der Probe But de l'essai Purpose of testing
IV-A		2	27/IX.	21/XI.		Druck — Compression
IV-B		2	27/IX.	21/XI.		
IVa-A		2	27/IX.	21/XI.		
IVa-B		2	27/IX.	21/XI.		
I-A		1	18/IX.	18/X.		Durchbiegung — Flèche — Deflection
I-B		1	18/IX.	18/X.		

Tableau 3. Comparaison entre les tensions calculées et les tensions mesurées.

Poutre	Armature	mesurées dans le béton pour		mesurées dans l'acier pour		calculées dans le béton d'après			calculées dans l'acier d'après		
		$\varepsilon$ tot.	$\varepsilon$ él.	$\varepsilon$ tot.	$\varepsilon$ él.	Phase I	Phase II		Phase I	Phase II	
							n = 15	n réel		n = 15	n réel
IV B	fers ronds	30,1	26,8	903	420	21,4	31,9	37,9	105	785	772
IV A	Isteg	49,2	35,2	536	363	24,6	34,9	45,3	120	772	748
IV a B	fers ronds	24,3	21,8	307	202	19,3	22,1	24,9	82	258	249
IV a A	Isteg	29,7	23,6	377	194	19,7	24,5	30,8	90	380	360

Deux valeurs des tensions « mesurées » ont été portées dans le tableau 3. L'une a été calculée à partir des allongements totaux ( $\varepsilon_{\text{tot}}$ ), l'autre à partir des allongements élastiques pour une charge de 500 kg ( $\varepsilon_{\text{él}}$ ). On donne en outre dans ce tableau les tensions calculées correspondantes, pour la phase I avec  $n = 8$ , pour la phase II avec  $n = 15$  et pour

$$n = \frac{E_{\text{acier}}(\text{réel})}{E_{\text{béton}}(\text{réel})} = n_{\text{réel}}.$$

Nous devons constater que, si les mesures ont été effectuées pour la phase I, les tensions mesurées correspondent mieux aux tensions calculées pour la phase II. La concordance des tensions mesurées et calculées pour  $n = 15$  est satisfaisante pour le béton surtout si l'on ne considère que les allongements élastiques; pour les déformations totales, cette concordance est aussi satisfaisante, spécialement si nous introduisons  $n$  réel.

Pour l'armature, au contraire, seules les tensions mesurées, déterminées d'après les allongements totaux, se rapprochent des tensions calculées de la phase II; les tensions mesurées dans les fers ronds sont un peu plus grandes et celles des fers Isteg sont un peu plus petites. Les tensions résultant des mesures des déformations élastiques sont toutes d'environ 50 % plus faibles que celles calculées d'après la phase II; par contre elles sont 2 à 4 fois plus grandes que les tensions calculées d'après la phase I. Les tensions réelles sont donc comprises entre celles calculées d'après les phases I et II. On ne peut expliquer ce fait que par la valeur que prend  $n$  dans la zone de traction de la phase I, valeur qui doit être supérieure à  $n = 8$  que nous avons admis.

On peut supposer que les tensions mesurées de l'armature concordent avec les tensions réelles. Il en est autrement pour les tensions dans le béton et ceci pour les raisons suivantes:

- 1° Les sections de béton armé travaillent indubitablement, dans la région des mensurations, d'après la phase I, donc les dimensions statiques de la section ne sont pas celles de la phase II.
- 2° La répartition réelle des tensions s'écarte fortement de la répartition de Navier, en particulier les tensions dans les fers sont plus petites et celles au voisinage de l'axe neutre plus grandes que ne l'indique la répartition linéaire.

On peut conclure de là que les tensions réelles doivent être plus petites que celles résultant des mesures et des calculs ci-dessus. La valeur moyenne de  $E_b$

doit être plus petite pour la flexion que pour la compression simple. Plusieurs savants étrangers ont d'ailleurs donné pour le béton la relation suivante :

$$E_{\text{flexion}} = \frac{2}{3} \text{ à } \frac{1}{2} \text{ de } E_{\text{axial}}.$$

La concordance approximative des tensions mesurées et des tensions calculées (d'après les formules usuelles de la phase II), est donc un pur hasard dans notre cas.

#### 4° — Coefficient « n ».

Dans le cas d'une armature Isteg, les résultats de nos essais ne nous obligent pas encore à prendre pour « n » une autre valeur que celle de la méthode de calcul usuelle, bien qu'il résulte des mesures directes des modules d'élasticité de l'acier Isteg et du béton une valeur moyenne de  $n = 9$ . Les tensions calculées sont en effet pratiquement indépendantes de  $n$ . La valeur réelle de  $n$  est d'ailleurs très variable pour un même béton et dépend des tensions, ainsi que divers essais l'ont montré.

#### 5° — Contraintes d'adhérence.

L'acier Isteg, dont la section était de 33 % inférieure à celle des fers ronds montra une adhérence (résistance au glissement) de 20 % supérieure à celle des fers ronds ordinaires. En outre le glissement de l'armature Isteg s'effectua plus lentement que pour les fers ronds lors d'une augmentation de la charge jusqu'à rupture de la poutre.

#### 6° — Cisaillement.

En ce qui concerne les essais effectués avec les poutres III et IIIa, la résistance du béton fut indubitablement détruite par les forces de cisaillement. La section située au droit de la charge était l'endroit le plus faible de chaque poutre pour la flexion car les fers d'armature résistant au moment de flexion étaient en grande partie courbés à cet endroit, tandis que le moment avait encore sa valeur maxima.

Les contraintes de cisaillement dans le béton furent calculées pour la phase I ( $\tau_0$ ) et la phase II ( $\tau_b$ ). On calcula les contraintes dans les armatures aussi bien pour les barres courbées ( $\sigma_{z0}$ ) que pour toutes les barres ( $\tau_z$ ). Le tableau 4 contient les valeurs des contraintes exprimées en  $\text{kg/cm}^2$ , correspondant à l'apparition des premières fissures. Comme on le voit, les premières fissures s'amorcèrent pratiquement pour les mêmes contraintes dans les éprouvettes avec armatures des deux types.

Tableau 4. Contraintes de cisaillement.

Poutre	Armature	$\tau_0$	$\tau_b$	$\sigma_{z0}$	$\tau_z$
III B	fers ronds	21,0	30,8	4780	1970
III a B	»	18,7	37,6	2930	1604
III A	acier Isteg	21,2	29,7	7260	3010
III a A	»	18,1	34,9	4675	2450

Il est très difficile d'évaluer la sollicitation des barres courbées. Le calcul habituel, d'après lequel les fers courbés supportent à eux seuls la force totale de cisaillement, lorsqu'il n'y a pas d'étriers, c'est-à-dire

$$\sigma_{zo} = \frac{Q}{F_{\text{courbés}} \cdot \sqrt{2}}$$

donna dans notre cas des valeurs évidemment impossibles, dépassant de beaucoup la résistance à la rupture du matériau. Il en résulte que les fers droits supportent également l'effort de cisaillement, grâce à l'ancrage solide en dehors des appuis.

Par contre, si l'on calcule les contraintes dans les armatures en tenant compte des fers droits

$$\tau_z = \frac{Q}{F_{\text{droits}} + F_{\text{courbés}} \cdot \sqrt{2}}$$

on obtient des valeurs qui correspondent presque exactement aux contraintes de flexion. En comparant les contraintes  $\tau_z$  correspondant à la charge de rupture, on constate que dans ce cas également la résistance de l'armature Isteg est de 50 % supérieure à celle de l'armature ordinaire.

#### B. — Métal déployé.

Le métal déployé, formé d'un réseau de losanges, est fabriqué, comme on le sait, dans des machines spéciales avec des tôles d'acier recuites. L'angle aigu est d'environ 41° dans chaque losange, cette valeur optima a été déterminée par des essais. Les bandes latérales de chaque losange sont soumises à un étirage correspondant à un allongement de

$$\frac{1}{\cos 20,5^\circ} - 1 = 0,067 = 7\%.$$

Cette valeur correspond pratiquement à l'étirage de l'acier Isteg qui est d'environ 6 %.

Le métal déployé est fabriqué avec des tôles de 0,5 à 4,5 mm d'épaisseur, pour des largeurs de bande de 2,5 à 10 mm; les dimensions des losanges sont alors 10/42, 20/62, 40/115, 75/200 et 150/400 mm. On utilise le métal déployé depuis 40 ans déjà; il a subi plus d'une fois des essais dans les laboratoires.

Tableau 5. Essai du métal déployé.

Tôle			Métal déployé			Ecart en % par suite de l'usinage		
$\sigma_p$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\varepsilon$ %	$\sigma_p$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\varepsilon$ %	$\sigma_p$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\varepsilon$ %
2848	3375	22,1	3736	3993	11	+ 30,1	+ 18,1	— 50,3
3042	4205	26,2	4544	4715	10,9	+ 49,2	+ 12,2	— 58,4
3129	4204	23,9	4728	5001	12,1	+ 51,1	+ 18,8	— 49,4
3234	3787	23	4607	4667	7,7	+ 42,4	+ 23,3	— 66,5

Les essais exécutés en automne 1934 au Laboratoire d'essais de l'École Polytechnique de Varsovie ont permis de déterminer l'accroissement de la limite

apparente d'élasticité, provenant de l'allongement permanent des bandes de tôle, lors de la fabrication du métal déployé. Les résultats de ces essais sont donnés au tableau 5.

Il résulte de ces essais que la limite apparente d'élasticité du métal déployé peut dépasser  $3600 \text{ kg/cm}^2$  et que l'on obtient les meilleurs résultats pour une tôle tendre avec la plus grande capacité d'étirage «  $\epsilon$  » ; ces résultats correspondent à ceux des essais faits à l'étranger. L'emploi du métal déployé comme armature est connu depuis longtemps dans la construction de béton armé. La coopération du métal déployé et du béton est analogue à celle de l'acier Isteg et du béton. Les flèches sont plus grandes que pour une armature de fers ronds A 35, les fissures par contre plus petites, plus nombreuses et plus régulières. La grande résistance au glissement du métal déployé est facile à expliquer par sa forme. Chacun des nombreux noeuds agit comme un crochet séparé. Le métal déployé seul se déformerait très fortement. L'enrobage dans le béton raidit beaucoup les noeuds du réseau et empêche la déformation des losanges. Afin de rendre ce raidissement effectif, les losanges ne doivent pas être trop petits. Les conclusions concernant l'acier Isteg sont donc en principe aussi valables pour le métal déployé.

## IIc 6

Essais effectués sur des poutres tubulaires en béton centrifugé.

Versuche mit Schleuderbeton-Rohrbalkenträgern.

Experiments on Tubular Beams of Centrifugally Cast Concrete.

Dr. Ing. A. Král,

Professor der techn. Fakultät an der Universität Ljubljana.

Au cours de l'été 1936 on a construit de grands bâtiments pour l'industrie textile de Duga Resa près de Karlovac (le Banat de Save). Les planchers de ces bâtiments sont supportés par des poutres tubulaires en béton centrifugé. L'esquisse de la fig. 1 indique la disposition de ces sommiers. A cette occasion on a entrepris de nombreux essais sur des poutres tubulaires avec formes et armatures variées au laboratoire d'essai des matériaux de l'Université de Ljubljana.

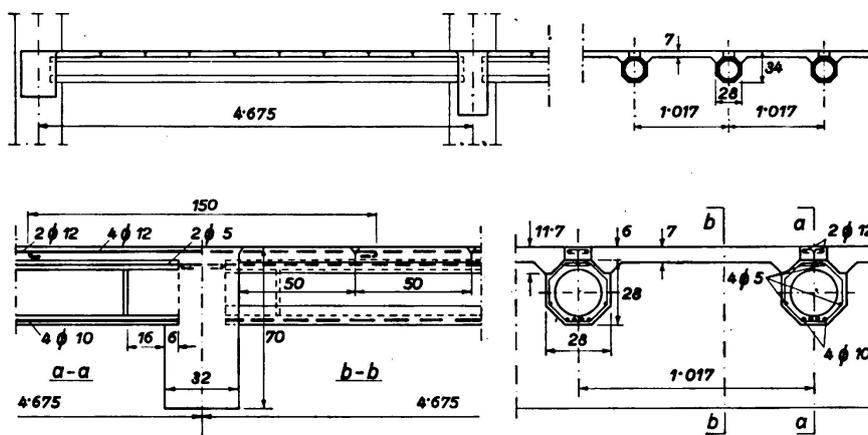


Fig. 1.

Les poutres tubulaires avaient trois formes différentes:

- 1° une forme octogonale suivant la fig. 2a avec hauteur de 28 cm,
- 2° la même forme avec une hauteur de 22 cm,
- 3° une forme polygonale avec élargissement dans la zone tendue suivant la fig. 2b.

Quelques poutres qui devaient supporter de plus grandes charges ont été renforcées transversalement au droit des charges et des appuis, afin d'éviter un écrasement prématuré du tuyau.

L'armature se composait, suivant la fig. 2, de 4 fers auxiliaires de 5 mm, de fers de traction dans la partie inférieure et d'un freinage en spirale de 3 mm

qui, sur la demande du client, était soudé aux autres fers (à l'exception des tubes 17 et 18).

L'armature était:

- 1° en acier de construction C 37 de la « Kranjska Industrijska Družba » à Jesenice (qui correspond au St. 37 allemand),
- 2° en acier Isteg de la même maison.

Le pas du frettage en spirale variait et dans certaines éprouvettes on avait un double frettage en spirale.

Pour tous les tubes de béton on s'est servi du ciment portland à haute résistance « Stockbrand » de la fabrique de ciment portland « Split » à Split. Les

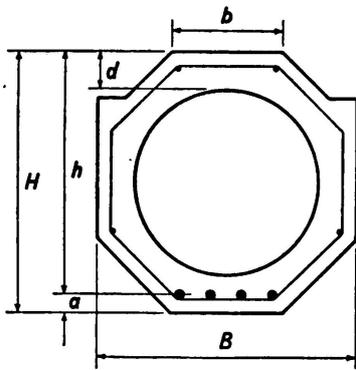


Fig. 2 a.

Poutres No. 1 à 12, 17 à 22, I à III.

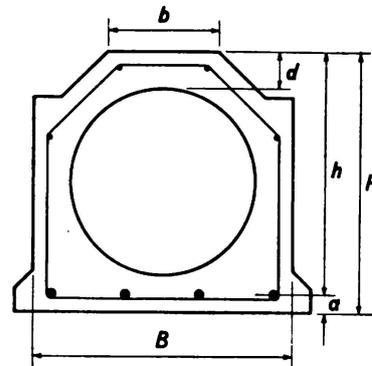


Fig. 2 b.

Poutres No. 13 à 16.

matériaux additionnels étaient en partie du calcaire concassé de la carrière de l'usine Duga Resa et en partie du gravier de la Save. Les grains ne dépassaient pas 13 mm.

En tout on a fait usage des trois mélanges suivants:

- 1° calcaire concassé avec 410 kg de ciment par m<sup>3</sup> de béton mis en oeuvre, rapport eau/ciment 0,45 — 0,515,
- 2° gravier de la Save avec 410 kg de ciment par m<sup>3</sup> de béton mis en oeuvre, rapport eau/ciment 0,45 — 0,50,
- 3° calcaire concassé avec 300 kg de ciment par m<sup>3</sup> de béton mis en oeuvre, rapport eau/ciment 0,69 — 0,72.

L'acier d'armature Č 37 offrait des propriétés de résistance qui dépassent de beaucoup les valeurs minima prescrites. La limite d'écoulement variait entre 29,52 et 33,07 kg/mm<sup>2</sup>, la résistance à la traction entre 40,41 et 42,43 kg/mm<sup>2</sup>, l'allongement spécifique à la rupture pour  $l = 10 d$  entre 27,3 et 30,7 %.

L'acier Isteg avait une résistance de 44,7 à 47,4 kg/mm<sup>2</sup>, de 37,9 à 40,3 kg/mm<sup>2</sup> pour un allongement de 0,4 % et un allongement à la rupture de 5,5 à 8,5 %.

Les résistances moyennes, après 4 semaines, des différentes sortes de béton sont indiquées au tableau suivant:

Matériaux additionnels	Ciment en kg par m <sup>3</sup> de béton	Résistance à l'écrasement sur cubes, en kg/cm <sup>2</sup>	Résistance à la traction, par flexion, en kg/cm <sup>2</sup>
calcaire concassé . . . .	410	630	62.3
gravier de la Save . . . .	410	585	56.9
calcaire concassé , . . .	300	639	54.4

Les éprouvettes ont été faites sur le chantier et non pas en laboratoire; la direction du chantier transmettait les données de fabrication. Au laboratoire on a mesuré les dimensions et les poids exacts et après la rupture des poutres tubulaires on a extrait et mesuré les armatures.

Cette étude comprenait 21 séries d'essais de poutres de type différent; chaque série se composait de deux éprouvettes. On avait donc en tout 42 poutres tubulaires dont nous ne tirons dans ce qui suit, que quelques résultats caractéristiques.

A la fig. 3 nous avons représenté les relations entre le moment de rupture et la grandeur de l'armature de traction pour les ronds en acier Č 37 et l'acier Isteg et pour des poutres de 28 et 22 cm de hauteur.

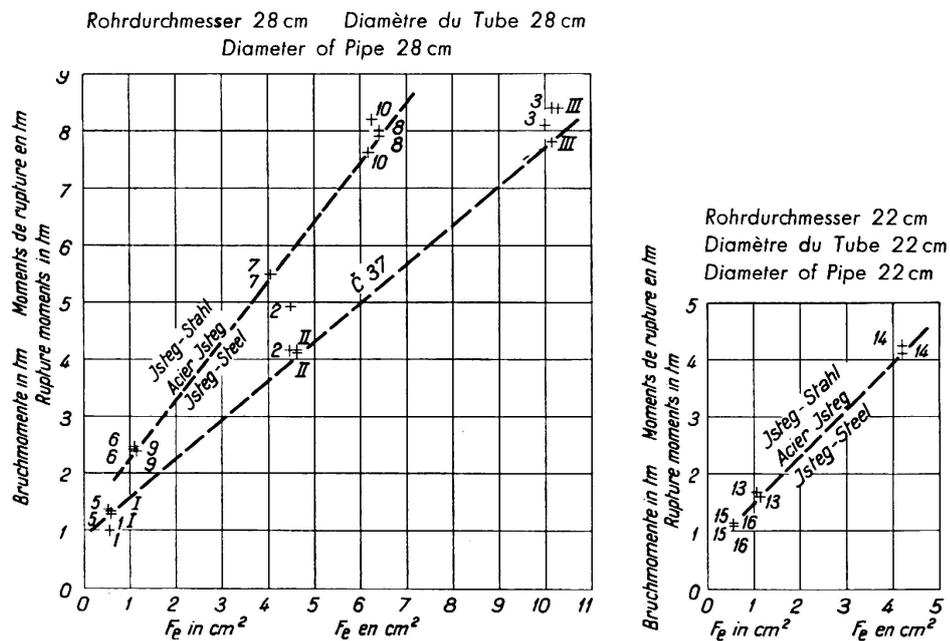


Fig. 3.

Au premier coup d'oeil on est frappé avant tout par la grande régularité (la faible dispersion) des résultats d'essai et non seulement dans les paires de poutres semblables mais aussi dans l'accroissement régulier des moments de rupture en fonction de l'augmentation de l'armature de traction.

Afin de faire ressortir les particularités des essais et les résultats acquis, nous avons reporté au tableau suivant les résultats obtenus pour 6 poutres caractéristi-

ques avec armature faible, moyenne et forte d'une part en acier Č 37 et d'autre part en acier Isteg.

Nr.	Armature			Moment de flexion		Contrainte de l'acier calculée à la rupture
	Acier	ø	F	à la fissuration	à la rupture	
		mm	cm <sup>2</sup>	tm	tm	kg/cm <sup>2</sup>
5	Č. 37	2 Ø 6	0,58	0,78	1,29	9460
2	„	4 Ø 12	4,48	1,79	4,16	4205
3	„	4 Ø 18	9,99	3,32	8,10	3883
6	Isteg	2 ⊗ 6	1,08	0,82	2,43	9490
7	„	4 ⊗ 8	4,07	1,79	5,49	5885
8	„	5 ⊗ 10	6,41	2,66	7,91	5575

Ce tableau montre — et ceci fut aussi constaté dans les autres séries d'essai — qu'il ne se forme aucune fissure dans les poutres faiblement armées pour une charge égale à la moitié de la charge de rupture. Dans les poutres fortement armées ou avec armature en Isteg se forment plus tôt de fines fissures; pour une charge égale à la moitié de la charge de rupture ces fines fissures se sont réparties, dans une série d'essais, sur la région des plus grandes contraintes de traction par flexion et elles se sont si bien refermées après décharge que l'on ne pouvait presque pas les remarquer à l'oeil nu. Ce n'est que peu avant la rupture que se forment des fissures béantes.

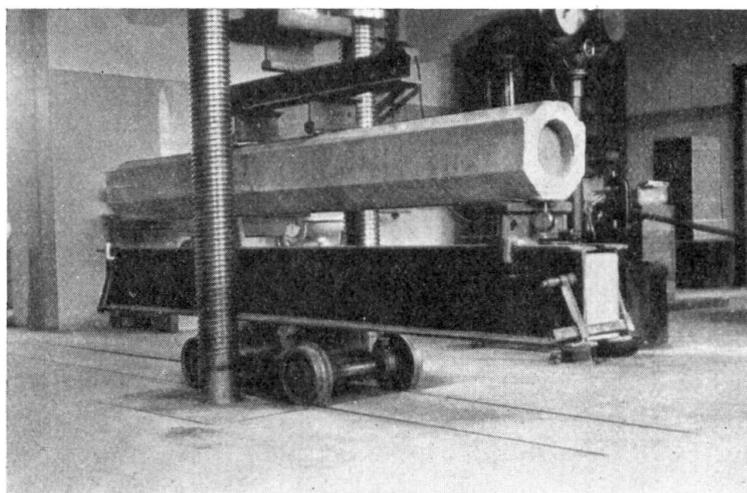


Fig. 4.

Disposition des essais.

Seules des fissures de traction étaient visibles dans les tuyaux faiblement armés au moment de la rupture; pour de fortes armatures de traction et un simple frettage en spirale, on constatait des fissures de cisaillement qui, dans certains cas, se transformaient en fissures d'écrasement du tuyau ou se combinaient avec ces dernières. Un fort frettage entraînait des refoulements du béton dans la zone comprimée, généralement aux environs de la charge. Lorsque le

frettage était faible la rupture se produisait par écrasement du tuyau, ce qui s'est principalement présenté pour la paire de poutres 1 (fig. 3).

Les contraintes de traction de l'acier, indiquées au tableau, ont été calculées d'après le «stade II» en admettant  $n = \frac{E_a}{E_b} = 10$ . Elles montrent que, pour les poutres faiblement armées, la traction théorique des fers prend des valeurs illusoires, ce qui peut s'expliquer par le fait que le béton de la zone tendue de ces poutres collabore encore à la transmission des efforts, malgré la discontinuité engendrée par les fissures. Plus l'armature est forte, plus se rapproche la traction calculée avant la rupture de la limite d'écoulement du matériau d'armature.

Les mesures du fléchissement montrent, pour une mise en charge répétée, un comportement élastique très favorable là où n'apparaît aucun phénomène

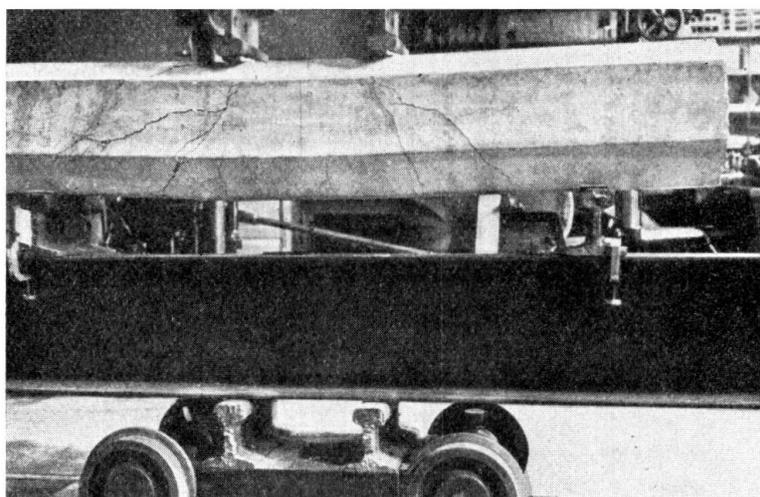


Fig. 5.  
Fissures de cisaillement et d'écrasement du tube.

normal de plastification. On peut donc utiliser la théorie classique de l'élasticité pour le calcul des contraintes et des déformations de ces poutres. Il s'agit avant tout — comme dans la construction de béton armé en général — d'une détermination exacte des constantes d'élasticité. On pourrait recommander une extension ou une correction de l'hypothèse de flexion de *Bernoulli-Navier* pour le calcul des sollicitations à la flexion. Cependant on ne rencontre aucune difficulté insurmontable à déterminer, sur la base de la théorie de l'élasticité, les endroits où les sollicitations sont les plus dangereuses et à calculer, avec une approximation suffisante, les contraintes en ces endroits, ce qui est de la plus grande importance dans ces poutres tubulaires qui, par nature, sont des systèmes spatiaux. Il est logique que les états de tensions réduits à des états de tensions linéaires s'écartent fortement des rapports réels données par les vecteurs spatiaux des tensions. Ce fait est également prouvé par les résultats ci-dessus.

La grande régularité des résultats d'essais est à attribuer à la compacité et à la régularité tout-à-fait spéciale du béton, que l'on a pu observer aux points de rupture. Ces propriétés, observées à un grand nombre de poutres exécutées en série montrent que la méthode centrifuge, utilisée depuis longtemps à la fabrication des pylones et des tuyaux sous pression, peut être employée rationnellement à l'exécution des poutres, pour autant que la préparation soit faite avec soin.

## IIc 7

La sécurité des constructions en béton armé.

Zur Frage der Sicherheit im Eisenbetonbau.

The Safety of Reinforced Concrete Structures.

Ing. A. Umlauf,

Wien.

Considérons le développement toujours plus grand de l'emploi des aciers à haute résistance dans la construction de béton armé, la bibliographie d'après guerre contient déjà de nombreux rapports concernant les essais effectués sur de tels aciers.

Il est très compréhensible que l'on s'occupe d'abord des problèmes de flexion qui se présentent le plus souvent dans la pratique. Les essais les plus importants et les plus intéressants sont ceux qui permettent la comparaison avec les ronds en acier 37 généralement employés autrefois pour les armatures. Un bon résumé de ces essais fut publié par le *Dr. Emperger*; on y constate que les éprouvettes armées de différents aciers à haute limite d'élasticité présentent toujours une bien meilleure résistance à la rupture que l'avait fait prévoir le calcul usuel de la flexion. On constate en outre que le coefficient  $n = 15$  est trop élevé pour le calcul des éléments soumis à la flexion et armés avec l'acier ordinaire 37 ( $n = 10$  en Suisse et en Yougoslavie).

L'Angleterre a rendu variable le coefficient  $n$  en le faisant dépendre de la résistance du béton à la compression sur cube.

En Autriche on a introduit, en 1928 déjà, une rectification de la sollicitation du béton lors de l'emploi d'aciers à haute résistance, c'est-à-dire pour les aciers spéciaux étirés à froid avec limite apparente d'élasticité de 3600 kg/cm<sup>2</sup>.

De même en Bulgarie on a autorisé un relèvement de 15 % de la contrainte admissible du béton.

Tout dernièrement on a décidé à New-York de relever de 15 % la contrainte admissible du béton pour les poutres de béton armé d'aciers à haute résistance.

En Allemagne le Ministère de Bien Public s'est décidé, en 1932, à introduire, pour les aciers spéciaux, la rectification de 15 % pour la contrainte admissible du béton. Le Ministère des Finances à Berlin s'est vu obligé, par suite de l'incertitude de certaines questions et sur le conseil de la Commission allemande du béton armé, de recommander, pour certains aciers, des prescriptions spéciales qui seront complétées au printemps 1937 sur la base des essais actuellement effectués par la Commission précitée. Sur la base de ces essais, les autorités compléteront certainement les prescriptions concernant les aciers à haute résistance, comme cela s'est fait en Autriche pour les dernières prescriptions Oenorm. Dans

ces dernières on a tenu compte de l'augmentation, par rapport aux valeurs obtenues pour  $n = 15$ , de la charge de rupture trouvée au cours des essais et indiquée par le *Dr. Emperger*; pour le calcul jusqu'aux limites obtenues mathématiquement en partant des contraintes plus fortes des armatures, on a relevé les sollicitations admissibles du béton de 15 % lors de l'emploi des aciers ordinaires et de 25 % lors de l'application d'aciers à haute résistance.

La proposition du *Dr. Friedrich*, Dresde, tendant à remplacer la distribution triangulaire de la compression fléchie par une répartition rectangulaire est une amélioration appréciable dans cet ordre d'idées. Cette proposition est d'autant plus justifiée que d'autres savants tels que *Saliger* (Vienne), *Brandtzaeg* (Trondheim) et *Bittner* (Vienne) ont également trouvé cette même répartition. Cette méthode permet un calcul très simple mais les nombreux essais effectués en Allemagne, en Autriche, en Suisse, en Tchécoslovaquie, aux Etats-Unis et dans d'autres pays ont montré qu'il était recommandable, dans le calcul de la position de la fibre neutre, de choisir  $n = 10$  pour les aciers ordinaires et  $n = 15$  pour les aciers spéciaux dont la limite apparente d'élasticité est au moins égale à 3600 kg/cm<sup>2</sup>.

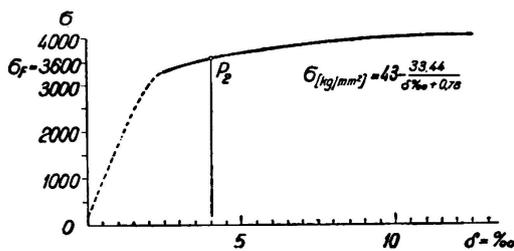


Fig. 1.  
Acier Isteg

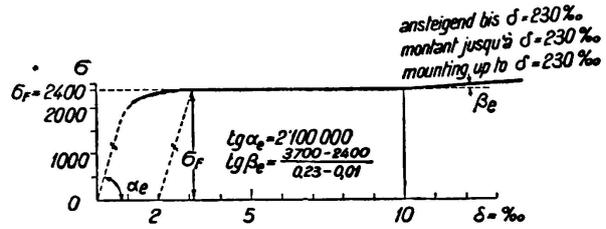


Fig. 2.  
Acier St. 37.

A l'appui de cette proposition on peut indiquer un fait important tiré de la continuité de la courbe des contraintes-allongements pour les aciers étirés et qui, suivant la proposition d'un collaborateur de *Klockner* (Prague), est représenté par une hyperbole reliée à la droite de *Hook* (fig. 1). La fig. 2 représente cette

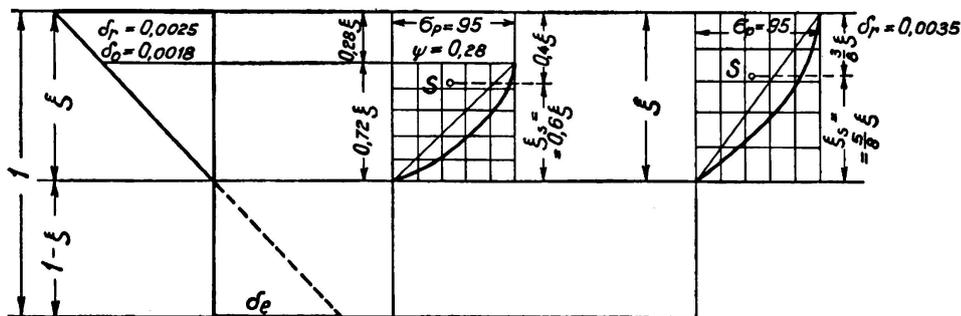


Fig. 3 a.

Fig. 3 b.

Fig. 3 c.

ligne pour l'acier ordinaire de construction. Nous avons représenté, pour le béton, à la fig. 3a l'allongement en admettant la planéité de la section; la fig. 3b donne la courbe des contraintes-allongements d'allure parabolique avec accroisse-

ment de l'allongement jusqu'au bord comprimé, sans augmentation de contrainte dans ce bord; à la fig. 3c nous avons représenté les allongements pour une répartition parabolique des contraintes-allongements.

L'admission d'une équation hyperbolique pour la courbe des contraintes-allongements de l'acier et d'une parabole ou d'une parabole avec rectangle pour le béton permet de calculer d'une manière théoriquement exacte la courbe des  $M/bh^2$  en fonction de la grandeur du pourcentage d'armature.

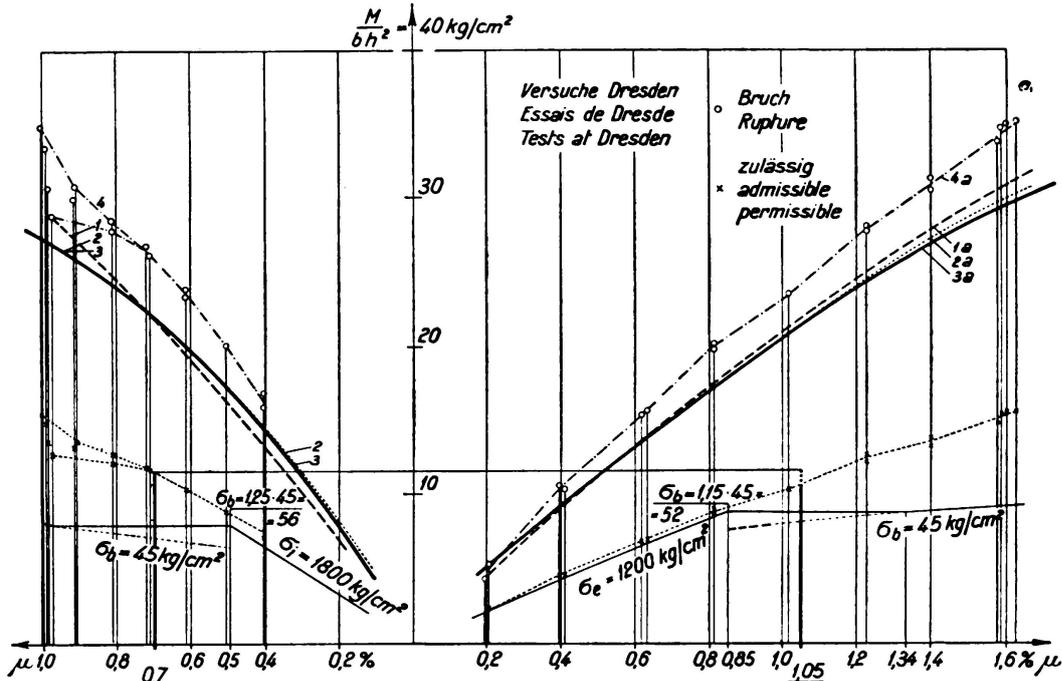


Fig. 4.

Isteg.

St. 37.

A la fig. 4 nous avons représenté, suivant les prescriptions suisses (prof. Roß), c'est-à-dire en nous basant sur les hypothèses indiquées ci-dessus, les courbes du moment de rupture, à gauche pour l'acier Isteg et à droite pour l'acier 37. Ainsi qu'on le voit, ces polygones 1, 2, 3 respectivement 1a, 2a, 3a coïncident presque entre eux. Dans les courbes 4 et 4a nous avons indiqué par des points les résultats d'une série d'essais comparatifs exécutés à Dresde. Au cours de ces essais on a utilisé un béton à très faible résistance, de  $110 \text{ kg/cm}^2$ ; c'est intentionnellement que l'on a réduit aux  $\frac{2}{3}$  la résistance minima prescrite, de  $160 \text{ kg/cm}^2$ , afin d'avoir une sécurité de 2 dans le fer et de 3 dans le béton. De cette façon on obtient, en prenant la moitié des ordonnées de la courbe du moment de rupture, les valeurs minima autorisées.

Les courbes en traits pleins indiquent l'allure des contraintes du béton, relevées de 25 % pour l'acier à haute résistance conformément au projet de nouvelles normes autrichiennes.

La fig. 5 montre que dans ces conditions, un relèvement de 15 % de la contrainte admissible du béton pour l'acier à haute résistance ne rend pas du tout la sécurité moins grande qu'avec les ronds suivant les prescriptions actuellement

en usage. On constate en outre que la sécurité tirée des prescriptions peut très fortement varier avec le pourcentage d'armature. Tout cela nous montre combien

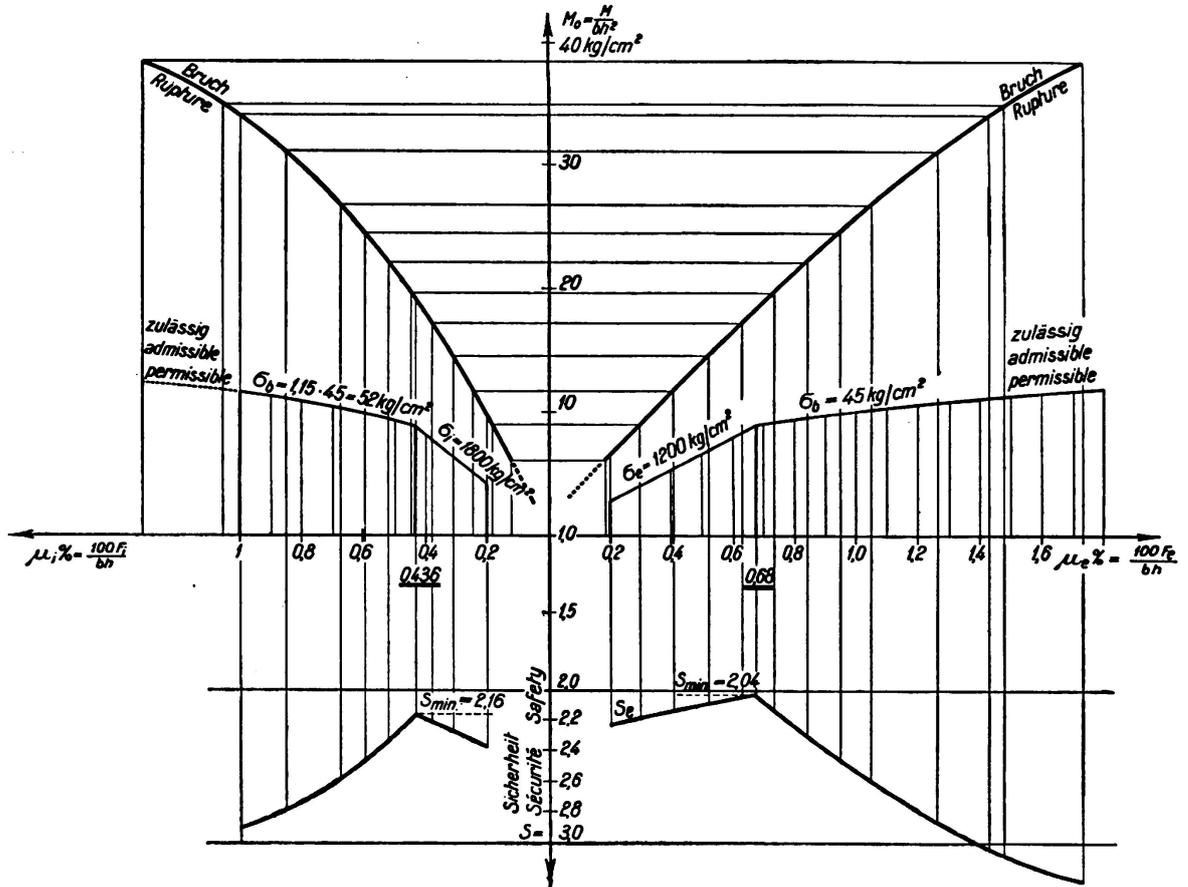


Fig. 5.

Isteg.

St. 37.

il est nécessaire de modifier notre méthode de calcul et d'introduire un calcul de la flexion qui assure une meilleure utilisation des aciers à haute résistance et qui en même temps s'adapte mieux que la méthode de calcul actuelle aux résultats des essais les plus récents.