

**Zeitschrift:** IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen  
**Band:** 10 (1950)

**Artikel:** Essai de mesure des contraintes dans une section fléchie d'une poutre en béton armé  
**Autor:** Brice, L.P.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-10581>

### **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:** 03.04.2026

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

## **Essai de mesure des contraintes dans une section fléchie d'une poutre en béton armé**

*Spannungsmessungen in einem Querschnitt eines durchgebogenen Eisenbeton-Balkens*

*Stress measurements in a cross-section of a deflected reinforced concrete beam*

L. P. BRICE, Paris

Les différentes expériences effectuées généralement sur des poutres en béton armé ont pour résultat de mesurer la déformation des fibres de la poutre. Ces mesures permettent de tracer un diagramme de déformation et d'en déduire les contraintes par application d'un module élastique du béton imparfaitement connu.

Nous avons tenté, par la méthode décrite ci-dessous, de déterminer les contraintes s'exerçant au niveau de différentes fibres de façon à tracer un diagramme de contraintes permettant de contrôler les conditions d'équilibre des forces. Le principe de la méthode consiste à remplacer, sur une certaine longueur, la totalité des fibres par des éléments dynamométriques métalliques peu déformables, où les efforts transmis sont mesurés par des jauges à fils résistants.

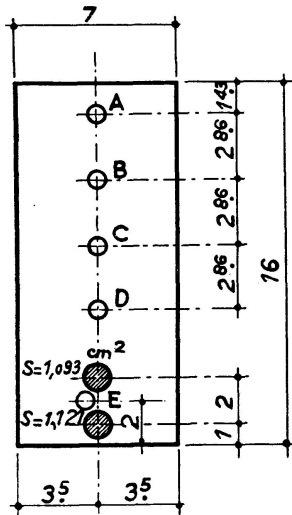
### **1. Matériel employé**

La poutre en béton armé a une section rectangulaire de 16 cm de haut et 7 cm de large, et est armée de 2 barres rondes lisses d'acier mi-dur de 12 mm de diamètre environ (limite élastique 48,5 kg/mm<sup>2</sup>, limite de rupture 69 kg/mm<sup>2</sup>, allongement 23%).

La section de la poutre est définie par la figure n° 1; elle ne comporte pas d'étriers.

La poutre a une longueur totale de 1,50 m; elle repose sur 2 appuis distants de 1,30 m et est chargée de 2 forces égales,  $\frac{P}{2}$ , symétriquement disposées, donnant un moment de flexion constant sur une longueur de 40 cm (fig. 2).

Au voisinage du milieu de la poutre, la partie supérieure du béton est remplacée par des plaquettes dynamométriques constituées de tôle de 1 cm d'épaisseur, ayant la forme et la disposition indiquées aux fig. 3 et 8.



← Fig. 1. Coupe courante au droit des jauges internes

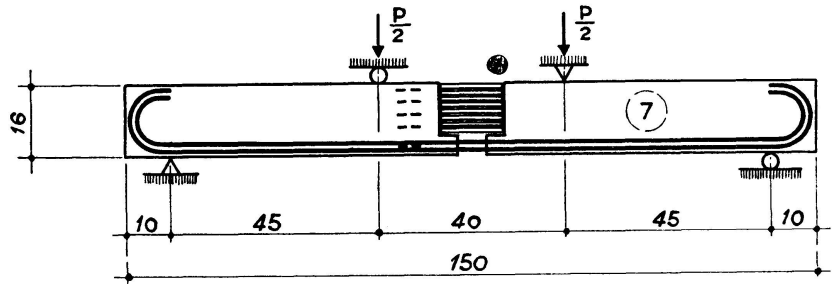


Fig. 2

La partie médiane de ces éléments a 1 cm<sup>2</sup> de section et 45 mm de longueur; c'est sur cette partie que l'on effectue les mesures de contrainte à l'aide des jauges à fil résistant qui y sont collées. Ces dynamomètres sont empilés les uns sur les autres, avec un espacement de 1,43 cm d'axe en axe, de telle sorte

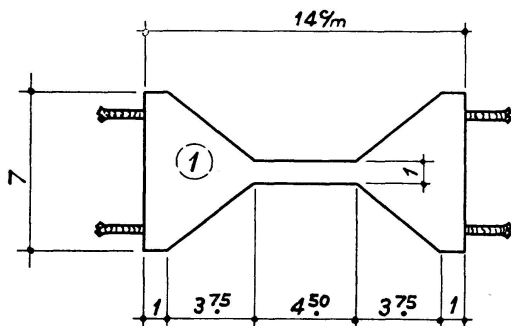


Fig. 3

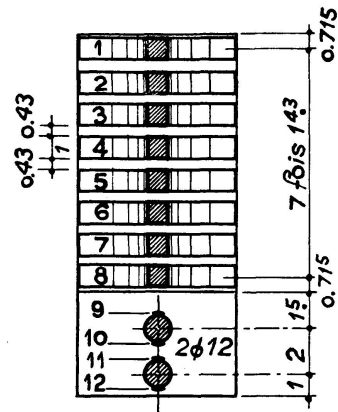


Fig. 4

Coupe dans les appareils de mesure

que la surface du béton intéressée par chacun d'eux est de:  $1,43 \times 7 = 10 \text{ cm}^2$  (Nos 1 à 8, fig. 4). De petits scellements sont en outre fixés aux extrémités de chaque pièce, afin de permettre la transmission des efforts de traction. De plus, des jauges de traction sont placées le long des génératrices supérieures et inférieures de chacune des barres d'armatures (Nos 9 à 12).

(Il est à noter, toutefois, que dans des essais futurs, la forme des plaques dynamométriques devrait être modifiée pour éviter la zone de faible inertie transversale dans la partie médiane de la pièce, qui exige trop de précision de position des forces par rapport au plan de la poutre; il vaudrait mieux employer des jauges évidées, constituées de deux bandes latérales).

Enfin, pour comparer les résultats obtenus à la déformation de la partie courante de la poutre, on a placé dans le béton 5 jauges internes dans le plan médian (A.B.C.D.E. fig. 1). Elles sont constituées d'un tube de fer (8 mm de diamètre, 0,5 mm d'épaisseur, 6 cm de long) à l'intérieur duquel est collée une jauge à fil résistant. Le tube est ensuite serti aux deux extrémités sur des bouchons métalliques. Le module élastique de ces jauges internes, rapporté à leur section droite, est d'environ 400 000 kg/cm, voisin du double de celui du béton; leurs déformations ne sont donc que proportionnelles à celles du béton (et non égales), mais elles s'annulent en même temps.

Le béton des poutres, dosé à 300 kg de ciment de Portland HRI au m<sup>3</sup> de béton, présente à la date des essais une résistance à la rupture d'environ 280 kg/cm<sup>2</sup>.

## 2. Essais

Les essais ont consisté à appliquer sur la poutre, après une charge initiale de 1200 kg, des charges successives  $P$  de 600, 1200, 1800 et 2400 kg environ aux cours desquelles furent effectuées les mesures. Sous une charge de 3000 kg la poutre s'est rompue (fig. 8). Les mesures sont consignées sur le tableau (fig. 5), et le diagramme (fig. 6) traduit les résultats.

	No. de Jauge	Charges „P“			
		575 à 600 kg	1175 à 1200 kg	1750 à 1800 kg	2350 à 2400 kg
Béton	1	47,8	97,9	144,7	186,7
	2	38	74,8	108,6	139
	3	24,8	48,4	70,6	93
	4	10,3	21,5	31,9	48,8
	5	1,3	0	2	0,4
Acier	6	- 5,8	- 10,3	- 12,5	- 19,8
	7	- 7,6	- 14,7	- 16,4	- 26,9
	8	- 13,6	- 22,9	- 29,8	- 28,4
	9	- 440	- 820	- 1195	- 1550
	10	- 600	- 1115	- 1665	- 2150
	11	- 265	- 640	- 1175	- 1445
	12	- 460	- 815	- 1375	- 1905

+ compression      - traction  
Contrainte du béton et de l'acier: kg/cm<sup>2</sup>

Fig. 5

## 3. Observations

On constate d'abord que les contraintes du béton croissent linéairement d'une façon régulière; la fibre neutre est exactement définie et passe, à très peu de chose près, par l'axe de la jauge n° 5 à 6 cm, 4 de la fibre la plus comprimée. L'influence du béton tendu est mise en évidence par l'effort de traction sur les jauges inférieures à la fibre neutre. On constate nettement une limite de contrainte à la traction de l'ordre d'une trentaine de kg par cm<sup>2</sup>.

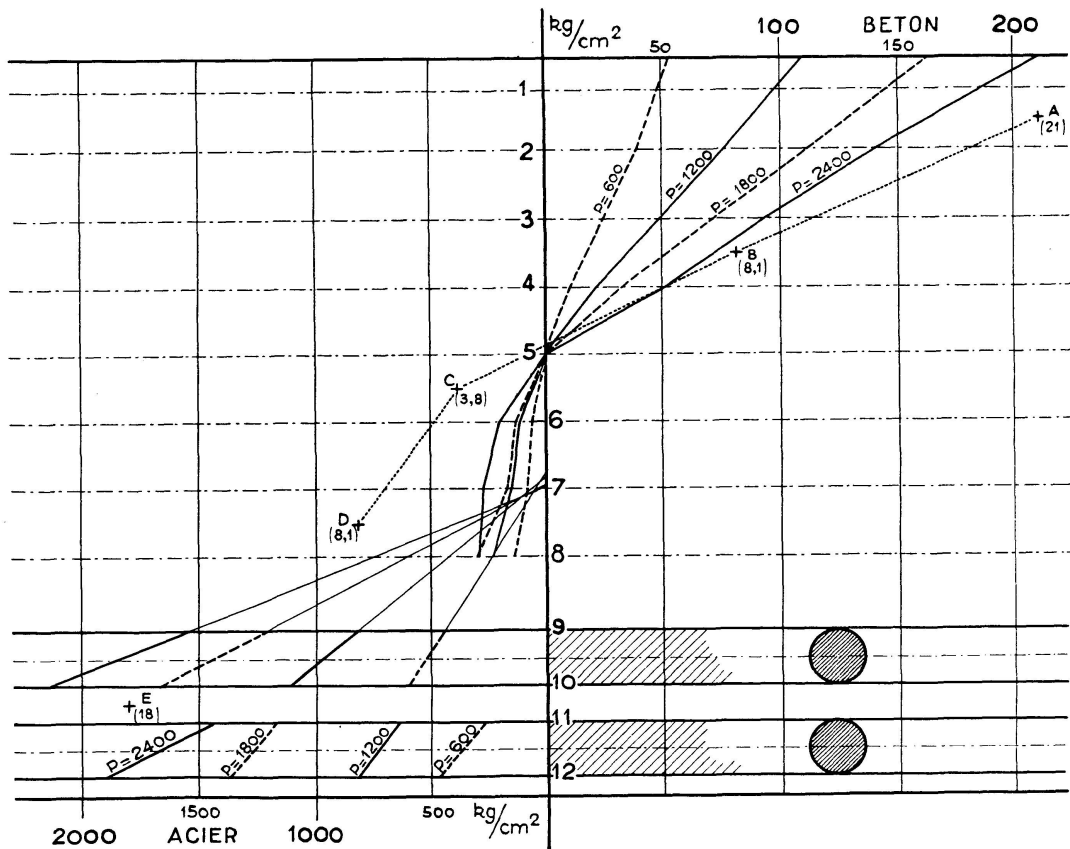


Fig. 6. Les chiffres indiqués devant les points A, B, C, D, E sont les allongements  $\frac{\Delta l}{l} \times 10^5$  (pour  $P = 2400$  kg) des jauges internes

Les jauges internes A.B.C. donnent, pour la fibre neutre, la même position, très voisine de la jauge 5. La jauge E ne montre qu'une déformation relativement faible du béton au voisinage des armatures. Ce fait confirme ce que nous disons plus loin du glissement des armatures.

Les résultats sont, en effet, beaucoup moins conformes à la théorie courante en ce qui concerne les aciers (paragraphe 6).

#### 4. Equilibre des forces

En utilisant le tableau des contraintes (fig. 5) on peut contrôler la stabilité de la section et avoir une idée de la précision des essais. Les données sont suffisantes pour vérifier dans quelle mesure :

- les forces de compression sont égales aux forces de traction,
- le moment de flexion, dû à l'ensemble des forces, est égal aux couples des forces extérieures.

Le tableau n° 7 groupe tous ces résultats, compte tenu des surfaces intéressées par chacune des contraintes moyennes mesurées.

On constate une concordance correcte des mesures, l'écart maximum ne dépasse pas 4%.

No. de Jauge	Distance à la fibre neutre (Jauge 5)	P = 575 à 600 kg Moment 129 à 135 kgm		P = 1175 à 1200 kg Moment 265 à 270 kgm		P = 1750 à 1800 kg Moment 395 à 405 kgm		P = 2350 à 2400 kg Moment 529 à 540 kgm	
		Forces	Moments	Forces	Moments	Forces	Moments	Forces	Moments
1	5,72	478	27,4	979	56	1447	82,7	1867	106,8
2	4,29	380	16,3	748	32,1	1086	46,5	1390	59,6
3	2,86	248	7,1	484	13,8	706	20,2	930	26,6
4	1,43	103	1,5	215	3,1	319	4,5	428	6,1
5	0	—	13	0		20		—	4
6	1,43	—	58	—	103	—	125	—	198
7	2,86	—	76	—	147	—	164	—	269
8	4,29	—	136	—	229	—	298	—	284
barre 9-10	6,50	—	558	—	1056	—	1565	—	2023
barre 11-12	8,50	—	419	—	814	—	1429	—	1878
Somme des compress.	—	1209		2426		3578		4615	
Somme des tractions	—	-1260		-2349		-3581		-4652	
Somme des Moments	—	130,6		258,3		396		513	
Diff.	—	—	51 -1,4	—	77 -9,5	+	3 -4	+	37 -21
Diff. %	—	—	4 -1	—	3,2 -3,5		0 -1	+	0,8 -4

Fig. 7

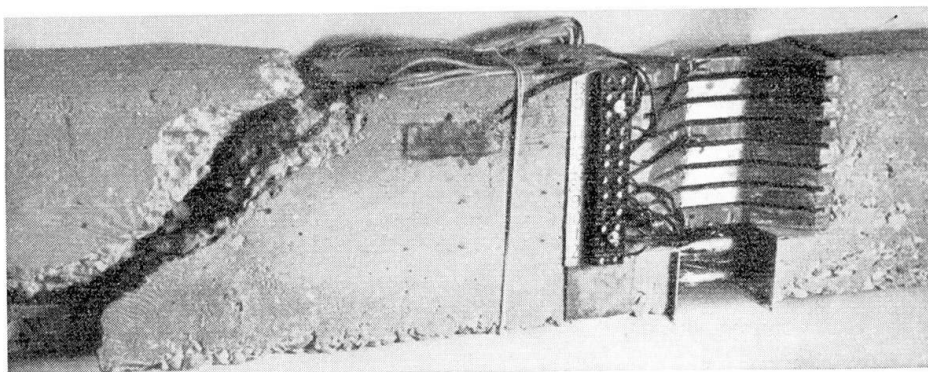


Fig. 8

### 5. Comportement du béton

Ces essais confirment, quant au béton, ce qui est déjà bien connu :

1. Les contraintes du béton croissent linéairement depuis la fibre neutre jusqu'au maximum à la fibre supérieure.
2. La fibre neutre conserve une position invariable pendant les variations de charges.
3. Le béton tendu apporte un appui efficace à la résistance de la poutre.

### 6. Comportement des aciers

Dans le cadre de cette expérience, les contraintes des aciers s'écartent très sensiblement des règles usuelles. On constate les points suivants :

1. Le diagramme de contrainte des aciers ne passe pas par la fibre neutre du béton. On constate sur la fig. 6 que, pour la barre 9—10, il semble y avoir déformation autour d'un point voisin de la jauge 7.
2. La contrainte moyenne de chacune des armatures n'est pas proportionnelle à leur distance à la fibre neutre. La barre 11—12 subit une traction moyenne toujours inférieure à celle de la barre 9—10, traction qui ne dépasse guère la moitié de ce qu'on s'attendrait à trouver compte tenu de la tension de la barre 9—10.

Le premier point signalé nous était déjà apparu (Annales du Bâtiment et des Travaux Publics — circulaire n<sup>o</sup> 72 — Mai 1949 — Ancrage des barres droites dans le béton). Dans les deux cas, les différences observées avec la répartition linéaire des contraintes sont trop élevées pour qu'elles soient dues seulement à des erreurs de mesure. Il ne nous paraît pas que la cause en puisse être trouvée dans la non rectitude des barres ou un décentrement de l'effort de traction. Ce comportement inattendu est bien plutôt la conséquence du glissement des barres dans leur gaine de béton. Les essais relatés dans la note ci-dessus nous ont, en effet, montré que le déplacement relatif de la barre, par rapport au béton environnant, peut être très sensible. Il est dû au fait que la liaison entre l'acier et le béton est, non pas une liaison élastique, mais un phénomène où le frottement et le coincement ont une part prépondérante.

Il s'ensuit que la longueur déformée de la barre est plus grande que celle que laisse prévoir la théorie de la poutre homogène élastique. L'influence du scellement est d'autant plus grande que la barre est plus courte ou que la qualité du scellement est moins bonne.

A la limite, si la barre glissait sans frottement ni liaison dans sa gaine de béton, elle ne subirait qu'une flexion définie par la courbure de la pièce; la fibre neutre du métal se situerait sur l'axe de la barre.

Entre cette limite et celle qui est atteinte pour la liaison parfaite et sans glissement où la fibre neutre du métal coïncide avec celle de l'ensemble de la pièce, toutes les sollicitations intermédiaires sont possibles. Le diagramme des contraintes de la barre peut présenter une fibre neutre quelconque entre ces deux limites.

On pourrait même aller plus loin et dire que les câbles tendus des poutres en béton précontraint et fixés seulement à leurs extrémités, ont une fibre neutre qui sort considérablement de la section de la pièce fléchie.

Un cas intéressant est celui de l'armature considérée comme un tendeur d'arc, uniformément tendu sur toute sa longueur. La déformabilité d'une telle pièce est plus grande que si l'armature était parfaitement liée au béton; en conséquence les tensions de la partie inférieure du béton sont plus élevées et le risque de fissuration augmenté.

On pourrait tenir compte, dans une certaine mesure, de ce défaut de liaison entre le béton et le métal en prenant en compte, dans les calculs, un module élastique des aciers d'autant plus petit que la liaison est moins effective. Ceci reviendrait à prendre pour le rapport  $m$  des modules élastiques du béton et du métal une valeur relativement faible.

C'est ainsi que dans le présent essai on constate que  $m$  pourrait varier environ de 8,5 à 9,5 pour la barre 9—10, de 5 à 6 pour la barre 11—12, de 6,5 à 7,5 pour l'ensemble des deux barres.

Les barres n'ont qu'une longueur totale de 120 fois leur diamètres, l'influence des scellements et de l'adhérence est donc prépondérante. Pour un allongement total donné de la fibre inférieure du béton, la tension de la barre est d'autant plus faible que les possibilités de glissement sont plus grandes. Comme le scellement et l'adhérence de la barre supérieure 9—10 sont meilleurs que ceux de la barre inférieure 10—11 (la barre 9—10 est enrobée d'une épaisseur de 2,5 à 3 cm de béton alors que la barre 11—12 est seulement à 0,4 cm de la face inférieure), il s'ensuit que cette dernière n'a pris en charge qu'une fraction de la tension qu'on aurait cru pouvoir lui attribuer.

## 7. Conclusions

Cet essai montre d'abord la possibilité de déterminer dans un cas simple la répartition des contraintes de flexion. Il serait intéressant de le reprendre, sur une échelle plus grande que nous ne pouvons le faire, afin d'étudier par exemple la répartition des contraintes dans la section en  $T$  d'une poutre fléchie, ou bien, problème plus difficile, le comportement des sections soumises à effort tranchant et flexion qui est toujours très mal connu.

D'autre part, il est à noter que cet essai, effectué sur une poutrelle construite sans précautions particulières ni défauts excessifs, doit attirer l'attention sur le rôle de l'adhérence des barres et de leurs ancrages.

Il est à penser que les poutres courtes où les armatures ont, relativement à leur longueur, des ancrages importants, ainsi que les régions en porte-à-faux ou subissant sur appuis des moments négatifs agissant sur une faible longueur, doivent subir l'influence des allongements relativement grands des aciers. On pourrait ainsi s'expliquer la tendance particulière à fissuration sur appuis.

De plus, la répartition des contraintes entre les diverses barres varie très sensiblement avec leurs conditions d'ancrage, c'est-à-dire en particulier de leur position dans le béton et du rapport de leur longueur à leur diamètre.

### Résumé

L'essai a pour objet de déterminer aussi directement que possible la répartition des contraintes dans le béton et les deux armatures superposées de la section d'une poutrelle en béton armé fléchi.

On a employé, à cet effet, des jauges dynamométriques remplaçant, sur une certaine longueur, la totalité des fibres de béton parallèles à l'axe.

Les résultats sont les suivants:

1. Le contrôle de l'équilibre des forces mesurées (projections et moments) montre que les mesures sont exactes à 4% près.
2. Les contraintes du béton sont linéaires, la fibre neutre du béton est bien définie.
3. Les grandes irrégularités de comportement des aciers proviennent du glissement des barres et de leurs ancrages dont l'influence est grande vu l'élançement faible des barres (longueur = 120 diamètres). On en conclut que l'emploi des barres de faible élançement peut entraîner une répartition tout à fait imprévue des contraintes dans les barres.

### Zusammenfassung

Durch den Versuch sollte auf möglichst direktem Weg die Spannungsverteilung im Beton und in den beiden übereinanderliegenden Armierungen in einem Querschnitt eines durchgebogenen Eisenbeton-Balkens festgestellt werden.

Zu diesem Zweck wurden dynamometrische Meßgeräte verwendet, die auf eine gewisse Länge alle parallel zur Axe liegenden Betonfibern ersetzen.

Es wurden folgende Ergebnisse gefunden:

1. Die Kontrolle des Gleichgewichtes der gemessenen Kräfte (Projektionen und Momente) zeigt, daß die Messungen bis zu nahezu 4% genau sind.
2. Die Spannungen des Betons sind linear, die neutrale Axe des Betons ist genau bestimmt.

3. Die großen Unregelmäßigkeiten im Verhalten der Eisen rühren vom Gleiten der Stäbe und ihrer Verankerung her, deren Einfluß infolge der kleinen Schlankheit der Stäbe bedeutend ist (Länge = 120facher Durchmesser). Es kann daraus geschlossen werden, daß die Verwendung von Stäben mit einer kleinen Schlankheit eine ganz unvorhergesehene Verteilung der Spannungen in den Stäben nach sich ziehen kann.

### Summary

By the experiment, the stress distribution in the concrete and in the two superimposed reinforcing members in a cross-section of a deflected reinforced concrete beam should be determined in a manner as direct as possible.

For this purpose, dynamometric measuring appliances were adopted, which over a certain length replace all concrete fibres lying parallel to the axis.

The following results were found:

1. Checking of the equilibrium of the measured forces (projections and moments) shows that the measurements are accurate to within about 4%.
2. The stresses of the concrete are linear; the neutral axis of the concrete has been determined accurately.
3. The greatest irregularities in the behaviour of the iron originated from the sliding of the bars and of the anchorings, whose influence is great in consequence of the small slenderness of the bars (length = 120 times diameter). From this it can be concluded that the employment of bars with a small slenderness may cause quite an unexpected stress distribution in the bars.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide