

Essais de poutres en béton armé d'acier Isteg

Autor(en): **Bryla, St. / Huber, M.T.**

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **06.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3031>

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 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 ²	4261 kg/cm ²	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	Béton Nr. Béton 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		
		ε tot.	ε él.	ε tot.	ε 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 (ε_{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 (τ_0) et la phase II (τ_b). On calcula les contraintes dans les armatures aussi bien pour les barres courbées (σ_{z0}) que pour toutes les barres (τ_z). Le tableau 4 contient les valeurs des contraintes exprimées en 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	τ_0	τ_b	σ_{z0}	τ_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 τ_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		
σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ε %	σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ε %	σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ε %
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 kg/cm^2 et que l'on obtient les meilleurs résultats pour une tôle tendre avec la plus grande capacité d'étirage « ϵ » ; 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.