

# Poutres en béton armé à profilés métalliques enrobés

Autor(en): **Bota, Valentin / Tudor, Agneta / Sabareanu, E.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **60 (1990)**

PDF erstellt am: **23.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-46440>

## **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.

## Poutres en béton armé à profilés métalliques enrobés

### Stahlbetonbalken mit steifer Bewehrung

### Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Steel Sections

#### Valentin BOTA

Prof. Dr.  
École Polytechnique  
Timișoara, Romania



Né en 1928, enseigne depuis 1953 à l'École Polytech. Timișoara. Principales recherches: ponts en béton, structures mixtes acier-béton.

#### Agneta TUDOR

Docteur ingénieur  
École Polytechnique  
Timișoara, Romania



Née en 1948, enseigne depuis 1973 à l'École Polytech. Timișoara. Recherches: béton précontraint, structures acier-béton.

#### E. SABAREANU

Docteur ingénieur  
École Polytechnique  
Timișoara Romania



Née en 1940, enseigne depuis 1970 à l'École Polytech. Timișoara. Recherches: structures mixtes acier-béton.

#### Liana BOB

Ingénieur  
Inst. Rech. Bât.  
Timișoara, Romania



Née en 1948, chercheur, depuis 1971, en domaine des structures mixtes: bois-fibres de verre, acier-béton.

#### RÉSUMÉ

L'étude porte sur une méthode de calcul aux états-limites, élaborée pour des poutres en béton à armatures rigides; leur comportement a été vérifié par voie expérimentale en les soumettant à des charges statiques, répétées jusqu'à la ruine.

#### ZUSAMMENFASSUNG

In der Arbeit wird eine Rechenmethode für Betonbalken mit starrer Bewehrung vorgestellt. Experimentelle Balken wurden unter dem Einfluss von statischen gleichförmigen und abwechselnden Belastungen bis zum Bruch geprüft.

#### SUMMARY

The paper presents a method of limit-states analysis developed for concrete beams with stiff reinforcement; the analysis hypotheses have been verified experimentally on beams subjected to static loads up to failure.



## 1. INTRODUCTION

Les recherches théoriques et expérimentales effectuées sur les poutres en béton à profils métalliques enrobés ont eu pour but l'observation de leur comportement dans le domaine élastique et postélastique, ainsi que la comparaison des résultats avec les hypothèses et la méthode de calcul proposées.

L'extension de la méthode de calcul aux états-limites pour ces types d'éléments présente des particularités par rapport aux poutres en béton armé. Il s'agit: de la limitation explicite des grandeurs des déformations spécifiques par suite des charges de service (l'état limite des déformations spécifiques critiques); du rôle prépondérant de l'âme du profile métallique dans le prélèvement des contraintes dues à l'action de l'effort tranchant; de l'agrandissement des déformations plastiques, c'est-à-dire de la ductilité grâce à la capacité de la poutre métallique de développer une rotation supplémentaire après l'écrasement du béton etc.

## 2. HYPOTHÈSES DE CALCUL

On réalise le calcul des poutres en béton à armature rigide en considérant principalement deux états d'efforts caractéristiques: l'état élastique (d'utilisation) et l'état élastique-plastique ultime (de ruine) [3].

On assure le comportement élastique en limitant les déformations spécifiques maximum des matériaux composants, de manière que dans le béton contraint ces déformations ne dépassent la limite de microfissuration ou bien la limite de proportionnalité dans l'acier. En appliquant ces conditions, on obtient les valeurs des contraintes maximales acceptées dans le béton de  $\sigma_b \leq 0,8 R_c$  ( $R_c$  étant la résistance de calcul correspondante à la classe du béton) et celles de l'acier de  $\sigma_a \leq (0,7 \dots 0,8) f_y$  ( $f_y$  étant la résistance caractéristique de l'acier).

En ce cas, on détermine les contraintes et également les déformations, en considérant les caractéristiques géométriques idéales de la section transversale, rendue en une section équivalente d'acier. La valeur du coefficient d'équivalence envisage le retrait et le fluage du béton ainsi que la nature et la durée des charges.

Le calcul à l'état-limite ultime repose sur l'hypothèse de Bernoulli pour le domaine post-élastique. La capacité portante est déterminée lorsqu'on atteint dans la fibre extrême contrainte du béton une déformation spécifique limite de 3,5 %, en considérant le béton plastifié sur la hauteur de 0,8  $y$  (où  $y$  définit la position de l'axe neutre). En ce qui concerne la section d'acier on accepte un comportement élastique-plastique en prenant en considération la limitation de la rotation de la section empêchant la plastification intégrale de l'acier.

On propose quatre situations pour atteindre l'état-limite ultime fonction de la position de l'axe neutre, le degré de plastification de la section d'acier étant différente selon le cas.

En ce qui concerne la ductilité de rotation de la section transversale ( $D$ ) on la définit comme rapport entre la rotation au mo-

ment de l'écrasement du béton,  $\phi_u$ , et la rotation au moment de l'atteinte de la déformation de plasticité dans la fibre la plus sollicitée du profil métallique,  $\phi_y$  (fig.1). L'atteinte de la rotation  $\phi_y$  représente la limite de comportement élastique de la poutre.

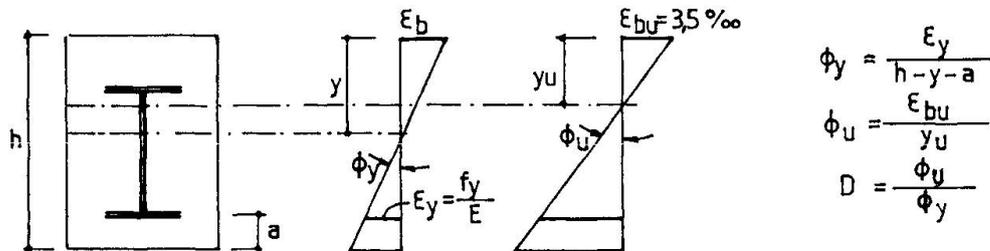


Fig1 Variation des déformations

### 3. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Les essais ont eu comme but le remplacement des poutres métalliques en I soumises aux charges élevées par des poutres en béton à armature rigide de la même résistance.

Les modèles soumis aux essais découlent de la réduction à l'échelle de 2:3 des poutres réelles tout en respectant les similitudes des dimensions géométriques et des capacités portantes.

On a réalisé quatre poutres de la même forme et structure, ayant la section transversale de la fig.2.

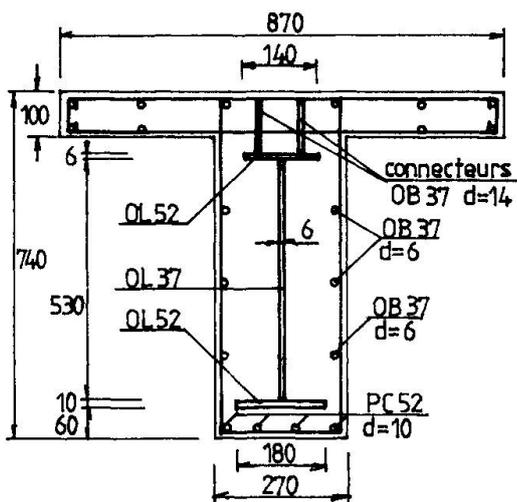


Fig.2 Section transversale [mm]

Matériaux	Symbole Roumanie	Résistance caractéristique [N/mm <sup>2</sup> ]
Béton	Bc 25	$f_{ck} = 20,5$
Profil d'acier - l'âme - semelles	OL 37	$f_y = 240$
	OL 52	$f_y = 350$
Armatures		
	- longitudinales	
	d=10 mm	$f_y = 355$
	d= 6 mm	$f_y = 255$
- transversales		
d= 6mm	OB 37	$f_y = 255$
Connecteurs		
d=14mm	OB37	$f_y = 235$

Tableau 1. Matériaux, symboles et résistances

Les matériaux composants, les symboles utilisés en Roumanie, et



que les résistances caractéristiques sont présentées dans le tableau 1 [1] [2].

Ayant en vue le but des essais, les poutres à appui simple soumises à flexion ont été chargées de deux manières: deux poutres (1 et 2) à charges statiques monotone; deux poutres (3 et 4) à charges cycliques alternantes conformément aux schémas statiques équivalents "a" et "b", fig.3.

On a réalisé les mises en charges pour les deux types de chargement en deux étapes; la première comprenant la mise en charge jusqu'au niveau limite théorique de comportement élastique et la deuxième étape la mise en charge jusqu'à la ruine. On a établi les valeurs de mise en charge reposant sur les hypothèses de calcul antérieurement présentées.

On présente dans le tableau 2 les valeurs résultant du calcul théorique pour l'établissement des charges correspondentes à ceux deux étapes de sollicitation, fonction des caractéristiques géométriques de la section transversale, des résistances des matériaux ainsi que de la direction d'action de la force (Q-de haut en bas et Q'-d'en bas en haut).

Type de mise en charge	État-limite d'utilisation				État limite ultime			
	Axe neutre [mm]	Effort admis $\sigma_a=0,7f_y$ dans:	Valeur de la charge [t]	$\phi_y$	Axe neutre [mm]	Capacité portante [t.m]	Valeur de la charge [t]	$\phi_u$
Q	193	fibre inférieure de l'âme	52	$\frac{39}{10^6}$	108	95,5	108	$\frac{324}{10^6}$
Q'	196,5	semelle supérieure	26	$\frac{39,2}{10^6}$	106,2	44,1	52	$\frac{329,5}{10^6}$

Tableau 2 Valeurs théoriques de calcul

De même, on indique dans le tableau 2 les conditions de limitation des contraintes pour l'état limite de déformations spécifiques critiques (d'utilisation), conditions menant au moment fléchissant de service. Dans le cas des poutres à charges cycliques alternantes, les étapes de mise en charge ont représenté des fractions sous-unitaire ou sur-unitaire des valeurs théorique d'utilisation, en répétant deux fois chaque cycle de mise en charge (Q-Q').

#### 4. RÉSULTATS DES ESSAIS

Les essais ont porté sur l'observation de divers aspects engendrés par l'effet des sollicitations alternantes sur le comportement sous charge d'utilisation (apparition, distribution et développement des fissures, évolution des flèches, grandeur des déformations spécifiques) ainsi que sur la capacité portante des poutre.

En ce qui concerne le phénomène de fissuration, on a remarqué les premières fissures à 25% de la charge d'utilisation. La distribution des fissures sur toute la longueur des poutres fut approxi-

mativement uniforme (185 mm), presque égale à la distance entre les étriers (180 mm). Les fissures développées sur 3/4 de la hauteur de l'âme de la poutre étaient pratiquement verticales, orientation maintenue jusqu'à la proximité de la ruine, lorsque dans les régions où les efforts tranchants présentaient un faible inclinaison.

Après de la semelle supérieure du profil des fissures horizontales parurent lors de la mise en charge d'utilisation, pourtant ces fissures n'ont pas progressé ni en longueur ni en largeur jusqu'à la ruine des poutres.

En étudiant les valeurs moyennes des largeurs des fissures à la charge d'utilisation (tableau 3) on constate une croissance de 54% pour les poutre sollicitées en régime cyclique-alternant par rapport aux poutres soumises à sollicitations monotones.

Mode d'application des charges	Poutre	Largeur moyenne des fissures verticales [mm]	
		Charge Q	Charge Q'
"a"	1	0,1423	-
	2	0,1405	-
"b"	3	0,2010	0,1900
	4	0,2190	0,1570

Tableau 3 Valeurs des largeurs des fissures

De même, on a remarqué que le long des essais, les poutres ont eu un comportement élastique durant la mise en charge d'utilisation,

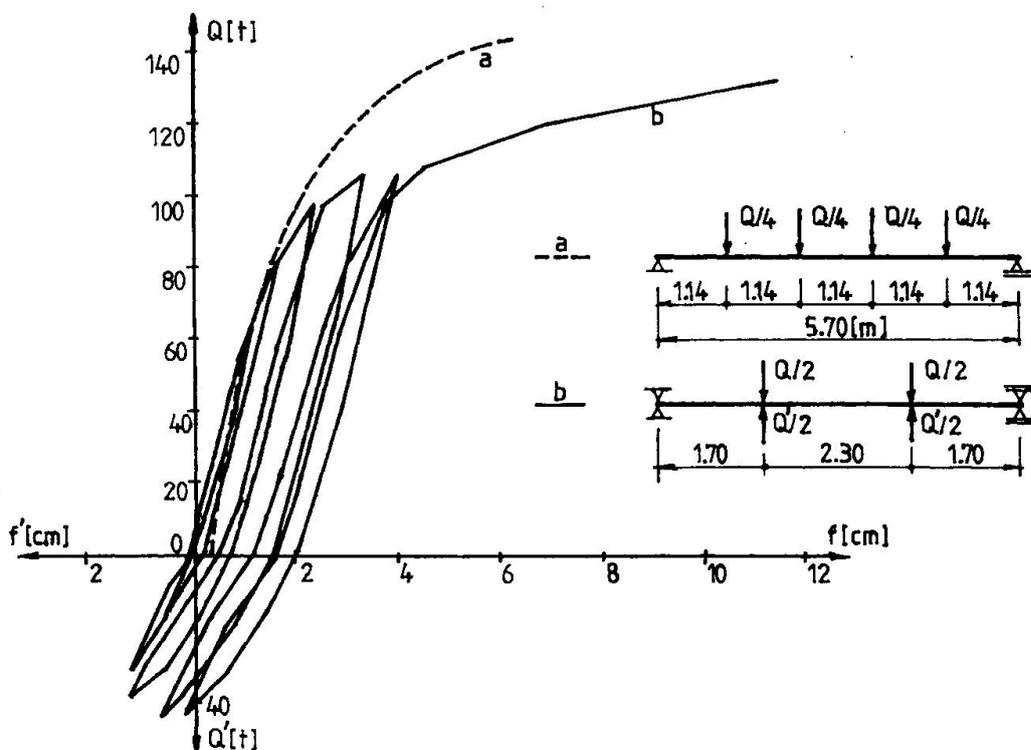


Fig.3 Diagrammes charges-flèches



comportement maintenu aussi pour des valeurs dépassant ces charges. On a illustré ce fait par les diagrammes charges-flèches ( $Q, Q'-f$ ) représentés dans la fig.3, et correspondant à deux poutres mises en charge.

Les charges où la plastification des fibres d'acier les plus sollicitées commençât, s'accordaient avec les valeurs déterminées par calcul. Les valeurs des déformations spécifiques dans le béton et dans l'acier, mesurées à la mise en charge d'utilisation ont touché des valeurs comparables à celles calculées par voie théorique, étant de 15% plus faibles pour la semelle inférieure du profil d'acier.

Pour toutes les situations, la rupture des poutres s'est produite par l'écrasement du béton contraint; on a présenté dans le tableau 4 les valeurs des efforts de ruine par rapport à celles déterminées par voie théorique.

Mode d'application des charges	Poutre	Valeur de la charge ultime, Q [t]	Différence par rapport à Q théorique %
"a"	1	148,0	+37
	2	142,4	+32
"b"	3	124,5	+15
	4	130,0	+20

Tableau 4 Valeurs des charges ultimes

## 5. CONCLUSIONS

Il est à remarquer que le processus de fissuration et de déformation lors des mises en charge avait une évolution progressive et homogène, correspondant du point de vue quantitative aux limites acceptées.

Les charges alternantes ont pour effet la diminution de la capacité portante, et également l'accroissement sensible de la grandeur des largeurs moyennes des fissures, ainsi que l'agrandissement des flèches maximales à la rupture dans une proportion beaucoup plus importante par rapport à la diminution de la capacité portante.

Les hypothèses de calcul proposées conduisent à une estimation convenable du niveau de sollicitation des matériaux composants; aussi, la capacité portante déterminée par voie expérimentale au cas des sollicitations cycliques alternantes ont dépassé de 15-20 % les valeurs théoriques.

## BIBLIOGRAPHIE

1. CEB-FIP Model code 1990, Bulletin d'information N°190a/1988.
2. STAS 10107/0-89 Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat.
3. Instructions pour la réalisation constructive et le calcul des poutres en béton armé à profils métalliques enrobés - Projet.