

# ANALYSE NON LINEAIRE DES OSSATURES PLANES EN BETON ARME ET BETON PRECONTRAINTE

## (Deuxième partie : Applications)

### 1. Introduction

Une méthode d'analyse non linéaire des ossatures planes, en béton armé et béton précontraint, est développée [1, 2]. La non linéarité est considérée sous ses deux aspects : mécanique (comportement non linéaire des matériaux) et géométrique (effets du second ordre dus aux déplacements des nœuds).

La structure est discrétisée en éléments finis (éléments barres). Le chargement est appliqué "pas à pas" jusqu'à la ruine de la structure. Un logiciel est ainsi élaboré et écrit suivant les normes fortran 77 et implanté sur PC. Ce logiciel se caractérise par une gestion dynamique de la mémoire centrale. Les résultats du calcul sont confrontés à des résultats d'essais sur des structures en béton armé et précontraint testées par ailleurs.

### 2. Structures en béton armé

#### 2.1 Poutre continue en béton armé (essai Mattock [3])

Il s'agit d'une poutre continue sur trois appuis. Elle comporte deux travées égales de 1.83 m de portée chacune. Au milieu de l'une des travées, est appliquée une charge  $P$  croissante jusqu'à la rupture. La section transversale est rectangulaire de dimensions 103 x 230 mm.

La comparaison entre les valeurs calculées et expérimentales est donnée au tableau 1, pour la section située au milieu de la travée chargée.

	Essai	Calcul	Essai/Calcul
Moment (kNm)	23.4	25.0	0.94
Charge (kN)	74.2	69.1	1.07

Tableau 1 : Comparaison des résultats.

L'évolution du moment en fonction de l'effort  $P$  est représentée à la Figure 1.

Nous remarquons une bonne concordance entre les résultats de la présente étude et l'essai.

Contrairement au calcul, la dernière étape de chargement expérimental s'effectue alors que les aciers sont dans leur phase de raffermissement

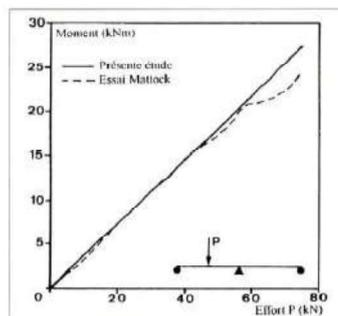


Figure 1 : Evolution du moment en travée en fonction de l'effort  $P$ .

post-palier (l'acier utilisé est élasto-plastique avec palier de raffermissement). Il semblerait que la limite élastique réelle des aciers est inférieure à la valeur prise en compte dans le calcul. De plus, le palier plastique réel des aciers doit être plus faible que celui considéré dans ce calcul.

#### 2.2 Poutre continue en béton armé (essai Dudeck [in 4])

Il s'agit d'une poutre continue sur trois appuis, et qui a fait l'objet d'une étude numérique par Thannon [4]. Elle comporte deux travées égales de 0,84 m de portée chacune. Au milieu de chaque travée, est appliquée une charge  $P/2$  croissante jusqu'à la rupture. La section transversale est rectangulaire de dimension 60 x 80 mm. En ce qui concerne l'allure générale de la courbe charge flèche (Figure 2), nous constatons un bon accord entre l'essai et le calcul. Le modèle théorique tend à s'écarter de la courbe expérimentale en surestimant les déformations après fissuration du béton. Cela est dû vraisemblablement à la méconnaissance des caractéristiques exactes des aciers.

#### 2.3 Portique en béton armé à nœuds déplaçables articulé en pieds (essai Cranston [5]).

Il s'agit d'un essai sur un portique rectangulaire bi-articulé. Il est soumis à deux charges verticales d'intensité égales à  $P/2$  et une charge horizontale  $H$  appliquée en tête d'une colonne. Les

Y. BOUAFIA,  
Docteur d'Etat,  
Chargé de cours  
H. HAMMOU  
Maître Assistant  
Université de Tizi-Ouzou

### RÉSUMÉ

Le calcul à la rupture basé sur les principes de l'analyse limite n'est plus suffisant dans certains types de constructions. En effet, pour traiter les problèmes de sécurité vis à vis de la ruine des structures, il est nécessaire de connaître les déformations, ce que l'analyse limite ne permet pas. Une méthode d'analyse non linéaire des ossatures planes, en béton armé et béton précontraint, est alors développée dans la présente étude. La non linéarité est considérée sous ses deux aspects : mécanique (comportement non linéaire des matériaux) et géométrique (effets du second ordre dus aux déplacements des nœuds).

La structure est discrétisée en éléments finis (éléments barres). Le chargement est appliqué "pas-à-pas" jusqu'à la ruine de la structure. Un logiciel est ainsi élaboré et écrit suivant les normes fortran 77 et implanté sur PC. Ce logiciel se caractérise par une gestion dynamique de la mémoire centrale. Les résultats du calcul sont confrontés à des résultats d'essais sur des structures en béton armé et précontraint testées par ailleurs.

### MOTS CLÉS

structures planes · Béton armé · béton précontraint · béton à hautes performances · calcul non linéaire · ruine · modélisation.

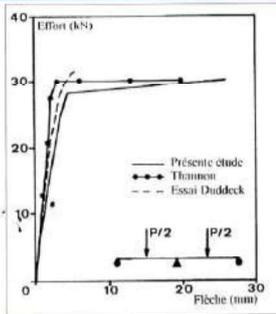


Figure 2 : Evolution de la flèche en travée en fonction de la charge.

deux systèmes P et H sont appliqués en tête d'une manière croissante et maintenus, dans un rapport constant ( $H/P=0.1$ ).

La figure 3 représente l'évolution de la flèche verticale  $\delta$  de la section médiane, en fonction de la charge.

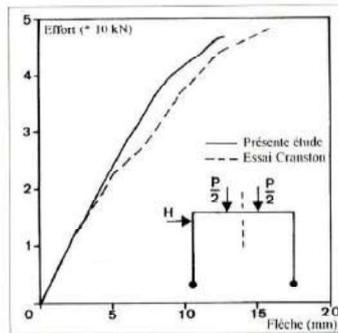


Figure 3 : Evolution de la flèche à mi-travée en fonction de la charge.

### 3. Structures en béton précontraint

#### 3.1 Poutre continue en béton précontraint

La poutre comporte deux travées de 5 m chacune. La section transversale est en double T. Une charge concentrée Q est appliquée au milieu de chaque travée (Figure 4), croissante jusqu'à la rupture.

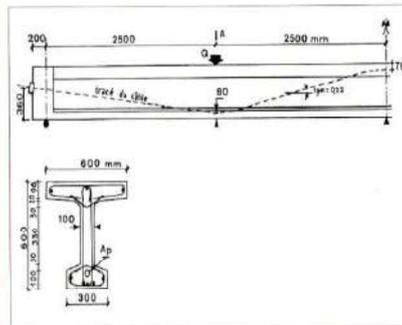


Figure 4: Poutre H22, Trinh [6]

Les armatures passives sont constituées de barres à haute adhérence (diamètre 16 mm). La précontrainte est réalisée à l'aide d'un câble 10 $\Phi$ 7.

La contrainte initiale  $\sigma_0$  aux ancrages est égale à 1142 MPa. Les pertes par frottement le long du câble sont prises en compte dans le calcul. La courbe simulée par le calcul suit correctement la courbe expérimentale (Figure 5).

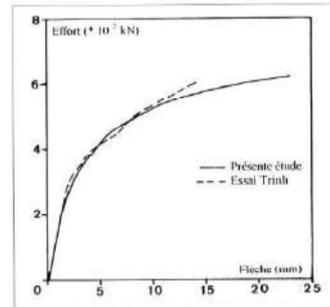


Figure 5: Evolution de la flèche à mi-travée en fonction de la charge.

Cependant, au voisinage de la rupture, le calcul surestime la flèche. Le rapport des charges de rupture est voisin de  $1(Q_{\text{calcul}}/Q_{\text{calcul}} = 0.97)$ .

#### 3.2 Poutre avec porte-à faux en béton précontraint (essai Bouafia [7]).

La poutre comporte une travée sur appuis simple de 3.75 m prolongée par un porte-à-faux de 1.25 m, la longueur totale est de 5.80 m (longueur utile 5,00 m). La section transversale est en double T à âme relativement mince, 90 mm, pour une hauteur de 600 mm et des largeurs de 350 mm pour le hourdis supérieur et 200 mm pour le talon (Figure 6). Elle est sollicitée par deux charges concentrées, l'une (2P) au tiers de la travée, l'autre (P) à l'extrémité du porte à faux.

La précontrainte est réalisée à l'aide d'un câble 6T13. La tension initiale aux ancrages est égale à 552 KN. Les pertes par frottement, le long du câble, sont aussi prises en compte dans le calcul.

Figure 6 : Poutre OH4, Bouafia [7].

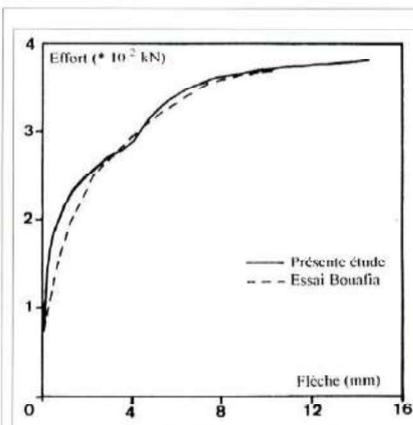
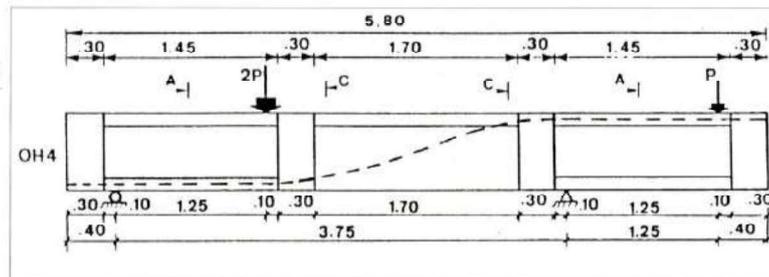


Figure 7: Evolution de la flèche au tiers de la travée en fonction de la charge P.

La confrontation du calcul à l'essai est représentée à la Figure 7.

L'écart observé dans le domaine non-linéaire est dû au fait que la poutre est fortement sollicitée à l'effort tranchant et le calcul tient compte de l'effort tranchant uniquement dans le domaine linéaire. Cet écart est égal à la flèche due à l'effort tranchant dans le domaine post-fissuration. Nous avons alors la relation suivante :

$$U_{\text{totale mesurée}} = U_{\text{flexion}} + U_{\text{effort tranchant}}$$

La flèche due à la flexion est estimée à l'aide de notre logiciel. La flèche due à l'effort tranchant est estimée par la méthode du CEB [8]. Le rapport  $U_{\text{exp}}/U_{\text{calcul}}$  est égal à 1.07 et le rapport  $P_{\text{exp}}/P_{\text{calcul}}$  est égal à 0.96 (il a été constaté lors de l'essai que la rupture à l'effort tranchant est très proche de celle en flexion [7]).

Les éléments de comparaison sont donnés au tableau 2 pour une charge  $P = 195$  KN. Cette dernière correspond au stade I fissuré [13].

$u_{\text{flexion}}$	$u_{\text{I}}$	$u_{\text{tot cal}}$	$u_{\text{tot mes}}$	$u_{\text{exp}}/u_{\text{cal}}$
mm	CEB	CEB		CEB
0.25	0.57	1.09	1.17	1.07

Tableau 2: Comparaison entre les flèches mesurées et calculées.

#### 4. Conclusion

La confrontation essai/ calcul est satisfaisante et ce, pour les cinq exemples traités. La prise en compte du béton tendu situé entre deux fissures successives de flexion permet de mieux apprécier la déformabilité des structures hors du domaine linéaire. Il a été pris en considération :

- Les effets du second ordre dus aux déplacements des noeuds ;
- Les lois de comportement intrinsèque des différents matériaux et ce jusqu'à leur rupture ;
- et enfin, des déformations dues à l'effort tranchant dans le domaine linéaire ■

#### BIBLIOGRAPHIE

- [1] U. Bouafia et H. Hammoum : "Analyse non linéaire des ossatures planes en armé et béton précontraint-Première partie : méthode numérique". Algérie Equipement, à paraître.
- [2] H. Hammoum : "Simulation numérique du comportement non-linéaire des ossatures planes" thèse de magister, Université de Tizi ouzou, Algérie, mars 1998.
- [3] A. Mattock : "Redistribution of design bending moments in reinforced concrete continuous beams". the Institution of Civil Engineer, Vol.13 Session 1958-1959.
- [4] A.Y Thannon, N. Bicanic et D.R.J. "Ultimate load analysis of eccentrically stiffened shell structures". I. A. B. S. E. COLLOQUIUM, 1987.
- [5] W.B Craston, "Tests on reinforced concrete frames. Pinned portal frames. Technical report TRA 392, Cement and Concrete Association, août 1965.
- [6] TRINH, "Essais à l'effort tranchant des poutres continues en béton 1977.
- [7] Y. Bouafia: "Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton à précontrainte extérieur". thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 1991.
- [8] CEB, "Manual on cracking and deformations" Bulletin d'information du CEB, n° 158-E, 1985.