

APPLICATION DE LA MÉTHODE DES COMPOSANTES AUX PIEDS DE POTEAUX

2^e PARTIE : DÉVELOPPEMENT D'UN MODÈLE MÉCANIQUE DE CARACTÉRISATION

par J. P. Jaspart et D. Vandegans

RÉSUMÉ

Cet article décrit la seconde partie de travaux que l'Université de Liège et le CRIF ont récemment consacré à l'étude des pieds de poteaux. Dans un premier article paru dans le dernier numéro de la présente revue, les résultats d'essais de laboratoire ont été discutés et un modèle simple d'évaluation de la résistance des pieds de poteaux à deux ou quatre tiges d'ancrage a été présenté et validé par comparaison aux essais expérimentaux. Dans ce second article, un modèle plus sophistiqué de caractérisation de la réponse non linéaire jusqu'à la ruine est introduit. Son application aux essais de laboratoire permet de mettre en évidence la physique du comportement des pieds de poteaux; la connaissance de cette dernière s'avère indispensable au développement ultérieur d'un modèle simple d'évaluation de la raideur en rotation.

SUMMARY

This paper describes the second part of the research works that the University of Liège and CRIF have recently devoted to the study of column bases. In a first paper published in the last issue of the present journal, the results of laboratory tests have been discussed and a simple model for the evaluation of the resistance of column bases with two or four anchor bolts has been presented and validated through comparisons with the experimental tests. In this second paper, a more sophisticated model for the characterisation of the non linear response till collapse is introduced. Its application to the laboratory tests allows to highlight the behavioural features of column bases; this knowledge is essential for the further development of a simple evaluation model for rotational stiffness.

J. P. Jaspart – Maître de recherches du FNRS,
Département MSM de l'Université de Liège, Liège (B)

D. Vandegans – Ingénieur au CRIF,
Section Construction Métallique, Liège (B)

1. - INTRODUCTION

Le Département MSM de l'Université de Liège et la Section Construction Métallique du CRIF ont développé en commun, durant ces dernières années, des activités fort nombreuses dans le domaine du comportement des assemblages structuraux en construction métallique et en construction mixte acier-béton. Ces études se sont entre autres soldées par la publication récente, en collaboration avec diverses institutions européennes dont le CTICM, de documents de référence à caractère pratique et utilisable, destinés aux concepteurs et aux constructeurs qui visent à mettre à la disposition des praticiens des outils modernes de calcul de structures et d'assemblages en acier, dont l'utilisation peut conduire à des réductions substantielles des coûts de fabrication et de montage sans accroître pour autant les frais d'études.

Plus récemment, les deux institutions liégeoises se sont penchées plus particulièrement sur l'étude du comportement des pieds de poteaux. Ces travaux sont reflétés dans deux articles dont le premier est paru dans le numéro précédent de la revue [5].

En fait, l'ensemble de ces deux articles comprend trois parties :

- Les résultats de douze essais expérimentaux sur pieds de poteaux à deux ou quatre tiges d'ancrage et la discussion de leur comportement.
- La proposition d'un modèle analytique simple permettant d'évaluer la résistance des pieds de poteaux à deux ou quatre tiges.
- Le développement d'un modèle mécanique relativement sophistiqué permettant de suivre l'évolution pas à pas du comportement des pieds de poteaux jusqu'à la ruine grâce à l'étude détaillée de l'évolution des déplacements et des contraintes dans les différentes composantes de l'assemblage. Ce modèle fait l'objet du présent article.

Les deux modèles se réfèrent à la méthode dite « des composantes ». Ce concept a récemment été introduit dans les Eurocodes 3 et 4 « bâtiments » et plus particulièrement dans leur Annexe J relative respectivement au dimensionnement des assemblages métalliques et mixtes acier-béton entre une poutre et un poteau ou entre deux poutres mises bout à bout. Les principes de la méthode des composantes ont été exposés dans le premier article.

Tout comme pour le modèle simple décrit dans le premier article, les modèles mécaniques proposés dans les pages suivantes sont validés au travers de comparaisons avec les résultats expérimentaux.

Il convient d'emblée de préciser que, à l'inverse du modèle analytique présenté dans le premier article, le modèle mécanique est un outil de calcul sophistiqué, itératif, dont l'utilisation ne peut s'envisager que dans un cadre de recherches. Il ne constitue en fait qu'un point de passage dans le processus de développement d'outils de calcul à caractère plus pratique. Mais au-delà de la complexité mathématique, les conclusions intéressantes quant au comportement des pieds de poteaux que l'on peut tirer de son utilisation pour les essais réalisés à Liège justifient à elles seules l'existence du présent article.

Enfin, le lecteur notera que seul l'assemblage « platine-bloc de fondation » est considéré dans cette étude. Les mouvements éventuels du bloc de fondation dans le sol constituent une seconde source de déformabilité à l'extrémité du profilé de poteau; celle-ci doit assurément faire l'objet d'une attention particulière de la part du concepteur.

2. - MODÈLE MÉCANIQUE

2.1. - Fondements du modèle

Lors de la réalisation des essais en laboratoire, un certain nombre d'observations ont été effectuées. Ces dernières, décrites ci-dessous, aident à définir les fondements sur lequel le modèle s'appuie :

- le contact unilatéral entre la platine et le béton est un phénomène complexe qui doit être discrétisé de manière très fine ;
- l'adhérence entre les tiges d'ancrage tendues et le béton qui les entoure est rompue de manière très précoce. En conséquence, il est licite de considérer, dès le départ, que les tiges sont libres de s'allonger sur toute leur longueur, mesurées depuis la naissance de la partie courbe jusqu'à mi-épaisseur de l'écrout, soit environ 250 mm (voir figure 2.4 du premier article) ;
- sous l'action d'une semelle comprimée du poteau, la platine se déforme de manière substantielle (le phénomène est d'ailleurs largement visible à l'œil nu). En conséquence, la pression sous la platine est loin d'être uniforme, même sous compression centrée. La notion de platine rigide équivalente doit donc absolument être conservée dans le modèle ;
- en zone comprimée, la partie débordante de la platine joue un rôle essentiel dans la mesure où elle empêche l'enfoncement de la semelle comprimée du poteau dans le béton. Progressivement, une ligne de plastification se forme sur la largeur du plat; elle nécessite une grande énergie de déformation et il est donc préférable de la modéliser ;
- le profilé métallique subit des plastifications qui provoquent pour certains essais des déformations non négligeables. Pour comparer le modèle mécanique aux courbes moment-rotation telles qu'elles ont été définies dans le premier article, il est donc impératif de prendre ces déformations en compte dans le modèle ;
- la configuration générale de la liaison se modifie durant la mise en charge. En particulier, les zones de contact, et par conséquent le bras de levier des efforts internes, évoluent de manière significative. Par ailleurs, le comportement intrinsèque de chacune des composantes (béton, tiges, platine, profilé, etc.) est fortement non linéaire. Aussi, seul un modèle itératif permet de décrire valablement le comportement des liaisons sur l'ensemble de leur domaine de comportement.

À la lumière de ces diverses constatations, la modélisation représentée à la figure 2.1 est suggérée.

La figure 2.1 permet d'identifier les composantes suivantes :

- ressorts extensionnels (notés 1) modélisant *la déformation du profilé de poteau*. Ces ressorts travaillent aussi bien en traction qu'en compression. La manière dont le profilé est discrétisé est décrite au paragraphe suivant ;
- ressorts extensionnels (notés 2) modélisant *la déformation de l'ensemble « tiges + platine » en traction*. Un seul ressort est utilisé pour modéliser une rangée de tiges. Il travaille uniquement en traction ;
- ressorts extensionnels (notés 3) modélisant *le béton sous la platine*. Ils travaillent uniquement en compression ;
- ressorts flexionnels (notés 4) utilisés pour modéliser *la déformation plastique de la platine sous l'effet de la compression*. On remarquera que ces ressorts ne sont pas activés lorsque la partie débordante de la platine se situe en zone tendue et n'est donc plus en contact avec le béton. Dans ce

cas, la déformabilité de cette dernière est déjà prise en compte dans les ressorts extensionnels modélisant l'ensemble « tiges et platine ».

Les lois qui régissent le comportement de ces composantes sont détaillées dans les paragraphes suivants, ainsi que la manière dont l'« assemblage » des composantes est réalisé ; ce dernier vise à définir les propriétés du pied de poteau en termes de raideur et de résistance.

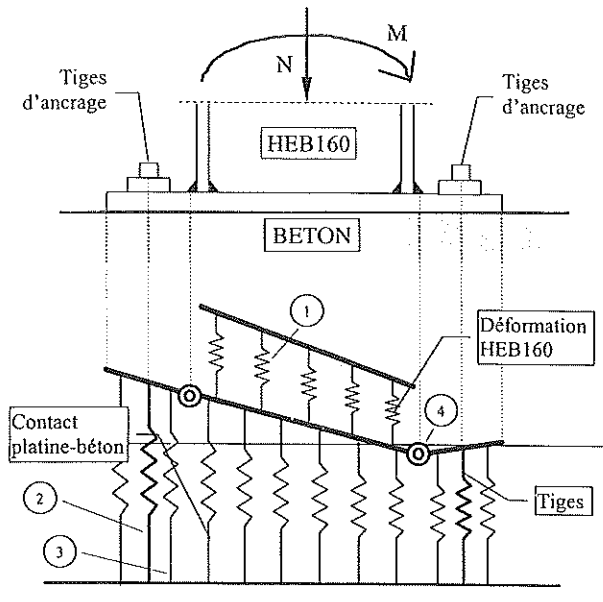


Fig. 2.1 - Modélisation des liaisons de pieds de poteaux

2.2. - Lois de comportement des composantes

2.2.1. - Le béton

Le contact platine-béton est un phénomène particulièrement complexe dans la mesure où la zone de contact varie fortement avec l'excentricité de l'effort de compression ainsi qu'avec la flexibilité de la platine, directement liée à son épaisseur.

Pour éviter de devoir considérer explicitement la flexibilité de platine, le concept de *platine rigide équivalente*, déjà évoqué dans le premier article, est à nouveau utilisé. Toutefois, contrairement au modèle analytique présenté dans l'article précédent, qui n'avait pour but que de calculer la résistance de la liaison, toute la plage de chargement, au cours de laquelle l'excentricité de l'effort normal varie très fortement, est considérée dans ce cas. A cet égard, le choix d'une platine rigide équivalente rectangulaire ne convient pas pour décrire certaines gammes d'excentricité. Une idéalisation de la platine, illustrée à la figure 2.2 et très proche de celle recommandée par l'annexe L de l'Eurocode 3 [1], est dès lors retenue.

Le paramètre « c » est celui calculé par l'équation 3.4 de l'article précédent. Les lignes de plastification sont situées au bord du cordon de soudure, que l'on situe traditionnellement à une distance de $0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a_c$ du profilé, où a_c désigne le rayon de gorge de la soudure entre le profilé, HEB 160 et la platine. La notion de platine équivalente n'est pas étendue au-delà des semelles du profilé de poteau dans la mesure où le comportement des parties débordantes de la platine est explicitement pris en compte par les ressorts notés 4 à la figure 2.1.

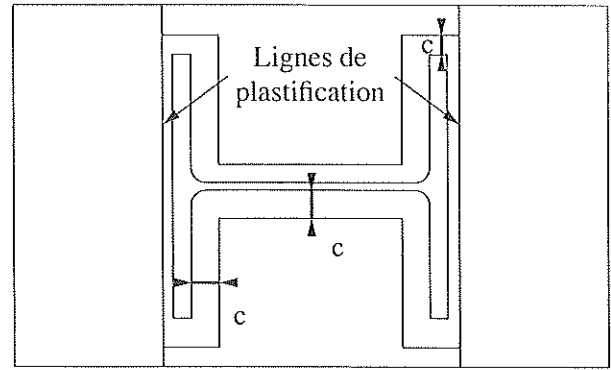


Fig. 2.2 - Définition de la platine rigide équivalente pour le modèle mécanique

La loi de comportement contrainte-déformation σ - ϵ habituellement adoptée pour le béton est une loi de type parabole-rectangle. Dans le cas précis des blocs de fondation, la résistance du béton est particulièrement élevée par rapport à la résistance mesurée sur cube en raison des effets bénéfiques du confinement. Par contre, le module de Young du matériau adopté est bien celui mesuré sur cube. En effet, le confinement n'entre véritablement en jeu que lorsque les déformations atteintes sont importantes. Pour prendre en compte ces différents aspects, une loi du type de celles recommandées pour les bétons à haute résistance est choisie dans la présente étude. Cette loi, illustrée à la figure 2.3, est caractérisée par un comportement quasi linéaire jusqu'à l'atteinte de la résistance ultime.

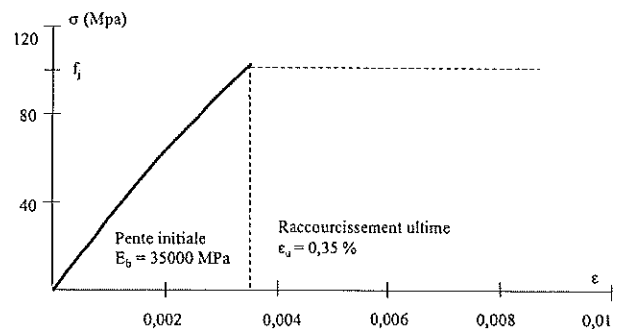


Fig. 2.3 - Loi de comportement σ - ϵ du béton confiné en compression

L'équation 2.1 traduit la loi de comportement représentée à la figure 2.3. Elle a été établie en imposant à la courbe de passer par l'origine, avec une pente égale au module de Young et de passer par le point (ϵ_u, f_j) . f_j a été défini dans le premier article comme la contrainte maximale de calcul.

$$\sigma(\epsilon) = \frac{f_j - E_b \cdot \epsilon_u}{\epsilon_u^2} \cdot \epsilon^2 + E_b \cdot \epsilon \quad (2.1)$$

Le contact béton-platine a été discrétisé avec un nombre fini de ressorts, chacun relatif à une petite partie de la zone de contact. Quelques essais préliminaires ont montré qu'une discrétisation à l'aide d'une centaine de ressorts offre une précision suffisante. Pour établir la loi effort-déplacement $F - \Delta$ d'un ressort, il suffit de considérer les deux relations suivantes :

$$\begin{aligned} F_i &= \sigma \cdot \Omega_i \\ \Delta_i &= \epsilon \cdot h_{blbc} \end{aligned} \quad (2.2)$$

où F_i est l'effort dans le ième ressort, Ω_i la section de béton qu'il représente, Δ_i son allongement et h_{blbc} la hauteur du bloc

de béton. La combinaison des équations (2.1) et (2.2) permet, pour chaque ressort, d'associer un effort à un allongement donné :

$$F_i(\Delta_i) = \Omega_i \cdot \left[\frac{f_j - E_b \cdot \varepsilon_u}{\varepsilon_u^2} \cdot \left(\frac{\Delta_i}{h_{bloc}} \right)^2 + E_b \cdot \left(\frac{\Delta_i}{h_{bloc}} \right) \right] \quad (2.3)$$

L'équation 2.3 repose sur l'hypothèse que la déformation en un point de la surface de contact platine-béton est constante sur toute la profondeur du bloc, ce qui est bien sûr simpliste. Toutefois, pour des dimensions raisonnables du bloc, ce qui est le cas pour nos essais, cette idéalisation donne des résultats analogues à ceux fournis par des modèles plus complexes, tel celui de **Penserini** [2].

2.22. – Les tiges d'ancrage et la platine

Contrairement à la courbe de comportement du béton qui est identique pour chacun des douze essais, celle relative à l'ensemble « tiges tendues et platine » dépendra d'une part de l'épaisseur de la platine et, d'autre part, de la position de la rangée considérée : entre les semelles ou en-dehors des semelles.

Le tableau 2.1 fournit, pour les quatre configurations d'assemblage retenues lors de l'étude expérimentale décrite dans le premier article, les résistances plastiques (F_{pl}) et ultimes (F_u) de l'ensemble tiges-platine situé en zone tendue. Ces résistances sont calculées à l'aide des équations 3.6 à 3.10 du premier article dans lesquelles :

- Résistance plastiques :
 - des valeurs exactes mesurées sont substituées aux valeurs nominales des propriétés mécaniques des matériaux et des caractéristiques géométriques des composantes ;
 - des valeurs unitaires sont conférées aux coefficients partiels de sécurité ;
- Résistance ultime :
 - des valeurs exactes mesurées sont substituées aux valeurs nominales des propriétés mécaniques des matériaux et des caractéristiques géométriques des composantes ;
 - les valeurs des propriétés de résistance plastique des matériaux sont remplacées par les valeurs ultimes ;
 - des valeurs unitaires sont conférées aux coefficients partiels de sécurité.

Dans un certain nombre de cas, les équations 3.6 à 3.10 ont été légèrement modifiées, comme expliqué dans les paragraphes suivants. La valeur de la résistance ultime en traction de la rangée de tiges, $2B_{t,u}$, identique pour les douze essais, est également reportée dans le tableau 2.1. Dans le premier article, il a été clairement précisé que la ruine des tiges en traction n'est pas atteinte par excès de traction dans les tiges mais bien par « déroulement » de la partie courbée de ces dernières pour une valeur égale à $2 \cdot 187$ kN, soit 374 kN. Les valeurs indiquées en gras et italique dans le tableau sont celles supérieures à la résistance en traction des tiges d'ancrage.

TABLEAU 2.1
Résistances des tiges et platine en zone tendue

| | PC2.15 | PC2.30 | PC4.15 | PC4.30 |
|-----------------|------------|-------------|-------------------------------------|--|
| F_{pl} (kN) | 327 | 1306 | 91 | 363 |
| F_u (kN) | 480 | 1922 | 264 (PC4.15.100) 133 (autres) | 447 (PC4.30.100) 534 (autres) |
| $2B_{t,u}$ (kN) | 374 | | | |

Au cours des essais, les tiges s'allongent de manière significative et, en particulier, par rapport à la déformation de la platine. Cette situation fait que les efforts de levier que l'on rencontre généralement dans les assemblages poutre-poteau ou les assemblages de poutres bout-à-bout ne se développent que plus rarement dans le cas des pieds de poteaux. Ce type de comportement a été constaté systématiquement au cours des premières étapes de chargement, c'est-à-dire là où la réponse des pieds de poteaux est approximativement élastique. Pour cette raison, la rigidité initiale de l'ensemble « tiges de boulons en traction et platine en flexion » est évaluée ci-après sur base d'une hypothèse « pas d'efforts de levier ». En ce qui concerne la résistance de l'ensemble tiges-platine en zone tendue, une distinction doit être faite entre les configurations à deux et quatre tiges respectivement.

Dans les configurations à deux tiges, aucun effort de levier ne se développe tout au long du chargement. Une ruine de Mode 2 ne peut apparaître et seuls les schémas de plastification dits « circulaires » sont susceptibles d'alimenter la ruine de Mode 1 (voir la Section 3.13 du premier article).

Un comportement similaire est relevé pour les essais PC4.15.100 et PC4.30.100 à quatre tiges d'ancrage. Pour les autres essais (PC4.15.400 et PC4.30.400 et 1000), l'absence d'efforts de levier se confirme lors de l'atteinte de la résistance plastique de la platine ; mais en raison de la charge axiale importante dans le poteau, les déplacements en zone tendue restent limités et un contact platine-béton finit par apparaître lorsque l'effort de traction augmente au-delà de la résistance plastique de la platine. Les formules 3.6 et 3.7 du premier article s'appliquent donc sans modifications à l'évaluation de la résistance ultime de l'ensemble « tiges-platine » en zone tendue.

Ces considérations justifient les valeurs différentes de résistance adoptées au tableau 2.1 selon les essais.

Ceci étant, la loi effort-déformation caractérisant l'ensemble tiges-platine en zone tendue peut à présent être établie. La première étape consiste à déterminer la raideur élastique des différentes composantes. Selon l'annexe J de l'Eurocode 3 [3] la relation effort-déplacement en régime élastique s'exprime pour chaque composante comme suit :

$$F = E \cdot k \cdot \Delta \quad (2.4a)$$

ou :

$$F = K \cdot \Delta \quad (2.4b)$$

où : k est le coefficient de rigidité de la composante ;

K est la rigidité de la composante.

L'annexe J de l'Eurocode fournit des valeurs des coefficients k pour les tiges en traction et la platine en flexion dans l'hypothèse où se développent des efforts de levier ; dans le cas contraire, et en particulier dans le cas présent des pieds de poteaux, l'expression de la rigidité initiale d'une rangée de tiges peut aisément être établie :

$$K_b = \frac{2 \cdot A_s \cdot E}{L_b} \quad (2.5)$$

où A_s représente la section résistante du fût des tiges, E le module de Young de l'acier et L_b la longueur libre des tiges. La valeur de L_b a été définie dans le premier article.

À la déformabilité de tiges s'ajoute celle due à la flexion de la platine. La rigidité élastique de cette dernière peut être estimée égale à :

$$K_p = \frac{E \cdot I_{eff} \cdot t_p^3}{2 \cdot m^3} \quad \text{pour les configurations à 2 tiges} \quad (2.6a)$$

$$K_p = \frac{E \cdot I_{eff} \cdot t_p^3}{2 \cdot m_x^3} \quad \text{pour les configurations à 4 tiges} \quad (2.6b)$$

où I_{eff} , m_x et m sont définis dans la section 3.13 du premier article ; t_p est l'épaisseur de la plaque et E son module de Young.

L'étape suivante consiste à établir la courbe de comportement non linéaire des tiges, d'une part, et de la platine, d'autre part.

C'est sur base d'essais de traction spécifiques réalisés en laboratoire que le comportement des tiges a été modélisé par la loi illustrée à la figure 2.4.

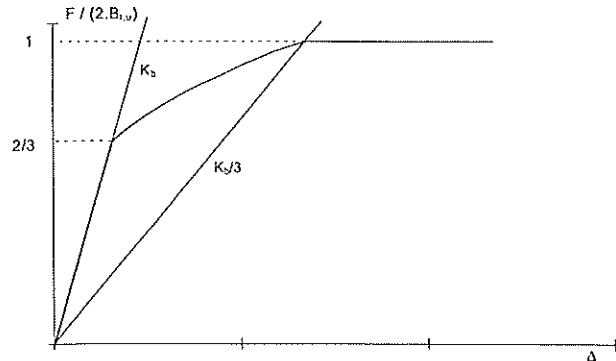


Fig. 2.4 - Loi de comportement des tiges tendues

L'équation de la courbe s'établit comme suit :

$$\begin{cases} F = K_b \cdot \Delta & \text{si } F \leq \frac{2}{3} \cdot 2 B_{t,u} \\ F = K_b \cdot \left(1,5 \cdot \frac{F}{2 B_{t,u}} \right)^{-2,7} \cdot \Delta & \text{si } \frac{2}{3} \cdot 2 B_{t,u} < F < 2 B_{t,u} \end{cases} \quad (2.7)$$

où $2 B_{t,u}$ désigne l'effort ultime transmissible par les tiges et K_b leur raideur élastique, donnée par l'équation 2.5.

Le comportement de la platine fléchie est évaluée à l'aide de la formulation proposée par J. P. Jaspert en [4]. La relation $F-\Delta$ est donnée par l'équation (2.8). Initialement destinée à la modélisation des courbes moment-rotation des assemblages poutre-poteau, cette formulation convient toutefois parfaitement dans le cas présent.

$$F = \frac{(K_p - K_{p,post-lim}) \cdot \Delta}{\left[1 + \left[\frac{(K_p - K_{p,post-lim}) \cdot \Delta}{F_{pl}} \right]^c \right]^{\frac{1}{c}}} + K_{p,post-lim} \cdot \Delta \leq F_u \quad (2.8)$$

où K_p désigne la rigidité initiale (équation 2.6) et $K_{p,post-lim}$ la rigidité post-limite qui, selon [4] :

- s'identifie à une rigidité d'écroutissage dans le cas de configurations à deux tiges; la valeur à adopter est alors égale à $K_p/40$;
- vaut, dans le cas de configurations à quatre tiges, $K_p/20$ en raison des déformations importantes enregistrées dans les parties débordantes de platines consécutivement à leur plastification; ces déformations génèrent des effets membranaires qui ont tendance à accroître la valeur de la rigidité post-limite.

F_{pl} et F_u ont été définis précédemment; leurs valeurs sont reportées au tableau 2.1. Le paramètre c est un facteur de forme dont la valeur est fixée égale à 1,5 sur base de comparaisons avec les données expérimentales. Cette valeur convient également pour la plupart des types courants d'assemblages poutre-poteau en acier [4].

La dernière étape du processus de détermination des propriétés mécaniques de l'ensemble tiges-platine consiste à additionner les courbes « tiges » et « platine » données par les équations 2.7 et 2.8 respectivement. Les figures 2.5 à 2.8 donnent la courbe résultante obtenue pour les quatre configurations d'essais décrites dans le premier article.

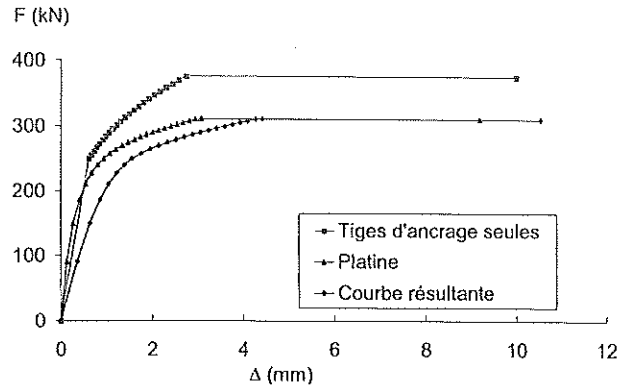


Fig. 2.5 - Loi de comportement « tiges + platine ». Essais PC2.15

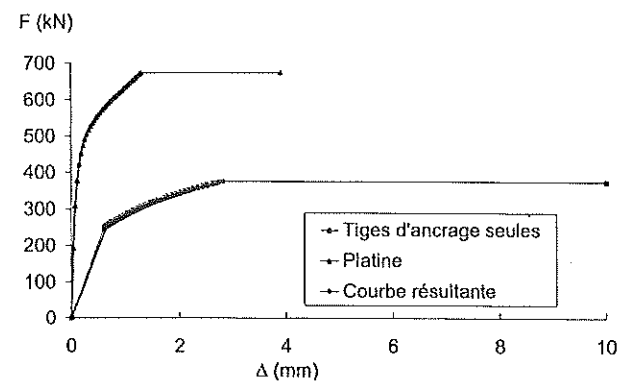


Fig. 2.6 - Loi de comportement « tiges + platine ». Essais PC2.30

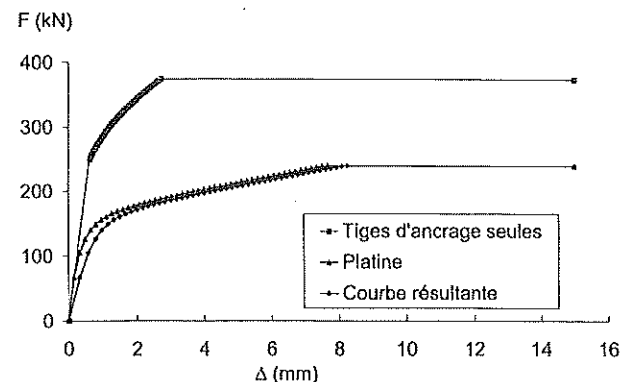


Fig. 2.7 - Loi de comportement « tiges + platine ». Essais PC4.15.100

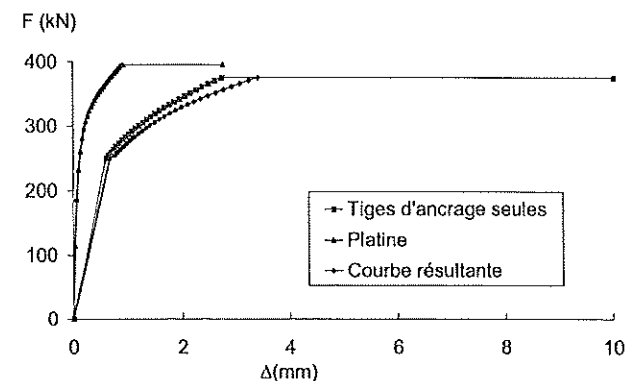


Fig. 2.8 - Loi de comportement « tiges + platine ». Essais PC4.30.100

En plus de la déformabilité « tiges + platine » en zone tendue, la platine est également susceptible de se déformer en zone comprimée. Les essais ont montré que cette déformation est concentrée dans la partie débordante de la platine, le long de la semelle du profilé de poteau et qu'elle peut être assimilée sans problème à une rotule plastique. Aussi, dans le modèle mécanique, cette déformabilité est prise en compte par le biais d'un ressort flexionnel caractérisé par une loi élastique-parfaitement plastique. En zone tendue, la déformabilité de la plaque est déjà prise en compte dans le ressort extensionnel relatif à l'ensemble « tiges + platine » décrit ci-dessus. Le ressort flexionnel est en conséquence considéré comme infiniment rigide en zone de traction. La figure 2.9 représente la loi de comportement finalement adoptée.

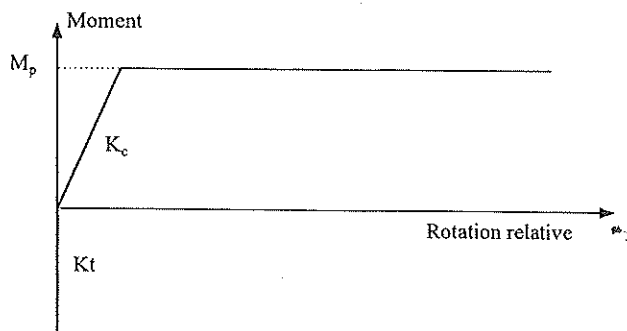


Fig. 2.9 – Loi de comportement du ressort flexionnel

Les caractéristiques du ressort, à savoir M_p et K_c devraient logiquement être estimées de la manière suivante :

$$K_c = \frac{E \cdot b_p \cdot t_p^3}{12} \cdot \frac{1}{t_p} = \frac{E \cdot b_p \cdot t_p^2}{12} \quad (2.9)$$

$$M_p = \frac{b_p \cdot f_{yp} \cdot t_p^2}{4} \quad (2.10)$$

où b_p est la largeur totale de la platine, E son module de Young, f_{yp} sa limite d'élasticité et t_p son épaisseur. Le calcul de la rigidité flexionnelle (2.9) repose sur l'hypothèse que la zone de déformation s'étend sur une longueur égale à l'épaisseur de la platine. Toutefois, il semble que les équations (2.9) et (2.10) surestiment l'énergie de déformation de la platine. En fait, les meilleurs résultats, lors des simulations, ont été obtenus en conférant à K_c et M_p des valeurs nulles, c'est-à-dire les caractéristiques d'une rotule parfaite. C'est cette dernière hypothèse qui a été retenue dans la suite.

2.23. – Le profilé métallique

Au cours de certains essais de laboratoire, le profilé métallique HEB160 utilisé comme poteau a été soumis à de très fortes sollicitations conduisant à une plastification partielle de la section de base. Dans le cas de l'essai PC4.30.1000, une rotule plastique, mêlée d'instabilité dans la semelle comprimée, s'est d'ailleurs complètement formée, entraînant la ruine du profilé.

Afin de prendre en compte ce phénomène, tant au niveau de la résistance que de la déformabilité, le profilé métallique a été discrétisé à l'aide de quelques ressorts qui permettent de suivre l'évolution de la plastification dans la section au fur et à mesure que le moment de flexion croît.

La figure 2.10 illustre la manière dont le profilé a été discrétisé dans le modèle mécanique qui fait l'objet du présent article.

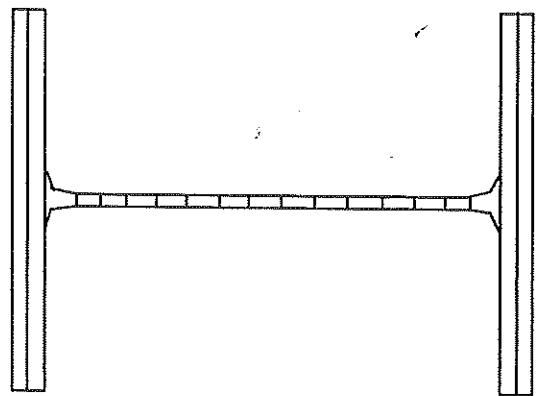


Fig. 2.10 – Discrétisation du profilé métallique pour le modèle mécanique

Chacune des zones du profilé illustrées à la figure 2.10 est modélisée par un ressort dont la raideur et la résistance sont proportionnelles à la section de cette zone. La loi de comportement de l'acier constitutif est élastique-parfaitement plastique. La hauteur de profilé modélisée par les ressorts est prise égale à la distance entre la platine et l'inclinomètre ROT_2 (voir section 2.2 du premier article) et ce, afin de permettre une comparaison directe modèle mécanique-essais. Il subsiste toutefois une petite incohérence dans la mesure où la déformation élastique en rotation de cette partie du poteau a été soustraite des courbes moment-rotation expérimentales (voir section 2.313 du premier article). Cette contribution élastique est cependant tout à fait négligeable, et la validité des comparaisons effectuées ne peut donc être remise en question pour ce motif.

2.3. – Procédure d'assemblage des composantes

Après avoir déterminé les comportements individuels de toutes les composantes, il convient de procéder à leur « assemblage » en s'inspirant du modèle illustré à la figure 2.1. Pour la clarté de l'exposé qui va suivre, les forces et les moments de flexion sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent respectivement vers le haut et dans le sens trigonométrique. La règle vaut également pour tous les déplacements.

Une représentation schématique du modèle est donnée à la figure 2.11.

L'origine des abscisses (x) étant placée au centre du système, le champ de déplacements du modèle peut être exprimé de la manière suivante :

$$\begin{aligned} u(x) &= u + \varphi \cdot x && \text{zone 1} \\ v(x) &= v + \theta \cdot x && \text{zone 2} \\ w_1(x) &= u + \lim_1 \cdot \varphi + (x - \lim_1) \cdot \gamma_1 && \text{zone 3} \\ w_c(x) &= u + \lim_c \cdot \varphi + (x - \lim_c) \cdot \gamma_c && \text{zone 4} \end{aligned} \quad (2.11)$$

où \lim_1 et \lim_c désignent respectivement les abscisses des ressorts flexionnels en zones tendue et comprimée. Les numéros de zones (1 à 4) sont représentés à la figure 2.11.

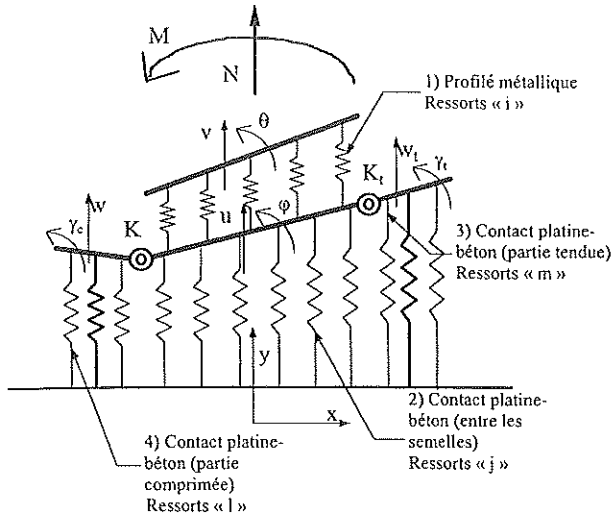


Fig. 2.11 - Modélisation des liaisons de pieds de poteaux

L'équation 2.11 montre que l'état déformé du système est entièrement défini par six paramètres : $u, v, \varphi, \theta, \gamma_c, \gamma_t$. La détermination de la valeur de ces derniers sous des efforts M et N nécessite donc le recours à six équations linéairement indépendantes. Ces équations vont être obtenues en exprimant l'équilibre, en translation et en rotation, des différentes parties du modèle. L'équilibre de la zone 1, à savoir la partie supérieure du modèle représentant le profilé métallique, peut tout d'abord être exprimée. L'équation (2.12) est relative à l'équilibre en translation verticale et l'équation (2.13) à l'équilibre de rotation exprimé autour du point (0,0).

$$N + \sum_i F_i = 0 \quad (2.12)$$

$$M + \sum_i F_i \cdot x_i = 0 \quad (2.13)$$

Dans les deux équations (2.12) et (2.13), les sommes portent sur tous les ressorts de la zone 1, de type «i», représentatifs du profilé sollicité en flexion composée. L'effort dans un ressort peut être calculé à partir des déplacements de la manière suivante :

$$F_i = K_i \cdot (v_i - u_i) = K_i \cdot [(v - u) + x_i \cdot (\theta - \varphi)] \quad (2.14)$$

En injectant l'équation (2.13) dans (2.12) et (2.13), on obtient :

$$N + \sum_i K_i (v - u) + \sum_i K_i \cdot x_i \cdot (\theta - \varphi) = 0 \quad (2.15)$$

$$M + \sum_i K_i \cdot x_i (v - u) + \sum_i K_i \cdot x_i^2 (\theta - \varphi) = 0 \quad (2.16)$$

L'équation (2.17) est relative à l'équilibre de translation de toute la partie inférieure du modèle, à savoir les zones 2 à 4.

$$-\sum_i F_i + \sum_j F_j + \sum_l F_l + \sum_m F_m = 0 \quad (2.17)$$

Les efforts dans les ressorts «j», «l» et «m» (figure 2.11) peuvent être exprimés de la manière suivante :

$$F_j = K_j \cdot u_j = K_j \cdot (u + x_j \cdot \varphi) \quad (2.18)$$

$$F_m = K_m \cdot w_t = K_m \cdot [u + \lim_t \cdot \varphi + (x_m - \lim_t) \cdot \gamma_t] \quad (2.19)$$

$$F_l = K_l \cdot w_c = K_l \cdot [u + \lim_c \cdot \varphi + (x_l - \lim_c) \cdot \gamma_c] \quad (2.20)$$

En injectant les équations (2.18) à (2.20) et (2.14) dans (2.17), on obtient la troisième équation d'équilibre :

$$\begin{aligned} & \left[\sum_i K_i + \sum_j K_j + \sum_l K_l + \sum_m K_m \right] \cdot u - \sum_i K_i \cdot v \\ & + \left[\sum_i K_i \cdot x_i + \sum_j K_j \cdot x_j + \lim_c \cdot \sum_l K_l \right. \\ & + \left. \lim_t \cdot \sum_m K_m \right] \cdot \varphi - \sum_i K_i \cdot x_i \cdot \theta \\ & + \left[\sum_l K_l \cdot x_l - \lim_c \cdot \sum_l K_l \right] \cdot \gamma_c \\ & + \left[\sum_m K_m \cdot x_m - \lim_t \cdot \sum_m K_m \right] \cdot \gamma_t = 0 \end{aligned} \quad (2.21)$$

Les trois dernières équations nécessaires à la résolution du système sont obtenues en exprimant l'équilibre de rotation individuel de chacune des zones 2, 3 et 4. On remarque que les ressorts flexionnels assurent la transmission d'un moment de flexion entre la partie de platine comprise entre les semelles du profilé et les parties débordantes. Ce moment peut être exprimé de la manière suivante :

$$M_c = K_c \cdot (\varphi - \gamma_c) \geq 0 \quad (2.22)$$

$$M_t = K_t \cdot (\gamma_t - \varphi) \geq 0 \quad (2.23)$$

Rappelons que les raideurs K_c et K_t dépendent du sens de flexion de la platine (fig. 2.9).

L'équation 2.24 est relative à l'équilibre de rotation de la partie centrale de la platine :

$$\begin{aligned} & \left[\sum_i K_i \cdot x_i + \sum_j K_j \cdot x_j + \lim_c \cdot \sum_l K_l + \lim_t \cdot \sum_m K_m \right] \cdot u - \sum_i K_i \cdot x_i \cdot v \\ & + \left[\sum_i K_i \cdot x_i^2 + \sum_j K_j \cdot x_j^2 - K_t - K_c + \lim_c^2 \cdot \sum_l K_l \right. \\ & + \left. \lim_t^2 \cdot \sum_m K_m \right] \cdot \varphi - \sum_i K_i \cdot x_i^2 \cdot \theta \\ & + \left[\lim_c \cdot \sum_l K_l \cdot (x_l - \lim_c) + K_c \right] \cdot \gamma_c \\ & + \left[\lim_t \cdot \sum_m K_m \cdot (x_m - \lim_t) + K_t \right] \cdot \gamma_t = 0 \end{aligned} \quad (2.24)$$

Les équations (2.25) et (2.26) expriment l'équilibre de rotation des parties débordantes respectivement tendue et comprimée.

$$\begin{aligned} & \left[\sum_l K_l \cdot (x_l - \lim_c) \right] \cdot u + \left[\sum_l K_l (x_l - \lim_c) \cdot \lim_c + K_c \right] \cdot \varphi \\ & + \left[\sum_l K_l \cdot (x_l - \lim_c)^2 - K_c \right] \cdot \gamma_c = 0 \end{aligned} \quad (2.25)$$

$$\begin{aligned} & \left[\sum_m K_m \cdot (x_m - \lim_t) \right] \cdot u + \left[\sum_m K_m (x_m - \lim_t) \cdot \lim_t - K_t \right] \cdot \varphi \\ & + \left[\sum_m K_m \cdot (x_m - \lim_t)^2 + K_t \right] \cdot \gamma_t = 0 \end{aligned} \quad (2.26)$$

À ce stade, six équations d'équilibre linéairement indépendantes sont disponibles. Elles peuvent être exprimées sous forme d'un système matriciel. Il faut bien remarquer que les raideurs K de chaque ressort sont déduites de courbes de comportement intrinsèques non linéaires. Elles varient donc au fur et à mesure que le système se déforme. En conséquence, la construction de la courbe moment-rotation globale du système ne peut se faire que par une succession d'itérations linéaires.

| | | | | | | | |
|------------|--|--|---|--|---|--|---|
| $\sum K_i$ | $\sum K_i \cdot x_i$ | $-\sum K_i$ | $-\sum K_i \cdot x_i$ | 0 | 0 | $\left. \begin{array}{l} \Delta v \\ \Delta \theta \\ \Delta u \\ \Delta \varphi \\ \Delta \gamma_c \\ \Delta \gamma_t \end{array} \right\} =$ | $\left. \begin{array}{l} -\Delta N \\ -\Delta M \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right\}$ |
| | $\sum K_i \cdot x_i^2$ | $-\sum K_i \cdot x_i$ | $-\sum K_i \cdot x_i^2$ | 0 | 0 | | |
| | $\sum K_i + \sum K_j$ $+ \sum K_m + \sum K_l$ | $\sum K_i \cdot x_i + \sum K_j \cdot x_j$ $+ \lim_i \sum K_m + \lim_c \sum K_l$ | $\sum K_i \cdot x_i$ $-\lim_c \sum K_l$ | $\sum K_m \cdot x_m$ $-\lim_i \sum K_m$ | 0 | | |
| | $\sum K_i \cdot x_i^2 + \sum K_j \cdot x_j^2 - K_i - K_c$ $+ \lim_i^2 \sum K_m + \lim_c^2 \sum K_l$ | $\lim_c \sum K_i \cdot x_i$ $-\lim_i^2 \sum K_i + K_c$ | $\lim_i \sum K_m \cdot x_m$ $-\lim_i^2 \sum K_m + K_i$ | 0 | 0 | | |
| | | | $\sum K_i \cdot (x_i - \lim_c)^2 - K_c$ | 0 | 0 | | |
| | | | | | $\sum K_m \cdot (x_m - \lim_i)^2 - K_l$ | | |

sym.

Équation (2.27)

Dans le contexte précis du système de la figure 2.11, l'écriture des équations incrémentielles est très simple dans la mesure où la position des ressorts ne change pas. Le système matriciel est fourni par l'équation 2.27. Il est le reflet exact des six équations d'équilibres dans lesquelles les six déplacements $u, v, \varphi, \theta, \gamma_t, \gamma_c$ et les efforts extérieurs appliqués M et N sont remplacés par leurs incréments.

Les ressorts relatifs aux tiges d'ancrage appartiennent soit à la zone 2, dans le cas des configurations à deux tiges (placées entre les semelles du profilé) - indice «j» -, soit aux zones 3 et 4 dans le cas des configurations à quatre tiges (parties débordantes) - indices «m» et «l» -.

La construction de la courbe moment-rotation globale du pied de poteau est fondée sur la procédure suivante :

- Soit un état déformé du système, en équilibre, correspondant aux efforts appliqués M_i et N_i . À ces efforts sont associés les déplacements $u_i, v_i, \varphi_i, \theta_i, \gamma_{ti}, \gamma_{ci}$. Au début du processus, il est clair que toutes ces quantités sont nulles.
- La déformation du système étant connue, on peut déduire la déformation individuelle de chaque ressort. À partir de cette déformation, on calcule alors la raideur tangente du ressort concerné à partir de la loi $F-\Delta$ de ce dernier (équations 2.3, 2.7 et 2.8). Ainsi, si le déplacement Δ du ressort est compris dans l'intervalle $[\Delta_j, \Delta_{j+1}]$, la raideur du ressort se déduit de l'expression suivante :

$$K_j(\Delta) = \frac{F(\Delta_{j+1}) - F(\Delta_j)}{\Delta_{j+1} - \Delta_j} \quad (2.28)$$

Pour la première itération de la résolution, ne disposant encore d'aucune information sur le comportement du système, on suppose a priori que tous les ressorts sont activés et on leur confère comme raideur, leur rigidité élastique.

- On applique à la configuration un accroissement d'efforts, soit $\Delta N_{i+1}, \Delta M_{i+1}$. À partir des raideurs tangentes calculées ci-dessus, on résout l'équation 2.27 pour obtenir les accroissements des dix déplacements, $\Delta u_{i+1}, \Delta v_{i+1}, \Delta \varphi_{i+1}, \Delta \theta_{i+1}, \Delta \gamma_{ti+1}, \Delta \gamma_{ci+1}$, que l'on additionne aux valeurs déjà calculées.
 - Pour ce nouvel état déformé du système, on calcule alors les forces agissant réellement dans les différents ressorts. Compte tenu de la linéarisation des équations d'équilibre, la résultante de ces forces n'équilibrent pas parfaitement le moment et l'effort normal appliqués. La différence entre les deux types de grandeurs portent le nom générique de «forces hors équilibre».
 - Pour compenser cette imprécision, on résout de nouveau le système 2.27 en substituant respectivement à ΔN_{i+1} et ΔM_{i+1} les valeurs de l'effort normal hors équilibre et du moment hors équilibre. On obtient de nouveaux accroissements des six déplacements que l'on cumule aux valeurs précédentes et on recommence le processus jusqu'à ce que les forces hors équilibre soient suffisamment faibles que pour être négligées. À ce moment, on connaît alors l'état déformé du système sous les efforts $N_i + \Delta N_{i+1}$ et $M_i + \Delta M_{i+1}$.
 - On impose un nouvel accroissement des deux efforts N et M et on recommence le processus décrit ci-dessus jusqu'à la ruine du système. Celle-ci est considérée atteinte lorsque :
 - le système 2.27 est singulier, ce qui ne survient que lorsque tous les ressorts de la zone 1 ou tous les ressorts des zones 2 à 4 ont épuisé leur résistance;
 - le système diverge ou demande trop d'itérations pour converger, signifiant ainsi qu'un nombre important de ressorts ont épuisé leur résistance ultime et que l'équilibre est pratiquement impossible à satisfaire;
 - les déplacements observés deviennent trop importants, sortant ainsi du domaine de validité du modèle.
- Dans les cas traités, l'atteinte de la ruine de la liaison est toujours due à une des deux premières raisons ce qui, physique-

ment, signifie que la totalité du béton s'écrase plastiquement, ou que les tiges d'ancrage se rompent en traction, ou encore que le profilé métallique plastifie dans son entièreté (essai PC4.30.1000).

Les pages qui suivent présentent les comparaisons entre le modèle théorique décrit ci-dessus et les résultats expérimentaux présentés dans le premier article.

2.4. - Comparaison modèle-essais

Les courbes présentées aux figures 2.12 à 2.23 sont les courbes moment-rotation de l'assemblage. Elles montrent donc la variation du moment M en fonction de la rotation θ ; celle-ci est mesurée à la base du profilé métallique et prend donc en compte les phénomènes de plastification susceptibles de se développer dans ce dernier.

L'examen des figures 2.12 à 2.14, relatives aux trois essais PC2.15 (deux tiges - platine de 15 mm), révèle un excellent accord entre modèle mécanique et essais. La rigidité initiale de la courbe moment-rotation est très fidèlement prédite par le modèle et la plastification progressive de la liaison est parfaitement cernée par la théorie. Par contre, l'accord est moins satisfaisant pour la résistance ultime mais reste tout à fait acceptable (5 à 10 % d'écart maximum). Cela peut s'expliquer par la grande complexité du comportement à la ruine des différentes composantes de la liaison :

- le béton est un matériau dont les propriétés mécaniques peuvent varier fortement selon la qualité du compactage. De plus, la ruine du béton à l'écrasement sous des actions localisées est un phénomène complexe à modéliser;
- l'ancrage des tiges dans le béton est aléatoire. En effet, contrairement à l'attente, le scellement des tiges dans le béton n'était pas suffisant pour empêcher un déroulement des tiges, et par conséquent un mouvement relatif entre ces dernières et le béton. Heureusement, ces mouvements ne se produisent que pour des efforts très élevés, en fin d'essai, altérant ainsi uniquement la charge ultime;
- les déplacements en fin d'essai deviennent importants, entraînant des changements de géométrie qui ne sont pas correctement pris en compte dans le modèle mécanique.

Malgré cela, si l'on considère les courbes dans leur ensemble, l'accord général peut être jugé très satisfaisant entre le modèle mécanique et les essais.

Une conclusion analogue pourrait être tirée de l'examen des figures 2.15 à 2.17 relatives aux essais PC2.30, si l'on ne considérait pas l'essai PC2.30.100 (fig. 2.15). Pour ce dernier, des investigations plus approfondies ont toutefois permis de montrer que le seul moyen d'obtenir une meilleure corrélation serait de diminuer la rigidité du bloc de béton soumis à compression et ce, sans modifier sa résistance ultime. En d'autres termes, le manque de rigidité du béton en compression semble pouvoir justifier seul le degré de corrélation médiocre révélé à la figure 2.15. Mais en fait, il faut se rappeler que c'est ce phénomène précis qui a été constaté lors de la réalisation de l'essai PC2.30.100 en laboratoire: (voir section 2.32 du premier article). La raison du manque apparent de précision du modèle pour l'essai PC2.30.100 semble donc être décelée.

Les figures 2.18 à 2.20 sont relatives aux essais PC4.15. La précision du modèle apparaît à nouveau comme très satisfaisante.

Enfin, les figures 2.21 à 2.23 couvrent les essais PC4.30. Si l'essai PC4.30.400 (fig. 2.22) donne d'excellents résultats, l'essai PC4.30.100 (fig. 2.21) semble par contre souffrir du même problème que l'essai PC2.30.100, à savoir une rigidité trop faible due à une moins bonne qualité du béton. Enfin, le

comportement de l'essai PC4.30.1000 semble bien prédit par le modèle mécanique (fig. 2.23) lorsque le moment est inférieur à la moitié du moment ultime. Au-delà, un voilement progressif de la semelle comprimée du profilé métallique HEB160 se manifeste; ce phénomène n'est pas encore couvert, à l'heure actuelle, par le modèle mécanique, ce qui explique la déformabilité supplémentaire observée pendant l'essai.

En conclusion, l'accord entre le modèle mécanique et les essais peut être jugé comme satisfaisant, voire bon. Certes, quelques écarts sont observés pour quelques essais. Ceux-ci sont toutefois explicables et ne nuisent pas à la validité d'ensemble des règles exposées tout au long du présent article. Il ne faut pas oublier que celles-ci ont été établies de manière rigoureuse, sans un seul paramètre empirique, et sont identiques pour les douze essais traités. Un accord parfait aurait probablement pu être obtenu pour les douze cas en modifiant tel ou tel paramètre, suivant la configuration traitée. Mais une approche sans concession a été préférée, quitte à devoir observer quelques désaccords, quoique mineurs, entre théorie et essais.

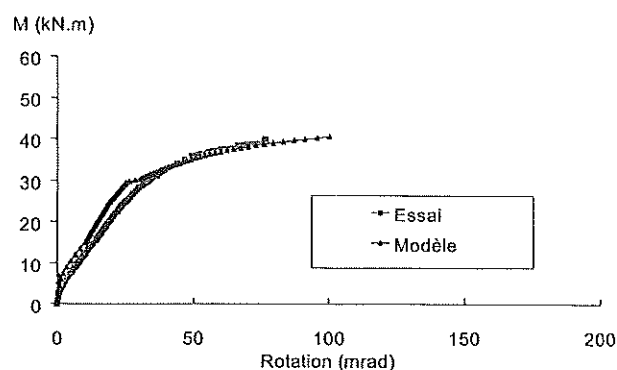


Fig. 2.12 - Comparaison entre essai et modèle mécanique. Essai PC2.15.100

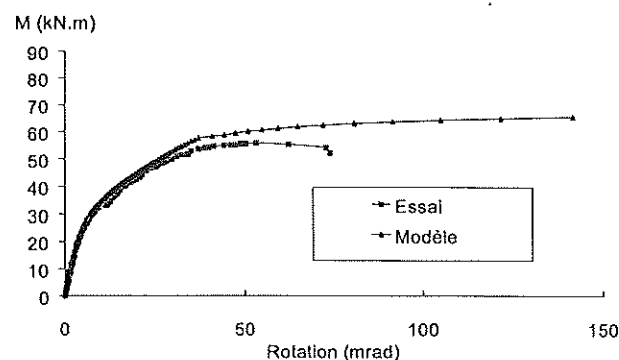


Fig. 2.13 - Comparaison entre essai et modèle mécanique. Essai PC2.15.600

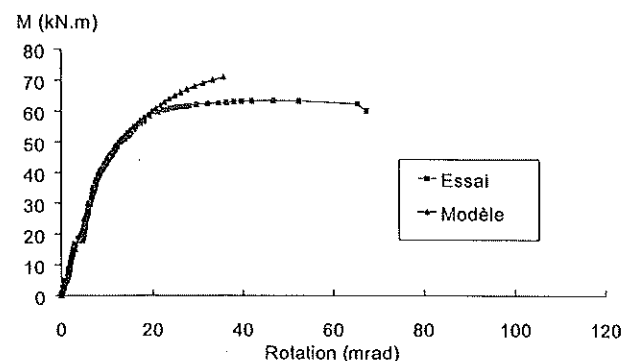


Fig. 2.14 - Comparaison entre essai et modèle mécanique. Essai PC2.15.1000

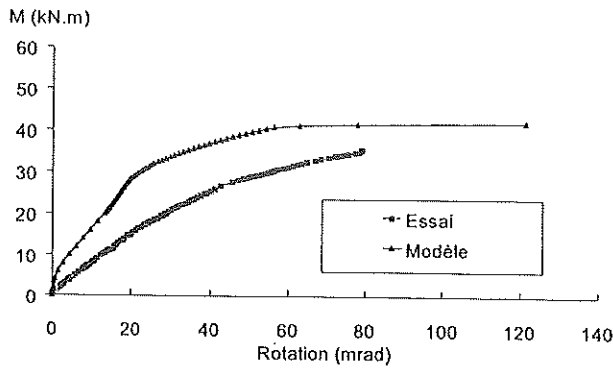


Fig. 2.15 - Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC2.30.100

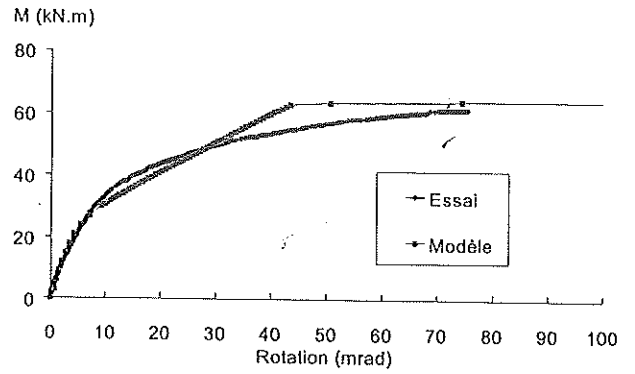


Fig. 2.18 - Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC4.15.100

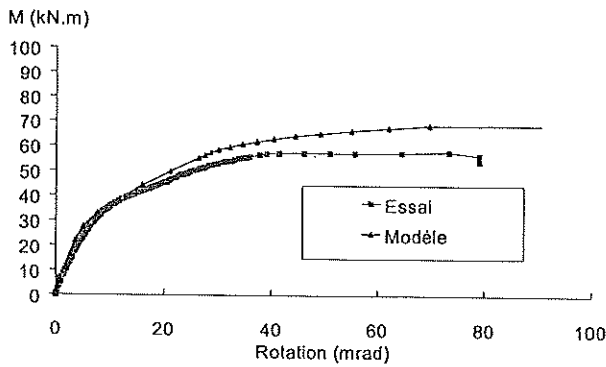


Fig. 2.16 - Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC2.30.600

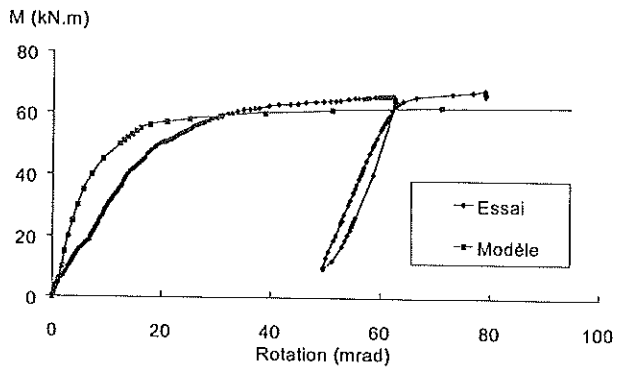


Fig. 2.19 - Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC4.15.400

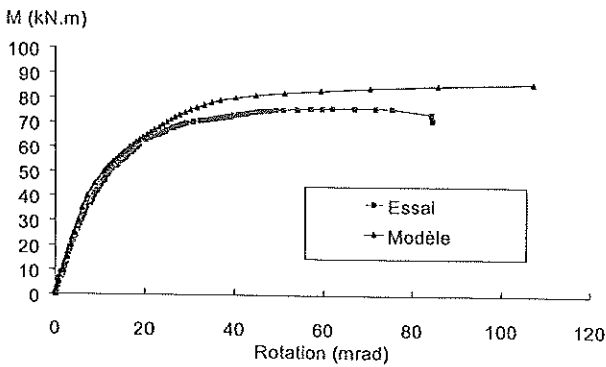


Fig. 2.17 - Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC2.30.1000

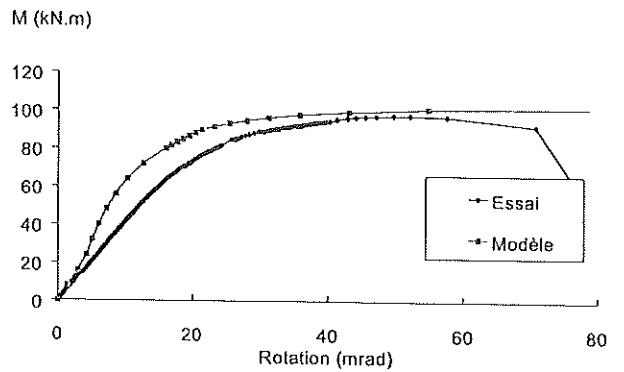


Fig. 2.20 - Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC4.15.1000

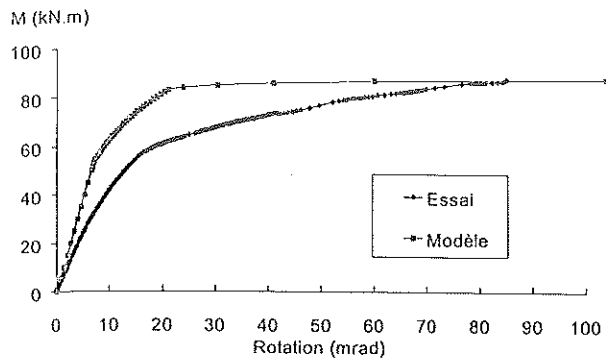


Fig. 2.21 – Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC4.30.100

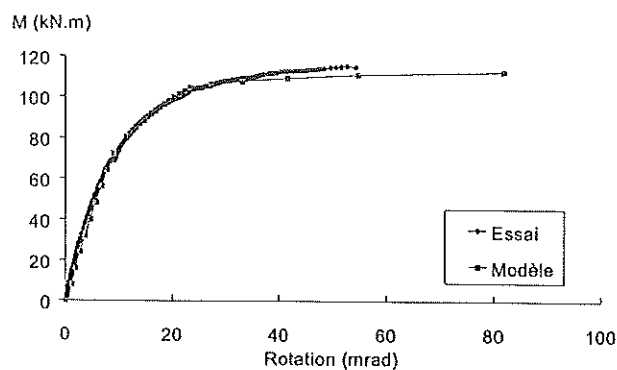


Fig. 2.22 – Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC4.30.400

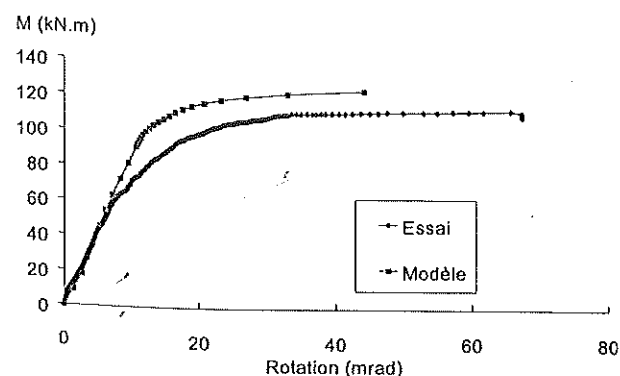


Fig. 2.23 – Comparaison entre essai et modèle mécanique.
Essai PC4.30.1000

3. – PERSPECTIVES ET CONCLUSIONS

Douze essais expérimentaux de pieds de poteaux ont été réalisés à Liège dans le cadre du projet européen COST C1. Dans les configurations d'assemblage retenues, les platines soudées à l'extrémité des poteaux sont connectées au bloc de fondation en béton par l'intermédiaire de deux ou quatre tiges d'ancrage. Ces essais ont été décrits dans un premier article publié dans le numéro précédent de la revue.

Dans ce même article était présenté un modèle analytique simple de prédiction des résistances de calcul et ultimes des pieds de poteaux à deux ou quatre tiges, dont la validité était démontrée à travers de comparaisons avec des résultats expérimentaux.

Ce modèle simple apparaît comme une application de la méthode dite des composantes, recommandée dans l'Annexe J de l'Eurocode 3 pour les assemblages poutre-poteau et les assemblages de poutres bout-à-bout, au cas particulier des pieds de poteaux.

La modélisation des assemblages réclame également l'étude des problèmes d'évaluation de la rigidité et, de ce point de vue, le développement d'outils simples à caractère pratique ne semble pouvoir s'envisager sur base des connaissances disponibles à l'heure actuelle.

Ceci explique l'intérêt porté dans le présent article à la mise au point d'un modèle mécanique, conforme à l'esprit de la méthode des composantes. Ce modèle sophistiqué, à finalité purement scientifique, permet, au travers d'un processus itératif, de prédire l'ensemble du comportement de la liaison jusqu'à la ruine.

Cet outil, dont la précision est mise en évidence dans l'article, permet une compréhension profonde du comportement des pieds de poteaux et de leurs composantes, mais également des modes de ruine et des interactions entre composantes.

Au travers de l'utilisation de ce modèle, le développement d'un outil de calcul simple mais néanmoins fiable de prédiction de la réponse complète des assemblages en pieds de poteaux devrait logiquement pouvoir s'envisager. C'est en fait le but que poursuivent le CRIF et le Département MSM de l'Université qui collaborent actuellement à un projet de deux ans, financé par le CRIF, dans le cadre duquel des essais complémentaires de pieds de poteaux à deux tiges d'ancrage ont été réalisés il y a peu.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Eurocode 3. – Calcul des structures en acier. Partie 1.1. : Règles générales et règles pour les bâtiments. Prénorme européenne – ENV 1993-1-1, Février 1992.
- [2] Penserini P. et Colson A. – Caractérisation des liaisons structure métallique-fondation. Construction Métallique, n° 2-1992, pp. 43-52.
- [3] Annexe J révisée de l'Eurocode 3, Joints in Building Frames. Document CEN/TC 250/SC3-N-419 E, Brussels, June 1994.
- [4] Jaspert J. P. – Étude de la semi-rigidité des nœuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. Thèse de doctorat, Département MSM, Université de Liège, 1991.
- [5] Jaspert J. P. et Vandegans D. – Application de la méthode des composantes aux pieds de poteaux. Première partie : expérimentation et développement d'un modèle de calcul de résistance. Construction Métallique, n° 2-1997, pp. 3-17.