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

Band: 12 (1984)

Artikel: Structures à barres et modélisation du comportement des assemblages

Autor: Colson, André / Galea, Yvan / Pilvin, Philippe

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-12182

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: 22.01.2026

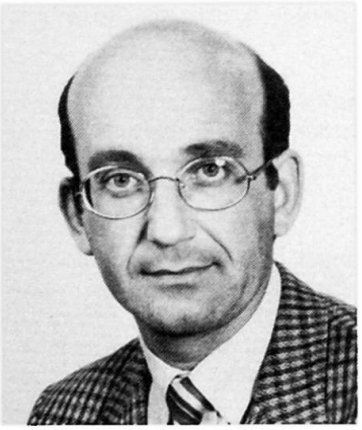
ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Structures à barres et modélisation du comportement des assemblages

Modellierung des Verhaltens von Verbindungen in Stabtragwerken

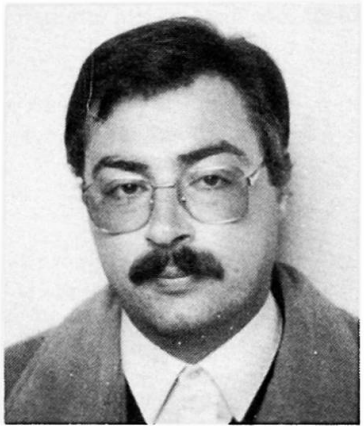
Modelling of the Behaviour of Joints in Structures

André COLSON
Agrégé de Mécanique
Lab. Méc. et Technol.
Cachan, France



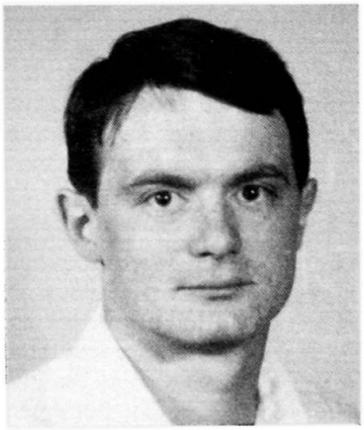
André Colson, 38 ans, enseigne la construction métallique à l'Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technique depuis 1972 et anime une équipe de recherche sur les assemblages depuis 1977. Il est actuellement Directeur du Département Génie Civil de l'ENSET.

Yvan GALEA
Ingénieur ENSAM
CTICM
Puteaux, France



Yvan Galea, 32 ans, est ingénieur au Département Etudes du CTICM depuis 1975. Chef du service "Etudes et Assistance Construction Métallique", il étudie principalement les problèmes de stabilité et de comportement non linéaire des structures.

Philippe PILVIN
Agrégé de Génie Civil
Lab. Méc. et Technol.
Cachan, France



Philippe Pilvin, 26 ans, obtient son agrégation en 1980. Il commence immédiatement une carrière de chercheur au Laboratoire de Mécanique et Technologie.

RESUME

Les codes actuels de calcul des structures postulent l'existence de liaisons parfaites entre les barres. De nombreuses observations expérimentales montrent que cette hypothèse n'est pas réaliste et qu'en fait toutes les liaisons ont un comportement dissipatif non linéaire qui pourrait être mis à profit dans un grand nombre de situations. L'assemblage est modélisé par un macro-élément, doté d'une loi de comportement spécifique, qui est introduit dans un code d'analyse en élasto-plasticité au second ordre géométrique. Des résultats, généralement favorables, sont donnés pour des structures types.

ZUSAMMENFASSUNG

Die heutigen Bemessungsrichtlinien für Stahlbauten setzen das Vorhandensein vollkommener Verbindungen zwischen den Zugstäben voraus. Viele experimentelle Beobachtungen zeigen, dass alle Verbindungen ein dissipatives nicht lineares Verhalten haben, das in zahlreichen Situationen ausgenützt werden könnte. Die Verbindung wird durch ein Makro-Element ersetzt, das ein spezifisches Verhalten hat. Dieses Makro-Element wird einem Computerprogramm für strukturelle Analyse eingegeben, das die geometrischen Effekte zweiter Ordnung und das elastisch-plastische Verhalten des Materials berücksichtigt. Die Ergebnisse werden für typische Strukturen gezeigt und sind im allgemeinen positiv.

SUMMARY

Structural analysis programs, used today, assume a perfect linear behaviour of the connections between the steel elements. A lot of experimental results show that this assumption is wrong. Furthermore, all the connections have a non-linear dissipative behaviour which could be used profitably in many cases. The connection is modelized by a "macro-élément", provided with a specific constitutive equation, which is introduced into a structural analysis computer program which takes into account geometrical second order effects and the material elasto-plastic behaviour. Results are given for typical structure and they are generally positive.

1 – NECESSITE D'UNE ANALYSE REALISTE DU COMPORTEMENT DES LIAISONS

1.1. Modèles habituels de comportement de liaisons

La description topologique d'une structure suppose chronologiquement la connaissance des éléments qui la composent – barres, plaques, coques – et la connaissance de la nature des liaisons entre ces éléments pour préciser les conditions aux limites propres à chacun d'eux. Les modèles habituels de liaisons en mécanique des structures à barres sont :

- l'articulation,
- l'encastrement,
- l'appui élastique.

Cette modélisation par des liaisons parfaites (non dissipatrices d'énergie) est en fait très éloignée de la réalité car les liaisons apparentées à des articulations sont capables d'une rigidité parfois non négligeable tandis que les liaisons apparentées à des encastrements sont susceptibles d'une relative déformabilité. On peut s'étonner d'ailleurs de cette extrême simplification, due à une lacune dans les travaux de recherche, comparativement aux progrès qui ont été réalisés dans le domaine de la connaissance du comportement des matériaux d'une part et dans le domaine du calcul des structures d'autre part.

Dans la conception et le calcul d'une ossature, l'attention de l'ingénieur, au niveau des assemblages, se porte surtout sur les problèmes de dimensionnement des éléments (boulons, soudures, platines) au détriment de l'estimation du comportement global de la liaison.

1.2. Intérêt d'une modélisation « inductive »

La prise en compte d'un comportement global réaliste des liaisons permet d'avoir une meilleure image du comportement effectif d'une structure et notamment la distribution précise des sollicitations. Ceci peut conduire alors à une optimisation interactive lors du choix des barres et des liaisons. L'extrême complexité géométrique d'une zone d'assemblage induit des discontinuités qui ne permettent pas d'utiliser au niveau local les hypothèses classiques de la résistance des matériaux. Les imperfections de fabrication et de montage (contraintes résiduelles, défauts de planéité) contribuent à un comportement complexe de la liaison [4]. Ainsi les discontinuités et les imperfections ne peuvent pas être modélisées une par une selon une méthode déductive qui permettrait par une juxtaposition de comportements élémentaires de remonter à un comportement d'ensemble. Nous proposons à l'inverse une modélisation inductive où l'on considère la zone d'assemblage comme une « boîte noire » gouvernée par une loi entrée-sortie en termes de contraintes et déplacements généralisés qui prend en compte globalement et simultanément l'ensemble des phénomènes qui interviennent dans la liaison.

2 – MODELE INDUCTIF PROPOSE

2.1. Définition du macro-élément assemblage

La « boîte noire » (ou macro-élément assemblage) est située à l'extrémité de l'élément considéré en lieu et place de la zone d'assemblage. Physiquement les dimensions géométriques (figures 1 et 2), sans importance pour le calcul final, sont :

- transversalement équivalentes aux largeur et hauteur de la barre,
- longitudinalement équivalente à la demi-hauteur de la poutre. Cette valeur correspond à la longueur de l'assemblage proprement dit et une toute petite partie de la barre dans laquelle des perturbations importantes dans la distribution des contraintes sont apportées par les éléments d'assemblage. On notera que dans l'utilisation ultérieure cette dimension sera négligeable devant la longueur de la barre.

Les variables retenues pour la modélisation sont celles de la mécanique des milieux curvilignes :

– $[S] = \begin{bmatrix} N_i \\ \hline M_j \end{bmatrix}$

$i, j = 1, 2, 3$; N_i et M_j contraintes généralisées (composantes des éléments de réduction des efforts intérieurs) à l'extrémité de la barre.

– $[\tilde{D}] = \begin{bmatrix} U_i \\ \hline \Omega_j \end{bmatrix}$

U_i (translations) et Ω_j (rotations) déplacements associés (figure 3) de la section extrémité de l'assemblage par rapport à la section origine.

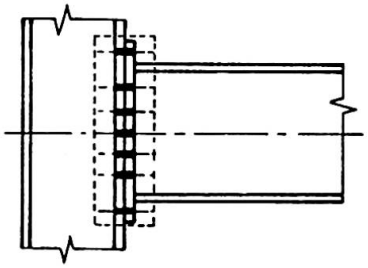


Fig. 1 : Assemblage réel

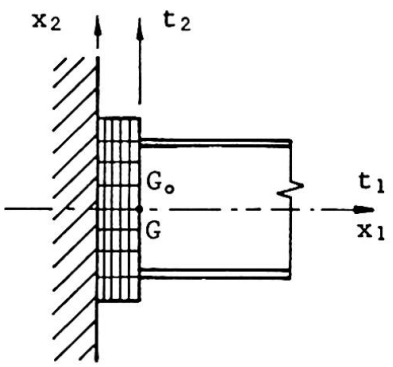


Fig. 2 : Macro-élément équivalent Configuration de référence

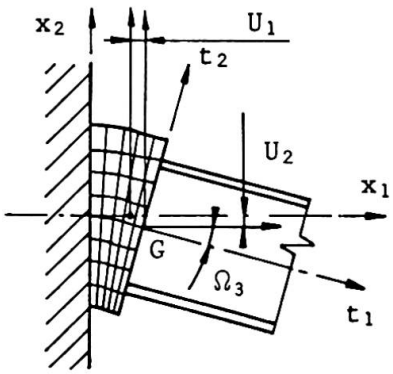


Fig. 3 : Macro-élément en configuration déformée

2.2. Aspects phénoménologiques du comportement

De très nombreux essais ont été réalisés [9] [7], en vue des études de dimensionnement signalés précédemment, que nous interprétons dans le cadre des paramètres et des variables définies pour le macro-élément assemblage. Un résultat type exprimé en loi force-déplacement pour un dispositif expérimental courant est représenté à la figure 4. L'interprétation [4] en terme de contraintes généralisées et déplacements associés est la suivante :

– le comportement est non-linéaire (anélastique) dès le début du chargement,

– la restauration de la rigidité initiale tangente apparaît à chaque inversion du sens de chargement,

– au voisignage de la charge maximale l'évolution du déplacement associé est asymptotique.

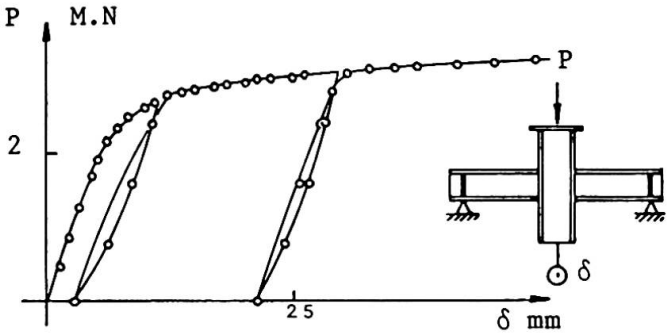


Fig. 4 : Comportement expérimental type.

2.3. Expression du modèle proposé

Dans sa forme générale [10] la formulation incrémentale du modèle fait intervenir une matrice [G] (6 x 6) dont les coefficients sont variables en fonction du niveau du chargement :

$$d\,[\tilde{D}] = [G]\,d\,[S] \qquad (1)$$

Nous utiliserons ici l'expression intégrée de cette loi dans le cas bidimensionnel effort normal-moment fléchissant :

$$U = \frac{N}{K_n}\left(1 + A_n \frac{n}{1-n}\right) \quad \text{avec} \quad n = \frac{N}{N_u}\ ; \qquad (2)$$

$$\Omega = \frac{M}{K_m}\left(1 + A_m \frac{m}{1-m}\right) \quad \text{avec} \quad m = \frac{M}{M_u}\ ; \qquad (3)$$

N_u et M_u sont les sollicitations ultimes d'effort normal et de moment fléchissant (asymptote ou « ouverstress » au sens de [5]).

K_n et K_m sont les raideurs initiales tangentes de l'assemblage pour ces mêmes sollicitations.
A_n et A_m sont les coefficients, constants, qui génèrent la non-linéarité.

3 – PROGRAMME D'ANALYSE NON LINEAIRE

3.1. Principe de l'analyse

Le programme PEP (Programme en Elasto-Plasticité) est un programme d'analyse statique non linéaire en élasto-plasticité des structures planes à barres [6]. Deux effets du second ordre peuvent être pris en compte : l'influence du changement de géométrie de la structure et la perte de rigidité flexionnelle des barres fortement sollicitées axialement. Le programme, basé sur la méthode des déplacements, utilise pour la description du comportement une méthode pas à pas où la matrice de rigidité de la structure est réactualisée en fonction des états de charge, de déplacement, de plastification et de déformation des liaisons. Des analyses simples peuvent être obtenues à moindre coût, sous certaines hypothèses restrictives, mais dans sa forme la plus vaste l'analyse permet de suivre complètement la déformation de la structure jusqu'à la ruine qui peut apparaître [3] :

– soit par formation d'un mécanisme à un degré de liberté dans la structure,

– soit par une perte excessive de rigidité due à un flambement d'élément ou une instabilité globale.

3.2. Expression de la matrice de rigidité tangente [2]

La matrice de rigidité tangente R_T est telle que :

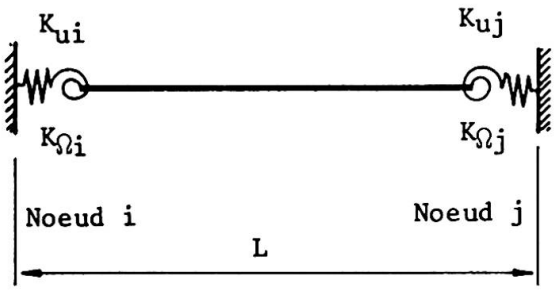
$$[\Delta P] = [R_T]\,[\Delta D] \qquad (4)$$

où $[\Delta P]$ est l'incrément du vecteur charges extérieures et $[\Delta D]$ l'incrément du vecteur déplacement des nœuds. La précision est obtenue en imposant un nombre minimum de pas de calcul. Le macro-élément assemblage est schématisé par deux ressorts à raideur variable en fonction du chargement (figure 5) :

– ressort axial $K_U = dN/dU$

– ressort spiral $K_\Omega = dM/d\Omega$

Les rigidités K_U et K_Ω sont obtenues par inversion des relations (2) et (3) sous forme incrémentale.



L : longueur de la barre entre points d'épure

I, A : moment quadratique et section de la barre

N : effort normal de compression (< 0)

θ : rotation globale de la barre

Figure 5 : Discrétisation de la barre et des assemblages aux extrémités.

Pour la barre schématisée à la figure 5 la matrice de rigidité tangente $[R_T]$ est donnée ci-dessous :

$$[R_T] = \begin{bmatrix} R_1 & R_1\theta & 0 & -R_1 & -R_1\theta & 0 \\ & R_2 + R_1\theta_2 + \frac{N}{L} & R_4 & -R_1\theta & -(R_2 + R_1\theta_2 + \frac{N}{L}) & -R_4 + LR_2 \\ & & R_3 & 0 & -R_4 & -R_3 + LR_4 \\ \text{(sym)} & & & R_1 & R_1\theta & 0 \\ & & & & R_2 + R_1\theta_2 + \frac{N}{L} & R_4 - LR_2 \\ & & & & & R_3 - 2LR_4 + R_2L^2 \end{bmatrix}$$

avec $R_1 = EA/\gamma L$; $R_2 = (k + \lambda k)\,[2 + (k - \lambda k)\,(1/K_{\Omega i} + 1/K_{\Omega j})]\,/\,\alpha\beta L^2$

$R_3 = [k - (\lambda k)^2/\alpha K_{\Omega j}]\,/\,\beta$; $R_4 = (k + \lambda k)\,(1 - \lambda k/\alpha K_{\Omega j})\,/\,\beta L$

$\alpha = 1 + k/K_{\Omega j}$; $\beta = 1 + k/K_{\Omega i} - (\lambda k)^2/\alpha K_{\Omega i} K_{\Omega j}$;

$\gamma = 1 + EA/LK_{Ui} + EA/LK_{Uj}$

en compression : $k = (EI/L)\,\eta\,(\sin\eta - \eta\cos\eta)\,/\,[2(1-\cos\eta) - \eta\sin\eta]$

$\lambda k = EI/L\,\eta\,(\eta - \sin\eta)\,/\,[2(1-\cos\eta) - \eta\sin\eta]$; $\eta = (|N|L^2/EI)^{\frac{1}{2}}$

4 – APPLICATIONS

4.1. Poutre de plancher

Ce premier exemple élémentaire est destiné à montrer le gain sur le poids d'acier à mettre en œuvre qui pourrait être réalisé en modifiant légèrement, par adjonction d'une cornière liant l'aile supérieure, une attache classique assimilée dans les calculs actuels à une articulation. (figure 6).
Dans l'hypothèse d'une articulation à chaque extrémité la charge uniformément répartie ultime est $P_u = 16{,}85$ k N/m. Dans le cas où l'on prend en compte le comportement modélisé des liaisons de la figure 6, la charge ultime est $P_u = 25{,}2$ kN/m, soit une augmentation de 50 % (gain en poids d'acier environ 25 %).

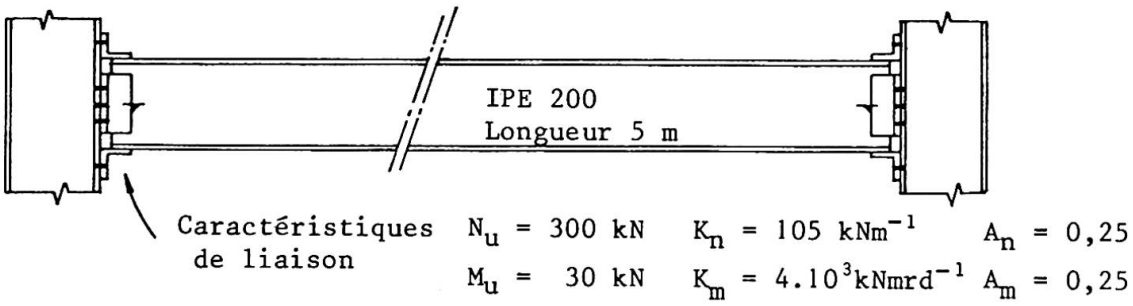


Figure 6 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre.

4.2. Structure à nœuds déplaçables

Afin de mettre en évidence l'augmentation de déformabilité des structures dont la stabilité est assurée par les encastrements des poutres sur les poteaux, par rapport à la modélisation avec encastrements parfaits, nous présentons l'exemple de la figure 7. Deux types de liaisons, dont les paramètres ont été obtenus expérimentalement [1], sont modélisées. Le cas II avec raidisseurs de l'âme du poteau au droit des semelles des poutre et le cas III sans raidisseur. Les déplacements horizontaux calculés pour un facteur de charge de 0,71 (charges de service) sont indiqués à la figure 7. On note une augmentation qui est respectivement de 20 % et presque 100 % dans les cas II et III. Par contre le facteur de charge à la ruine (état limite ultime) n'est diminué respectivement que de 1 % et 18 % par rapport à la solution avec liaisons parfaites.

4.3. Flambement de poteaux

En pieds de poteaux de bâtiment la liaison par platine avec ou sans bêche reposant directement sur le massif de fondation avec boulons d'ancrage, est toujours considérée comme une articulation. Il est évident qu'une telle liaison est en fait susceptible d'une certaine rigidité. Dans le cas d'un poteau HEA240 les caractéristiques de la liaison ont été déterminées à partir d'un modèle d'endommagement du béton au voisinage de la tige d'ancrage [8]. Les résultats sont donnés à la figure 8 en fonction de divers élancements du poteau. Une déformée initiale sinusoïdale d'amplitude maximum égale au 1/250ème de la longueur (courbe b des courbes européennes de flambement) a été prise dans tous les cas. On note l'augmentation de charge à la ruine en fonction de l'élancement (figure 8).

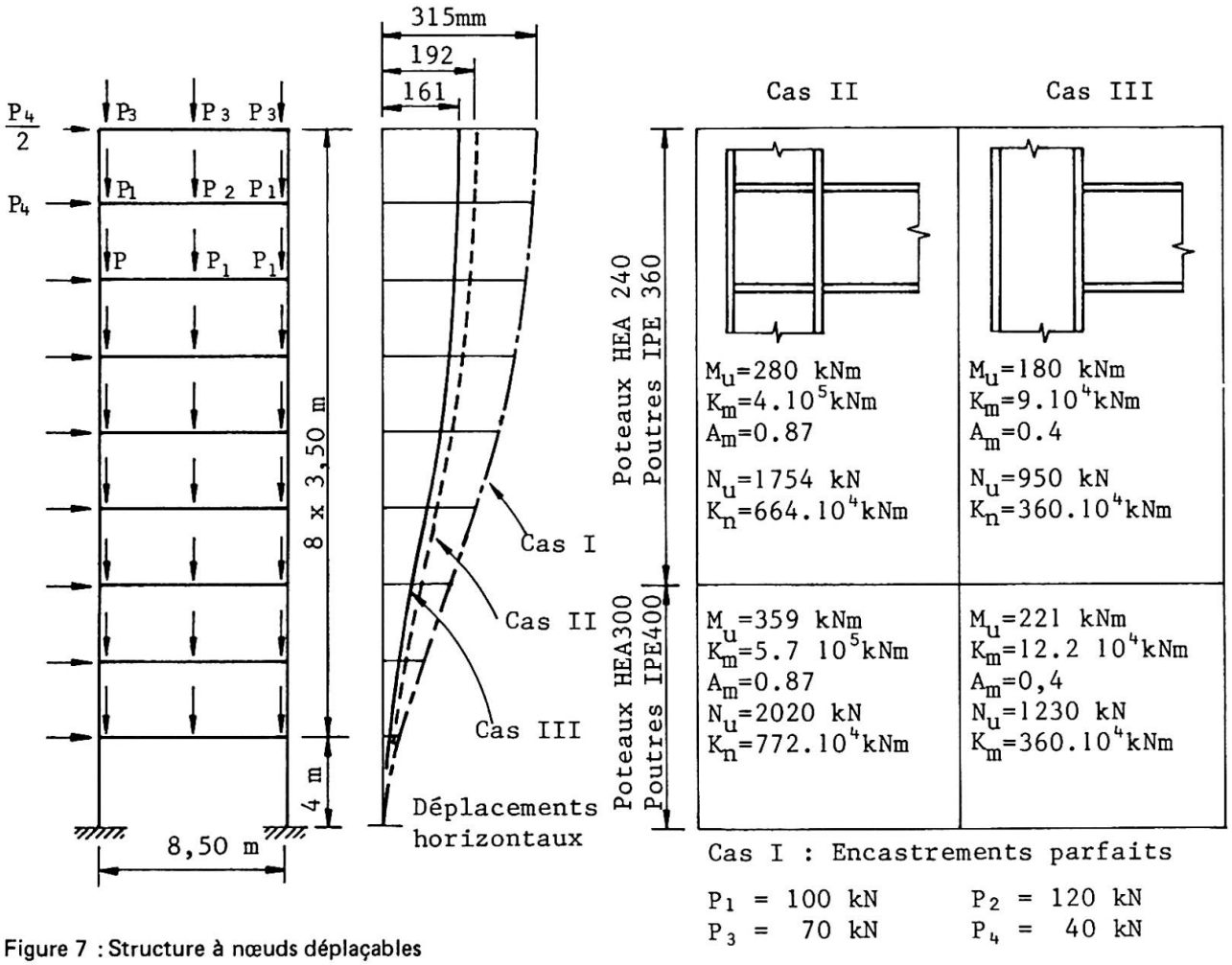
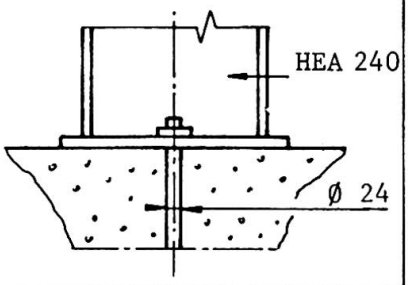


Figure 7 : Structure à nœuds déplaçables



δ_0 = 1/250 L

M_u = 32.6 k Nm $\quad N_u = 10^4$kN

$K_m = 15.10^3$k Nm rd^{-1} $\quad K_n = 10^6$k Nm^{-1}

A_m = 1 $\quad A_n$ = 1

Longueur du poteau / Elancement théorique	CHARGE DE RUINE	gain en % par rapport à une liaison parfaite	
	Bi-articulé	1 assemblage 1 articulation	2 assemblages
L = 4 m ; λ = 40	1569 kN	1620 kN (3 %)	1658 kN (6 %)
L = 8 m ; λ = 80	1196 kN	1306 kN (9 %)	1408 kN (18 %)
L = 12m ; λ = 120	784 kN	877 kN (12 %)	975 kN (25 %)
L = 16m ; λ = 160	508 kN	567 kN (12 %)	634 kN (25 %)

Figure 8 : Influence des liaisons aux extrémités sur les charges de flambement

5 – PERSECTIVES

Outre l'intérêt évident d'une meilleure connaissance du comportement d'ensemble des structures métalliques, démontré avec les exemples présentés, en vue notamment du calcul aux états limites, nous pensons que la prise en compte du comportement réel des liaisons peut être profitable :

– en permettant une optimisation des structures par l'utilisation de liaisons semi-rigides, moins onéreuses que les pseudo-encastrements, qui induisent une répartition plus uniforme des sollicitations,

– dans le cas des actions dynamiques (séismes) par le caractère dissipatif des liaisons dû à leur comportement non-linéaire.

BIBLIOGRAPHIE

1. BOUAZIZ J.P., Assemblages poutre-poteau soudés : Dimensionnement et comportement expérimental dans le domaine élastoplastique. Construction Métallique n° 4, pp. 37-50, 1977.

2. COLSON A., GALEA Y., Modélisation du comportement des assemblages. Introduction dans un programme de calcul de structures. Rapports DGRST 82-S-0965, Décembre 1983.

3. COLSON A., GALEA Y., PILVIN P., LESCOUARCH'Y., Programme PEP V d'analyse des structures : Introduction du comportement non linéaire des assemblages. 3ème Colloque international « Stabilité des structures métalliques » Paris, Novembre 1983.

4. COLSON A., Conditions aux limites de liaisons et d'assemblages en mécanique des structures métalliques. Thèse d'État Université PARIS 6, Juin 1984.

5. DAFALIAS Y.F., A novel bounding surface constitutive law for the monotonic and cyclic hardening response of metals. 6th SMIRT, vol. L3/4, Paris, 1981.

6. GALEA Y., Programme d'analyse élastoplastique non linéaire de structures planes à barres. Construction métallique n° 4, pp. 3-16, 1978.

7. JONES S.W., KIRBY P.A., NETHERCOT D.A., The analysis of frames with semi-rigid connections. A state of the Art report, Department of Civil Engineering, University of Sheffield, U.K.

8. MAZARS J., Application de la Mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse d'Etat Université PARIS 6, Mai 1984.

9. PARFITT J., CHEN W.F., Tests of welded steel beam-to-column moment connection. Journal of the Structural Division, Vol. 102 STI Janvier 1976.

10. PILVIN P., Modélisation du comportement des assemblages de structures à barres. Thèse de 3ème Cycle, Université PARIS 6, Décembre 1983.

Leere Seite
Blank page
Page vide