

UNIVERSITE DE LIEGE



FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

**ETUDE DE LA SEMI-RIGIDITE DES NOEUDS
POUTRE-COLONNE ET SON INFLUENCE SUR
LA RESISTANCE ET LA STABILITE DES
OSSATURES EN ACIER**

Jean-Pierre JASPART
MECANIQUE DES MATERIAUX
STABILITE DES CONSTRUCTIONS
MECANIQUE DES STRUCTURES

Thèse présentée en vue de l'obtention du grade scientifique de
Docteur en Sciences Appliquées

Année académique 1990 - 1991

TABLE DES MATIERES

Page

REMERCIEMENTS

AVANT-PROPOS

CHAPITRE LIMINAIRE

PREMIERE PARTIE - ETUDE DU COMPORTEMENT DES NOEUDS POUTRE-COLONNE

CHAPITRE 1 - INTRODUCTION

1.1. COMPOSANTES DE DEFORMABILITE D'UN NOEUD POUTRE-COLONNE	1.1.
1.2. MODELISATION MATHEMATIQUE DES COURBES DE DEFORMABILITE DES NOEUDS	1.3.
1.2.1. Modélisation précise des courbes de comportement	1.3.
1.2.2. Modélisation partielle des courbes de comportement	1.4.

CHAPITRE 2 - CAMPAGNES EXPERIMENTALES

2.1. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSIA. NOEUDS D'AXE FORT	2.2.
2.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSIA. NOEUDS D'AXE FAIBLE	2.5.
2.3. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSIA. NOEUDS TRIDIMENSIONNELS	2.6.
2.4. PROGRAMME EXPERIMENTAL CECA-ARBED-ULG	2.7.
2.5. ETUDE PARAMETRIQUE DES NOEUDS EN ACIER FAISANT L'OBJET D'UNE MODELISATION THEORIQUE	2.12.
2.5.1. Noeuds à assemblages par plat d'about débordant	2.12.
2.5.2. Noeuds à assemblages par cornières de semelles	2.16.

CHAPITRE 3 - DEVELOPPEMENTS THEORIQUES

3.1. TYPES DE NOEUDS ETUDIES	3.1.
3.2. RESISTANCE ET DEFORMABILITE DES PANNEAUX D'AME	3.2.
3.2.1. Simulations numériques de noeuds soudés	3.2.
3.2.2. Etude de l'introduction de charges transversales dans un panneau d'âme de colonne (noeuds soudés non raidis)	3.6.
3.2.2.1. Conclusions de l'étude numérique	3.6.
3.2.2.2. Modèle de prédiction des courbes $M_b - \phi$ - noeuds soudés	3.11.

3.2.3.	Etude du cisaillement de panneau d'âme (noeuds soudés)	3.15.
3.2.3.1.	Conclusions de l'étude numérique	3.15.
3.2.3.2.	Modèle de prédiction des courbes $V_n - \gamma$ - noeuds non raidis	3.18.
3.2.3.3.	Modèle de prédiction des courbes $V_n - \gamma$ - noeuds raidis transversalement	3.23.
3.2.4.	Evaluation de la résistance ultime des panneaux d'âme non raidis (noeuds soudés)	3.25.
3.2.4.1.	Cisaillement du panneau d'âme	3.26.
3.2.4.2.	Plastification excessive de l'âme de la colonne sous chargement transversal	3.26.
3.2.4.3.	Instabilité de l'âme	3.27.
	a. Colonnes intérieures - profils HE	3.30.
	b. Colonnes de rive - profils HE	3.31.
	c. Colonnes à profils IPE	3.31.
3.2.5.	Comparaison des modèles existants de prédiction avec les résultats de simulations numériques (noeuds soudés)	3.32.
3.2.5.1.	Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement	3.32.
3.2.5.2.	Courbes $M_b - \phi$ d'introduction des charges transversales	3.33.
3.2.5.3.	Conclusions relatives aux modèles existants	3.37.
	a. Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement	3.37.
	b. Courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges transversales	3.38.
3.2.6.	Comparaison des modèles proposés de prédiction avec les résultats de simulations numériques (noeuds soudés)	3.38.
3.2.6.1.	Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement	3.38.
3.2.6.2.	Courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges transversales	3.43.
3.2.6.3.	Résistance ultime des panneaux d'âme	3.47.
3.2.7.	Passage de modèles multi-linéaires de prédiction à des courbes non-linéaires de déformabilité	3.49.
3.2.8.	Transposition des modèles de déformabilité des panneaux d'âme aux cas des noeuds en acier à assemblages boulonnés	3.53.
3.2.8.1.	Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement	3.53.
3.2.8.2.	Courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges transversales	3.55.
	a. Vérification de la charge ultime	3.56.
	b. Vérification des modèles de déformabilité	3.60.
	c. Modification du modèle en vue de la	

transposition aux noeuds à assemblages boulonnés	3.64.
3.2.9. Propositions de modification des formules d'évaluation de la résistance de calcul des panneaux d'âme contenues dans l'Eurocode 3	3.68.
3.2.9.1. Résistance au cisaillement des panneaux d'âme	3.69.
3.2.9.2. Résistance à l'introduction des charges transversales	3.77.
3.2.9.3. Résistance du panneau d'âme tout entier	3.80.
3.2.9.4. Résumé des propositions de modification	3.87.
3.3. RESISTANCE ET DEFORMABILITE DES ASSEMBLAGES EN ACIER PAR PLAT D'ABOUT DEBORDANT ET PAR CORNIERES DE SEMELLES	3.95.
3.3.1. Préliminaires	3.95.
3.3.2. Evaluation de la capacité plastique des assemblages	3.96.
3.3.2.1. Définition de la capacité plastique	3.96.
3.3.2.2. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par plat d'about débordant.	3.101.
3.3.2.2.1. Détail de la méthode contenue dans l'Eurocode 3	3.103.
a. Etude du tronçon T	3.103.
b. Ruine du plat d'about	3.106.
c. Ruine de la semelle de la colonne	3.110.
d. Charge de ruine de l'ensemble plat-semelle	3.111.
3.3.2.2.2. Autres méthodes de prédiction	3.112.
3.3.2.2.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles	3.113.
3.3.2.3. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par cornières de semelles	3.117.
3.3.2.3.1. Détail de la méthode suggérée par HOTZ	3.120.
a. Ruine de la semelle de la colonne	3.121.
b. Ruine de la cornière tendue	3.122.
3.3.2.3.2. Autre méthode de prédiction	3.123.
3.3.2.3.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles	3.125.
3.3.2.4. Conclusions de l'étude comparative	3.131.

3.3.2.5.	Propositions de nouvelles méthodes d'évaluation de la capacité plastique des assemblages	3.131.
3.3.2.5.1.	Etude du tronçon T	3.132.
	a. Effet des têtes de boulons	3.132.
	b. Effet du préserrage initial des boulons	3.136.
3.3.2.5.2.	Application aux assemblages par plat d'about débordant	3.142.
	a. Zone débordante du plat d'about	3.143.
	b. Zone du plat d'about située sous la semelle tendue de la poutre	3.143.
	c. Semelle de la colonne	3.143.
3.3.2.5.3.	Application aux assemblages par cornières de semelles	3.144.
	a. Cornières de semelles	3.147.
	a.1. Ruine des boulons	3.147.
	a.2. Ruine mixte	3.148.
	a.3. Ruine plastique	3.149.
	b. Semelle de colonne	3.151.
3.3.2.5.4.	Comparaisons avec les résultats expérimentaux disponibles	3.152.
	a. Assemblages par plat d'about débordant	3.152.
	b. Assemblages par cornières de semelles	3.154.
	c. Conclusions	3.156.
3.3.2.6.	Influence de l'interaction moment de flexion - effort normal - effort tranchant sur la capacité plastique des assemblages	3.161.
3.3.3.	Evaluation de la rigidité initiale des assemblages	3.163.
3.3.3.1.	Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par plat d'about débordant	3.163.
3.3.3.1.1.	Détail de la méthode suggérée par YEE et MELCHERS	3.164.
3.3.3.1.2.	Détail de la méthode contenue dans l'Eurocode 3	3.166.
3.3.3.1.3.	Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles	3.167.

3.3.3.2.	Proposition d'une nouvelle méthode d'évaluation de la rigidité initiale	3.176.
3.3.3.2.1.	Exposé de la méthode	3.176.
3.3.3.2.2.	Application aux essais expérimentaux disponibles	3.180.
3.3.3.3.	Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par cornières de semelles.	3.182.
3.3.3.3.1.	Détail de la méthode suggérée par KISHI et CHEN	3.182.
3.3.3.3.2.	Détail de la méthode suggérée par AZIZINAMINI	3.184.
3.3.3.3.3.	Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles	3.186.
3.3.3.4.	Proposition d'une nouvelle méthode d'évaluation de la rigidité initiale	
	Assemblages par cornières de semelles	3.193.
3.3.3.4.1.	Etude paramétrique	3.193.
3.3.3.4.2.	Exposé de la méthode	3.196.
	a. Déformabilité de l'ensemble semelle de colonne - cornières de semelles	3.196.
	b. Ovalisation des trous de boulons et cisaillement des fûts de boulons	3.202.
3.3.3.4.3.	Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles	3.205.
3.3.4.	Evaluation de la rigidité d'écrouissage des assemblages	3.205.
3.3.4.1.	Rigidité d'écrouissage des éléments d'assemblage	3.205.
3.3.4.2.	Rigidité d'écrouissage des assemblages par plat d'about	3.209.
3.3.4.3.	Rigidité d'écrouissage des assemblages par cornières de semelles	3.210.
3.3.4.3.1.	Espace poutre-colonne initialement nul	3.210.
3.3.4.3.2.	Espace poutre-colonne initialement non nul	3.213.
3.3.4.4.	Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles	3.216.

3.3.5. Evaluation de la résistance ultime des assemblages	3.216.
3.3.6. Modélisation non linéaire des courbes de déformabilité des assemblages	3.221.
3.4. MODELISATION BI-LINEAIRE DES COURBES DE DEFORMABILITE DES ASSEMBLAGES ET DES PANNEAUX D'AME CISAILLES	3.241.
3.5. CONCLUSIONS	3.258.

DEUXIEME PARTIE - MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DES OSSATURES METALLIQUES A NOEUDS SEMI-RIGIDES

CHAPITRE 4 - INTRODUCTION

4.1. PROGRAMME FINELG	4.1.
4.2. NATURE DES MODIFICATIONS APPORTEES	4.2.

CHAPITRE 5 - MODELISATION NUMERIQUE DES NOEUDS POUTRE-COLONNE

5.1. MODELISATION NUMERIQUE DES ASSEMBLAGES	5.1.
5.2. MODELISATION NUMERIQUE DES PANNEAUX D'AME CISAILLES	5.8.
5.2.1. Discussion de modèles existants	5.8.
5.2.2. Nature de la modélisation choisie	5.12.
5.2.3. Modifications apportées au programme FINELG	5.22.
5.3. INTERETS DES MODELES NUMERIQUES RETENUS ET POSSIBILITES DE CALCUL	5.26.
5.4. VALIDATION DE L'ELEMENT FINI MIS AU POINT	5.30.
5.4.1. Confrontation avec d'autres programmes numériques	5.30.
5.4.2. Confrontation avec des résultats expérimentaux de sous-structures	5.34.
5.5. CONCLUSIONS	5.35.

CHAPITRE 6 - INFLUENCE DE LA MODELISATION NUMERIQUE DES NOEUDS POUTRE-COLONNE SUR LE COMPORTEMENT DES OSSATURES

6.1. NATURE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE D'INFLUENCE	6.1.
6.1.1. Etude paramétrique relative aux ossatures contreventées	6.5.
6.1.2. Etude paramétrique relative aux ossatures non contreventées	6.16.

8.2.1.3. Evaluation de la charge de ruine des ossatures et confrontation avec des résultats de simulations numériques	8.35.
8.2.2. Approche plastique de dimensionnement	8.38.
8.2.2.1. Enoncé de la méthode	8.38.
8.2.2.2. Evaluation de la charge de ruine des ossatures et confrontation avec des résultats de simulations numériques	8.40.
8.3. INFLUENCE DES EFFETS DU SECOND ORDRE SUR LA VERIFICATION DES OSSATURES CONTREVENTEES.	8.43.
8.3.1. Enoncé du problème	8.43.
8.3.2. Etude d'un exemple concret	8.44.
8.3.3. Solution à apporter au problème	8.47.
8.4. DISCUSSION RELATIVE A LA MODELISATION BI-LINEAIRE DES NOEUDS D'ASSEMBLAGE	8.58.
8.5. CONCLUSIONS	8.70.

CHAPITRE 9 - DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES NON CONTREVENTEES

9.1. VERIFICATION SOUS CHARGES DE SERVICE	9.1.
9.2. VERIFICATION SOUS CHARGES PONDEREES	9.6.
9.2.1. Evaluation du multiplicateur de ruine λ_f	9.6.
9.2.2. Evaluation du multiplicateur critique λ_{cr}	9.7.
9.2.3. Evaluation du multiplicateur plastique λ_p	9.12.
9.3. CONFRONTATION DE LA METHODE DE VERIFICATION SOUS CHARGES PONDEREES AVEC LES RESULTATS DE SIMULATIONS NUMERIQUES DU COMPORTEMENT REEL DE STRUCTURES	9.15.
9.3.1. Choix des structures étudiées	9.15.
9.3.2. Analyses numériques par FINELG	9.20.
9.3.2.1. Calcul des charges critiques de flambement en masse	9.23.
9.3.2.2. Calcul des charges de ruine plastique du premier ordre	9.26.
9.3.2.3. Calcul des charges de ruine réelles	9.27.
9.3.3. Confrontation avec les résultats numériques	9.31.
9.3.3.1. Evaluation du multiplicateur critique λ_{cr}	9.31.
9.3.3.2. Evaluation du multiplicateur plastique λ_p	9.34.
9.3.3.3. Evaluation du multiplicateur de ruine λ_f	9.37.
9.4. CONCLUSIONS ET DEVELOPPEMENTS FUTURS	9.41.

CONCLUSIONS

BIBLIOGRAPHIE

REMERCIEMENTS

En notre ALMA MATER, il est de tradition, pour le récipiendaire arrivé au terme de sa thèse de doctorat, de remercier tous ceux et celles qui l'ont aidé, les uns de leurs compétences, les autres de leur disponibilité, de leurs encouragements, de leur soutien moral et logistique.

C'est l'heure où tel un grand fauve de laboratoire, le chercheur, qui a enfin trouvé, étend ses membres endoloris, redresse son dos scoliosé et illumine d'un sourire vainqueur son visage ridé par de trop nombreuses veilles studieuses. Il délaisse son clavier d'ordinateur, pose un oeil attendri et mélancolique sur le fruit de son labeur et oublie toute rigueur scientifique. Il redevient alors un homme. D'une plume émue et reconnaissante quoique bien lasse, il entreprend de narrer les mérites des compagnons qui l'assistèrent dans sa longue marche vers le Savoir.

Il devrait, dès lors, m'appartenir de perpétuer cette vénérable tradition et de mettre en exergue la déterminante présence à mes côtés du Professeur MAQUOI qui constitua la clé de voûte soutenant mes travaux. Son encadrement souple mais opportun me couvrit de son aile tutélaire depuis le choix du sujet pour lequel la plus grande liberté me fut laissée jusqu'à la relecture critique du présent ouvrage. Son active bienveillance me permit de participer à des congrès internationaux et aux travaux de commissions européennes, d'y découvrir de nouvelles perspectives et de m'initier aux arcanes d'une encore bien modeste carrière scientifique.

Il serait de même essentiel de mettre en lumière la disponibilité du Professeur RONDAL et la collaboration de Messieurs JANSS et PIRAPREZ qui m'ouvrirent les portes du CRIF à qui je dois la réalisation des essais ayant permis de valider les modèles théoriques de caractérisation du comportement des noeuds poutre-colonne.

Et que dire alors des fructueuses et amicales relations tissées durant toutes ces années avec Messieurs ALTMANN, GERARDY et SCHLEICH d'ARBED - RECHERCHES.

Je ne voudrais aussi, en aucun cas, passer sous silence l'indispensable et même l'incalculable, ce qui est un comble en l'espèce, appui que m'apportèrent, de quelque manière que ce soit, tous ceux qui ont contribué à la réalisation de cette thèse ; qu'ils sachent que, quelque part, elle est

aussi la leur.

Sans oser m'aventurer à dresser une liste exhaustive, je ne pourrais néanmoins m'empêcher de souligner, en pointillés rouges, la frappe acharnée et rigoureuse des dactylos Mesdames RATY et VERBIST, à l'encre de Chine, le soin et la minutie de Monsieur FRANQUET, dessinateur et d'évoquer, à sa juste valeur, la contribution apportée par Mesdemoiselles TAQUET et LOGNARD aux travaux de simulation numérique de structures, sans omettre l'assistance informatique qu'assurèrent avec un dévouement jamais pris en défaut Messieurs LEMAIRE et VILLERS, programmeurs.

Enfin une mention spéciale serait réservée à mon épouse CORINNE dont la compréhension qu'elle manifesta dans ma vie privée n'eut d'égale que la vaillance avec laquelle elle me seconda quotidiennement dans ma vie professionnelle.

Mais un tel éloge demanderait de bien longs développements et la tâche qui attend le lecteur attentif apparaît bien lourde au vu des nombreuses pages s'égrenant au fil des chapitres à venir.

C'est pourquoi, pour une fois, pour une dernière fois dans cet ouvrage, je ferai preuve de concision et de dépouillement dans ma pensée et son expression et vous adresse à toutes et à tous un sincère et cordial MERCI !

Jean-Pierre JASPART.

AVANT-PROPOS

Le présent mémoire constitue la synthèse d'une série d'études que j'ai eu l'avantage et le privilège de mener sans désemparer depuis 1985 dans le Département M.S.M. de l'Université de Liège. Il trouve même sa source et son inspiration une année plus tôt; mon mémoire de fin d'études est en effet consacré à l'étude de la capacité portante des barres comprimées avec restraints d'extrémités, un sujet qui va trouver bientôt divers prolongements. Jeune ingénieur de recherche, tout fraîchement émoulu, je vais en effet conduire successivement, au Laboratoire M.S.M., plusieurs vastes campagnes d'essais sur des noeuds poutre-colonne respectivement d'axe fort, d'axe faible et tridimensionnels comportant des assemblages par plat d'about, par cornières d'âme et/ou de semelles ainsi que des assemblages composites acier-béton. Ces travaux bénéficient du support financier d'abord, et à deux reprises, du CRIF (Centre de Recherches Scientifiques et Techniques des Fabrications Métalliques) et de l'IRSIA (Institut pour la Recherche Scientifique dans l'Industrie et l'Agriculture), puis de l'ARBED, vis-à-vis de laquelle le Département M.S.M. agit en qualité de sous-traitant dans le cadre du contrat CEE 7210-SA/507 de la CECA (Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier). L'analyse bibliographique à laquelle me conduisent à me livrer la préparation de mon travail de fin d'études d'abord, la préparation de ces investigations expérimentales ultérieures, ensuite, me fait découvrir la diversité et l'ampleur des problèmes mal ou non encore résolus dans deux domaines connexes: le comportement des noeuds semi-rigides et l'incidence de cette semi-rigidité sur la résistance et la stabilité des ossatures.

C'est donc assez naturellement que je procède, en marge des essais dont j'ai la charge, à une série de développements théoriques et numériques relatifs à ces deux thèmes.

Cet heureux concours de circonstances n'est nullement le fait du hasard, mais bien le fruit d'une politique de recherche judicieusement menée au moment le plus opportun par le Département M.S.M., sous l'impulsion du Professeur MAQUOI plus spécialement. Celui-ci est en effet un des initiateurs, au sein du Comité Technique 8 "Structural Stability" de la CECM (Convention Européenne de la Construction Métallique), d'un groupe de travail - créé en 1984 - sur la stabilité des ossature à noeuds semi-rigides. S'inspirant des conclusions d'un premier état de la question dressé par ledit groupe, il va, d'une part, stimuler sur le plan national la série de recherches précitées et m'encourager à établir les modèles numériques et théoriques associés et, d'autre part, jeter les bases d'une coopération

internationale à laquelle l'équipe liégeoise prend une part des plus actives. Très tôt, diverses opportunités me sont ainsi ménagées, qui me permettent de faire connaître non seulement les premiers enseignements tirés des campagnes d'essais mais aussi les résultats ou perspectives des investigations à caractère plus fondamental que je mène en parallèle. Ces contributions me valent bientôt d'être invité à prendre part aux activités du groupe de travail déjà cité, puis, plus récemment, à celles d'un groupe de travail du Comité Technique 10 "Connections" de la CECM. Je suis aussi convié à participer à deux séminaires sur stricte invitation, l'un tenu à Cachan (1987) et l'autre à tenir bientôt à Pittsburgh (avril 1991).

L'expérience que j'acquiers au gré des bouillonnants brassages d'idées qui président à chacun de ces multiples contacts avec les meilleurs spécialistes m'est fort utile pour identifier les facettes du problème général de la semi-rigidité et en discerner les paramètres et pour isoler les aspects qui recevront prioritairement mon attention.

L'Ecole Polytechnique de Lausanne (Prof. FREY) en 1988, d'une part, et l'Université de Trente (Prof. ZANDONINI) en 1990, d'autre part, me délivrent par ailleurs chacune une bourse d'étude d'une durée d'un mois. Au cours de ces deux séjours particulièrement fructueux, j'ai l'occasion, au contact de mes hôtes, de parfaire ma démarche dans la recherche de la solution à apporter à certaines des questions que je suis arrivé à me poser.

Enfin, je ne peux manquer d'épingler divers travaux de fin d'études et de maîtrise dont j'ai assuré la guidance. Les enseignements que j'en ai dégagé m'ont permis, en certaines circonstances, d'orienter la suite de ma propre démarche intellectuelle.

L'abondance des acquis accumulés au cours de cette courte période particulièrement productive n'a pas manqué de m'interpeller lorsque je me suis décidé à m'atteler à la rédaction d'une thèse de doctorat. J'ai finalement opté pour une présentation assez pragmatique, à propos de laquelle je m'explique dans le chapitre liminaire.

Ayant ainsi posé le cadre dans lequel ma dissertation doctorale s'est inscrite, il me reste à espérer que le lecteur averti trouvera quelque intérêt tout au long des pages qui suivent.

J.P. JASPART.

CHAPITRE LIMINAIRE

Une ossature de bâtiment en acier est constituée d'éléments structuraux de type longiligne - généralement droits et de section en I ou en H - le plus souvent obtenus par laminage ou plus rarement reconstitués par soudage; ces éléments doivent bien sûr être réunis entre eux par ce qu'il est convenu d'appeler des assemblages ou connexions. A première vue, une telle ossature présente le plus souvent un aspect tridimensionnel. Les propriétés flexionnelles très différentes, selon les deux plans principaux d'inertie, des sections utilisées pour les éléments structuraux permettent néanmoins d'identifier, dans l'ossature spatiale, une série d'ossatures planes dont il pourra raisonnablement être admis, en première analyse, qu'elles sont sollicitées dans leur seul plan.

Il importera que l'ossature soit correctement dimensionnée; plus précisément elle devra présenter une probabilité de ruine inférieure à un seuil préalablement fixé et garantir une servicéabilité satisfaisante. En termes de concept de sécurité, on dira qu'elle doit satisfaire les états-limites ultimes et les états-limites de service. Il importera ainsi de vérifier, d'une part, si les efforts intérieurs résultant des actions pondérées exercées sont bien compatibles avec la capacité portante intrinsèque et, d'autre part, si les déplacements - au sens large - et éventuellement les contraintes sous actions de service restent en deçà de limites imposées.

Efforts intérieurs, déplacements, contraintes sont les résultats directs ou indirects de l'analyse de la structure. Celle-ci est conduite selon l'une des méthodes bien connues de la statique des constructions - la principale, pour la voie numérique sur ordinateur, étant la méthode des déplacements -. A cet effet, il faut bien sûr disposer des propriétés mécaniques et géométriques des éléments structuraux; il faut aussi avoir modélisé non seulement les éléments constitutifs de l'ossature, mais aussi et surtout la manière dont ils sont reliés entre eux ou aux fondations.

Les méthodes habituelles d'analyse des structures planes de bâtiment considèrent les nœuds d'assemblage poutre-colonne soit comme des rotules, soit comme des encastremements. Ces deux termes caractérisent le comportement flexionnel des nœuds dans le plan de sollicitation de l'ossature. La rotule ne transmet aucun moment de flexion entre les pièces assemblées; elle est exclusivement dimensionnée pour la reprise d'efforts tranchants. L'encastrement parfait, quant à lui, n'autorise aucune rotation relative entre la poutre et la colonne; de plus, il transmet l'intégralité du moment de flexion appliqué, quelle que soit son amplitude.

Le comportement réel des noeuds poutre-colonne est intermédiaire entre ces deux cas extrêmes : les noeuds les plus rigides possèdent toujours une certaine flexibilité et ceux que l'on assimile généralement à des rotules sont capables de transmettre un certain moment de flexion. La réponse non-linéaire $M_b - \theta$ de quelques noeuds d'assemblage couramment utilisés a été reportée à la figure 1, à titre d'illustration; θ représente la rotation relative qui se développe entre les axes de la poutre et de la colonne au cours du chargement du noeud par le moment de flexion M_b . La tangente à ces courbes s'identifie, en chaque point, à la rigidité courante du noeud d'assemblage.

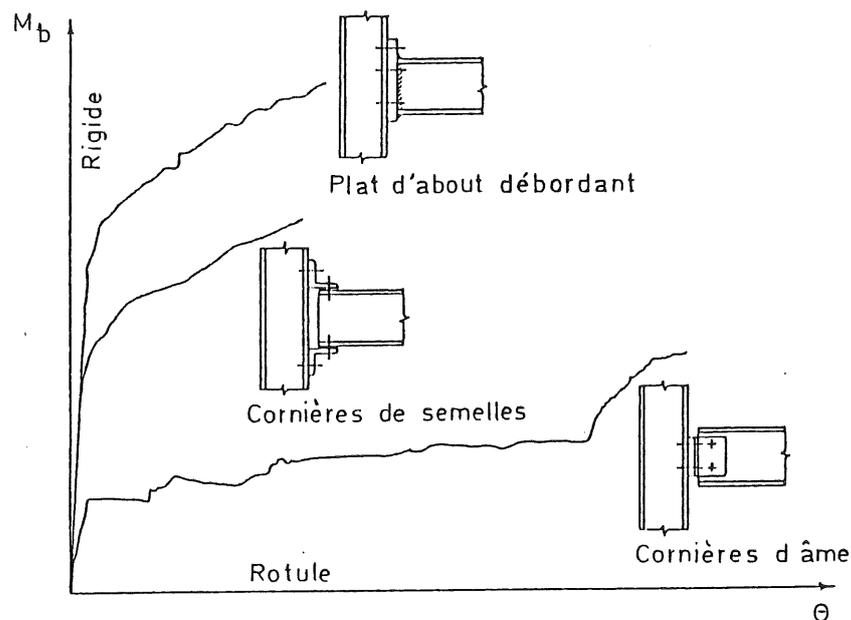


Figure 1 - Courbes $M_b - \theta$ de noeuds d'assemblage semi-rigides.

L'acceptation de cette réalité conduit à considérer tout noeud d'assemblage comme semi-rigide et comme partiellement résistant. Rares sont en effet les noeuds dont la capacité ultime est supérieure à celle de la poutre.

Ce constat n'est pas nouveau. Nombre de chercheurs par le passé ont, il est vrai, mis ce comportement en évidence, souvent à l'occasion de recherches expérimentales dont le but consistait, dans la majeure partie des cas, à s'assurer de la résistance suffisante de tel ou tel type de noeud. Dès lors, comment expliquer que, dans ce contexte, le "semi-rigide" ne soit jamais entré "dans les moeurs" et qu'actuellement encore, presque aucun code national n'y fasse allusion ?

En premier lieu, nous pensons que la manière dont ce concept est générale-

ment introduit auprès des non-initiés contribue largement à cette situation: déclarer que tout noeud d'assemblage n'est jamais ni une rotule ni un encastrement, mais qu'en réalité il est semi-rigide et partiellement résistant et qu'une loi de déformabilité non linéaire est associée à son comportement flexionnel, fait inmanquablement naître à l'esprit de l'utilisateur potentiel l'idée d'une très grande complexité, peu compatible avec les exigences de rentabilité d'un bureau d'études.

En second lieu, il est impérieux que l'intérêt économique du semi-rigide, actuellement reconnu, soit davantage mis en relief dans le cadre d'études poussées de type technico-économique. Cette lacune devra être absolument comblée dans un avenir proche.

Enfin, il faut reconnaître qu'il était relativement illusoire, jusqu'il y a peu, de réaliser le dimensionnement complet d'une ossature à noeuds semi-rigides et ce, par manque d'information relative au comportement des noeuds et de méthodes adaptées de calcul des structures.

Il nous paraît intéressant, dans cette introduction, de préciser quelque peu chacun de ces trois points afin de mieux faire percevoir au lecteur l'évolution actuelle des recherches menées, de par le monde, dans le domaine du semi-rigide, l'intérêt économique que revêt ce concept ou encore le cadre scientifique dans lequel les travaux présentés dans cette thèse ont été accomplis durant ces cinq dernières années.

Un pas important en vue de l'acceptation, par tous, de l'approche semi-rigide du calcul concerne la classification des noeuds d'assemblage. Le comportement réel de certains noeuds d'assemblage est tellement proche de celui de la rotule ou de l'encastrement parfait qu'il s'avère tout à fait inutile, en pratique, de recourir à des méthodes d'analyse des structures ou de vérification de la résistance et de la stabilité d'éléments isolés autres que celles employées actuellement.

Nous pensons en particulier aux noeuds soudés et raidis ainsi qu'aux noeuds à assemblage par cornière(s) d'âme.

Divers critères de classification en

- noeuds rigides ;
- noeuds semi-rigides ;
- noeuds rotulés

ont été proposés ces dernières années [B6, E1, B7].

A titre d'exemple, nous épingleons le dernier en date, suggéré par BJORHOVDE, COLSON et BROZETTI [B7] (figure 2).

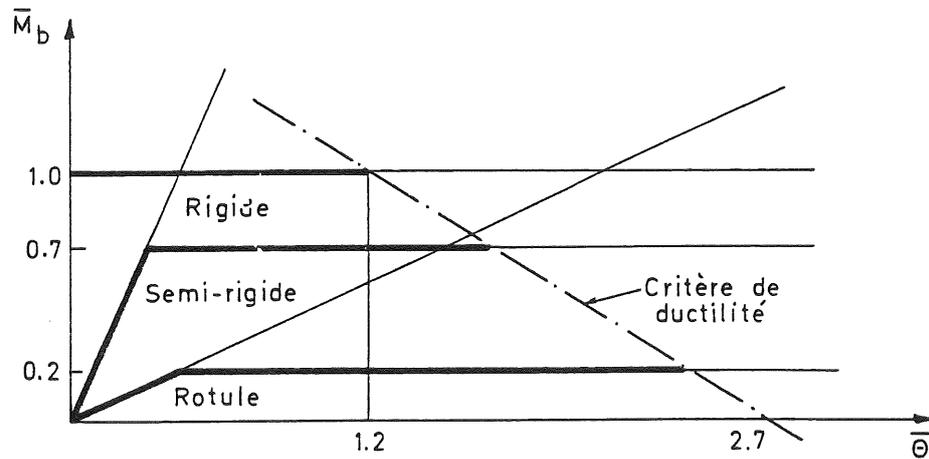


Figure 2 - Critère non-dimensionnel de classification des noeuds d'assemblage [B7].

Une autre démarche consiste à simplifier le comportement flexionnel réel des noeuds d'assemblage. L'introduction du concept semi-rigide dans l'Eurocode 3 [E1] relatif aux structures en acier et l'idéalisation bi-linéaire des courbes $M_b - \theta$ qui y est recommandée représentent, sans aucun doute, des jalons importants en vue de l'acceptation du calcul semi-rigide.

La prise en compte des caractéristiques réelles de résistance et de déformabilité des noeuds est susceptible de conduire à une diminution substantielle du coût global des ossatures métalliques.

La reconnaissance de ce fait suffit à expliquer l'engouement actuel de chercheurs du monde entier pour ce domaine de recherches et laisse favorablement augurer de son avenir.

Il est important de mettre clairement en évidence les deux aspects du problème: le gain escompté peut s'exprimer sous la forme d'une diminution soit du poids de la structure, soit de la contribution de la main-d'oeuvre à son coût global.

La diminution de poids découle généralement de l'hypothèse de rotules parfaites, formulée à l'égard de noeuds d'assemblage très simples auxquels on a traditionnellement recours lors de la construction d'ossatures contreventées. Les figures 3 et 4 illustrent ces principes.

L'augmentation de la capacité portante de la colonne isolée de la figure 3 s'effectue sans surcoût de fabrication pour les assemblages par cornières d'âme agissant à ses extrémités.

Il en est de même pour la poutre isolée de la figure 4 dont la réduction de moment et de la flèche transversale en travée est sensible tant sous charges de service qu'à la ruine.

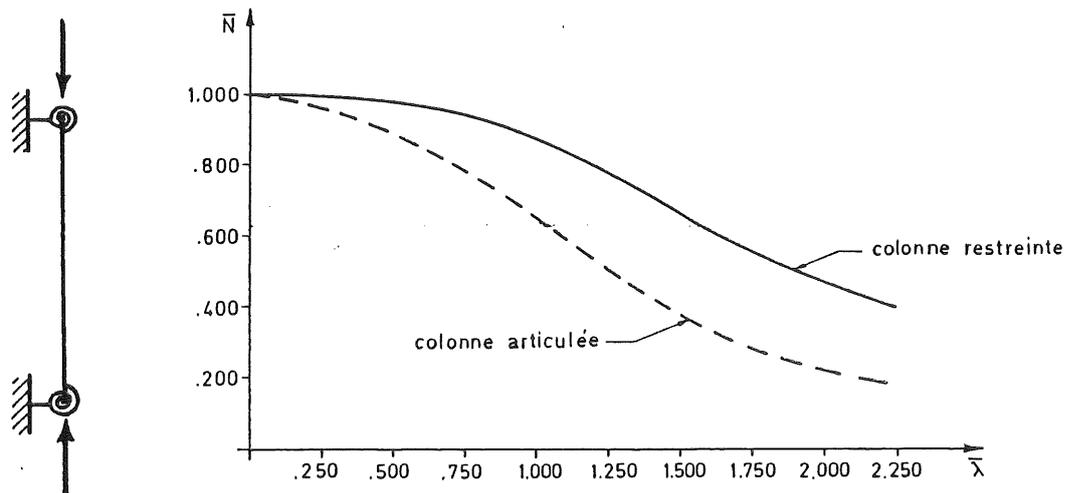


Figure 3 - Influence de la semi-rigidité sur la capacité portante des colonnes.

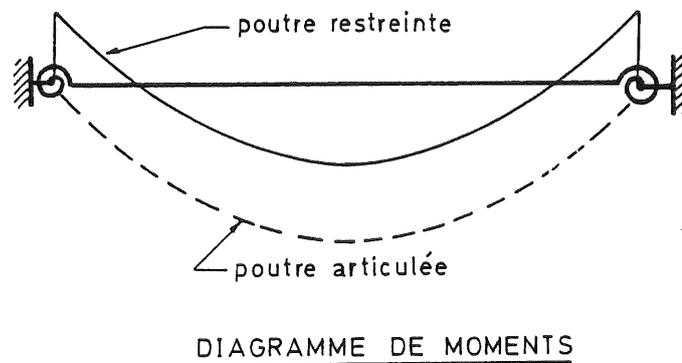


Figure 4 - Influence de la semi-rigidité sur la sollicitation des poutres.

La seconde source potentielle de bénéfice nous semble encore plus appréciable.

Un paramètre important qui régit le coût d'une structure en acier est le rapport entre le coût de la main-d'oeuvre et celui des matériaux. L'augmentation continue du rapport R entre le prix moyen d'une heure de main-d'oeuvre et celui d'un kilogramme d'acier est schématisée à la figure 5 [V4]; à titre d'exemple, ce rapport a été multiplié par huit, en Europe de l'Ouest, entre la fin de la guerre et le début des années 80. Il faut également avoir à l'esprit que le coût des matériaux ne représente jamais plus de 20 à 40 % du coût global de l'ossature; la conséquence de cette situation est que le dimensionnement optimum d'une ossature résulte plus

d'une minimisation de la main-d'oeuvre nécessaire à la fabrication que de celle du poids total de l'ossature.

L'accomplissement de ce but implique, pour les structures de bâtiment, la réalisation d'assemblages poutre-colonne simples et, par conséquent, très bon marché.

En ce qui concerne plus particulièrement les profils laminés à chaud, le recours à des noeuds soit complètement boulonnés, soit partiellement soudés en atelier et boulonnés sur chantier semble constituer une solution réellement économique. Mais il faut savoir que l'étude de ces noeuds met très souvent en exergue leur caractère semi-rigide et partiellement résistant.

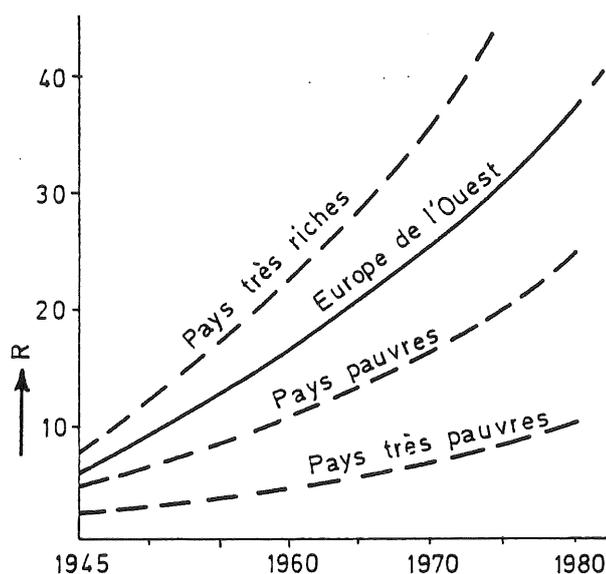


Figure 5 - Evolution de la valeur du rapport R depuis la seconde guerre mondiale.

En définitive, profiter des avantages d'ordre économique que procure l'utilisation de noeuds d'assemblage peu onéreux implique le développement de méthodes d'analyse et de vérification des ossatures complètes de bâtiment ou de parties d'entre elles. Ces procédures de calcul se doivent d'être d'emploi simple et aisé afin de ne pas substituer à la diminution de main-d'oeuvre un surcroît de temps de calcul et de conception de l'ossature.

Depuis une bonne dizaine d'années maintenant, dans les universités ou centres de recherches spécialisés, de nombreux chercheurs ont pris conscience de ce problème et de ses implications.

Le nombre d'articles publiés, de groupes de travail mis sur pied et de manifestations organisées récemment dans ce domaine (colloques, workshops, conférences...) en atteste.

Nous citerons, entre autres :

- le "workshop" sur invitation de Cachan (France) en 1987 qui regroupait une quarantaine de chercheurs d'Europe de l'Ouest, de l'Est, d'Amérique du Nord et d'Australie ;
- le colloque international de Moscou (URSS) en 1989 ;
- le "workshop" sur invitation de Pittsburgh en avril 1991, qui prolonge celui précité de Cachan et permettra à une cinquantaine de spécialistes des quatre coins de la planète de confronter, durant près d'une semaine, leurs connaissances et leur expérience.

De son côté, la Commission Européenne de la Construction Métallique (CECM) a créé, dans le même temps, des groupes de travail spécifiques chargés de faire le point sur l'avancement des travaux en cours au niveau européen et sur les perspectives d'avenir.

Le premier de ces groupes de travail qui a vu le jour au sein de la Commission 8.1/8.2 s'est penché, ces six dernières années, sur les méthodes d'analyse des structures planes à noeuds semi-rigides. Le document [E5] émanant des travaux de ce groupe, intitulé "Analysis and design of steel frames with semi-rigid joints", est actuellement à l'impression. Sa parution devrait intervenir dans le courant de cette année.

Ce premier groupe a été relayé récemment par un second, institué cette fois par le Comité Technique 10 de la CECM (TWG 10.2 on semi-rigid connections); ses objectifs sont limités à l'étude du comportement local des noeuds.

Enfin, nous devons souligner l'ouverture qui a été permise par les auteurs de l'Eurocode 3 à l'introduction du concept semi-rigide comme approche à part entière de dimensionnement, même si les règles de calcul proposées aux éventuels utilisateurs sont encore partielles et parfois sujettes à la critique.

Le dimensionnement d'une ossature à noeuds semi-rigides constitue une longue chaîne tout au long de laquelle il convient de rester particulièrement cohérent avec les hypothèses formulées au départ.

Ainsi, lorsque l'on considère les noeuds comme parfaitement rigides et indéfiniment résistants lors de la détermination de la résistance ou de la stabilité d'une ossature, il importe de s'arranger, en pratique, pour que les noeuds se comportent effectivement de la manière supposée, ce qui implique souvent le raidissage complet du noeud; soit dit en passant, ce dernier coûte souvent aussi cher que la réalisation de l'assemblage en lui-même.

Dans le même ordre d'idées, la prise en compte du comportement réel des noeuds réclame :

- la caractérisation de la déformabilité et de la résistance des noeuds ;

- une analyse partielle ou d'ensemble de l'ossature, capable de prédire correctement l'influence locale des noeuds sur les diagrammes d'efforts internes (moments de flexion, efforts normaux, efforts tranchants) ;
- la mise au point de procédures de vérification fiables de la stabilité d'ensemble ou locale des ossatures.

Ces trois pôles d'intérêt coïncident d'ailleurs avec les trois parties de la présente thèse, intitulées respectivement :

- Etude du comportement des noeuds poutre-colonne ;
- Modélisation par éléments finis des ossatures métalliques à noeuds semi-rigides ;
- Dimensionnement des ossatures planes à noeuds semi-rigides.

Nous nous attachons, dans la première partie de la thèse, à fournir aux futurs concepteurs de projets des outils de détermination des caractéristiques de déformabilité et de résistance de trois types de noeuds d'axe fort couramment utilisés en construction métallique :

- les noeuds à assemblage(s) soudé(s) ;
- les noeuds à assemblage(s) par plat d'about débordant ;
- les noeuds à assemblage(s) par cornières de semelles.

Ces trois modes classiques d'assemblage relient entre eux soit des profils laminés à chaud des gammes IPE ou HE, soit des profils de forme et de dimensions similaires reconstituées par soudage. Par noeud d'axe fort, il faut entendre une configuration dans laquelle la poutre est reliée à la semelle de la colonne, l'ensemble étant sollicité par des charges agissant dans le plan déterminé par les axes des pièces assemblées.

Nous avons eu l'occasion, ces dernières années, de réaliser en laboratoire une vaste campagne d'essais de noeuds d'axe fort, d'axe faible et tridimensionnels à assemblages par plat d'about, par cornières d'âme et/ou de semelles ainsi qu'à assemblages composites acier-béton.

Ces essais nous sont d'un grand secours en vue de la validation des modèles théoriques proposés.

L'étude des noeuds d'assemblage d'axe faible (poutre connectée à l'âme de la colonne) et tridimensionnels (poutres d'axe fort et d'axe faible) n'est pas envisagée dans ce travail; ces matières font l'objet d'une autre thèse de doctorat actuellement en préparation à l'Université de Liège.

La deuxième partie de la thèse vise au développement d'un algorithme d'analyse non linéaire des ossatures contreventées à noeuds semi-rigides. La difficulté majeure réside principalement dans la modélisation correcte - c'est-à-dire respectueuse des conditions élémentaires d'équilibre - et distincte de chacune des composantes de déformabilité des noeuds dont nous

aurons eu précédemment l'occasion de définir la sollicitation spécifique à l'intérieur d'un noeud.

Le programme de calcul non linéaire aux éléments finis FINELG, établi originellement à l'Université de Liège puis implémenté à la suite de développements menés conjointement depuis plusieurs années à la même Université et à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, sert de base à ces travaux numériques.

La confrontation de cet outil de calcul avec d'autres programmes existants ainsi qu'avec des résultats d'essais de sous-structures permet de démontrer le bien-fondé des modifications effectuées. Le FINELG est utilisé intensivement au chapitre 6 pour la réalisation d'une étude paramétrique relative à l'influence du degré de sophistication de la modélisation numérique des noeuds sur la réponse des ossatures ainsi que, dans la troisième partie, pour la validation des méthodes d'analyse et de vérification des ossatures qui y sont exposées.

Enfin, dans la troisième partie de la thèse, nous nous attelons à proposer des méthodes simples et fiables de dimensionnement d'ossatures contreventées et non contreventées à noeuds semi-rigides sollicitées statiquement.

Les travaux que nous présentons couvrent donc les différents volets de l'étude des noeuds semi-rigides. Il nous est apparu plus pertinent d'aborder le problème dans son ensemble que de se concentrer exclusivement sur l'un ou l'autre de ses aspects.

Une vue partielle du problème n'aurait su que renforcer l'image relativement négative qui semble toujours prévaloir chez bon nombre d'ingénieurs calculateurs. L'acceptation du concept semi-rigide est subordonnée à une prise de conscience de sa simplicité d'utilisation et de la cohérence de ses principes. Le présent mémoire doctoral est destiné à y contribuer; puisse-t-il en être ainsi.

L'option ainsi posée se révèle peu propice à la rédaction, en début de mémoire, d'un état complet de la question, en raison de la diversité des problèmes envisagés (caractérisation de différentes composantes d'assemblage, programme de calcul aux éléments finis, problèmes particuliers de stabilité, ...).

Nous avons donc choisi de présenter, à chaque étape de la thèse, le niveau d'avancement des connaissances ainsi que de placer les développements exposés en regard d'autres éventuellement disponibles dans la littérature.

De manière similaire, nous avons conclu en fin de chaque partie du mémoire, avant de passer à l'examen détaillé du problème suivant. Une synthèse des

résultats acquis constitue le chapitre terminal de la présente dissertation.

Enfin, il importe de préciser que la présentation pour laquelle nous avons opté privilégie davantage la physique des phénomènes étudiés plutôt que les développements mathématiques permettant de les transcrire sous une forme utilisable. Nous référerons donc systématiquement, tout au long de la thèse, à divers rapports et publications dans lequel le lecteur intéressé trouvera l'ensemble de la mathématique qui sous-tend les modèles théoriques proposés.

PREMIERE PARTIE

ETUDE DU COMPORTEMENT DES NOEUDS POUTRE-COLONNE

CHAPITRE 1 - INTRODUCTION

CHAPITRE 2 - CAMPAGNES EXPERIMENTALES

CHAPITRE 3 - DEVELOPPEMENTS THEORIQUES

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1. COMPOSANTES DE DEFORMABILITE D'UN NOEUD POUTRE-COLONNE

1.2. MODELISATION MATHEMATIQUE DES COURBES DE DEFORMABILITE DES NOEUDS

1.2.1. Modélisation précise des courbes de comportement

1.2.2. Modélisation partielle des courbes de comportement

INTRODUCTION

1.1. COMPOSANTES DE DEFORMABILITE D'UN NOEUD POUTRE-COLONNE.

Les deux sources suivantes de déformabilité d'un noeud poutre-colonne doivent être clairement différenciées :

- a) la déformabilité de l'(des) assemblage(s) ;
- b) la déformabilité du panneau d'âme de la colonne.

La déformabilité d'un assemblage couvre la déformation des éléments d'assemblage: boulons, cornières, plats d'about, ... Une déformation additionnelle de la semelle et de l'âme de la colonne doit également être considérée dans le cas des noeuds d'axe fort, comme nous le verrons ci-dessous.

La nature de la déformation du panneau d'âme de la colonne dépend essentiellement de la configuration du noeud. Elle s'identifie à une déformation de cisaillement pour les noeuds d'axe fort, à une déformation de l'âme hors de son plan pour les noeuds d'axe faible et à une combinaison de ces deux déformations pour les noeuds tridimensionnels.

Les travaux théoriques de modélisation présentés au chapitre 3 portant exclusivement sur l'étude des noeuds d'axe fort, le noeud à assemblage par plat d'about de la figure 1.1. est choisi à titre d'illustration. La rotation ϕ de l'assemblage est définie mathématiquement comme la différence des deux rotations θ_b et θ_c ; elle englobe la déformation du plat d'about, des boulons et de la semelle de la colonne ainsi que la déformation "en trapèze" du panneau d'âme de la colonne. Cette dernière composante est associée au raccourcissement et à l'allongement de l'âme de la colonne sous l'action des charges transversales transmises par l'assemblage. La rotation γ du panneau d'âme cisailé de la colonne s'exprime, quant à elle, par la différence des rotations θ_c et θ_f ; θ_f représente la rotation flexionnelle de la colonne.

La déformation du panneau d'âme ABCD (figure 1.2.) peut donc être scindée en deux parties :

- les efforts transversaux F_b dans les semelles de la poutre, statiquement équivalents au moment de flexion M_b , induisent une rotation relative ϕ entre les axes de la poutre et de la colonne (figure 1.2.b); cette rotation fournit une première courbe de déformabilité, $M_b - \phi$, qui caractérise donc le comportement d'une des composantes de la déformabilité de

- l'assemblage ;
- le cisaillement (effort V_n) se traduit par l'apparition d'une rotation relative γ entre les axes des éléments assemblés (figure 1.2.c); cette rotation permet de construire une seconde courbe de déformabilité, $V_n - \gamma$.

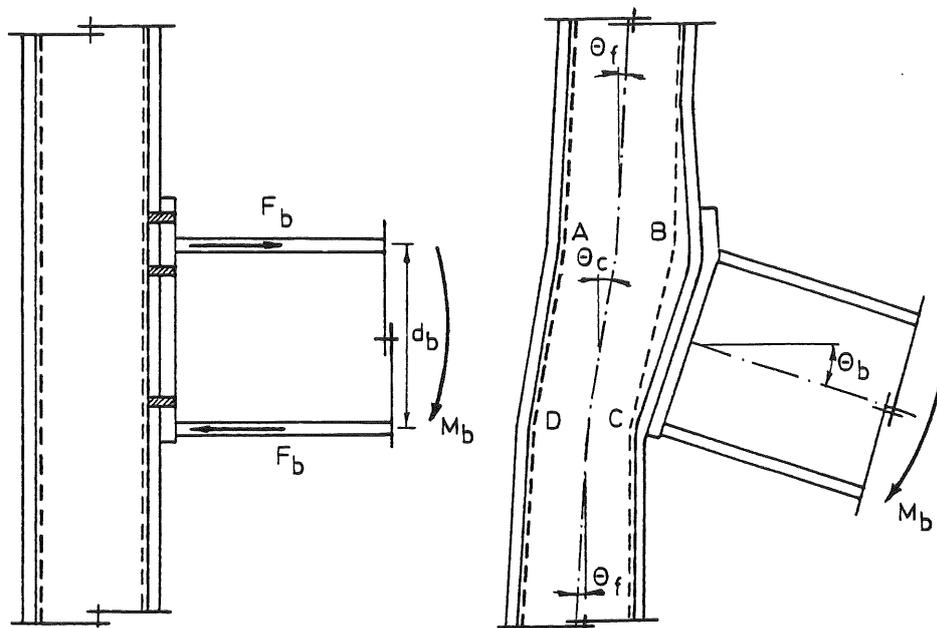


Figure 1.1. - Déformation d'un noeud d'axe fort à assemblage par plat d'about.

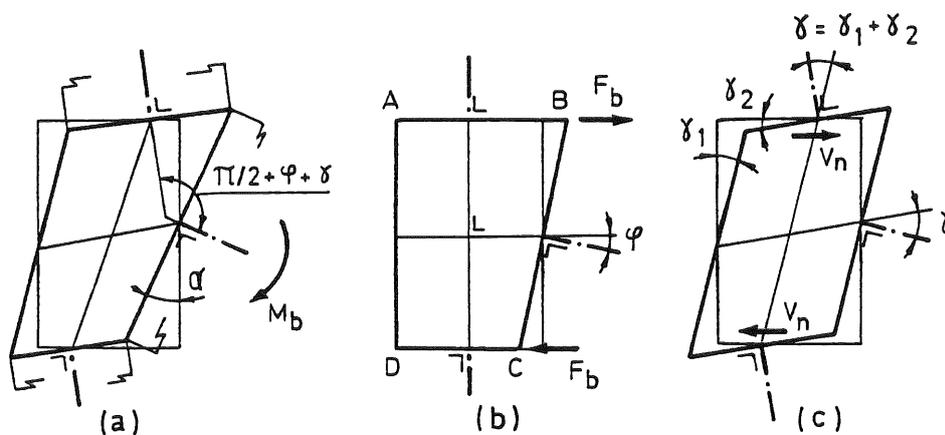


Figure 1.2. - Déformation globale du panneau d'âme (a) décomposée en une déformation "en trapèze" (b) et une déformation de cisaillement (c).

Il convient de réaliser la différence existant, pour un noeud donné, entre la sollicitation de l'(des) assemblage(s) et celle du panneau d'âme. Dans l'exemple précité, l'assemblage par plat d'about est soumis au moment de flexion M_b transmis de la poutre à la colonne, tandis que le cisaillement du panneau d'âme résulte de l'action combinée des forces F_b et des efforts tranchants dans la colonne, au niveau des semelles de la poutre. La différence de sollicitation de l'(des) assemblage(s) et du panneau d'âme, à l'intérieur d'un même noeud, impose donc une prise en compte distincte de ces deux sources de déformabilité aussi bien lors du relevé expérimental des courbes caractéristiques du comportement flexionnel que lors de l'utilisation de ce dernier pour une analyse de structure complète.

1.2. MODELISATION MATHEMATIQUE DES COURBES DE DEFORMABILITE DES NOEUDS.

La prise en compte du caractère semi-rigide des noeuds poutre-colonne lors du dimensionnement d'une ossature métallique nécessite la détermination préalable de leurs courbes de comportement caractéristiques. Le niveau de complexité de cette modélisation dépend fortement du type d'analyse structurale auquel on a recours :

- analyse non linéaire à l'aide d'algorithmes susceptibles de prendre en considération l'ensemble des facteurs affectant le comportement de la structure (contraintes résiduelles, déformée initiale, plasticité,...) et en particulier l'évolution réelle de la déformabilité et la résistance partielle des noeuds ;
- analyse élastique linéaire tenant éventuellement compte des effets du second ordre, analyse limite ou étude de la charge critique d'instabilité.

1.2.1. Modélisation précise des courbes de comportement.

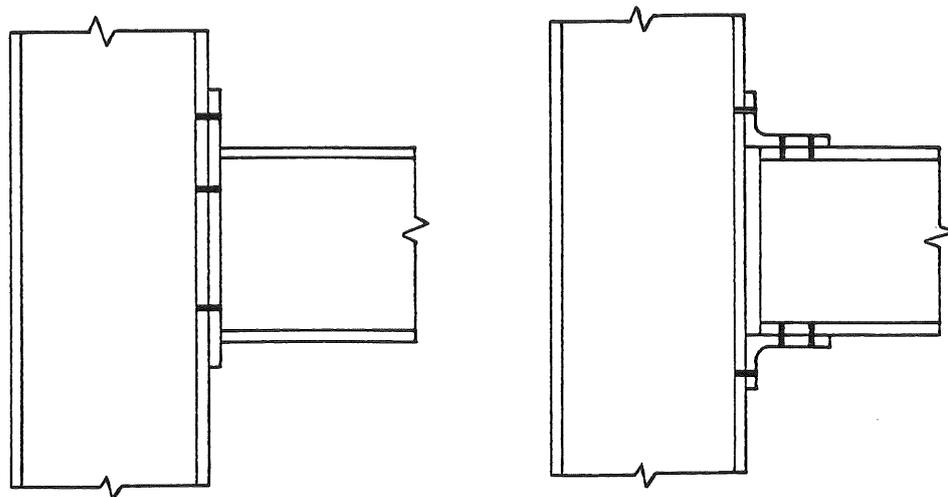
L'analyse non linéaire requiert la connaissance des courbes complètes de comportement des noeuds jusqu'à la ruine. Les modèles mathématiques développés au chapitre 3 fournissent, dans ce cas :

- des courbes multi-linéaires de prédiction de l'effet "trapèze" et du cisaillement de panneau d'âme ;
- des courbes non-linéaires de prédiction de la déformabilité d'assemblages par plat d'about débordant et par cornières de semelles (figure 1.3.).

Le reproche qui peut être adressé aux courbes multi-linéaires est assurément la modification soudaine, brutale et surtout peu réaliste de rigidité à l'intersection de deux zones à rigidité constante ainsi que l'écart parfois important existant entre la courbe réelle et le modèle multi-

linéaire dans certaines zones de rotation. Ces défauts sont inhérents au type de modélisation adopté: segments de droite reliant des niveaux caractéristiques de charge et de déformation.

Le passage des courbes multi-linéaires à des courbes d'allure plus continue par l'intermédiaire d'expressions mathématiques adéquates permettra d'éviter ces problèmes.



a) par plat d'about débordant b) par cornières de semelle.

Figure 1.3. - Types d'assemblage étudiés au chapitre 3.

1.2.2. Modélisation partielle des courbes de comportement.

L'étude de la charge de stabilité élastique linéaire d'une structure à noeuds semi-rigides repose sur la connaissance de la rigidité initiale de chacune des composantes de déformabilité des noeuds (figure 1.4.); celles-ci sont fournies directement par les modèles précités.

L'analyse élastique linéaire d'une ossature - par exemple dans le cadre de son dimensionnement - implique, comme son nom l'indique, une modélisation élastique linéaire du comportement des noeuds; divers auteurs recourent au concept de rigidité sécante pour caractériser cette dernière. La figure 1.4. définit cette rigidité sécante ainsi que son domaine de validité ($M_b < M_{by}$ ou $V_n < V_{ny}$).

Nous discuterons, dans la troisième partie de cette thèse (dimensionnement des ossatures), de la valeur de cette simplification, selon le type de structures (contreventées ou non). Nous montrerons également, au sous-chapitre 3.4., la manière dont la rigidité sécante peut être évaluée, quelle

que soit la composante de déformabilité considérée.

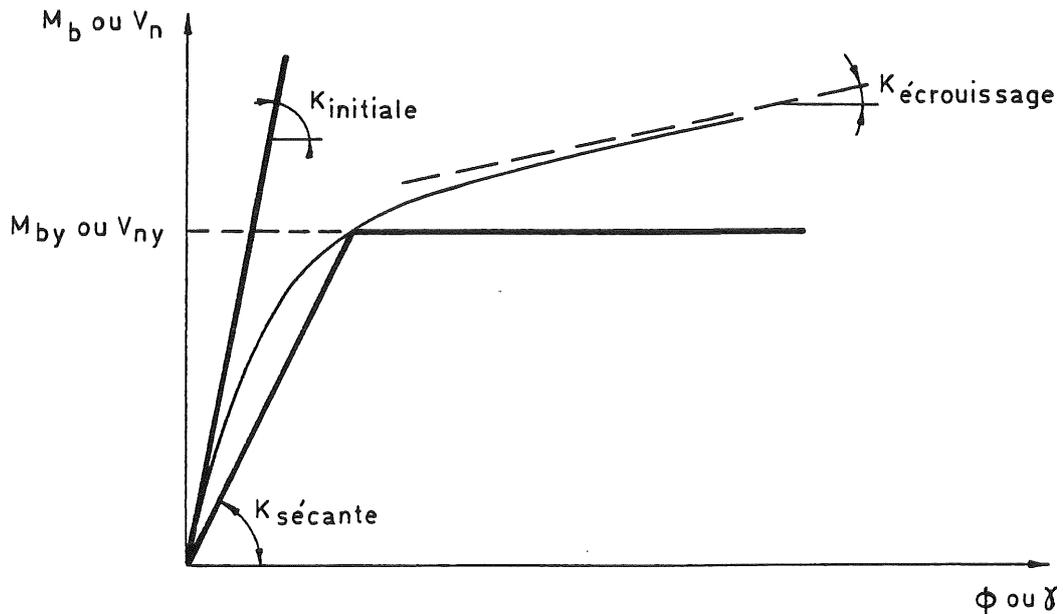


Figure 1.4. - Valeurs caractéristiques des courbes de déformabilité.

La capacité plastique de la zone du noeud considérée, M_{by} ou V_{ny} , constitue une limite à ne pas dépasser lors de l'étude élastique linéaire de la structure. Elle s'identifie également au "moment" plastique auquel on se référera lors de l'évaluation de la charge de ruine plastique de la structure (analyse limite).

D'un point de vue théorique, la capacité plastique de chacune des composantes du noeud équivaut, en l'absence de phénomène de voilement, à la charge maximum qu'elle peut supporter si l'on néglige l'augmentation de résistance due à l'écrouissage. En réalité, il s'avère parfois difficile, voire impossible, de repérer ce niveau de charge caractéristique sur une courbe moment-rotation d'origine expérimentale; nous discuterons ce point précis, composante par composante, au chapitre 3. Des méthodes simples d'évaluation de la capacité plastique de chacune des composantes du noeud seront également exposées.

La validité ainsi que la précision des modèles mathématiques de prédiction des courbes non linéaires de comportement des noeuds, ou de certaines de leurs caractéristiques, ne peuvent être démontrées que par l'intermédiaire de comparaisons avec des résultats d'essais expérimentaux de noeuds en vraie grandeur. Ceci justifie l'importance des campagnes expérimentales réalisées, ces dernières années, dans les laboratoires du service M.S.M. de l'Université de Liège. Le chapitre suivant y sera d'ailleurs en-

tièrement consacré.

L'analyse numérique des noeuds par la technique des éléments finis permet de mieux comprendre leur comportement jusqu'à la ruine. En effet, les simulations numériques aident à voir clairement la transmission des efforts grâce à l'analyse détaillée des contraintes, dans les panneaux d'âme des colonnes par exemple; de plus, elles mettent en évidence le mode de ruine. Les apports suivants sont également appréciables :

- la possibilité de modifier la valeur de certains paramètres - comme par exemple le type de chargement - afin d'étudier en détail l'influence de ceux-ci sur le comportement du noeud ;
- la possibilité d'ajouter des raidisseurs, ce qui autorise en définitive l'étude complète du noeud avec toutes les variantes possibles.

Ces deux apports revêtent en outre un intérêt économique évident, dans la mesure où le coût élevé des essais en laboratoire réduit fortement les possibilités de réalisation d'une étude paramétrique complète par voie expérimentale.

Ce type d'analyse ne sera appliqué, dans cette thèse, qu'aux noeuds à assemblage(s) complètement soudé(s), qui ne sont le siège que de déformations en "trapèze" et en cisaillement du panneau d'âme de la colonne. En effet, la simulation de divers phénomènes qui affectent le comportement des assemblages boulonnés, tels que le glissement de plats cisailés, l'ovalisation de trous de boulons ou encore l'évolution des forces de contact entre les pièces assemblées est certes envisageable du point de vue numérique, mais implique la résolution, à chaque étape du chargement, de systèmes non linéaires de très grande taille - ce qui est peu propice à l'utilisation de cette méthode en vue d'une étude paramétrique complète - et nous semble, au vu du nombre d'hypothèses à formuler, ne pouvoir permettre en définitive qu'une prédiction peu satisfaisante du comportement réel du noeud.

CHAPITRE 2

CAMPAGNES EXPERIMENTALES

- 2.1. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSIA. NOEUDS D'AXE FORT
- 2.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSIA. NOEUDS D'AXE FAIBLE
- 2.3. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSIA. NOEUDS TRIDIMENSIONNELS
- 2.4. PROGRAMME EXPERIMENTAL CECA-ARBED-ULG
- 2.5. ETUDE PARAMETRIQUE DES NOEUDS EN ACIER FAISANT L'OBJET D'UNE
MODELISATION THEORIQUE
 - 2.5.1. Noeuds à assemblages par plat d'about débordant
 - 2.5.2. Noeuds à assemblages par cornières de semelles.

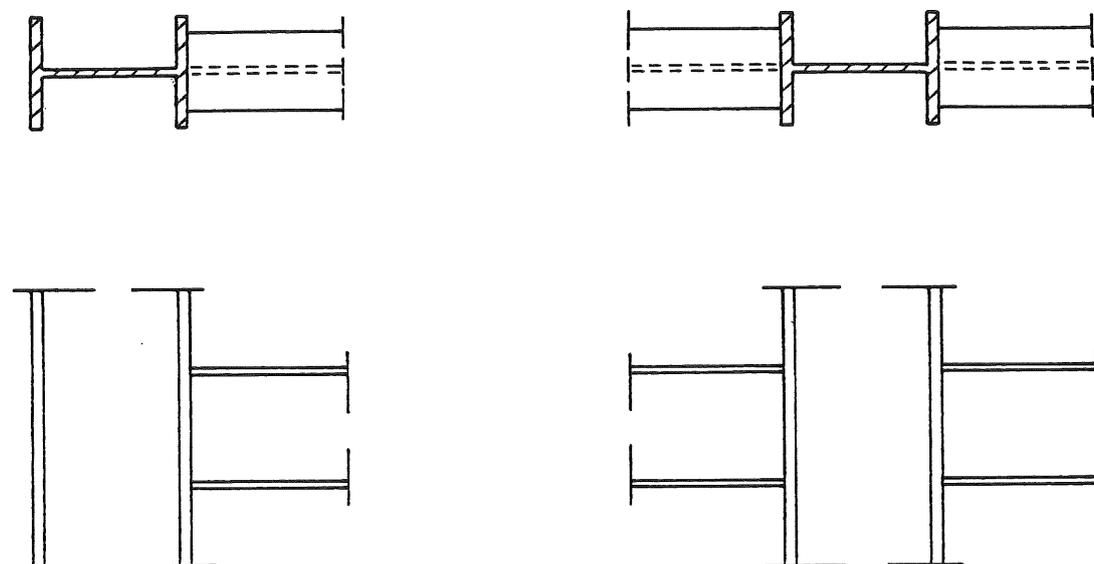
CAMPAGNES EXPERIMENTALES

Trois programmes de recherche expérimentale ont été effectués, ces dernières années, dans les laboratoires M.S.M. de l'Université de Liège :

- a) le premier [J1, J3] porte sur l'étude de la résistance et de la déformabilité de noeuds de rive boulonnés d'axe fort, pour lesquels la poutre est fixée à l'une des semelles de la colonne (figure 2.1.a);
- b) le second [J2, J4] comporte l'étude, d'une part, du comportement de noeuds de rive boulonnés d'axe faible, pour lesquels la poutre est reliée à l'âme de la colonne (figure 2.1.c) et, d'autre part, de noeuds de rive tridimensionnels caractérisés par la combinaison d'une poutre d'axe fort et d'une poutre d'axe faible (figure 2.1.d);
- c) le troisième [A1, J6] vise à une meilleure connaissance de noeuds de rive et intérieurs (figure 2.1.b) boulonnés d'axe fort (assemblages tout en acier et composites).

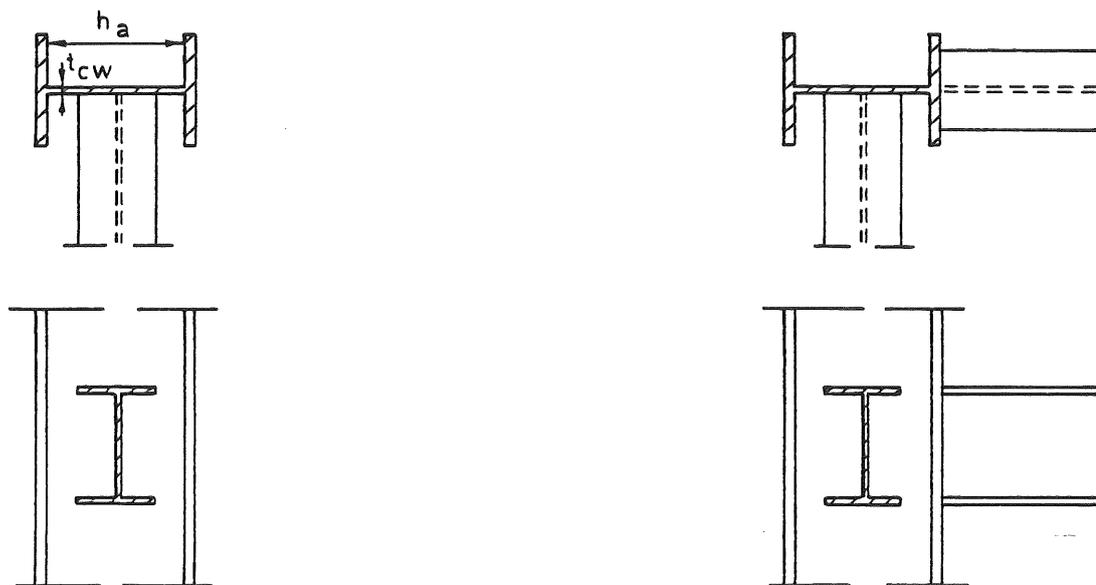
Les deux premières recherches expérimentales ont pu être menées à bien grâce à l'aide financière du Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques (CRIF) et de l'Institut pour la Recherche Scientifique dans l'Industrie et l'Agriculture (IRSIA). Les profils nécessaires à la réalisation des essais ont été fournis gracieusement par la S.A. ARBED à Luxembourg.

Le troisième volet des recherches expérimentales a été réalisé en collaboration avec la S.A. ARBED à Luxembourg, dans le cadre d'une recherche subventionnée par la CECA (Contrat CCE : 7210-SA/507).



a - Noeud de rive d'axe fort

b - Noeud intérieur d'axe fort



c - Noeud de rive d'axe faible d - Noeud tridimensionnel

Figure 2.1. - Type d'essais en laboratoire

Il ne nous semblait pas judicieux, en raison du nombre déjà important de pages, de présenter un rapport détaillé de ces trois recherches. Le lecteur intéressé trouvera l'ensemble des informations désirées dans les références suivantes :

- recherches CRIF-IRSIA : [J1, J2, J3 et J4] ;
- recherche CECA-ARBED-ULG : [A1, J6, S1].

Nous nous bornerons donc à décrire brièvement les essais effectués et à mettre en évidence les paramètres dont nous avons tâché de dégager l'influence.

Seuls les noeuds faisant l'objet, au chapitre suivant, de développements théoriques en vue de leur modélisation retiendront plus particulièrement notre attention.

2.1. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSIA. NOEUDS D'AXE FORT.

Les trois types d'assemblages représentés à la figure 2.2. ont été retenus en raison de leur utilisation fréquente en construction métallique et de leur relative simplicité de réalisation; il s'agit d'assemblages par plaque d'about, par cornières d'âme et par cornières de semelles.

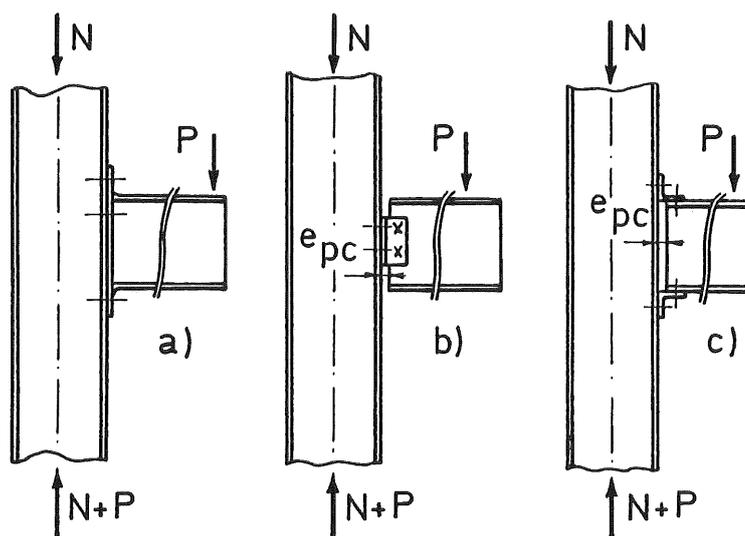


Figure 2.2. - Types d'assemblages d'axe fort.

Le détail des essais réalisés en laboratoire en fonction des paramètres envisagés est repris au tableau 2.1. Les caractéristiques mécaniques et géométriques des profilés ainsi que des divers éléments d'assemblages utilisés ont été relevées avant les essais; leurs valeurs ne sont pas reprises dans cette thèse.

Le dispositif expérimental de la figure 2.3. soumet les assemblages à un moment de flexion $M = PL$ et à un effort tranchant P dont l'influence sur les courbes moment-rotation obtenues peut d'ailleurs être négligée, étant donné la prépondérance du moment de flexion M qui résulte de la valeur importante du bras de levier L choisi.

L'effort P en bout de poutre est incrémenté pas-à-pas soit jusqu'à la ruine du noeud, soit jusqu'à l'obtention d'une flèche maximale de 20 cm admise en bout de poutre. Pour chaque pas de charge, les flèches sont mesurées transversalement à l'axe de profilés, sous la charge en bout de poutre, ainsi qu'aux extrémités de la colonne (déplacements éventuels d'appuis); les rotations de la poutre au niveau de l'assemblage et de la colonne, à hauteur du noeud, sont également enregistrées. Une description plus détaillée de l'instrumentation des essais est donnée en [J5].

L'ensemble de ces mesures permet de mettre en évidence les deux composantes de déformabilité d'un noeud poutre-colonne (voir 1.1.):

- la déformation de l'assemblage ;

- la déformation en cisaillement du panneau d'âme de la colonne.

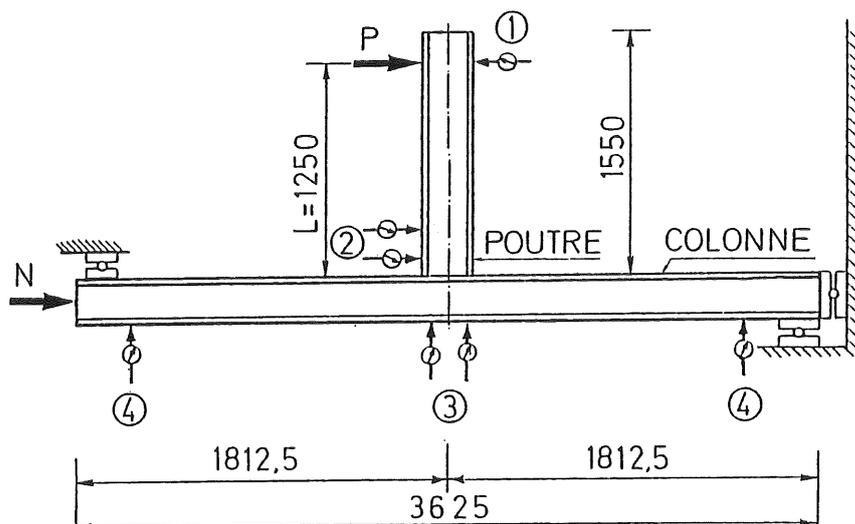


Figure 2.3. - Dispositif expérimental [mm].

Test N°	Colonne C	Poutre P	Rigidité flexionnelle relative P/C	Assemblage (fig.2.2.)	Chargement	Effort axial N	Pré-serrage boulons	e_{pc} (mm) Fig. 2.2.
01	HEB160	IPE200	0,78	a	S	300 kN	C	-
02	HEB160	IPE200	0,78	b	S	-	C	0
03	HEB160	IPE200	0,78	c	S	-	C	15
04	HEB160	IPE200	0,78	a	S	700 kN	C	-
05	HEB160	IPE200	0,78	b	S	-	C	15
06	HEB160	IPE200	0,78	c	S	-	M	15
07	HEB160	IPE200	0,78	a	S	-	C	-
08	HEB160	IPE200	0,78	b	Cyc	-	C	0
09	HEB160	IPE200	0,78	c	S	-	C	15
010	HEB160	IPE300	3,35	a	S	-	C	-
011	HEB160	IPE300	3,35	b	S	-	C	15
012	HEB160	IPE300	3,35	c	S	-	C	15
013	IPE240	IPE200	0,50	a	S	-	C	-
014	IPE300	IPE200	0,23	a	S	-	C	-
015	HEB160	IPE200	0,78	a	Cyc	-	C	-
016	HEB160	IPE200	0,78	b	S	-	M	15
017	HEB160	IPE200	0,78	c	Cyc	-	C	15
018	HEB160	IPE300	3,35	a	Cyc	-	C	-
019	HEB160	IPE300	3,35	b	Cyc	-	C	0
020	HEB160	IPE300	3,35	c	Cyc	-	C	15
021	IPE240	IPE200	0,50	a	Cyc	-	C	-
022	IPE300	IPE200	0,23	a	Cyc	-	C	-

- : l'effort dans la colonne est nul ou e_{pc} n'a pas de signification
 S : chargement statique ; Cyc : chargement cyclique
 C : préserrage à $0,8 f_y$; M : préserrage manuel contrôlé.

Tableau 2.1. - Détail des essais d'axe fort (recherche CRIF-IRSIA).

2.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSIA. NOEUDS D'AXE FAIBLE.

Lors de la définition du programme d'essais de noeuds d'axe faible (tableau 2.2.), trois paramètres ont été pris en considération: le type d'assemblage, la rigidité relative poutre-colonne et l'élanement h_a/t_{cw} (figure 2.1.) de l'âme de la colonne.

Les types d'assemblages sont semblables à ceux relatifs aux essais de noeuds d'axe fort (figure 2.4.). Les dimensions des éléments d'assemblage ont cependant été délibérément surélevées dans le but de concentrer au maximum la déformabilité du noeud dans l'âme de la colonne.

Toutes les caractéristiques mécaniques et géométriques des profilés et des éléments d'assemblage ont été mesurées.

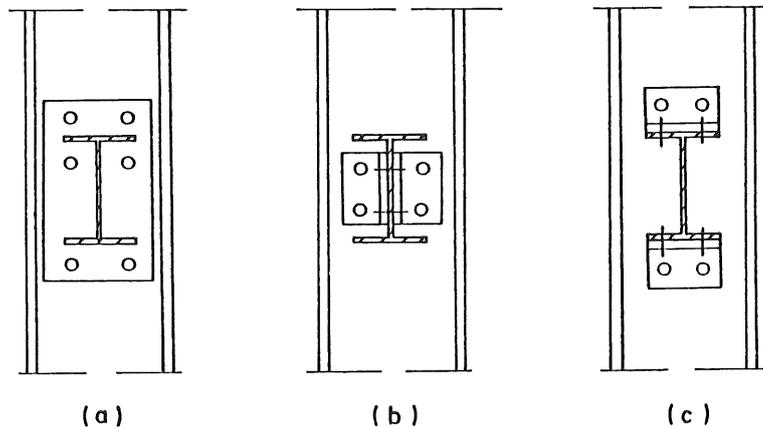


Figure 2.4. - Types d'assemblages d'axe faible

Test	Colonne C	Poutre P	Elancement de l'âme de la colonne h_a/t_{cw}	Rigidité flexionnelle relative P/C	Type d'assemblage (fig. 2.4.)
A1	IPE240	IPE160	35,5	0,33	a
A2	IPE240	IPE160	35,5	0,33	b
A3	IPE240	IPE160	35,5	0,33	c
A4	IPE300	IPE160	39,2	0,70	a
A5	IPE300	IPE160	39,2	0,70	b
A6	IPE300	IPE160	39,2	0,70	c
A7	HEA180	IPE160	25,3	1,06	a
A8	HEA180	IPE160	25,3	1,06	b
A9	HEA180	IPE160	25,3	1,06	c
A10	HEB160	IPE160	16,8	1,02	a
A11	HEB160	IPE160	16,8	1,02	b
A12	HEB160	IPE160	16,8	1,02	c

Tableau 2.2. - Détail des essais d'axe faible (recherche CRIF-IRSIA)

Le dispositif expérimental est identique à celui utilisé précédemment; il en est de même pour l'ensemble des mesures effectuées. Seule la flèche maximale autorisée en bout de poutre est portée de 20 à 40 cm en raison des rotations importantes liées à la déformation de l'âme des colonnes.

Dans le même ordre d'idées que pour les noeuds d'axe fort, les essais de noeuds d'axe faible ont clairement montré la nécessité de distinguer les deux composantes suivantes de la déformabilité d'un noeud (voir 1.1.):

- la déformation de l'assemblage ;
- la déformation hors-plan de l'âme de la colonne.

2.3. PROGRAMME EXPERIMENTAL CRIF-IRSI. NOEUDS TRIDIMENSIONNELS.

Un nombre élevé d'essais de noeuds tridimensionnels ont été réalisés à Liège dans le but d'acquérir des informations relatives à ces noeuds qui n'ont jamais fait l'objet, à notre connaissance, d'études approfondies.

L'influence des types de colonne et d'assemblage d'axe faible est prise en considération (tableau 2.3.).

Les essais sont réalisés à l'aide d'un dispositif expérimental d'essais de noeuds plans spécialement aménagé pour recevoir une poutre dans le plan perpendiculaire.

La valeur de la charge P_2 qui agit à l'extrémité de la poutre d'axe faible est maintenue constante durant l'essai, tandis que la charge P_1 "d'axe fort" est augmentée progressivement soit jusqu'à la ruine du noeud, soit jusqu'à l'obtention d'une flèche maximale admise de 20 cm. Les essais sont conduits pour différentes valeurs du rapport $M_{P2}/M_{V,P2}(P1 = 0)$ (voir dernière colonne du tableau 2.3.).

M_{P2} s'identifie au moment constant appliqué à l'assemblage d'axe faible durant l'essai. $M_{V,P2}(P1=0)$ représente la capacité plastique de l'âme de la colonne du noeud d'axe faible correspondant (voir 2.2.).

Le système de mesures - semblable à celui utilisé pour les essais de noeuds d'axe fort - permet de juger de la modification du comportement de l'âme cisailée de la colonne consécutive à la présence d'une poutre d'axe faible.

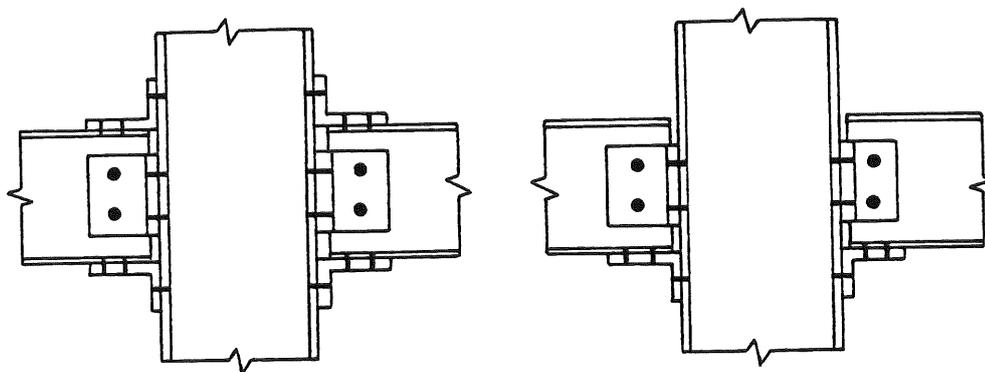
Test	Colonne	Poutre d'axe faible P_2	Assemblage d'axe faible (fig.2.4.)	Poutre d'axe fort P_1	Assemblage d'axe fort (fig.2.2.)	M_{P2}
						$M_{V,P2}(P1=0)$
I1	HEB160	IPE160	a	IPE200	a	1,25
I2	HEB160	IPE160	b	IPE200	a	0,91
I3	HEB160	IPE160	c	IPE200	a	0,25
I4	IPE300	IPE160	a	IPE200	a	0,67
I5	IPE300	IPE160	b	IPE200	a	0,93
I6	IPE300	IPE160	c	IPE200	a	0,61
I7	HEB160	IPE160	a	IPE200	a	0,77
I8	HEB160	IPE160	b	IPE200	a	0,40
I9	HEB160	IPE160	c	IPE200	a	0,65
I10	HEB160	IPE160	a	IPE200	a	1,19
I11	HEB160	IPE160	b	IPE200	a	0,87
I12	HEB160	IPE160	c	IPE200	a	0,97
I13	IPE300	IPE160	a	IPE200	a	0,46
I14	IPE300	IPE160	b	IPE200	a	0,67
I15	IPE300	IPE160	c	IPE200	a	0,74
I16	IPE300	IPE160	a	IPE200	a	0,90
I17	IPE300	IPE160	b	IPE200	a	1,03
I18	IPE300	IPE160	c	IPE200	a	1,10

Tableau 2.3. - Détail des essais tridimensionnels (recherche CRIF-IRSIA).

2.4. PROGRAMME EXPERIMENTAL CECA-ARBED-ULG.

Le tableau 2.4. donne une vue générique du programme expérimental. Les 56 noeuds testés sont scindés en deux groupes, selon la nature de l'assemblage boulonné qui relie la(les) poutre(s) en acier à la colonne (figure 2.5.).

- a) assemblage par cornières de semelles supérieure et inférieure et par cornière d'âme unique ;
- b) assemblage par cornière de semelle inférieure et par cornière d'âme unique.



a - Assemblage à 3 cornières

b - Assemblage à 2 cornières

Figure 2.5. - Types d'assemblages.

PARAMETRES		CORNIERES INF. DE SEMELLE + CORNIERE D'AME			CORNIERES DE SEMELLES + CORNIERE D'AME		
TYPES D'ASSEMBLAGE		A	B	C	D	E	F
HAUTEUR DE POUTRE (HP) : 3		1 essai par HP	1 essai par HP	-	1 essai par HP	1 essai par HP	1 essai par HP
EPAISSEUR DES CORNIERES (EC) : 2		1 essai par HP et par EC	1 essai par HP et par EC	-	1 essai par HP et par EC	1 essai par HP et par EC	1 essai par HP et par EC
POURCENTAGE D'ARMATURES (PA) : 3		1 essai par HP par EC et par PA	-	-	1 essai par HP par EC et par PA	-	-
DISPOSITION DES CONNECTEURS		1 test exploratoire (les autres paramètres étant fixés)	-	-	1 test exploratoire (les autres paramètres étant fixés)	-	-
NOMBRE D'ESSAIS/TYPE D'ASSEMBLAGE		19	6	0	19	6	0
NOMBRE TOTAL D'ESSAIS		25			31		
		56					

Tableau 2.4. - Vue générique du programme expérimental CECA-ARBED-ULG

Un dispositif expérimental identique à celui de la figure 2.3. a été utilisé pour les essais des noeuds de rive; ce montage permet de maximiser la valeur de l'effort de cisaillement dans le panneau d'âme de la colonne. Le chargement symétrique des noeuds cruciformes (figure 2.6.) ne crée, pour sa part, aucune contrainte de cisaillement dans le panneau d'âme mais soumet l'âme de la colonne à des efforts transversaux très importants.

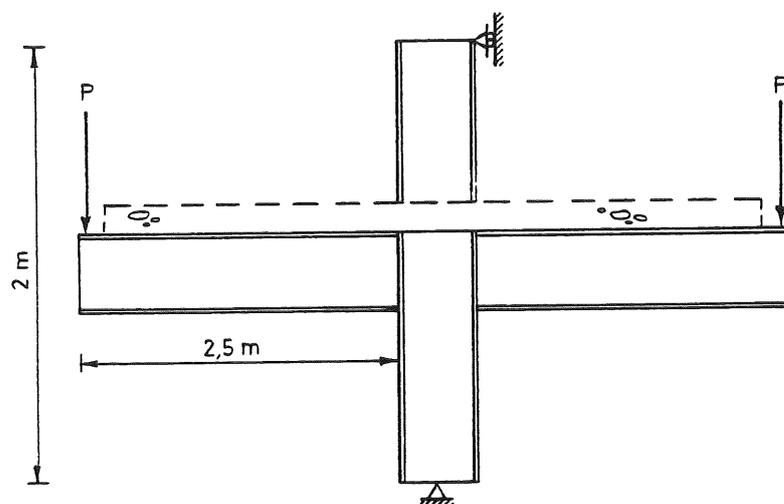


Figure 2.6. - Dispositif expérimental pour les noeuds cruciformes.

Les paramètres qui ont été retenus lors de l'élaboration de ce programme sont :

- a) le type de poutres : IPE240, 300 ou 360 ;
- b) l'épaisseur des cornières : 150 x 90 x 10 ou 150 x 90 x 13 ;
- c) le pourcentage d'armatures dans la dalle de béton: 0,7%, 1,3% et 2,1% ;
- d) le nombre de connecteurs entre la dalle de béton et les poutres en acier: les connecteurs sont en nombre suffisant pour assurer une interaction complète entre les poutres et la dalle jusqu'à la ruine des assemblages.

La liste complète des essais apparaît au tableau 2.5. Les tableaux 2.6. et 2.7. fournissent des renseignements supplémentaires quant à l'armaturage des dalles et quant au nombre et à la disposition des connecteurs.

L'instrumentation des pièces d'essais est décrite en détail aux références [S1] et [J5], tant pour les noeuds composites que pour ceux en acier. Le dispositif de mesures adopté permet d'isoler les courbes de déformabilité des assemblages et des panneaux d'âme cisailés (pour les noeuds de rive), mais également de dissocier différentes sources de déformabilité des assemblages telles que le glissement poutre-cornières, la déformation des cornières et de la semelle de la colonne, la déformée en "trapèze" de l'âme de la colonne sous l'effet des charges transversales, la déformée axiale de la

dalle en béton et l'allongement des armatures longitudinales,...

Dispositif expérimental	Numéro des essais	Type d'assemblage fig. 2.5.	Co-lonne	Poutre (s)	Epaisseur des cornières 150x90		Armaturage longitudinal de la dalle	Connecteurs et armaturage transversal
					cornière(s) de semelles (mm)	cornière d'âme (mm)		
					indice (tabl.2.6)	indice (tabl.2.7.)		
Dispositif en croix (figure 2.6.)	24x3C.1	a	HE200B	IPE240	10	10	A	A
	24x3C.2	a	HE200B	IPE240	10	10	B	A
	24x3C.3	a	HE200B	IPE140	10	10	C	A
	24x3C.4	a	HE200B	IPE240	10	10	-	-
	24x3C.5	a	HE200B	IPE240	13	13	A	A
	24x3C.6	a	HE200B	IPE240	13	13	B	A
	24x3C.7	a	HE200B	IPE240	13	13	C	A
	24x3C.8	a	HE200B	IPE240	13	13	-	-
	24x2C.1	b	HE200B	IPE240	10	10	A	A
	24x2C.2	b	HE200B	IPE240	10	10	B	A
	24x2C.3	b	HE200B	IPE240	10	10	C	A
	24x2C.4	b	HE200B	IPE240	10	10	-	-
	24x2C.5	b	HE200B	IPE240	13	13	A	A
	24x2C.6	b	HE200B	IPE240	13	13	B	A
	24x2C.7	b	HE200B	IPE240	13	13	C	A
	24x2C.8	b	HE200B	IPE240	13	13	-	-
	30x3C.1	a	HE200B	IPE300	10	10	C	B
	30x3C.2	a	HE200B	IPE300	10	10	A	B
	30x3C.3	a	HE200B	IPE300	10	10	B	B
	30x3C.4	a	HE200B	IPE300	10	10	B	C
	30x3C.5	a	HE200B	IPE300	10	10	-	-
	30x3C.6	a	HE200B	IPE300	13	13	A	B
	30x3C.7	a	HE200B	IPE300	13	13	C	B
	30x3C.8	a	HE200B	IPE300	13	13	B	B
	30x3C.9	a	HE200B	IPE300	13	13	-	-
	30x2C.1	b	HE200B	IPE300	10	10	B	B
	30x2C.2	b	HE200B	IPE300	10	10	A	B
	30x2C.3	b	HE200B	IPE300	10	10	C	B
	30x2C.4	b	HE200B	IPE300	10	10	B	C
	30x2C.5	b	HE200B	IPE300	13	13	A	B
	30x2C.6	b	HE200B	IPE300	13	13	B	B
	30x2C.7	b	HE200B	IPE300	13	13	C	B
	30x2C.8	b	HE200B	IPE300	10	10	-	-
	30x2C.9	b	HE200B	IPE300	13	13	-	-
	36x3C.1	a	HE200B	IPE360	10	10	A	D
	36x3C.2	a	HE200B	IPE360	10	10	B	D
	36x3C.3	a	HE200B	IPE360	10	10	C	D
	36x3C.4	a	HE200B	IPE360	10	10	-	-
	36x3C.5	a	HE200B	IPE360	13	13	A	D
	36x3C.6	a	HE200B	IPE360	13	13	B	D
	36x3C.7	a	HE200B	IPE360	13	13	C	D
	36x3C.8	a	HE200B	IPE360	13	13	-	-
	36x2C.1	b	HE200B	IPE360	10	10	B	D
	36x2C.2	b	HE200B	IPE360	10	10	A	D
	36x2C.3	b	HE200B	IPE360	10	10	C	D
	36x2C.4	b	HE200B	IPE360	10	10	-	-
	36x2C.5	b	HE200B	IPE360	13	13	C	D
	36x2C.6	b	HE200B	IPE360	13	13	B	D
36x2C.7	b	HE200B	IPE360	13	13	A	D	
36x2C.8	b	HE200B	IPE360	13	13	-	-	

Dispositif en "T"	24 ¹ 3C.1	a	HE200B	IPE240	10	10	-	-
	24 ¹ 3C.2	a	HE200B	IPE240	13	13	-	-
	30 ¹ 3C.1	a	HE200B	IPE300	10	10	-	-
	30 ¹ 3C.2	a	HE200B	IPE300	13	13	-	-
	36 ¹ 3C.1	a	HE200B	IPE360	10	10	-	-
	36 ¹ 3C.1	a	HE200B	IPE360	13	13	-	-

Tableau 2.5. - Détail du programme expérimental CECA-ARBED-ULG.

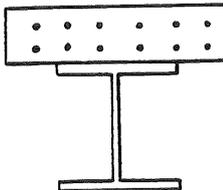
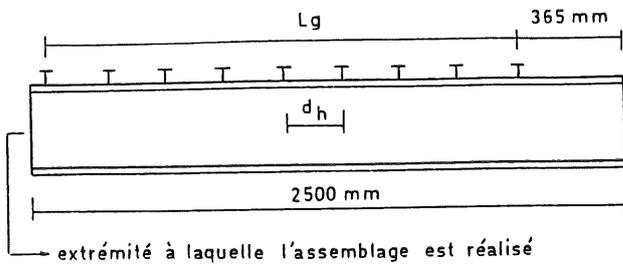
	indice	Diamètre des armatures (mm)	% d'armaturage longitudinal
	A	10	0.67
	B	14	1.3
	C	18	2.1

Tableau 2.6. - Armaturage longitudinal dans la dalle de béton.

indice	Connecteurs pour une poutre				Armaturage transversal	
	Diamètre (mm)	d_h (mm)	Nombre pour chacune des deux files	Lg (mm)	Diamètre (mm)	d_h (mm)
A	16	110	19	1980	8	10
B	19	110	19	1980	8	8
C	19	110	19	990	8	8
D	22	110	19	1980	8	8



extrémité à laquelle l'assemblage est réalisé

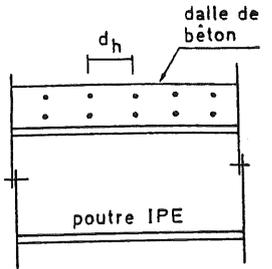


Tableau 2.7. - Connecteurs et armaturage transversal dans la dalle de béton

2.5. ETUDE PARAMETRIQUE DES NOEUDS EN ACIER FAISANT L'OBJET D'UNE MODELISATION THEORIQUE.

2.5.1. Noeuds à assemblage par plat d'about débordant.

L'influence des principaux paramètres envisagés (tableau 2.1.) peut être résumée de la manière suivante :

a) L'effort axial N de compression (figure 2.3.) appliqué aux colonnes des essais 01

(N = 300 kN) et 04 (N = 700 kN) n'affecte pas de manière significative le comportement en cisaillement du panneau d'âme de la colonne et, en particulier, sa capacité plastique. La comparaison des courbes correspondantes de cisaillement avec celle relative à l'essai 07 (N = 0) le montre à suffisance (figure 2.7.a).

Les efforts normaux considérés couvrent pourtant un large domaine de variation de rapport σ_{nN}/f_{ycw} (σ_{nN} et f_{ycw} représentent respectivement la contrainte normale dans la colonne résultant de l'application de l'effort normal N et la limite d'élasticité de l'âme de la colonne):

- essai 07 : $\sigma_{nN}/f_{ycw} = 0,00$
- essai 01 : $\sigma_{nN}/f_{ycw} = 0,18$
- essai 04 : $\sigma_{nN}/f_{ycw} = 0,43$

Ces observations corroborent tout à fait les conclusions d'une étude expérimentale similaire effectuée en 1973 par NAKAO [N1] pour des valeurs de σ_{nN}/f_{ycw} variant de 0 à 50 %.

Selon KATO [K1], ces 50 % constituent, d'un point de vue pratique, une borne supérieure du rapport σ_{nN}/f_{ycw} : de fait, les efforts axiaux de compression appliqués aux colonnes de bâtiment doivent être limités, lors du dimensionnement, afin de se prémunir contre une ruine par instabilité.

b) L'effort normal de compression N = 700 kN appliqué à la colonne de l'essai 04 engendre une réduction de l'ordre de 7 % de la capacité plastique de l'assemblage, par rapport aux essais 07 (N = 0) et 01 (N = 300 kN) dont les courbes de déformabilité des assemblages sont identiques (figure 2.7.b). Il semble donc exister une valeur limite de l'effort de compression au-delà de laquelle se manifeste l'influence de l'effort normal.

Bien évidemment, seule l'âme, en traction ou compression, et la semelle tendue de la colonne sont concernées par cette possible réduction de capacité plastique.

D'après l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode [E1] :

- la résistance de l'âme tendue de la colonne n'est pas influencée par

- la valeur de la contrainte normale σ_{ncw} agissant dans l'âme de la colonne, au niveau de la naissance du congé de raccordement ;
- la résistance de l'âme comprimée de la colonne est réduite d'un facteur e_w :

$$e_w = 1,25 - 0,5 \frac{|\sigma_{ncw}|}{f_{ycw}} \quad (2.1.)$$

dès que les contraintes normales σ_{ncw} excèdent 50 % de la limite d'élasticité f_{ycw} de l'âme de la colonne ;

- la résistance de la semelle tendue de la colonne est réduite d'un facteur e_f :

$$e_f = \frac{2f_{ycf} - 180 - |\sigma_{ncf}|}{2f_{ycf} - 360} \quad (2.2.)$$

dès que les contraintes normales dans la semelle tendue de la colonne, σ_{ncf} , excèdent 180 N/mm^2 ;

σ_{ncf} et f_{ycf} , la limite d'élasticité de la semelle de la colonne, sont exprimées en N/mm^2 .

Nous ne disposons pas de résultats d'essais expérimentaux nous permettant de valider les propositions relatives à la réduction de la résistance de l'âme de la colonne.

En effet, la capacité plastique des assemblages 01, 04 et 07 est associée au manque de résistance de la semelle de la colonne. Les contraintes normales σ_{ncf} dans la semelle correspondant à ce niveau de chargement valent respectivement :

- assemblage 07 : $\sigma_{ncf} = 89 \text{ N/mm}^2$ ($N = 0 \text{ kN}$)
- assemblage 01 : $\sigma_{ncf} = 33,7 \text{ N/mm}^2$ ($N = 300 \text{ kN}$)
- assemblage 04 : $\sigma_{ncf} = -40 \text{ N/mm}^2$ ($N = 700 \text{ kN}$).

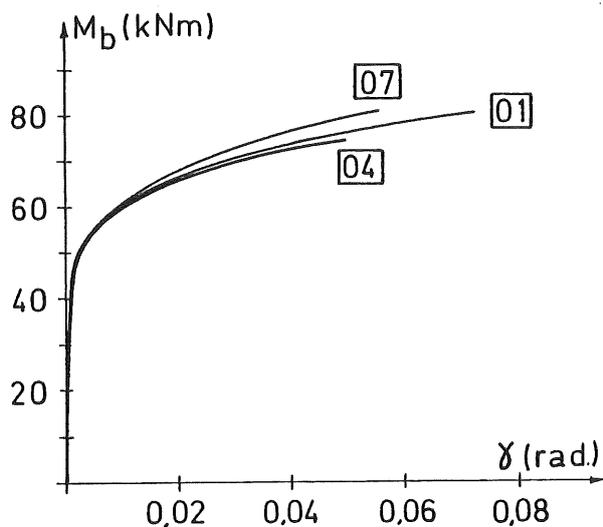
Selon la formule (2.2.), ces contraintes n'engendrent aucune réduction de la capacité plastique de la semelle de la colonne ($|\sigma_{ncf}| < 180 \text{ N/mm}^2$) alors que, expérimentalement, on constate une diminution de 7 %, peu significative il est vrai, de la capacité plastique de l'essai 04 par rapport à 01 et 07.

Il nous est donc impossible de porter un jugement de valeur sur ces règles basées sur l'expérimentation. Nous nous y référerons donc dans le cadre de cette thèse, mais il nous semble important, dans l'avenir, de mener des recherches plus approfondies dans ce domaine.

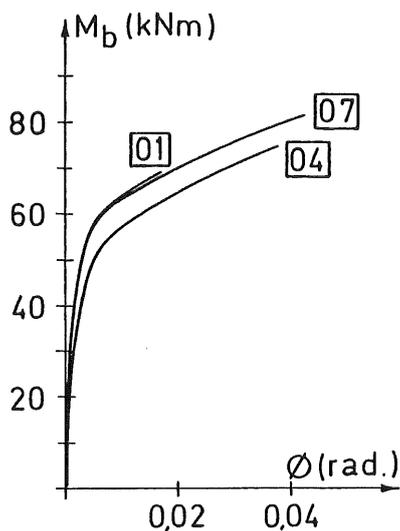
- c) La rigidité des courbes de déformabilité des panneaux d'âme cisailés et des assemblages par plat d'about n'est pas influencée, dans le domaine élastique de comportement, par la présence d'un effort normal dans la colonne (figure 2.7.).

Des conclusions similaires peuvent être tirées en ce qui concerne la ri-

gidité dite d'"écrouissage" définie à la figure 1.4.



a - Courbes de déformabilité des panneaux d'âme

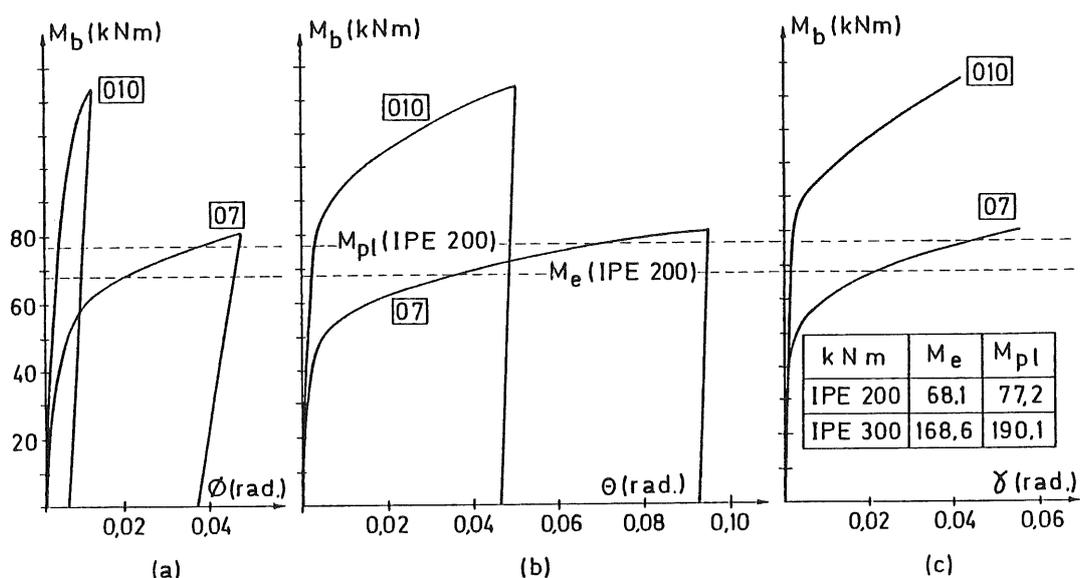


b - Courbes de déformabilité des assemblages

Figures 2.7. - Influence de l'effort normal de compression dans la colonne sur les courbes de déformabilité des noeuds à assemblages par plat d'about.

d) La figure 2.8. montre l'importance relative des déformabilités du panneau d'âme cisailé et de l'assemblage à l'intérieur d'un même noeud.

La capacité plastique respective de ces deux composantes d'un noeud poutre-colonne sont sensiblement égales pour l'essai 07; le panneau d'âme contribue donc largement à la rotation d'ensemble du noeud, ce qui n'est absolument pas le cas pour l'essai 010 dont l'assemblage constitue le point faible. Il est intéressant d'observer la déformabilité appréciable de l'assemblage, du panneau d'âme et donc du noeud tout entier qu'engendre l'atteinte, dans l'assemblage, du moment maximum élastique de la poutre. Les assemblages par plat d'about débordant ne sont donc pas nécessairement infiniment rigides et parfaitement résistants, comme on aurait trop souvent tendance à l'imaginer.



a - Assemblage

b - Noeud

c - Panneau d'âme cisailé

Figure 2.8. - Courbes de déformabilité des noeuds 07 (poutre IPE200) et 010 (poutre IPE300).

e) La rigidité initiale des assemblages 07 et 014 (assemblages à plat d'about identiques) dépend largement de la nature de la colonne (figure 2.9.). La faible épaisseur des semelles et l'élancement important de l'âme du profil IPE300 confèrent à l'assemblage 014 une faible rigidité initiale, comparativement à celle de l'assemblage 07 (colonne HE160B). La charge de ruine des assemblages 013 (colonne IPE240) et 014 (colonne IPE300) résulte du défoncement de l'âme de la colonne sous l'effet des charges transversales de compression transmises par les assemblages.

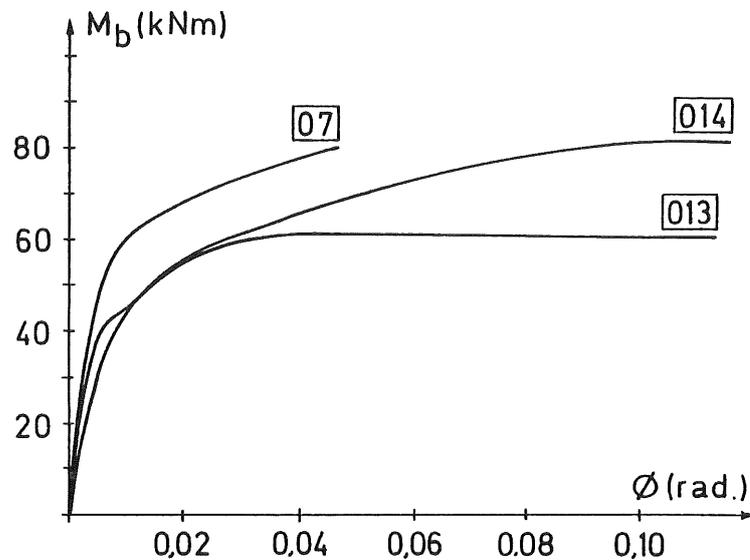


Figure 2.9. - Courbes de déformabilité des assemblages 07, 013 et 014 (poutres identiques).

2.5.2. Noeuds à assemblages par cornières de semelles.

Les courbes de déformabilité des noeuds 03, 06 et 012 (tableau 2.1.) à assemblages par cornières de semelles sont reportées dans un diagramme commun à la figure 2.10.

Les noeuds 03 et 06 ne diffèrent que par le degré de préserrage des boulons: préserrage complet pour 03 et préserrage manuel pour 06. On observe la similitude de la rigidité initiale et de la charge de ruine des deux noeuds ainsi que la proportionnalité de la charge de glissement entre la poutre et les cornières (palier horizontal) par rapport à l'effort de préserrage.

La déformabilité plus importante du noeud 06 en fin d'essai résulte de l'ovalisation supérieure des trous de boulons par pression diamétrale (contact boulons-bords des trous). Ce type de déformabilité, qui n'apparaît qu'après glissement, prend d'autant plus d'ampleur en fin d'essai que la charge associée à ce glissement est faible.

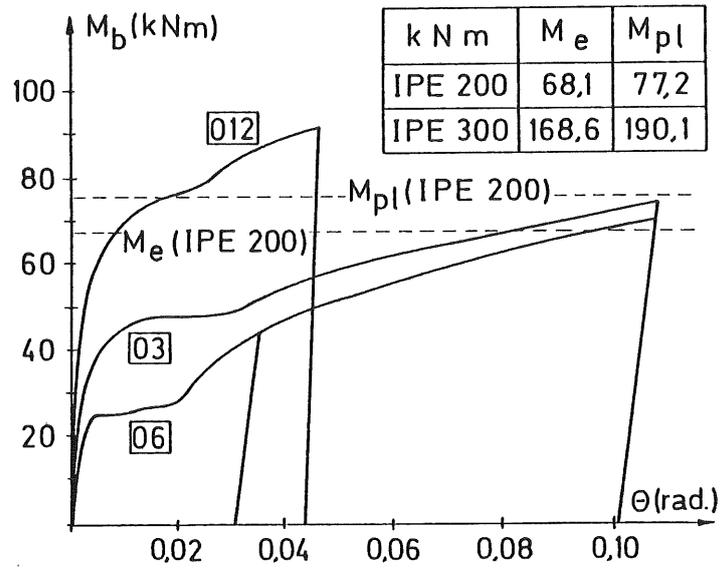


Figure 2.10. - Courbes de déformabilité des noeuds 03,06 et 012 (colonnes identiques).

CHAPITRE 3

DEVELOPPEMENTS THEORIQUES

3.1. TYPES DE NOEUDS ETUDIES

3.2. RESISTANCE ET DEFORMABILITE DES PANNEAUX D'AME

3.2.1. Simulations numériques de noeuds soudés

3.2.2. Etude de l'introduction de charges transversales dans un panneau d'âme de colonne (noeuds soudés non raidis)

3.2.2.1. Conclusions de l'étude numérique

3.2.2.2. Modèle de prédiction des courbes $M_b - \phi$ - noeuds soudés

3.2.3. Etude du cisaillement de panneau d'âme (noeuds soudés)

3.2.3.1. Conclusions de l'étude numérique

3.2.3.2. Modèle de prédiction des courbes $V_n - \gamma$ - noeuds non raidis

3.2.3.3. Modèle de prédiction des courbes $V_n - \gamma$ - noeuds raidis transversalement

3.2.4. Evaluation de la résistance ultime des panneaux d'âme non raidis (noeuds soudés)

3.2.4.1. Cisaillement du panneau d'âme

3.2.4.2. Plastification excessive de l'âme de la colonne sous chargement transversal

3.2.4.3. Instabilité de l'âme

a. Colonnes intérieures - profils HE

b. Colonnes de rive - profils HE

c. Colonnes à profils IPE

3.2.5. Comparaison des modèles existants de prédiction avec les résultats de simulations numériques (noeuds soudés)

3.2.5.1. Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement

3.2.5.2. Courbes $M_b - \phi$ d'introduction des charges transversales

3.2.5.3. Conclusions relatives aux modèles existants

a. Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement

b. Courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges transversales

3.2.6. Comparaison des modèles proposés de prédiction avec les résultats de simulations numériques (noeuds soudés)

3.2.6.1. Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement

3.2.6.2. Courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges transversales

3.2.6.3. Résistance ultime des panneaux d'âme

3.2.7. Passage de modèles multi-linéaires de prédiction à des courbes non-linéaires de déformabilité

3.2.8. Transposition des modèles de déformabilité des panneaux d'âme

- aux cas des noeuds en acier à assemblages boulonnés
- 3.2.8.1. Courbes $V_n-\gamma$ de cisaillement
- 3.2.8.2. Courbes $M_b-\phi$ d'introduction de charges transversales
 - a. Vérification de la charge ultime
 - b. Vérification des modèles de déformabilité
 - c. Modification du modèle en vue de la transposition aux noeuds à assemblages boulonnés
- 3.2.9. Propositions de modification des formules d'évaluation de la résistance de calcul des panneaux d'âme contenues dans l'Eurocode 3
 - 3.2.9.1. Résistance au cisaillement des panneaux d'âme
 - 3.2.9.2. Résistance à l'introduction des charges transversales
 - 3.2.9.3. Résistance du panneau d'âme tout entier
 - 3.2.9.4. Résumé des propositions de modification
- 3.3. RESISTANCE ET DEFORMABILITE DES ASSEMBLAGES EN ACIER PAR PLAT D'ABOUT DEBORDANT ET PAR CORNIERES DE SEMELLES
 - 3.3.1. Préliminaires
 - 3.3.2. Evaluation de la capacité plastique des assemblages
 - 3.3.2.1. Définition de la capacité plastique
 - 3.3.2.2. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par plat d'about débordant.
 - 3.3.2.2.1. Détail de la méthode contenue dans l'Eurocode 3
 - a. Etude du tronçon T
 - b. Ruine du plat d'about
 - c. Ruine de la semelle de la colonne
 - d. Charge de ruine de l'ensemble plat-semelle
 - 3.3.2.2.2. Autres méthodes de prédiction
 - 3.3.2.2.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles
 - 3.3.2.3. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par cornières de semelles.
 - 3.3.2.3.1. Détail de la méthode suggérée par HOTZ
 - a. Ruine de la semelle de la colonne
 - b. Ruine de la cornière tendue
 - 3.3.2.3.2. Autre méthode de prédiction
 - 3.3.2.3.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles
 - 3.3.2.4. Conclusions de l'étude comparative
 - 3.3.2.5. Propositions de nouvelles méthodes d'évaluation de la

capacité plastique des assemblages

3.3.2.5.1. Etude du tronçon T

- a. Effet des têtes de boulons
- b. Effet du préserrage initial des boulons

3.3.2.5.2. Application aux assemblages par plat d'about débordant

- a. Zone débordante du plat d'about
- b. Zone du plat d'about située sous la semelle tendue de la poutre
- c. Semelle de colonne

3.3.2.5.3. Application aux assemblages par cornières de semelles

- a. Cornières de semelles
 - a.1. Ruine des boulons
 - a.2. Ruine mixte
 - a.3. Ruine plastique
- b. Semelle de colonne

3.3.2.5.4. Comparaisons avec les résultats expérimentaux disponibles

- a. Assemblages par plat d'about débordant
- b. Assemblages par cornières de semelles
- c. Conclusions

3.3.2.6. Influence de l'interaction moment de flexion-effort normal-effort tranchant sur la capacité plastique des assemblages

3.3.3. Evaluation de la rigidité initiale des assemblages

3.3.3.1. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par plat d'about débordant.

3.3.3.1.1. Détail de la méthode suggérée par YEE et MELCHERS

3.3.3.1.2. Détail de la méthode contenue dans l'Eurocode 3

3.3.3.1.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles

3.3.3.2. Proposition d'une nouvelle méthode d'évaluation de la rigidité initiale

Assemblages par plat d'about débordant

3.3.3.2.1. Exposé de la méthode

3.3.3.2.2. Application aux essais expérimentaux disponibles

- 3.3.3.3. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par cornières de semelles.
 - 3.3.3.3.1. Détail de la méthode suggérée par KISHI et CHEN
 - 3.3.3.3.2. Détail de la méthode suggérée par AZIZINAMINI
 - 3.3.3.3.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles
 - 3.3.3.4. Proposition d'une nouvelle méthode d'évaluation de la rigidité initiale.
 - Assemblages par cornières de semelles
 - 3.3.3.4.1. Etude paramétrique
 - 3.3.3.4.2. Exposé de la méthode
 - a. Déformabilité de l'ensemble semelle de colonne - cornières de semelles
 - b. Ovalisation des trous de boulons et cisaillement des fûts de boulons
 - 3.3.3.4.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles
 - 3.3.4. Evaluation de la rigidité d'écrouissage des assemblages
 - 3.3.4.1. Rigidité d'écrouissage des éléments d'assemblage
 - 3.3.4.2. Rigidité d'écrouissage des assemblages par plat d'about
 - 3.3.4.3. Rigidité d'écrouissage des assemblages par cornières de semelles
 - 3.3.4.3.1. Espace poutre-colonne initialement nul
 - 3.3.4.3.2. Espace poutre-colonne initialement non nul
 - 3.3.4.4. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles
 - 3.3.5. Evaluation de la résistance ultime des assemblages
 - 3.3.6. Modélisation non linéaire des courbes de déformabilité des assemblages
- 3.4. MODELISATION BI-LINEAIRE DES COURBES DE DEFORMABILITE DES ASSEMBLAGES ET DES PANNEAUX D'AME CISAILLES
- 3.5. CONCLUSIONS

DEVELOPPEMENTS THEORIQUES

3.1. TYPES DE NOEUDS ETUDIES

L'occasion nous a été donnée, au travers des recherches expérimentales décrites au chapitre précédent, de réaliser un nombre très important d'essais (108 au total) de noeuds poutre-colonne de configurations très différentes:

- i) noeuds en acier d'axe fort à assemblage(s) par :
 - plat d'about débordant ;
 - cornières d'âme ;
 - cornières de semelles supérieure et inférieure ;
 - cornières de semelles supérieure, inférieure et cornière d'âme ;
 - cornières de semelle inférieure et cornière d'âme.
- ii) noeuds en acier d'axe faible à assemblages par :
 - plat d'about non débordant ;
 - cornières de semelles ;
 - cornières d'âme.
- iii) noeuds en acier tridimensionnels à assemblages par :
 - plats d'about ;
 - plat d'about et cornières d'âme ;
 - plat d'about et cornières de semelle.
- iv) noeuds composites à assemblages par :
 - cornières de semelles supérieure, inférieure et cornière d'âme ;
 - cornières de semelle inférieure et cornière d'âme.

Le développement de modèles théoriques de prédiction du comportement jusqu'à la ruine de chacun de ces noeuds constitue un travail colossal qui dépasse, et de loin, le cadre d'une seule thèse de doctorat.

Nous avons donc été amenés, par la force des choses, à opérer des choix.

Ceux-ci reposent sur les considérations suivantes :

- a) La recherche CECA-ARBED-ULG - dans le cadre de laquelle ont été testés les noeuds composites - était toujours en cours au moment de la rédaction de ce chapitre et nous n'avons disposé, jusqu'à présent, que du temps nécessaire à la mise au point d'un modèle intermédiaire permettant, d'une manière relativement compliquée d'ailleurs, la prédiction du comportement des noeuds jusqu'à la ruine [J6]; celui-ci doit être considéré comme un outil servant de développement à des modèles plus simples utilisables dans la pratique.
- b) Les noeuds tridimensionnels sont caractérisés par l'interaction, au niveau du panneau d'âme de la colonne, de deux types de déformabilité :
 - cisaillement et déformation "en trapèze" du panneau (poutre d'axe

fort) ;

- déformation hors-plan (poutre d'axe faible).

Leur modélisation réclame donc, au préalable, l'étude approfondie et isolée des deux types de déformabilité précités.

Les développements théoriques relatifs à la déformation hors-plan de l'âme font actuellement l'objet d'une autre thèse de doctorat qui a débuté, il y a deux ans, à l'Université de Liège. Nous nous sommes penché, pour notre part, sur le cisaillement et la déformation en "trapèze" des panneaux d'âme.

Ces deux composantes de déformabilité sont communes à tout noeud d'axe fort mais, en réalité, la modélisation d'un noeud tout entier réclame également l'étude de l'(des) assemblage(s).

Nous avons opté, dans cette thèse, pour les assemblages par plat d'about débordant et par cornières de semelles (fig. 1.3.); le premier, en raison de son utilisation courante en construction métallique et le second, du fait de sa capacité à transmettre des moments de flexion alors qu'il est généralement considéré comme une articulation lors d'un dimensionnement.

3.2. RESISTANCE ET DEFORMABILITE DES PANNEAUX D'AME

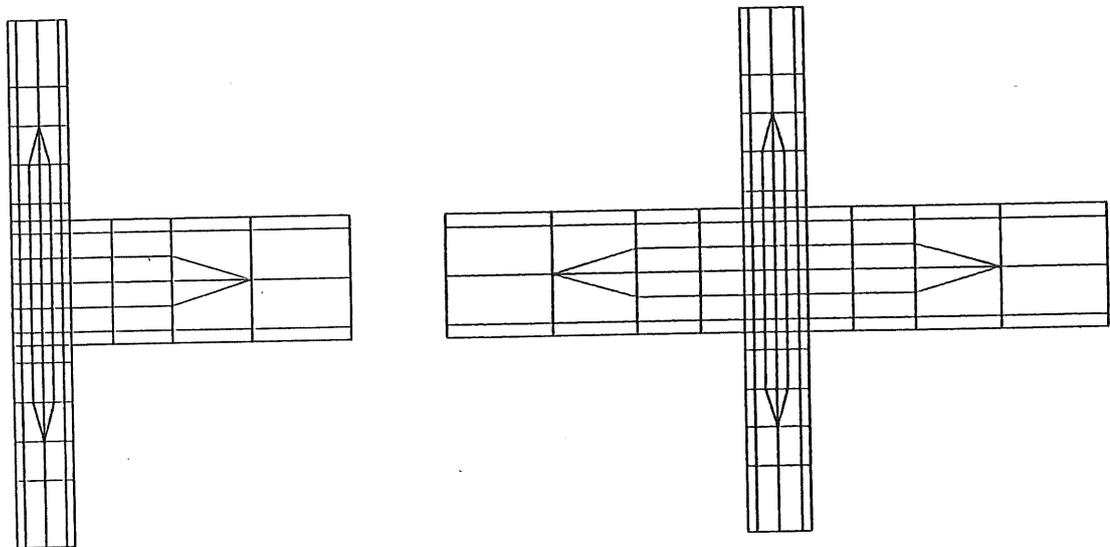
3.2.1. Simulations numériques de noeuds soudés

Une importante étude paramétrique a été réalisée à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne et à l'Université de Liège. L'ensemble des résultats et des conclusions de cette étude sont longuement détaillés en [A2].

Cette étude repose sur la simulation numérique, à l'aide du programme non-linéaire aux éléments finis FINELG [F1] du comportement jusqu'à la ruine de noeuds poutre-colonne à assemblages complètement soudés. Les non linéarités géométriques et matérielles sont prises en considération lors de l'analyse des noeuds en trois dimensions. Des éléments finis de type "coque" sont utilisés pour modéliser les semelles et les âmes des profilés, alors que des éléments de type "poutre" simulent la présence d'éventuels raidisseurs. La discrétisation en éléments finis adoptée respectivement pour des noeuds de rive (une colonne - une poutre) et pour des noeuds intérieurs (une colonne - deux poutres) est présentée à la figure 3.1.

L'acier est caractérisé par la loi multi-linéaire de comportement de la figure 3.2. L'état plan de contrainte, dans le domaine élasto-plastique, s'exprime au travers de l'utilisation de la théorie incrémentielle (flow theory) et du critère de plastification de von MISES. Des distributions

paraboliques de contraintes résiduelles dans l'âme et les semelles de profilés sont choisies en accord avec les recommandations européennes [M1]. Les imperfections de soudage ne sont pas simulées. Les données complètes relatives à ces simulations sont fournies en [A2].



a - Noeud de rive

b - Noeud intérieur

Figure 3.1. - Discretisations en éléments finis

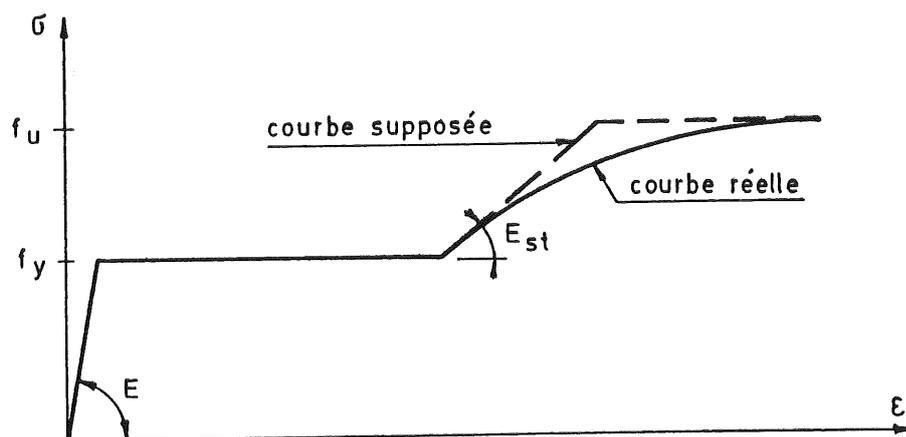


Figure 3.2. - Courbe σ - ϵ pour acier doux (indice cw pour âme de colonne et cf pour semelle de colonne).

La bonne correspondance entre les résultats de simulations numériques et d'essais en laboratoire sur des noeuds de rive soudés est démontrée en [A3].

Les courbes moment-rotation qui caractérisent les déformabilités en

cisaillement et en "trapèze" du panneau d'âme de la colonne ont été reportées pour chaque simulation effectuée.

L'étude paramétrique repose sur l'étude des facteurs suivants :

- a) le type de poutre(s) (voir tableau 3.2.) ;
- b) le type de colonne (voir tableau 3.2.) ;
- c) la sollicitation du noeud (voir figure 3.3.) ;
- d) la déformée transversale initiale de l'âme de la colonne [A4] ;
- e) la présence ou non de raidisseurs transversaux sur l'âme de la colonne ;
- f) l'écroutissage de l'acier.

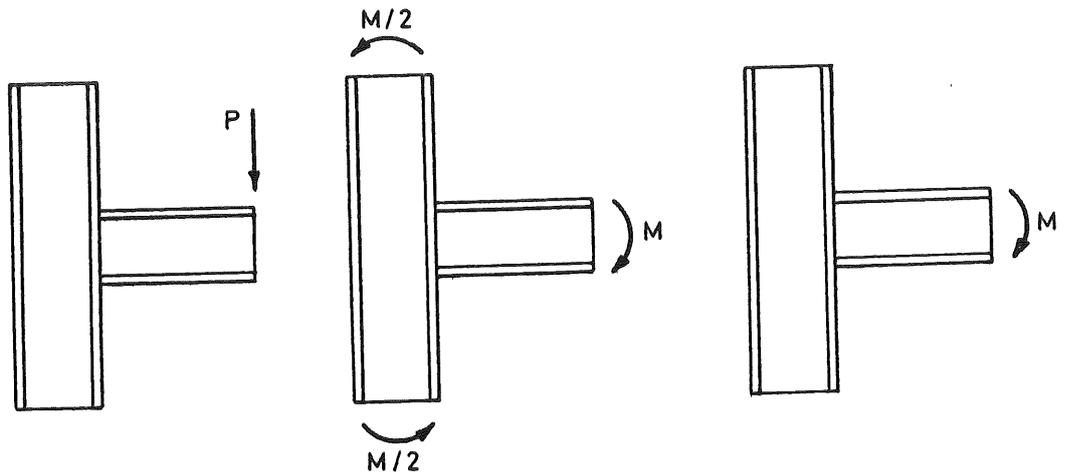
Le tableau 3.1. propose une vue générale des simulations numériques effectuées.

Noeuds soudés						
N°	Configuration	Indice du type de profilés et des dimensions (voir tableau 3.2.)	Type de chargement (figure 3.3.)	Raidissage transversal de l'âme de la colonne	Déformée initiale de l'âme de la colonne [A4]	Ecroutissage de l'acier
S1	Noeuds de rive	A	FS	non	oui	oui
S2			FS	non	oui	non
S3			FP	non	oui	oui
S4			FP	oui	oui	oui
S5			MP	non	oui	oui
S6		B	FS	non	oui	oui
S7			FS	non	non	oui
S8			FP	non	oui	oui
S9			FP	oui	oui	oui
S10	Noeuds intérieurs	A	FS	non	oui	oui
S11			FS	non	non	oui
S12			FP	non	non	oui
S13		B	FS	non	oui	oui
S14			FS	non	non	oui
S15			FP	non	non	oui
S16			FP	non	non	non
S17		C	FS	non	oui	oui
S18	D	FS	non	oui	oui	

Tableau 3.1. - Vue générale des simulations numériques.

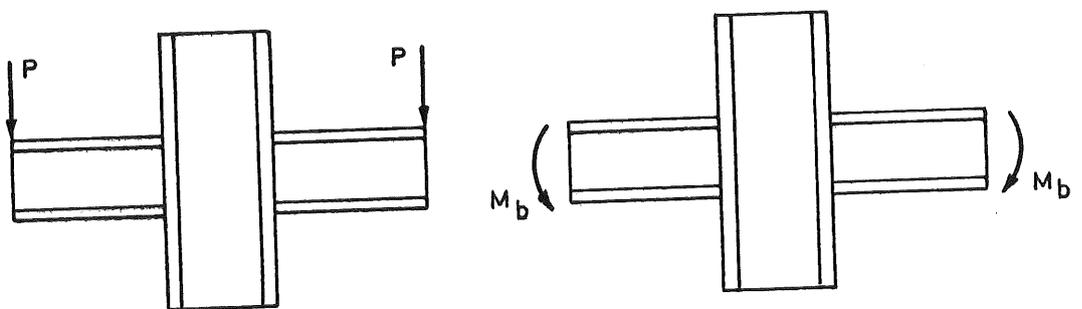
Indice	Poutres(s)		Colonne	
	Type	Longueur (mm)	Type	Hauteur (mm)
A	IPE330	698	HE160B	1.349
B	HE500B	580	HE300B	1.590
C	HE500B	580	DIL300	1.590
D	HE500B	580	HE300A	1.590

Tableau 3.2. - Types de profilés et dimensions



Flexion simple (FS) Flexion pure (FP) Flexion pure dans la poutre (MP)

a - Noeuds de rive



Flexion simple (FS)

Flexion pure (FP)

b - Noeuds intérieurs

Figure 3.3. - Mode de chargement des noeuds

Dans la suite de la thèse, nous ne nous référerons pas aux numéros des simulations numériques (S1, S2,...), ce qui obligerait le lecteur à de continus allers et retours entre les tableaux 3.1., 3.2. et la figure 3.3. Dès que cela s'avérera nécessaire, nous mentionnerons explicitement l'indice du type des profils et des dimensions (A, B,...) et le mode de chargement (FS, FP,...); nous spécifierons également s'il s'agit d'un noeud de rive ou intérieur, si la colonne est raidie ou non, et si la déformée initiale de l'âme de la colonne et l'écrouissage de l'acier ont été pris en compte lors du calcul numérique. Enfin, dans le but d'alléger le texte, l'absence de précision quant au raidissage du noeud, à la déformée de l'âme et à l'écrouissage de l'acier signifiera toujours que l'on a affaire à un noeud non raidi dont l'âme de la colonne possède une déformée initiale et pour lequel l'écrouissage de l'acier est considéré dans la simulation numérique.

3.2.2. Etude de l'introduction de charges transversales dans un panneau d'âme de colonne (noeuds soudés non raidis).

3.2.2.1. Conclusions de l'étude numérique.

Seules les principales conclusions de l'étude numérique des panneaux d'âme soumis à des charges transversales sont reprises ci-dessous. Le lecteur intéressé se référera à [A2] pour de plus amples informations.

a) La courbe $M_b - \phi$ caractéristique de la déformabilité "en trapèze" du panneau d'âme dépend, pour un noeud donné, de sa sollicitation réelle. Supposons les deux noeuds de rive soudés non raidis A et B (tableau 3.2) soumis aux types de chargement FS, FP et MP (figure 3.3.a) et reportons, pour chaque noeud, la courbe $M_b - \phi$ caractéristique dans un diagramme commun (figures 3.4. et 3.5.). Une similarité existe uniquement dans le domaine élastique de comportement du panneau.

Les différences entre les courbes $M_b - \phi$ dans le domaine inélastique ne peuvent être négligées.

En réalité, dans sa zone la plus sollicitée (figure 3.6.), un panneau d'âme non raidi est soumis à trois types de contraintes :

- des contraintes de cisaillement τ ;
- des contraintes normales σ_n résultant de l'effort de compression et du moment de flexion dans la colonne ;
- des contraintes normales σ_l résultant de l'introduction, dans l'âme de la colonne, des charges transmises par l'assemblage.

Naturellement, le comportement du panneau d'âme soumis à ces charges transversales est influencé, mis à part dans le domaine élastique liné-

aire, par l'importance relative de chacune de ces contraintes et ce, en fonction du type de chargement du noeud.

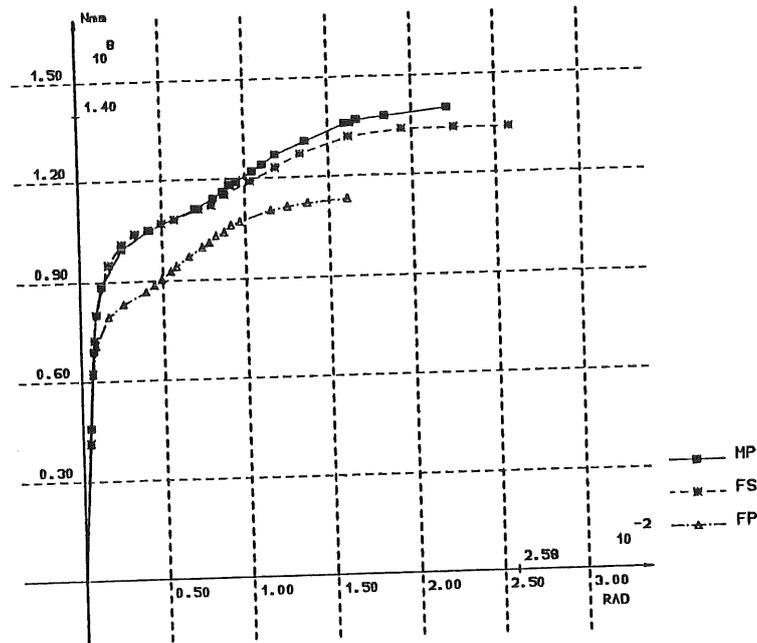


Figure 3.4. - Courbes $M_b - \phi$ caractéristiques (noeud de rive A - 3 cas de charge)

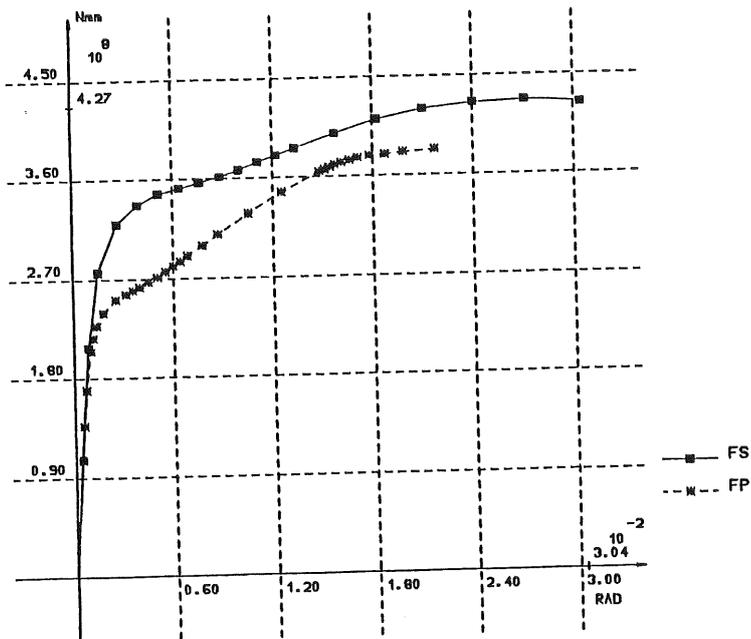


Figure 3.5. - Courbes $M_b - \phi$ caractéristiques (noeud de rive B - 2 cas de charge).

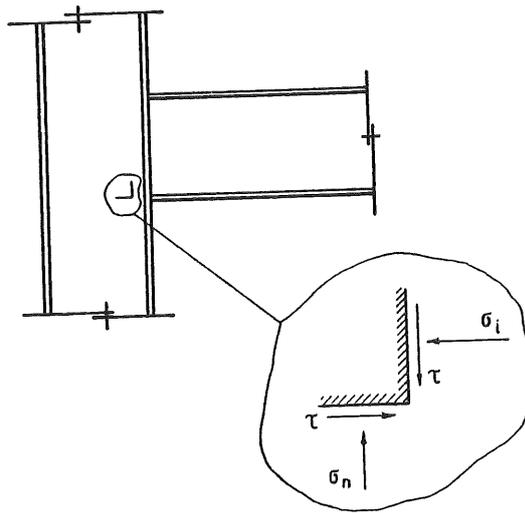


Figure 3.6. Différents types de contraintes dans un panneau d'âme

b) La capacité plastique d'un panneau d'âme soumis à des charges transversales ne peut être définie d'une manière similaire à ce qui peut être fait pour les panneaux d'âme cisailés (figure 3.7.): en effet, la propagation de plasticité ne se solde pas par l'apparition d'un plateau horizontal, dans la courbe $M_b - \phi$ lorsque l'écroutissement de l'acier n'est pas pris en compte dans la simulation numérique ; on constate plutôt le développement, jusqu'aux alentours de la charge de ruine, d'une phase d'augmentation progressive de la résistance et de la déformabilité de l'âme (figure 3.8.).

En vue de la modélisation des courbes $M_b - \phi$ que nous évoquerons en 3.2.2.2., nous proposons de définir une capacité pseudo-plastique M_{bpl} ; celle-ci caractérise le moment de flexion dans la poutre correspondant à l'état limite, défini à la figure 3.8., du panneau d'âme soumis aux charges transversales transmises par l'assemblage.

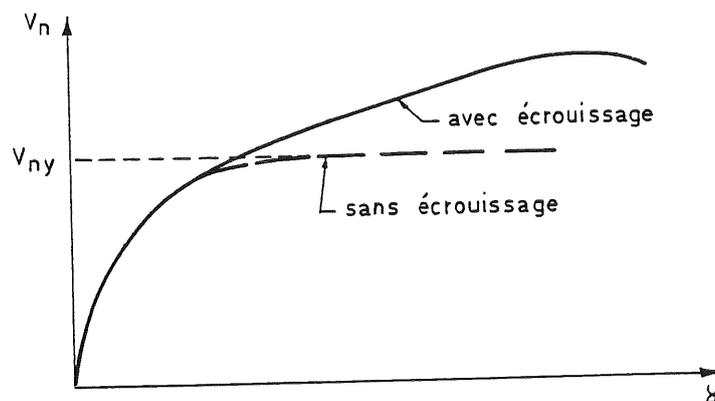
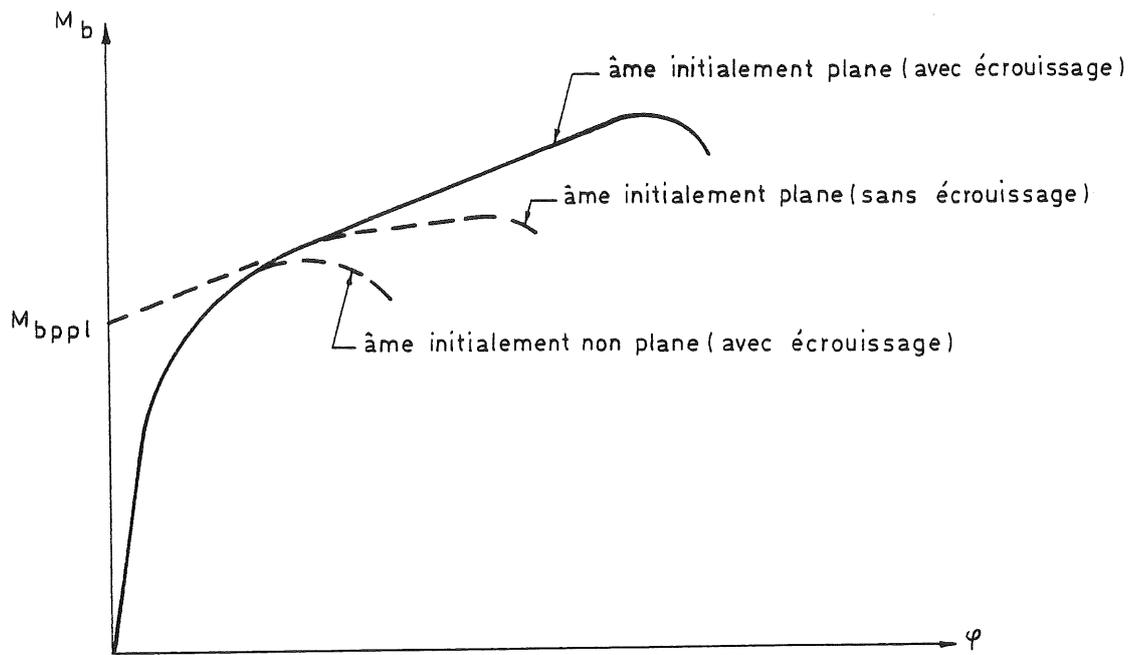
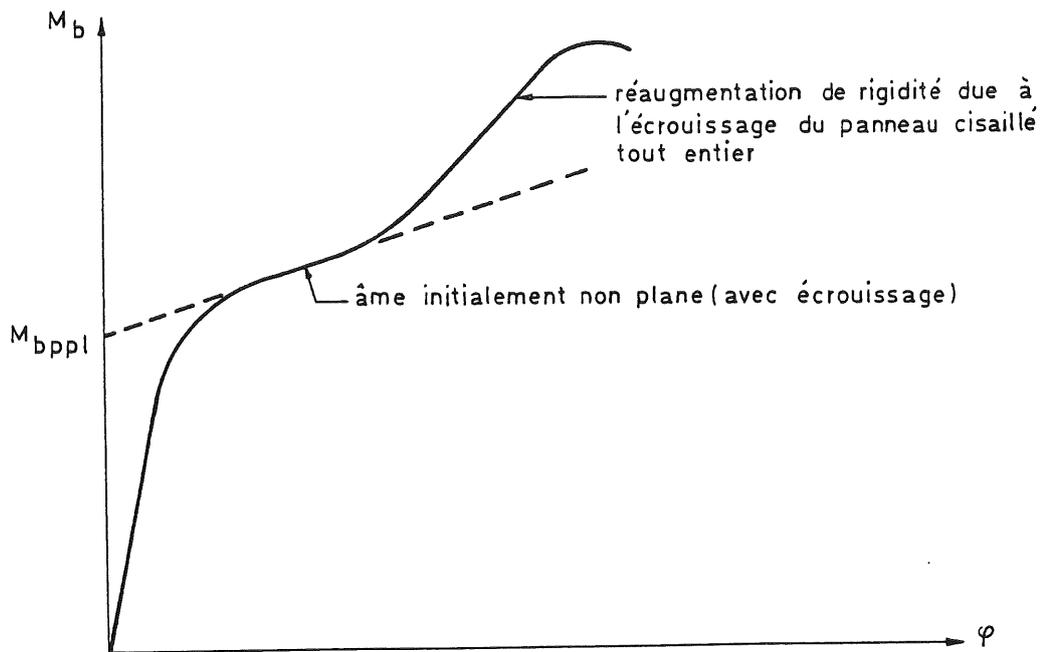


Figure 3.7. - Définition de la capacité plastique, V_{ny} , d'un panneau d'âme cisailé.



a - Noeuds intérieurs



b - Noeuds de rive

Figure 3.8. - Définition du moment pseudo-plastique d'un panneau d'âme soumis à des charges transversales.

- c) La propagation de plasticité dans un panneau d'âme soumis à des charges transversales n'est pas affectée par la présence des contraintes σ_n dans l'âme, tant que leurs valeurs n'excèdent pas une limite relativement élevée qui devrait être définie explicitement.

Cette constatation semble confirmer le résultat d'une étude expérimentale menée en Hollande [Z1] et qui tend à montrer :

- l'influence négligeable des contraintes σ_n sur la capacité "plastique" de la zone tendue de l'âme de la colonne ;
- l'influence négligeable, sur la capacité "plastique" de la zone comprimée de l'âme de la colonne, de contraintes σ_{ncw} (à la naissance du congé de raccordement) inférieures à 50 % de la limite d'élasticité de l'âme de la colonne, f_{ycw} .

Par ailleurs, nous savons que l'Eurocode 3 propose, pour des valeurs supérieures de σ_{ncw} ($\sigma_{ncw} > 0,5 f_{ycw}$), de réduire la capacité "plastique" de la zone comprimée par l'intermédiaire du coefficient multiplicateur e_w :

$$e_w = 1,25 - 0,5 \frac{|\sigma_{ncw}|}{f_{ycw}} \quad (3.1.)$$

Comme nous l'avons déjà signalé en 2.5.1., les simulations numériques, tout comme les essais expérimentaux disponibles, ne nous permettent pas de porter un jugement sur la validité de ces règles.

Nous avons le sentiment que ce point précis devrait faire l'objet, dans l'avenir, d'une étude très approfondie impliquant la simulation numérique et l'essai en laboratoire d'un certain nombre de noeuds supplémentaires.

Dans l'immédiat, nous nous référerons donc à la formule (3.1.).

Nous tenons toutefois à faire remarquer que le faible niveau de contraintes σ_{ncw} dans les colonnes des noeuds qui serviront, dans la suite de cette thèse, à valider nos modèles de déformabilité, écarte complètement l'éventualité d'une telle réduction de la capacité plastique.

- d) L'amplitude initiale de la déformée transversale de l'âme de la colonne n'influence l'allure des courbes $M_b - \phi$ que pour les noeuds dont la ruine est associée au voilement de l'âme: elle affecte la valeur de la charge ultime de voilement de manière significative mais, par contre, modifie très peu la déformabilité du panneau d'âme tant que la ruine n'est pas atteinte (figure 3.8.a).
- e) La comparaison (figure 3.9.) des courbes $M_b - \phi$ relatives au noeud de rive A non raidi (figure 3.1.a) et au noeud intérieur (figure 3.1.b) correspondant - même colonne et même type de poutre - montre clairement la similitude de comportement dans le domaine élastique (il n'est pas

possible de comparer les courbes dans le domaine inélastique vu la différence des contraintes qui interagissent dans les âmes de colonne). L'influence de la sollicitation du noeud, telle qu'elle a été décrite au (a) ci-dessus, apparaît dans ce cas comme extrêmement importante et significative (les deux noeuds sont soumis à des chargements de flexion simple définis à la figure 3.3.).

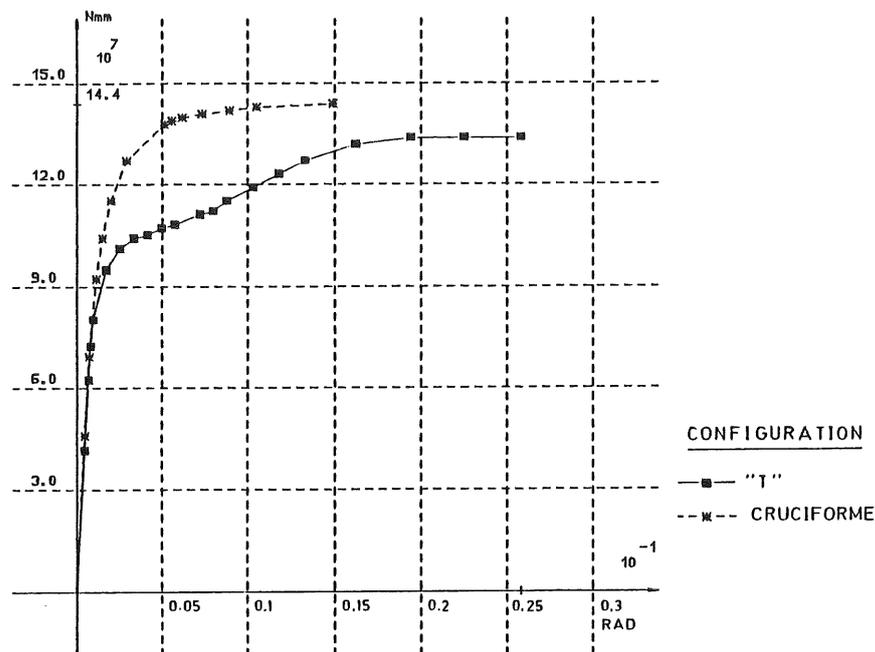


Figure 3.9. - Comparaison des courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges pour le noeud de rive A non raidi et le noeud intérieur correspondant (chargement en flexion simple - FS - voir figure 3.3.).

3.2.2.2. Modèle de prédiction des courbes $M_b - \phi$

Les développements théoriques qui ont conduit à la modélisation multilinéaire des courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges sont exposés en [A2]. La figure 3.10. reprend les caractéristiques principales du modèle proposé pour les panneaux d'âme de noeuds à assemblages soudés non raidis.

La rigidité initiale K_{bi} résulte de l'étude (figure 3.11.) d'une "poutre" élastique (semelle de colonne) reposant sur une "fondation" élastique (âme de colonne).

En raison du raidissage de la semelle de la colonne par l'âme soudée de la poutre, la "poutre" du modèle est supposée infiniment rigide dans la zone

d'assemblage (figure 3.12.).

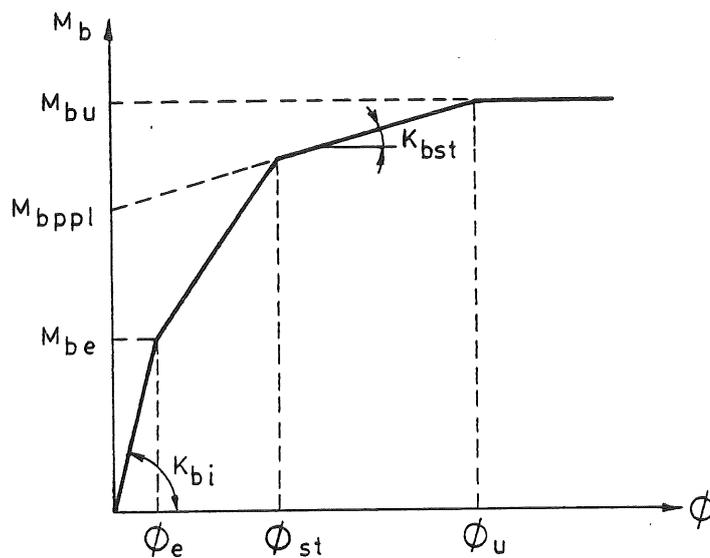


Figure 3.10. - Caractéristiques du modèle multi-linéaire de prédiction des courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges.

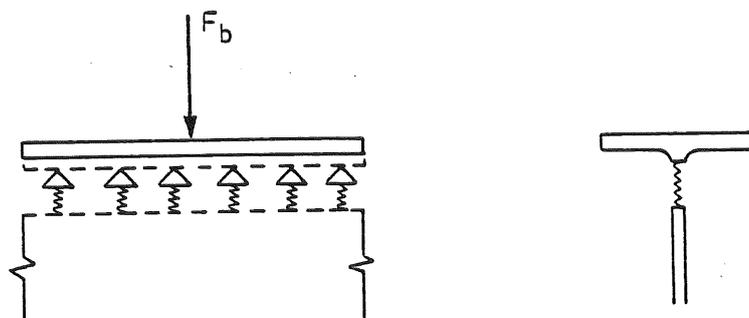


Figure 3.11. - Définition de la "poutre" et de la "fondation"

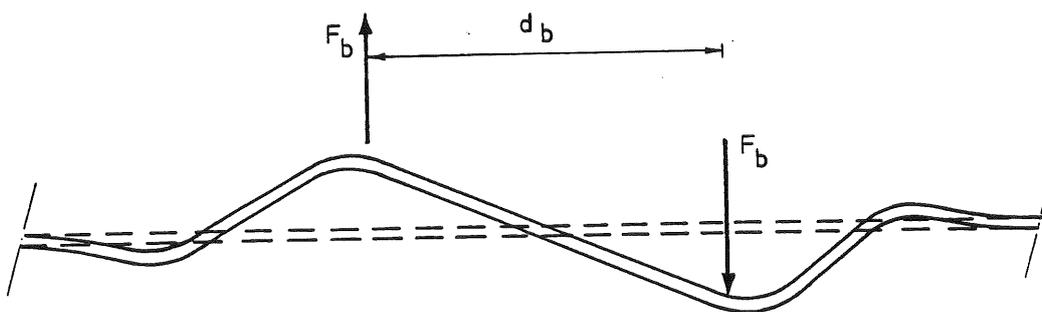


Figure 3.12. - Allure de la déformée de la "poutre"

La rigidité initiale K_{bi} est donnée par :

$$K_{bi} = k_{cw} \frac{d_b^2}{2} \left[\frac{1}{\lambda} + \frac{2}{\lambda^2 d_b} \left(1 + \frac{1}{\lambda d_b} \right) + \frac{d_b}{6} \right] \quad (3.2.)$$

où : d_b = distance entre les centres de gravité des semelles de la poutre ;

$k_{cw} = Et_{cw}/h_{cw}$ (les dimensions géométriques de la colonne sont fournies à la figure 3.13.) ;

$\lambda = \sqrt[4]{k_{cw}/4EI_{cf}}$ (I_{cf} représente l'inertie de la "poutre élastique" définie à la figure 3.13.).

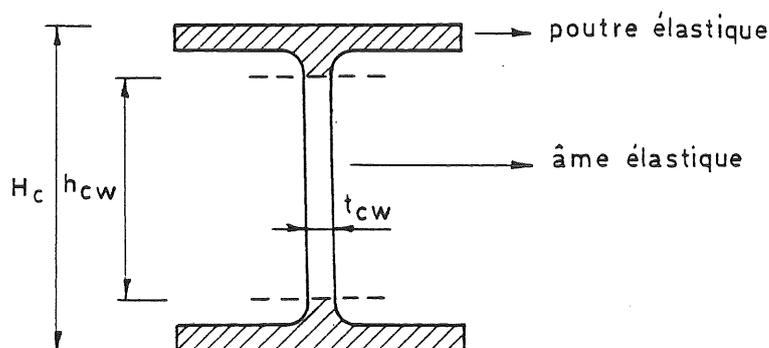


Figure 3.13. - Caractéristiques géométriques de la "poutre" et de la "fondation".

Le moment maximum élastique, M_{be} , constitue le niveau de charge associé à l'apparition de plasticité dans l'âme de la colonne, sous l'action (voir 3.3.2.1.) des seules contraintes τ et σ_i (figure 3.6.). Les contraintes τ résultent de la division de l'effort de cisaillement V_n par l'aire cisailée de l'âme de la colonne (voir 3.2.3.).

La mise en équations du modèle précité fournit l'expression suivante des contraintes σ_i maximales [A2] :

$$\sigma_i = \frac{M_b}{d_b t_{cw}} \frac{1}{\left[\frac{1}{\lambda} + \frac{2}{d_b \lambda^2} \left(1 + \frac{1}{d_b \lambda} \right) + \frac{d_b}{6} \right]} \quad (3.3.)$$

M_b représente le moment de flexion dans la poutre au niveau de l'assemblage. L'introduction des contraintes σ_i et τ dans le critère de plastification de von MISES :

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_{iy}^c + 3\tau_y^c} = f_{ycw} \quad (3.4.)$$

permet de déterminer σ_{iy}^c et τ_y^c (les valeurs particulières de σ_i et τ qui initient la plasticité dans l'âme) et d'en déduire, grâce à la formule

(3.3.), la valeur du moment maximum élastique, M_{be} .

La rotation ϕ_{st} correspond à l'apparition d'écroutissement dans l'âme :

$$\phi_{st} = \frac{\epsilon_{stcw} h_{cw}}{d_b} \quad (3.5.)$$

ϵ_{stcw} défini à la figure 3.2.

Le moment pseudo-plastique, $M_{b ppl}$, (voir 3.2.2.1.) est évalué comme suit (figure 3.14.) :

$$M_{b ppl} = t_{cw} \cdot l_p \cdot d_b \cdot \sigma_{iy}^c \quad (3.6.)$$

où: t_{cw} = épaisseur d'âme de la colonne ;

d_b = distance entre les centres de gravité des semelles de la poutre ;

$$l_p = t_{bf} + 2\sqrt{2} a_F + 5 (t_{cf} + r_c)$$

avec : t_{bf} = épaisseur de la semelle de la poutre ;

a_F = rayon de gorge du cordon de la colonne ;

t_{cf} = épaisseur de la semelle de la colonne ;

r_c = rayon de raccordement de la colonne ;

σ_{iy}^c se déduit de la formule (3.4.).

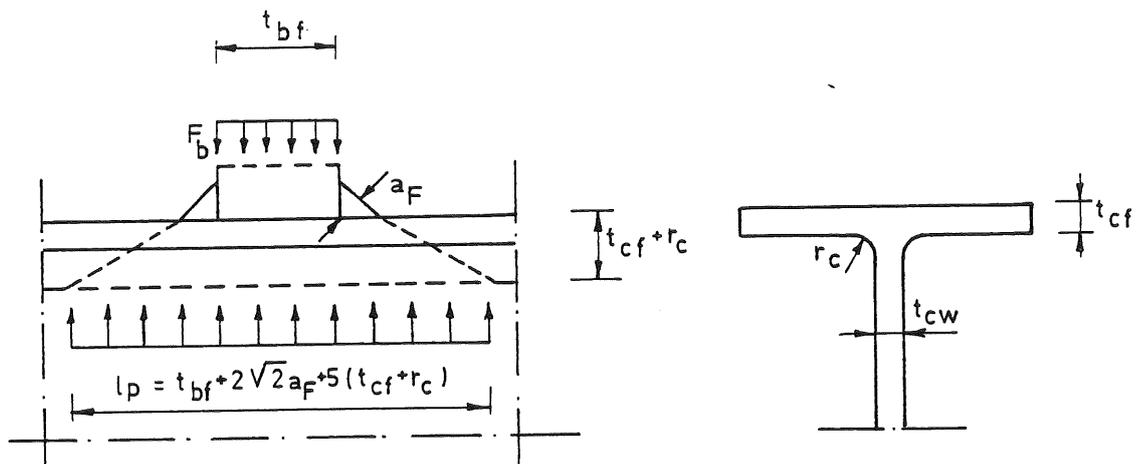


Figure 3.14. - Définition de l_p et t_{cw}

La rigidité d'écroutissement, K_{bst} , s'exprime simplement par :

$$K_{bst} = K_{bi} \frac{E_{stcw}}{E_{cw}} \approx K_{bi}/50 \quad (3.7.)$$

Les propriétés mécaniques de l'acier sont définies à la figure 3.2.

Les formules d'évaluation du moment de flexion ultime M_{bu} sont détaillées en 3.2.4.

3.2.3. Etude du cisaillement de panneau d'âme (noeuds soudés)

3.2.3.1. Conclusions de l'étude numérique

Les principales conclusions de l'étude numérique [A2] relative au comportement des panneaux d'âme cisailés sont exposées ci-dessous :

- a) Les contraintes de cisaillement dans les panneaux d'âme peuvent être considérés comme uniformément distribués quel que soit le niveau de charge auquel ils sont soumis; l'explication de ce phénomène réside dans l'action des semelles de la colonne.
- b) La valeur réelle de l'effort de cisaillement, V_n , découle de l'expression des équations d'équilibre du panneau.

Cet effort est donné par la formule suivante (figure 3.15.) :

$$V_n = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (3.8.)$$

De nombreux auteurs se réfèrent à une autre formule :

$$V_n = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b} \quad (3.9.)$$

La validité de l'expression proposée (3.8.) a été clairement démontrée [A2].

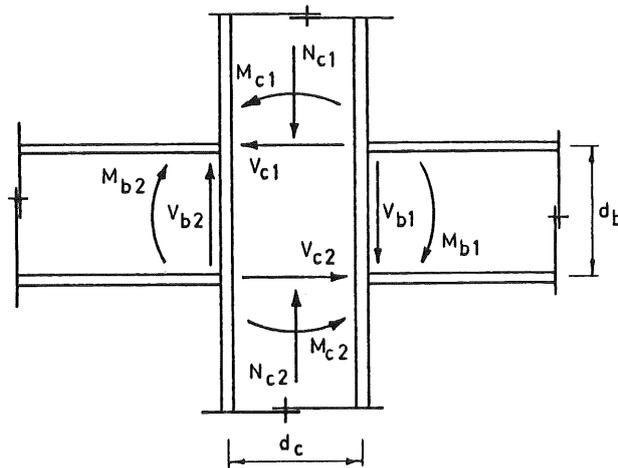


Figure 3.15. - Sollicitation d'un noeud intérieur

- c) La présence ou non de raidisseurs transversaux soudés sur l'âme de la colonne au niveau des semelles de la poutre affecte d'une manière tout à fait significative le mode de ruine ainsi que la résistance des panneaux d'âme (figures 3.16. et 3.17.); toutefois l'influence sur les rigidités initiale et d'écrouissage des courbes $V_n - \gamma$ peut toutefois être négligée. La similitude des rigidités initiales souligne l'indépendance du cisaillement de panneau d'âme vis-à-vis des contraintes transversales σ_i (figure 3.6.), et démontre le caractère localisé du phénomène de l'intro-

duction des charges.

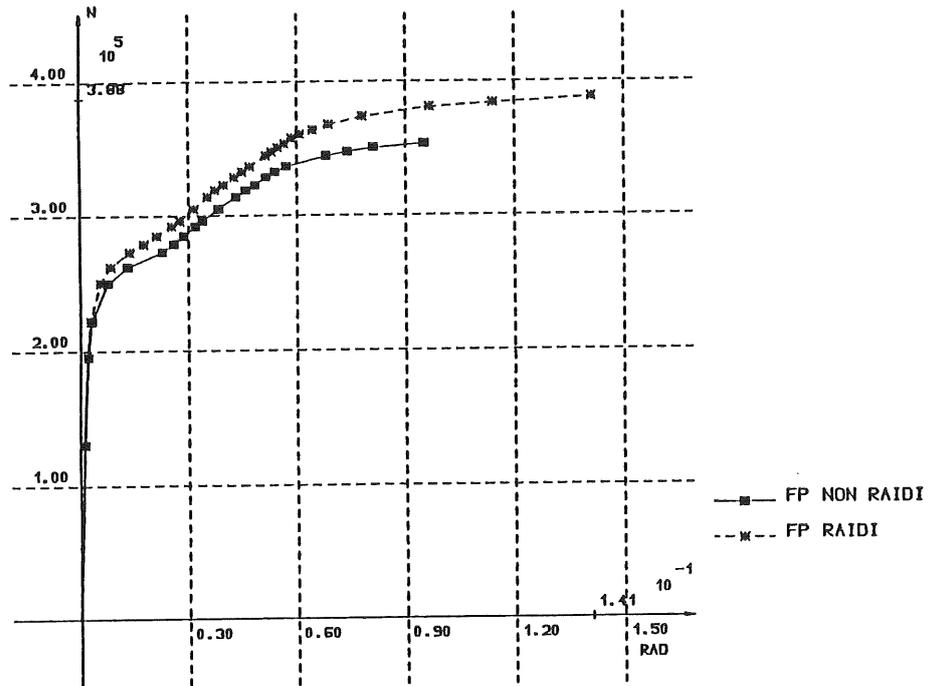


Figure 3.16. - Influence du raidissage transversal de l'âme sur la courbe $V_n - \gamma$ du noeud de rive A (FP - figure 3.3.)

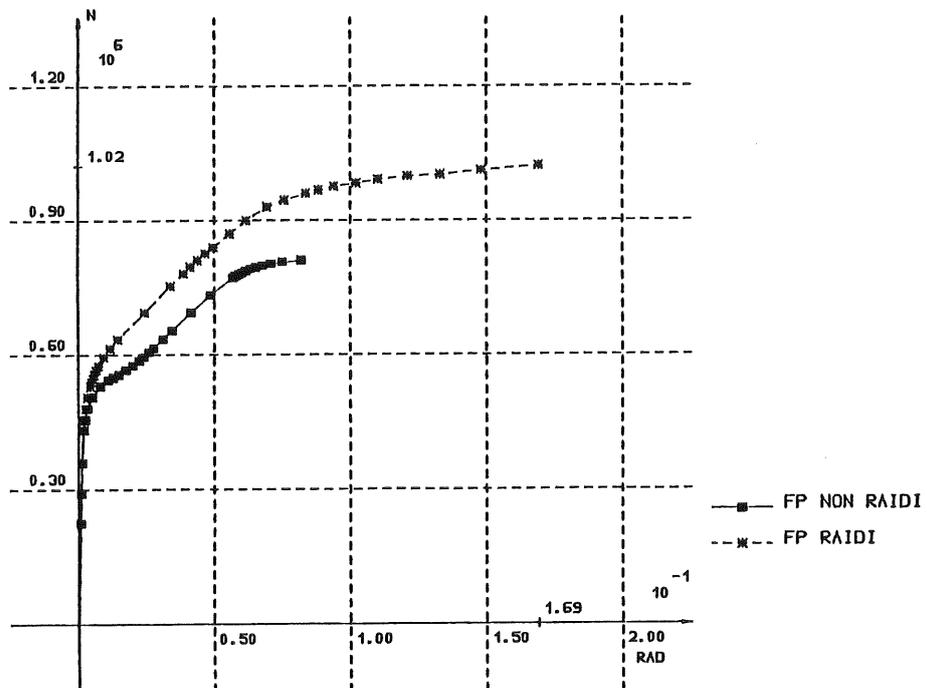


Figure 3.17. - Influence du raidissage transversal de l'âme sur la courbe $V_n - \gamma$ du noeud de rive B (FP - figure 3.3.)

d) Les courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement dépendent de la sollicitation réelle des noeuds.

Aux figures (3.18.) et (3.19.) sont reportées les courbes $V_n - \gamma$ résultant de la simulation numérique de la mise en charge des noeuds de rive A et B non raidis (tableaux 3.1. et 3.2.).

Ces courbes diffèrent, pour chacun des noeuds, selon le mode de chargement (FS, FP et MP - voir figure 3.3.).

Une similitude existe uniquement dans le domaine élastique de comportement, ce qui démontre d'ailleurs la validité de l'expression proposée pour l'évaluation de l'effort de cisaillement (formule 3.8.).

Les différences entre les courbes $V_n - \gamma$ dans le domaine inélastique sont relativement moins importantes que celles relevées dans les courbes $M_b - \phi$ correspondantes (figures 3.4. et 3.5.).

Les méthodes existantes de prédiction de la déformabilité des panneaux d'âme cisailés - qui seront exposées et comparées aux résultats des simulations en 3.2.5. - ne tiennent pas compte de la sollicitation réelle des noeuds ; cette constatation nous a conduit à l'élaboration d'une nouvelle approche.

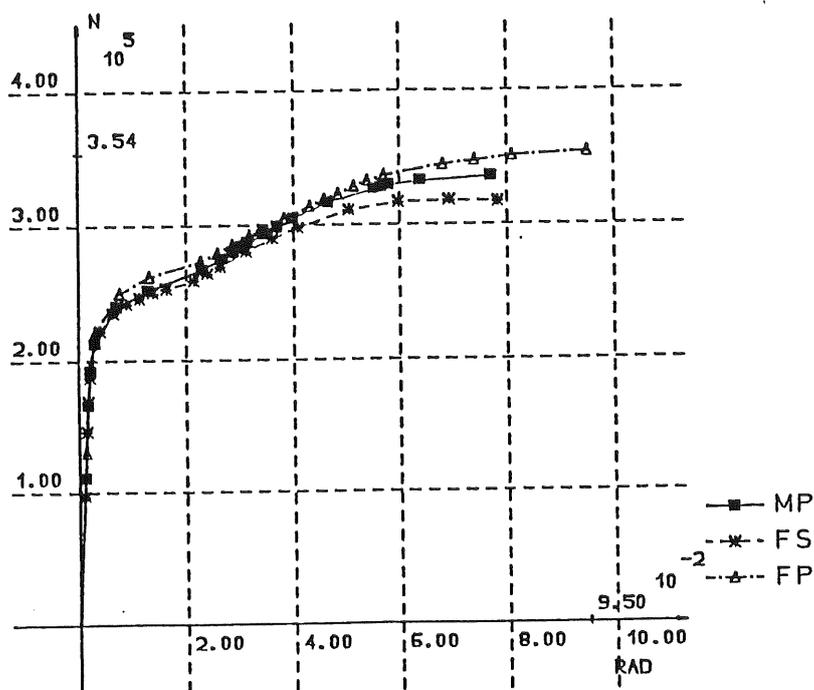


Figure 3.18. - Courbes $V_n - \gamma$ caractéristiques (noeud de rive A non raidi - 3 cas de charge).

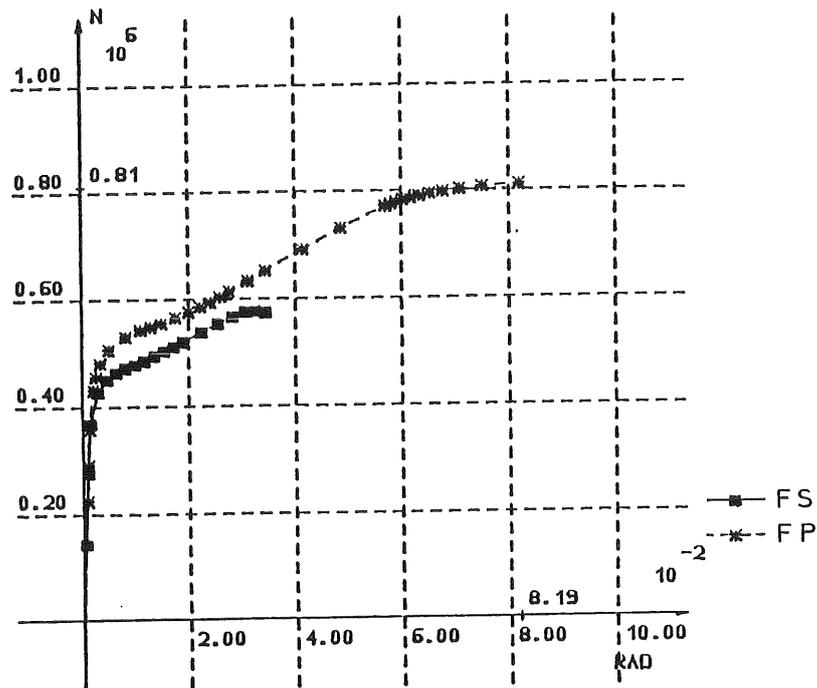


Figure 3.19. - Courbes V_n - γ caractéristiques (noeud de rive B non raidi - 2 cas de charge).

3.2.3.2. Modèle de prédiction des courbes V_n - γ - noeuds non raidis

Considérons un petit élément d'âme de colonne sur lequel agissent des contraintes de cisaillement τ uniformément distribuées (figure 3.20.a) et dont la loi caractéristique σ - ϵ de comportement du matériau est semblable à celle admise dans l'analyse numérique (figure 3.21.a).

La déformabilité γ en cisaillement de cet élément (figure 3.20.b) en fonction des contraintes τ de cisaillement peut être aisément déduite [A2].



a - Contraintes τ

b - Déformation γ

Figure 3.20. - Cisaillement dans un petit élément d'âme de colonne

Les contraintes de cisaillement étant uniformément distribuées dans l'âme de la colonne, une estimation des courbes $V_n - \gamma$ (cisaillement pur) est obtenue en multipliant la contrainte de cisaillement τ par l'aire de l'âme de la colonne (figure 3.21.b).

Cette première ébauche de modèle est ensuite transformée pour la prise en compte de la sollicitation réelle des panneaux.

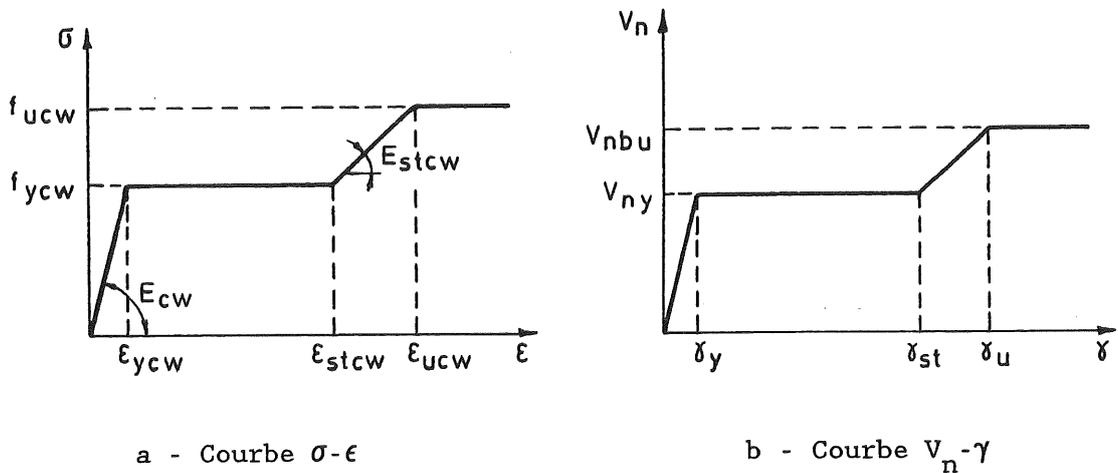


Figure 3.21. - Courbes $\sigma - \epsilon$ et $V_n - \gamma$ (première approximation)

La manière de procéder est la suivante.

Nous savons qu'un panneau d'âme est le siège de l'interaction des trois types de contraintes σ_i , σ_n et τ définies à la figure 3.6.

Nous faisons l'hypothèse que l'introduction des charges (contraintes σ_i) constitue un phénomène localisé (voir 3.2.3.1.) qui n'influence pas le comportement global du panneau d'âme cisailé.

Il reste, dès lors, à estimer l'effort plastique de cisaillement V_{ny} et l'effort ultime V_{nbu} sur base de l'étude de l'interaction entre la contrainte de cisaillement τ et les contraintes normales σ_n dans la colonne. La plastification de l'âme, en état plan de contraintes, est régie par le critère de von MISES. Ce dernier fournit l'information relative à un état de contraintes local et ne peut, en toute généralité, servir à l'évaluation du degré de plastification du panneau d'âme dans son entièreté.

Nous proposons cependant de recourir à son utilisation, dans la mesure où les simulations numériques ont clairement mis en évidence la distribution uniforme des contraintes de cisaillement dans les panneaux d'âme, quel que soit le niveau de charge auquel ils sont sollicités.

Nous choisissons d'exprimer l'interaction entre les contraintes de cisaillement τ et la contrainte σ_n maximale dans la colonne au niveau des bords

du panneau (cette contrainte, qui agit au niveau du centre de gravité de la semelle de la colonne, est appelée σ_{ncf}).

σ_{ncf} résulte (figure 3.15.) :

- du moment de flexion maximum, M_{c1} ou M_{c2} , dans la colonne ;
- de la différence des efforts normaux, N_{c1} et N_{c2} , dans la colonne.

En effet, on se rappellera (2.5.1.a) de l'indépendance des courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement vis-à-vis d'un effort normal constant appliqué sur toute la hauteur de la colonne.

En définitive, la contrainte de comparaison maximale s'écrit, si l'on adopte le critère de plastification de von MISES :

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_{ncfy}^2 + 3\tau_y^2} = f_{ycw} \text{ ou } f_{ucw} \quad (3.10.)$$

où f_{ycw} et f_{ucw} représentent les valeurs de la limite d'élasticité et ultime de l'acier constituant l'âme de la colonne.

Le modèle de prédiction des courbes $V_n - \gamma$ modifié sur base de cette interaction est appliqué, à la figure 3.22., au noeud de rive B non raidi soumis à flexion pure (FP - figure 3.3.).

On constate que :

- la similitude entre les valeurs des rigidités initiales et d'écrouissage fournies par le modèle et par la simulation numérique est excellente;
- la capacité plastique évaluée mathématiquement est légèrement inférieure à celle déterminée numériquement; la petite différence, qui représente la résistance flexionnelle des semelles de la colonne, peut être négligée dans le cas de noeuds non raidis.

La bonne correspondance des résultats numériques et des résultats théoriques fondés sur la prise en compte de l'interaction entre les seules contraintes σ_n et τ confirme bien le caractère local de l'introduction des charges transversales dans l'âme des colonnes et justifie, en définitive, l'hypothèse principale sur laquelle repose l'approche proposée.

Toutefois, le modèle mathématique diffère du résultat de la simulation numérique en ce qui concerne la longueur du plateau plastique et la valeur de la charge de ruine. Il s'agit là de manifestations de l'influence limitée du phénomène d'introduction des charges transversales (contraintes σ_i) sur le comportement global du panneau d'âme cisailé. En effet :

- L'écrouissage se développe en premier lieu, très localement, dans la zone la plus sollicitée de l'âme de la colonne repérée à la figure 3.6.; son

apparition dépend donc de l'importance relative des contraintes σ_i par rapport aux contraintes de cisaillement. Par souci de simplicité, il a été décidé de réduire empiriquement la longueur du palier (sur base de la comparaison avec les résultats disponibles de simulations numériques et de tests en laboratoire) plutôt que d'exprimer cette condition mathématiquement.

- La charge ultime d'un panneau est associée soit à la ruine en cisaillement, soit à celle de l'âme sous l'effet des charges transversales, selon les valeurs relatives des contraintes σ_n , σ_i et τ . Seule la ruine en cisaillement a été considérée jusqu'à présent. Des formules d'évaluation de la résistance et de la stabilité des âmes de colonne soumises à des charges transversales ont donc été développées; elles seront exposées en 3.2.4.

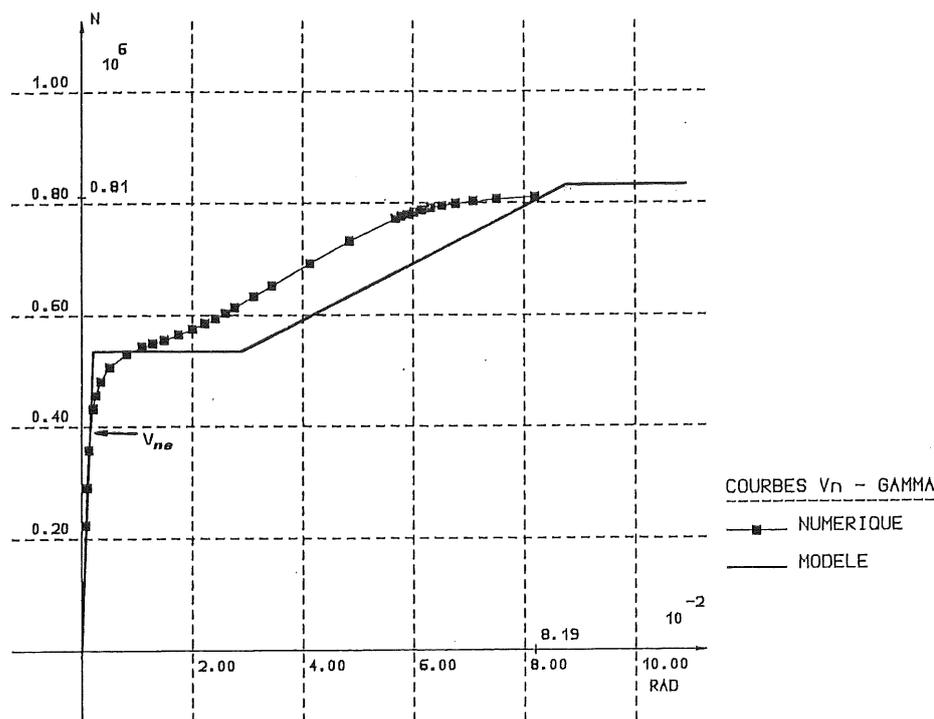


Figure 3.22. - Comparaison entre le résultat de la simulation numérique du noeud de rive B non raidi soumis à flexion pure et le modèle tenant compte de la sollicitation réelle du noeud (seconde approximation).

La détermination de l'effort de cisaillement maximum élastique, V_{ne} , repose également sur l'interaction locale des contraintes σ_i et τ (l'influence des contraintes σ_n sur la plastification de l'âme soumise à des charges transversales est tout à fait négligeable - voir 3.2.2.1.c). L'introduction de ces dernières dans le critère de plastification de von MISES fournit une valeur approchée de cet effort, dont la correspondance avec le ré-

sultat de la simulation numérique pour le noeud de rive B (FP) est plus que satisfaisante (figure 3.22.). A l'effort de cisaillement maximum élastique est évidemment associé un moment de flexion dans la poutre égal à M_{be} (voir 3.2.2.2.).

L'allure générale du modèle définitif adopté pour la prédiction des courbes de déformabilité $V_n - \gamma$ est présentée à la figure 3.23. [A2].

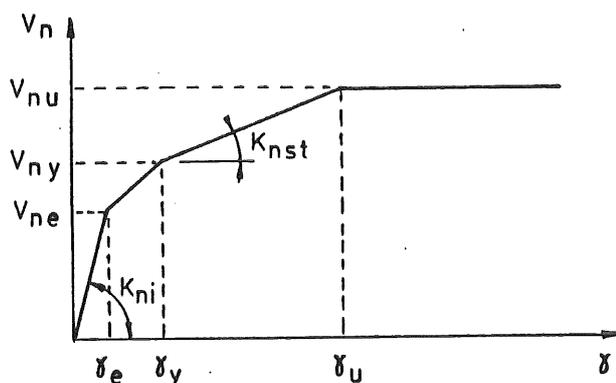


Figure 3.23. - Allure générale définitive du modèle de prédiction des courbes de déformabilité en cisaillement des panneaux d'âme non raidis.

La rigidité initiale s'exprime par :

$$K_{ni} = G_{cw} A_{sh} \quad (3.11.)$$

avec $G_{cw} = E_{cw}/2(1+\nu)$

A_{sh} = aire cisailée de l'âme de la colonne définie à la figure 3.24.

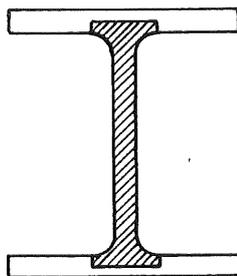


Figure 3.24. - Définition de l'aire cisailée d'une âme de colonne. La résistance maximale élastique du panneau d'âme cisailé, V_{ne} , a été

définie ci-dessus.

V_{ny} représente la capacité plastique du panneau cisailé (voir figure 3.7.):

$$V_{ny} = A_{sh} \tau_y^c \quad (3.12.)$$

Comme expliqué ci-dessus, l'introduction de contraintes σ_{ncf} et τ dans le critère de von MISES :

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_{ncfy}^2 + 3\tau_y^2} = f_{ycw} \quad (3.13.)$$

permet de déterminer la valeur τ_y^c de la contrainte de cisaillement qui conduit à la plastification complète du panneau d'âme (on se rappellera que σ_{ncf} dépend du moment de flexion maximum et de la différence des efforts normaux dans la colonne).

L'écroûissage du panneau d'âme survient pour une rotation γ_{st} :

$$\gamma_{st} = 0,5 [\gamma_y + \sqrt{3} (\epsilon_{stcw} - \epsilon_{ycw})] \quad (3.14.)$$

avec $\gamma_y = V_{ny}/G_{cw} \cdot A_{sh}$
 ϵ_{ycw} et ϵ_{stcw} : voir figure 3.21.a.

La rigidité d'écroûissage a pour expression :

$$K_{nst} = G_{stcw} A_{sh} \quad (3.15.)$$

avec $G_{stcw} = E_{stcw}/3$ (figure 3.21.a)

Les formules d'évaluation de la résistance ultime, V_{nu} , seront exposées au 3.2.4.

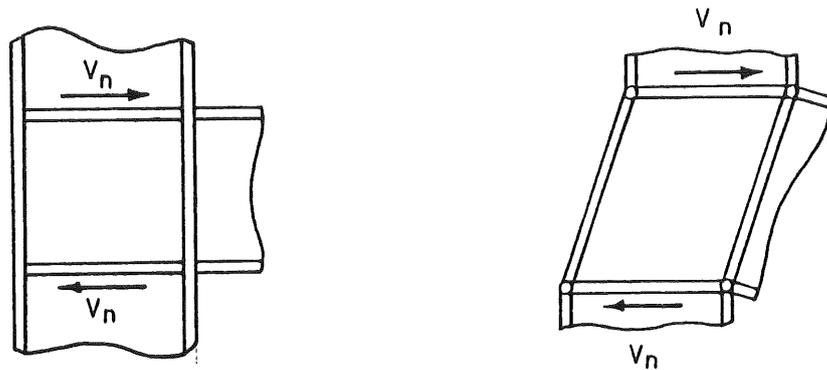
3.2.3.3. Modèle de prédiction des courbes $V_n - \gamma$ - noeuds raidis transversalement

Du fait de la présence de raidisseurs transversaux soudés sur l'âme de la colonne au niveau des semelles de poutre, l'interaction entre les contraintes σ_i et τ n'a plus, d'un point de vue théorique, de réelle raison d'être. En effet, les charges transversales sont reprises intégralement par les raidisseurs, dans la mesure où ceux-ci sont correctement dimensionnés.

Toutefois, il est intéressant de noter que l'utilisation du modèle multi-linéaire décrit ci-dessus conduit à une estimation précise du comportement des panneaux d'âme raidis, pour autant qu'y soit ajoutée la résistance en cisaillement du cadre constitué des raidisseurs et des semelles de la colonne (figure 3.25.).

L'allure du modèle multi-linéaire de prédiction est schématisée à la figure 3.26.

Les expressions de K_{ni} , K_{nst} , V_{ne} , V_{ny} et γ_{st} sont identiques à celles proposées précédemment (3.2.3.2.).



a) Résistance élastique

b) Mécanisme plastique

Figure 3.25. - Description de l'effet cadre

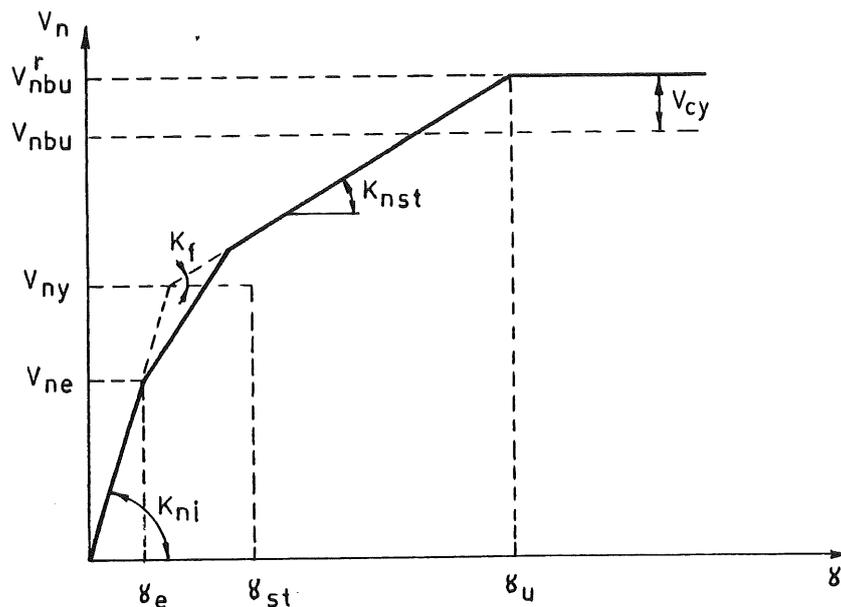


Figure 3.26. - Modèle multi-linéaire de prédiction du comportement en cisaillement des panneaux d'âme raidis.

Dans son domaine élastique de comportement (qui débute dès que la capa-

cité plastique de l' me en cisaillement est atteinte), le cadre est capable de supporter un effort de cisaillement V_f dont l'augmentation en fonction de la rotation de cisaillement γ est caract ris e par la rigidité K_f (figure 3.26.) :

$$K_f = \frac{24EI_{cf}}{d_b^2} \quad (3.16.)$$

I_{cf} représente l'inertie des semelles de la colonne et d_b la distance entre les centres de gravité des semelles de la poutre.

La capacité plastique du cadre, V_{cy} , est atteinte lorsque quatre rotules plastiques se sont form es dans les semelles de colonne, au niveau des raidisseurs (3.25.b.)

La valeur de V_{cy} s'obtient de la manière suivante :

$$V_{cy} = \frac{4M_{pf}}{d_b} \quad (3.17.)$$

M_{pf} représente le moment plastique des semelles de la colonne.

Les raidisseurs horizontaux soudés à l' me et aux semelles de la colonne peuvent être considérés comme infiniment rigides et résistants en flexion s'ils sont correctement dimensionnés: leur déformation flexionnelle est par conséquent n glig e dans l'expression de K_f - qui correspond ainsi à la déformée flexionnelle des semelles de la colonne assembl es rigidement aux raidisseurs - et les rotules du mécanisme plastique de la figure 3.25.b sont localis es dans les semelles de colonne.

La résistance ultime en cisaillement d'un panneau d' me raidi s'obtient en ajoutant la capacité plastique du cadre, V_{cy} , à la résistance ultime en cisaillement V_{nbu} d'un panneau similaire sans raidisseurs. On se référera au 3.2.4.1. pour l'évaluation de V_{nbu} .

3.2.4. Evaluation de la résistance ultime des panneaux d' me non raidis (noeuds soudés).

Les modes de ruine possibles d'un panneau d' me sont au nombre de trois:

- la ruine du panneau en cisaillement (V_{nbu} , charge à laquelle correspond, par la formule (3.8.), un moment de flexion M_{nbu} dans la poutre) ;
- la plastification excessive du panneau chargé transversalement (M_{buy}) ;

- l'instabilité de l'âme de la colonne sous charges transversales (M_{bub}).

Le moment de flexion ultime dans la poutre associée à la ruine du panneau d'âme de la colonne est égal à :

$$\begin{aligned} - M_{nbu} & \text{ si } M_{nbu} \leq M_{buy} \\ & \text{ et } M_{nbu} \leq M_{bub} \end{aligned} \quad (3.18.)$$

$$\begin{aligned} - M_{buy} & \text{ si } M_{buy} \leq M_{nbu} \\ & \text{ et } M_{buy} \leq M_{bub} \end{aligned} \quad (3.19.)$$

$$\begin{aligned} - M_{bub} & \text{ si } M_{bub} \leq M_{buy} \\ & \quad M_{bub} \leq M_{nbu} \end{aligned} \quad (3.20.)$$

3.2.4.1. Cisaillement du panneau d'âme

La capacité ultime d'un panneau d'âme cisailé est atteinte pour :

$$V_{nbu} = \tau_u^c \cdot A_{sh} \quad (3.21.)$$

A_{sh} représente l'aire de l'âme cisailée de la colonne (figure 3.24.). L'effort de cisaillement sollicitant, V_n , a été défini à la formule (3.8.). τ_u^c constitue la contrainte de cisaillement ultime évaluée, comme à la formule (3.13.), par l'intermédiaire du critère de plastification de von MISES traduisant l'interaction entre les contraintes σ_{ncf} et τ mais fondé cette fois sur l'atteinte, par la contrainte de comparaison σ_c dans l'âme de la colonne, de sa valeur ultime f_{ucw} (figure 3.21.a).

Ce passage de la limite d'élasticité f_{ycw} à la contrainte f_{ucw} pour l'évaluation de la ruine d'un panneau d'âme cisailé sous sollicitation statique se justifie tout à fait dans la mesure où l'on considère un écrouissage isotrope de l'acier (pas d'effet BAUSCHINGER).

3.2.4.2. Plastification excessive de l'âme de la colonne sous chargement transversal.

La résistance pseudo-plastique d'une âme de colonne chargée transversalement, définie à la figure 3.8., peut être estimée par l'intermédiaire de la formule (3.6.). La transposition de cette expression au calcul de la résistance ultime s'opère très aisément en se référant, dans la formule (3.4.), non plus à la limite d'élasticité, f_{ycw} , mais bien à la valeur ultime f_{ucw} .

La résistance ultime s'exprime donc par :

$$M_{buy} = t_{cw} \cdot l_p \cdot d_b \cdot \sigma_{iu}^c \quad (3.22.)$$

3.2.4.3. Instabilité de l'âme

Cette instabilité peut soit affecter la hauteur totale de l'âme (figure 3.27.a), soit se localiser dans la zone d'introduction de la charge transversale de compression (figure 3.27.b), et ce, en fonction de l'élanement de l'âme (figure 3.28.). On parle, dans le premier cas, de voilement de l'âme et de défoncement dans le second.

Les élanements d'âme des profils de colonne considérés dans l'étude numérique (profils HE) privilégient l'instabilité par voilement et écartent le danger de ruine par défoncement.

La limite d'élanement ($h_w/t_{cw} = 60$) suggérée par différents auteurs pour séparer les domaines de voilement et de défoncement, dans le cas d'une charge agissant d'un seul côté de l'âme, nous semble discutable dans la mesure où des essais expérimentaux de noeuds réalisés à l'Université de Liège (noeuds 013 et 014 - recherche CRIF-IRSIA - tableau 2.1.) ont permis de mettre en évidence la ruine par défoncement d'âmes dont les élanements variaient de 36 à 41 (profils IPE 240 et 300).

Le problème de la détermination de la charge ultime d'instabilité d'une âme de colonne est excessivement complexe. La formule suivante permet d'estimer cette charge :

$$M_{bub} = M_{bb} \cdot \left(1 + \frac{M_{bppl}}{M_{bb}} \right) \quad (3.23.)$$

avec

$$M_{bb} = \sqrt{M_{be} \cdot M_{bcr}} \quad (3.24.)$$

M_{bppl} est le moment pseudo-plastique de l'âme (formule 3.6.).

L'expression de M_{bb} est obtenue par analogie avec la formule bien connue de von KARMAN pour le voilement d'une plaque rectangulaire comprimée uniformément et appuyée sur ses quatre bords :

$$\sigma_u = \sqrt{\sigma_{cr} \cdot f_{ycw}} \quad (3.25.)$$

où σ_u et σ_{cr} représentent respectivement la contrainte ultime de voilement et la contrainte critique issue d'une étude d'instabilité élastique linéaire.

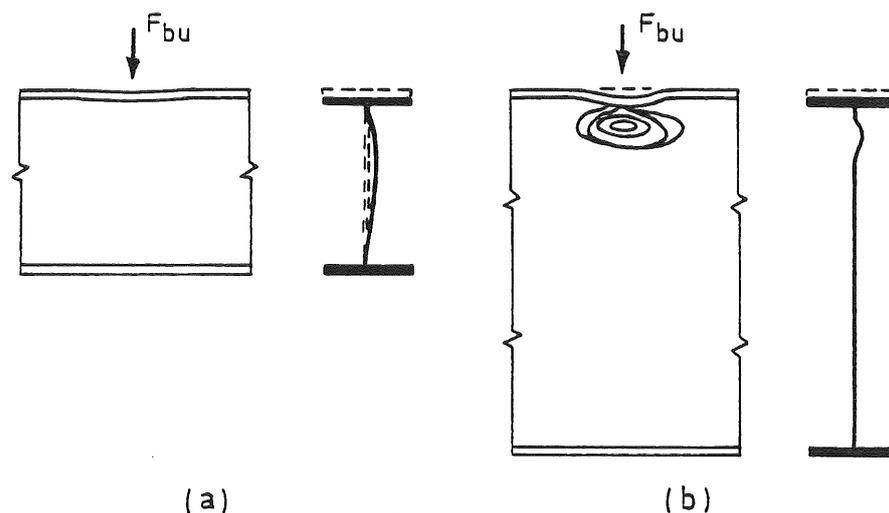


Figure 3.27. - Modes d'instabilité de l'âme de la colonne :
voilement (a) et défoncement (b)

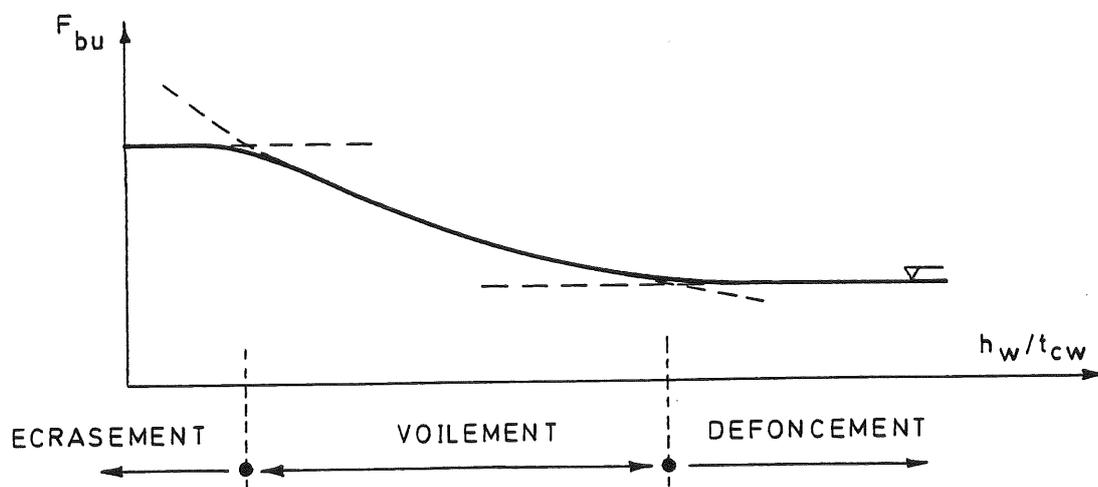


Figure 3.28. - Types de ruine de l'âme en fonction de l'élancement

La généralisation suivante, en termes de moments de flexion, de l'expression 3.25. :

$$M_{bb} = \sqrt{M_{bcr} \cdot M_{be}} \quad (3.26.)$$

permet d'évaluer la charge de ruine de l'âme de la colonne en fonction de sa charge critique d'instabilité, M_{bcr} , et de sa résistance élastique, M_{be} . La résistance élastique de l'âme de la colonne a été définie au 3.2.2.2.

La charge critique d'instabilité requiert, quant à elle, une attention plus particulière. Etant donné le caractère localisé de l'introduction des charges transversales de compression et de traction transmises par les semelles des poutres dans l'âme de la colonne, il semble licite de recourir aux résultats de l'étude de la stabilité élastique linéaire d'une plaque infiniment longue soumise à une ou deux forces transversales de compression égales et opposées [D7] (figure 3.29.a) et pour laquelle TIMOSHENKO fournit la valeur de la charge critique [T1]; le moment critique agissant dans la poutre s'exprime :

$$M_{bcr} = (H_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw} \cdot d_b \cdot k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_{cw}}{H_c - 2t_{cf}} \right)^2 \quad (3.27.)$$

où H_c = hauteur totale du profil constituant la colonne ;

t_{cf} = épaisseur des semelles de la colonne ;

t_{cw} = épaisseur de l'âme de la colonne ;

d_b = distance entre les centres de gravité des semelles de la poutre.

Le coefficient de voilement k dépend des conditions d'appui des bords de la plaque.

Nous expliquons ci-dessous les raisons du choix d'un coefficient k relatif à des bords simplement appuyés.

Il est important de mentionner que la charge ultime de voilement de l'âme, M_{bb} , contrairement à la capacité pseudo-plastique, M_{bpp1} , est fortement dépendante de l'amplitude initiale de la déformée transversale de l'âme, qui constitue par ailleurs une inconnue lors du dimensionnement.

Une estimation sécuritaire de cette amplitude ne peut s'inspirer que de tolérances de laminage [A4]; les valeurs du coefficient k ont donc été calibrées en conséquence.

Cependant, les déformées initiales relevées en laboratoire, sur les profils d'essais, s'avèrent généralement très inférieures à celles proposées en [A4]; il en résulte souvent, dans ces conditions, une estimation théorique trop sécuritaire de la charge de voilement de l'âme. Les simulations numériques ont montré que la variation de la charge de voilement peut atteindre 25 à 30 % selon la valeur de l'amplitude de la déformée initiale. Il est important d'avoir ces chiffres à l'esprit lorsque l'on compare les charges de voilement théoriques aux résultats d'essais expérimentaux.

a. Colonnes intérieures - profils HE.

Il ressort de l'étude numérique du comportement des panneaux d'âme de colonnes intérieures à profils HE que le moment pseudo-plastique, $M_{b\text{ppl}}$, (formule 3.6.) constitue une borne inférieure de la charge de voilement de l'âme, M_{bb} (formule 3.24.).

L'explication physique de ce phénomène apparaît clairement à la figure 3.29.

En début de chargement, le panneau d'âme est élastique et ses bords peuvent être considérés comme encastres dans les semelles de la colonne (figure 3.29.a). La charge de ruine par voilement du panneau d'âme dont les bords sont supposés encastres est très largement supérieure à la charge de ruine réelle, même pour des âmes de colonnes relativement élancées. En réalité, la ruine de l'âme par voilement est précédée de la plastification de l'âme à la jonction âme-semelle, ce qui a pour effet de modifier les conditions d'appuis du panneau (figure 3.29.b): on peut émettre l'hypothèse que les bords de panneau d'âme sont simplement appuyés à ce stade de chargement. Les simulations effectuées sur différents profils (HEA, HEB et même DIL - voir tableau 3.1.) nous incitent à définir le moment pseudo-plastique de l'âme comme une borne inférieure du moment de ruine par voilement (tableau 3.7. en 3.2.6.3.).

La résistance ultime au voilement M_{bb} de l'âme (formule 3.24.) est par conséquent fondée sur l'hypothèse de bords simplement appuyés; elle doit être comparée à la valeur du moment pseudo-plastique, $M_{b\text{ppl}}$, en vue de la détermination de la charge d'instabilité réelle de l'âme, M_{bub} :

$$M_{bub} = M_{b\text{ppl}} \quad \text{si } M_{b\text{ppl}} \geq M_{bb} \quad (3.28.a)$$

$$= M_{bb} \quad \text{si } M_{b\text{ppl}} < M_{bb} \quad (3.28.b)$$

Le coefficient k qui traduit le type de chargement - noeuds intérieurs symétriquement chargés - et les conditions d'appuis de l'âme - rotule - peut être choisi égal à :

$$k = 1,0 \quad (3.29.)$$

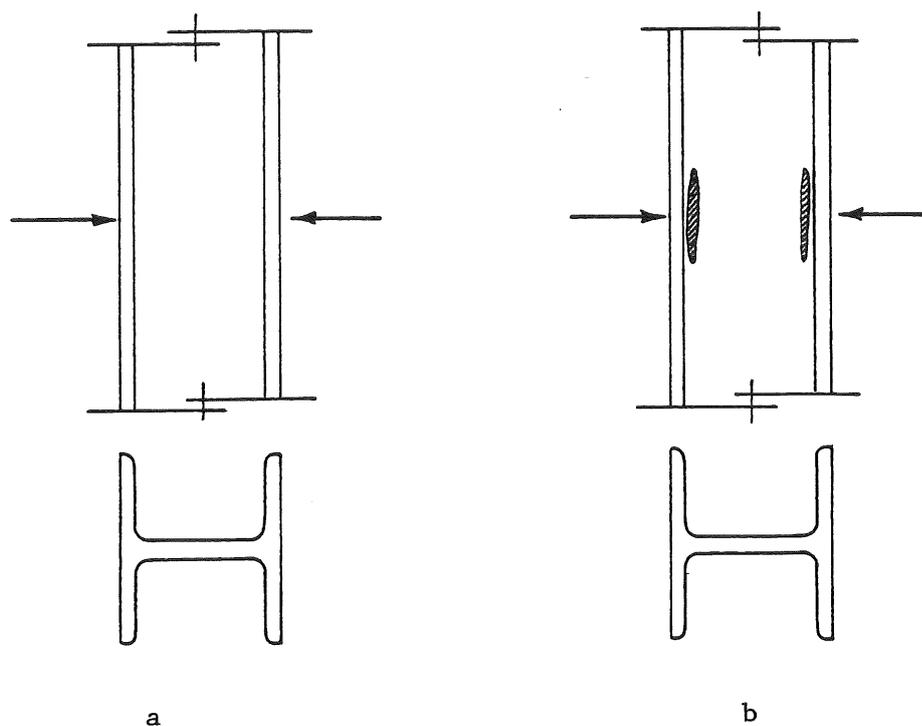


Figure 3.29. - Conditions d'appuis de l'âme de la colonne selon le niveau de sollicitation.

b. Colonnes de rive - profils HE.

Le fait qu'une charge transversale ne soit appliquée que d'un seul côté de l'âme augmente la valeur de la résistance ultime au voilement M_{bb} d'une manière particulièrement significative; le moment pseudo-plastique, par contre, est indépendant de la configuration du noeud (intérieur ou de rive). La valeur du coefficient k proposée dans ce cas est de :

$$k = 2,0 \quad (3.30.)$$

Ceci étant, la formule (3.28.) d'évaluation de la résistance ultime d'instabilité de l'âme présentée ci-dessus peut être appliquée aux colonnes de rive à profils HE.

c. Colonnes à profils IPE.

Les profils de type IPE sont traditionnellement utilisés comme poutre, et non comme colonnes; nous n'avons donc effectué aucune simulation numérique de noeuds à colonne IPE; cependant, nous disposons des résultats expé-

rimentaux de deux essais de noeuds de rive à assemblages par plaque d'about constitués respectivement d'une colonne de type IPE 240 et IPE 300 (essais 013 et 014 - recherche CRIF-IRSIA - tableau 2.1.). L'application des formules (3.28.) à ces essais semble démontrer leur validité (voir figure 3.40. et tableau 3.9.). Il est intéressant de noter que la ruine des noeuds 013 et 014 ($M_{bu} = M_{bpl}$) survient à la suite du défoncement, et non du voilement, de l'âme de la colonne.

3.2.5. Comparaison des modèles existants de prédiction avec les résultats de simulations numériques (noeuds soudés).

Les simulations numériques nous ont permis de mettre en évidence l'influence d'un certain nombre de facteurs (la sollicitation réelle des panneaux, par exemple) que ne semblent pas prendre en compte les méthodes existantes de détermination de la déformabilité et de la résistance des panneaux d'âme.

Dans ce contexte, il nous apparaissait important de confronter les différentes approches publiées aux résultats de nos simulations. Nous ne reproduirons pas dans cette thèse, pour des raisons évidentes de place, le descriptif de chacune des méthodes et l'ensemble des diagrammes comparatifs, auquel le lecteur intéressé pourra cependant accéder en consultant la référence [A2]. Dès lors, nous nous contenterons de citer les modèles

existants, de préciser leur portée ou leur domaine d'application et d'émettre un jugement sur leur aptitude à prédire correctement le comportement des panneaux d'âme.

3.2.5.1. Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement

a. Modèle japonais [K2].

Domaine d'application : noeuds raidis transversalement au niveau des semelles de la poutre.

b. Modèle autrichien (ÖSTV-SZS) [R1].

Domaine d'application : noeuds raidis transversalement ou non au niveau des semelles de la poutre (comportement supposé identique dans les deux cas).

c. Modèle américain [F2].

Domaine d'application : noeuds raidis transversalement au niveau des semelles de la poutre.

- . le modèle fournit uniquement la valeur de :
 - la rigidité initiale K_{ni} ;
 - l'effort de plastification V_{ny} ;
 - la rigidité K_f due à l'effet cadre (en régime élastique)
- . la fin de la zone à rigidité constante K_f n'est pas définie explicitement (l'écroutissage de l'âme et l'apparition de rotules dans les semelles modifient le comportement).

d. EC3 [E1].

Domaine d'application : noeuds raidis transversalement ou non au niveau des semelles de la poutre (comportement supposé identique dans les deux cas).

- . La méthode fournit uniquement la valeur de :
 - la rigidité sécante K_{ns} ;
 - l'effort de plastification V_{ny} .

3.2.5.2. Courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges transversales

a. Modèle autrichien (ÖSTV-SZS) [R1].

b. EC3 [E1].

- . La méthode fournit uniquement la valeur de :
 - la rigidité sécante de K_{bs} ;
 - le moment pseudo-plastique M_{bppl} .

c. Autres modèles.

Dans ce paragraphe sont regroupées, sous forme de trois tableaux, les méthodes existantes de détermination :

- du moment maximum élastique M_{be} (tableau 3.3.) ;
- du moment pseudo-plastique M_{bppl} (tableau 3.4.) ;
- du moment ultime M_{bu} (tableau 3.5.)

qui caractérisent toute courbe de déformabilité $M_b - \phi$ (figure 3.10.).

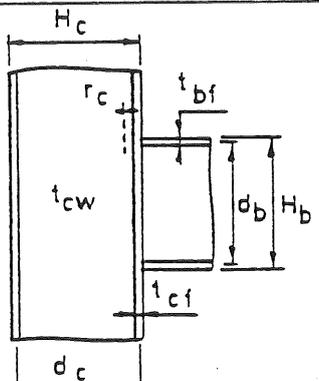
	Noeuds intérieurs	Noeuds de rive
USA	—	—
ALLEMAGNE - HOLLANDE	—	—
SUISSE	—	—
ÖSTV-SZS [R1]	$M_{be} = A_e d_b f_{ycw}$ $\text{où } A_e = l_e t_{cw} = [t_{bf} + 2 \sqrt{2} a_F + 2(r_c + t_{cf})] \cdot t_{cw}$	
RENNES [A5]	$M_{be} = A_e d_b f_{ycw}$ $\text{où } A_e = l_e \cdot t_{cw} = 2,3 [r_c + t_{cf}] \cdot t_{cw}$	
EUROCODE 3	—	—
DIVERS	—	—

Tableau 3.3. - Méthodes d'évaluation du moment maximum élastique M_{be} des courbes $M_b - \phi$

	<p>Noeuds intérieurs</p>	<p>Noeuds de rive</p>
<p>USA</p>	$M_{b\text{pp1}} = f_{ycw} \cdot t_{cw} [H_b/2 + 3 (r_c + t_{cf})]^2$	$M_{b\text{pp1}} = \frac{1,071}{\sqrt{3}} f_{ycw} t_{cw} H_c H_b$
<p>ALLEMAGNE - HOLLANDE [E2]</p>	$M_{b\text{pp1}} = A_p d_b [1,25 - 0,5 \frac{ \sigma_{\text{new}} }{f_{ycw}}] f_{ycw} \leq A_p d_b f_{ycw}$ <p>où $A_p = \ell_p t_{cw} = [t_{bf} + 2 \sqrt{2} a_F + 5 (r_c + t_{cf})] t_{cw}$</p>	$M_{b\text{pp1}} = \frac{M_{\text{bpd1EC3}} (H_c - 2t_{cf})}{\sqrt{3 [t_{bf} + 2\sqrt{2}a_F + 5(r_c + t_{cf})]^2 + (H_c - 2t_{cf})^2}}$
<p>SUISSE [S2]</p>	$M_{b\text{pp1}} = A_p d_b f_{ycw}$ <p>où $A_p = \ell_p t_{cw} = [t_{bf} + 12 t_{cf} \sqrt{b_c / (10 t_{cf})}] t_{cw}$</p>	$M_{b\text{pp1}} = A_p d_b f_{ycw}$ <p>où $A_p = \ell_p t_{cw} = \frac{2}{3} d_b t_{cw} + \frac{2}{3} H_c t_{cw}$</p>
<p>ÖSTV-SZS [R1]</p>	$M_{b\text{pp1}} = A_p d_b f_{ycw}$ <p>où $A_p = \ell_p t_{cw} = [t_{bf} + 2\sqrt{2} a_F + 5(r_c + t_{cf})] t_{cw}$</p>	
<p>RENNES [A5]</p>	$M_{b\text{pp1}} = A_p d_b f_{ycw}$ <p>où $A_p = \ell_p t_{cw} = 5(r_c + t_{cf}) \cdot t_{cw}$</p>	
<p>EUROCODE 3 [E1]</p>	$M_{b\text{pp1}} = A_p d_b [1,25 - 0,5 \frac{ \sigma_{\text{new}} }{f_{ycw}}] f_{ycw} \leq A_p d_b f_{ycw}$ <p>où $A_p = \ell_p t_{cw} = [t_{bf} + 2\sqrt{2} a_F + 5(r_c + t_{cf})] t_{cw}$</p>	
<p>DIVERS</p>	<p>—</p>	<p>—</p>

Tableau 3.4. - Méthodes d'évaluation du moment pseudo-plastique $M_{b\text{pp1}}$ des courbes $M_b - \phi$

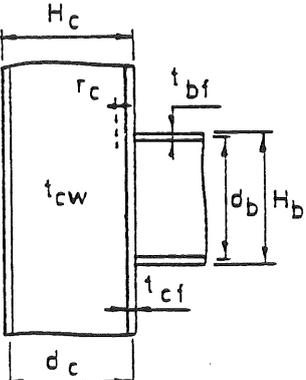
	Noeuds intérieurs	Noeuds de rive
USA	—	—
ALLEMAGNE - HOLLANDE	—	—
SUISSE [S2]	$M_{bu} = A_u d_b f_{ycw}$ <p>où $A_u = l_u t_{cw}$ $= 13 t_{cu} \sqrt{E t_{cf} / (f_{ycw} H_c)} \sqrt{b_c / (10 t_{cf})}$ $(1 + t_{cf} / d_c) t_{cw}$</p>	—
ÖSTV-SZS	—	—
RENNES [A5]	$M_{bu} = A_u d_b f_{ycw}$ <p>où $A_u = l_u t_{cw} = 7(r_c + t_{cf}) \cdot t_{cw}$</p>	
EUROCODE 3	—	—
CHEN [C1]	—	$M_{bu} = 10760 \frac{t_{cw}^3}{d_b} \sqrt{f_{ycw}} d_b$ <p>(N et mm)</p>

Tableau 3.5. - Méthodes d'évaluation du moment ultime M_{bu} des courbes $M_b - \phi$

3.2.5.3. Conclusions relatives aux modèles existants.

a. Courbes $V_n - \gamma$.

Il est bon de noter que les comparaisons "modèles théoriques - simulations numériques" effectuées s'appuient toutes sur une définition correcte (formule 3.8.) de l'effort de cisaillement du panneau d'âme.

- Modèle japonais.

- . respecte bien l'allure générale des courbes ;
- . surestime légèrement la résistance des noeuds soumis à flexion pure ;
- . ne tient pas compte de la sollicitation réelle du noeud et devrait donc se montrer d'autant plus insécuritaire dans le cas de noeuds soumis à flexion simple.

- Modèle autrichien (ÖSTV-SZS).

- . la charge maximale transmissible ne correspond pas à la charge de plastification du panneau d'âme, ainsi que le modèle pourrait le laisser supposer, mais peut être généralement (sauf pour le noeud B de rive non raidi soumis à flexion simple) considérée comme sécuritaire vis-à-vis de la charge ultime réelle ;
- . surestime la rigidité et la résistance des noeuds non raidis transversalement dans la zone des rotations moyennes ;
- . ne tient pas compte de la sollicitation réelle des noeuds.

- Modèle américain.

- . fournit une approximation un peu faible de la rigidité "d'effet cadre";
- . comme le signalent les auteurs, ne peut être utilisé que dans le domaine des rotations modérées ;
- . ne tient pas compte de la sollicitation réelle du noeud.

- EC3.

- . ne tient pas compte de la sollicitation réelle des noeuds ;
- . fournit une estimation légèrement insécuritaire (sauf pour le noeud de rive B non raidi soumis à flexion simple) de l'effort de plastification du panneau d'âme ;

. surestimation de la rigidité sécante.

b. Courbes $M_b - \phi$

- Modèle autrichien (ÖSTV-SZS).

- . pour ce qui est des noeuds intérieurs, il fournit une bonne estimation de la charge maximale, mais sous-estime la résistance élastique ainsi que la rigidité et la résistance dans la zone des rotations moyennes ;
- . prévoit valablement ou non le comportement des noeuds de rive selon le type de noeud et le chargement réel du noeud ;
- . ne tient pas compte de la sollicitation réelle du noeud.

- EC3.

- . fournit une bonne estimation de la résistance plastique des noeuds intérieurs ;
- . surestime très largement la résistance plastique des noeuds de rive ;
- . ne tient pas compte de la sollicitation réelle des noeuds ;
- . surestime la rigidité sécante.

- Autres modèles.

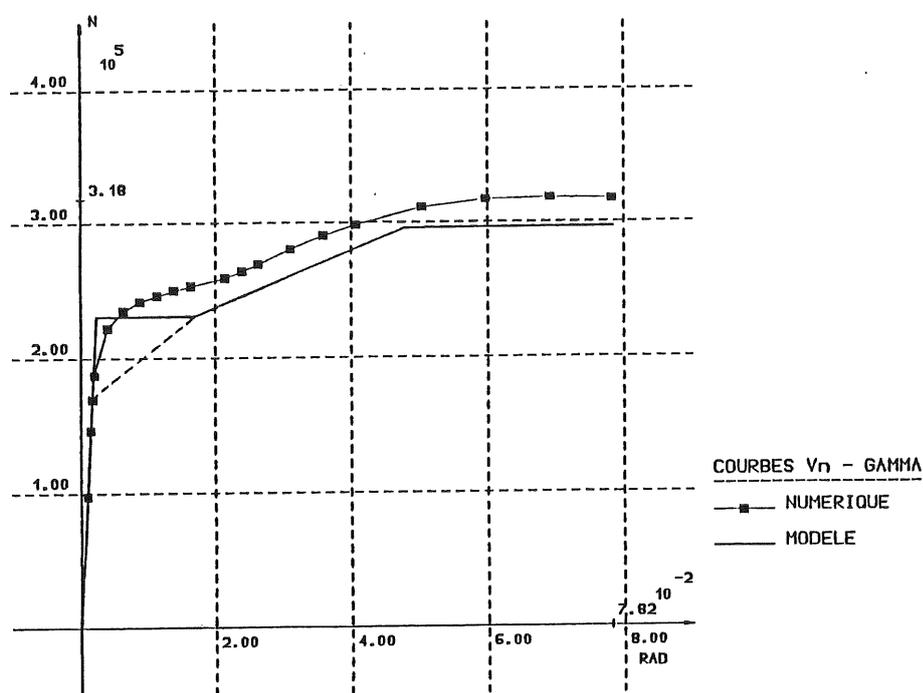
- . évaluation de M_{be} : les deux méthodes (ÖSTV-SZS et Rennes) aboutissent à des résultats proches, valables pour les noeuds de rive mais un peu sécuritaires pour les noeuds intérieurs ;
- . évaluation de M_{bpl} : on retiendra particulièrement la bonne estimation de M_{bpl} fournie par la formule de l'EC3, pour les noeuds intérieurs uniquement ;
- . évaluation de M_{bu} : aucune des méthodes disponibles ne semble être en mesure de prévoir correctement et sécuritairement la charge ultime (mis à part peut-être la formule de CHEN).

3.2.6. Comparaison des modèles proposés de prédiction avec les résultats de simulations numériques (noeuds soudés).

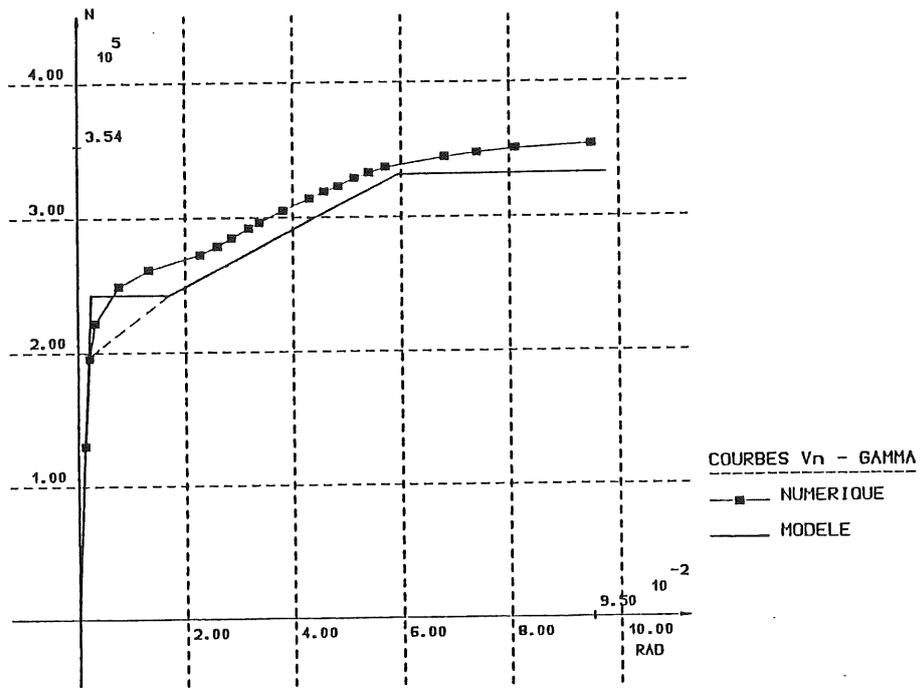
3.2.6.1. Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement

Le modèle de déformabilité des panneaux d'âme cisailés a été appliqué

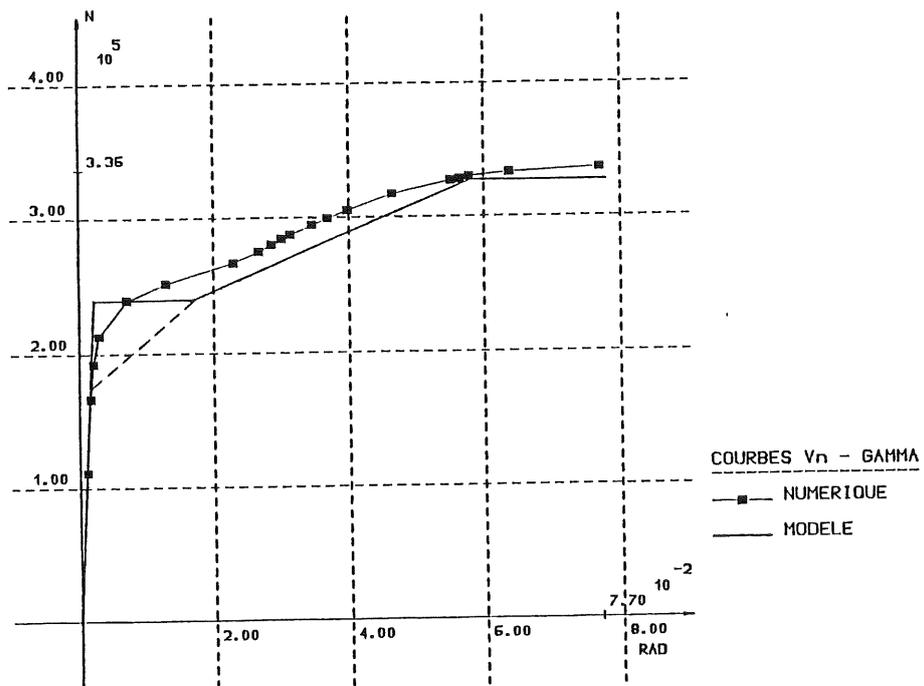
aux noeuds de rive soudés A et B (tableau 3.2. et figure 3.3.).
 Les courbes comparatives sont reprises aux figures 3.30. et 3.31. (noeuds non raidis) et 3.32. (noeuds raidis transversalement).
 Le modèle permet une détermination précise des principales caractéristiques des courbes non-linéaires (rigidités initiale et d'écrouissage, capacités plastique et ultime).



a - FS

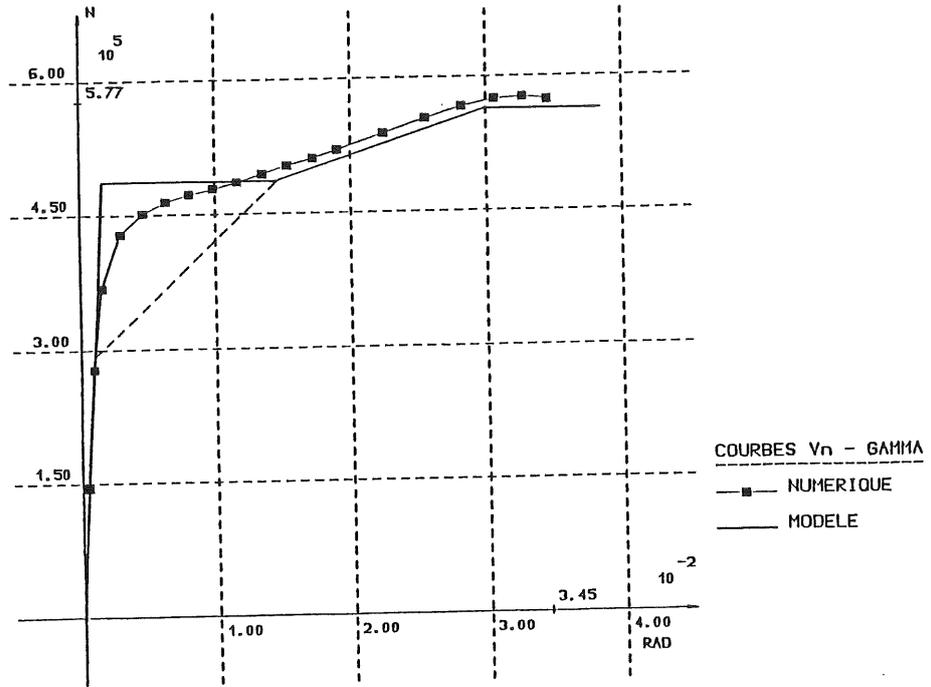


b - FP

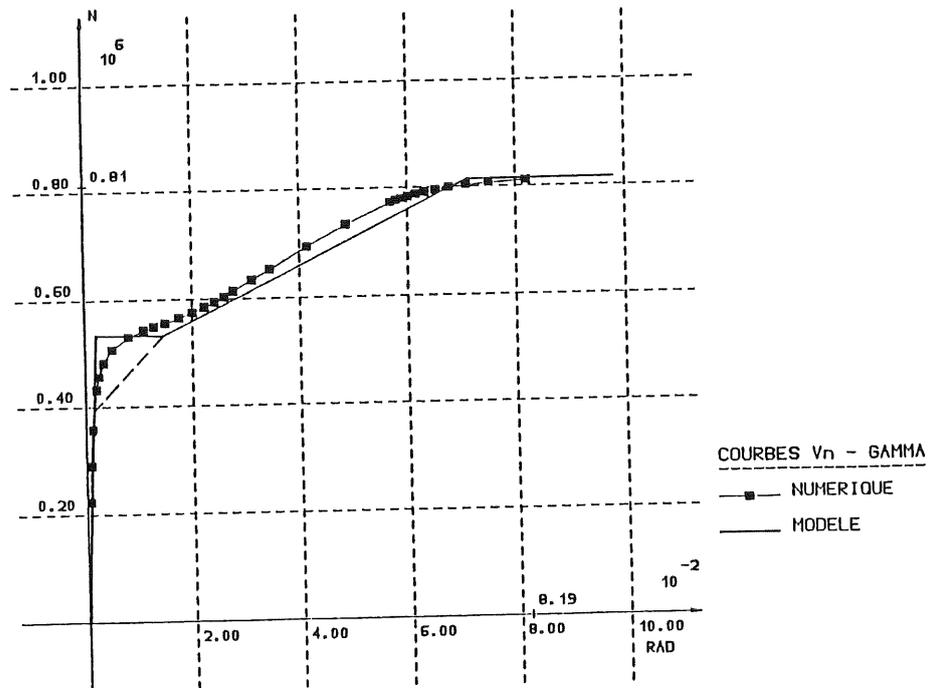


c - MP

Figure 3.30. Courbes $V_n - \gamma$: comparaisons modèle-simulations numériques (noeud de rive A soudé non raidi).

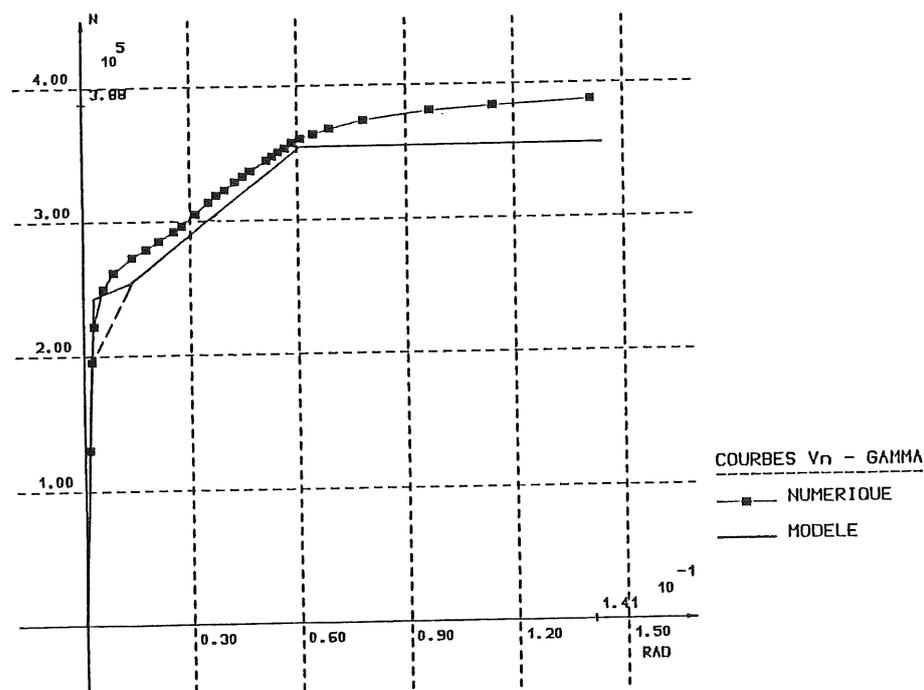


a - FS

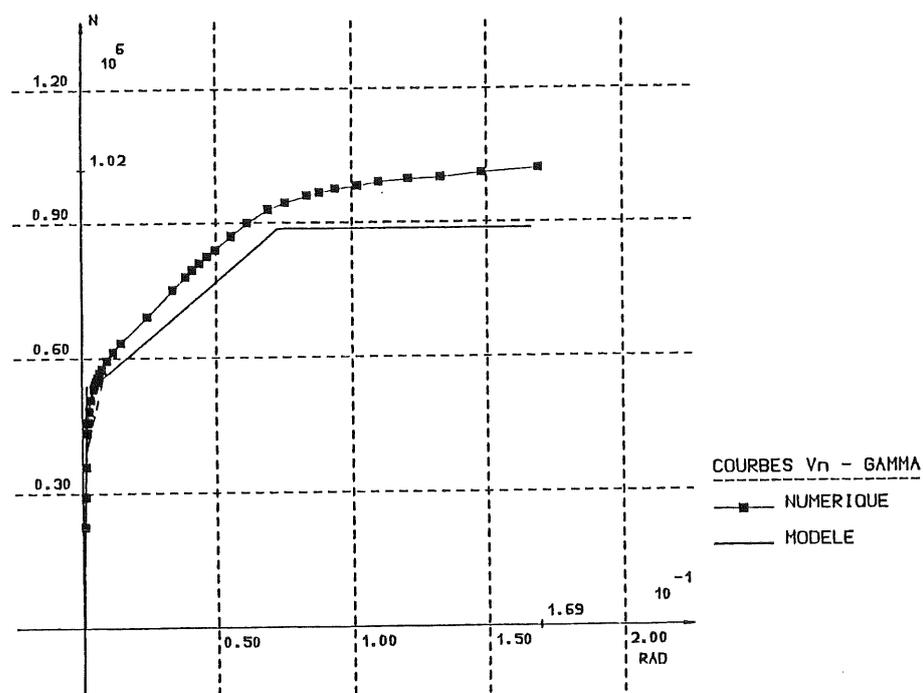


b - FP

Figure 3.31. - Courbes $V_n - \gamma$: Comparaisons modèle-simulations numériques (noeud de rive B soudé non raidi).



a - Noeud A

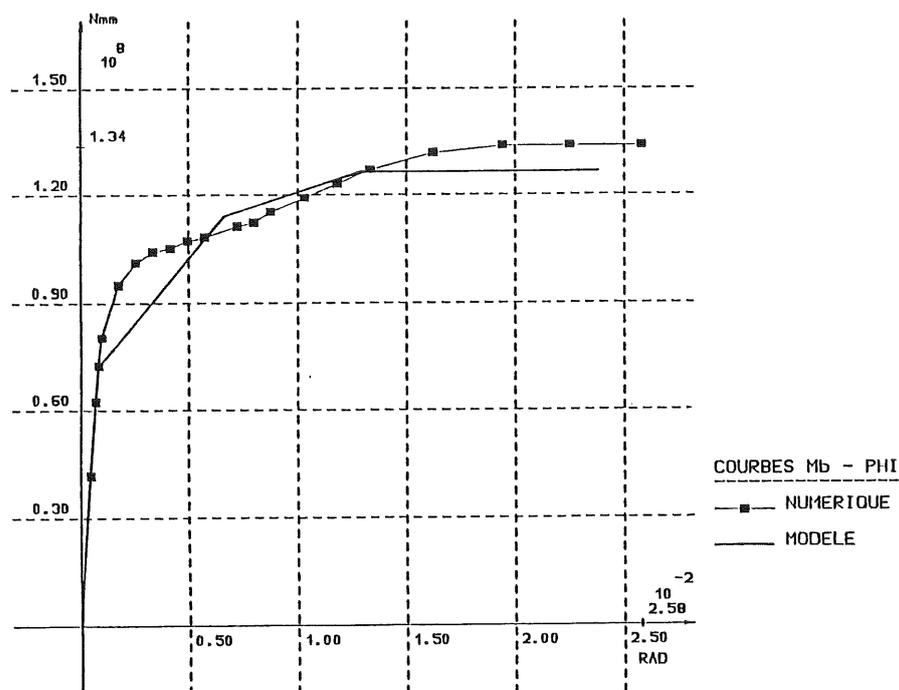


b - Noeud B

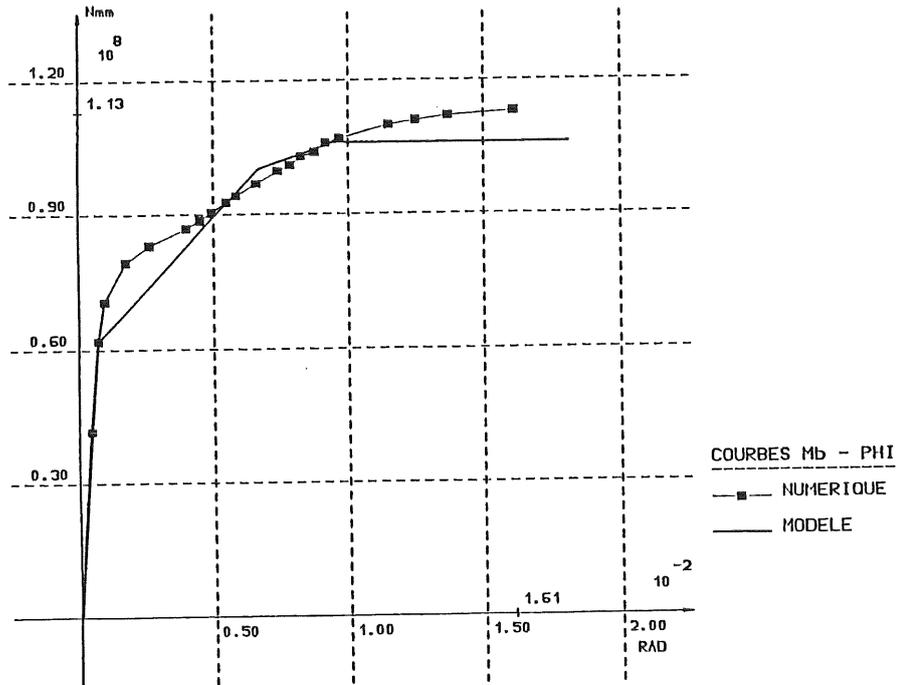
Figure 3.32. - Courbes $V_n - \gamma$: comparaisons modèle-simulations numériques (noeuds de rive soudés et raidis - FP).

3.2.6.2. Courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges transversales

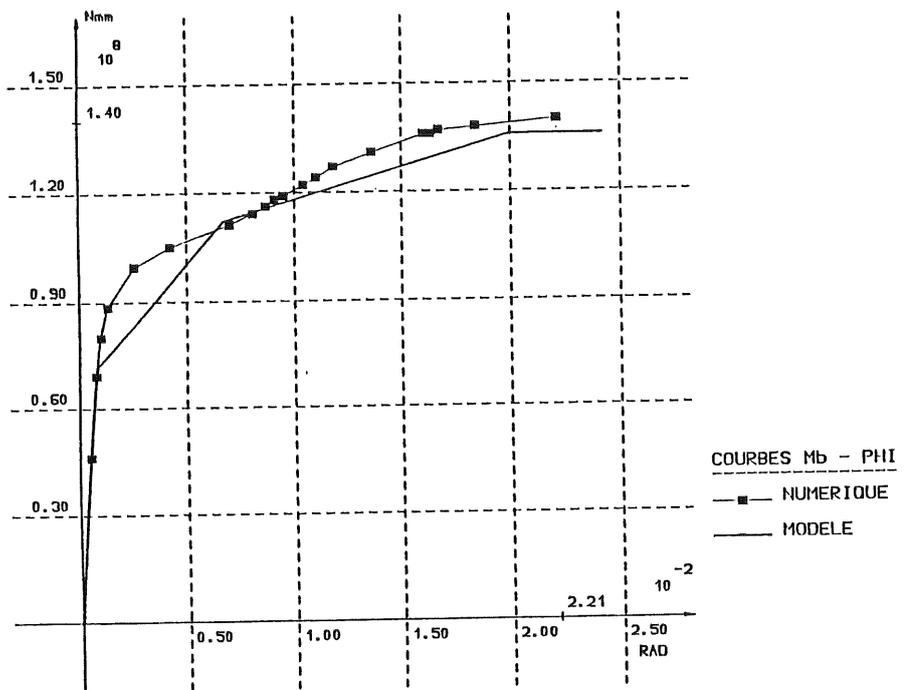
Les figures 3.33. présentent la comparaison du modèle de déformabilité des panneaux d'âme chargés transversalement avec les courbes $M_b - \phi$ résultant de la simulation numérique de comportement des noeuds A et B soudés non raidis de rive (figures 3.33. et 3.34.) et intérieurs (figure 3.35.). La bonne correspondance entre les caractéristiques principales des courbes non linéaires de référence et celles fournies par le modèle peut être observée pour chacun des exemples traités.



a - FS

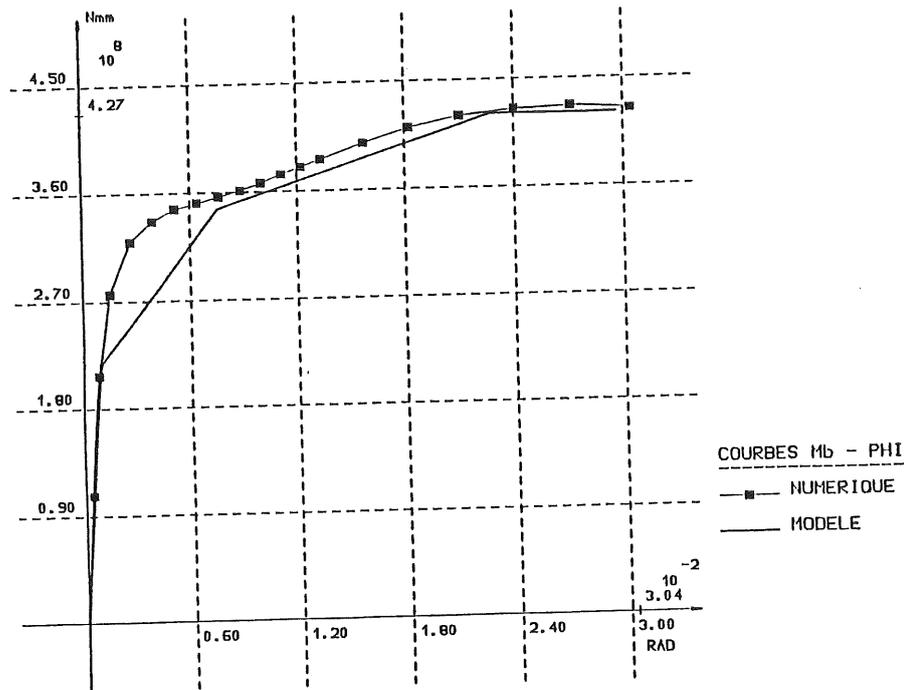


b - FP

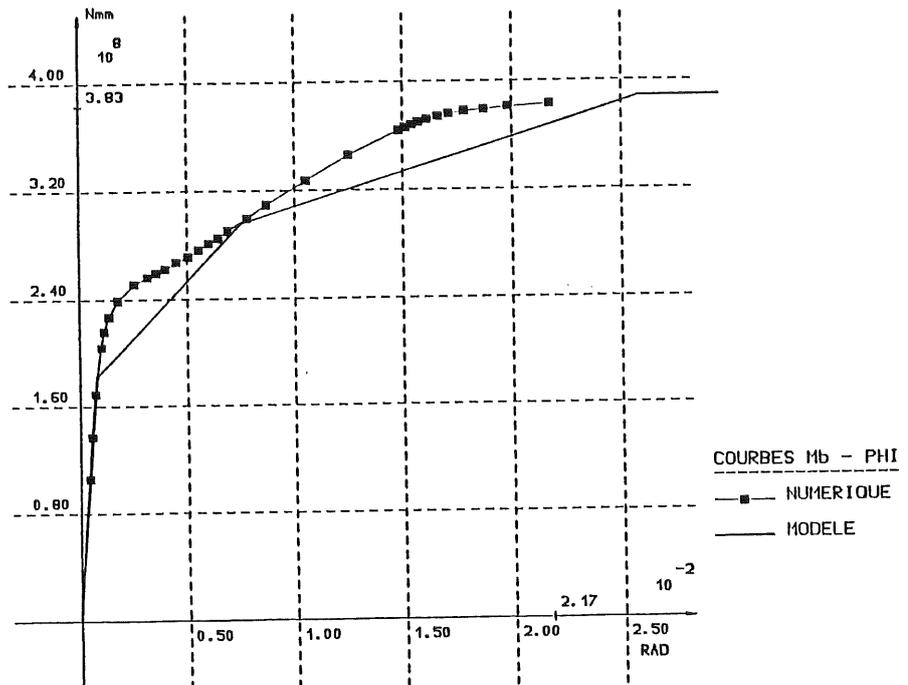


c - MP

Figure 3.33. - Courbes $M_b - \phi$: comparaisons modèle-simulations numériques (noeud de rive A soudé non raidi)

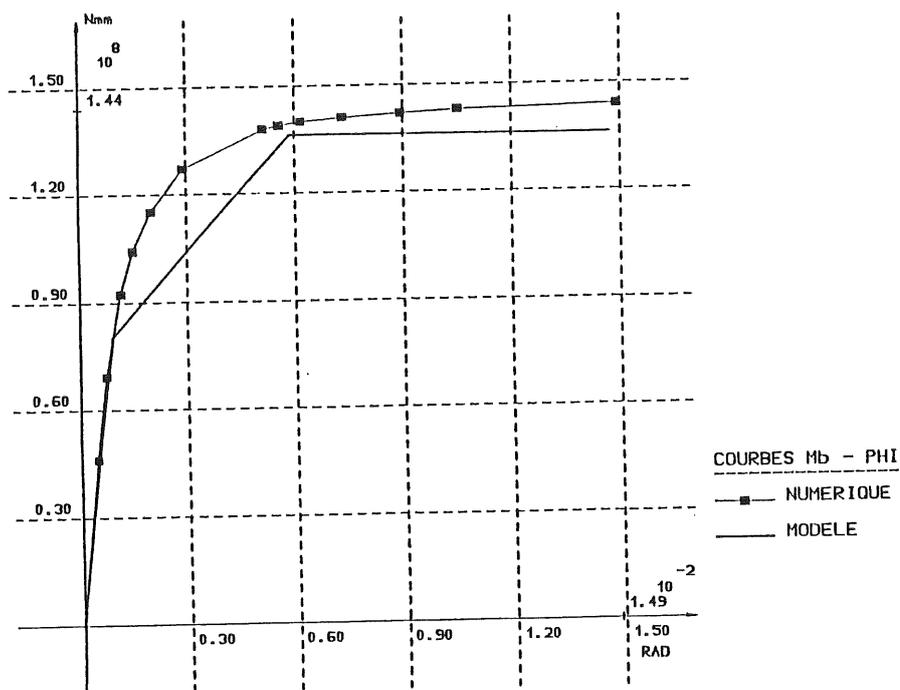


a - FS

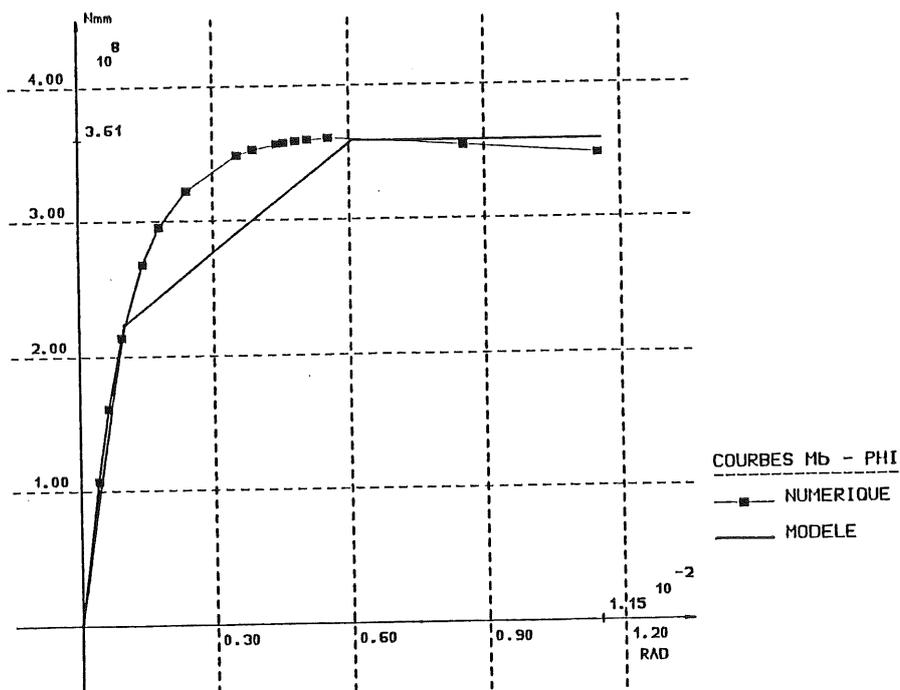


b - FP

Figure 3.34. - Courbes $M_b - \phi$: comparaison modèle-simulations numériques (noeud de rive B soudé non raidi)



a - Noeud A



b - Noeud B

Figure 3.35. - Courbes $M_b - \phi$: comparaisons modèle-simulation numériques (noeuds intérieurs soudés non raidis - FS)

3.2.6.3. Résistance ultime des panneaux d'âme

La confrontation des valeurs théoriques et numériques de la charge de ruine des noeuds de rive et des noeuds intérieurs (tableaux 3.6. et 3.7.) démontre la précision et le caractère essentiellement sécuritaire des approches mathématiques simples proposées pour la détermination des différents modes de ruine possibles.

Il est également intéressant de constater la correspondance entre les modes de ruine révélés par la simulation numérique et ceux prévus par la théorie.

Noeuds			Charge- ment	Moment de ruine M_{bu} (kNm) des noeuds					
				ruine par cisaillement (formules 3.21. et 3.17.)	ruine sous charges transversales (formule 3.22.)	ruine par voilement (formules 3.26., 3.27. et 3.29.)	ruine par voilement (formules 3.26., 3.27. et 3.30.)	valeur théorique	valeur numérique
Noeuds de rive	A	non raidi	FS	136,3	127,2*	-	182,3	127,2	134,5
			MP	136,9	136,1*	-	181,1	136,1	140,6
		raidi	FP	106,0*	118,7	-	169,2	106	113,0
			FP	113,0*	-	-	-	113,0	123,0
	B	non raidi	FS	565,2	474,4	-	421,4*	421,4	427,4
			FP	393,6	440,3	-	386,7*	386,7	383,3
		raidi	FS***	565,2	474,4*	-	-	474,4	471,4
			FP	419,9*	-	-	-	419,9	481,0
Noeuds intérieurs	A non raidi	FS	-	181,7	136,0*	-	136,0	144,0	
	B raidi	FS	-	556,5	302,7	-	359,2**	361,0	

* type de ruine déterminant

** voir tableau 3.7.

*** âme plane

- charge correspondante non significative

Tableau 3.6. - Comparaison des valeurs théoriques et réelles de la résistance ultime M_{bu} de noeuds soudés.

Noeuds intérieurs non raidis (déformée géométrique initiale de l'âme non nulle)	Charge-ment	Moment de ruine M_{bu} (kNm) des noeuds			
		ruine par voilement	moment pseudo-plastique	valeur théorique	valeur numérique
B (colonne HE300B)	FS	302,7	359,2	359,2	361,0
B (colonne DIL300)	FS	196,3	277,9	277,9	275,0
B (colonne HE300A)	FS	175,1	255,9	255,9	272,4

Tableau 3.7. - Définition d'une borne inférieure, M_{bpp1} , de la charge de ruine par instabilité des âmes de colonne - comparaison des valeurs théoriques et réelles de la résistance ultime M_{bu} de noeuds soudés.

3.2.7. Passage de modèles multi-linéaires de prédiction à des courbes non-linéaires de déformabilité

Le reproche qui peut être adressé aux modèles multi-linéaires adoptés pour la modélisation des courbes $V_n-\gamma$ et $M_b-\phi$ réside dans la modification soudaine et peu réaliste de rigidité à l'intersection de deux zones à rigidité constante ainsi que l'écart, parfois important, existant entre la courbe réelle de déformabilité et le modèle, dans le domaine des rotations modérées. Ces défauts sont inhérents au modèle multi-linéaire. L'introduction de certaines caractéristiques bien définies des courbes de déformabilité dans une expression mathématique adéquate permet d'obtenir des courbes non-linéaires d'allure plus continue.

La forme générique de l'expression mathématique $pM = pM(\theta)$ qui est susceptible de pouvoir représenter le comportement de l'âme de la colonne en cisaillement ou sous l'effet des charges transversales doit satisfaire les conditions suivantes (figure 3.36.) :

- i) être telle que $pM = 0$ pour $\theta = 0$;
- ii) être asymptotique à la résistance ultime $pM = pM_u$ lorsque θ croît indéfiniment ;
- iii) passer par le point de coordonnées $(pM_y ; \theta_y)$;
- iv) passer par le point de coordonnées $(pM_{st} ; \theta_{st})$.

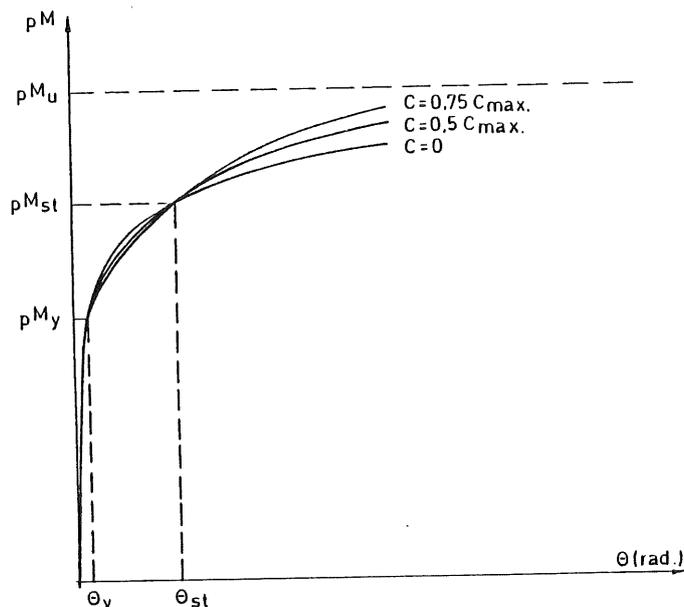
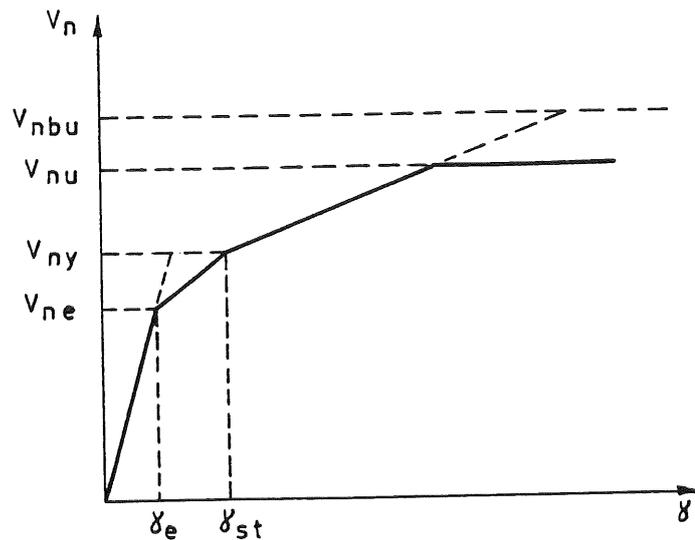


Figure 3.36. - Conditions à satisfaire par l'expression mathématique $pM = pM(\theta)$ et influence du coefficient c sur l'allure de la courbe.

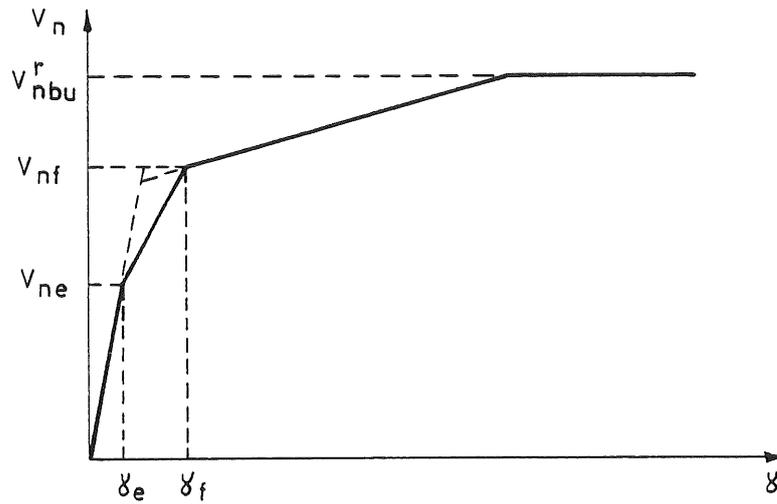
Les valeurs caractéristiques pM_y , pM_{st} , pM_u , θ_y et θ_{st} sont définies au tableau 3.8. ainsi qu'à la figure 3.37. pour chacune des composantes de déformabilité du panneau d'âme.

	Courbe de cisaillement d'un noeud non raidi	Courbe de cisaillement d'un noeud raidi	Courbe d'introduction des charges d'un noeud non raidi
θ_{pM}	γ_{V_n}	γ_{V_n}	ϕ_{M_b}
θ_y θ_{st} pM_y pM_{st} pM_u	$\left. \begin{array}{l} \gamma_e \\ \gamma_{st} \\ V_{ne} \\ V_{ny} \end{array} \right] \quad (3.2.3.2.)$ $V_{nbu} \quad (3.2.4.1.)$	$\left. \begin{array}{l} \gamma_e \\ \gamma_f \\ V_{ne} \\ V_{nf} \end{array} \right] \quad (3.2.3.2.\text{et } 3.2.3.3.)$ $V_{nbu}^r \quad (3.2.3.3.\text{et } 3.2.4.1.)$	$\left. \begin{array}{l} \phi_y \\ \phi_{st} \\ M_{be} \\ M_{bst} \end{array} \right] \quad (3.2.2.2.)$ $M_{buy} \quad (3.2.4.2.)$

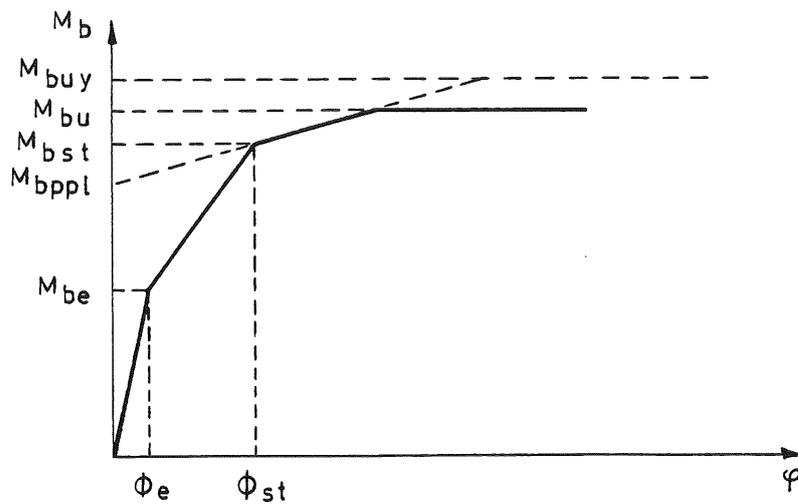
Tableau 3.8. - Définition des valeurs caractéristiques à introduire dans l'expression mathématique pour chacune des composantes de déformabilité de panneau.



a - Courbe $V_n - \gamma$ relative à un panneau d'âme non raidi - voir figure 3.23.



b - Courbe $V_n - \gamma$ relative à un panneau d'âme raidi - voir figure 3.26.



c - Courbe $M_b - \phi$ relative à un panneau d'âme non raidi - voir figure 3.10.

Figure 3.37. - Caractéristiques des courbes de déformabilité d'un panneau d'âme.

Les courbes $pM = pM(\theta)$ doivent être asymptotiques à $pM = pM_u$ lorsque θ croît indéfiniment; ainsi que nous l'avons clairement indiqué au tableau 3.8., pM_u représente, pour chacune des composantes de déformabilité du panneau, la résistance ultime relative à cette composante, calculée en ne tenant pas compte du danger d'instabilité de l'âme, dans le cas de l'introduction de charges transversales de compression.

pM_u n'est donc pas nécessairement égal, pour la composante de déformabilité considérée, à la résistance du panneau évalué au 3.2.4.

Chacune des courbes de déformabilité d'un même panneau d'âme issue de l'expression mathématique recherchée devra donc être tronquée par une droite horizontale correspondant à la charge de ruine réelle du panneau d'âme tout entier.

De nombreuses expressions mathématiques ont été envisagées; sur base de comparaisons avec les résultats d'essais expérimentaux et de simulations numériques, la suivante a été retenue :

$$(pM) = (pM)_u \{1 - \exp [-f(\theta)]\} \quad (3.31.a)$$

où

$$f(\theta) = a \theta^n + c \theta \geq 0 \quad (3.31.b)$$

Les valeurs des paramètres a et n peuvent être déduites des conditions (iii) et (iv) ci-dessus, à savoir :

$$a = -(\beta + c\theta)/\theta_y^n = -(\alpha + c\theta_{st})/\theta_{st}^n \quad (3.32.a)$$

$$n = \ln [(\alpha + c\theta_{st})/(\beta + c\theta_y)] / \ln (\theta_{st}/\theta_y) \quad (3.32.b)$$

avec

$$\alpha = \ln [1 - (pM)_{st}/(pM)_u] \quad (3.32.c)$$

$$\beta = \ln [1 - (pM)_y/(pM)_u] \quad (3.32.d)$$

La condition (i) requiert une valeur de n strictement positive, de telle sorte que le paramètre c ne peut excéder une valeur limite c_{max} :

$$c \leq c_{max} \quad (3.33.a)$$

avec :

$$c_{max} = (\beta - \alpha)/(\theta_{st} - \theta_y) \quad (3.33.b)$$

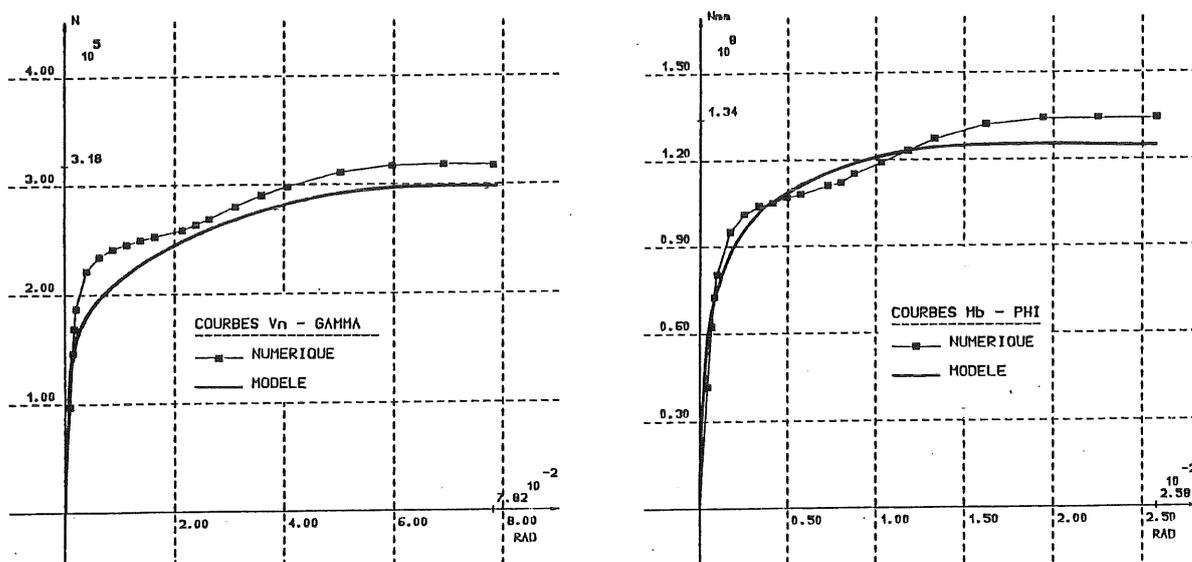
La valeur de c doit, par ailleurs, être positive afin que la condition d'asymptote puisse être vérifiée.

L'allure des courbes $pM - \theta$ est fortement dépendante de la valeur du paramètre c, comme on peut s'en rendre compte à la figure 3.36.

La comparaison des résultats de l'application du modèle mathématique suggéré avec ceux de simulations numériques et d'essais expérimentaux aboutit à recommander une valeur très simple $c = 0,75 c_{max}$ de ce paramètre, quelle que soit la composante de déformabilité considérée.

L'emploi de la formulation non-linéaire (3.31.) est illustré à la figure 3.38. pour les deux composantes de déformabilité du panneau d'âme du

noeud de rive A soudé non raidi soumis à flexion simple (figure 3.38.).



a-Courbe de cisaillement $V_n - \gamma$

b-Courbe d'introduction des charges transversales $M_b - \phi$

Figure 3.38. - Modélisation non-linéaire de comportement du noeud de rive A soudé non raidi.

L'expression mathématique suggérée satisfait la condition (iii) relative au passage de la courbe par le point de coordonnées $(pM_y ; \theta_y)$, mais ne permet pas de développer, comme c'est le cas en réalité, une zone élastique linéaire de comportement pour de très faibles rotations.

Ceci s'explique par le désir de simplicité qui a présidé au choix de la formulation mathématique. La figure 3.38. montre à quel point cette simplification se justifie, dans la mesure où la différence existant, dans ce domaine, entre l'approximation théorique et le comportement réel est tout à fait insignifiante.

3.2.8. Transposition des modèles de déformabilité des panneaux d'âme aux cas des noeuds en acier à assemblages boulonnés.

3.2.8.1. Courbes $V_n - \gamma$ de cisaillement.

La validité de l'application du modèle proposé de déformabilité des

panneaux d'âme cisailés aux noeuds à assemblages boulonnés a été vérifiée sur base de la comparaison avec les courbes $V_n - \gamma$ relevées lors d'essais expérimentaux de noeuds non raidis à assemblage par plat d'about débordant. Ces essais ont été réalisés à Liège en 1986 dans le cadre de la recherche CRIF-IRSIA décrite en 2.1.

La très bonne correspondance entre le modèle théorique et les résultats expérimentaux a pu être démontrée, comme en attestent les deux exemples de la figure 3.39.

Ainsi que nous l'avons expliqué en 3.2.3.2., la résistance flexionnelle des semelles de la colonne a été négligée dans le modèle, en raison de sa faible importance. A cette résistance s'ajoute toutefois, dans le cas des assemblages par plat d'about débordant, une contribution due à la flexion du plat; ceci explique la différence, fort peu significative il est vrai, enregistrée entre le modèle et le résultat expérimental de l'essai du noeud 010, dont l'épaisseur du plat (20 mm) est nettement supérieure à celle de la semelle de la colonne (12,5 mm).

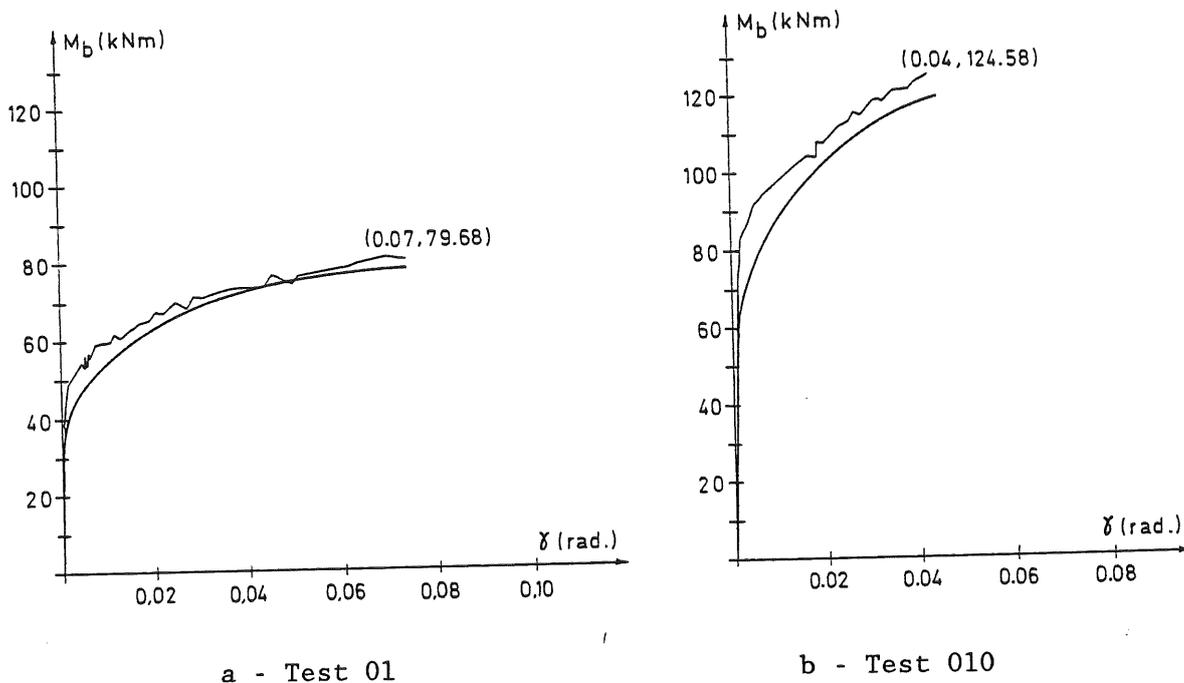


Figure 3.39. - Courbes de cisaillement $M_b - \gamma$ - comparaison modèle-résultats expérimentaux (noeuds non raidis à assemblage par plat d'about débordant).

Des courbes de déformabilité en cisaillement ont également été relevées expérimentalement lors de l'essai de noeuds boulonnés non raidis à

assemblages par cornières effectués à l'occasion de la recherche CRIF-IRSIA mentionnée ci-dessus et de la recherche CECA-ARBED-ULG présentée en 2.4. La faible déformabilité en cisaillement du panneau d'âme de noeuds à assemblages par cornières ne permet cependant pas une comparaison significative avec le modèle théorique.

A notre connaissance, aucune autre courbe expérimentale n'est disponible dans la littérature, et ce, malgré le nombre très élevé d'essais expérimentaux réalisés dans divers pays, depuis de nombreuses années.

En raison des points d'application différents des charges transversales de compression et de traction transmises de la poutre à la colonne, selon le type d'assemblage, la dimension verticale du panneau d'âme n'est pas nécessairement choisie égale à la distance d_b entre les centres de gravité des semelles de la poutre, comme c'est le cas pour les noeuds soudés. Aussi se référera-t-on à la figure 3.45. qui définit cette grandeur géométrique pour les noeuds à assemblages par plat d'about débordant (d_b comme pour les noeuds soudés) et pour ceux à assemblages par cornières de semelle (d_r).

3.2.8.2. Courbes $M_b - \phi$ d'introduction de charges transversales

Les courbes $M_b - \phi$ de déformabilité "en trapèze" des panneaux d'âme, dont nous n'avons trouvé trace dans aucun rapport d'essais, ont été relevées récemment à Liège, pour des noeuds à assemblages par cornières de semelles, dans le cadre de la recherche CECA-ARBED-ULG. Vu la valeur relativement modérée des moments de flexion transmis par ce type d'assemblage, la déformation de panneau d'âme, sous l'action des charges transversales, est tout à fait négligeable.

Ce manque de données expérimentales nous a conduit à vérifier la précision des formules d'évaluation de la charge de ruine par comparaison avec les résultats expérimentaux d'essais de noeuds à assemblages boulonnés dont la charge ultime est associée à la ruine de l'âme comprimée de la colonne (a). Quant à la validité du modèle de prédiction des courbes de déformabilité, elle sera discutée au (b) ci-après.

L'approche décrite en 3.2.2.2. pour la modélisation de l'"effet trapèze" dans les noeuds soudés ainsi que pour l'évaluation de la charge de ruine correspondante (3.2.4.) peut être appliquée, comme nous le montrons ci-dessous, au calcul des noeuds à assemblages boulonnés. Les modifications mineures à apporter au modèle sont précisées en [Z2] et

résumées au (c); elles sont relatives à la longueur de diffusion des efforts transmis à l'âme, dans les zones comprimées et tendues des noeuds, par l'intermédiaire des cornières ou du plat d'about, des boulons ou encore de la semelle et des congés de raccordement de la colonne.

a. Vérification de la charge ultime.

Le tableau 3.9. reprend les principales caractéristiques de cinq noeuds à assemblages par plat d'about débordant dont la ruine survient par manque de stabilité de l'âme comprimée de la colonne. Les essais 9, 20 et M3A ont été réalisés en Hollande par ZOETEMEIJER [Z3], tandis que les essais 013 et 014 proviennent de Liège (recherche CRIF-IRSIA - 2.1.). Aux deux dernières colonnes du tableau sont confrontées les valeurs expérimentales et théoriques de la charge de ruine.

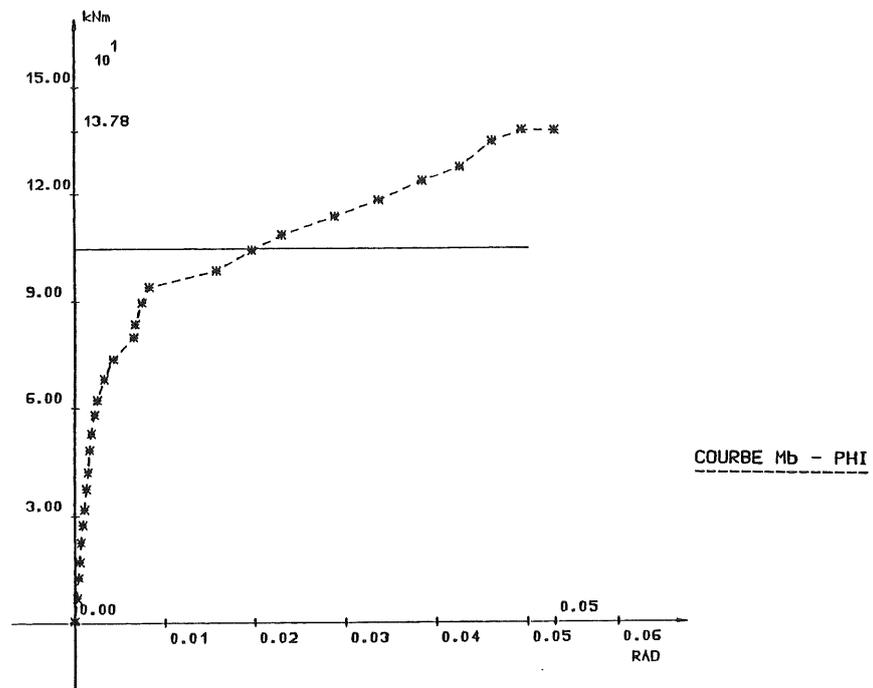
Noeuds					Moments ultimes M_{bu} (kNm)		
Numéro d'essai	Dispositif expérimental	Type de colonne	Type de poutre	Référence	Mode de ruine (voir 3.2.4.)	Valeur théorique	Valeur expérimentale
9	"T"	HE200A	IPE300	[Z3]	voilement d'âme $M_{bub} = M_{bppl}$	104,5	143,0
20	"T"	HE300A	IPE400	[Z3]	voilement d'âme $M_{bub} = M_{bppl}$	248,8	246,0
M3A	cruciforme	HE240A	IPE300	[Z3]	voilement d'âme $M_{bub} = M_{bppl}$	135,3	145,0
013	"T"	IPE240	IPE200	[J3]	défoncement d'âme $M_{bub} = M_{bppl}$	61,0	62,7
014	"T"	IPE300	IPE200	[J3]	défoncement d'âme $M_{bub} = M_{bppl}$	72,3	83,6

Tableau 3.9. - Comparaison des moments ultimes réel et théorique de noeuds à assemblages par plat d'about débordant.

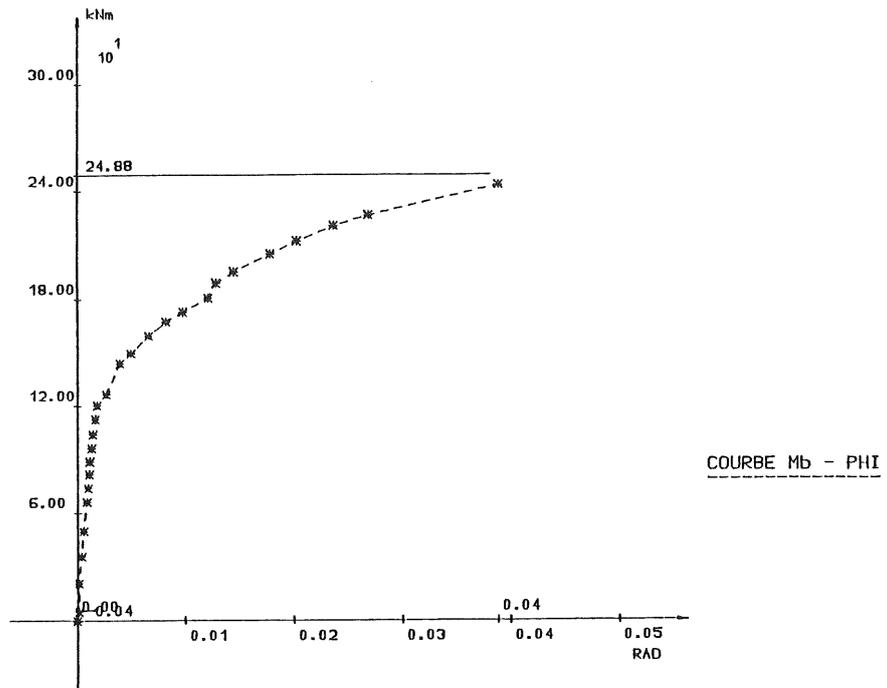
La ruine des noeuds 013 et 014 survient à la suite du défoncement de l'âme de la colonne, tandis que celle du noeud de rive 20 et du noeud intérieur M3A résulte du voilement de l'âme. Les résistances ultimes évaluées théoriquement constituent une bonne approximation de la réalité (figure

3.40.).

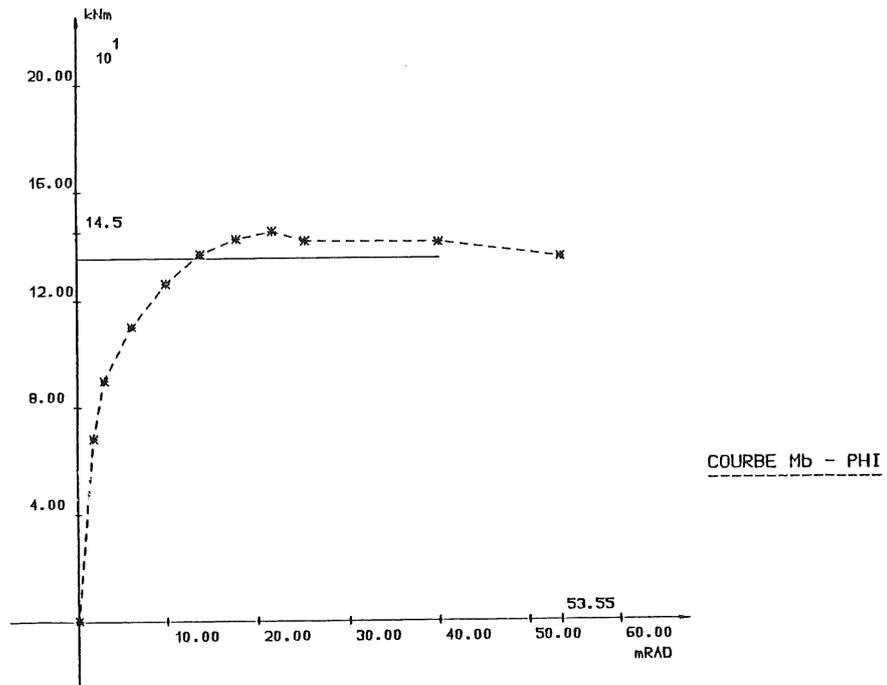
L'écart relativement important, mais sécuritaire, entre les valeurs théorique et expérimentale de la charge de ruine du noeud 9 (figure 3.40.a) peut s'expliquer, sans aucun doute, par la faible déformée initiale de l'âme de la colonne en comparaison de celle prise en compte dans l'établissement des formules d'évaluation de la charge de voilement de l'âme (voir 3.2.4.3.).



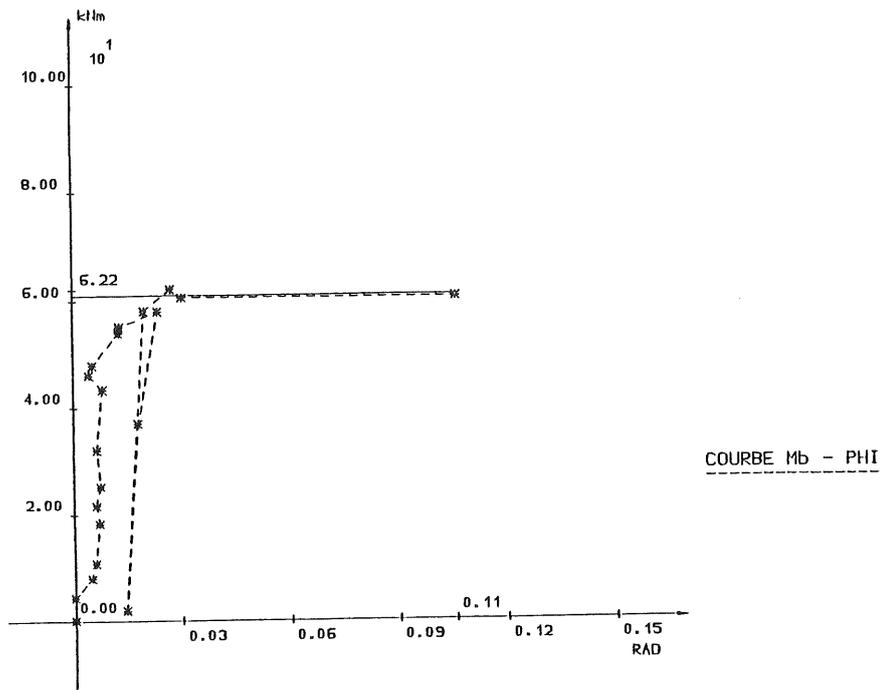
a - Test 09



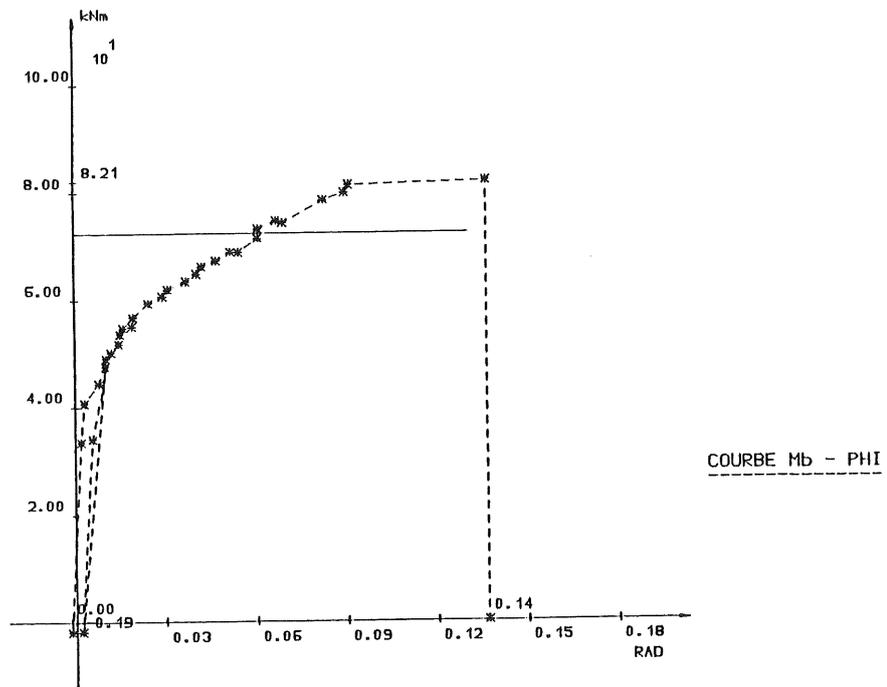
b - Test 20



c - Test M3A



d - Test 013



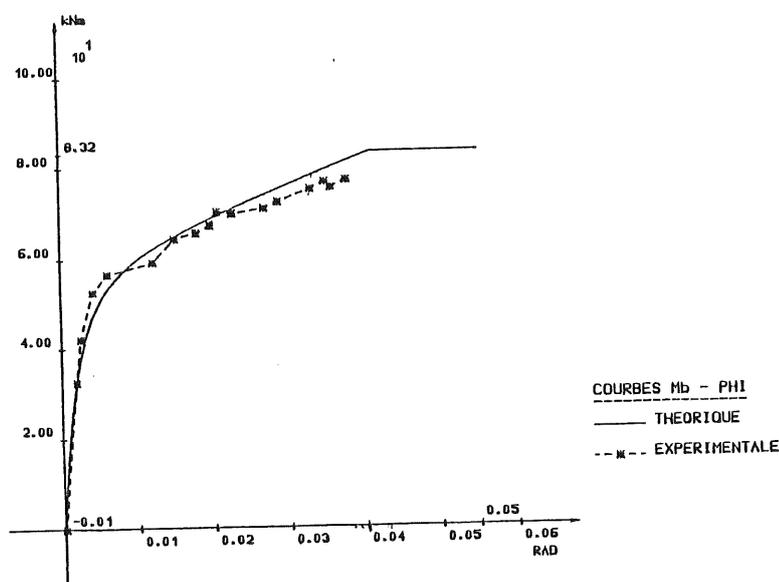
e - Test 014

Figure 3.40. - Comparaison des valeurs théorique et expérimentale de la charge de ruine de noeuds à assemblages par plat d'about débordant.

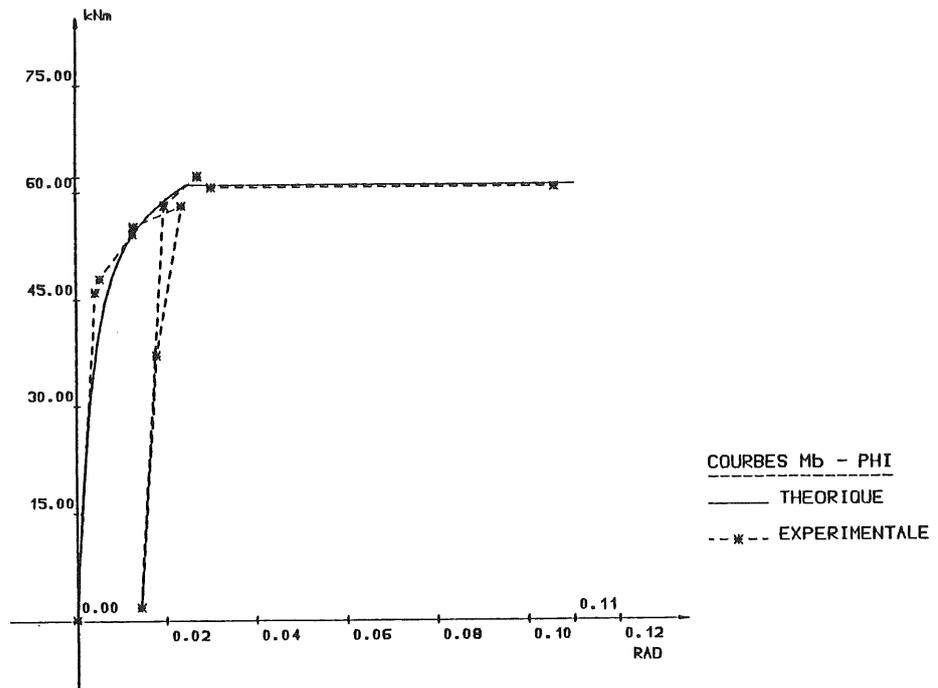
b. Vérification du modèle de déformabilité.

Dans l'introduction, nous avons différencié les deux sources de déformabilité d'un noeud poutre-colonne que constituent le panneau d'âme cisailé, d'une part, et le (ou les) assemblage(s), d'autre part. L'introduction de charges transversales dans le panneau d'âme participe, comme nous l'avons souligné, à la déformabilité du (des) assemblage(s); l'étude des autres composantes qui sera envisagée dans la seconde partie de ce chapitre, a débouché sur la proposition de modèles simples de prédiction du comportement non linéaire, jusqu'à la ruine, d'assemblages par plat d'about débordant et par cornières de semelles. Un troisième modèle relatif à des assemblages composites entre une colonne en acier et une poutre en acier surmontée d'une dalle en béton armé a également été développé [J6]; comme nous l'avons mentionné dans l'introduction de ce chapitre, sa complexité d'utilisation limite actuellement son intérêt pratique tant et si bien qu'il ne sera pas présenté dans cette thèse.

La comparaison des courbes de déformabilité d'assemblages et des modèles théoriques permet de valider l'approche mathématique du phénomène d'introduction de charges transversales dans les panneaux d'âme, particulièrement dans le cas d'assemblages composites dont la déformabilité est associée principalement, et parfois même presque exclusivement (pour des pourcentages importants d'armaturage dans la dalle), à l'introduction des charges de compression dans l'âme de la colonne. Deux exemples de telles comparaisons sont reportés aux figures 3.41 à 3.43. et ce, pour chaque type d'assemblage précité.

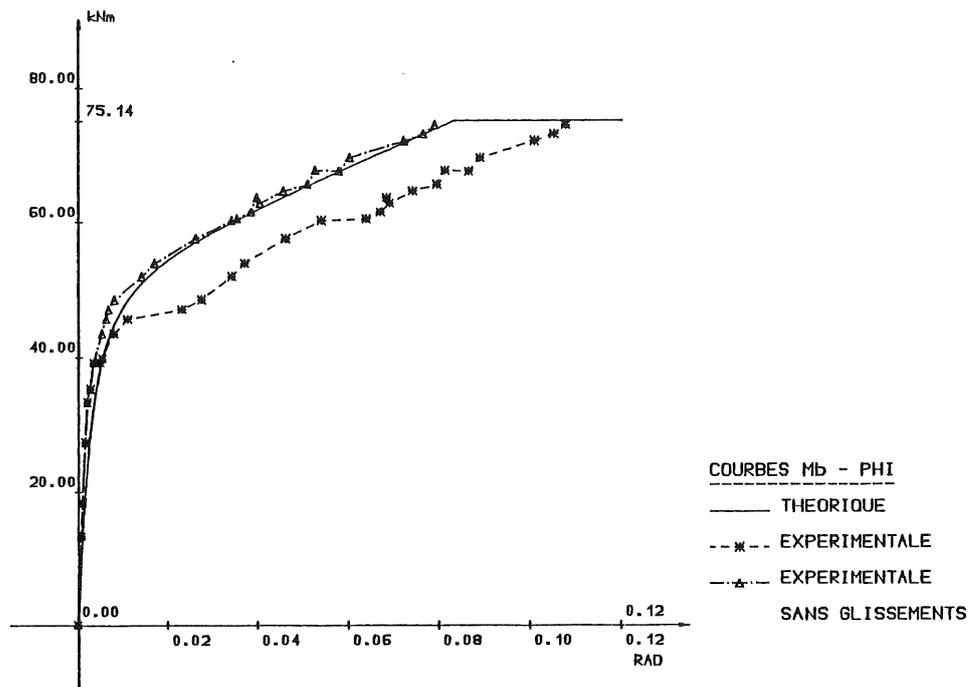


a - test 04

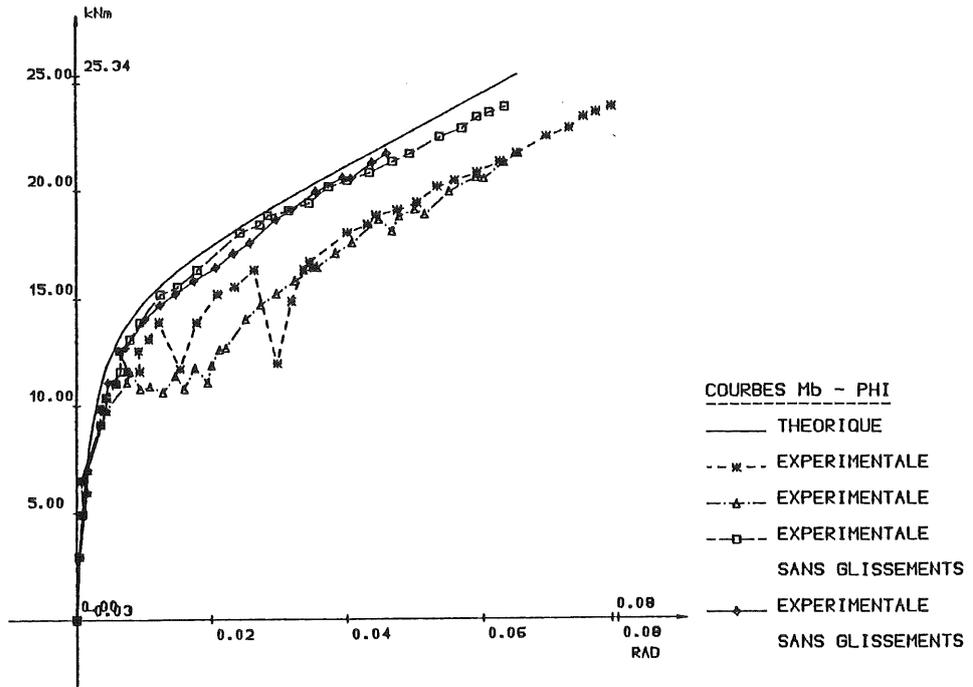


b - Test 013

Figure 3.41. - Comparaison "résultat expérimental-modèle" relative à la prédiction du comportement d'assemblages par plat d'about débordant [J3].

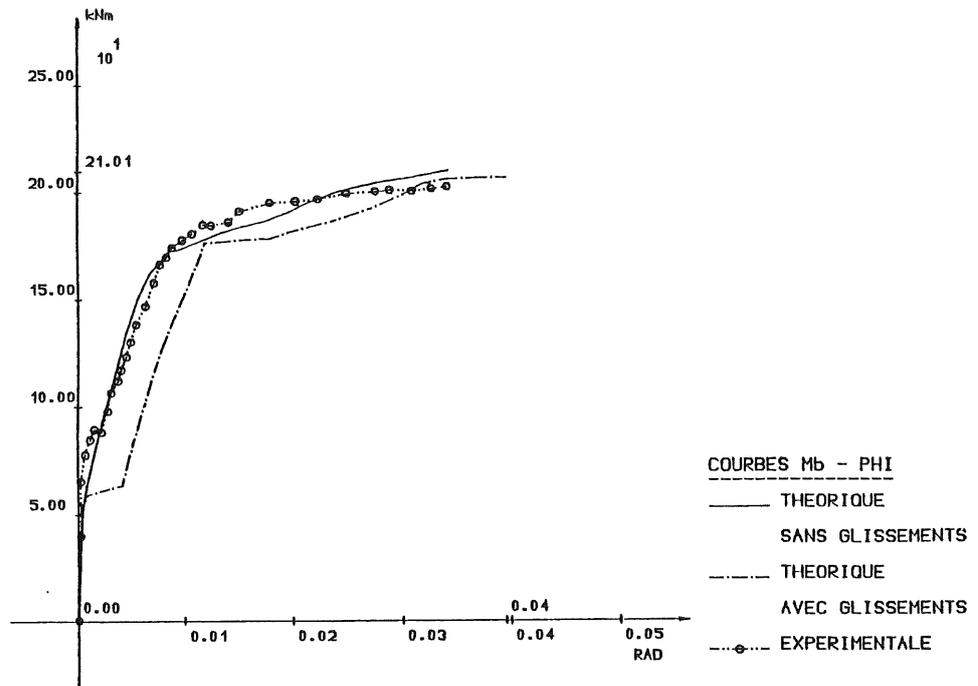


a - Test 03 [J3]

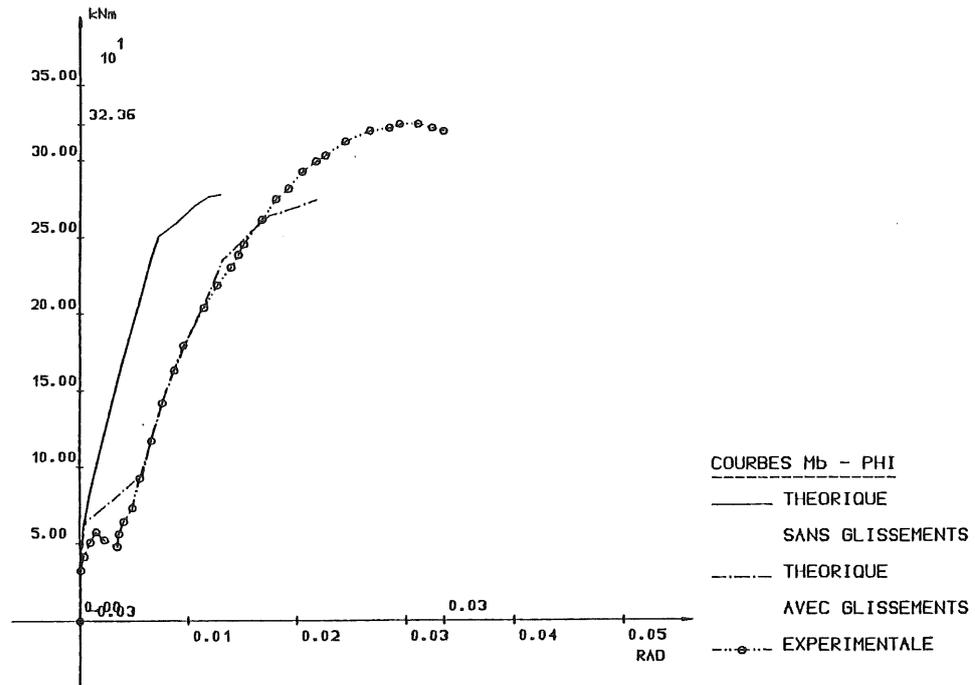


b - Test JT08 [D1]

Figure 3.42. - Comparaison "résultat expérimental-modèle" relative à la prédiction du comportement d'assemblages par cornières de semelles.



a - Test 30 x 2C.5 (barres de 10 mm)



b - Test 30 x 2C.7 (barres de 18 mm)

Figure 3.43. - Comparaison "résultat expérimental - modèle" relative à la prédiction de comportement d'assemblages composites [A1,J6]

Selon la position initiale des boulons dans leurs trous, le glissement entre les cornières et la poutre peut ou non se produire au cours du chargement des noeuds à assemblages par cornières; cette constatation nous pousse à comparer la courbe théorique à la courbe expérimentale fictive de comportement obtenue en éliminant les paliers de glissement. En effet, l'influence du glissement sur la déformabilité des assemblages par cornières de semelles se traduit par la translation d'une partie de la courbe dont l'importance dépend du diamètre des trous relativement à celui des boulons (figure 3.42.).

La situation diffère légèrement en ce qui concerne les assemblages composites, dans la mesure où les glissements entre la poutre et les cornières modifient la distribution des efforts entre les éléments d'assemblage.

Il est préférable, dans ces conditions, de comparer la réponse expérimentale de l'assemblage aux courbes théoriques obtenues respectivement en annulant et en maximisant la valeur des glissements poutre-cornières.

La ruine de l'assemblage composite 30 x 2C.7 (figure 3.43.b) est liée au voilement de l'âme de la colonne. Comme nous l'avons déjà expliqué, la

différence sécuritaire, mais néanmoins importante, existant entre les valeurs réelle et théorique de la charge de ruine résulte de l'amplitude initiale très faible, mesurée en laboratoire, de la déformée transversale de l'âme de la colonne en comparaison de celle, choisie sur base de tolérances de laminage, qui a été considérée lors de l'évaluation de la charge de voilement de l'âme.

c. Modifications en vue de la transposition aux noeuds à assemblages boulonnés.

La déformabilité de l'âme de la colonne dans un noeud soudé est similaire dans la zone tendue et la zone comprimée du noeud.

Les simulations numériques présentées au 3.2.2.1. ont montré que la déformabilité initiale de l'âme de la colonne, qui affecte la valeur de la charge de voilement M_{bb} (formule 3.24.) de manière significative, ne modifie que très légèrement la déformabilité de la zone comprimée de l'âme, avant le voilement, par rapport à celle de la zone tendue.

L'égalité de Δ_c et Δ_p permet de se référer directement au moment M_b transmis par l'assemblage ainsi qu'à la rotation ϕ , comme décrit à la figure 3.45.a.

La longueur d'application des charges de compression et de traction F_b à la colonne est limitée à l'épaisseur des semelles de la poutre.

L'influence de ce paramètre sur les courbes de déformabilité relatives à l'introduction des charges transversales est tout à fait négligeable (excepté pour M_{bpp1} - formule 3.6. - et pour M_{buy} - formule 3.22.); par conséquent, l'hypothèse de charges concentrées a été retenue dans l'élaboration des formules d'évaluation de la résistance ultime de l'âme (3.2.4.3.).

Les modes d'application différents des efforts F_b à l'âme de la colonne dans les zones comprimées et tendues des noeuds à assemblages boulonnés imposent de se référer séparément aux courbes correspondantes $F_b - \Delta$ (figure 3.45.).

L'allure de ces courbes F_b est reprise à la figure 3.44.

Les définitions des caractéristiques principales sont équivalentes à celles fournies en 3.2.2.2. et en 3.2.4. si ce n'est que les forces F_b et les déplacements Δ (Δ_c et Δ_t) doivent être respectivement substitués au moment M_b et à la rotation ϕ de la figure 3.10.

Les relations entre M_b et F_b d'une part, Δ et ϕ d'autre part, sont indiquées aux figures 3.45.b et 3.45.c, respectivement pour des noeuds à assemblage par plat d'about débordant et par cornières de semelles. La diffusion

de charges dans les cornières ou le plat d'about, en zone comprimée, et dans la semelle de la colonne, en zone tendue, réclame la prise en compte de la longueur d'application des forces F_b à l'âme de la colonne.

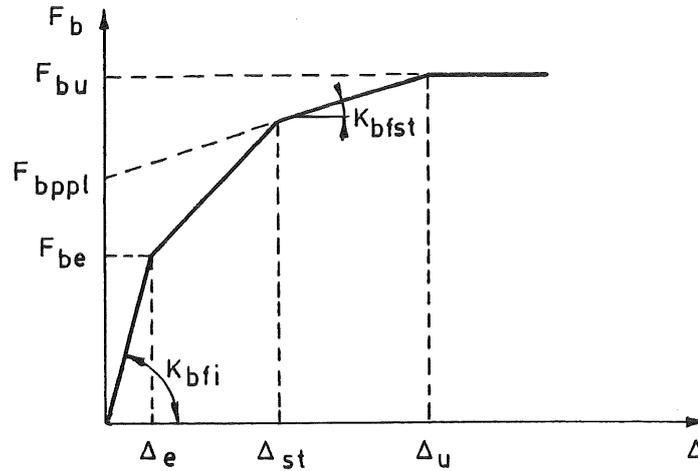


Figure 3.44. - Caractéristiques du modèle multi-linéaire de prédiction des courbes $F_b - \Delta$.

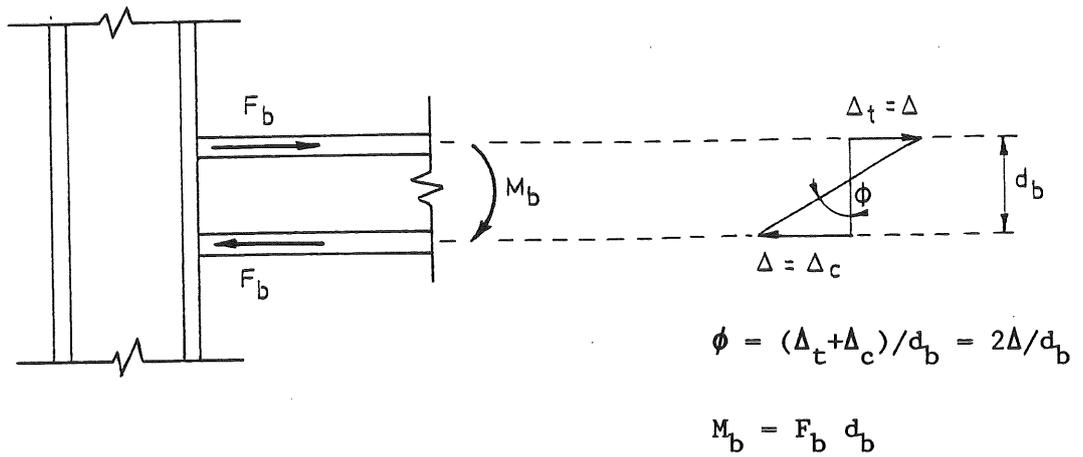
Les valeurs légèrement modifiées [Z2] de K_{bfi} , F_{be} , F_{bpp1} ainsi que des charges F_{buy} et F_{bb} nécessaires à l'évaluation de la résistance ultime de l'âme, F_{bu} (3.2.4.), sont répertoriées aux tableaux 3.10. et 3.11., respectivement pour des noeuds à assemblages par plat d'about et par cornières de semelles.

Comme pour les noeuds soudés, Δ_{st} et K_{bfst} s'expriment (figure 3.2.) selon:

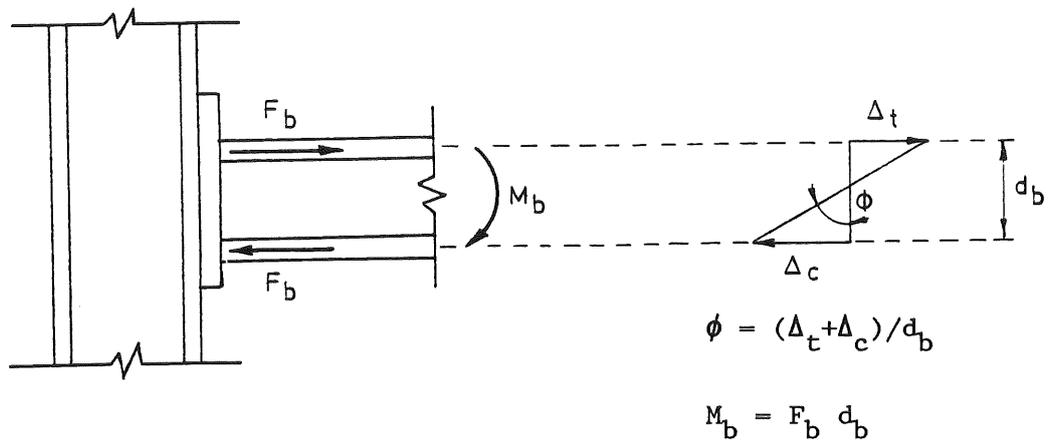
$$\Delta_{st} = \epsilon_{stcw} h_{cw} / 2 \quad (3.34.)$$

$$K_{bfst} = K_{bfi} \frac{E_{stcw}}{E_{cw}} \quad (3.35.)$$

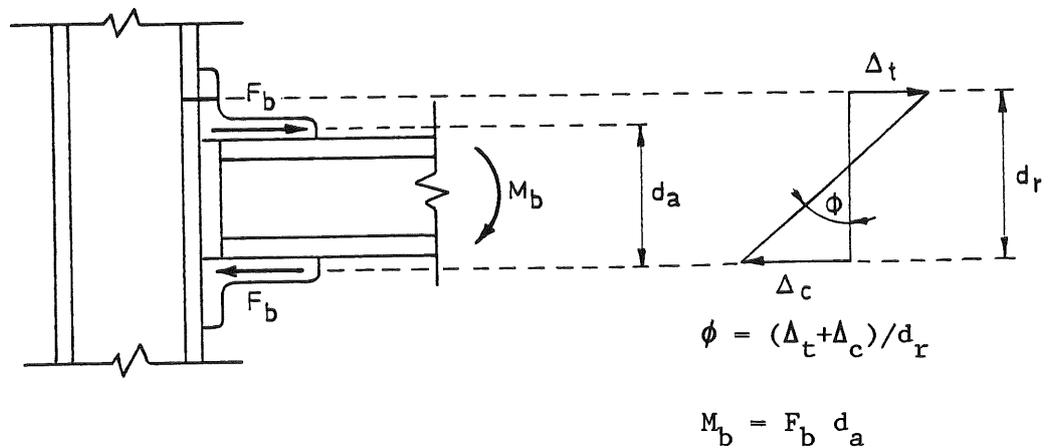
En raison du raidissage de la semelle de la colonne par l'âme de la poutre dans les noeuds soudés, la semelle de la colonne a été supposée infiniment rigide dans la zone située entre les semelles de la poutre (3.2.2.2., figure 3.12.). Cette hypothèse n'est plus valable pour les noeuds à assemblages boulonnés,



a - Noeuds soudés



b - Noeuds à assemblage par plat d'about débordant



c - Noeuds à assemblage par cornières de semelles

Figure 3.45. - Définition de M_b et ϕ selon le type d'assemblage

ce qui contraint à substituer l'expression suivante à la formule (3.3.):

$$\sigma_i = \frac{F_b \lambda}{2\mu t_{cw}} \quad (3.36.)$$

μ est défini aux tableaux 3.10. et 3.11.

Les autres paramètres intervenant dans les formules (3.34.) à (3.36.), de même que dans les tableaux 3.10. et 3.11., ont été définis au 3.2.2.2. et au 3.2.4.

Formules	Ame soumise à compression	Ame soumise à traction
$K_{bi} = \frac{2k}{\lambda} \mu$ $F_{be} = \frac{2t_{cw}}{\lambda} \mu \sigma_{iy}^c$ avec $\mu = \frac{\xi}{1 - e^{-\xi} \cos \xi}$ $\xi = \frac{b}{2L}$ $L = 1/\lambda$	$b = t_{bf} + 2a_F \sqrt{2} + 2t_e$ avec: t_e = épaisseur du plat d'about	$b = t_{bf} + 2w_e$ avec w_e = longueur de la partie débordante de plat d'about dans la zone tendue de l'assemblage
$F_{bppl} = t_{cw} \ell_p \sigma_{iy}^c$ $F_{buy} = t_{cw} \ell_p \sigma_{iu}^c$	$\ell_p = t_{bf} + 2a_F \sqrt{2} + 2t_e + 5(t_{cf} + r_c)$ avec: t_e = épaisseur du plat d'about	$\ell_p = b_m$ où b_m est pris égal à la longueur effective totale de plastification de la semelle de la colonne obtenue par l'intermédiaire de l'annexe J (J.3.3.1.) du chapitre 6 de l'Eurocode 3 (avril 90)
$F_{bb} = \mu \sqrt{F_{be} F_{bcr}}$ où μ est donné ci-dessus	$b = t_{bf} + 2a_F \sqrt{2} + 2t_e$	—

Tableau 3.10. - Caractéristiques modifiées des courbes d'introduction des charges pour des noeuds à assemblage par plat d'about débordant.

Formules	Ame soumise à compression	Ame soumise à traction
$K_{bi} = \frac{2k}{\lambda} \mu$ $F_{be} = \frac{2t_{cw}}{\lambda} \mu \sigma_{iy}^c$ avec $\mu = \frac{\xi}{1 - e^{-\xi \cos \xi}}$ $\xi = \frac{b}{2L}$ $L = 1/\lambda$	$b = 2t_a + (2 - \sqrt{2}) r_a$ avec: t_a = épaisseur de la cornière r_a = congé de raccordement de la cornière	$b = 2 n_a$ avec: n_a = distance entre le centre des boulons et le bord de la cornière (aile reliant la cornière à la semelle de la colonne)
$F_{b ppl} = t_{cw} \ell_p \sigma_{iy}^c$	$\ell_p = 2t_a + (2 - \sqrt{2}) r_a + 5(t_{cf} + r_c)$ avec: t_a = épaisseur de la cornière r_a = congé de raccordement de la cornière	$\ell_p = b_m$ où b_m est pris égal à la longueur effective totale de plastification de la semelle de la colonne obtenue par l'intermédiaire de l'annexe J (J.3.3.1.) du chapitre 6 de l'Eurocode 3 (avril 1990)
$F_{bb} = \mu \sqrt{F_{be} F_{bcr}}$ où μ est donné ci-dessus	$b = 2t_a + (2 - \sqrt{2}) r_a$ avec: t_a = épaisseur de la cornière r_a = congé de raccordement de la cornière	—

Tableau 3.11. - Caractéristiques modifiées des courbes d'introduction des charges pour des noeuds à assemblage par cornières de semelle.

3.2.9. Propositions de modification des formules d'évaluation de la résistance de calcul des panneaux d'âme contenues dans l'Eurocode 3.

Le recours à des programmes sophistiqués de calcul non-linéaire des structures requiert une estimation précise - à l'aide de modèles de prédiction similaires à ceux décrits antérieurement pour le cisaillement et l'introduction de charges transversales dans les panneaux d'âme - des courbes de déformabilité de toutes les composantes des noeuds poutre-colonne. A l'inverse, la connaissance d'un nombre limité de valeurs caractéristiques des noeuds telles que les rigidités initiale et sécante et la capacité plastique est souvent amplement suffisante en vue d'un dimensionnement tel qu'on le conçoit dans la pratique.

C'est dans cette seconde optique que sont proposées, dans l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode 3 [E1] - pour des noeuds à assemblage soudé et à assemblage par plat d'about -, des formules d'évaluation de la résistance de calcul d'un panneau d'âme sollicité par un effort de cisaillement ($V_{n.Rd}$) et par des charges transversales de compression ($F_{bc.Rd}$) ou de traction ($F_{bt.Rd}$).

La validité de ces formules est discutée ci-dessous.

Dans un premier temps, il semble cependant utile de définir sans équivoque ce que l'on entend par la résistance de calcul d'un panneau d'âme.

A chaque étape de chargement, un panneau d'âme est soumis à un effort de cisaillement V_n (figure 1.2.c) ainsi qu'à des charges transversales F_b (figure 1.2.b).

La résistance de calcul d'un panneau d'âme représente le niveau minimum de sollicitation du noeud qui conduit à l'atteinte de la résistance de calcul du panneau en cisaillement ($V_n = V_{n.Rd}$) ou sous l'action des charges transversales ($F_b = F_{bc.Rd}$ ou $F_b = F_{bt.Rd}$).

Deux remarques préliminaires s'imposent avant de se pencher sur les règles contenues dans l'Eurocode :

- Notre étude des panneaux d'âme s'est focalisée sur l'emploi de profils laminés de type HE et IPE qui sont couramment utilisés dans la pratique; ceci n'empêche nullement l'application des modèles et des formules proposées à des sections de même forme reconstituées par soudage, pour autant que l'on s'en tienne à des gammes similaires d'élanement des semelles et des âmes. Par souci de continuité, seules les règles relatives aux profils laminés seront discutées ci-dessous.
- Les formules de l'Eurocode auxquelles on se réfère devraient être affectées d'un coefficient γ_{MO} ; ce facteur de sécurité possède une valeur unitaire $\gamma_{MO} = 1,0$ pour les profils de classes 1, 2 et 3 auxquelles appartiennent les profils laminés courants, ce qui justifie son omission dans la suite.

3.2.9.1. Résistance au cisaillement

La formule suivante d'évaluation de la résistance de calcul d'un panneau d'âme cisailé est suggérée dans l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode 3 :

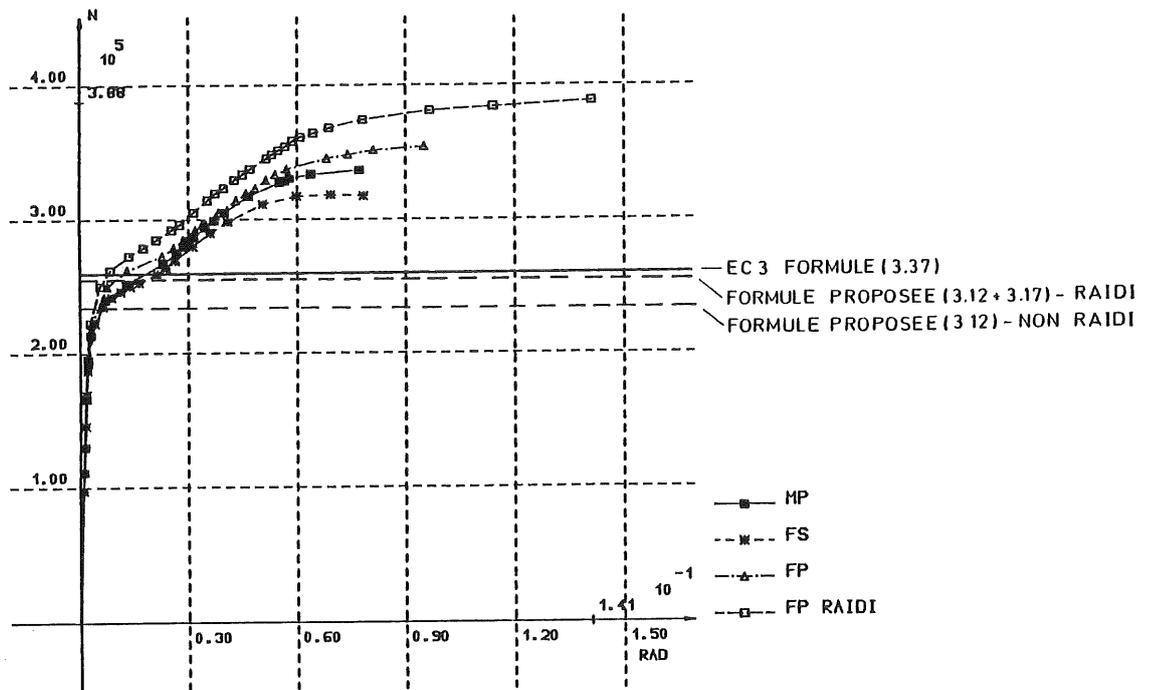
$$V_{n.Rd} = A_{sh} \cdot f_{ycw} / \sqrt{3} \quad (3.37.)$$

où f_{ycw} = limite d'élasticité de l'âme de la colonne ;
 A_{sh} = aire cisailée de l'âme de la colonne définie à la figure 3.24.

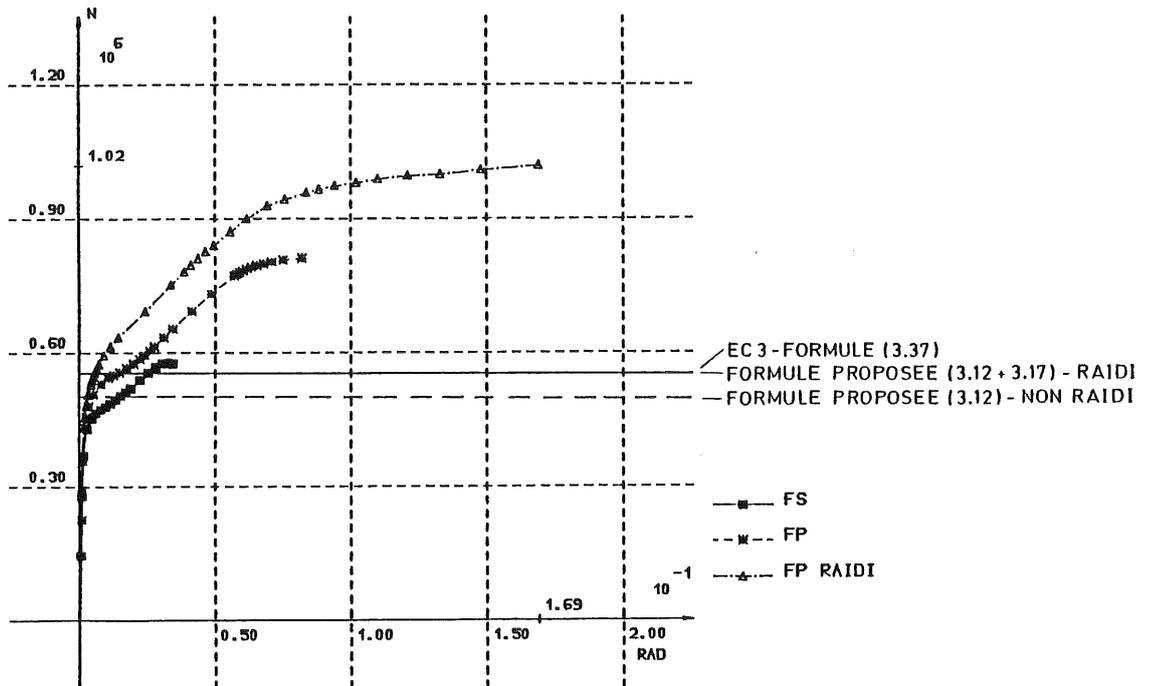
Cette formule est recommandée dans l'Eurocode 3 indépendamment de la présence, ou non, de raidisseurs transversaux soudés sur l'âme de la colonne.

Cette formulation se différencie de celle que nous proposons en 3.2.3.2., pour les panneaux d'âme non raidis - formule 3.12. - par une définition insécuritaire de la contrainte maximale de cisaillement (l'interaction des contraintes dans l'âme n'est pas prise en considération). L'application de la formule 3.37. aux noeuds complètement soudés étudiés par voie numérique et aux noeuds à assemblage par plat d'about testés en laboratoire permet de tirer les conclusions suivantes :

- Pour la plupart des noeuds non raidis (voir figures 3.46. et 3.47.) l'interaction des contraintes dans l'âme se traduit par une réduction modérée de la résistance de calcul du panneau cisailé évalué par la formule (3.37.); l'effet de cadre - dont l'influence minime sur la capacité plastique en cisaillement d'un panneau d'âme non raidi justifie le fait qu'il ait été négligé (voir 3.2.3.2.) - compense partiellement cette réduction, de sorte que la résistance de calcul évaluée par la formule (3.37.) constitue généralement une approximation légèrement insécuritaire de la valeur réelle.
- Dans certains cas, l'interaction des contraintes peut cependant conduire à une diminution plus prononcée de la résistance de calcul fournie par la formule (3.37.), comme on peut s'en rendre compte aux figures 3.46.b (FS) et 3.47.a; au caractère particulièrement insécuritaire de la formule dans ces exemples s'ajoute le développement de rotations relatives de cisaillement incompatibles avec la définition de la rigidité sécante associée, qui est également proposée dans l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode.
- La formule (3.37.) conduit à une évaluation correcte de la résistance de calcul en cisaillement des panneaux d'âme raidis transversalement.

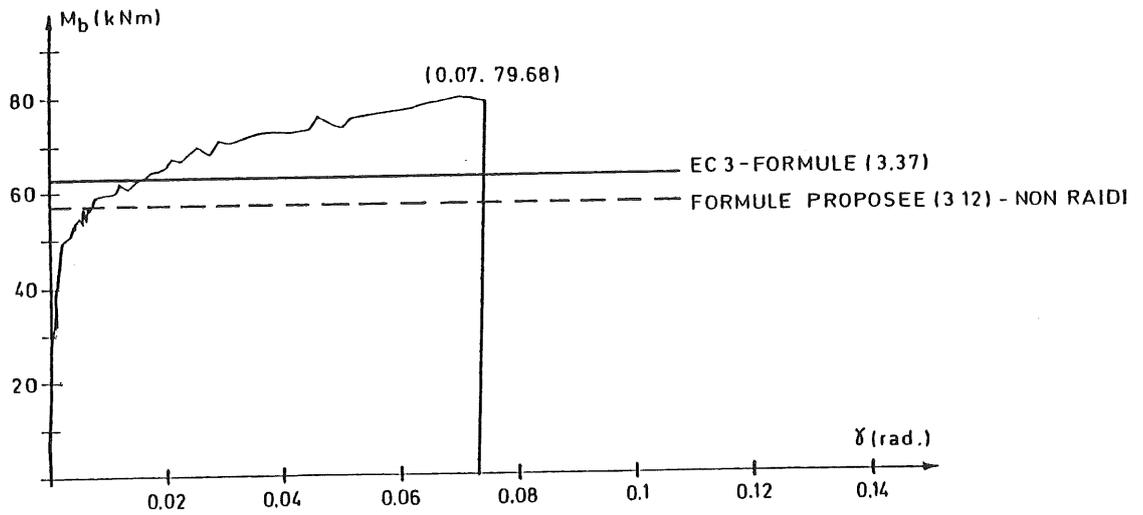


a - Noeud de rive soudé A

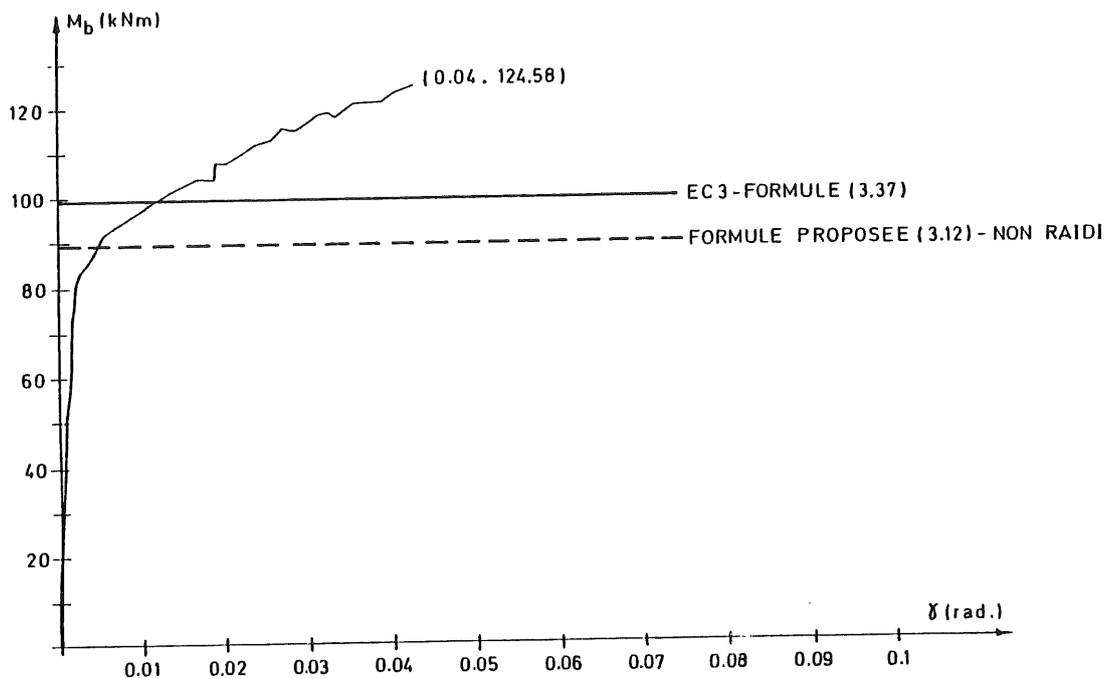


b - Noeud de rive soudé B

Figure 3.46. - Courbes $V_n - \gamma$ caractéristiques. Evaluation de la résistance de calcul par l'intermédiaire des règles de l'Eurocode 3 et de la nouvelle formule proposée. Noeuds complètement soudés étudiés par voie numérique.



a - Essai 01



b - Essai 010

Figure 3.47. - Courbes de cisaillement caractéristiques. Evaluation de la résistance de calcul par l'intermédiaire des règles de l'Eurocode 3 et de la nouvelle formule proposée. Noeuds à assemblage par plat d'about testés en laboratoire [J3].

Par souci de simplicité, nous suggérons de ne pas considérer le phénomène d'interaction des contraintes - ce qui complique l'utilisation de la formule et n'est pas réellement nécessaire au vu de l'influence relativement limitée de ce facteur - mais de compenser son influence par une réduction fictive de l'aire cisailée de l'âme de la colonne. La formule modifiée d'évaluation de la résistance de calcul en cisaillement d'un panneau d'âme de colonne s'écrit ainsi :

$$V_{nr.Rd} = A_{r.sh} \cdot f_{ycw} / \sqrt{3} \quad (3.38.)$$

où : f_{ycw} = limite d'élasticité de l'âme de la colonne ;

$A_{r.sh}$ = aire cisailée réduite de l'âme de la colonne donnée par :

$$A_{r.sh} = \chi_s \cdot A_{sh} \quad (3.39.)$$

où χ_s = coefficient de réduction.

La capacité plastique en cisaillement du panneau d'âme des noeuds pour lesquels les courbes $V_n - \gamma$ sont disponibles a été évaluée :

- par la formule (3.12.) qui tient compte de l'interaction des contraintes (V_{ny}) ;

- par la formule (3.37.) qui n'en tient pas compte ($V_{n.Rd}$).

Les valeurs sont reportées au tableau 3.12. Le rapport entre $V_{n.Rd}$ et V_{ny} s'identifie au coefficient de réduction χ_s . Sa valeur est également reprise, pour chaque noeud, au tableau 3.12. qui couvre :

- les sections de profilés HE et IPE ;

- différents types de chargement ;

- des valeurs du rapport σ_{nN}/f_{ycw} allant jusqu'à 50 % (domaine d'intérêt pratique selon KATO [K1] - voir 2.5.1.).

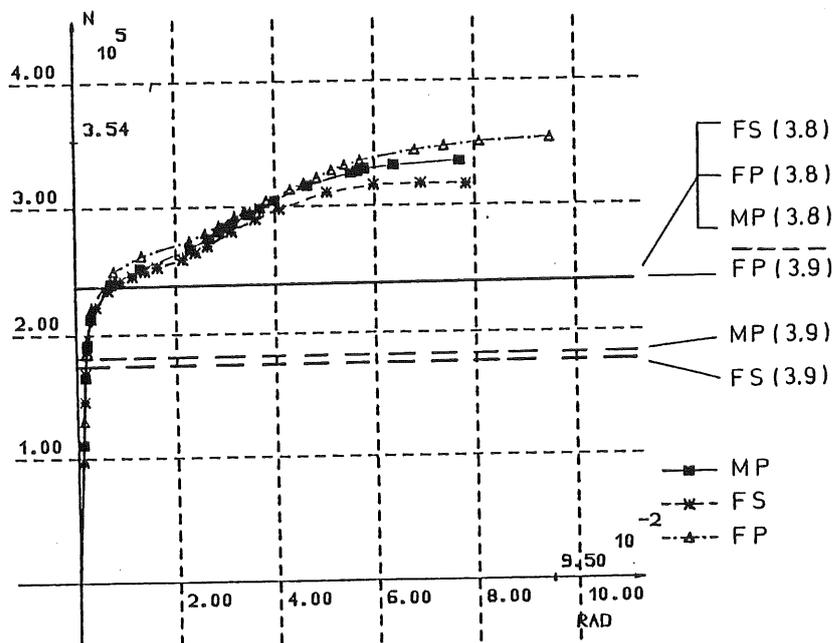
L'influence relativement minime de l'interaction des contraintes sur la capacité plastique des panneaux d'âme cisailés apparaît clairement au tableau 3.12.

Une valeur unique, mais néanmoins précise et sécuritaire - l'effet de cadre qui a été négligé augmente légèrement la valeur réelle de la capacité plastique - est choisie pour le coefficient de réduction de l'aire cisailée de l'âme de la colonne :

$$\chi_s = 0.9 \quad (3.40.)$$

Noeuds de rive non raidis		Type de chargement (fig.3.3.)	V _{ny} (kN)	V _{n.Rd} (kN)	Rapport χ_s
Assemblages soudés	A	FS	232,39	259,73	0,89
	A	FP	244,18	259,73	0,94
	A	MP	241,18	259,73	0,93
	B	FS	488,30	557,49	0,88
	B	FP	537,82	557,49	0,96
	Assemblages par plat d'about [J3]	01	FS	299,5	317,97
	04	FS	298,9	317,97	0,94
	07	FS	299,6	317,97	0,94
	010	FS	278,68	317,97	0,88
	013	FS	316,09	340,70	0,93
	014	FS	448,92	474,09	0,95

Tableau 3.12. - Valeurs du coefficient de réduction χ_s



$$V_n = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (3.8.)$$

$$V_n = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b} \quad (3.9.)$$

Figure 3.48. - Influence du mode de détermination de l'effort sollicitant, V_n , sur l'évaluation de la capacité plastique d'un panneau d'âme cisailé.

Les valeurs de calcul résultant de l'utilisation des formules (3.38.) à (3.40.) constituent des estimations satisfaisantes des valeurs réelles, pour autant que l'effort de cisaillement sollicitant le panneau, V_n , soit déterminé sur base de la formule (3.8.). Le recours à la formule (3.9.), recommandée par de nombreux auteurs, peut conduire (tout dépend du chargement du noeud) à des évaluations trop sécuritaires de la capacité plastique du panneau cisailé, comme le prouve l'exemple du noeud de rive A non raidi à la figure 3.48.

Afin d'éviter le calcul fastidieux de l'aire cisailée réelle, A_{sh} , de l'âme de la colonne (figure 3.49.a), il est suggéré au paragraphe 5.4.6. du chapitre 5 de l'Eurocode 3 de lui substituer, pour les profilés à section H ou I, l'utilisation de la formule suivante :

$$A_{sh} = 1.04 A_w \quad (3.41.a)$$

avec :

$$A_w = H_c \cdot t_{cw} \quad (3.41.b)$$

où : A_w = aire définie à la figure 3.49. ;
 H_c = hauteur totale du profilé ;
 t_{cw} = épaisseur de l'âme de la colonne.



a - A_{sh}

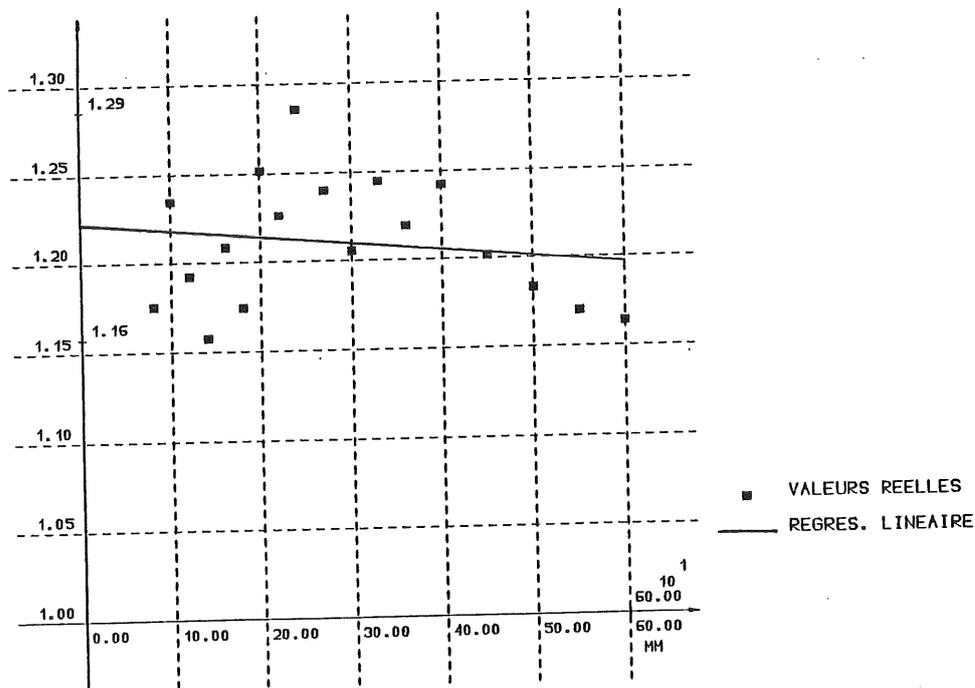
b - A_w

Figure 3.49. - Aires cisailées de l'âme d'une colonne

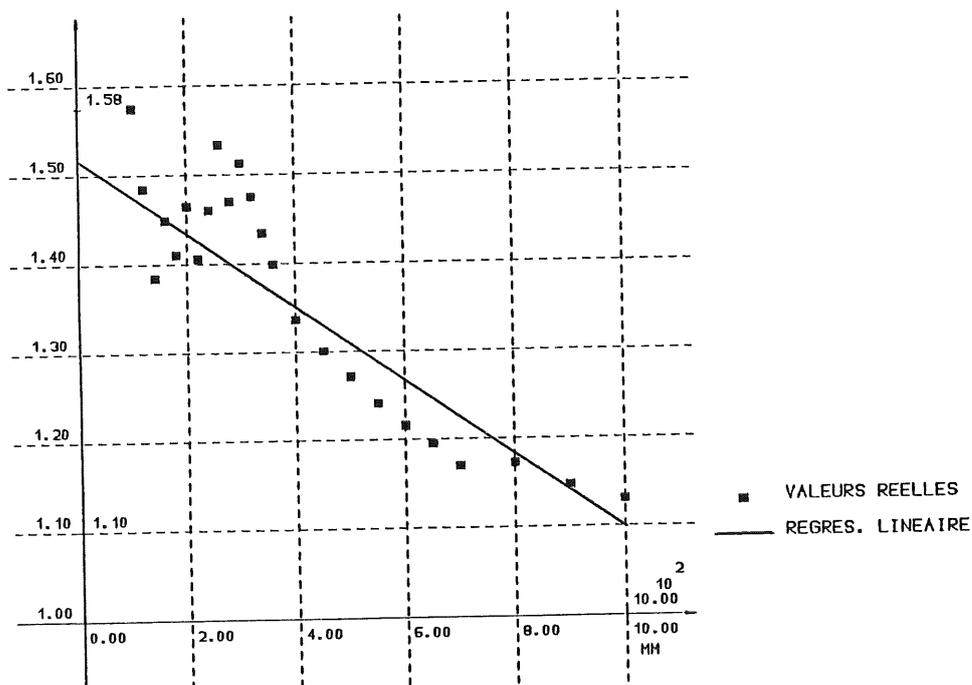
Les valeurs réelles du rapport η entre A_{sh} et A_w sont reportées à la figure 3.50., respectivement pour les profilés de types IPE, HEA et HEB. La valeur constante 1.04 du coefficient η suggérée dans l'Eurocode est tout à fait irréaliste.

La technique des régressions linéaires permet de déterminer l'évolution de ce coefficient en fonction de la hauteur des profilés (figure 3.50.); les résultats sont très légèrement modifiés afin de simplifier leur expression mathématique :

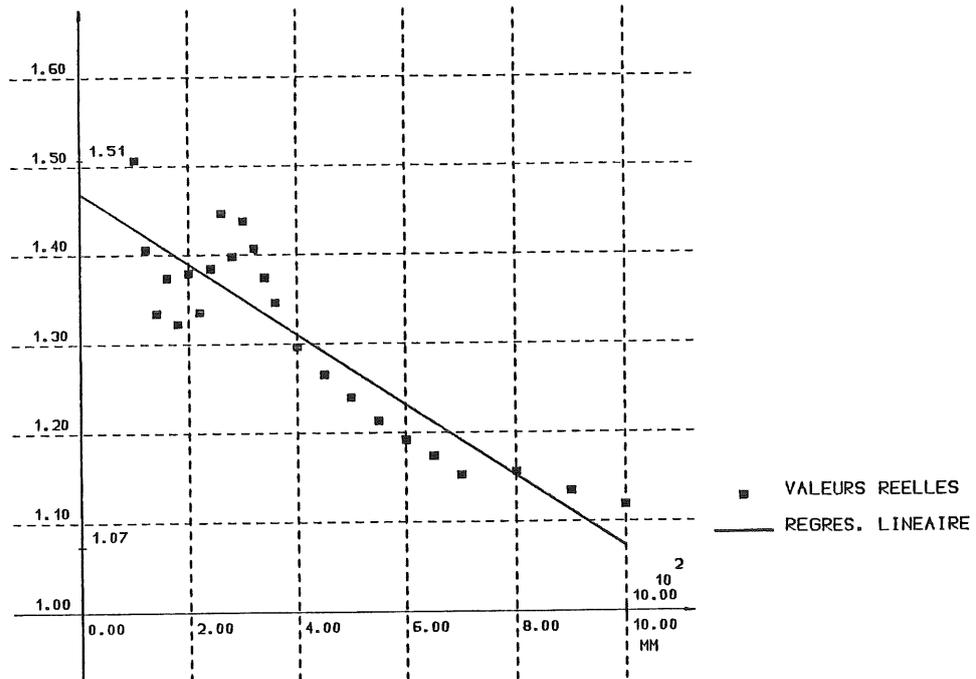
- profilés IPE : $\eta = 1,2$ (3.42.a)
- profilés HEA : $\eta = 1,5 - 0,4 \cdot 10^{-3} H_c$ (H_c en mm) (3.42.b)
- profilés HEB : $\eta = 1,45 - 0,4 \cdot 10^{-3} H_c$ (H_c en mm) (3.32.c)



a - profilés IPE



b - profilés HEA



c - profilés HEB

Figure 3.50. - Valeurs du coefficient η en fonction de la hauteur totale H_c des profilés

La résistance de calcul des panneaux d'âme cisailés de noeuds raidis transversalement s'obtient aisément en ajoutant la contribution V_{cy} d'effet de cadre (formule 3.17.) à la capacité en cisaillement $V_{nr.Rd}$ définie ci-dessus.

$$V_{nr.Rd}^r = V_{nr.Rd}^r + V_{cy} \quad (3.43.)$$

3.2.5.2. Résistance à l'introduction de charges transversales

Les formules suivantes d'évaluation de la résistance de calcul d'une âme de colonne non raidie soumise à des charges transversales de compression ou de traction sont proposées à l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode 3 :

Zone comprimée

$$F_{bc.Rd} = f_{ycw} \cdot t_{cw} [1.25 - 0.5 \sigma_{ncw}/f_{ycw}] b_{c.eff} \leq f_{ycw} \cdot t_{cw} \cdot b_{c.eff} \quad (3.44.a)$$

avec : $b_{c.eff} = t_{bf} + 2 \sqrt{2} a_F + 5 (t_{cf} + r_c)$ pour les noeuds soudés (3.44.b)

$b_{c.eff} = t_{bf} + 2 \sqrt{2} a_F + 2t_e + 5 (t_{cf} + r_c)$ pour les noeuds à assemblage par plaque d'about. (3.44.c)

Zone tendue

$$F_{bt.Rd} = f_{ycw} \cdot t_{cw} \cdot b_{t.eff} \quad (3.45.)$$

- avec :
- $b_{t.eff} = b_{c.eff}$ pour les noeuds soudés
 - $b_{t.eff}$ = longueur effective totale de plastification de la semelle de la colonne obtenue par l'intermédiaire de l'annexe J (J.3.3.1.) du chapitre 6 de l'Eurocode 3 pour les noeuds à assemblage par plat d'about.

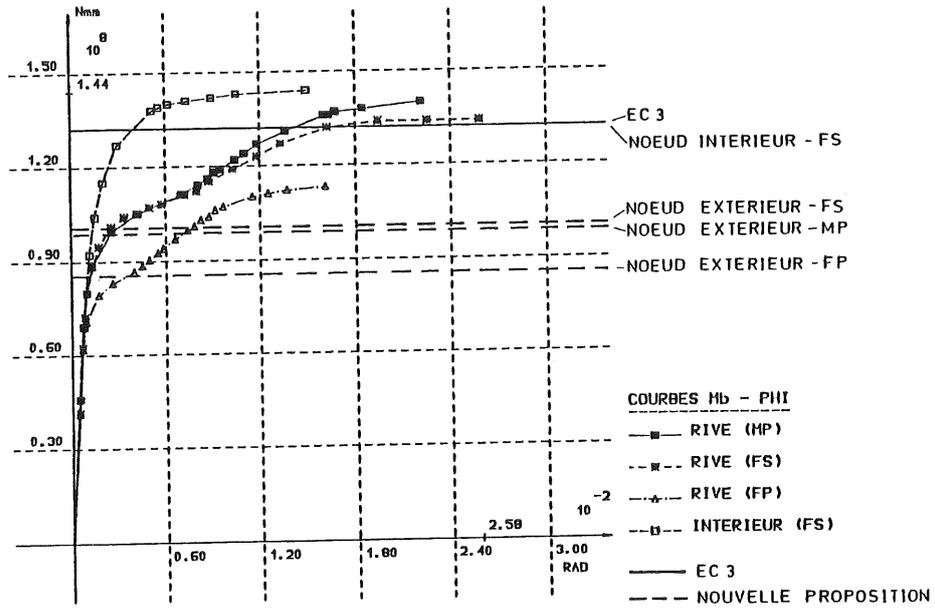
Dans ces expressions :

- f_{ycw} = limite d'élasticité de l'âme de la colonne ;
- t_{cw} = épaisseur d'âme de la colonne ;
- t_{bf} = épaisseur de la semelle de la colonne ;
- a_F = rayon de gorge de la soudure entre les poutres et le plat d'about ;
- t_e = épaisseur du plat d'about
- t_{cf} = épaisseur de la semelle de la colonne ;
- r_c = rayon du congé de raccordement de la colonne.

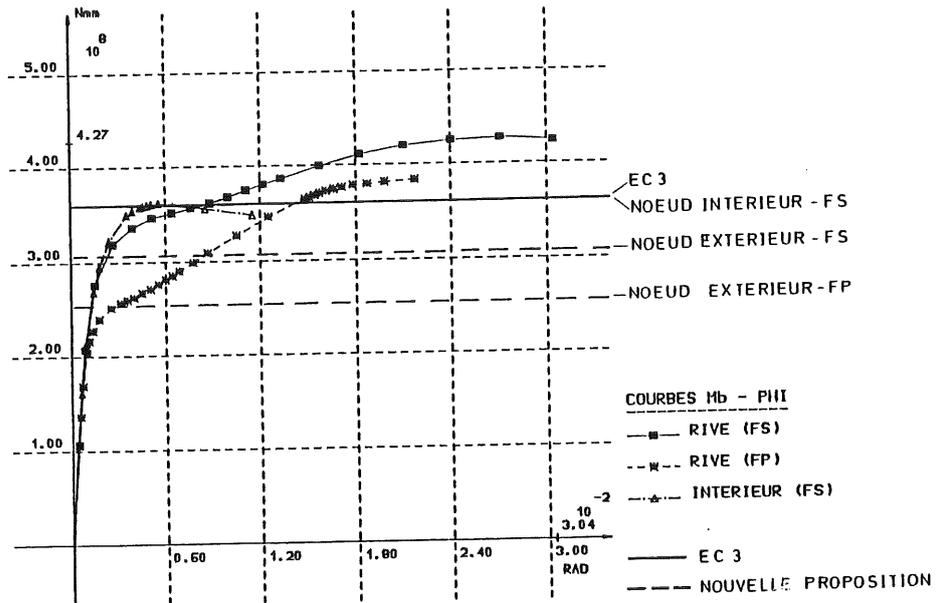
Ces formules diffèrent de celles suggérées en 3.2.2.2. - la résistance de calcul équivaut à la capacité pseudo-plastique du panneau - au niveau de la valeur maximale de la contrainte de traction ou de compression admise dans l'âme de la colonne ; l'explication réside dans l'absence de prise en compte, dans les règles de calcul de l'Eurocode 3, de l'interaction des contraintes σ_i et τ (figure 3.6.).

La comparaison (voir tableau 3.13.) des formules issues de l'Eurocode et de notre modèle (formule 3.6.) démontre - contrairement à ce que l'on a constaté au tableau 3.12. pour les panneaux cisailés - que la résistance de calcul d'une âme chargée transversalement dépend fortement de la valeur des contraintes de cisaillement dans le panneau d'âme et, par conséquent,

du chargement des noeuds. Cette influence, qui peut conduire à des diminutions substantielles de la résistance (voir facteur χ_{ϕ_i} au tableau 3.13.), doit absolument être considérée, même au niveau des règles simplifiées de dimensionnement ou de vérification de la résistance des noeuds. Des exemples d'application des deux formules sont donnés à la figure 3.51.



a - Noeud A



b - Noeud B

Figure 3.51. Courbes $M_b - \phi$ caractéristiques. Evaluation de la résistance de calcul par l'intermédiaire de l'Eurocode 3 et de la formule proposée. Noeuds à assemblages soudés.

Notre approche est identique à celle proposée dans l'Eurocode dans le cas des panneaux d'âme de noeuds intérieurs chargés symétriquement, pour lesquels les contraintes de cisaillement sont inexistantes.

En définitive, la résistance de calcul de l'âme (comprimée ou tendue) de colonne sera déduite de l'expression suivante :

$$F_{b.Rd} = F_{b.ppl} = t_{cw} \cdot l_p \cdot \sigma_{iy}^c \quad (3.46.)$$

On se référera à 3.2.2.2., ainsi qu'aux tableaux 3.10. et 3.11., afin de déterminer l_p et σ_{iy}^c dans les zones comprimée et tendue de noeuds à assemblage soudé, par plaque d'about débordant et par cornières de semelles.

Noeuds non raidis		Type de chargement (fig.3.3)	Configuration du noeud: de rive (T) ou intérieur (C)	$M_{b.ppl}$ (form.3.6) kNm	$M_{b.Rd}$ (EC3) kNm	Rapport χ_{li}
assemblages soudés	A	FS	T	101,0	133,0	0,76
	A	FP		86,9	133,0	0,65
	A	MP		99,6	133,0	0,75
	B	FS		306,2	359,2	0,85
	B	FP		257,8	359,2	0,72
	A	FP	C	133,0	133,0	1,0
	B	FP		359,2	359,2	1,0
assemblages par plat d'about débordant [J3, Z3]	01	FS	T	78,0	89,7	0,87
	04	FS		70,5	79,8	0,88
	07	FS		77,8	91,8	0,85
	010	FS		127,6	143,7	0,89
	013	FS		61,0	67,2	0,91
	014	FS		72,4	79,0	0,92
	T9	FS		104,5	112,8	0,93
	T20	FS		248,8	263,7	0,94

Tableau 3.13. - Influence de l'interaction des contraintes sur la résistance de calcul des âmes chargées transversalement.

3.2.9.3. Résistance du panneau d'âme tout entier

La résistance de calcul du panneau d'âme tout entier se définit donc comme le niveau de charge minimum pour lequel est atteinte la résistance de calcul du panneau en cisaillement ou sous l'action des charges transversales.

Par conséquent, le caractère insécuritaire des formules de l'Eurocode 3 ne peut être évalué qu'en considérant simultanément, et non successivement comme nous venons de le faire, les deux modes de résistance du panneau.

Les deux exemples traités ci-dessous mettent en évidence le danger que représente l'utilisation de ces formules.

La configuration géométrique des noeuds de rive non raidis A (figure 3.3.) et O1 [J3], respectivement à assemblage soudé et par plat d'about débordant, est retenu. Une seconde poutre similaire à la première est assemblée à la semelle encore libre de la colonne afin d'obtenir un noeud intérieur, symétrique du point de sa géométrie (figure 3.52.).

A l'extrémité de chacune des poutres cantilever est appliquée une charge concentrée de gravité (respectivement P_1 et P_2).

La charge P_2 est supposée être supérieure ou égale à P_1 . Le rapport de P_2 sur P_1 , appelé ρ , peut varier de 0,0 à 1,0 :

- $\rho = 1,0$ signifie que le noeud intérieur est symétriquement chargé (pas de cisaillement dans le panneau d'âme) ;
- $\rho = 0,0$ correspond à un noeud de rive (cisaillement maximum du panneau).

La longueur des éléments poutre et colonne induit dans la colonne, les poutres et les assemblages des valeurs du rapport "moment de flexion sur effort tranchant" réalistes et similaires à celles couramment rencontrées dans la pratique.

Les résistances de calcul de l'âme en cisaillement et sous l'action des charges transversales ont été calculées, pour 11 valeurs différentes du rapport ρ s'échelonnant de 0,0 à 1,0, à l'aide, d'une part, des formules de l'Eurocode 3, et d'autre part, de nos expressions théoriques "exactes", qui ont été présentées au 3.2.2.2. et 3.2.3.2. et qui ont été validées par comparaison avec les résultats d'essais expérimentaux et de simulations numériques au 3.2.6.

Ces valeurs ont été reportées, pour les noeuds A et O1 respectivement, aux figures 3.53.a et 3.53.b.

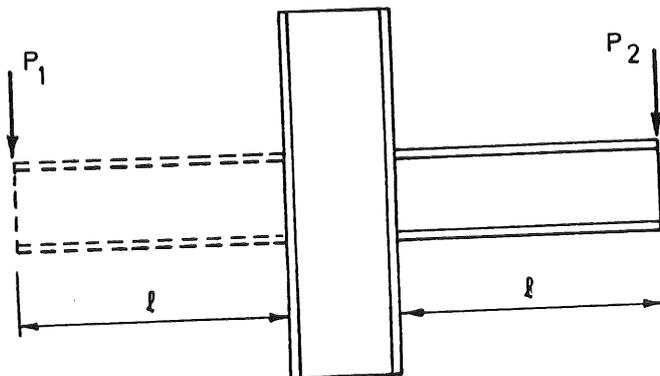
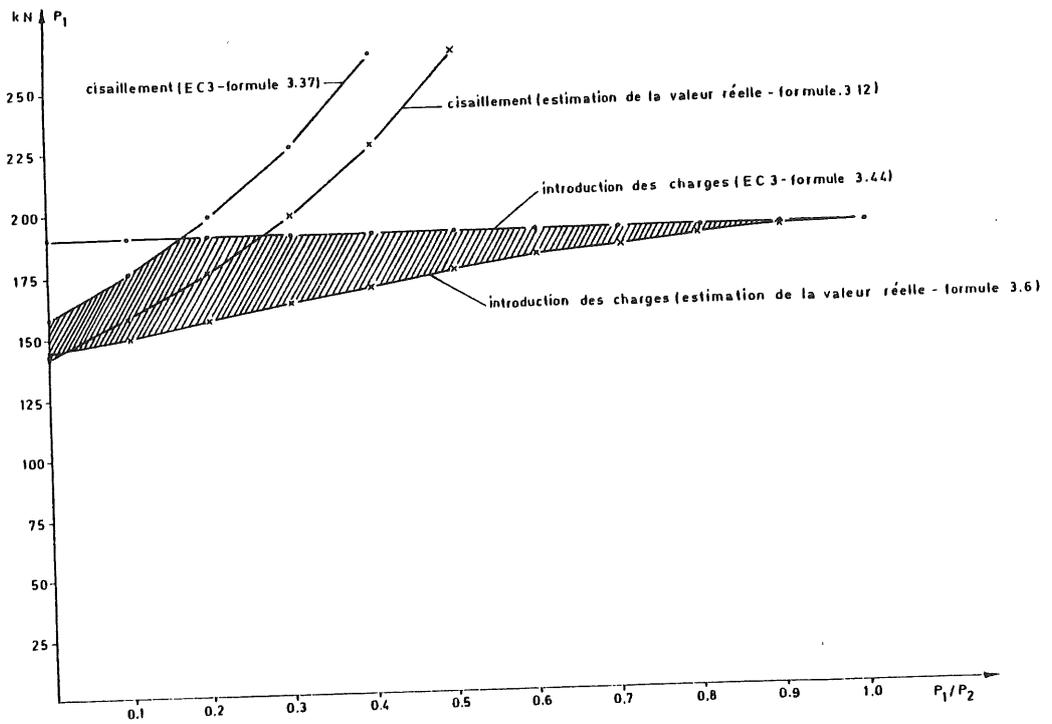
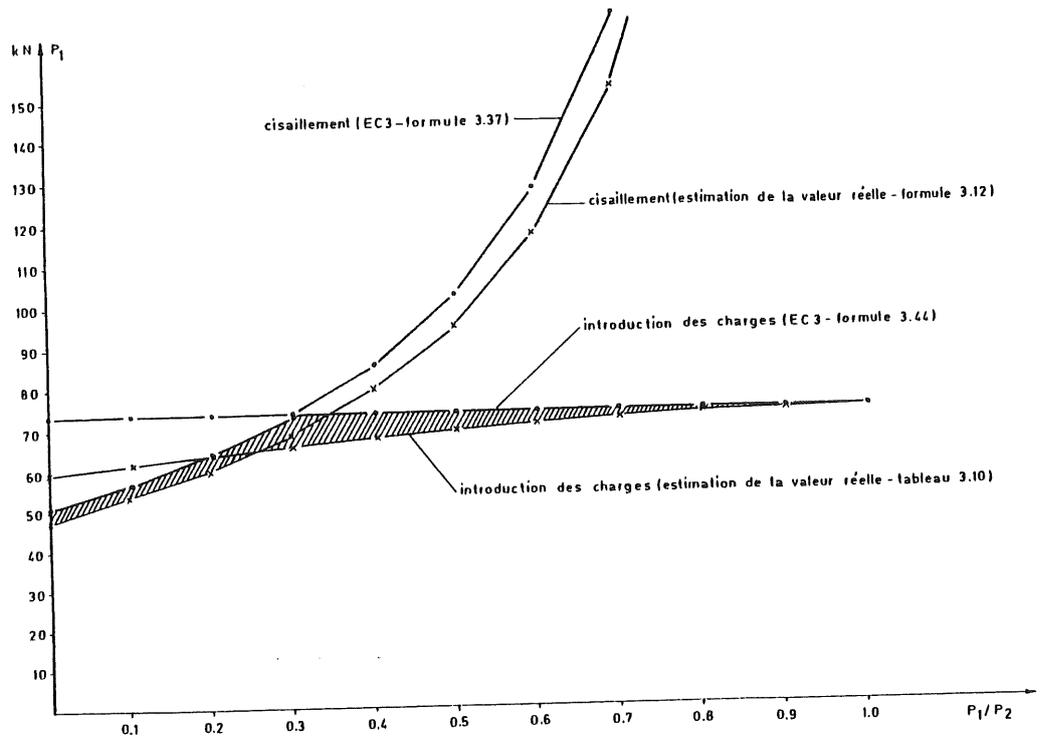


Figure 3.52. - Configuration géométrique et chargement des noeuds étudiés à la figure suivante.



a - Noeud A à assemblage soudé



b - Noeud 01 à assemblage par plat d'about débordant

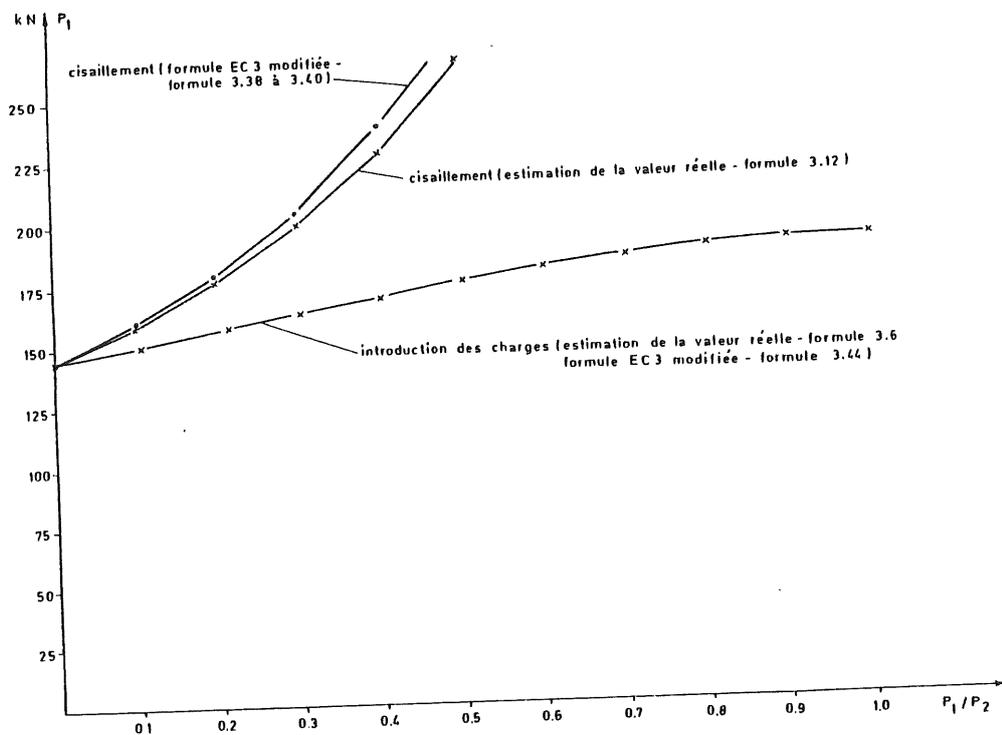
Figure 3.53. - Résistance de calcul d'un panneau d'âme de colonne.

Caractère insécuroitaire des formules EC3

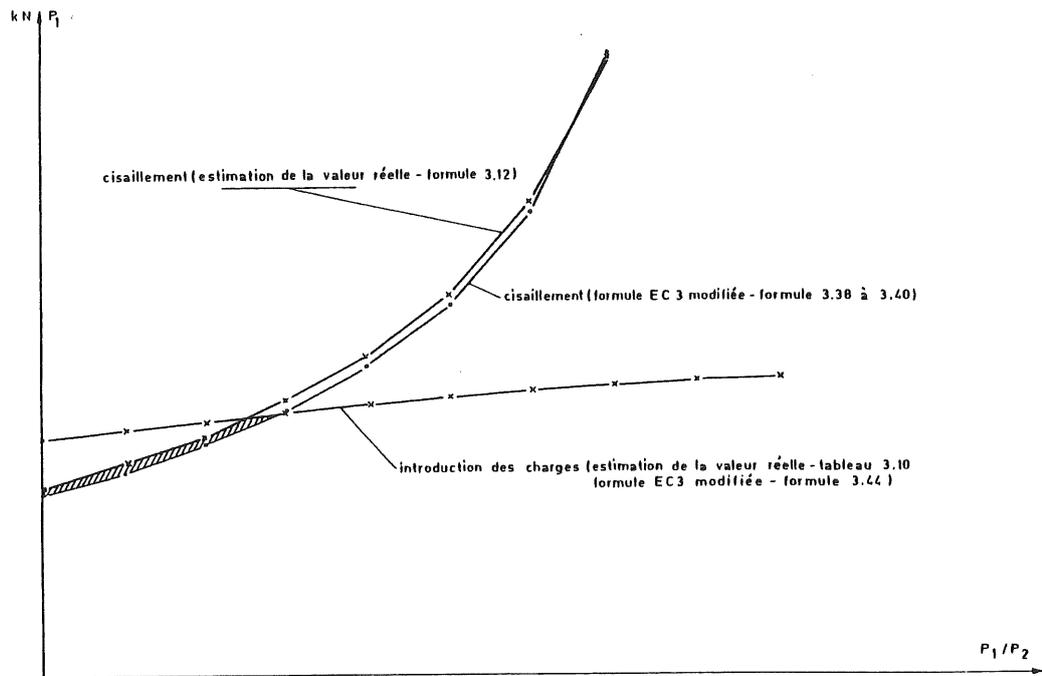
Sur base de ces exemples et de nombreux autres que nous avons étudiés, il peut être établi que :

- l'atteinte de la capacité plastique d'un panneau d'âme non raidi de colonne est associée à la résistance en cisaillement, pour des valeurs de ρ proches de 0,0 ;
- le caractère insécuritaire de la formule EC3 d'évaluation de la résistance aux charges transversales est très peu important pour des valeurs de ρ proches de 1,0...
- ... mais beaucoup plus prononcé pour des valeurs intermédiaires de ρ (il atteint ainsi 25 % pour le noeud A, et 11 % pour le noeud 01).

Les figures 3.54.a et 3.54.b présentent les résultats d'une étude similaire, sur des noeuds identiques, mais fondée sur l'utilisation des formules modifiées de la manière décrite en 3.2.9.1. et 3.2.9.2.; le bien-fondé des modifications apportées se dégage clairement de ces diagrammes comparatifs.



a - Noeud A à assemblage soudé



b - Noeud 01 à assemblage par plat d'about

Figure 3.54. - Résistance de calcul d'un panneau d'âme de colonne. Bien-fondé des modifications apportées aux formules contenues dans l'Eurocode 3.

L'insécurité liée à l'utilisation des formules de l'Eurocode revêt une importance d'autant plus grande que la résistance de calcul d'une âme de colonne chargée transversalement correspond, dans certains cas, à la résistance ultime de l'âme dans la zone comprimée, comme nous l'avons expliqué en 3.2.4.3., et comme on peut s'en rendre compte, par exemple, à la figure 3.51.b, pour le noeud extérieur B.

Cette situation conduit alors à une absence complète de réserve de résistance et de capacité de rotation dans la zone comprimée de l'âme.

Les auteurs de l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode, conscients de ce problème, ont été amenés à spécifier explicitement les modes de ruine du panneau auxquels est associée une capacité de rotation substantielle: les ruines par cisaillement et par plastification de l'âme dans la zone tendue du noeud, sous l'effet d'un effort transversal de traction.

Ceci étant, deux utilisations distinctes des règles de l'Eurocode sont donc envisageables :

- a) Lorsqu'une capacité de rotation suffisante du noeud est requise (par exemple dans le cadre d'un dimensionnement plastique de structure), le dimensionnement du noeud doit être réalisé afin d'éviter une ruine par manque de résistance de l'âme comprimée ;
- b) lorsque cette capacité de rotation n'est pas requise, aucune condition relative au mode de ruine ne doit être formulée.
- Malgré tout, on peut se poser la question de savoir si ces règles garantissent une capacité de rotation suffisante du noeud lorsque la résistance de calcul de ce dernier est légèrement inférieure à celle de la zone comprimée de l'âme de la colonne.

Une attitude moins restrictive peut être recommandée. Elle repose sur les constatations suivantes :

- a) L'étude de la résistance ultime du panneau (3.2.4.) a montré que la charge d'instabilité F_{bub} (voir figure 3.55.) d'une âme soumise à des charges transversales s'identifie soit à la charge de voilement de l'âme F_{bb} - lorsque $F_{bb} > F_{bppl}$ (figure 3.55.a) -, soit à la résistance pseudo-plastique F_{bppl} - lorsque $F_{bb} \leq F_{bppl}$ (Figure 3.55.b);

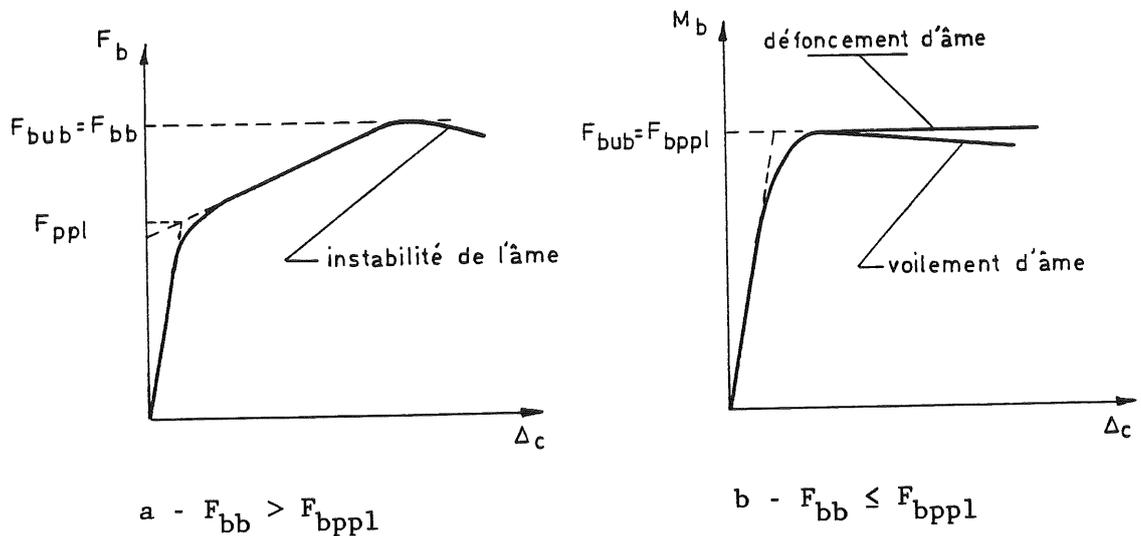


Figure 3.55. - Valeurs relatives de F_{bppl} et F_{bub}

- b) les résultats des essais expérimentaux de noeuds à assemblages par plat d'about débordant réalisés à Delft [Z3] et à Liège [J3], ainsi que les simulations numériques des noeuds soudés, permettent de caractériser le comportement post-critique de l'âme: la diminution de la force de compression F_b , en fonction du déplacement Δ_c , suite à l'instabilité de l'âme, n'est pas très importante lorsque $F_{bub} = F_{bb}$ (figure 3.55.a), et encore plus limitée lorsque $F_{bub} = F_{bppl}$ (figure 3.55.b); cette décroissance est presque inexistante dans le cas du défoncement de l'âme

(figure 3.55.b).

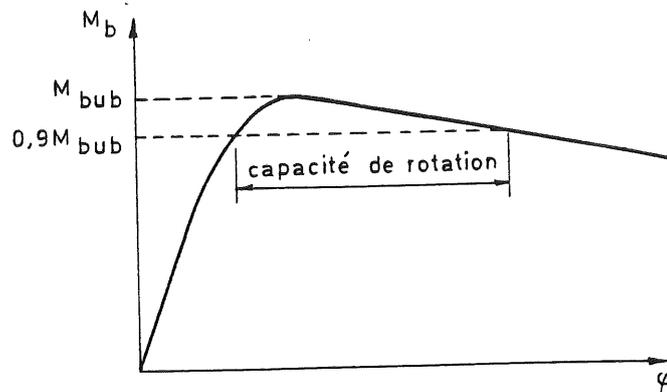
Si l'on suppose que la résistance de l'âme de la colonne en compression constitue le facteur déterminant de dimensionnement du noeud, l'approche que nous suggérons consiste :

- 1) à déterminer la résistance pseudo-plastique de l'âme, $F_{b\text{pp1}}$, sa charge de voilement, $F_{b\text{b}}$, et par conséquent sa charge ultime $F_{b\text{ub}}$;
- 2) à évaluer la résistance de calcul $F_{b\text{cr.Rd}}$ de l'âme soumise à une (des) charge(s) transversale(s) de compression de la manière suivante :

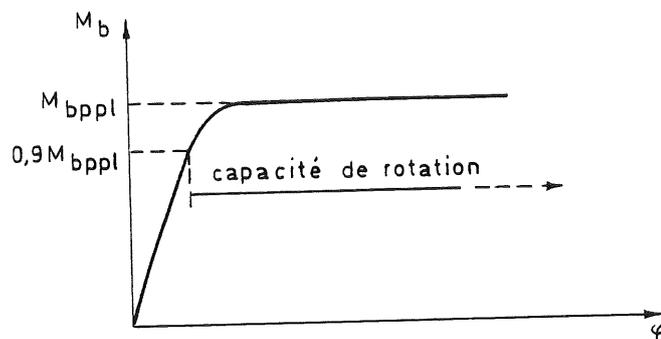
$$F_{b\text{cr.Rd}} = \min (F_{b\text{pp1}} ; 0,9 F_{b\text{ub}}) \quad (3.46.)$$

Cette définition de la résistance de calcul permet de disposer d'une capacité de rotation substantielle quel que soit le mode d'instabilité de l'âme (figure 3.56.). La réduction de la résistance de calcul précédemment définie, $F_{b\text{pp1}}$, n'affecte que les âmes caractérisées par $F_{b\text{ub}} \leq 1,1 F_{b\text{pp1}}$ (voir figures 3.56.a et 3.56.b).

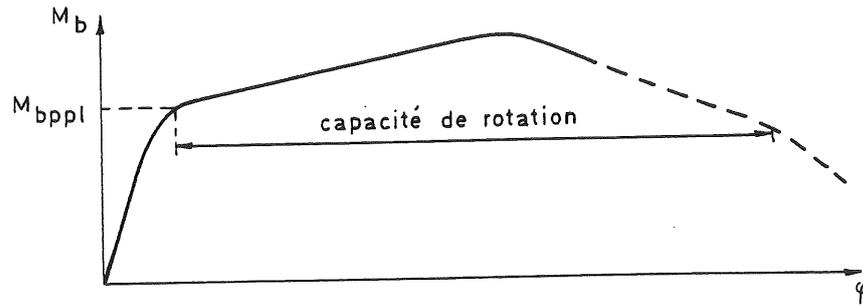
La valeur de coefficient de réduction 0.9 a été déterminée sur base de l'étude des résultats numériques et expérimentaux disponibles.



a - Instabilité de l'âme ($M_{b\text{pp1}} \leq M_{b\text{ub}} \leq 1,1 M_{b\text{pp1}}$)



b - Défoncement de l'âme ($M_{b\text{ub}} = M_{b\text{pp1}}$)



c - Voilement de l'âme ($M_{bub} \geq 1,1 M_{bppl}$)

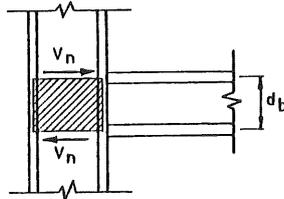
Figure 3.56. - Capacité de rotation associée à l'utilisation de la formule (3.46.).

Cette approche requiert évidemment le calcul de deux valeurs caractéristiques, F_{bppl} et F_{bub} , au lieu d'une seule dans l'Eurocode ; cet inconvénient peut être éliminé en définissant la résistance de calcul de l'âme comprimée de la colonne comme étant égale à $0,9 F_{bppl}$, quel que soit le mode d'instabilité de l'âme. Cette formulation simplifiée équivaut à l'approche décrite ci-dessus, lorsque l'instabilité de l'âme est associée à un défoncement ou à un voilement avec $F_{bub} = F_{bppl}$ (figure 3.56.b); par contre, elle est trop sécuritaire dans les autres cas, et plus particulièrement lorsque le voilement de l'âme se produit pour une charge $F_{bub} > 1,1 F_{bppl}$ (figure 3.56.c).

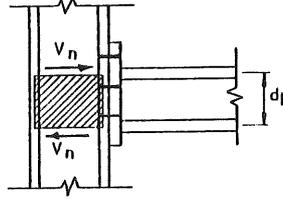
3.2.9.4. Résumé des propositions de modification

Les 3 tableaux suivants présentent, en regard des règles actuellement contenues dans l'Eurocode 3, les propositions de modifications des formules d'évaluation de la résistance de calcul des panneaux d'âme sollicités en cisaillement (tableau 3.14.) et par des charges transversales de traction (tableau 3.15.) et de compression (tableau 3.16.). Ces tableaux récapitulatifs couvrent le cas des panneaux d'âme de noeuds à assemblage soudé et par plat d'about, d'une part (types d'assemblages considérés dans l'Eurocode), et par cornières de semelles, d'autre part.

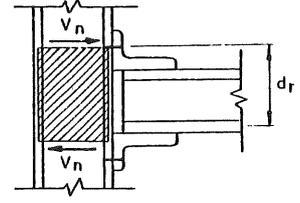
RESISTANCE DE CALCUL D'UN PANNEAU D'ÂME DE COLONNE CISAILLE



assemblage soudé



assemblage par plat d'about



assemblage par cornières de semelles

EUROCODE 3

Panneaux d'âme raidis ou non transversalement

$$V_{n.Rd} = A_{sh} \cdot f_{ycw} / \sqrt{3}$$

avec:

A_{sh} = aire cisailée de l'âme de la colonne (figure 3.24.) qui peut être approximée par :

$$A_{sh} = 1.04 H_c t_{cw}$$

NOUVELLES PROPOSITIONS

Panneaux d'âme non raidis transversalement

$$V_{nr.Rd} = 0,9 A_{sh} \cdot f_{ycw} / \sqrt{3}$$

avec:

A_{sh} = aire cisailée de l'âme de la colonne (figure 3.24.) donnée au tableau 3.17. et qui peut être approximée par :

$$A_{sh} = \eta H_c t_{cw}$$

où $\eta = 1,2$ pour les profils IPE
 $= 1,5 - 0,4H_c$ (H_c en mm) pour les profils HEA
 $= 1,45 - 0,4h_c$ (h_c en mm) pour les profils HEB

Panneaux d'âme raidis transversalement

$$V_{nr.Rd}^r = V_{nr.Rd} + V_{cf}$$

avec : $V_{cf} = 4M_{pf}/d$

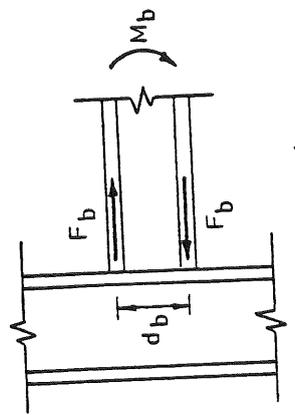
où : $d = d_b$ pour les assemblages soudés ou par plat d'about débordant

$= d_r$ pour les assemblages par cornières de semelles ;

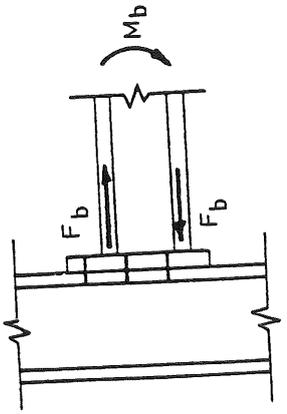
M_{pf} = moment plastique de la semelle de la colonne donnée au tableau 3.17.

Tableau 3.14.

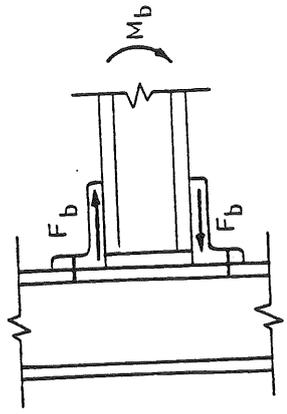
RESISTANCE DE CALCUL D'UNE AME DE COLONNE NON RAIDIE SOUMISE A DES CHARGES TRANSVERSALES DE TRACTION



assemblage soudé



assemblage par plat d'about



assemblage par cornières de semelles

EUROCODE 3

$$F_{bt.Rd} = t_{cw} \ell_f y_{cw}$$

avec: $\ell_p = t_{bf} + 2\sqrt{2} a_f + 5 (t_{cf} + r_c)$ pour les assemblages soudés ;

- b_m pour les assemblages boulonnés, où b_m est pris égal à la longueur effective totale de plastification de la semelle de la colonne obtenue par l'intermédiaire de l'annexe J (J.3.3.1.) du chapitre 6 de l'Eurocode 3 (avril 90)

NOUVELLES PROPOSITIONS

$$F_{btr.Rd} = t_{cw} \ell_p \sigma_{iy}^c$$

avec: $\ell_p = t_{bf} + 2\sqrt{2} a_f + 5 (t_{cf} + r_c)$ pour les assemblages soudés ;

- b_m pour les assemblages boulonnés, où b_m est pris égal à la longueur effective totale de plastification de la semelle de la colonne obtenue par l'intermédiaire de l'annexe J (J.3.3.1.) du chapitre 6 de l'Eurocode 3 (avril 90)

σ_{iy}^c - contrainte de traction maximale élastique dans l'âme qui tient compte de l'interaction des contraintes σ_i et τ par l'intermédiaire de :

$$\sqrt{\sigma_{iy}^c{}^2 + 3 \tau_y^c} = f_{ycw}$$

avec :

$$\sigma_i = F_b [1/\lambda + 2(1+1/d_b \lambda) / (d_b \lambda)^2 + d_b/6]^{-1} / t_{cw}$$

pour les assemblages soudés ;

$$= F_b \lambda / 2 \mu t_{cw}$$

pour les assemblages boulonnés.

$$\tau = V_n / A_{sh} \quad (A_{sh} \text{ donné au tableau 3.17.})$$

Dans ces expressions :

λ = caractéristique géométrique de la section transversale de la colonne donnée au tableau 3.17. ;

$$\mu = \xi / (1 - e^{-\xi} \cos \xi)$$

avec: $\xi = b\lambda/2$

$b = t_{bf} + 2 w_e$ pour les assemblages par plat d'about débordant

où w_e = longueur de la partie débordante du plat d'about dans la zone tendue de l'assemblage

$= 2n_a$ pour les assemblages par cornières de semelles

où n_a = distance entre le centre des boulons et le bord de la cornière (aile reliant la cornière à la semelle de la colonne).

Tableau 3.15.

RESISTANCE DE CALCUL D'UNE AME DE COLONNE NON RAIDIE SOUMISE A DES CHARGES TRANSVERSALES DE COMPRESSION

Types d'assemblages couverts : voir tableau 3.15.

EUROCODE 3

NOUVELLES PROPOSITIONS

$F_{bc.Rd} = t_{cw} \ell_p \cdot f_{ycw}$
 avec: $\ell_p = t_{bf} + 2a\sqrt{2} + 5(t_{cf} + r_c)$ pour les assemblages soudés ;
 $= t_{bf} + 2a\sqrt{2} + 2t_e + 5(t_{cf} + r_c)$ pour les assemblages par plat d'about ;

$F_{bcr.Rd} = \min (F_{bpp1} ; 0,9 F_{bub})$
 où: $F_{bpp1} = t_{cw} \ell_p \cdot \sigma_{iy}^c$
 avec: $\ell_p = t_{bf} + 2a\sqrt{2} + 5(t_{cf} + r_c)$ pour les assemblages soudés

$= t_{bf} + 2a\sqrt{2} + 2t_e + 5(t_{cf} + r_c)$ pour les assemblages par plat d'about ;

$= 2t_a + (2\sqrt{2}) r_a + 5(t_{cf} + r_c)$ pour les assemblages par cornières de semelles

σ_{iy}^c - contrainte de compression maximale élastique dans l'âme qui tient compte de l'interaction des contraintes σ_i et τ ; elle est définie d'une manière similaire à ce qu'elle l'a été au tableau 3.15. si ce n'est que :

$b = t_{bf} + 2a\sqrt{2} + 2t_e$ pour les assemblages par plat d'about ;

$= 2t_a + (2\sqrt{2})r_a$ pour les assemblages par cornières de semelles

$F_{bub} = \max (F_{bpp1} ; F_{bb})$

avec: $F_{bb} = \mu \sqrt{F_{be} F_{bcr}}$

où: $F_{be} = t_{cw} [1/\lambda + 2(1+1/d_b\lambda)] / (d_b\lambda)^2 + d_b/6] \sigma_{iy}^c$
 pour les assemblages soudés

$-2t_{cw} \mu \delta_{iy} / \lambda$ pour les assemblages
boulonnés

$$F_{bcr} = (H_c - 2t_{cf}) t_{cw} \cdot k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_{cw}}{H_c - 2t_{cf}} \right)^2$$

Dans ces expressions :

λ = caractéristique géométrique de la section transversale de la colonne donnée au tableau 3.17.

μ = expression fournie au tableau 3.15., mais de nouvelles valeurs de b sont données dans ce tableau

$k = 1,0$ ou $2,0$ selon la configuration du noeud (noeud de rive ou intérieur)

$F_{bc.Rd}$ et $F_{bcr.Rd}$ doivent être réduits, par l'intermédiaire du coefficient multiplicateur $(1,25 - 0,5 \sigma_{ncw} / f_{ycw})$, lorsque $\sigma_{ncw} > 0,5 f_{ycw}$; σ_{ncw} représente la contrainte normale dans l'âme de la colonne, à la naissance du congé de raccordement, résultant de l'effort normal et du moment de flexion dans la colonne.

Tableau 3.16.

SECTIONS	Ash (cm ²)	If (cm ⁴)	Zf=Mpf/fy (cm ³)	L=1/λ (mm)
IPE 80	3.58	0.12	0.44	16.43
IPE 100	5.08	0.24	0.71	20.36
IPE 120	6.31	0.31	0.93	22.69
IPE 140	7.64	0.41	1.19	24.99
IPE 160	9.66	0.69	1.67	28.91
IPE 180	11.25	0.85	2.05	31.15
IPE 200	14.00	1.50	2.88	36.12
IPE 220	15.88	1.83	3.49	38.51
IPE 240	19.14	3.00	4.76	43.82
IPE 270	22.14	3.45	5.50	46.28
IPE 300	25.68	4.03	6.43	48.73
IPE 330	30.81	6.28	8.52	54.90
IPE 360	35.14	7.79	10.39	58.40
IPE 400	42.69	11.50	13.29	64.87
IPE 450	50.85	13.86	15.71	68.76
IPE 500	59.87	17.16	18.96	73.17
IPE 550	72.34	24.87	24.16	80.46
IPE 600	83.78	31.17	29.40	85.48
IPE 750*137	92.90	18.40	23.75	81.37
IPE 750*147	105.41	19.29	24.37	79.55
IPE 750*161	110.98	25.96	30.58	84.74
IPE 750*173	116.44	34.20	37.55	89.81
IPE 750*185	121.12	42.69	44.12	94.12
IPE 750*196	127.27	51.84	50.75	97.69
IPE 750*210	131.52	66.63	60.71	103.35
IPE 750*222	139.76	77.29	67.39	105.65

SECTIONS	Ash (cm ²)	If (cm ⁴)	Zf=Mpf/fy (cm ³)	L=1/λ (mm)
HE 100 A	7.56	1.29	2.58	27.60
HE 120 A	8.46	1.40	2.90	30.15
HE 140 A	10.12	1.72	3.60	32.78
HE 160 A	13.21	2.90	5.02	37.66
HE 180 A	14.47	3.33	5.90	40.56
HE 200 A	18.08	5.19	7.81	45.49
HE 220 A	20.67	6.48	9.73	48.70
HE 240 A	25.18	10.12	13.14	54.54
HE 260 A	28.76	13.89	16.14	60.18
HE 280 A	31.74	15.57	18.14	62.50
HE 300 A	37.28	22.39	23.24	68.42
HE 320 A	41.13	26.78	27.24	71.94
HE 340 A	44.95	30.28	30.20	74.60
HE 360 A	48.96	34.11	33.32	77.25
HE 400 A	57.33	40.85	38.46	81.57
HE 450 A	65.78	49.97	45.38	87.94
HE 500 A	74.72	60.61	52.92	94.21
HE 550 A	83.72	66.94	57.10	98.42
HE 600 A	93.21	73.74	61.43	102.47
HE 650 A	103.19	81.01	65.93	106.40
HE 700 A	116.97	89.70	70.94	109.55
HE 800 A	138.83	109.08	79.26	118.33
HE 900 A	163.33	128.45	89.66	125.40
HE 1000 A	184.56	138.99	95.10	130.77

SECTIONS	Ash (cm ²)	If (cm ⁴)	Zf=Mpf/fy (cm ³)	L=1/λ (mm)
HE 100 B	9.04	2.05	3.72	29.56
HE 120 B	10.96	2.77	4.99	33.50
HE 140 B	13.08	3.69	6.55	37.33
HE 160 B	17.59	6.22	9.32	42.41
HE 180 B	20.24	7.85	11.60	46.08
HE 200 B	24.83	11.92	15.41	51.62
HE 220 B	27.92	14.53	18.55	55.23
HE 240 B	33.23	20.83	23.66	60.80
HE 260 B	37.59	27.10	28.15	66.18
HE 280 B	41.09	30.12	31.30	68.86
HE 300 B	47.43	40.85	38.46	74.55
HE 320 B	51.77	47.74	43.66	78.18
HE 340 B	56.09	53.06	47.44	80.97
HE 360 B	60.60	58.79	51.38	83.71
HE 400 B	69.98	68.62	57.75	88.23
HE 450 B	79.66	81.91	66.27	94.72
HE 500 B	89.82	97.03	75.42	101.08
HE 550 B	100.07	105.83	80.41	105.44
HE 600 B	110.81	115.16	85.56	109.63
HE 650 B	122.04	125.05	90.88	113.67
HE 700 B	137.10	136.62	96.74	116.95
HE 800 B	161.75	161.87	106.48	125.67
HE 900 B	188.75	187.26	118.52	132.88
HE 1000 B	212.49	200.94	124.79	138.43

SECTIONS	Ash (cm ²)	If (cm ⁴)	Zf=Mpf/fy (cm ³)	L=1/λ (mm)
HE 100 M	18.04	11.54	13.59	38.31
HE 120 M	21.15	14.71	17.09	43.20
HE 140 M	24.46	18.48	21.08	47.83
HE 160 M	30.81	26.30	27.24	52.87
HE 180 M	34.65	31.77	32.38	57.18
HE 200 M	41.03	42.81	40.09	62.54
HE 220 M	45.31	50.40	46.51	66.68
HE 240 M	60.07	101.77	77.10	78.04
HE 260 M	66.89	121.98	87.89	83.23
HE 280 M	72.03	133.56	96.05	86.74
HE 300 M	90.53	234.13	143.95	98.14
HE 320 M	94.85	248.32	150.11	101.57
HE 340 M	98.63	248.32	150.11	103.54
HE 360 M	102.41	247.77	149.71	105.35
HE 400 M	110.18	247.22	149.31	108.84
HE 450 M	119.84	247.22	149.31	112.82
HE 500 M	129.50	246.67	148.91	116.35
HE 550 M	139.58	246.67	148.91	119.77
HE 600 M	149.66	246.12	148.50	122.86
HE 650 M	159.74	246.12	148.50	125.79
HE 700 M	169.82	245.56	148.10	128.45
HE 800 M	194.27	264.29	152.71	135.72
HE 900 M	214.43	263.73	152.31	140.24
HE 1000 M	235.01	263.73	152.31	144.50

Tableau 3.17. - Caractéristiques géométriques particulières des profils laminés HE et IPE

3.3. RESISTANCE ET DEFORMABILITE DES ASSEMBLAGES EN ACIER PAR PLAT D'ABOUT DEBORDANT ET PAR CORNIERES DE SEMELLE

3.3.1. Préliminaires

Ainsi que nous l'avons expliqué dans l'introduction, le recours à des assemblages sans raidisseurs, soit totalement boulonnés sur chantier, soit partiellement soudés en atelier et partiellement boulonnés sur chantier, semble représenter une solution économique pour la réalisation des noeuds poutre-colonne.

De tels assemblages possèdent généralement un caractère semi-rigide et partiellement résistant prononcé. Le développement de méthodes fiables de prédiction de leur comportement non linéaire revêt donc un intérêt tout particulier.

Deux types bien précis de configurations d'assemblages seront étudiés dans ce chapitre :

- les assemblages par plat d'about débordant, en raison de leur utilisation très fréquente en construction métallique; seuls les assemblages avec quatre boulons en zone tendue (côté débordant du plat) seront considérés (figure 1.3.a.);
- les assemblages par cornières de semelles dont la capacité à transmettre un moment de flexion est systématiquement négligée dans la pratique (figure 1.3.b.).

Les modèles de prédiction que nous avons développés s'appuient sur la détermination préalable de quatre caractéristiques importantes des courbes de déformabilité $M_b - \phi$ des assemblages :

- a) la rigidité initiale K_i ;
- b) la capacité plastique M_v ;
- c) la rigidité d'écrouissage K_{st} ;
- d) la capacité ultime M_u .

Nous aurons l'occasion, dans la suite, de définir précisément ces diverses valeurs. Pour chacune d'entre elles, nous passerons en revue les méthodes existantes de prédiction; les conclusions de l'étude comparative de ces dernières avec les résultats expérimentaux disponibles nous serviront ensuite de base pour le développement d'une nouvelle approche.

Ces grandeurs caractéristiques pourront, à ce moment, être intégrées dans une expression mathématique adéquate afin d'obtenir des courbes non linéaires de comportement.

Des propositions de modifications des règles de calcul de la capacité plastique des assemblages par plat d'about contenues dans l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode 3 seront formulées. Enfin, le contenu d'une

nouvelle annexe au chapitre 6 de l'Eurocode relative à l'évaluation de la capacité plastique d'assemblages par cornières de semelles sera envisagé.

Il est important de faire remarquer que les modèles de prédiction développés dans cette thèse ont été validés sur base de la comparaison avec les résultats expérimentaux d'essais réalisés non pas uniquement à Liège, mais aussi, dans la mesure des possibilités (toutes les caractéristiques géométriques et mécaniques sont rarement reportées dans les rapports d'essais), dans différents centres de recherches à l'étranger. Cette démarche nous paraît primordiale : le nombre de paramètres qui influencent le comportement d'assemblages boulonnés est énorme en regard de celui, très limité, qu'il est possible de faire évoluer dans le cadre d'une campagne d'essais.

La comparaison avec des résultats expérimentaux d'origines diverses permet d'élargir le domaine de variation ainsi que la quantité de ces facteurs de comportement et, par conséquent, d'étendre la portée des modèles développés.

Il convient au préalable d'apporter quelques éclaircissements quant aux notations qui vont être employées dans la suite de ce chapitre :

- le moment de flexion, M_v , désigne la valeur de la capacité plastique de l'assemblage tout entier;
- le moment M_v se définit comme la plus faible des valeurs de la résistance de calcul, $M_{b,Rd}$, de chacune des parties de l'assemblage (éléments d'assemblage, colonne de semelle, âme de colonne comprimée et tendue, ...).

3.3.2. Evaluation de la capacité plastique des assemblages

3.3.2.1. Définition de la capacité plastique

D'un point de vue purement théorique, la capacité plastique d'un assemblage se définit (figure 3.57.b.) comme le moment de flexion maximum que peut transmettre un assemblage similaire constitué d'un acier dont la loi σ - ϵ de comportement est élastique-parfaitement plastique sans écrouissage (figure 3.57.a.).

Le recours à cette définition, en vue de la détermination expérimentale de la capacité plastique des assemblages, s'avère cependant impossible en pratique. Deux raisons peuvent être invoquées :

- a) les aciers habituellement utilisés en construction métallique sont dotés d'une courbe σ - ϵ de type élastique - parfaitement plastique avec écrouissage (figure 3.58.a.); au palier plastique, $M_b = M_v$, de la figure 3.57.b. se substitue, en réalité, un domaine caractérisé par l'aug-

mentation progressive, jusqu'à la ruine, du moment transmis par l'assemblage (figure 3.58.b.).

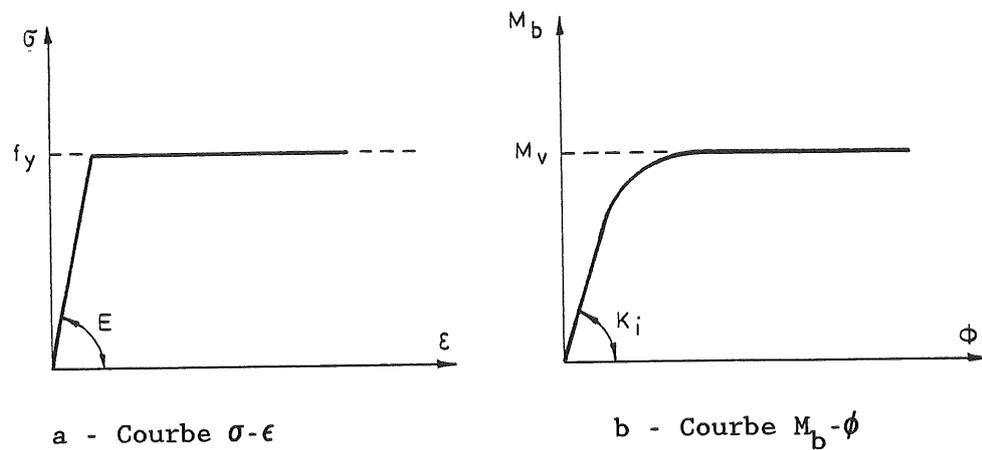


Figure 3.57. - Définition de la capacité plastique, M_v , d'un assemblage constitué d'un acier à comportement élastique-parfaitement plastique.

b) comme l'ont montré les simulations numériques du comportement des panneaux d'âme de colonne (voir 3.2.2.1.), les courbes M_b - ϕ relatives à l'introduction, dans l'âme de la colonne, des charges transversales transmises par l'assemblage ne présentent pas, lorsque l'écroutissage de l'acier n'est pas pris en compte, une allure semblable à celle décrite à la figure 3.57.b., ce qui a nécessité la définition d'une capacité pseudo-plastique de l'âme (figure 3.8.).

Avant de se pencher sur les méthodes théoriques d'évaluation de la capacité plastique des assemblages, il convient, tout d'abord, de définir ce niveau de charge d'un point de vue pratique.

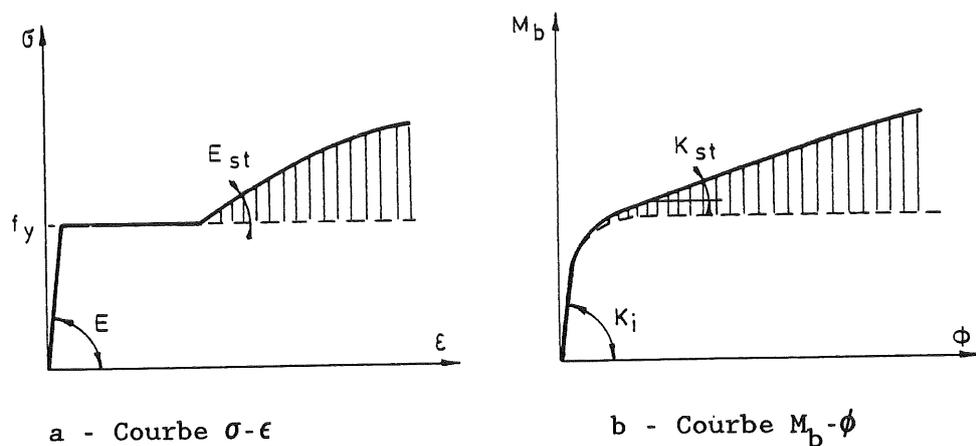


Figure 3.58. - Influence de l'écroutissage sur les courbes de comportement de l'acier et des assemblages.

Deux approches sont généralement proposées dans la littérature. La première situe la capacité plastique au point d'intersection de l'axe des ordonnées et de la droite représentative du comportement de l'assemblage dans son domaine d'érouissage (figure 3.59.a.); la seconde, au point d'intersection de cette dernière et de la droite passant par l'origine des axes et dont la pente est égale à la rigidité initiale de l'assemblage.

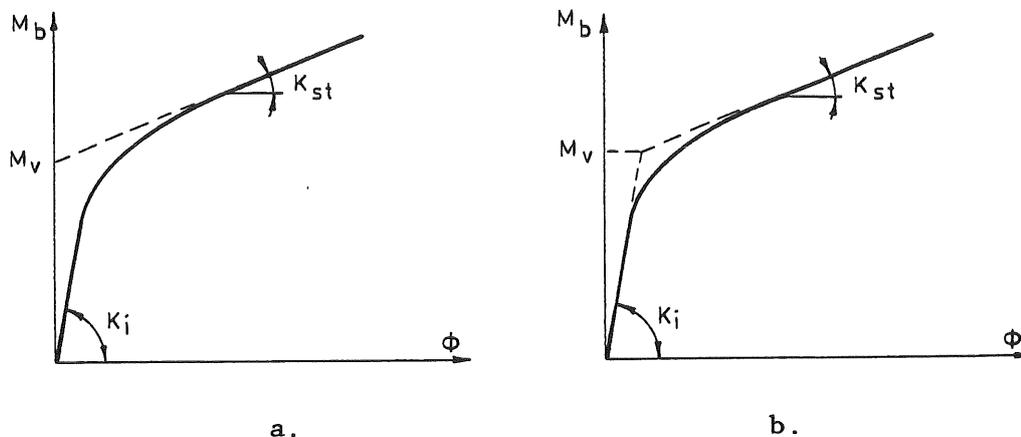


Figure 3.59. - Définitions de la capacité plastique d'un assemblage.

ZANON et ZANDONINI [Z4], pour leur part, définissent deux valeurs distinctes de la capacité plastique (figure 3.60.) pour les assemblages dont les boulons sont complètement ou partiellement préserrés selon que, dans la seconde approche, on se réfère à la rigidité initiale K_i (M_v , inf) ou à la rigidité réduite, $K_{i,réd}$ (M_v , sup). $K_{i,réd}$ correspond à la rigidité relevée lors des déchargements et rechargements de l'assemblage durant l'essai; les auteurs l'identifient à la rigidité initiale d'un assemblage similaire, mais dont les boulons ne seraient pas préserrés.

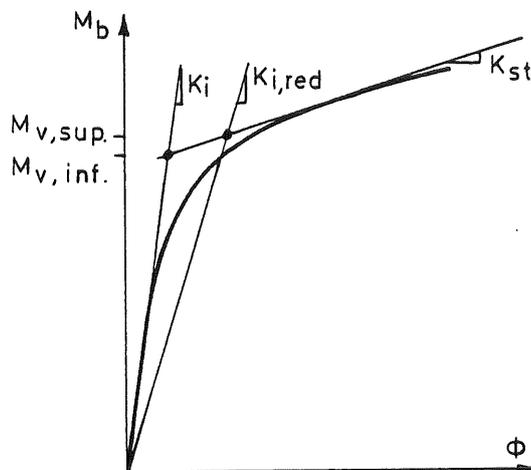


Figure 3.60. - Définitions de la capacité plastique d'un assemblage selon ZANON et ZANDONINI.

Notre intention n'est pas de discuter les mérites respectifs de l'une ou l'autre définition de la capacité plastique - chacune d'entre elles peut, en partie tout du moins, se justifier d'une manière théorique - mais plutôt de juger de l'importance relative des écarts entre les approches décrites.

A cet effet, les différentes estimations de la capacité plastique ont été faites, sur base des résultats expérimentaux disponibles, pour des assemblages par plat d'about débordant et par cornières de semelles.

Le report, sous forme de tableau, de l'ensemble de ces valeurs ne revêt qu'un intérêt limité, en comparaison des conclusions que l'on peut en tirer.

a) L'absence, au cours du chargement d'un assemblage, de voilement (semelle comprimée de la poutre, âme de la colonne, ...) ou de rupture fragile d'éléments d'assemblage (soudure, boulon, ...) permet, après l'atteinte de la capacité plastique, le développement d'un domaine d'augmentation progressive et constante de résistance de l'assemblage (figure 3.61.a.). Ce phénomène a déjà été constaté par différents auteurs [D1, Y1]. La rigidité "d'écrouissage" K_{st} caractéristique de cette zone de déformabilité est très aisément définissable. Dans ces conditions bien précises, l'estimation de la capacité plastique de l'assemblage par l'intermédiaire de l'une ou l'autre des méthodes décrites ci-dessus n'aboutit qu'à des écarts très limités, généralement de l'ordre de 2 à 3 % (5 % au maximum).

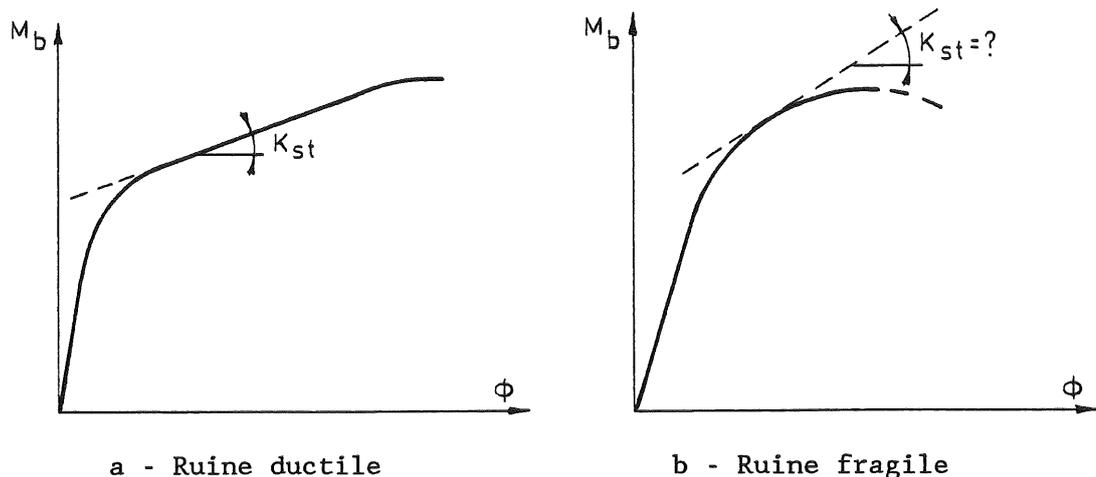


Figure 3.61. - Définition de la rigidité d'écrouissage selon le mode de ruine de l'assemblage.

b) L'apparition de voilement ou de rupture fragile d'une partie de l'assemblage limite le niveau de déformabilité maximum de ce dernier, ce qui nous place, dans bon nombre de cas, dans l'impossibilité de déterminer la rigidité d'écrouissage K_{st} et, par conséquent, la

capacité plastique (figure 3.61.b.). Il peut s'avérer dangereux, dans ce contexte, de vouloir définir à tout prix une rigidité d'écrouissage K_{st} ; l'estimation de la capacité plastique déduite serait largement dépendante du choix de cette rigidité d'écrouissage; d'ailleurs, cette dernière aurait très peu de chance de s'identifier à la rigidité d'écrouissage réelle, qui possède, elle, un sens physique.

Face à cette situation, il pourrait paraître souhaitable de s'orienter vers une définition de la capacité plastique de l'assemblage liée au niveau de déformabilité qui lui est associé : la figure 3.62., à titre d'exemple, définit la capacité plastique de l'assemblage comme le niveau de charge pour lequel la déformabilité de l'assemblage, ϕ_v , atteint une valeur limite correspondant au multiple n_v de la rotation "élastique linéaire" ϕ_i .

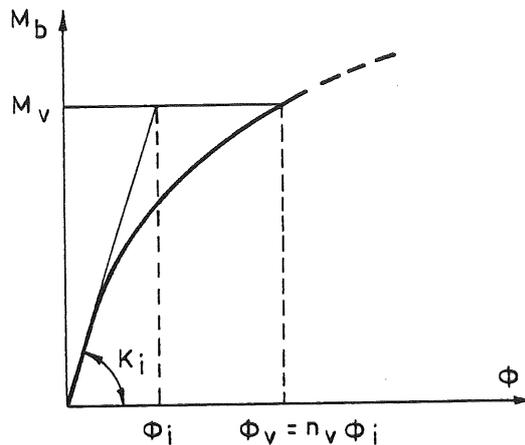


Figure 3.62. - Définition alternative de la capacité plastique d'un assemblage.

En fait, la variation significative [D2] de la rigidité initiale d'un assemblage en fonction des défauts de fabrication (dimensions non initialement prévues des trous de boulons dans les assemblages par cornières, défaut de planéité des plats d'about dû aux contraintes résiduelles de soudage) rend cette méthode tout à fait aléatoire. Nous verrons, à l'inverse, que ce type d'approche s'applique avec nettement plus de bonheur à l'évaluation théorique de la rigidité sécante de l'assemblage (voir sous-chapitre 3.4.).

Une dernière remarque s'impose : la déformabilité des assemblages par cornières de semelles est affectée par l'apparition de glissements, au cours du chargement; la détermination de la capacité plastique ne peut, dans ce cas, que s'effectuer sur une courbe $M_b - \phi$ fictive reconstituée à partir de la courbe de déformabilité réelle en "recollant", bout à bout, les tronçons de courbes exempts de plateaux de glissement (figure 3.63.).

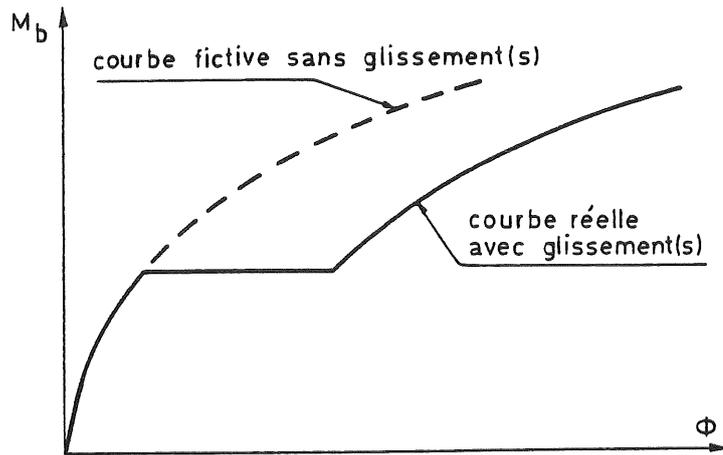
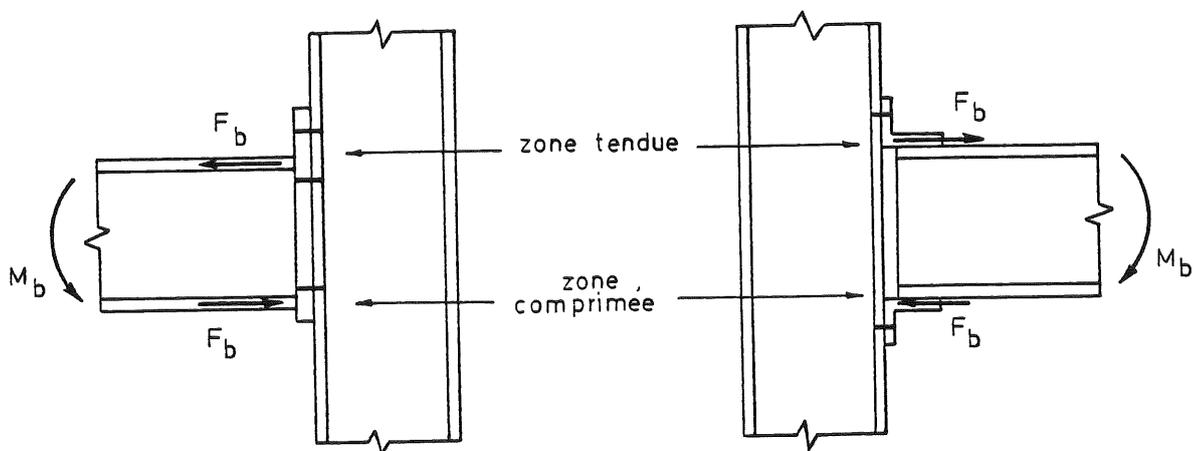


Figure 3.63. - Courbes de déformabilité réelle et fictive (sans glissement) pour les assemblages par cornières de semelles.

3.3.2.2. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par plat d'about débordant.

Il est d'usage, lors de l'étude des assemblages poutre-colonne, de remplacer le moment de flexion à l'extrémité des poutres par une paire de forces statiquement équivalentes agissant au niveau des semelles de la poutre (figure 3.64.).

Cette simplification permet de visualiser les zones tendue et comprimée de l'assemblage.



a - Assemblage par plat d'about débordant

b - Assemblage par cornières de semelles

Figure 3.64. - Zones tendue et comprimée des assemblages étudiés.

La résistance d'un assemblage par plat d'about débordant est associée à celle :

zone tendue

- du plat d'about;
- des boulons;
- de la semelle de la colonne;
- des soudures;
- de l'âme de la colonne;

zone comprimée

- de l'âme de la colonne.

Chacune de ces parties d'assemblage est caractérisée par sa résistance propre. La plus faible d'entre elles détermine le mode de ruine de l'assemblage correspondant à l'état limite considéré.

L'évaluation de la capacité plastique de l'ensemble "semelle de colonne - boulons - plat d'about" dans la zone tendue retiendra plus particulièrement notre attention.

En effet :

- La résistance de l'âme de la colonne à l'introduction des charges transversales de traction et de compression transmises par l'assemblage a été étudiée en détail au sous-chapitre précédent; la capacité plastique de l'âme de la colonne peut être estimée par l'intermédiaire des formules reprises aux tableaux 3.15. et 3.16.
- La rupture brutale d'une soudure conduit à la ruine fragile de l'assemblage et à une forte limitation de sa capacité de rotation. Ce mode de ruine doit être évité à tout prix.

Dans les assemblages non raidis, le rayon de gorge des soudures entre les semelles de la poutre et le plat d'about ne doit jamais être inférieur à la moitié de l'épaisseur des semelles.

De plus, le moment de flexion que les soudures sont capables de transmettre doit être supérieur à la capacité plastique de l'assemblage, M_V . En effet, la plastification d'une partie de l'assemblage est suivie de son écrouissage, ce qui se traduit par l'augmentation importante du moment transmis par l'assemblage, au-delà du moment M_V . On suggère dans l'Eurocode 3 de dimensionner les soudures pour un moment de flexion égal à 1,4 ou 1,7 fois le moment plastique de l'assemblage, selon que la structure est contreventée ou non. Cette valeur est toutefois limitée à celle du moment plastique de la poutre.

Depuis de nombreuses années, l'étude de la capacité plastique des assemblages poutre-colonne en zone tendue, et plus particulièrement des semelles de colonne et des plats d'about, a suscité l'intérêt des

chercheurs. Dans ce contexte, il nous paraissait nécessaire de juger de la valeur des diverses propositions émises jusqu'à présent et d'ainsi profiter de l'expérience acquise, avant de se lancer dans l'élaboration d'une nouvelle méthode de calcul.

Il serait trop long, dans le cadre de cette thèse, de détailler toutes ces procédures de calcul; le lecteur intéressé par de plus amples informations est donc invité à consulter les articles ou rapports originaux. Seule la méthode contenue dans l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode 3 sera exposée, étant donné qu'elle servira de base à notre propre étude.

3.2.2.1. Détail de la méthode contenue dans l'Eurocode 3

Tout comme pour les panneaux d'âme, les formules de l'Eurocode auxquelles nous nous référons ici devraient être affectées d'un coefficient γ_{M0} ; ce coefficient de sécurité possède une valeur unitaire $\gamma_{M0} = 1,0$ pour les profils de classes 1, 2 et 3 auxquels appartiennent les profils laminés courants, ce qui justifie son omission dans la suite.

a. Etude du tronçon T

Les régions critiques de la semelle de la colonne et du plat d'about se situent dans la zone tendue de l'assemblage. A la ruine de ces éléments peut être substituée celle de tronçons T équivalents (figure 3.65.).

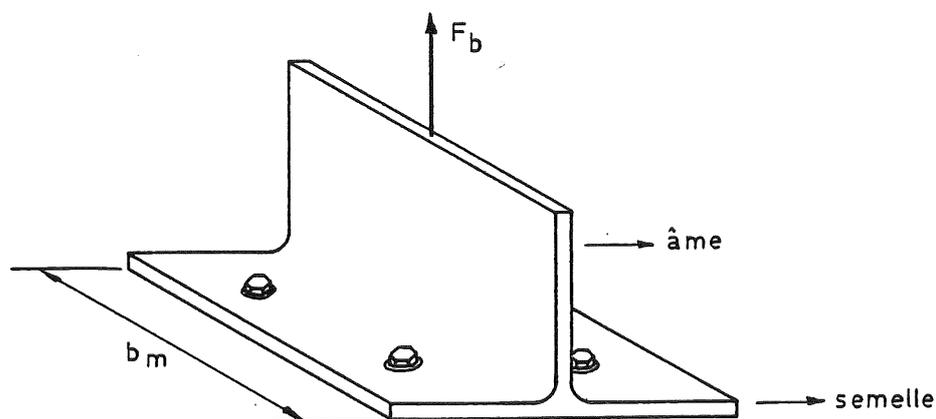


Figure 3.65. - Tronçon T équivalent relié par quatre boulons à une fondation supposée infiniment rigide.

Trois modes de ruine sont envisageables suivant le rapport des résistances et des rigidités respectives de la semelle du tronçon T et des boulons.

Le premier mode s'apparente à la ruine des boulons (figure 3.66.); la rigidité importante de la semelle du tronçon T conduit à la séparation des plats sans apparition d'efforts de levier.

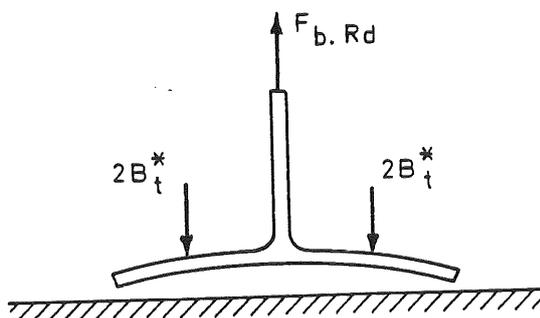


Figure 3.66. - Ruine des boulons seuls.

La charge de ruine est égale à la somme des résistances de calcul des boulons.

$$F_{b.Rd} = 4 B_t^* \quad (3.47.)$$

avec :

$$B_t^* = \frac{0,9 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (3.48.)$$

où : A_s = section résistante du fût des boulons;
 f_{ub} = contrainte ultime de l'acier constituant les boulons;
 γ_{Mb} = coefficient de sécurité dont la valeur est de 1,25.

Le second mode correspond à l'atteinte de la résistance de calcul des boulons alors que des lignes de plastification se sont déjà développées à la naissance du congé de raccordement entre la semelle et l'âme du tronçon T (figure 3.67.).

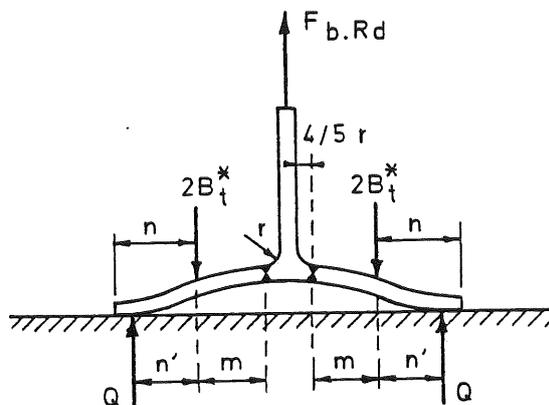


Figure 3.67. - Ruine mixte (lignes de plastification et ruine des boulons).

Les efforts de levier Q résultent de la déformabilité de la semelle des tronçons T. Leur localisation (n') dépend de la rigidité relative des boulons tendus et de la semelle fléchie (figure 3.68.).

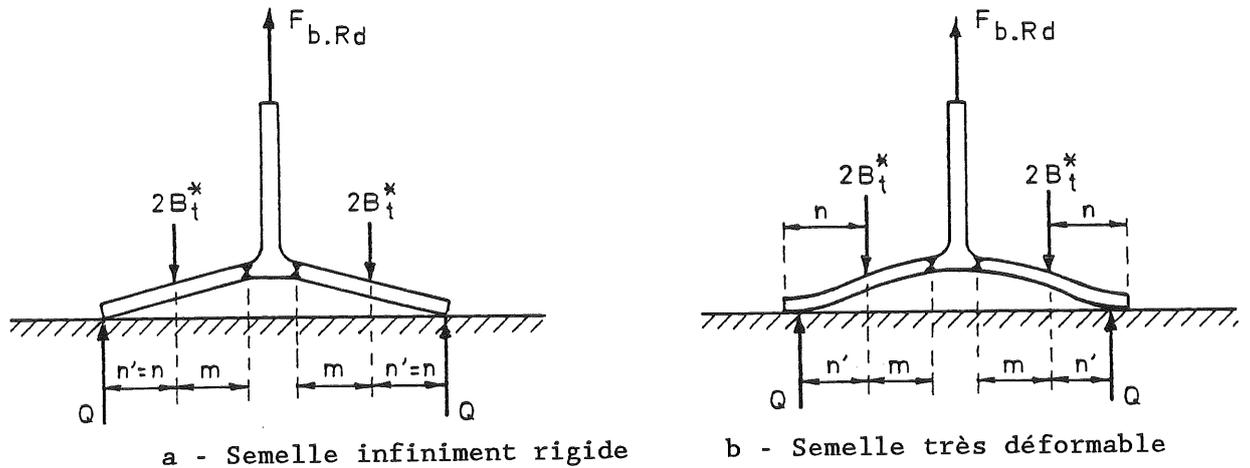


Figure 3.68. - Localisation de l'effort de levier.

La distance n' est définie dans l'Eurocode 3 comme :

$$n' = \min (n; 1,25 \text{ m}) \quad (3.49.)$$

La charge de ruine est obtenue en exprimant les équations d'équilibre du tronçon T :

$$F_{b.Rd} = \frac{2 \cdot b_m \cdot m_p + 4 B_t^* \cdot n'}{m + n'} \quad (3.50.)$$

m_p s'identifie au moment plastique, par unité de longueur, de la semelle du tronçon; il est donné par :

$$m_p = \frac{t^2 f_y}{4} \quad (3.51.)$$

où : t = épaisseur de la semelle du tronçon;
 f_y = limite d'élasticité de la semelle du tronçon.

Le troisième mode se rapporte à la ruine du tronçon par formation d'un mécanisme plastique, avant que la ruine des boulons ne soit atteinte. Les lignes de plastification se forment au niveau des rangées de boulons et à la naissance des congés de raccordement (figure 3.69.).

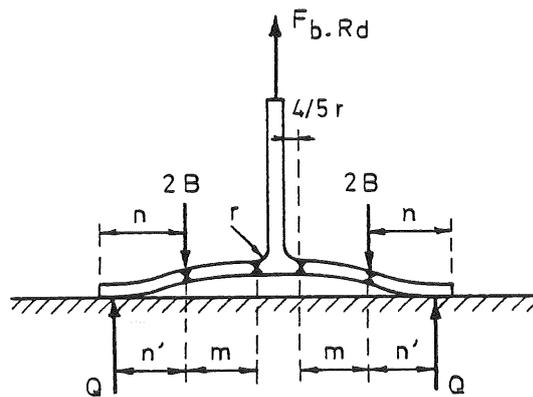


Figure 3.69. - Ruine plastique du tronçon.

La charge de ruine associée à ce mode de ruine vaut :

$$F_{b.Rd} = \frac{4 b_m \cdot m_p}{m} \quad (3.52.)$$

A la figure 3.69., B représente l'effort dans les boulons (inférieur à B_t^* au moment de la formation du mécanisme plastique).

Un mode de ruine supplémentaire s'ajoute aux trois qui viennent d'être décrits : il s'agit de l'arrachement du métal cisailé à la périphérie des têtes de boulons.

La charge de ruine associée s'exprime :

$$F_{b.Rd} = 4 \cdot \pi \cdot D \cdot \tau_y \cdot t \quad (3.53.)$$

où : D = diamètre de la tête du boulon ou de la rondelle;

t = épaisseur de la semelle de tronçon T;

τ_y = limite d'élasticité en cisaillement

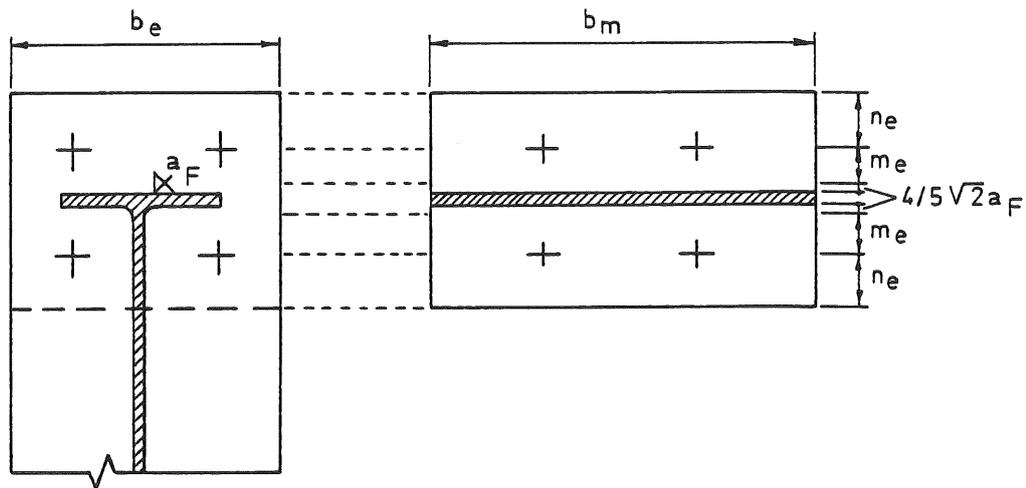
$$= f_y / \sqrt{3}$$

En pratique, ce type de ruine est rarement - pour ne pas dire jamais - déterminant; le fait que nous n'y fassions plus allusion par la suite ne dispense nullement de sa vérification lors du dimensionnement d'un assemblage.

b. Ruine du plat d'about

La configuration différente de la partie débordante du plat d'about et de celle située entre les semelles de la poutre nécessite une évaluation distincte de la charge de ruine de ces deux zones.

La charge de ruine de la partie débordante du plat est supposée égale à la moitié de celle du tronçon T correspondant défini à la figure 3.70.b.



a - b -
Figure 3.70. - Ruine de la partie débordante du plat d'about.
Définition d'un tronçon T équivalent.

La charge de ruine est la plus petite des valeurs suivantes :

$$F_{\text{teu}} = \frac{2 m_{pe} b_m}{m_e} \quad (3.54.a.)$$

$$F_{\text{teu}} = \frac{m_{pe} b_m + 2 B_t^* n'_e}{m_e + n'_e} \quad (3.54.b.)$$

$$F_{\text{teu}} = 2 B_t^* \quad (3.54.c.)$$

Les différents mécanismes de ruine qui peuvent se former dans cette partie du plat sont représentés à la figure 3.71.

La longueur caractéristique b_m se définit comme la plus petite des valeurs suivantes de la longueur projetée des lignes de plastification relatives aux trois mécanismes de la figure 3.71. :

$$b_m = b_e \quad (3.55.a.)$$

$$b_m = w_2 + 4 m_e + 1,25 n_e \quad (3.55.b.)$$

$$b_m = 8 m_e + 2,5 n_e \quad (3.55.c.)$$

Le moment plastique de plat, par unité de longueur, s'exprime selon :

$$m_{pe} = \frac{1}{4} f_{ye} t_e^2 \quad (3.56.)$$

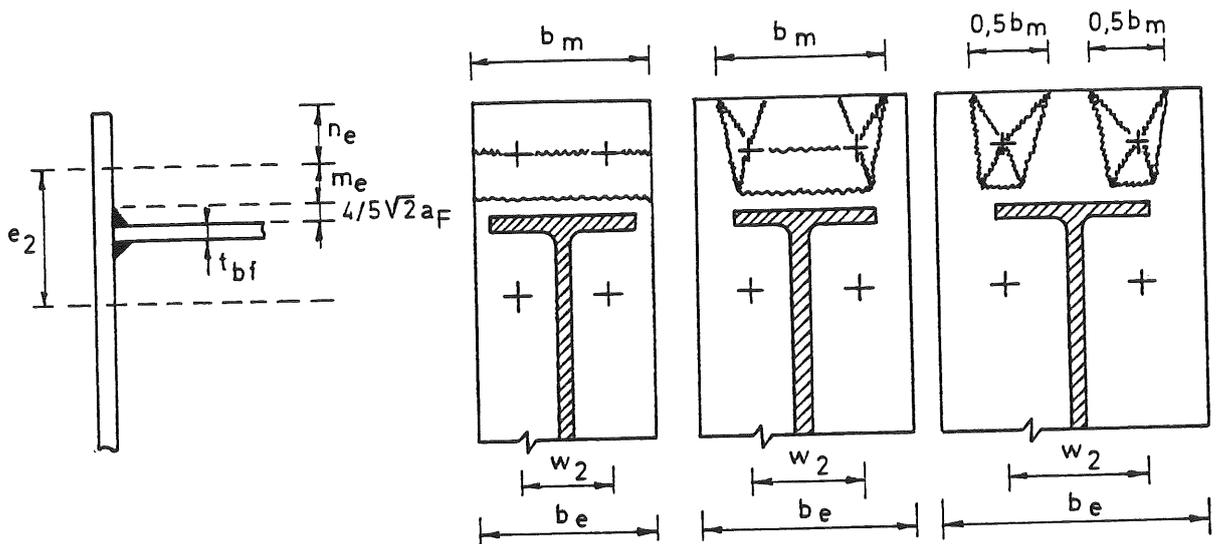


Figure 3.71. - Schémas possibles des lignes de plastification dans la partie débordante d'un plat d'about.

f_{ye} et t_e représentent la limite d'élasticité et l'épaisseur du plat d'about. La résistance de calcul des boulons tendus, B_t^* , est donnée par la formule 3.48. a_F est le rayon de gorge de la soudure entre le plat et la semelle de la poutre. Les autres dimensions géométriques sont définies aux figures 3.70. et 3.71.

Comme pour tout profil T équivalent :

$$n'_e = \min (n_e; 1,25 m_e) \quad (3.57.)$$

La partie tendue du plat située sous la semelle de la poutre est idéalisée par le tronçon de la figure 3.72.b.

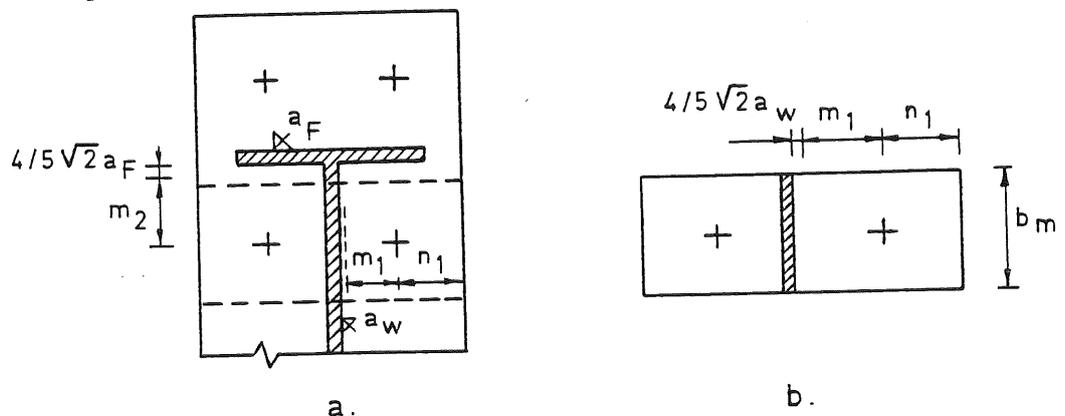


Figure 3.72. - Ruine de la partie tendue du plat entre les semelles de la poutre. Définition d'un tronçon T équivalent.

La charge de ruine est égale à la plus petite des trois valeurs suivantes :

$$F_{tel} = \frac{4 m_{pe} b_m}{m_1} \quad (3.58.a.)$$

$$F_{tel} = \frac{2 m_{pe} b_m + 2 B_t^* n'_1}{m_1 + n'_1} \quad (3.58.b.)$$

$$F_{tel} = 2 B_t^* \quad (3.58.c.)$$

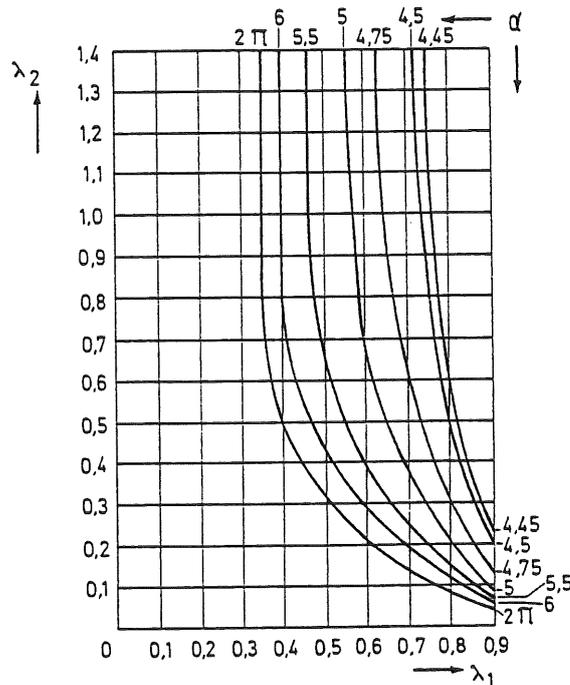
n'_1 localise la position de l'effort de levier :

$$n'_1 = \min (n_1; 1,25 m_1) \quad (3.59.)$$

Le schéma de lignes de plastification dans la partie "intérieure" du plat d'about dépend fortement de la configuration géométrique (distances m_1 , m_2 et n_1 de la figure 3.72.). L'Eurocode 3 fournit un diagramme (figure 3.73.) permettant la détermination aisée de la longueur de plastification b_m du tronçon T équivalent en fonction des deux paramètres géométriques λ_1 et λ_2 . La longueur b_m s'exprime selon :

$$b_m = \alpha m_1 \quad (3.60.)$$

où α est issu du diagramme précité.



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + n_1}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + n_1}$$

Figure 3.73. - Détermination du paramètre α .

c. Ruine de la semelle de la colonne

La charge de ruine de la semelle de la colonne est atteinte pour la plus petite des valeurs suivantes :

$$F_{tf} = \frac{4 m_{pc} b_m R}{m_c} \quad (3.61.a.)$$

$$F_{tf} = \frac{2 m_{pc} b_m R + 4 B_t^* n'_c}{m_c + n'_c} \quad (3.61.b.)$$

$$F_{tf} = 4 B_t^* \quad (3.61.c.)$$

La figure 3.74. montre les différents mécanismes susceptibles de se produire dans la semelle de la colonne.

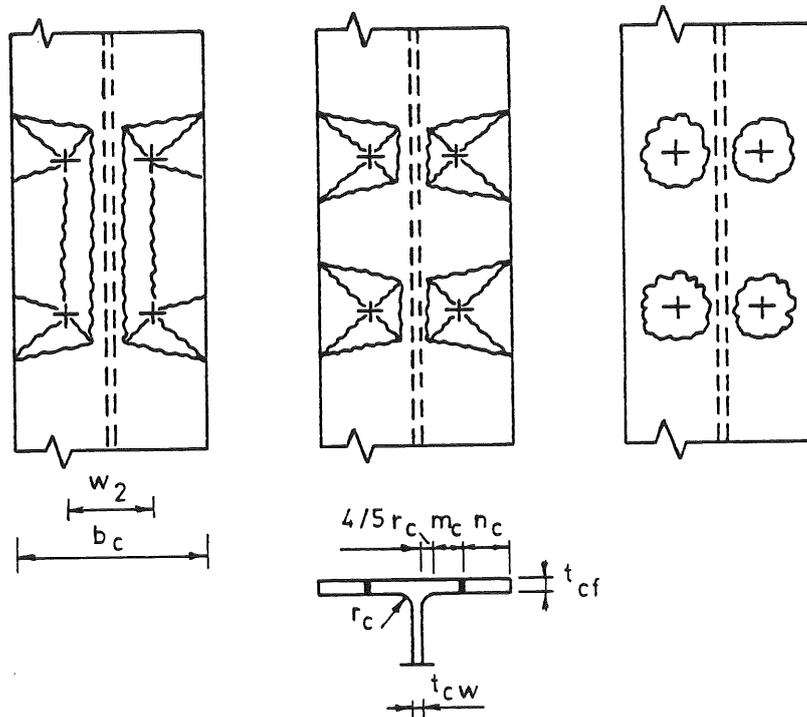


Figure 3.74. - Schémas possibles de lignes de plastification dans la semelle de la colonne.

Les longueurs b_m correspondant à ces schémas de ruine valent :

$$b_m = e_2 + 4 m_c + 1,25 n_c \quad (3.62.a.)$$

$$b_m = 8 m_c + 2,5 n_c \quad (3.62.b.)$$

$$b_m = 4 \pi m_c \quad (3.62.c.)$$

Le moment plastique de la semelle, par unité de longueur, vaut :

$$m_{pc} = \frac{1}{4} f_{ycf} t_{cf}^2 \quad (3.63.)$$

f_{yc} et t_{cf} représentent la limite d'élasticité et l'épaisseur de la semelle de la colonne.

Les autres grandeurs géométriques sont définies à la figure 3.74.

Généralement, la largeur du plat d'about est inférieure à celle de la semelle de la colonne. Par conséquent, les efforts de levier agissent au maximum au niveau de l'extrémité du plat d'about (figure 3.75.).

La dimension géométrique n'_c se définit donc comme la distance horizontale entre la rangée de boulons et le bord du plat d'about; comme pour tout tronçon T, cette distance est limitée à $1,25 m_c$.

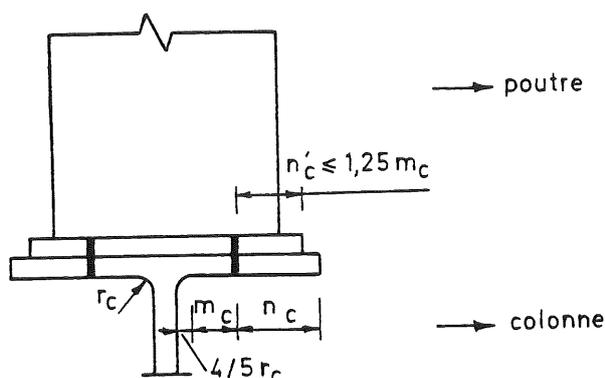


Figure 3.75. - Distances n_c et n'_c .

R - appelé e_f dans la formule (2.2.) - est le facteur de réduction de la charge de ruine en fonction de la contrainte normale σ_{ncf} dans la semelle de la colonne. Il n'est effectif que lorsque cette contrainte, qui résulte de l'effort axial et du moment de flexion dans la colonne, dépasse 180 N/mm^2 :

$$R = 1,0 \quad \text{si } \sigma_{ncf} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \quad (3.64.a.)$$

$$R = \frac{2 f_{ycf} - 180 - \sigma_{ncf}}{2 f_{ycf} - 360} \leq 1 \quad \text{si } 180 < \sigma_{ncf} \leq f_{ycf} \quad (3.64.b.)$$

σ_{nf} et f_{ycf} sont exprimés en N/mm^2 .

d. Charge de ruine de l'ensemble plat-semelle

La figure 3.76. extériorise, au niveau des rangées de boulons, les efforts correspondant respectivement à la ruine de la semelle de la colonne et à celle du plat d'about.

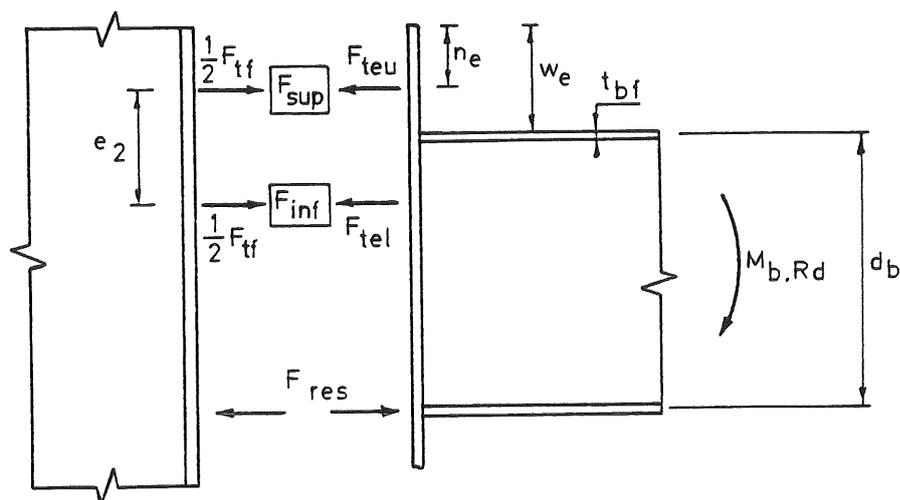


Figure 3.76. - Efforts dans les rangées de boulons (partie tendue de l'assemblage).

F_{sup} est défini comme la plus petite des deux valeurs $\frac{1}{2} F_{tf}$ et F_{teu} . L'effort F_{inf} dans la rangée de boulons située sous la semelle de la poutre est déterminé de manière à respecter la condition d'équilibre de la partie tendue de l'assemblage :

$$F_{inf} = F_{res} - F_{sup} \quad (3.65.a.)$$

avec :

$$F_{res} = \min (F_{tf}; F_{teu} + F_{tel}) \quad (3.65.b.)$$

Le moment de flexion $M_{b,Rd}$ qui produit la ruine de l'ensemble constitué par les parties tendues du plat d'about et de la semelle de la colonne est obtenu en exprimant l'équation d'équilibre de moment suivante (figure 3.76.) :

$$M_{b,Rd} = F_{sup} (d_b + \frac{1}{2} t_{bf} + w_e - n_e) + F_{inf} (d_b + \frac{1}{2} t_{bf} + w_e - n_e - e_2) \quad (3.66.)$$

Il est toutefois nécessaire de vérifier que l'effort F_{inf} n'excède pas la résistance de calcul de la rangée de boulons correspondants.

3.3.2.2.2. Autres méthodes de prédiction

Le tableau 3.18. regroupe les diverses approches dont nous avons connaissance. Le premier critère de classification porte sur le domaine d'application des formules proposées : évaluation de la capacité plastique du plat d'about, de la semelle de la colonne ou des deux. Le second critère est relatif à la modélisation de l'élément étudié pour laquelle les auteurs

ont opté : modèle de type "plaque" ou modèle de type "tronçon T".
 Comme son nom l'indique, le premier modèle s'appuie sur l'étude de la plaque que constituent réellement la semelle ou le plat d'about, tandis que le second repose sur la reconnaissance d'une analogie de comportement entre l'élément considéré et un profil de type "T".

	Semelle de colonne	Plat d'about	Semelle de colonne et plat d'about
Modèle de type "plaque"	.Packer et Morris [P1] .Zoetemeijer [Z3]	.Wittaker et Walpole [W1] .Zanon [Z5] .Surtees et Mann [S3] .Zoetemeijer[Z3]	. Zoetemeijer [Z3] . EC3 [E1] . Packer et Morris [P1]
Modèle de type "tronçon T"	.Zoetemeijer [Z3] .EC3 [E1]	.Zoetemeijer[Z3] .Packer & Morris [P1] .Kato et Mc Guire [K3] .Agerskov [A6] .EC3 [E1]	

Tableau 3.18. - Méthodes de prédiction de la capacité plastique de la zone tendue des assemblages par plat d'about débordant

3.3.2.2.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles

Les recherches bibliographiques [N2, A7] permettent de trouver trace de très nombreux essais d'assemblages par plat d'about. En réalité, seuls quelques-uns d'entre eux sont réellement utilisables en vue de la comparaison avec des modèles théoriques, étant donné le manque général d'information relatif aux caractéristiques géométriques et mécaniques réelles ou même nominales des assemblages testés.

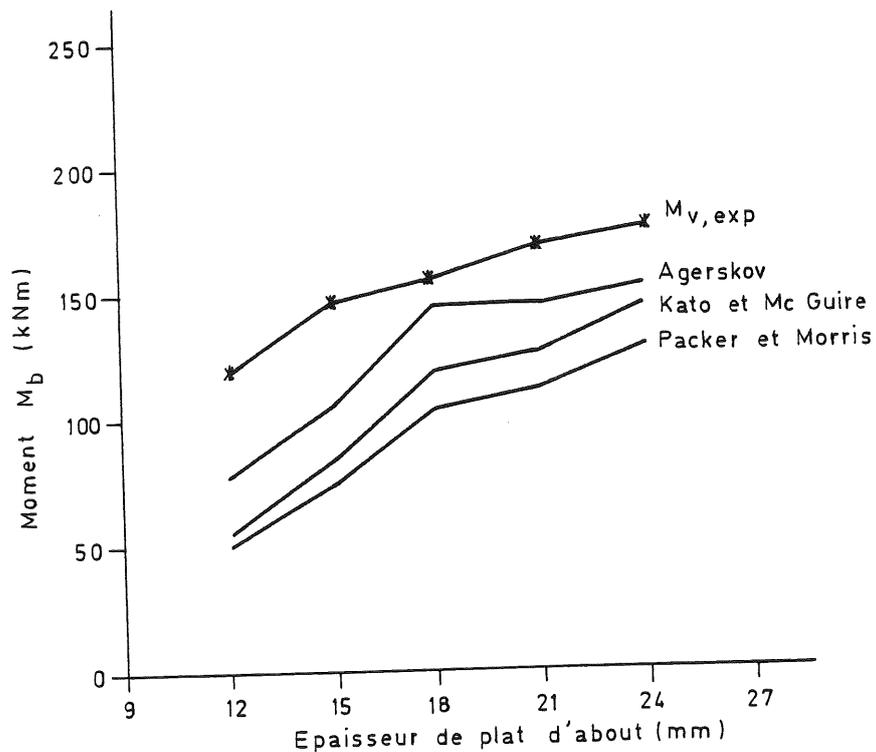
Les 11 assemblages suivants ont été retenus :

- 5 assemblages (EP1-1 à EP1-5) testés à Milan par ZANON et ZANDONINI [Z4] : il serait plus judicieux de parler de "parties d'assemblages", dans la mesure où le plat d'about est boulonné à une fondation (plaque de 50 mm d'épaisseur) infiniment rigide; ces 5 essais de configuration géométrique semblable ne diffèrent que par l'épaisseur nominale des plats d'about (12, 15, 18, 22 et 25 mm).
- 4 assemblages (01, 04, 07 et 014) testés à Liège par l'auteur [J3] : ces assemblages, présentés en 2.1., relient une colonne HE160B, soit à une poutre IPE 200 (01, 04 et 07), soit à une poutre IPE 300 (010) et des colonnes IPE240 (013) et IPE300 (014) à une poutre IPE 200; la plastifi-

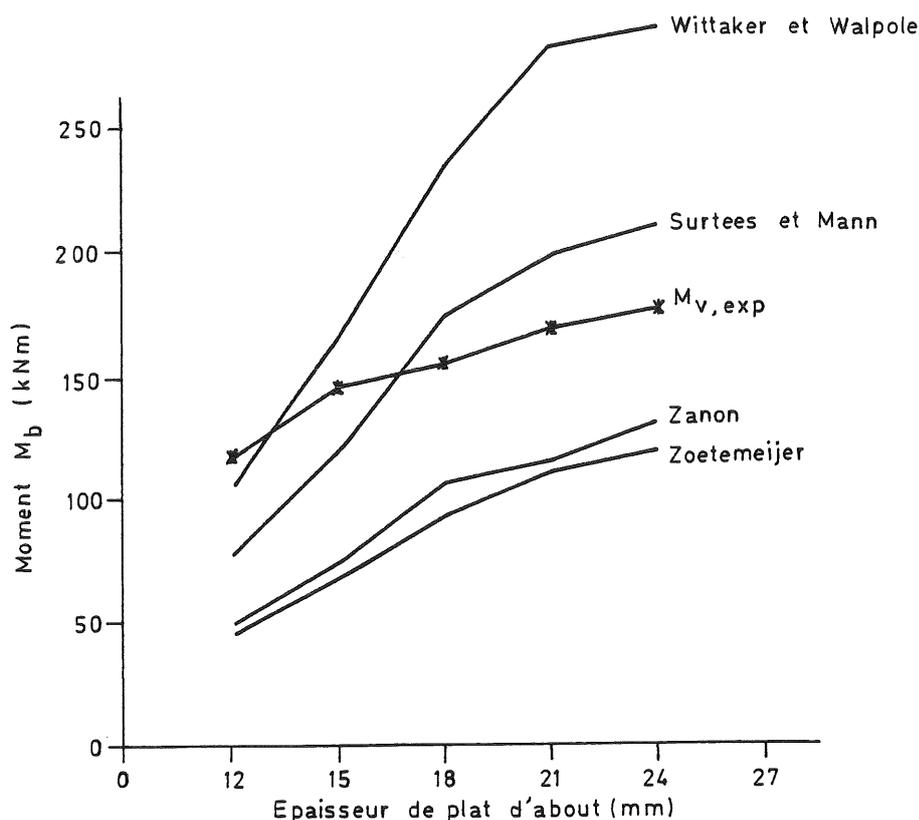
cation excessive des panneaux d'âme cisailés, lors du chargement du noeud, limite considérablement, dans certains cas, la déformabilité atteinte dans l'assemblage en fin d'essai; cette raison nous oblige à laisser de côté l'essai 010 : en effet, il est impossible de déterminer précisément la valeur du moment plastique de l'assemblage d'un point de vue expérimental. Le défoncement de l'âme de la colonne nous conduit, pour une raison similaire, à écarter l'essai 013.

- 2 assemblages (T9 et T20) testés à Delft par ZOETEMEIJER [Z3] : l'assemblage T9 assure la liaison entre une poutre IPE 300 et une colonne HE200A; l'assemblage T20, entre une poutre IPE400 et une colonne HE300A. Le rapport d'essai ne fournit qu'une valeur unique de la limite d'élasticité de la colonne, alors que pour les autres essais, nous disposons de valeurs distinctes dans l'âme et dans les semelles.

La série d'essais italiens (EP1-1 à EP1-5) permet une comparaison directe des méthodes d'évaluation de la capacité plastique des plats d'about seuls. Cette étude comparative a été réalisée à l'Université de Pavia [D3]; les résultats apparaissent aux figures 3.77.a. et 3.77.b., selon le type de modèle (plaque ou tronçon T) utilisé :



a - Modèles de type "plaque"



b - Modèles de type "tronçon T"

Figure 3.77. - Etude comparative des méthodes de calcul de la capacité plastique des plats d'about [D3].

Le caractère sécuritaire et souvent sur-sécuritaire des approches considérées se dégage de ces deux figures (les méthodes de calcul proposées par SURTEES et MANN, et par WITTAKER et WALPOLE faisant exception).

Une étude comparative similaire des méthodes de calcul de la capacité plastique des semelles de colonnes seules n'étant pas envisageable (nous ne disposons pas des résultats d'essais expérimentaux nécessaires), penchons-nous directement sur les résultats expérimentaux relatifs à des assemblages tout entiers.

Le tableau 3.18. fournit les valeurs théorique et expérimentale de la capacité plastique, leur rapport ainsi que le mode de ruine associé et ce, pour chacune des méthodes de calcul disponibles. La capacité plastique de tous les assemblages est atteinte par manque de résistance de la semelle de la colonne. Le caractère aléatoire des expressions proposées par PACKER et MORRIS, déjà constaté à la figure 3.77., se confirme à nouveau. Les estimations de la capacité plastique fournies par ZOETEMEIJER et l'Eurocode 3 sont équivalentes, quel que soit l'assemblage, ce qui n'est pas le cas

Essais	Capacité plastique réelle : $M_{v,exp}$ (kNm)	ZOETEMEIJER			PACKER et MORRIS			EC3		
		$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	Mode de ruine	$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	Mode de ruine	$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	Mode de ruine
01	59,6	58,9	0,99	Ruine mixte de la semelle de la colonne	65,8	1,10	Ruine plastique de la semelle de la colonne	58,7	0,98	Ruine mixte de la semelle de la colonne
04	55,7	58,4	1,05	"	64,1	1,15	"	58,2	1,04	"
07	59,6	58,6	0,98	"	64,5	1,08	"	58,3	0,98	"
014	53,0	53,0	1,00	Ruine plastique de la semelle de la colonne	48,4	0,91	"	52,8	1,00	Ruine plastique de la semelle de la colonne
T9	82,5	66,0	0,80	"	63,2	0,77	"	66,0	0,80	"
T20	188,9	171,6	0,91	"	170,7	0,90	"	171,6	0,91	"

Tableau 3.18. - Etude comparative des méthodes de calcul de la capacité plastique des assemblages, par plat d'about.

pour les essais italiens. En effet, les schémas de lignes de plastification considérés dans les deux méthodes sont identiques pour les semelles de colonnes, mais différent pour les plats d'about.

Les conclusions suivantes relatives à la méthode de calcul contenue dans l'Eurocode 3 peuvent être tirées :

- la méthode fournit, pour les assemblages 01, 04 et 07, une valeur de la capacité plastique proche de la réalité; la résistance de ces assemblages est associée à la ruine mixte de la semelle de la colonne (voir 3.3.2.2.1.);
- cette même méthode prédit, pour les assemblages T9, T20 et J3 qui périssent par ruine plastique de la semelle de la colonne (voir 3.3.2.2.1.), des moments plastiques beaucoup trop faibles;
- l'assemblage 014 semble infirmer les conclusions énoncées ci-dessus : la capacité plastique prédite est identique à celle relevée expérimentalement, bien qu'elle soit liée à la ruine plastique de la semelle; pour cet assemblage, on constate cependant la similitude des moments qui provoquent la ruine mixte (53,9 kNm) et la ruine plastique (53,0 kNm) de la semelle;
- les essais en provenance d'Italie sont caractérisés par la ruine mixte de la partie du plat d'about située entre les semelles de la poutre et par la ruine plastique de la partie débordante; les valeurs calculées de la capacité plastique sont inférieures aux valeurs réelles, mis à part pour l'essai EP1-5 (plat de 25 mm), pour lequel, à l'instar de 014, la résistance "mixte" de la zone débordante du plat n'est que très légèrement supérieure à la résistance "plastique";

En définitive, cette approche ne permet une évaluation précise de la capacité plastique de l'ensemble "semelle de colonne - plat d'about" que lorsque la ruine du plus faible de ces éléments est de type "mixte". Des conclusions similaires ont été tirées par MOORE [M2] à l'occasion d'une étude de la capacité plastique d'assemblages par plat d'about non débordants.

3.3.2.3. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par cornières de semelles.

La résistance d'un assemblage par cornières de semelles est associée à celle :

zone tendue

- de la cornière tendue;
- des boulons tendus;
- de la semelle de la colonne;
- des boulons cisailés;
- des plats (semelle de poutre et aile horizontale de cornière) soumis à pression diamétrale;
- de l'âme de la colonne;

zone comprimée

- de la cornière comprimée;
- des boulons cisailés;
- des plats (semelle de poutre et aile horizontale de cornière) soumis à pression diamétrale;
- de l'âme de la colonne.

La résistance de l'âme de la colonne à l'introduction des charges transversales, de traction et de compression, transmises par l'assemblage a été envisagée au sous-chapitre 3.2.; des formules d'évaluation de la capacité "pseudo-plastique" correspondante sont fournies aux tableaux 3.15. et 3.16.

Par ailleurs, il est souhaitable d'éviter la ruine fragile des assemblages, c'est-à-dire, dans ce cas précis, la ruine des boulons tendus et des boulons cisailés. La vérification des boulons tendus s'effectuera conjointement à l'étude de la résistance de la cornière tendue et de la semelle de la colonne. Dans l'Eurocode 3, la résistance de calcul, par plan de cisaillement, d'un boulon cisailé s'exprime, dans l'Eurocode 3 :

- si le plan de cisaillement passe par la zone fileté du fût du boulon :

$$B_s^* = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (3.67.a.)$$

pour les boulons de type 4.6, 5.6 et 8.8

$$B_s^* = \frac{0,5 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (3.67.b.)$$

pour les boulons de type 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9

- si le plan de cisaillement passe par la zone non filetée du fût du boulon :

$$B_s^* = \frac{0,5 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (3.68.)$$

où : A_s = section résistante du fût du boulon;
 f_{ub} = contrainte ultime de l'acier constituant les boulons;
 γ_{Mb} = coefficient de sécurité dont la valeur est 1,25.

La pression diamétrale qui se développe dans les ailes horizontales des cornières et dans les semelles de la poutre, par suite du contact avec les boulons cisailés, conduit à l'ovalisation progressive des trous de boulons. La résistance de calcul, par boulon, à la pression diamétrale peut s'évaluer [E1] :

$$R_p^* = \frac{2,5 \alpha_p f_u dt}{\gamma_{Mb}} \quad (3.69.a.)$$

α_p est défini comme la plus faible des valeurs suivantes :

$$\frac{e_b}{3 d_o}; \frac{p_b}{3 d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1,0 \quad (3.69.b.)$$

où e_b = distance boulon-bord de plat dans le sens d'application de l'effort de cisaillement;
 p_b = distance entre boulons dans le sens d'application de l'effort de cisaillement;
 d = diamètre du boulon;
 d_o = diamètre du trou de boulon;
 f_u = contrainte ultime de l'acier constituant le plat;
 t = épaisseur du plat.

Les méthodes existantes d'évaluation de la capacité plastique des semelles de colonnes soumises à des efforts transversaux de traction, qui ont été présentées au tableau 3.18., ne s'appliquent pas nécessairement au cas des assemblages par cornières de semelles; en effet, ces dernières sont reliées à la colonne par deux boulons au lieu de quatre pour les assemblages par plat d'about débordant. Cette configuration différente influe sur l'allure du schéma de lignes de plastification qui se développe dans la semelle de la colonne. Les approches suggérées par ZOETEMEIJER [Z3] et l'Eurocode [E1] - qui sont identiques dans ce cas précis - s'adaptent aisément à cette nouvelle géométrie (voir 3.3.2.3.1.).

D'ordinaire, la résistance de la cornière tendue représente le facteur déterminant lors du dimensionnement (ou la vérification) des assemblages par cornières de semelles. Nous nous attarderons donc plus particulièrement sur les méthodes d'évaluation de la capacité plastique de cet élément d'assemblage.

Celles-ci sont au nombre de deux :

- la première résulte des travaux de KISHI et CHEN [K4]; elle est brièvement décrite en 3.3.2.3.2.;
- la seconde consiste en l'application, au cas particulier des assemblages par cornières de semelles, des résultats de l'étude des tronçons T développée par ZOETEMEIJER (voir 3.3.2.2.1. a.).

Cette approche a été utilisée par HOTZ en vue de l'interprétation de nombreux essais expérimentaux et de l'établissement de tables de dimensionnement [H1]. Elle est exposée ci-dessous.

3.3.2.3.1. Détail de la méthode suggérée par HOTZ

Cette approche consiste à appliquer aux assemblages par cornières de semelle les résultats de l'étude, par ZOETEMEIJER, d'un tronçon T équivalent. La présentation ci-dessous diffère, sur certains points de détail, de la méthode originelle [E2] reprise par HOTZ [H1], notamment au niveau de la définition de la résistance de calcul des boulons tendus; l'explication réside dans la volonté d'être en phase avec la dernière version de l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode 3 [E1], qui s'inspire de la même philosophie pour l'évaluation de la capacité plastique des assemblages par plat d'about.

Vu la faible importance des moments de flexion dans les ailes horizontales des cornières en comparaison de celui transmis par l'assemblage, le moment plastique, $M_{b.Rd}$, de l'ensemble "cornières-semelle de colonne" (figure 3.78.) s'exprime :

$$M_{b.Rd} = F_{b.Rd} \cdot d_a \quad (3.70.)$$

Sa détermination se réduit donc à celle de l'effort $F_{b.Rd}$ transmissible dans les ailes horizontales des cornières.

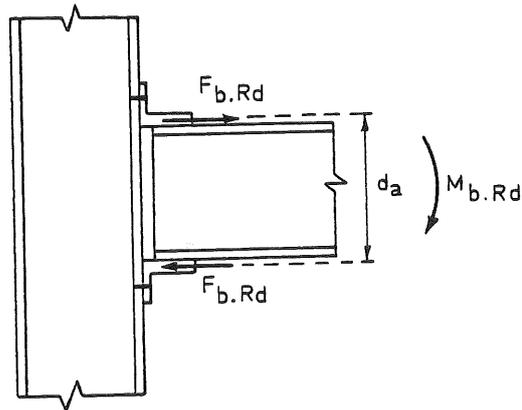


Figure 3.78. - Définitions de $M_{b.Rd}$ et $F_{b.Rd}$

a. Ruine de la semelle de la colonne

L'analogie de comportement avec le tronçon T [3.3.2.2.1.a.] nous permet de déterminer la charge de ruine de la semelle comme la plus petite des valeurs suivantes (figure 3.79.) :

$$F_{b.Rd} = \frac{4 m_{pc} b_m}{m_c} \quad (3.71.a.)$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2 m_{pc} b_m R + 2 B_t^* n'_c}{m_c + n'_c} \quad (3.71.b.)$$

$$F_{b.Rd} = 2 B_t^* \quad (3.71.c.)$$

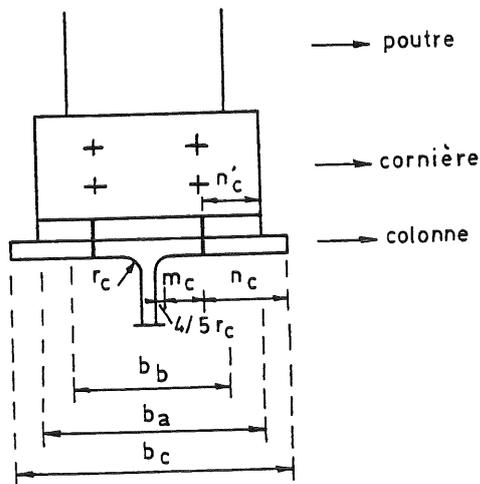


Figure 3.79. - Caractéristiques géométriques des assemblages par cornières de semelles.

La distance n'_c (point d'action des efforts de levier) s'identifie à n_c lorsque la largeur de la cornière, b_a , est supérieure ou égale à celle de la colonne, b_c . n'_c est limitée à $1,25 m_c$. La résistance de calcul des boulons tendus a été définie à la formule 3.48. m_{pc} représente le moment plastique, par unité de longueur, de la semelle de la colonne.

Les différents mécanismes susceptibles de se former dans la semelle de la colonne sont donnés à la figure 3.80.

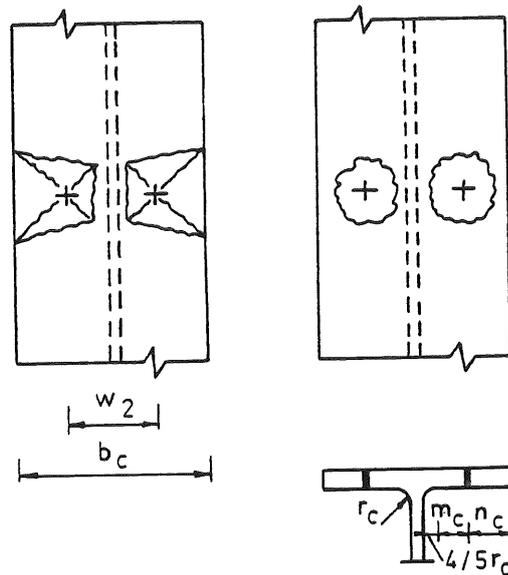


Figure 3.80. - Schémas possibles de lignes de plastification dans la semelle de la colonne.

b_m est choisi égal à la plus petite des longueurs projetées des lignes de plastification de chacun des deux schémas de la figure 3.80., soit respectivement :

$$b_m = 4 m_c + 1,25 n_c \quad (3.72.a.)$$

$$b_m = 2 \pi m_c \quad (3.72.b.)$$

b. Ruine de la cornière tendue

Les résultats de l'étude du tronçon T présentés au 3.2.2.1.a. sont intégralement appliqués au cas de la cornière de semelle (figure 3.81.).

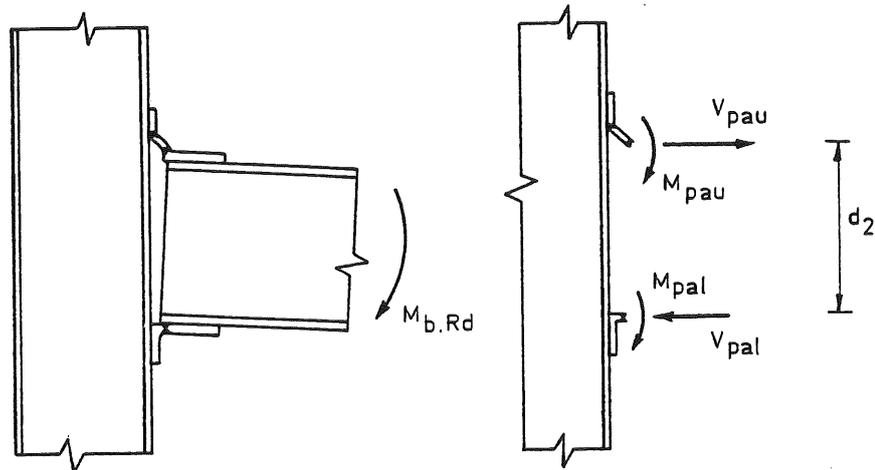
assemblage, requerra donc une vérification ultérieure de l'effort qui transite dans les boulons. En effet, une rupture de boulons conduit à la ruine fragile de l'assemblage et doit, par conséquent, être évitée autant que faire se peut.

La figure 3.82.b. précise la position des rotules plastiques dans la cornière supérieure (les notations propres aux auteurs ont été conservées dans l'exposé de la méthode).

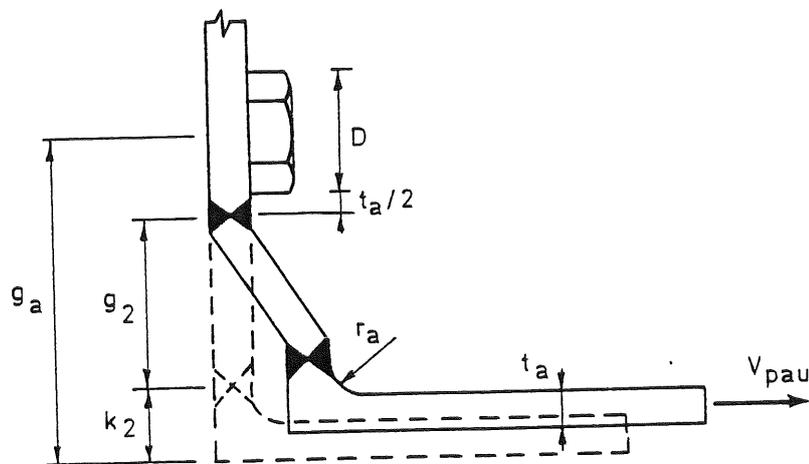
g_2 désigne la distance entre les deux rotules de la cornière supérieure :

$$g_2 = g_a - k_2 - \frac{D}{2} - \frac{t_a}{2} . \quad (3.77.a.)$$

avec $k_2 = r_a + t_a$ (3.77.b.)



a - Mécanisme plastique à trois rotules et efforts transmis



b - Position des rotules dans la cornière supérieure

Figure 3.82. - Modèle de KISHI et CHEN.

La capacité plastique des cornières s'exprime :

$$M_{b.Rd} = M_{pal} + M_{pau} + V_{pau} d_2 \quad (3.78.)$$

M_{pal} constitue le moment plastique de la cornière inférieure.

La valeur du moment plastique de la colonne supérieure, M_{pau} , est réduite en raison de l'interaction avec l'effort tranchant V_{pau} .

L'utilisation du critère de plastification de Drucker, pour exprimer cette interaction moment-effort tranchant, fournit une équation du quatrième degré en V_{pau}/V_{oau} :

$$\left(\frac{V_{pau}}{V_{oau}}\right)^4 + \frac{g_2}{t_a} \left(\frac{V_{pau}}{V_{oau}}\right) - 1 = 0 \quad (3.79.a.)$$

dans laquelle :

$$\begin{aligned} V_{oau} &= \text{capacité plastique en cisaillement de l'aile verticale de la} \\ &\quad \text{cornière supérieure} \\ &= \frac{f_{ya} b_a t_a}{2} \end{aligned} \quad (3.79.b.)$$

où f_{ya} et b_a représentent respectivement la limite d'élasticité et la largeur de la cornière supérieure.

Les efforts M_{pau} et V_{pau} sont liés, de leur côté, par l'équation des travaux virtuels (méthode cinématique) appliquée à la cornière supérieure (figure 3.82.b.) :

$$2 M_{pau} d\theta = V_{pau} g_2 d\theta \quad (3.80.)$$

L'introduction des valeurs calculées de V_{pau} (formule 3.79.a.) et de M_{pau} (formule 3.80.) dans l'expression de $M_{b.Rd}$ (formule 3.78.) permet une estimation de la capacité plastique des cornières.

3.3.2.3.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles

Nous avons pu, à l'occasion d'un séjour à l'Université de Trento (Italie), disposer de résultats d'essais, en laboratoire, de cornières isolées soumises à des efforts de traction (figure 3.83.) [E3].

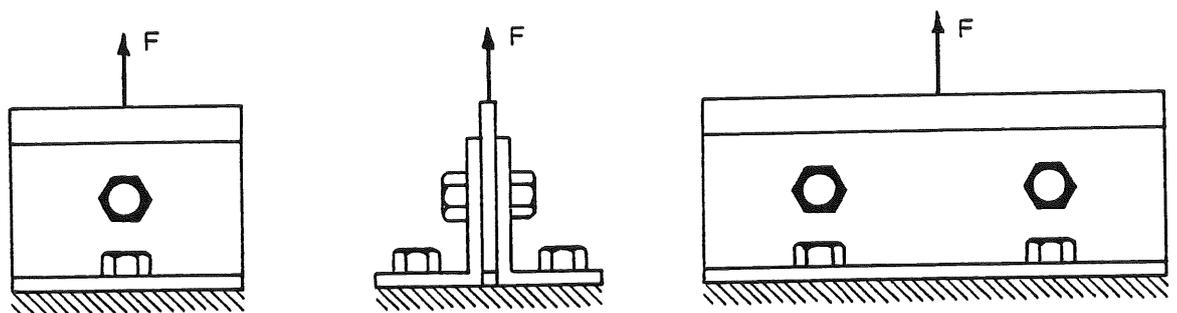
Les résultats de l'application, à ces essais, des deux approches décrites ci-dessus sont regroupés au tableau 3.19.

Essais	Capacité plastique réelle $F_{v,exp}$ (kN)	CHEN		HOTZ	
		$F_{v,th}$	$F_{v,th}/F_{v,exp}$	$F_{v,th}$	$F_{v,th}/F_{v,exp}$
TT1	60,4	84,9	1,40	25,4	0,42
T31	60,5	84,9	1,40	25,4	0,42
T32	60,2	84,9	1,41	25,4	0,42
TT2	116,1	169,7	1,46	50,8	0,44

Tableau 3.19. - Etude comparative des méthodes de calcul de la capacité plastique de cornières soumises à traction.

L'approche suggérée par HOTZ s'avère très sécuritaire pour les exemples traités, alors que celle de CHEN se montre, à l'inverse, particulièrement insécuritaire.

De très nombreux essais de laboratoire sur des assemblages par cornières de semelles ont été réalisés dans le passé. Pour des raisons analogues à celles invoquées pour les assemblages par plat d'about débordant, seul un nombre limité d'entre eux est utilisable en vue d'une comparaison avec des modèles théoriques.



a - Un boulon par cornière b - Deux boulons par cornière

Figure 3.83. - Dispositif expérimental pour les essais de cornières isolées [E3]

Nous disposons donc de :

- 3 assemblages (03, 06, 012) testés à Liège par l'auteur [J3] : les assemblages 03 et 06 relient une poutre IPE200 à une colonne HE160B; ils ne diffèrent que par le degré de préserrage initial (serrage manuel pour 06 et préserrage complet pour 03); l'assemblage 012 liaisonne, à l'aide de cornières identiques (15 mm d'épaisseur) à celles utilisées pour les

deux essais précédents, une poutre IPE 300 à une colonne HE160B; l'écart entre la poutre et la semelle de la colonne est de 15 mm;

- 1 assemblage (JT08) testé à Sheffield par DAVISON, KIRBY et NETHERCOT [D1] : le chargement simultané de deux assemblages identiques (noeud à configuration "en croix") a permis de relever expérimentalement, lors du même essai, deux courbes de comportement d'assemblage; ces derniers reliaient, par l'intermédiaire de cornières relativement peu épaisses (8 mm), des poutres 254 x 102UB22 aux semelles d'une colonne 152 x 152UC23; l'espace entre la poutre et la semelle de la colonne est de 10 mm;
- 7 assemblages (A,B,E,F,G,H et I) testés à Hambourg par HOTZ [H1] : deux essais supplémentaires, C et D, étaient disponibles, mais ils n'ont pas été retenus; la faible déformabilité atteinte lors de l'essai de l'assemblage C empêche de déterminer sa capacité plastique; plusieurs raisons nous font douter de la correspondance, pour l'assemblage D, entre les données géométriques et les courbes de déformabilité que nous avons en notre possession. Les 9 essais de HOTZ se scindent en trois séries bien distinctes :
 - a) les assemblages A,D et G entre une poutre IPE180 et des colonnes HEA120, HEB120 et HEM120 respectivement;
 - b) les assemblages B, E et H entre une poutre IPE240 et des colonnes HEA160, HEB160 et HEM160 respectivement;
 - c) les assemblages C, F et I entre une poutre IPE360 et des colonnes HEA240, HEB240 et HEM240 respectivement.

Les cornières (180x90x10, 200x100x12, 200x100x14) et les boulons (M12, M16 et M24 préserrés de type 10.9) sont communs aux trois essais de chacune des séries. Enfin, et ce facteur revêt toute son importance, aucun espace n'existe entre la poutre et la face extérieure de la semelle de la colonne. L'absence de renseignements relatifs à la valeur exacte de la limite d'élasticité des divers éléments d'assemblage nous obligera, pour chacun de ces essais, à reporter deux valeurs théoriques de la capacité plastique correspondant à $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (valeur nominale) et 300 N/mm^2 . Cette fourchette permet une couverture réaliste des valeurs de ce paramètre inconnu. L'application des méthodes de calcul suggérées par CHEN et HOTZ à ces onze essais expérimentaux (tableau 3.20.) permet de dégager les conclusions suivantes :

- La méthode de CHEN est inapplicable dans bon nombre de cas pour lesquels l'expression 3.77.a. fournit une valeur négative de la distance g_2 entre les rotules plastiques dans la cornière supérieure, ce qui est physiquement impossible. Précisons bien que les essais expérimentaux auxquels la méthode a été appliquée respecte les recommandations en vigueur ainsi que les règles de bonne pratique, en ce qui concerne le diamètre et la

position des trous de boulon dans les ailes des cornières.

En réalité, l'hypothèse formulée quant à la position des rotules plastiques dans la cornière supérieure ne se trouve pas nécessairement confirmée par les observations expérimentales. Celles-ci montrent que le mécanisme plastique dans la cornière supérieure diffère suivant l'existence, ou non, d'un espace libre entre l'extrémité de la poutre et la semelle de la colonne (figure 3.85.).

La ligne de plastification au niveau des boulons tendus est soit linéaire, soit de forme plus complexe selon la rigidité relative des boulons et de la cornière (figure 3.84.).

Quant à la seconde ligne de plastification, elle apparaît toujours à la naissance du congé de raccordement, que ce soit dans l'aile verticale ou horizontale de la cornière.

Essais	Capacité plastique réelle $M_{v,exp}$ (kNm)	CHEN		HOTZ	
		$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$
03	50,9	-	-	26,7	0,52
06	48,5	-	-	26,7	0,55
012	75,6	-	-	59,1	0,78
JT08	14,2	-	-	10,7	0,75
A	13,8	17,7/22,6	1,28/1,64	7,0/9,0	0,51/0,65
B	34,9	40,5/52,6	1,16/1,51	16,5/21,1	0,47/0,60
E	33,4	40,5/52,6	1,21/1,57	16,5/21,1	0,49/0,63
F	107,8	-	-	50,5/64,5	0,47/0,60
G	15,4	17,7/22,6	1,15/1,47	7,0/9,0	0,45/0,58
H	32,5	40,5/52,6	1,25/1,62	16,5/21,1	0,51/0,65
I	105,4	-	-	50,5/64,5	0,48/0,61

Tableau 3.20. - Etude comparative des méthodes de calcul de la capacité plastique des assemblages par cornières de semelles.

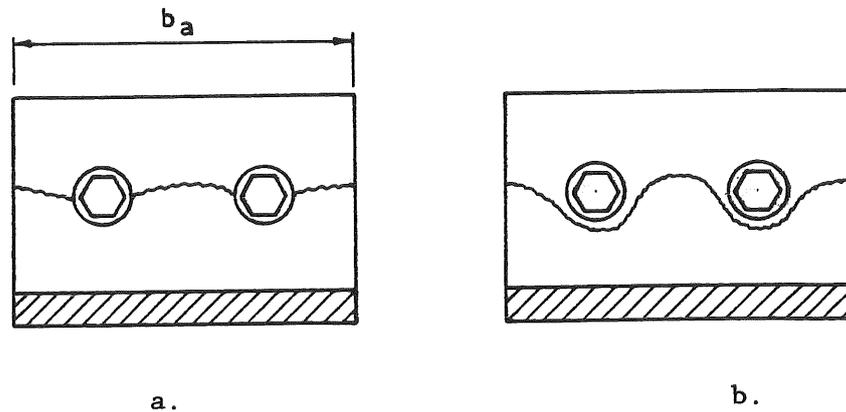
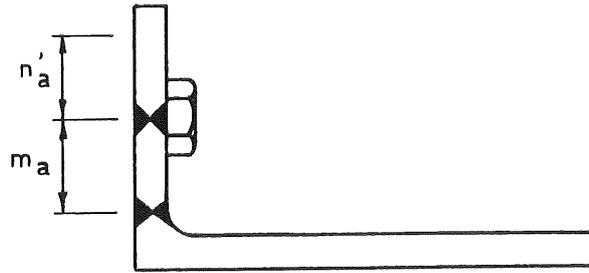
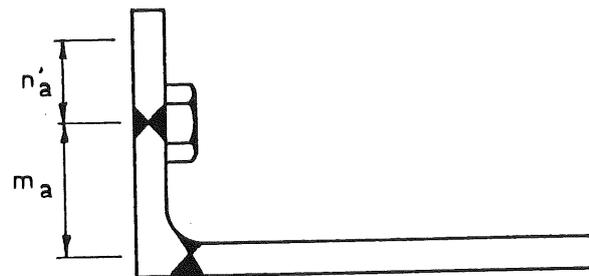


Figure 3.84. - Allure de la ligne de courbure maximale à proximité des boulons tendus.

- Les observations expérimentales montrent également que le développement d'un mécanisme plastique engendre la formation de deux rotules dans la cornière tendue et d'un troisième dans la cornière comprimée. Le mécanisme à deux rotules de HOTZ n'est donc pas cinématiquement admissible; de plus, il ne respecte pas, dans tous les cas, la position réelle des rotules dans la cornière supérieure. Par ailleurs, la longueur des lignes de plastification relevées expérimentalement s'identifie, lorsque celles-ci sont rectilignes (figure 3.84.a.), à la longueur de la cornière, b_a ; elle n'est donc pas limitée, comme c'est le cas dans la méthode de HOTZ, à la largeur des semelles de la poutre et de la colonne.
Pour des cornières longues, on pourrait imaginer l'apparition de mécanismes similaires à ceux représentés à la figure 3.71. Ce cas tout à fait académique n'est pas considéré dans la méthode de calcul.
- Les conclusions relatives au degré de précision des deux méthodes sont similaires à celles tirées de la comparaison des résultats repris au tableau 3.19. pour les cornières isolées : la méthode de CHEN se montre particulièrement insécuritaire et celle de HOTZ, beaucoup trop sécuritaire.



a - Sans espace libre



b - Avec espace libre

Figure 3.85. Position des rotules dans la cornière supérieure.

3.3.2.4. Conclusion de l'étude comparative

L'étude comparative des méthodes de prédiction de la capacité plastique des assemblages par plat d'about et par cornières de semelles nous a permis de mettre en évidence les atouts majeurs de l'approche contenue dans l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode 3 [E1] :

- i) l'analogie avec des tronçons T équivalents permet d'idéaliser le comportement de l'assemblage et d'ainsi lui conférer un sens plus physique; de plus , l'étude de la ruine des tronçons T conduit à des formulations mathématiques simples aisément utilisables dans la pratique;
- ii) l'approche décrite dans l'Eurocode s'adapte aussi bien à l'évaluation de la capacité plastique des semelles de colonne qu'à celle des plats d'about et des cornières de semelles;
- iii) la méthode se montre sécuritaire, quel que soit son champ d'application (cornières, plats d'about, ...).

Par contre, les tableaux 3.18., 3.19. et 3.20. ainsi que la figure 3.77., révèlent le caractère sur-sécuritaire de la méthode lorsque la ruine de l'élément d'assemblage considéré est de type "plastique", c'est-à-dire résulte de la formation d'un mécanisme plastique cinématiquement admissible. Tous les assemblages par cornières de semelles, par exemple, appartiennent à cette catégorie.

Conscient de l'intérêt pratique de l'approche "Eurocode", mais également de ses limitations, nous nous sommes attelé à déceler les raisons de ce caractère sur-sécuritaire et à modifier le modèle de calcul en conséquence.

3.3.2.5. Proposition de nouvelles méthodes d'évaluation de la capacité plastique des assemblages

Il est un facteur dont aucune des méthodes d'évaluation de la capacité plastique des assemblages ne tient compte explicitement : le rôle réel des boulons.

En effet :

- les têtes de boulons et les écrous ont une dimension finie non nulle; les efforts qu'ils transmettent aux plats assemblés, via les rondelles dans certains cas, ne sont pas appliqués ponctuellement, mais de manière répartie;
- le niveau de préserrage initial des boulons influe sur la distribution des efforts internes dans les plats et, par conséquent, sur leur charge de ruine.

La reconnaissance de ce fait nous a conduit, dans un premier temps, à remettre en question l'étude, par ZOETEMEIJER [Z3], du comportement des tronçons T (voir 3.3.2.2.1.a.).

3.3.2.5.1. Etude du tronçon T

Considérons à nouveau le tronçon T de la figure 3.65., relié par quatre boulons à une fondation supposée infiniment rigide. ZOETEMEIJER distingue trois modes de ruine principaux :

- la rupture des boulons tendus (formule 3.47.);
- la ruine dite "mixte" (formule 3.50.), qui nécessite la formation de deux lignes de plastification dans la semelle du tronçon T préalablement à la ruine des boulons;
- la ruine "plastique" consécutive à la formation d'un mécanisme plastique dans la semelle du tronçon (formule 3.52.).

Penchons-nous plus particulièrement sur ce troisième mode de ruine.

a. Effet des têtes de boulons

L'évaluation de la charge de ruine plastique repose sur l'application d'un des théorèmes fondamentaux de la plasticité : le théorème cinématique. Ce dernier requiert :

- le choix d'un mécanisme plastique cinématiquement admissible résultant de la formation d'un nombre suffisant de lignes de plastification;
- l'écriture de l'équation des travaux virtuels exprimant l'égalité des travaux absorbés par les forces intérieures et extérieures, lors d'une déformation virtuelle infiniment petite du mécanisme.

ZOETEMEIJER considère quatre lignes de plastification rectilignes, de longueur b_m , au niveau des rangées de boulons et de la naissance des congés de raccordement (figure 3.86.a.) ainsi que l'application ponctuelle des charges transmises aux plats par les boulons (figure 3.87.a.). Lors de son évaluation de la capacité plastique des cornières tendues, CHEN confère, à l'inverse, une rigidité flexionnelle infinie aux boulons. Cette hypothèse conduit à appliquer les efforts de boulons à l'extrémité des rondelles ou des têtes de boulons (figure 3.87.c.) et à déporter les lignes de plastification en conséquence (figure 3.86.c.).

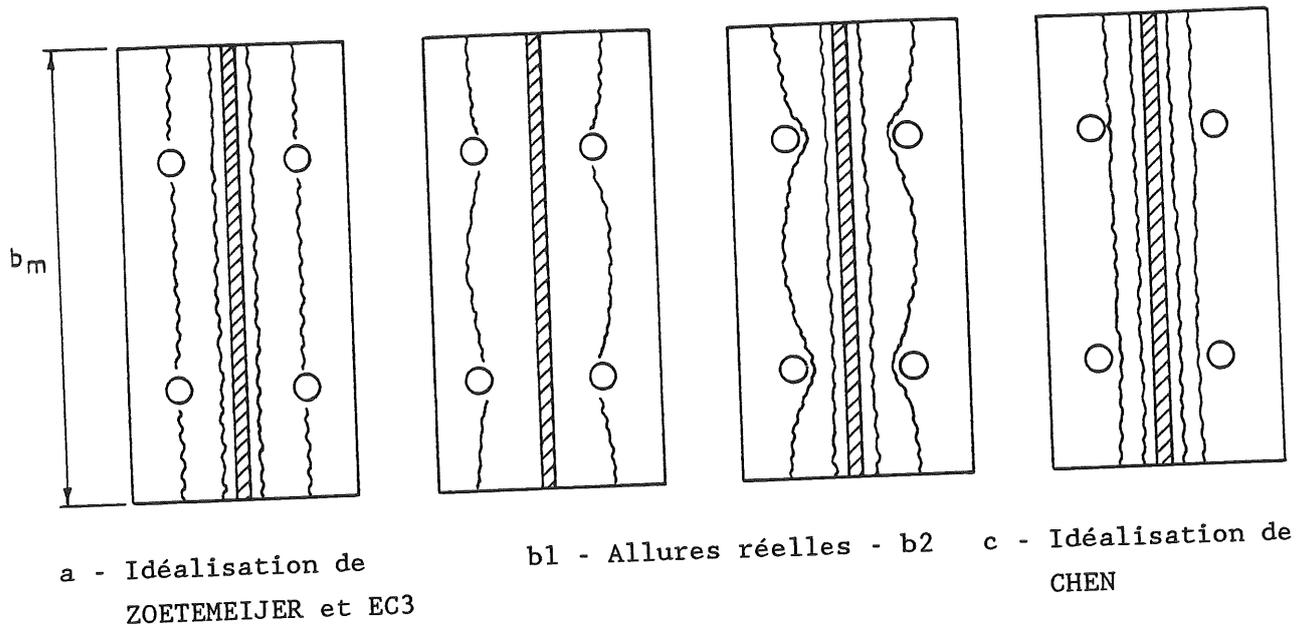


Figure 3.86. - Lignes de courbure maximale dans un tronçon T lors de l'atteinte de la capacité plastique.

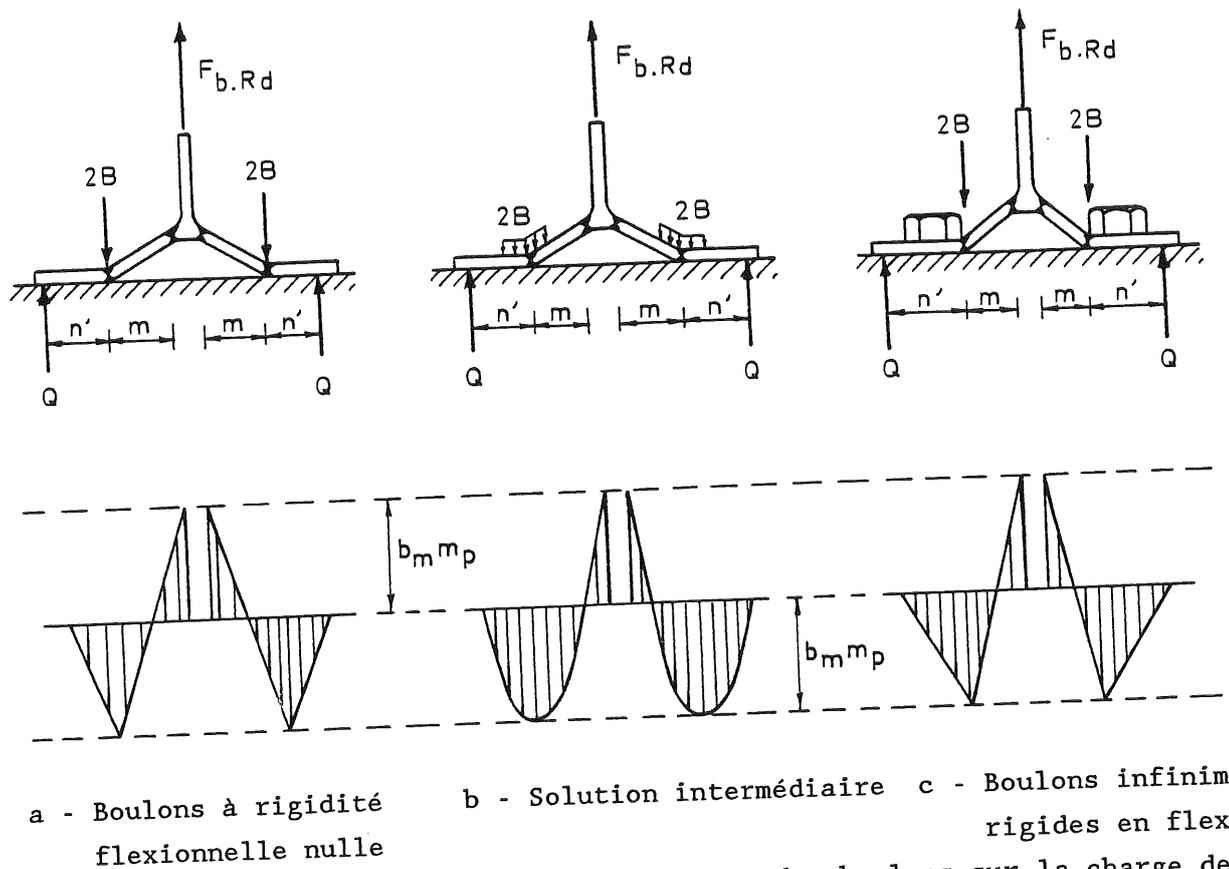


Figure 3.87. - Prise en compte de l'influence des boulons sur la charge de ruine plastique d'un tronçon T.

Aucune de ces deux approches ne nous paraît en mesure de simuler correctement le comportement du tronçon T à la ruine, ce que confirme, par ailleurs, les comparaisons avec les résultats expérimentaux (3.3.2.2., 3.3.2.3. et 3.3.2.4.). En effet, les observations expérimentales montrent que les lignes de plastification réelles ont, dans les assemblages courants, une allure presque identique à celle supposée par ZOETEMEIJER (figure 3.86.b1.).

Lorsque les boulons sont surdimensionnés par rapport aux plats assemblés, il est habituel de voir se développer des mécanismes locaux aux alentours des boulons (figure 3.86.b2.) mais, en aucun cas, des lignes de plastification linéaires déportées à l'extrémité des rondelles ou des têtes de boulon (figure 3.86.c.). La réduction artificielle de la distance entre les lignes de rupture dans le schéma de plastification imaginé par CHEN (figure 3.87.c.) conduit d'ailleurs à une augmentation importante de la charge de ruine associée et à une surestimation de la résistance plastique réelle de l'assemblage.

En réalité, la dimension finie des têtes de boulons a pour effet de modifier le schéma des lignes de rupture idéalisé par ZOETEMEIJER (figure 3.86.) et d'ainsi augmenter le travail des efforts intérieurs associé à la déformation virtuelle du mécanisme plastique. La prise en compte, dans la théorie du tronçon T, de la dimension transversale b_m du tronçon comme longueur des lignes de plastification (c'est-à-dire sans réduction due aux trous de boulons) compense partiellement ce phénomène.

Nous conserverons donc, dans la suite, l'hypothèse de ZOETEMEIJER relative au schéma des lignes de plastification.

L'application ponctuelle des efforts de boulons au tronçon T nous semble, par contre, beaucoup plus discutable.

En effet, la répartition de ces efforts, sous la rondelle ou la tête des boulons, engendre un travail extérieur négatif (figure 3.87.b.) lors de la déformation virtuelle du mécanisme plastique et augmente, par conséquent, la valeur de la résistance plastique du tronçon.

Nous avons opté pour une distribution uniforme des efforts entre les boulons et les plats assemblés.

Le diagramme de moment de flexion correspondant, dans la semelle du tronçon T (figure 3.87.b.), permet de localiser la position précise des lignes de plastification, à la naissance du congé de raccordement entre la semelle et l'âme du tronçon ainsi qu'aux abords de l'axe des boulons.

Par souci de simplicité, nous avons choisi de faire une très légère entorse aux théorèmes généraux de l'analyse limite en positionnant, de manière tout à fait arbitraire, deux des quatre lignes de rupture au niveau du centre de

gravité des fûts de boulons. Il ne nous paraissait nullement nécessaire de compliquer davantage l'approche de calcul, au vu de l'influence particulièrement réduite de ce facteur. Le choix d'une distribution uniforme des efforts de boulons constitue une solution intermédiaire entre celle de ZOETEMEIJER (sur-sécuritaire) et CHEN (insécuritaire).

Pour la majorité des assemblages, correctement dimensionnés, l'hypothèse de lignes de plastification linéaires au niveau des centres des boulons se justifie pleinement (voir figure 3.86.b1); la prise en compte du travail extérieur négatif effectué par les efforts de boulons permet d'augmenter la capacité plastique par rapport à celle calculée par ZOETEMEIJER ou l'Eurocode 3.

Nous disposons, par contre, de résultats d'essais sur des éléments d'assemblages d'épaisseur réduite liaisonnés à des fondations rigides par des boulons préserrés de très fort diamètre; dans ce cas, la formation de mécanismes locaux aux alentours des boulons modifie l'allure des lignes de plastification (figure 3.86.b2.).

L'approche proposée sous-estime la longueur réelle des lignes de plastification et, par conséquent, le travail des efforts intérieurs lors de la déformation virtuelle de mécanisme plastique, mais sur-estime le travail des forces extérieures (les lignes de plastification "contournent" les boulons). En réalité, la comparaison pour ces assemblages particuliers (voir 3.3.2.5.4.), avec les valeurs expérimentales de la capacité plastique, démontre le caractère essentiellement sécuritaire, mais absolument pas sur-sécuritaire, de l'approche développée.

Etant donné la rareté de tels assemblages - ils résultent d'un "mauvais" dimensionnement - et la précision néanmoins bonne de la méthode lorsqu'elle leur est appliquée, nous ne jugeons pas utile d'aborder le problème de manière plus complexe.

Le mécanisme plastique dans la semelle du tronçon T ainsi que les différents efforts qui lui sont appliqués sont représentés à la figure 3.88. Rien ne nous empêche, en pratique, de substituer deux charges concentrées B aux efforts réels uniformément répartis; ces charges sont positionnées à une distance e de l'axe des boulons définie comme suit :

$$e = \frac{D}{4} \quad (3.81.)$$

D représente le diamètre extérieur de la rondelle, soit celui de la tête du boulon ou de l'écrou en l'absence de rondelles.

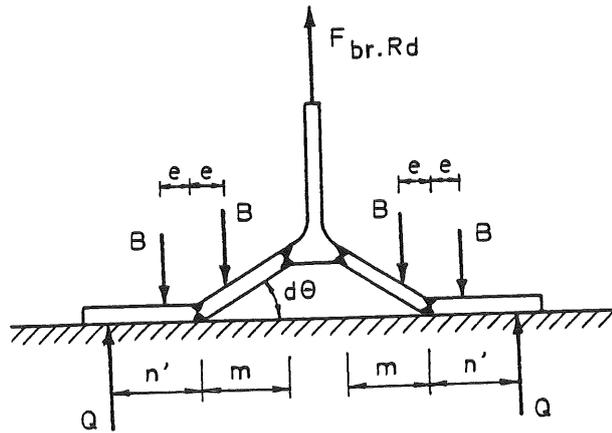


Figure 3.88. - Mécanisme plastique et répartition des efforts de boulons.

L'application du théorème des travaux virtuels au tronçon T de la figure 3.88. donne :

$$(F_{br.Rd} \cdot m - 2Be) d\theta = 4 b_m \cdot m_p \cdot d\theta \quad (3.82.a.)$$

Les équations d'équilibre des efforts verticaux agissant sur le tronçon et des moments de flexion, au niveau des rangées de boulons, fournissent deux relations supplémentaires :

$$F_{br.Rd} + 2Q = 4B \quad (3.82.b.)$$

$$Q \cdot n - Be = b_m \cdot m_p \quad (3.82.c.)$$

L'ensemble des notations ont été définies précédemment (3.3.2.2.1.a.). La charge de ruine plastique des tronçons se déduit aisément des trois équations (3.82.) [Z2] :

$$F_{b.Rd} = \frac{8 n' - 2 e}{2 mn' - e(m+n')} b_m \cdot m_p \quad (3.83.)$$

On retrouve bien la charge de ruine donnée par ZOETEMEIJER, si l'on pose $e = 0$ dans cette expression.

b. Effet du préserrage initial des boulons

La figure 3.89.b. montre l'évolution théorique de l'effort B dans la rangée de boulons de la figure 3.89.a., sous l'action d'un effort extérieur N_b de traction agissant perpendiculairement aux plats assemblés. L'absence de préserrage engendre la proportionnalité des efforts N_b et $2B$ jusqu'à la

ruine de boulons. Par contre, le préserrage initial, $2S$, se traduit par une faible augmentation de l'effort dans les boulons, tant que le décollement des plats, au niveau de la rangée de boulons, n'a pas eu lieu (pour une charge extérieure N_{bD}).

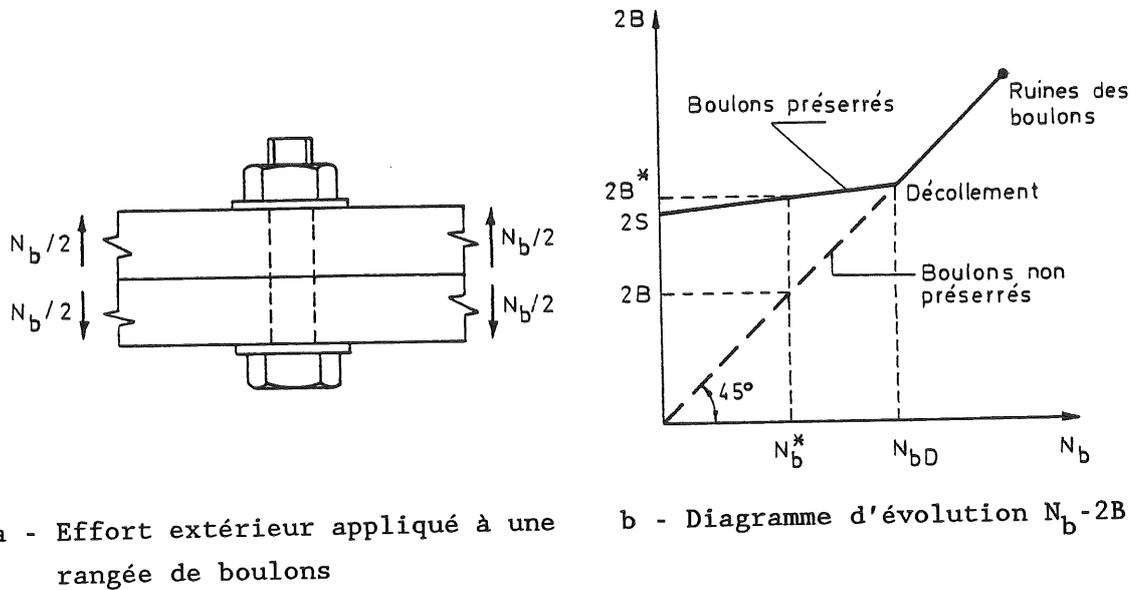


Figure 3.89. - Evolution de l'effort dans une rangée de boulons tendus.

Jusqu'à présent, nous avons fait l'hypothèse implicite que les boulons n'étaient pas préserrés. En réalité, si, au moment de la ruine plastique du tronçon T, l'effort extérieur appliqué aux boulons, N_b^* , est inférieur à l'effort de décollement, N_{bD} , cette hypothèse conduit à sous-estimer l'effort réel dans les boulons et, par voie de conséquence, à réduire l'importance du travail extérieur effectué par les boulons lors de la déformation virtuelle du mécanisme plastique. La charge de ruine plastique du tronçon T dépend donc, dans certains cas, du degré de préserrage initial des boulons.

Pour en tenir compte, considérons le schéma statique de la figure 3.90. où $2C$ représente l'effort de compression subsistant, à la ruine, entre les plats assemblés.

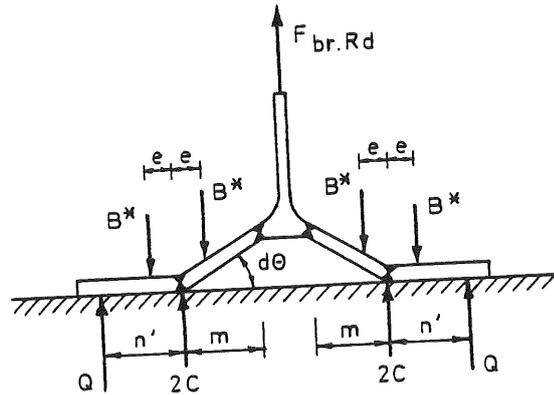


Figure 3.90. - Schéma statique du tronçon (ruine plastique).

La charge de ruine se détermine également sur base de :

- l'équation des travaux virtuels :

$$F_{br.Rd} m - 2 B^* \cdot e = 4 b_m \cdot m_p \quad (3.84.a.)$$

- l'équation d'équilibre vertical des efforts appliqués à la semelle du tronçon :

$$F_{br.Rd} + 2 Q = 4 (B^* - C) \quad (3.84.b.)$$

- l'équation d'équilibre des moments de flexion, au niveau des rangées de boulons :

$$Q n - B^* \cdot e = b_m m_p \quad (3.84.c.)$$

Le nombre d'inconnues s'élève à quatre ($F_{br.Rd}$, Q , B^* , C); il est donc nécessaire de disposer d'une équation supplémentaire.

Nous l'obtenons en exprimant l'évolution linéaire de l'effort de compression $2 C$ entre les plats assemblés, en fonction de l'effort extérieur N_b^* (figures 3.89.b. et 3.91.) appliqué aux boulons :

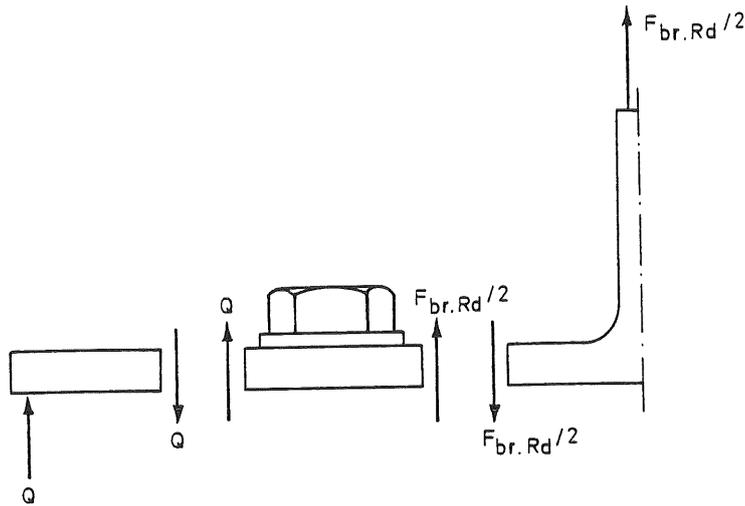


Figure 3.91. - Effort extérieur appliqué à une rangée de boulons à la ruine.

$$N_b^* = \frac{F_{br.Rd}}{2} + Q \quad (3.86.)$$

En début du chargement, l'effort N_b^* est nul et la compression entre les plats est maximale :

$$\frac{F_{br.Rd}}{2} + Q = 0 \quad (3.87.a.)$$

$$2C = 2S \quad (3.87.b.)$$

Par contre, au moment du décollement des plats :

$$\frac{F_{br.Rd}}{2} + Q = N_{bD} \quad (3.88.a.)$$

$$2C = 0 \quad (3.88.b.)$$

L'effort de décollement est évalué par :

$$N_{bD} = \frac{\xi + 1}{\xi} 2S = 2KS \quad (3.89.a.)$$

$$\text{où } \xi = \frac{A_t}{A_b} \quad (3.89.b.)$$

c'est-à-dire, le rapport entre l'aire effective, A_t , de la zone comprimée des plats et celle du fût du boulon, A_b . KATO et Mc GUIRE [K3] situent la valeur de ce rapport entre 3 et 8; AGERSKOV [A8] la limite à 5. Nous nous référerons, pour notre part, à cette dernière valeur.

Entre ces deux extrêmes, l'effort de compression entre les plats varie linéairement en fonction de l'effort extérieur (figure 3.92.).

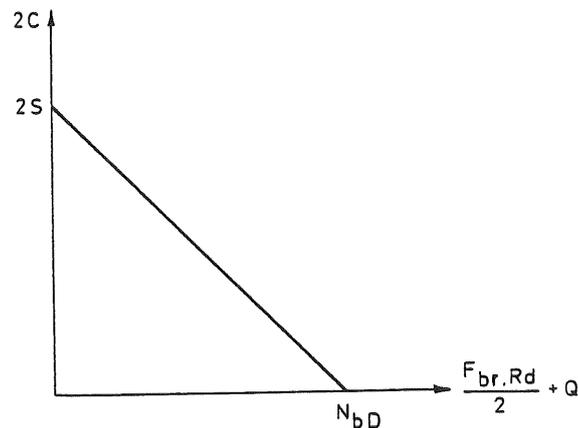


Figure 3.92. - Evolution de l'effort dans une rangée de boulons.

Exprimons l'équation de cette droite :

$$2C = 2S - (F_{br.Rd}/2 + Q)/K \quad (3.90.)$$

Cette relation constitue, avec (3.94.a, b et c), un système de 4 équations aux quatre inconnues ($F_{br.Rd}$, Q , B^* et C), duquel nous extrayons la valeur de $F_{br.Rd}$ [Z2] :

$$F_{br.Rd} = \frac{[8 K n' - 2 (K-1)e]b_m \cdot m_p + 4n'KeS}{2 K m n' - e (K-1)(m+n')} \quad (3.91.)$$

En résumé, nous disposons donc de deux expressions pour évaluer la charge de ruine plastique du tronçon T :

- (3.83.) s'applique aux tronçons dont les boulons ne sont pas initialement préserrés;
- (3.91.) s'applique aux tronçons dont les boulons sont initialement préserrés, tant que l'effort de décollement des plats n'est pas atteint; au-delà, on recourt à l'expression (3.83.).

Leur utilisation se résume :

- 1) à évaluer $F_{br.Rd}$, dans l'hypothèse de boulons non préserrés (formule 3.83.);
- 2) à déterminer l'effort correspondant dans chacune des rangées de boulons :

$$2 B = \frac{F_{br.Rd} n' + 2 b_m m_p}{2 n' - e} \quad (3.92.)$$

et de le comparer à l'effort de décollement des plats, N_{bD} (formule 3.89.a.);

- 3) à conserver la valeur de $F_{br.Rd}$ calculée en 1) si $2 B \geq N_{bD}$;
- 4) à réévaluer $F_{br.Rd}$ par l'intermédiaire de l'expression (3.91.) si $2B < N_{bD}$.

Nous venons de mettre en évidence l'effet des boulons sur la charge de ruine "plastique" du tronçon T. Cependant, cette dernière ne constitue, comme nous le savons maintenant, qu'un des trois modes de ruine possibles du tronçon. L'écriture des équations d'équilibre du tronçon relatives à la ruine "mixte" et à la ruine par rupture des boulons suffit à montrer l'indépendance des charges de ruine correspondantes vis-à-vis de ce facteur "boulons" (figure 3.93.) :

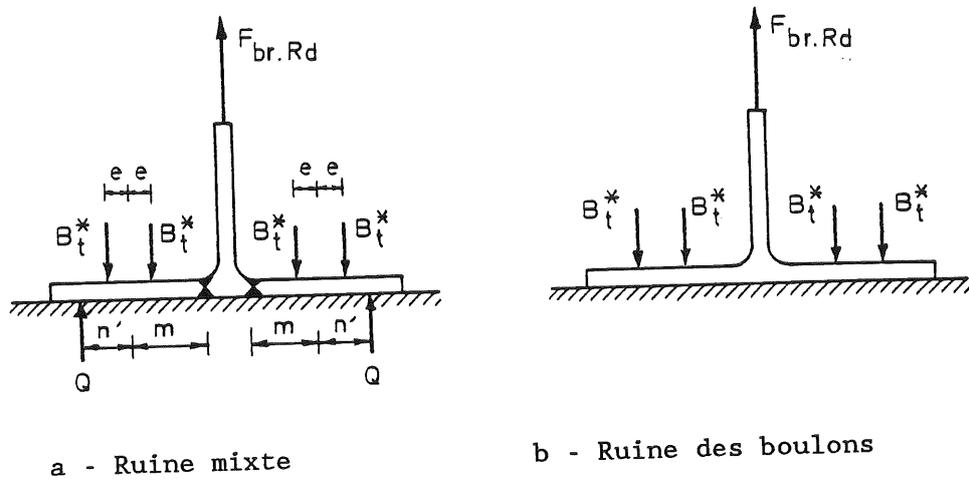


Figure 3.93. - Schémas statiques du tronçon T.

Ruine mixte

$$F_{br.Rd} = 4 B_t^* - 2 Q \quad (3.93.a.)$$

$$2 B_t^* \cdot m - Q (m+n') = b_m \cdot m_p \quad (3.93.b.)$$

$$F_{br.Rd} = \frac{2 b_m m_p + 4 B_t^* n'}{m + n'} \quad (3.93.c.)$$

Ruine des boulons

$$F_{br.Rd} = 4 B_t^*$$

(3.94.)

Les expressions (3.93.c.) et (3.94.) sont évidemment similaires à celles proposées par ZOETEMEIJER (voir 3.3.2.2.1.).

En conclusion, la prise en compte de l'effet des boulons augmente la résistance "plastique" du tronçon sans modifier les deux autres charges de ruine.

Cette nouvelle approche de l'étude du tronçon T est donc susceptible, a priori, de fournir des estimations plus précises de la résistance des assemblages que celles obtenues par les règles contenues dans l'Eurocode qui, comme l'ont clairement montré les études comparatives (3.3.2.4.), sont particulièrement sécuritaires lorsque la ruine est de type "plastique".

3.3.2.5.2. Application aux assemblages par plat d'about débordant

La détermination de la capacité plastique des assemblages par plat d'about débordant s'effectue d'une manière tout à fait analogue à celle que nous avons décrite en 3.3.2.2.1. (approche Eurocode).

Seules les formules d'évaluation de la charge de ruine "plastique"

pour :

- la partie débordante du plat;
 - la partie du plat située sous la semelle tendue de la poutre;
 - la semelle tendue de la colonne;
- doivent être modifiées afin de tenir compte du préserrage et de la dimension finie des têtes de boulons.

Pour chacune de ces parties d'assemblage, nous donnons ci-dessous :

- l'expression de la charge de ruine "plastique" dans l'hypothèse où les boulons ne sont pas préserrés;
- l'expression de l'effort dans la rangée de boulons ou dans les boulons correspondants;
- l'expression de la charge de ruine "plastique" dans l'hypothèse où les boulons sont préserrés initialement et où la décompression des plats n'est pas totale lors de l'atteinte de la charge de ruine.

Pour les notations ainsi que pour les longueurs effectives de plastification, b_m , à considérer, le lecteur se référera aux différents paragraphes de 3.3.2.2.1.

a. Zone débordante du plat d'about

Boulons non préserrés

$$\cdot F_{teu} = \frac{(4 n'_e - e) m_{pe} b_m}{2 m_e n'_e - e (m_e + n'_e)} \quad (3.95.a.)$$

$$\cdot 2B = \frac{2 (F_{teu} n'_e + m_{pe} b_m)}{2 n'_e - e} \leq N_{bD} \quad (3.95.b.)$$

Boulons préserrés (pas de décollement à la ruine)

$$\cdot F_{teu} = \frac{[4 K n'_e - (K - 1)e] b_m \cdot m_{pe} + 2 n'_e K e S}{2 K n'_e m_e - e (K - 1) (m_e + n'_e)} \quad (3.95.c.)$$

$$\cdot 2 B^* = \frac{2 [(K-1)(n'_e F_{teu} + b_m \cdot m_{pe}) + 2 n'_e K S]}{2 K n'_e - e (K - 1)} \quad (3.95.d.)$$

b. Zone du plat d'about située sous la semelle tendue de la poutre

Boulons non préserrés

$$\cdot F_{tel} = \frac{(8 n'_1 - 2e) m_{pe} b_m}{2 m_1 n'_1 - e (m_1 + n'_1)} \quad (3.96.a.)$$

$$\cdot B = \frac{F_{tel} n'_1 + 2 m_{pe} b_m}{2 n'_1 - e} \leq N_{bD}/2 \quad (3.96.b.)$$

Boulons préserrés (pas de décollement à la ruine)

$$\cdot F_{tel} = \frac{[8 K n'_1 - 2(K - 1)e] b_m \cdot m_{pe} + 2 n'_1 K e S}{2 K n'_1 m_1 - e (K - 1) (m_1 + n'_1)} \quad (3.96.c.)$$

$$\cdot B^* = \frac{(K-1)(n'_1 F_{tel} + 2 b_m \cdot m_{pe}) + 2 n'_1 K S}{2 K n'_1 - e (K - 1)} \quad (3.96.d.)$$

c. Semelle de la colonne

Boulons non préserrés

$$\cdot F_{tf} = \frac{(8 n'_c - 2e) m_{pc} b_m R}{2 m_c n'_c - e (m_c + n'_c)} \quad (3.97.a)$$

$$2B = \frac{F_{tf} n'_c + 2m_{pc} b_m R}{2 n'_c - e} \leq N_{dD} \quad (3.97.b.)$$

Boulons préserrés (pas de décollement à la ruine)

$$F_{tf} = \frac{(8 K n'_c - 2(K - 1)e) m_{pe} b_m R + 4 n'_c K e S}{2 K n'_c m_c - e (m_c + n'_c)(K - 1)} \quad (3.97.c.)$$

$$2B^* = \frac{(K-1)(n'_c F_{tf} + 2b_m \cdot m_{pc} R) + 4 n'_c K S}{2 K n'_c - e (K - 1)} \quad (3.97.d.)$$

3.3.2.5.3. Application aux assemblages par cornières de semelles

La méthode de prédiction de la capacité plastique de l'ensemble cornières-semelle de colonne, que nous allons exposer, ne consiste pas uniquement à modifier l'approche décrite par HOTZ (3.3.2.3.1.) afin de prendre en compte l'effet du préserrage et de la dimension des têtes de boulons. En effet, les observations expérimentales nous ont appris (3.3.2.3.3.) :

- que la longueur des lignes de plastification s'identifient à la largeur de la cornière et ne sont nullement limitées, comme HOTZ le stipule, à la largeur de la poutre ou de la colonne;
- que le développement d'un mécanisme plastique dans les cornières implique la formation de deux rotules dans la cornière tendue et une dans la cornière comprimée; HOTZ n'envisage que le mécanisme "local" qui naît dans la cornière tendue;
- que la position de la rotule plastique proche de l'aile horizontale de la cornière tendue dépend de la valeur de l'espace libre entre la poutre et la face extérieure de la semelle de la colonne (figure 3.85.); ce facteur très important n'est considéré ni par HOTZ, ni par CHEN (3.3.2.3.2.). Si l'on se penche sur les résultats expérimentaux dont on dispose (tableaux 3.19. et 3.20. en 3.3.2.3.3.), on constate que :
 - . la rotule plastique se forme dans l'aile verticale (figure 3.85.a.) pour les essais de HOTZ, pour lesquels l'espace poutre-colonne est nul;
 - . la rotule plastique se forme dans l'aile horizontale (figure 3.85.b.) pour les essais réalisés à Liège (03, 06 et 012 - cornières de 15 mm d'épaisseur - espace de 15 mm), à Sheffield (JT08 - cornières de 8 mm d'épaisseur - espace de 10 mm) et à Trento (TT1, T31, T32 et TT2 - cornières de 6,35 mm d'épaisseur - espace de 25,5 mm).

Nous nous sommes livré à une petite étude [Z2] afin d'estimer la valeur limite de l'espace libre pour lequel deux rotules se forment simultanément, à la naissance du congé de raccordement, dans l'aile horizontale et verticale de la cornière tendue. Cette étude se fonde sur la simulation numérique du comportement des assemblages par cornières de semelles, dans leur domaine élastique linéaire de comportement. Le modèle numérique sera détaillé dans le sous-chapitre relatif au calcul des rigidités initiales (voir 3.3.3.4.3.). Ces simulations, à l'aide du programme de calcul linéaire aux éléments finis, SAPLI5, permettent de déterminer la valeur des efforts intérieurs (moment de flexion M_a , effort normal N_a et effort tranchant T_A) élastiques linéaires dans les trois sections de la cornière tendue où des rotules plastiques sont susceptibles de se développer (sections A, B et C à la figure 3.94.).

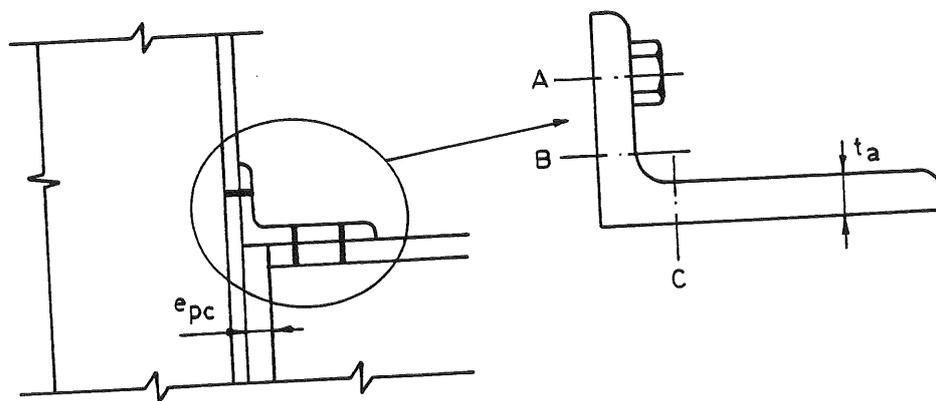


Figure 3.94 - Lieux d'apparition des rotules plastiques dans la cornière tendue.

L'introduction de ces efforts intérieurs dans un critère d'interaction plastique (formule 3.109.) [M3] fournit, pour chaque section, un multiplicateur de charges; la première rotule se forme dans la section à laquelle est associé le multiplicateur le plus faible.

De telles simulations ont été réalisées pour les trois essais 06, 012 et JT08; pour chacun d'entre eux, nous avons choisi 5 valeurs différentes de l'espace poutre-colonne caractérisées par (figure 3.94.) :

$$\frac{e_{pc}}{t_a} = 0 / 0,25 / 0,5 / 0,75 / 1,0$$

Le diagramme schématique de la figure 3.95. résulte du report, pour les sections B et C, des valeurs du multiplicateur λ en fonction de e_{pc}/t_a .

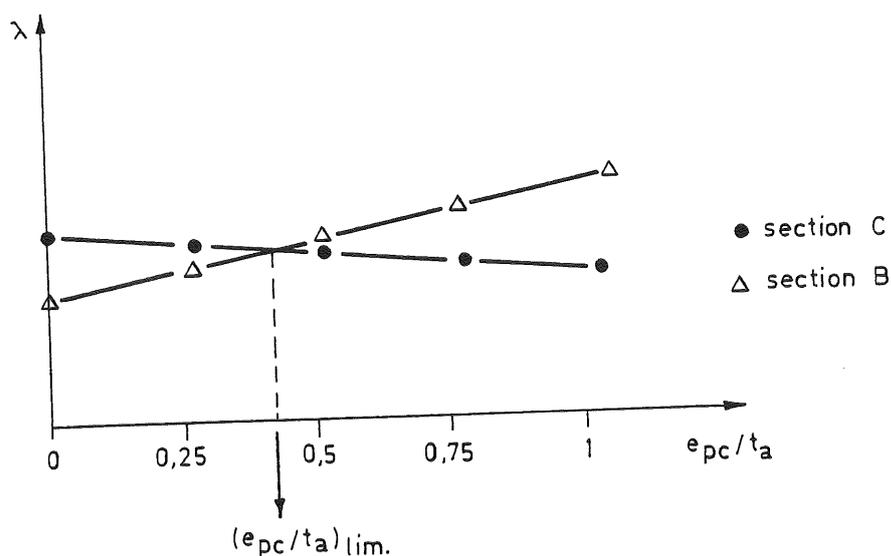


Figure 3.95. - Position des rotules plastiques en fonction de l'espace poutre-colonne.

La rotule plastique ne se développe en B que pour de faibles valeurs de l'espace poutre-colonne :

- essai 06 : $(e_{pc}/t_a)_{lim} = 0,39$; $e_{pc.lim} = 5,9$ mm;
- essai 012 : $(e_{pc}/t_a)_{lim} = 0,38$; $e_{pc.lim} = 5,7$ mm;
- essai JT08 : $(e_{pc}/t_a)_{lim} = 0,25$; $e_{pc.lim} = 2$ mm.

Pour des valeurs supérieures, la rotule se forme en C.

Ces résultats nous amèneront à considérer, par la suite, deux situations différentes :

- i) l'espace poutre-colonne est initialement nul; dans ce cas, la rotule se forme en B;
- ii) l'espace poutre-colonne est initialement non nul; la rotule est supposée se développer en C.

En effet, il faut savoir que le choix de la position des rotules dans la cornière tendue influe énormément sur la valeur calculée de la capacité plastique de l'assemblage et que placer une rotule plastique en B, au lieu de C, conduit à surestimer la résistance de ce dernier. Dans ce contexte, il peut s'avérer dangereux de s'appuyer sur de faibles valeurs initiales de l'espace poutre-colonne ($0 < e_{pc} < e_{pc.lim}$) pour justifier le positionnement de la rotule en B, étant donné que les éventuels glissements poutre-cornière ainsi que la déformation des boulons et l'ovalisation des trous, sous l'effet des efforts de cisaillement, peuvent conduire à une augmentation non négligeable de l'espace poutre-colonne en cours de chargement. Pour ces raisons, nous ne positionnerons donc la rotule en B que lorsque l'espace

poutre-colonne est initialement nul.

a. Cornières de semelles

Afin de respecter au mieux la physique du phénomène étudié, la méthode de calcul proposée ci-dessous tient compte de :

- la position réelle des rotules plastiques;
- la dimension des têtes de boulons;
- le préserrage initial des boulons;
- la figure de ruine globale de l'assemblage.

a.1. Ruine des boulons

Ce premier mode de ruine correspond à la rupture des boulons tendus (figure 3.96.).

La résistance de calcul associée s'exprime :

$$M_{br.Rd} = 2 B_t^* \cdot d_r + M_{a,inf} \quad (3.98.)$$

où $M_{a,inf}$ s'identifie au moment de flexion, à la ruine, dans l'aile horizontale de la cornière inférieure; $M_{a,inf}$ étant très faible par rapport à $2 B_t^* d_r$, nous le négligerons donc. En définitive :

$$M_{br.Rd} = 2 B_t^* \cdot d_r \quad (3.99.)$$

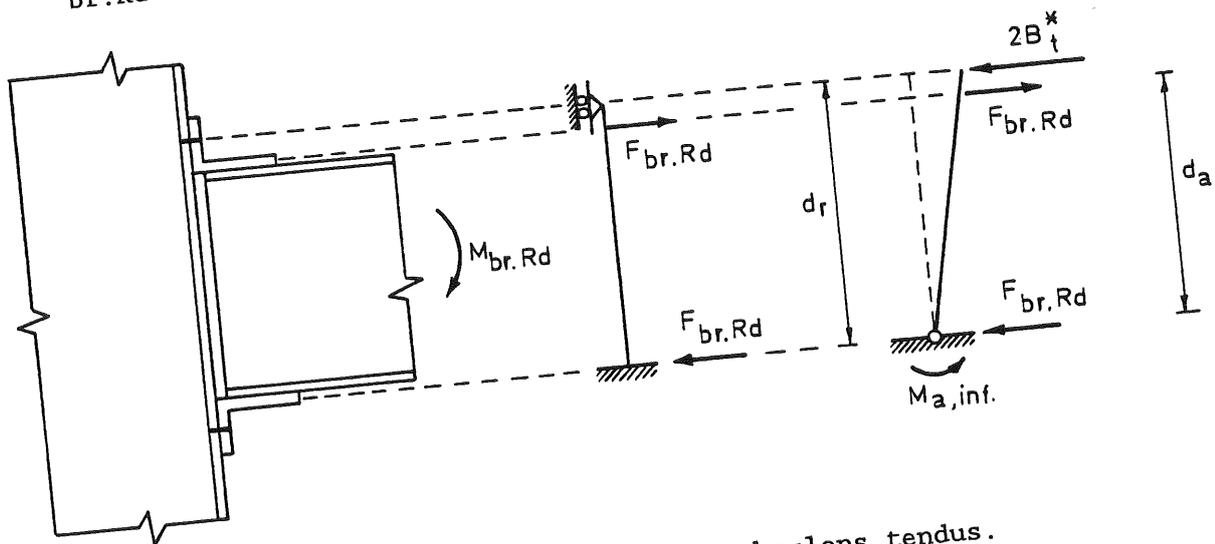
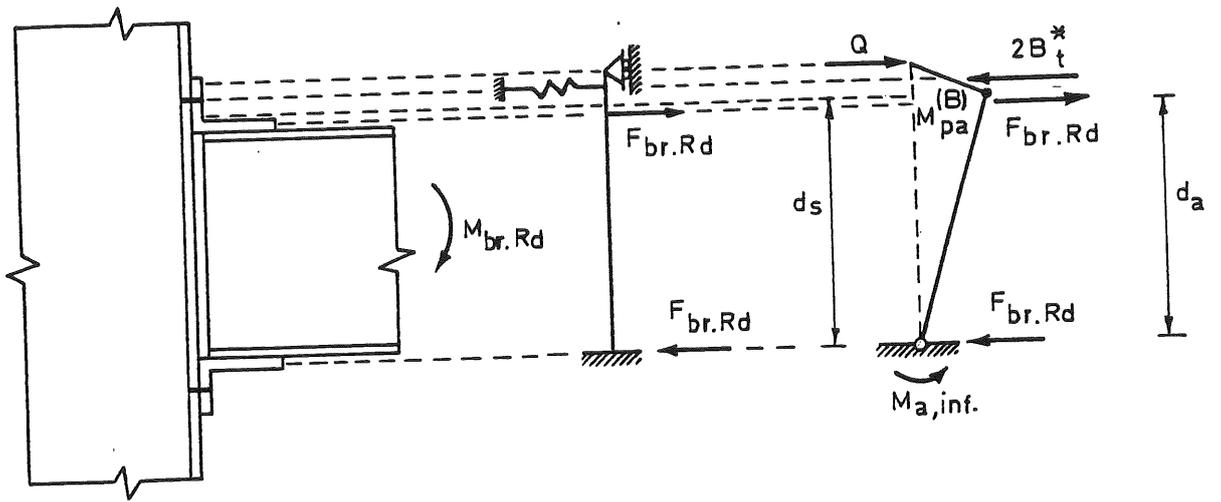


Figure 3.96. - Rupture des boulons tendus.

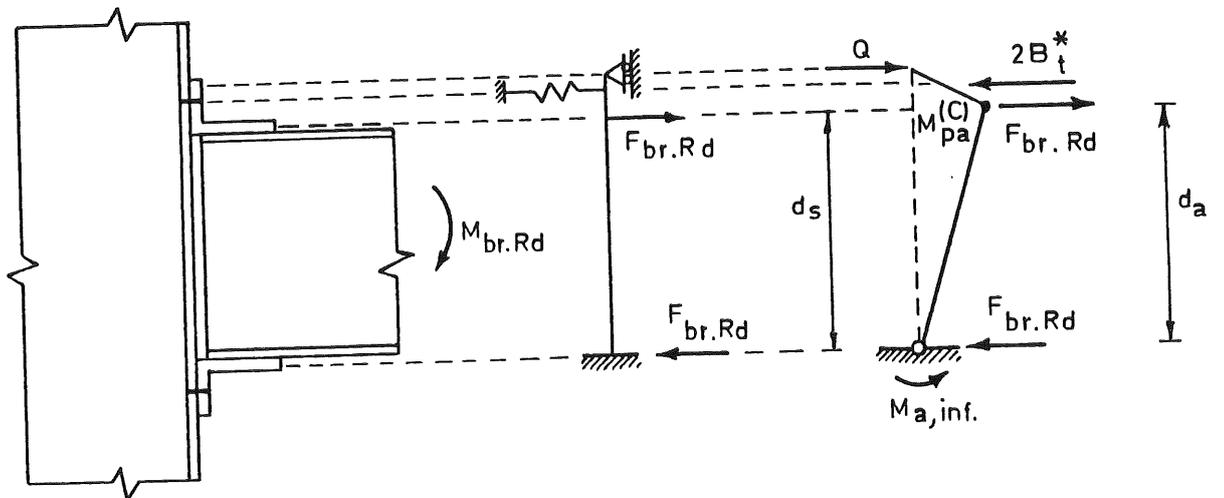
La résistance de calcul d'un boulon tendu, B_t^* , est donnée par la formule (3.48.).

a.2. Ruine mixte

La ruine mixte survient par rupture des boulons tendus, alors qu'une ligne de plastification est déjà apparue dans la cornière tendue. Deux situations sont envisagées (figure 3.97.), selon que l'on a ménagé, ou non, un espace entre la poutre et la colonne.



a - Absence d'espace libre



b - Espace libre

Figure 3.97. - Ruine mixte des cornières.

La charge de ruine associée vaut [Z2] :

$$M_{br.Rd} = M_{pa}^{(B,C)} \left(1 + \frac{d_s}{m_a + n'_a}\right) + M_{a,inf} + 2 B_t^* n'_a \frac{d_s}{m_a + n'_a} \quad (3.100.a.)$$

Sécuritairement, nous la prendrons égale à :

$$M_{br.Rd} = M_{pa}^{(B,C)} \left(1 + \frac{d_s}{m_a + n'_a}\right) + 2 B_t^* n'_a \frac{d_s}{m_a + n'_a} \quad (3.100.b.)$$

$M_{pa}^{(B,C)}$ représente le moment plastique (figure 3.94.) :

. de la section B de la cornière tendue si l'espace poutre-colonne est nul, et dans ce cas (figure 3.97.a.) :

$$M_{pa}^{(B,C)} = M_{pa}^{(B)} \quad (3.101.a.)$$

. de la section C de la cornière tendue si l'espace poutre-colonne est nul, et dans ce cas (figure 3.97.b.) :

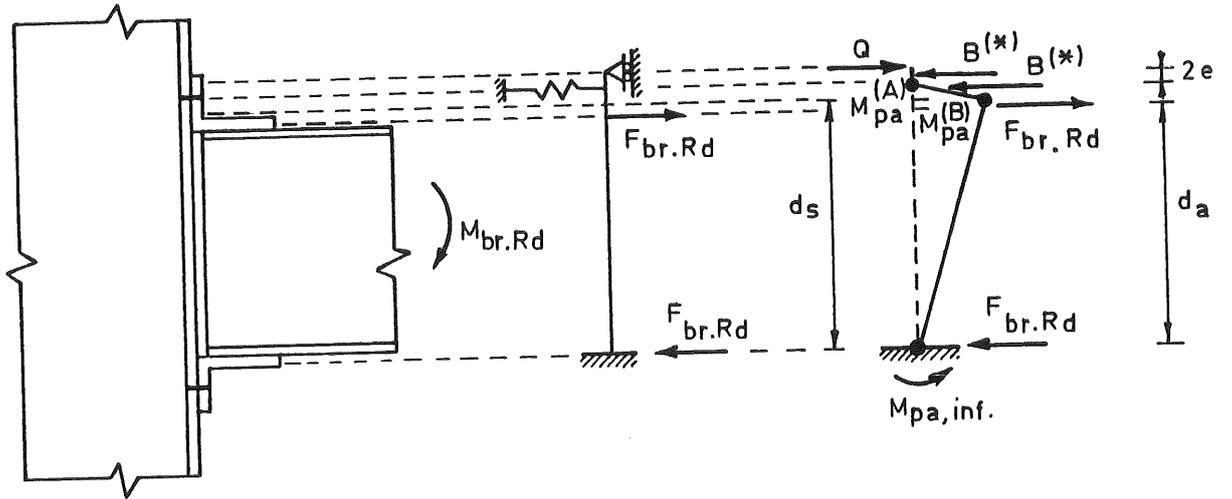
$$M_{pa}^{(B,C)} = M_{pa}^{(C)} \quad (3.101.b.)$$

Ce moment plastique se calcule sur base d'une longueur de la ligne de plastification égale à la largeur de la cornière.

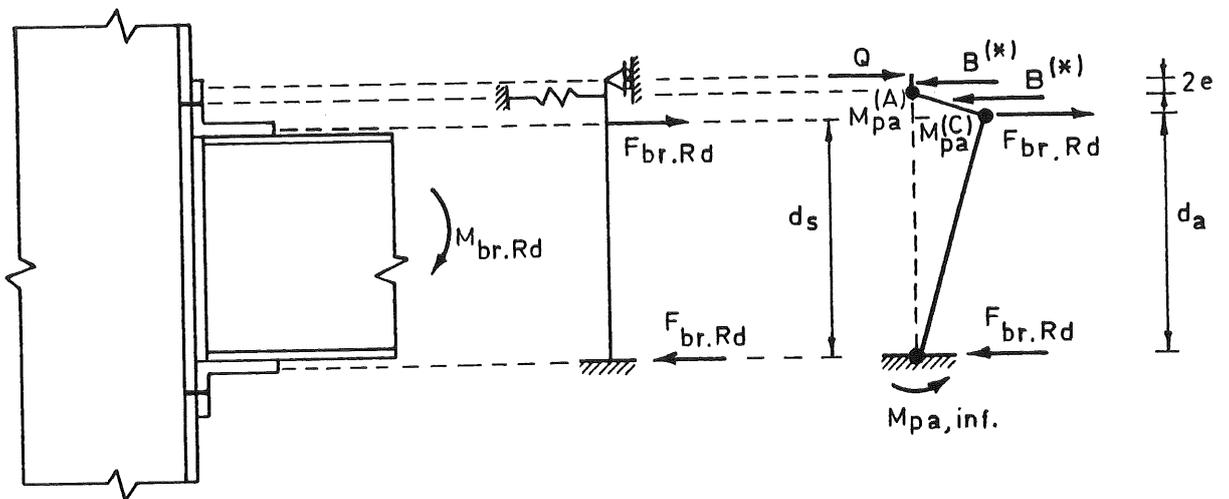
d_s se définit comme la distance entre le centre de compression, à mi-épaisseur de l'aile horizontale de la cornière comprimée, et la ligne de plastification (figure 3.97.). n'_a détermine la position de l'effort de levier (formule 3.74.), tandis que m_a représente la distance entre la ligne de plastification et la rangée de boulons (figure 3.84.).

a.3. Ruine plastique

La formation de trois lignes de plastification dans les cornières engendre la ruine plastique de l'assemblage (figure 3.98.).



a - Absence d'espace libre.



b - Espace libre.

Figure 3.98. - Ruine plastique des cornières.

Tout comme pour les plats d'about, le moment de flexion dans la poutre correspondant à cet état limite possède une expression différente, suivant que l'effort dans les boulons tendus, $2B$, est inférieur ou non, à l'effort N_{bD} de décollement de la cornière tendue et de la semelle de la colonne. Il convient donc, dans un premier temps, d'évaluer la capacité plastique des cornières en supposant les boulons non préserrés et d'ensuite s'assurer que l'effort dans les boulons est plus important que l'effet de décollement des plats; dans le cas contraire, il est recommandé d'utiliser l'expression

relative aux boulons préserrés.

Boulons non préserrés

$$M_{br.Rd} = M_{pa}^{(A)} \frac{d_s}{m_a} + M_{pa}^{(B,C)} \left(1 + \frac{d_s}{m_a + n'_a}\right) + M_{pa,inf} + B e \frac{d_s}{m_a} \quad (3.102.a.)$$

avec :

$$B = \frac{M_{pa}^{(A)} (m_a + n'_a) + M_{pa}^{(B,C)} n'_a}{2 m_a n'_a - e (m_a + n'_a)} \leq \frac{N_{bD}}{2} \quad (3.102.b.)$$

Si $M_{pa}^{(A)} = M_{pa}^{(B,C)} = M_{pa,inf} = M_{pa}$:

$$M_{br.Rd} = 2 M_{pa} \left(1 + \frac{d_s}{m_a}\right) + B e \frac{d_s}{m_a} \quad (3.103.a.)$$

avec

$$B = \frac{m_a + 2 n'_a}{2 m_a n'_a - e(m_a + n'_a)} M_{pa} \leq \frac{N_{bD}}{2} \quad (3.103.b.)$$

Boulons préserrés (pas de décollement à la ruine)

$$M_{br.Rd} = M_{pa}^{(A)} \frac{d_s}{m_a} + M_{pa}^{(B,C)} \left(1 + \frac{d_s}{m_a + n'_a}\right) + M_{pa,inf} + B^* e \frac{d_s}{m_a} \quad (3.104.a.)$$

avec :

$$B^* = \frac{M_{pa}^{(A)} (m_a + n'_a)(K-1) + M_{pa}^{(B,C)} n'_a (K-1) + 2 K m_a n'_a S}{2 m_a n'_a K - e (m_a + n'_a) (K-1)} \quad (3.104.b.)$$

Si $M_{pa}^{(A)} = M_{pa}^{(B,C)} = M_{pa,inf} = M_{pa}$:

$$M_{br.Rd} = 2 M_{pa} \left(1 + \frac{d_s}{m_a}\right) + B^* e \frac{d_s}{m_a} \quad (3.105.a.)$$

avec

$$B^* = \frac{(m_a + 2 n'_a)(K-1) + 2 K m_a n'_a S}{2 m_a n'_a K - e(m_a + n'_a)(K-1)} \quad (3.105.b.)$$

K , N_{bD} , S et e ont été définis dans les sections précédentes.

b. Semelle de colonne

Seule l'expression du moment résistant relatif à la ruine plastique de la semelle de la colonne est modifiée afin de prendre en compte le préserrage et la dimension des têtes de boulons.

Boulons non préserrés

$$M_{br.Rd} = \frac{(8 n'_c - 2e) b_m m_{pc} R}{2 m_c n'_c - e (m_c + n'_c)} d_a \quad (3.106.a.)$$

$$B = \frac{M_{br.Rd} n'_c / d_a + 2 m_{pc} b_m R}{2 n'_c - e} \leq \frac{N_{dD}}{2} \quad (3.106.b.)$$

Boulons préserrés (pas de décollement à la ruine)

$$M_{br.Rd} = \frac{[8 K n'_c - 2 (K-1)e] b_m m_{pc} R + 2 n'_c K e S}{2 K n'_c m_c - e (K-1) (m_c + n'_c)} d_a \quad (3.107.a.)$$

$$B^* = \frac{(K-1)(n'_c M_{br.Rd} / d_a + 2 b_m m_{pc} R) + 2 n'_c K S}{2 K n'_c - e(K-1)} \quad (3.107.b.)$$

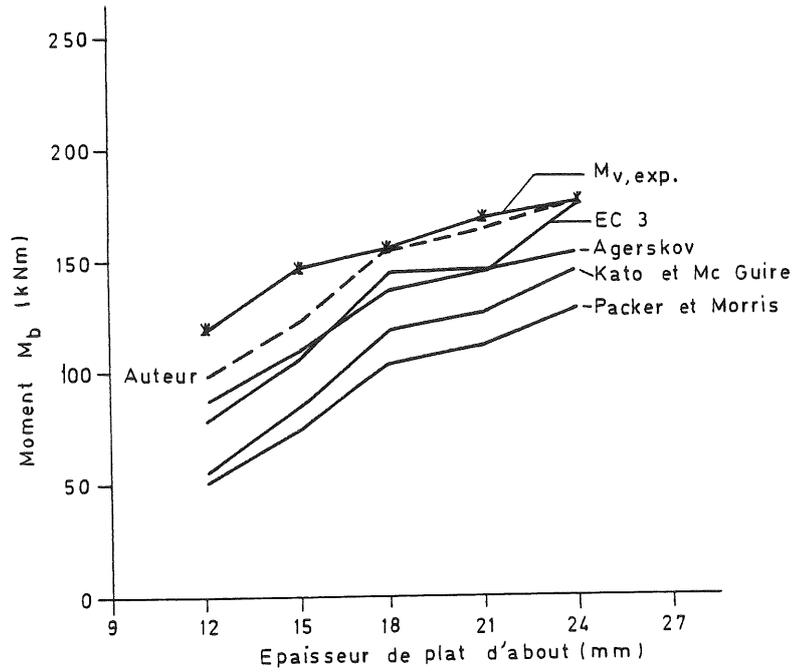
La longueur effective de plastification, b_m , et le coefficient réducteur, R , sont respectivement déduits des formules (3.72.) et (3.64.).

3.3.2.5.4. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles

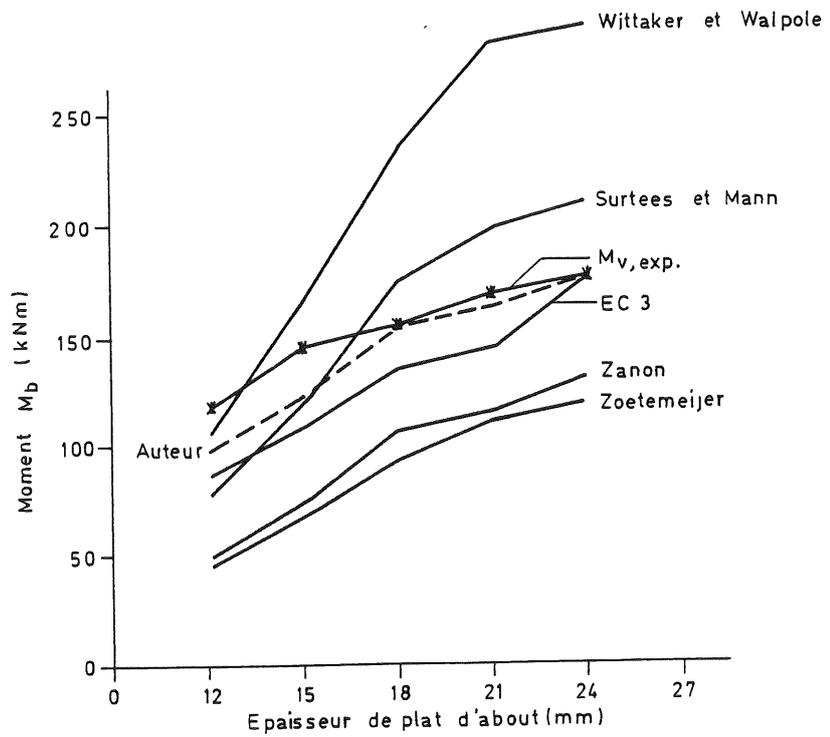
a. Assemblages par plat d'about débordant

La confrontation des résultats expérimentaux et de la nouvelle méthode d'évaluation de la capacité plastique des assemblages par plat d'about débordant exposée en 3.3.2.5.2. est réalisée en deux phases :

- i) comparaison, à la figure 3.99, avec les résultats d'essais réalisés à Milan [Z4] sur des plats d'about isolés (EP 1-1 à EP 1-5); pour ce faire, nous reportons les valeurs résultant de l'utilisation de notre approche sur le diagramme comparatif de la figure 3.77. [D3].
- ii) comparaison, au tableau 3.21., des résultats expérimentaux d'essais effectués à Liège [J3] et à Delft [Z3] sur des noeuds complets (01, 04, 07, 014, T9 et T20); pour chacun de ces essais, nous reportons les valeurs expérimentales et théoriques, leur rapport ainsi que la valeur de ce dernier pour les différentes approches proposées dans le passé (voir 3.3.2.2.2.).



a - Méthodes de type "plaque"



b - Modèles de type "tronçon T"

Figure 3.99. - Comparaison résultats expérimentaux - méthodes existantes - approche proposée. Evaluation de la capacité plastique de plats d'about (essais EP1-1 à EP1-5)

Essais	Capacité plastique réelle $M_{v,exp}$ (kNm)	Approche proposée		EC3-ZOETEMEIJER	PACKER-MORRIS
		$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}/M_{v,exp}$
01	59,6	58,7	0,98	0,98	1,10
04	55,7	58,2	1,04	1,04	1,15
07	59,6	58,3	0,98	0,98	1,08
014	53,0	53,7	1,01	1,00	0,91
T9	82,5	83,9	1,02	0,80	0,77
T20	188,9	204,7	1,08	0,91	0,90

Tableau 3.21. - Comparaison résultats expérimentaux - méthodes existantes - approche proposée. Evaluation de la capacité plastique d'assemblage par plat d'about débordant.

b. Assemblages par cornières de semelles

Les résultats de comparaisons similaires pour les assemblages par cornières de semelles sont scindés en trois parties :

- i) comparaison, au tableau 3.22., avec les résultats d'essais expérimentaux réalisés à Hambourg [H1] sur des noeuds complets (A,B,E,F,G,H et I); l'absence de renseignements relatifs à la valeur exacte des limites d'élasticité nous oblige à reporter des valeurs théoriques correspondant à $f_y = 235$ et 300 N/mm^2 .
- ii) comparaison, au tableau 3.23., avec les résultats d'essais expérimentaux réalisés à Liège [Z3] et Sheffield [D1] sur des noeuds complets (03, 06, 012 et JT08); ces assemblages diffèrent de ceux considérés au tableau précédent par la présence d'un espace non nul entre l'extrémité de la poutre et la face externe de la semelle de la colonne.
En plus des données comparatives, le tableau 3.22. fournit la valeur théorique (résultant de l'approche proposée) de la capacité plastique, $M_{vs,th}$, de l'élément d'assemblage dont la résistance est la plus faible, en dehors des cornières, ; pour chacun des assemblages, il s'agit de la semelle de la colonne; nous discuterons, dans la suite, de l'utilité de cette valeur.
- iii) comparaison, au tableau 3.24., avec les résultats d'essais expérimentaux réalisés à Trento [E3] sur des cornières isolées (TT1, T31, T32 et TT2).

Essais	Capacité plastique réelle $M_{v,exp}$ (kNm)	Approche proposée *		CHEN	HOTZ
		$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}/M_{v,exp}$
A	13,8	11,5/ 13,9	0,83/1,01	1,28/1,64	0,51/0,65
B	34,9	27,5/ 33,1	0,79/0,95	1,16/1,51	0,47/0,60
E	33,4	27,5/ 33,1	0,82/0,99	1,21/1,57	0,49/0,63
F	102,0	97,4/113,5	0,95/1,11	-	0,5 /0,63
G	15,4	11,5/ 13,9	0,75/0,90	1,15/1,47	0,45/0,58
H	35,6	27,5/ 33,1	0,77/0,93	1,14/1,48	0,46/0,59
I	105,0	97,4/ 113,5	0,93/1,08	-	0,48/0,61

* Les moments reportés correspondent à la ruine des cornières; pour les moments théoriques réels, voir tableau 3.25. ci-après.

Tableau 3.22. - Comparaison résultats expérimentaux - méthodes existantes - approche proposée. Evaluation de la capacité plastique d'assemblages par cornières de semelles - espace nul entre poutre et colonne.

Essais	Capacité plastique réelle $M_{v,exp}$ (kNm)	Approche proposée *			CHEN	HOTZ
		$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{vs,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}/M_{v,exp}$
03	50,9	32,2	0,63	52,9	-	0,52
06	48,5	27,8	0,57	52,9	-	0,55
012	75,6	50,9	0,67	79,4	-	0,78
JT08	14,2	13,8	0,97	15,6	-	0,75

* Les moments reportés correspondent à la ruine des cornières; pour les moments théoriques réels, voir tableau 3.26. ci-après.

Tableau 3.23. - Comparaison résultats expérimentaux - méthodes existantes - approche proposée. Evaluation de la capacité plastique d'assemblages par cornières de semelles - espace non nul entre poutre et colonne.

Essais	Capacité plastique réelle $F_{v,exp}$ (kNm)	Approche proposée		CHEN	HOTZ
		$F_{v,th}$ (kN)	$F_{v,th}/F_{v,exp}$	$F_{v,th}/F_{v,exp}$	$F_{v,th}/F_{v,exp}$
TT1	60,4	51,7	0,86	1,40	0,42
T31	60,5	51,7	0,86	1,40	0,42
T32	60,2	51,7	0,86	1,41	0,42
TT2	116,1	103,4	0,89	1,46	0,44

Tableau 3.24. - Comparaisons résultats expérimentaux - méthodes existantes - approche proposée. Evaluation de la capacité plastique de cornières isolées.

c. Conclusions

Un rapide coup d'oeil sur les tableaux comparatifs nous conduirait à conclure à la précision toute relative de l'approche proposée pour l'évaluation de la capacité plastique de certains assemblages par cornières de semelles. Il n'en est heureusement rien, comme nous allons nous en rendre compte lors de la discussion des résultats, tableau par tableau.

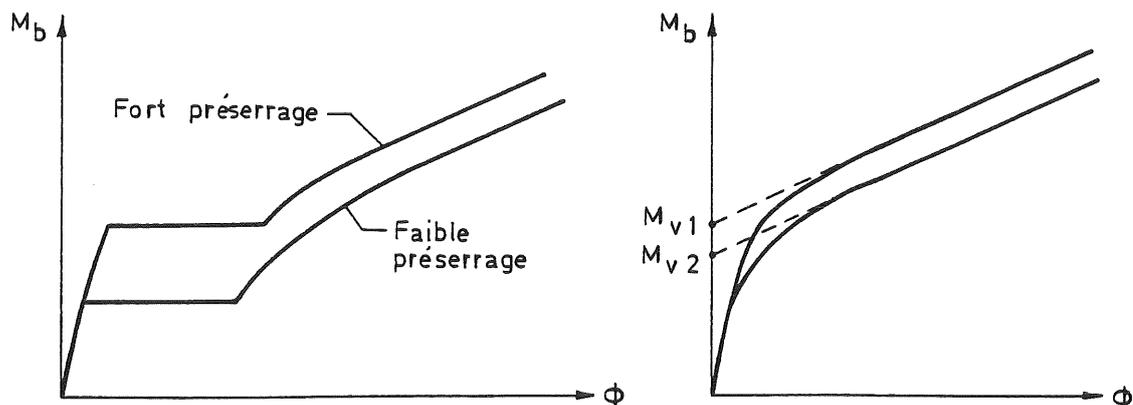
La figure 3.99. met en évidence le caractère sécuritaire de la méthode de calcul proposée ainsi que sa précision, en ce qui concerne les essais à plat d'about de 18, 21 et 25 mm. Les estimations réalisées pour les essais à plat d'about de 12 et 15 mm sont un rien sécuritaires. Il faut toutefois préciser :

- que la valeur expérimentale reportée à la figure 3.99 [D3] diffère légèrement, pour ces deux essais, de celle que nous avons définie en 3.3.2. et qui nous semble mieux correspondre à l'hypothèse de comportement rigide-plastique du matériau formulée lors de l'évaluation, par l'intermédiaire du théorème cinématique, de la capacité plastique des assemblages. Le caractère sécuritaire de l'approche proposée, pour ces deux essais, est donc un peu moins important qu'il n'y paraît.
- que ce caractère sécuritaire est nettement moins prononcé que celui affiché par les méthodes de calcul d'AGERSKOV, KATO-Mc GUIRE, PACKER-MORFIS, ZOETEMEIJER et de l'Eurocode 3.
- qu'à l'utilisation - rare et non justifiée en pratique - de plats d'about relativement fins et de boulons à diamètre important sont liés des problèmes de comportements locaux, aux alentours des boulons, sur lesquels nous nous sommes longuement étendus en 3.3.2.2.1.a. Comme annoncé, le caractère sécuritaire de la méthode de calcul proposée est loin d'être démesuré.

Le tableau 3.21., pour lequel les valeurs répertoriées correspondent à la ruine de la semelle de la colonne, démontre à nouveau la précision de l'approche développée. Le résultat légèrement insécuritaire enregistré pour l'essai T20 doit être relativisé, dans la mesure où le rapport d'essai ne fournit qu'une estimation globale de la limite d'élasticité de l'acier constituant la colonne (tout comme pour T9) et non des valeurs distinctes pour l'âme et les semelles.

L'évaluation théorique de la capacité plastique des assemblages par cornières de semelles s'avère plus complexe que pour les assemblages par plat d'about. Nous ne disposons pas encore, à cet endroit de la thèse, des outils nécessaires à sa détermination. Nous nous bornerons donc, ici, à essayer de faire percevoir au lecteur les raisons qui nous poussent à adopter une définition de la capacité plastique différente pour les plats d'about et pour les cornières de semelles. Nous reviendrons plus en détail sur ce problème en 3.3.4.

Penchons-nous tout d'abord sur le tableau 3.22. Les valeurs théoriques reportées correspondent à la résistance de l'élément le plus faible de l'assemblage, c'est-à-dire les cornières. Cette définition de la capacité plastique est identique à celle utilisée pour les plats d'about. En réalité, la capacité plastique apparente - celle relevée expérimentalement - est influencée par le degré de préserrage des boulons reliant les cornières aux semelles de la poutre. Il est aisé de mettre ce fait en évidence, si l'on se souvient que nous avons défini la capacité plastique d'un assemblage par cornières de semelles à l'intersection de l'axe des ordonnées et de la droite d'"écrouissage" caractéristiques de la courbe $M_b-\phi$ fictive de comportement reconstituée à partir de la courbe réelle de déformabilité, en "recollant" bout à bout les tronçons de courbes exempts de plateaux de glissement (figure 3.63.). Un faible degré de préserrage des boulons (figure 3.100.) entraîne des glissements entre la poutre et les cornières pour des valeurs faibles du moment de flexion transmis par l'assemblage; il en résulte, en fin d'essai, une ovalisation plus importante des trous de boulons - et une déformabilité supérieure de l'assemblage - que pour un assemblage identique, mais à degré de préserrage plus élevé.



a - Courbes $M_b - \phi$ réelles

b - Définition de la capacité plastique apparente

Figure 3.100. - Influence de la charge de glissement sur la capacité plastique apparente de deux assemblages identiques.

Nous l'avons d'ailleurs déjà fait remarquer au sous-chapitre 2.5., lorsque nous avons examiné (figure 2.10.) les résultats des essais expérimentaux 03 et 06, dont les assemblages ne diffèrent que par le degré de préserrage des boulons. La correction apportée (voir 3.3.4.3.1.) nous conduit, dès lors, à substituer le tableau 3.25. au tableau 3.22.

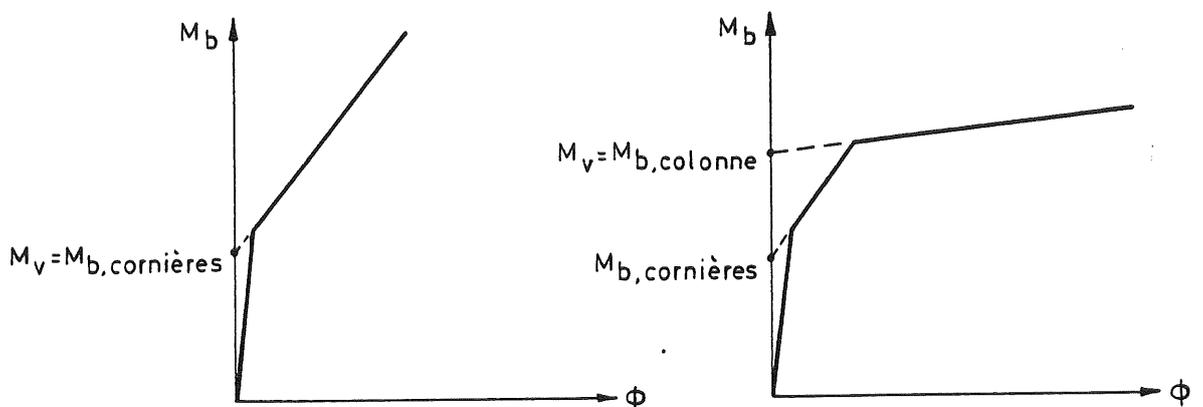
Essais	Capacité plastique apparente $M_{v,exp}$ (kNm)	Approche proposée		CHEN	HOTZ
		$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}/M_{v,exp}$
A	13,8	12,3/14,4	0,89/1,04	1,28/1,64	0,51/0,65
B	34,9	29,1/33,9	0,83/0,97	1,16/1,51	0,47/0,60
E	33,4	29,7/34,9	0,89/1,04	1,21/1,57	0,49/0,63
F	107,8	102,8/117,4	1,01//1,15	-	0,47/0,60
G	15,4	12,4/14,4	0,80/0,94	1,15/1,47	0,45/0,58
H	32,5	29,9/34,4	0,92/1,06	1,25/1,62	0,51/0,65
I	105,4	105,5/118,3	1,00/1,12	-	0,48/0,61

Tableau 3.25. - Comparaisons résultats expérimentaux - méthodes existantes - approche proposée. Evaluation de la capacité plastique d'assemblages par cornières de semelles - espace nul entre poutre et colonne.

La correspondance entre les résultats expérimentaux et ceux issus de l'approche proposée est jugée tout à fait satisfaisante, surtout si l'on

pense au faible degré de documentation des essais : ignorance de la limite d'élasticité réelle des éléments, utilisation des valeurs nominales pour les dimensions des éléments et le préserrage des boulons, ... Nous tenions cependant à conserver ces essais, dans la mesure où ils constituent les seuls essais disponibles de noeuds à assemblages par cornières de semelles pour lesquels l'espace poutre-colonne est nul.

La détermination théorique de la capacité plastique apparente d'assemblages par cornières de semelles pour lesquels existe un espace non nul entre la poutre et la colonne s'avère encore plus complexe. En réalité, l'accroissement de déformabilité de la cornière tendue lié à la présence de cet espace engendre le développement d'efforts membranaires conséquents dans les cornières, principalement dans leur domaine de comportement post-limite. Il en résulte une valeur importante de la rigidité dite "d'écrouissage" de la cornière tendue (figure 3.101.a.) et une augmentation rapide du moment transmis par l'assemblage en fonction de la rotation relative ϕ .



a - Colonne infiniment résistante b - Résistance des cornières et de la colonne du même ordre de grandeur

Figure 3.101. - Comportement schématique des assemblages par cornières de semelles.

Cette augmentation de moments peut, dans certains cas, conduire à la plastification d'une autre partie de l'assemblage à laquelle est associée une rigidité d'écrouissage nettement plus faible (figure 3.101.b.). Dans ces conditions, la valeur de la capacité plastique apparente de l'assemblage est très proche de celle de l'élément en question, comme c'est effectivement le cas pour les assemblages repris au tableau 3.23.; en réalité, elle dépend, comme on l'expliquera en 3.3.4.3.2., des

caractéristiques de déformabilité et de résistance de l'assemblage tout entier ainsi que du niveau de préserrage des boulons (à l'instar des assemblages du tableau 3.25.). Le tableau 3.23. doit être remplacé par le tableau 3.26.; la confrontation théorie-expérience démontre à nouveau la précision de l'approche décrite.

Essais	Capacité plastique apparente $M_{v,exp}$ (kNm)	Approche proposée		CHEN	HOTZ
		$M_{v,th}$ (kNm)	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}/M_{v,exp}$	$M_{v,th}/M_{v,exp}$
03	50,9	51,4	1,01	-	0,52
06	48,5	49,2	1,01	-	0,55
012	75,6	77,3	1,02	-	0,78
JT08	14,2	14,9	1,05	-	0,75

Tableau 3.26. - Comparaisons résultats expérimentaux - méthodes existantes - approche proposée. Evaluation de la capacité plastique d'assemblages par cornières de semelles - espace non nul entre poutre et colonne.

Les cornières isolées du tableau 3.24. sont reliées à une fondation rigide par l'intermédiaire d'un ou deux boulons préserrés de 19 mm (3/4 inches) de diamètre. Elles sont, par contre, caractérisées par un élanement important de leurs ailes; celui-ci résulte de leur très faible épaisseur (6,35 mm pour des cornières 100 x 76). Ces conditions, pour le moins inhabituelles, sont propices à la formation de mécanismes locaux autour des boulons, tels que ceux décrits précédemment (3.3.2.5.1.). Tout comme pour les plats d'about de 12 et 15 mm, à la figure 3.99., la méthode de calcul proposée s'avère sécuritaire - mais pas excessivement sécuritaire - dans ces cas limites pour lesquels les méthodes existantes fournissent des valeurs très faibles de la capacité plastique.

De cette étude comparative, il nous semble intéressant de retenir les points suivants :

- i) l'approche décrite autorise la détermination de la capacité plastique d'éléments aussi divers que des semelles de colonnes, des plats d'about et des cornières de semelles;
- ii) elle conduit à des formules d'évaluation simple utilisables dans la pratique journalière;

- iii) sa validité a été démontrée par l'intermédiaire d'un nombre important de comparaisons avec des résultats expérimentaux de provenances très diverses;
- iv) elle s'avère très précise dans la majorité des cas courants ...
- v) ... et légèrement sécuritaire pour des assemblages dont la rigidité flexionnelle des boulons est particulièrement conséquente par rapport à celle des plats assemblés; en réalité, de telles configurations sont rarement rencontrées en pratique, dans la mesure où une disparité importante des résistances associées aux différentes parties d'assemblage ne peut, en aucun cas, conduire à un dimensionnement optimum et, par conséquent, à une solution économique.

3.3.2.6. Influence de l'interaction moment de flexion - effort normal - effort tranchant sur la capacité plastique des assemblages.

Dans la méthode d'évaluation de la capacité plastique d'éléments d'assemblage que nous venons de décrire, le critère d'apparition d'une ligne de plastification correspond à l'atteinte, dans cette ligne, d'un moment de flexion par unité de longueur égal au moment plastique :

$$m_p = \frac{t^2 f_y}{4} \quad (3.108.)$$

où t = épaisseur de l'élément considéré;

f_y = limite d'élasticité de l'élément considéré.

En réalité, ces sections ne sont pas soumises uniquement à des moments de flexion et la détermination de leur résistance ne peut, en toute généralité, reposer que sur l'expression d'un critère d'interaction moment de flexion (M) - effort normal (N) - effort tranchant (V) pour une section rectangulaire de largeur unitaire, tel que celui proposé en [M3] :

$$\frac{m_p^{NV}}{m_p} + \left(\frac{n_p^{MV}}{n_p}\right)^2 + \left(\frac{v_p^{MN}}{v_p}\right)^2 = 1 \quad (3.109.)$$

où m_p , n_p , v_p caractérisent la résistance plastique de la section soumise respectivement à un moment de flexion, un effort normal ou un effort tranchant.

m_p^{NV} , n_p^{MV} et v_p^{MN} représentent la résistance plastique réduite de la section, respectivement en flexion, compression/traction et cisaillement lorsqu'agissent déjà, dans cette même section, des efforts intérieurs d'autres types. De plus amples détails relatifs à l'utilisation de la formule (3.109.) sont fournis en [M3].

La prise en compte de ce type d'interaction aboutit, de toute évidence, à une diminution de la valeur calculée de la capacité plastique des assemblages. Il nous semblait primordial, dans ces conditions, de pouvoir juger de l'importance de cette réduction.

Nous devons, tout d'abord, différencier les cornières tendues provenant d'assemblages pour lequel l'espace initial poutre-colonne est non nul, des autres éléments d'assemblages (semelles de colonne, plats d'about, cornières tendues d'assemblages dont les poutres et les colonnes sont initialement en contact). Si l'on se réfère au comportement du tronçon T équivalent à l'élément étudié (ou du demi-tronçon pour les cornières), on se rend immédiatement compte que les rotules se forment généralement dans la semelle du tronçon - là où l'interaction principale est de type moment de flexion - effort tranchant -, alors que pour les cornières tendues d'assemblages à espace poutre-colonne non nul, une des lignes de plastification se développe dans l'âme du tronçon (à cet endroit, les efforts intérieurs prédominants sont le moment de flexion et l'effort normal). Le tableau 3.27. reprend, à titre d'exemple, les valeurs calculées de la capacité plastique des cornières relatives aux assemblages considérés précédemment, dans l'hypothèse où l'interaction est soit négligée, soit prise en compte.

Les résultats montrent clairement l'influence relativement minime de ce facteur sur la capacité plastique de la majorité des cornières (2-3 % au maximum).

L'écart de 5 % enregistré pour les essais F et I s'explique par la forte épaisseur des cornières combinée à une faible distance entre les lignes de plastification. Ces essais constituent, du point de vue de l'interaction, des cas limites au-delà desquels il serait presque impossible de se situer dans la pratique.

Essais	Capacité plastique Pas d'interaction	Capacité plastique Interaction considérée	Différence %
A,G	13,9 kNm	13,6 kNm	2,2
B,E,H	33,1 kNm	32,2 kNm	2,7
F,I	113,5 kNm	108,1 kNm	4,8
03	32,2 kNm	31,3 kNm	2,8
06	27,8 kNm	27,1 kNm	2,5
012	50,9 kNm	49,6 kNm	2,6
JT08	13,8 kNm	13,6 kNm	1,4
TT1,T31,T32	51,7 kNm	51,3 kNm	0,8
TT2	103,4 kNm	102,6 kNm	0,8

Tableau 3.27. - Influence de l'interaction M-N-V sur la capacité plastique des cornières d'assemblages par cornières de semelles.

L'étude des autres éléments d'assemblages (plat d'about, semelles de colonnes) conduisant à des conclusions similaires, nous avons décidé de négliger purement et simplement l'influence de l'interaction moment de flexion - effort normal - effort tranchant sur la valeur théorique de la capacité plastique des assemblages boulonnés. Ce choix se justifie d'autant plus que l'estimation expérimentale de la capacité plastique à laquelle nous nous sommes référé pour valider la méthode théorique d'évaluation de la résistance des assemblages est systématiquement inférieure à celle que l'on obtient par d'autres techniques (figure 3.59.).

3.3.3. Evaluation de la rigidité initiale des assemblages

La rigidité initiale caractérise la déformabilité, en début de chargement, des éléments d'assemblage (cornières, boulons, plat d'about, semelle de la colonne, ...) et de l'âme comprimée et tendue de la colonne. Dans ce domaine initial de comportement, le matériau est supposé élastique linéaire et les déformations, extrêmement faibles, sont négligées.

3.3.3.1. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par plat d'about.

Deux méthodes d'évaluation de la rigidité initiale des assemblages ont été portées à notre connaissance. La première résulte des travaux de YEE et

MELCHERS, en Australie [Y1]: la seconde est contenue dans l'annexe J du chapitre 6 de l'Eurocode 3 [E1].

3.3.3.1.1. Détail de la méthode suggérée par YEE et MELCHERS

Le modèle adopté pour le système plat d'about - semelle de la colonne est constitué de deux tronçons T boulonnés.

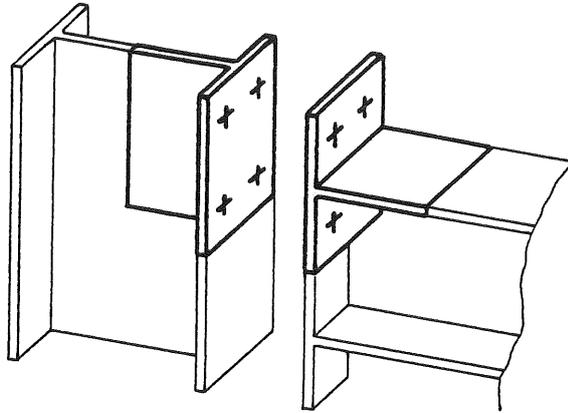


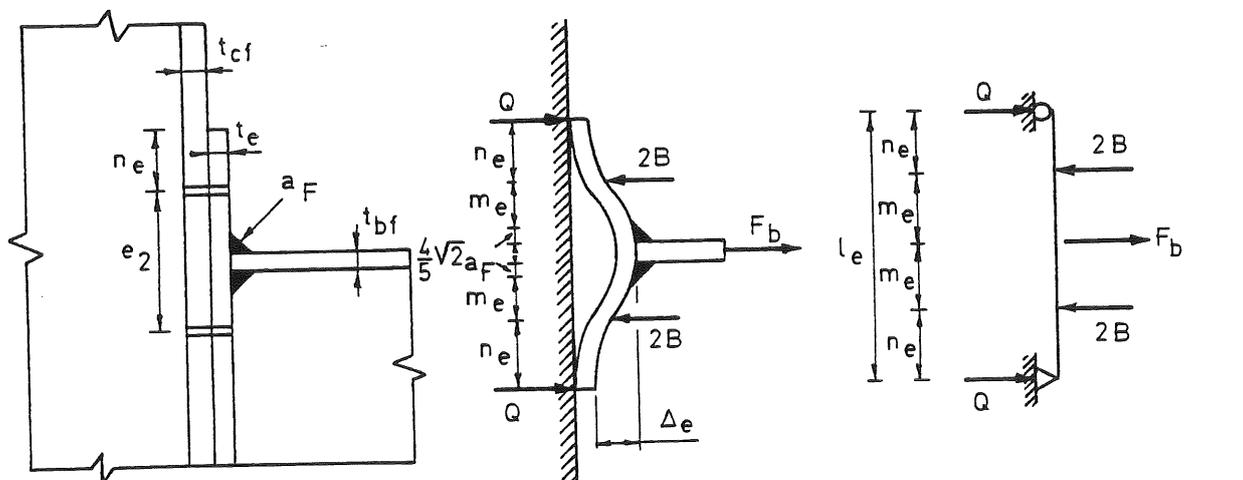
Figure 3.102. - Modélisation de l'ensemble semelle de colonne.

YEE et MELCHERS distinguent trois cas :

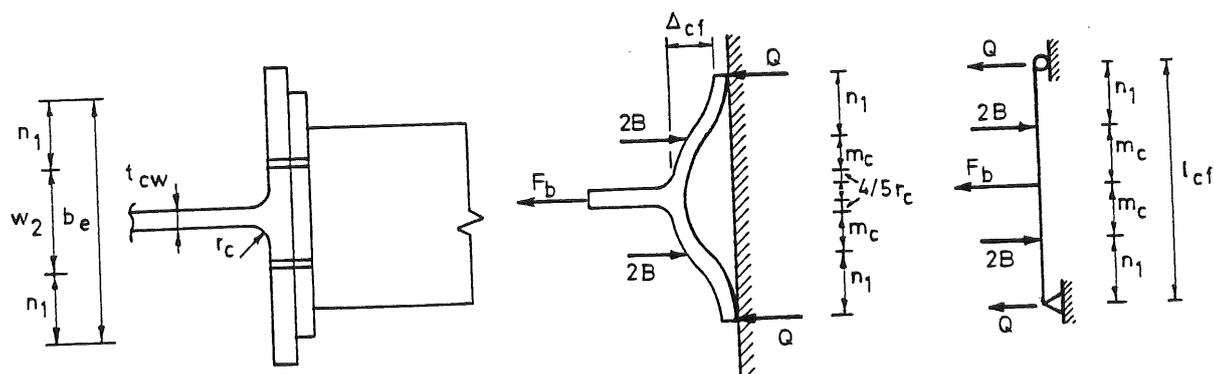
- i) les assemblages raidis utilisant des boulons ordinaires;
- ii) les assemblages raidis utilisant des boulons à haute résistance préserrés;
- iii) les assemblages non raidis utilisant soit des boulons ordinaires, soit des boulons à haute résistance préserrés.

Nous n'envisagerons ici que le cas des assemblages non raidis (figure 3.102.). Pour déterminer les déplacements Δ_e et Δ_{cf} dus respectivement à la flexion du plat d'about et de la semelle de la colonne, les tronçons T sont assimilés à des poutres simplement appuyées chargées en trois points (figure 3.103.). Dans cette figure, Q, 2B et F_b représentent respectivement l'effort dû à l'effet de levier, l'effort dans une rangée de boulons et l'effort dans la semelle supérieure de la poutre.

La théorie des poutres et la condition de compatibilité (qui exige que, au niveau de la rangée des boulons, la somme des déplacements du plat d'about et de la semelle de la colonne soit égale à l'allongement des boulons) permettent d'exprimer Δ_e et Δ_{cf} en fonction de l'effort F_b dans les semelles de la poutre. L'ensemble des relations mathématiques relatives à ce modèle sont regroupées en [Y1] et [M4].



a - Plat d'about (Δ_e)



b - Semelle de la colonne (Δ_{cf})

Figure 3.103. - Déformation de la semelle de la colonne et du plat d'about selon YEE et MELCHERS.

YEE et MELCHERS idéalisent la zone de compression de l'âme de la colonne comme une plaque carrée de dimension $h_{cw} \times h_{cw}$ soumise à une compression uniforme résultant de l'action de la force F_b transmise par la semelle comprimée de la poutre (figure 3.104.).

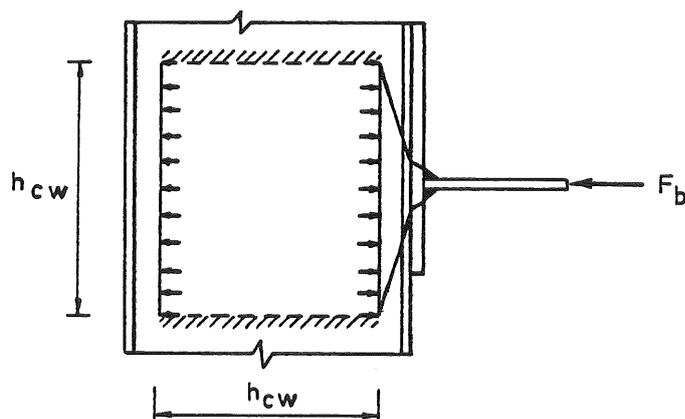


Figure 3.104. - Zone comprimée de l'âme de la colonne selon YEE et MELCHERS.

L'expression du déplacement associé à la déformation de la zone comprimée de l'âme est égale à :

$$\Delta_{cw} = \frac{F_b (1 - \nu^2)}{E \cdot t_{cw}} \quad (3.110.)$$

ν est le coefficient de Poisson du matériau constituant la colonne.

YEE et MELCHERS négligent la déformation de l'âme de la colonne dans la zone tendue de l'assemblage.

La rigidité initiale de l'assemblage se déduit aisément à partir des valeurs de Δ_{cw} , Δ_e et Δ_{cf} :

$$K_i = \frac{F_b d_b^2}{\Delta} \quad (3.111.a.)$$

$$\text{avec } \Delta = \Delta_e + \Delta_{cf} + \Delta_{cw} \quad (3.111.b.)$$

3.3.3.1.2. Détail de la méthode contenue dans l'Eurocode 3

La rigidité sécante $K_{s,Mb}$ relative à un moment de flexion M_b transmis par l'assemblage peut être calculée par l'expression suivante :

$$K_{s,Mb} = E \cdot h_1^2 \cdot \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{F_{bi}}{F_{bid}} \right)^2 \cdot \frac{1}{C_i} \right]^{-1} \cdot \frac{M_b \cdot R_d}{F_{b1} \cdot h_1} \quad (3.112.)$$

avec E : le module de YOUNG;

h_1 : la distance entre la première rangée de boulons située sous la semelle tendue de la poutre et le point d'application de la réaction au niveau de la semelle comprimée;

F_{bi} : l'effort réel dans l'élément constitutif i de l'assemblage dû au moment M_b ; il ne peut être pris plus petit que $F_{bid}/1,5$;

- F_{bid} : l'effort maximum pouvant être transmis par l'élément constitutif i de l'assemblage;
 $M_{b.Rd}$: la valeur de calcul de la résistance plastique de l'ensemble semelle de colonne-plat d'about (3.3.2.2.1.);
 C_i : facteur de rigidité de l'élément constitutif i de l'assemblage;
 F_{bl} : l'effort dans la première rangée de boulons située sous la semelle tendue de la poutre; cet effort est dû au moment $M_{b.Rd}$.

Les facteurs de rigidité pour les parties considérées de l'assemblage sont :

- | | | |
|--|--|------------|
| - partie tendue de la semelle de la colonne (sans raidisseurs) | $C_1 = \frac{t_{cf}^3}{4 \cdot m_c^2}$ | (3.113.a.) |
| - partie tendue du plat d'about | $C_2 = \frac{t_e^3}{12 \cdot \lambda_2 \cdot m_2^2}$ | (3.113.b.) |
| - boulons tendus | $C_3 = \frac{2 \cdot A_s}{l_b}$ | (3.113.c.) |
| - âme de la colonne en traction | $C_4 = 0,8 t_{cw}$ | (3.113.d.) |
| - âme de la colonne en compression | $C_5 = 0,8 t_{cw}$ | (3.113.e.) |

- avec t_{cw} : épaisseur de l'âme de la colonne;
 t_{cf} : épaisseur de la semelle de la colonne;
 m_c : distance horizontale entre l'âme de la colonne et les boulons;
 m_2 : distance horizontale entre l'âme de la poutre et les boulons;
 λ_2 : paramètre défini à la figure 3.73.;
 A_s : section résistante des boulons;
 l_b : longueur effective des boulons;
 t_e : épaisseur du plat d'about.

Selon l'Eurocode, la fin de la zone de comportement élastique linéaire de l'assemblage est associée à un moment de flexion M_b égal à $M_{b.Rd}/1,5$. La rigidité sécante C correspondant à ce niveau de charge s'identifie, dans ces conditions, à la rigidité initiale de l'assemblage.

3.3.3.1.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles

Nous avons eu l'occasion, précédemment, de souligner la difficulté que représente la détermination de la capacité plastique des assemblages à partir des courbes expérimentales de comportement. En réalité, celle-ci est

sans commune mesure avec les problèmes que l'on peut rencontrer lorsque l'on cherche à définir la rigidité initiale. Deux raisons majeures peuvent être invoquées :

- de nombreux assemblages sont caractérisés par un domaine de comportement élastique linéaire, soit extrêmement réduit, soit fortement perturbé par la mise en place progressive du système expérimental en début de chargement;
- la précision de la mesure effectuée sur les courbes expérimentales de comportement dépend énormément de l'échelle du diagramme; la figure 3.105. met en évidence la différence de précision de la mesure d'une même rigidité initiale, selon l'échelle du diagramme.

Dans ce contexte, la comparaison de valeurs théoriques et expérimentales de la rigidité initiale ne peut revêtir qu'un intérêt très limité; c'est la raison pour laquelle nous avons choisi une approche plus visuelle, qui consiste à reporter l'estimation théorique sur la courbe expérimentale.

Les figures 3.106., 3.107. et 3.108. présentent les résultats de l'application des méthodes de YEE et MELCHERS ainsi que de l'Eurocode 3, respectivement pour les essais CRIF-IRSIA réalisés à Liège [J3], les deux assemblages T9 et T20 testés à Delft par ZOETEMEIJER [Z3] et les cinq essais italiens de plats d'about isolés [Z4].

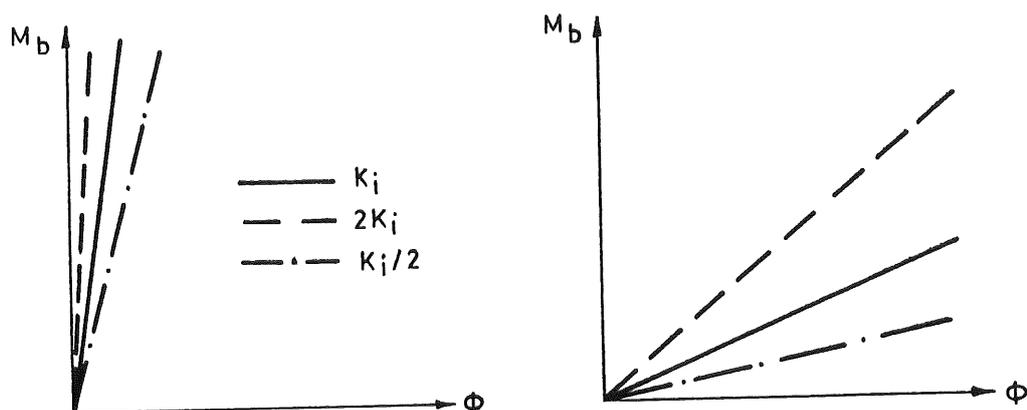


Figure 3.105. - Précision différente de la mesure de K_i selon l'échelle du diagramme.

Les courbes M_b - ϕ caractéristiques des essais liégeois et hollandais englobent la déformabilité de l'âme de la colonne sous l'effet des charges transversales, ce qui n'est pas le cas des essais italiens. Ces derniers sont d'un intérêt tout particulier, dans la mesure où ils permettent de comparer les approches théoriques relatives uniquement à la déformabilité des plats d'about.

L'évaluation de la rigidité initiale par la méthode contenue dans l'Eurocode 3 s'avère nettement inférieure à la réalité pour les treize assemblages considérés. Selon les auteurs de la méthode, ces écarts résultent du calibrage de la formule (3.110.) par rapport à des résultats d'essais d'assemblages à boulons non préserrés.

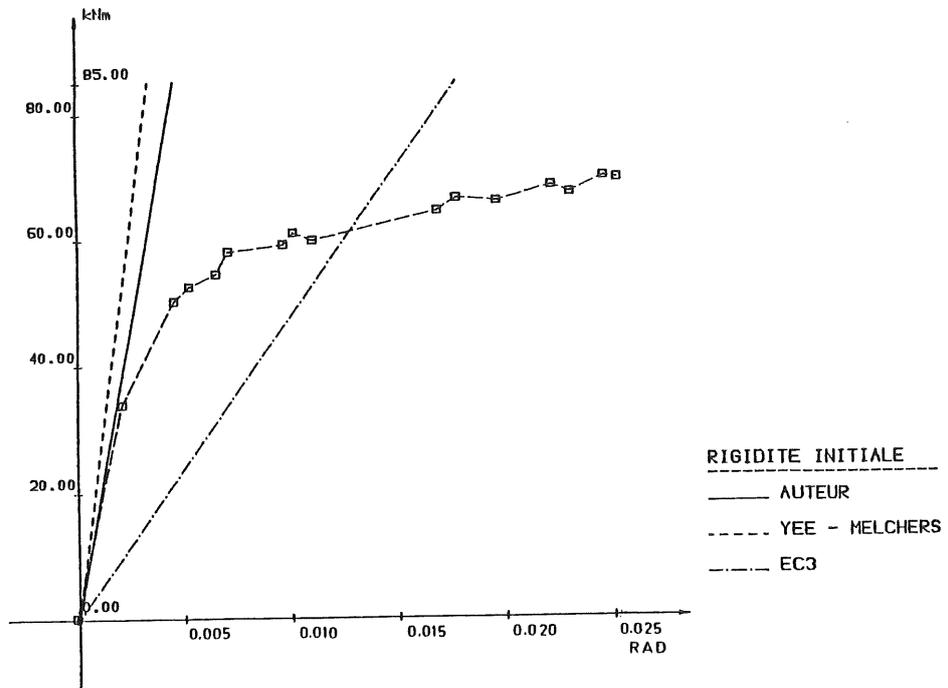
D'une part, il ne nous semble pas justifié d'attribuer de tels écarts au seul préserrage des boulons et, d'autre part, l'application de la méthode aux essais T9 et T20 à boulons non préserrés conduit aux mêmes conclusions que pour les onze autres à boulons préserrés. Nous nous garderons bien, a priori, de qualifier l'approche Eurocode de sécuritaire sous prétexte qu'elle fournit une rigidité initiale inférieure à la valeur réelle. Nous aurons l'occasion de revenir sur ce problème précis dans la troisième partie de cette thèse relative au dimensionnement des ossatures.

L'approche proposée par YEE et MELCHERS se montre globalement plus précise que celle contenue dans l'Eurocode. Elle fournit une rigidité initiale légèrement inférieure à la réalité pour les essais italiens et hollandais et un peu supérieure pour les essais CRIF-IRSIA.

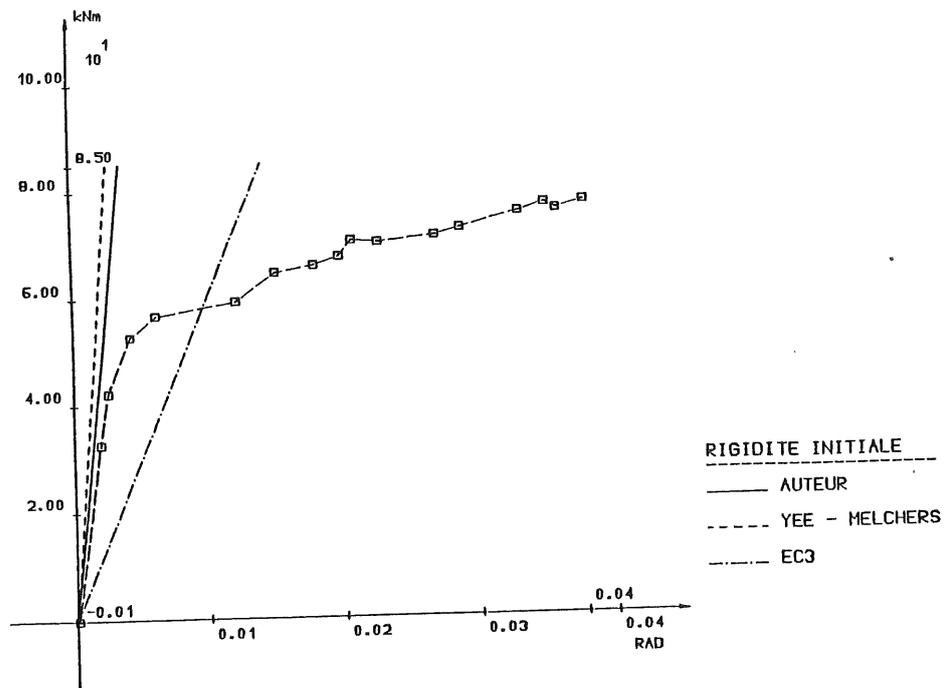
De l'étude des diverses composantes de déformabilité des assemblages, il ressort que l'évaluation théorique de YEE et MELCHERS :

- sous-estime la rigidité initiale de l'ensemble semelle de colonne-plat d'about et...
- ... sur-estime celle de l'âme de la colonne sous l'effet des charges transversales transmises par l'assemblage.

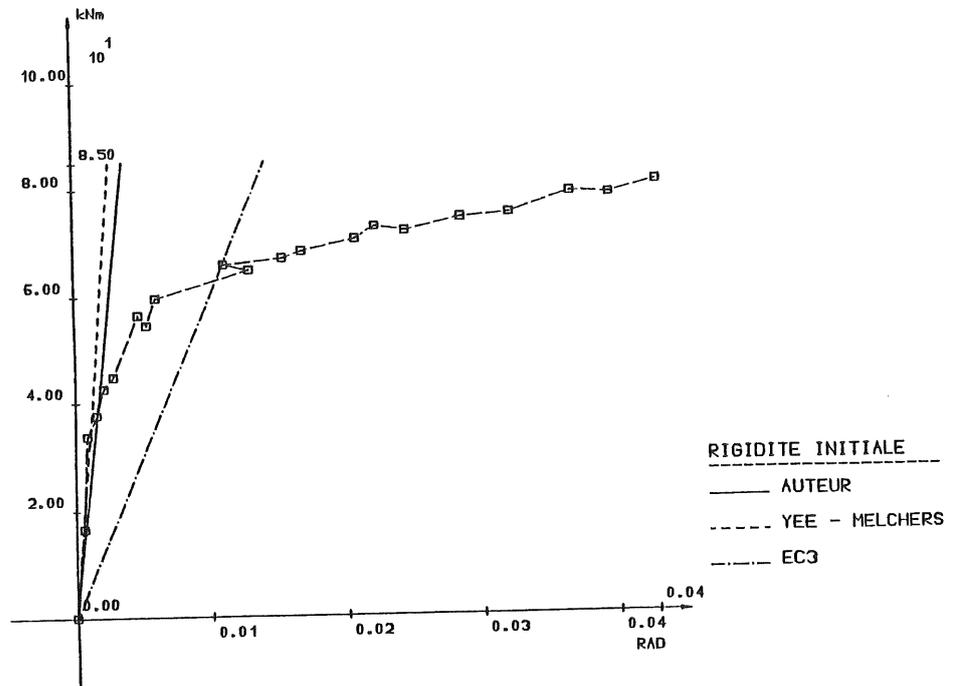
Ces deux effets ne se compensent généralement pas, ce qui explique les valeurs tantôt supérieures (essais CRIF-IRSIA), tantôt inférieures (essais hollandais) de la rigidité initiale calculée par rapport aux essais.



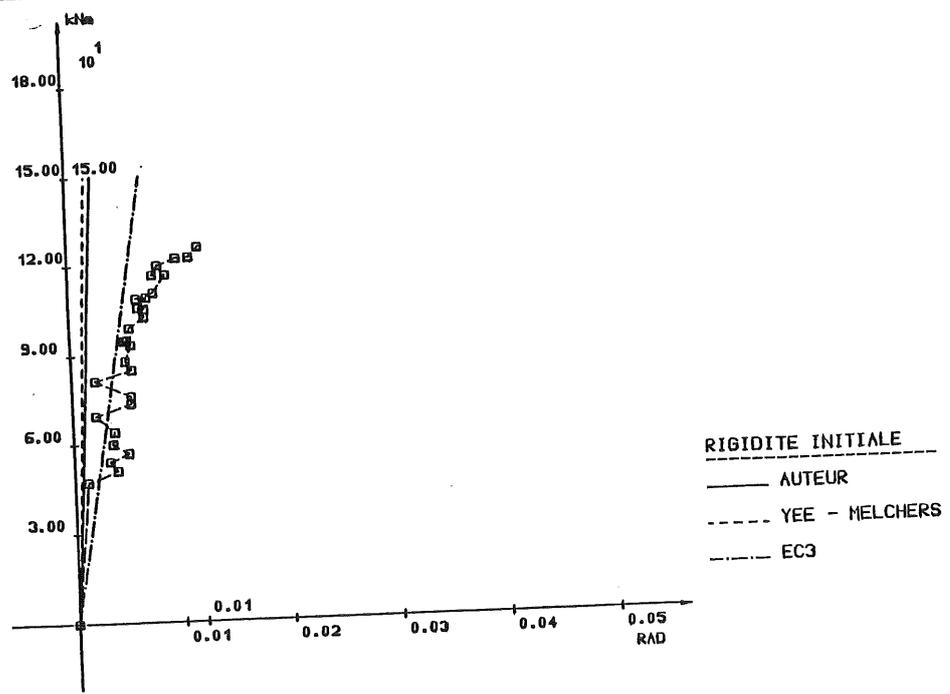
a - Essai 01



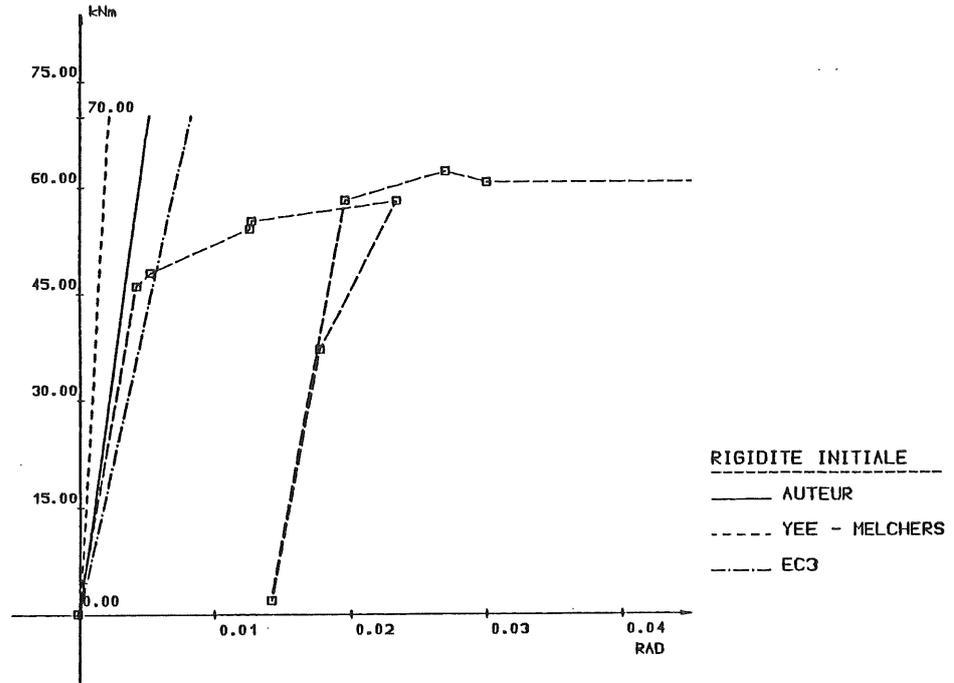
b - Essai 04



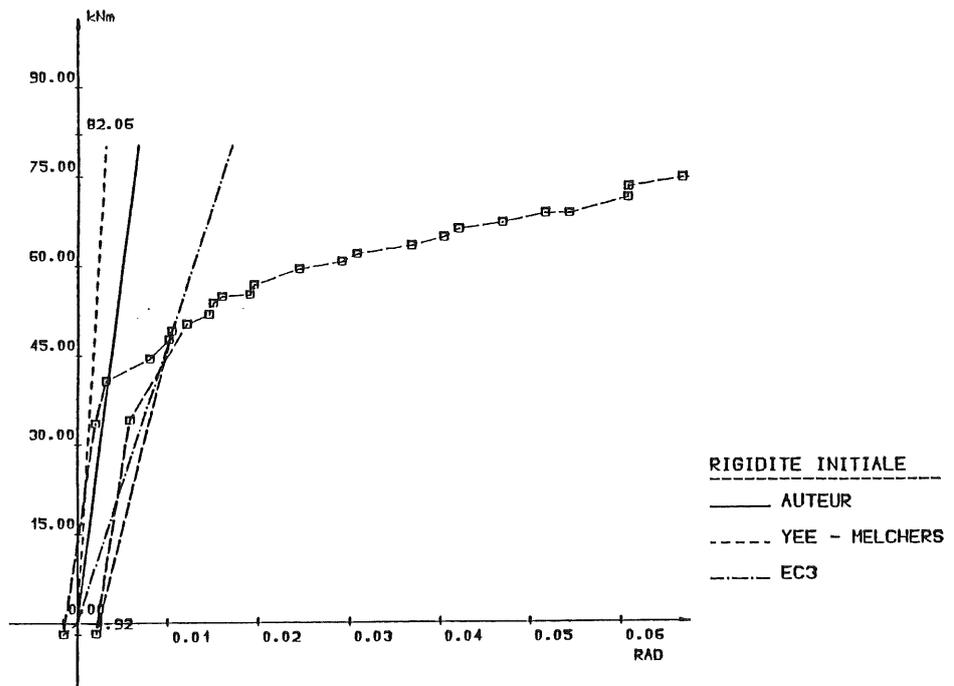
c - Essai 07



d - Essai 010

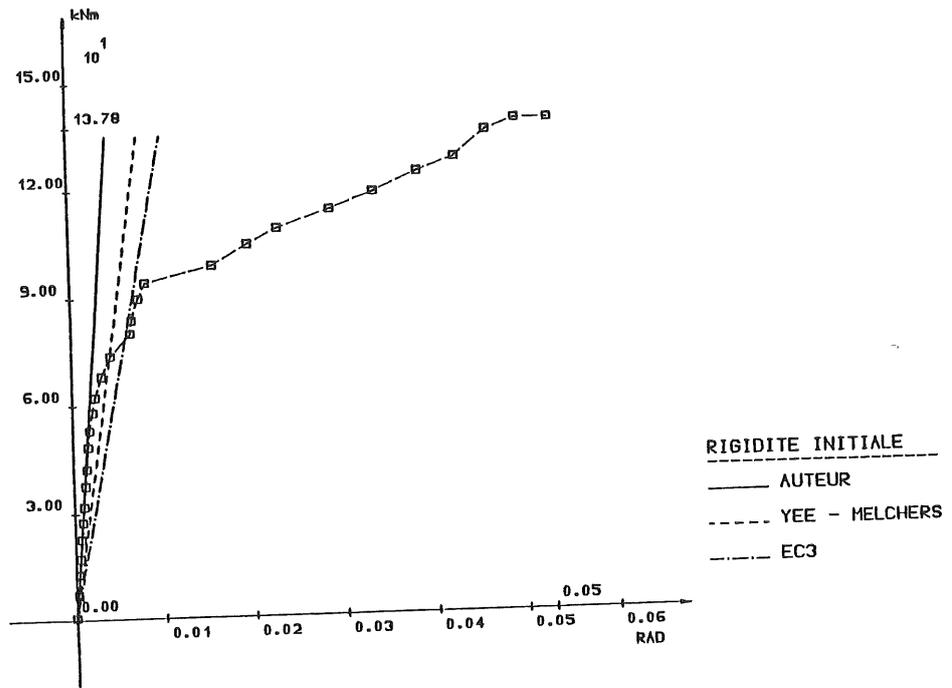


e - Essai 013

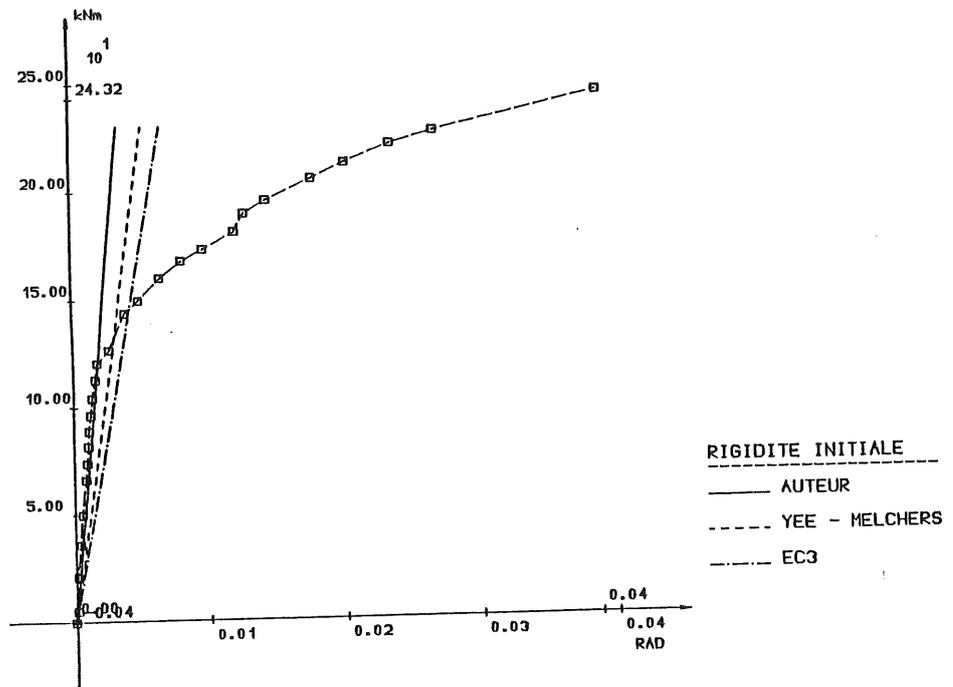


f - Essai 014

Figure 3.106. - Evaluations théoriques de la rigidité initiale. Essais réalisés à Liège [J3].

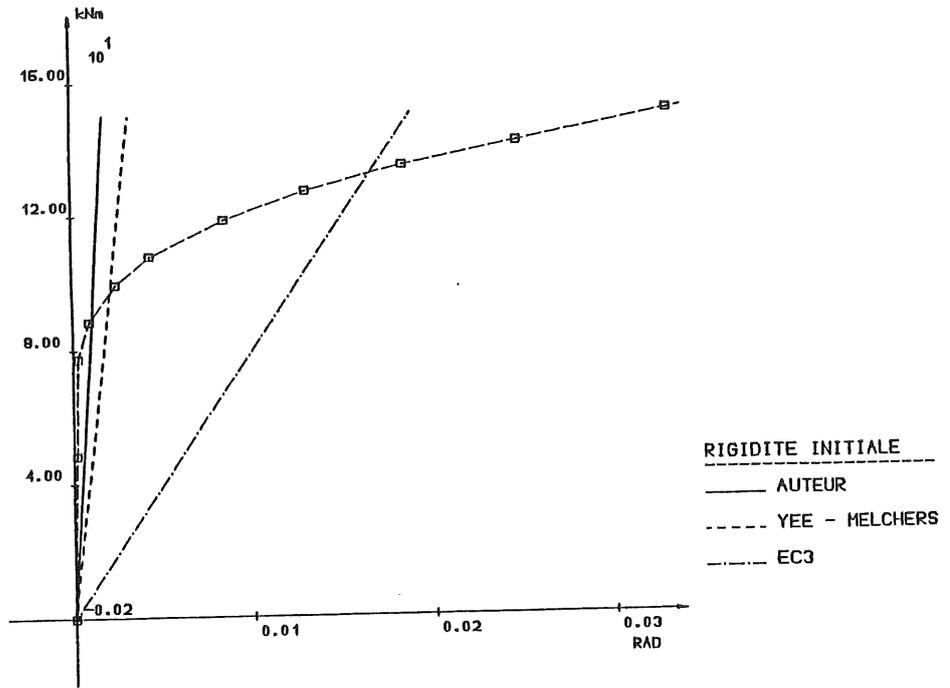


a - Essai T9

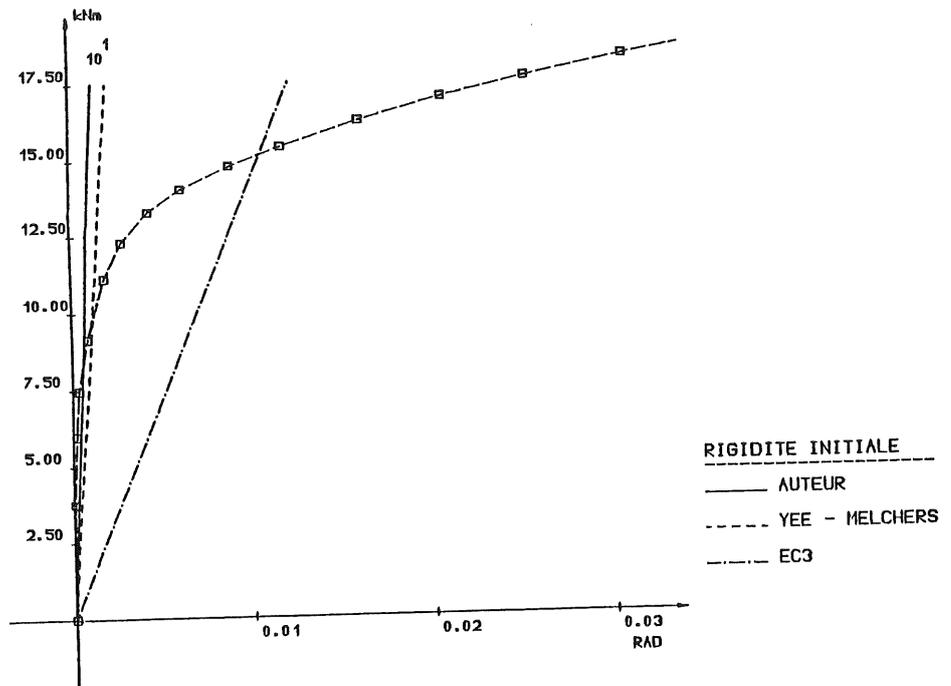


b - Essai T20

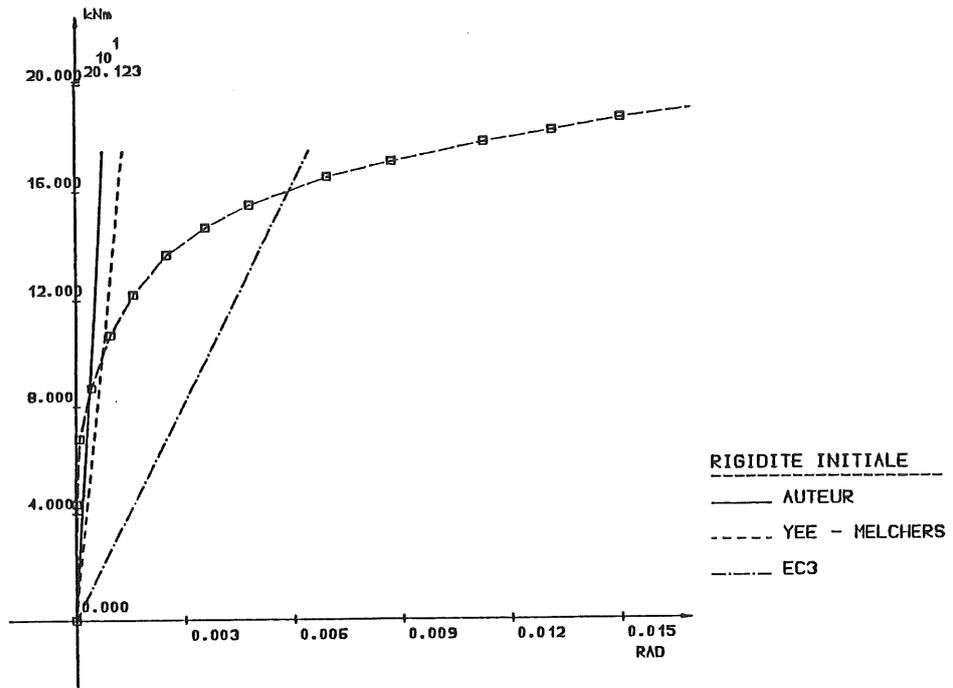
Figure 3.107. - Evaluations théoriques de la rigidité initiale. Essais réalisés à Delft [Z3].



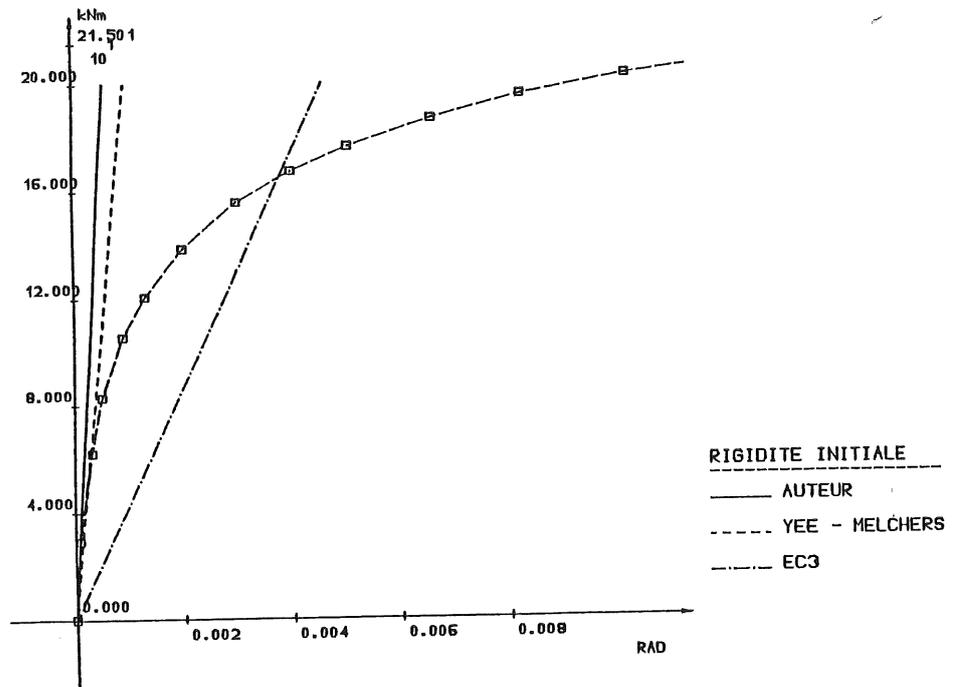
a - Essai EP1-1



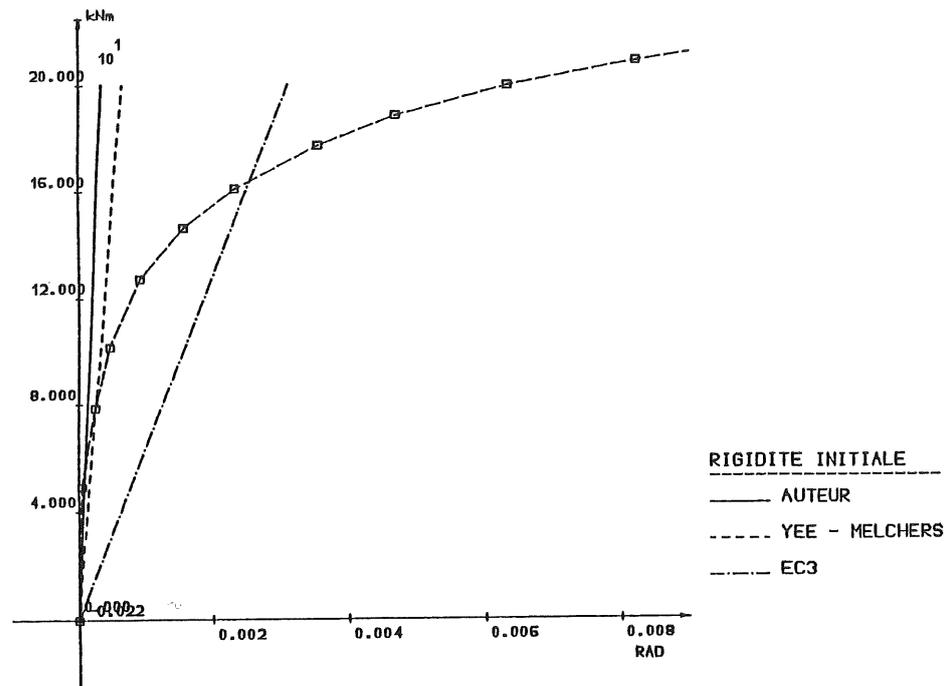
b - Essai EP1-2



c - Essai EP1-3



d - Essai EP1-4



e - Essai EP1-5

Figure 3.108. - Evaluations théoriques de la rigidité initiale. Essais réalisés à Milan [Z4].

3.3.3.2. Proposition d'une nouvelle méthode d'évaluation de la rigidité initiale. Assemblages par plat d'about débordant.

3.3.3.2.1. Exposé de la méthode

L'étude complète du phénomène d'introduction des charges transmises par la poutre à l'âme de la colonne a été envisagée dans la première partie de ce chapitre; les expressions de la rigidité initiale correspondante sont fournies aux tableaux 3.10. et 3.11., respectivement pour les assemblages par plat d'about débordant et par cornières de semelles. Nous nous pencherons donc plus particulièrement ici sur la déformabilité de l'ensemble semelle de colonne-plat d'about.

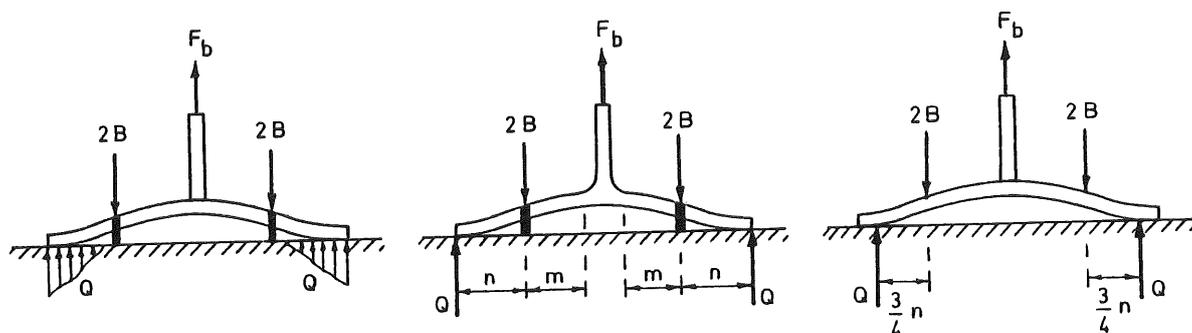
Le système des deux tronçons T boulonnés (figure 3.102.) imaginé par YEE et MELCHERS a retenu toute notre attention et ce, pour les raisons suivantes :

- i) cette solution confère, à la déformation complexe de l'assemblage, un sens plus physique, ce qui est important en vue d'une utilisation pratique;

ii) ce modèle est similaire à celui adopté pour l'évaluation de la capacité plastique de la semelle et du plat d'about, ce qui permet une approche homogène du calcul des différentes caractéristiques de comportement;

iii) la formulation mathématique de la déformation élastique linéaire de ce système conduit à des expressions simples et aisées à utiliser.

La modification que nous avons apportée au modèle originel vise uniquement à définir la position d'application de l'effort de levier Q de manière plus réaliste.



a - Distribution réelle b - Idéalisation par YEE et MELCHERS c - Idéalisation par DOUTY et Mc GUIRE

Figure 3.109. - Positionnement des efforts de levier.

La figure 3.109.a. schématise la distribution réelle des efforts de levier sous la semelle du tronçon T.

Cette distribution dépend, en réalité, de la rigidité relative du plat par rapport aux boulons, c'est-à-dire des dimensions géométriques de la section transversale de la semelle, de m et n ainsi que du diamètre et du degré de préserrage des boulons.

YEE et MELCHERS idéalisent le comportement élastique linéaire du tronçon en positionnant les efforts de levier à l'extrémité de la semelle (figure 3.109.b.). De très nombreuses études ont été menées dans ce domaine depuis un certain nombre d'années. Notre but n'est certes pas d'en faire la synthèse. Cependant, il ressort de ces travaux que, dans le domaine élastique linéaire de comportement du tronçon, la distribution réelle des efforts peut être remplacée par une charge équivalente agissant de manière concentrée à une distance de la rangée de boulons inférieure à n . Conformément aux propositions de DOUTY et Mc GUIRE [D4], nous localiserons les efforts Q à une distance $\frac{3}{4}n$ des boulons (figure 3.109.c.).

Cette modification, mineure en apparence, influe toutefois de manière significative sur la valeur calculée de la rigidité initiale; le modèle de

YEE et MELCHERS détaillé à la figure 3.103. est donc remplacé par celui de la figure 3.110.

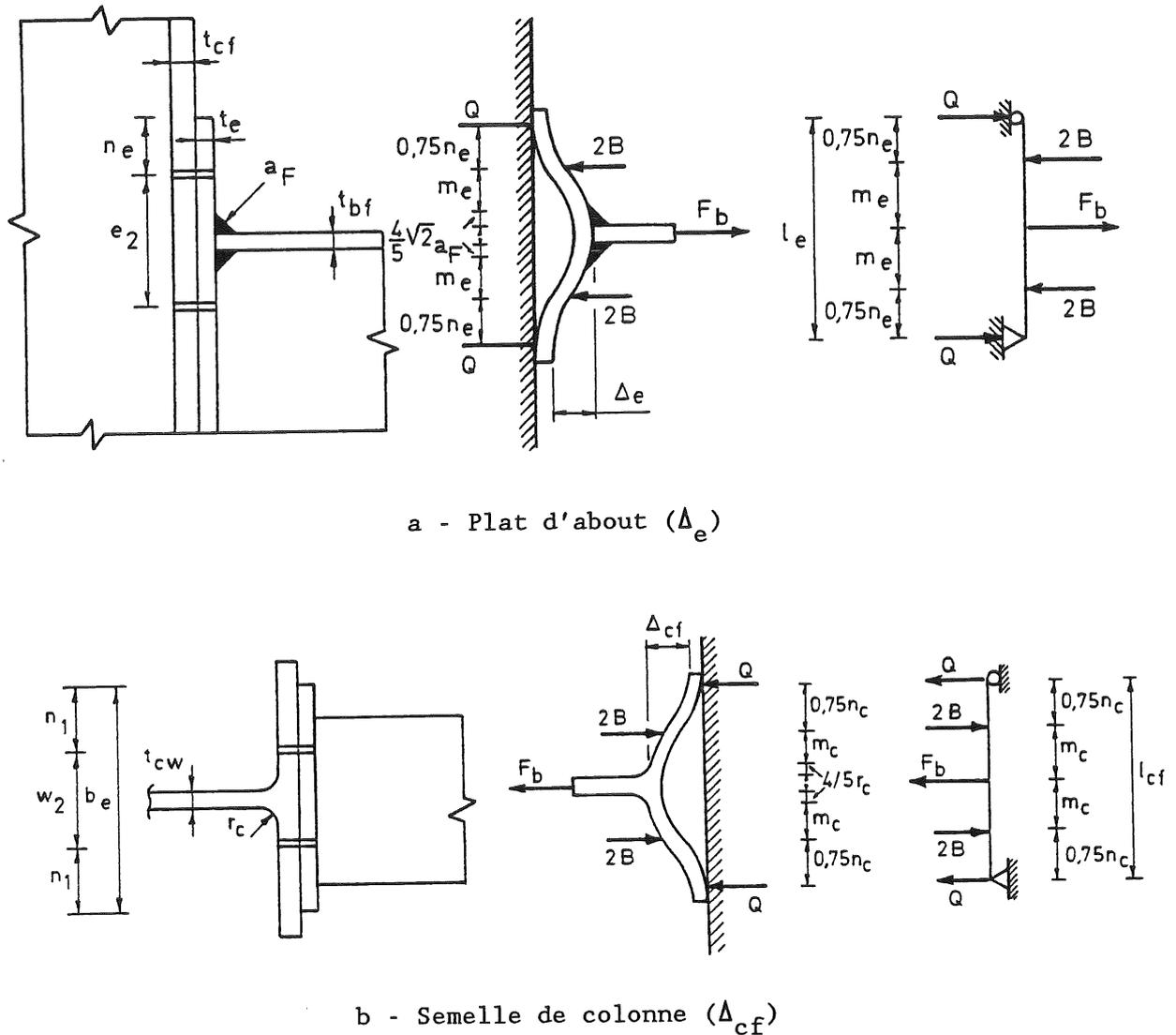


Figure 3.110. - Modèle de calcul de la rigidité initiale de l'ensemble semelle de colonne-plat d'about.

Les équations traduisant la déformabilité du système et la condition de compatibilité (qui exige que, au niveau des boulons, la somme des déplacements du plat d'about et de la semelle de la colonne soit égale à l'allongement des boulons) sont, en principe, similaires à celles suggérées en [Y1]. A titre indicatif, nous signalerons que les expressions mathématiques contenues dans cette dernière référence sont entachées de petites erreurs que nous nous sommes permis de rectifier en [M4]. Le lecteur intéressé trouvera l'ensemble des développements relatifs au système étudié

en [Z2].

Seuls les principaux résultats sont fournis ici :

$$\Delta_e = \frac{F_b Z_e}{E} \left[\frac{1}{8} - \frac{1}{4} q \alpha_{e1} \right] \quad (3.114.)$$

$$\Delta_{cf} = \frac{F_b Z_{cf}}{E} \left[\frac{1}{8} - \frac{1}{4} q \alpha_{cf1} \right] \quad (3.115.)$$

Pour les assemblages à boulons non préserrés :

$$q = q_s = \frac{Z_e \alpha_{e1} + Z_{cf} \alpha_{cf1}}{Z_e \alpha_{e2} + Z_{cf} \alpha_{cf2} + \frac{k_1 + 2 k_4}{2 A_b}} \quad (3.116.a.)$$

Pour les assemblages à boulons préserrés :

$$q = q_t = \frac{Z_e \alpha_{e1} + Z_{cf} \alpha_{cf1}}{Z_e \alpha_{e2} + Z_{cf} \alpha_{cf2} + \frac{k_2 k_3^*}{2 A_b (k_2 + k_3^*)}} \quad (3.116.b.)$$

Dans ces formules :

$$Z_e = \frac{l_e^3}{w_{ep} t_e^3} \quad (3.117.a.)$$

$$Z_{cf} = \frac{l_{cf}^3}{w_{cf} t_{cf}^3} \quad (3.117.b.)$$

$$\alpha_{e1} = 1,5 \alpha_e - 2 \alpha_e^3 \quad (3.117.c.)$$

$$\alpha_{e2} = 6 \alpha_e^2 - 8 \alpha_e^3 \quad (3.117.d.)$$

$$\alpha_{cf1} = 1,5 \alpha_{cf} - 2 \alpha_{cf}^3 \quad (3.117.e.)$$

$$\alpha_{cf2} = 6 \alpha_{cf}^2 - 8 \alpha_{cf}^3 \quad (3.117.f.)$$

$$l_e = 2 (m_e + 0,75 n_e) \quad (3.117.g.)$$

$$l_{cf} = 2 (m_c + 0,75 n_1) \quad (3.117.h.)$$

$$2 w_{ep} = b_e \quad (3.117.i.)$$

$$2 w_{cf} = e_2 + 1,5 n_e \quad (3.117.j.)$$

$$\alpha_e = 0,75 n_e / l_e \quad (3.117.k.)$$

$$\alpha_{cf} = 0,75 n_1 / l_{cf} \quad (3.117.l.)$$

Toutes les grandeurs géométriques intervenant dans ces expressions sont définies à la figure 3.110.

Les termes qui caractérisent la déformabilité des boulons préserrés et non préserrés sont issus des travaux d'AGERSKOV [A8] (figure 3.111.) :

$$k_1 = l_s + 1,43 l_t + 0,71 l_n \quad (3.118.a.)$$

$$k_2 = l_s + 1,43 l_t + 0,91 l_n + 0,4 l_w \quad (3.118.b.)$$

$$k_3^* = \frac{t_e + t_{cf}}{5} \quad (3.118.c.)$$

$$k_4 = 0,1 l_n + 0,2 l_w \quad (3.118.d.)$$

A_b représente l'aire du fût d'un boulon dans la zone non filetée.

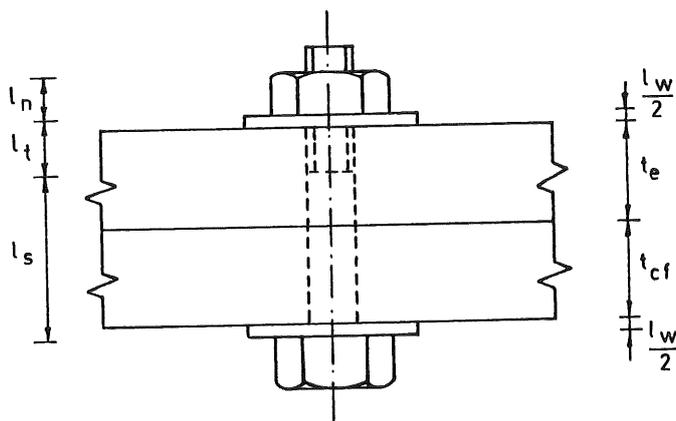


Figure 3.111. - Dimensions géométriques relatives aux boulons.

3.3.3.2.2. Applications aux essais expérimentaux disponibles

Les estimations de la rigidité initiale obtenues à partir des relations (3.111.), (3.114.) et (3.115.) - pour l'ensemble semelle de colonne - plat d'about - et des tableaux 3.10. et 3.11. - pour

l'introduction des charges dans l'âme de la colonne - sont reportées aux figures 3.106. à 3.108.

La rigidité initiale relative aux essais CRIF-IRSIA est légèrement inférieure à celle obtenue par YEE et MELCHERS (figure 3.106.). Ce résultat signifie que, pour ces assemblages, la déformabilité supplémentaire que nous avons introduite au niveau de la zone tendue de l'âme de la colonne fait plus que compenser la diminution de flexibilité du plat d'about et de la semelle de la colonne résultant de la modification du point d'application des efforts de levier. La correspondance avec les résultats expérimentaux s'avère très satisfaisante.

La comparaison avec les deux essais hollandais T9 et T20 confirme tout à fait cette première impression. Pour ces assemblages, on constate une différence plus marquée entre les estimations théoriques auxquelles nous aboutissons et celles de YEE et MELCHERS.

L'évaluation théorique de la rigidité initiale des plats d'about testés en Italie (EP1-1 à EP1-5) se montre très légèrement inférieure à la valeur expérimentale pour EP1-2 et EP1-3 et précise pour EP1-5 et EP1-4. Par contre, l'estimation relative à EP1-1 est nettement trop faible. Les écarts entre les valeurs théorique et expérimentale doivent cependant être relativisés, dans la mesure où l'on sait - les travaux de DAVISON, KIRBY et NETHERCOT [D2] l'ont montré - que la rigidité initiale des assemblages est sensible aux imperfections initiales et en particulier, à la distorsion des plats d'about. Par ailleurs, il convient de faire remarquer que les rotations très faibles enregistrées pour ces essais, en début de chargement, rendent incertaines les mesures effectuées en laboratoire; c'est ainsi que, d'après les diagrammes expérimentaux, la rigidité initiale de EP1-1 est égale à celle de EP1-2, alors que l'épaisseur de leur plat d'about diffère de 25 %. Afin de nous assurer définitivement de la validité du modèle pour l'essai EP1-1, nous avons reporté la valeur calculée de la rigidité initiale à la figure 3.112. Celle-ci présente les courbes de déformabilité de l'essai EP1-1 et de l'essai complémentaire EPB1-1; ce dernier ne diffère de EP1-1 que par la symétrie de son plat d'about par rapport à l'axe de la poutre; en d'autres termes, le plat d'about de EPB1-1 est caractérisé par deux parties débordantes identiques, en zones comprimée et tendue. Physiquement parlant, ce facteur ne semble pas être en mesure d'affecter grandement la valeur de la rigidité initiale; il ne peut, de toute manière, conduire qu'à une rigidification de l'assemblage. La conclusion inverse à laquelle aboutit l'examen des courbes de la figure 3.112. met en évidence la dispersion des résultats expérimentaux relatifs à la détermination de la rigidité initiale et la difficulté que constitue la confrontation avec des valeurs théoriques. On notera la bonne

correspondance entre les approches théorique et expérimentale pour l'essai EPB1-1.

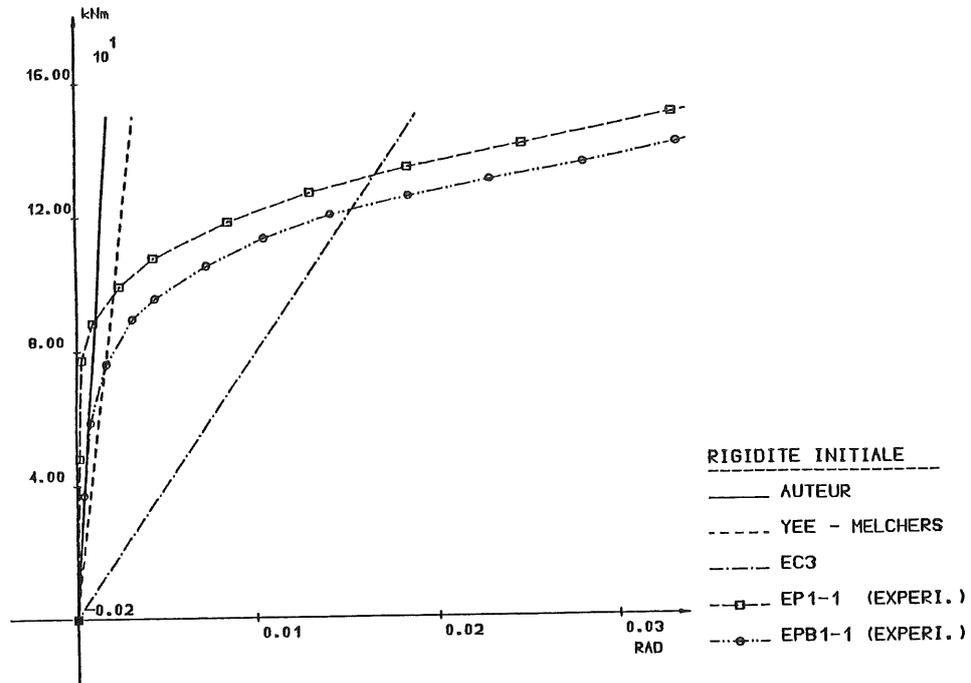


Figure 3.112. - Evaluations théoriques de la rigidité initiale. Essais EP1-1 et EPB1-1 [Z4].

3.3.3.3. Comparaison des méthodes existantes de prédiction avec les résultats expérimentaux disponibles. Assemblages par cornières de semelles.

KISHI et CHEN [K4] ainsi que AZIZINAMINI [A9] se sont particulièrement penchés sur l'étude de la rigidité initiale des assemblages par cornières. Leurs travaux respectifs ont débouché sur la proposition de formules simples d'évaluation. Celles-ci ont en commun de négliger non seulement la déformation des boulons, mais également celle de la semelle et de l'âme de la colonne. A l'image de ce que font KISHI, CHEN et AZIZINAMINI, nous confronterons pourtant ces modèles aux résultats expérimentaux d'essais d'assemblages complets.

3.3.3.3.1. Détail de la méthode suggérée par KISHI et CHEN

KISHI et CHEN considèrent que :

- toute la déformabilité de l'assemblage résulte de celle de la cornière

tendue et que la rigidité flexionnelle de la cornière comprimée peut être négligée;

- le centre de rotation de l'assemblage est situé à mi-épaisseur de l'aile de la cornière adjacente à la semelle comprimée de la poutre;
- la cornière tendue travaille à la manière d'une poutre cantilever encastrée, comme indiqué à la figure 3.113., au niveau de l'extrémité des têtes de boulons (ou des rondelles).

De ces hypothèses, ils déduisent la valeur suivante de la rigidité initiale (figures 3.113. et 3.114.) :

$$K_i = \frac{3 E I_a d_a^2}{g_a (g_a^2 + 0,78 t_a^2)} \quad (3.119.a.)$$

I_a représente l'inertie de l'aile de la cornière tendue adjacente à la semelle de la colonne :

$$I_a = \frac{b_a t_a^3}{12} \quad (3.119.b.)$$

b_a est défini comme la largeur de la cornière.

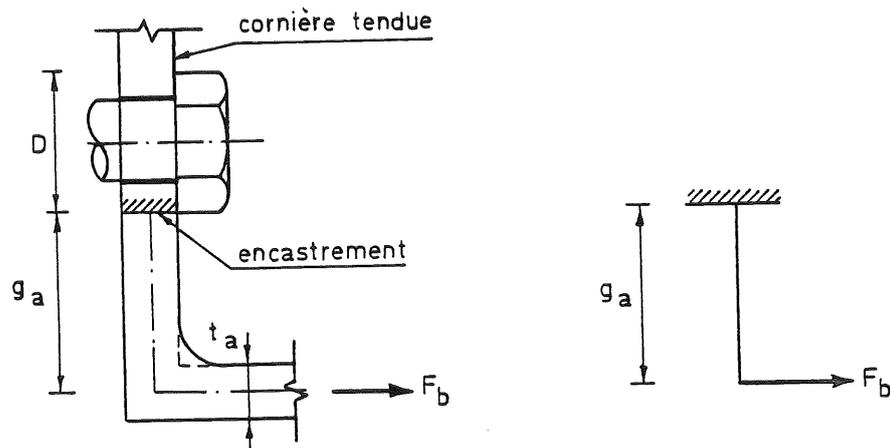


Figure 3.113. - Modèle de poutre cantilever selon KISHI et CHEN.

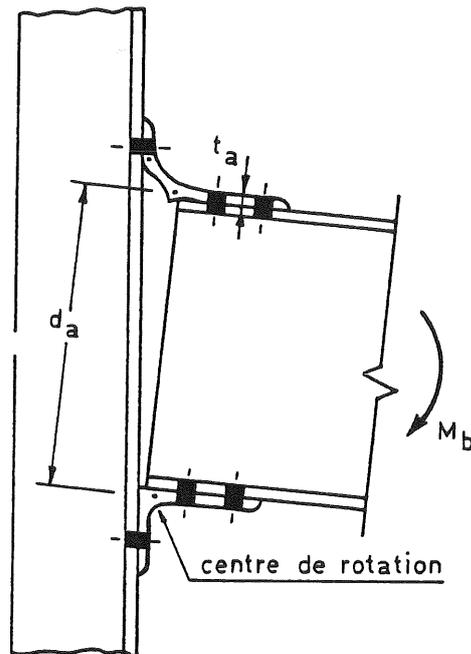


Figure 3.114. - Configuration déformée, en régime élastique, d'un assemblage par cornières, selon KISHI et CHEN.

L'expression (3.119.) tient compte de la déformée de la poutre cantilever due aux efforts tranchants.

3.3.3.3.2. Détail de la méthode suggérée par AZIZINAMINI

Les hypothèses qui sont à la base de l'étude d'AZIZINAMINI diffèrent de celles formulées par KISHI et CHEN en ce qui concerne :

- la position du centre de rotation de l'assemblage (figure 3.115.);
- la modélisation de la cornière tendue (figure 3.116.).

En raison de l'influence "locale" des boulons, AZIZINAMINI modélise le comportement de la cornière tendue par l'intermédiaire de poutres de deux types :

- i) des poutres "rigides" (adjacentes aux boulons);
- ii) des poutres "flexibles" (éloignées des boulons).

La figure 3.116.a. montre la distribution des poutres "rigides" et "flexibles" sur la largeur de la cornière; les figures 3.116.b. et 3.116.c. illustrent les modèles utilisés pour traduire le comportement des poutres.

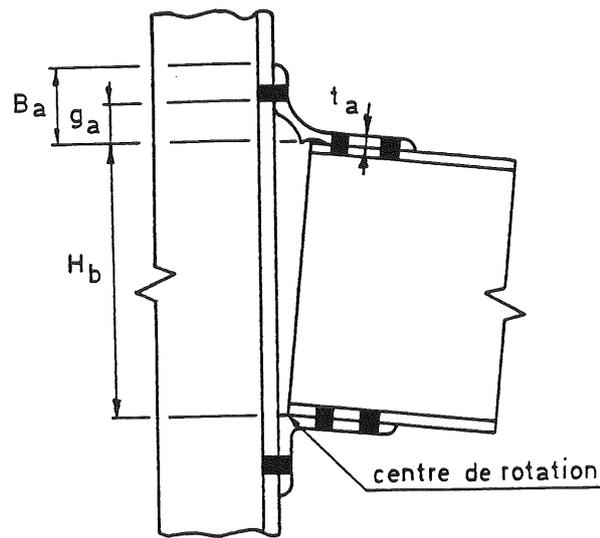
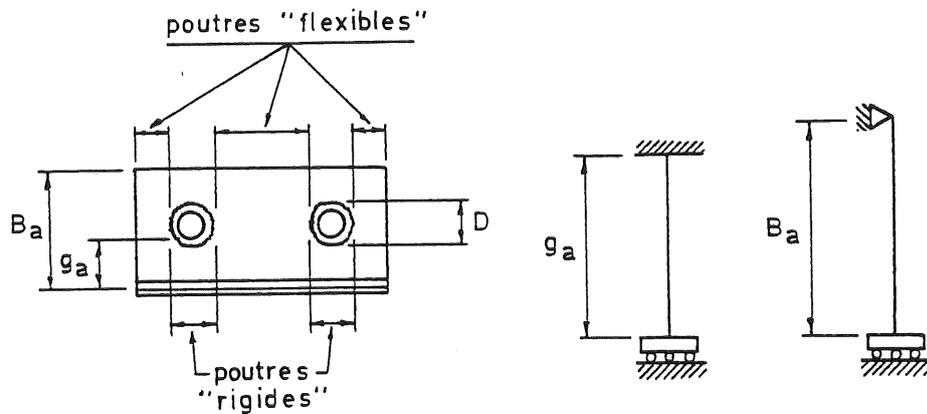


Figure 3.115. - Configuration déformée, en régime élastique, d'un assemblage par cornières, selon AZIZINAMINI.



- a. Subdivision de la cornière en tronçon b. Modèle de poutre pour tronçon "rigide" c. Modèle de poutre tronçon "flexible"

Figure 3.116. - Modélisation en segments selon AZIZINAMINI.

La rigidité initiale de l'assemblage, qui englobe la déformée des poutres à l'effort tranchant, s'exprime :

$$K_i = \frac{6 E I_{a,r} H_b}{g_a^2 (1+r_{a,r})} \left(\frac{2 H_b}{g_a} + 1 \right) + \frac{6 E I_{a,f} H_b}{B_a^3 (1+r_{a,f})} \left(1 - \frac{2 - r_{a,f}}{4 + r_{a,f}} \right) (H_b + B_a) \quad (3.120.a.)$$

$I_{a,r}$ et $I_{a,f}$ représentent les inerties de la portion "rigide" et "flexible" de la cornière; leur somme équivaut à la rigidité totale, I_a , de la cornière (formule 3.119.a.). Les coefficients $r_{a,r}$ et $r_{a,f}$ traduisent l'influence de l'effort tranchant, selon le type de poutre :

$$r_{a,r} = \frac{12 E I_{a,r}}{A_{a,r} G g_a^2} \quad (3.120.b.)$$

$$r_{a,f} = \frac{12 E I_{a,f}}{A_{a,f} G B_a^2} \quad (3.120.c.)$$

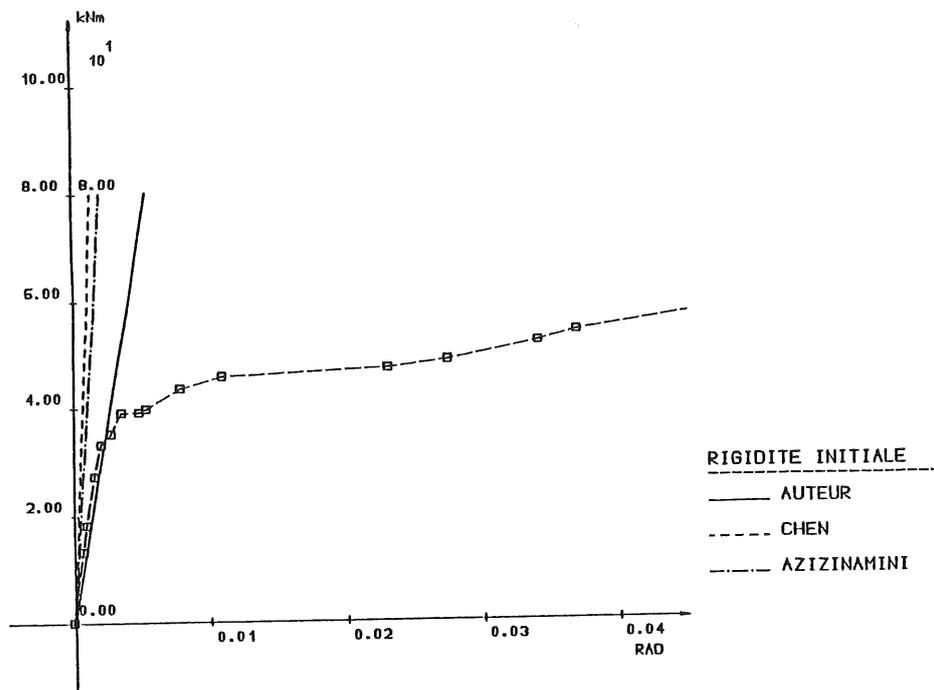
E est le module de YOUNG et G, le module de glissement de l'acier; $A_{a,r}$ et $A_{a,f}$ sont définis comme les aires effectives, en cisaillement, des sections rectangulaires des portions "rigide" et "flexible" de la cornière tendue.

3.3.3.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles

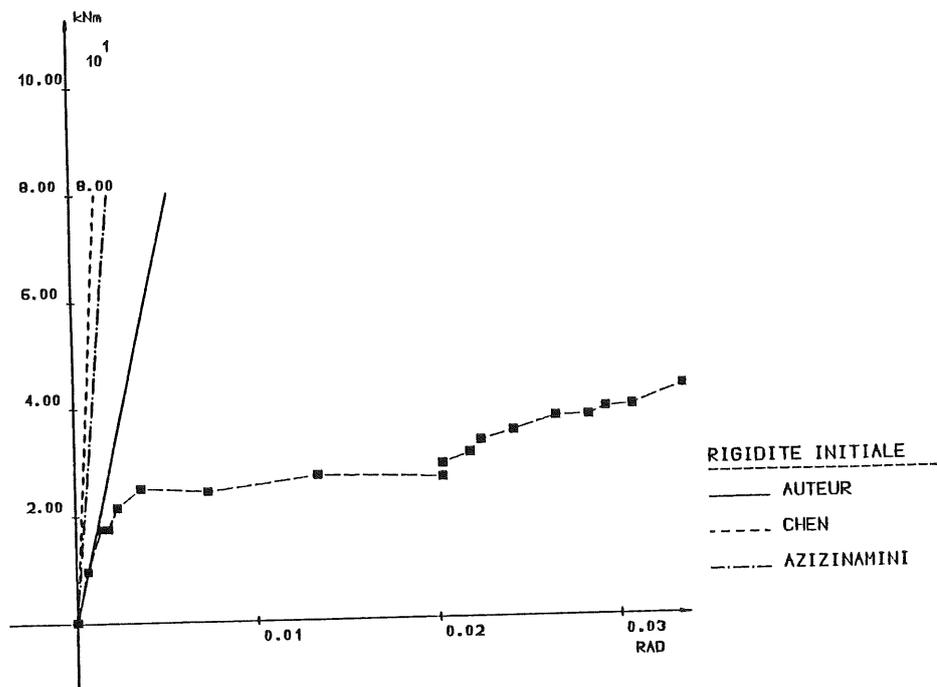
La confrontation des formules d'évaluation de la rigidité initiale suggérées par KISHI, CHEN et AZIZINAMINI avec les résultats expérimentaux d'essais d'assemblages par cornières de semelles est proposée aux figures 3.117. à 3.120.

La surestimation, par les deux approches, de la rigidité initiale des assemblages complets (figures 3.117. et 3.118.) s'explique fort naturellement par l'absence de prise en compte de la déformabilité de l'âme et de la semelle de la colonne ainsi que, dans une moindre mesure, de celle des boulons. Cette raison conduit à des conclusions similaires en ce qui concerne les essais réalisés à Hambourg (figure 3.120.). On note, pourtant, une bonne correspondance pour les trois essais G, H et I; en réalité, ces derniers sont constitués de colonnes à parois particulièrement épaisses dont la déformabilité extrêmement faible influe peu sur le comportement global des assemblages. Cette constatation semble démontrer la bonne aptitude de ces deux approches à prédire la rigidité élastique des cornières seules.

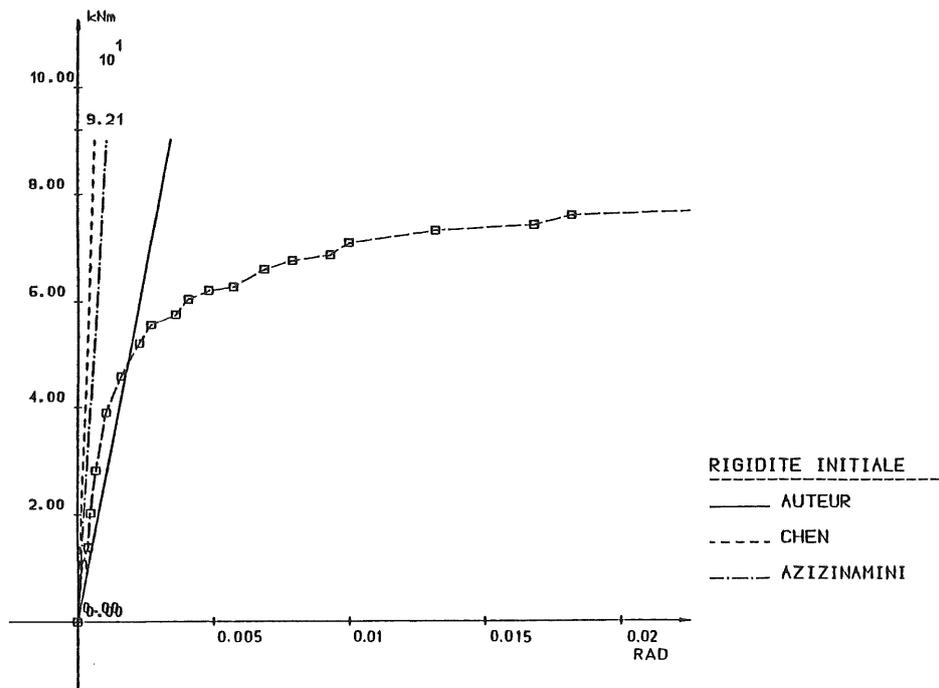
A cet égard, il est symptomatique de voir évaluer la précision des deux formules pour les essais B, E et H constitués de poutres et d'assemblages identiques, mais de colonnes de plus en plus fortes (HE160A, HE160B et HE160M). Les essais italiens (figure 3.119.) réalisés sur des cornières isolées confirment tout à fait ces résultats.



a - Essai 03.



b - Essai 06.



c - Essai 012.

Figure 3.117. - Evaluations théoriques de la rigidité initiale. Essais réalisés à Liège [J3].

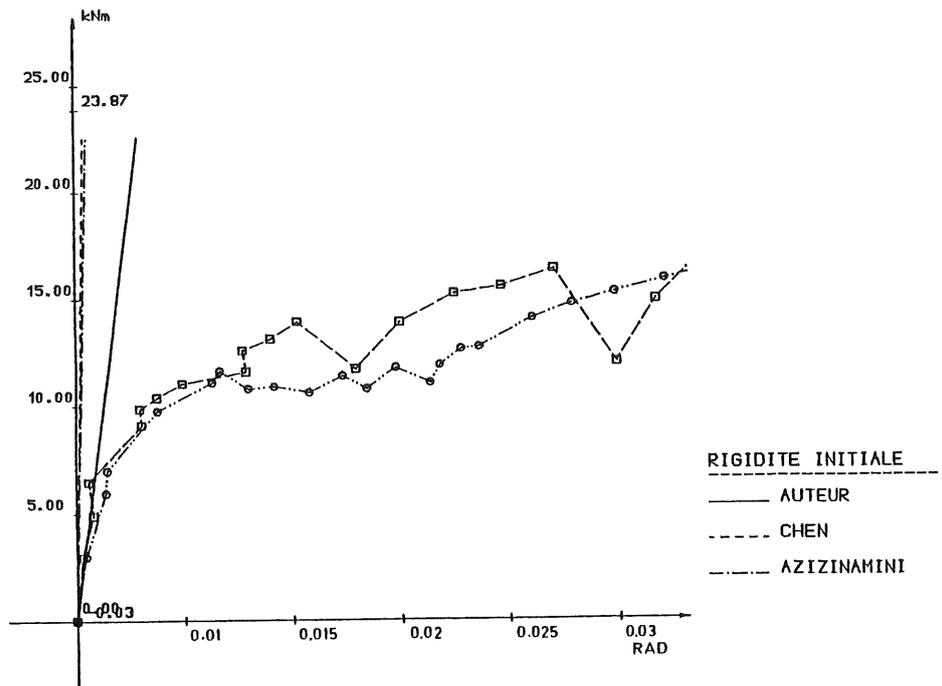
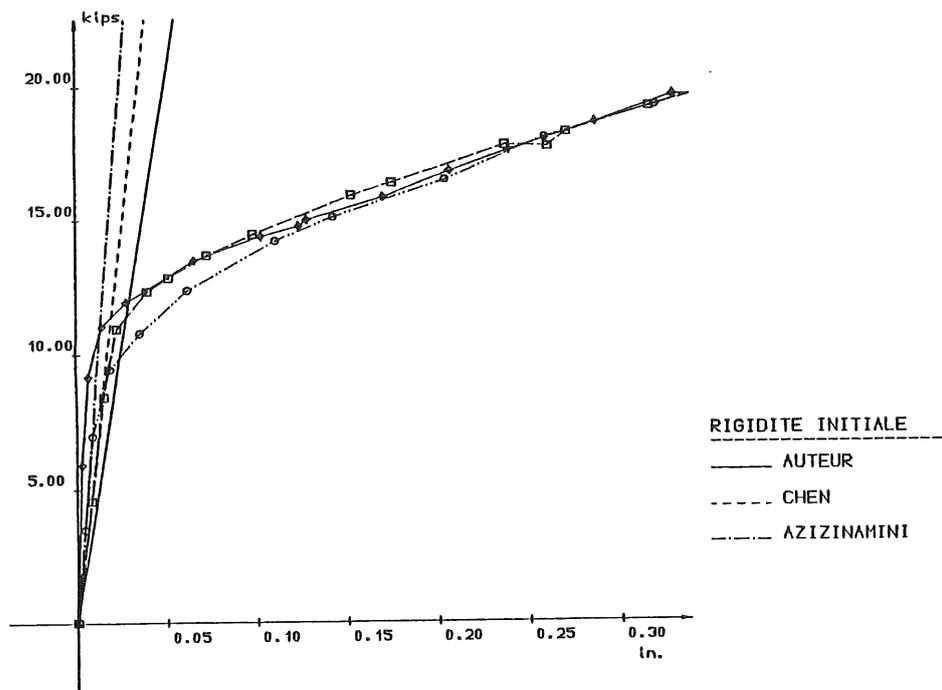
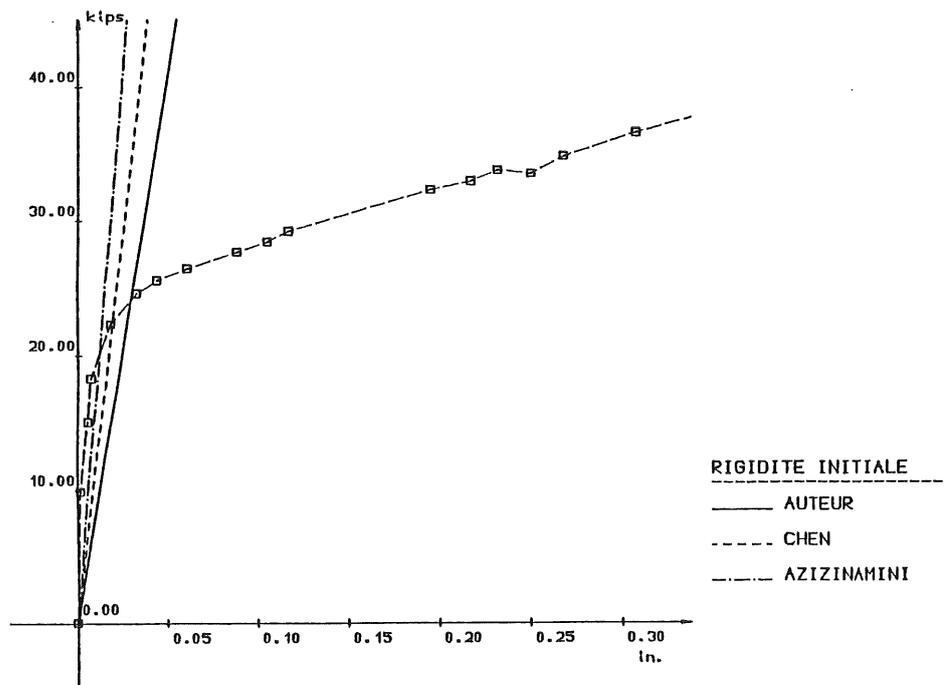


Figure 3.118. - Evaluations théoriques de la rigidité initiale. Essai JT08 réalisé à Sheffield [D1].

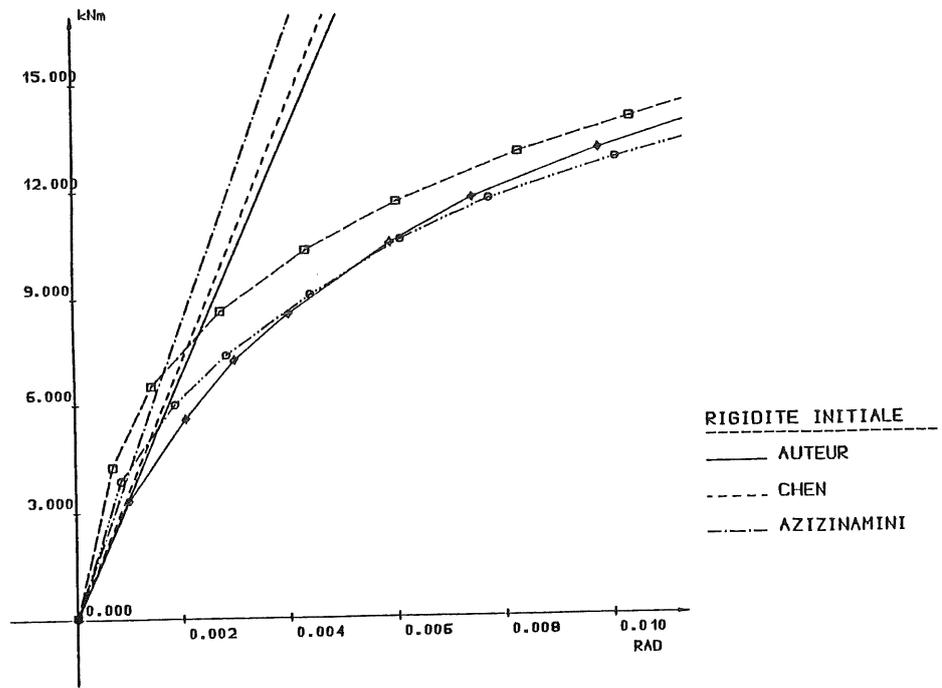


a - Essais TT1, T31, T32.

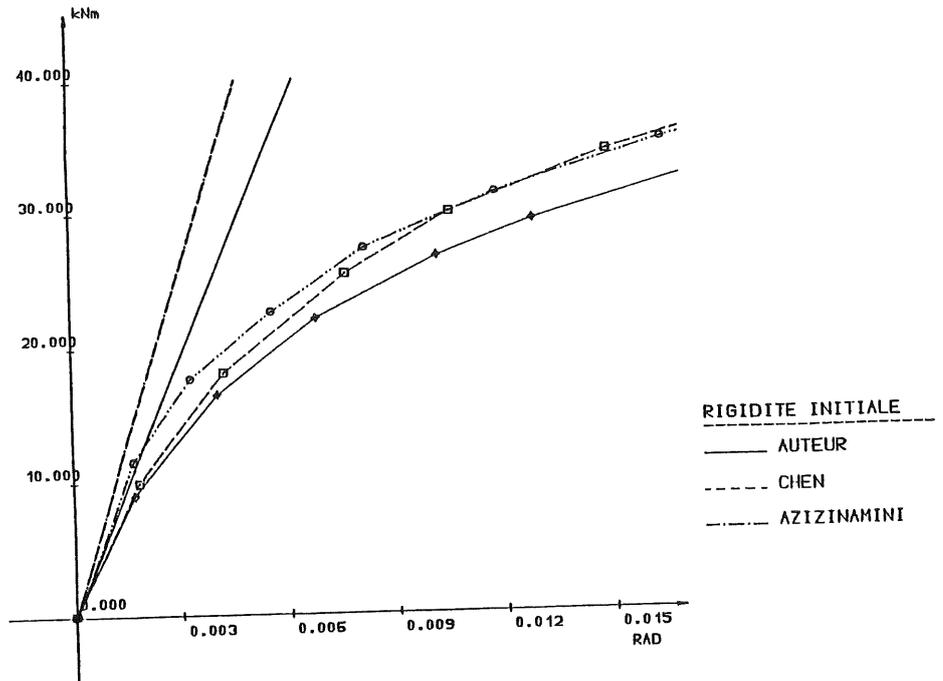


b - Essai TT2.

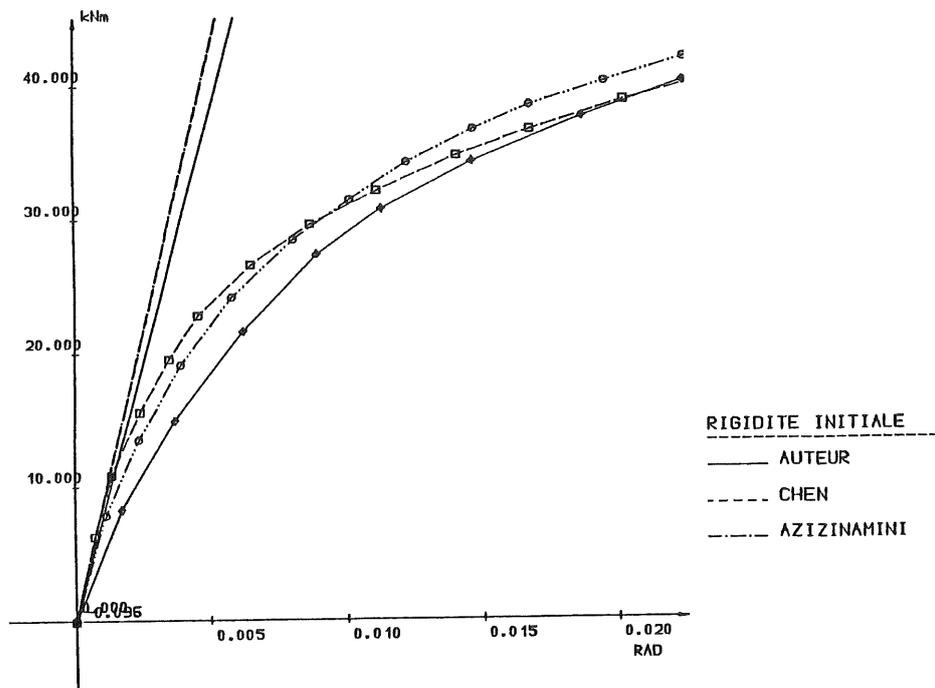
Figure 3.119. - Evaluations théoriques de la rigidité initiale. Essais réalisés à Trento [E3].



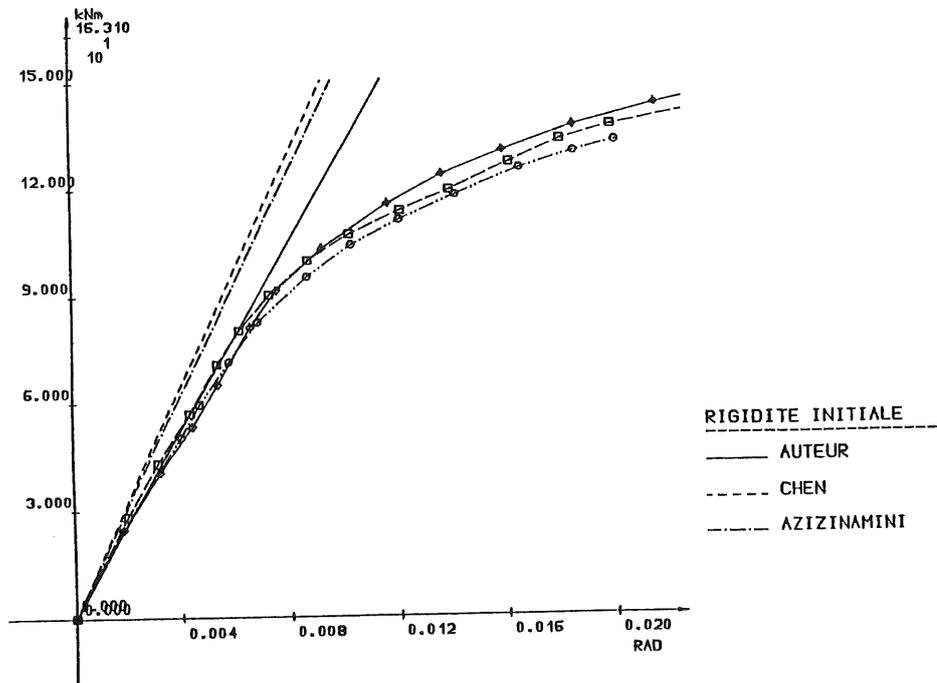
a - Essai A.



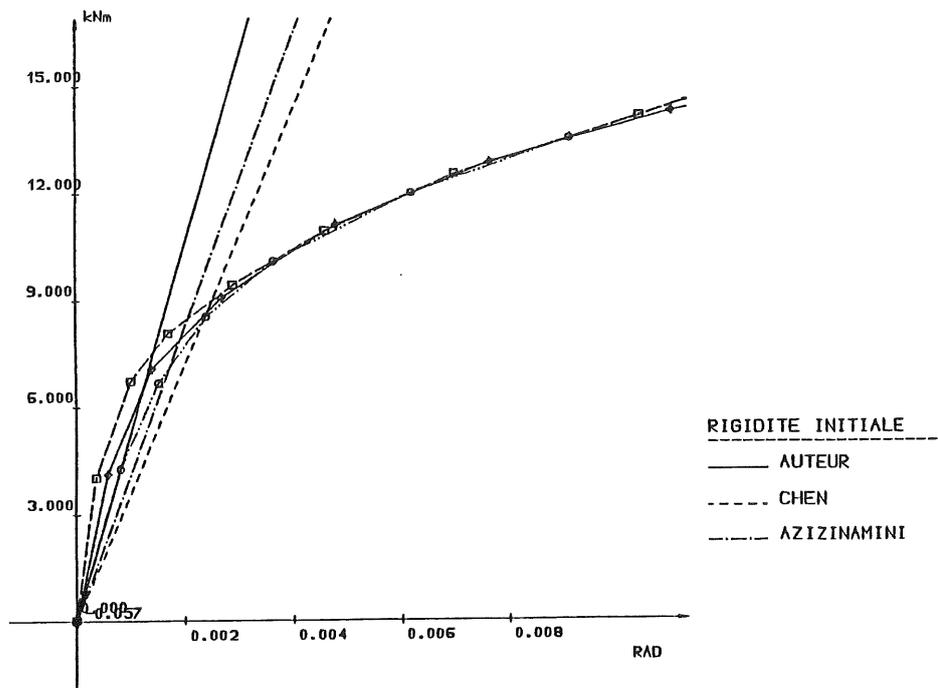
b - Essai B.



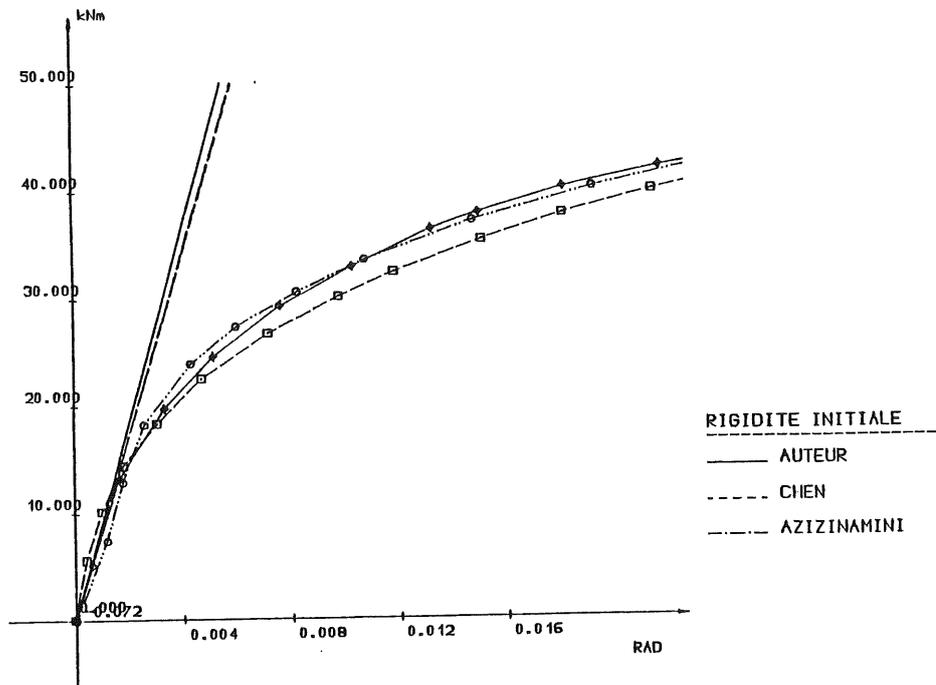
c - Essai E.



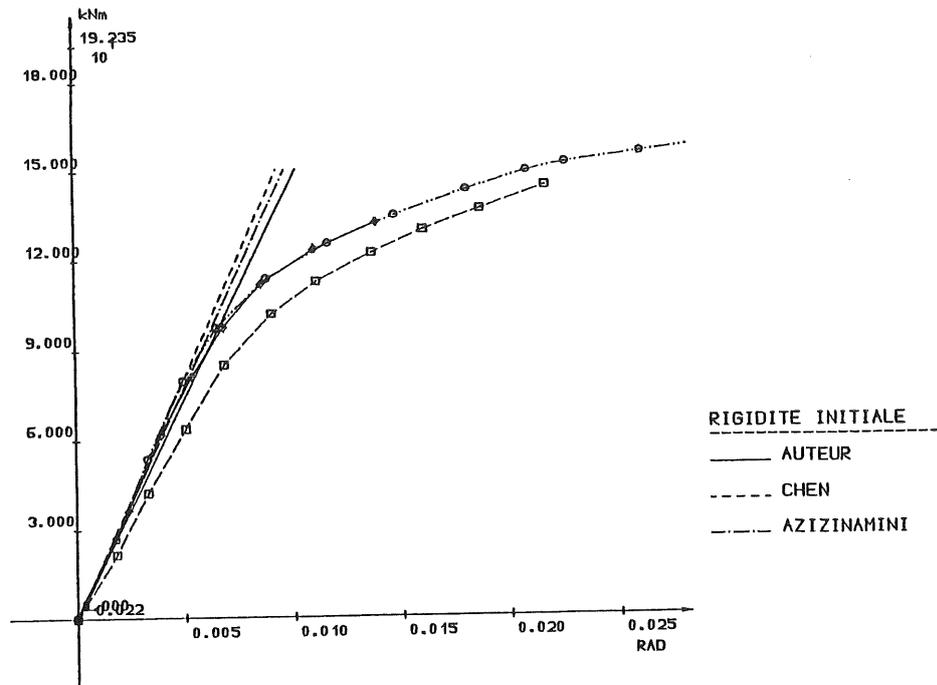
d - Essai F.



e - Essai G.



f - Essai H.



g - Essai I.

Figure 3.120. - Evaluations théoriques de la rigidité initiale. Essais réalisés à Hambourg [H1].

3.3.3.4. Proposition d'une nouvelle méthode d'évaluation de la rigidité initiale. Assemblages par cornières de semelles.

3.3.3.4.1. Etude paramétrique

L'évaluation de la rigidité initiale des assemblages par cornières de semelles, et plus particulièrement de l'ensemble cornières-semelle de colonne, constitue un problème plus complexe qu'il ne pourrait paraître. Le nombre de paramètres dont l'influence sur le comportement de l'assemblage n'a jamais été mis en évidence, jusqu'à présent, est important. Citons, par exemple :

- l'écart initial entre la poutre et la colonne;
- la rigidité flexionnelle propre de l'aile de la cornière adjacente à la semelle comprimée de la poutre;
- la dimension des têtes de boulons;
- le raidissage des cornières au niveau du congé de raccordement;
- ...

Comme nous l'avons souligné au chapitre 1, la simulation numérique du comportement global de l'assemblage, à l'aide d'éléments finis de type

coque, réclame la formulation d'un nombre conséquent d'hypothèses simplificatrices relatives, par exemple, à l'évaluation des forces de contact entre les plats assemblés. Face à la complexité de l'approche numérique et à l'incertitude concernant la précision des résultats, nous avons opté pour l'étude d'un modèle nettement plus simple dont l'aptitude à reproduire le comportement réel, en régime élastique, des assemblages testés en laboratoire [Z2] nous a paru intéressante.

Ce système constitué d'un ensemble de poutres et de ressorts [Z2] (figure 3.121.) ne représente qu'une étape dans le développement d'un modèle de calcul simplifié semblable à ceux proposés par KISHI, CHEN et AZIZINAMINI. La simulation numérique de son comportement, en vue d'une étude paramétrique, est réalisée à l'aide du programme de calcul élastique linéaire aux éléments finis SAPLI5.

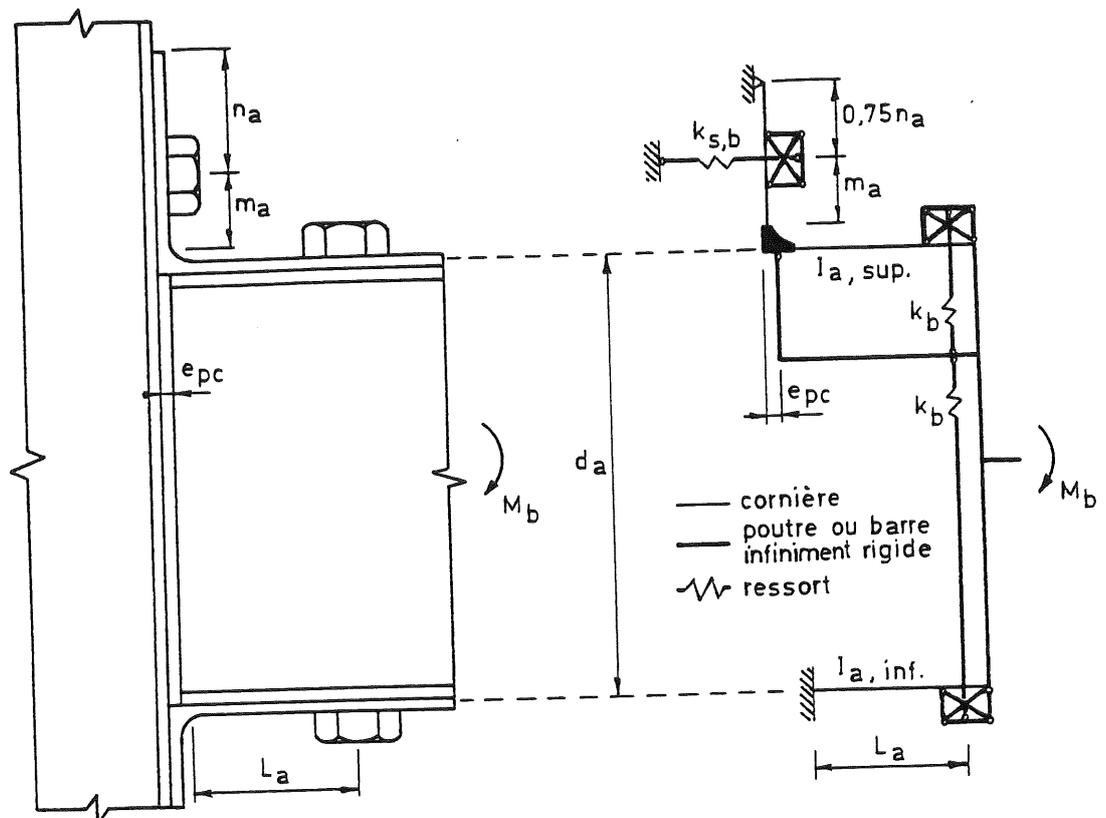


Figure 3.121. - Caractéristiques de la modélisation en poutres des assemblages par cornières de semelles.

k_b caractérise la rigidité des boulons. Sous ce vocable, il faut entendre, soit la rigidité du fût des boulons (boulons non préserrés), soit celle de décompression des plats (boulons préserrés). Son évaluation repose sur les travaux d'AGERSKOV [A8].

$k_{s,b}$ résulte de la combinaison de deux termes :

- la rigidité k_b définie ci-dessus;
- la rigidité k_s relative à la déformabilité de la semelle de la colonne; sa valeur est issue de l'étude, par JARAMILLO [J7], d'une plaque encastrée-libre infiniment longue soumise à des charges transversales.

Les dimensions géométriques sont spécifiées à la figure 3.121.

Ce modèle permet de mettre en évidence l'influence de :

- la dimension des têtes de boulons et de la rigidité axiale de ces derniers;
- la déformabilité des poutres à l'effort tranchant;
- l'écartement initial, e_{pc} , entre la poutre et la colonne;
- la rigidité flexionnelle de la cornière inférieure;
- la rigidification des cornières au niveau du congé de raccordement;
- la raideur flexionnelle supposée de l'aile de la cornière adjacente à la semelle tendue de la poutre, par rapport à celle qu'elle possède réellement.

Il serait beaucoup trop long, dans cette thèse, de détailler les résultats de cette étude paramétrique. Le lecteur intéressé trouvera toute l'information désirée en [Z2]. Nous nous bornerons ici à énoncer brièvement les conclusions principales :

- i) L'encastrement de l'aile de la cornière tendue adjacente à la semelle de la colonne, au niveau de l'extrémité inférieure des têtes de boulons (figures 3.113. et 3.116.b.), conduit à une surestimation importante de la rigidité de l'assemblage.
- ii) L'hypothèse selon laquelle l'aile de la cornière adjacente à la semelle tendue de la poutre peut être considérée comme infiniment rigide (figures 3.116.b. et 3.116.c.) ou nulle (figure 3.113.) en flexion ne se justifie nullement.
- iii) La réponse du système n'est que très peu influencée par la rigidité flexionnelle propre de l'aile de la cornière adjacente à la semelle comprimée de la poutre.
- iv) L'importance de l'écart initial entre la poutre et la colonne conditionne fortement la flexibilité de l'assemblage. A titre d'exemple, le passage d'une valeur de $e_{pc}/t_{a,sup} = 0$ à $e_{pc}/t_{a,sup} = 1$ ($t_{a,sup}$ représente l'épaisseur de la cornière tendue) provoque une réduction de la rigidité flexionnelle de l'ensemble cornières-semelle de colonne de :

- 26 % pour les essais 03 et 06;
 - 23 % pour l'essai 012.
- v) La rigidification de l'assemblage liée à la prise en compte de la dimension finie des têtes de boulons (application non ponctuelle des efforts de boulons) est du même ordre de grandeur que l'augmentation de flexibilité due à la déformation de la cornière tendue sous l'effet des efforts tranchants. A ce propos, il convient de noter l'importance réduite de la déformabilité réelle des cornières à l'effort tranchant, par rapport aux modèles de KISHI et CHEN et surtout AZIZINAMINI; cette constatation est liée à l'existence de conditions d'appui moins sévères pour la cornière au niveau des boulons tendus et aux alentours du congé de raccordement (pas d'encastremets).

3.3.3.4.2. Exposé de la méthode

L'évaluation de la rigidité initiale des assemblages par cornières de semelles réclame l'étude de la déformabilité :

- de l'âme de la colonne soumise aux charges transversales transmises par l'assemblage;
- de l'ensemble semelle de colonne - boulons - cornières de semelles;
- des boulons cisailés, et ...;
- ... des trous de boulons (ovalisation) soumis à pression diamétrale, lorsque les boulons reliant les cornières aux semelles de la poutre ne sont pas initialement préserrés.

On dénombre ainsi trois composantes principales de déformabilité. La première (introduction de charges transversales dans l'âme de la colonne) a été étudiée en détail au début de ce chapitre. Les expressions relatives à l'évaluation de la rigidité correspondante sont regroupées au tableau 3.11. La deuxième (ensemble colonne-cornières) et la troisième (boulons et ovalisation des trous) sont successivement envisagées ci-dessous.

a. Déformabilité de l'ensemble semelle de colonne - cornières de semelles

Fidèle au choix opéré lors de l'étude de la capacité plastique des assemblages par plat d'about et par cornières de semelles ainsi que de celle de la rigidité initiale des assemblages par plat d'about, nous avons à nouveau opté pour une modélisation "en tronçons T" de l'ensemble semelle de colonne - cornières de semelles (figure 3.122.). Seule la cornière tendue entre en ligne de compte dans ce modèle, dans la mesure où l'étude paramétrique a montré l'influence négligeable de la rigidité propre de la cornière comprimée sur la déformabilité globale de l'assemblage.

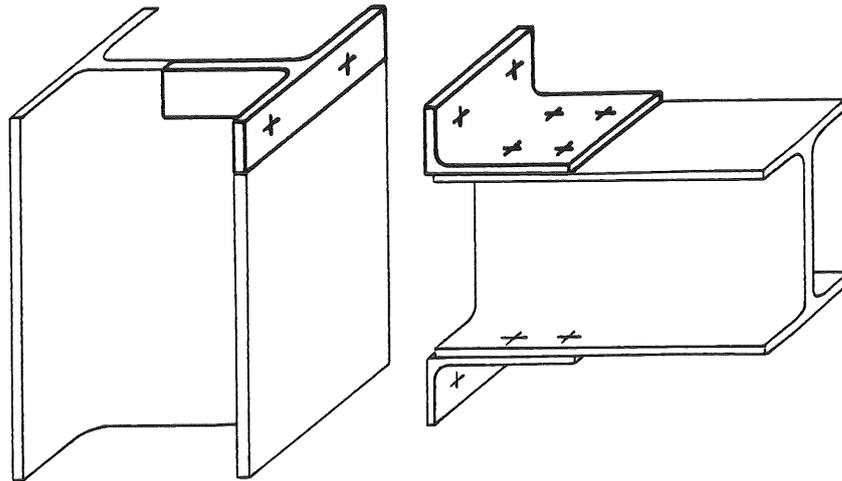


Figure 3.122. - Modélisation de l'ensemble semelle de colonne-cornières.

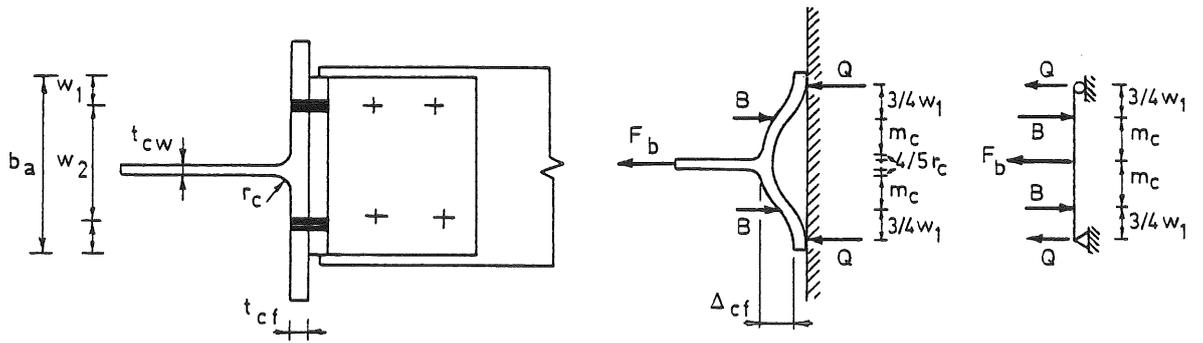
Le comportement de la semelle de la colonne est idéalisé, comme dans les assemblages par plat d'about débordant, par une poutre sur deux appuis simples (figure 3.123.a.). B et Q représentent respectivement les efforts dans les boulons tendus et les efforts de levier. Ces derniers agissent aux $3/4$ de la distance w_1 entre les boulons et le bord de la cornière, comme DOUTY et Mc GUIRE [D4] le préconisent. Δ_{cf} caractérise la déformabilité élastique de la semelle.

La modélisation de la cornière tendue est un rien plus complexe, dans la mesure où sa déformabilité dépend de la valeur de l'écart initial e_{pc} entre la poutre et la colonne. A cet égard, nous nous rappellerons avoir dissocié deux cas lors de l'étude de la capacité plastique des assemblages par cornières de semelles; par souci de simplicité, nous conserverons ici cette optique qui nous amène à envisager :

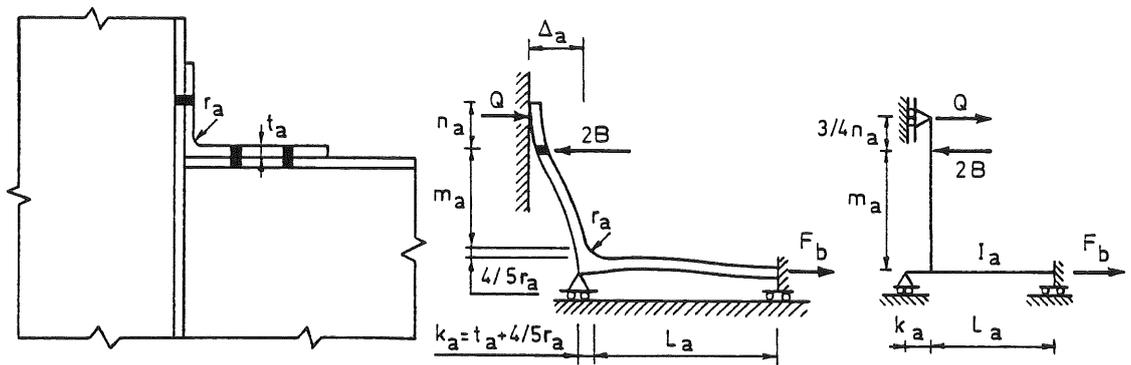
- le cas où la distance e_{pc} est nulle;
- le cas où la distance e_{pc} est non nulle.

Au niveau du modèle de calcul présenté aux figures 3.123.b. et 3.123.c., ces deux situations se différencient uniquement par la position de la réaction de contact naissant entre la cornière et la semelle de la poutre, lors du chargement de l'assemblage.

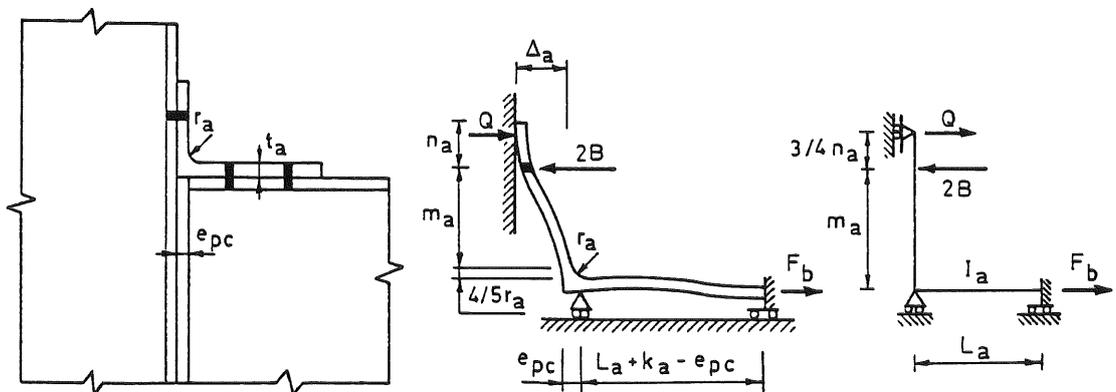
La figure 3.123.b. traduit la position réelle de la réaction lorsque e_{pc} est nul; sa localisation à la naissance du congé de raccordement, lorsque e_{pc} est non nul, constitue une solution moyenne permettant de limiter l'écart entre la réponse du modèle et la réalité, quelle que soit la valeur non nulle de e_{pc} .



a - Semelle de colonne (Δ_{cf}).



b - Cornière tendue (Δ_a). Espace poutre-colonne nul.



c - Cornière tendue (Δ_a). Espace poutre-colonne non nul.

Figure 3.123. - Modèle de calcul de la rigidité initiale de l'ensemble semelle de colonne - cornières de semelles.

La substitution d'un système de deux poutres en équerre au demi-tronçon T simulant le comportement de la cornière tendue possède de nombreux attraits par rapport aux modèles adoptés par KISHI, CHEN et AZIZINAMINI. En particulier, nous mentionnerons la possibilité :

- de tenir compte de la rigidité flexionnelle de l'aile de la cornière adjacente à la semelle de la poutre;
- d'englober la déformation axiale des boulons et d'échapper à l'obligation de caractériser la restrainte flexionnelle apportée à la cornière par les boulons;
- de simuler l'effet des efforts de levier;
- de différencier les assemblages selon la valeur de l'espace poutre-colonne.

Nous savons, au travers de l'étude paramétrique, que la rigidification de la cornière tendue due à l'action des têtes de boulons a tendance à compenser la déformabilité supplémentaire des poutres à l'effort tranchant. Cette constatation nous autorise donc à considérer, dans le modèle de calcul simplifié, l'action ponctuelle des efforts de boulons et à n'évaluer que la déformée purement flexionnelle de la cornière (Δ_a aux figures 3.123.b. et 3.123.c.).

Les idéalizations de la semelle et de la cornière tendue sont reportées à la figure 3.124.; la rigidité flexionnelle K_a y est définie de la manière suivante :

$$K_a = \frac{4 EI_a}{L' a} \quad (3.121.a.)$$

I_a est donné par la formule (3.119.b.).

La valeur de L'_a varie en fonction de l'écart initial, e_{pc} , entre la poutre et la colonne :

$$L'_a = L_a \quad \text{si } e_{pc} = 0 \quad (3.121.b.)$$

$$L'_a = \frac{L_a (4 k_a^3 + L_a^3)}{(L_a + k_a)^3} \quad \text{si } e_{pc} \neq 0 \quad (3.121.c.)$$

L'ensemble des développements relatifs à la formulation mathématique du modèle sont rassemblés en [Z2]. Nous ne donnons ici que les résultats principaux.

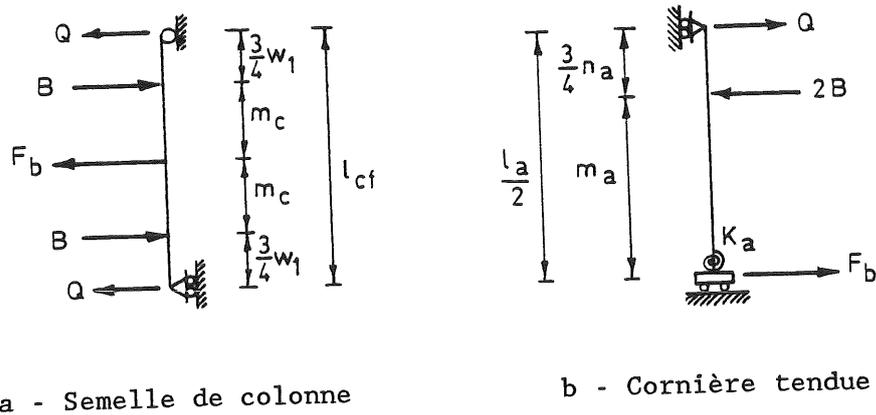


Figure 3.124. - Idérialisation de la semelle de la colonne et de la cornière tendue.

$$\Delta_{cf} = \frac{F_b Z_{cf}}{E} \left[\frac{1}{4} - \frac{1}{2} q \alpha_{cf1} \right] \quad (3.122.)$$

$$\Delta_a = \frac{F Z_a}{E} \left[\frac{1}{2} \left(1 + \frac{3 L_a'}{2 l_a} \right) - q \alpha_{a1} \right] \quad (3.123.)$$

Pour les assemblages à boulons non préserrés :

$$q = q_s = \frac{Z_{cf} \alpha_{cf1} + 2 Z_a \alpha_{a1}}{Z_{cf} \alpha_{cf2} + 2 Z_a \alpha_{a2} + \frac{k_1 + 2 k_4}{2 A_b}} \quad (3.124.a.)$$

Pour les assemblages à boulons préserrés :

$$q = q_t = \frac{Z_{cf} \alpha_{cf1} + 2 Z_a \alpha_{a1}}{Z_{cf} \alpha_{cf2} + 2 Z_a \alpha_{ac} + \frac{k_2 k_3^*}{2 A_b (k_2 + k_3^*)}} \quad (3.124.a.)$$

Dans ces formules :

$$Z_{cf} = \frac{l_{cf}^3}{w_{cf} t_{cf}^3} \quad (3.125.a.)$$

$$z_a = \frac{l_a^3}{w_a t_a^3} \quad (3.125.b.)$$

$$\alpha_{cf1} = 1,5 \alpha_{cf} - 2 \alpha_{cf}^3 \quad (3.125.c.)$$

$$\alpha_{cf2} = 6 \alpha_{cf}^2 - 8 \alpha_{cf}^3 \quad (3.125.d.)$$

$$\alpha_{a1} = 1,5 \alpha_a \left(1 + \frac{l_a}{l_a}\right) - 2 \alpha_a^3 \quad (3.125.e.)$$

$$\alpha_{a2} = 6 \alpha_a^2 \left(1 + \frac{l_a}{l_a}\right) - 8 \alpha_a^3 \quad (3.125.f.)$$

$$l_{cf} = 2 (m_c + 0,75 w_1) \quad (3.125.g.)$$

$$l_a = 2 (m_a + 0,75 n_a) \quad (3.125.h.)$$

$$w_{cf} = 2 n_a \quad (3.125.i.)$$

$$w_a = b_a \quad (3.125.j.)$$

$$\alpha_{cf} = 0,75 w_1 / l_{cf} \quad (3.125.k.)$$

$$\alpha_a = 0,75 n_a / l_a \quad (3.125.l.)$$

Les valeurs de k_1 , k_2 , k_3^* et k_4 se calculent par l'intermédiaire des formules (3.18.). Les grandeurs géométriques intervenant dans les expressions (3.122. à 3.125.) sont précisées aux figures 3.123. et 3.124.

La rigidité initiale de l'ensemble semelle de colonne - cornières se déduit aisément du calcul de Δ_{cf} et Δ_a :

$$K_{i \text{ colonne-cornières}} = \frac{F_b \cdot d_a^2}{\Delta} \quad (3.126.a.)$$

$$\text{avec } \Delta = \Delta_{cf} + \Delta_a \quad (3.126.b.)$$

La distance d_a entre le centre de gravité des ailes des cornières adjacentes aux semelles de la poutre est représentée à la figure 3.121.

b. Ovalisation des trous de boulons et cisaillement des fûts de boulons

L'étude de la résistance à la pression diamétrale de plats assemblés par boulons non préserrés et soumis à un effort de cisaillement a retenu depuis longtemps l'attention de nombreux auteurs (Winter, Fisher, Struik, Birkemoe, Gilmor, ...). Très peu, par contre, semblent s'être penchés sur l'étude de la déformabilité des plats, de même que sur celle des boulons cisailés. La masse des essais de cisaillement dont on trouve trace dans la littérature mettent en évidence les caractéristiques de résistance des assemblages, mais rarement celles de déformabilité. L'ovalisation des trous de boulons et le cisaillement des fûts de boulons dans les assemblages par cornières représente une source non négligeable de déformabilité de l'assemblage, tant et si bien que nous nous trouvons devant l'obligation d'apporter une ébauche de réponse à ce problème; ébauche dans la mesure où nous sommes parfaitement conscients que la déformabilité des assemblages cisailés représente un problème en soi et que son étude requiert la mise en oeuvre de moyens numériques et expérimentaux conséquents.

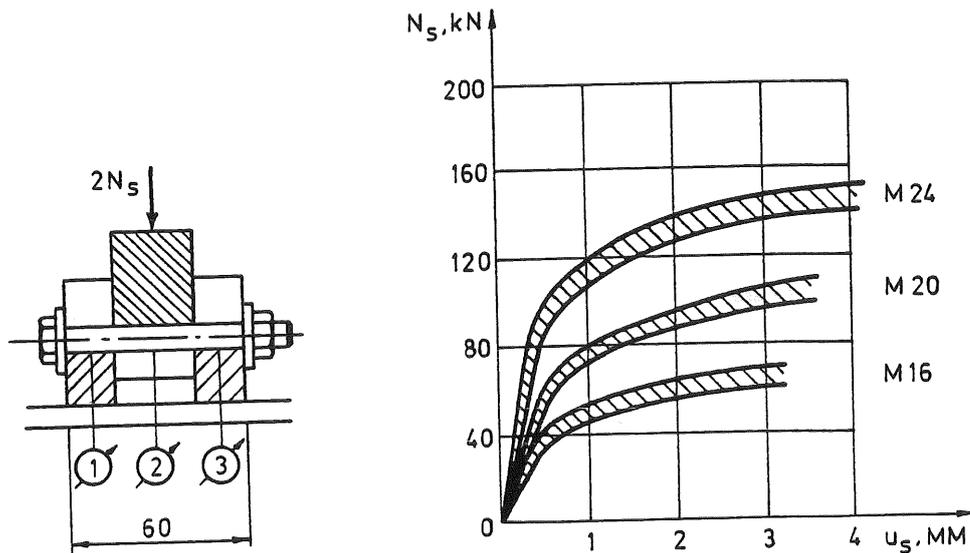
Notre but n'étant pas là, notre approche a consisté :

- à déduire une loi de comportement des boulons cisailés sur base d'essais expérimentaux disponibles;
- à reprendre à notre compte les expressions mathématiques traduisant le phénomène d'ovalisation des trous, qui ont été proposées récemment par des chercheurs soviétiques;
- à effectuer un nombre restreint d'essais expérimentaux afin de porter un premier jugement sur la précision de ces expressions.

Envisageons, tout d'abord, le cisaillement des fûts de boulons.

KARMALIN et PAVLOV [K5] ont effectué un nombre important de tests de cisaillement (figure 3.125.a.) sur des boulons M16, M20 et M24 de nuances 5.8, 8.8, 10.9 ainsi que sur des boulons dont la résistance minimale en traction est de 1100 MPa. L'étude expérimentale portait sur 10 boulons pour chaque diamètre et pour chaque nuance. Les auteurs fournissent, dans leur article, les graphes exprimant l'évolution du déplacement en fonction de l'effort sollicitant, par plan de cisaillement (figure 3.125.b.).

Notre travail a simplement consisté à rechercher une loi de comportement susceptible de prédire, avec une précision suffisante, la déformation moyenne des boulons cisailés dans leur domaine élastique linéaire de comportement.



a - Montage expérimental

b - Courbe effort-déplacement par boulon et par plan de cisaillement

Figure 3.125. - Résultats expérimentaux relatifs aux boulons de nuance 5.8.

Cette relation charge N_s - déplacement u_s par boulon et par plan de cisaillement s'exprime :

$$N_s = 0,93 A_s \cdot f_{ub} \cdot u_s \quad (3.127.)$$

A_s désigne l'aire de la section résistante du fût de boulon et f_{ub} la limite ultime de l'acier en traction.

KARMALIN et PAVLOV [K5] se sont également attachés à déterminer les caractéristiques de déformabilité des plats soumis à pression diamétrale. Les 592 essais qu'ils ont effectués en laboratoire couvrent :

- les assemblages à 1 ou 2 surfaces de cisaillement;
- les boulons M16, M20 et M24 de nuances 5.8, 8.8, 10.9 ainsi que des boulons à très haute résistance;
- des épaisseurs de plats variant de 4 à 20 mm;
- des plats dont la limite ultime en traction f_u varie de 370 MPa à 610 Mpa;
- des trous de boulons excédant de 0,5 à 4 mm le diamètre des boulons.

Sur base des résultats de cette imposante campagne expérimentale, KARMALIN et PAVLOV ont établi la relation suivante entre l'effort de cisaillement N_s , par boulon, et la déformation par pression diamétrale u_s , pour chacun des plats assemblés :

$$N_s = 1,25 \gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_t d f_u u_s \quad (3.128.a.)$$

Dans cette expression :

γ_{b1} - tient compte du développement non simultané de pression diamétrale au niveau de chaque boulon de l'assemblage; γ_{b1} est pris égal à 1,0 si l'assemblage ne contient qu'une seule rangée de boulons (dans le sens perpendiculaire à celui de l'effort appliqué) et à 0,9 dans le cas contraire;

γ_{b2} - tient compte de la distance e_b entre le centre des boulons et le bord du plat, dans le sens d'application de l'effort de cisaillement, soit de la distance p_b entre deux rangées de boulons; il s'évalue comme suit :

$$\gamma_{b2} = 0,25 \frac{e_b}{d} + 0,5 \quad \text{si } 1,5 d \leq e_b < 3 d$$

$$= 1,25 \quad \text{si } e_b \geq 3 d \quad (3.128.b.)$$

$$\gamma_{b2} = 0,25 \frac{p_b}{d} + 0,375 \quad \text{si } 2 \leq p_b \leq 3,5 d$$

$$= 1,25 \quad \text{si } p_b \geq 3,5 d \quad (3.128.c.)$$

γ_t - dépend de l'épaisseur de l'ensemble des éléments assemblés :

$$\gamma_t = t \quad \text{si } t \leq 2,0 \text{ cm}$$

$$= 0,5 t^2 + 3 t - 2 \quad \text{si } 2 < t \leq 3 \text{ cm} \quad (3.128.d.)$$

$$2,5 \quad \text{si } t \geq 3 \text{ cm.}$$

d et f_u désignent respectivement le diamètre du boulon et la contrainte ultime en traction du plat. Le coefficient 1,25 qui apparaît à la formule (3.128.a.) résulte de l'analyse statistique des résultats expérimentaux; il correspond aux valeurs moyennes de déformabilité de plats assemblés; le coefficient relatif aux valeurs caractéristiques à 95 % vaut 1,08.

L'expression (3.128.a.) ne caractérise que le domaine élastique linéaire de comportement de l'assemblage. Les auteurs proposent également des expressions correspondantes de comportement jusqu'à la ruine.

Une série de huit essais de cisaillement entre des cornières et l'âme (ou les semelles) de profils IPE a été réalisée à Liège, en marge de la recherche relative à l'étude des assemblages composites acier-béton, afin de juger de la validité des formules (3.127.) et (3.128.). Les diagrammes comparatifs, repris en [Z2], démontrent la précision très satisfaisante avec laquelle ces dernières permettent de prédire la déformabilité élastique des plats cisailés.

Malgré cela, il nous semblerait opportun d'entreprendre, dans l'avenir, des recherches plus intensives dans ce domaine précis, étant donné l'importance qu'il revêt dans l'étude des assemblages par cornières.

3.3.3.4.3. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles

Nous avons reporté, aux figures 3.117. à 3.120., les valeurs de l'estimation théorique de la rigidité initiale des assemblages par cornières de semelles fondée sur l'emploi du tableau 3.11. (déformation de l'âme de la colonne), des formules 3.122. et 3.123. (déformation de l'ensemble cornières-semelle de colonne), ainsi que des formules 3.127. et 3.128. (déformation des fûts de boulons cisailés et des plats - semelles de poutre et cornières - soumis à pression diamétrale). Pour rappel, ces deux dernières composantes n'influencent sur la rigidité initiale des assemblages que lorsque les boulons n'ont pas subi de préserrage initial.

La méthode proposée fournit des estimations très précises de la rigidité initiale pour les essais 03, 06 et JT08 (assemblages à espace poutre-colonne initialement non nul), ainsi que pour les essais allemands, A, B, E, F, G, H et I (assemblages à espace poutre-colonne initialement nul). Elle sous-estime très légèrement la rigidité initiale de 012. Pour toutes les raisons énoncées précédemment, la comparaison avec les essais italiens s'avère plus délicate (faibles rotations difficilement mesurables en laboratoire, variation notable de la rigidité des essais TT1, T31 et T32 virtuellement identiques en ce qui concerne leur géométrie, ...). La légère sous-estimation apparente de la rigidité initiale peut s'expliquer par la rigidification de la cornière résultant de la présence de boulons à fort diamètre, particulièrement disproportionnés par rapport aux cornières testées.

En définitive, la méthode que nous venons d'exposer est donc en mesure de prédire, avec une précision très satisfaisante, la rigidité initiale d'assemblages extrêmement différents au niveau de leur configuration géométrique. De plus, elle aboutit à une formulation mathématique très simple, particulièrement propice à une utilisation aisée en pratique.

3.3.4. Evaluation de la rigidité d'écrouissage des assemblages

3.3.4.1. Rigidité d'écrouissage des éléments d'assemblage

Nous avons eu l'occasion, en 3.3.2.1., d'introduire la notion de rigidité d'écrouissage. Cette dernière est liée au caractère bi-linéaire

des courbes moment-rotation caractéristiques des assemblages boulonnés. C'est sur elle, entre autres, que repose la définition de la capacité plastique des assemblages que nous avons adoptée à la figure 3.59.a. Son évaluation théorique constitue donc une étape majeure dans la prédiction du comportement non linéaire, jusqu'à la ruine, des courbes moment-rotation.

Fort peu d'auteurs semblent s'être intéressés à ce problème jusqu'à présent. Seuls YEE et MELCHERS [Y1] fournissent quelques indications relatives aux valeurs de la rigidité d'écroûissage à considérer pour les noeuds à assemblages par plat d'about débordant. Selon eux, l'augmentation de résistance liée à l'écroûissage n'est significative que lorsque la ruine de l'assemblage est associée aux deux seuls modes de ruine suivants :

- la plastification de l'âme de la colonne en cisaillement,
- le voilement de l'âme de la colonne dans la zone comprimée.

Dans tout autre cas, la rigidité d'écroûissage est nulle.

Il suffit de jeter un regard sur les courbes de déformabilité des assemblages auxquelles nous avons fait allusion et en particulier celles relatives aux éléments d'assemblage testés en Italie, pour se rendre compte de l'absence de fondement de ce postulat.

En effet, tout élément constitutif d'un noeud possède une résistance post-limite liée à l'apparition et à la propagation d'écroûissage. Seules les composantes dont le comportement est fragile par nature (boulons, soudures, ...) et les âmes de colonnes comprimées transversalement pour lesquelles la charge de voilement équivaut au moment pseudo-plastique de l'âme transigent à cette règle.

Les rigidités d'écroûissage relatives à l'introduction des charges concentrées dans l'âme de la colonne et au cisaillement de panneaux d'âme ont été définies dans la première partie de ce chapitre. Nous nous concentrerons plus spécialement ici sur l'évaluation de la rigidité d'écroûissage des semelles de colonne, des plats d'about débordant et des cornières de semelles.

L'examen des résultats d'essais de noeuds en laboratoire nous a conduit à dissocier trois types d'éléments dont le comportement post-limite est influencé par leur degré de déformabilité. Il s'agit :

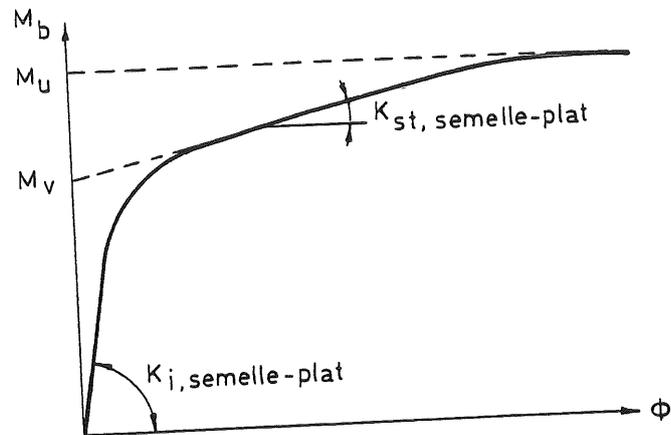
- des semelles de colonnes et les plats d'about;
- des cornières de semelles provenant d'assemblages pour lesquels l'espace poutre-colonne est initialement nul;
- des cornières de semelles provenant d'assemblages pour lesquels l'espace poutre-colonne est initialement non nul.

Les semelles de colonnes constituent des éléments structuraux relativement peu élancés dont la déformabilité transversale est somme toute limitée. La propagation d'écroûissage consécutif à la plastification de la

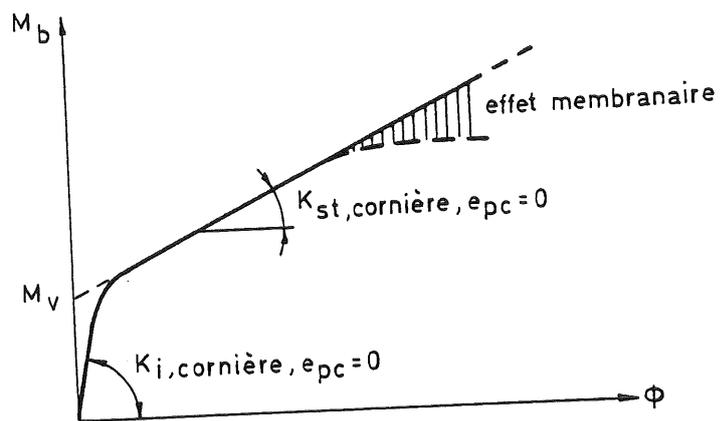
semelle provoque l'apparition, au niveau de la courbe comportement, d'une zone à rigidité quasi-constante et sensiblement égale à E_{st}/E fois la rigidité initiale (figure 3.126.a.) :

$$K_{st, \text{semelle-plat}} = \frac{E_{st}}{E} K_{i, \text{semelle-plat}} \quad (3.129.)$$

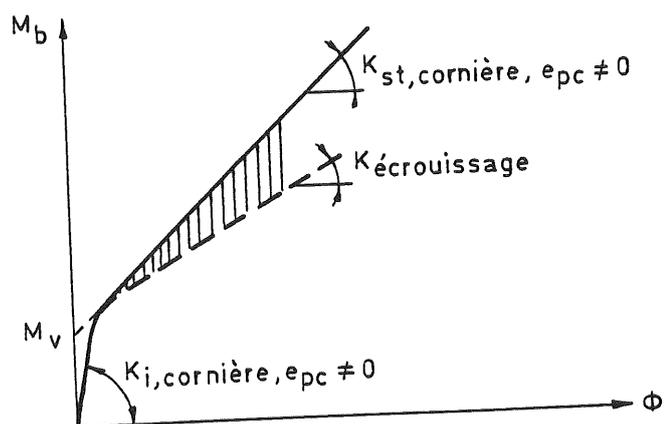
E_{st} et E désignent la rigidité d'écroutissage et le module de YOUNG de l'acier constituant la semelle de la colonne.



a - Semelle de colonne et plat d'about



b - Cornières de semelles - écart poutre-colonne nul



c - Cornières de semelles - écart poutre-colonne non nul

Figure 3.126. - Définition physique de la rigidité d'écroûissage. Peu avant la ruine de l'élément, la rigidité décroît jusqu'à s'annuler lors de l'atteinte du moment ultime M_u . Les plats d'about d'épaisseur moyenne à forte se comportent de manière similaire.

Les cornières de semelles soumises à des efforts de traction apparaissent comme nettement plus déformables. Parmi celles-ci, nous distinguerons celles provenant ou non d'assemblages pour lesquels l'espace poutre-colonne est initialement nul. L'étude de la rigidité initiale a mis en évidence l'accroissement de la déformabilité de l'assemblage en fonction de l'augmentation de cette distance. Lorsque l'écart est nul, les essais expérimentaux montrent la similitude du comportement des cornières avec celui des semelles de colonne :

$$K_{st, \text{cornière}, e_{pc} = 0} = \frac{E_{st}}{E} K_{i, \text{cornière}, e_{pc} = 0} \quad (3.130.)$$

jusqu'aux alentours de la charge de ruine (figure 3.126.b.). A ce niveau de chargement, la déformabilité importante de la cornière induit la naissance d'efforts membranaires. Ceux-ci influent directement sur le mode de travail de l'élément qui a nettement tendance à se comporter comme une bielle tendue, plutôt que comme un plat fléchi. La charge de ruine flexionnelle peut, dès lors, être largement dépassée; pour aucun des essais que nous avons à notre disposition, il n'a été possible de déterminer expérimentalement la résistance ultime de l'élément. En pratique, celle-ci semble devoir être limitée plus par la rupture des boulons tendus que par la résistance propre de la cornière. Les plats d'about d'épaisseur faible (de l'ordre de 12 mm) présentent un comportement identique.

Les cornières de semelles d'assemblages à espace poutre-colonne non nul appartiennent à la troisième catégorie. Leur niveau élevé de déformabilité donne naissance à des efforts membranaires dès que la résistance plastique de la cornière est atteinte (figure 3.126.c.). Dans ce contexte, il s'avère plus exact de parler de rigidité d'écroûissage apparente, dans la mesure où cette dernière résulte de la combinaison de la rigidité d'écroûissage et de la rigidité associée au comportement membranaire de la cornière. Les essais expérimentaux soulignent le caractère constant de cette rigidité, quel que soit le niveau de chargement de l'assemblage (aussi peut-on parler de droite d'écroûissage apparent); ils permettent également de quantifier cette rigidité apparente :

$$K_{st, cornière, e_{pc}} \neq 0 = \frac{2 E_{st}}{E} K_{i, cornière, e_{pc}} \neq 0 \quad (3.131.)$$

3.3.4.2. Rigidité d'écroûissage des assemblages par plat d'about

Toute composante de déformabilité d'un assemblage est caractérisée par une résistance plastique, $M_{v,i}$, et une rigidité d'écroûissage, $K_{st,i}$, qui lui sont propres. La capacité plastique de l'assemblage tout entier, M_v , a été définie précédemment comme la valeur minimale des capacités plastiques de chacune des composantes :

$$M_v = \min (M_{v,i}) \quad (3.132.)$$

Supposons, dans un premier temps, que M_v soit très nettement inférieure à la résistance plastique des autres parties de l'assemblage. La rigidité post-limite de l'assemblage se définit alors, simplement, par combinaison de la rigidité d'écroûissage de l'élément auquel est associée la ruine plastique de l'assemblage et de la rigidité élastique linéaire (rigidité initiale) de chacune des autres composantes. Cette situation correspond à une solution peu économique, du point de vue de l'assemblage, dans la mesure où seule une partie limitée travaille à un niveau élevé de sollicitation.

En pratique, l'apparition successive de plastification dans les diverses parties de l'assemblage, en cours de chargement, conduit à une diminution sensible de la rigidité post-limite par rapport à la situation précédente. La solution qui vient immédiatement à l'esprit, mais qui est vraisemblablement la plus longue et la plus fastidieuse, consiste à :

- établir la loi de comportement $M_b - \phi$ de chacun des composantes;
- déduire la courbe de déformabilité de l'assemblage tout entier, par

sommation de déformabilité de chacune des composantes.
 Conscients de la complexité de cette approche, nous nous sommes tournés vers une solution plus aisée, reposant sur une compréhension plus physique du phénomène.

En réalité, une partie d'assemblage qui possède une capacité plastique élevée par rapport à M_v contribuera élastiquement à la rigidité post-limite de l'assemblage tout entier; à l'inverse, une composante caractérisée par une capacité plastique proche de M_v s'écrouira en cours de chargement, influençant fortement, par là même, la rigidité post-limite de l'assemblage. La détermination de la rigidité post-limite de l'assemblage se résume donc à dissocier, parmi toutes les composantes, celles qui contribuent à la rigidité post-limite par l'intermédiaire de leur rigidité initiale $K_{i,i}$ ou de leur rigidité d'écrouissage $K_{st,i}$. L'examen approfondi des essais expérimentaux d'assemblages par plat d'about nous a permis de déterminer la valeur charnière de la capacité plastique :

$$M_{v,up} = 1,65 M_v \quad (3.133.)$$

permettant de classer les modes de ruine :

- les parties d'assemblage caractérisées par une capacité plastique $M_{v,i}$ supérieure à $M_{v,up}$ contribueront à la rigidité post-limite de l'assemblage par l'intermédiaire de leur rigidité initiale $K_{i,i}$;
- les autres, pour lesquelles $M_{v,j}$ est inférieure ou égale à $M_{v,up}$, y contribueront par l'intermédiaire de leur rigidité d'écrouissage, $K_{st,j}$.

En définitive, la rigidité post-limite que, erronément, nous appellerons dans la suite "rigidité d'écrouissage de l'assemblage" s'exprime :

$$K_{st} = K_{post-limite} = \frac{1}{\sum_i \left(\frac{1}{K_{i,i}}\right)_{M_{v,i} > M_{v,up}} + \sum_j \left(\frac{1}{K_{st,j}}\right)_{M_{v,j} \leq M_{v,up}}} \quad (3.134.)$$

3.3.4.3. Rigidité d'écrouissage des assemblages par cornières de semelles

Tout comme pour le calcul de la rigidité initiale et de la capacité plastique, nous différencions à nouveau les assemblages par cornières de semelles selon l'existence, ou non, d'un écart initial entre la poutre et la colonne.

3.3.4.3.1. Espace poutre-colonne initialement nul

L'évaluation de la rigidité post-limite s'effectue, globalement, d'une manière similaire à ce que nous venons d'exposer pour les plats d'about. Deux modifications doivent cependant être apportées : la première est

relative à la définition de la valeur de $M_{v,up}$; la seconde, à l'influence du glissement poutre-cornières sur le comportement global de l'assemblage.

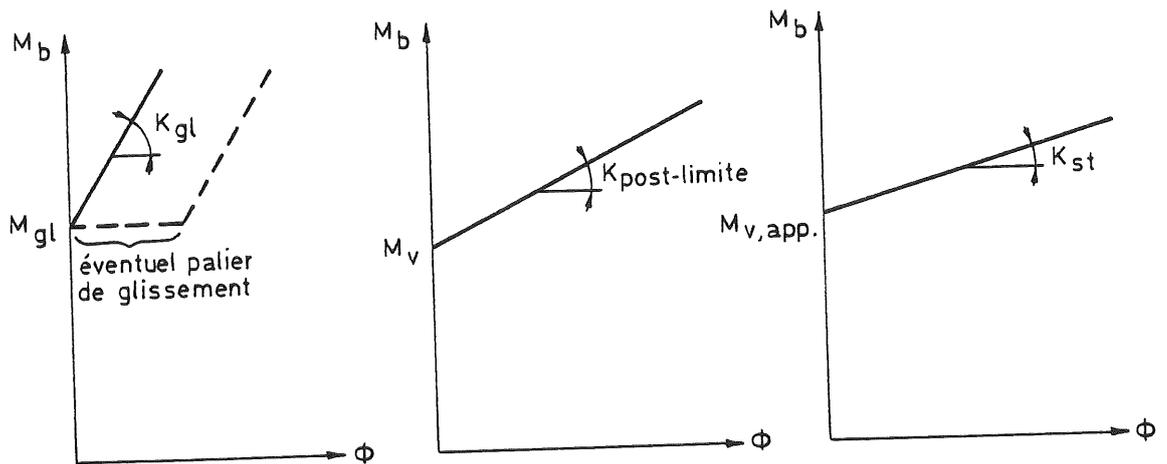
a) Les cornières de semelles constituent, dans l'immense majorité des cas, le point faible de l'assemblage; de plus, nous savons, par la figure 3.126.b., que leur comportement en fin de chargement est influencé par les efforts membranaires résultant de l'importance des déformations subies. Dans ces conditions, le rapport entre le moment maximum transmis par les assemblages par cornières de semelles et leur capacité plastique, M_v , excède celui relatif aux assemblages par plat d'about. Cette constatation nous pousse à adopter une valeur de $M_{v,up}$ supérieure à celle définie par la formule (3.133.) :

$$M_{v,up} = 1,90 M_v \quad (3.135.)$$

b) Les cornières sont généralement reliées aux semelles de la poutre par l'intermédiaire de boulons préserrés ou non préserrés. Plaçons-nous dans le cas général de boulons soumis à un effort de préserrage initial S ($S = 0$ lorsque les boulons ne sont pas préserrés). L'atteinte du moment M_{gl} dans l'assemblage provoque le glissement relatif de la poutre et des cornières (figure 3.127.a.) :

$$M_{gl} = n_b \mu S d_a \quad (3.136.)$$

μ désigne le coefficient de frottement et n_b , le nombre de boulons reliant chacune des cornières à la poutre; d_a est défini à la figure 3.121. Au-delà de M_{gl} se développe de la pression diamétrale entre les plats assemblés et les boulons; il en résulte une ovalisation des trous de boulons ainsi que la déformation des fûts de boulons cisailés (formules 3.127. et 3.128.). La rigidité K_{gl} caractérise cette phase de comportement (figure 3.127.a.).



a - Glissement-cisaillement b - Assemblage sans glissement-cisaillement c - Assemblage réel

Figure 3.127. - Définition de la droite d'écroûissage pour les assemblages à cornières de semelles ($e_{pc} = 0$).

Nous considérons qu'aucun glissement ne se développe entre les plats assemblés, conformément à la définition des valeurs expérimentales de la droite d'écroûissage et de la capacité plastique pour lesquelles nous avons opté à la figure 3.63. Ces glissements ne se traduisent d'ailleurs au niveau du comportement global de l'assemblage, que par la translation horizontale d'une partie de la courbe d'une quantité égale à l'importance des glissements.

Indépendamment de ce problème local à l'interface poutre-cornières, nous sommes également en mesure de déterminer (figure 3.127.b.) la capacité plastique M_v de l'assemblage ainsi que sa rigidité post-limite $K_{\text{post-limite}}$ par l'intermédiaire des relations (3.134.) et (3.135.).

Le comportement réel de l'assemblage résulte de la combinaison de ces deux composantes de déformabilité (figure 3.127.c.) [Z2] :

$$M_{v,app} = \frac{M_v K_{gl} + M_{gl} K_{\text{post-limite}}}{K_{gl} + K_{\text{post-limite}}} \quad (3.137.a.)$$

$$K_{st} = \frac{K_{gl} K_{\text{post-limite}}}{K_{gl} + K_{\text{post-limite}}} \quad (3.137.b.)$$

$M_{v,app}$ représente la capacité plastique apparente de l'assemblage; elle ne s'identifie à la capacité plastique réelle de l'assemblage, M_v , que lorsque cette dernière équivaut à la charge de glissement, M_{gl} . C'est cette valeur qui, au tableau 3.25., a été comparée aux résultats expérimentaux d'essais effectués par HOTZ à Hambourg.

L'emploi des deux formules (3.137.a.) et (3.137.b.) ne se justifie évidemment que dans la mesure où $M_{gl} \leq M_{v,up}$. Dans le cas contraire, $M_{v,app}$ est égal à M_v et K_{st} à $K_{post-limite}$.

3.3.4.3. Espace poutre-colonne initialement non nul

Ce cas se différencie uniquement du précédent par la décroissance relativement peu importante de la rigidité des cornières consécutives à leur plastification (formule 3.131.).

La définition de la capacité plastique apparente et de la "rigidité d'écroûissage" de l'assemblage dépend des valeurs relatives :

- de la capacité plastique des cornières seules, $M_{v,cornière}$, qui s'identifie généralement à celle de l'assemblage, M_v (nous le supposons ici);
- de la charge de glissement, M_{gl} ;
- de la capacité plastique des autres parties d'assemblages, $M_{v,i} > M_v$, et principalement de la plus faible d'entre elles, appelée $M_{v,s}$; dans la majorité des cas, $M_{v,s}$ équivaut à la capacité plastique de la semelle tendue de la colonne.

Nous distinguerons deux situations bien précises :

$$a) \quad M_{v,s} > M_{v,up} \quad (3.138.a.)$$

$$\text{avec} \quad M_{v,up} = 1,9 M_v \quad (3.138.b.)$$

- Si la charge de glissement, M_{gl} , est supérieure à $M_{v,up}$:

$$M_{v,app} = M_v = M_{v,cornière} \quad (3.139.a.)$$

$$K_{st} = K_{post-limite} \quad (3.139.b.)$$

$$\text{avec} \quad K_{post-limite} = \frac{1}{\sum_i \left(\frac{1}{K_{i,i}} \right)_{M_{v,i} > M_v} + \left(\frac{1}{K_{st,cornière, e_{pc} \neq 0}} \right)} \quad (3.139.c.)$$

$K_{st,cornière, e_{pc} \neq 0}$ est fourni par la formule (3.131.).

- Si la charge de glissement, M_{gl} , est inférieure ou égale à $M_{v,up}$:

$$M_{v,app} = \frac{M_v K_{gl} + M_{gl} K_{post-limite}}{K_{gl} + K_{post-limite}} \quad (3.140.a.)$$

$$K_{st} = \frac{K_{gl} K_{post-limite}}{K_{gl} + K_{post-limite}} \quad (3.140.b.)$$

$$\text{avec } M_v = M_{v,cornière} \quad (3.140.c.)$$

$K_{post-limite}$ est donné par l'expression (3.139.c.) ci-dessus.

b) $M_{v,s} \leq M_{v,up} \quad (3.141.a.)$

avec $M_{v,up} = 1,9 M_v \quad (3.141.b.)$

La capacité plastique apparente et la "rigidité d'écroûissage" de l'assemblage résultent, dans ce cas, de la combinaison du comportement différent des trois sources suivantes de déformabilité :

- le glissement poutre-cornières suivi de l'ovalisation des trous et le cisaillement des fûts de boulons (figure 3.128.a.);
 - la déformation des cornières (figure 3.128.b.);
 - la déformation du reste de l'assemblage constitué de l'âme de la colonne en traction et compression ainsi que de la semelle de la colonne (figure 3.128.c.); la rigidité $K_{st,s}$ s'obtient par l'intermédiaire des relations (3.133.) et (3.134.) dans lesquelles la capacité plastique réelle de l'assemblage, M_v , est remplacée par $M_{v,s}$
- En définitive, on obtient [Z2] (figure 3.128.d.) :

$$M_{v,app} = \frac{M_{gl} K_{st,c} K_{st,s} + M_v K_{gl} K_{st,s} + M_{v,s} K_{gl} K_{st,c}}{K_{gl} K_{st,c} + K_{st,s} K_{st,c} + K_{gl} K_{st,s}} \quad (3.142.a.)$$

$$K_{st} = \frac{K_{gl} K_{st,c} K_{st,s}}{K_{gl} K_{st,c} + K_{st,s} K_{st,c} + K_{gl} K_{st,s}} \quad (3.142.b.)$$

$K_{st,c}$ correspond à la rigidité d'écroûissage des cornières, (formule 3.131.). M_v s'identifie au moment plastique des cornières, $M_{v,cornière}$, $e_{pc} \neq 0$

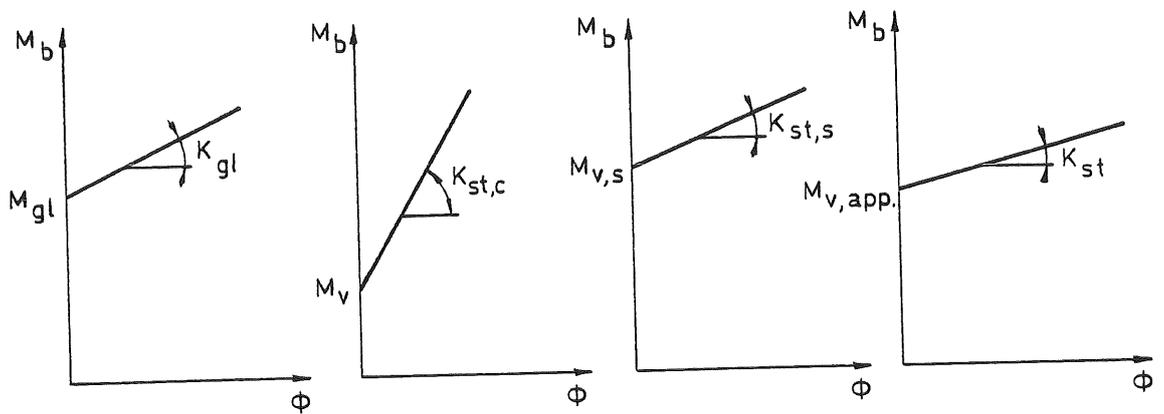


Figure 3.128. - Définition de la droite d'écroûissage pour les assemblages par cornières de semelles ($e_{pc} \neq 0$).

La prise en compte de l'influence de la courbe glissement-cisaillement (figure 3.128.a.) sur le comportement de l'assemblage réel ne se justifie que pour autant que :

$$M_{gl} \leq 1,65 M_{v,s} \quad (3.143.)$$

Le comportement purement flexionnel, à la ruine, des semelles de colonnes explique le choix d'une borne semblable à celle relative aux assemblages par plat d'about (formule 3.133.).

Lorsque la condition (3.143.) n'est pas satisfaite :

$$M_{v,app} = \frac{M_v K_{st,s} + M_{v,s} K_{st,c}}{K_{st,s} + K_{st,c}} \quad (3.144.a.)$$

$$K_{st} = \frac{K_{st,c} K_{st,s}}{K_{st,s} + K_{st,c}} \quad (3.144.b.)$$

3.3.4.4. Comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles

Afin de ne pas accroître exagérément le nombre de figures et le volume de cette thèse, nous ne présenterons pas de diagrammes spécifiques relatifs à la comparaison des valeurs théoriques et expérimentales de la rigidité d'écrouissage. Nous reporterons cette discussion des résultats au sous-chapitre 3.3.6. dans lequel la modélisation non linéaire des courbes de comportement des assemblages que nous avons mise au point - et qui met en évidence leur rigidité d'écrouissage - est confrontée à l'ensemble des résultats expérimentaux disponibles.

3.3.5. Evaluation de la résistance ultime des assemblages

La résistance ultime d'un assemblage se définit comme la plus faible des résistances ultimes de chacune de ses composantes, c'est-à-dire :

- de la zone comprimée de l'âme de la colonne;
- de la zone tendue de l'âme de la colonne;
- de la semelle de la colonne;
- des boulons tendus;

Assemblages par plat d'about débordant

- de la plaque d'about;

Assemblages par cornières de semelles

- des cornières;
- des boulons cisailés;
- des plats assemblés (ailes de cornière et semelles de poutre) soumis à pression diamétrale.

Sa détermination requiert donc la mise au point préalable de formules d'évaluation de la charge ultime associée aux différents modes de ruine possibles de l'assemblage.

- a) Le comportement des âmes de colonne, en zones comprimée et tendue, a été longuement envisagé dans la première partie de ce chapitre; nous nous référerons au paragraphe 3.2.4. ainsi qu'aux tableaux 3.10. et 3.11. pour le calcul de leur résistance ultime.

- b) Nous proposons de calquer les règles de calcul de la résistance ultime d'une semelle de colonne soumise à des charges transversales, sur les formules d'évaluation de la capacité plastique que nous avons exposées au sous-chapitre 3.3.2.

Ces dernières reposent sur l'étude de trois modes de ruine bien précis:

- ruine plastique de la semelle (formation d'un mécanisme plastique);
- ruine mixte de la semelle (lignes de plastifications déjà formées lorsque survient la rupture des boulons tendus);
- ruine des boulons tendus.

Les modifications à apporter aux expressions mathématiques traduisant ces divers types de comportement sont particulièrement limitées. Elles résultent uniquement de la modification de l'état limite auquel on se réfère.

C'est ainsi que nous substituerons :

- la charge de ruine réelle des boulons, B_t^u , à la valeur de calcul B_t^* :

$$B_t^* = \frac{0,9 A_s f_{ub}}{1,25} \quad (3.145.a.)$$

$$B_t^u = A_s f_{ub} \quad (3.145.b.)$$

- le moment ultime de la semelle par unité de longueur, m_u , au moment plastique m_p :

$$m_p = \frac{t^2 f_y}{4} \quad (3.146.a.)$$

$$m_u = \frac{t^2 f_u}{4} \quad (3.146.b.)$$

dans les formules dont les numéros sont repris au tableau 3.28. Cette approche s'applique également aux plats d'about, dans la mesure où l'étude de leur résistance est fondée sur les mêmes principes que pour les semelles de colonne.

t , f_y et f_u représentent respectivement l'épaisseur, la limite d'élasticité et la contrainte ultime de l'élément considéré; A_s et f_{ub} , la section résistante et la contrainte ultime des fûts de boulons.

Éléments d'assemblages		Ruine par mécanisme	Ruine mixte	Ruine des boulons
Assemblages par plat d'about	Semelle de colonne	3.97.	3.61.b.et 3.63.	3.61.c.
	Zone débordante de plat d'about	3.95.	3.54.b.et 3.56.	3.54.c.
	Zone intérieure du plat d'about	3.96.	3.58.b.	3.58.c.
Assemblages par cornières de semelles	Semelle de colonne	3.106. et 3.107.	3.71.b.	3.71.c.
	Cornières	-	-	3.99.

Tableau 3.28. - Numéros des formules à modifier en vue du calcul de la résistance ultime.

Le développement d'efforts membranaires dans les cornières de semelles modifie leur mode de résistance - voir 3.3.4.1. - et écarte, par conséquent, le danger d'apparition de ruines "flexionnelles". De pièces initialement fléchies, les cornières se métamorphosent, en cours de chargement, en éléments principalement tendus dont la résistance ultime est nettement supérieure.

Dans ces conditions, la rupture fragile des boulons tendus constitue le seul mode de ruine contre lequel il est nécessaire de se prémunir.

Le schéma statique de la figure 3.129. s'applique à toute cornière, quel que soit son état de plastification.

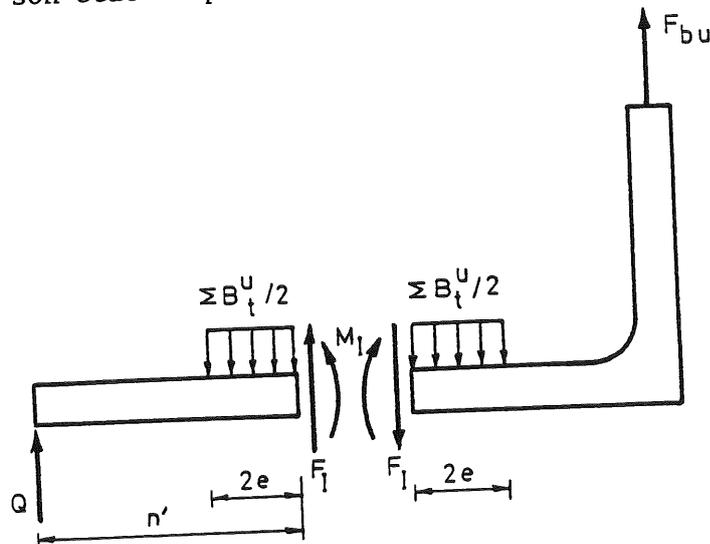


Figure 3.129. - Schéma statique d'une cornière lors de la ruine des boulons tendus.

F_{bu} représente l'effort de traction ultime transmis par la cornière lors de la ruine des boulons. L'expression de l'équation d'équilibre de moments du tronçon gauche fournit la valeur de l'effort F_I :

$$F_I = \frac{\sum B_t^u}{2 n'} (n' - e) - \frac{M_I}{n'} \quad (3.147.)$$

De l'équation d'équilibre vertical du tronçon droit, on déduit aisément :

$$F_{bu} = \sum B_t^u \left(1 - \frac{e}{2n'}\right) - \frac{M_I}{n'} \quad (3.148.)$$

Le second terme revêt généralement une importance nettement plus faible que le premier. Sécuritairement, et par souci de simplicité, nous adoptons, pour M_I , la valeur maximale du moment transmissible par la section correspondante de l'aile de la colonne, soit :

$$M_I = m_p^u b_m \quad (3.149.a.)$$

$$\text{avec } b_n = b_a \quad (3.149.b.)$$

b_a s'identifie à la largeur de la cornière.

En définitive, la résistance ultime des boulons tendus s'exprime :

$$F_{bu} = \sum B_t^u \left(1 - \frac{e}{2n'}\right) - m_p^u b_m / n' \quad (3.150.)$$

- c) La résistance de calcul d'un boulon cisailé, par plan de cisaillement, est fourni par les expressions (3.67.) et (3.68.).

On en déduit les valeurs de résistance ultime suivantes :

- si le plan de cisaillement passe par la zone fileté du fût du boulon :

$$B_s^u = 0,6 A_s f_{ub} \quad (3.151.a.)$$

pour les boulons de type 4.6., 5.6. et 8.8.

$$B_s^u = 0,5 A_s f_{ub} \quad (3.151.b.)$$

pour les boulons de type 4.8., 5.8., 6.8. et 10.9.

- si le plan de cisaillement passe par la zone non fileté du fût de boulon :

$$B_s^u = 0,5 A_s f_{ub} \quad (3.151.c.)$$

A cette résistance en cisaillement s'ajoute la résistance à la friction lorsque les boulons sont initialement préserrés.

- d) D'une manière similaire, on exprime la résistance ultime, par boulon, d'un plat soumis à pression diamétrale par (voir formule 3.69.) :

$$R_p^u = 2,5 \alpha f_u dt \quad (3.152.a.)$$

α est la plus faible des valeurs suivante :

$$\frac{e_b}{3d_o} ; \frac{p_b}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1,0 \quad (3.152.b.)$$

- où e_b = distance boulon-bord de plat dans le sens d'application de l'effort de cisaillement;
 p_b = distance entre boulons dans le sens d'application de l'effort de cisaillement;
 d = diamètre du boulon;
 d_o = diamètre du trou de boulon;
 f_u = contrainte ultime de l'acier constituant le plat;
 t = épaisseur du plat.

- e) Il est un mode de ruine auquel nous n'avons pas fait allusion lors de l'évaluation de la capacité plastique des assemblages par cornières de semelles : la ruine de l'aile de cornière adjacente à la semelle tendue de la poutre au niveau de sa section brute (section transversale totale) et de sa section nette la plus sollicitée (section réduite par les trous de boulons). Cette omission s'explique par l'importance relativement faible des efforts normaux par rapport aux moments de flexion (voir 3.3.2.6.).

Cette situation tend cependant à s'inverser au cours de la suite du chargement, en raison de l'apparition d'efforts membranaires.

Il n'est dès lors pas exclu que la ruine de la cornière tendue soit associée à la plastification (en section brute) ou à la rupture fragile (en section nette) de l'aile adjacente à la semelle de la poutre.

Les résistances ultimes correspondantes s'expriment :

- ruine de la section brute :

$$F_{bu} = A_a f_{ya} \quad (3.153.a.)$$

- ruine de la section nette :

$$F_{bu} = 0,9 A_{a,red} f_{ua} \quad (3.153.b.)$$

A_a et $A_{a,red}$ représentent les sections brute et nette de l'aile horizontale de la cornière tendue; f_{ya} et f_{ua} , la limite d'élasticité et la contrainte ultime de l'acier la constituant.

On constate, en pratique, qu'il est relativement rare que la résistance de ruine des assemblages soit atteinte lors de tests en laboratoire, mis à part lorsque celle-ci est associée :

- à la rupture d'un boulon;
- à la rupture d'une soudure;
- au voilement de l'âme de la colonne.

En dehors de ces trois modes de ruine, les essais sont généralement stoppés en raison de l'importance des déformations subies par l'assemblage. Cette constatation empêche, dans bon nombre de cas, la comparaison des valeurs théoriques et expérimentales.

Aucun des essais d'assemblages auxquels nous avons fait allusion, jusqu'à présent, ne périclète par rupture des boulons ou des soudures; ces deux modes de ruine fragile doivent d'ailleurs être évités autant que faire se peut. Les seules comparaisons expérience-théorie que nous sommes en mesure de réaliser sont donc relatives au voilement de l'âme de colonne. Comme celles-ci ont été présentées en détail en 3.2.8.2., nous ne nous y attarderons pas davantage. Notre seul vœu est de pouvoir disposer, dans l'avenir, d'un nombre plus important d'essais bien documentés nous permettant de porter un jugement plus définitif concernant l'approche que nous venons d'exposer. Nous profiterons des diagrammes du sous-chapitre 3.3.6., qui présentent la modélisation non linéaire complète des courbes $M_b-\phi$, pour formuler quelques commentaires supplémentaires quant à la résistance ultime des assemblages.

3.3.6. Modélisation non linéaire des courbes de déformabilité des assemblages

Les travaux que nous avons exposés dans le sous-chapitre 3.3. nous permettent, à présent de déterminer, avec une précision très satisfaisante, des valeurs approchées de (figure 3.130.) :

- la rigidité initiale, K_i ;
- la capacité plastique, réelle (M_v) ou apparente ($M_{v,app}$) selon les cas; par souci de simplicité au niveau des écritures, nous utiliserons toujours la notation M_v dans la suite de la thèse;
- la rigidité d'écrouissage, K_{st} ;
- le moment ultime, M_u ;

des assemblages par plat d'about débordant et par cornières de semelles.

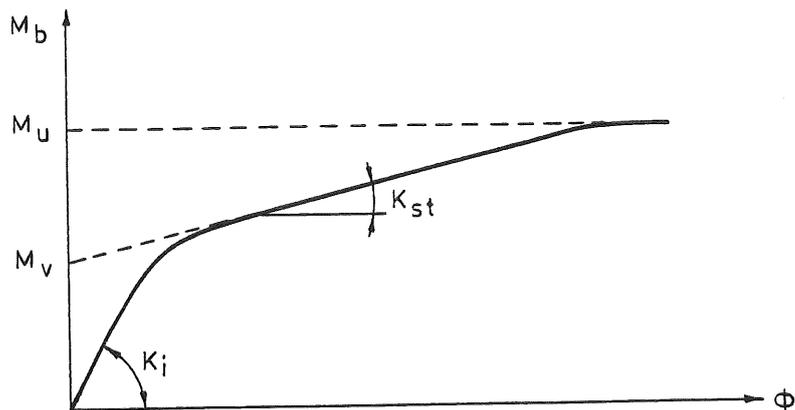


Figure 3.130. - Principales caractéristiques des courbes de déformabilité des assemblages.

Ces quatre grandeurs décrivent approximativement le comportement des assemblages. Elles ne constituent cependant pas, en elles-mêmes, une modélisation réaliste des courbes $M_b-\phi$ de déformabilité semblable à celle que requiert l'utilisation de programmes sophistiqués de calcul non linéaire des structures. Ce type de modélisation nécessite le choix d'une expression mathématique susceptible de traduire la relation non linéaire existant entre le moment de flexion, M_b , et la rotation relative, ϕ , et dont les coefficients font intervenir les valeurs de la rigidité initiale, du moment plastique, de la rigidité d'écrouissage et/ou du moment ultime.

Plusieurs expressions de ce type ont été proposées dans le passé, entre autres par YEE et MELCHERS [Y1], COLSON [C2], PILVIN [P2], ANG et MORRIS [A10] ainsi que par LUI et CHEN [L1]. Les formulations suggérées par COLSON, PILVIN et YEE ont été confrontées aux résultats expérimentaux d'essais d'assemblages par plat d'about disponibles à Liège [Z6] :

Modèle de YEE et MELCHERS

$$M_b = M_v \left(1 - \exp \left[- \frac{(K_i - K_{st} + C\phi) \phi}{M_v} \right] \right) + K_{st} \phi \quad (3.153.a.)$$

avec $C = 0,0$ (3.153.b.)

pour les assemblages raidis à boulons non préserrés;
 $= 3,5 \cdot 10^6 \text{ kNm}$ (3.153.c.)

pour les assemblages raidis à boulons préserrés;
 $= 1,5 \cdot 10^6 \text{ kNm}$ (3.153.d.)

pour les assemblages non raidis;

C représente le coefficient de forme de la fonction.

Modèle de COLSON

$$\phi = \frac{M_b}{K_i} \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{M_b}{M_u}\right)^a\right)} \quad (3.154.)$$

Le coefficient a dépend des imperfections de fabrication; une valeur proche de 1,0 caractérise un assemblage avec beaucoup de défauts, tandis qu'une valeur de 6 à 7 est synonyme d'un nombre limite d'imperfections.

Modèle de PILVIN

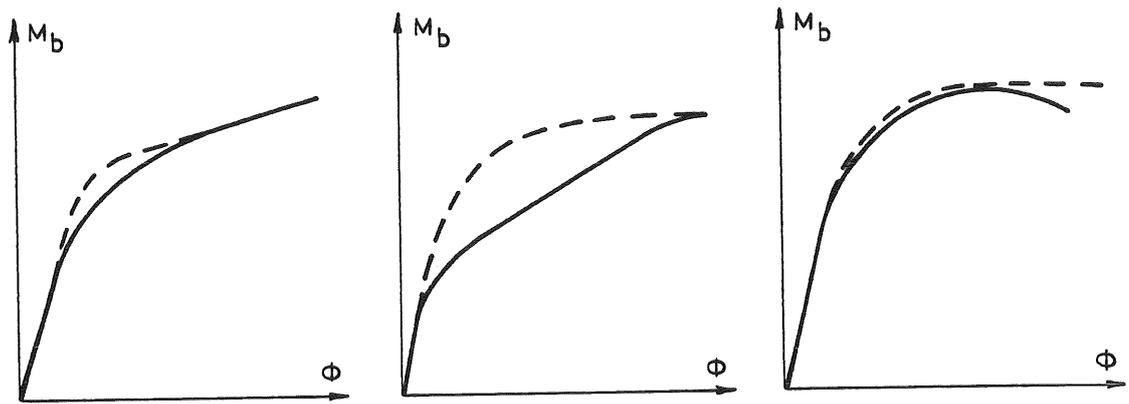
$$\phi = \frac{M_b}{K_i} \left(1 + A \frac{M_b/M_u}{1 - M_b/M_u}\right) \quad (3.155.a.)$$

avec $A = \frac{1}{2^a - 1}$ (3.155.b.)

La nature du coefficient a est identique à celle considérée par COLSON.

Il ressort de cette étude que :

- le caractère bi-linéaire trop marqué de l'expression proposée par YEE et MELCHERS l'empêche parfois de simuler la plastification progressive des assemblages boulonnés, qu'ils soient par plat d'about ou par cornières de semelles (figure 3.131.a.);
- la fonction de puissance à asymptote verticale adoptée par COLSON et PILVIN est peu propice à la modélisation précise de courbes $M_b-\phi$ à allure bi-linéaire comme, par exemple, celles relatives aux assemblages par cornières de semelles (figure 3.131.b.); par contre, elle s'adapte beaucoup mieux aux courbes d'assemblages pour lesquelles le domaine d'érouissage est limité, comme cela peut être le cas lorsque la ruine est associée à une instabilité prématurée de l'âme comprimée de la colonne (figure 3.131.c.).



a - YEE et MELCHERS

b et c - COLSON et PILVIN

Figure 3.131. - Modélisation non linéaire des courbes $M_b - \phi$

La fonction mathématique que nous avons sélectionnée pour la modélisation des assemblages, tant par plat d'about que par cornières de semelles, est de type exponentielle :

$$M_b = \frac{(K_i - K_{st}) \phi}{\left(1 + \left[\frac{(K_i - K_{st}) \phi}{M_v} \right]^{1/c}\right)} + K_{st} \phi \neq M_u \quad (3.156.)$$

Cette expression présente un caractère bi-linéaire bien marqué en raison :

- de la tangence de la courbe $M_b - \phi$ à la rigidité initiale, en début de chargement;
- du comportement asymptotique à la droite d'écrouissage, en fin de chargement; elle autorise cependant, par rapport à celle proposée par YEE et MELCHERS, une flexibilité nettement plus importante aux alentours du coude de plastification.

La limitation du domaine d'application de la formule à $M_b \leq M_u$ écarte le danger de surestimation de la résistance et de la déformabilité de l'assemblage et, ce qui est très important, fournit une estimation de la rotation maximale de l'assemblage, à la ruine. L'ajustement de l'expression (3.156.) par rapport aux résultats d'essais expérimentaux nous a conduit à considérer les valeurs suivantes du coefficient de forme adimensionnel C :

$$C = 1,5 \quad (3.157.a.)$$

pour les assemblages non raidis par plat d'about, à boulons préserrés ou non;

$$C = 1,5 \quad \text{si } \alpha_g \geq 1 \quad (3.157.b.)$$

$$C = 1,2 \alpha_g + 0,3 \quad \text{si } 0,20 \leq \alpha_g < 1 \quad (3.157.c.)$$

pour les assemblages non raidis par cornières de semelles à boulons préserrés.

α_g représente le rapport entre le moment M_{gl} provoquant le glissement entre la poutre et les cornières (formule 3.136.) et la capacité plastique (réelle ou apparente) M_v de l'assemblage.

$$\alpha_g = M_{gl}/M_v \quad (3.158.)$$

Les courbes de déformabilité d'assemblages par cornières de semelles à boulons peu et pas préserrés ne diffèrent que très légèrement. Nous suggérons donc de négliger purement et simplement le préserrage des boulons lorsque ce dernier conduit à un moment de glissement inférieur à 20 % du moment plastique de l'assemblage ($\alpha_g < 0,20$). Nous conseillons d'adopter une valeur du coefficient de forme C :

$$C = 0,8 \quad (3.159.)$$

pour les assemblages par cornières de semelles à boulons non préserrés et peu préserrés ($\alpha_g < 0,20$) pour lesquels la rigidité initiale K_i , la rigidité d'écrouissage K_{st} et la capacité plastique M_v sont évaluées dans l'hypothèse d'un préserrage nul.

Les courbes non linéaires de déformabilité issues des relations (3.156.) à (3.158.) sont confrontées aux figures 3.132. à 3.138. aux résultats expérimentaux d'essais en laboratoire. Nous formulons ci-dessous un certain nombre de remarques sur l'allure générale des courbes mais également sur la valeur de la rigidité d'écrouissage et de la charge de ruine.

Essais 01, 04, 07, 010, 013, 014

- Correspondance quasi parfaite entre la théorie et l'expérience;
- Très bonne estimation de la rigidité d'écrouissage;
- Sous-estimation de la charge de ruine de l'essai 014 en raison de la valeur théorique élevée de l'imperfection initiale de l'âme de la colonne, par rapport à la réalité.
- Excellente prédiction de la résistance ultime de l'assemblage 013.
- Pas de comparaison possible des charges de ruine pour les autres assemblages dont l'essai a été stoppé en raison de déformations excessives.

Essais T9, T20

- Bonne prédiction de l'allure générale des courbes;
- Bonne estimation de la rigidité d'écroutissage;
- Sous-estimation de la charge de ruine de l'essai T9 pour des raisons similaires à celles invoquées ci-dessus pour l'essai 014;
- Correspondance parfaite des charges de ruine pour l'essai T20;
- La méconnaissance des limites d'élasticité distinctes de l'âme et de la semelle de la colonne peut également expliquer certaines différences, ainsi sur la valeur de la capacité plastique de l'essai T20.

Essais EP1-1, EP1-5, EP2-5

- Lors de ces essais, la charge de ruine est atteinte par voilement de la semelle comprimée de la poutre. Théoriquement, cette ruine ne devrait pas modifier la réponse des assemblages; on constate le contraire expérimentalement, comme le démontre la comparaison des courbes relatives aux essais EP1-5 et EP2-5 (figure 3.134.c.). EP2-5 est géométriquement identique à EP1-5, mais la nuance supérieure de l'acier constituant la poutre prévient tout danger de voilement. Une des questions qui se pose est de savoir si cet écart doit être imputé au dispositif de mesure, ou s'il existe réellement une interaction entre le comportement de la poutre et de l'assemblage.

Quoiqu'il en soit, il est préférable de comparer notre modélisation à EP2-5. Il serait cependant intéressant d'apporter une réponse à cette interrogation dans le futur.

- EP1-5 et EP2-5 étant géométriquement identiques, leurs rigidités initiales devraient être égales. Il n'en est rien : la figure 3.134.c. permet de s'en rendre compte. Cette discordance résulte certainement d'erreurs de mesures. On constate une correspondance parfaite entre les charges de ruine théoriques et expérimentales.

En raison des problèmes expérimentaux invoqués, il s'avère difficile d'effectuer une comparaison réellement satisfaisante avec les essais EP1-5 et EP2-5.

- La modélisation théorique de la courbe $M_p - \phi$ relative à l'essai EP1-1, et de la rigidité d'écroutissage en particulier, est excellente (figure 3.134.a.).

Ainsi que nous l'avons expliqué en 3.3.4. (figure 3.126.b.), le développement d'efforts membranaires dans les plats d'about très peu épais (12 mm en l'occurrence) conduit à une augmentation de la charge ultime

réelle, par rapport à la charge de ruine purement flexionnelle.

La preuve de l'existence de ces efforts membranaires dans les éléments fins, et donc très déformables, réside dans la diminution de cet effet en fonction de l'augmentation de l'épaisseur des plats, comme le montrent les comparaisons (figures 3.134.a., 3.134.b. et 3.134.c.) relatives à des essais de plats d'about d'épaisseur croissante (12 mm, 15 mm et 25 mm).

- La prédiction du comportement non linéaire de EP1-2 est très précise (figure 3.134.b.). L'influence de l'interaction avec le voilement de la semelle comprimée de la poutre est relativement limitée pour EP1-2, ce qui n'est pas le cas pour EP1-3 et EP1-4; nous ne présentons donc pas la comparaison relative à ces deux essais.

Essais 03, 06, 012, JT08

- Pour chaque courbe, nous reportons :
 - la courbe expérimentale traduisant le comportement réel de l'assemblage;
 - une courbe expérimentale fictive obtenue, à partir de la courbe $M_b-\phi$ réelle, en annulant l'amplitude des paliers de glissement;
 - la courbe théorique issue des modèles de prédiction exposés précédemment.

Cette dernière doit être confrontée à la courbe expérimentale "sans glissements". En effet, la prise en compte de ces derniers dans le modèle théorique se résume à une translation de la partie concernée de la courbe $M_b-\phi$ d'une quantité égale à leur amplitude.

- La similitude entre les courbes théoriques et expérimentales est quasi-parfaite, (figures 3.135. et 3.136.). On notera, en particulier, la bonne correspondance des rigidités d'écroutissage.
- Ces essais ont été stoppés en raison de leur déformation excessive; la comparaison des charges de ruine est dès lors impossible.

La méconnaissance de la contrainte ultime de l'acier du noeud JT08 nous empêche d'évaluer correctement sa résistance ultime.

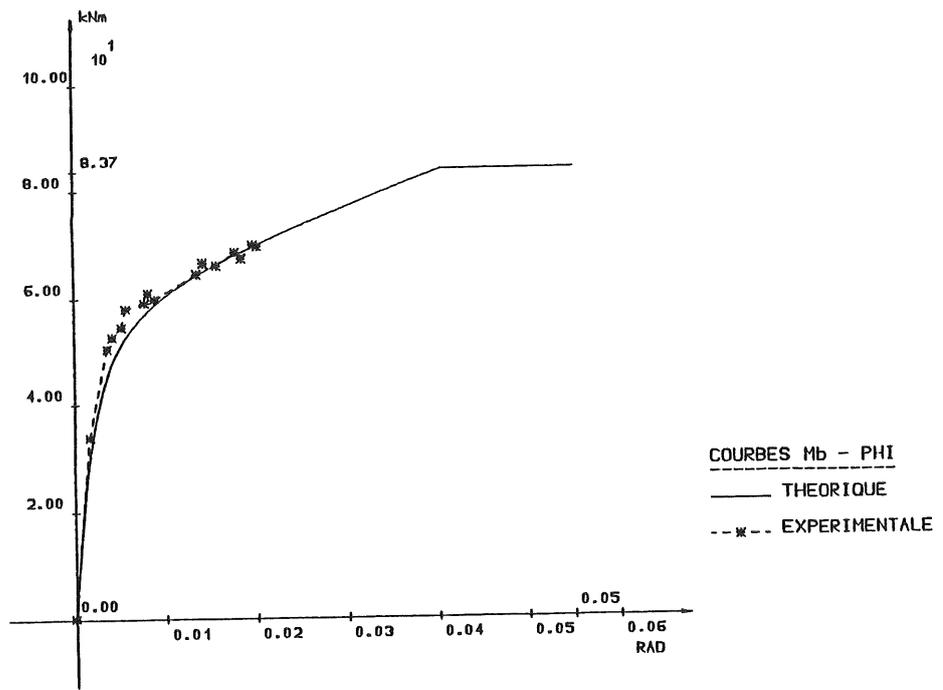
Essais TT1, T31, T32 et TT2

- L'allure générale des courbes $M_b-\phi$ théoriques s'apparente tout à fait à celle des courbes expérimentales (figure 3.137.).
Nous nous sommes expliqué précédemment sur les causes de la légère discordance entre les rigidités initiales (3.3.3.4.3.) et les capacités plastiques (3.3.2.5.4.c.).

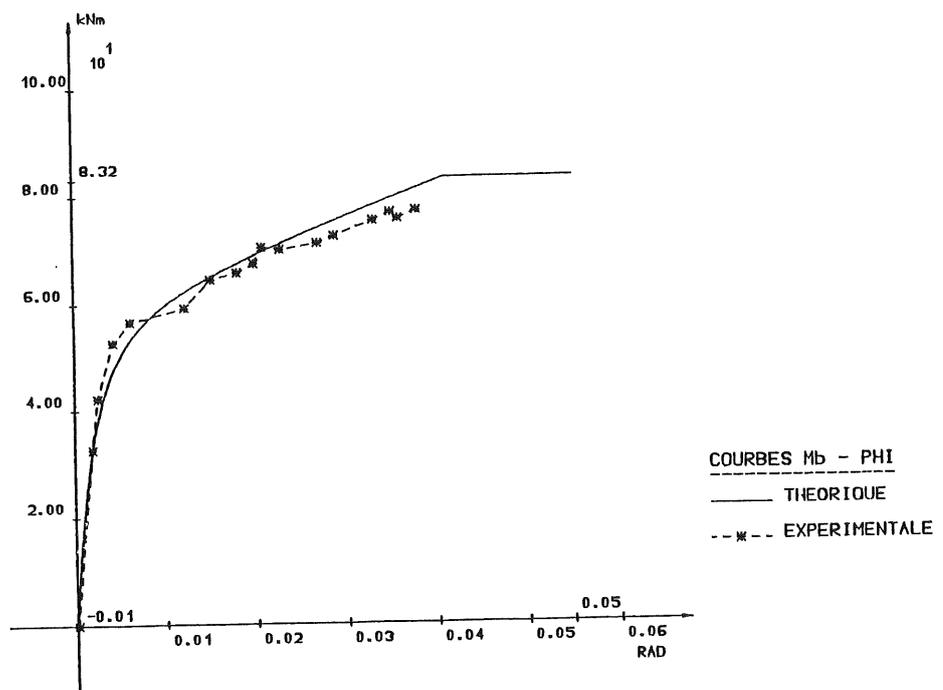
- Pour des déformations très importantes des cornières, on note un regain de rigidité des courbes relatives aux essais T31 et T32; celui-ci est lié à la prépondérance des efforts membranaires dans ce domaine. Dans le modèle théorique, nous supposons que l'influence des efforts membranaires et la diminution de rigidité consécutive à la dégradation, en cours de chargement, des caractéristiques mécaniques de l'acier constituant les cornières - rigidité tangente de la courbe $\sigma-\epsilon$ - se compensent exactement; il en résulte une valeur constante de la rigidité post-limite de la courbe $M_b-\phi$ dans tout le domaine d'écrouissage. Cette hypothèse reste valable tant que des déformations très importantes ne sont pas atteintes. D'un point de vue pratique, ces dernières sont sans intérêt; elles n'ont d'ailleurs pu être obtenues que lors d'essais d'éléments isolés. Par conséquent, nous n'avons pas jugé bon d'intégrer ce phénomène dans le modèle théorique.

Essais A, B, E, F, G, H et I

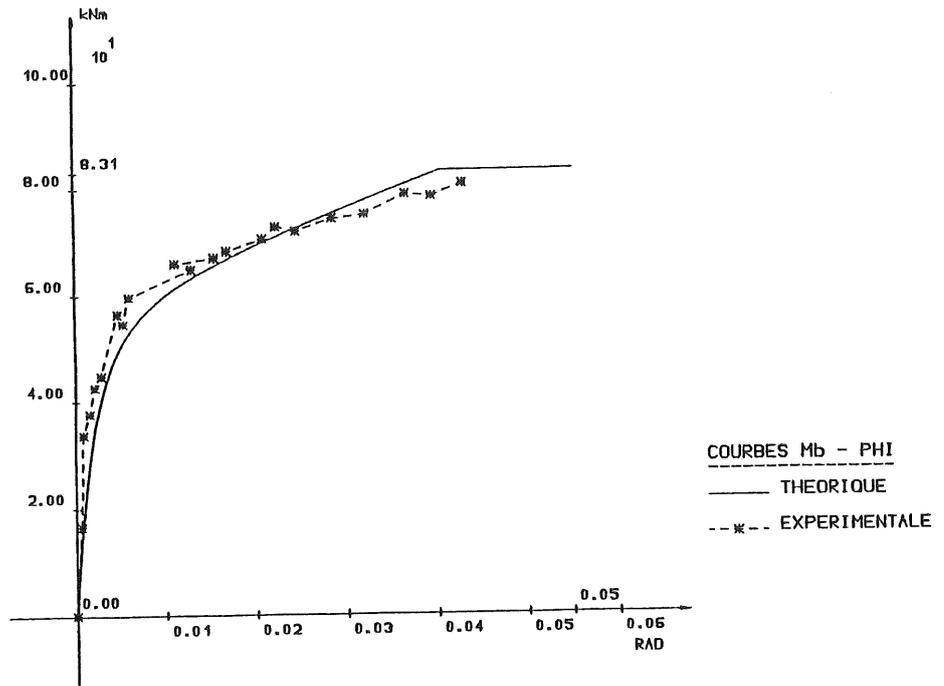
- Il est très difficile voire impossible de reconstituer les courbes de déformabilité "sans glissement" sur base des résultats expérimentaux disponibles, même si l'on distingue parfois clairement une diminution sensible de rigidité aux alentours de la charge de glissement. Les courbes théoriques ont donc été stoppées à ce niveau de charge caractéristique. La limite d'élasticité des éléments d'assemblage est inconnu, ce qui explique le report de deux courbes correspondant respectivement à $f_y = 235$ et 300 N/mm^2 (figure 3.138.).
- La confrontation des résultats démontre la bonne aptitude des modèles proposés à prédire le comportement d'assemblages par cornières de semelles pour lesquels l'espace poutre-colonne est initialement nul.
- Une documentation plus fournie relative à ces essais permettrait certainement, dans certains cas, de préciser davantage la réponse théorique de l'assemblage.



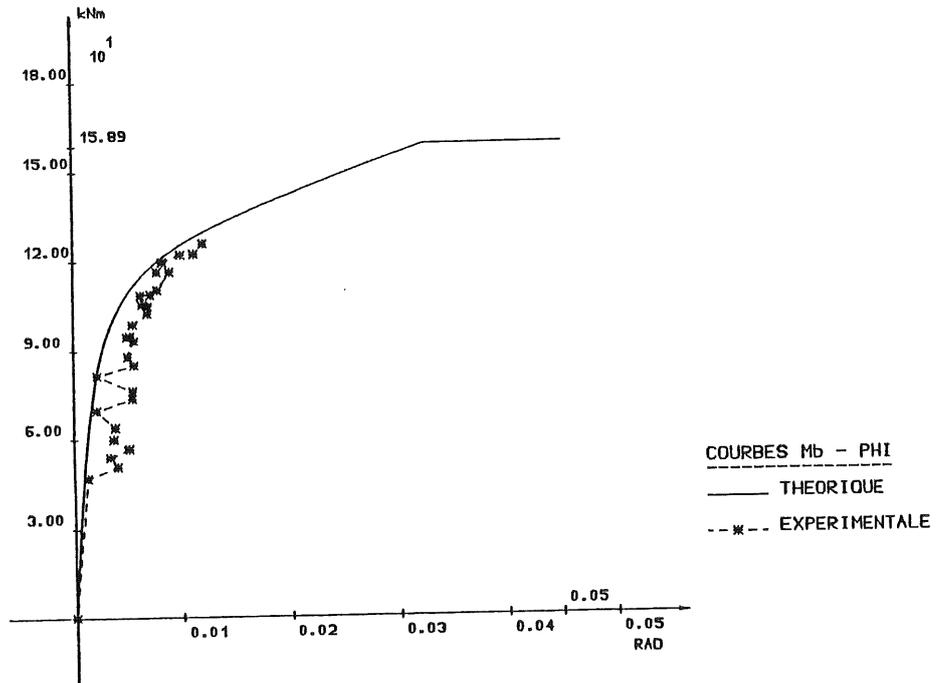
a - Essai 01



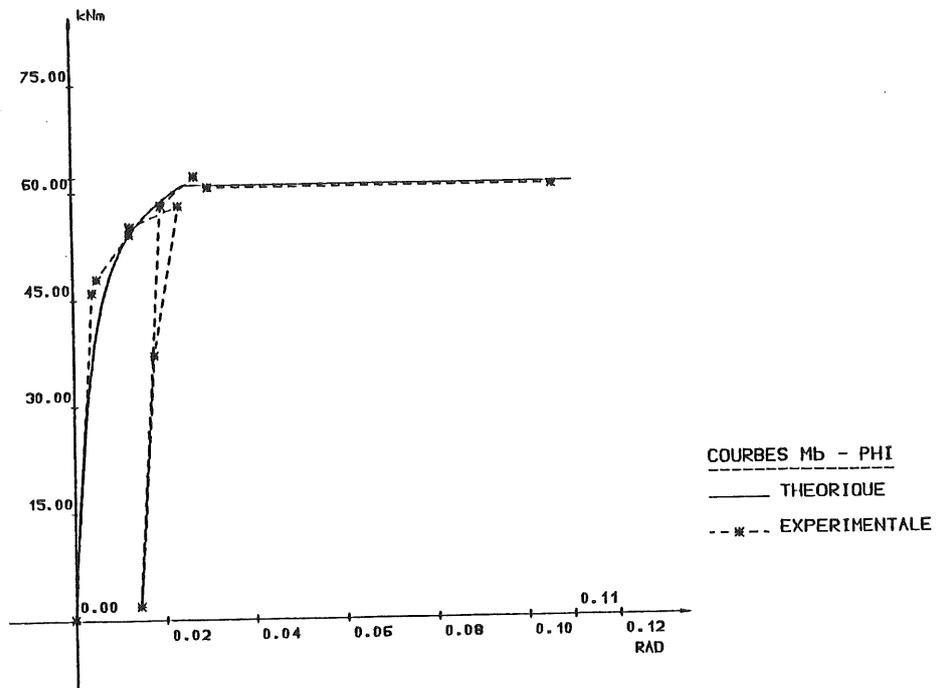
b - Essai 04



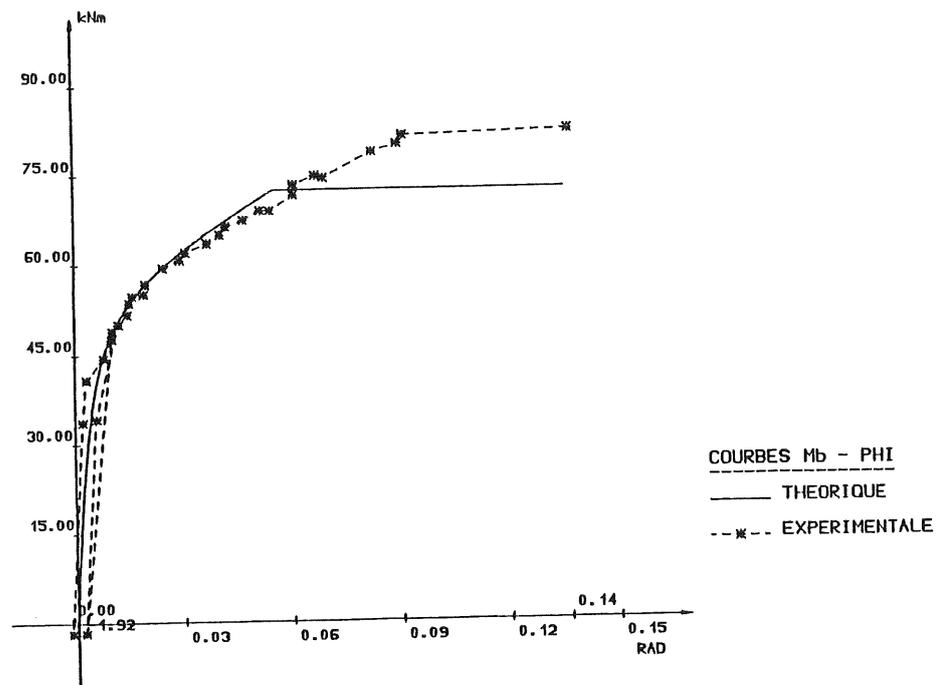
c - Essai 07



d - Essai 010

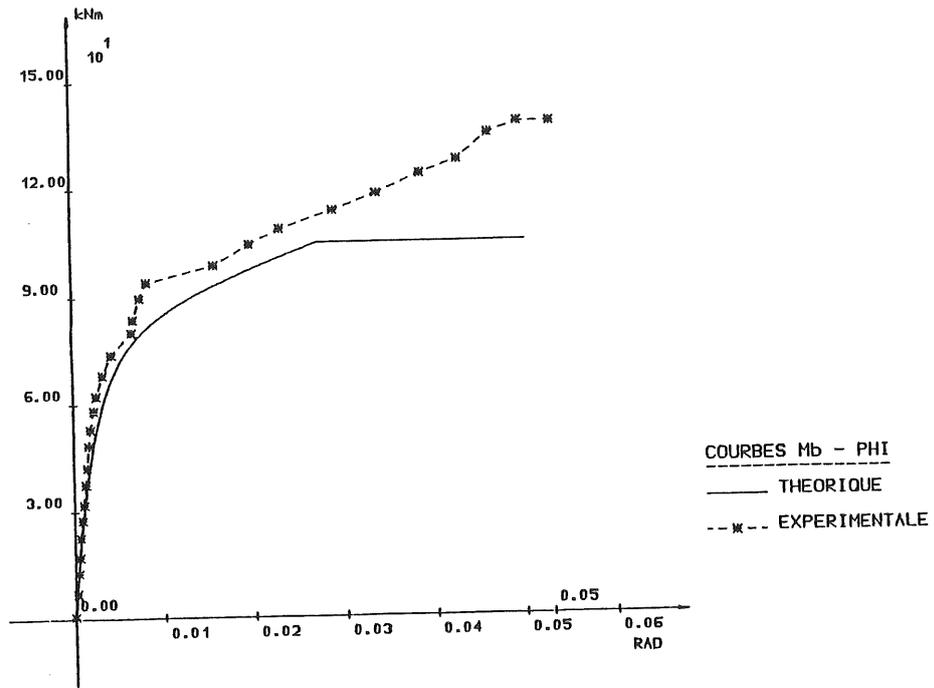


e - Essai 013

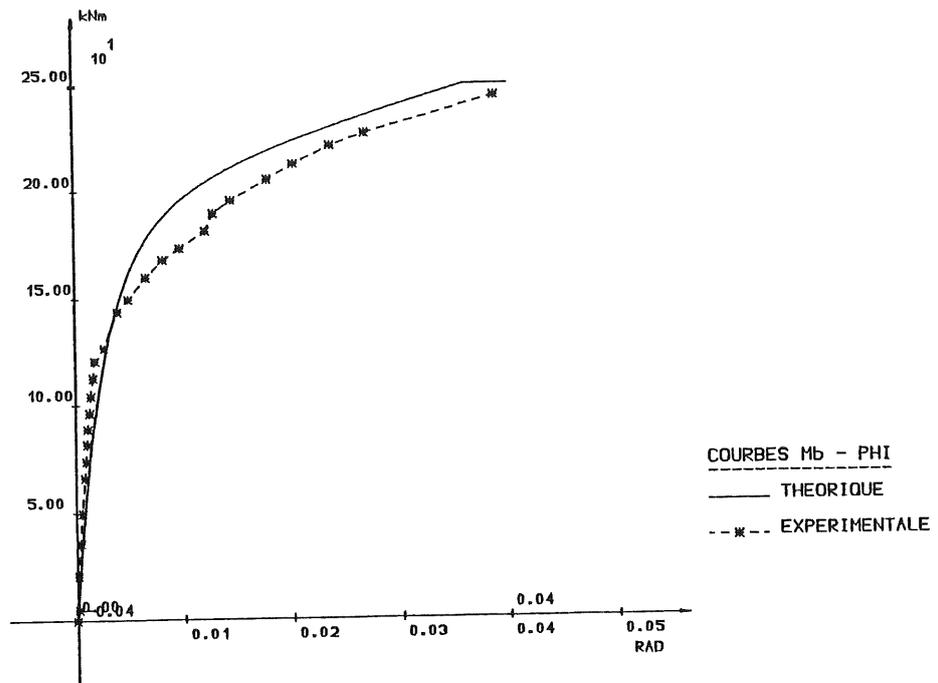


f - Essai 014

Figure 3.132. - Modélisations non linéaires des essais d'assemblages par plat d'about réalisés à Liège [J3].

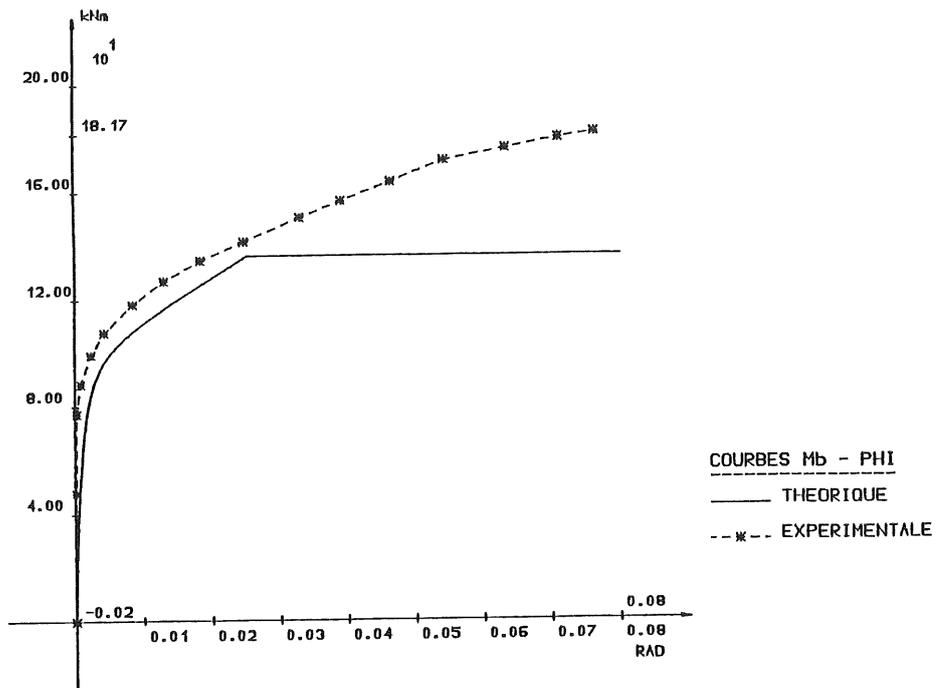


a - T9

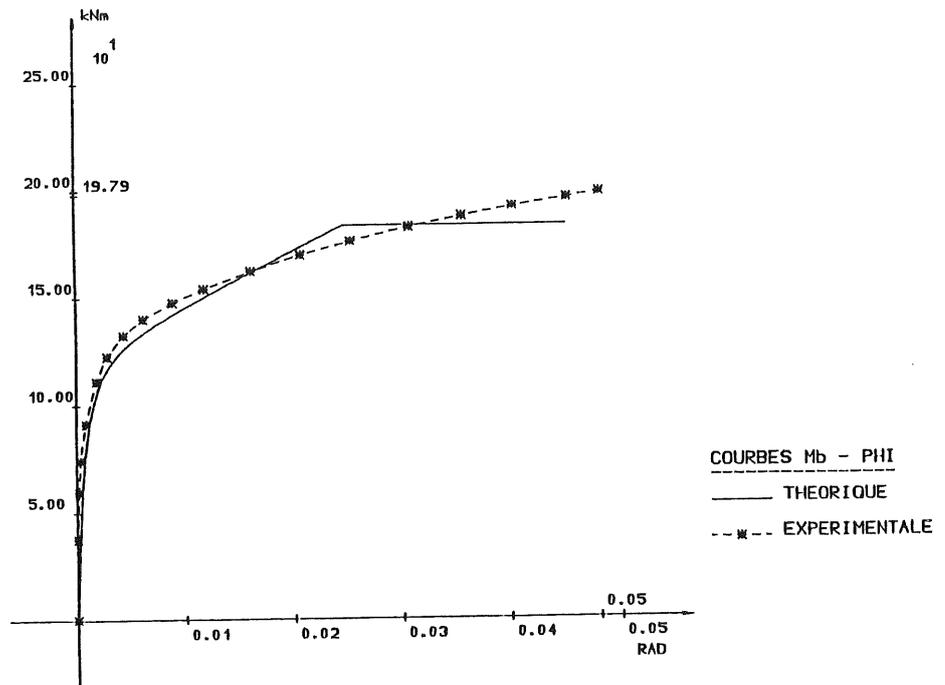


b - T20

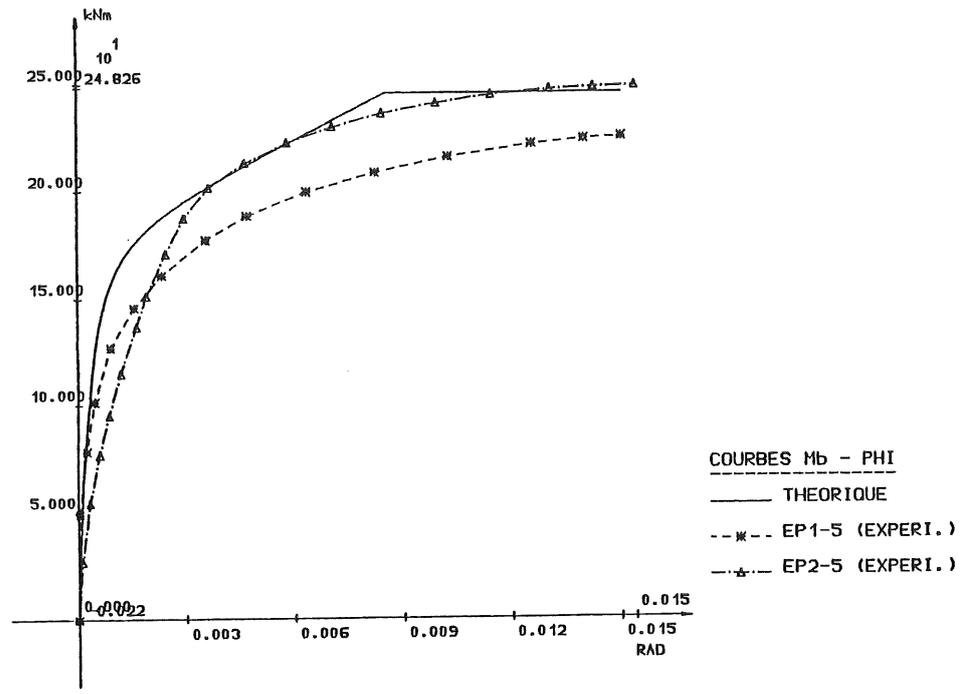
Figure 3.133. - Modélisations non linéaires d'essais d'assemblages par plat d'about réalisés à Delft [Z3].



a - Essai EP1-1

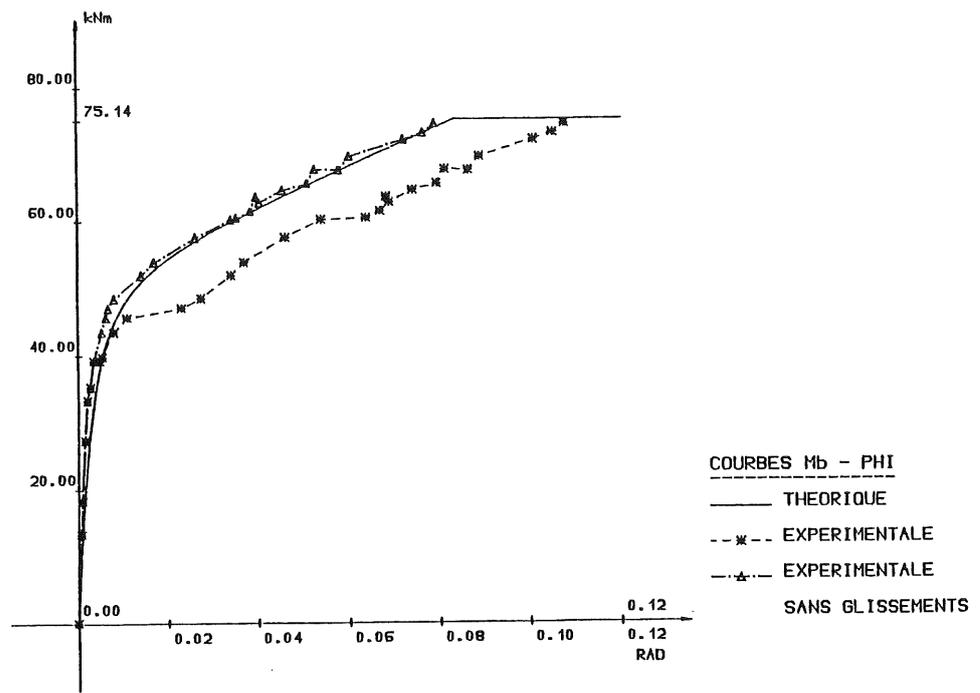


b - Essais EP1-2.

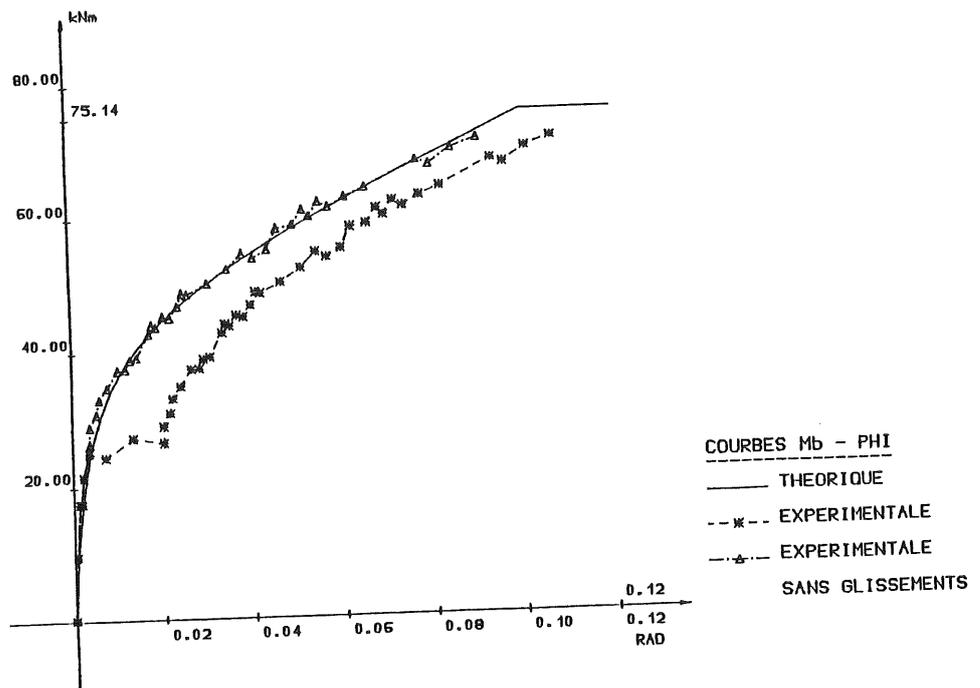


c - Essais EP1-5 et EP2-5.

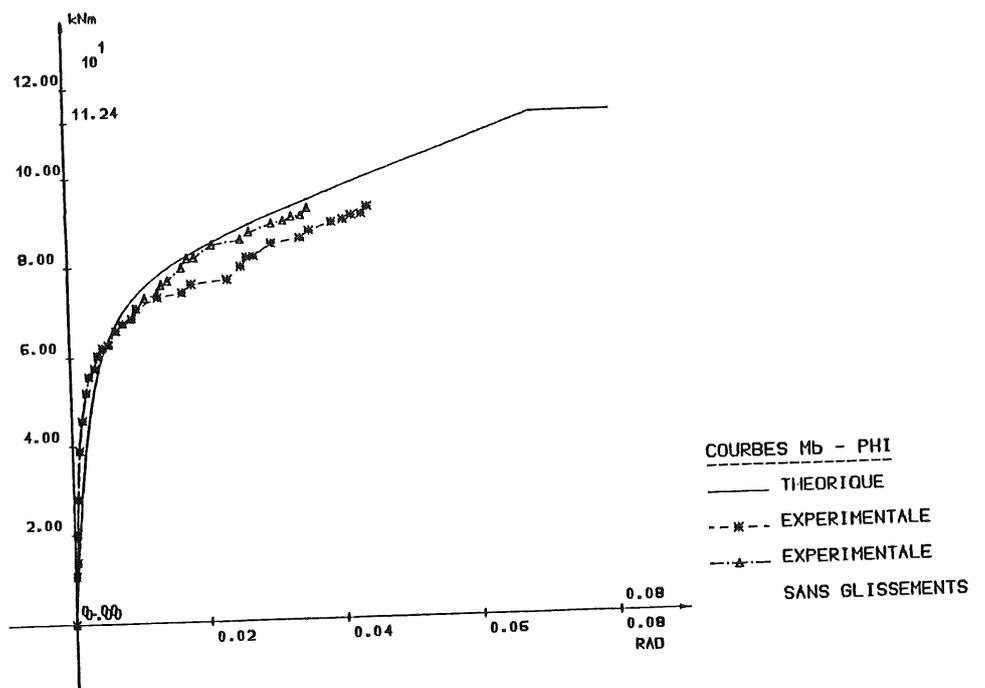
Figure 3.134. - Modélisations non linéaires d'essais de plats d'about isolés réalisés à Trento [Z4].



a - Essai 03



b - Essai 06



c - Essai 012

Figure 3.135. - Modélisations non linéaires des essais d'assemblages par cornières de semelles réalisés à Liège [J3].

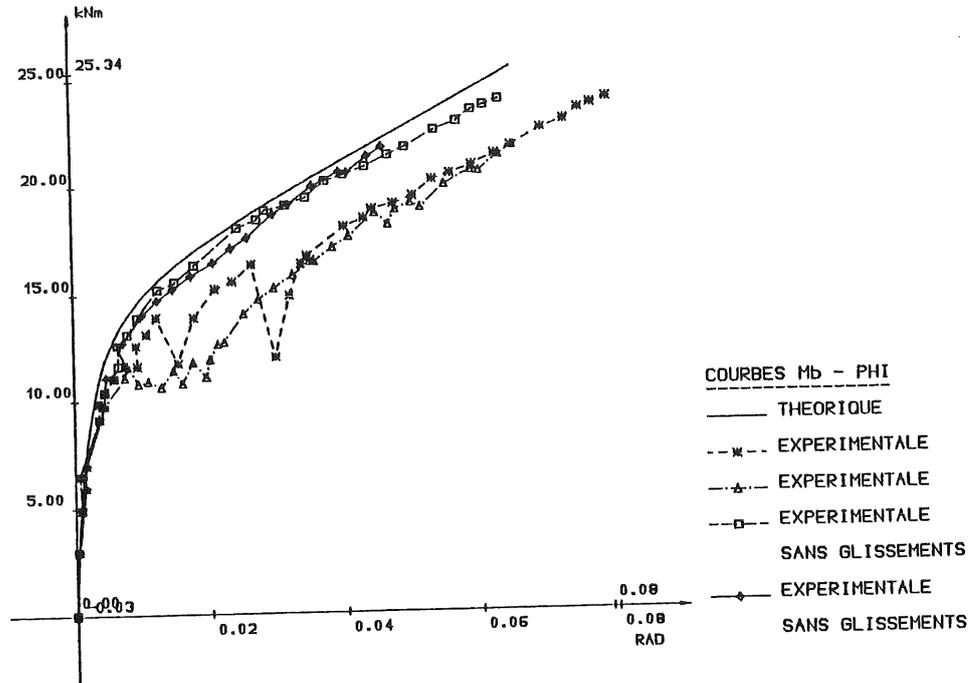
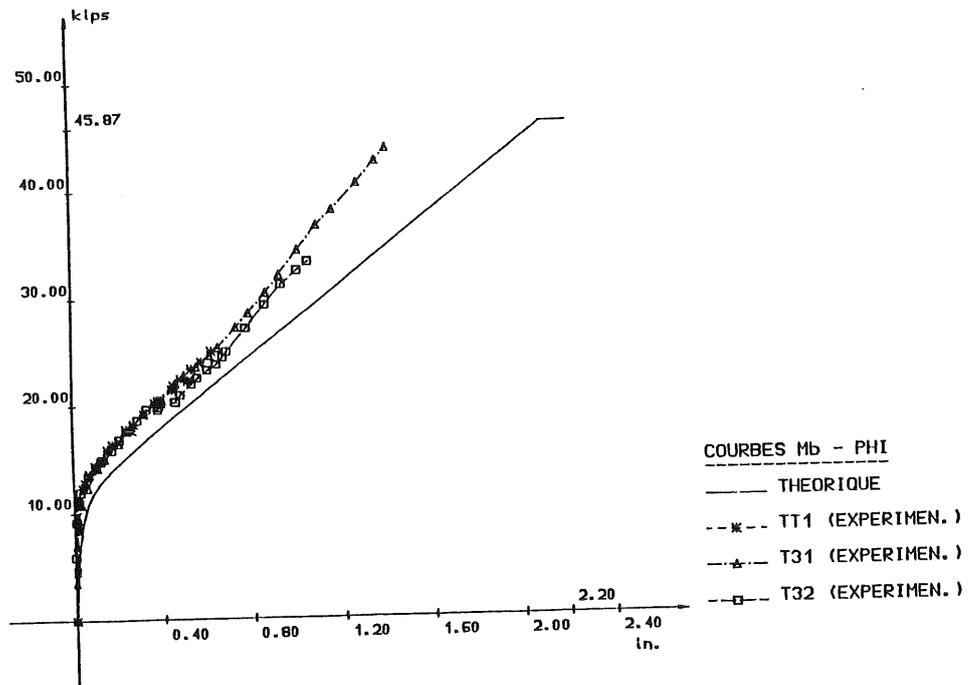
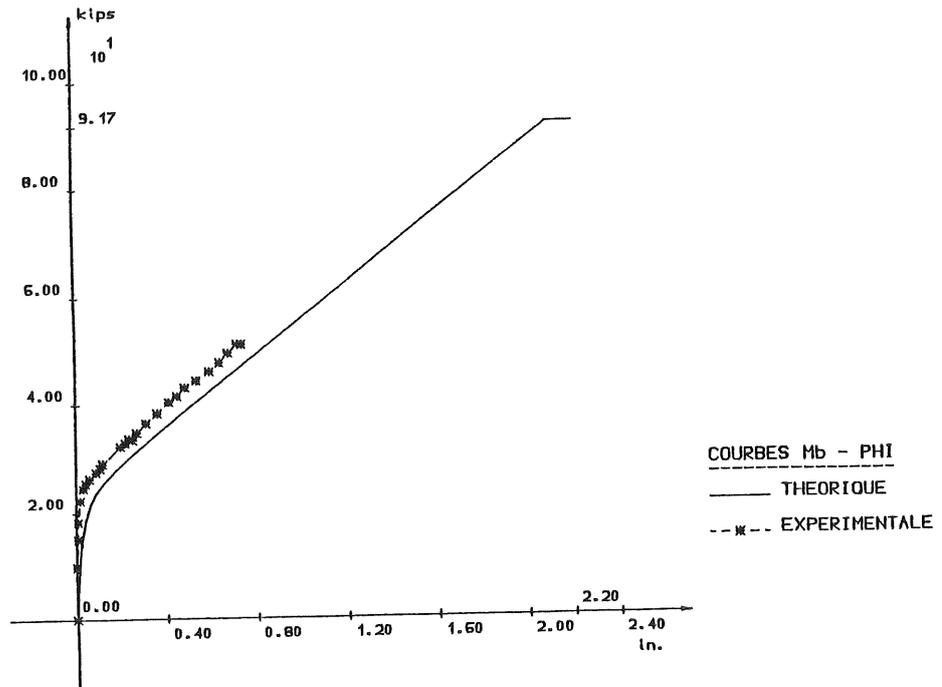


Figure 3.136. - Modélisation non linéaire de l'essai d'assemblage par cornières de semelles réalisé à Sheffield [D1].

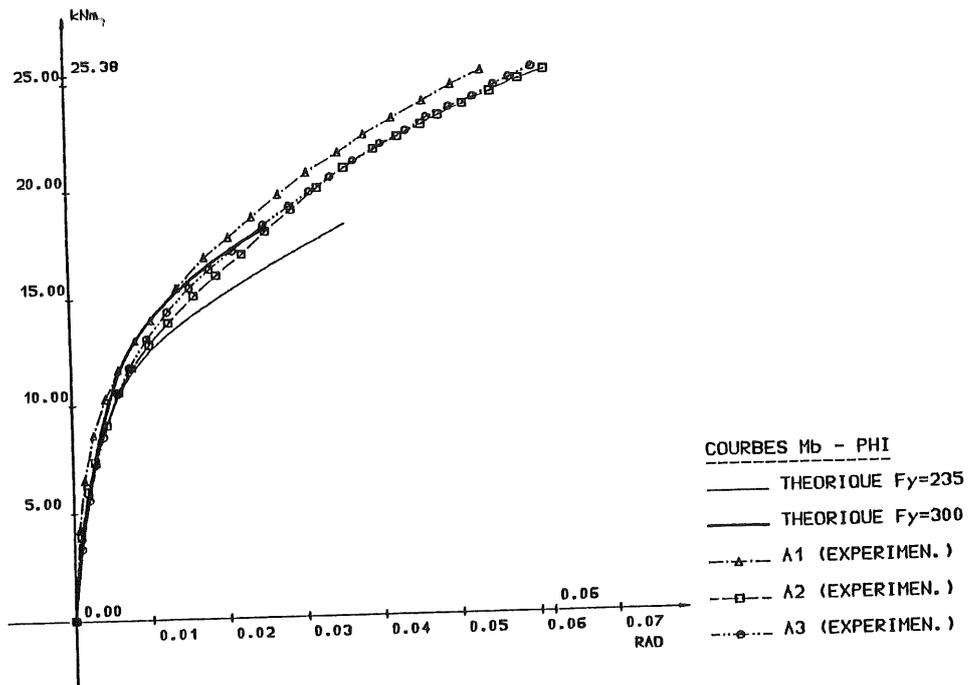


a - Essais TT1, T31, T32.

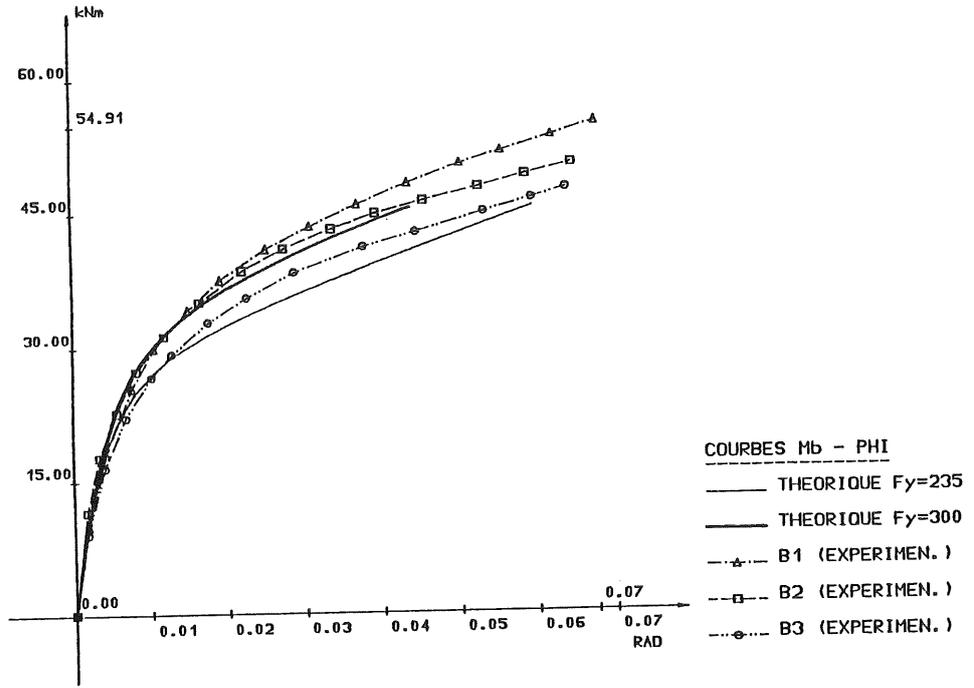


b - Essai TT2.

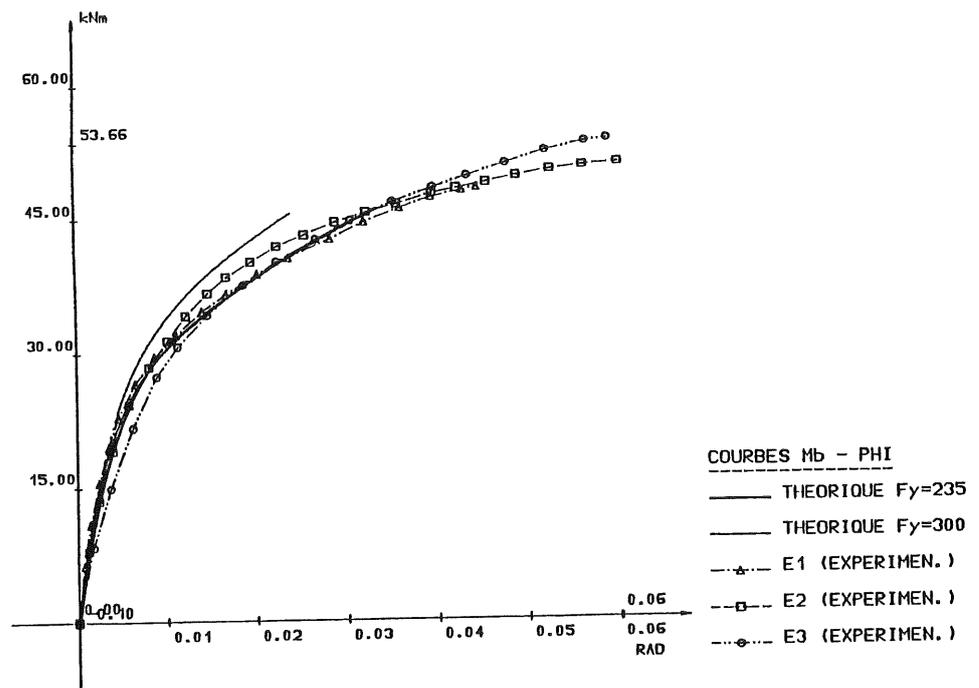
Figure 3.137. - Modélisations non linéaires des essais de cornières isolées réalisés à Trento [E3].



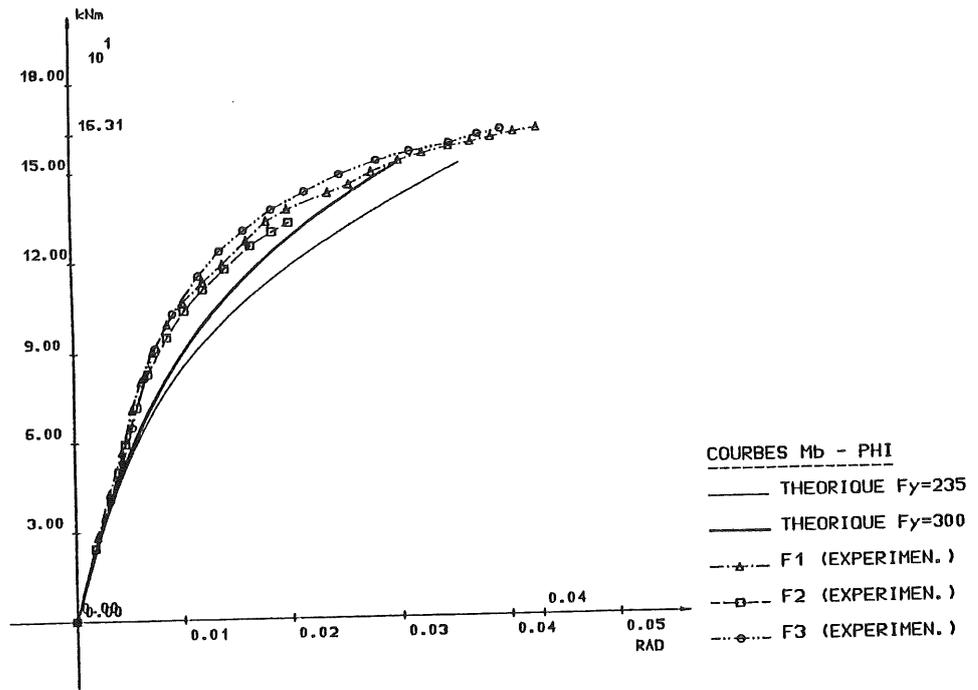
a - Essai A



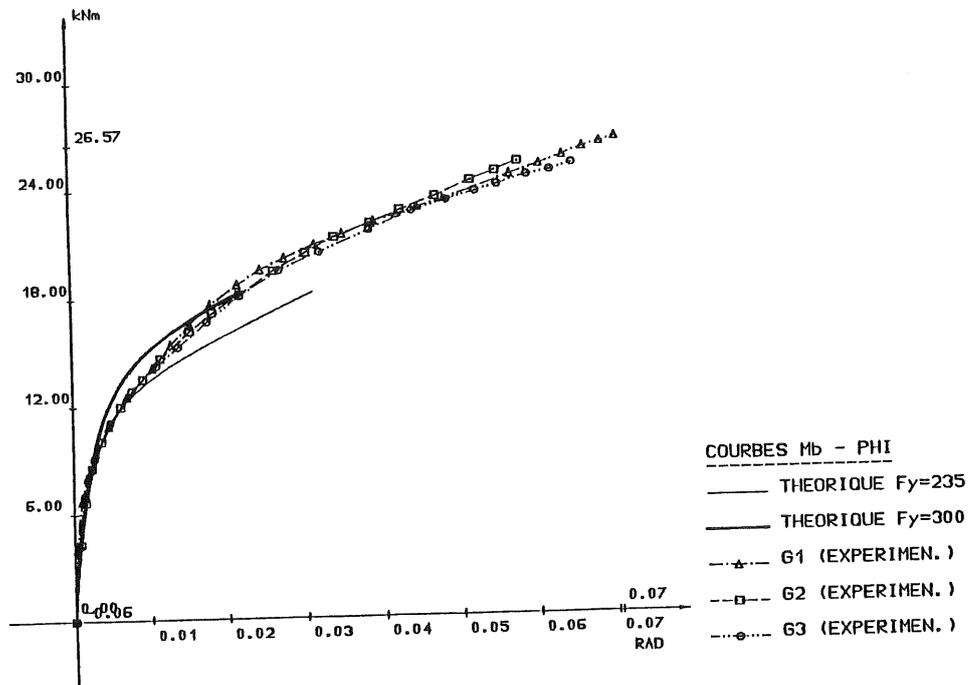
b - Essai B



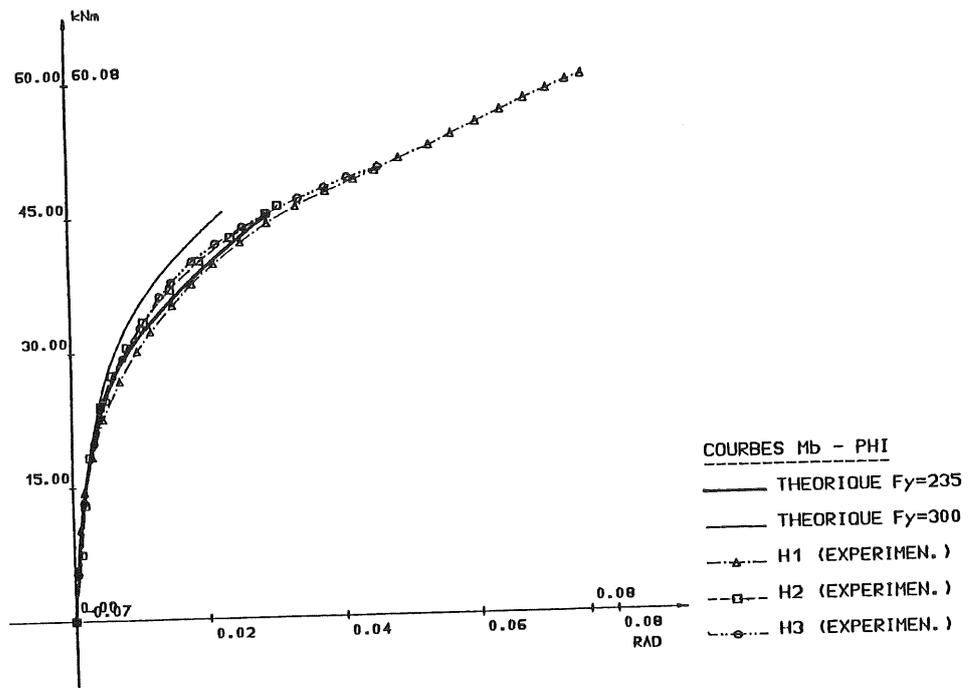
c - Essai E



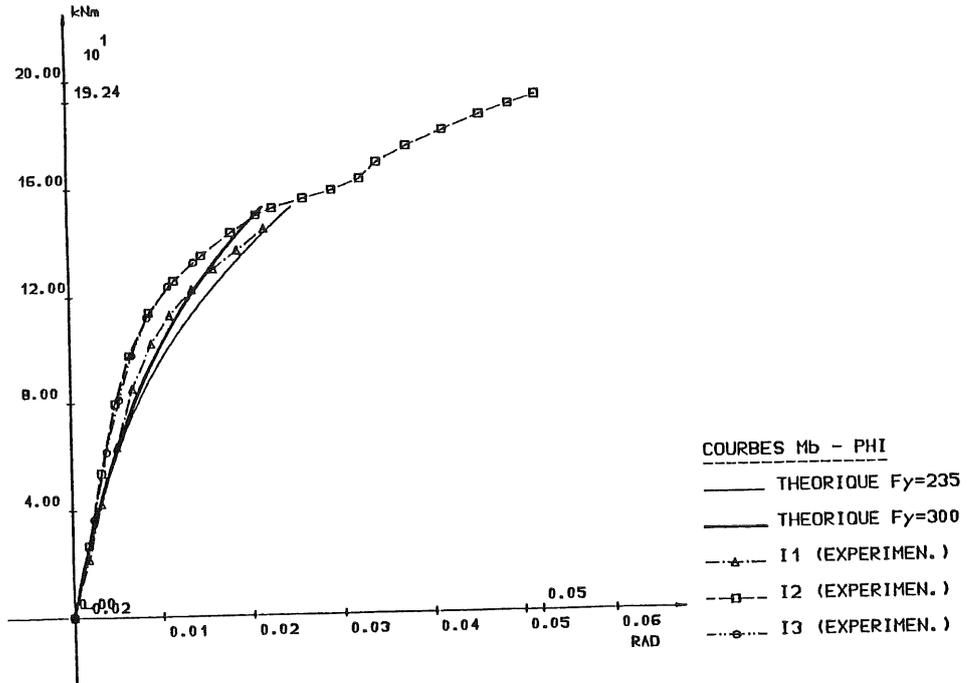
d - Essai F



e - Essai G



f - Essai H



g - Essai I

Figure 3.138. - Modélisations non linéaires des essais d'assemblages par cornières de semelles réalisés à Hambourg [H1].

3.4. MODELISATION BI-LINEAIRE DES COURBES DE DEFORMABILITE DES ASSEMBLAGES ET DES PANNEAUX D'AME CISAILLES

Au chapitre 1, nous avons attiré l'attention du lecteur sur la nécessité de disposer de courbes de déformabilité des noeuds poutre-colonne spécifiques, selon le type d'analyse de structures que l'on projette d'exécuter. En particulier :

- une modélisation non linéaire du comportement des noeuds se justifie dans l'optique d'une analyse non linéaire des structures par ordinateur (voir seconde partie de cette thèse);
- une étude d'instabilité élastique linéaire de structure (recherche des modes propres requiert la connaissance de la rigidité initiale (voir chapitre 9) ou sécante (voir chapitre 8) des noeuds;
- la détermination de la charge de ruine plastique des ossatures se fonde sur la définition de la capacité plastique des noeuds (voir chapitre 9);
- une analyse élastique linéaire d'ossature réclame la "linéarisation" du comportement flexionnel des éléments poutres et colonnes constitutifs (voir chapitre 8) et des noeuds d'assemblage correspondants. Pour ces derniers, divers auteurs s'appuient, à l'instar de l'Eurocode 3 [E1], sur le concept de rigidité sécante dont le domaine d'utilisation est limité à l'atteinte, dans le noeud, d'un moment de flexion égal à sa capacité plastique. Nous discuterons de cette approche aux chapitres 8 et 9.

Les travaux que nous avons exposés dans ce chapitre débouchent sur la proposition de méthodes simples d'évaluation de ces diverses caractéristiques (sauf la rigidité sécante) pour les noeuds d'assemblage par plat d'about débordant et par cornières de semelles; le tableau 3.29. en fait la synthèse. Cela étant, l'intérêt que revêt la rigidité sécante lors du dimensionnement d'ossatures contreventées à noeuds semi-rigides (voir chapitre 8) nous incite naturellement à développer des formules similaires de prédiction de cette caractéristique pour les noeuds à assemblages par plat d'about débordant et par cornières de semelles.

Composantes de déformabilité des noeuds		Références dans le texte		
		Modélisation non linéaire	Rigidité initiale	Capacité plastique
Noeuds à assemblage(s) par plat d'about débordant	Panneau d'âme cisailé	3.2.7.	3.2.3.2.- 3.2.8.1.	3.2.3.2.- 3.2.8.1.
	Assemblage(s)	3.3.6.	3.3.3.2.1.	3.3.2.5.2.
Noeuds à assemblage(s) par cornières de semelles	Panneau d'âme cisailé	3.2.7.	3.2.3.2.- 3.2.8.1.	3.2.3.2.- 3.2.8.1.
	Assemblage(s)	3.3.6.	3.3.3.4.2.	3.3.2.5.3.

Tableau 3.29. - Synthèse des références aux différents modèles examinés.

Une des premières idées qui vient immédiatement à l'esprit consiste à tenter de tirer parti de la connaissance que l'on a, pour chacune des deux composantes d'un noeud, de la valeur de la capacité plastique, M_v ou V_{ny} , et de la courbe non linéaire de comportement correspondante, $M_b - \phi$ ou V_{n-y} (figure 3.139.). D'un point de vue purement mathématique, ces données sont effectivement suffisantes pour déterminer la rotation "plastique", ϕ_v ou γ_v , qui se développe dans la partie du noeud considérée, lors de l'atteinte de sa capacité plastique. La rigidité sécante, K ou K_{ns} , se déduit alors aisément :

$$K_s = \frac{M_v}{\phi_v} \quad (3.159.a.)$$

$$K_{ns} = \frac{V_{ny}}{\gamma_v} \quad (3.159.b.)$$

Cette solution semble difficilement envisageable d'un point de vue pratique, dans la mesure où elle nécessite :

- la détermination préalable de la rigidité initiale, la capacité plastique et de la rigidité d'écroutissage en vue de ...;
- ... la construction de la courbe non linéaire de comportement :

$$M_b = M_b(\phi) \quad (3.160.a.)$$

$$V_n = V_n(\gamma) \quad (3.160.b.)$$

- la résolution de l'équation :

$$M_v = M_b(\phi_v) \quad (3.161.a.)$$

$$V_{ny} = V_n(\gamma_v) \quad (3.161.b.)$$

afin d'évaluer la rotation "plastique", ϕ_v ou γ_v . Cette dernière phase de calcul est particulièrement laborieuse en raison de la formulation relativement complexe des fonctions $M_b(\phi)$ - formule (3.156.) - et $V_n(\gamma)$ - formule (3.31.).

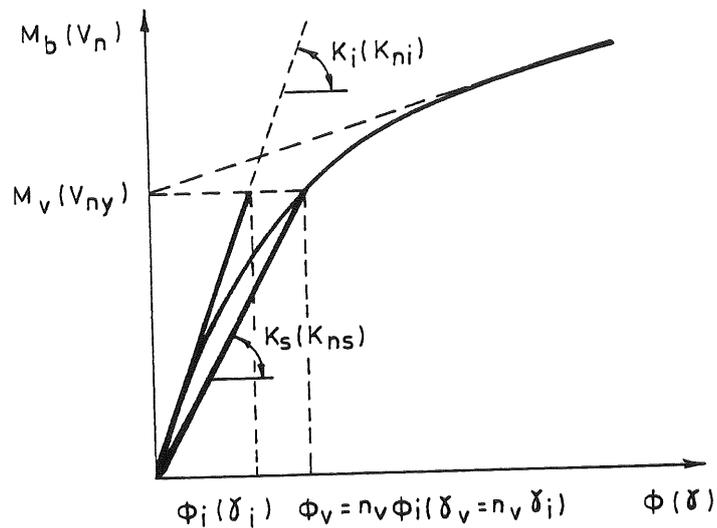


Figure 3.139. - Evaluation de la rigidité sécante.

Conscient de la nécessité de disposer d'une méthode d'évaluation simple et directe, nous nous sommes orienté vers une approche plus empirique qui se fonde sur l'examen minutieux de l'ensemble des courbes de déformabilité d'assemblage et de panneaux d'âme cisailés que nous avons en notre possession (d'origine expérimentale et/ou numérique). Cette approche repose sur le caractère sensiblement constant de la valeur du rapport entre les rotations "plastique" et "élastique" associées à l'atteinte de la capacité plastique (figure 3.139.) :

$$n_v = \frac{\phi_v}{\phi_i} \quad (3.162.a.)$$

$$n_v = \frac{\gamma_v}{\gamma_i} \quad (3.162.b.)$$

et ce, quelle que soit la composante de déformabilité envisagée (ou presque, comme nous allons le préciser).

La connaissance de ce rapport rend le calcul de la rigidité sécante particulièrement aisé :

$$K_s = \frac{M_v}{\phi_v} = \frac{K_i}{n_v} \quad (3.163.a.)$$

$$K_{ns} = \frac{V_{ny}}{\gamma_v} = \frac{K_{ni}}{n_v} \quad (3.163.b.)$$

dans la mesure où il ne requiert plus que l'évaluation de la rigidité initiale.

Les valeurs du rapport n_v à considérer peuvent être définies de la manière suivante :

$$n_v = 3,0 \quad (3.164.a.)$$

pour les panneaux d'âme cisailés,
pour les assemblages par plat d'about à
boulons préserrés ou non;

$$n_v = 3,0 \quad \text{si } \alpha_g \geq 1 \quad (3.164.b.)$$

$$= -11 \alpha_g + 14 \quad \text{si } 0,20 \leq \alpha_g < 1 \quad (3.164.c.)$$

pour les assemblages par cornières de
semelles à boulons préserrés ou non.

α_g représente (voir 3.3.6.) le rapport entre le moment de glissement M_{gl} (formule 3.1.3.6.) provoquant le glissement entre la poutre et les cornières et la capacité plastique de l'assemblage.

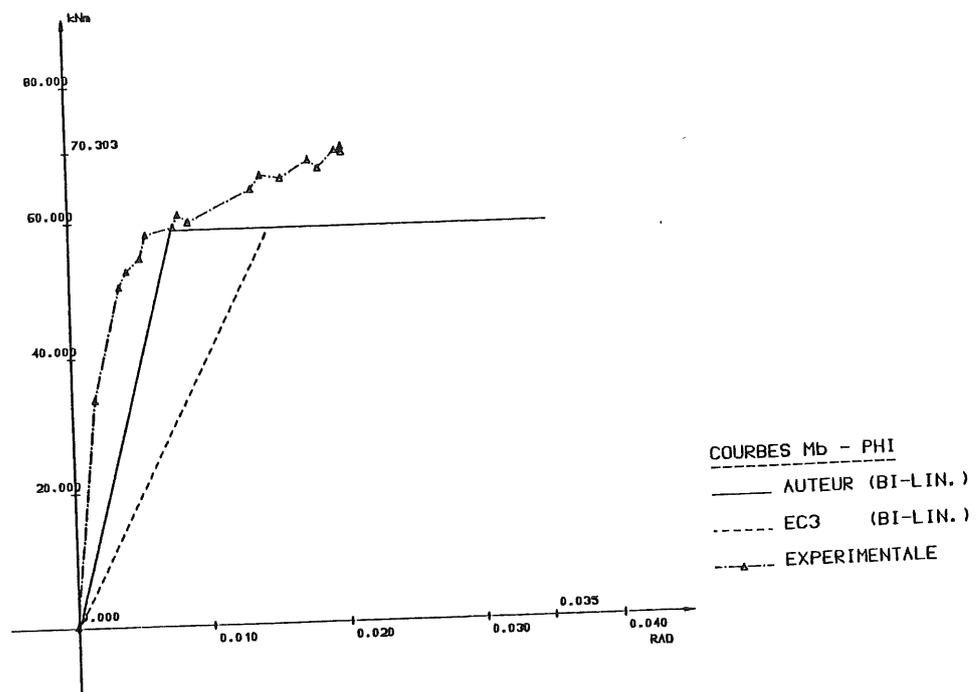
Pour des raisons similaires à celles invoquées en 3.3.6. lors de la définition du coefficient de forme relatif à la modélisation non linéaire des courbes d'assemblage, nous suggérons de négliger purement et simplement le préserrage des boulons lorsque ce dernier conduit à un moment de glissement inférieur à 20 % de la capacité plastique de l'assemblage ($\alpha_g < 0,20$).

Dans ces conditions, la rigidité sécante résulte de la division de la rigidité initiale de l'assemblage dont les boulons sont supposés ne pas être préserrés par le coefficient n_v pour lequel nous suggérons la valeur suivante :

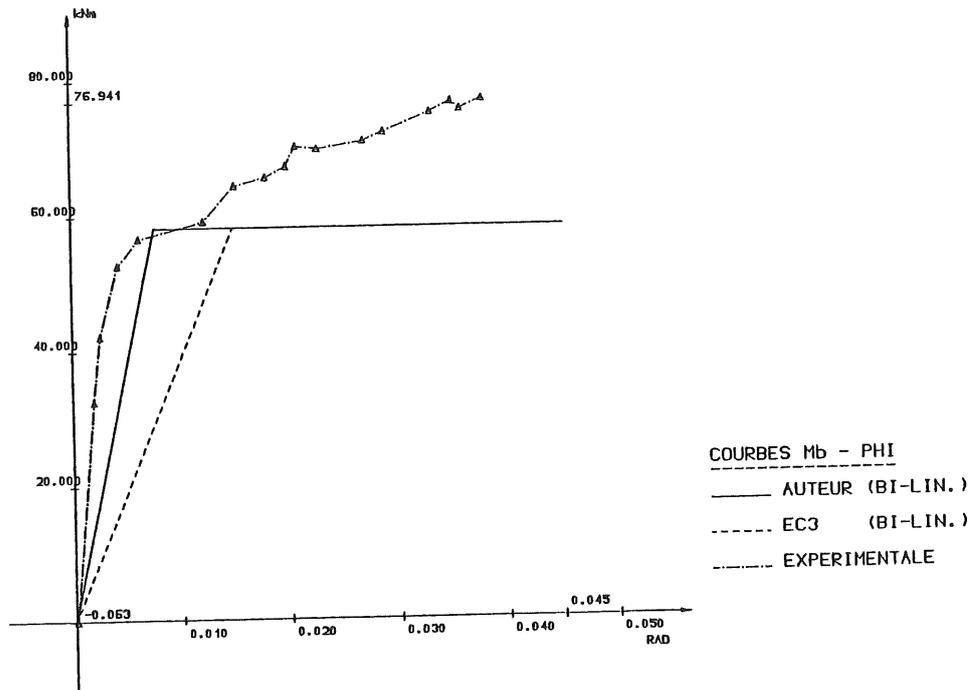
$$n_v = 3,5 \quad (3.165.)$$

Par conjonction du segment de droite caractérisé par la rigidité sécante ($M_b = K_s \phi < M_v$ ou $V_n = K_{ns} \gamma < V_{ny}$) et du plateau plastique ($M_b = M_v$ ou $V_n = V_{ny}$), on obtient une modélisation bi-linéaire des courbes réelles de déformabilité des assemblages ou des panneaux d'âme cisailés. Le report de ce modèle bi-linéaire sur les courbes réelles de déformabilité disponibles (expérimentales et/ou numériques) permet de s'assurer de la validité et de la précision des expressions (3.163.) à (3.165.). Pour des raisons évidentes de place, il ne nous est pas possible de présenter, dans cette thèse, l'ensemble des comparaisons effectuées. Nous avons donc été obligé d'opérer un choix; c'est ainsi que le lecteur ne trouvera, aux figures 3.140. à 3.146., que les comparaisons relatives :

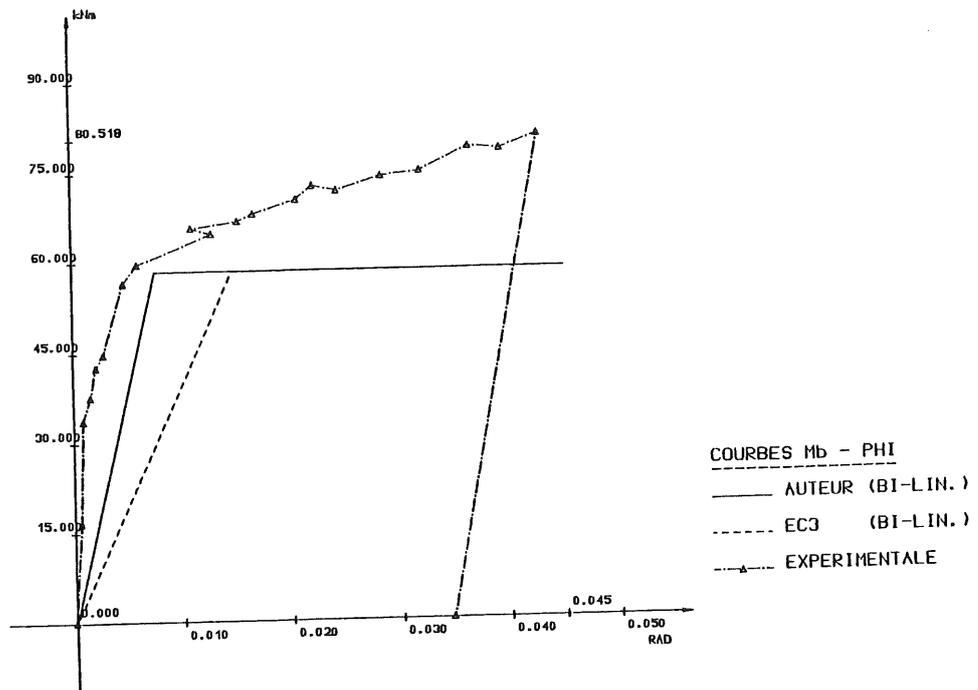
- aux assemblages par plat d'about, pour lesquels une confrontation avec la modélisation bi-linéaire suggérée dans l'Eurocode 3 (voir 3.3.3.1.2.) est envisageable;
- aux assemblages par cornières de semelles, en raison de la grande variété des conditions de déformabilité rencontrées (valeurs diverses de la charge de glissement et de l'espace poutre-colonne).



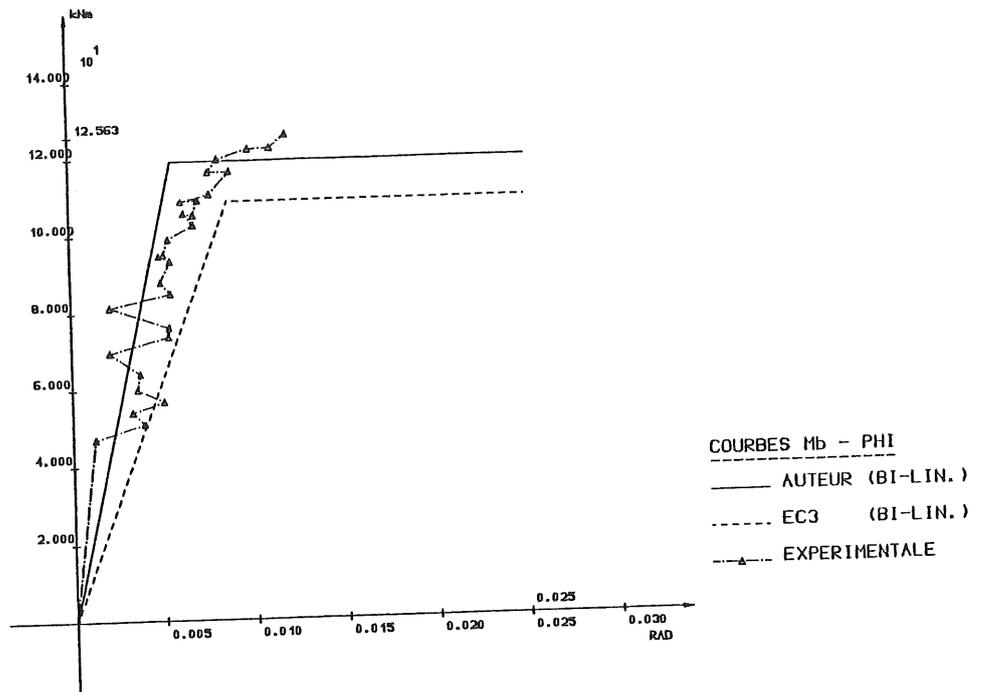
a - Essai 01



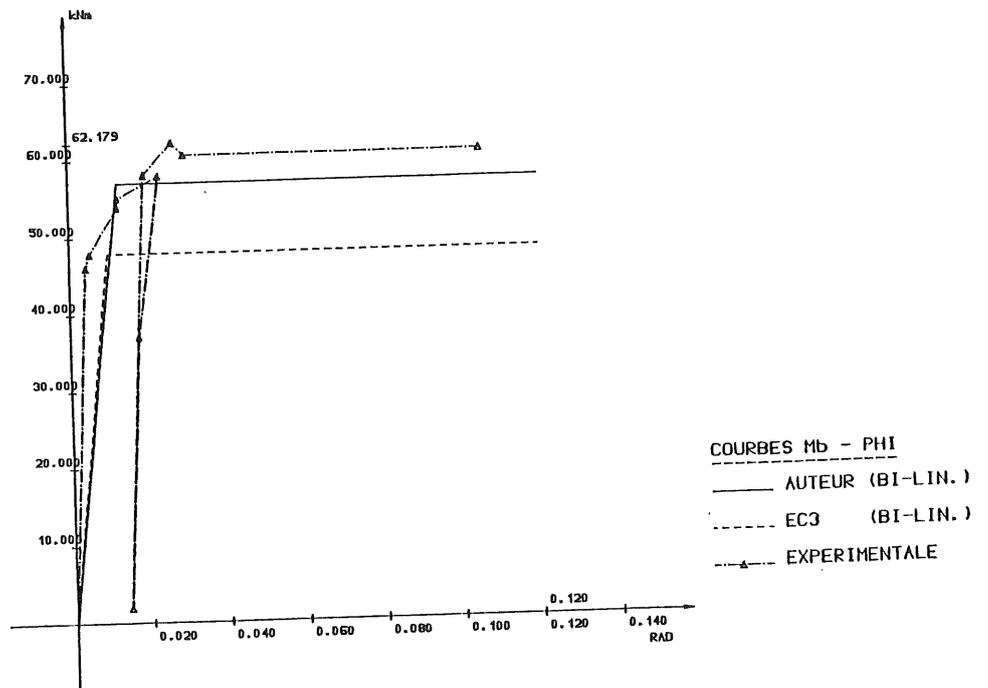
b - Essai 04



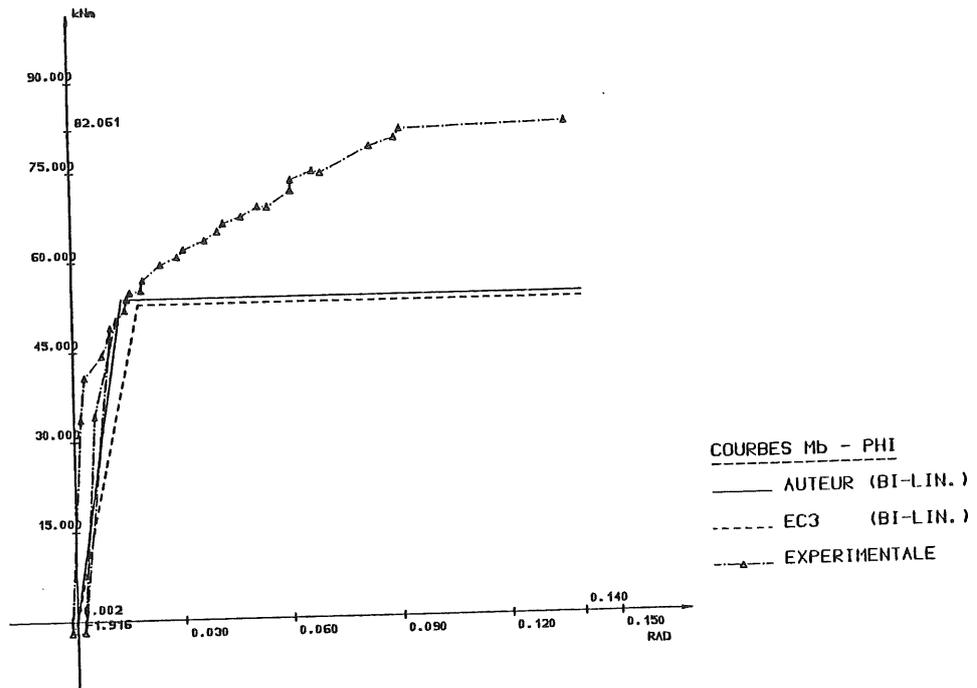
c - Essai 07



d - Essai 010

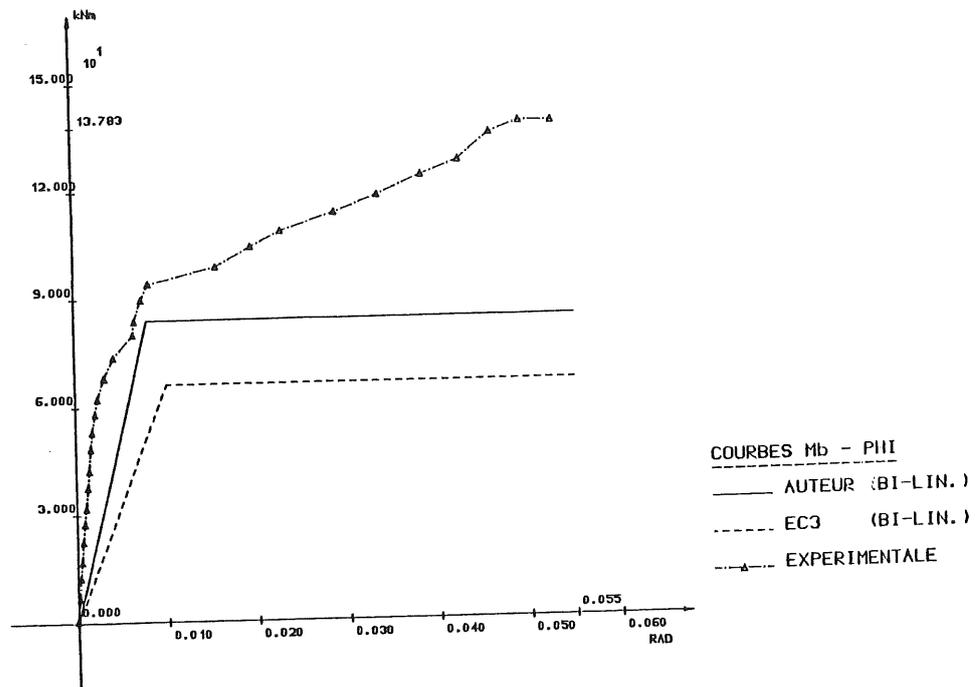


e - Essai 013

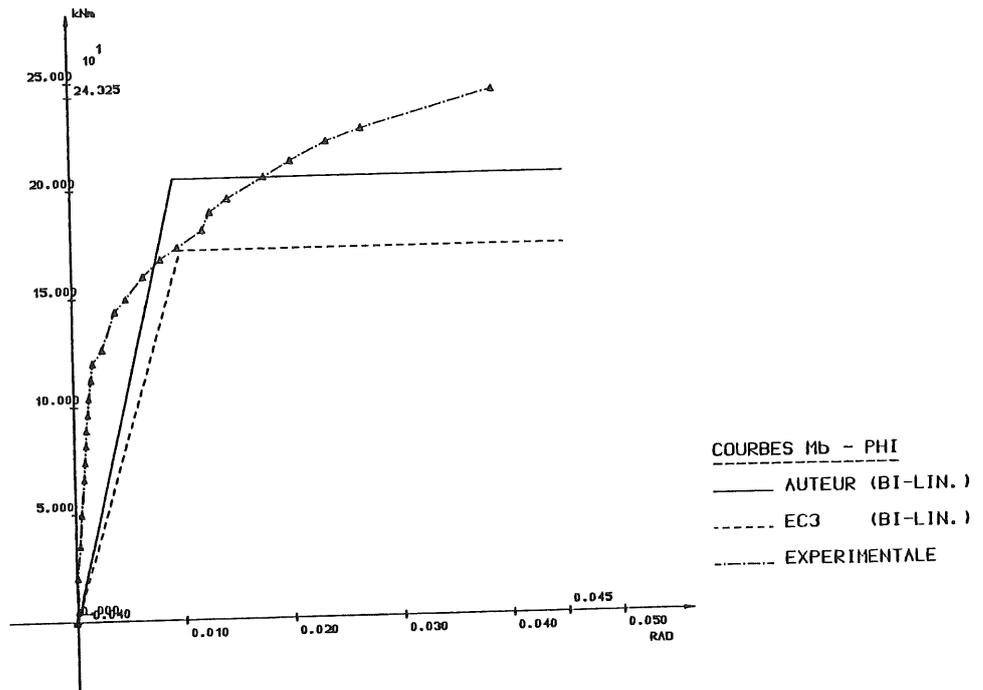


f - Essai 014

Figure 3.140. - Modélisations bi-linéaires des essais d'assemblages par plat d'about réalisés à Liège [J3].

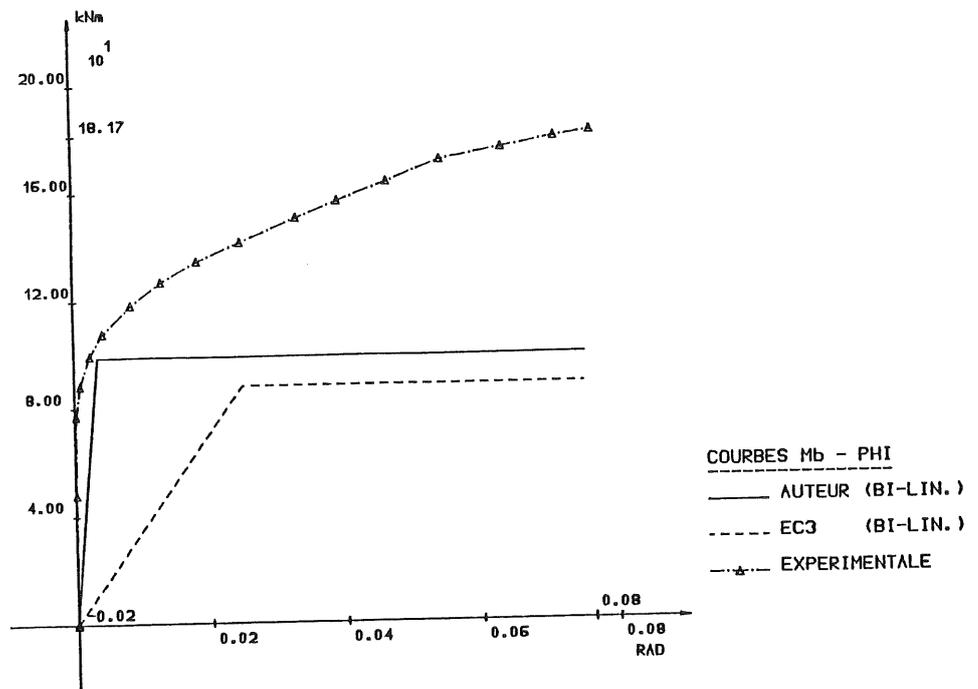


a - Essai T9

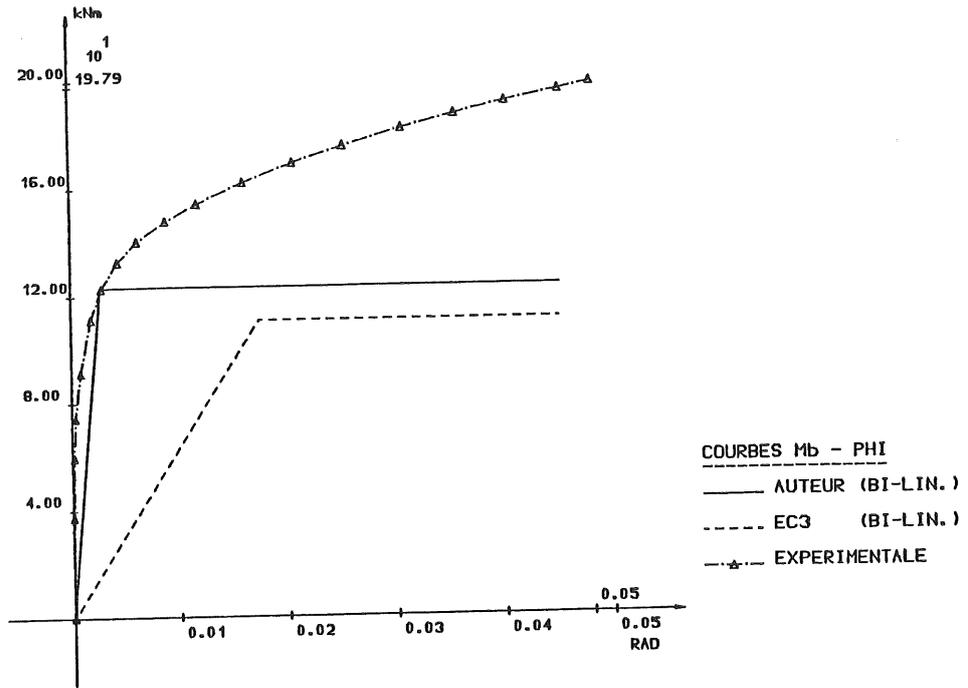


b - Essai T20

Figure 3.141. - Modélisations bi-linéaires d'essais d'assemblages par plats d'about réalisés à Delft [Z3]

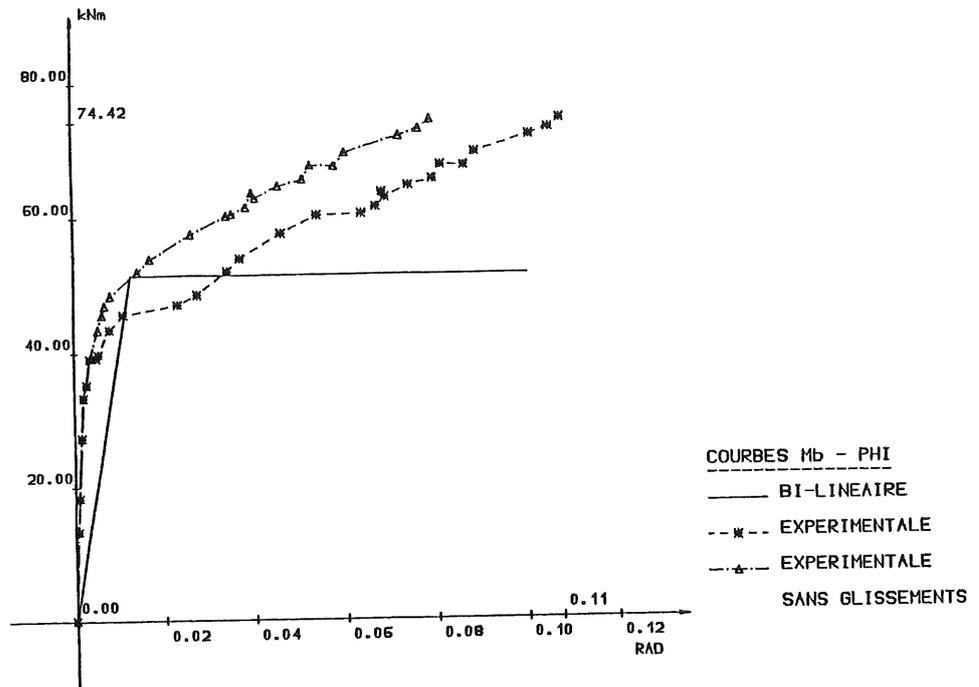


a - EP1-1

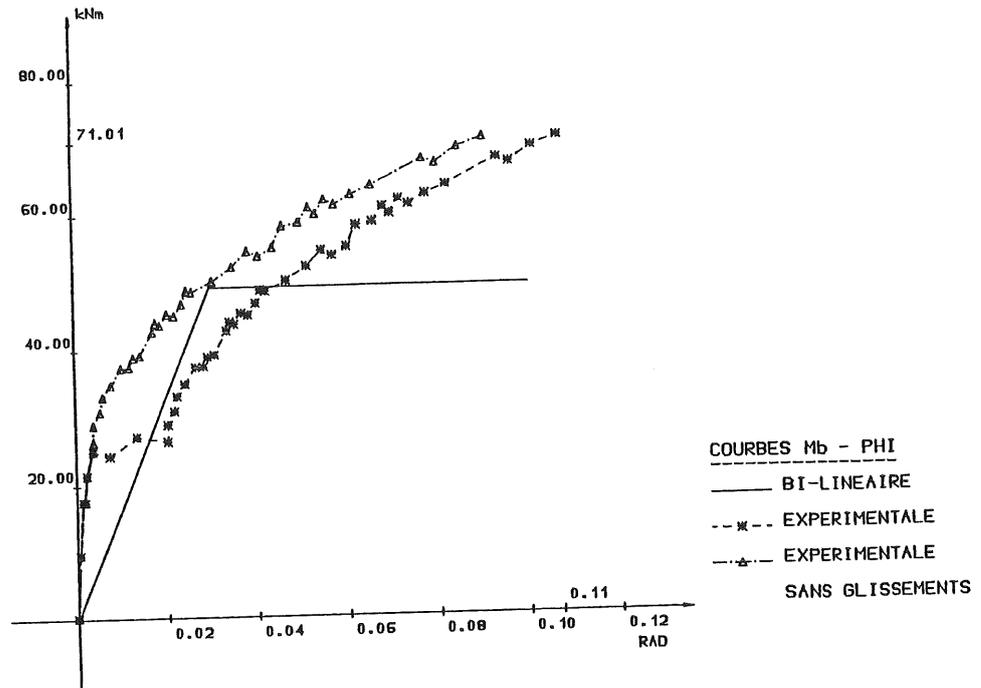


b - EP1-2

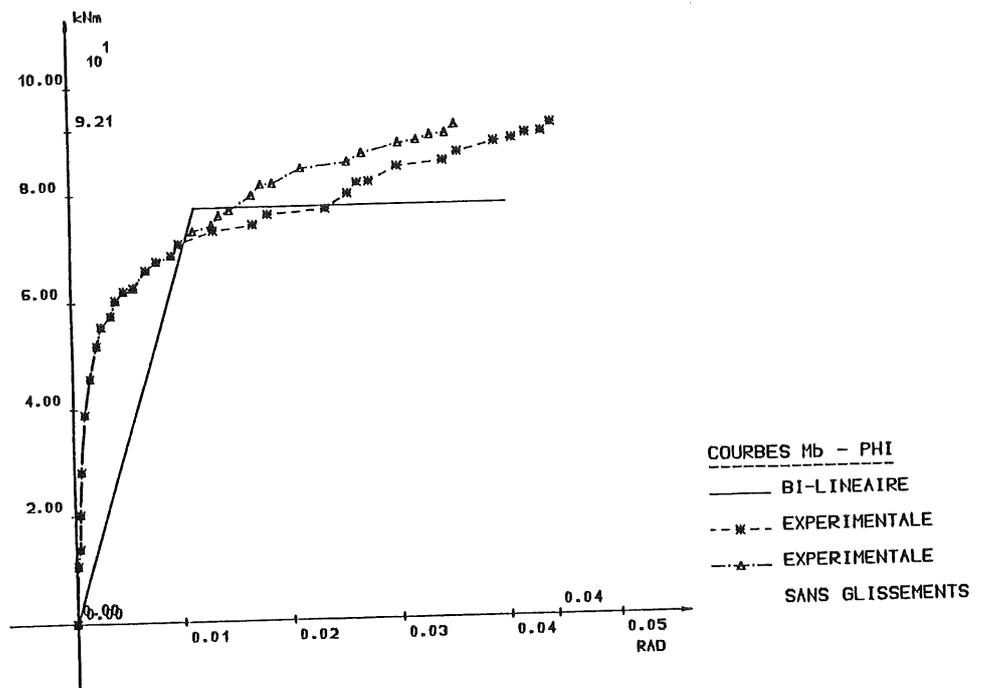
Figure 3.142. - Modélisations bi-linéaires d'essais de plats d'about isolés réalisés à Trento [Z4]



a - Essai 03



b - Essai 06



c - Essai 012

Figure 3.143. - Modélisations bi-linéaires des essais d'assemblages par cornières de semelles réalisés à Liège [J3].

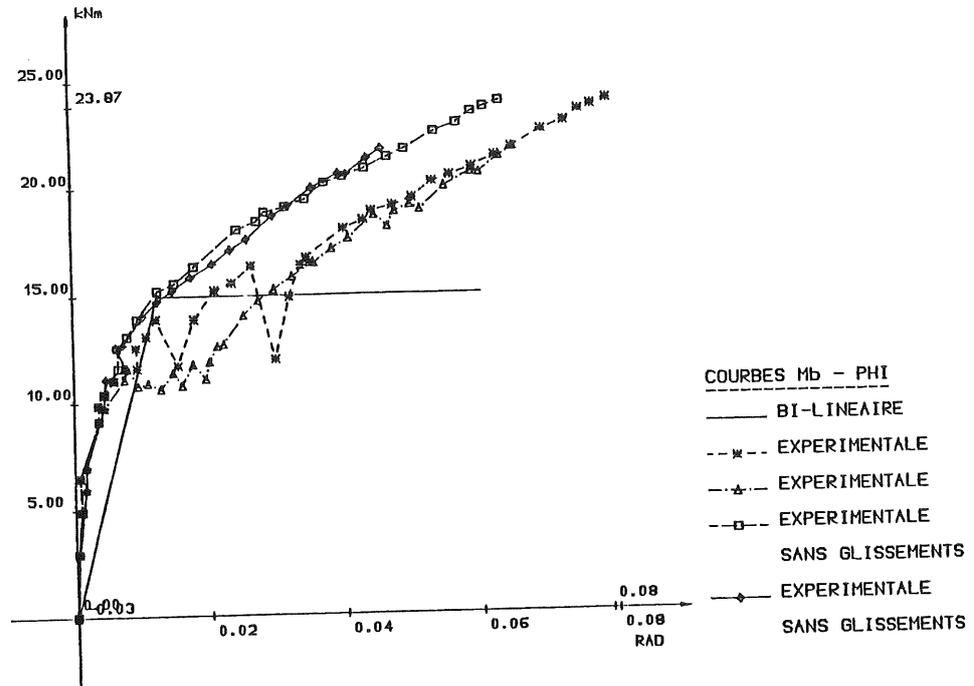
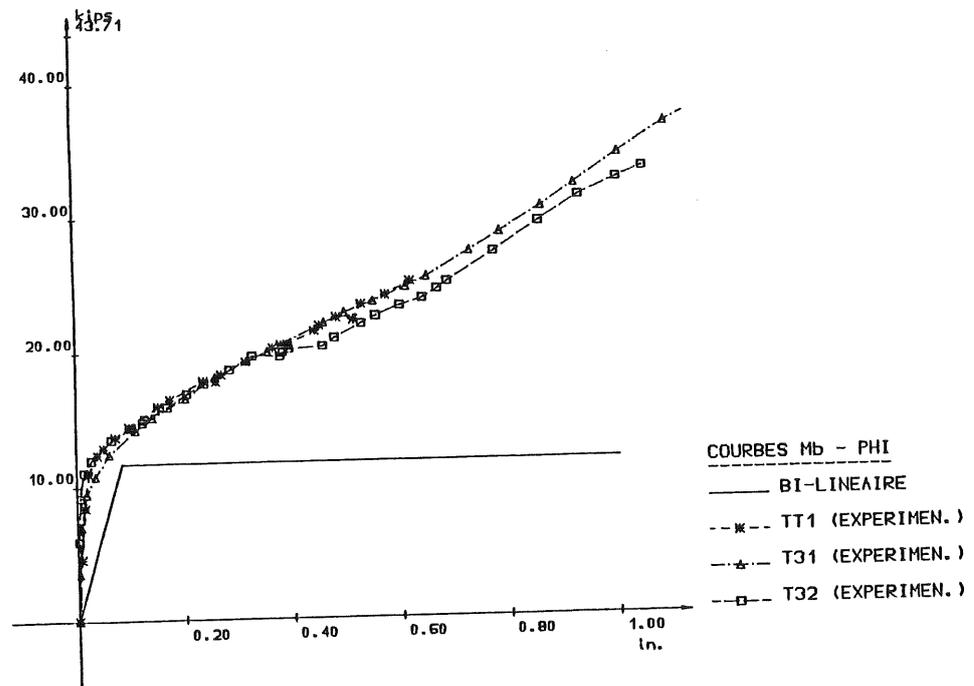
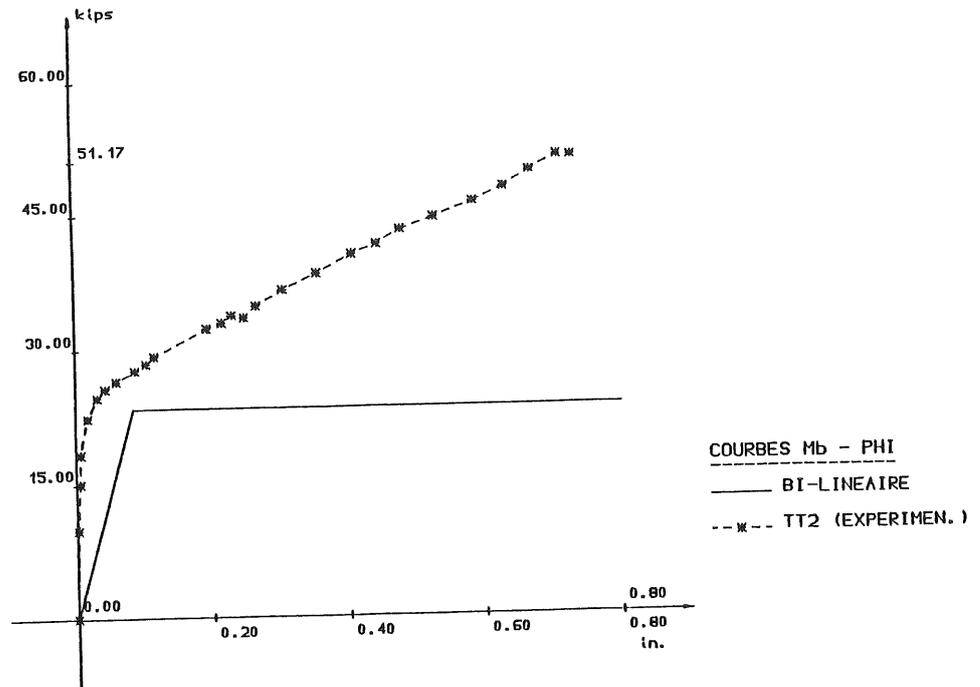


Figure 3.144. - Modélisation bi-linéaire de l'essai JT08 d'assemblage par cornières de semelles réalisé à Sheffield [D1].

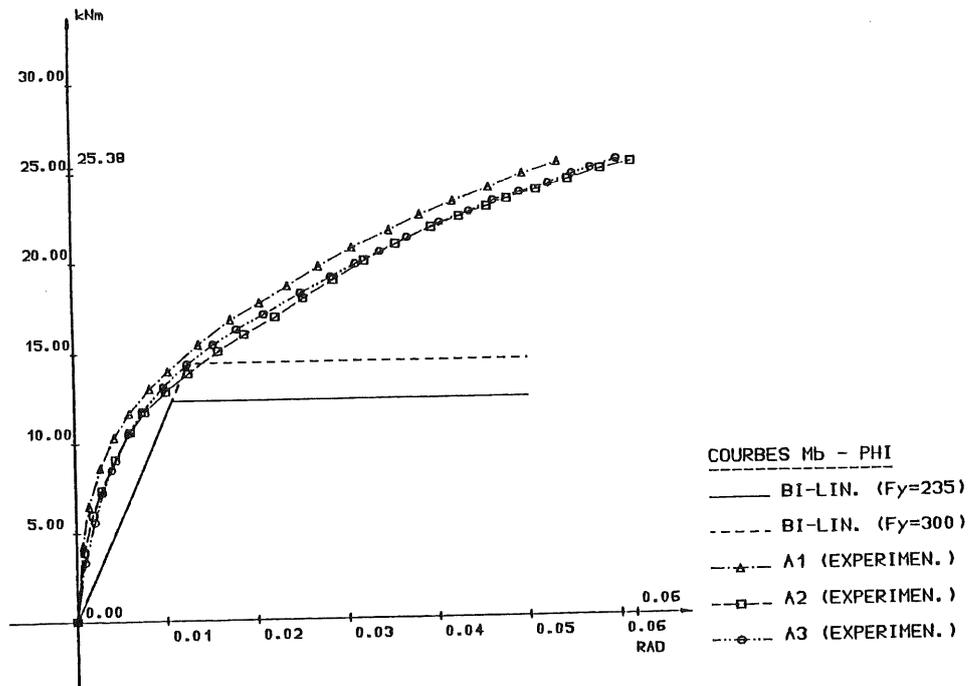


a - Essais TT1, T31 et T32

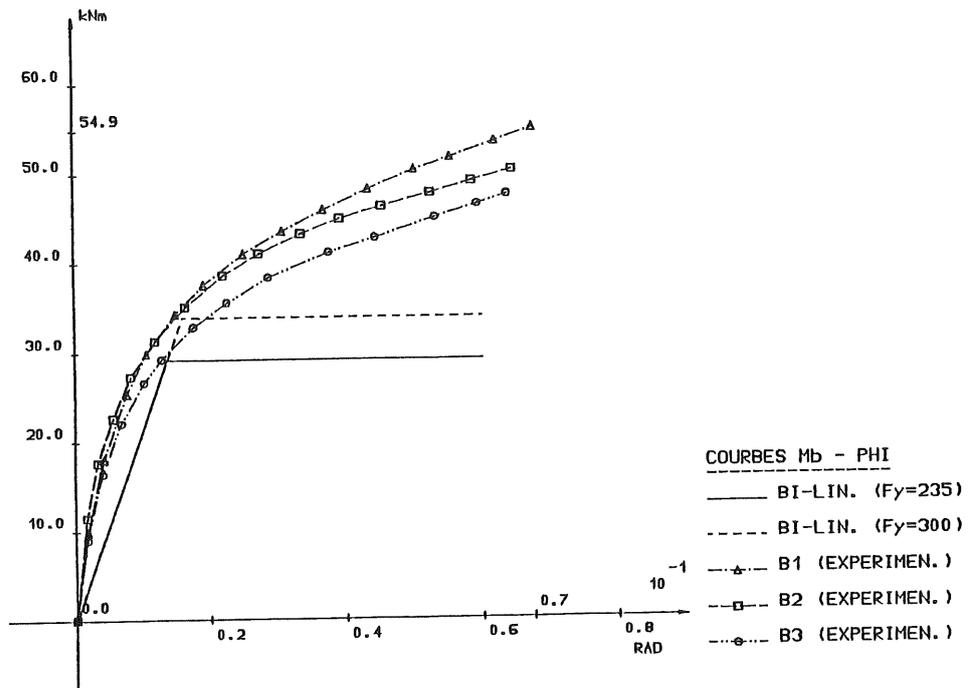


b - Essai TT2

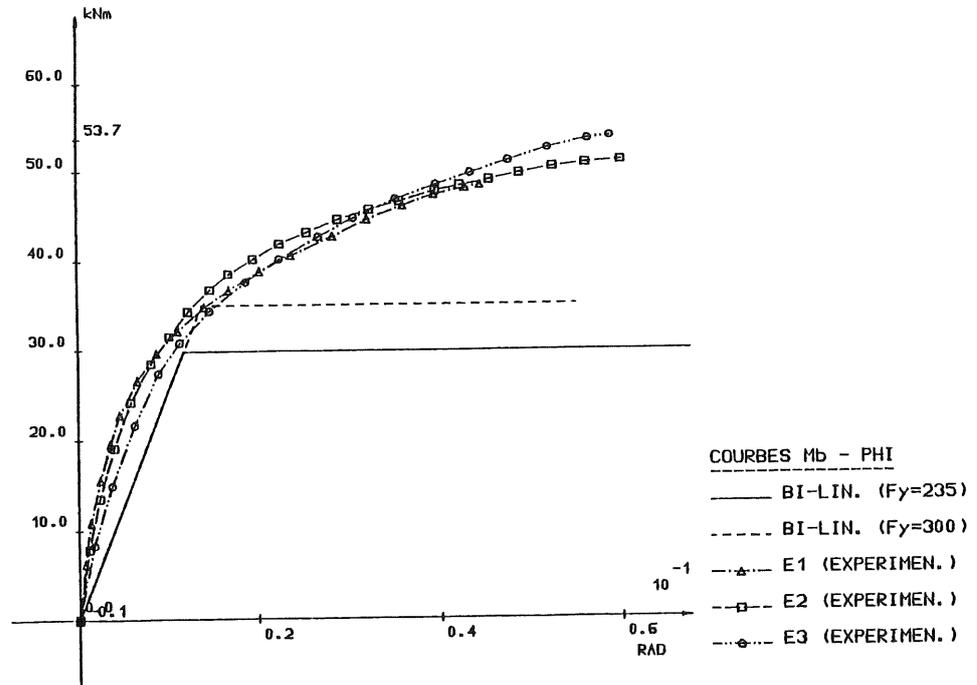
Figure 3.145. - Modélisations bi-linéaires des essais de cornières isolées réalisés à Trento [E3].



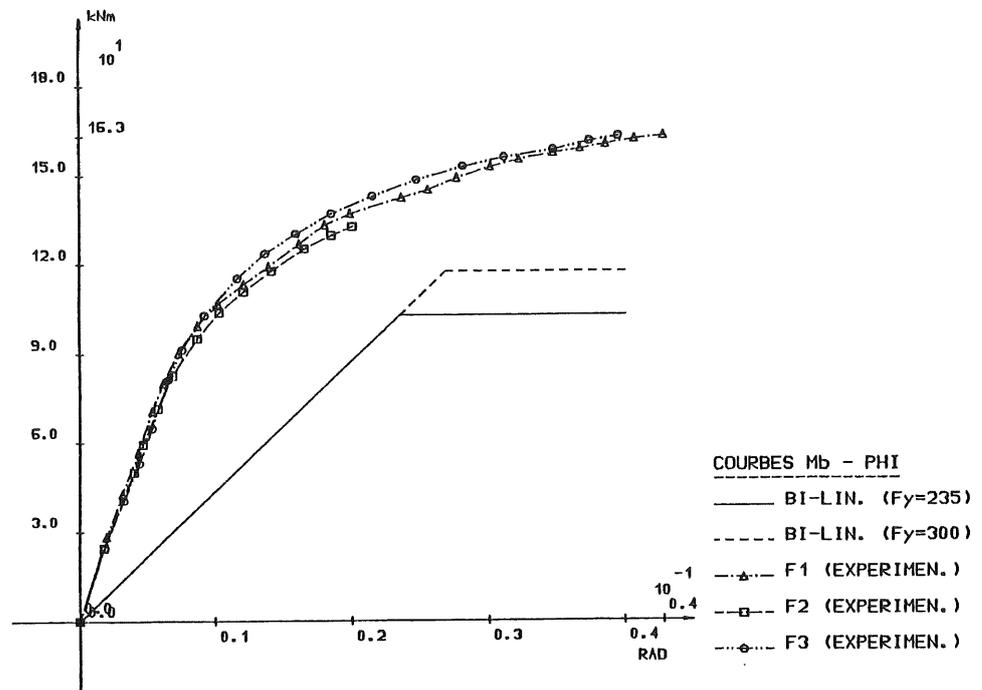
a - Essais A



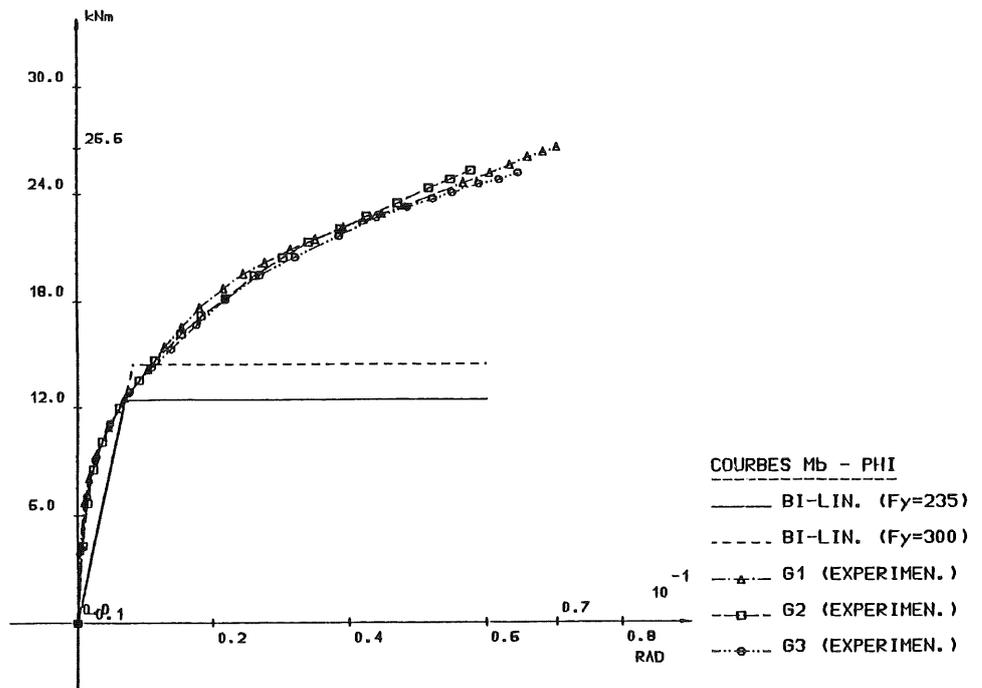
b - Essais B



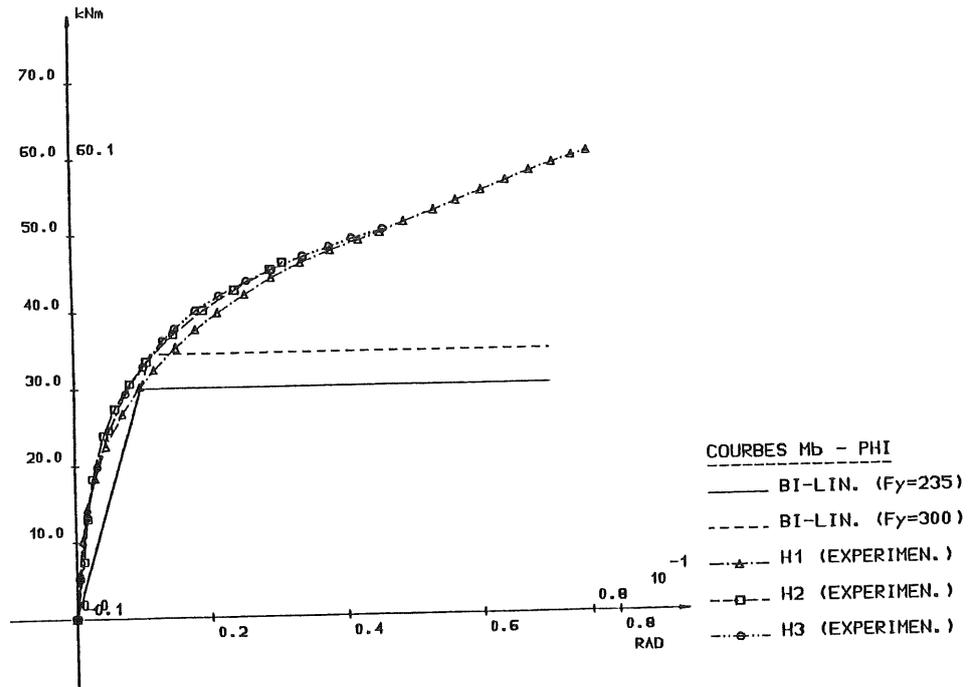
c - Essais E



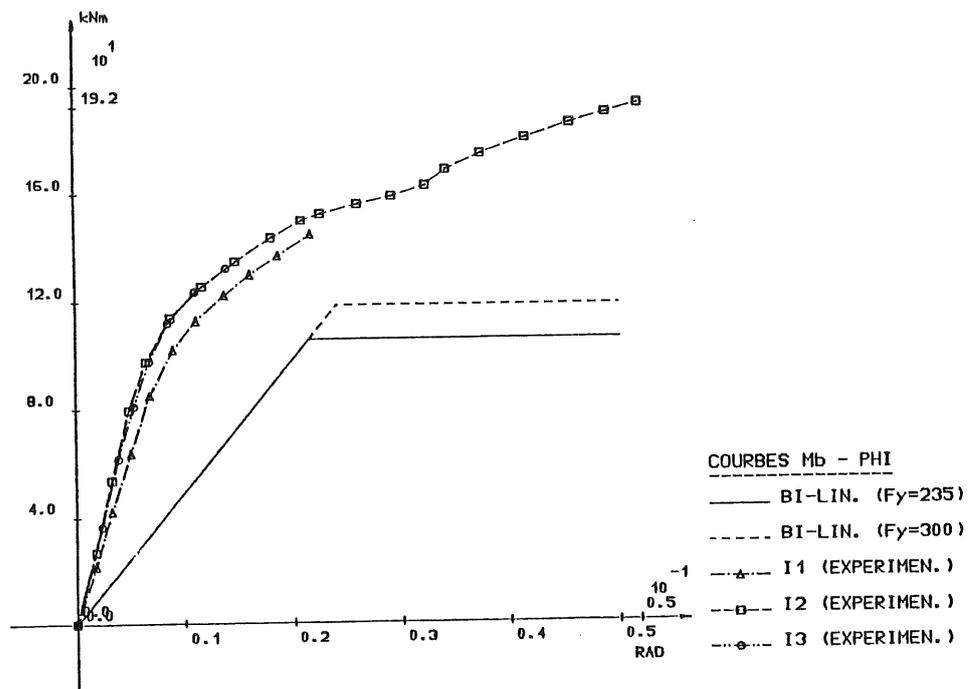
d - Essais F



e - Essais G



f - Essais H



g - Essais I

Figure 3.146. - Modélisations bi-linéaires des essais d'assemblages par cornières de semelles réalisés à Hambourg [H1].

L'ensemble de ces comparaisons permet de mettre en évidence le degré élevé de précision de la méthode proposée, mis à part pour l'essai T20 (par plat d'about) ainsi que pour les essais F et I (par cornières de semelles) pour lesquels - ceci explique certainement cela - nous avons déjà regretté, à maintes reprises dans cette thèse, l'absence de documentation relative aux valeurs réelles de certaines limites d'élasticité et de dimensions géométriques. La confrontation du modèle avec les résultats numériques et expérimentaux d'essais de panneaux d'âme cisailés conduit à des conclusions similaires. Par ailleurs, l'examen des figures 3.140. à 3.142. confirme le caractère particulièrement sécuritaire qu'affiche généralement la modélisation bi-linéaire inspirée de l'Eurocode 3 [E1], tant au niveau de la capacité plastique (voir 3.3.2.4.) que de la rigidité sécante (3.3.3.1.3.).

Avant de conclure ce long chapitre, nous voudrions attirer l'attention du lecteur sur les problèmes que peut poser l'utilisation de la rigidité sécante dans le cas des assemblages par cornières de semelles. En effet, cette dernière a été confrontée, aux diagrammes 3.143. à 3.146., à des courbes fictives de déformabilité "sans glissement" que nous avons eu l'occasion de décrire précédemment (figure 3.63.). Mais en réalité, qu'advient-il du caractère linéaire de la modélisation adoptée lorsqu'un glissement se produit pour un niveau de charge inférieur à la capacité plastique? Ou en d'autres termes, est-il licite d'envisager une analyse élastique de structure fondée sur l'utilisation de la rigidité sécante d'assemblages par cornières de semelles ?

D'un point de vue purement théorique, la réponse à cette dernière interrogation est assurément négative. Dans la pratique, par contre, considérer un comportement élastique linéaire des assemblages par cornières ne nous semble pas aussi irréaliste qu'il pourrait y paraître.

L'amplitude des glissements poutre-cornières en cours de chargement dépend de la position initiale des boulons dans leurs trous ainsi que du diamètre de ces derniers par rapport à celui des boulons. La position relative des boulons dans leurs trous, au moment du préserrage des boulons, est tout à fait aléatoire dans le cas d'assemblages testés en laboratoire, en raison du mode habituel de montage des pièces d'essais : les poutres et les colonnes sont assemblées au sol (système non chargé) et la pièce d'essai est ensuite introduite dans le montage expérimental afin d'y être testée. Cette situation explique la longueur variable des paliers de glissement enregistrés en cours de chargement.

Le montage sur chantier est d'une tout autre nature. Lorsque les colonnes sont érigées et que la poutre est mise en place, les assemblages sont alors réalisés; la poutre, sous l'effet de son poids propre, sollicite les

assemblages et épuise la grande majorité de leurs jeux; un préserrage des boulons est ensuite éventuellement réalisé.

Ce type de montage réduit énormément le danger d'apparition de glissements importants lors du chargement ultérieur de l'ossature, ce qui autorise alors le concepteur de projet à se référer, sans trop de craintes, à la courbe de déformabilité "sans glissement" des assemblages par cornières de semelles, qu'ils soient à boulons préserrés ou non.

3.5. CONCLUSIONS

Le but de chapitre consistait à mettre à la disposition des concepteurs de structures métalliques de bâtiment des méthodes de prédiction des caractéristiques de déformabilité et de résistance des noeuds poutre-colonne adaptées au type d'analyse projetée :

- courbes non linéaires dont l'allure est fidèle au comportement réel, en vue d'une étude non linéaire complète de la structure par ordinateur;
- rigidité initiale ou sécante pour l'étude d'instabilité élastique linéaire des ossatures;
- rigidité sécante, afin de pouvoir appréhender le comportement élastique linéaire des ossatures.

Notre étude s'est focalisée sur deux types de noeuds d'assemblage couramment utilisés dans la pratique :

- noeuds d'assemblage par plat d'about débordant (quatre boulons en zone tendue);
- noeuds d'assemblage par cornières de semelles.

Les travaux exposés ont permis d'aboutir à la proposition de modèles simples de prédiction de l'ensemble des caractéristiques de déformabilité et de résistance décrites ci-dessus et ce, pour chacun des deux composantes de tout noeud poutre-colonne :

- le panneau d'âme cisailé;
- le (ou les) assemblage(s).

En effet, ces deux sources de déformabilité doivent être absolument différenciées, en raison de la spécificité de la sollicitation à laquelle elles sont soumises au cours du chargement du noeud.

Nous avons eu recours à trois modes d'investigation distincts mais néanmoins complémentaires lors de cette étude :

- L'approche expérimentale : la vaste campagne expérimentale qu'il nous a été permis de réaliser ces dernières années a permis de recueillir quantité de courbes de comportement (véritables références lors de la

validation de modèles théoriques) et de mettre en évidence l'influence de nombreux paramètres sur l'évolution de la rigidité et de la résistance de divers types de noeuds au cours de leur chargement.

- L'approche numérique (simulations non linéaires du comportement des noeuds à l'aide d'éléments finis de type "coque") qui nous a été d'une aide précieuse lors de l'étude de l'interaction, dans le panneau d'âme de la colonne, entre le cisaillement et le phénomène d'introduction des charges transversales transmises à l'âme de la colonne par le (ou les) assemblage(s).
- L'approche théorique qui vise à traduire en langage mathématique simple et aisément utilisable le comportement souvent très complexe des différentes parties du noeud et des divers organes d'assemblage.

La similitude des résultats émanant de ces approches nous est apparue comme primordiale au cours de nos travaux. A maintes reprises, nous avons fait référence à des résultats expérimentaux provenant de centres de recherche étrangers (Delft, Sheffield, Trento, Milan, Hambourg, ...). En effet, l'établissement de la validité d'un modèle théorique sur base de la comparaison avec des résultats issus d'une seule étude expérimentale nous semble particulièrement insuffisant, au vu du nombre limité de facteurs qu'il est possible de faire varier au cours d'une campagne expérimentale, aussi importante soit-elle. Par ailleurs, nous avons eu le souci, lors de cette étude, de mettre en évidence les apports, mais également les points faibles de l'ensemble des travaux de modélisation qui ont été portés à notre connaissance, afin de profiter de l'expérience acquise par le passé. C'est ainsi que nous avons fait couramment allusion aux modèles de CHEN, ZOETEMEIJER, AZZINAMINI, PACKER et MORRIS, etc. mais également à ceux contenus dans l'Eurocode 3.

A propos de ces derniers, nous avons le sentiment que les développements théoriques exposés dans ce chapitre sont en mesure de pouvoir remédier au caractère tantôt excessivement sécuritaire (rigidité sécante, capacité plastique), tantôt insécuritaire (capacité plastique de l'âme comprimée de la colonne) affiché par les règles de calcul contenues dans l'annexe J du chapitre 6 dont le champ d'application s'étend aux noeuds d'assemblages soudés et par plat d'about.

Les travaux relatifs à la modélisation des assemblages par cornières de semelles devraient, quant à eux, pouvoir servir de base à la création d'une nouvelle annexe, ce qui permettrait ainsi une extension de l'Eurocode à un autre type d'assemblage d'utilisation très courante.

DEUXIEME PARTIE

MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DES OSSATURES METALLIQUES A NOEUDS SEMI-RIGIDES

CHAPITRE 4 - INTRODUCTION

**CHAPITRE 5 - MODELISATION NUMERIQUE DES NOEUDS
POUTRE-COLONNE**

**CHAPITRE 6 - INFLUENCE DE LA MODELISATION NUMERIQUE
DES NOEUDS POUTRE-COLONNE SUR LE
COMPORTEMENT DES OSSATURES**

CHAPITRE 4

INTRODUCTION

4.1. PROGRAMME FINELG

4.2. NATURE DES MODIFICATIONS APPORTEES

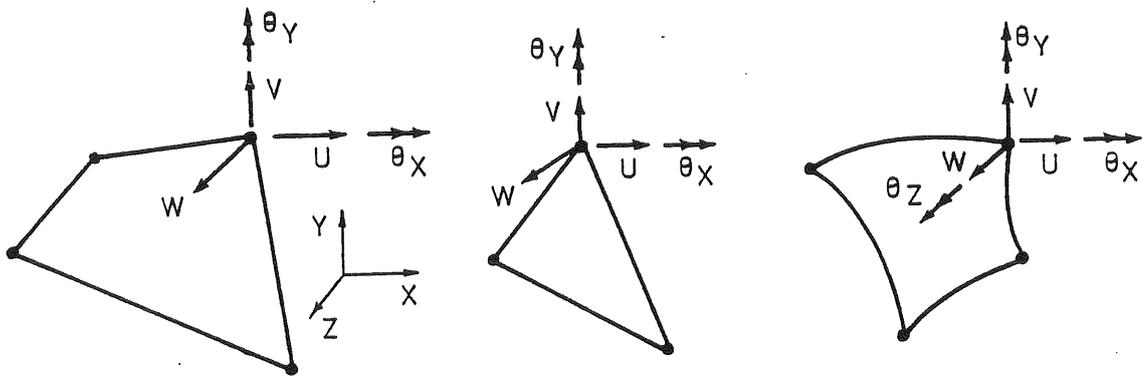
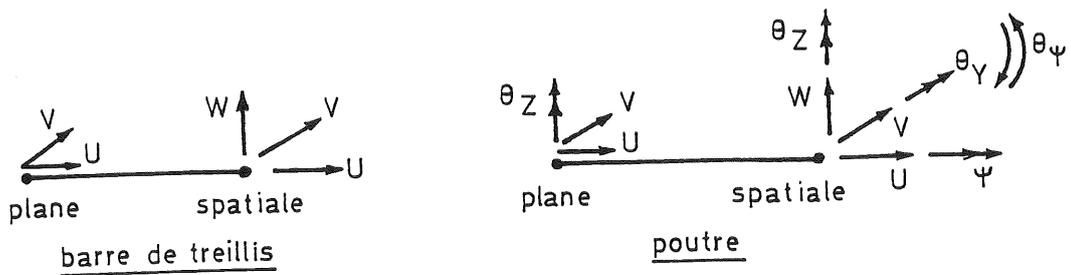
INTRODUCTION

4.1. PROGRAMME FINELG

Développé dans le cadre de plusieurs thèses de doctorat [F3, J13, D8], le code FINELG est un programme de calcul non linéaire basé sur la théorie des éléments finis. Jusqu'il y a peu, le programme était essentiellement utilisable par des chercheurs. A présent, une nouvelle version destinée aux ingénieurs de bureaux d'études a été mise au point par le département MSM dans le cadre d'une recherche BRITE financée pour moitié par la Commission des Communautés Européennes et pour moitié par trois partenaires industriels : le Bureau d'Etudes GREISCH (Belgique), ARBED S.A. (Luxembourg) et les Ateliers de Braine-le-Comte et Thiriau Réunis (Belgique).

En dehors du calcul linéaire classique, ce programme permet de résoudre deux types de problèmes. Le premier réside dans le calcul de la charge critique d'une structure ainsi que le mode d'instabilité associé. Le second consiste à simuler le comportement réel d'une structure par un calcul pas-à-pas. Il est possible de prendre en compte : la déformée initiale, les grands déplacements, les phénomènes d'instabilité (voilement des plaques, flambement par flexion, par flexion et torsion des poutres, ...), la loi constitutive non linéaire des matériaux (acier, aluminium, béton, ...), les contraintes résiduelles dues au soudage, au laminage, au formage, ... Sa bibliothèque d'éléments finis est constituée principalement d'éléments finis (figure 4.1.) de type barre de treillis plan ou spatial, poutre plane ou spatiale, plaque-membrane quadrangulaire ou triangulaire, coque mince, coque épaisse, membrane, ressort pour des conditions d'appuis non linéaires, contraintes linéaires.

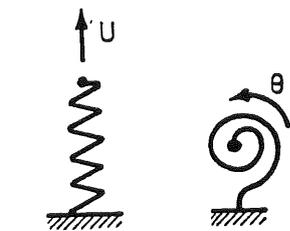
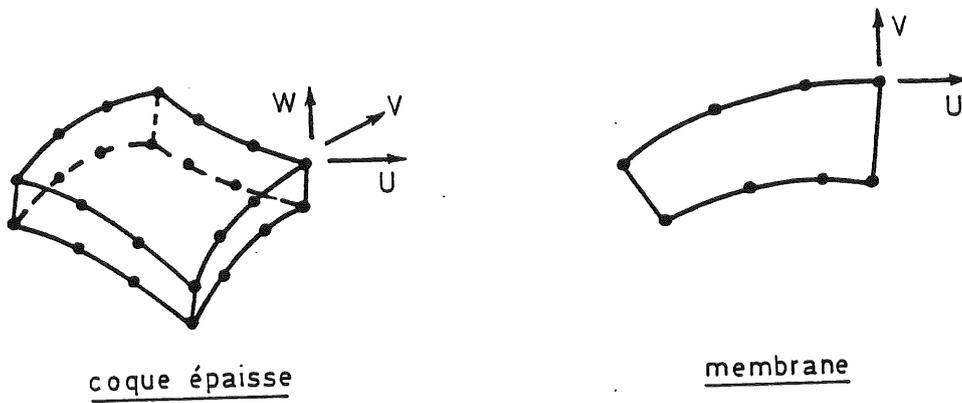
Le programme FINELG a déjà permis d'entreprendre des études paramétriques pour la mise au point de méthodes de dimensionnement de poutres en caisson raidis [J13, E6], de réaliser des comparaisons entre des tests de laboratoire et des simulations numériques pour des poutres à âmes pleines [F3, C5] et des pylônes à haute tension [D9], d'effectuer en sous-traitance des calculs de stabilité et pas-à-pas pour les nouveaux ponts en arcs franchissant le Canal Albert (Belgique) [D9], etc.



(X,Y): plan moyen des éléments finis

plaques - membranes

coque mince



condition d'appui non linéaire

$$\sum_i a_i U_i = b$$

contrainte linéaire

Figure 4.1. - Éléments finis du FINELG.

4.2. NATURE DES MODIFICATIONS APPORTEES

Nous avons mis en évidence, au chapitre 1, la nécessité absolue de différencier les deux composantes de déformabilité de tout noeud d'assemblage poutre-colonne d'axe fort :

- le panneau d'âme cisailé de la colonne
- le(s) assemblage(s)

en raison de la sollicitation propre de chacune d'entre elles.

Cette constatation, qui nous a conduit à développer des modèles distincts de déformabilité des panneaux d'âme cisailés et des assemblages dans la première partie de cette thèse, revêt à nouveau toute son importance au moment de modéliser numériquement le comportement réel des noeuds poutre-colonne.

En d'autres termes, la simulation numérique d'un noeud dans un programme de calcul d'ossatures nécessite la modélisation distincte :

- du comportement flexionnel local de l'(des) assemblage(s);
- du comportement global du panneau d'âme cisailé.

A notre connaissance, il n'existe, à l'heure actuelle, aucun algorithme non linéaire de calcul capable de simuler correctement la présence de panneaux d'âme cisailés. Diverses tentatives ont été effectuées ces dernières années (nous les détaillerons par la suite); elles ne constituent cependant pas, à notre avis, des solutions pleinement satisfaisantes.

Au chapitre 5, nous présenterons notre contribution au problème complexe de la simulation des noeuds poutre-colonne; l'élément fini de type poutre plane servira de base à nos développements théoriques. La validité de l'approche suivie pour la modélisation des assemblages et des noeuds tout entiers sera démontrée par l'intermédiaire de comparaison avec d'autres programmes de calcul existants ainsi qu'avec des résultats d'essais expérimentaux de sous-structures.

Nous utiliserons ensuite le FINELG pour la réalisation d'une étude paramétrique (chapitre 6) visant à juger de l'influence de la modélisation numérique des noeuds sur le comportement des ossatures contreventées ou non.

Les conclusions de cette étude permettront, entre autres, de préciser les conditions dans lesquelles la modélisation distincte des panneaux d'âme et des assemblages peut être délaissée au profit d'une modélisation plus simple.

CHAPITRE 5

MODELISATION NUMERIQUE DES NOEUDS POUTRE-COLONNE

5.1. MODELISATION NUMERIQUE DES ASSEMBLAGES

5.2. MODELISATION NUMERIQUE DES PANNEAUX D'AME CISAILLES

5.2.1. Discussion de modèles existants

5.2.2. Nature de la modélisation choisie

5.2.3. Modifications apportées au programme FINELG

5.3. INTERETS DES MODELES NUMERIQUES RETENUS ET POSSIBILITES DE CALCUL

5.4. VALIDATION DE L'ELEMENT FINI MIS AU POINT

5.4.1. Confrontation avec d'autres programmes numériques

5.4.2. Confrontation avec des résultats expérimentaux de
sous-structures

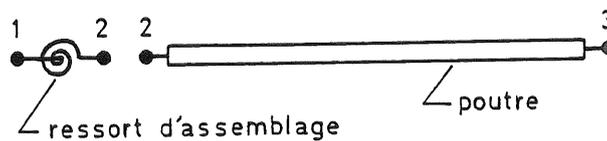
5.5. CONCLUSIONS

MODELISATION NUMERIQUE DES NOEUDS POUTRE-COLONNE

5.1. MODELISATION NUMERIQUE DES ASSEMBLAGES

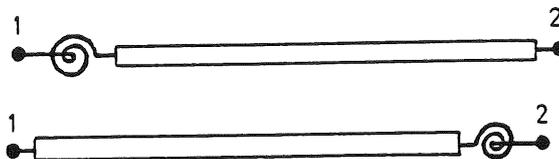
Dans un premier temps, nous avons donc décidé d'élaborer un élément fini très simple de type assemblage semi-rigide. Le but recherché était de maîtriser la technique non linéaire à ce sujet et de vérifier dans quelle mesure un tel élément était capable ou non de représenter le comportement réel des assemblages.

Deux hypothèses de travail s'offraient à nous : soit développer un élément fini isolé de type "ressort flexionnel" (figure 5.1.a.), soit coupler ce ressort d'assemblage à un élément fini de type poutre afin de disposer d'un nouvel élément fini "poutre + ressort d'assemblage" (figure 5.1.b.). Nous avons très rapidement opté pour cette seconde alternative qui permet de limiter au maximum le nombre de degrés de liberté (DDL) associé à la discrétisation en éléments finis de la structure étudiée (figure 5.1.).



3 NOEUDS

(a)



2 NOEUDS

(b)

Figure 5.1. - Deux approches possibles de modélisation des assemblages.

Les développements numériques que nous avons effectués nous ont conduit à coupler un ressort flexionnel à l'élément fini de poutre plane du FINELG. Les principes de base sur lesquels repose ce nouvel élément fini ont, par la suite, été adaptés au cas de la poutre spatiale du FINELG par V. de VILLE de GOYET. L'opération consistait à compléter les possibilités d'utilisation de l'élément fini, très performant, qu'il a eu l'occasion de

développer au cours de son travail de doctorat [D8].

Le contenu de notre thèse, lui, n'est relatif qu'au comportement des ossatures planes à noeuds semi-rigides. Par souci de généralité, nous présenterons cependant la procédure de modélisation des assemblages dans le cadre de son couplage avec l'élément fini de poutre spatiale.

Les hypothèses de l'élément fini développé sont les suivantes :

- i) l'assemblage est représenté par un ressort dont la loi constitutive est non linéaire;
- ii) le ressort a une longueur nulle et travaille uniquement en flexion;
- iii) il est couplé à un élément fini de type poutre plane ou spatiale.

La loi de comportement du ressort s'écrit (figure 5.2.) :

$$dM_{y\theta} = K_{\theta} (d\theta_{yr,st} - d\theta_{yr,2}) \quad (5.1.)$$

où $M_{y\theta}$ est le moment de flexion repris par le noeud et K_{θ} , sa raideur tangente fonction de la rotation relative $(\theta_{yr,st} - \theta_{yr,2})$; $\theta_{yr,st}$ et $\theta_{yr,2}$ désignent respectivement les rotations totales du reste de la structure et de la poutre à laquelle est attaché le ressort.

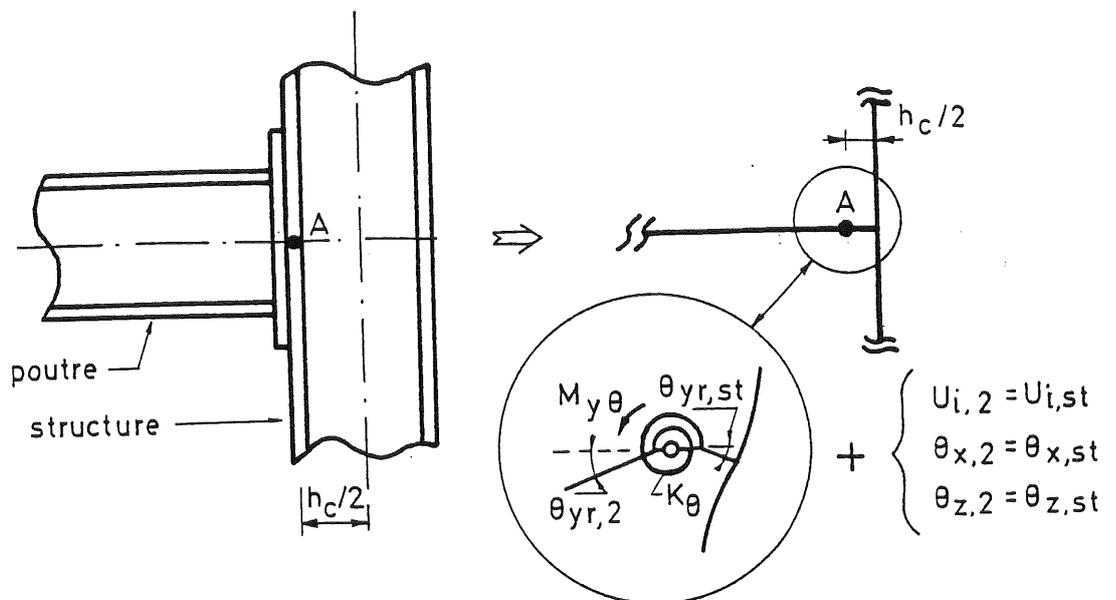


Figure 5.2. - Modélisation de l'assemblage semi-rigide.

L'élément fini de poutre spatiale a été présenté récemment en [D9]; nous nous bornerons ici à rappeler ses principales caractéristiques (figure 5.3.) :

- le gauchissement de sa section est considéré;
- sa section est indéformable et constante le long de l'axe de l'élément;
- les types de sections possibles sont les sections ouvertes ou fermées à parois minces, tels les tubes rectangulaires, les sections en H ou I, les cornières à ailes inégales, les rectangles minces;
- la section peut être dissymétrique (le centre de cisaillement C ne coïncide pas avec le centre de gravité G);
- la poutre peut être connectée en un point quelconque P de la section;
- la loi constitutive est élasto-plastique;
- les contraintes résiduelles de laminage, de formage à froid, de soudage... sont prises en compte;
- la théorie de l'analyse non linéaire est utilisée pour tenir compte des phénomènes d'instabilité (flambement par flexion et torsion, flambement par torsion, déversement, ...).

Le ressort que l'on propose de coupler à la poutre agit au niveau du point de connexion P et autour d'une direction y_r , quelconque (figure 5.3.) faisant un angle ρ avec l'axe principal d'inertie, y , de la section. Il est clair que l'adjonction de ressorts supplémentaires ne pose aucun problème théorique.

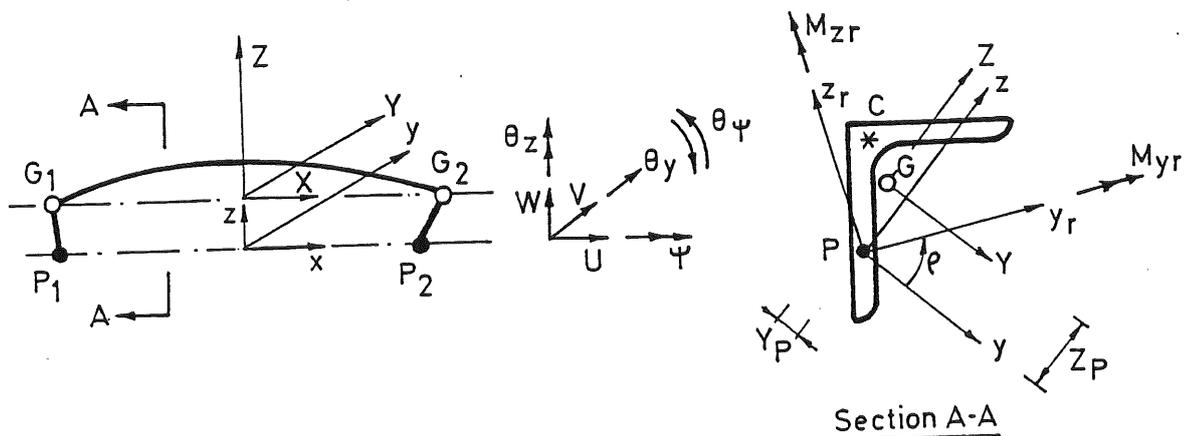


Figure 5.3. - Élément de poutre spatiale.

Le fait d'associer la poutre à un ressort dont la loi constitutive est donnée en (5.1.) revient à ajouter un degré de liberté $\theta_{y_r,2}$ à l'élément poutre. En réalité, cette inconnue nodale est interne; c'est pourquoi on

l'éliminera par condensation statique. Cette technique permet de ne pas augmenter le nombre d'inconnues nodales, que l'on modélise ou non les assemblages semi-rigides. Les équations du problème sont les suivantes (*) :

1. Soit la matrice de rigidité tangente de la poutre \underline{K}_t^G , calculée au centre de gravité de la section et \underline{K}_t^P , sa nouvelle expression pour tenir compte de la présence de l'excentricité (Y_p, Z_p) (figure 5.3.) :

$$\underline{K}_t^P = \underline{C}^T \cdot \underline{K}_t^G \cdot \underline{C} \quad (5.2.)$$

où \underline{C} est appelée matrice de connexion.

2. Comme le ressort agit autour de la direction y_r , on doit exprimer (5.2.) dans les axes (y_r, z_r), soit :

$$\underline{K}_t^R = \underline{R}_\rho^T \cdot \underline{C}^T \cdot \underline{K}_t^G \cdot \underline{C} \cdot \underline{R}_\rho \quad (5.3.)$$

où \underline{R}_ρ est la matrice de rotation permettant le passage des axes (y, z) aux axes (y_r, z_r). Les équations d'équilibre de l'élément fini de poutre deviennent :

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{11}^R & \underline{K}_{12}^R \\ \underline{K}_{21}^R & \underline{K}_{22}^R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\underline{p}_r \\ d\theta_{y_r,2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\underline{P}_r \\ d\underline{M}_{y_r,2} \end{bmatrix} \quad (5.4.)$$

où la matrice \underline{K}_t^R , (5.3.), est subdivisée en sous-matrices pour pouvoir regrouper dans le vecteur $d\underline{p}_r$ toutes les inconnues nodales directement connectées à la structure.

Les équations (5.4.) sont des équations incrémentielles d'équilibre; ($d\underline{p}_r, d\theta_{y_r,2}$) et ($d\underline{P}_r, d\underline{M}_{y_r,2}$) sont donc des incréments de déplacements et d'efforts.

3. On effectue l'assemblage de la poutre et du ressort, d'où :

(*) Par convention, une lettre majuscule soulignée représente une matrice, une lettre minuscule soulignée, un vecteur et une lettre non soulignée, un scalaire.

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{11}^R & \underline{K}_{12}^R & 0 \\ \underline{K}_{21}^R & \underline{K}_{22}^R + K_\theta & -K_\theta \\ 0 & -K_\theta & K_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\underline{p}_r \\ d\theta_{yr,2} \\ d\theta_{yr,st} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\underline{p}_r \\ dM_{yr,2} - dM_{y\theta} \\ dM_{y\theta} \end{bmatrix} \quad (5.5.)$$

4. On exprime le degré de liberté interne $\theta_{yr,2}$ en fonction des autres inconnues, à partir de la deuxième équation de (5.5.) :

$$d\theta_{yr,2} = (\Delta M_{y\theta} - \underline{K}_{21}^R d\underline{p}_r + K_\theta d\theta_{yr,st}) / K_{22\theta} \quad (5.6.)$$

où :

$$\Delta M_{y\theta} = dM_{yr,2} - dM_{y\theta} \quad (5.7.)$$

$$K_{22\theta} = \underline{K}_{22}^R + K_\theta.$$

5. A l'aide de (5.6.), on élimine $d\theta_{yr,2}$ des deux autres équations de (5.5.) :

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{11}^R & -\underline{K}_{12}^R & \underline{K}_{21}^R / K_{22\theta} & \underline{K}_{12}^R K_\theta / K_{22\theta} \\ K_\theta & \underline{K}_{21}^R / K_{22\theta} & & \underline{K}_{22}^R K_\theta / K_{22\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\underline{p}_r \\ d\theta_{yr,st} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\underline{p}_r - \Delta M_{y\theta} \underline{K}_{12}^R / K_{22\theta} \\ dM_{y\theta} + \Delta M_{y\theta} K_\theta / K_{22\theta} \end{bmatrix} \quad (5.8.)$$

Sous une forme plus concise, cette relation (5.8.) s'écrit :

$$\underline{K}_t^C \cdot d\underline{p}_r^C = d\underline{p}_r^C \quad (5.9.)$$

6. Avant d'assembler cette dernière relation au reste de la structure, on la réécrit dans les axes (y, z) en utilisant la matrice de rotation R_ρ ; dès lors, on a :

$$\underline{K}_t^{CP} \cdot d\underline{p} = R_\rho \cdot \underline{K}_t^C \cdot R_\rho^T \cdot d\underline{p} = R_\rho d\underline{p}_r^C = d\underline{p}^{CP} \quad (5.10.)$$

Ces équations expriment l'équilibre incrémentiel de l'ensemble (poutre + ressort) dans les axes locaux (y, z).

Il reste alors à passer aux axes globaux.

La séquence qui vient d'être présentée est classique lorsqu'une condensation statique est nécessaire.

Dans le cadre d'un calcul non linéaire, il faut garder à l'esprit que les équations (5.4.) sont linéarisées et donc approchées; on doit donc en tenir compte dans le processus de calcul. A cet effet, on effectue successivement les opérations suivantes :

- a. A la première itération du premier incrément de charge, calcul des relations (5.3.) et (5.4.); mémorisation des coefficients de l'équation (5.6.) avec $\Delta M_{y\theta}$ nul s'il n'existe pas de charge extérieure associée au degré de liberté $\theta_{yr,2}$ et calculs selon (5.8.) et (5.10.).
- b. Résolution du système d'équations de la structure complète.
- c. Expression des incréments des inconnues nodales dans les axes locaux (y_r, z_r) de γ_{n-1} (figure 5.4.) et calcul de leur valeur totale.

$$\langle p_r, \theta_{yr,st} \rangle = \langle p_r, \theta_{yr,st} \rangle + \langle dp_r, d\theta_{yr,st} \rangle \quad (5.11.)$$

- d. Avec la relation (5.6.) mémorisée à l'itération précédente, calcul de $d\theta_{yr,2}$ et $\theta_{yr,2}$ selon :

$$\theta_{yr,2} = \theta_{yr,2} + d\theta_{yr,2} \quad (5.12.)$$

- e. Expression de chacun de ces déplacements (5.11.), (5.12.) dans les axes locaux (y,z) de γ_{n-1} .
- f. Calcul des rotations $\theta_{yr,2}$ et $\theta_{yr,st}$ dans les axes locaux (y_r, z_r) de la nouvelle configuration γ_n et ce, par rapport à la corde de γ_n .
- g. Calcul de la rotation relative $(\theta_{yr,st} - \theta_{yr,2})$ du ressort.
- h. A partir de la loi constitutive élasto-plastique du ressort, évaluation de l'incrément du moment de flexion, $dM_{y\theta}$, transmis ainsi que de sa valeur totale :

$$M_{y\theta} = M_{y\theta} + dM_{y\theta} \quad (5.13.)$$

- i. Après avoir obtenu le moment de flexion dans la poutre, $M_{yr,2}$, calcul de :

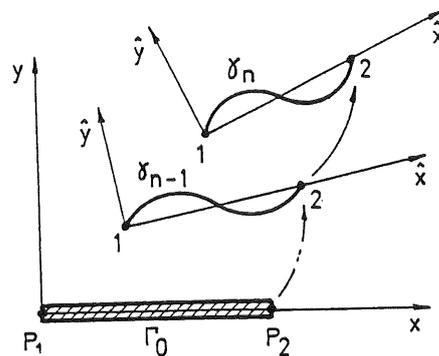
$$\Delta M_{y\theta} = M_{yr,2} - M_{y\theta} \quad (5.14.)$$

et mémorisation pour l'itération suivante de cette valeur qui représente la force de déséquilibre associée au degré de liberté $\theta_{yr,2}$.

- j. Enfin, après calcul de la matrice de rigidité tangente de la poutre, mise en oeuvre du processus classique de condensation statique (5.3.), (5.4.), (5.6.), (5.8.), (5.10.) et mémorisation des coefficients de la relation (5.6.) pour l'itération suivante.
- k. Retour à l'étape b) où le second membre du système d'équations de la structure complète est soit un nouvel incrément de charges extérieures, soit les forces hors-équilibre. Le choix entre ces deux types de seconds membres dépend de la vérification ou non du critère de convergence :

$$|FHE|_{ij,max} / |FHE|_{i1,max} < 10^{-PSP} \quad (5.15.)$$

avec $|FHE|_{ij,max}$ ($|FHE|_{i1,max}$), la valeur absolue de la force hors équilibre maximum à l'itération j (à l'itération 1) du pas i et PSP, un scalaire qui, en pratique, vaut 3 ou 4.



Γ_0 : configuration initiale.

δ_{n-1} : configuration courante connue et utilisée pour établir (5.8).

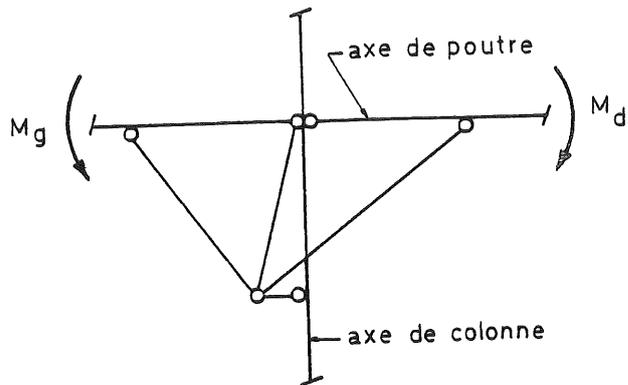
δ_n : configuration courante recherchée et obtenue après résolution.

Figure 5.4. - Configurations successives de la poutre.

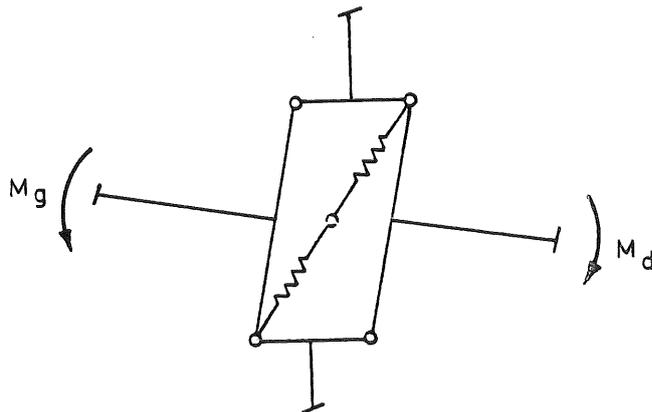
5.2. MODELISATION NUMERIQUE DES PANNEAUX D'AME CISAILLES

5.2.1. Discussion de modèles existants

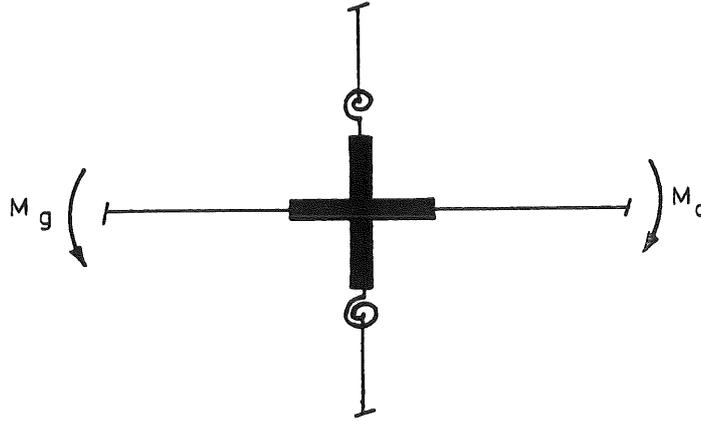
Différentes tentatives de modélisation numérique du comportement des panneaux d'âme cisailés de colonnes ont vu le jour ces dernières années. Nous citerons, entre autres, les modèles développés par STUTZKI [S7] (figure 5.5.a.), par TSCHERMERNEGG [T3] (figure 5.5.b.) et par ATAMAZ [A3] (figure 5.5.c.).



a - Modèle de STUTZKI



b - Modèle de TSCHERMERNEGG



c - Modèle d'ATAMAZ

Figure 5.5. - Modélisation numérique du cisaillement des panneaux d'âme de colonnes.

La solution que ces chercheurs ont apportée à ce problème très complexe ne nous paraît pas pleinement satisfaisante et ce, pour les raisons que nous allons évoquer.

Le modèle de STUTZKI est constitué d'un ensemble de barres articulées; à l'instar des deux autres modèles, il ne respecte nullement les équations d'équilibre des panneaux d'âme réels, dans la mesure où il postule que l'effort de cisaillement sollicitant V_n est proportionnel à la différence des moments M_g et M_d agissant dans les poutres assemblées à la colonne. Or nous savons, suite au chapitre 3, que cette définition de l'effort de cisaillement ne constitue jamais qu'une approximation de l'expression exacte (3.8.) explicitée en 3.2.3.1.

D'autre part, la localisation ponctuelle (à l'intersection des axes des poutres et colonnes) de la déformabilité des panneaux d'âme n'est pas en mesure de simuler correctement le comportement macroscopique du panneau d'âme tout entier. Cette option entraîne une sous-estimation non négligeable des effets du second ordre susceptibles de se développer dans les colonnes de l'ossature suite à la plastification des panneaux d'âme cisailés (figure 5.6.). Cet effet est surtout sensible dans les ossatures non contreventées où il engendre une augmentation des déplacements transversaux résultant de l'action des charges du vent.

Enfin, l'utilisation de ce modèle implique le passage des courbes caractéristiques de cisaillement $M_b-\gamma$ ou $V_n-\gamma$ à des lois d'évolution de la rigidité axiale des barres et ce, préalablement à l'analyse de l'ossature.

Les reproches relatifs au non respect des équations d'équilibre du panneau et à l'impossibilité d'utiliser les courbes de déformabilité habituellement disponibles peuvent également être adressés au modèle de TSCHERMERNEGG.

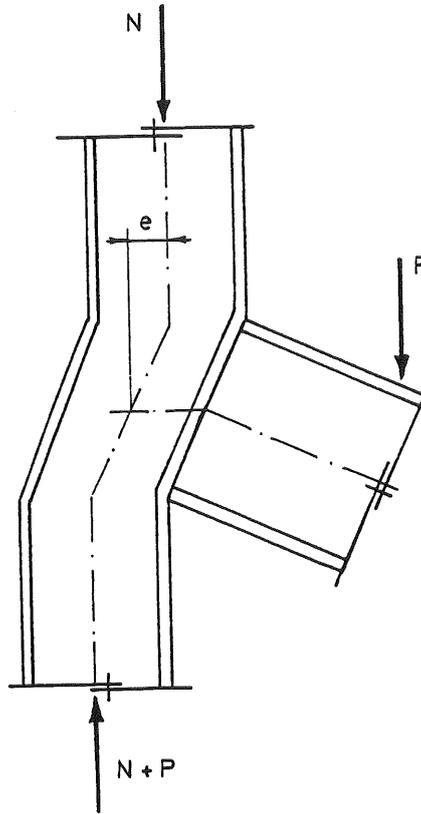


Figure 5.6. - Excentricité des efforts de compression dans les tronçons de colonne consécutive à la plastification du panneau d'âme cisailé.

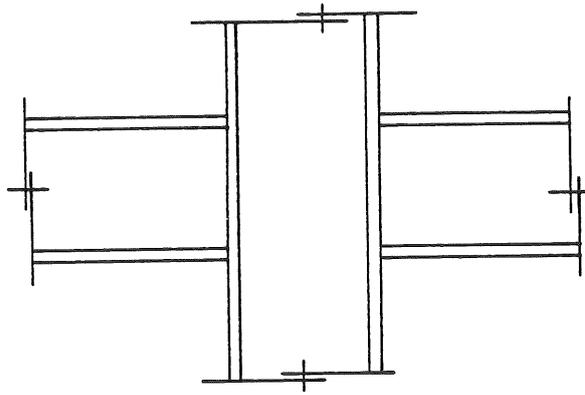
Les modèles de STUTZKI et TSCHERMERNEGG entraînent également un certain nombre de désagréments au point de vue numérique. En effet, la simulation numérique du comportement d'ensembles soit de barres (STUTZKI), soit de poutres et de ressorts (TSCHERMERNEGG) ne peut, en définitive, se solder que par une augmentation sensible de la taille du problème numérique à résoudre. Cette remarque prend toute sa signification lors de l'étude non linéaire de structures à nombre d'étages et de travées important. Par ailleurs, nous savons qu'il est habituel, lors de l'analyse numérique des ossatures de bâtiment, de se référer à l'axe des éléments de poutres et de colonnes ainsi qu'à leur points d'intersection; la figure 5.7.b. relative à la discrétisation en éléments finis d'une partie de structure (figure 5.7.a.) illustre ce principe. L'adoption d'un élément de structure "panneau d'âme" tel que celui proposé par TSCHERMERNEGG empêche ce type de discrétisation.

sation et réclame, dans l'exemple choisi (figure 5.7.c.), la définition de 3 noeuds supplémentaires destinés à connecter les poutres et les colonnes à l'élément de panneau d'âme.

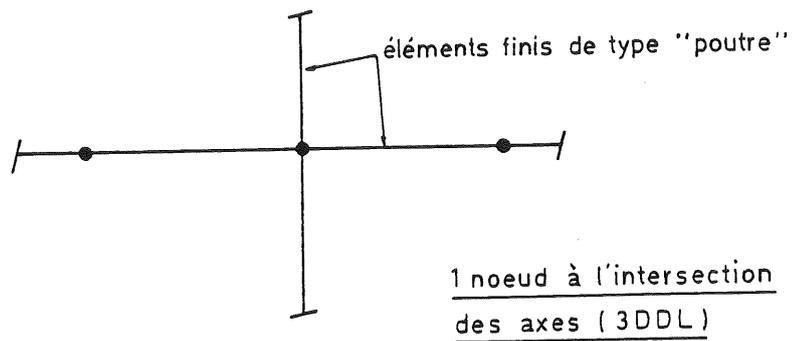
Cette augmentation du nombre de noeuds nécessaires à la discrétisation de l'ossature se répercute à nouveau défavorablement sur la taille du problème et du système d'équations à résoudre numériquement à chaque itération, lors d'un calcul non linéaire.

Le modèle d'ATAMAZ, quant à lui, est relativement simple, dans la mesure où il n'implique que la simulation de ressorts flexionnels et d'éléments "poutre" rigides dont les axes se confondent avec ceux des éléments assemblés, mais, d'une part, il ne respecte pas les équations d'équilibre du panneau et, d'autre part, il ne s'applique valablement qu'à des situations particulières dans lesquelles le rapport des moments transmis respectivement aux tronçons de colonne supérieur et inférieur est préalablement connu. Cette condition limite fortement la portée réelle et l'intérêt pratique du modèle.

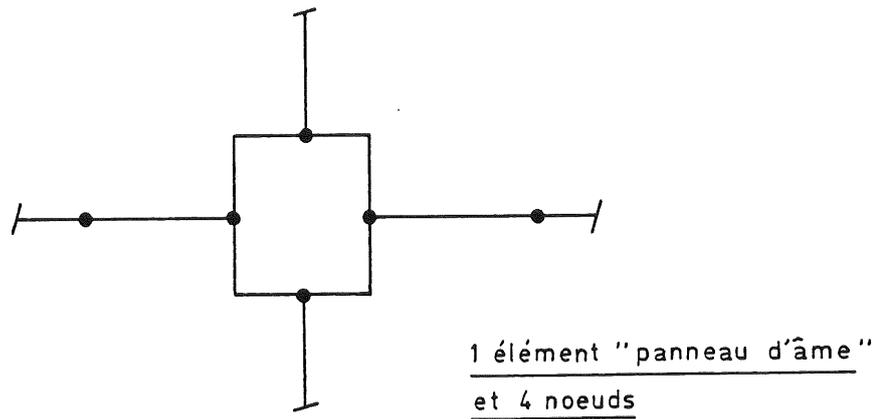
L'indéformabilité du panneau en lui-même et le report de sa flexibilité dans les ressorts flexionnels situés aux extrémités des tronçons de colonnes induit des déplacements aux extrémités des poutres non compatibles avec la cinématique réelle du problème (celle-ci est mieux retranscrite dans le modèle de TSCHERNERNEGG).



a - Structure réelle



b - Discrétisation habituelle



c - Discrétisation en présence d'un élément "panneau d'âme"

Figure 5.7. - Discrétisations en éléments finis d'une partie de structure.

5.2.2. Nature de la modélisation choisie

Les enseignements tirés de l'étude de ces trois types de modélisation nous ont guidé dans le choix des critères auxquels devait impérativement

répondre le modèle numérique de simulation des panneaux d'âme que nous avons introduit dans le code de calcul FINELG :

- respect des équations d'équilibre du panneau;
- prise en compte du comportement macroscopique du panneau;
- possibilité d'utilisation directe de courbes de déformabilité non linéaires classiques de type $M_b - \gamma$ ou $V_n - \gamma$;
- augmentation réduite de la taille du système d'équations à résoudre à chaque itération;
- possibilité de se référer aux axes des éléments de poutres et de colonnes ainsi qu'à leurs points d'intersection lors de la discrétisation des ossatures en éléments finis.

Les travaux de KATO, CHEN et NAKAO consacrés à l'influence du cisaillement des panneaux d'âme sur le comportement élastique linéaire du premier ordre des ossatures ont très largement contribué à la mise au point du modèle numérique que nous allons exposer dans les lignes qui vont suivre. Ces auteurs généralisent en [K2] la méthode classique d'analyse des ossatures que constitue la méthode des rotations (slope-deflection method) à l'étude des structures dont les panneaux d'âme sont déformables en cisaillement. La formulation matricielle de cette approche numérique laisse entrevoir une application aisée à la théorie des éléments finis. Les hypothèses qui ont présidé à l'élaboration de la méthode permettent de satisfaire point par point, comme nous le verrons par la suite, les critères énoncés ci-dessus.

Notre contribution personnelle au problème posé a consisté à appliquer les principes de l'étude réalisée par KATO, CHEN et NAKAO à l'analyse non linéaire des structures par éléments finis; cette dernière implique, rappelons-le, la prise en compte de la plastification des éléments constitutifs (colonnes, poutres, panneaux d'âme, assemblages, ...) et de l'influence des effets géométriques du second ordre qui affectent le comportement de toute structure au cours de son chargement.

Penchons-nous ici sur le noeud intérieur de structure représenté à la figure 5.8. auquel aboutissent deux poutres et deux tronçons de colonne. Afin de ne pas alourdir inutilement l'exposé, nous supposerons que les assemblages reliant les poutres à la colonne sont infiniment rigides et infiniment résistants. D'un point de vue théorique, aucune raison ne s'oppose toutefois à ce que nous tenions compte également de cette source de déformabilité supplémentaire - associée à la déformation des éléments d'assemblage ou encore à celle de l'âme de la colonne sous l'effet de

charges transversales transmises par les poutres - et ce, de la manière décrite en 5.1.

Le couplage de l'élément fini d'assemblage à la poutre spatiale du FINELG nous a contraint, en 5.1., à recourir à un certain nombre de notations spécifiques destinées à traduire correctement le caractère tridimensionnel du problème envisagé. Il ne s'agissait là que d'une très brève incursion dans le domaine des structures spatiales; le comportement plan de l'élément fini que nous allons présenter nous permet de revenir à des notations mieux en accord avec celles employées tout au long de la thèse.

Conformément aux conclusions du chapitre 3, les dimensions transversales du panneau s'identifient aux hauteurs d'âme des profilés de poutres et de colonnes mesurées entre les centres de gravité des semelles (respectivement d_b et d_c à la figure 5.8.).

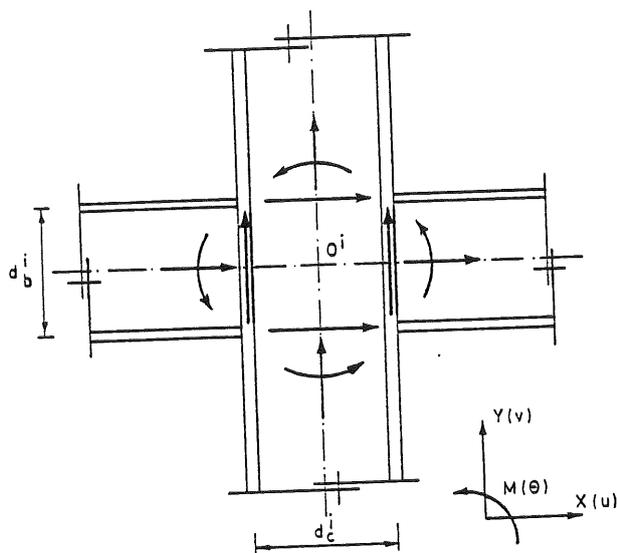


Figure 5.8. - Noeud intérieur "i" et système cartésien de référence définissant le signe des efforts appliqués.

La discrétisation d'une structure en éléments finis requiert, aux abords de chaque panneau d'âme, la définition de quatre éléments de poutre plane dont les extrémités sont respectivement notées "i" (extrémité assemblée au panneau) et "k" (figure 5.9.).

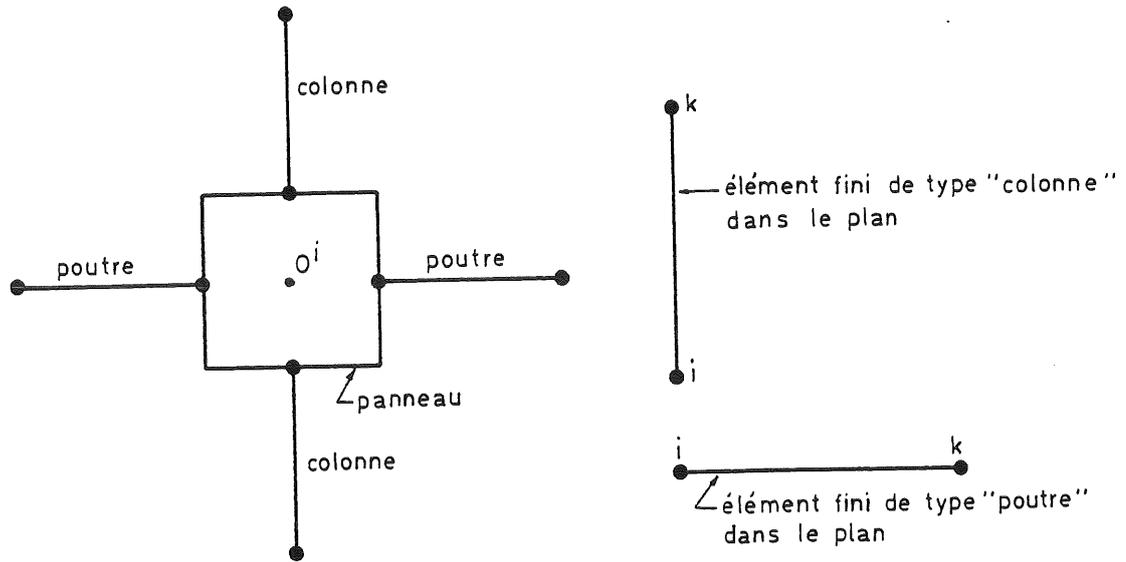


Figure 5.9. - Eléments finis de type poutre plane relatifs à la discrétisation du noeud.

Les vecteurs incrémentiels de déplacement aux extrémités B_1^i et C_1^i des éléments des poutres et de colonnes ($l = 1$ ou 2 - figure 5.9.) s'expriment (en axes globaux) selon :

$$dU(B_1^i) = \begin{bmatrix} du(B_1^i) \\ dv(B_1^i) \\ d\theta(B_1^i) \end{bmatrix} ; dU(C_1^i) = \begin{bmatrix} du(C_1^i) \\ dv(C_1^i) \\ d\theta(C_1^i) \end{bmatrix} \quad \text{avec } l = 1 \text{ ou } 2 \quad (5.16.)$$

La convention de signes est précisée à la figure 5.8.

Le cisaillement du panneau d'âme détermine l'apparition d'un degré de liberté supplémentaire ($d\gamma^i$) associé au point O^i situé à l'intersection des axes de chacun des éléments assemblés (figure 5.9.). Le vecteur incrémentiel de déplacement généralisé qui est associé au point O^i se présente dès lors sous la forme :

$$dU^i = \begin{bmatrix} du^i \\ dv^i \\ d\theta^i \\ d\gamma^i \end{bmatrix} \quad (5.17.)$$

où du^i , dv^i , $d\theta^i$ et $d\gamma^i$ désignent respectivement les incréments de déplacement du point O^i selon les axes X et Y et les incréments de rotation d'ensemble et de distorsion en cisaillement du panneau.

Le dessin schématique du noeud déformé (figure 5.10.) permet d'établir les relations existant entre les incréments de déplacement de l'extrémité "i" des éléments finis et ceux du point O^i :

$$dU (B_1^i) = B_1^i dU^i ; dU (C_1^i) = C_1^i dU^i \quad \text{avec } i = 1 \text{ ou } 2 \quad (5.18.)$$

B_1^i et C_1^i sont appelées les matrices de forme du panneau d'âme; elles se définissent de la manière suivante :

$$B_1^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \frac{d_c^i}{2} & -\frac{d_c^i}{4} \\ 0 & 0 & 1 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.19.a.)$$

$$B_2^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -\frac{d_c^i}{2} & +\frac{d_c^i}{4} \\ 0 & 0 & 1 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.19.b.)$$

$$C_1^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -\frac{d_b^i}{2} & -\frac{d_b^i}{4} \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -\frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.19.c.)$$

$$C_2^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \frac{d_b^i}{2} & \frac{d_b^i}{4} \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -\frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.19.d.)$$

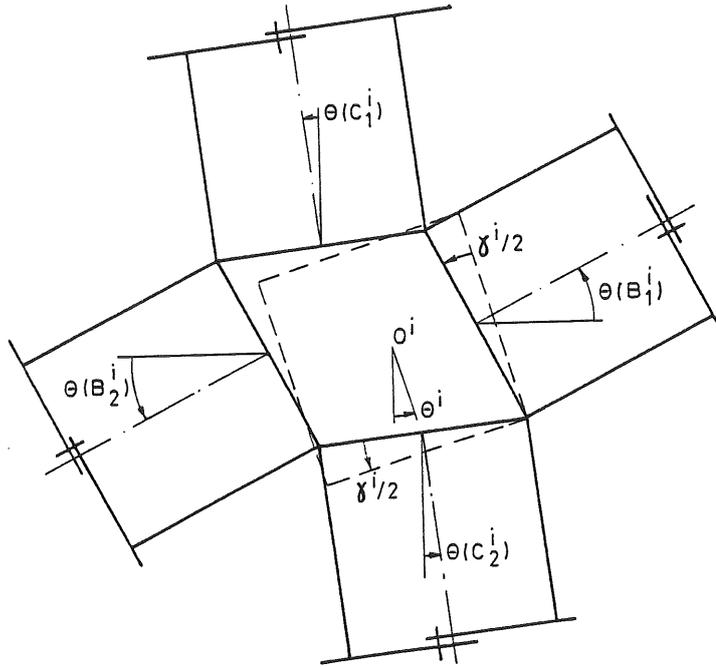


Figure 5.10. - Déformation du noeud en cours de chargement.

La justification de ces relations (5.18.) et (5.19.) repose sur l'acceptation des deux hypothèses suivantes :

- i) la distorsion du panneau en cisaillement est le seul mode de déformation permis;
- ii) les rotations $d\theta^i$ et $d\theta^i + d\gamma^i/2$ demeurent suffisamment faibles pour évaluer la valeur de leur cosinus à l'unité et celle de leur sinus à zéro :

$$\sin d\theta^i \approx 0 \quad \text{et} \quad \cos d\theta^i \approx 1 \quad (5.20.a.)$$

$$\sin (d\theta^i + d\gamma^i/2) \approx 0 \quad \text{et} \quad \cos (d\theta^i + d\gamma^i/2) \approx 1 \quad (5.20.b.)$$

Ceci étant, nous sommes à présent en mesure d'exprimer les équations d'équilibre incrémentielles du panneau d'âme de la figure 5.8. Au préalable, attardons-nous encore un instant sur les trois définitions suivantes :

$$dF (B_1^i) = \begin{bmatrix} dX (B_1^i) \\ dY (B_1^i) \\ dM (B_1^i) \end{bmatrix} ; \quad dF (C_1^i) = \begin{bmatrix} dX (C_1^i) \\ dY (C_1^i) \\ dM (C_1^i) \end{bmatrix} \quad \text{avec } i = 1 \text{ ou } 2 \quad (5.21.)$$

$$dP_m (B_1^i) = \begin{bmatrix} dP_{mX} (B_1^i) \\ dP_{mY} (B_1^i) \\ dP_{mM} (B_1^i) \end{bmatrix} ; \quad dP_m (C_1^i) = \begin{bmatrix} dP_{mX} (C_1^i) \\ dP_{mY} (C_1^i) \\ dP_{mM} (C_1^i) \end{bmatrix} \quad \text{avec } l = 1 \text{ ou } 2 \quad (5.22.)$$

$$\text{et } dP_n^i = \begin{bmatrix} dP_{nX}^i \\ dP_{nY}^i \\ dP_{nM}^i \end{bmatrix}$$

Les vecteurs incrémentiels $dF (B_1^i)$ et $dF (C_1^i)$, d'une part, $dP_m (B_1^i)$ et $dP_m (C_1^i)$, d'autre part, contiennent respectivement les valeurs des efforts intérieurs et extérieurs aux extrémités B_1^i et C_1^i des éléments aboutissant au noeud de structure considéré. Les efforts extérieurs sont équivalents aux charges transversales agissant sur les éléments de poutres et de colonnes. Le vecteur incrémentiel dP_n^i caractérise les charges appliquées directement au panneau d'âme en O^i .

Equation incrémentielle d'équilibre horizontal

$$dX (B_1^i) + dX (B_2^i) + dX (C_1^i) + dX (C_2^i) = dP_{nX}^i + dP_{mX} (B_1^i) + dP_{mX} (B_2^i) + dP_{mX} (C_1^i) + dP_{mX} (C_2^i) \quad (5.23.a.)$$

Equation incrémentielle d'équilibre vertical

$$dY (B_1^i) + dY (B_2^i) + dY (C_1^i) + dY (C_2^i) = dP_{nY}^i + dP_{mY} (B_1^i) + dP_{mY} (B_2^i) + dP_{mY} (C_1^i) + dP_{mY} (C_2^i) \quad (5.23.b.)$$

Equation incrémentielle d'équilibre des moments

$$dM (B_1^i) + dY (B_1^i) \frac{d_c^i}{2} + dM (B_2^i) - dY (B_2^i) \frac{d_c^i}{2}$$

$$\begin{aligned}
& + dM (C_1^i) - dX (C_1^i) \frac{d_b^i}{2} + dM (C_2^i) + dX (C_2^i) \frac{d_b^i}{2} = \\
& dP_{nM}^i + dP_{mM} (B_1) + dP_{mY}^i (B_1) \frac{d_c^i}{2} + dP_{mM} (B_2) - dP_{mY} (B_2) \frac{d_c^i}{2} \\
& + dP_{mM} (C_1^i) - dP_{mX} (C_1^i) \frac{d_b^i}{2} + dP_{mM} (C_2^i) + dP_{mX} (C_2^i) \frac{d_b^i}{2} \quad (5.23.c.)
\end{aligned}$$

A ces trois équations d'équilibre, il convient d'ajouter une quatrième relation traduisant la condition de déformabilité du panneau d'âme que nous avons évoquée en 3.2.3.1. et dont nous avons longuement débattu en [A2].

Equation incrémentielle de déformabilité du panneau d'âme

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{2} dM (B_1^i) + \frac{1}{2} dM (B_2^i) - dX (C_1^i) \frac{d_b^i}{4} + dX (C_2^i) \frac{d_b^i}{4} \\
& - \frac{1}{2} dM (C_1^i) - \frac{1}{2} dM (C_2^i) - dY (B_1^i) \frac{d_c^i}{4} + dY (B_2^i) \frac{d_c^i}{4} \\
& + G_t V_p^i d\gamma^i = \\
& \frac{1}{2} dP_{mM} (B_1^i) + \frac{1}{2} dP_{mM} (B_2^i) - dP_{mX} (C_1^i) \frac{d_b^i}{4} + dP_{mX} (C_2^i) \frac{d_b^i}{4} \\
& - \frac{1}{2} dP_{mM} (C_1^i) - \frac{1}{2} dP_{mM} (C_2^i) - dP_{mY} (B_1^i) \frac{d_c^i}{4} + dP_{mY} (B_2^i) \frac{d_c^i}{4} \quad (5.24.d.)
\end{aligned}$$

V_p^i représente le volume du panneau d'âme, soit le produit de son aire cisailée (A_{sh} - figure 3.24.) et du bras de levier d_b (ou d_r) des efforts transversaux de compression et de traction qui lui sont transmis par les assemblages (voir tableau 3.14.). G_t désigne la rigidité tangente du panneau en cisaillement; elle se définit comme le rapport entre, d'une part, l'effort incrémentiel de cisaillement du panneau et, d'autre part, le produit de l'aire cisailée A_{sh} et de la valeur de l'incrément de déformation (voir 3.2.3.1.) :

$$G_t = \frac{dV_n^i}{A_{sh} d\gamma^i} \quad (5.25.)$$

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{d_c}{2} & 1 \\ 0 & -\frac{d_c}{4} & \frac{1}{2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} dX(B_1^i) \\ dY(B_1^i) \\ dM(B_1^i) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & -\frac{d_c}{2} & 1 \\ 0 & -\frac{d_c}{4} & \frac{1}{2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} dX(B_2^i) \\ dY(B_2^i) \\ dM(B_2^i) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ \frac{d_b^i}{2} & 0 & 1 \\ \frac{d_b^i}{4} & 0 & -\frac{1}{2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} dX(C_1^i) \\ dY(C_1^i) \\ dM(C_1^i) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ \frac{d_b^i}{2} & 0 & 1 \\ \frac{d_b^i}{4} & 0 & -\frac{1}{2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} dX(C_2^i) \\ dY(C_2^i) \\ dM(C_2^i) \end{bmatrix}$$

(5.26.)

$$+ \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G_{t,p} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} du^i \\ dv^i \\ d\theta^i \\ d\gamma^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} dP_{nX}^i \\ dP_{nY}^i \\ dP_{nM}^i \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{d_c^i}{2} & 1 \\ 0 & -\frac{d_c^i}{4} & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dP_{mX}(B_1^i) \\ dP_{mY}(B_1^i) \\ dP_{mM}(B_1^i) \end{bmatrix} + \dots$$

(5.27.a.)

$$B_1^{iT} dF(B_1^i) + B_2^{iT} dF(B_2^i) + C_1^{iT} dF(C_1^i) + C_2^{iT} dF(C_2^i) + J^i dU^i = dP^i$$

avec $dP^i = B_1^{iT} dP_m(B_1^i) + B_2^{iT} dP_m(B_2^i) + C_1^{iT} dP_m(C_1^i) + C_2^{iT} dP_m(C_2^i) + P_n^i$

$$P_n^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

(5.27.b.)

L'écriture de ce système d'équations sous une forme matricielle (formules 5.26. et 5.27.) - dans laquelle J^i est défini ci-dessous (formule 5.28.) et dP^i représente le vecteur incrémentiel généralisé des charges agissant sur le panneau et le rappel de la notion de matrice de rigidité pour les éléments poutres et colonnes aboutissant au noeud (formule 5.29.) - permettent de mieux faire percevoir au lecteur l'intérêt de la formulation mathématique que nous venons d'exposer.

$$J^i = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GV_p^i \end{bmatrix} \quad (5.28.)$$

$$\begin{bmatrix} dF (B_1^i) \\ dF (B_2^k) \end{bmatrix} = K_B (i,k) \begin{bmatrix} dU (B_1^i) \\ dU (B_2^k) \end{bmatrix} \quad (5.29.a.)$$

$$\begin{bmatrix} dF (C_1^i) \\ dF (C_2^k) \end{bmatrix} = K_C (i,k) \begin{bmatrix} dU (C_1^i) \\ dU (C_2^k) \end{bmatrix} \quad (5.29.b.)$$

En effet, il ressort clairement des équations (5.26.) à (5.29.) que l'expression suivante des matrices de rigidité tangentes modifiées des éléments poutres et colonnes :

$$K_B^* (i,k) = \begin{bmatrix} B_1^i & 0 \\ 0 & B_2^k \end{bmatrix}^T K_B (i,k) \begin{bmatrix} B_1^i & 0 \\ 0 & B_2^i \end{bmatrix} \quad (5.30.a.)$$

$$K_C^* (i,k) = \begin{bmatrix} C_1^i & 0 \\ 0 & C_2^k \end{bmatrix}^T K_C (i,k) \begin{bmatrix} C_1^i & 0 \\ 0 & C_2^i \end{bmatrix} \quad (5.30.b.)$$

donne lieu à un nouveau système d'équations dans lequel les inconnues nodales correspondent à celles du centre O^i du panneau et ce, pour chacun des éléments y aboutissant.

En conclusion, l'analyse d'une ossature dont les panneaux d'âme sont déformables en cisaillement peut s'effectuer de manière tout à fait classique (c'est-à-dire en se référant aux axes des barres et sans l'adjonction d'éléments qu'imposent les modèles décrits en 5.2.1.) sur base

de l'utilisation de U^i , $K_B^*(i,k)$, $K_C^*(i,k)$ et P^i ; la seule modification particulière réside dans l'ajout au système d'équations, pour chacun des panneaux d'âme de la structure, d'une matrice de type J^i (5.28.).

5.2.3. Modifications apportées au programme FINELG

Par souci de simplicité, nous avons choisi, en 5.2.2., d'exprimer les équations du modèle proposé dans un système cartésien d'axes globaux (figure 5.8.); ceci explique d'ailleurs la raison pour laquelle nous avons systématiquement différencié les éléments finis de types poutres et colonnes.

L'application de l'approche exposée en 5.2.2. à la théorie des éléments finis - et au programme FINELG en particulier - impose toutefois, ainsi que nous l'avons rappelé en 5.1., d'établir la matrice de rigidité de chacun des éléments finis de l'ossature, ainsi que le vecteur des forces associé, dans un système cartésien d'axes locaux; le passage des axes locaux aux axes globaux s'effectue, à l'aide de matrices de rotation (voir 5.1.), préalablement à l'assemblage de la matrice de rigidité et du second membre de l'ossature tout entière.

Classiquement, la distinction entre élément fini de type poutre et élément fini de type colonne ne se justifie pas, étant donné l'exacte similitude des matrices de rigidité et des seconds membres qui les caractérisent.

La spécificité des matrices de forme relatives aux différents éléments qui aboutissent en un panneau d'âme nous oblige malheureusement ici à rétablir cette distinction; en tout panneau d'âme de l'ossature doivent converger au minimum deux éléments, l'un de type poutre, l'autre de type colonne (cette condition n'implique absolument pas que les éléments assemblés soient perpendiculaires l'un à l'autre - la formulation proposée s'applique tout à fait aux panneaux biais). Les matrices de forme B_1^i et B_2^i en axes locaux sont évidemment semblables à celles définies par les relations (5.19.a.) et (5.19.b.); les matrices de forme C_1^i et C_2^i , quant à elles, s'expriment selon :

$$C_1^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \frac{d_b^i}{2} & \frac{d_b^i}{4} \\ 0 & 0 & 1 & -\frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.31.a.)$$

$$C_2^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -\frac{d_b^i}{2} & -\frac{d_b^i}{4} \\ 0 & 0 & 1 & -\frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.31.b.)$$

L'augmentation du nombre d'inconnues nodales de 3 (u, v, θ) à 4 (u, v, θ , γ) aux extrémités des éléments finis "poutre (colonne) + panneau d'âme" est également de nature à nous inquiéter, dans la mesure où elle s'étend, par la force des choses, à l'ensemble des éléments finis servant à discrétiser la structure. L'accroissement de la taille du système d'équations à résoudre à chaque itération est donc proportionnelle au nombre de noeuds de la discrétisation.

Afin d'éviter cette situation, dont la répercussion sur le temps de calcul de la structure est peu acceptable, nous avons choisi de n'augmenter le nombre d'inconnues nodales qu'aux extrémités des éléments finis aboutissant aux panneaux d'âme de la structure et ce, par l'intermédiaire de la définition, pour ces seuls éléments, d'un troisième noeud fictif dont un seul des degrés de liberté (DDL) associés - la rotation γ - possède une réelle signification.

L'étude de quelques exemples concrets de structures au tableau 5.1. suffit à mettre en évidence l'économie ainsi réalisée.

D'un point de vue programmation, cette option ne se traduit que par la modification correspondante des matrices de forme du panneau :

$$B_1^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \frac{d_c^i}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{d_c^i}{4} \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.33.a.)$$

$$B_2^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -\frac{d_c^i}{2} & 0 & 0 & \frac{d_c^i}{4} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.33.b.)$$

$$C_1^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \frac{d_b^i}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{d_b^i}{4} \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.33.c.)$$

$$C_2^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -\frac{d_b^i}{2} & 0 & 0 & -\frac{d_b^i}{4} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (5.33.d.)$$

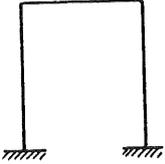
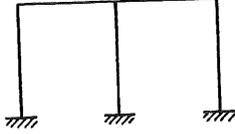
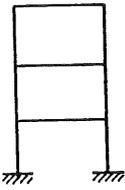
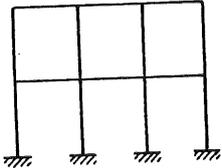
Type d'ossatures à panneaux d'âme déformables	Discrétisation en éléments finis (5 éléments finis par barre)	
	Nombre de DDL	
	4 DDL par noeud pour tous les éléments de l'ossature (éléments à 2 noeuds)	3 DDL par noeud pour tous les éléments de l'ossature (éléments "poutre" à 2 noeuds - éléments "poutre(colonne)+panneau" à 3 noeuds)
	64	54
	104	87
	176	150
	272	228

Tableau 5.1. - Diminution de la taille du système d'équations à résoudre à chaque itération consécutive à l'utilisation d'éléments finis "poutre(colonne) + panneau" à 3 noeuds.

Enfin, il convient d'attirer l'attention sur la réponse apportée au problème de la prise en compte de la rigidité en cisaillement de chacun des panneaux d'âme (matrice J^i - formule 5.28.).

Les termes de rigidité $G_t V_p^i$ qui contiennent les matrices J^i caractérisent, par définition, le comportement des panneaux et non les éléments finis individuels qui y aboutissent. L'établissement de la matrice tangente relative à la structure tout entière réclame donc les étapes suivantes :

- i) établissement, en axes locaux, de la matrice de rigidité tangente incrémentielle et du vecteur incrémentiel des charges correspondant pour chacun des éléments "poutre" de la structure;
- ii) expansion, toujours en axes locaux, de ces matrices et vecteurs (selon 5.26.) à l'aide des matrices de forme (5.33.) pour les éléments finis dont une extrémité est connectée au centre d'un panneau d'âme;
- iii) assemblage des matrices de rigidité et des vecteurs de charges de l'ensemble des éléments finis constituant l'ossature;
- iv) ajout, pour chaque panneau d'âme, de la rigidité tangente en cisaillement correspondant au niveau de chargement atteint.

Cette dernière opération ne peut donc s'effectuer qu'après l'assemblage de la matrice de rigidité de la structure.

Afin d'assurer une certaine uniformité au niveau de la programmation du FINELG, il est convenu de n'intervenir, lors de développements réalisés, qu'au niveau des seuls éléments finis, et non au niveau des procédures de calcul communes à tous les éléments (assemblage des matrices et vecteurs, résolution du système d'équations, ...).

Dans le cas présent, il est possible de contourner cette difficulté en adjoignant simplement, au noeud fictif des éléments "poutre(colonne) + panneau", un élément fini de type ressort flexionnel - disponible dans le FINELG - dont la seule action au niveau du calcul est d'associer une raideur, $G_t V_p^i$ en l'occurrence, au degré de liberté correspondant (γ^i dans ce cas) du noeud auquel il est attaché.

5.3. INTERETS DES MODELES NUMERIQUES RETENUS ET POSSIBILITES DE CALCUL

Les avantages que procure la modélisation numérique des assemblages et des panneaux d'âme pour laquelle nous avons opté sont nombreux. Nous avons déjà eu l'occasion, tout au long de ce chapitre, de les évoquer : respect des conditions d'équilibre et de déformabilité des panneaux, limitation de la taille du système d'équations à résoudre à chaque itération, prise en compte réaliste du comportement macroscopique des panneaux, ...

Nous aurions pu également souligner le caractère relativement localisé des modifications apportées à l'élément fini de départ, ce qui laisse entrevoir une transposition aisée à d'autres algorithmes de calcul.

Mais l'un des atouts principaux de cette modélisation réside certainement dans la possibilité que l'utilisateur a d'effectuer, sur base d'une seule et même discrétisation en éléments finis :

- l'analyse classique de la structure à noeuds poutre-colonne infiniment rigides et infiniment résistants pour laquelle la dimension finie des panneaux est traditionnellement négligée;
- l'analyse de la structure similaire à assemblages et/ou panneaux d'âme déformables; en effet, les éléments finis de type "ressort flexionnel" nécessaires à la simulation du comportement des panneaux d'âme peuvent être ajoutés a posteriori, indépendamment de la discrétisation des barres en éléments finis de type "poutre".

Cet avantage découle de l'option de travail suivie qui a consisté à ne pas créer d'élément fini spécifique d'assemblage ou de panneau d'âme, mais bien d'intégrer les nouveaux développements dans l'élément fini de poutre plane du FINELG dont nous disposions à l'Université (figure 5.11.).

L'implantation dans le FINELG d'un élément fini de type "poutre (colonne) + ressort d'assemblage + panneau" permet d'envisager plusieurs possibilités de calcul avec prise en compte de noeuds semi-rigides :

- le calcul élastique linéaire;
- le calcul de stabilité;
- le calcul non linéaire qui permet de considérer, d'une part, le comportement semi-rigide de l'assemblage et du panneau et, d'autre part, les phénomènes d'instabilité dans la structure ainsi que les lois constitutives élasto-plastiques du matériau dans les poutres et les colonnes.

A ce propos, les lois disponibles à la fois pour l'assemblage, le panneau et les éléments de la structure peuvent être (figure 5.12.) de type élastique, élastique - parfaitement plastique avec ou sans écrouissage, multi-linéaire, de type RAMBERG-OSGOOD, puissance ou asymptotique.

La valeur des contraintes et l'état de plastification est calculé en une série de points appartenant à 2, 3, 4 sections le long de l'axe de chaque élément de type poutre.

L'élément "poutre(colonne) + ressort d'assemblage + panneau" permet également d'utiliser le FINELG de façon assez inattendue. En effet, il offre la possibilité d'effectuer un calcul plastique avec la notion de rotule

flexionnelle rigide-plastique, tout en incluant les effets du second ordre de la structure (effets P- Δ , instabilité). Pour cela, il suffit de considérer que tous les éléments finis de type poutre sont purement élastiques et d'introduire, au niveau de toutes les sections critiques, un ressort flexionnel dont la loi constitutive est rigide-parfaitement plastique. Par rigide, il faut entendre "très rigide" (au maximum, 10^7 fois la raideur flexionnelle de la poutre à laquelle le ressort est attaché). L'expérience numérique montre que cette valeur convient parfaitement pour assurer une indéformabilité quasi-parfaite de la rotule avant son entrée en plasticité.

Comme utilisation particulière, on peut également citer la possibilité de modéliser une rotule parfaite dans la structure. Dans ce cas, la rigidité du ressort est annulée. Cette notion de rotule parfaite et de rotule plastique peut naturellement être étendue aux panneaux d'âme cisailés.



a - Élément "poutre"



b - Élément "poutre + ressort d'assemblage"

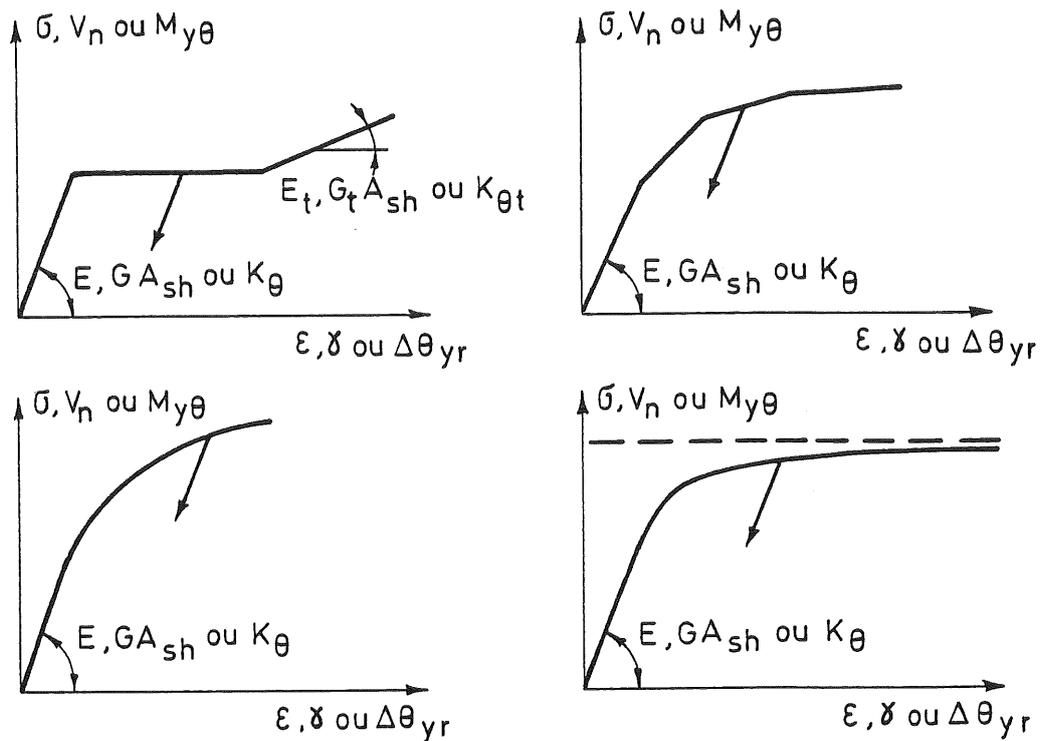


c - Élément "poutre(colonne) + ressort d'assemblage + panneau d'âme"

Figure 5.11. - Possibilités d'utilisation de l'élément fini mis au point.

Enfin, nous voudrions attirer l'attention du lecteur sur les deux points suivants :

- i) Nous avons supposé, au sous-chapitre 5.1., que la déformabilité des assemblages pouvait être concentrée dans un ressort flexionnel unique. Cette hypothèse, tout à fait réaliste au demeurant, ne constitue jamais qu'une approximation de la réalité. En fait, la déformabilité des assemblages englobe celles des éléments d'assemblage, de la semelle de la colonne et des zones comprimée et tendue de l'âme de la colonne. La question se pose alors de savoir où le ressort flexionnel doit être localisé dans la discrétisation. Par convention, nous supposons que la déformabilité des assemblages est concentrée au bord du panneau d'âme, c'est-à-dire au niveau de la mi-épaisseur de la semelle de la colonne (figures 5.11. et 6.3. - points A).
- ii) Il est un facteur important dont la modélisation numérique des assemblages et des panneaux d'âme que nous avons exposée en 5.1. et 5.2. ne tient absolument pas compte : la modification de l'allure des courbes de déformabilité :
 - des panneaux d'âme cisailés;
 - des âmes de colonnes soumises à des charges transversales;en fonction du niveau d'interaction des contraintes σ_i , σ_n et τ (figure 3.6.) dans les âmes de colonnes. Nous nous sommes longuement attardé, au chapitre 3, sur la nature de ces interactions dont les modèles théoriques de prédiction des courbes de déformabilité suggérés en 3.2. traduisent explicitement l'influence. L'organisation interne du FINELG nous a toutefois très vite permis d'entrevoir l'extrême complexité des modifications que requiert la prise en compte de ces interactions au cours de la simulation numérique des ossatures. Ces développements, dont la réalisation ne rentre pas dans les objectifs que nous nous sommes fixés dans cette thèse, nous semblent pouvoir faire l'objet, dans l'avenir, de travaux spécifiques visant à intégrer au FINELG les modèles de déformabilité des panneaux cisailés et des âmes de colonnes mentionnés ci-dessus, de manière à éviter de devoir fournir au programme des données résultant, par exemple, d'essais de laboratoire pour lesquels les conditions de chargement imposent une valeur précise et invariable du niveau d'interaction des contraintes.



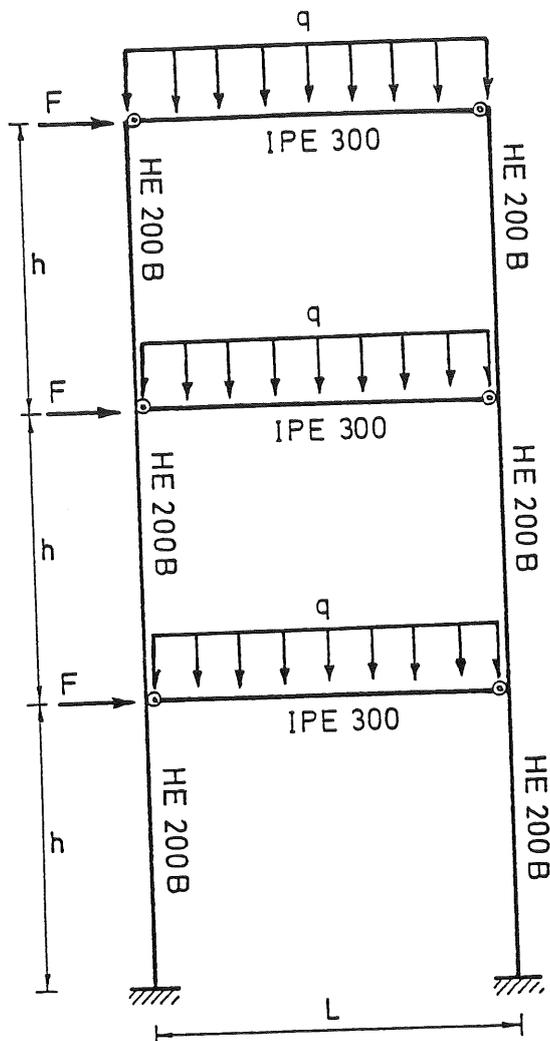
$$\Delta\theta_{yr} = (\theta_{yr,2} - \theta_{yr,st}) \text{ [voir 5.1.]}$$

Figure 5.12. - Lois constitutives élasto-plastiques.

5.4. VALIDATION DE L'ELEMENT FINI MIS AU POINT

5.4.1. Confrontation avec d'autres programmes numériques

Dans le cadre des travaux du sous-groupe de travail 8.1./8.2. de la C.E.C.M. consacrés à l'étude de la stabilité des ossatures à nœuds semi-rigides [E5], diverses approches numériques d'analyse des structures ont été appliquées, en vue de leur comparaison, à l'étude de trois ossatures planes de référence. Une de celles-ci est représentée à la figure 5.13.; les hypothèses concernant l'absence d'écrouissage de l'acier et de contraintes résiduelles dans les sections des profils permettent de mieux mettre en évidence l'influence du comportement réel des nœuds.

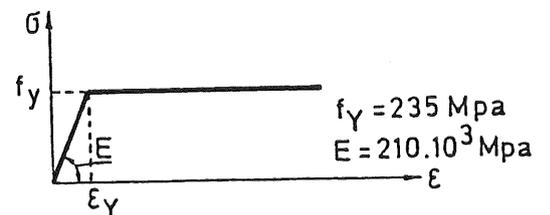


Données :

- . les poutres et les colonnes sont fléchies autour de leur axe fort;
- . $L = 5 \text{ m}$ et $h = 4 \text{ m}$;
- . $q = 40 \text{ kN/m}$ et $F = 0,05 \text{ qL}$.

Hypothèses :

- . diagramme σ - ϵ de l'acier :
- . pas de contraintes résiduelles dans les sections;



- . pas de contraintes résiduelles dans les sections;
- . hors-plomb initial de l'ossature égal à $1/267$ imposé dans le cadre de la comparaison des approches numériques évoquée ci-dessus

Figure 5.13. - Structure de référence.

La caractéristique rotationnelle du noeud apparaît à la figure 5.14., de même que celle de ses deux composantes : l'âme de la colonne et l'assemblage, par plat d'about débordant en l'occurrence.

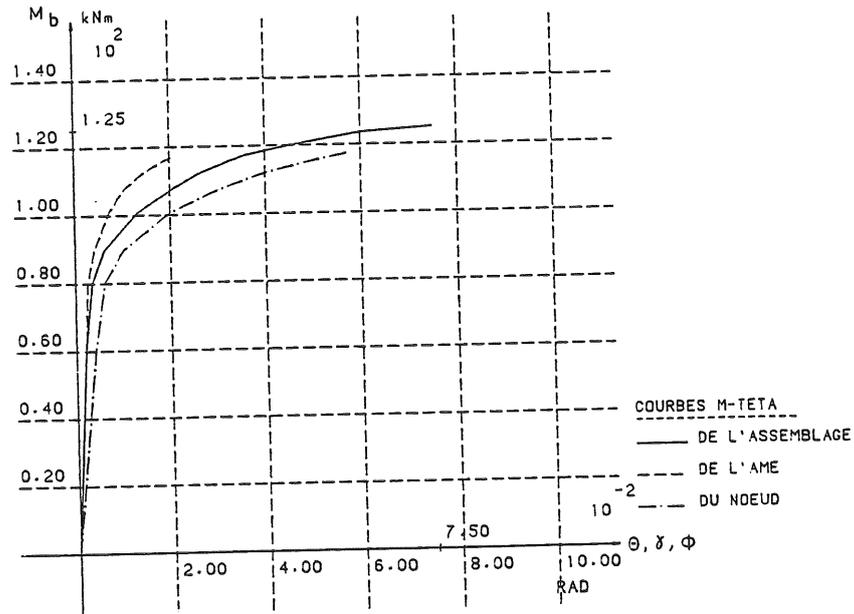


Figure 5.14. - Courbes de déformabilité du noeud et de ses composantes.

Les courbes représentées à la figure 5.15. traduisent l'évolution de la valeur du multiplicateur des charges, λ , en fonction du déplacement horizontal V , de l'extrémité droite de la poutre supérieure. L'intérêt de cette comparaison réside principalement dans le fait que la modélisation du noeud adoptée diffère pour chaque courbe (tableau 5.2.). En réalité, nous verrons au chapitre 6 que ce facteur influe peu sur le comportement du type de structure considéré ici.

Provenance	Modélisation séparée des deux composantes	Modélisation globale des deux composantes
Warwick	-	élément de poutre équivalent
Aachen	éléments barres de treillis [S7]	-
Innsbruck	système équivalent de ressorts [T3]	-
Cachan	-	ressort axial/flexionnel [G2]
Milan	-	ressort flexionnel [P3]
Liège	élément "poutre+ressort+panneau"	-

Tableau 5.2. - Modélisations des noeuds utilisées dans le cadre de la comparaison des résultats.

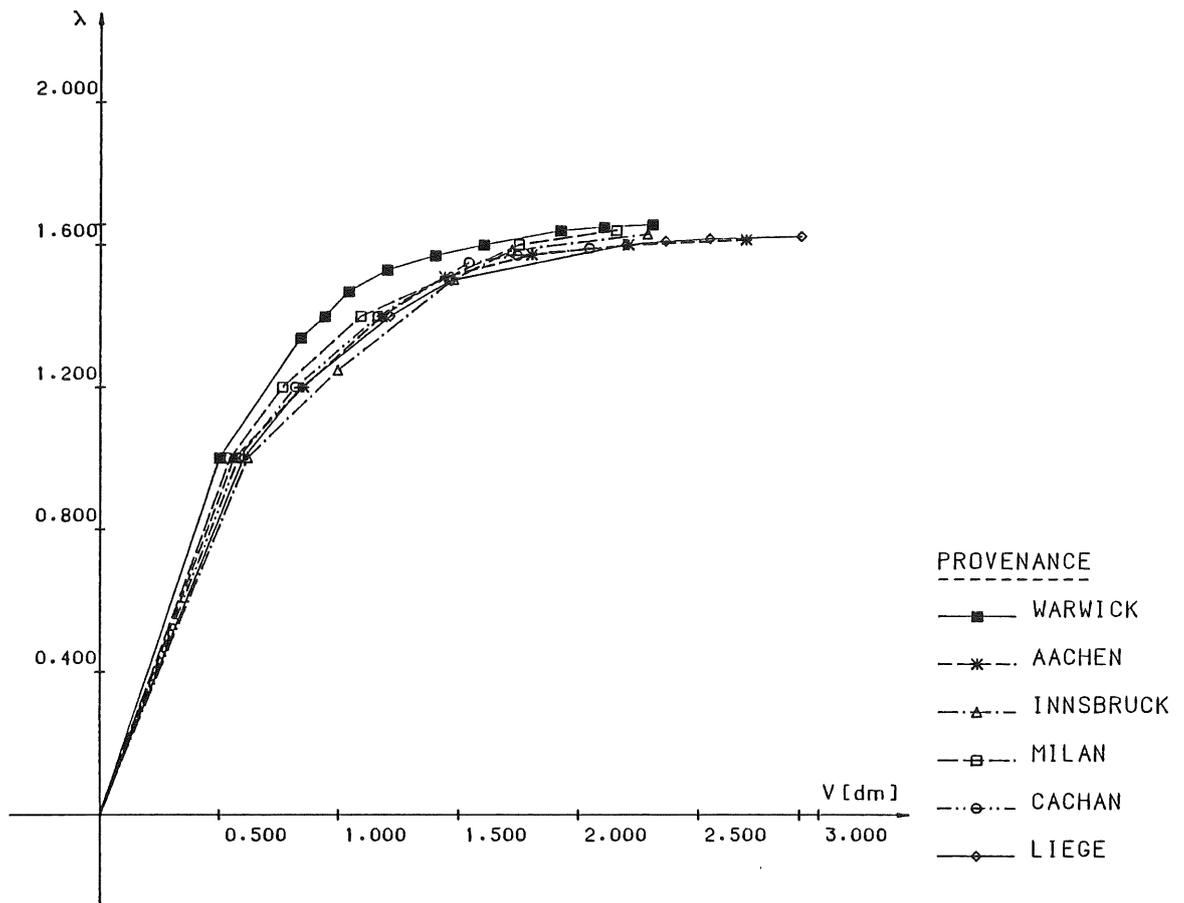


Figure 5.15. - Comparaison de différentes approches numériques.

La correspondance entre les résultats d'Aachen, de Cachan, de Milan et de Liège est excellente. La différence enregistrée avec les autres courbes peut, semble-t-il, s'expliquer par le choix d'hypothèses particulières lors de la réalisation des calculs.

En effet, la courbe obtenue à Warwick repose sur une prise en compte, d'une part, de l'écroutissage de l'acier et, d'autre part, de forces concentrées, équivalentes aux charges uniformément réparties, qui agissent aux extrémités et à mi-travée des poutres.

L'analyse de la structure réalisée à Innsbruck, quant à elle, s'appuie sur une courbe moment-rotation caractéristique de la déformabilité des assemblages légèrement différente, dans la zone de plastification, de celle utilisée dans les autres algorithmes [R1].

La figure 5.16. présente les modes d'instabilité de la structure associés aux trois premières valeurs propres, tandis qu'à la figure 5.17. apparaît le schéma de plastification de la structure à la ruine.

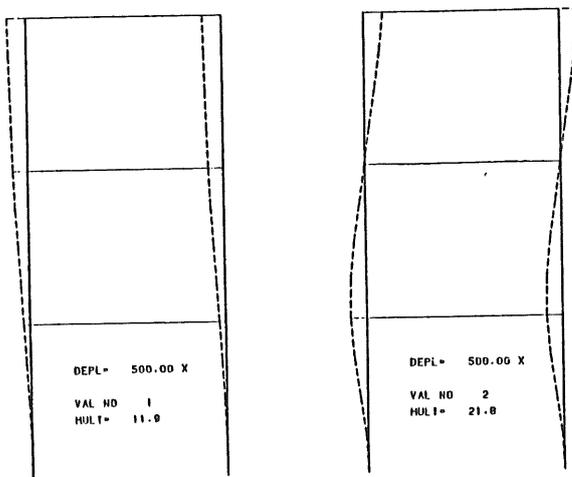


Figure 5.16. - Modes d'instabilité de l'ossature

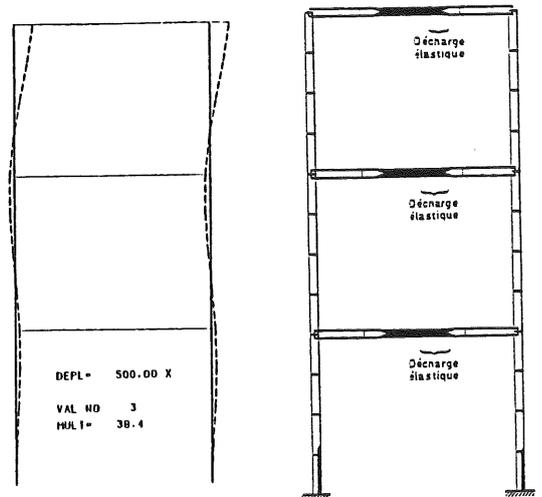


Figure 5.17. - Schéma de plastification de l'ossature à la ruine

5.4.2. Confrontation avec des résultats expérimentaux de sous-structures

Au cours des campagnes expérimentales d'essais de noeuds poutre-colonne que nous avons décrites au chapitre 2 et, en particulier, lors de la première d'entre elles, subsidiée par le CRIF (voir sous-chapitre 2.1. [J3]), nous avons eu l'occasion de reporter bon nombre de courbes de type "charge-déplacement" caractéristiques du comportement global de pièces d'essais dites en "T", car uniquement constituées de deux éléments (une poutre et une colonne) assemblés à angle droit (figure 2.3.). Ces spécimens d'essais sont sollicités, en laboratoire, par une charge agissant à l'extrémité libre de la poutre, perpendiculairement à son axe. Ce mode de chargement dissymétrique de la colonne est susceptible, lorsque les assemblages sont suffisamment résistants, d'engendrer des contraintes de cisaillement importantes dans le panneau d'âme. Ce constat nous a naturellement poussé à comparer les courbes expérimentales "charge-flèche en bout de poutre" résultant de l'essai de ces sous-structures avec les résultats obtenus par simulation numérique à l'aide du programme FINELG.

En l'absence de résultats expérimentaux d'essais de structures tout entières, ces comparaisons permettent de porter un premier jugement sur la validité du programme numérique d'analyse que nous avons mis au point.

Et les résultats sont encourageants; pour chacune des six comparaisons effectuées (essais 01, 04, 07, 010, 013 et 014 - voir tableau 2.1.), la correspondance entre les courbes numérique et expérimentale de comportement s'est avérée excellente, à l'image de celle que nous pouvons constater à la figure 5.18. relative à l'essai 01 (noeud à assemblage par plat d'about). La courbe en pointillés que nous avons également reportée à la figure 5.18. simule le comportement d'une sous-structure similaire dont le panneau d'âme est raidi en cisaillement; la réduction de la flèche qui résulte de ce raidissage souligne l'importance des déformations du panneau d'âme cisailé.

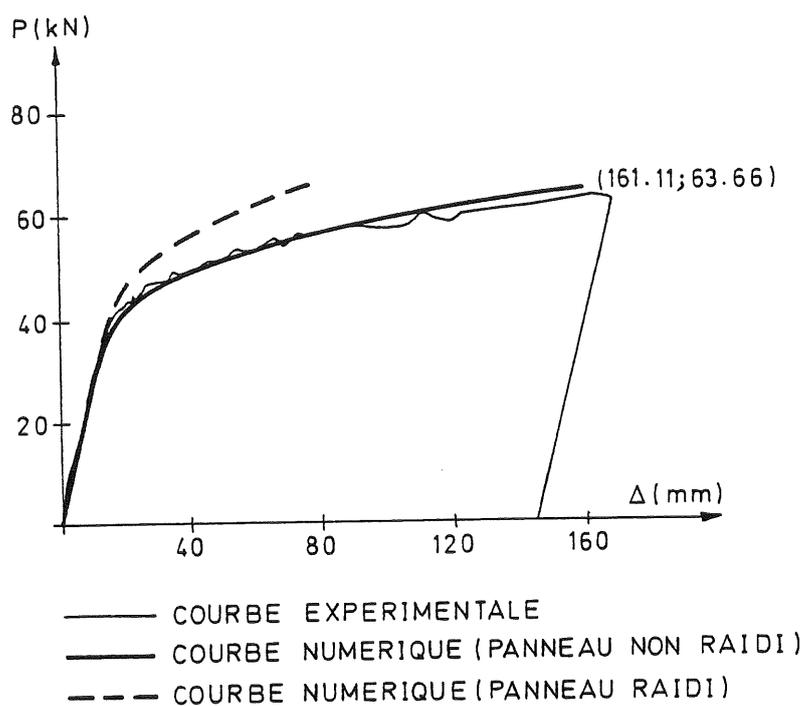


Figure 5.18. - Comparaisons des courbes de comportement relatives à l'essai 01.

5.5. CONCLUSIONS

Les essais de laboratoire soulignent systématiquement le caractère non linéaire du comportement des noeuds poutre-colonne soumis, dans leur plan, à des moments de flexion transmis par les éléments assemblés.

Ce constat nous a incité, dès le début de nos travaux, à développer un outil de calcul numérique susceptible d'intégrer d'une manière aussi précise que possible le comportement non linéaire qu'affichent les noeuds poutre-colonne au cours de la vie d'une structure.

Notre regard s'est immédiatement porté vers le programme de calcul non linéaire aux éléments finis FINELG qui est développé conjointement, depuis de très nombreuses années, à l'Université de Liège et à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Le FINELG permet, entre autres, l'étude pas à pas du chargement jusqu'à la ruine (et même au-delà) de structures à comportement géométriquement et matériellement non linéaire. Sa vaste bibliothèque d'éléments finis contient des éléments de type poutre (plane ou spatiale), treillis, plaque membrane, coque mince, coque épaisse, ressorts, contraintes linéaires, ... L'élément de type poutre "plane" a servi de base à nos travaux.

A maintes reprises, dans la première partie de cette thèse, nous avons distingué les deux composantes principales de déformabilité des noeuds poutre-colonne :

- le (ou les) assemblage(s);
- le panneau d'âme de la colonne.

La différenciation impérative de ces deux sources de déformabilité résulte de la spécificité de leur sollicitation respective à l'intérieur d'un même noeud :

- les assemblages sont fléchis (moment M_b transmis par la poutre);
- les panneaux d'âme sont cisailés (effort de cisaillement - V_n).

Notre première contribution à ce problème complexe de la simulation numérique des noeuds poutre-colonne a consisté à développer un nouvel élément fini qui intègre à la fois un élément de poutre et un ressort flexionnel dont la loi constitutive non linéaire traduit le comportement de l'assemblage. Nous avons eu recours au procédé de condensation statique afin de conserver un nombre d'inconnues nodales égal à celui d'un élément de poutre classique.

La simulation numérique de la réponse non linéaire des panneaux d'âme cisailés constitue la seconde étape. Le nouvel élément fini "poutre + ressort + panneau d'âme" que nous avons introduit dans le FINELG possède une série d'avantages qui le distinguent assez nettement d'autres modèles que nous avons passés en revue dans ce chapitre. Nous citerons, en particulier, le respect des conditions d'équilibre et de déformabilité des panneaux d'âme, la prise en compte réaliste de leur comportement

macroscopique, la limitation de la taille du système d'équations à résoudre à chaque itération.

Mais l'une de ses principales originalités réside assurément dans la possibilité qu'il offre de se référer, de manière tout à fait traditionnelle, aux seuls axes des éléments poutres et colonnes de la structure lors de la discrétisation en éléments finis et ce, tout en traduisant parfaitement le comportement réel des panneaux d'âme et des assemblages.

La comparaison de l'algorithme mis au point avec d'autres programmes de calcul existants ainsi qu'avec les résultats expérimentaux d'essais de sous-structures nous a permis de porter un jugement favorable sur sa validité et son degré de précision.

Nous espérons, dans l'avenir, pouvoir disposer de résultats expérimentaux relatifs à l'essai de structures tout entières, afin de confirmer définitivement le caractère judicieux des aménagements apportés au FINELG.

CHAPITRE 6

INFLUENCE DE LA MODELISATION NUMERIQUE DES NOEUDS POUTRE-COLONNE SUR LE COMPORTEMENT DES OSSATURES

6.1. NATURE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE D'INFLUENCE

6.1.1. Etude paramétrique relative aux ossatures contreventées

6.1.2. Etude paramétrique relative aux ossatures non contreventées

6.2. RESULTATS ET CONCLUSIONS DES ETUDES PARAMETRIQUES

INFLUENCE DE LA MODELISATION NUMERIQUE DES NOEUDS POUTRE-COLONNE SUR LE COMPORTEMENT DES OSSATURES

6.1. NATURE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE D'INFLUENCE

La modélisation numérique exacte du comportement des noeuds poutre-colonne s'avère relativement complexe, dans la mesure où elle requiert la modélisation distincte de chacune des composantes de déformabilité des noeuds. Sa mise en oeuvre nécessite d'avoir à sa disposition, d'une part, un algorithme de calcul approprié et, d'autre part, les courbes de déformabilité caractéristiques du comportement de chacune des composantes isolées des noeuds poutre-colonne.

Ces deux conditions limitent très fortement l'intérêt pratique de la modélisation numérique exposée au chapitre 5 et confine généralement ce type d'approche à des études particulières effectuées dans le cadre de recherches à caractère scientifique.

Nous voyons plusieurs raisons à cela :

- i) La distinction entre assemblage et panneau d'âme implique soit l'utilisation de courbes de déformabilité issues d'essais en laboratoire, soit l'établissement des lois non linéaires de comportement relatives à ces deux composantes, par l'intermédiaire de modèles théoriques semblables à ceux exposés au chapitre 3.
En pratique, le recours à la première alternative s'avère très difficile, dans la mesure où, pour la toute grande majorité des essais de laboratoire dont on peut, par exemple, trouver trace dans des banques de données, seules les caractéristiques de déformabilité des assemblages (montage expérimental cruciforme) ou des noeuds tout entiers (montage expérimental en "T") ont été relevées expérimentalement.
- ii) Rares sont les programmes de calcul susceptibles de tenir compte séparément de la déformabilité et de la résistance propres des assemblages et des panneaux d'âme cisailés. Les seuls que nous connaissions ont été développés dans des centres de recherches et ne sont donc que difficilement accessibles au praticien. Les programmes capables de simuler une source locale de flexibilité d'assemblage sont, par contre, beaucoup plus nombreux, ce qui laisse croire à une diffusion beaucoup plus large dans l'avenir.
- iii) Dans le chapitre liminaire, nous avons tenté de faire ressortir l'intérêt économique lié à la prise en compte, lors du dimensionnement des

ossatures, du caractère semi-rigide et partiellement résistant de leurs noeuds poutre-colonne. Mais il est évident que la diminution du poids total de l'ossature ou de la quantité de main-d'oeuvre nécessaire à sa construction ne doit pas se faire au détriment d'une augmentation du coût de conception. En d'autres termes, l'analyse et le dimensionnement des ossatures à noeuds semi-rigides ne doit pas s'accompagner d'une augmentation de la complexité des calculs à effectuer. Dans cet ordre d'idées, il est absolument exclu de vouloir différencier le comportement des assemblages fléchis de celui des panneaux d'âme cisailés.

L'ensemble de ces considérations nous a rapidement conduit à la notion de "globalisation" des caractéristiques de déformabilité des noeuds. Cette opération consiste à concentrer la déformabilité de chacun des noeuds (panneau + assemblage) de l'ossature en un seul endroit, sous la forme d'un ressort flexionnel agissant à l'extrémité des poutres.

Deux questions importantes viennent immédiatement à l'esprit :

- comment effectuer cette globalisation ?
- où positionner le ressort flexionnel résultant de la globalisation ?

La figure 6.1. apporte un premier élément de réponse.

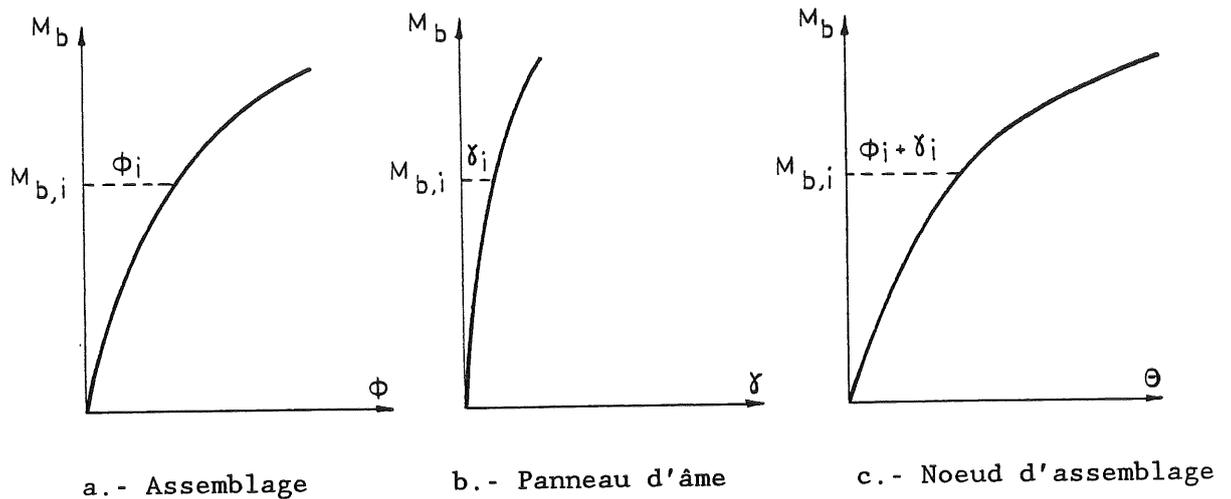


Figure 6.1. - Globalisation de la déformabilité des noeuds poutre-colonne.

La courbe globalisée $M_b-\theta$, de ce que nous appellerons dorénavant un noeud d'assemblage (figure 6.1.c), résulte de la sommation, pour chaque valeur $M_{b,i}$ du moment transmis, des rotations ϕ_i de l'assemblage (figure 6.1.a) et γ_i du panneau d'âme (figure 6.1.b).

Ceci étant, il est utile de préciser davantage la manière dont s'effectue

la globalisation en se penchant sur les deux exemples de la figure 6.2.

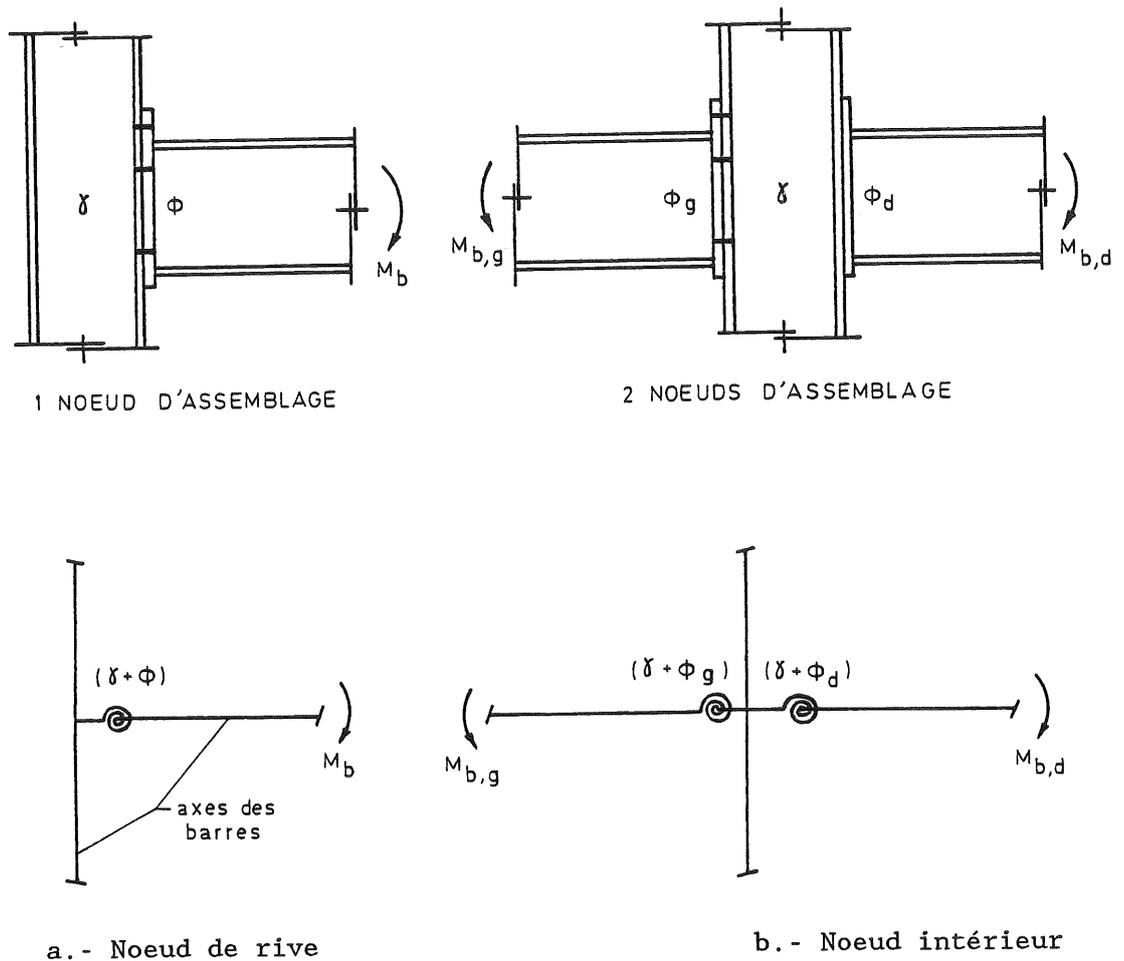


Figure 6.2. - Idéalisation des noeuds d'assemblage

Les noeuds de rive (figure 6.2.a) sont propices à l'application directe du principe de globalisation détaillé à la figure 6.1. L'erreur dont est entachée la modélisation numérique simplifiée que nous suggérons ici ne réside que dans la localisation ponctuelle commune des deux sources de déformabilité ainsi que dans l'hypothèse simplifiée (formule 3.9.) selon laquelle la déformabilité du panneau d'âme est proportionnelle au moment M_b dans l'assemblage.

Un noeud intérieur tel que celui représenté à la figure 6.2.b donne, quant à lui, naissance à deux noeuds d'assemblage sollicités respectivement par les moments $M_{b,g}$ et $M_{b,d}$ existant à l'extrémité des poutres gauche et droite. Les courbes $M_b-\theta$ caractéristiques de la déformabilité de chacun des noeuds d'assemblage sont obtenues par superposition de la déformabilité propre de l'assemblage et de celle que posséderait le panneau d'âme s'il

n'était soumis qu'au moment transmis par la poutre relative au noeud d'assemblage considéré.

L'adoption de ce type de modélisation permet :

- d'utiliser directement les résultats expérimentaux d'essais de noeuds disponibles dans la littérature ;
- de considérer, dans bon nombre de structures, des conditions de déformabilité équivalentes des noeuds aux extrémités des poutres, ce qui se traduit par une facilité de calcul accrue lors de l'analyse ou du dimensionnement de l'ossature.

Le second problème lié à la globalisation est relatif au positionnement, dans la structure, des ressorts flexionnels simulant la présence de noeuds d'assemblage.

La figure 6.3. définit les deux localisations possibles (A et B) par rapport aux axes des éléments assemblés.

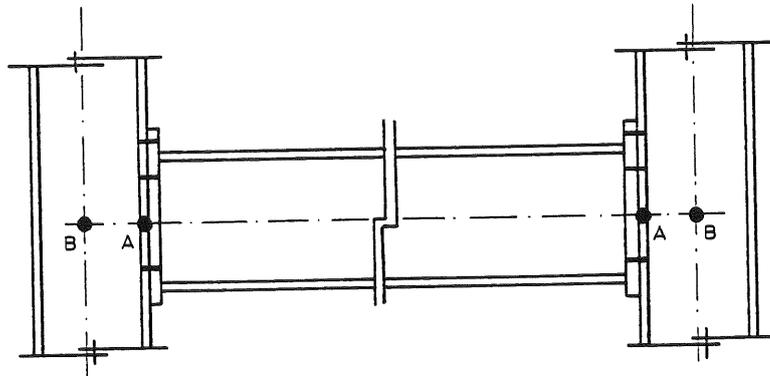


Figure 6.3. - Positionnements possibles des noeuds d'assemblage sur l'axe des poutres.

Elles correspondent respectivement à la position de l'assemblage (A) et à celle du centre du panneau d'âme cisailé (B).

L'incertitude quant à la validité de la globalisation effectuée à la figure 6.1. et quant au positionnement optimum des noeuds d'assemblage peut difficilement être levée sur base de seules considérations théoriques. Ce constat nous a guidé vers un autre mode d'investigation que représente l'étude paramétrique. Cette dernière permet, par le nombre de variables qu'elle peut intégrer et l'éventail de valeurs qui peuvent leur être conférées, de porter un jugement sur le bien-fondé ou non de telle ou telle modélisation numérique et ce, dans une foule de situations différentes (géométrie des ossatures, chargement, nature des noeuds d'assemblage, présence

ou non de contreventements,...).

6.1.1. Etude paramétrique relative aux ossatures contreventées.

Un programme de 40 simulations numériques du comportement jusqu'à la ruine de structures contreventées à noeuds semi-rigides a été établi afin d'étudier l'influence de modélisations simplifiées des noeuds poutre-colonne sur le comportement global des ossatures. Les deux autres paramètres sont le type d'ossatures ainsi que leur chargement.

a. Type d'ossatures

Quatre types d'ossatures sont considérés (figure 6.9. et tableau 6.1.); elles diffèrent par le nombre d'étages et de travées.

La courbe σ - ϵ de l'acier utilisé est reportée à la figure 6.10. Les contraintes résiduelles (figure 6.11.) ainsi que la déformée géométrique initiale des éléments comprimés sont prises en compte dans les simulations.

b. Chargement des ossatures

Deux types de chargement associés à des modes de ruine différents (instabilité des colonnes et ruine par formation d'un mécanisme plastique dans les poutres) sont envisagés (tableau 6.1. et figure 6.9.):

- chargement avec forces de compression centrée dans les colonnes ;
- chargement sans forces de compression centrée dans les colonnes.

c. Modélisation numérique des noeuds poutre-colonne

Cinq modélisations numériques distinctes du comportement des noeuds poutre-colonne ont été retenues; elles sont subdivisées en deux catégories, selon que le cisaillement des panneaux d'âme est permis ou empêché par un raidissage approprié.

Modélisation du comportement des assemblages

Les panneaux d'âme cisailés de l'ossature sont raidis; la déformabilité des noeuds poutre-colonne se réduit à celle des seuls assemblages.

c.1. La déformabilité de chacun des **assemblages** est concentrée dans un

seul ressort flexionnel localisé au niveau de la mi-épaisseur de la semelle de colonne (points A de la figure 6.3.). Ce cas sert de référence dans la mesure où il correspond au comportement réel des assemblages dans une structure à panneaux d'âme raidis. La rigidité flexionnelle des éléments de poutre reliant les assemblages aux axes de la colonne est supposée infinie, conformément à la réalité. Cette remarque est valable quelle que soit la modélisation choisie (sauf M3 ci-dessous). Ce type de modélisation porte le nom de M1 (figure 6.4.).

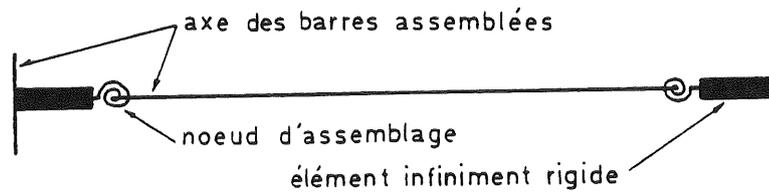


Figure 6.4. - Modélisation M1 des assemblages (référence)

- c.2. La déformabilité de chacun des assemblages est concentrée dans un ressort flexionnel situé sur l'axe de la poutre, au niveau de l'intersection des axes des éléments assemblés (points B à la figure 6.3.). Cette modélisation est dite de type M2 (figure 6.5.).



Figure 6.5. - Modélisation M2 des assemblages

Modélisation du comportement des noeuds poutre-colonne

Les panneaux d'âmes cisailés de l'ossature ne sont pas raidis; la déformabilité des noeuds englobe donc celle des assemblages et des panneaux d'âme.

- c.3. La simulation numérique du comportement des assemblages et des panneaux d'âme cisailés s'effectue de manière séparée, par l'intermé-

diaire des éléments finis spécifiques détaillés au chapitre 5 (figure 6.6.). Cette modélisation complexe (de type M3) permet d'approcher au mieux le comportement réel des noeuds poutre-colonne. Ce fait lui vaut d'être choisi comme référence pour juger de la précision des modélisations simplifiées de type M4 et M5 que nous allons préciser ci-dessous.

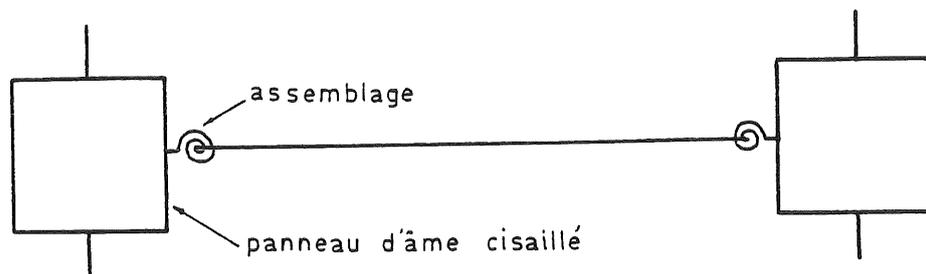


Figure 6.6. - Modélisation M3 des noeuds poutre-colonne (référence)

c.4. La modélisation de type M4 est similaire à celle de type M1. La seule différence réside dans la nature de la courbe de déformabilité qui caractérise chacun des ressorts flexionnels; à la déformabilité de l'assemblage est substituée celle du noeud d'assemblage obtenue par globalisation (voir figure 6.1.).

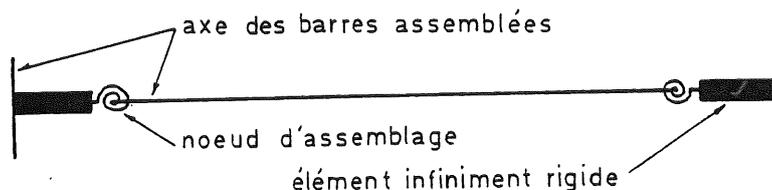


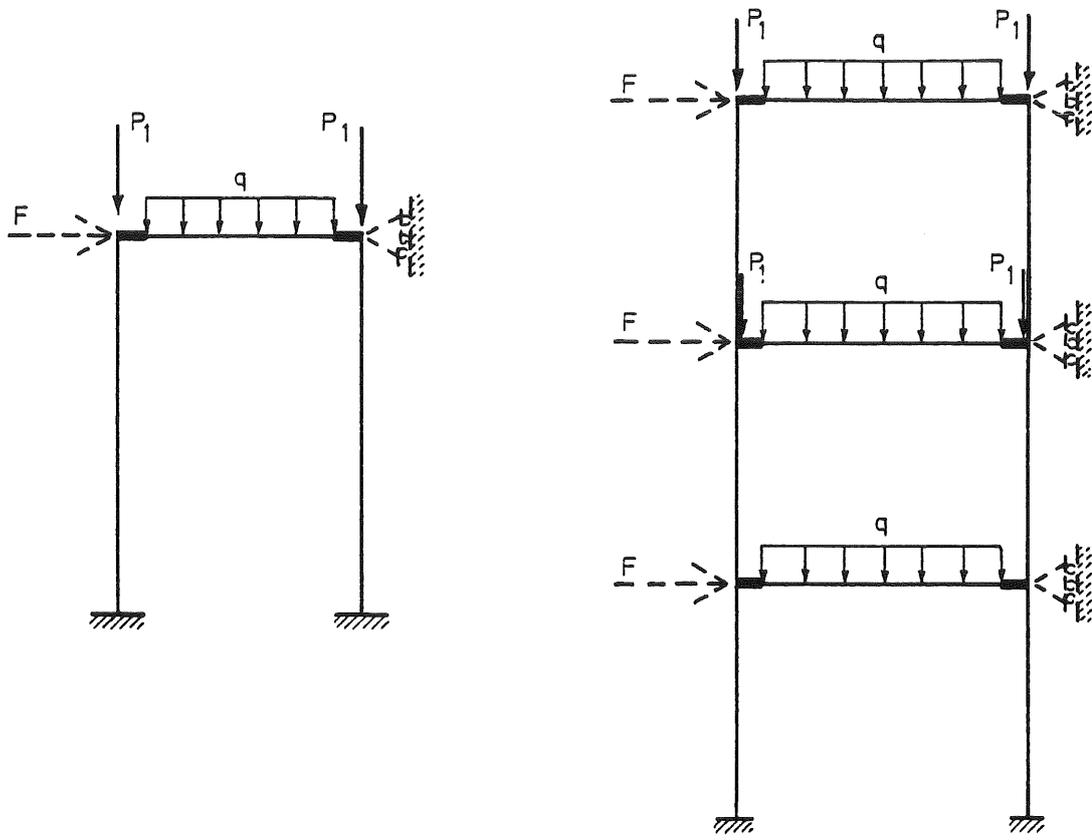
Figure 6.7. - Modélisation M4 des noeuds poutre-colonne

c.5. La déformabilité globalisée de chaque noeud d'assemblage est concentrée à l'intersection des axes des éléments assemblés (modélisation de type M5 - figure 6.8.).



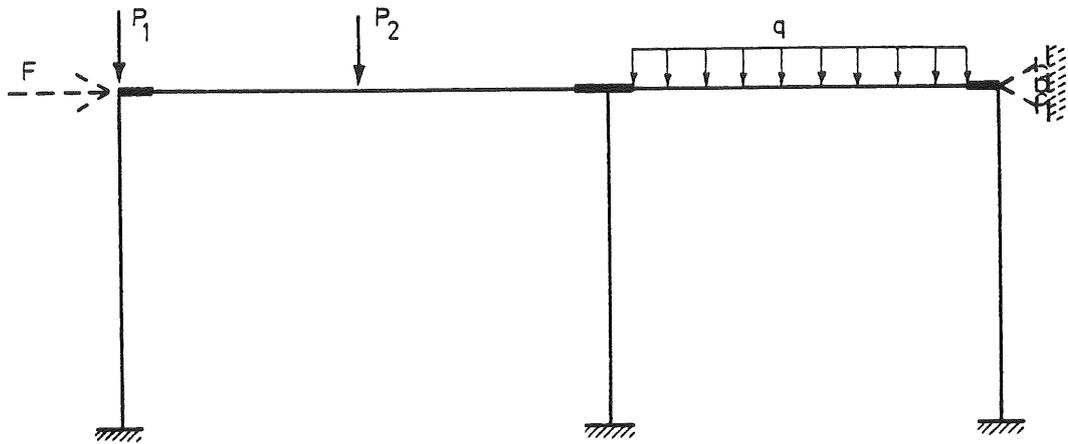
Figure 6.8. - Modélisation M5 des noeuds poutre-colonne

Les courbes de déformabilité relatives au comportement des panneaux d'âme cisailés, des assemblages et/ou des noeuds tout entiers sont fournies aux figures 6.12. à 6.15. pour chaque type d'ossatures envisagé. Les noeuds poutre-colonne sont supposés être tous identiques dans une structure donnée.

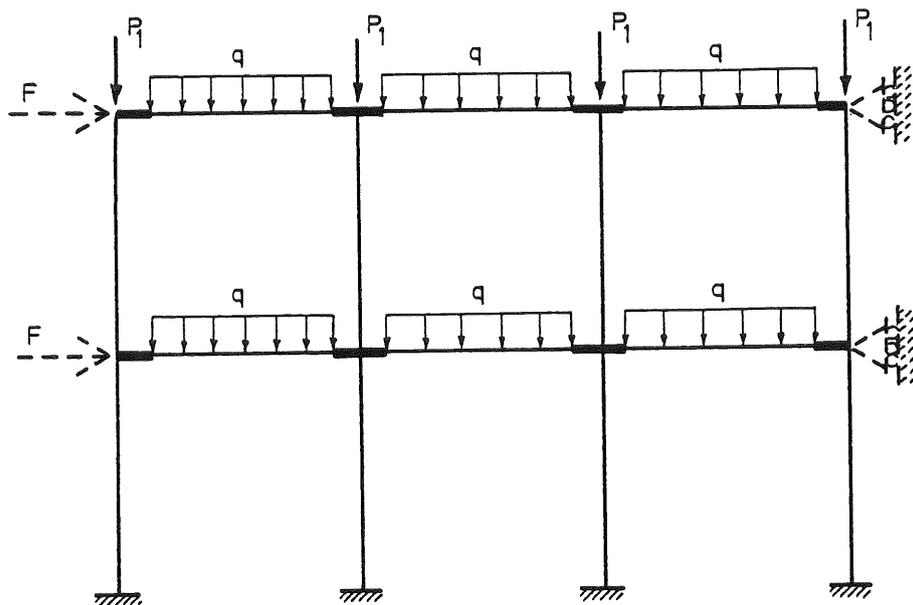


a.- Structure de type A

b.- Structure de type C



c.- Structure de type B



d.- Structure de type D

Figure 6.9. - Types de structures contreventées et non contreventées étudiées numériquement.

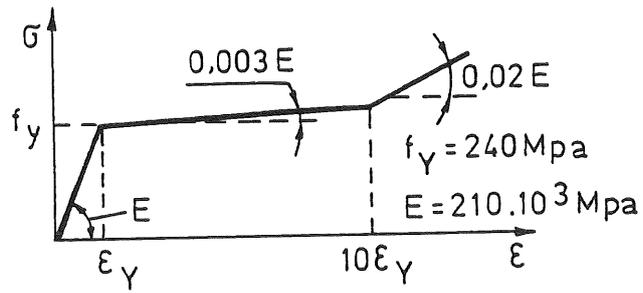


Figure 6.10. - Courbe σ - ϵ de l'acier

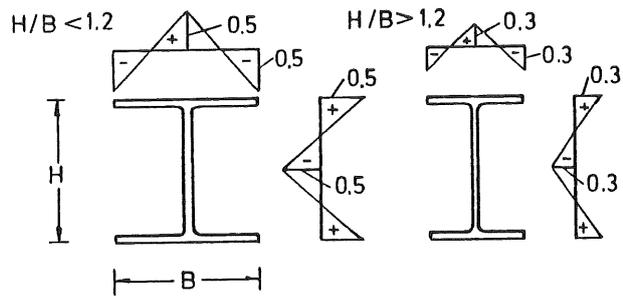
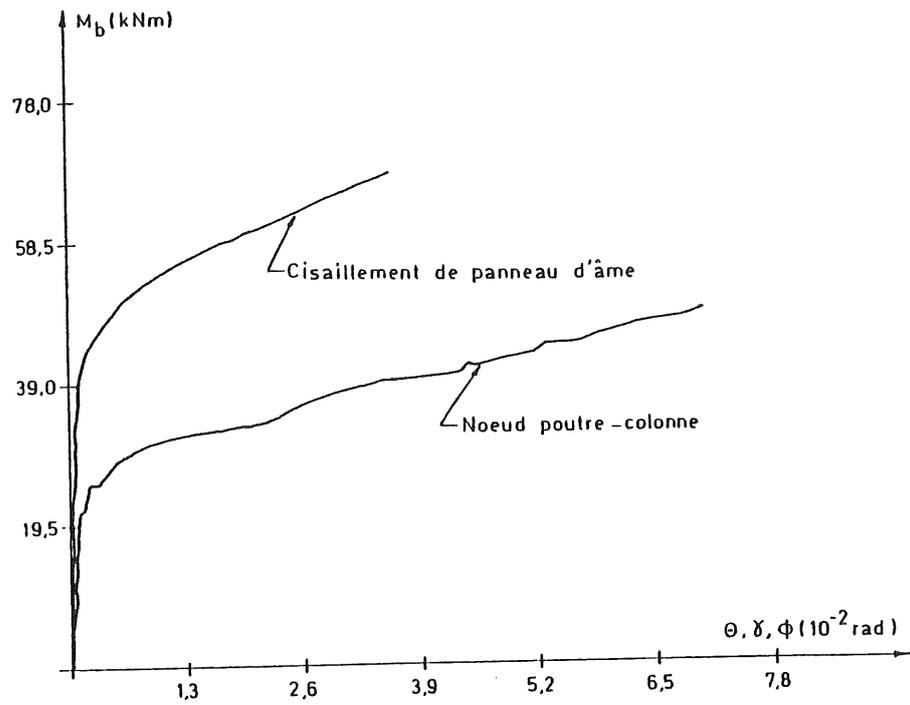
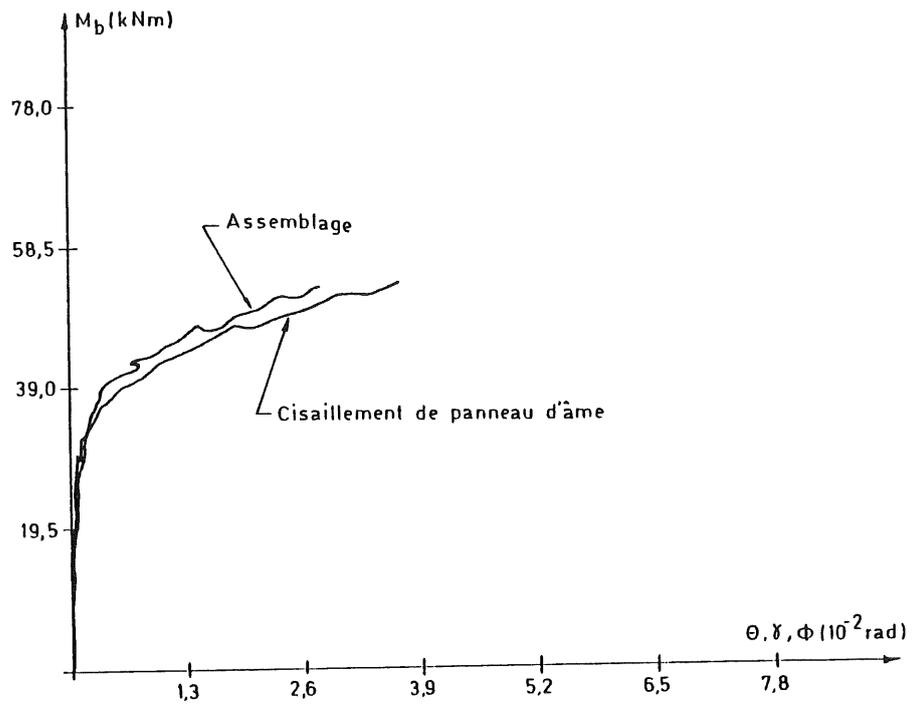


Figure 6.11. - Contraintes résiduelles dans les profilés

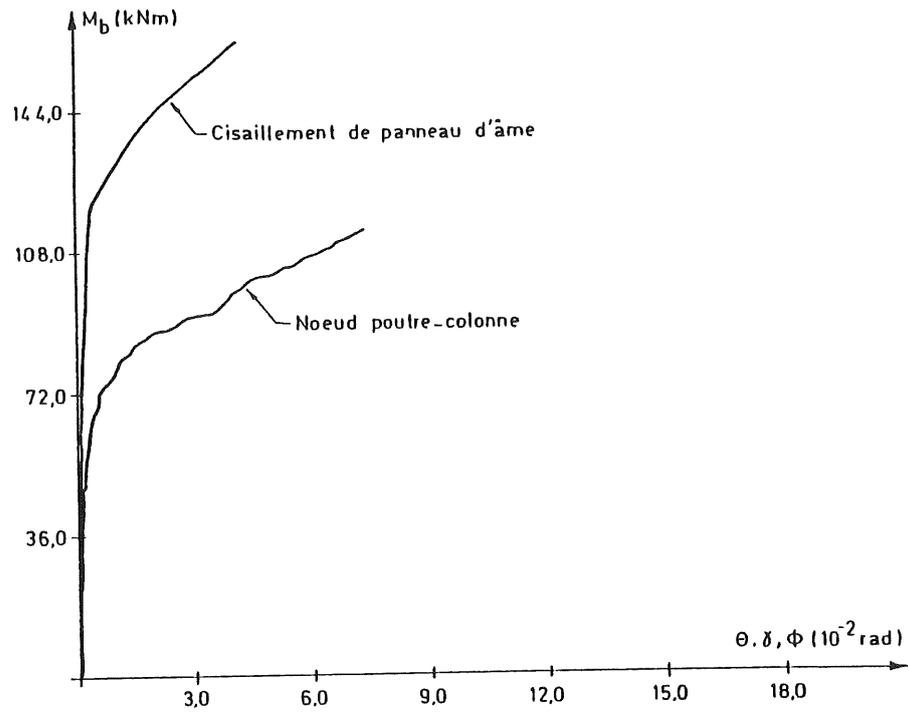


a.- Noeud à assemblage par cornières de semelles

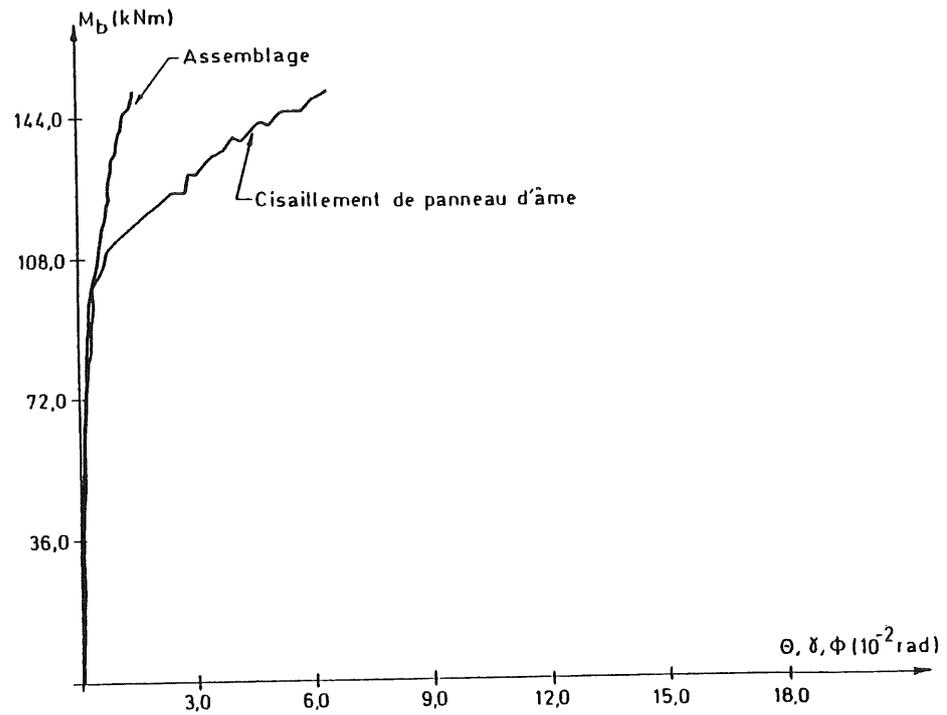


b.- Noeud à assemblage par plat d'about débordant

Figure 6.12. - Noeuds d'assemblage relatifs aux structures de type A contreventées et non contreventées

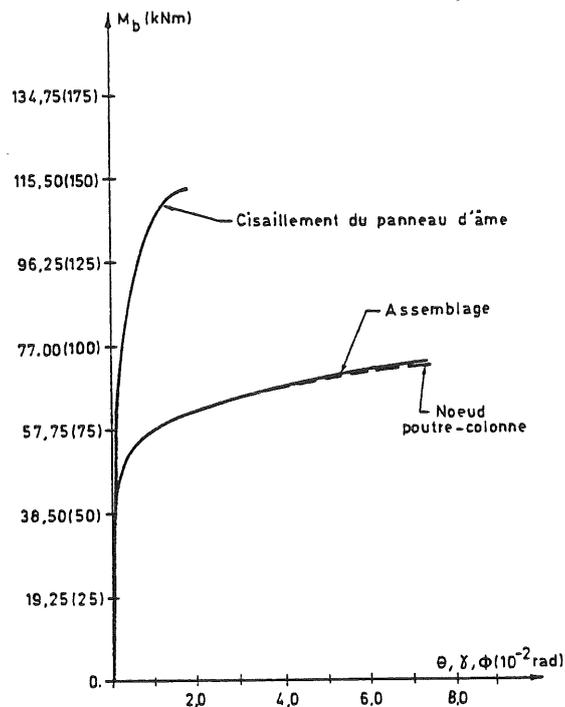


a.- Noeud à assemblage par cornières de semelles

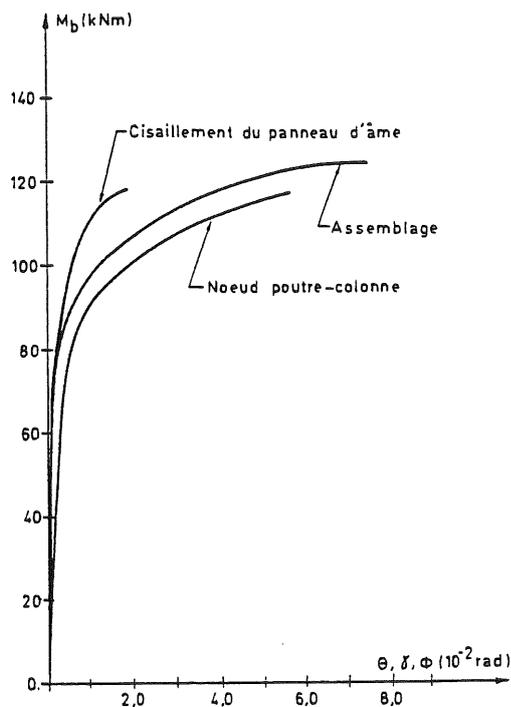


b.- Noeud à assemblage par plat d'about débordant

Figure 6.13. - Noeuds d'assemblage relatifs aux structures de type B contreventées et non contreventées.

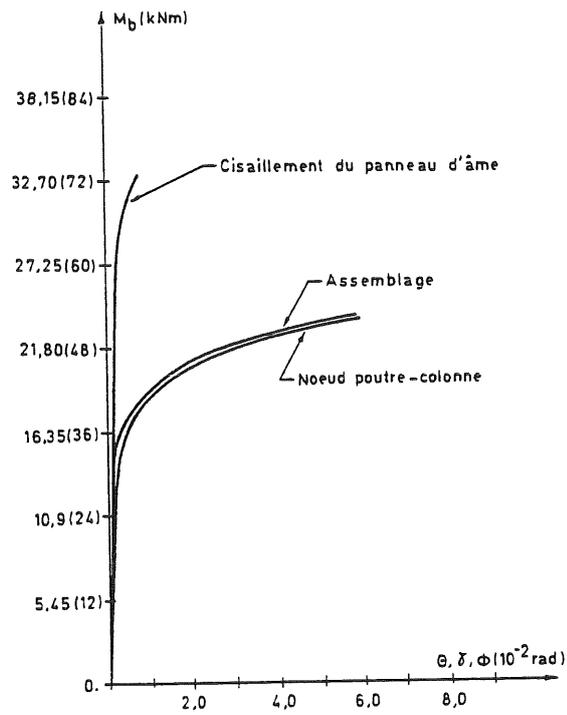


a.- Noeud à assemblage par cornières de semelles pour structures contreventées (non contreventées)

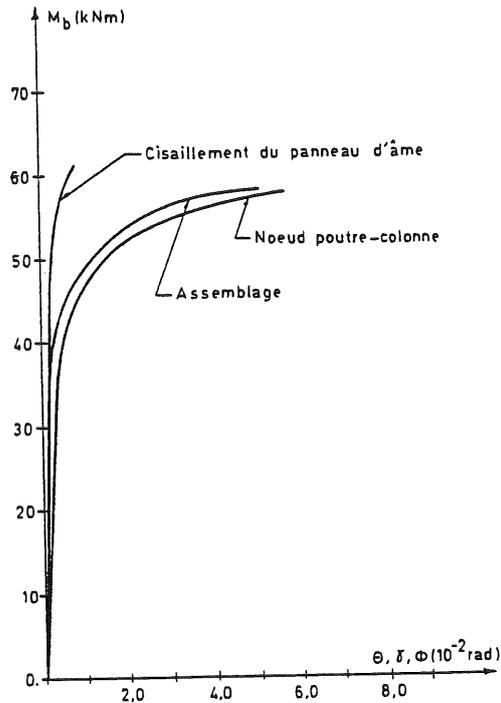


b.- Noeud à assemblage par plat d'about pour structures non contreventées

Figure 6.14. - Noeuds d'assemblage relatifs aux structures de type C



a.- Noeud à assemblage par cornières de semelles pour structures contreventées (non contreventées)



b.- Noeud à assemblage par plat d'about pour structures non contreventées

Figure 6.15. - Noeuds d'assemblage relatifs aux structures de type D.

Types d'ossatures (figure 6.9.)		Tronçons de colonne		Poutre(s)		Nomenclature	Noeuds d'assemblage figure	Chargement (figure 6.9.)				
		Type	Hauteur entre axes de poutre (m)	Type	Portée entre axes de co- lonnes (m)			q (kN/m)	P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	F (kN)	Déno- mina- tion
A	Contreventées	HE160B	8,0	IPE200	5,0	A1	6.12.a	8,242	397	-	-	AL1
								10,303	0	-	-	AL2
	Non contreventées	HE160B	6,0	IPE200	5,0	A3	6.12.a	12,363	108	-	6	AL3
								12,363	108	-	6	AL3
B	Contreventées	HE160B	7,0	IPE300	poutre gau- che: 10,0 poutre droi- te : 8,0	B1	6.13.a	8,863	450	28	-	BL1
								2,037	0	32	-	BL2
	Non contreventées	HE160B	12,0	IPE300	12,0	B3	6.13.a	4,050	36	24	3	BL3
								4,050	36	24	3	BL3
C	Contreventées	HE140B	5,0	IPE270	6,0	C1	6.14.a	14,305	120	-	-	CL1
								18,392	0	-	-	CL2
	Non contreventées	HE200B	4,0	IPE300	5,0	C3	6.14.a	41,537	0	-	10	CL3
								41,537	0	-	10	CL3
D	Contreventées	HE120B	5,0	IPE220	5,0	D1	6.15.a	11,245	160	-	-	DL1
								11,245	0	-	-	DL2
	Non contreventées	HE160A	4,0	IPE300	5,0	D3	6.15.a	41,178	0	-	5	DL3
								41,178	0	-	5	DL3

6.1.2. Etude paramétrique relative aux ossatures non contreventées

Les trois paramètres suivants ont été retenus lors de l'établissement du programme de simulations numériques relatif au comportement des ossatures non contreventées :

a. Types d'ossatures

Quatre configurations géométriques similaires à celles choisies pour les structures contreventées sont étudiées. Elles sont décrites, ainsi que leur chargement, à la figure 6.9. et au tableau 6.1.

Les caractéristiques de l'acier utilisé et les contraintes résiduelles dans les profilés sont semblables à celles représentées aux figures 6.10. et 6.11.

La déformée géométrique initiale des portiques est conforme aux recommandations de la CECM [E4] (voir figure 9.26.).

b. Types de noeuds poutre-colonne

Deux types de noeuds poutre-colonne ont été sélectionnés pour chaque type d'ossatures ; ils correspondent respectivement à des assemblages par cornières de semelles et par plat d'about débordant (figures 6.12. à 6.15.).

c. Modélisation numérique des noeuds poutre-colonne

Les cinq modélisations décrites en 6.1.1. sont également considérées pour les ossatures non contreventées. Rappelons que ces modèles se subdivisent en deux catégories, selon que le cisaillement des panneaux d'âme est empêché ou non.

6.2. RESULTATS ET CONCLUSIONS DES ETUDES PARAMETRIQUES

L'ensemble des simulations numériques présentées au sous-chapitre précédent sont regroupées aux tableaux 6.2. et 6.3. sous une forme mettant davantage en exergue les paramètres choisis pour les ossatures contreventées et non contreventées.

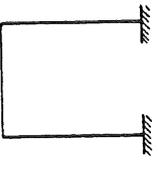
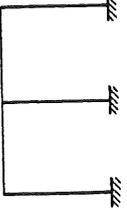
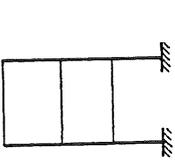
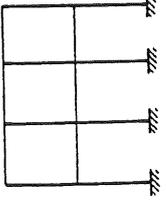
Types d'ossatures	Chargement (tableau 6.1.)	Panneaux d'âme raidis		Panneaux d'âme non raidis		
		M1	M2	M3	M4	M5
	AL1					
	AL2					
	BL1					
	BL2					
	CL1					
	CL2					
	DL1					
	DL2					

Tableau 6.2. - Récapitulatif des simulations numériques relatives aux structures contreventées.

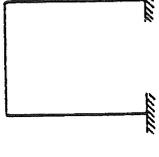
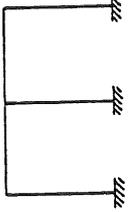
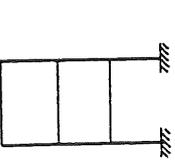
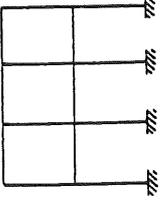
Types d'ossatures	Noeuds poutre-colonne (PA = plat d'about CS = cornières de semelles)	Panneaux d'âme raidis		Panneaux d'âme non raidis						
		M1	M2	M3	M4	M5				
	CS									
	PA									
	CS									
	PA									
	CS									
	PA									
	CS									
	PA									

Tableau 6.3. - Récapitulatif des simulations numériques relatives aux structures non contreventées.

Des calculs préliminaires, menés à l'occasion de la définition du programme des simulations numériques, ont indiqué que la déformabilité des noeuds d'assemblage semblait pouvoir être globalisée et localisée à l'interface poutre-colonne (points A de la figure 6.3.). La modélisation correspondante est dite de type M4.

Afin de disposer, dans le cadre de cette thèse, d'une confirmation plus substantielle, nous avons sélectionné parmi les tableaux 6.2. et 6.3., un ensemble cohérent de 10 structures à noeuds non raidis (6 contreventées et 4 non contreventées) pour lesquelles le comportement réel jusqu'à la ruine (modélisation de type M3) a été comparé à la réponse approchée obtenue par une simulation simplifiée (modélisation de type M4) des noeuds. Ces vingt simulations, effectuées au Département M.S.M. de l'Université de Liège, correspondent aux cases hachurées des tableaux 6.2. et 6.3.; dans le cadre de cette thèse, seuls les résultats de ces comparaisons sont présentés (voir plus loin).

Il nous a néanmoins paru judicieux de vouloir analyser le niveau de précision qu'affichent, quel que soit le type d'ossatures, contreventées ou non, les modélisations de types M2 et M5. C'est pourquoi la réalisation d'un nombre important de simulations complémentaires a été projetée; elle devrait, en outre, démontrer de manière définitive et pour ainsi dire irréfutable - compte tenu des domaines couverts pour les divers paramètres - le niveau supérieur de précision des modélisations M1 et M4 par rapport aux modélisations M2 et M5. Cette étude est actuellement en cours de réalisation au sein du service R.P.S. d'ARBED-RECHERCHES (Grand-Duché de Luxembourg). Ainsi que nous l'avons déjà mentionné dans l'avant-propos, une partie de nos travaux de recherche s'est déroulée dans le cadre d'un contrat CECA, pour lequel le Département M.S.M. agissait en qualité de sous-traitant de la S.A. ARBED qui en était le contractant bénéficiaire. C'est à cette occasion que nous avons notamment aménagé le programme de calcul FINELG de manière à lui permettre de rendre compte de chacune des composantes de déformabilité des noeuds poutre-colonne (voir deuxième partie de la thèse). Le souci du Service R.P.S. d'ARBED-RECHERCHES étant de prendre une part active aux travaux en cours, il a été notamment convenu que les simulations complémentaires dont question plus haut seraient effectuées sous notre guidance au sein dudit département; ces prestations se situent d'ailleurs dans le cadre de l'écolage à l'utilisation du FINELG ainsi aménagé. Les résultats définitifs ainsi que les conclusions finales de cette étude paramétrique seront publiés dans le rapport final de la recherche CECA précitée. Les résultats des simulations avec modélisations M3 et

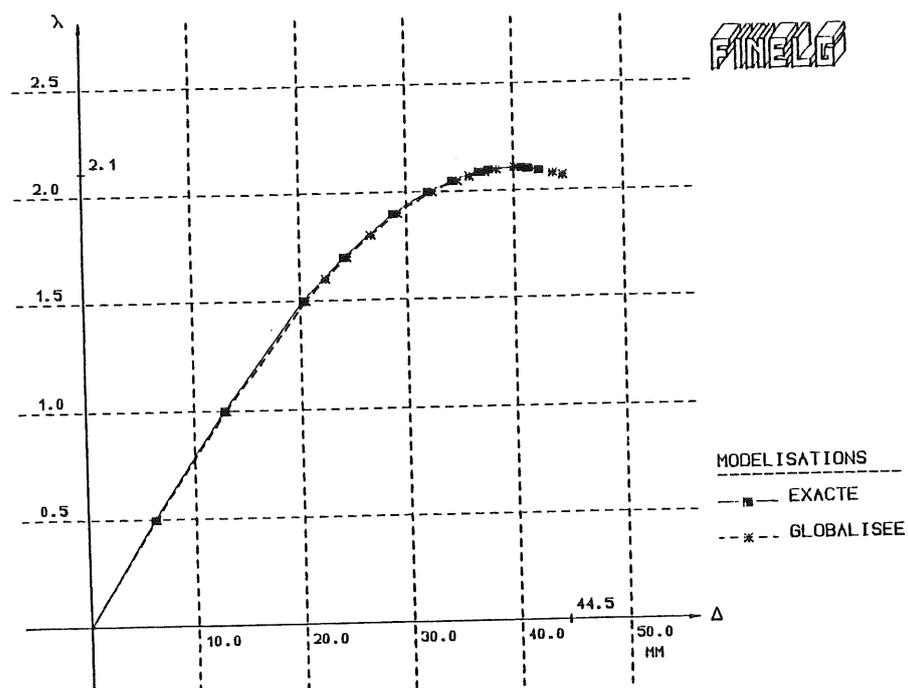
M4 sont présentées aux figures 6.16. à 6.18. sous la forme de :

- courbes "multiplicateur des charges de service - flèche de la poutre de l'ossature dont la déformée transversale est la plus importante au cours de chargement" ;
- courbes "multiplicateur des charges de service - déformée transversale de l'extrémité supérieure des colonnes des ossatures non contreventées".

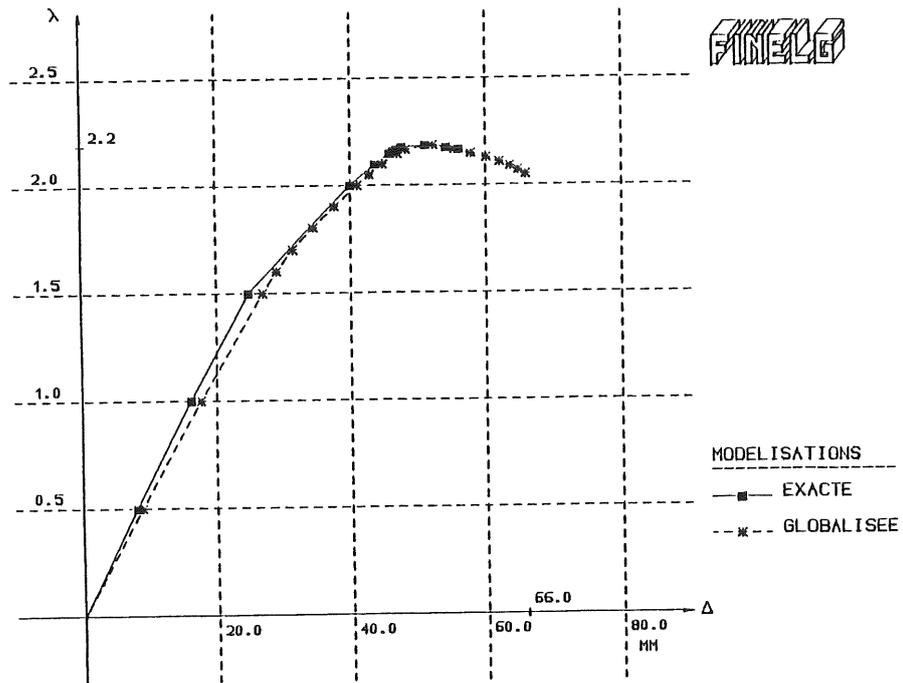
Ces courbes sont très instructives, dans la mesure où elles permettent de contrôler l'influence de la modélisation simplifiée M4 sur :

- la flèche des poutres et la déformée transversale des ossatures sous charges de service (multiplicateur $\lambda = 1$);
- le multiplicateur de ruine des ossatures.

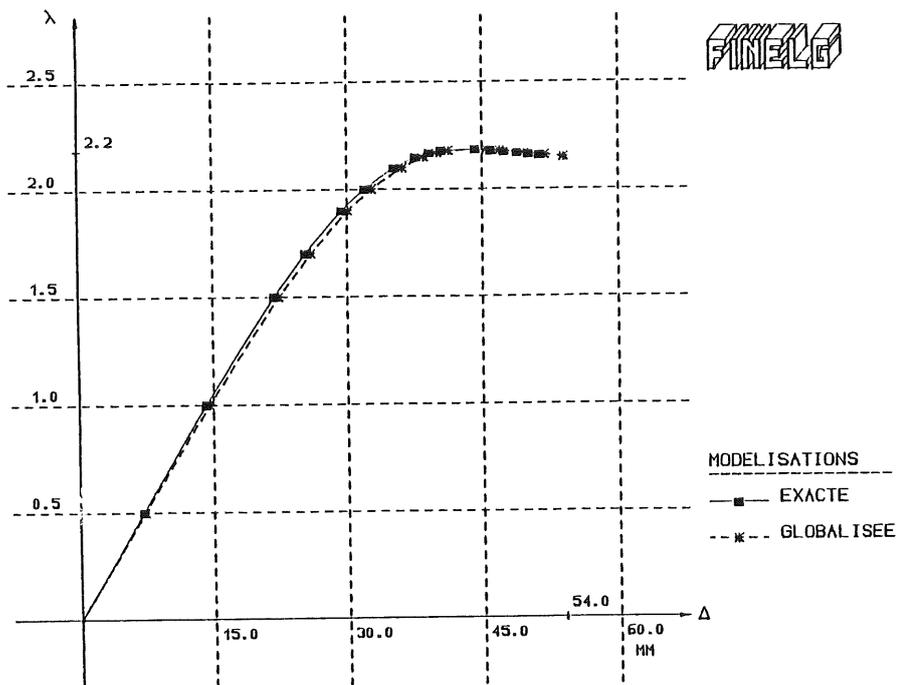
Au chapitre 7, nous verrons, en effet, que le respect de conditions spécifiques relatives aux valeurs maximales des déplacements sous charges de service et aux valeurs minimales du multiplicateur de ruine constitue un passage obligé lors du dimensionnement des ossatures contreventées ou non. Dans ce contexte, il importe que la modélisation simplifiée des noeuds pour laquelle nous allons opter amène la structure étudiée à satisfaire, de manière précise et sécuritaire, ce que l'on appelle communément les états-limites de service et ultimes.



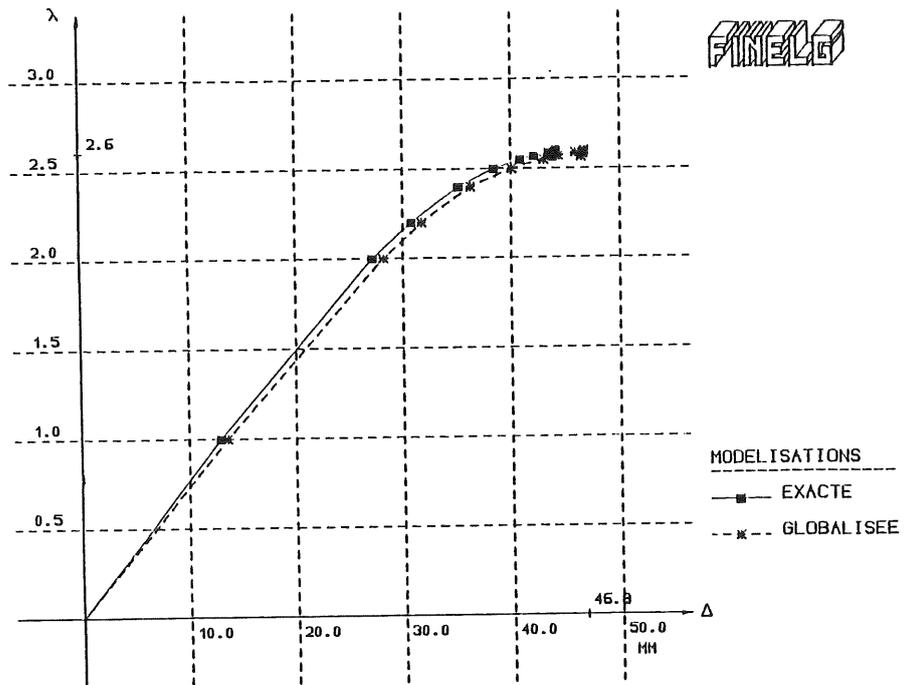
a.- Structure de type A - Chargement AL1



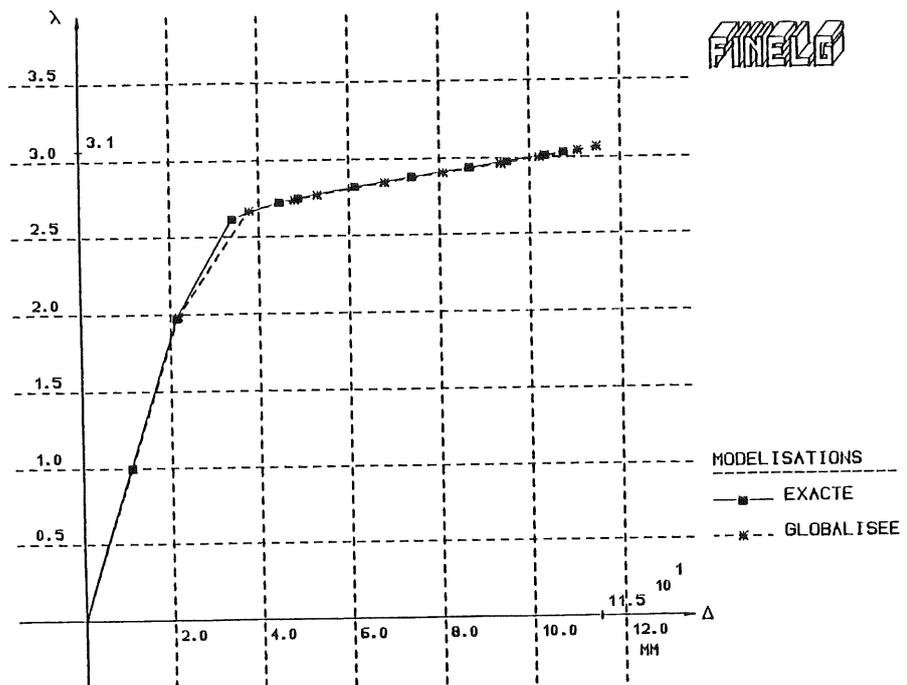
b.- Structure de type B - Chargement BL1



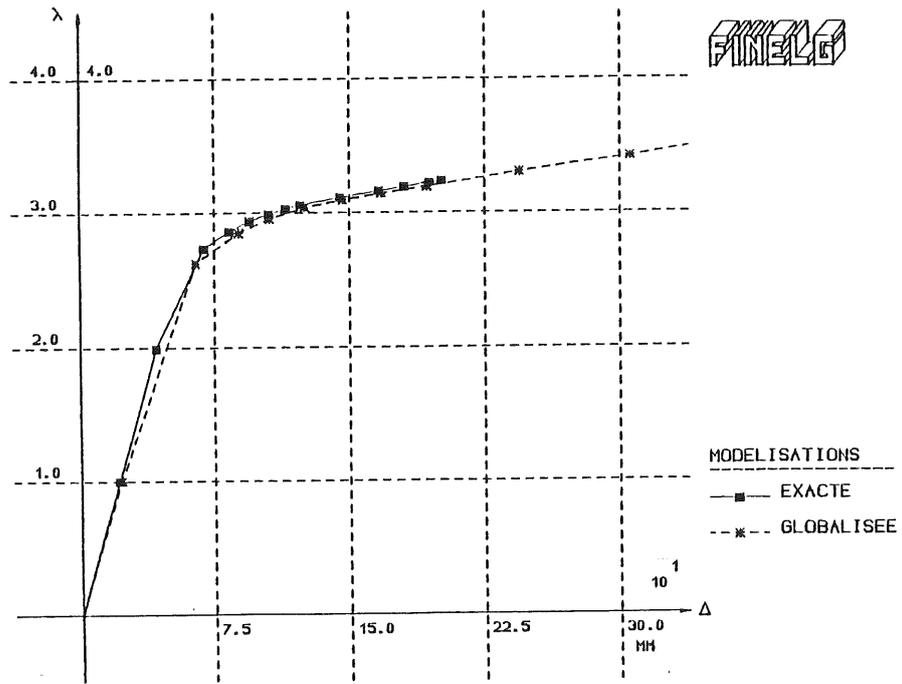
c.- Structure de type C - Chargement CL1



d.- Structure de type D - Chargement DL1

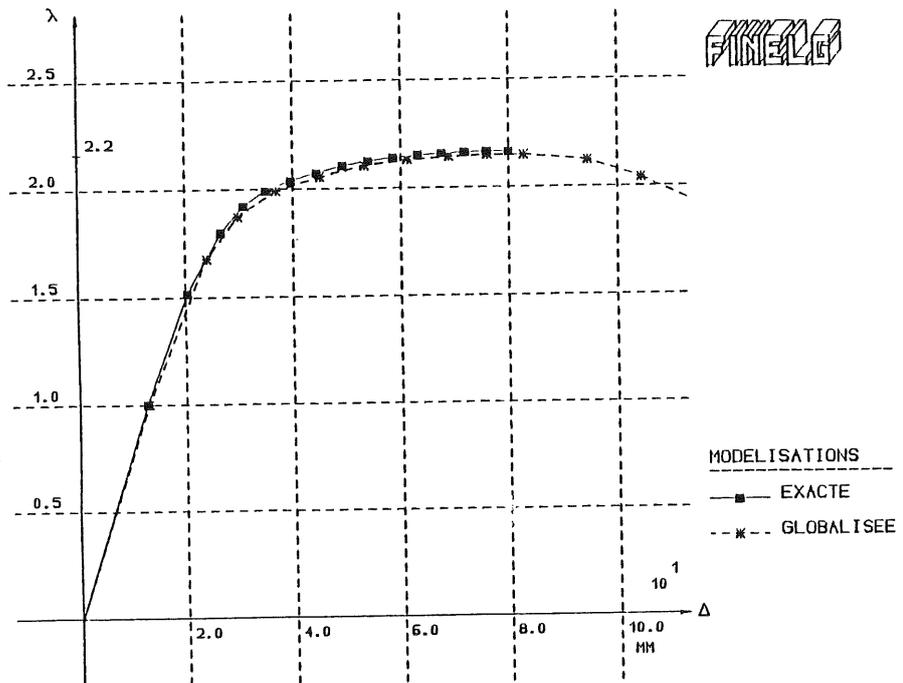


e.- Structure de type A - Chargement AL2

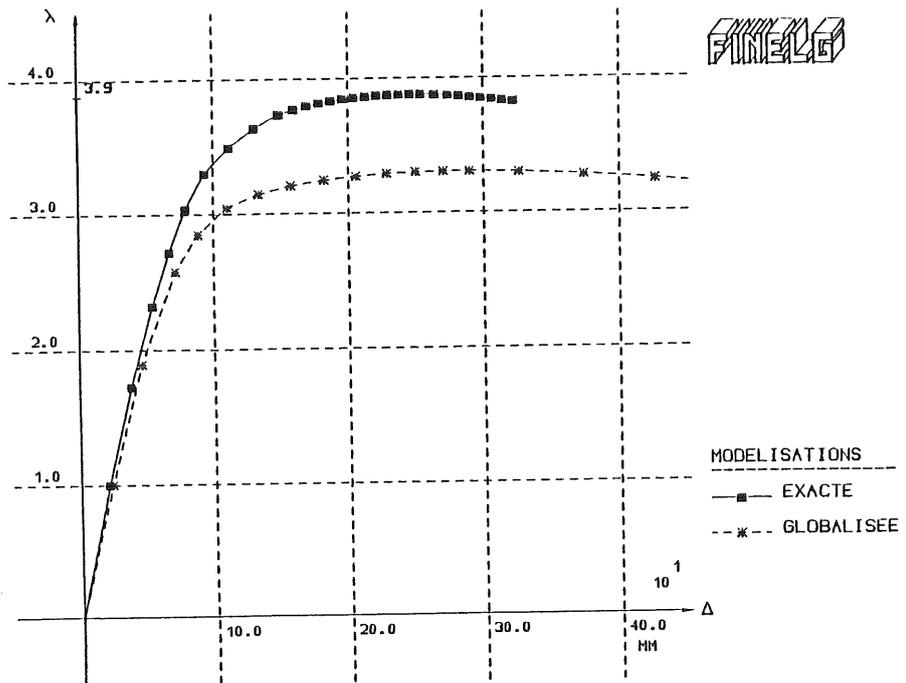


f.- Structure de type B - Chargement BL2

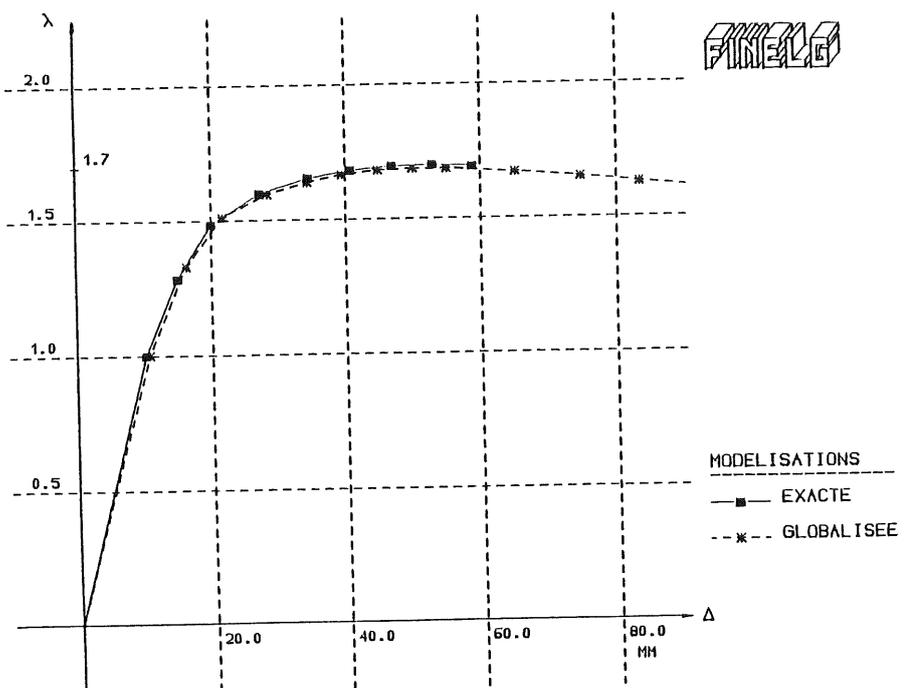
Figure 6.16. - Influence de la modélisation M4 sur le comportement des ossatures contreventées (chargement défini au tableau 6.2.) - Courbes multiplicateur λ - flèche de poutre Δ .



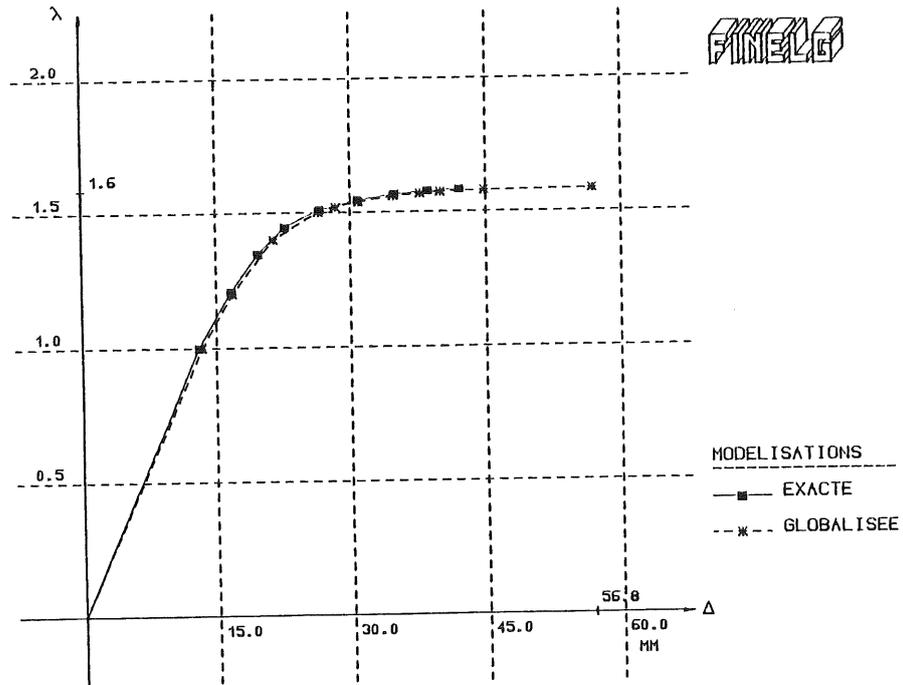
a.- Structure de type A - Noeuds à assemblage par plat d'about



b.-Structure de type B - Noeuds à assemblage(s) par plat d'about

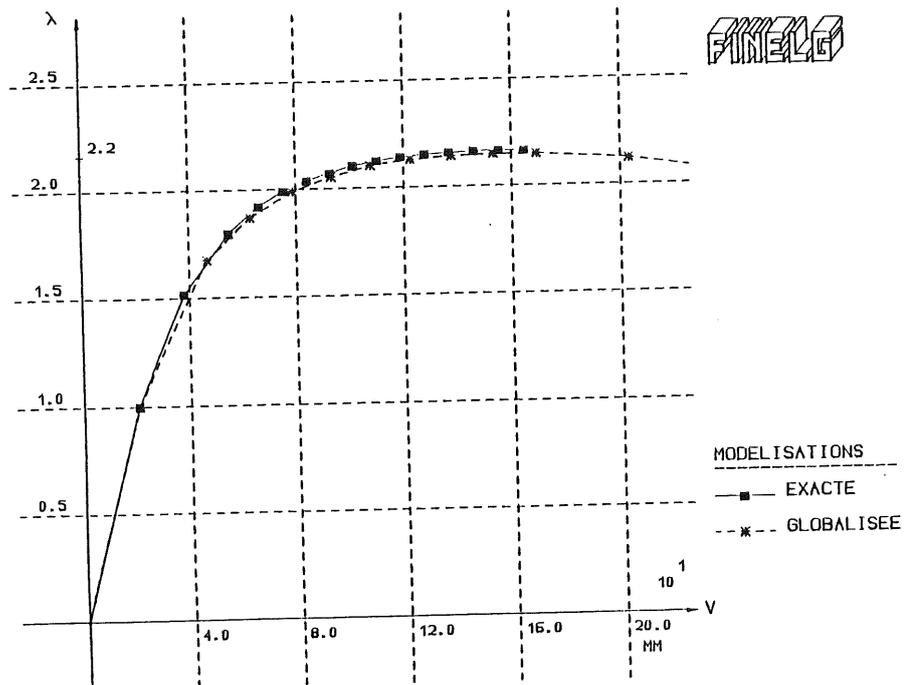


c.- Structures de type C - Noeuds à assemblage par plat d'about

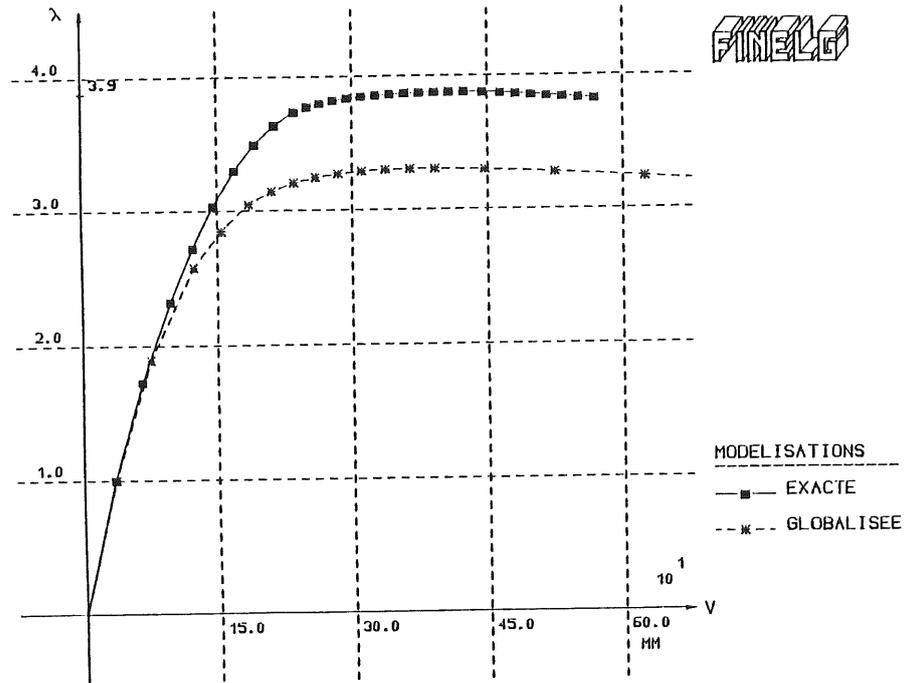


d.- Structure de type D - Noeuds à assemblage(s) par plat d'about

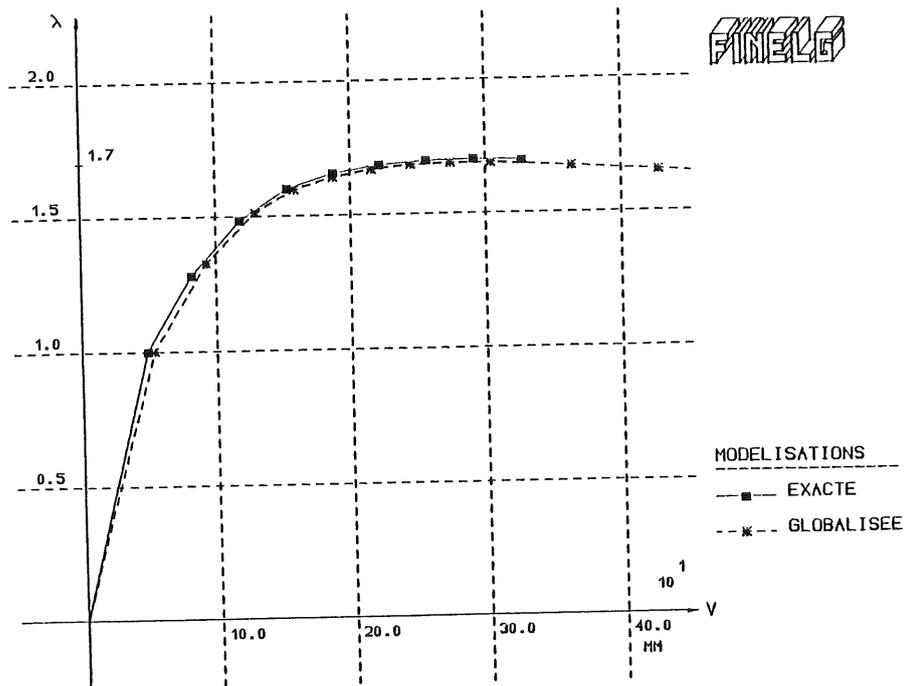
Figure 6.17. - Influence de la modélisation M4 sur le comportement des ossatures non contreventées - Courbes multiplicateur λ - flèche de poutre Δ .



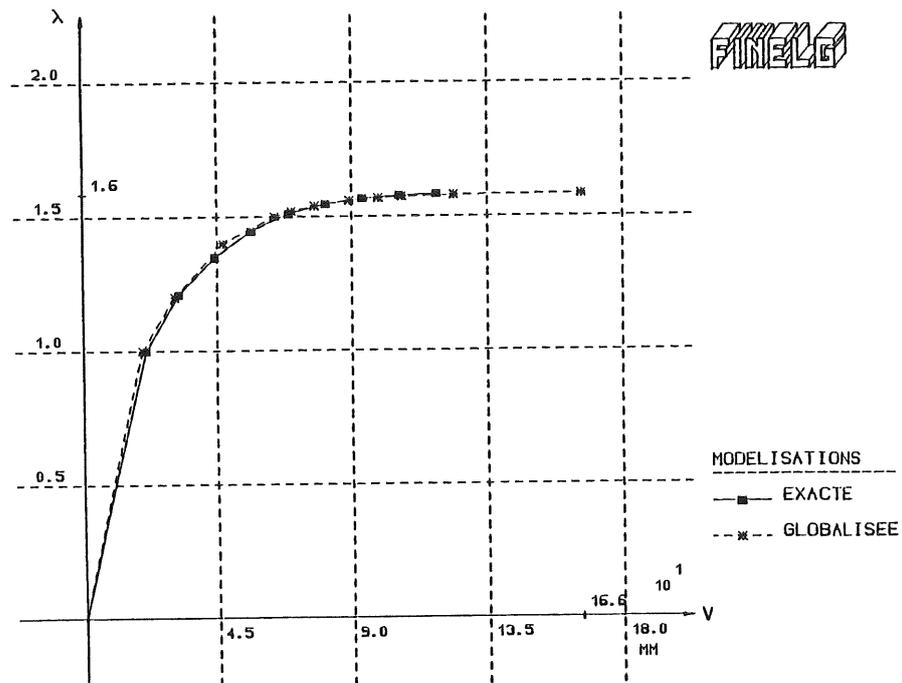
a.- Structure de type A - Noeuds à assemblage par plat d'about



b.- Structure de type B - Noeuds à assemblage(s) par plat d'about



c.- Structure de type C - Noeuds à assemblage par plat d'about



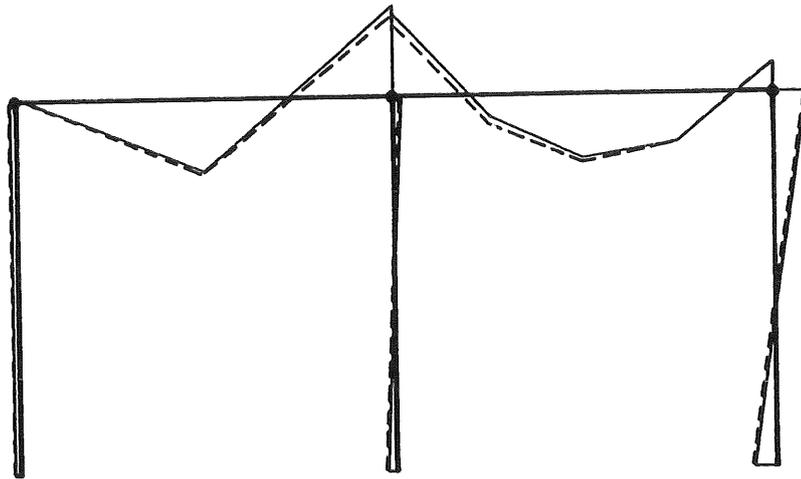
d.- Structure de type D - Noeuds à assemblage(s) par plat d'about

Figure 6.18. - Influence de la modélisation M4 sur le comportement des ossatures non contreventées - Courbes multiplicateur λ - déformée transversale V .

Point n'est besoin d'apporter de nombreux commentaires concernant ces comparaisons, si ce n'est pour les courbes des figures 6.17.b et 6.18.b caractéristiques du comportement de la structure non contreventée de type B à noeuds d'assemblage(s) par plat d'about.

En effet, mis à part dans ce cas précis, nous constatons une correspondance quasi-parfaite entre les courbes relatives à la modélisation exacte M3 des noeuds et à la modélisation simplifiée M4.

Pour justifier l'écart-sécuritaire il est vrai - entre les multiplicateurs de ruine de la structure non contreventée de type B, il convient d'examiner les courbes de déformabilité de chacune des composantes de ses noeuds (figure 6.13.b) ainsi que les diagrammes comparatifs de moments de flexion sous charge de service et à la ruine (figure 6.19.).

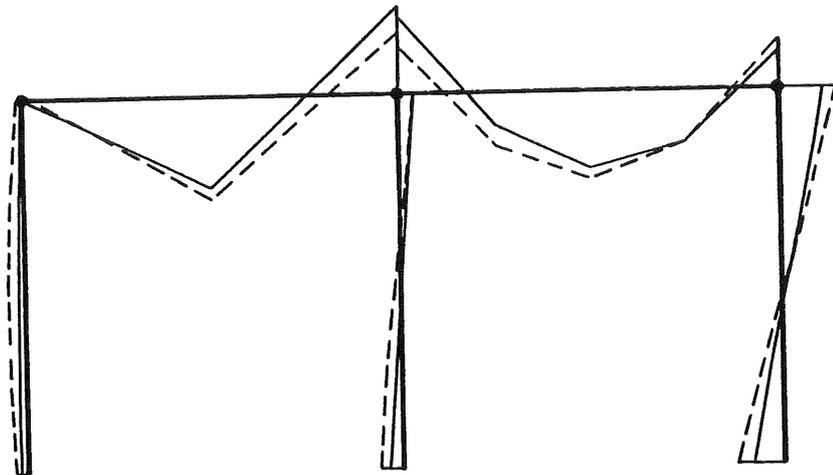


MODELISATIONS

— EXACTE

--- GLOBALISEE

a.- Sous charges de service ($\lambda = 1$)



MODELISATIONS

— EXACTE

--- GLOBALISEE

b.- A la ruine ($\lambda = 3,30$ relatif à la modélisation M4)

Figure 6.19. - Diagrammes comparatifs de moments de flexion - Structure non contreventée de type B à noeud d'assemblage(s) par plat d'about.

Nous savons, grâce au chapitre 3, que le cisaillement d'un panneau d'âme est principalement lié à la différence des moments de flexion agissant dans les poutres qui y aboutissent. La reconnaissance de ce fait amène à conclure au faible cisaillement du panneau d'âme situé à l'extrémité supérieure de la colonne centrale de l'ossature B, que ce soit en service ou à la ruine (figure 6.19.). La déformabilité de cette zone nodale se réduit donc presque exclusivement, lorsque l'on se réfère à la modélisation exacte de type M3, à la déformée des assemblages.

La résistance et la rigidité élevée de ces derniers, quel que soit leur niveau du chargement (voir figure 6.13.b), limite considérablement la déformabilité globale du noeud et engendre, par conséquent, des moments de flexion importants dans les assemblages sous charges de service et à la ruine (ce raisonnement n'est jamais que l'application du principe selon lequel la rigidité attire l'effort).

La globalisation des caractéristiques de déformabilité des panneaux d'âme et des assemblages, dans ce que nous avons convenu d'appeler les noeuds d'assemblage, induit un comportement tout autre de la zone nodale relative à la colonne intérieure de l'ossature B.

Les deux noeuds d'assemblage sont sollicités par les moments agissant à l'extrémité des poutres. Tant que ceux-ci sont inférieurs à la charge de plastification des panneaux d'âme cisailés, les rigidités des assemblages et des noeuds sont du même ordre de grandeur. Les diagrammes de moments de flexion - et le comportement global de l'ossature - sont alors peu perturbés par la modélisation choisie. Les figures 6.19.a (diagrammes de moments sous charges de service) et 6.17.b./6.18.b. (déplacements transversaux des poutres) en attestent.

La plastification fictive du panneau d'âme (fictive car uniquement due à la globalisation des noeuds) pour des valeurs supérieures du moment de flexion à l'extrémité des poutres introduit, lorsque l'on a recours à la modélisation simplifiée, une déformabilité conséquente des noeuds d'assemblage. Cet affaiblissement de la rigidité des noeuds d'assemblage se solde naturellement par une stabilisation progressive des moments de flexion transmis (voir figure 6.19.b.). L'impact de cette stabilisation de la valeur des moments sur le comportement global de l'ossature se manifeste par :

- une redistribution des moments de flexion dans la structure qui provoque une surcharge des colonnes extérieures (colonne droite de l'ossature à la figure 6.19.b) ;
- une diminution sensible de la restrainte au flambement apportée par les poutres à l'extrémité supérieure de la colonne centrale et ce, en raison de la formation progressive de véritables rotules plastiques dans les

noeuds d'assemblage; nous préciserons davantage cette notion de restreinte dans la troisième partie de cette thèse consacrée aux méthodes de dimensionnement des ossatures.

Ces deux raisons suffisent à expliquer le décalage enregistré, aux figures 6.17.b. et 6.18.b., entre les valeurs des multiplicateurs de ruine. Il importe toutefois de noter que le phénomène décrit ci-dessus résulte uniquement de la rigidité et de la résistance très importante des assemblages par rapport aux panneaux d'âme cisailés (figure 6.13.b.). Cette situation se rencontre, par exemple, dans le cas des noeuds à assemblage soudé ou par plat d'about de forte épaisseur.

En définitive, nous pouvons conclure qu'il est (voir troisième partie de la thèse) parfaitement licite, en vue d'un dimensionnement aisé de structure ou d'une analyse à l'aide d'un programme de calcul ne permettant pas la simulation du comportement des panneaux d'âme cisailés, de concentrer les caractéristiques de déformabilité des composantes des noeuds poutre-colonne que sont les assemblages et les panneaux d'âme cisailés dans des ressorts flexionnels (appelés noeuds d'assemblage) localisés à l'interface entre les poutres et les colonnes.

Le recours à cette modélisation des noeuds fournit une estimation très précise de la réponse exacte, sous charges de service et à la ruine, de l'ossature étudiée.

Seule l'utilisation de noeuds à assemblages rigides (voir diagramme de classification des noeuds à la figure 2 du chapitre liminaire) est susceptible de réduire le degré de précision de la globalisation proposée mais, et il est bon de le préciser, jamais au détriment de son caractère sécuritaire.

Cette dernière remarque est peu restrictive en pratique lorsque l'on sait que, d'une part, peu d'assemblages peuvent être qualifiés de rigides et que, d'autre part, la fabrication d'assemblages rigides est extrêmement onéreuse.

TROISIEME PARTIE

DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES METALLIQUES PLANES A NOEUDS SEMI-RIGIDES

CHAPITRE 7 - INTRODUCTION

**CHAPITRE 8 - DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES
CONTREVENTEES**

**CHAPITRE 9 - DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES
NON CONTREVENTEES**

CHAPITRE 7

INTRODUCTION

7.1. PRELIMINAIRES

7.2. HYPOTHESES SIMPLIFICATRICES

7.2.1. Comportement du matériau

7.2.2. Comportement des sections fléchies des profilés

7.2.3. Comportement des noeuds poutre-colonne

7.3. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

INTRODUCTION

7.1. PRELIMINAIRES

Le coût des ossatures de bâtiments métalliques est considérablement influencé par la nature des assemblages poutre-colonne employés et, en particulier, par leur degré de raidissage. Une économie substantielle peut être accomplie via l'utilisation de noeuds sans raidisseurs soit totalement boulonnés sur chantier, soit partiellement soudés en atelier et partiellement boulonnés sur chantier. En effet, la fabrication en atelier et le montage aisé sur chantier confèrent à ces noeuds un coût de revient minimum.

En contrepartie, ces noeuds réclament la prise en compte de leur caractère semi-rigide et partiellement résistant lors du dimensionnement des ossatures. Bien sûr, le développement de programmes numériques d'analyse, capables d'intégrer l'ensemble des non-linéarités matérielles et géométriques (et, entre autres, le comportement réel des noeuds), autorise la simulation de la réponse des ossatures jusqu'à la ruine. Malgré cela, il convient de proposer aux concepteurs de projets des méthodes de dimensionnement simples, mais néanmoins précises, mieux adaptées à une utilisation courante.

La troisième partie de cette thèse présente les principaux résultats de l'étude que nous avons consacrée au comportement sous charges de service et sous charges pondérées des structures métalliques planes à noeuds d'assemblage semi-rigides.

D'ordinaire, les cadres multi-étagés sont subdivisés en deux catégories :

- a) les cadres contreventés dans lesquels le contreventement est constitué d'éléments rigides tels que palées de stabilité, voiles verticales en maçonnerie ou en béton, noyaux centraux ou combinaison de ces éléments; les actions horizontales, y compris celles résultant d'imperfections et d'effets du second ordre, sont supportées par le seul contreventement. L'Eurocode 3 [E1] stipule qu'un contreventement ne peut être considéré comme efficace que s'il réduit d'au moins 80 % les déplacements horizontaux de la structure. Dans le cas contraire, l'ossature doit être considérée comme à noeuds déplaçables, avec les conséquences que cela implique au niveau des effets du second ordre.
- b) les cadres non contreventés qui doivent leur stabilité à l'effet de cadre; ils nécessitent, dès lors, l'emploi de noeuds poutre-colonne

résistants et relativement peu déformables.

Nos travaux ont consisté à développer des méthodes spécifiques de dimensionnement pour chacun de ces deux types de structures : le chapitre 8 est relatif aux ossatures contreventées, le chapitre 9 aux ossatures non contreventées.

Pour des raisons évidentes de trop grande complexité, nous ne pouvions envisager la prise en compte distincte du cisaillement des panneaux d'âme et de la déformabilité flexionnelle des assemblages dans ces procédures de dimensionnement à caractère pratique. L'idée de substituer un ressort flexionnel unique à l'ensemble "panneau d'âme + assemblage" est à la base de l'étude paramétrique de la modélisation des noeuds que nous avons présentée au chapitre 6 (deuxième partie de la thèse).

A l'occasion de cette étude, nous avons mis en évidence le caractère sécuritaire de la modélisation schématisée à la figure 7.1., quel que soit le type d'ossature considéré.

Nous nous référerons par conséquent à ce type de modélisation dans la suite de la thèse.

Pour rappel, nous suggérons donc de concentrer la déformabilité de l'assemblage et du panneau d'âme dans un seul ressort flexionnel agissant à l'extrémité physique des poutres et non à l'intersection des axes des éléments assemblés.

L'expression "noeud d'assemblage" employée dans cette troisième partie se réfère systématiquement à ce type de modélisation. De manière conventionnelle, nous représenterons toujours un noeud d'assemblage par deux petits cercles concentriques sur l'axe de la poutre à laquelle il est relié.

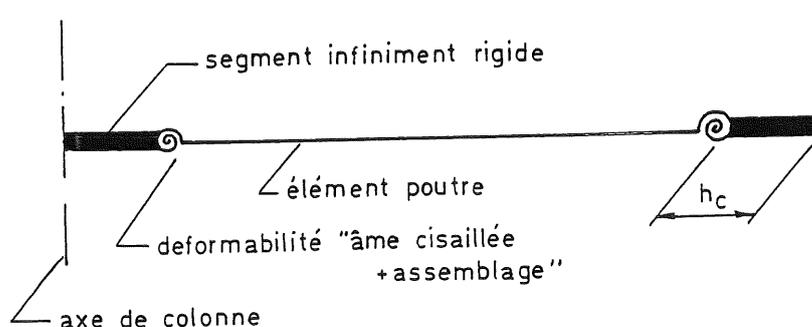


Figure 7.1. - Modélisation simplifiée des noeuds poutre-colonne adoptée pour le dimensionnement des ossatures.

7.2. HYPOTHESES SIMPLIFICATRICES

7.2.1. Comportement du matériau

La courbe σ - ϵ de la figure 7.2. traduit le comportement de l'acier courant de construction. Elle se caractérise par une zone élastique linéaire jusqu'à l'atteinte de la limite de proportionnalité f_p . La lente diminution de la rigidité tangente consécutive au dépassement de cette limite s'interrompt brutalement dès l'apparition du palier plastique, $\sigma = f_y$, auquel succède finalement un domaine d'écroutissement menant à la ruine ($\sigma = f_u$).

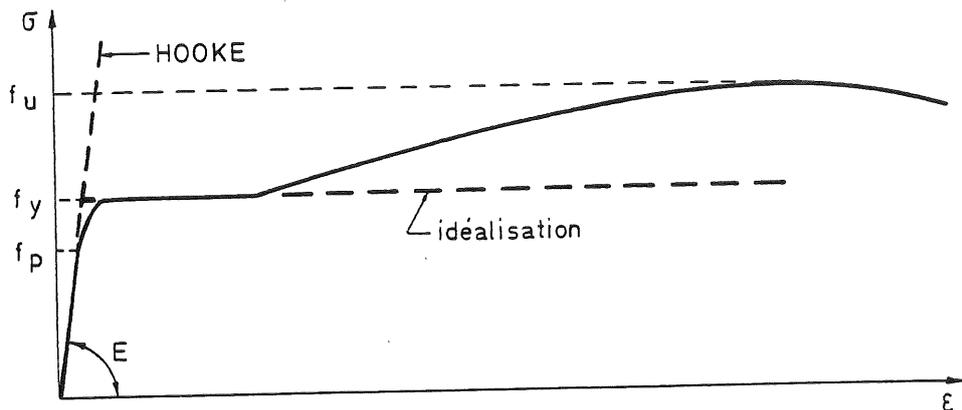


Figure 7.2. - Modélisation bi-linéaire du diagramme σ - ϵ de l'acier.

Pour en simplifier l'utilisation, cette courbe est remplacée par un diagramme bi-linéaire élastique-parfaitement plastique qui néglige l'effet de l'écroutissement (figure 7.2.).

7.2.2. Comportement des sections fléchies des profilés

Les membrures de poutres et colonnes utilisées couramment en construction métallique sont issues des gammes de profilés laminés à chaud de type IPE ou HE. Leur comportement sous une sollicitation de flexion est représenté sous la forme d'un diagramme "moment M - courbure χ " (figure 7.3.).

Le domaine élastique linéaire de comportement s'achève en M_e par l'atteinte de la limite d'élasticité dans les fibres les plus sollicitées des profilés. Le coude qui lui succède est associé à la plastification progressive de la section transversale. L'obtention de la capacité plastique M_p détermine le début d'une zone d'écroutissement à rigidité constante.

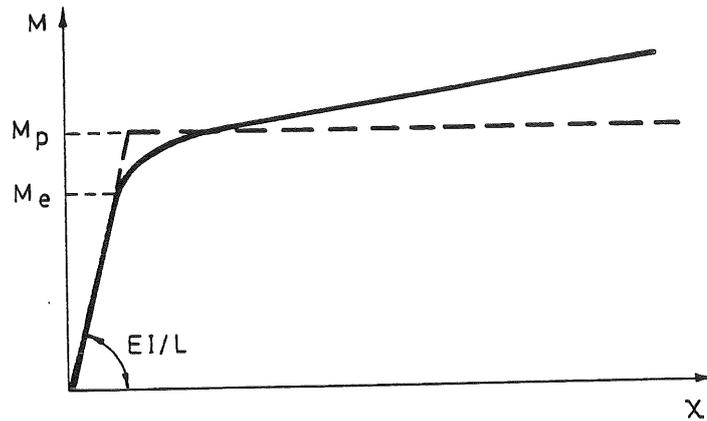


Figure 7.3. - Modélisation bi-linéaire du diagramme M- χ des sections de profilés fléchis.

La modélisation bi-linéaire que nous avons retenue (figure 7.3.) se caractérise par une première partie linéaire, dont la pente correspond à la rigidité flexionnelle élastique linéaire des profilés, suivie d'un palier plastique de longueur indéfinie.

Ce palier est à la base du concept de rotule plastique qui nous permettra d'envisager une analyse plastique des ossatures. Il faut cependant se rendre à l'évidence que tous les types de sections ne permettent pas d'atteindre ce moment plastique et ne possèdent pas nécessairement une capacité de rotation infinie, en raison des instabilités locales qui sont susceptibles d'apparaître dans les parois comprimées de trop faible élancement.

L'emploi du modèle bi-linéaire de la figure 7.3. requiert donc une détermination préalable de la classe d'appartenance du profilé [E1] :

- i) classe 1 : sections capables de développer leur plein moment plastique et qui possèdent la capacité plastique suffisante requise par une analyse plastique;
- ii) classe 2 : sections capables de développer leur plein moment plastique mais qui ne possèdent qu'une capacité de rotation limitée;
- iii) classe 3 : sections pour lesquelles la contrainte maximale dans les fibres extrêmes peut s'identifier à la limite d'élasticité, mais dont l'atteinte du plein moment plastique est empêchée en raison du voilement local des parois comprimées;
- iv) classe 4 : sections dont l'atteinte du moment maximum élastique est empêchée en raison du voilement local des parois comprimées.

Les sections de profilés laminés à chaud de types IPE et HE de nuances courantes sont généralement de classes 1 et 2, ce qui justifie le recours à la modélisation bi-linéaire de la figure 7.3. Il convient néanmoins de rappeler que les sections de classe 2, du fait de leur capacité de rotation plastique limitée, ne peuvent être utilisées dans le cadre d'une analyse plastique de structures.

Le reproche qui peut être adressé à la modélisation bi-linéaire pour laquelle nous avons opté est relatif à la surestimation de la résistance de la section dans le coude qui succède à l'apparition de plastification dans la section fléchie. Même si cette remarque se justifie pleinement, il convient toutefois, d'un point de vue purement théorique, de bien se persuader de l'influence extrêmement limitée de cette simplification, en raison de la faible valeur du rapport entre le moment plastique et le moment maximum élastique des sections en double té fléchies autour de leur axe fort (de l'ordre de 1,12-1,13).

7.2.3. Comportement des noeuds poutre-colonne

De toute évidence, le comportement non linéaire des noeuds d'assemblage ne saurait être pris tel quel en considération dans le cadre d'un dimensionnement manuel de structures; les courbes $M_b-\theta$ caractéristiques qui leur sont associées doivent par conséquent être également idéalisées (figure 7.4.). Le moment maximum auquel on se réfère s'identifie à la capacité plastique des assemblages M_v ; nous nous sommes longuement attardé sur sa définition dans la première partie de cette thèse. Des méthodes simples de détermination de sa valeur y ont été proposées pour les noeuds à assemblage(s) soudé(s), par plat d'about débordant et par cornières de semelles. La rigidité constante du noeud d'assemblage qui est généralement recommandée lors de l'analyse élastique linéaire de la structure est la rigidité sécante, dont l'évaluation a fait l'objet du sous-chapitre 3.4. BIJLAARD et ZOETEMEIJER affirment [B1] que la modélisation bi-linéaire des courbes de déformabilité des noeuds de la figure 7.4. revêt un caractère sécuritaire lors de l'étude de la résistance et de la stabilité des ossatures métalliques. Nous aurons l'occasion de nous prononcer sur ce point précis dans les deux chapitres suivants.

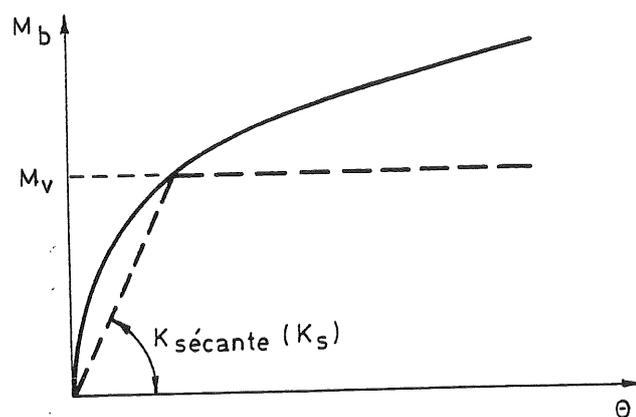


Figure 7.4. - Modélisation bi-linéaire du comportement des noeuds poutre-colonne.

Tout comme pour les sections transversales des profilés, nous veillerons spécialement à ne pas dépasser la capacité de rotation plastique des assemblages lors de l'analyse de la structure. Dans la première partie de cette thèse, nous avons pu nous rendre compte de la capacité de rotation très largement suffisante affichée par les noeuds auxquels est associé un mode de ruine ductile (plastification des panneaux d'âme cisailés, des cornières tendues, des semelles de colonne, ...). Le dimensionnement des noeuds constitue donc une opération déterminante en vue de l'obtention d'une capacité de rotation significative, dans la mesure où il permet de sélectionner les modes de ruine désirés.

7.3. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement d'une ossature métallique constitue un processus itératif dont les étapes principales sont :

- la vérification de la structure;
- la modification de la structure sur base des résultats de la vérification.

Ce processus est schématisé à la figure 7.5.

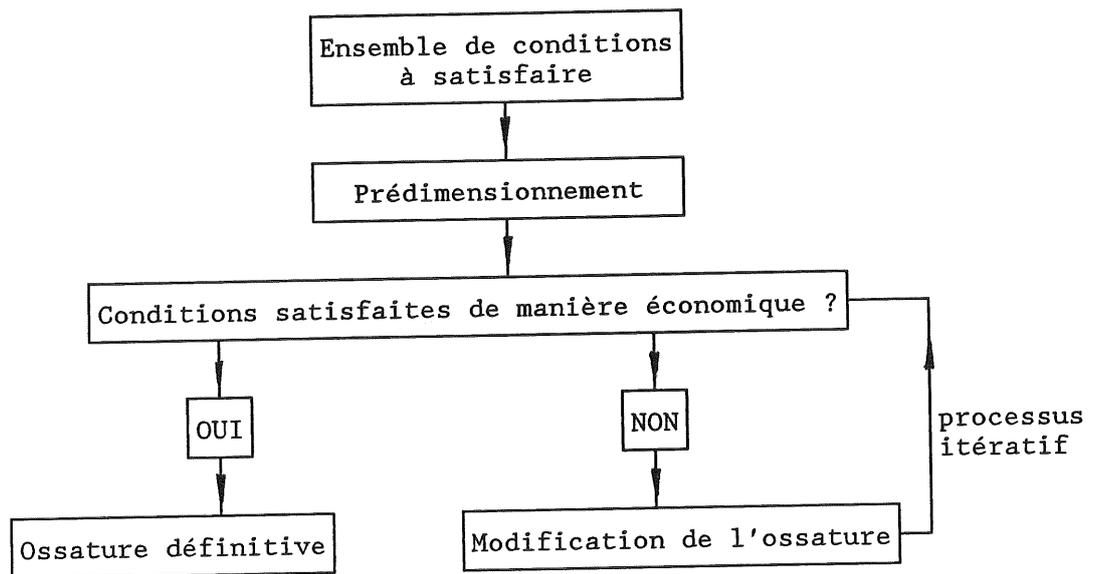


Figure 7.5. - Etapes successives d'un dimensionnement.

La phase de vérification de l'ossature nécessite le développement de méthodes de calcul adaptées; c'est à cette tâche que nous nous attelons dans cette troisième partie.

Le prédimensionnement représente une étape préliminaire très importante, dont l'accomplissement repose énormément sur l'expérience du concepteur. Néanmoins, il semble être utile de disposer d'un certain nombre de lignes directrices, à l'image de celles suggérées par BEHR, GOODSPEED et HENRY [B5] pour les ossatures soumises à des charges verticales de gravité. Nous nous devons également ici de mentionner les nombreux travaux relatifs à la méthode de prédimensionnement des ossatures non contreventées connues sous le nom de "Wind-connection method", "Wind-moment method" ou encore "Type 2 construction" et dont ANDERSON a effectué la synthèse en [E5]. Nous n'envisagerons pas ce point précis dans cette thèse; nous sommes cependant convaincu qu'il devra faire l'objet d'une attention toute particulière dans l'avenir.

Le dimensionnement d'une structure doit permettre à celle-ci :

- d'une part, de pouvoir résister sans s'écrouler aux charges auxquelles elle sera soumise pendant les phases de construction et pendant toute sa durée de vie;
- d'autre part, de présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

On voit que le dimensionnement a pour objet d'éviter la mise hors service de la structure ou de ses éléments constitutifs par l'atteinte de ce qu'on appelle communément un état-limite.

On distingue les états-limites ultimes et les états-limites de serviceabilité.

Parmi les états-limites ultimes, citons :

- l'épuisement de la résistance des sections les plus sollicitées;
- la ruine par instabilité locale ou d'ensemble de la structure;
- la perte d'équilibre en raison du déplacement anormal d'une partie ou de l'ensemble de la structure et notamment la formation d'un mécanisme total ou partiel.

Les états-limites de serviceabilité ont notamment pour objet :

- les déformations excessives pour un usage normal de la structure;
- les déplacements excessifs, sans qu'il y ait nécessairement perte d'équilibre (raisons d'ordre esthétique).

La vérification d'une structure en acier s'effectuera donc en deux phases distinctes :

- la vérification des états-limites de serviceabilité de la structure soumise aux charges de service;
- la vérification des états-limites ultimes sous charges pondérées qui consistent à s'assurer, si l'on s'en réfère à la doctrine semi-probabiliste de la sécurité, que la valeur de la charge de ruine réelle de la structure est supérieure à la valeur de calcul des actions auxquelles la structure est soumise; celles-ci s'obtiennent en majorant les valeurs caractéristiques des actions par un coefficient dont l'intensité dépend du caractère des charges et de leur combinaison éventuelle [E1].

Il est intéressant de remarquer, dans l'énoncé de ces principes de dimensionnement et de vérification des structures, qu'aucune limitation n'est formulée quant au degré de plastification de la structure sous charges de service, ce qui semble a priori aller à l'encontre de la pratique quotidienne en matière de dimensionnement et de vérification. Il convient, à ce sujet, de distinguer le cas des structures non contreventées de celui des structures contreventées :

- a) le chargement d'une structure non contreventée s'accompagne d'une augmentation progressive de sa déformée transversale et il est actuellement reconnu [All] que le contrôle de celle-ci, sous charges de service, représente, dans la majorité des cas, le critère prédominant de dimensionnement (par rapport à celui de l'atteinte de la plastification);

b) l'analyse d'une structure non contreventée ne peut, à l'instar de celle d'une structure contreventée, s'appuyer sur une analyse isolée de chacun des éléments poutres et colonnes constituant la structure; le recours à une analyse d'ensemble pour les structures non contreventées, dans leur phase de dimensionnement, ne peut raisonnablement s'envisager que dans le cadre de l'hypothèse du comportement élastique linéaire de l'acier utilisé.

En définitive, il apparaît pleinement justifié de procéder au dimensionnement des structures non contreventées, soumises à des charges de service, sur base de leur analyse élastique linéaire incluant, bien évidemment, les effets du second ordre engendrés par leur déformée transversale.

La prise en compte du caractère semi-rigide des noeuds poutre-colonne est-elle en mesure de remettre en cause ce principe? Nous ne le pensons pas, dans la mesure où la prépondérance du contrôle de la déformée transversale lors du dimensionnement des structures non contreventées sous charges de service impose, en pratique, de ne jamais dépasser la valeur du moment pseudo-plastique M_v (figure 7.4.) et de ne recourir qu'à des noeuds relativement résistants qui conservent une rigidité appréciable sous charges de service.

Même si l'on procède traditionnellement à une vérification séparée de la stabilité et/ou de la résistance de chacun des éléments poutres et colonnes constituant une structure contreventée, il n'en reste pas moins vrai que seule une analyse d'ensemble est susceptible de fournir une estimation précise de la sollicitation réelle des éléments. D'un point de vue pratique, l'hypothèse du comportement élastique linéaire de l'acier tend à nouveau à devoir être formulée.

Nous sommes cependant en droit de nous demander si cette condition n'est pas trop restrictive en ce qui concerne les noeuds; en effet, les structures contreventées favorisent généralement l'utilisation d'assemblages très simples à faible capacité plastique.

En réalité, les essais de laboratoire effectués depuis de nombreuses années montrent (sauf exception) que les assemblages peu résistants possèdent très souvent un degré de flexibilité élevé. Ces assemblages attirent donc peu d'effort à eux lors du chargement de l'ossature. Ce faible accroissement de sollicitation limite par conséquent la valeur du moment de flexion atteint dans les assemblages sous charges de service. En d'autres termes, le danger de plastification prématurée des assemblages peu résistants ($M = M_v$ -

figure 7.4.) sous charges de service peut être généralement écarté, en raison de leur faible rigidité et de la limitation des efforts sollicitants que cette dernière engendre.

CHAPITRE 8 - DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES CONTREVENTEES

8.1. VERIFICATION SOUS CHARGES DE SERVICE

8.2. VERIFICATION SOUS CHARGES PONDEREES

8.2.1. Approche élastique de dimensionnement

8.2.1.1. Enoncé de la méthode

8.2.1.2. Longueurs de flambement de colonnes restreintes linéairement à leurs extrémités

8.2.1.2.1. Colonnes isolées et colonnes réelles

8.2.1.2.2. Evaluation fondée sur l'étude d'instabilité élastique linéaire des colonnes

8.2.1.2.3. Evaluation fondée sur l'utilisation de courbes de flambement pour colonnes restreintes

8.2.1.2.4. Proposition d'une méthode d'évaluation pour colonnes restreintes différemment à leurs extrémités

8.2.1.2.5. Confrontation avec des résultats de simulations numériques et ajustements

a. Limitation de l'approche en sous-structures de BJORHOVDE

b. Approche proposée du calcul de la charge d'instabilité

c. Confrontation avec des résultats numériques

8.2.1.3. Evaluation de la charge de ruine des ossatures et confrontation avec des résultats de simulations numériques

8.2.2. Approche plastique de dimensionnement

8.2.2.1. Enoncé de la méthode

8.2.2.2. Evaluation de la charge de ruine des ossatures et confrontation avec des résultats de simulations numériques

8.3. INFLUENCE DES EFFETS DU SECOND ORDRE SUR LA VERIFICATION DES OSSATURES
CONTREVENTEES

8.3.1. Enoncé du problème

8.3.2. Etude d'un exemple concret

8.3.3. Solution à apporter au problème

8.4. DISCUSSION RELATIVE A LA MODELISATION BI-LINEAIRE DES NOEUDS
D'ASSEMBLAGE

8.5. CONCLUSIONS

DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES CONTREVENTEES

8.1. VERIFICATION SOUS CHARGES DE SERVICE

Compte tenu que, sous l'application répétée des charges de service, il est généralement requis d'éviter l'apparition de plastifications, la vérification de la servicéabilité est normalement conduite sur base d'éléments de réduction obtenus à partir d'une méthode d'analyse élastique linéaire. L'ossature étant contreventée, on peut considérer que les effets de second ordre restent négligeables en service; la méthode d'analyse précitée pourra donc être une méthode de premier ordre.

La vérification des conditions de servicéabilité consiste à s'assurer de :

- l'amplitude limitée des flèches transversales prises par les poutres;
- l'absence de plastification dans les éléments poutres et colonnes ($M < M_p$ - figure 7.3.) et dans les noeuds ($M < M_v$ - figure 7.4.).

En pratique, il est habituel de recourir, pour les ossatures à noeuds rigides, aux méthodes d'analyse bien connues que constituent la méthode des rotations (slope-deflection method) et la méthode de CROSS (moment-distribution method). La simplicité d'utilisation qui caractérise ces procédures de calcul explique qu'elles aient été modifiées, dès 1941, de façon à pouvoir intégrer la présence de ressorts flexionnels simulant l'action de noeuds d'assemblage semi-rigides à rigidité constante à l'interface poutres-colonnes. C'est à JOHNSTON et MOUNT [J8] que nous devons ainsi de pouvoir réaliser, de manière très aisée, l'analyse sous charges de service des ossatures non contreventées à noeuds d'assemblage semi-rigides. Il nous paraît plus efficace de renvoyer le lecteur intéressé à la référence [J8] plutôt que de retranscrire ici l'ensemble des équations nécessaires à l'application de ces méthodes.

8.2. VERIFICATION SOUS CHARGES PONDEREES

8.2.1. Approche élastique de dimensionnement

8.2.1.1. Enoncé de la méthode

Le dimensionnement élastique des structures contreventées repose sur le principe dit "de la poutre forte et de la colonne faible" énoncé par VINNAKOTA [V1, V2]. Celui-ci consiste à dimensionner les poutres et les

noeuds poutre-colonne de manière telle que leur ruine ne précède pas celle des colonnes. La ruine des poutres et des noeuds caractérise l'état de chargement minimum de la structure pour lequel apparaît de la plastification dans une section quelconque des poutres en acier ($M = M_p$ - figure 7.3.) ou dans un noeud d'assemblage poutre-colonne ($M = M_v$ - figure 7.4.). Dans ces conditions, la ruine de la structure est associée à celle des colonnes, c'est-à-dire à leur perte de stabilité. La vérification de la stabilité de la structure tout entière se résume donc à la vérification individuelle de chacune des colonnes qui la composent.

En pratique, cette opération s'effectue par l'intermédiaire de formules d'interaction pour colonnes comprimées et fléchies dont, par ailleurs, l'expression diffère légèrement selon la source à laquelle on se réfère. La formule à laquelle nous avons eu recours est issue de la référence [S5]; elle ne se distingue de celle préconisée dans la norme belge NBN B 51-002 [N3] que par l'adjonction du coefficient κ_M :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{M_{\text{équi}}}{M_p} \kappa_M \leq 1 \quad (8.1.)$$

Dans cette expression :

- N = effort normal de compression agissant dans la colonne;
- \bar{N} = effort normal ultime réduit égal au rapport entre N_k , la charge réelle de flambement de la colonne comprimée centralement, et N_p , la charge d'écrasement plastique de la colonne; \bar{N} s'obtient, sur base de la connaissance de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$, par l'intermédiaire des courbes de flambement bien connues de la CECM;
- M_p = moment plastique de la section transversale de la colonne pour le sens de flambement considéré (le danger de déversement est supposé écarté);
- $M_{\text{équi}}$ = moment constant équivalent à la distribution réelle de moments de flexion du premier ordre dans la colonne;
= $C M_2$

$$\text{avec } C = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \leq 0,4 \quad (|M_1| \leq |M_2|)$$

lorsque la distribution de moments est linéaire; M_1 et M_2 représentent les moments d'extrémité;

- $\bar{\lambda}$ = élancement réduit de la colonne qui se définit comme le rapport entre l'élancement réel de la colonne, λ , et l'élancement eulérien, $\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y}$; l'élancement de la colonne s'exprime comme le rapport entre la longueur effective de flambement (voir 8.2.1.2.) et le rayon de giration de la section relatif au sens de flambement considéré;
- κ_M = coefficient de correction, variable avec l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, qui s'identifie au facteur de forme η_f de la section (rapport du moment plastique et du moment maximum élastique) pour les grands élancements (tableau 8.1.); il traduit le fait que, plus l'élancement est grand, moins la plastification est étendue au moment de la ruine.

$\bar{\lambda}$	κ_M
$\bar{\lambda} \leq 1$	0,9
$1 < \bar{\lambda} \leq 3$	$0,9 + 0,5 (\eta_f - 0,9) (\bar{\lambda} - 1)$
$\bar{\lambda} \geq 3$	η_f

Tableau 8.1. - Coefficient de correction κ_M .

La longueur de flambement des tronçons de colonne, nécessaire à l'évaluation de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, peut, de manière tout à fait sécuritaire, être choisie égale à la hauteur de la colonne.

Une estimation plus réaliste résulte cependant de la prise en compte des conditions réelles d'appuis de la colonne sur le reste de la structure et, en particulier, des restraints d'extrémités traduisant la rigidité flexionnelle des poutres, colonnes et assemblages environnants. Ces restraints, par la diminution de longueur de flambement qu'elles engendrent, ont fortement tendance à accroître la capacité portante de la colonne; nous parlerons, dans ce cas, de longueur effective de flambement [S4].

Le calcul des charges associées à la ruine des poutres, des noeuds d'assemblage et des colonnes nécessite une analyse préalable de l'ossature tout entière afin de définir la sollicitation exacte (moments de flexion et efforts normaux) de ces divers éléments.

D'un point de vue pratique, on remarquera que la présence de contreventements efficaces empêche l'apparition d'effets du second ordre associés à une déformée transversale de l'ossature au cours du chargement. En outre, aussi longtemps que la ruine n'est pas atteinte - celle-ci survenant par épuisement de la stabilité des colonnes -, aucune plastification de section ne peut se développer dans les poutres et noeuds d'assemblage. En conséquence il suffit de recourir à une analyse élastique linéaire du premier ordre et ce, quel que soit le niveau de chargement considéré avant l'apparition de la ruine.

Cette approche possède cependant des limitations; nous aurons l'occasion de les mettre en évidence au sous-chapitre 8.3.

8.2.1.2. Longueurs de flambement de colonnes restreintes linéairement à leurs extrémités

8.2.1.2.1. Colonnes isolées et colonnes réelles

Les formules d'interaction relatives à la vérification de stabilité des colonnes comprimées et fléchies s'appliquent à des éléments supposés isolés de tout contexte. Leur application à une colonne réelle de bâtiment nécessite la définition d'une colonne équivalente isolée et restreinte à ses extrémités (figure 8.1.). L'effet des restraints est matérialisé par la présence de ressorts flexionnels dont la rigidité équivaut à celle de la partie environnante de l'ossature réelle.

La détermination de la longueur effective de flambement découle de l'étude de la colonne isolée équivalente. Le problème principal réside dans l'évaluation des caractéristiques flexionnelles des ressorts d'extrémités.

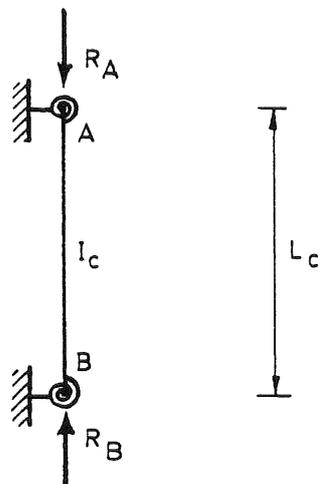


Figure 8.1. - Colonne isolée

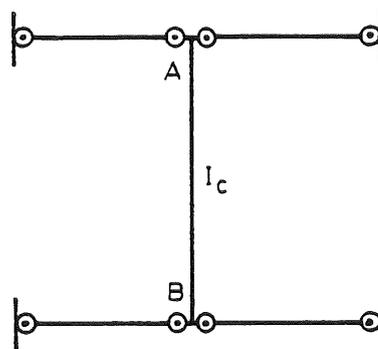


Figure 8.2. - Sous-structure (BJORHOVDE)

BJORHOVDE [B2] limite l'influence de la structure sur le flambement d'une colonne à celle des poutres - et des noeuds d'assemblage correspondants - qui convergent vers chacune de ses extrémités (figure 8.2.). Dans la sous-structure ainsi définie, il considère que la restrainte apportée à la colonne n'est imputable qu'à une seule des poutres qui aboutissent à ses extrémités. Il justifie cette position par l'observation du comportement réel de la colonne en cours de chargement.

Supposons la colonne de la figure 8.3. "gelée" dans sa position initiale. Les poutres se déforiment sous l'effet de leur chargement; l'extrémité reliée à la colonne tourne d'un angle θ_{in} (rotation relative). Les quatre noeuds d'assemblage sont ainsi soumis à un moment de flexion $M_{b,in}$ (figure 8.4.) si, par souci de simplicité, on formule l'hypothèse que les poutres sont identiques.

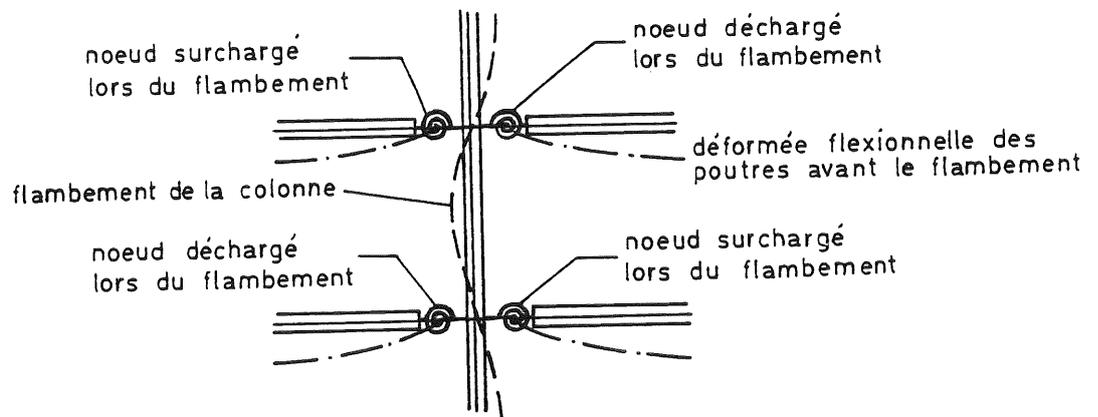


Figure 8.3. - Colonne intérieure de bâtiment.

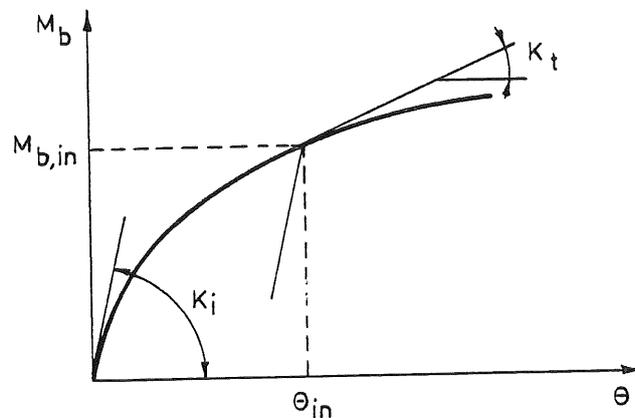


Figure 8.4. - Chargement et déchargement des noeuds d'assemblage.

Le "dégel" de la colonne comprimée et la déformation qui en résulte ont pour conséquence de surcharger certains noeuds et d'en décharger d'autres. Dans l'exemple de la figure 8.3., le noeud gauche agissant à l'extrémité supérieure de la colonne est surchargé, tandis que l'inverse se produit à droite.

Le moment repris par le noeud gauche continue d'augmenter selon la courbe $M_b-\theta$ (rigidité K_t à la figure 8.4.), tandis que le déchargement du noeud droit se traduit par une diminution du moment transmis suivant une loi linéaire de déchargement (rigidité initiale K_i).

Les deux noeuds d'assemblage à chaque extrémité continuent à restreindre la colonne et à l'empêcher de flamber prématurément.

BJORHOVDE juge cependant que le moment supplémentaire repris par le noeud surchargé est faible ($K_t < K_i$) et propose de le négliger.

Un raisonnement analogue peut être tenu pour l'extrémité inférieure de la colonne ainsi que pour la colonne extérieure de la figure 8.5. dont, en définitive, seule l'extrémité supérieure est restreinte.

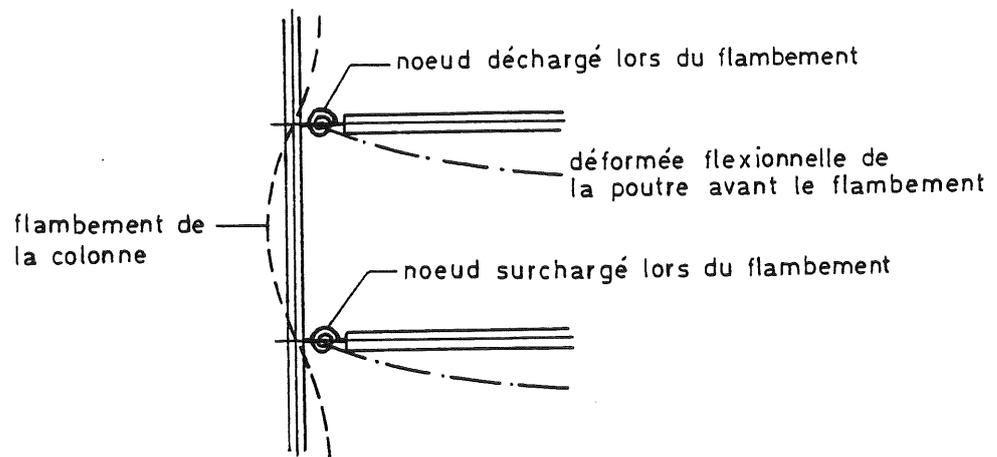


Figure 8.5. - Colonne extérieure de bâtiment.

Le contexte particulier dans lequel nous nous sommes placé nous oblige à poser le problème dans des termes légèrement différents.

En effet, nous ne devons pas perdre de vue que :

- i) les courbes de comportement des noeuds ont été idéalisées à la figure 7.4. (modélisation bi-linéaire) et que ...
- ii) ... l'hypothèse principale sur laquelle repose le dimensionnement élastique est relative au comportement élastique linéaire des poutres

et des noeuds durant tout le chargement de la structure et ce, jusqu'à la ruine des colonnes.

Dans ces conditions, les rigidités de surchargement et de déchargement sont identiques; toutes les poutres concourant à l'extrémité d'une colonne contribuent donc à la restreindre contre le danger de flambement.

Par conséquent, la rigidité équivalente R du ressort flexionnel qui matérialise la restrainte élastique linéaire à chaque extrémité de la colonne (figure 8.1.) s'exprime selon :

$$R = \sum_i \frac{2 E I_{p,i}}{L_{p,i}} \left[\frac{1}{1 + \frac{2 E I_{p,i}}{K_{s,i} L_{p,i}}} \right] \quad (8.2.)$$

La sommation s'étend à toutes les poutres aboutissant à cette extrémité. $I_{p,i}$ et $L_{g,i}$ représentent l'inertie et la longueur de chacune des poutres. Par longueur de poutre, il faut entendre la distance comprise entre les semelles de colonnes auxquelles la poutre est solidarifiée et non la distance entre les axes de colonnes (voir figure 7.1.). $K_{s,i}$, quant à elle, s'identifie à la rigidité sécante des noeuds d'assemblage (figure 7.4.).

L'expression (8.2.) repose sur les deux hypothèses suivantes :

- les noeuds d'assemblage sont identiques aux extrémités de chaque poutre;
- les poutres sont supposées fléchies en simple courbure (rotations d'extrémités égales mais de signes opposés).

Elle peut naturellement être élargie à d'autres situations moins restrictives : noeuds d'assemblage différents, articulation ou encastrement de l'extrémité opposée des poutres.

8.2.1.2.2. Evaluation fondée sur l'étude d'instabilité élastique linéaire des colonnes

L'étude d'instabilité élastique linéaire d'une colonne isolée restreinte à ses extrémités et soumise à un effort de compression conduit à l'écriture d'une équation différentielle dont la solution, obtenue par voie itérative, fournit les longueurs effectives de flambement associées aux différents modes d'instabilité; la plus faible d'entre elles est, en particulier, celle dont nous cherchons à estimer la valeur.

On trouve trace de diverses solutions approchées de cette équation dans la littérature :

- DONNELL [D5] définit la valeur du coefficient de restrainte f à chacune des extrémités A et B de la colonne étudiée :

$$f = \frac{R L_c}{E I_c} \quad (8.3.)$$

R représente la rigidité équivalente du ressort flexionnel à l'extrémité de la colonne (figure 8.1.); L_c et I_c désignent respectivement la hauteur et l'inertie de la colonne.

Le coefficient de longueur effective de flambement K_{eff} - défini comme le rapport entre la longueur effective de flambement $L_{eff,c}$ et la hauteur L_c - est donné par :

$$K_{eff} = \frac{1}{\sqrt{m_{eff}}} \quad (8.4.)$$

avec :

$$m_{eff} = \frac{1 + 0,446 (f_A + f_B) + 0,170 f_A f_B}{1 + 0,215 (f_A + f_B) + 0,043 f_A f_B} \quad (8.5.)$$

- KAVANAGH [K6] propose l'approximation suivante du coefficient de longueur effective de flambement :

$$\frac{1}{K_{eff}^2} = \left(\frac{\pi^2 + 4 f_A}{\pi^2 + 2 f_A} \right) \left(\frac{\pi^2 + 4 f_B}{\pi^2 + 2 f_B} \right) \quad (8.6.)$$

- WOOD [W4] apporte une solution exacte à l'équation différentielle sub-mentionnée sous la forme de l'abaque de la figure 8.6. Celle-ci fournit K_{eff} en fonction de coefficients d'encastrement k relatifs aux deux extrémités A et B de la colonne :

$$k_A = \frac{R_c}{R_c + R_A} \quad (8.7.a.)$$

$$k_B = \frac{R_c}{R_c + R_B} \quad (8.7.b.)$$

R_c caractérise la rigidité flexionnelle de la colonne :

$$R_c = \frac{4 E I_c}{L_c} \quad (8.8.)$$

La norme belge NBN B 51-002 [N3] et l'Eurocode 3 [E1] suggèrent l'expression mathématique approchée suivante de l'abaque de WOOD :

$$K_{\text{eff}} = \frac{1 + 0,145 (k_A + k_B) - 0,265 k_A k_B}{2 - 0,364 (k_A + k_B) - 0,247 k_A k_B} \quad (8.9.)$$

- Dans le même ordre d'idées, signalons l'existence du monogramme de JULIAN et LAWRENCE [G2] (figure 8.7.) dont l'utilisation requiert la définition des coefficients d'encastrement G_A et G_B :

$$G_A = \frac{R_c}{2 R_A} \quad (8.10.a.)$$

$$G_B = \frac{R_c}{2 R_B} \quad (8.10.b.)$$

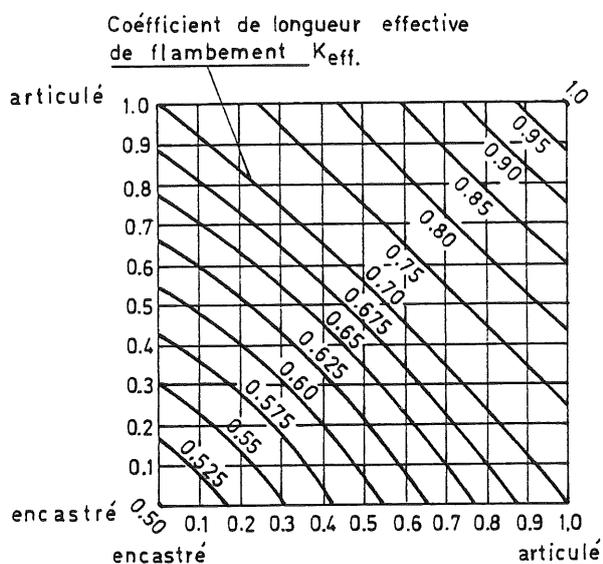


Figure 8.6. - Abaque de WOOD pour colonnes à noeuds fixes.

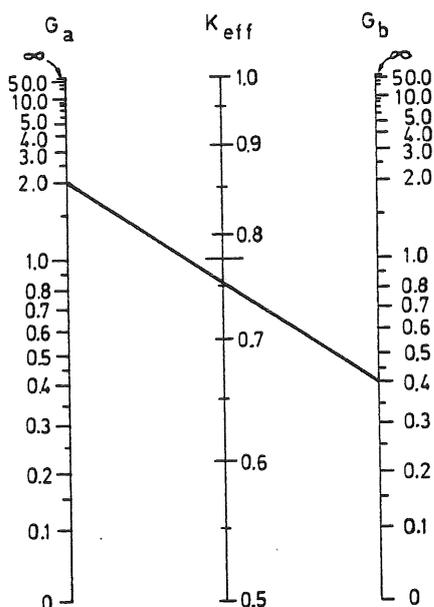


Figure 8.7. - Monogramme de JULIAN et LAWRENCE pour colonnes à noeuds fixes.

Les quatre méthodes d'évaluation du coefficient de longueur effective de flambement K_{eff} décrites ci-dessus sont toutes fondées sur une étude similaire de la stabilité élastique de la colonne isolée et restreinte. Les différences de résultats qu'elles fournissent sont de l'ordre de quelques pourcents au maximum; elles sont dues aux approximations faites dans le but de simplifier les formules proposées.

8.2.1.2.3. Evaluation fondée sur l'utilisation de courbes de flambement pour colonnes restreintes

Les courbes de flambement pour colonnes bi-articulées telles que celles suggérées par la C.E.C.M. en Europe et le S.S.R.C. en Amérique du Nord sont bien connues. Elles expriment, pour une colonne donnée, la variation de l'effort normal ultime réduit, \bar{N} , en fonction de l'élançement réduit, $\bar{\lambda}$ (figure 8.8.). L'emploi de programmes d'analyse de structures tels que ceux décrits dans la deuxième partie de cette thèse ou de programmes équivalents limités à l'étude de colonnes isolées [L2, J9] permet d'établir des courbes de flambement pour colonnes restreintes. A toute valeur de \bar{N} ,

il est possible d'associer une valeur correspondante du coefficient de longueur effective de flambement (figure 8.8.) :

$$K_{\text{eff}} = \bar{\lambda}_{\text{ab}} / \bar{\lambda}_{\text{ac}} \quad (8.11.)$$

Différentes études [L2, J9, J10] montrent que la variation de K_{eff} en fonction de l'élanement réduit de la colonne bi-articulée correspondante est d'importance limitée et peut être négligée dans le cadre du développement de méthodes simples de dimensionnement.

LUI et CHEN [L2] proposent, sur base de l'étude paramétrique de 83 colonnes restreintes identiquement à leurs deux extrémités, l'expression suivante du coefficient de longueur effective de flambement :

$$K_{\text{eff}} = 1,0 - 0,017 \alpha_{\text{eff}} \quad \text{pour } 0 \leq \alpha_{\text{eff}} \leq 23 \quad (8.12.a.)$$

$$K_{\text{eff}} = 0,600 \quad \text{pour } \alpha_{\text{eff}} > 23 \quad (8.12.b.)$$

α_{eff} représente le rapport entre la rigidité équivalente R du ressort flexionnel agissant aux extrémités de la colonne (figure 8.1.) et le moment plastique M_p de la colonne pour le sens de flambement considéré :

$$\alpha_{\text{eff}} = R/M_p \quad (8.13.)$$

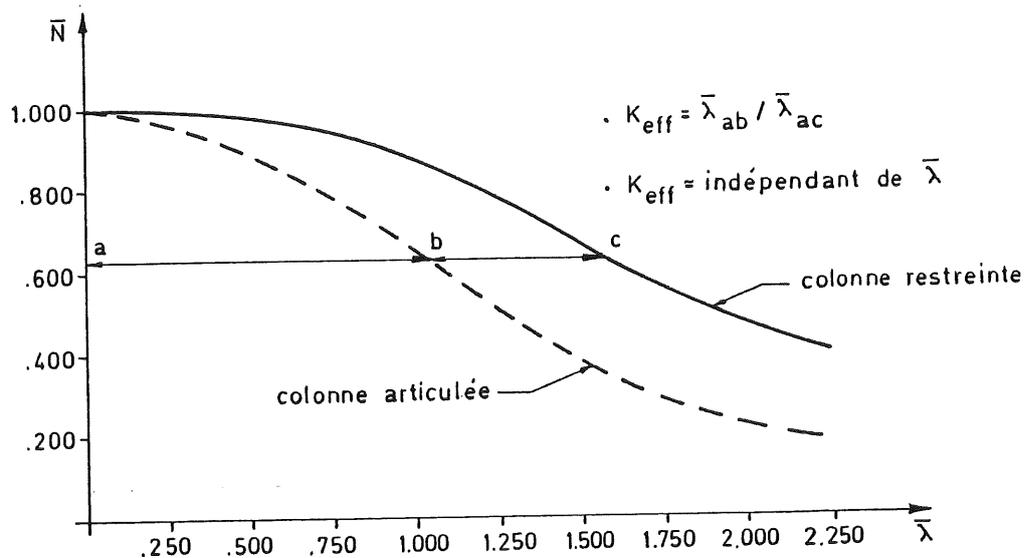


Figure 8.8. - Courbes de flambement et détermination du coefficient de longueur effective de flambement.

Les paramètres envisagés dans cette étude sont le sens de flambement (axe fort ou axe faible), le type de diagramme de contraintes résiduelles, la nature des profilés (soudés ou laminés), la nuance d'acier et, bien entendu, le degré de restreinte.

Il est important de noter que l'étude s'est focalisée sur les profilés double té à larges ailes et sur un domaine relativement limité de variation des restreintes d'extrémités ($0 \leq \alpha_{\text{eff}} \leq 40$), qui semble couvrir les cas généralement rencontrés dans la pratique.

Par contre, l'obligation de considérer des restreintes identiques aux extrémités de la colonne est particulièrement contraignante.

8.2.1.2.4. Proposition d'une méthode d'évaluation pour colonnes restreintes différemment à leurs extrémités

Nos travaux [M5] nous ont conduit à généraliser l'approche de LUI et CHEN décrite ci-dessus au cas des colonnes dont les restreintes d'extrémités différentes sont caractérisées par les valeurs α_A et α_B du rapport α_{eff} donné par la formule 8.13.

Si l'on s'en réfère au trièdre de la figure 8.9., on constate que le plan défini par les axes K_{eff} et α_A ($\psi = 0$) caractérise les colonnes articulées à l'extrémité B et que le plan médian ($\psi = 45^\circ$) correspond aux cas des colonnes restreintes identiquement à leurs extrémités. Pour d'évidentes raisons de symétrie, l'étude de la variation du coefficient K_{eff} est limitée au domaine compris entre ces deux plans ($0 \leq \psi \leq 45^\circ$). L'approche pour laquelle nous avons opté consiste à préciser l'évolution de la valeur de coefficient de longueur effective dans un certain nombre de plans (K_{eff}, α_c) caractérisés par différentes valeurs du rapport des restreintes :

$$r = \text{tg } \psi = \alpha_B / \alpha_A \leq 1 \quad (8.14.)$$

et pour lesquels la restreinte généralisée α_c est définie de la manière suivante :

$$\alpha_c = \sqrt{\alpha_A^2 + \alpha_B^2} \quad (8.15.)$$

Six plans ont été considérés; ils correspondent à des valeurs de ψ respectivement égales à 0° , 5° , 10° , 30° et 45° .

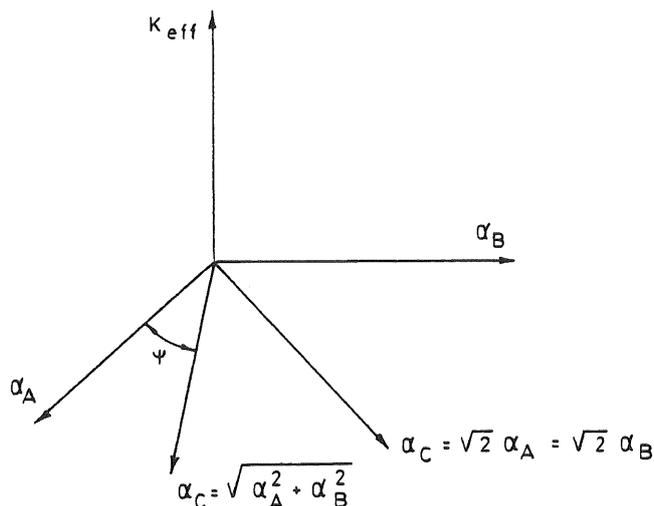


Figure 8.9. - Trièdre (K_{eff} - α_A - α_B).

De nombreuses simulations numériques du flambement de colonnes restreintes ont été réalisées pour chacun de ces six plans par l'intermédiaire du programme de calcul FLAMB18 [J9] capable de prendre en compte la déformée initiale sinusoïdale de la colonne, les contraintes résiduelles, la caractéristique σ - ϵ réelle de l'acier et le comportement linéaire ou non-linéaire des ressorts d'extrémités.

Les paramètres couverts par notre étude sont les suivants :

- le type de profilés : profilés laminés à chaud des gammes IPE et HE;
- les sens de flambement : axes fort et faible;
- la nuance d'acier : trois valeurs de la limite d'élasticité $f_y = 235, 275$ et 355 MPa;
- la restrainte généralisée α_c : 16 valeurs oscillant entre 5 et 80.

La caractéristique σ - ϵ de l'acier est supposée élastique-parfaitement plastique ($E = 210000$ MPa); les diagrammes de contraintes résiduelles sont conformes aux recommandations européennes en la matière [E4] et l'amplitude maximale de l'imperfection géométrique initiale est équivalente à 1/1000 de la hauteur de la colonne.

192 courbes de flambement ont ainsi été reportées pour chacun des six plans (K_{eff} - α_c); le domaine de variation de l'élançement réduit considéré s'étend de 0 à 2,0.

L'étude de ces courbes met en évidence l'évolution presque insignifiante - et d'ailleurs complètement négligeable dans le cadre du développement de méthodes simples de dimensionnement - du coefficient de longueur effective K_{eff} en fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$. Cette conclusion est tout à fait

analogue à celle formulée pour les colonnes présentant des restraints identiques à leurs extrémités.

Les figures 8.10. et 8.11. présentent, à titre d'exemples, les résultats de l'étude paramétrique relative aux plans ($K_{eff}-\alpha_c$) caractérisés respectivement par $\psi = 0^\circ$ et $\psi = 30^\circ$. Les diagrammes sont limités au domaine des faibles restraints.

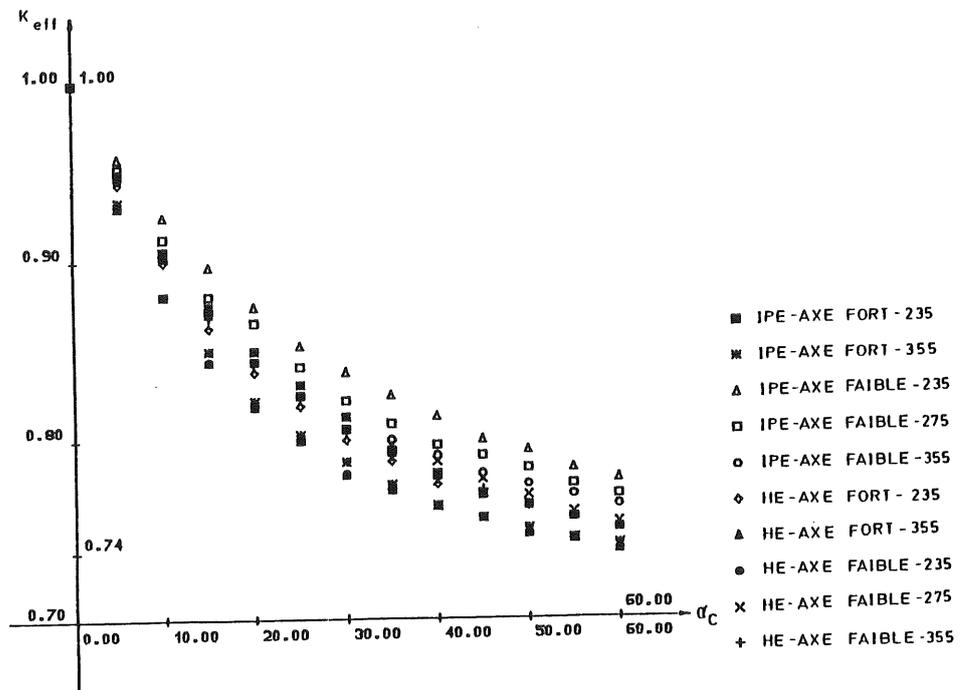


Figure 8.10. - Résultats de l'étude paramétrique pour le plan $\psi = 0^\circ$.

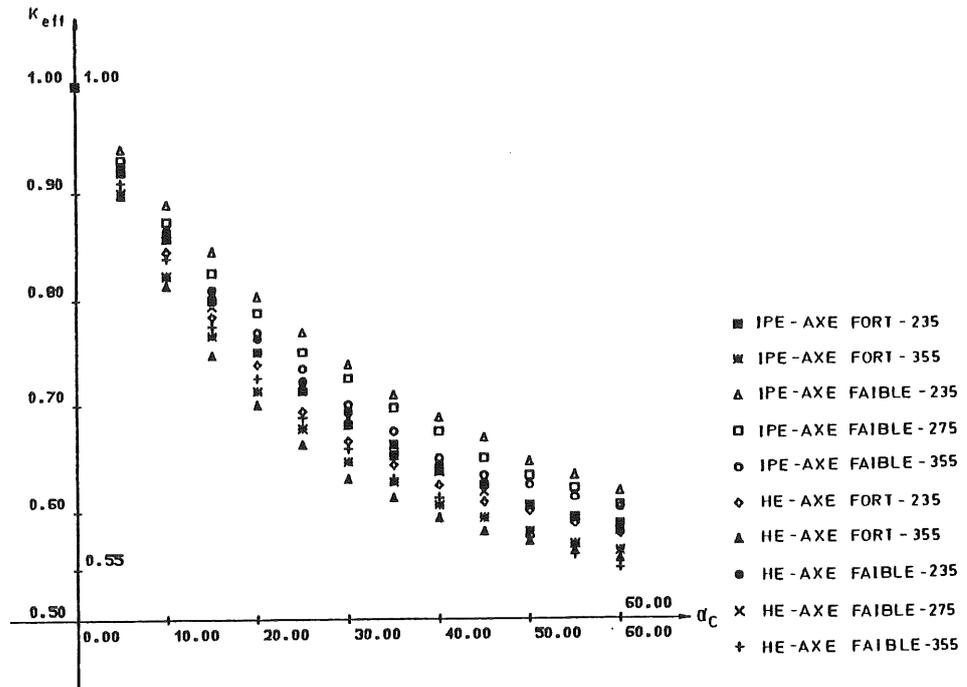


Figure 8.11. - Résultats de l'étude paramétrique pour le plan $\psi = 30^\circ$.

L'examen des résultats montre la dépendance plus prononcée du coefficient de longueur effectuée de flambement par rapport au type de profilé et au sens de flambement que par rapport à la nuance d'acier. Malgré cela, les écarts sur les valeurs de K_{eff} restent relativement limités, ce qui nous a poussé à modéliser son évolution par l'entremise d'une expression mathématique unique capable de prédire avec précision, pour toute valeur de la restrainte généralisée α_c et pour tout plan ($K_{eff} - \alpha_c$), la moyenne arithmétique des valeurs du coefficient K_{eff} .

Ces courbes moyennes sont reportées à la figure 8.12. pour les six plans considérés.

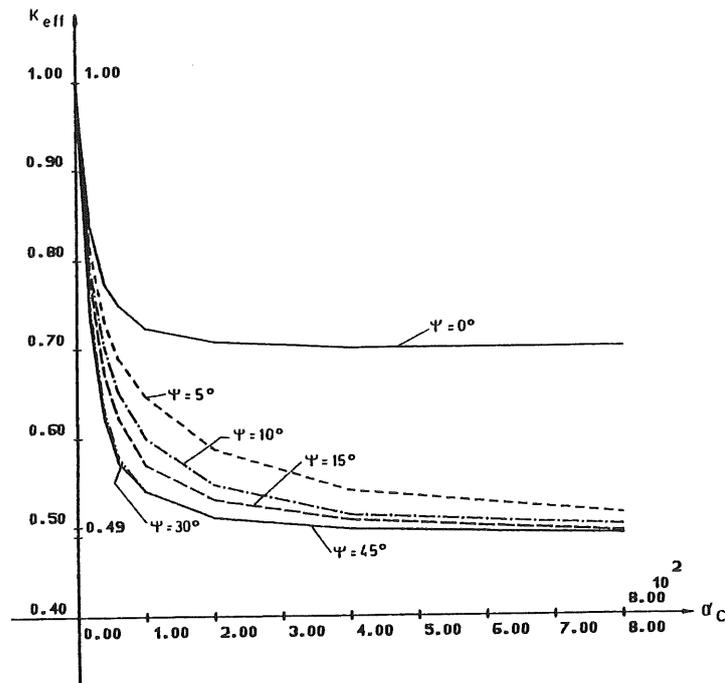


Figure 8.12. - Evolution du coefficient K_{eff} (valeurs moyennes).

Elles révèlent l'existence de deux bornes inférieures pour les valeurs élevées de α_c . La première d'entre elles, $K_{eff} \approx 0,7$, est relative au flambement de colonnes parfaitement articulées à l'une de leurs extrémités ($\psi = 0^\circ$) et très fortement restreintes à l'autre; la seconde, $K \approx 0,5$, à des colonnes restreintes à leurs deux extrémités ($0 < \psi \leq 45^\circ$) et qui peuvent être considérées comme bi-encastées pour de grandes valeurs de α_c .

La formule que nous proposons pour évaluer le coefficient de longueur effective de flambement de colonnes restreintes différemment à leurs extrémités s'exprime de la manière suivante :

$$K_{eff} = \frac{1}{\sqrt{n_{eff}}} \quad (8.16.a.)$$

avec :

$$n_{eff} = \frac{1 + 0,007 \alpha_c f_1(r) + 0,009 \alpha_c^2 f_2(r)}{1 + 0,034 \alpha_c f_1(r) + 0,00225 \alpha_c^2 f_2(r)} \quad (8.16.b.)$$

Les deux fonctions f_1 et f_2 se définissent comme :

$$f_1(r) = \frac{1+r}{\sqrt{1+r^2}} \quad (8.17.a.)$$

$$f_2(r) = \frac{r}{1+r^2} \quad (8.17.b.)$$

La comparaison (figure 8.13.) de cette formule avec les courbes moyennes de la figure 8.12. démontre sa validité (différence maximale de l'ordre de 3 %). Le recours à une formulation un rien plus complexe que celle adoptée par LUI et CHEN [L2] pour les colonnes identiquement restreintes à leurs extrémités (formule 8.12.) permet de couvrir avec précision le domaine tout entier des restreintes possibles ($0 \leq \alpha_c \leq \infty$).

La bonne correspondance entre les coefficients K_{eff} résultant de l'application de la formule (8.16.) et ceux issus des simulations numériques réalisées par LUI et CHEN sur des colonnes constituées de profilés laminés ou soudés à larges ailes (dans le plan $\psi = 45^\circ$) nous amène à conclure en l'applicabilité de la formule à tout type de section en double té (figure 8.14.).

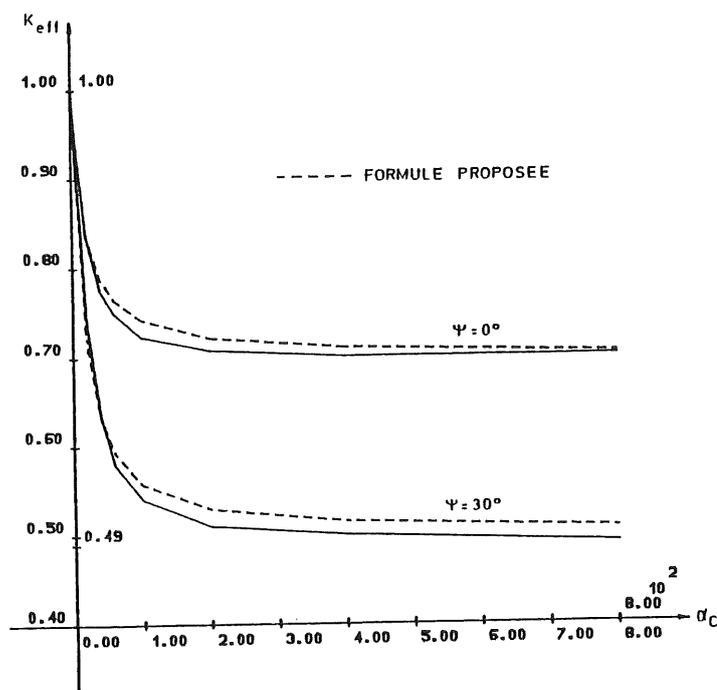


Figure 8.13. - Comparaison des courbes moyennes avec la formule (8.16.).

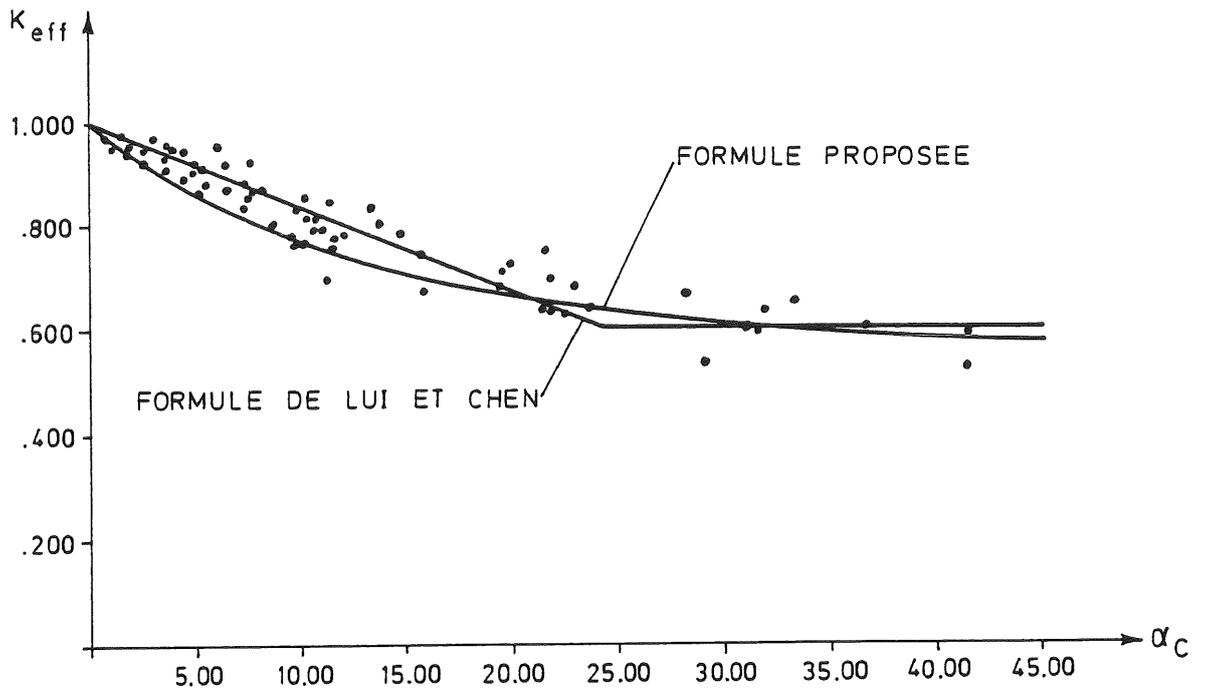


Figure 8.14. - Comparaison des résultats de LUI et CHEN avec la formule (8.16.) (plan $\psi = 45^\circ$).

8.2.1.2.5. Confrontation avec des résultats de simulations numériques et ajustements

a. Limitation de l'approche en sous-structures de BJORHOVDE

Pour mettre clairement en évidence les limitations d'une approche de calcul en sous-structures limitées à la colonne étudiée et aux poutres avoisinantes (que l'ossature soit ou non à noeuds semi-rigides), il nous a paru particulièrement intéressant de nous pencher sur l'étude de la charge critique d'instabilité élastique linéaire de la structure décrite à la figure 8.15.a.

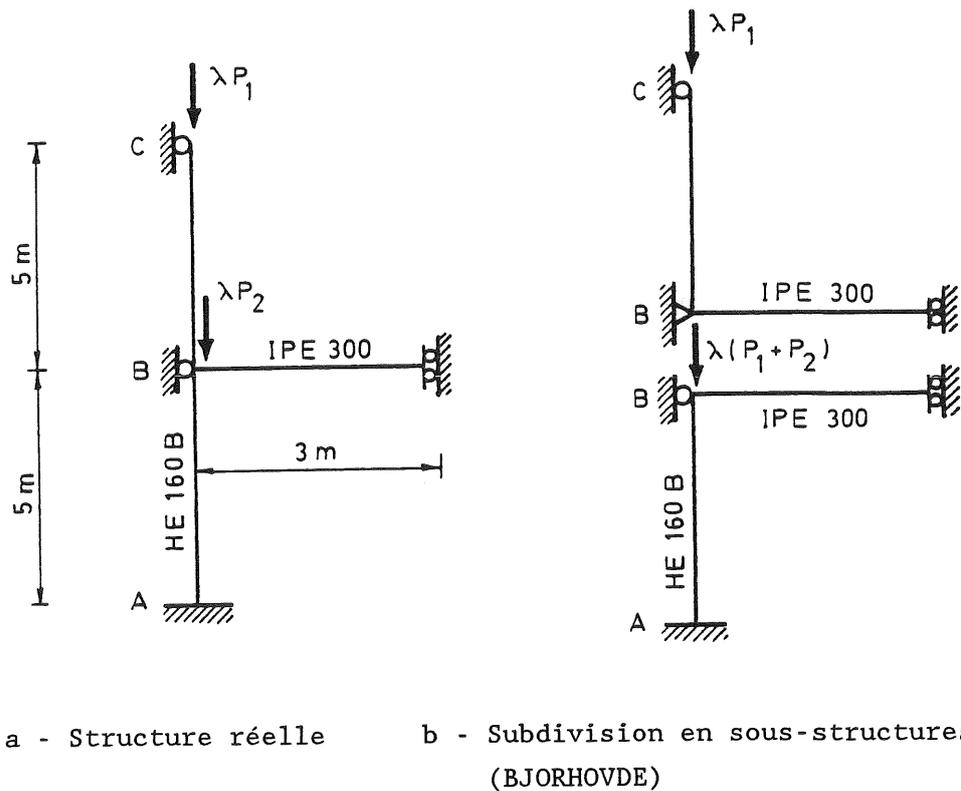


Figure 8.15. - Exemple de structure contreventée.

Celle-ci est constituée de deux tronçons de colonne HE160B de 5 m de haut et d'une poutre IPE300 longue de 3 m; ces profils sont fléchis autour de leur axe fort dans le plan du papier.

Une charge concentrée $P_2 = 800$ kN agit verticalement au point B; l'étude de la structure est réalisée pour différentes valeurs de la charge P_1 , en tête de la colonne ($0 < P_1 < 800$ kN). Les deux charges P_1 et P_2 augmentent proportionnellement (multiplicateur λ).

Conformément à ce que nous avons exposé dans le début de ce chapitre, le calcul de la charge critique d'instabilité s'effectue en plusieurs étapes que nous allons décrire brièvement :

- i) Division de la structure complète en deux sous-structures distinctes (figure 8.15.b.) selon l'hypothèse de BJORHOVDE (8.2.1.2.1.).
- ii) Evaluation de la longueur de flambement élastique linéaire de chacun des tronçons par l'intermédiaire de l'une ou l'autre des méthodes exposées : DONNELL, KAVANAGH, WOOD ou JULIAN et LAWRENCE. Pour notre part, nous utilisons systématiquement l'abaque de WOOD, ou plus exactement la formule simplifiée qui lui a été substituée (expressions 8.7. à 8.9.).

- iii) Calcul de la charge eulérienne de flambement de chacun des tronçons ($\pi^2 EI / L_{eff,c}^2$).
- iv) Détermination du multiplicateur critique des charges λ_{cr} pour chacun des tronçons; λ_{cr} se définit comme le rapport entre la charge eulérienne de flambement et l'effort normal appliqué en service.
- v) Adoption de la plus petite des valeurs calculées de λ_{cr} (dans la colonne dite critique) comme multiplicateur critique d'instabilité élastique linéaire de la structure tout entière.

L'application de ces principes à l'ossature de la figure 8.15. permet de mettre en évidence le caractère tantôt sécuritaire, tantôt insécuritaire de l'hypothèse de BJORHOVDE relative au comportement isolé de chacune des sous-structures (figure 8.16.). Les charges critiques qui ont servi de références pour l'établissement du diagramme de la figure 8.16. sont issues de simulations numériques effectuées à l'aide du code de calcul FINELG décrit au chapitre 4.

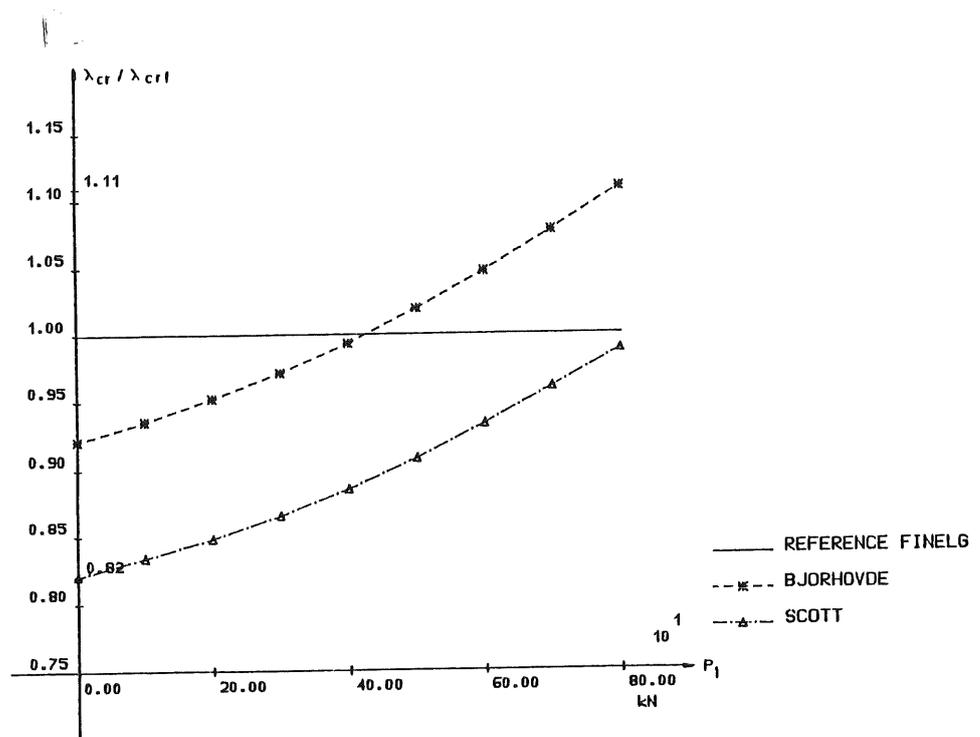


Figure 8.16. - Etude d'instabilité de la structure de la figure 8.15. (λ_{cr} est la valeur approchée; λ_{crf} , la valeur exacte).

En réalité, à l'inverse de ce que pourrait laisser croire la procédure simplifiée de calcul que nous avons exposée, il n'existe pas autant de multiplicateurs critiques qu'il y a de sous-structures; la charge d'instabilité élastique linéaire relative à un mode propre de l'ossature est unique et caractérise chacune des sous-structures. L'hypothèse formulée par BJORHOVDE ne représente donc, et il faut bien s'en persuader, qu'une technique - un "truc" oserions-nous presque dire - destinée à faciliter l'évaluation du multiplicateur d'instabilité. Cette idée est particulièrement intéressante; toutefois, il nous semble nécessaire d'étendre la notion de sous-structure aux colonnes des étages supérieur et inférieur (figure 8.17.).

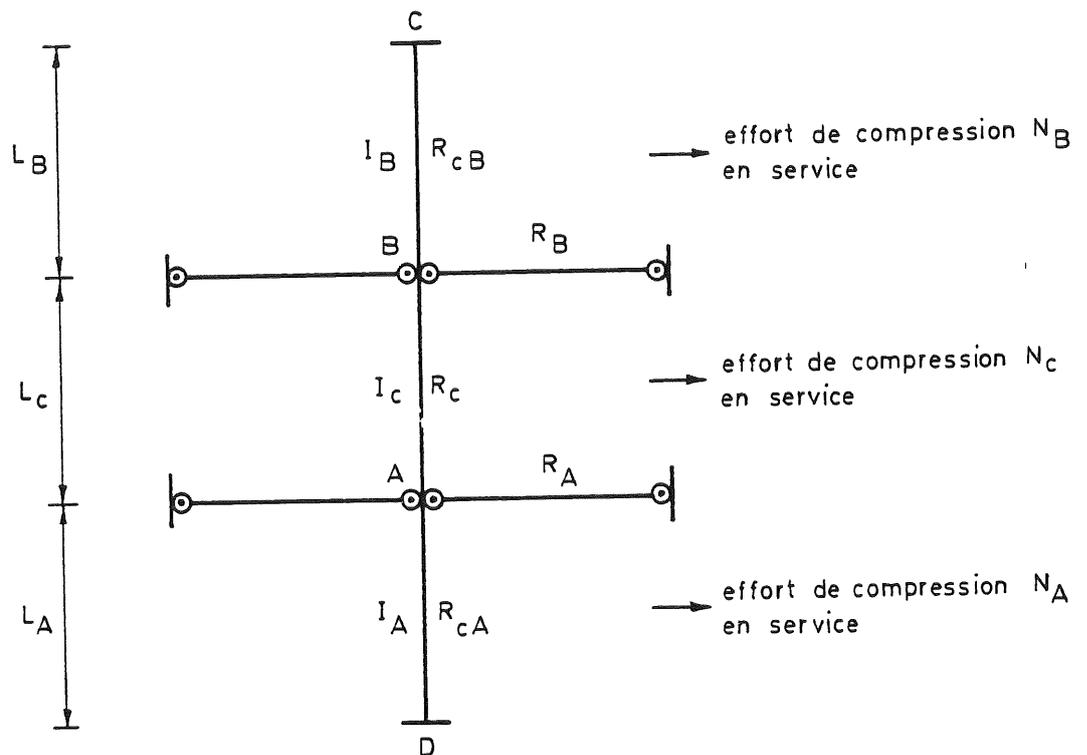


Figure 8.17. - Nouvelle définition d'une sous-structure.

Afin de justifier cette extension de la notion de sous-structure, nous nous pencherons de manière plus détaillée sur les résultats de la figure 8.16. La subdivision de l'ossature complète de la figure 8.15.a. en sous-structures répondant à l'hypothèse de BJORHOVDE (figure 8.15.b.) a permis d'évaluer la charge critique de chacun des deux tronçons de colonne sur base de la définition de coefficients d'encastrement k (formule 8.7.). Dans le cas du tronçon inférieur de l'ossature de la figure 8.15. - qui est jugé "critique" quelle que soit la valeur de P_1 comprise entre 0 et 800 kN

- ces coefficients prennent les valeurs particulières suivantes :

$$k_A = 0 \quad (8.18.a.)$$

$$k_B = \frac{R_C}{R_C + R_A} \quad (8.18.b.)$$

R_C et R_A représentent respectivement la raideur du tronçon de colonne inférieur et la raideur de la poutre (le noeud d'assemblage est supposé parfaitement rigide); la seconde hypothèse de BJORHOVDE relative à la flexion en simple courbure des poutres s'applique exactement à l'exemple concret que nous traitons ici (seule une demi-structure est représentée à la figure 8.15.; la rotation empêchée et le déplacement transversal permis de l'extrémité non assemblée de la demi-poutre traduisent la symétrie de la structure et justifient le respect de l'hypothèse de BJORHOVDE relative à la flexion en simple courbure).

L'examen de ces coefficients d'encastrement fournit une explication au caractère tantôt sécuritaire, tantôt insécuritaire de l'hypothèse de BJORHOVDE.

Pour de faibles valeurs de l'effort normal P_1 ($0 < P_1 \leq 400$ kN), la colonne supérieure constitue une restrainte au flambement de la colonne inférieure; négliger son influence sur le coefficient d'encastrement k_B (formule 8.18.b.) revient donc à sous-estimer la charge de flambement de la colonne (voir figure 8.16.).

La situation a tendance à s'inverser lorsque la valeur de la charge normale P_1 augmente : la rigidité apparente du tronçon de colonne supérieure diminue au point de devenir négative et, par conséquent, de précipiter le flambement du tronçon inférieur. La variation de rigidité flexionnelle apparente d'une colonne en fonction de l'effort normal qui lui est appliqué se traduit par l'intermédiaire de fonctions de stabilité sur lesquelles nous aurons l'occasion de revenir plus loin dans ce chapitre.

Dans ce domaine de comportement, négliger la restrainte négative apportée par le tronçon supérieur conduit à sur-estimer la charge critique réelle d'instabilité ($400 < P_1 \leq 800$ kN à la figure 8.16.).

SCOTT [W2,C4] suggère de prendre en considération la continuité bien réelle des colonnes d'ossatures par l'entremise de la modification suivante de l'expression des coefficients d'encastrement de WOOD :

$$k_A = \frac{R_C + R_{cA}}{R_C + R_A + R_{cA}} \quad (8.19.a.)$$

$$k_B = \frac{R_c + R_{cB}}{R_c + R_B + R_{cB}} \quad (8.19.b.)$$

avec :

$$R_{cA} = \frac{4 E I_A}{L_A} \quad (8.20.a.)$$

$$R_{cB} = \frac{4 E I_B}{L_B} \quad (8.20.b.)$$

I_A (I_B) et L_A (L_B) s'identifient respectivement à l'inertie et à la hauteur du tronçon de colonne supérieur BC (inférieur DA) à la figure 8.17. R_{cA} et R_{cB} sont indépendants des conditions d'appui des extrémités C et D des tronçons supérieur et inférieur; ils correspondent à la présence d'encastremements.

Cette formulation des coefficients d'encastrement ne repose sur aucune base théorique. Elle conduit à une diminution unilatérale, quelle que soit la valeur de l'effort P_1 , de la charge d'instabilité calculée de l'ossature. Son mérite est de diminuer largement, voire annuler (figure 8.16.), le caractère insécuritaire de l'approche suggérée par BJORHOVDE.

b. Approche proposée du calcul de la charge d'instabilité

La volonté de pouvoir préciser davantage la charge d'instabilité des ossatures contreventées - et par conséquent la longueur de flambement de chacun des tronçons de colonne qui la composent - nous a incité à développer une approche complémentaire.

Pour la clarté de l'exposé, nous passerons en revue les étapes successives du calcul en essayant de mettre en évidence, lorsque la nécessité s'en fait sentir, les modifications apportées aux principes d'évaluation de la charge critique énoncés ci-avant.

- i) Dans un premier temps, nous appliquons intégralement la procédure d'évaluation de la charge critique proposée par BJORHOVDE et dont les différentes phases de calcul ont été détaillées en 8.2.1.2.5.a. Cette première étape permet de définir le tronçon de colonne dit "critique" auquel est associée une valeur $\lambda_{cr,min}$ du multiplicateur critique.
- ii) Nous extrayons ensuite de l'ossature complète une sous-structure du type de celle représentée à la figure 8.17. dans laquelle le tronçon jugé "critique" en i) occupe la position centrale (tronçon AB de la

figure 8.17.). Les efforts normaux qui agissent en service dans les trois tronçons de colonne AB, BC et AD sont évidemment connus : ils valent respectivement N_c , N_B et N_A .

iii) La longueur effective de flambement du tronçon AB est ensuite évaluée sur base de l'utilisation conjointe de l'abaque de WOOD (ou de la formule simplifiée équivalente) et des coefficients d'encastrement k_A et k_B exprimés de la manière suivante (figure 8.17.) :

$$k_A = \frac{R_c}{R_c + R_A + R_{cA}^*} \quad (8.21.a.)$$

$$k_B = \frac{R_c}{R_c + R_B + R_{cB}^*} \quad (8.21.b.)$$

Nous nous référons aux définitions précédentes de R_c (formule 8.8.) et de R_A et R_B (formule 8.2.). Par contre, les rigidités des tronçons de colonne supérieur et inférieur, R_{cA}^* et R_{cB}^* , diffèrent de la définition de SCOTT (formules 8.20.) en raison de la prise en compte :

- des conditions d'appui (en C et D) ou de déformabilité des tronçons de colonne supérieur et inférieur de la figure 8.17.;
- du taux de compression dans les tronçons supérieur et inférieur.

Nous distinguons trois situations différentes en ce qui concerne les conditions d'appui ou de déformabilité de chacun des tronçons de colonne supérieur et inférieur (figure 8.17.) :

- l'extrémité C (ou D) est articulée (figure 8.18.a.); les rigidités R_c^* (R_{cA}^* ou R_{cB}^*) s'expriment :

$$R_{cA}^* = \frac{2 E I_A}{L_A} \cdot \frac{\alpha^2 (\epsilon_A) - \beta^2 (\epsilon_A)}{\alpha (\epsilon_A)} \quad (8.22.a.)$$

$$R_{cB}^* = \frac{2 E I_B}{L_B} \cdot \frac{\alpha^2 (\epsilon_B) - \beta^2 (\epsilon_B)}{\alpha (\epsilon_B)} \quad (8.22.b.)$$

où $\alpha(\epsilon)$ et $\beta(\epsilon)$ sont explicitées à la page suivante.

- l'extrémité C (ou D) est encastree dans la fondation (figure 8.18.b.) :

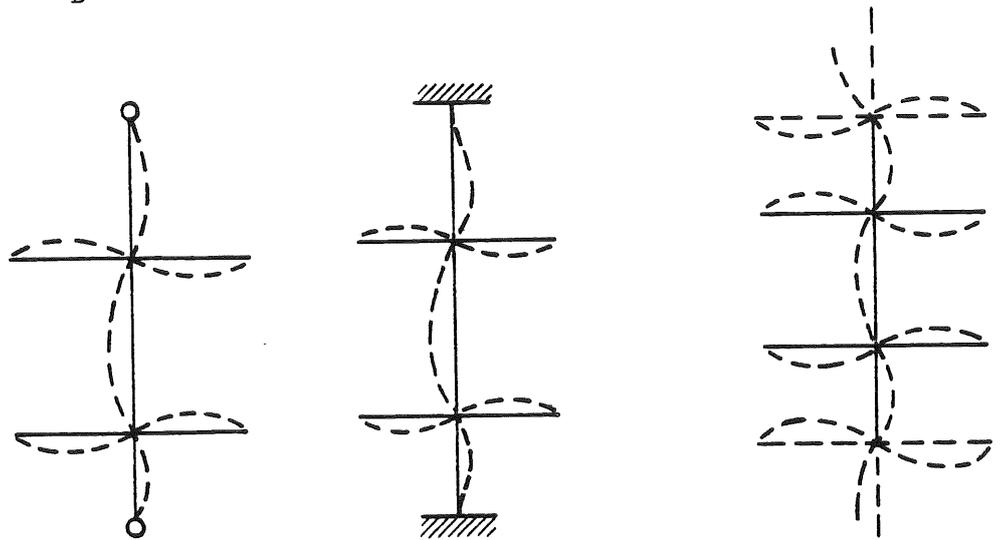
$$R_{cA}^* = \frac{2 E I_A}{L_A} \alpha (\epsilon_A) \quad (8.23.a.)$$

$$R_{cB}^* = \frac{2 E I_B}{L_B} \alpha (\epsilon_B) \quad (8.23.b.)$$

- l'extrémité C (ou D) est assemblée, dans la structure réelle, à d'autres poutres et colonnes; nous formulons alors l'hypothèse que la colonne supérieure (ou inférieure) est fléchie en simple courbure (figure 8.18.c.) :

$$R_{cA}^* = \frac{2 E I_A}{L_A} [\alpha (\epsilon_A) - \beta (\epsilon_A)] \quad (8.24.a.)$$

$$R_{cB}^* = \frac{2 E I_B}{L_B} [\alpha (\epsilon_B) - \beta (\epsilon_B)] \quad (8.24.b.)$$



a - Rotules d'extrémités b - Encastrement parfait c - Flexion en simple courbure

Figure 8.18. - Conditions d'appui ou de déformabilité des colonnes supérieure et inférieure d'une sous-structure.

$\alpha (\epsilon)$ et $\beta (\epsilon)$ symbolisent les fonctions de stabilité relatives à un tronçon de colonne dont les déplacements des extrémités perpendiculairement à l'axe de la barre sont empêchés [V3] :

$$\alpha (\epsilon) = \frac{\epsilon (\sin \epsilon - \epsilon \cos \epsilon)}{2 (2 - 2 \cos \epsilon - \epsilon \sin \epsilon)} \quad (8.25.a.)$$

$$\beta (\epsilon) = \frac{\epsilon (\epsilon - \sin \epsilon)}{2 (2 - 2 \cos \epsilon - \epsilon \sin \epsilon)} \quad (8.25.b.)$$

$$\text{où } \epsilon = L \sqrt{N/EI} \quad (8.25.c.)$$

N représente la valeur de l'effort de compression auquel est soumis le tronçon étudié de longueur L et d'inertie I (pour le sens de flambement considéré).

Ces fonctions traduisent, comme nous l'avons déjà mentionné, la diminution de rigidité flexionnelle d'une colonne en fonction de l'effort de compression qui lui est appliqué; elles modifient comme suit les relations moment-rotation (figure 8.19.) :

$$M_g = m_g + \frac{2 EI}{L} [\alpha (\epsilon) \theta_g + \beta (\epsilon) \theta_d] \quad (8.26.a.)$$

$$M_d = m_d + \frac{2 EI}{L} [\beta (\epsilon) \theta_g + \alpha (\epsilon) \theta_d] \quad (8.26.b.)$$

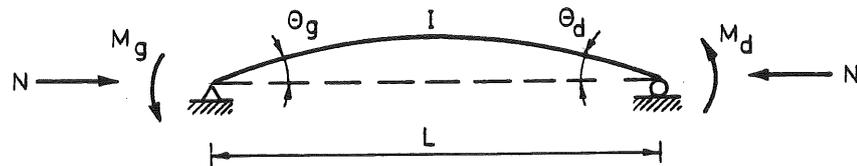


Figure 8.19. - Définitions relatives aux fonctions de stabilité.

m_d et m_g constituent les moments d'encastrement parfait relatifs au chargement transversal de la barre. Ils dépendent eux aussi de la valeur des fonctions de stabilité; pour les cas de chargement les plus courants, il est indiqué de se référer à [V3] afin d'obtenir les expressions correspondantes de m_g et m_d .

Pour une valeur nulle de l'effort normal ($\epsilon = 0$), les fonctions de stabilité prennent les valeurs bien connues :

$$\alpha (0) = 2,0 \quad (8.27.a.)$$

$$\beta (0) = 1,0 \quad (8.27.b.)$$

En définitive, la détermination de la longueur effective du tronçon de colonne jugé "critique" en i) repose sur l'évaluation des coefficients d'encastrement k_A et k_B donnés par les formules (8.21.). Celles-ci requièrent le calcul préalable des rigidités des colonnes supérieure et inférieure R_{cA}^* et R_{cB}^* à l'aide des formules (8.22.) dans lesquelles il faut introduire les valeurs de ϵ associées aux efforts existant dans les colonnes précitées au moment où le tronçon critique flambe, soit (figure 8.17.) :

$$\epsilon_A = L_A \sqrt{\frac{\lambda_{cr,min} \cdot N_A}{E I_A}} \quad (8.28.a.)$$

$$\epsilon_B = L_B \sqrt{\frac{\lambda_{cr,min} \cdot N_B}{E I_B}} \quad (8.28.b.)$$

Le multiplicateur critique $\lambda_{cr,min}$ a été obtenu en i) ci-dessus.

- iv) La connaissance de la longueur de flambement du tronçon AB autorise le calcul de sa charge eulérienne de flambement et, par conséquent, du multiplicateur critique associé $\lambda_{cr,AB}$.

Le multiplicateur critique de l'ossature tout entière λ_{cr} s'identifie alors à $\lambda_{cr,C}$:

$$\lambda_{cr} = \lambda_{cr,C} \quad (8.29.)$$

dont la valeur équivaut :

. à celle du multiplicateur critique de tronçon AB calculé en iv) :

$$\lambda_{cr,C} = \lambda_{cr,AB} \quad (8.30.a.)$$

lorsque les restraints apportées aux extrémités A et B du tronçon "critique" par les tronçons supérieur et inférieur sont positives :

$$R_{cA}^* \geq 0 \quad (8.30.b.)$$

$$R_{cB}^* \geq 0 \quad (8.30.c.)$$

. à la moyenne arithmétique des deux estimations définies en i) et iv) du multiplicateur critique du tronçon AB :

$$\lambda_{cr,C} = \frac{\lambda_{cr,min} + \lambda_{cr,AB}}{2} \quad (8.31.a.)$$

lorsque l'une ou l'autre des restraints R_{cA}^* ou R_{cB}^* est négative (ou les deux) :

$$R_{cA}^* \text{ et/ou } R_{cB}^* < 0 \quad (8.31.b.)$$

La justification de cette double définition réside, d'une part, dans le caractère essentiellement itératif de l'approche proposée et,

d'autre part, dans l'allure de l'évolution de la rigidité flexionnelle apparente d'un tronçon de colonne R_C^* en fonction de l'effort qui lui est appliqué (la figure 8.20. présente cette évolution dans le cas d'une colonne rotulée à l'une de ses extrémités - formules 8.22.).

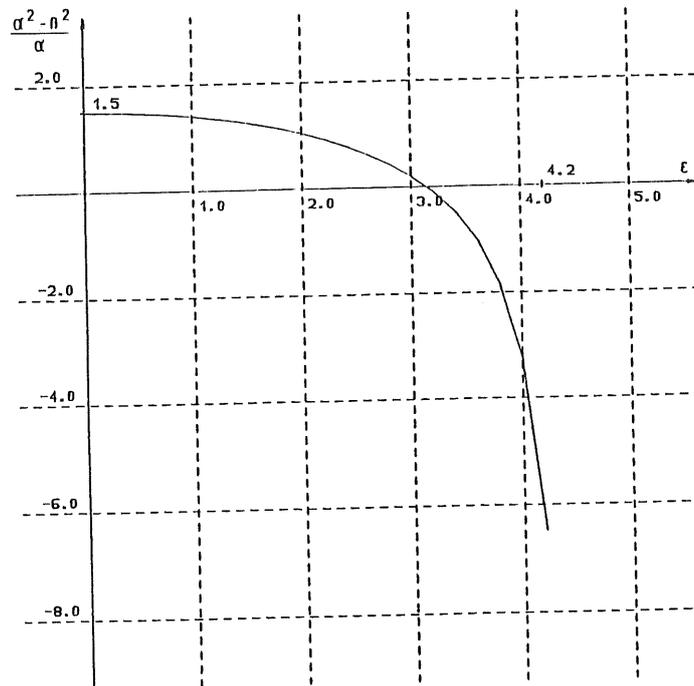


Figure 8.20. - Evolution de la rigidité flexionnelle apparente d'un tronçon de colonne en fonction de l'effort normal appliqué.

En effet, la détermination de la charge critique d'instabilité de la sous-structure étudiée, dans le cadre des hypothèses formulées, nécessiterait la reproduction successive des calculs de la longueur de flambement du tronçon considéré (d'après iii) ci-dessus) et du multiplicateur critique associé jusqu'à stabilisation du processus itératif. Cette approche est évidemment peu propice à une utilisation simple et aisée.

L'allure des courbes caractéristiques d'évolution de la rigidité R_C^* (figure 8.20.) en fonction de l'effort normal N nous permet de stopper le processus dès la première itération lorsque les rigidités R_{CA}^* et R_{CB}^* sont positives : une erreur initiale même importante sur la première approximation $\lambda_{cr, \min}$ du multiplicateur critique conduit à une évaluation précise de la restrainte réelle agissant à l'extrémité considérée du tronçon.

La situation s'inverse dans le domaine des rigidités R_c^* négatives, comme le montre la figure 8.20. : dans ces conditions, un processus itératif s'impose logiquement. L'application de cette approche à de nombreux exemples précis nous a cependant permis de juger de la précision de la valeur approximative du multiplicateur critique obtenue simplement par la moyenne arithmétique de $\lambda_{cr,min}$ et $\lambda_{cr,AB}$. Cette approche évite le recours à la procédure itérative complète.

- v) Un calcul similaire à celui décrit ci-dessus pour le tronçon jugé "critique" selon BJORHOVDE est effectué dans les autres tronçons de l'ossature dont le multiplicateur critique défini en i) est inférieur ou égal à 1,15 fois la valeur du multiplicateur $\lambda_{cr,C}$ relatif au tronçon "critique". A chacun de ces tronçons correspond une valeur modifiée $\lambda_{cr,j}$ du multiplicateur critique fournie par des expressions similaires à (8.30.) ou (8.31.).

Le multiplicateur critique de l'ossature tout entière se définit alors :

$$\lambda_{cr} = \min (\lambda_{cr,C}; \lambda_{cr,j}) \quad (8.32.)$$

Cette spécification supplémentaire est destinée à déceler les situations éventuelles dans lesquelles un multiplicateur critique modifié inférieur à celui déterminé sur base de la seule analyse du tronçon "critique" est obtenu (selon la procédure indiquée ci-avant) dans un autre tronçon de colonne; de tels cas résultent toujours du caractère insécuritaire, dans un des tronçons, de l'approche de calcul suggérée par BJORHOVDE et appliquée en i) (voir 8.2.1.2.5.a.) que l'on peut chiffrer à $\pm 15 \%$ au maximum pour des ossatures à géométrie courante et à chargement réaliste (voir 8.2.1.2.5.c.).

L'obtention, au cours de la vérification supplémentaire de l'un de ces tronçons, de valeurs négatives ou supérieures à l'unité des coefficients d'encastrement k_A et/ou k_B donnés par les formules (8.21.) met en exergue le danger de flambement nettement plus important du ou des tronçons de colonne adjacents au tronçon considéré. La poursuite du calcul de la charge de flambement de ce dernier ne se justifie donc plus et peut en conséquence être stoppée.

c. Confrontation avec des résultats numériques

La méthode d'évaluation du multiplicateur critique d'ossatures contre-ventées à noeuds d'assemblage semi-rigides que nous venons d'exposer paraît relativement complexe dans son expression et dans sa justification; en pratique, elle conduit cependant à une estimation très aisée du multi-

plicateur critique réel des charges de service.

La connaissance du multiplicateur critique de l'ossature permet, par l'entremise de la formule d'Euler ($\pi^2 EI/L_{eff,c}^2$), une détermination rapide de la longueur effective de flambement de chacun des tronçons de colonne de l'ossature.

Nous nous proposons ici de valider la méthode de calcul suggérée en 8.2.1.2.5.b. par comparaison avec des résultats de simulations numériques du comportement de diverses ossatures contreventées. Ces analyses d'instabilité élastique linéaire sont effectuées à l'aide du code de calcul FINELG que nous avons eu l'occasion de décrire dans la deuxième partie de cette thèse.

Dans un premier temps, nous appliquons notre méthode de calcul à l'ossature de la figure 8.15. qui a permis, en 8.2.1.2.5.a., de mettre en évidence les limitations de l'approche proposée par BJORHOVDE. Il nous a ensuite paru intéressant d'étendre la comparaison à des structures à géométrie semblable mais possédant :

- des valeurs différentes du rapport entre la rigidité de la poutre et celle des colonnes;
- une rigidité (EI/L) des colonnes variables selon l'étage.

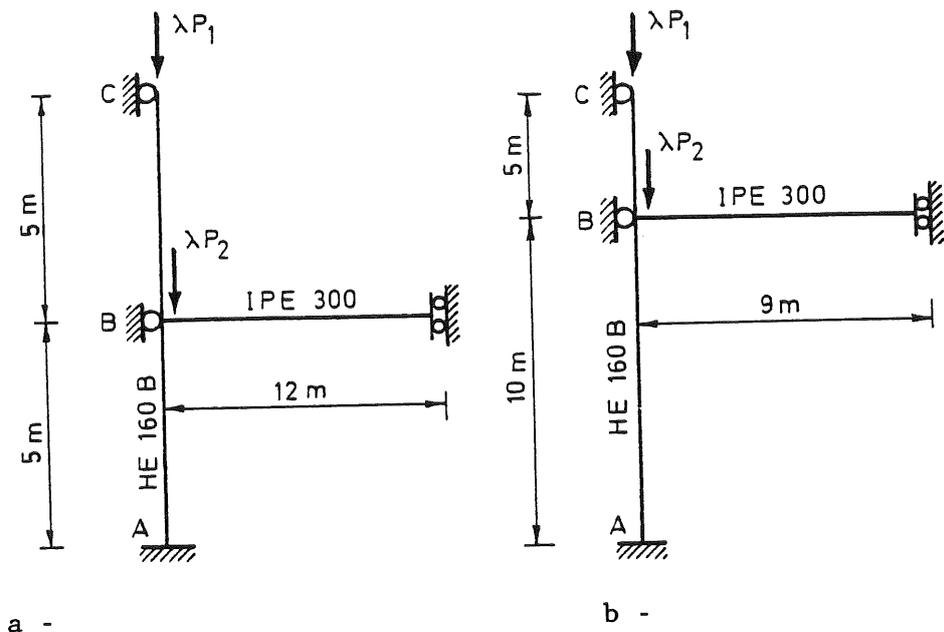


Figure 8.21. - Structures contreventées simples servant à la comparaison des approches de calcul.

Les deux ossatures complémentaires de la figure 8.21. ont été sélectionnées sur base de ces critères. Tout comme pour l'ossature de la figure 8.15., la charge P_2 est égale à 800 kN; pour chaque valeur particulière de P_1 (valeurs successivement choisies entre 0 et 800 kN), les charges P_1 et P_2 auxquelles la structure est soumise croissent proportionnellement jusqu'à ce que la charge critique d'instabilité de l'ossature soit atteinte.

Les diagrammes des figures 8.22. et 8.23. présentent les résultats de la comparaison de l'analyse numérique exacte par FINELG (λ_{crf}) avec les approximations du multiplicateur critique (λ_{cr}) obtenues par l'intermédiaire de :

- l'approche suggérée par BJORHOVDE (8.2.1.2.1. et 8.2.1.2.5.a.);
- l'approche suggérée par SCOTT (8.2.1.2.5.a.);
- l'approche que nous avons développée en 8.2.1.2.5.b.

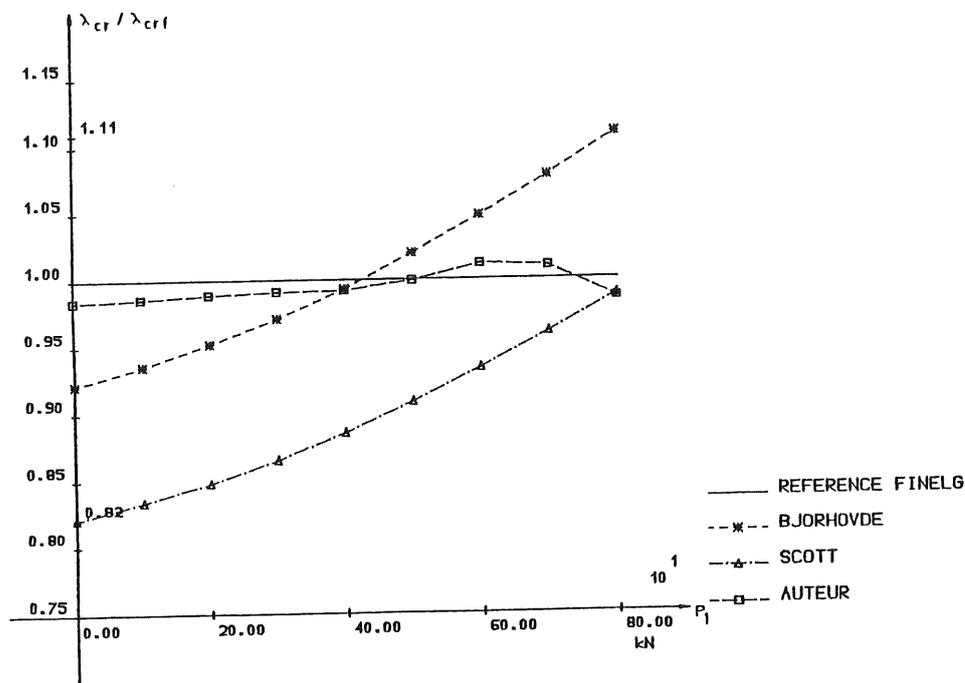
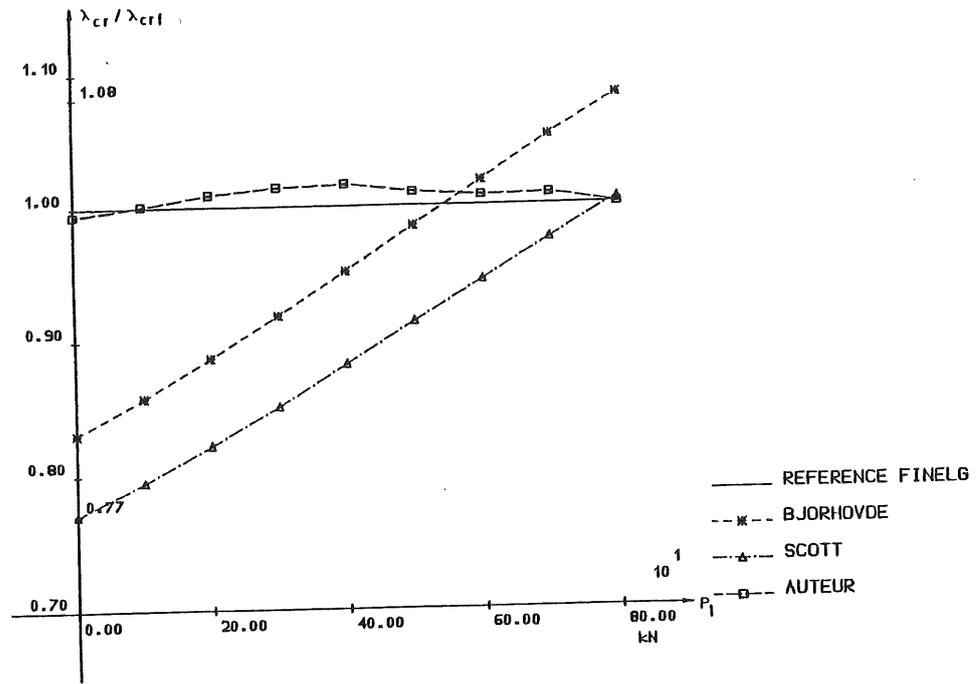
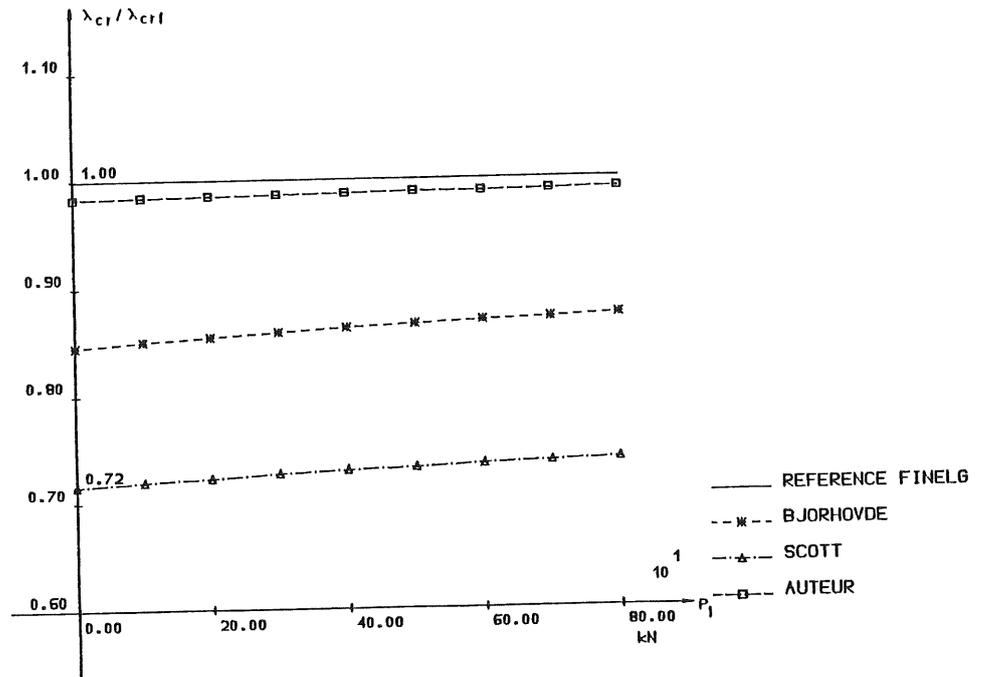


Figure 8.22. - Evaluation du multiplicateur critique de la structure de la figure 8.15.



a - Structure de la figure 8.21.a.



b - Structure de la figure 8.21.b.

Figure 8.23. - Evaluation du multiplicateur critique des structures de la figure 8.21.

Ces trois diagrammes confirment les conclusions tirées précédemment de l'examen de la figure 8.16. relative à l'ossature de la figure 8.15. :

- L'approche de BJORHOVDE est tantôt sécuritaire, tantôt insécuritaire; les écarts maxima enregistrés par rapport à la solution exacte sont de l'ordre de + 17 % (excès de sécurité) à - 11 % (insécurité). L'étendue de variation des paramètres géométriques et des modes de chargement qui caractérisent les trois structures traitées aux figures 8.22. et 8.23. nous incitent à considérer ces chiffres comme des pourcentages maxima dont la probabilité de dépassement est extrêmement rare en pratique.
- La modification par SCOTT de l'expression des coefficients d'encastrement (formules 8.19.), destinée à tenir compte de la continuité des colonnes, se traduit par une diminution sensible de la valeur calculée du multiplicateur critique; pour les trois structures étudiées, la méthode fournit des estimations de λ_{cr} inférieures aux valeurs réelles; le degré de sécurité auquel elle aboutit est néanmoins ressenti comme particulièrement excessif dans bon nombre de cas.

Les figures 8.22. et 8.23. démontrent la bonne correspondance enregistrée entre les résultats exacts λ_{crf} des simulations numériques par FINELG et les approximations λ_{cr} résultant de l'emploi de la méthode originale détaillée en 8.2.1.2.5.b. La précision de cette dernière alliée à sa relative simplicité d'utilisation en font un outil de calcul efficace auquel nous suggérons de recourir.

L'étude d'instabilité élastique linéaire (tableau 8.3.) des huit ossatures complètes à noeuds d'assemblage semi-rigides présentées au tableau 8.2. confirme d'ailleurs ces diverses conclusions.

Pour les ossatures à un étage et une travée de type A, symétriques tant au niveau de leur géométrie que de leur chargement, l'erreur théorique commise est très faible; en réalité, elle correspond à la précision de la formule simplifiée - en l'occurrence l'expression (8.9.) que l'on a substituée à l'abaque de WOOD - utilisée pour déterminer le coefficient de longueur effective de flambement des tronçons.

L'écart - sécuritaire - enregistré pour les ossatures de type B est plus conséquent (de l'ordre de 6 % pour B1 et 5 % pour B2); il résulte de la seconde hypothèse de BJORHOVDE, que nous avons reprise à notre compte, selon laquelle toutes les poutres de l'ossature étudiée sont fléchies en simple courbure lors du flambement des colonnes. Cette situation particulière implique le flambement simultané, dans chaque étage de l'ossature, de tous les tronçons de colonne, ce qui n'est assurément pas le

cas pour les structures de type B et, en particulier, pour B1 dont une des trois colonnes est très fortement chargée par rapport aux deux autres.

Structures		Chargement (figure 6.9.)			Noeuds d'assemblage (figures 6.12.a. à 6.15.a.) $K_{\text{sécante}}$ (kNm/rad)
Type (figure 6.9. et tableau 6.1.)	N°	q (kN/m)	P_1 (kN)	P_2 (kN)	
A	A1	8,242	397	-	5.403
	A2	10,303	0	-	5.403
B	B1	8,863	450	28	7.669
	B2	2,037	0	32	7.669
C	C1	14,305	120	-	5.598
	C2	18,392	0	-	5.598
D	D1	11,245	160	-	1.276
	D2	11,245	0	-	1.276

Tableau 8.2. - Géométrie et chargement des ossatures étudiées (charges critiques).

Il ne nous semble pas opportun de s'orienter vers des méthodes plus sophistiquées de détermination de l'état réel de déformabilité des poutres au cours du flambement dans la mesure où :

- l'hypothèse de poutres fléchies en simple courbure permet toujours une estimation sécuritaire du multiplicateur critique de l'ossature;
- une erreur sur la valeur réelle de multiplicateur critique entraîne une erreur beaucoup moins importante sur la charge de ruine des colonnes de l'ossature;
- la prise en compte des conditions réelles de déformabilité des poutres compliquerait davantage l'approche de calcul.

La géométrie des ossatures de type C à une travée et trois étages ainsi que la symétrie de leur chargement ont été choisies pour garantir un flambement simultané des tronçons de colonne à chaque étage et, par conséquent, une flexion en simple courbure de chacune des poutres au cours du flambement des colonnes.

Les écarts correspondants du tableau 8.3. constituent donc une mesure de la précision de la méthode de prise en compte de la continuité des colonnes que nous avons exposée en 8.2.1.2.5.b.

Le comportement des ossatures de type D à géométrie plus complexe intègre

l'ensemble des facteurs dont l'influence sur la charge d'instabilité a été mise en évidence dans ce chapitre; les résultats des comparaisons effectuées n'en sont que plus significatifs.

Structures		Multiplicateur critique λ_{cr}								
		BJORHOVDE			SCOTT			AUTEUR		
		λ_{cr}	λ_{crf}	écart %	λ_{cr}	λ_{crf}	écart %	λ_{cr}	λ_{crf}	écart %
A	A1	4,95	4,94	- 0,2	4,95	4,94	- 0,2	4,95	4,94	- 0,2
	A2	80,64	82,32	+ 2,0	80,64	82,32	+ 2,0	80,64	82,32	+ 2,0
B	B1	6,34	6,74	+ 5,9	6,34	6,74	+ 5,9	6,34	6,74	+ 5,9
	B2	123,07	129,76	+ 5,2	123,07	129,76	+ 5,2	123,07	129,76	+ 5,2
C	C1	8,06	8,01	- 0,6	6,46	8,01	+19,4	7,82	8,01	+ 2,4
	C2	21,96	20,89	- 5,1	19,39	20,89	+ 7,2	19,88	20,89	+ 4,8
D	D1	6,83	6,74	- 1,3	6,18	6,74	+ 8,3	6,70	6,74	+ 0,6
	D2	18,97	19,46	+ 2,5	16,92	19,46	+13,1	18,44	19,46	+ 5,2

Tableau 8.3. - Estimations du multiplicateur critique des ossatures définies au tableau 8.2.

8.2.1.3. Evaluation de la charge de ruine des ossatures et confrontation avec des résultats de simulations numériques

Ainsi que nous l'avons mentionné dans l'énoncé de l'approche élastique de dimensionnement, la vérification de la stabilité d'une structure contreventée se résume à la vérification individuelle de la résistance et de la stabilité de chacun des tronçons de colonne qui la composent. La charge de ruine de l'ossature correspond à celle du tronçon de colonne dont la capacité portante est la plus faible et ce, pour autant que l'ensemble des poutres et noeuds d'assemblage de l'ossature continuent à se comporter élastiquement sous ce niveau de chargement.

En pratique, la détermination de la charge ultime de l'ossature consiste à:

- i) Définir les charges de service, les appliquer à la structure et les faire croître proportionnellement (multiplicateur λ).
- ii) Evaluer le multiplicateur ultime d'instabilité λ_u^* des charges de

service pour chacun des tronçons de colonne, à l'aide de la formule d'interaction moment-effort normal (8.1.) que nous avons détaillée en 8.2.1.1. Le coefficient de longueur effective de flambement de chacun des tronçons s'obtient aisément par l'intermédiaire de la formule bien connue d'Euler :

$$K_{\text{eff}} = \frac{\pi}{L_c} \sqrt{\frac{E I_c}{\lambda_{\text{cr}} N_c}} \quad (8.32.)$$

où I_c , L_c et N_c représentent respectivement l'inertie, la longueur et le chargement axial, en service, du tronçon considéré; le multiplicateur critique λ_{cr} des charges de service est évalué d'après 8.2.1.2.5.b.; K_{eff} sert à la détermination de l'élançement réduit du tronçon.

- iii) Identifier le multiplicateur de ruine de l'ossature, λ_u , comme la plus faible des valeurs de λ_u^* relatives aux tronçons de colonne individuels.
- iv) S'assurer que, à la ruine (multiplicateur λ_u), les poutres et les noeuds d'assemblage de toute l'ossature sont dans leur domaine élastique linéaire de comportement.

En dépit des quelques ajustements qui ont présidé à la mise au point de la formule (8.1.) d'interaction pour colonnes comprimées et fléchies (passage d'un critère de ruine élastique à un critère de ruine plastique, coefficient K_M , ...), le processus d'évaluation de la charge ultime des ossatures contreventées que nous venons de décrire s'appuie sur des bases théoriques évidentes et reconnues. Ce constat suffit à justifier le nombre relativement faible de comparaisons que nous allons effectuer, ci-dessous, avec des résultats de simulations numériques non-linéaires, par FINELG (voir deuxième partie de la thèse), du comportement jusqu'à la ruine de structures contreventées à noeuds semi-rigides. La réalisation d'un grand nombre de simulations numériques serait davantage justifié s'il s'agissait de valider une procédure de calcul à caractère empirique (voir chapitre 9 - validation de la formule de MERCHANT-RANKINE pour les ossatures non contreventées), ce qui n'est assurément pas le cas ici.

Le tableau 8.4. présente les principales caractéristiques des quatre ossatures contreventées sur lesquelles repose la comparaison des charges ultimes. Il s'agit, en réalité, d'ossatures dont nous nous sommes servis au

chapitre 6 pour justifier la globalisation ponctuelle des caractéristiques de déformabilité des noeuds à l'extrémité physique des poutres.

Ce choix autorise, pour chaque ossature, la comparaison des résultats théoriques avec les charges de ruine issues d'un calcul non linéaire par FINELG et relatives aux deux cas suivants (tableau 8.5.) :

- Les composantes de déformabilité des noeuds (panneaux d'âme et assemblages) sont modélisées, de manière distincte, par l'intermédiaire de leurs courbes non linéaires caractéristiques.
- La déformabilité non linéaire des noeuds est concentrée à l'interface poutre-colonne.

Le tableau 8.5. met clairement en évidence la précision ainsi que le caractère sécuritaire de l'approche proposée de dimensionnement élastique. Cette conclusion se trouve d'ailleurs confirmée par les résultats d'une étude similaire, mais limitée aux structures à un étage et une travée, dont nous avons assuré la guidance [E7].

Structures		Chargement (figure 6.9.)			Noeuds d'assemblage		
Type (figure 6.9. et tableau 6.1.)	N°	q (kN/m)	P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	Courbes M _b -φ réelles figure	K _{sécante} (kNm/rad)	M _v (kNm)
A	A1	8,242	397	-	6.12.a.	5403	28,4
B	B1	8,863	450	28	6.13.a.	7669	78,7
C	C1	14,305	120	-	6.14.a.	5598	63,3
D	D1	11,245	160	-	6.15.a.	1276	20,7

Tableau 8.4. - Géométrie et chargement des ossatures étudiées (charges de ruine).

Structures (tableau 8.4.)	Multiplicateurs de ruine λ_u		
	Calcul non linéaire par FINELG		Méthode simplifiée
	 Modélisation exacte	 Modélisation globalisée	
A1	2,11	2,11	2,02
B1	2,19	2,19	1,99
C1	2,19	2,19	2,05
D1	2,60	2,60	2,40

Tableau 8.5. - Estimations du multiplicateur de ruine des ossatures définies au tableau 8.4.

8.2.2. Approche plastique de dimensionnement

8.2.2.1. Enoncé de la méthode

A l'inverse du dimensionnement élastique, le dimensionnement plastique d'une ossature contreventée s'appuie sur le principe de "la colonne forte et la poutre faible" également énoncé par VINNAKOTA [V1,V2]. Selon ce principe, la ruine (multiplicateur λ_u) est associée à la formation d'un mécanisme plastique de poutre dans l'ossature ($M = M_p$ - figure 7.3. - dans la section la plus sollicitée, en travée, de la poutre soumise aux charges de gravité et $M = M_j = \min [M_p; M_v]$ - figures 7.3. et 7.4. - dans les noeuds d'assemblage localisés à l'extrémité de la poutre).

L'obtention effective de ce mode de ruine dans la structure réelle réclame une vérification ultérieure de la résistance et de la stabilité suffisantes des colonnes sous ce chargement ultime.

Cette opération s'effectue d'une manière analogue à celle décrite dans la partie de ce chapitre relative au dimensionnement élastique, c'est-à-dire par l'intermédiaire de la formule d'interaction (8.1.) pour éléments de structure comprimés et fléchis.

Le problème majeur réside dans la détermination du niveau de restreinte linéaire disponible aux extrémités des tronçons de colonne faisant l'objet de cette vérification ainsi que du chargement qui doit leur être appliqué.

A cet égard, il convient de noter que l'apparition d'une rotule plastique dans une section de poutre ou dans un noeud d'assemblage conduit systématiquement à l'annulation de sa rigidité flexionnelle et à la stabilisation du moment de flexion qu'elle transmet ($M = M_p$ ou $M_j - M_j = \min [M_v; M_p]$).

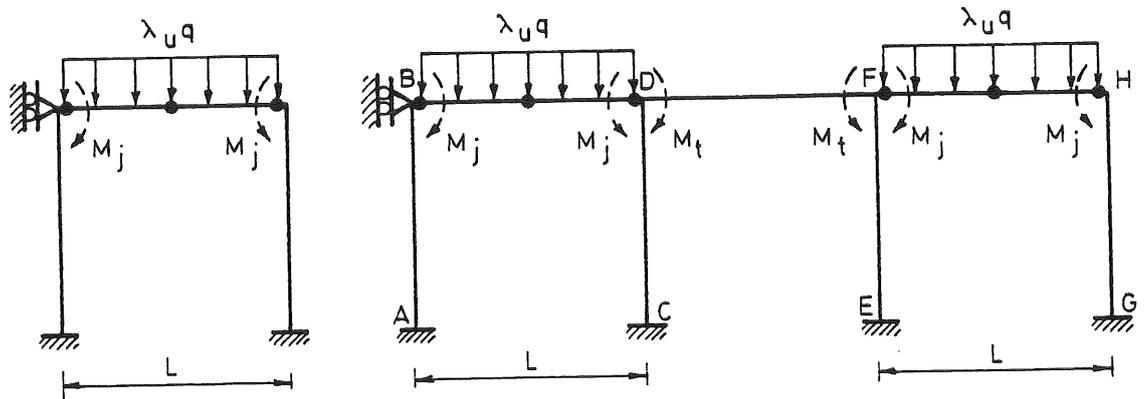
Ce comportement idéalisé des rotules plastiques (figures 7.3. et 7.4.) nous incite à effectuer la vérification individuelle des colonnes, soumises aux charges ultimes (multiplicateur λ_u des charges de service), dans la structure fictive obtenue :

- en substituant de véritables articulations aux rotules plastiques qui se sont développées dans la structure;
- en appliquant des couples de moments de flexion équivalents aux moments plastiques transmis à l'endroit de ces articulations.

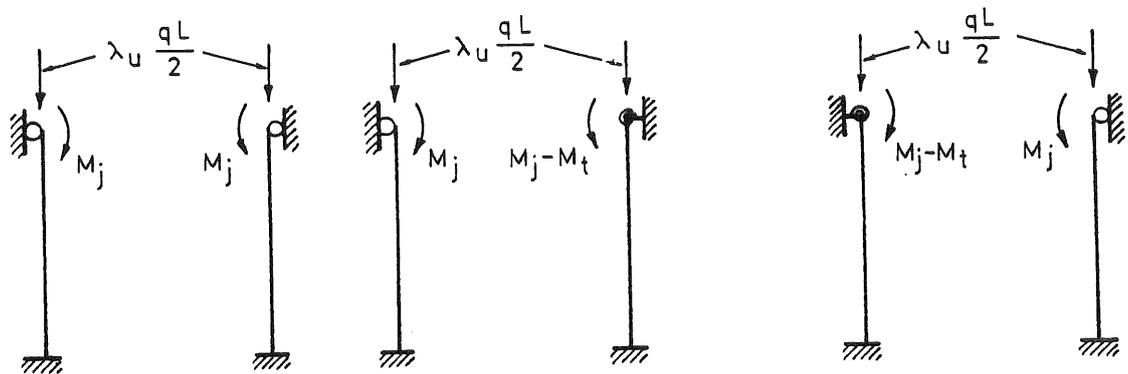
Les deux exemples de la figure 8.24. illustrent ce principe :

- A la ruine, les colonnes de l'ossature à un étage et une travée de la figure 8.24.a. sont soumises à un effort normal $\lambda_u q L/2$ et à un moment de flexion M_j ; la restrainte à l'extrémité supérieure de la colonne est nulle.
- Les colonnes extérieures de la structure à trois travées de la figure 8.24.b. se trouvent dans des conditions similaires à celles décrites ci-dessus. Les colonnes intérieures reprennent, quant à elles, un effort normal $\lambda_u q L/2$ et un moment de flexion $M_j - M_t$, où M_t désigne le moment de flexion transmis par les noeuds d'assemblage de la poutre DF, lors de l'atteinte de la charge de ruine (formation de mécanismes plastiques dans les poutres BD et FH); la restrainte à l'extrémité supérieure des colonnes intérieures résulte de la déformée flexionnelle élastique de la seule poutre DF (et des noeuds d'assemblage correspondants).

En définitive, la vérification des colonnes de l'ossature se limite au calcul du multiplicateur de ruine λ_u^* de chacun des tronçons isolés et restraints linéairement à leurs extrémités et à la comparaison de ces valeurs λ_u^* avec le multiplicateur λ_u associé au développement d'un mécanisme plastique dans la poutre la plus faible de l'ossature. L'obtention de multiplicateurs λ_u^* supérieurs à λ_u garantit l'apparition effective du mode de ruine supposé au cours du chargement de la structure.



STRUCTURES A LA RUINE



COLONNES ISOLEES ET RESTREINTES

a.

b.

Figure 8.24. - Caractérisation de l'état de chargement et de restrainte des colonnes à la ruine.

8.2.2.2. Evaluation de la charge de ruine des ossatures et confrontation avec des résultats de simulations numériques

La vérification d'une ossature contreventée dans le cadre d'un dimensionnement plastique requiert, ainsi que nous venons de le préciser, l'évaluation :

- du multiplicateur de ruine plastique des poutres chargées transversalement;
- du multiplicateur de ruine des colonnes comprimées et fléchies et

restreintes linéairement à leurs extrémités.

La vérification de la stabilité des colonnes s'effectue d'une manière tout à fait similaire à celle détaillée au cours de l'exposé de la méthode élastique de dimensionnement. La validité de même que la précision de la procédure de calcul suggérée en 8.2.1.2. ont été démontrées en 8.2.1.3. Il nous reste donc à nous assurer du bien-fondé de l'utilisation de la théorie du calcul plastique en vue de l'évaluation du multiplicateur de ruine des poutres. Cette démarche est immédiate : négliger l'effet bénéfique de l'écroutissement sur la résistance des poutres et surtout des noeuds d'assemblage ne peut immanquablement conduire qu'à des charges de ruine théoriques inférieures aux charges de ruine réelles. Ces dernières sont d'ailleurs difficilement décelables, dans la mesure où l'écroutissement, qui se développe dans les poutres et les noeuds d'assemblage, provoque très souvent une augmentation progressive de la charge supportée par la poutre et ce, en dépit de l'importance de la flèche transversale (figure 8.25.). Il est d'usage, dans ces conditions, d'associer la ruine de la poutre à l'atteinte d'une valeur limite du déplacement transversal. Selon la norme hollandaise [N4], la flèche ultime d'une poutre équivaut à 1/50 de sa portée.

Le tableau 8.7. regroupe, à titre d'exemples, les valeurs théoriques et réelles (simulations numériques par FINELG et définition de la ruine selon la norme hollandaise) du multiplicateur ultime des deux ossatures contreventées définies au tableau 8.6. (respectivement $\lambda_{p,th}$ et $\lambda_{p,r}$). La confrontation des résultats démontre le caractère sécuritaire de l'approche de calcul suggérée. Les pourcentages d'écart entre les multiplicateurs ultimes théoriques et réels n'ont cependant aucune signification, en raison de la différence des critères qui ont servi à la définition de ces multiplicateurs respectifs (figure 8.25.).

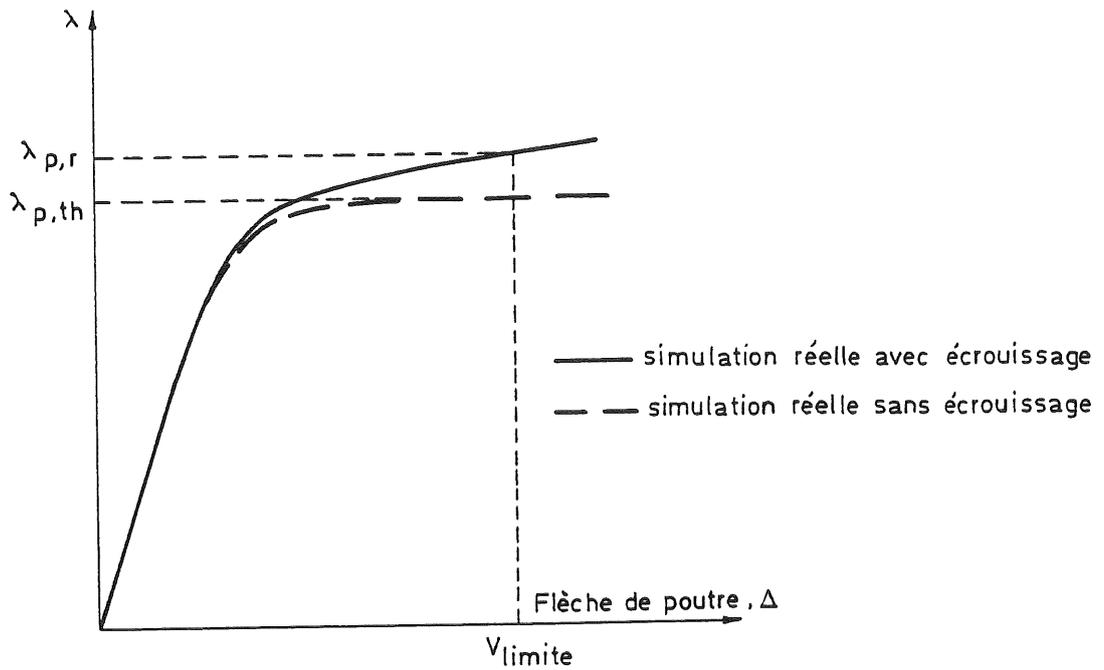


Figure 8.25. - Définitions de la ruine plastique d'une poutre chargée transversalement.

Structures		Chargement (figure 6.9.)			Noeuds d'assemblage	
Type (figure 6.9. et tableau 6.1.)	N°	q (kN/m)	P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	Courbes M _b -φ réelles figure	M _v (kNm)
A	A2	10,303	0	-	6.12.a.	28,4
B	B2	2,037	0	32	6.13.a.	78,7

Tableau 8.6. - Géométrie et chargement des structures étudiées (charges de ruine).

Structures (tableau 8.6.)	Multiplicateurs de ruine λ _u		
	Calcul non linéaire par FINELG		Méthode simplifiée
	Modélisation exacte	Modélisation globalisée	
A2	2,98	2,98	2,65
B2	3,23	3,20	2,91

Tableau 8.7. - Estimations du multiplicateur de ruine des ossatures définies au tableau 8.6.

8.3. INFLUENCE DES EFFETS DU SECOND ORDRE SUR LA VERIFICATION DES OSSATURES CONTREVENTEES

8.3.1. Enoncé du problème

Au fil de l'exposé des méthodes de dimensionnement élastique et plastique des ossatures contreventées, nous avons pu nous rendre compte de l'importance que revêt la vérification, à la ruine, de la stabilité des tronçons de colonne comprimés et fléchis. L'utilisation des méthodes de vérification proposées tout au long de ce chapitre postule le comportement élastique linéaire des restraints agissant aux extrémités des colonnes que l'on a isolées de la structure en vue de l'évaluation, par la formule d'interaction (8.1.), de leur multiplicateur de ruine.

En d'autres termes, le caractère sécuritaire des résultats obtenus lors de la vérification de la stabilité des colonnes repose sur une présumée absence de plastification dans les poutres ($M < M_p$ - figure 7.3.) et dans les noeuds d'assemblage ($M < M_v$ - figure 7.4.) dont la rigidité flexionnelle entre en ligne de compte pour l'évaluation des restraints aux extrémités des colonnes. Dans ces conditions, il importe que les méthodes d'analyse soient capables de prédire, avec bonne précision, la sollicitation des poutres et des noeuds d'assemblage au moment de la ruine des colonnes.

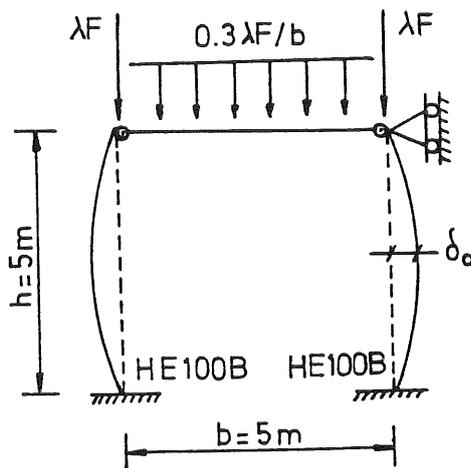
En 8.1. et 8.2.1.3., nous recommandions d'opter pour une méthode classique d'analyse élastique linéaire du premier ordre et, en particulier, pour la méthode des rotations (slope-deflection method) ou de CROSS (moment-distribution method) modifiées par JOHNSTON et MOUNT [J8] pour la prise en compte de la déformabilité des noeuds d'assemblage.

D'un point de vue purement pratique, l'adoption d'une méthode d'analyse du premier ordre se comprend aisément. Toutefois, il ne faut pas perdre de vue que cette option implique de négliger totalement l'influence des efforts normaux de compression sur la rigidité flexionnelle apparente des colonnes. Cet effet du second ordre, communément appelé "effet ϵ " (voir formules 8.25.) influe sur l'allure du diagramme de moments de flexion à la ruine et, par conséquent, est susceptible de provoquer la ruine prématurée des poutres (ou de noeuds d'assemblage) de l'ossature. La réduction des restraints flexionnelles disponibles aux extrémités des colonnes qu'engendre la plastification des poutres ou des noeuds se traduit par une diminution sensible de la capacité portante des colonnes. SNIJDER, BIJLAARD

et STARK [S4] semblent être les premiers à avoir mis ce phénomène en évidence.

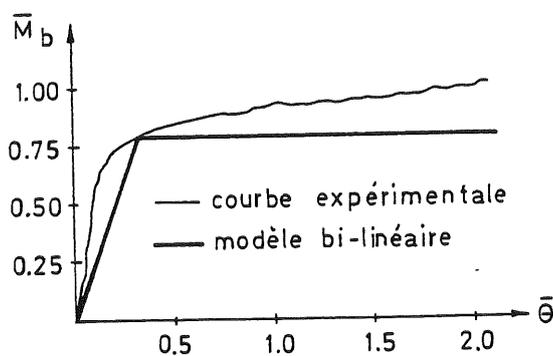
8.3.2. Etude d'un exemple concret

L'étude de la charge de ruine de l'ossature plane à un étage et une travée détaillée aux figures 8.26. et 8.27., illustre l'influence potentielle de l'"effet ϵ " sur la charge de ruine des ossatures contre-ventées. Ce portique est constitué de deux colonnes HE100B. Deux situations distinctes sont envisagées suivant le type de poutre utilisé : HE140B et HE100B.



- . poutre et colonnes fléchies autour de leur axe fort
- . $F = 100 \text{ kN}$
- . $\lambda = 1$ correspond aux charges de service
- . $\delta_0/h = 1/1000$ (déformée initiale de type sinusoïdal)
- . acier ordinaire Fe 360 (courbe σ - ϵ élastique-parfaitement plastique)
- . courbe adimensionnelle de déformabilité des noeuds d'assemblage fournie à la figure 8.27.

Figure 8.26. - Détails relatifs à la structure étudiée.



- . $\bar{M}_b = M_b/M_{pb}$
avec M_b = moment transmis par le noeud d'assemblage
- . $\bar{\theta} = \theta/\theta_p$
avec θ = rotation relative du noeud
- . $\theta_p = M_{pb}/(EI_b/5H_b)$
où I_b = inertie de la poutre
 H_b = hauteur totale de la poutre

Figure 8.27. - Courbes adimensionnelles de déformabilité des noeuds d'assemblage.

Les multiplicateurs de ruine relatifs à ces deux portiques ont été calculés selon la procédure décrite en 8.2.1.3. (dimensionnement élastique). Effectivement, il peut être établi, lorsque l'on se réfère à une analyse élastique linéaire du premier ordre des portiques, que le flambement des colonnes précède, dans les deux cas, la plastification de la poutre et des noeuds d'assemblage et détermine, par conséquent, la ruine des ossatures.

Ces multiplicateurs sont confrontés, au tableau 8.8., aux multiplicateurs de ruine réels issus de simulations numériques effectuées à l'aide du programme non linéaire FINELG (voir seconde partie de la thèse).

La correspondance des charges ultimes calculées et réelles est excellente en ce qui concerne le portique à poutre HE140B (λ_u respectivement égal à 3,02 et 3,10). L'estimation théorique du multiplicateur de ruine réel pour le portique à poutre HE100B s'avère, par contre, excessivement insécuritaire (2,29 au lieu de 2,06).

L'analyse élastique linéaire du second ordre de ces deux structures soumises aux charges pondérées correspondant aux multiplicateurs de ruine calculés théoriquement (respectivement 3,02 et 2,29) met clairement en évidence l'influence non négligeable des charges axiales dans les colonnes sur le moment maximum atteint dans la poutre et les noeuds d'assemblage. Dans la structure à poutre HE140B, l'"effet ϵ " est insuffisant pour donner naissance à une rotule plastique dans la poutre à mi-travée. On constate, dans ce cas, que le multiplicateur de ruine fondé sur les résultats de l'analyse élastique linéaire du premier ordre fournit une très bonne estimation de la charge de ruine réelle et ce, malgré la modification de la sollicitation de la colonne due aux effets du second ordre (tableau 8.8.). La situation est très différente en ce qui concerne la structure à poutre HE100B. Le développement d'une rotule plastique à mi-travée dans la poutre, préalablement à la ruine des colonnes, réduit très fortement la charge de ruine de l'ossature (tableau 8.8.). Le multiplicateur des charges associé à la formation de cette rotule a été évalué en [E7] - au cours d'un travail de fin d'études dont nous avons assuré l'encadrement - sur base d'une analyse élastique linéaire du second ordre : $\lambda = 1,7$; ce niveau de chargement correspond à la résistance maximale élastique de la structure et doit, par conséquent, être considéré, dans le cadre d'un dimensionnement élastique, comme la résistance de calcul de l'ossature.

Type d'analyse	Résultats	Poutre HE140B $M_{pb}=57,8$ kNm $M_V^{pb}=46,2$ kNm	Poutre HE100B $M_{pb}=24,4$ kNm $M_V^{pb}=19,5$ kNm
Analyse élastique linéaire du premier ordre	Multiplicateur de ruine de la poutre et des noeuds d'assemblage	4,05	2,30
	Multiplicateur de ruine des colonnes	3,02	2,29
	Multiplicateur de ruine de l'ossature	<u>3,02</u>	<u>2,29</u>
	Moment dans la poutre (kNm) à mi-travée à la ruine	$43,1 < M_{pb}$	$24,3 < M_{pb}$
	Moment dans les noeuds d'assemblage (kNm) à la ruine	$13,5 < M_V$	$18,7 < M_V$
Analyse élastique linéaire du second ordre	Moment dans la poutre (kNm) à mi-travée à la ruine "du premier ordre"	$49,7 < M_{pb}$ pour $\lambda = 3,02$	$35,7 > M_{pb}$ pour $\lambda = 2,29$
	Moment dans les noeuds d'assemblage (kNm) à la ruine "du premier ordre"	$6,9 < M_V$ pour $\lambda = 3,02$	$7,3 < M_V$ pour $\lambda = 2,29$
Analyse non linéaire par FINELG	Multiplicateur de ruine de l'ossature	<u>3,1</u>	<u>2,06</u>

Tableau 8.8. - Multiplicateurs de ruine des structures étudiées (dimensionnement élastique).

Toutefois, une estimation moins sécuritaire de la charge de ruine peut être obtenue en déterminant la résistance au flambement des colonnes soumises au diagramme d'efforts internes du premier ordre et supposées articulées à leur extrémité supérieure.

Cette approche conduit à une valeur du multiplicateur de ruine λ égale à 2,16; ce résultat, très légèrement insécuritaire (le multiplicateur réel vaut 2,06 - voir tableau 8.8.), est lié principalement au degré de précision propre de la formule d'interaction (8.1.) utilisée pour évaluer la capacité portante des colonnes comprimées et fléchies.

On note effectivement (figure 8.28.), pour cette structure particulière à un étage et une travée symétriquement chargée, que l'apparition d'une rotule plastique à mi-travée dans la poutre pour $\lambda = 1,7$ annule effectivement la restrainte à l'extrémité supérieure des colonnes (l'écroutissage de l'acier a été négligé lors de la simulation non linéaire par FINELG). L'application de cette approche de calcul à des ossatures à

géométrie et chargement moins particuliers - et plus réalistes - pour lesquelles l'effet de l'écroûissage est pris en compte fournit toujours des résultats sécuritaires.



Figure 8.28. - Annulation de la rigidité flexionnelle de la poutre suite à l'apparition d'une rotule plastique à mi-travée.

8.3.3. Solution à apporter

Dans une série de publications et de documents consacrés à l'étude de la stabilité des colonnes d'ossatures contreventées [S4, S6, B8, B9], SNIJDER et BIJLAARD font état de leurs travaux relatifs à la modification, en cours de chargement, de l'allure du diagramme des moments de flexion dans les poutres et les noeuds d'assemblage et ce, en raison des effets du second ordre qui prennent naissance dans les colonnes comprimées (figure 8.29.).

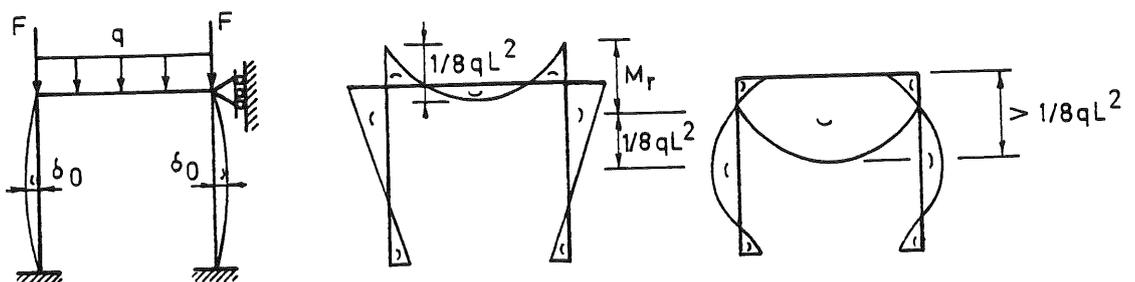


Figure 8.29. - Comparaison des diagrammes de moments à la ruine [S4].

En [S4] et [B8], ces auteurs proposent d'ailleurs des expressions mathématiques visant à évaluer le "moment de restrainte" M_r (figure 8.29.) associé à l'"effet ϵ ". La connaissance de ce moment M_r permet effectivement, à la figure 8.29., une détermination précise du moment maximum en travée dans la poutre ainsi qu'une vérification de la sollicitation de cette dernière lors de la ruine des colonnes par instabilité.

Les formules que nous donnons ci-dessous sont extraites de [B8]; elles peuvent être appliquées à des structures plus complexes que celle décrite à la figure 8.29.

. colonne encastrée en base et restreinte à l'autre extrémité

$$\frac{M_r}{M_{pc}} = f (\lambda_{sys} - \lambda_{eff}) \frac{(N_E - N_{u,eff}) N}{(N_E - N) N_{u,eff}} \quad (8.33.)$$

avec :

$$f = 1,3 \cdot 10^{-4} \lambda_{sys} + 2,6 \cdot 10^{-3} \quad \text{si } \lambda_{sys} < 110 \quad (8.34.a.)$$

$$f = 1,7 \cdot 10^{-2} \quad \text{si } \lambda_{sys} \geq 110 \quad (8.34.b.)$$

. colonne restreinte à ses deux extrémités

Le moment de restreinte à l'extrémité A s'identifie à la plus faible des valeurs de $M_{r,A}$ issue des trois équations suivantes :

$$\frac{M_{r,A}}{M_{pc}} = f R (\lambda_{sys} - \lambda_{eff}) \frac{(N_E - N_{u,eff}) N}{(N_E - N) N_{u,eff}} \quad (8.35.a.)$$

$$\frac{M_{r,A}}{M_{pc}} = -0,015 + C \lambda_{sys} \quad (8.35.b.)$$

$$\frac{M_{r,A}}{M_{pc}} = 1,18 \left(1 - \frac{N}{N_p}\right) \quad (8.35.c.)$$

où

$$R = \frac{2 (\rho_A/\rho_B)}{1 + (\rho_A/\rho_B)} \quad (8.36.)$$

$$f = -4,39 \cdot 10^{-4} + 1,29 \cdot 10^{-4} \lambda_{sys} - 4,51 \cdot 10^{-7} \lambda_{sys}^2 \quad (8.37.)$$

$$C = 3,3 \cdot 10^{-3} + 8,344 \cdot 10^{-4} \log(\rho_A/\rho_B) - 1,24 \cdot 10^{-4} \log^2(\rho_A/\rho_B) \quad (8.38.)$$

Le moment de restreinte à la seconde extrémité, B, est déduit selon :

$$\left(\frac{M_{r,B}}{M_{pc}}\right)_{\rho_A/\rho_B=x} = 2 \left(\frac{M_{r,A}}{M_{pc}}\right)_{\rho_A/\rho_B=1} - \left(\frac{M_{r,A}}{M_{pc}}\right)_{\rho_A/\rho_B=x} \quad (8.39.)$$

N représente l'effort normal appliqué à la colonne. N_E , N_p et $N_{u,eff}$ désignent respectivement la charge de flambement eulérienne, la charge d'écrasement plastique et la capacité portante ultime de la colonne comprimée que l'on étudie; le calcul de N_E et $N_{u,eff}$ repose sur l'utilisation de la longueur effective de flambement de la colonne (voir 8.2.1.2.). λ_{sys} et λ_{eff} traduisent l'élanement de la colonne considérée respectivement comme bi-articulée et restreinte.

Enfin :

$$\rho_A = \frac{R_A L_c}{E I_c} \quad (8.40.a.)$$

$$\rho_B = \frac{R_B L_c}{E I_c} \quad (8.40.b.)$$

R_A et R_B caractérisent les restraints aux extrémités de la colonne (formule 8.2.). I_c et L_c représentent l'inertie et la hauteur de la colonne.

Lorsque la restrainte à l'une des extrémités de la colonne est due à plusieurs poutres, il convient de répartir le moment de restrainte M_r à cette extrémité entre les différentes poutres et ce, au prorata de leur rigidité respective.

La référence [B8] précise davantage les vérifications de la poutre à effectuer dans ce cas.

SNIJDER et BIJLAARD semblent - car il n'existe, à notre connaissance, aucune publication justifiant ces résultats - avoir eu recours aux expressions (8.33.) à (8.40.) dans le cadre d'une étude paramétrique dont les principales conclusions, que nous reprenons ci-après, ont été exposées en [B9] :

"Les moments de restrainte dus aux effets du second ordre sont inférieurs à 5 % de la capacité de résistance flexionnelle de la poutre, et peuvent par conséquent être ignorés lors de son dimensionnement, si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- le rapport entre la portée de la poutre et la hauteur de la colonne est supérieur à l'unité;
- la capacité de résistance flexionnelle de la poutre est supérieure à celle de la colonne."

Plusieurs éléments nous poussent toutefois à douter de la validité des formules (8.33.) à (8.40.) ainsi que de celle des recommandations exposées ci-dessus :

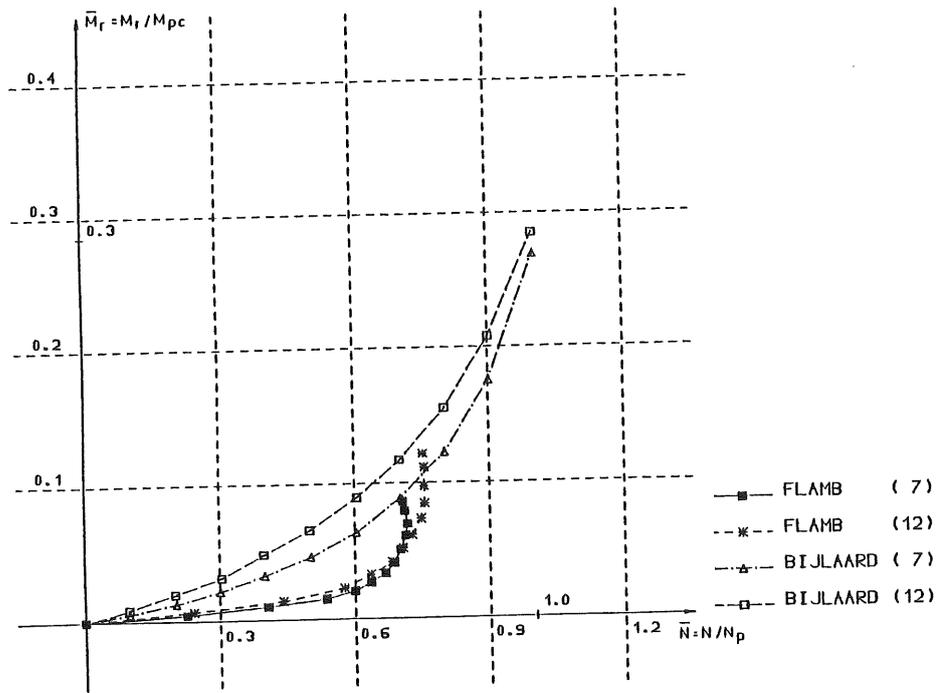
i) A l'occasion d'un travail de maîtrise [A15] dont nous avons assuré la guidance, les formules précitées ont été comparées aux résultats de simulations numériques du flambement de colonnes restreintes à leurs extrémités. Une discordance très importante entre les résultats théoriques et numériques est systématiquement apparue, quel que soit le cas traité. Les deux diagrammes de la figure 8.30. présentent, à titre d'exemples, les résultats relatifs à une colonne identiquement restreinte à ses deux extrémités et dont l'élanement λ_{sys} est respectivement égal à 1,0 (figure 8.30.a.) et 2,0 (figure 8.30.b.). Deux valeurs distinctes de la restreinte sont envisagées ($\alpha_{\text{eff}} = 7$ et 12 - formule 8.13.).

Les formules (8.33.) à (8.40.) conduisent, dans ces cas précis, à une surestimation évidente du moment de restreinte M_r , quel que soit le niveau de compression dans la colonne; de plus, on note un comportement asymptotique des courbes théoriques à la droite $\bar{N} = N_E/N_P$ associée à la charge eulérienne N_E de flambement. Ce fait s'explique par le caractère élastique linéaire de l'équation différentielle [S4] dont l'expression du moment de restreinte est extraite.

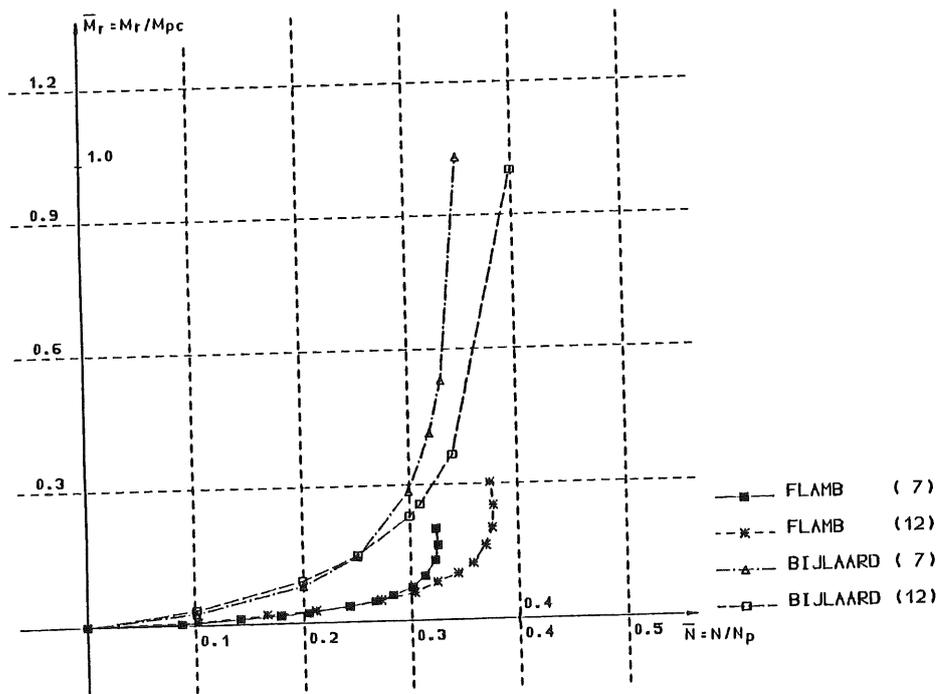
La différence entre la charge de ruine réelle de la colonne et la charge eulérienne tend à diminuer avec l'accroissement d'élanement. En effet, plus ce dernier augmente, moins le degré de plastification de la colonne à la ruine est important.

ii) L'étude paramétrique effectuée par SNIJDER et BIJLAARD semble reposer, comme nous l'avons déjà mentionné, sur l'utilisation des formules (8.33.) à (8.40.) dont nous venons de mettre l'imprécision en évidence ci-dessus.

iii) Les recommandations suggérées par SNIJDER et BIJLAARD pour déceler les situations dans lesquelles l'influence des effets du second ordre peut être négligée ne portent que sur la géométrie des structures et non sur leur chargement. On peut penser que ces auteurs se sont limités à l'étude du dimensionnement élastique des structures pour lequel la ruine survient par instabilité des colonnes. Le problème se pose différemment lors de la vérification des colonnes d'une ossature



a - $\bar{\lambda} = 1,0$



b - $\bar{\lambda} = 2,0$

Figure 8.30. - Estimations du moment M_r à l'extrémité d'une colonne restreinte soumise à compression.

dont la ruine est associée à la formation de mécanismes de poutre. En effet, il importe, dans ce cas, de pouvoir préciser l'influence réelle de l'"effet ϵ " dans la partie de l'ossature restée élastique et soumise à des charges inférieures aux charges de ruine. La notion de "chargement" prend alors toute sa signification. Par ailleurs, on peut s'étonner de ne voir apparaître, dans ces recommandations, que des conditions relatives aux poutres, aux colonnes et non aux noeuds d'assemblage.

Il est probable que les résultats de l'étude paramétrique, vraisemblablement orientée vers les structures à noeuds rigides, aient été "transférés" intégralement aux structures à noeuds semi-rigides. Il suffit de songer à l'influence inexistante du flambement des colonnes sur la sollicitation des poutres dans une ossature à noeuds rotulés pour se rendre compte de l'importance de ce facteur "noeuds" ainsi que du caractère inapproprié des recommandations proposées.

Ceci étant, nous pensons que l'existence même de telles recommandations ne doit nullement être remise en question et que des travaux spécifiques devront être menés, dans l'avenir, afin de disposer de critères simples et fiables :

- de différenciation des ossatures dans lesquelles les effets du second ordre doivent ou non être considérés;
- de prise en compte, dès que cela s'avère nécessaire, de l'influence de l'"effet ϵ ".

Cette étude, qui constitue un travail de recherche en soi, ne cadrerait pas avec les objectifs que nous nous étions fixés quant au contenu de cette thèse. Bien qu'ayant décidé de ne pas approfondir ce domaine particulier, il nous semblait toutefois primordial d'apporter un certain nombre d'éléments de réponse à ce problème dont l'influence sur le comportement des ossatures peut conduire à des estimations insécuritaires des charges de ruine et limite fortement la validité des méthodes de dimensionnement que nous avons exposées dans ce chapitre.

C'est ainsi que nous suggérons :

- i) d'effectuer le dimensionnement élastique ou plastique sur base des indications que nous avons détaillées respectivement en 8.2.1. et 8.2.2. et, entre autres, d'une analyse du premier ordre de l'ossature;
- ii) de vérifier ensuite l'état de sollicitation des poutres et des noeuds d'assemblage qui sont supposés restreindre les colonnes à la ruine

ainsi que de s'assurer du respect de la condition relative à leur comportement élastique, par l'intermédiaire d'une analyse du second ordre de l'ossature tout entière soumise aux charges de ruine définies en i) ci-dessus.

Cette procédure est relativement contraignante dans la mesure où elle nécessite une analyse supplémentaire de l'ossature à la ruine. Elle nous semble cependant être la seule capable, dans l'état actuel des connaissances, de valider le dimensionnement effectué.

Pour les structures dimensionnées élastiquement, cette vérification supplémentaire à la ruine est beaucoup moins astreignante qu'il ne pourrait paraître, quand on sait que l'analyse élastique linéaire du second ordre d'une ossature contreventée peut s'effectuer de manière très aisée, grâce aux modifications apportées par VANDEPITTE [V3] à la méthode des rotations (slope-deflection method). Cette dernière repose sur l'expression d'équations constitutives - relatives à chaque barre de l'ossature - qui fournissent les valeurs des moments d'extrémité M_g et M_d (figure 8.19.) à partir des moments d'encastrement parfaits m_g et m_d et des rotations ϕ_g du noeud gauche et ϕ_d du noeud droit. En l'absence d'efforts normaux dans les barres, ces relations moment-rotation s'expriment selon :

$$M_g = m_g + \frac{2 EI}{L} (2 \phi_g + \phi_d) \quad (8.41.a.)$$

$$M_d = m_d + \frac{2 EI}{L} (\phi_g + 2 \phi_d) \quad (8.41.b.)$$

VANDEPITTE propose simplement de remplacer ces équations par celles que nous donnions aux formules (8.26.) et qui font intervenir la notion de "fonction de stabilité" que nous avons eu l'occasion de préciser en 8.2.1.2.5.b.

L'utilisation de fonctions de stabilité requiert la connaissance préalable de l'effort normal sollicitant les barres, afin de pouvoir évaluer le paramètre ϵ (formule 8.25.c.).

Le processus logique consiste à partir des efforts normaux, à la ruine, résultant de l'analyse du premier ordre, à les utiliser pour déterminer ϵ dans chaque barre et d'effectuer enfin l'analyse du second ordre de l'ossature. L'obtention d'efforts normaux dans les barres légèrement dif-

férents de ceux issus de l'analyse du premier ordre devrait nous inciter à réaliser une analyse du second ordre supplémentaire sur base des nouvelles valeurs des efforts normaux et de poursuivre ce processus itératif jusqu'à stabilisation des valeurs des efforts intérieurs.

En pratique, la précision des résultats permet de stopper le processus dès la première itération; une seule analyse du second ordre est donc effectuée.

En définitive, nous pouvons conclure que l'analyse supplémentaire du second ordre de l'ossature visant à vérifier le niveau de sollicitation des poutres et des noeuds d'assemblage à la ruine constitue, en l'absence de critères simples et fiables, un handicap à l'utilisation des approches de dimensionnement élastique et plastique; celui-ci est en fait relativement mineur, pour les ossatures dimensionnées élastiquement, en raison de la simplicité et du caractère non itératif de l'analyse supplémentaire requise (les algorithmes de calcul faisant appel à la méthode des rotations peuvent être très aisément modifiés pour prendre en compte l'influence de l'effet ϵ).

Il nous reste maintenant à montrer le bien-fondé de la procédure de vérification des poutres et des noeuds d'assemblage que nous venons d'exposer.

Pour ce faire, nous présentons aux figures 8.31. et 8.32., respectivement pour les ossatures A1 et B1 des tableaux 8.4. et 8.5., une comparaison des diagrammes de moments de flexion à la ruine issus :

- de la simulation non linéaire exacte du comportement de la structure par FINELG;
- d'une analyse élastique linéaire du premier ordre;
- d'une analyse élastique linéaire du second ordre.

Les analyses élastiques s'effectuent dans la structure dont les noeuds d'assemblage globalisés (voir chapitre 6) sont caractérisés par leur rigidité sécante. Ces deux exemples sont choisis :

- d'une part, parce qu'ils illustrent parfaitement les résultats obtenus pour l'ensemble des structures étudiées;
- d'autre part, en raison de l'importance des efforts normaux dans les colonnes (ce qui n'est pas le cas pour les structures A3 et B3 - tableaux 8.6. et 8.7. - qui font l'objet d'un dimensionnement plastique).

Le recours à une analyse du premier ordre se traduit, pour la structure A1 (figure 8.31.a.) par une sous-estimation de 20 % du moment maximum en

travée dans la poutre. Ce pourcentage se réduit à 6 % si l'évaluation des efforts intérieurs à la ruine s'effectue par l'intermédiaire d'une analyse du second ordre (figure 8.31.b.).

Attardons-nous plus particulièrement, en ce qui concerne la structure B1 (figure 8.32.) sur la valeur du moment maximum dans les noeuds d'assemblage. Nous notons, pour le noeud le plus chargé (noeud d'assemblage gauche de la poutre droite), une réduction de 16 à 13 % de l'erreur commise et, pour le noeud d'assemblage droit de la poutre gauche, une réduction de 18 % à 14 % (tableau 8.9.).

Noeuds d'assemblage considérés	Moments de flexion à la ruine				
	Analyse exacte par FINELG	Analyse élastique du 1er ordre		Analyse élastique du 2nd ordre	
		Moment (kNm)	Ecart (%)	Moment (kNm)	Ecart (%)
Noeud gauche de la poutre droite	72,7	61,3	15,7	63,0	13,3
Noeud droit de la poutre gauche	72,5	59,8	17,5	62,6	13,7

Tableau 8.9. - Moments de flexion à la ruine ($\lambda = 1,99$ - voir tableau 8.5.) dans les noeuds les plus sollicités de l'ossature B1.

La subsistance d'erreurs relativement importantes (13 % et 14 %), malgré la prise en compte des effets du second ordre, s'explique par :

- la globalisation de la déformabilité des noeuds d'assemblage (voir sous-chapitre 6.2.);
- la modélisation bi-linéaire (rigidité sécante - capacité plastique) des courbes de déformabilité des noeuds d'assemblage à laquelle nous avons décidé de nous référer au chapitre 7 (voir sous-chapitre 8.4. ci-après).

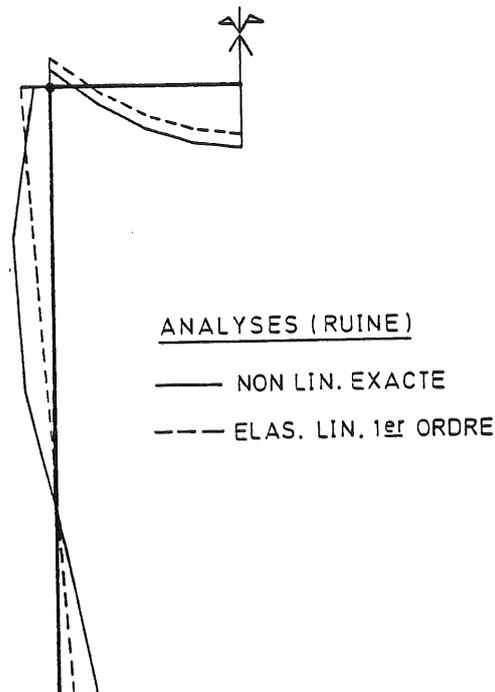
Cette estimation insécuritaire des moments maxima dans les noeuds d'assemblage ne porte pas à conséquence, dans la mesure où les moments atteints dans la structure réelle sont inférieurs à la capacité plastique des noeuds $M_v = 78,7$ kNm. Mais quand est-il dans le cas contraire? Pour répondre à cette interrogation, nous nous sommes livré à l'étude d'une ossature similaire à B1 dont les noeuds d'assemblage ne diffèrent de ceux décrits à la figure 6.13.a. que par la valeur de la capacité plastique M_v ($M_v = 63$ kNm au lieu de 78,7 kNm). Les valeurs des rigidités initiale, sécante et d'écrouissage sont supposées être conservées.

Ce choix (valeur de M_v égale au moment maximum dans les noeuds d'assemblage résultant d'une analyse du second ordre de l'ossature à la ruine - voir tableau 8.9.) n'engendre aucune modification de la valeur théorique du multiplicateur de ruine de l'ossature ($\lambda = 1,99$ - voir tableau 8.5.), dans la mesure où la condition relative au comportement élastique des poutres et noeuds d'assemblage continue à être satisfaite.

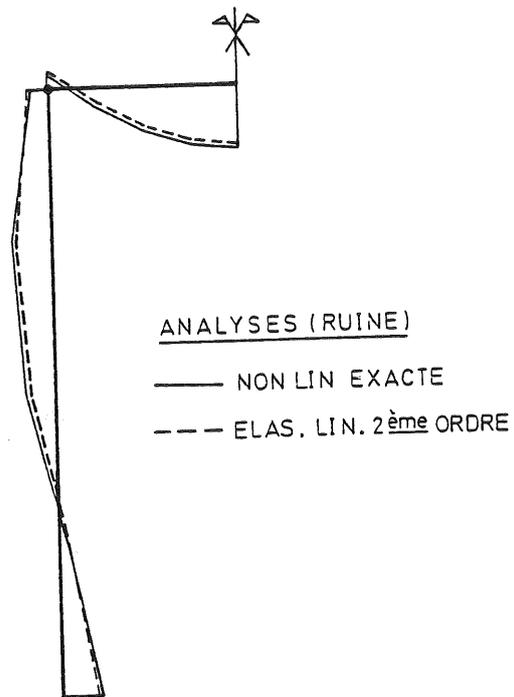
Cette réduction de la capacité plastique des noeuds risque, par contre, d'influencer défavorablement la charge de ruine réelle de l'ossature dont les noeuds sont plus sévèrement sollicités (la plastification supérieure des noeuds se traduit par une diminution de la restreinte disponible aux extrémités des colonnes).

La simulation numérique du comportement réel de l'ossature B1 à noeuds modifiés ($M_v = 63$ kNm au lieu de 78,7 kNm) permet de se rassurer quant à l'impact véritable de l'estimation insécuritaire (13 et 14 %) de la sollicitation des noeuds sur la valeur du multiplicateur de ruine réelle de l'ossature; celui-ci passe effectivement d'une valeur initiale de 2,19 (tableau 8.5.) à 2,17.

Des situations similaires conduisant à des diminutions plus sensibles du multiplicateur de ruine peuvent certes être enregistrées. Elles ne nous paraissent pas susceptibles, au vu de notre expérience, de dépasser la marge de sécurité (4 à 9 % au tableau 8.5.) associée à l'utilisation des méthodes de dimensionnement que nous avons suggérées dans ce chapitre.

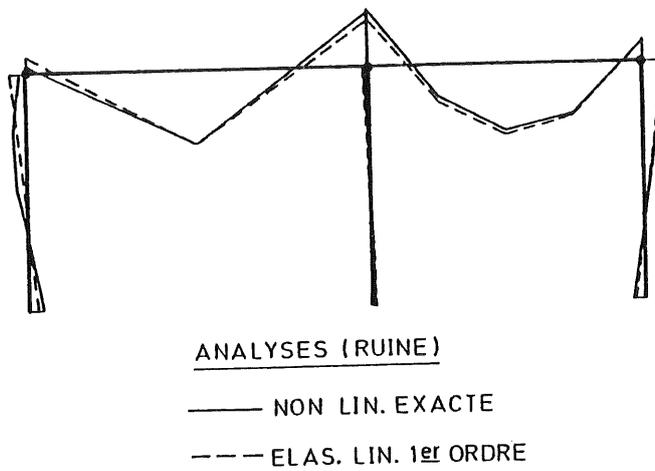


a - Analyse élastique du premier ordre

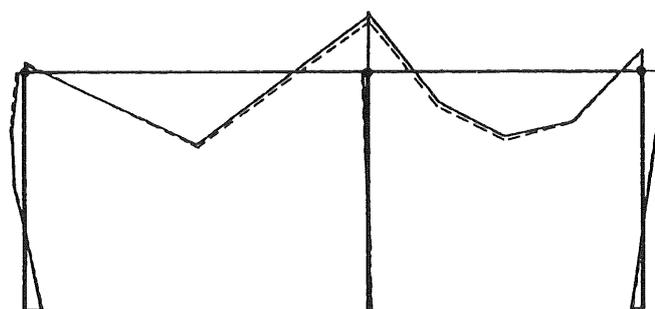


b - Analyse élastique du second ordre

Figure 8.31. - Comparaison du diagramme réel de moments de flexion à la ruine avec celui résultant d'une analyse élastique linéaire (noeuds globalisés caractérisés par leur rigidité sécante - structure A1).



a - Analyse élastique du premier ordre



ANALYSES (RUINE)

— NON LIN. EXACTE

--- ELAS. LIN. 2^{ème} ORDRE

b - Analyse élastique du second ordre

Figure 8.32. - Comparaison du diagramme réel de moments de flexion à la ruine avec celui résultant d'une analyse élastique linéaire (noeuds globalisés caractérisés par leur rigidité sécante - structure B1).

Enfin, nous nous devons de préciser que la vérification du niveau de sollicitation des poutres et des noeuds d'assemblage à la ruine, par l'intermédiaire d'une analyse du second ordre de l'ossature étudiée, ne se justifie que lorsque le degré de compression axiale des colonnes est suffisamment élevé que pour influencer le comportement de la structure. Les travaux de VANDEPITTE [V3] lui ont permis d'isoler une valeur limite du paramètre ϵ (formule 8.25.c.), en-deçà de laquelle les effets du second ordre peuvent être négligés : $\epsilon \leq 1,6$.

Nous n'effectuerons donc la vérification supplémentaire de l'ossature que lorsque le taux de compression des colonnes à la ruine conduit à des valeurs de ϵ supérieures à cette borne de 1,6.

8.4. DISCUSSION RELATIVE A LA MODELISATION BI-LINEAIRE DES NOEUDS D'ASSEMBLAGE

Les deux procédures classiques de dimensionnement des ossatures contreventées - élastique et plastique - reposent toutes deux, comme nous l'avons expliqué au chapitre 7, sur la modélisation préalable du comportement flexionnel des sections de poutres et de colonnes ainsi que de celui des noeuds d'assemblage.

Si le modèle bi-linéaire adopté pour la déformabilité flexionnelle des profils double té (figure 7.3.) n'appelle aucun commentaire particulier, il n'en est certes pas de même en ce qui concerne les noeuds d'assemblage (figure 7.4.).

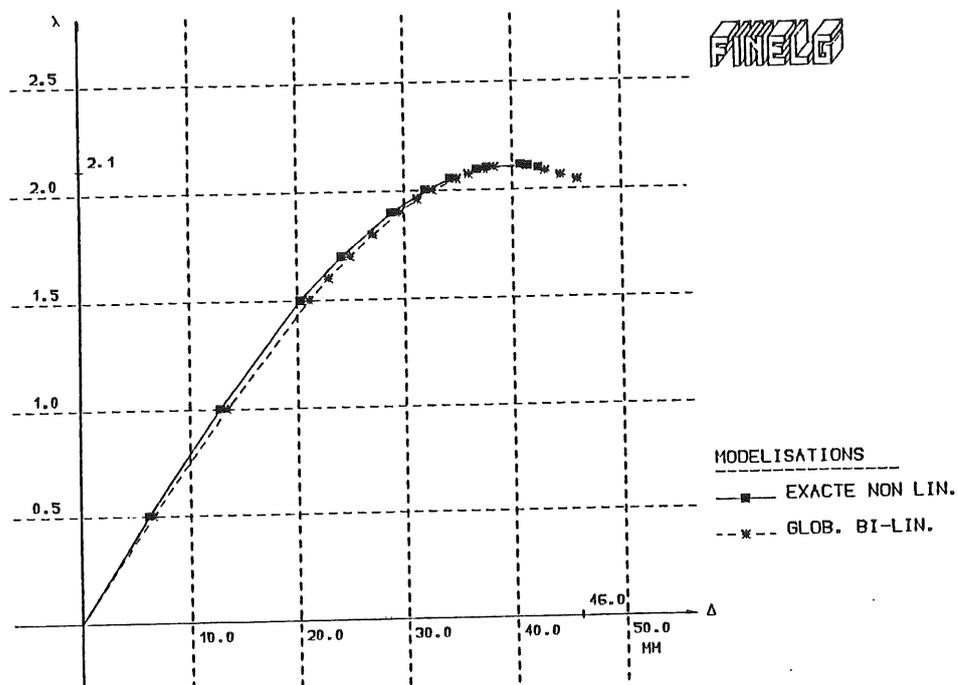
L'utilisation de la rigidité sécante, entre autres, soulève généralement de nombreuses interrogations. D'un point de vue purement théorique, il est clair que la sous-estimation - insécuritaire - du moment réel transmis par les noeuds d'assemblage qu'engendre le recours à la rigidité sécante se traduit par une augmentation - sécuritaire cette fois - de la flèche transversale des poutres ainsi que du moment maximum en travée.

De même - et nous y reviendrons par la suite - la réduction du moment de flexion dans les noeuds d'assemblage conduit, dans bon nombre de cas, à sous-estimer non seulement la sollicitation des colonnes - ce qui est insécuritaire - mais aussi la restreinte au flambement que les noeuds sont en mesure d'offrir aux colonnes - ce qui est sécuritaire. BIJLAARD et ZOETEMEIJER tentent, en [B1], de justifier l'emploi de la rigidité sécante pour le calcul des charges de ruine par instabilité, mais les arguments qu'ils avancent ne nous satisfont pas pleinement. Il nous semble d'ailleurs refléter ici l'opinion de bon nombre d'autres chercheurs avec lesquels nous avons eu l'occasion de débattre de ce problème.

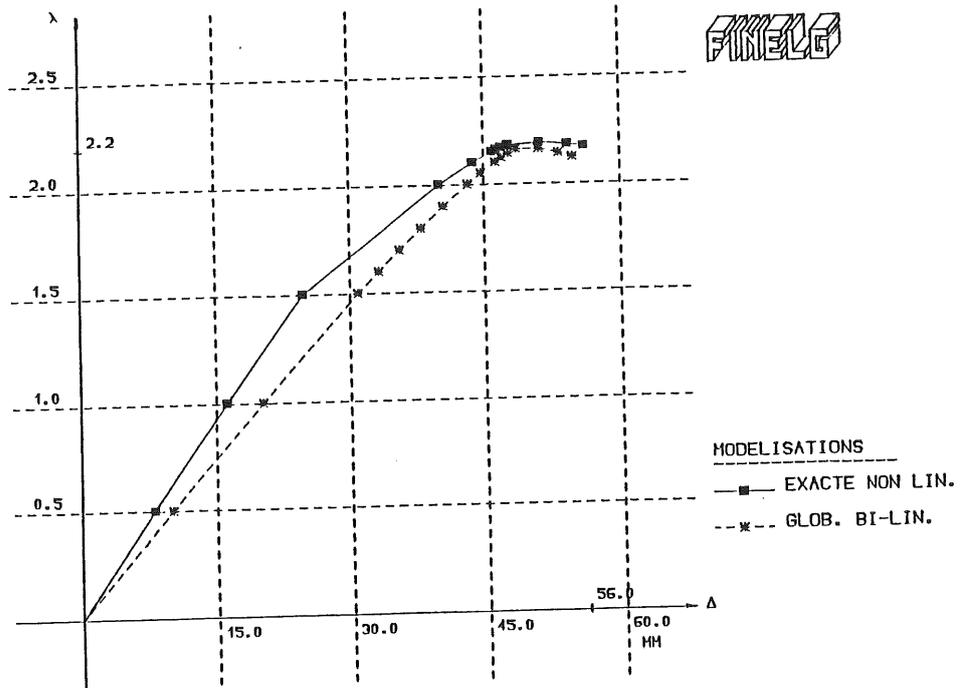
L'absence de justification théorique relative à ce concept de modélisation bi-linéaire nous a incité à en savoir davantage sur l'influence réelle de la modélisation des noeuds sur le comportement des ossatures contreventées. Nous disposons des résultats de simulations numériques exactes (modélisations non linéaires distinctes des panneaux d'âme et des assemblages) du comportement jusqu'à la ruine des six ossatures A1, A2, B1, B2, C1 et D1 définies aux tableaux 8.4. à 8.7. Il nous a dès lors paru intéressant d'effectuer, par l'intermédiaire du programme FINELG, les simulations complémentaires d'ossatures similaires dans lesquelles :

- la déformabilité des panneaux d'âme cisailés et des assemblages est concentrée en un seul ressort flexionnel (l'utilisation du modèle bi-linéaire ne se justifie que dans le cadre d'un dimensionnement pratique pour lequel une globalisation des caractéristiques de déformabilité des noeuds d'assemblage s'impose);
- les noeuds d'assemblage sont caractérisés par une courbe $M_b-\theta$ "bi-linéarisée" (rigidité sécante K_s et capacité plastique M_v).

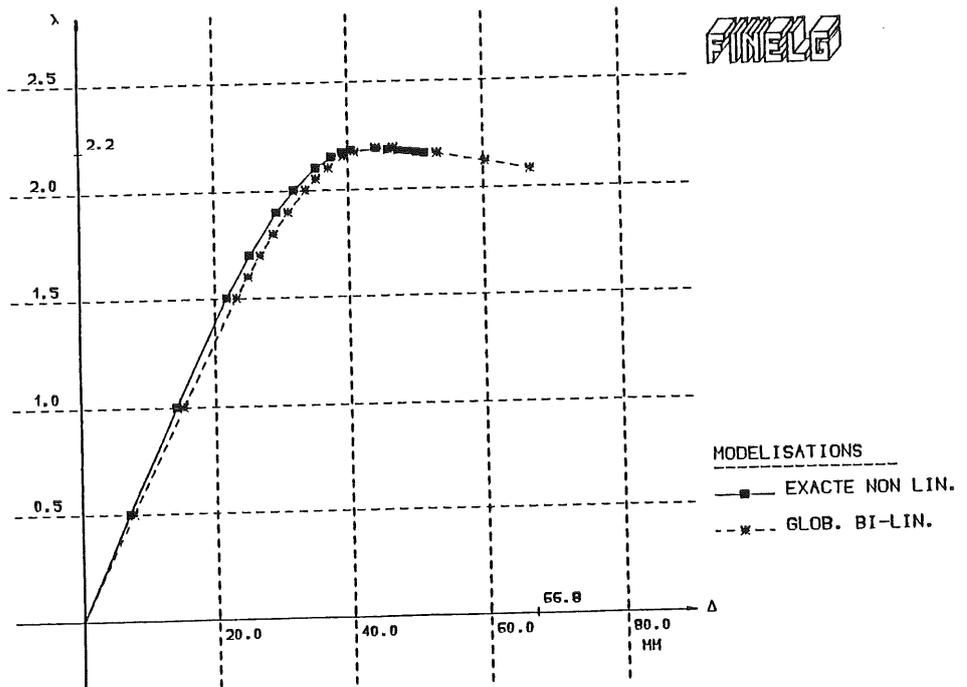
Les figures 8.33.a. à 8.33.f. présentent les résultats de cette étude comparative sous la forme de courbes "flèche (flèche de la poutre de l'ossature dont la déformée transversale est la plus importante) - charge (multiplicateur des charges de service)".



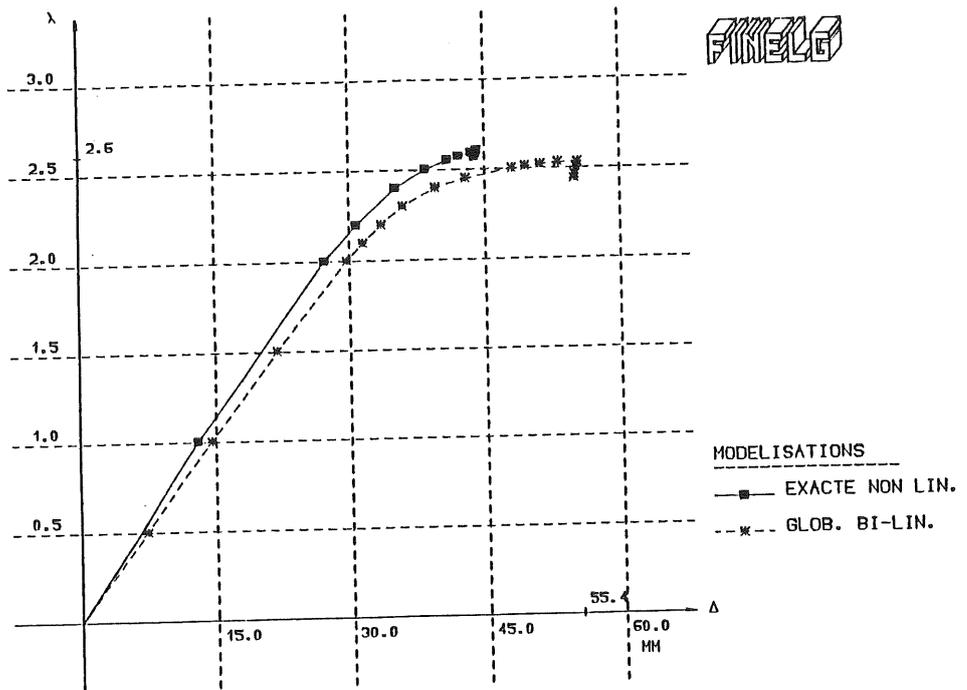
a - Structure A1 (dimensionnement élastique)



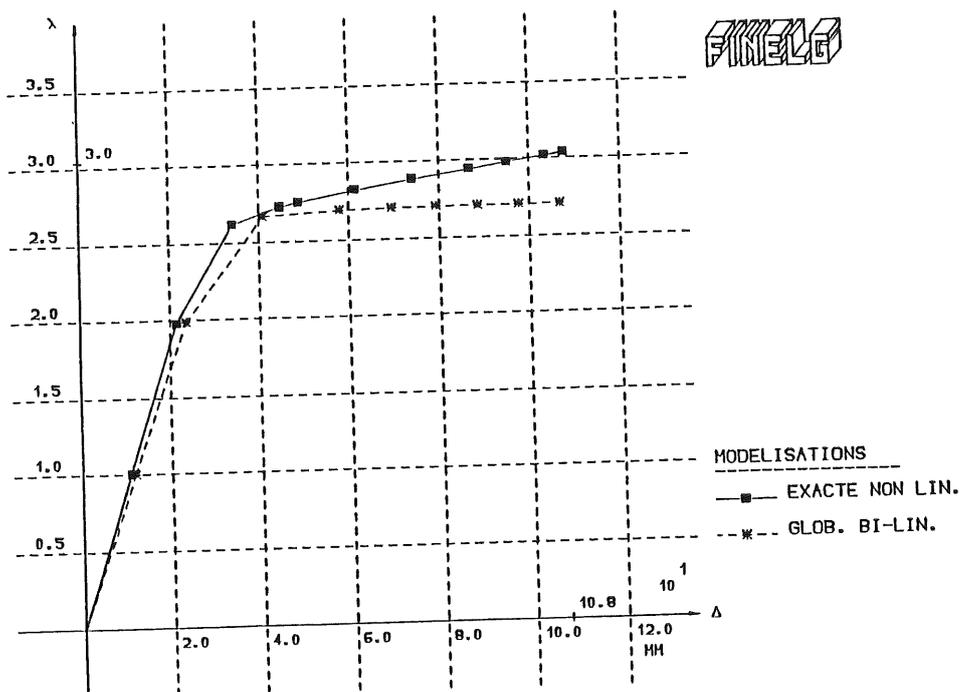
b - Structure B1 (dimensionnement élastique)



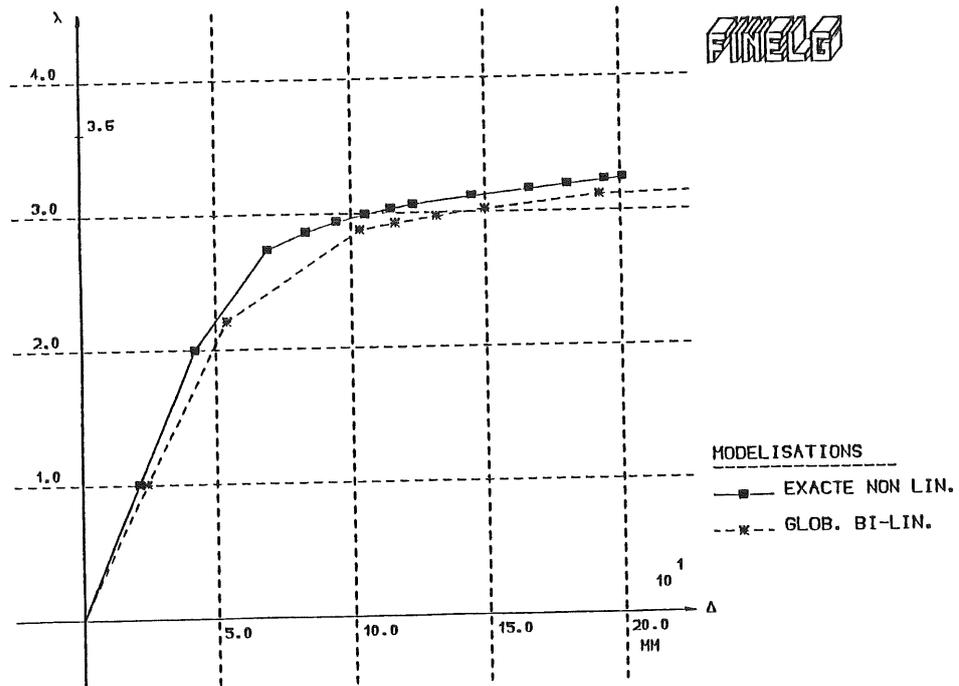
c - Structure C1 (dimensionnement élastique)



d - Structure D1 (dimensionnement élastique)



e - Structure A2 (dimensionnement plastique)



f - Structure B2 (dimensionnement plastique)

Figure 8.33. - Courbes "multiplicateur des charges λ - flèche transversale de poutre Δ "

Il importe d'analyser ces courbes sous deux angles particuliers :
 l'influence de la modélisation bi-linéaire sur la valeur :
 - de la déformée transversale des poutres sous charges de service;
 - du multiplicateur de ruine de l'ossature.

Ces deux aspects du problème sont étroitement liés à la vérification des états-limites auxquels la doctrine semi-probabiliste de la sécurité demande de satisfaire.

En d'autres termes, l'utilisation conjointe de la globalisation ponctuelle de la déformabilité des noeuds et du modèle bi-linéaire sera qualifiée de sécuritaire si elle aboutit à :

- une sur-estimation des flèches transversales des poutres sous charges de service;
- une sous-estimation de la résistance ultime des ossatures.

Le respect de ces deux conditions pour les six ossatures étudiées semblent confirmer les propos de BIJLAARD et ZOETEMEIJER. On notera, en particulier, la très bonne correspondance entre les charges de ruine d'instabilité

(figures 8.33.a. à 8.33.d.) ainsi que le caractère non excessivement sécuritaire des flèches transversales des poutres.

Ainsi que nous l'avons laissé entrevoir ci-dessus, justifier théoriquement l'emploi du modèle bi-linéaire comme un tout s'avère très difficile, voire impossible.

Sérier les problèmes et envisager successivement l'influence de la globalisation et de la modélisation bi-linéaire sur :

- la déformée transversale des poutres sous charges de service;
- la charge de ruine plastique associée à la formation d'un mécanisme de poutre;
- la charge d'instabilité des colonnes dans le cadre d'un dimensionnement élastique ou plastique de l'ossature;

nous semble, par contre, propice à une meilleure compréhension physique des phénomènes.

En effet :

- La sous-estimation de la sollicitation réelle des noeuds d'assemblage qui résulte de la globalisation de leur déformabilité (voir sous-chapitre 6.2.) et de la caractérisation bi-linéaire de leur comportement flexionnel assure systématiquement à la déformation transversale des poutres de l'ossature sous charges de service, une valeur supérieure à celle relevée dans l'ossature réelle.
- L'absence de prise en compte de l'écrouissage important dont les noeuds d'assemblage sont le siège dans leur domaine post-limite de comportement ($M > M_v$ - figure 7.4.) suffit à expliquer les résultats sécuritaires enregistrés lors de l'évaluation de la charge théorique de ruine plastique des poutres de l'ossature (formation de mécanismes).

La justification de l'emploi du modèle bi-linéaire pour le calcul des charges de ruine par instabilité est, par contre, nettement plus délicate. Effectivement, il faut savoir que la capacité portante des colonnes est influencée non seulement par leur sollicitation à la ruine, mais également par le niveau de restrainte flexionnelle à leurs extrémités. Un certain nombre de travaux ont d'ailleurs mis clairement en évidence, ces dernières années, l'influence particulièrement déterminante de ce facteur "restrainte" sur la capacité portante des colonnes [J14, N5, L2].

L'examen attentif des diagrammes comparatifs de moments de flexion (figures 8.34. et 8.35.) relatifs aux deux ossatures de référence A1 et B1 (tableaux 8.4. et 8.5.) permet de juger de l'influence de la modélisation bi-linéaire des noeuds d'assemblage sur la sollicitation des colonnes.

Les figures 8.36. et 8.37., qui présentent l'évolution des moments de

flexion dans les noeuds d'assemblage au cours du chargement des structures A1 et B1, aident, quant à elles, à préciser le niveau de restreinte disponible, à la ruine, aux extrémités des colonnes.

L'analyse des figures 8.34. et 8.35. appelle un certain nombre de commentaires :

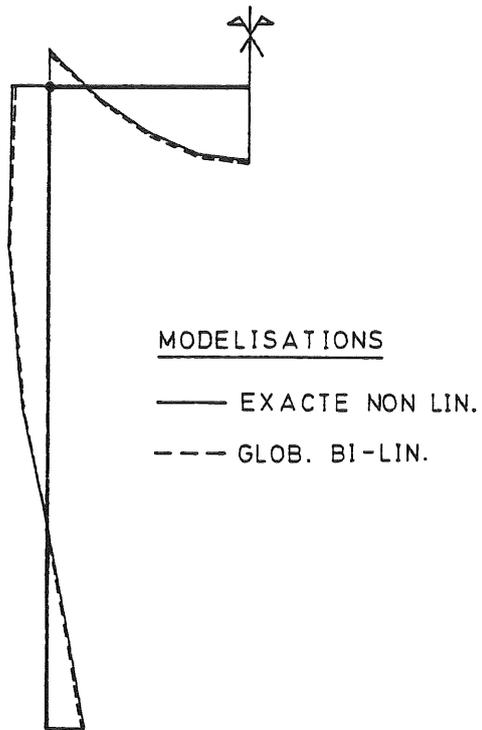
- Pour la structure A1, (figure 8.34.), les moments de flexion transmis par les noeuds d'assemblage dépendent de leur rigidité flexionnelle propre, mais également de celle des colonnes. La flexibilité importante de ces dernières, comparativement à celle des noeuds (domaine $M < M_v$ de comportement - figure 7.4.), détermine, presque à elle seule, la distribution des moments de flexion dans l'ossature et explique la correspondance quasi-parfaite des diagrammes de la figure 8.34., quel que soit le niveau de chargement.

Suivant ce raisonnement, une discordance sensible au niveau des moments de flexion réels et théoriques ne peut découler que de l'utilisation d'une colonne à raideur flexionnelle élevée et de noeuds d'assemblage peu rigides. En réalité, cette situation n'est pas très préoccupante; bien sûr, elle conduit à une sous-estimation de la sollicitation flexionnelle de la colonne, mais les faibles valeurs des moments susceptibles d'être transmis par des noeuds d'assemblage flexibles limitent grandement l'impact réel de cet effet sur la charge de ruine de la colonne par instabilité.

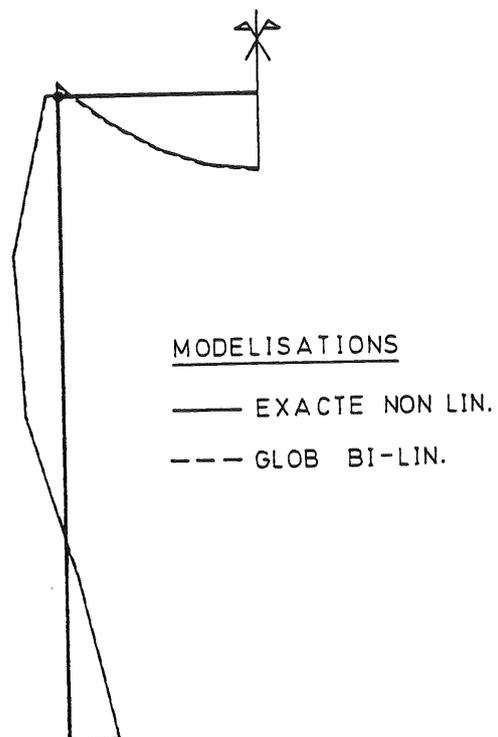
- La similitude des diagrammes de moments dans les colonnes extérieures de l'ossature B1 trouve également son origine dans la flexibilité importante des colonnes par rapport à celle des noeuds (figure 8.35.).

Le problème de la colonne intérieure se pose différemment; l'équivalence des moments qui sont transmis par les noeuds d'assemblage, à son extrémité supérieure, en fait une colonne presque exclusivement comprimée. Dans ces conditions, une erreur, même importante en termes de pourcents, lors de l'estimation théorique de sa sollicitation flexionnelle ne peut avoir, de toute manière, qu'une influence tout à fait négligeable sur sa charge de ruine par instabilité. Par contre, la modélisation des noeuds adoptée influe considérablement sur la valeur du moment de flexion que ces derniers sont en mesure de transmettre, ainsi que l'on peut s'en rendre compte à la figure 8.35.a.

Au-delà d'un certain niveau de chargement des noeuds, appelé $M_{b,lim}$ à la figure 8.38., cette influence tend toutefois à s'estomper, dans la mesure où la rigidité courante du noeud d'assemblage réel possède, dans ce domaine ($M_{b,lim} < M_b < M_v$), une valeur inférieure à celle de la rigidité sécante caractéristique de la modélisation bi-linéaire (figure 8.35.b.).

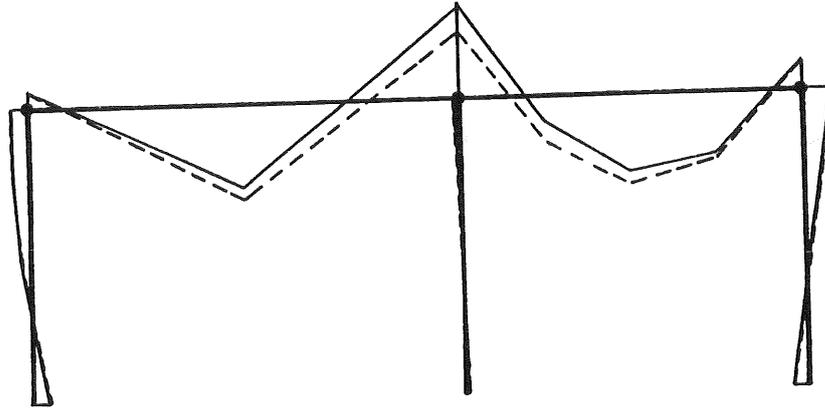


a - Sous charges de service ($\lambda = 1,0$)



b - A la ruine ($\lambda = 2,10$)

Figure 8.34. - Diagrammes comparatifs de moments de flexion relatifs à l'ossature A1.

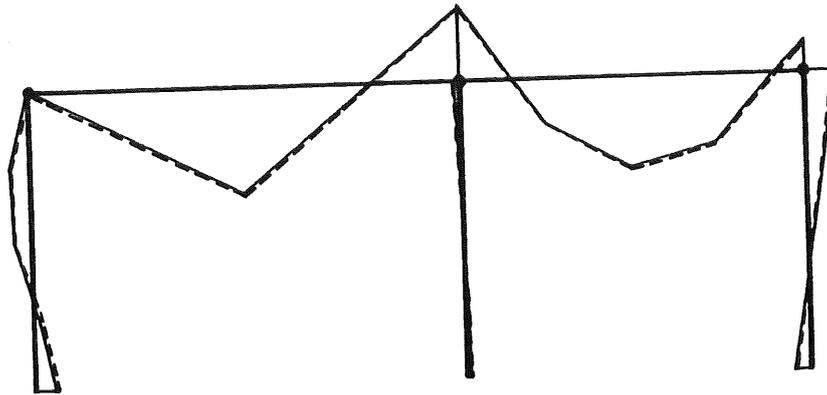


MODELISATIONS

—— EXACTE NON LIN.

--- GLOB. BI-LIN.

a - Sous charges de service ($\lambda = 1,0$)



MODELISATIONS

—— EXACTE NON LIN.

--- GLOB. BI-LIN.

b - A la ruine ($\lambda = 2,16$)

Figure 8.35. - Diagrammes comparatifs de moments de flexion relatifs à l'ossature B1.

L'adoption, dans une structure, de noeuds d'assemblage différents selon les poutres ou de conditions de chargement moins uniformes tend à solliciter davantage les colonnes intérieures en flexion et ce, en raison de la dissymétrie des moments transmis par les poutres.

Lorsque cette dissymétrie est importante, le comportement des colonnes intérieures se rapproche de celui des colonnes extérieures. Entre ces deux cas extrêmes de symétrie - où la sollicitation flexionnelle des colonnes est peu importante - et de complète dissymétrie - où les colonnes intérieures peuvent presque être assimilées à des colonnes extérieures - existe une infinité de situations intermédiaires pour lesquelles on peut supposer qu'il n'est pas nécessaire de se préoccuper outre mesure de l'influence de la globalisation et de la bi-linéarisation du comportement des noeuds sur la sollicitation des colonnes.

Penchons-nous à présent sur l'analyse des restraints disponibles, à la ruine, aux extrémités des colonnes. Il convient, à cet égard, de se rappeler (8.2.1.2.5.a.) que le flambement d'une colonne d'ossature contreventée s'accompagne toujours du déchargement de certains noeuds d'assemblage auxquels elle est connectée et du "surchargement" des autres. Ce fait est d'ailleurs confirmé par les diagrammes des figures 8.36. et 8.37. qui traduisent l'évolution réelle des moments de flexion dans les noeuds d'assemblage au cours du chargement des structures A1 et B1.

Lors du flambement de la colonne de rive de la figure 8.5., par exemple, le noeud supérieur se décharge élastiquement. Cette décharge est caractérisée par :

- la rigidité initiale du noeud si l'on s'en réfère à sa modélisation non linéaire exacte;
- la rigidité sécante du noeud si l'on se réfère à sa modélisation bi-linéaire.

La sous-estimation de la restrainte réelle apportée à la colonne dont les noeuds d'assemblage correspondants sont idéalisés est sécuritaire. Pour le noeud inférieur surchargé, par contre, la rigidité sécante ne peut aboutir à une estimation sécuritaire de la restrainte que dans la mesure où le moment transmis par le noeud est inférieur à $M_{b,lim}$ (voir figure 8.38.). Dans le cas contraire, le recours à la rigidité sécante se montre insécuritaire. Un raisonnement analogue peut être tenu pour la colonne intérieure de la figure 8.3.

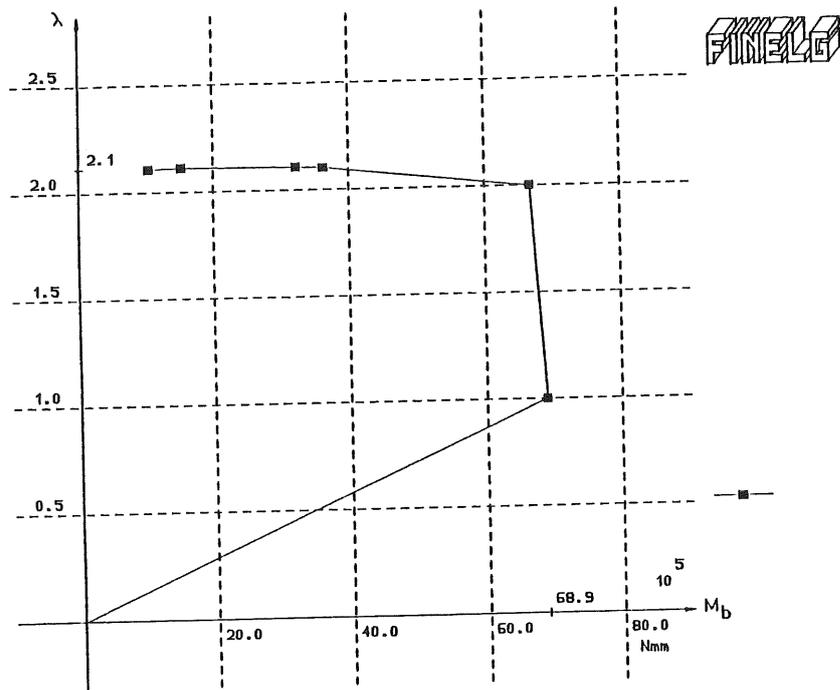


Figure 8.36. - Evolution du moment de flexion dans les noeuds de l'ossature A1

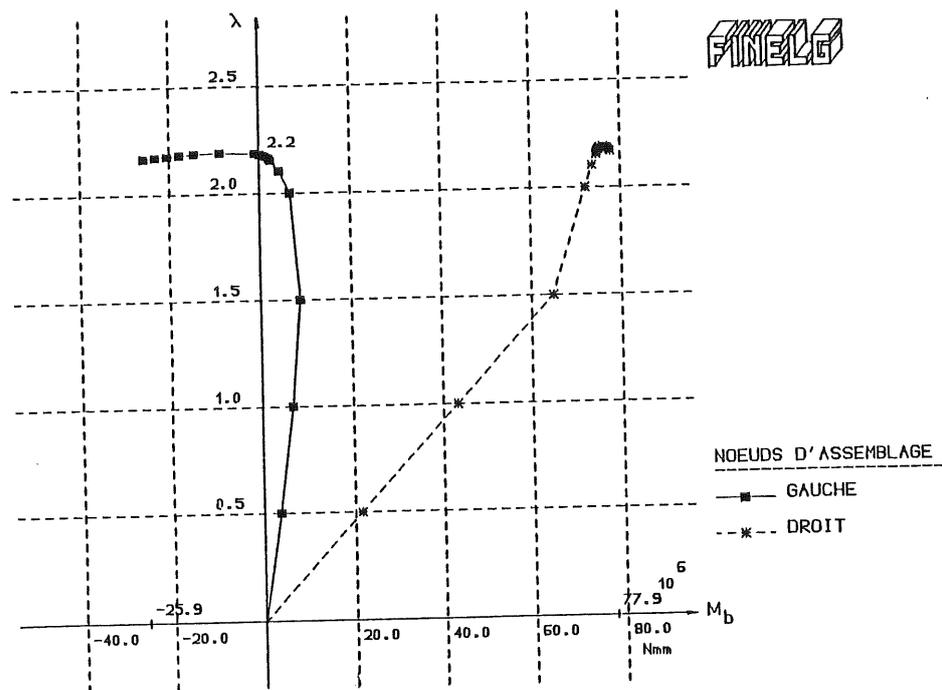


Figure 8.37. - Evolution du moment de flexion dans les noeuds de la poutre gauche de l'ossature B1.

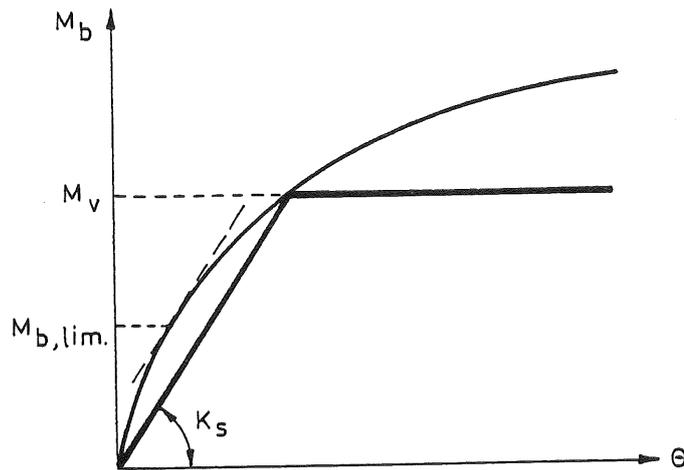


Figure 8.38. - Définition de $M_{b,lim}$.

Il ne nous semble pas opportun de poursuivre cette discussion dont le seul mérite est de mettre en évidence les influences souvent divergentes de la globalisation bi-linéaire du comportement des noeuds d'assemblage sur la sollicitation des colonnes et sur le degré de restrainte à leurs extrémités.

L'absence de justification théorique du caractère sécuritaire de cette idéalisation ne nous empêche toutefois pas de la recommander à des fins pratiques dans la mesure où :

- la modification de la sollicitation flexionnelle des colonnes qu'elle engendre nous paraît peu préjudiciable;
- les simulations numériques effectuées laissent croire à une "compensation" des restraints "sécuritaires" et "insécuritaires" aux extrémités des colonnes.

8.5. CONCLUSIONS

En guise de conclusions au chapitre 8, nous rappelons les étapes significatives de la méthodologie présidant au dimensionnement des ossatures contreventées, à noeuds semi-rigides.

La vérification comporte deux étapes successives :

- la vérification des états-limites de service ;
- la vérification des états-limites ultimes.

La modélisation bi-linéaire, proposée au chapitre 7, du comportement des noeuds d'assemblage a été discutée et nous avons montré que son utilisation pour les vérifications précitées conduit à des résultats sécuritaires et suffisamment précis à des fins pratiques.

La vérification des états-limites de service se borne d'ordinaire au contrôle des flèches maximales prises par les poutres; il importe toutefois de s'assurer, en outre, de l'absence de plastification dans les éléments de l'ossature (cfr. chapitre 7).

Cette vérification réclame une analyse d'ensemble de la structure afin de déterminer les états de sollicitation intérieure et de déplacement.

Nous recommandons, à cet effet, de recourir aux méthodes classiques d'analyse élastique du premier ordre (méthode des rotations, méthode de CROSS,...) aménagées pour prendre en compte la flexibilité des noeuds d'assemblage.

Comme nous l'avons précisé antérieurement (chapitre 7), la vérification des états-limites ultimes consiste à s'assurer que la résistance ultime de l'ossature étudiée est supérieure aux charges dites de calcul obtenues en multipliant les charges de service par un coefficient de pondération approprié.

Pour la vérification de ces états-limites, le concepteur a la responsabilité d'opter a priori pour une méthode d'analyse - élastique ou plastique -, à charge pour lui de contrôler a posteriori si les conditions requises pour la mise en oeuvre de la méthode choisie sont bien satisfaites.

L'approche élastique postule une ruine par perte de stabilité de colonne(s) alors que les poutres et noeuds d'assemblage sont toujours élastiques, au sens de l'idéalisation élastique-parfaitement plastique qui a été faite de leur comportement. Il faut donc vérifier que les multiplicateurs de ruine élastique des poutres et noeuds d'assemblage sont au moins égaux au plus petit des multiplicateurs de ruine des colonnes.

A l'inverse, l'approche plastique suppose une ruine par formation du premier mécanisme plastique de poutre, alors que les colonnes restent stables. Il convient donc de vérifier que la ruine de chaque colonne n'est pas atteinte sous la sollicitation qui est la sienne dans le système statique modifié par la formation du mécanisme plastique précité.

Chacune des deux approches précédentes fait donc appel à deux des trois concepts suivants :

- multiplicateur de ruine élastique de poutre ;
- multiplicateur de ruine plastique de poutre ;
- multiplicateur de ruine par instabilité de colonne.

Le premier d'entre eux s'identifie au facteur d'amplification du diagramme élastique 1er ordre des moments fléchissants de service permettant d'atteindre le moment plastique d'une poutre ou d'un noeud d'assemblage. Le second résulte directement d'une analyse plastique 1er ordre tout à fait élémentaire, puisque limitée à une poutre munie de ses noeuds d'assemblage correspondants. Enfin, le troisième est exploité à partir de la formule d'interaction poutre-colonne adoptée. La longueur de flambement qui y intervient est subordonnée aux restraints d'extrémité effectives pour l'état de charge considéré et le système statique qui lui est associé; sa détermination est facilitée en usant du concept de sous-structure.

Les méthodes d'analyse de 1er ordre, particulièrement indiquées pour les structures contreventées, ne peuvent traduire l'incidence de l'effet ϵ dans les colonnes sur la sollicitation des poutres et noeuds d'assemblage. Nous avons montré que cette influence peut parfois être importante et que les critères, avancés par les chercheurs hollandais pour en justifier l'omission, ne sont pas fondés. En dehors du domaine de valeurs de ϵ ($\epsilon < 1,6$) pour lequel l'analyse de premier ordre est universellement reconnue comme suffisante, nous ne voyons d'autre solution que de procéder a posteriori, pour la charge de ruine présumée, à une analyse de second ordre, laquelle permettra la vérification de l'état réel de sollicitation de la poutre. Dans le cas d'une approche élastique, on dispose, pour ce faire, d'une technique non itérative très aisée d'application. L'approche plastique pose problème dans la mesure où nous ne voyons pas comment éviter l'usage de l'ordinateur.

La formulation de critères susceptibles de déterminer les cas où un effet ϵ - quoique supérieur à la borne précitée - conserve une influence négligeable sur la sollicitation des poutres serait la bienvenue. Pouvoir prédire la sollicitation additionnelle serait encore plus ambitieux. Il s'agit là de travaux auxquels les chercheurs pourraient s'atteler dans les prochaines années.

CHAPITRE 9

DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES

NON CONTREVENTEES

- 9.1. VERIFICATION SOUS CHARGES DE SERVICE
- 9.2. VERIFICATION SOUS CHARGES PONDEREES
 - 9.2.1. Evaluation du multiplicateur de ruine λ_f
 - 9.2.2. Evaluation du multiplicateur critique λ_{cr}
 - 9.2.3. Evaluation du multiplicateur plastique λ_p
- 9.3. CONFRONTATION DE LA METHODE DE VERIFICATION SOUS CHARGES PONDEREES AVEC LES RESULTATS DE SIMULATIONS NUMERIQUES DU COMPORTEMENT REEL DE STRUCTURES
 - 9.3.1. Choix des structures étudiées
 - 9.3.2. Analyses numériques par FINELG
 - 9.3.2.1. Calcul des charges critiques de flambement en masse
 - 9.3.2.2. Calcul des charges de ruine plastique du premier ordre
 - 9.3.2.3. Calcul des charges de ruine réelles
 - 9.3.3. Confrontation avec les résultats numériques
 - 9.3.3.1. Evaluation du multiplicateur critique λ_{cr}
 - 9.3.3.2. Evaluation du multiplicateur plastique λ_p
 - 9.3.3.3. Evaluation du multiplicateur de ruine λ_f
- 9.4. CONCLUSIONS ET DEVELOPPEMENTS FUTURS

DIMENSIONNEMENT DES OSSATURES NON CONTREVENTEES

9.1. VERIFICATION SOUS CHARGES DE SERVICE

Ainsi que nous l'avons expliqué dans l'introduction (voir 7.3.), la vérification d'une structure non contreventée sous charges de service s'effectue par l'intermédiaire d'une analyse élastique linéaire de second ordre de la structure dont les noeuds d'assemblage sont caractérisés, dans leur plage d'utilisation ($M < M_v$), par une rigidité flexionnelle constante que la plupart des auteurs assimilent à la rigidité sécante (figure 7.3.). Le caractère particulièrement sécuritaire de cette approche nous incitera pourtant à substituer à la rigidité sécante K_s une rigidité constante fictive K_{sf} (figure 9.1.), dont l'utilisation, dans une analyse élastique linéaire du second ordre de la structure, permet de simuler de manière presque exacte le comportement réel de celle-ci sous charges de service.

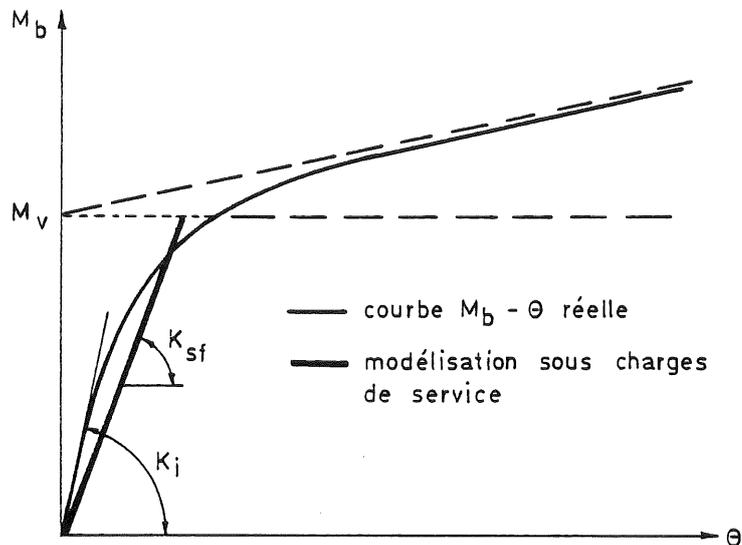


Figure 9.1. - Courbe moment-rotation de noeud : définition d'une rigidité fictive constante K_{sf}

VANDEPITTE a montré [V3] que les effets du second ordre dont une structure à noeuds rigides est le siège lors de son chargement peuvent être pris en compte de manière simple et directe dans la méthode des rotations couramment utilisée pour l'étude élastique linéaire des structures. Ce type d'analyse évite le recours à une méthode itérative habituelle et autorise, par ailleurs, la prise en considération de la diminution de rigidité de l'ossature due aux efforts de compression dans les colonnes.

D'autre part, nous savons que JOHNSTON et MOUNT [J8] ont étendu, dès 1941, le champ d'application de la méthode des rotations à l'analyse des structures à noeuds semi-rigides. En définitive, l'analyse des ossatures non contreventées à noeuds semi-rigides sera donc réalisée très aisément, à condition de définir la valeur de la rigidité fictive constante K_{sf} des noeuds poutre-colonne.

La figure 9.2. décrit l'évolution de la déformée transversale $V_2^{d_{\text{ordre}}}$, sous charges de service, de l'extrémité supérieure des colonnes d'une ossature non contreventée dont les noeuds poutre-colonne, supposés identiques dans toute l'ossature, sont caractérisés par une rigidité fictive constante K , et ce, en fonction de K .

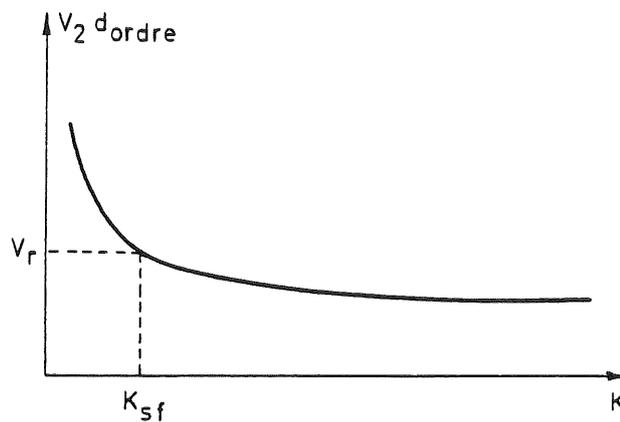


Figure 9.2. - Définition théorique de la rigidité fictive constante K_{sf} des noeuds.

La rigidité K_{sf} des noeuds peut être définie théoriquement comme la valeur particulière de la rigidité K pour laquelle la déformée transversale $V_2^{d_{\text{ordre}}}$ est égale à la déformée correspondante V_r de la structure réelle sous charges de service. La valeur de V_r résulte de l'analyse par FINELG de la structure dont les noeuds sont caractérisés par leur courbe non linéaire réelle.

En effet, on constate que les diagrammes d'efforts internes sous charges de service qui découlent d'une étude élastique linéaire du second ordre de la structure dont les noeuds sont caractérisés par leur rigidité fictive constante K_{sf} sont quasi identiques aux diagrammes réels; il en va de même pour la déformée de la structure. A l'inverse, la rigidité sécante conduit à des déplacements transversaux de l'ossature très importants, ce qui confère généralement à son utilisation un caractère sécuritaire excessif.

Il nous semble intéressant d'illustrer ces principes en les appliquant à l'exemple concret de la figure 9.3. dont la loi de comportement des noeuds est définie à la figure 9.30. (noeud n° 6). Les forces représentées constituent le chargement de la structure en service.

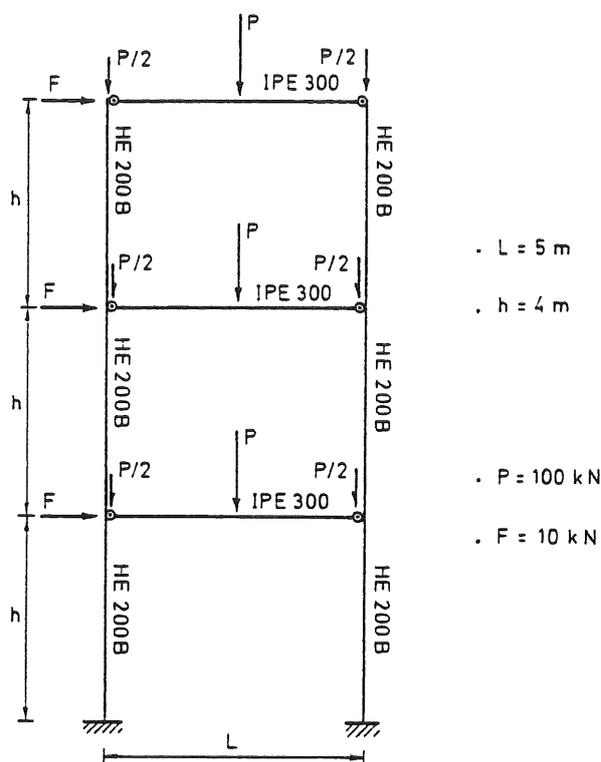


Figure 9.3. - Exemple de structure sous charges de service.

L'analyse non linéaire par FINELG de la structure réelle, sous charges de service, avec prise en compte du hors-plomb initial (figure 9.26.), des contraintes résiduelles et du diagramme $\sigma - \epsilon$ réel de l'acier (figure 9.25.) ainsi que du comportement non-linéaire des noeuds d'assemblage (figure 9.30.) fournit une valeur de la déformée transversale égale à 59,4 mm (1/200 de la hauteur totale de l'ossature); on ne constate aucune plastification des poutres ni des colonnes sous cet état de charges, ce qui correspond parfaitement aux principes de dimensionnement que l'on s'est fixés. La détermination de la valeur de la rigidité fictive K_{sf} des assemblages (figure 9.1.) s'effectue, comme indiqué ci-dessus, sur base de la courbe d'évolution de la déformée transversale élastique linéaire réelle du second ordre de l'ossature (obtenue par FINELG) en fonction de la rigidité supposée constante K des noeuds d'assemblage (figure 9.4.).

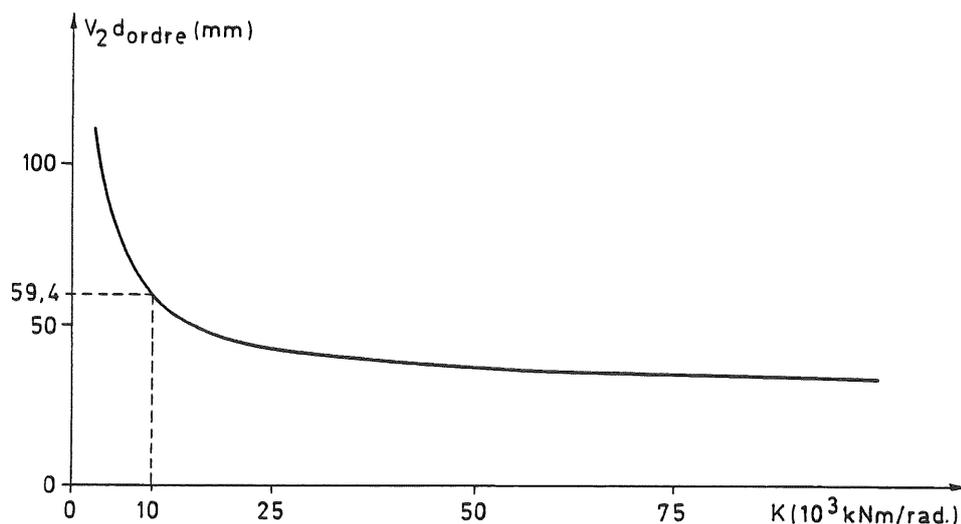


Figure 9.4. - Détermination de K_{sf}

La valeur de la rigidité K_{sf} est de 10.000 kNm/rad dans ce cas précis. L'analyse élastique linéaire du second ordre fournit l'allure de la déformée de la structure (figure 9.5.) et le diagramme des moments de flexion (figure 9.6.). La correspondance avec les résultats de l'analyse par FINELG de la structure dont les noeuds sont caractérisés par leurs courbes $M_b - \theta$ non linéaires est parfaite en ce qui concerne la déformée (figure 9.5.); les diagrammes des moments de flexion (figure 9.6.) ne diffèrent que d'une manière fort peu significative.

A titre de comparaison, une étude élastique linéaire du second ordre appliquée à la même structure dont les noeuds d'assemblage sont cette fois caractérisés par leur rigidité sécante (figure 7.3.) donne, sous charges de service, une flèche transversale en tête de colonne égale à 86,8 mm, soit supérieure de 46 % à la flèche réelle. Des différences sensibles sont également enregistrées au niveau du diagramme de moments de flexion (figure 9.7.); elles ne porteront cependant pas à conséquence lors du dimensionnement de l'ossature, dans la mesure où la vérification des conditions de servicéabilité (limitation du hors-plomb sous charges de service) imposera, si l'on se réfère à la rigidité sécante, un renforcement des sections des barres (poutres et colonnes) et des noeuds d'assemblage.

Néanmoins, il ne faudrait pas perdre de vue que la définition théorique de la rigidité fictive constante K_{sf} nécessite la connaissance préalable de la courbe d'évolution de la déformée transversale élastique linéaire du second ordre de la structure et de la valeur de la déformée transversale de l'ossature réelle qui constitue, bien évidemment, une inconnue.

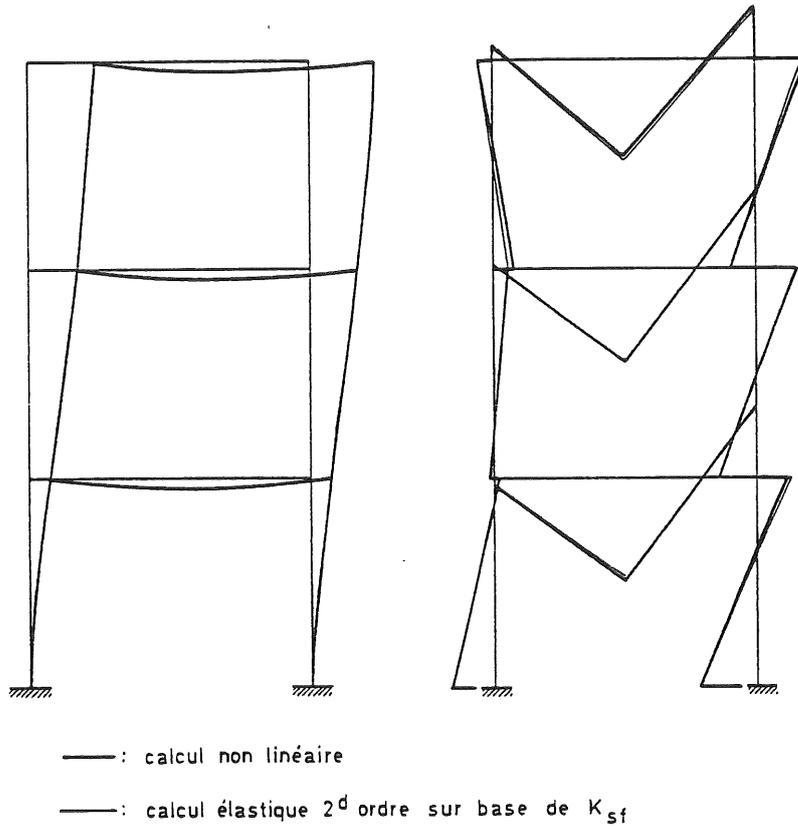


Figure 9.5. - Déformées sous charges de service

Figure 9.6. - Diagrammes de moments sous charges de service

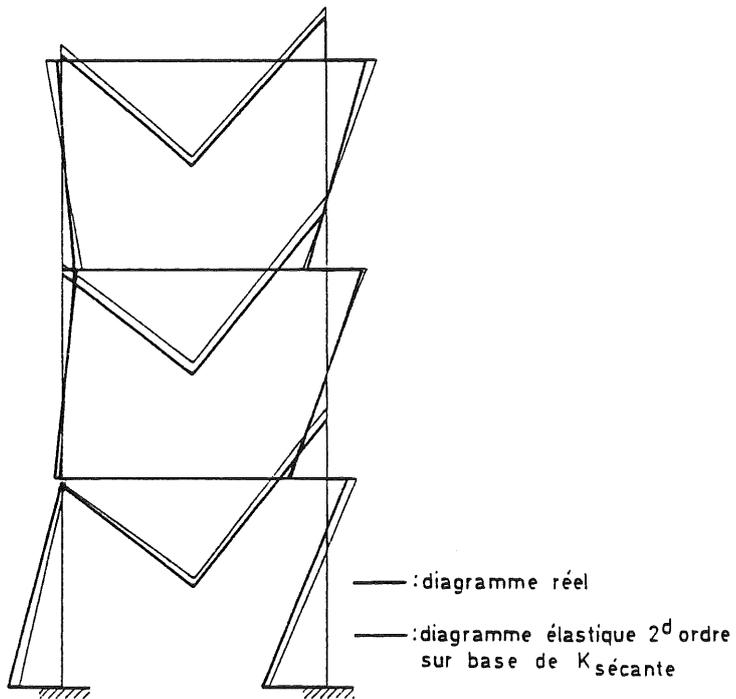


Figure 9.7. - Diagramme de moments sous charges de service ($K_{sécante}$).

Le développement d'une méthode simple de prédiction de K_{sf} , valable quel que soit le type de structure étudiée, est l'un des objectifs que nous nous sommes fixés dans l'avenir.

9.2. VERIFICATION SOUS CHARGES PONDEREES

9.2.1. Evaluation du multiplicateur de ruine λ_f

La vérification des états-limites ultimes consiste, comme nous l'avons rappelé dans l'introduction, à s'assurer que la charge de ruine réelle de la structure est supérieure à la valeur de calcul des actions auxquelles cette dernière est soumise.

Dans un récent article [J11], nous avons suggéré de recourir à la formule bien connue de MERCHANT-RANKINE pour évaluer de façon très simple la charge de ruine d'une structure non contreventée à noeuds d'assemblage semi-rigides.

Celle-ci, dans la version modifiée de WOOD [W4], s'exprime par :

$$\frac{1}{\lambda_f} = \frac{1}{\lambda_{cr}} + \frac{0.9}{\lambda_p} \quad (9.1.)$$

où λ_f , λ_{cr} et λ_p représentent respectivement le multiplicateur de ruine, le multiplicateur critique élastique linéaire et le multiplicateur de ruine plastique du premier ordre des charges de service agissant sur la structure. Elle ne diffère de la formulation originelle :

$$\frac{1}{\lambda_f} = \frac{1}{\lambda_{cr}} + \frac{1}{\lambda_p} \quad (9.2.)$$

que par l'adjonction du coefficient 0,9 dont l'influence sur le multiplicateur de ruine traduit l'augmentation résultant de l'apparition d'écrouissage.

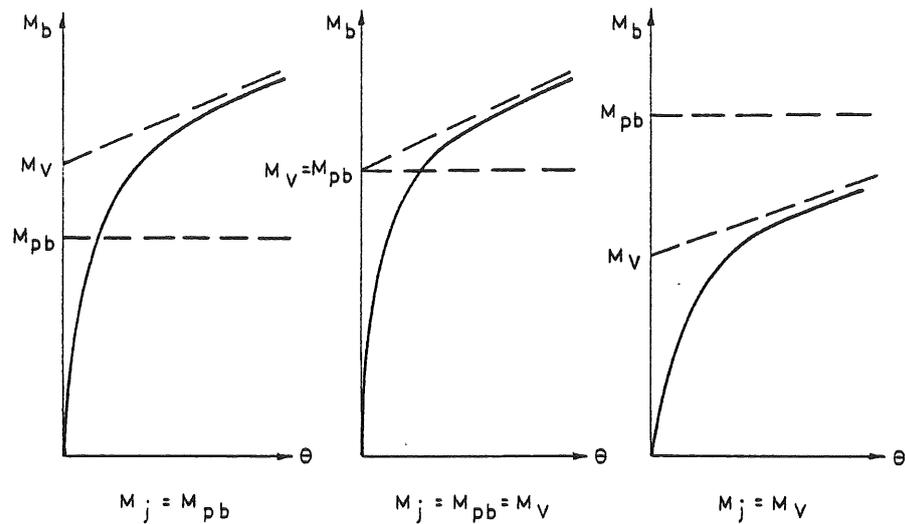
La définition des multiplicateurs λ_{cr} et λ_p dans le cas d'ossatures à noeuds d'assemblage semi-rigides est la suivante :

- Le multiplicateur critique λ_{cr} de flambement en masse est le résultat d'une étude de stabilité élastique linéaire de la structure non contreventée dont les noeuds d'assemblage semi-rigides sont caractérisés par une rigidité constante égale à la rigidité initiale K_i (figure 9.1.).
- Comme son nom l'indique, le multiplicateur plastique λ_p est le résultat d'une étude de la charge de ruine plastique du premier ordre de la structure dans laquelle les noeuds d'assemblage sont caractérisés par une

valeur du moment M_j égale à la plus petite des valeurs du moment plastique M_{pb} de la poutre à laquelle ils sont reliés et de la capacité plastique M_v des noeuds d'assemblage (figure 9.8.).

Le domaine de validité généralement admis de la formule de MERCHANT-RANKINE modifiée par WOOD est le suivant :

$$4 \leq \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_p} \leq 10 \quad (9.3.)$$



M_{pb} : moment plastique de la poutre
 M_v : capacité plastique du noeud d'assemblage
 Figure 9.8. - Définition du moment plastique M_j

La facilité d'emploi de cette formule est étroitement liée à la facilité de détermination des multiplicateurs critique et plastique.

C'est dans cette optique que nous avons développé des méthodes manuelles simples de détermination des multiplicateurs critique et plastique de structures non contreventées à noeuds d'assemblage semi-rigides.

9.2.2. Evaluation du multiplicateur critique λ_{cr}

Nous avons sélectionné trois méthodes d'évaluation du multiplicateur critique d'instabilité élastique linéaire des ossatures non contreventées. Elles se différencient, au niveau de leur utilisation, par un degré

variable de simplicité d'application.

La méthode 1 a été largement détaillée en [J11]; nous nous contenterons donc d'en rappeler les principes.

Nous avons démontré qu'à une structure multi-étagée (figure 9.10.a) à noeuds d'assemblage semi-rigides peut être approximativement substituée une structure équivalente à une travée à noeuds rigides (figure 9.10.b) dont :

- la raideur de chacune des deux colonnes d'un étage s'exprime par :

$$K_c = \frac{1}{2} \sum_j K_{c,j} \quad (9.4.)$$

où la sommation des raideurs s'étend à chacune des colonnes de l'étage considéré dans la structure réelle ;

- la raideur de la poutre d'un étage vaut :

$$K_b = \sum_i \left(K_{b,i} \frac{1}{1+3 \alpha_i} \right) \quad (9.5.)$$

où la sommation des raideurs s'étend à chacune des poutres de l'étage considéré dans la structure réelle et où α_i est défini par :

$$\alpha_i = \frac{2 E K_{b,i}}{K_{i,i}} \quad (9.6.)$$

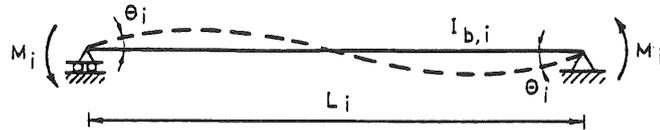
où $K_{i,i}$ est la raideur initiale des noeuds d'assemblage agissant aux extrémités de la poutre considérée (noeuds d'assemblage supposés identiques aux deux extrémités). La raideur d'un élément s'exprime par le quotient de son inertie dans le plan de sollicitation et de sa longueur. Des expressions similaires peuvent être formulées dans le cas où les caractéristiques des noeuds d'assemblage diffèrent aux extrémités des poutres.

A cette structure équivalente peut ensuite être associée une palée équivalente à noeuds rigides également (figure 9.10.c), dite ossature de GRINTER, si l'on admet que la déformation axiale des poutres peut être généralement négligée. Lorsque la structure équivalente flambe de manière antisymétrique, chaque poutre est fléchie en double courbure sous l'action de moments d'extrémités égaux et opposés (figure 9.9.).

Si l'on tient compte des contraintes apportées par les colonnes aux extrémités de la poutre, la raideur de la poutre correspondante dans l'ossature de GRINTER est égale à :

$$K_b^* = 2 \sum_i (1,5 K_{b,i} \frac{1}{1 + 3\alpha_i}) = 3 \sum_i (K_{b,i} \cdot \frac{1}{1 + 3\alpha_i}) \quad (9.7.)$$

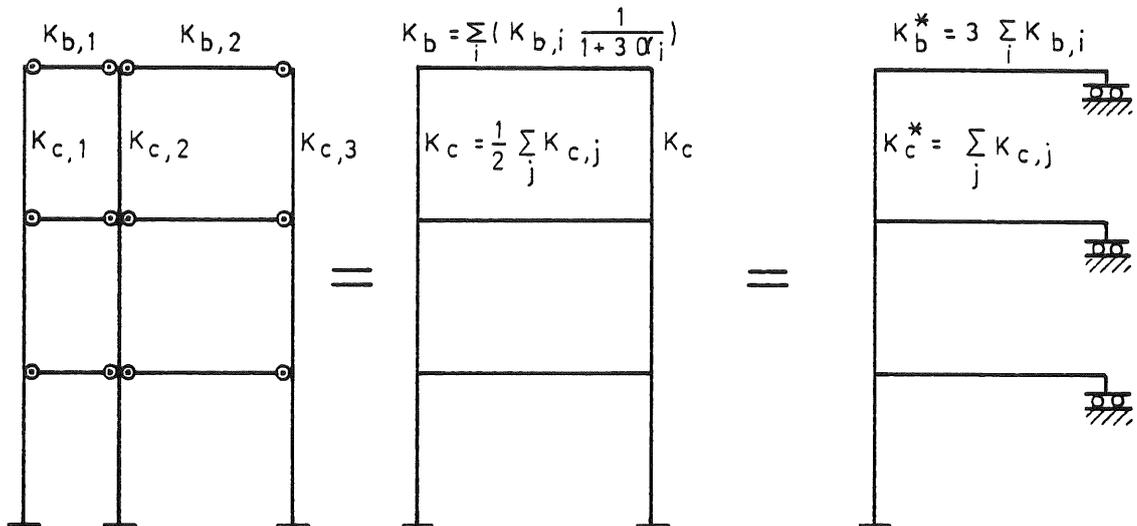
$$K_c^* = \sum_j K_{c,j} \quad (9.8.)$$



$$M_i = 1,5 \frac{4EI_{b,i}}{L_i} \theta_i$$

$$K_{b,i}^* = \frac{1}{4E} \cdot \frac{M_i}{\theta_i} = 1,5 K_{b,i}$$

Figure 9.9. - Poutre soumise à des moments égaux mais opposés



a-Structure réelle à noeuds semi-rigides b-Structure équivalente à noeuds rigides c-Structure de GRINTER à noeuds rigides

Figure 9.10. - Structure équivalente et structure de GRINTER

Le multiplicateur critique de la structure réelle à noeuds semi-rigides peut être valablement approximé en se référant à la structure de GRINTER à noeuds rigides, en raison, principalement, de l'équivalence de la déformée transversale de chacun de leurs étages, sous un chargement donné.

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- a. La charge critique de flambement λ_{cr}^* de chacun des tronçons de colonnes est calculée sur base de sa longueur de flambement qui dépend des

restreintes d'extrémités. Les coefficients d'encastrement du tronçon considéré sont évalués (figure 9.11.) à son extrémité inférieure (k_A) et à son extrémité supérieure (k_B) :

$$k_A = \frac{K_c^* + K_{cA}^*}{K_c^* + K_{cA}^* + K_{bA}^*} \quad (9.9.a)$$

$$k_B = \frac{K_c^* + K_{cB}^*}{K_c^* + K_{cB}^* + K_{bB}^*} \quad (9.9.b)$$

Le coefficient K_{eff} de longueur de flambement est déduit de l'introduction de ces coefficients dans l'abaque de WOOD [W2] (figure 9.12.).

La Norme Belge NBN B52-002 [N3] et l'Eurocode 3 [E1] suggèrent l'approximation suivante de l'abaque de WOOD :

$$K_{eff} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 (k_A + k_B) - 0,24 k_A k_B}{1 - 0,8 (k_A + k_B) + 0,60 k_A k_B}} \quad (9.10.)$$

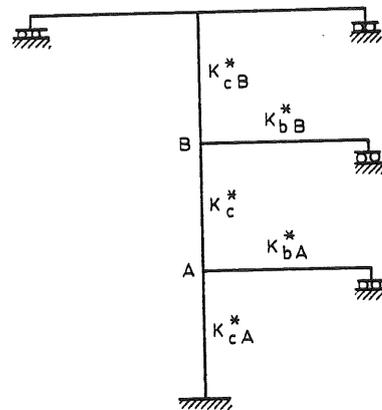


Figure 9.11. - Sous-structure extraite de l'ossature de GRINTER - notations

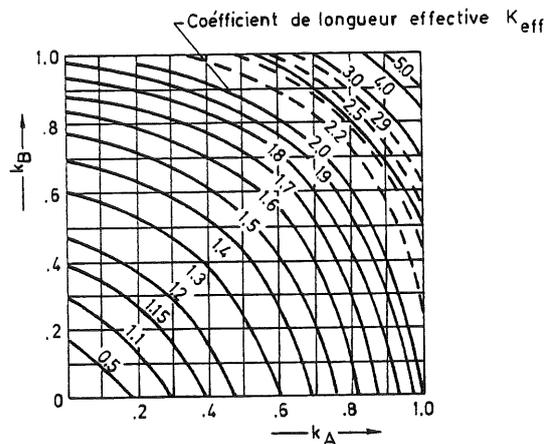


Figure 9.12. - Abaque de WOOD pour colonnes à noeuds mobiles

- b. Chaque colonne de la structure de GRINTER est donc caractérisée par une valeur de λ_{cr}^* . La plus faible de ces valeurs, $\lambda_{cr \min}^*$, est choisie comme approximation du multiplicateur de flambement d'ensemble de l'ossature de GRINTER et, par conséquent, de l'ossature réelle.

La méthode 2 diffère de la méthode 1, dont elle reprend les fondements, par :

- Une définition plus correcte de la raideur des éléments de l'ossature de GRINTER (figure 9.10.c) selon laquelle :

$$K_b^* = 3 \sum_i (K_{b,i} \frac{1}{1 + 3\alpha_i} \cdot \frac{\theta_{rg,i} + \theta_{rd,i}}{2\theta_{e,i}}) \quad (9.11.)$$

$$K_c^* = \sum_j K_{c,j} \quad (9.12.)$$

$\theta_{rg,i}$, $\theta_{rd,i}$ et $\theta_{e,i}$ représentent respectivement les rotations aux extrémités gauche et droite des poutres de l'étage considéré dans la structure réelle à noeuds semi-rigides et la rotation des extrémités de la poutre correspondante dans la structure équivalente à noeuds rigides.

Le lecteur intéressé trouvera de plus amples informations concernant cette correction à la référence [J12].

- Une prise en compte de la continuité bien réelle des étages de la structure lors de la détermination de leur charge critique [M6] : si l'on désigne par $\lambda_{cr \min}^*$ la plus petite valeur critique de λ_{cr}^* dans l'étage critique et par λ_{crA}^* et λ_{crB}^* les valeurs de λ_{cr}^* dans les étages adjacents supérieur et inférieur (si ces étages existent), une valeur améliorée du multiplicateur critique de l'ossature est donnée par :

$$\lambda_{cr} = \lambda_{cr \min}^* \cdot \frac{1 + \rho_A + \rho_B}{1 + \rho_A \frac{\lambda_{cr \min}^*}{\lambda_{crA}^*} + \rho_B \frac{\lambda_{cr \min}^*}{\lambda_{crB}^*}} \quad (9.13.)$$

avec :

$$\rho_A = \frac{K_c^* + K_{cA}^*}{2 K_c^*} \quad \text{et} \quad \rho_B = \frac{K_c^* + K_{cB}^*}{2 K_c^*} \quad (9.14.)$$

où K_c^* représente la raideur de la colonne de l'étage critique tandis que K_{cA}^* et K_{cB}^* sont les raideurs des colonnes adjacentes inférieure et supérieure. Si, dans quelque autre étage, une valeur locale de λ_{cr}^* est inférieure à la valeur améliorée λ_{cr} donnée par (9.13.), la procédure doit être répétée à chaque étage pour obtenir la valeur globale minimale de λ_{cr} .

La méthode 3 dont on trouve trace chez différents auteurs [H2, B3, D6] consiste à appliquer aux structures à noeuds d'assemblage semi-rigides l'approche proposée dans l'annexe F du code BS 5950 [B4] pour les structures à noeuds rigides. Elle consiste tout d'abord en la détermination de la déformée horizontale élastique linéaire du premier ordre de la structure réelle soumise, à chaque étage, à une charge horizontale égale à 0,5 % des charges verticales pondérées appliquées à cet étage.

La valeur du multiplicateur critique de l'ossature est déduit de la formule suivante :

$$\lambda_{cr} = \frac{1}{200 \phi_s \max} \quad (9.15.)$$

où $\phi_s \max$ est le plus grand des indices de déformée transversale ϕ_s calculés pour chaque étage.

L'indice de déformée transversale d'un étage, ϕ_s , est donné par :

$$\phi_s = \frac{\delta_B - \delta_A}{h} \quad (9.16.)$$

où h représente la hauteur de l'étage, δ_B la déformée transversale de l'extrémité supérieure de l'étage et δ_A la déformée transversale de son extrémité inférieure.

La méthode 1 se révèle être de loin la plus simple et la plus rapide à utiliser; les méthodes 2 et 3 réclament, en effet, la détermination préalable de la déformée élastique linéaire de premier ordre de la structure réelle à noeuds d'assemblage semi-rigides.

La procédure d'évaluation du multiplicateur critique imaginé par COSENZA, FAELLA et DE LUCA [C3] se caractérise également par une grande simplicité d'utilisation. Les limitations qu'elle impose en ce qui concerne la géométrie de la structure (poutres et noeuds d'assemblage identiques dans toute la structure, colonnes dont l'inertie varie d'un étage à l'autre selon une loi bien définie) et son chargement (forces verticales égales en chaque noeud) expliquent la raison pour laquelle nous ne l'avons pas considérée dans notre étude.

9.2.3. Evaluation du multiplicateur plastique λ_p

A l'inverse de ce que l'on constate pour le multiplicateur critique (voir 9.3.3.1.), une erreur sur la valeur du multiplicateur plastique se répercute presque intégralement sur l'estimation, par la formule de MERCHANT-RANKINE, de la charge de ruine. Il est donc impératif de détermi-

ner précisément la valeur du multiplicateur plastique.

L'utilisation du théorème cinématique via la méthode de combinaison des mécanismes [M6] permet la détermination exacte de λ_p , mais devient rapidement longue et fastidieuse si l'on ne dispose pas de programmes appropriés de calcul. Il ne semble pas qu'une solution meilleure puisse découler de l'utilisation du théorème statique [M6].

La méthode que nous proposons ci-dessous fournit une réponse simple et efficace au problème de la détermination du multiplicateur plastique.

Toute ossature peut, dans un premier temps, être subdivisée en sous-structures correspondant chacune à un étage (fig. 9.13.). Cet artifice repose sur l'hypothèse de l'apparition d'un point d'inflexion à mi-hauteur des colonnes au cours du chargement des structures non contreventées (figure 9.14.) [G1, T2].

La valeur exacte du multiplicateur plastique λ_p^* de chacune de ces sous-structures peut être évaluée aisément par la méthode de combinaison des mécanismes indépendants relatifs à la sous-structure considérée.

La plus petite de ces valeurs, $\lambda_p^* \min$, est définie comme le multiplicateur plastique λ_p de la structure réelle, pour autant que l'on démontre qu'elle est plus faible que la valeur minimale, $\lambda_{ps} \min$, des multiplicateurs λ_{ps} associés à la formation de mécanismes de panneau dans la structure complète.

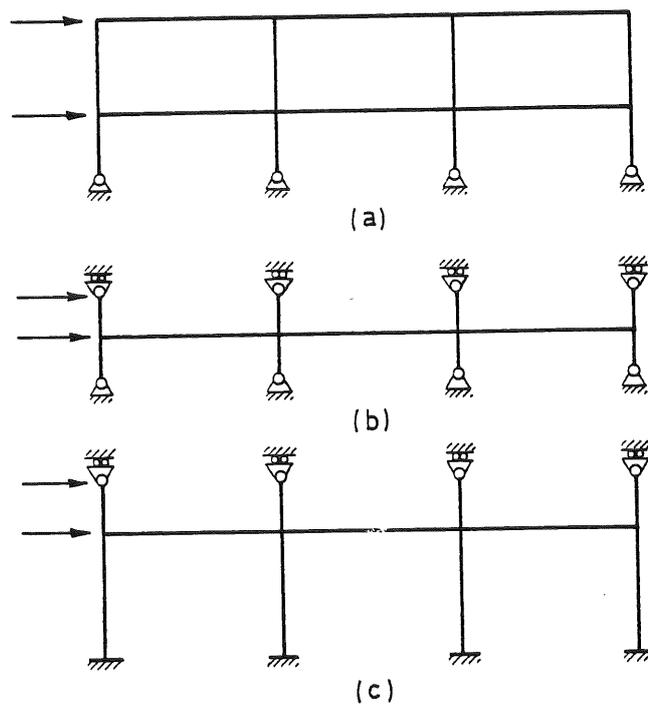


Figure 9.13. - Définition des sous-structures pour l'évaluation de λ_p :
a) étage supérieur; b) étage intermédiaire; c) étage inférieur

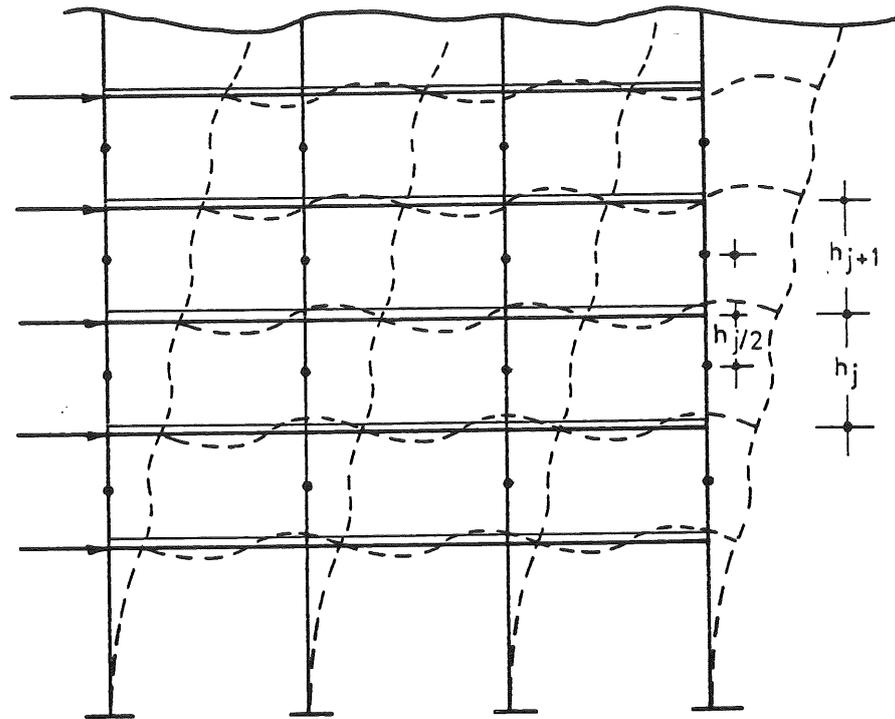


Figure 9.14. - Idéalisé de l'état de déformation [T2].

La figure 9.15. présente, pour une structure multi-étagée à une travée, quelques exemples de mécanismes de panneau susceptibles d'être rencontrés.

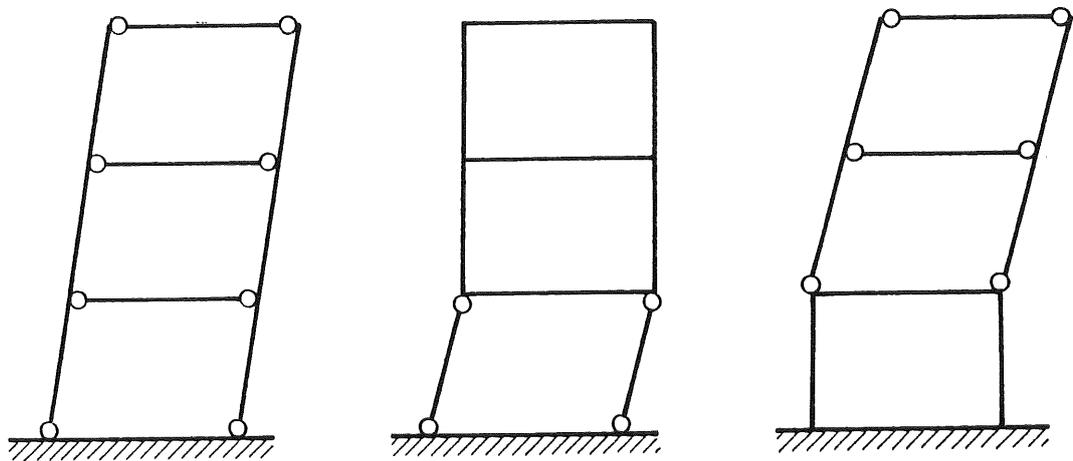


Figure 9.15. - Exemples de mécanismes de panneau dans une ossature non contreventée.

$\lambda_{ps \min}$ s'obtient par combinaison des mécanismes indépendants de panneau et de noeud relatifs à la structure complète jusqu'à l'obtention du multipli-

icateur minimum associé à ces types de mécanismes plastiques.

En résumé :

$$\lambda_p = \lambda_p^* \min \lambda_{ps} \min \quad (9.17.)$$

avec :

$$\lambda_p^* \min = \min (\lambda_p^*) \quad (9.18.)$$

$$\lambda_{ps} \min = \min (\lambda_{ps}) \quad (9.19.)$$

9.3. CONFRONTATION DE LA METHODE DE VERIFICATION SOUS CHARGES PONDEREES AVEC LES RESULTATS DE SIMULATIONS NUMERIQUES DU COMPORTEMENT REEL DE STRUCTURES

9.3.1. Choix des structures étudiées

Les structures envisagées lors de cette étude sont réparties en quatre catégories distinctes (figure 9.16.):

- i) les structures de type A : ossatures à un étage et une travée ;
- ii) les structures de type B : ossatures à un étage et deux travées ;
- iii) les structures de type C : ossatures à trois étages et une travée ;
- iv) les structures de type D : ossatures à deux étages et trois travées.

Toutes les poutres et les colonnes de ces ossatures sont fléchies autour de leur axe fort dans le plan de sollicitation ; les colonnes peuvent être toutes considérées comme encastrees dans leur fondation.

La géométrie des ossatures et la nature des profilés dont elles sont constituées sont fournies aux figures 9.17. à 9.20. Les noeuds d'assemblage semi-rigides aux extrémités des poutres sont signalés par la présence de petits cercles concentriques auxquels sont associés des chiffres repères. Il est admis que les assemblages agissant aux extrémités d'une même poutre sont identiques. Les divers types de chargement des ossatures sont repris aux figures 9.21. à 9.24.

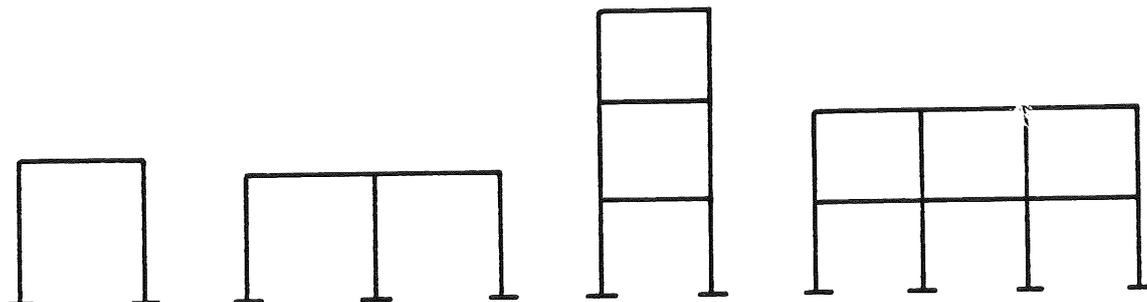


Figure 9.16. - Types d'ossatures calculées numériquement

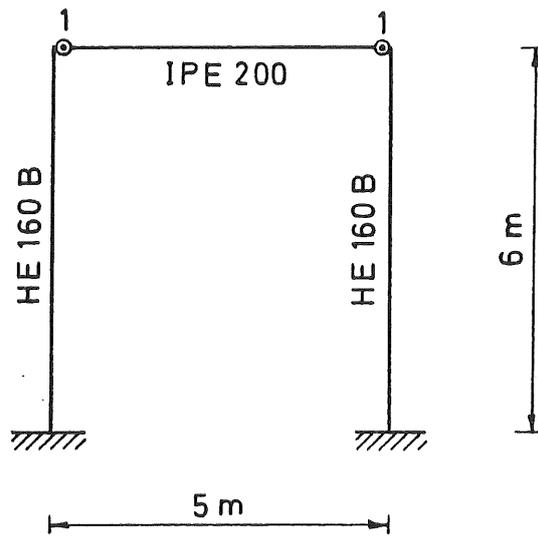


Figure 9.17. - Structures de type A

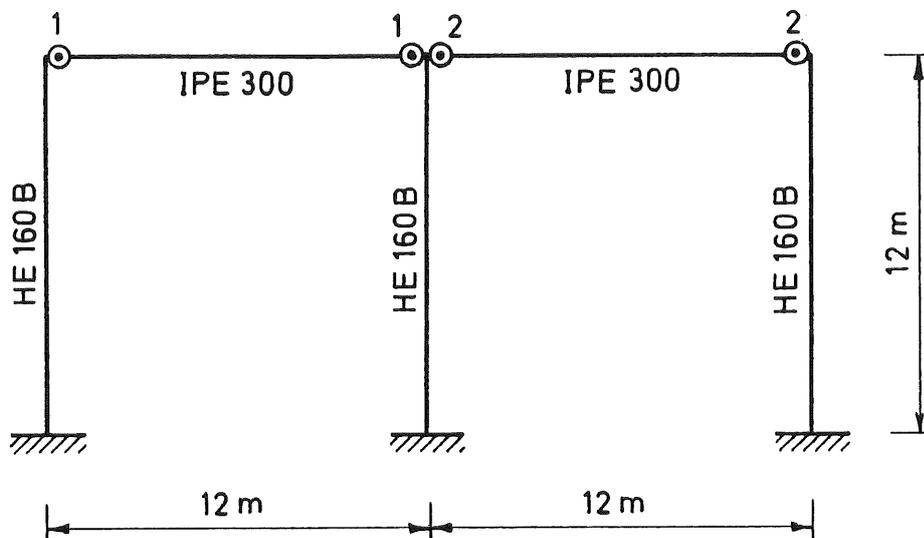


Figure 9.18. - Structures de type B

Le schéma des contraintes résiduelles dans les sections des profilés et le diagramme $\sigma - \epsilon$ de l'acier sont donnés à la figure 9.25.

Le hors-plomb initial des ossatures est évalué sur base des recommandations de la CECM [E4] (figure 9.26.).

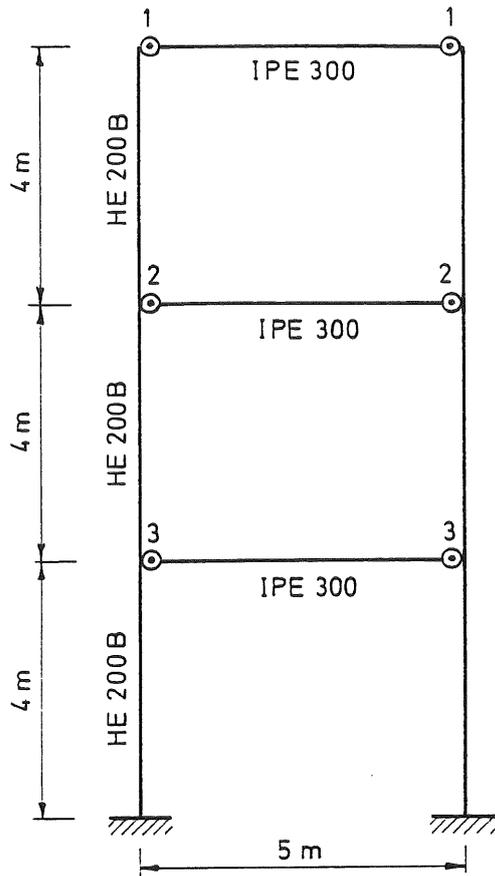


Figure 9.19. - Structures de type C

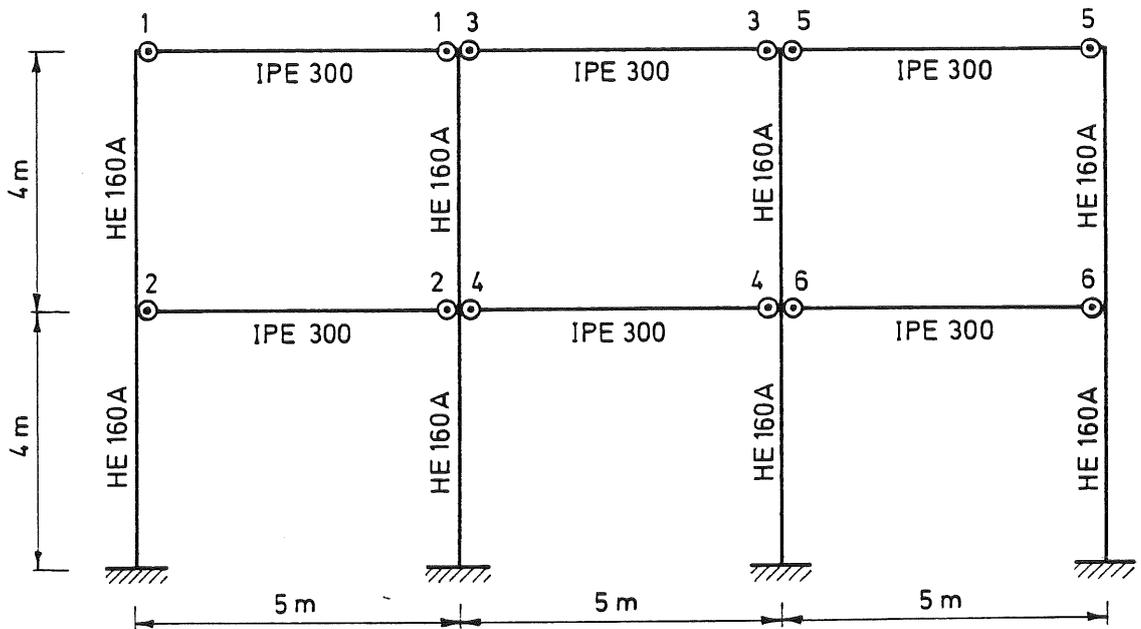


Figure 9.20. - Structures de type D

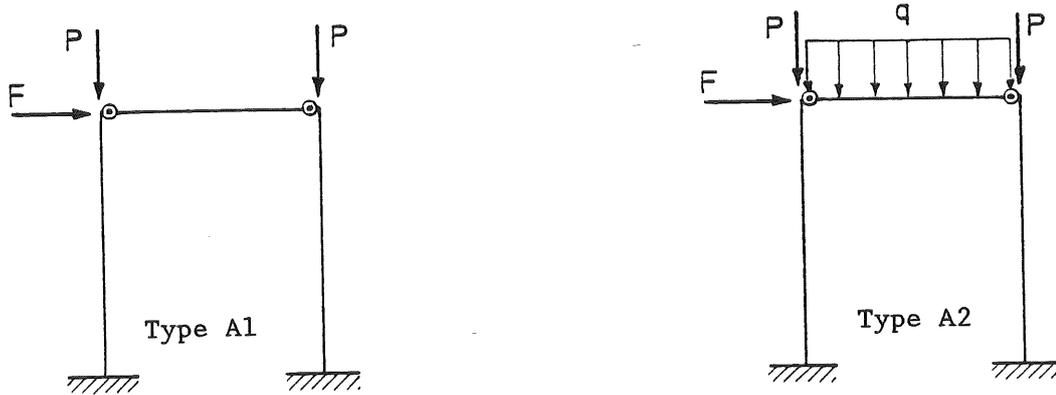


Figure 9.21. - Types de chargement (structures A)

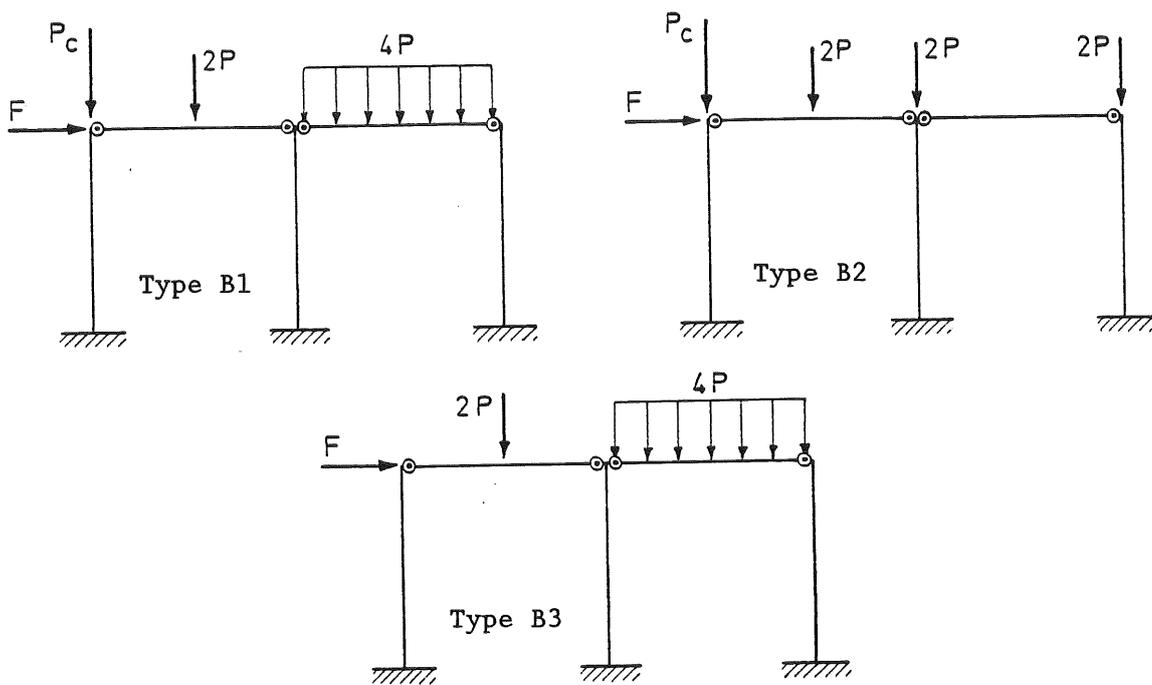


Figure 9.22. - Types de chargement (structures B)

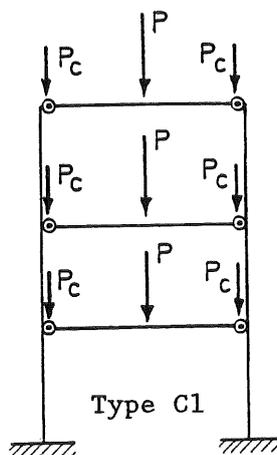


Figure 9.23. - Types de chargement (structures C)

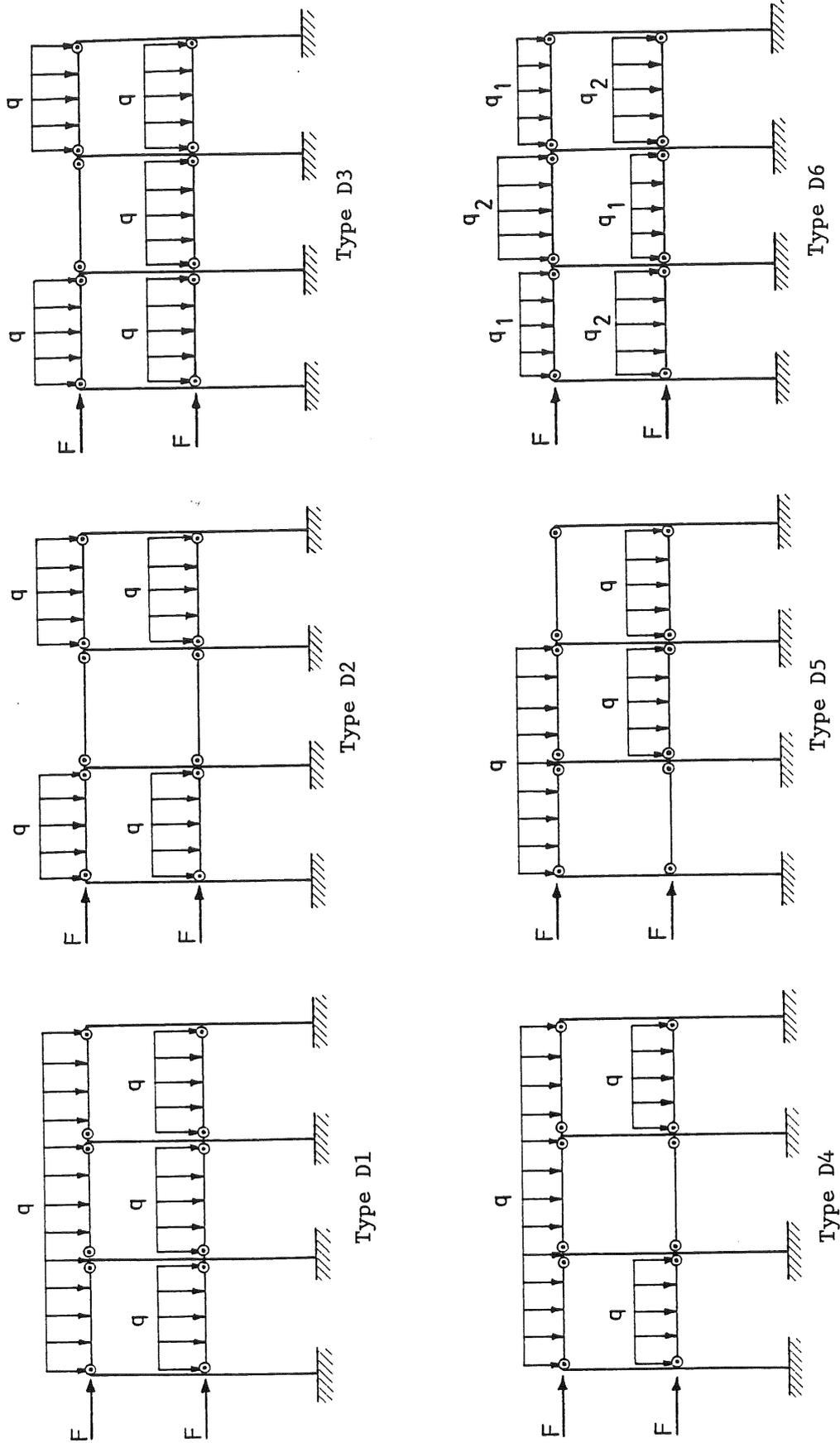


Figure 9.24. - Types de chargement (structures D)

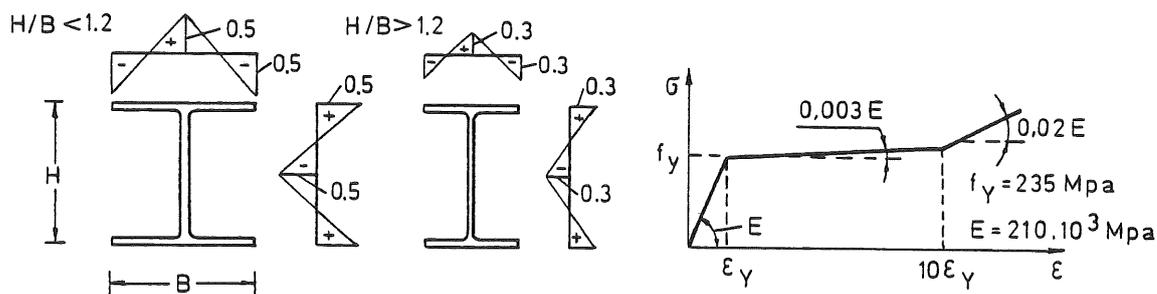


Figure 9.25. - Schéma de contraintes résiduelles et diagramme σ - ϵ de l'acier.

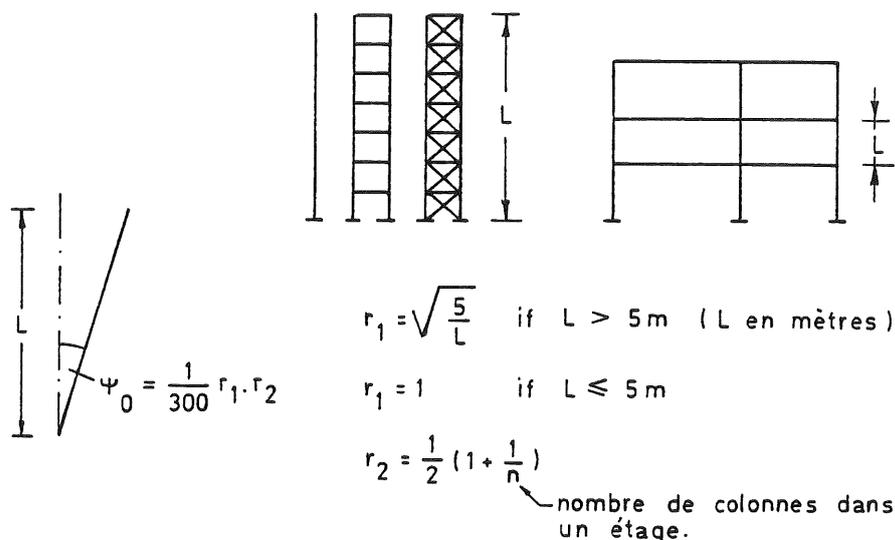


Figure 9.26. - Hors-plomb initial des ossatures

9.3.2. Analyses numériques par FINELG

Les résultats des simulations numériques de structures non contreventées à noeuds d'assemblage semi-rigides avec le programme FINELG sont regroupés ci-dessous :

- calcul des charges critiques de flambement en masse (9.3.2.1.) ;
- calcul des charges de ruine plastique du premier ordre (9.3.2.2.) ;
- calcul des charges de ruine réelles (9.3.2.3.).

Aux différents tableaux présentés figurent la description du chargement (type, valeur des charges et rapport H/V entre les charges horizontales H et les charges verticales V agissant sur la structure) ainsi que la nature des assemblages relatifs à chacune des poutres de la structure.

Il sera fait référence, pour les assemblages des structures de type A et B à des résultats expérimentaux disponibles fournissant les courbes moment-rotation caractéristiques (figures 9.28. et 9.29.) de trois noeuds d'assemblage couramment utilisés en construction métallique (figure 9.27.):

- un noeud d'assemblage par plat d'about ;
- un noeud d'assemblage par cornières d'âme ;
- un noeud d'assemblage par cornières de semelles.

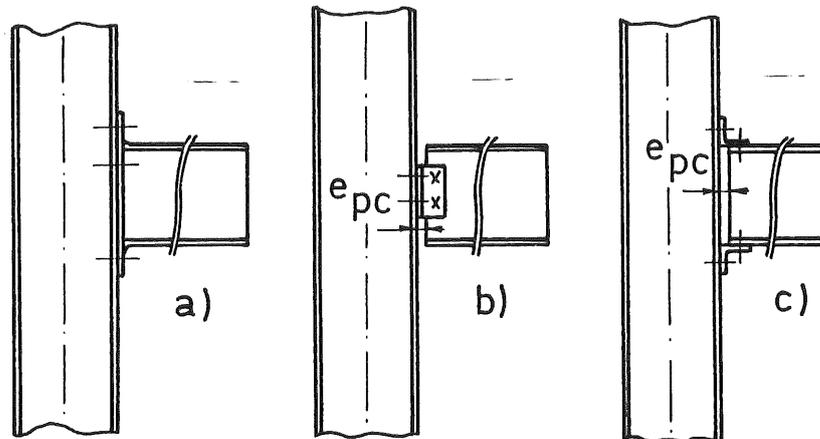


Figure 9.27. - Noeuds d'assemblage utilisés dans les structures de types A et B.

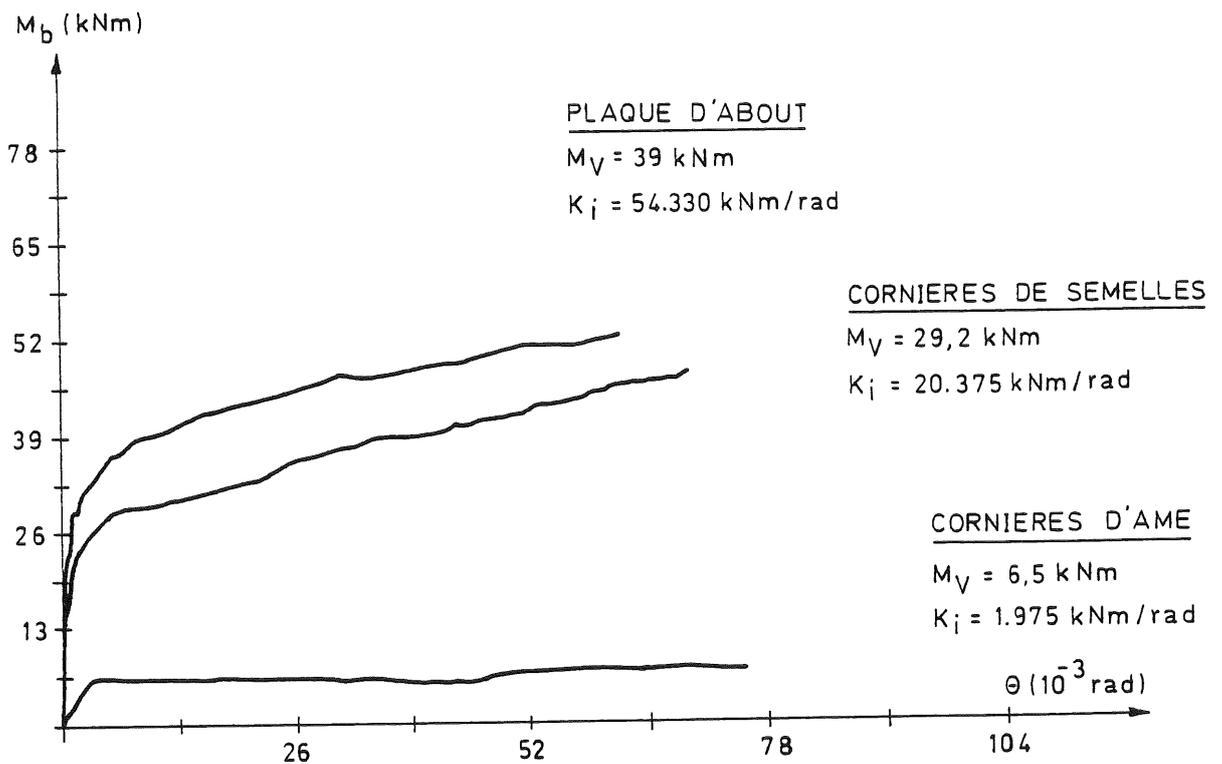


Figure 9.28. - Courbes M- θ de noeuds d'assemblage entre une colonne HE160B et une poutre IPE200 (structures de type A).

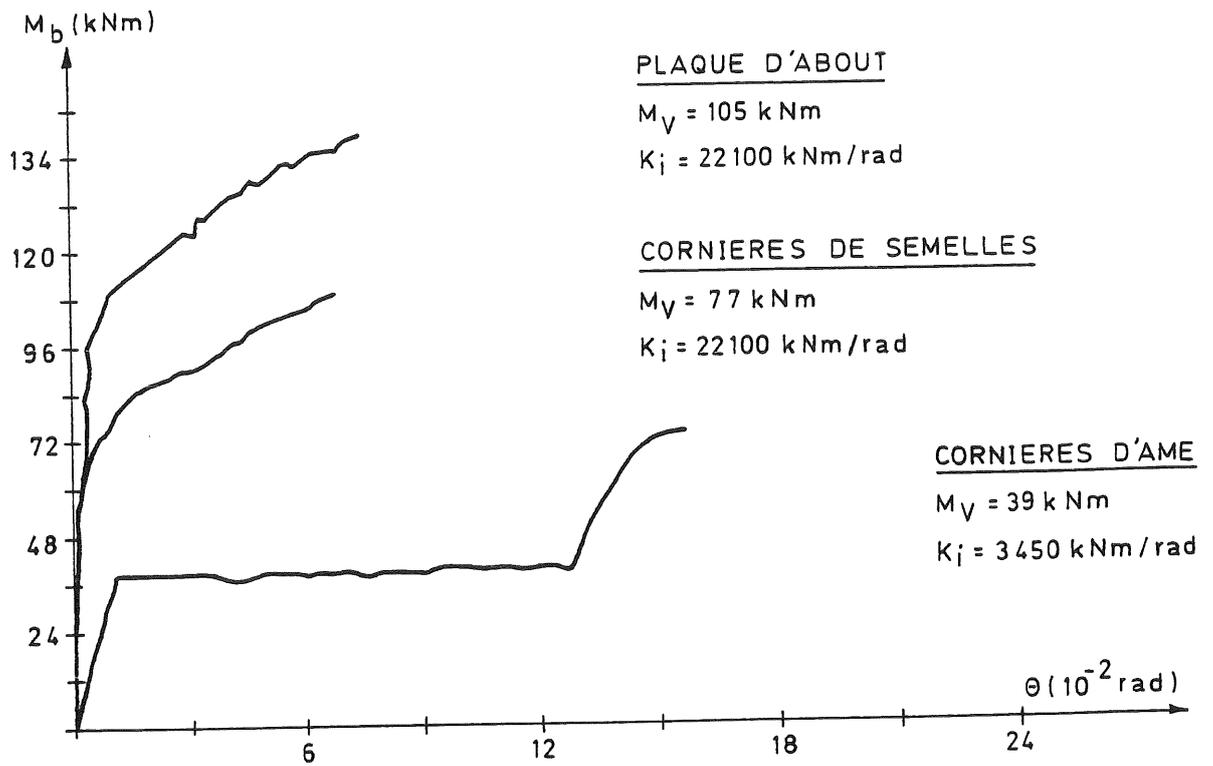


Figure 9.29. - Courbes $M-\theta$ de noeuds d'assemblage entre une colonne HE160B et une poutre IPE300 (structures de type B).

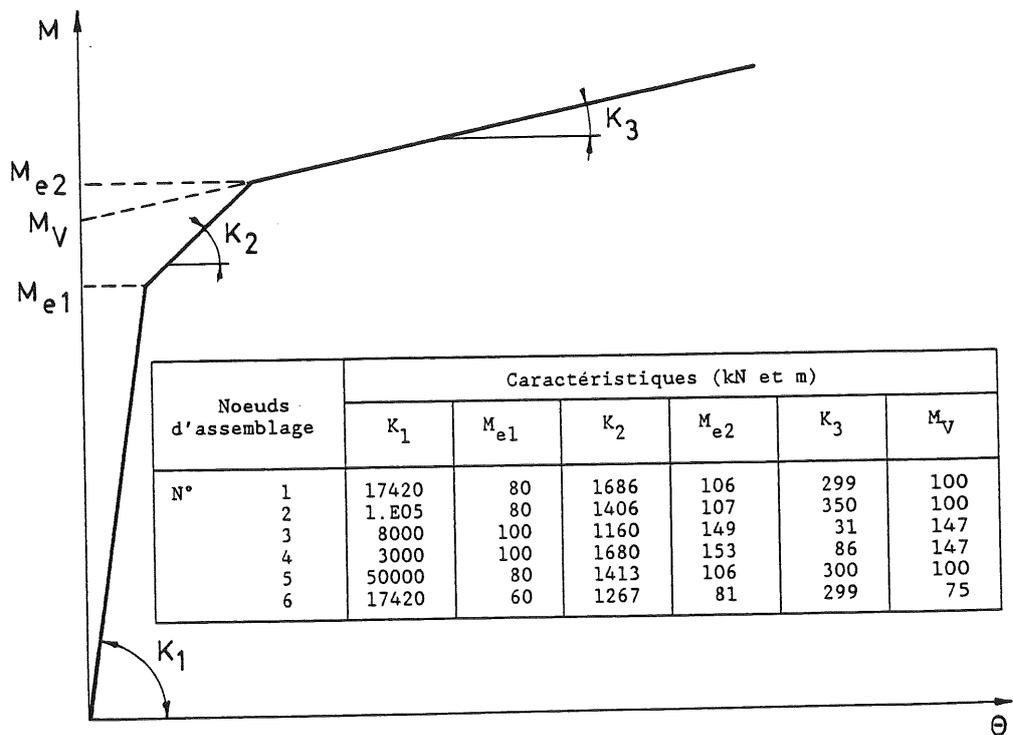


Figure 9.30.-Courbes $M-\phi$ de noeuds d'assemblage (structures de type C)

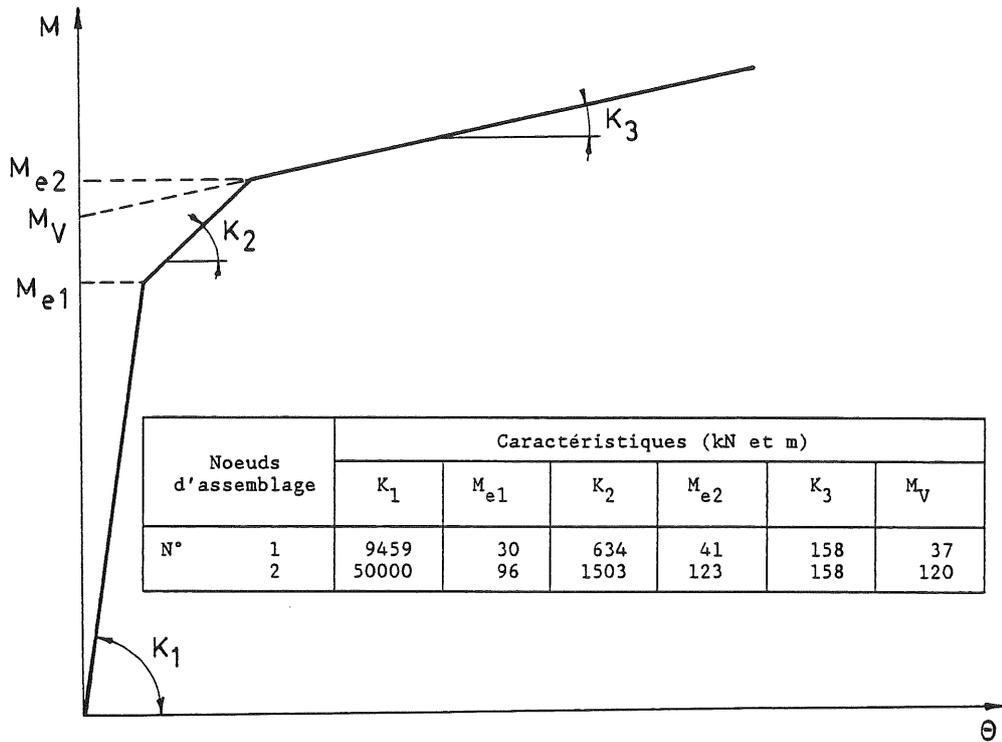


Figure 9.31.-Courbes $M-\theta$ de noeuds d'assemblage (structures de type D)

Les courbes $M-\theta$ des noeuds d'assemblage employés lors de l'évaluation de la charge de ruine des structures C et D sont données aux figures 9.30. et 9.31. sous forme d'une modélisation tri-linéaire.

9.3.2.1. Calcul des charges critiques de flambement en masse.

Les tableaux 9.1. à 9.3. ci-dessous reprennent l'ensemble des résultats de l'étude de stabilité par FINELG de structures non contreventées de types B, C et D.

Structures	Chargement (figure 9.22.)					Noeuds d'assemblage (figures 9.18 et 9.29)		λ_{crf} FINELG
	Type B	F(kN)	P(kN)	P _c (kN)	H/V	Poutre 1	Poutre 2	
BC1	1	6.0	6.0	18.0	0.11	rigides	a	17,84
BC2	1	6.0	6.0	18.0	0.11	rigides	b	16,87
BC3	1	6.0	6.0	18.0	0.11	a	c	17,59
BC4	1	6.0	6.0	18.0	0.11	a	rigides	17,87
BC5	1	6.0	6.0	18.0	0.11	rotules	rigides	13,25
BC6	1	6.0	6.0	18.0	0.11	b	rigides	16,95
BC7	1	6.0	6.0	18.0	0.11	rotules	a	12,82
BC8	1	6.0	6.0	18.0	0.11	rotules	b	11,05
BC9	1	6.0	6.0	18.0	0.11	a	b	16,56
BC10	1	6.0	6.0	18.0	0.11	rigides	rigides	18,09
BC11	1	6.0	6.0	18.0	0.11	b	b	15,31
BC12	1	6.0	6.0	18.0	0.11	b	a	16,61
BC13	2	6.0	6.0	18.0	0.11	rigides	b	16,88
BC14	2	6.0	6.0	18.0	0.11	rigides	c	17,87
BC15	3	6.0	6.0	-	0.17	b	rigides	25,07
BC16	3	6.0	6.0	-	0.17	c	rigides	26,39

Tableau 9.1. - Multiplicateurs critiques λ_{crf} (structures de type B).

Structures	Chargement (figure 9.23.)					Noeuds d'assemblage (figures 9.19. et 9.30.)			λ_{crf} FINELG
	Type C	F(kN)	P(kN)	P _c (kN)	H/V	K _{i1} kNm/rad	K _{i2} kNm/rad	K _{i3} kNm/rad	
CC1	1	10	100	50	0,05	3000	3000	3000	5,7
CC2	1	10	100	50	0,05	8000	8000	8000	9,05
CC3	1	10	100	50	0,05	17420	17420	17420	11,87
CC4	1	10	100	50	0,05	30000	30000	30000	13,52
CC5	1	10	100	50	0,05	50000	50000	50000	14,69
CC6	1	10	100	50	0,05	75000	75000	75000	15,36
CC7	1	10	100	50	0,05	100000	100000	100000	15,73
CC8	1	10	100	50	0,05	150000	150000	150000	16,11
CC9	1	10	100	50	0,05	200000	200000	200000	16,31
CC10	1	10	100	50	0,05	∞	∞	∞	16,94
CC11	1	10	100	50	0,05	600	8000	17420	8,29
CC12	1	10	100	50	0,05	17420	200	17420	7,16

Tableau 9.2. - Multiplicateurs critiques λ_{crf} (structures de type C).

Structures	Chargement (figure 9.24.)				Noeuds d'assemblage (figures 9.20. et 9.31.)						λ_{crf} FINELG
	Type D	F kN	q kN/m	H/V	K_{i1} kNm/rad	K_{i2} kNm/rad	K_{i3} kNm/rad	K_{i4} kNm/rad	K_{i5} kNm/rad	K_{i6} kNm/rad	
DC1	1	5	40	0,0083	1000	1000	1000	1000	1000	1000	2,80
DC2	1	5	40	0,0083	3000	3000	3000	3000	3000	3000	4,49
DC3	1	5	40	0,0083	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5,20
DC4	1	5	40	0,0083	9459	9459	9459	9459	9459	9459	5,84
DC5	1	5	40	0,0083	50000	50000	50000	50000	50000	50000	6,53
DC6	1	5	40	0,0083	75000	75000	75000	75000	75000	75000	6,58
DC7	1	5	40	0,0083	100000	100000	100000	100000	100000	100000	6,61
DC8	1	5	40	0,0083	∞	∞	∞	∞	∞	∞	6,70
DC9	2	5	40	0,0125	20000	50000	0	0	20000	50000	9,53
DC10	3	5	40	0,01	20000	50000	0	50000	20000	50000	7,87
DC11	4	5	40	0,01	20000	50000	20000	0	20000	50000	7,56
DC12	5	5	40	0,0125	20000	0	20000	50000	0	50000	8,10

Tableau 9.3. - Multiplicateurs critiques λ_{crf} (structures de type D)

A titre purement illustratif, la figure 9.32. présente l'évolution, pour la structure de type C du tableau 9.2 dont on a uniquement fait varier la nature des noeuds d'assemblage, l'évolution du multiplicateur λ_{crf} en fonction de la rigidité initiale des assemblages, ceux-ci étant supposés identiques dans toute la structure.

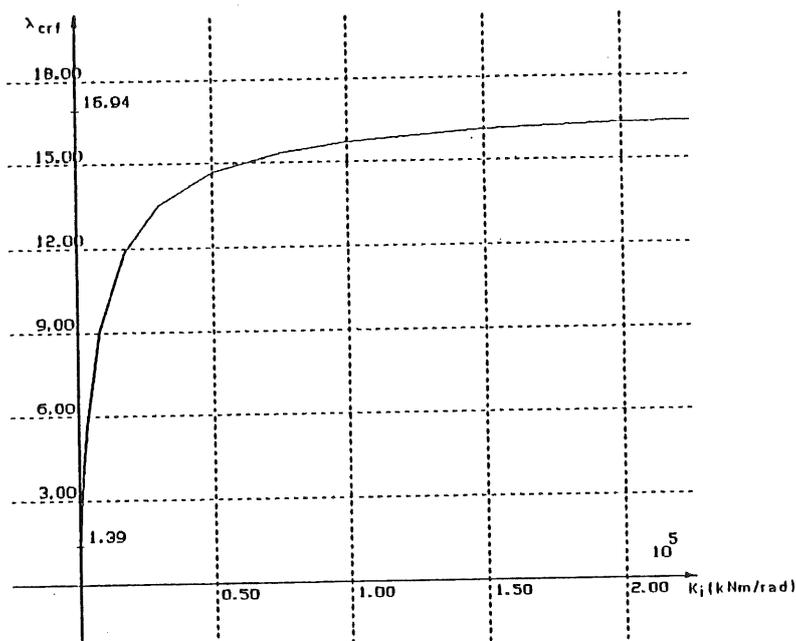


Figure 9.32. - Evolution du multiplicateur critique en fonction de la rigidité initiale des noeuds d'assemblage semi-rigides (structures de type C).

9.3.2.2. Calcul des charges de ruine plastique du premier ordre.

Les tableaux 9.4. à 9.6. ci-dessous fournissent les résultats de l'étude par FINELG de la charge de ruine plastique des structures non contreventées de types B, C et D. Les types de mécanismes associés à la ruine plastique de la structure sont repris dans la dernière colonne des tableaux :

- mécanisme de poutre (B) ;
- mécanisme de panneau (P) ;
- mécanisme combiné (C).

Structures	Chargement (figure 9.22.)					Noeuds d'assemblage (fig. 9.18 et 9.29)		λ_{pf} FINELG	Mécanisme plastique associé
	Type B	F(kN)	P(kN)	P _c (kN)	H/V	Poutre 1	Poutre 2		
BP1	1	12	12	36	0,11	rigides	a	2,98	C
BP2	1	12	12	36	0,11	rigides	c	2,96	C
BP3	1	12	12	36	0,11	rigides	b	2,59	B
BP4	1	12	12	36	0,11	a	c	2,79	C
BP5	1	12	12	36	0,11	c	a	2,69	C
BP6	1	12	12	36	0,11	a	rigides	2,82	C
BP7	1	12	12	36	0,11	rotules	rigides	2,05	B
BP8	1	12	12	36	0,11	b	rigides	2,51	C
BP9	1	12	12	36	0,11	a	b	2,59	B
BP10	1	12	12	36	0,11	c	c	2,66	C
BP11	2	12	12	36	0,11	rigides	b	2,74	C
BP12	2	12	12	36	0,11	rigides	c	2,96	C
BP13	2	12	12	36	0,11	rigides	a	2,98	C
BP14	1	12	6	18	0,22	c	rigides	3,43	P

Tableau 9.4. - Multiplicateurs plastiques λ_{pf} (structures de type B)

Structures	Chargement (figure 9.23.)					Noeuds d'assemblage (fig.9.19 et 9.30)	λ_{pf} FINELG	Mécanisme plastique associé
	Type C	F(kN)	P(kN)	P _c (kN)	H/V	M _{V1} = M _{V2} = M _{V3} (kNm)		
CP1	1	10	100	50	0,05	25	1,35	C
CP2	1	10	100	50	0,05	50	1,50	C
CP3	1	10	100	50	0,05	75	1,65	C
CP4	1	10	100	50	0,05	100	1,80	C
CP5	1	10	100	50	0,05	125	1,96	C
CP6	1	10	100	50	0,05	147,58	2,09	C
CP7	1	2	100	50	0,01	100	1,98	B
CP8	1	20	40	80	0,10	100	1,88	P

Tableau 9.5. - Multiplicateurs plastiques λ_{pf} (structures de type C)

Structures	Chargement (figure 9.24.)					Noeuds d'assemblage (fig.9.20 et 9.31)	λ_{pf} FINELG	Mécanisme plastique associé
	Type D	F (kN)	q ₁ (kN/m)	q ₂ (kN/m)	H/V	$M_{V1} = M_{V2} = M_{V3} =$ $M_{V4} = M_{V5} = M_{V6}$ (kNm)		
DP1	1	5	40	-	0,0083	25	1,38	B
DP2	1	5	40	-	0,0083	37,5	1,48	B
DP3	1	5	40	-	0,0083	51,6	1,59	B
DP4	1	5	40	-	0,0083	120	1,89	B
DP5	1	25	20	-	0,083	120	2,30	P
DP6	6	20	20	40	0,222	120	2,14	B

Tableau 9.6. - Multiplicateurs plastiques λ_{pf} (structures de type D)

9.3.2.3. Calcul des charges de ruine réelles

Aux tableaux 9.7. à 9.10. ci-dessous ont été reportées les valeurs du multiplicateur de ruine λ_{ff} des structures de types A, B, C et D. Ces résultats ont été obtenus par FINELG et prennent donc en compte l'ensemble des non-linéarités géométriques et structurelles définies en 9.3.1. En particulier, les noeuds d'assemblage sont caractérisés par des lois trilineaires pour les structures de types C et D (figures 9.30. et 9.31.) et, pour les structures de types A et B, par des lois de comportement non linéaires permettant de suivre, de manière précise, l'évolution des courbes réelles M- θ présentées aux figures 9.28. et 9.29.

Toutes ces simulations numériques ont été effectuées dans le but de valider la méthode de vérification sous charges pondérées des ossatures non contreventées à noeuds d'assemblage semi-rigides qui a été exposée en 9.2.

L'évaluation, par FINELG, des multiplicateurs critique et plastique des ossatures de type A chargées symétriquement ne revêt qu'un intérêt limité, dans la mesure où les méthodes simplifiées de calcul que nous proposons permettent, dans ce cas précis, d'estimer la valeur réelle des multiplicateurs de manière exacte (λ_p) ou très approchée (la seule erreur sur λ_{cr} évaluée par les méthodes 1 et 2 résulte soit de la qualité de la lecture dans les abaques de WOOD, soit de la précision - quelques petits pourcents - de la formule 9.10.).

Structures	Chargement (figure 9.21.)					Noeuds d'assemblage fig. 9.17 et 9.28	λ_{crf} FINELG	λ_{pf} FINELG	Mécanisme plastique associé à λ_{pf}	λ_{ff}	$\frac{\lambda_{crf}}{\lambda_{pf}}$	$\frac{\lambda_{ff}}{\lambda_{pf}}$
	Type A	F (kN)	P (kN)	q (kN/m)	H/V							
AF1	1	5	115	-	0,0217	Poutre 1	9,08	9,01		3,9	1,01	0,43
AF2	1	5	115	-	0,0217	rigides	8,89	8,15	P	3,4	1,09	0,42
AF3	1	5	115	-	0,0217	a	8,6	7,49	P	3,1	1,15	0,41
AF4	1	5	115	-	0,0217	c	6,26	5,98	P	2,05	1,05	0,34
AF5	2	5	90	10	0,0217	b	9,07	3,31	B	2,87	2,74	0,87
AF6	2	5	90	10	0,0217	rigides	8,87	2,90	B	2,53	3,06	0,87
AF7	2	5	90	10	0,0217	a	8,60	2,59	B	2,40	3,32	0,93
AF8	2	5	90	10	0,0217	c	6,27	1,87	B	1,87	3,36	1,00
AF9	1	5	75	-	0,0333	b	13,92	9,01	P	5,0	1,54	0,55
AF10	1	5	75	-	0,0333	rigides	13,61	8,15	P	4,9	1,67	0,60
AF11	1	5	75	-	0,0333	a	9,59	5,98	P	4,06	1,60	0,68
AF12	1	5	75	-	0,0333	b	4,78	5,55	P	2,38	0,86	0,43
AF13	2	5	50	10	0,0333	rotules	4,78	1,65	B	1,75	2,9	1,06
AF14	2	5	50	10	0,0333	rotules	13,92	3,31	B	3,3	4,21	1,00
AF15	2	5	50	10	0,0333	rigides	9,6	1,86	B	1,9	5,16	1,02
AF16	2	5	50	10	0,0333	b	13,63	2,9	B	2,85	4,7	0,98

Tableau 9.7. - Multiplicateurs de ruine λ_{ff} (structures de type A).

Structures	Chargement (figure 9.22)				Noeuds d'assemblage (fig.9.18 et 9.29)		λ_{crf} FINELG	λ_{pf} FINELG	Mécanisme plastique associé à λ_{pf}	λ_{ff} FINELG	$\frac{\lambda_{\text{crf}}}{\lambda_{\text{pf}}}$	$\frac{\lambda_{\text{ff}}}{\lambda_{\text{pf}}}$
	Type B		Type C		Poutre 1	Poutre 2						
	F (kN)	P (kN)	P _C (kN)	H/V								
BF1	6	6	18	0,11	rigides	c	17,84	5,92	C	4,9	3,01	0,83
BF2	6	6	18	0,11	rigides	rotules	13,63	4,15	B	3,85	3,28	0,93
BF3	6	6	9	0,22	c	rigides	35,74	6,85	P	5,88	5,22	0,86
BF4	6	6	-	0,17	b	rigides	25,07	5,02	C	4,7	4,99	0,94
BF5	6	6	7,5	0,14	c	a	21,74	5,37	C	4,94	4,05	0,92

Tableau 9.8. - Multiplicateurs de ruine λ_{ff} (structures de type B).

Structures	Chargement (figure 9.23.)				Noeuds d'assemblage (1-2-3) fig.9.19 et 9.30			λ_{crf} FINELG	λ_{pf} FINELG	Mécanisme plastique associé à λ_{pf}	λ_{ff} FINELG	$\frac{\lambda_{\text{crf}}}{\lambda_{\text{pf}}}$	$\frac{\lambda_{\text{ff}}}{\lambda_{\text{pf}}}$
	Type C		Type D		N°	K_i kNm/rad	M_V kNm						
	F (kN)	P (kN)	P _C (kN)	H/V									
CF1	10	100	50	0,05	1	17420	100	11,87	1,805	C	1,765	6,58	0,98
CF2	10	100	50	0,05	2	100000	100	15,73	1,805	C	1,74	8,71	0,96
CF3	10	100	50	0,05	3	8000	147,58	9,05	2,09	C	1,80	4,33	0,86
CF4	10	100	50	0,05	4	3000	147,58	5,7	2,09	C	1,723	2,73	0,82
CF5	2	100	50	0,01	1	17420	100	11,87	1,981	B	2,17	5,99	1,10
CF6	20	40	80	0,1	5	50000	100	14,67	1,882	P	1,39	7,79	0,74

Tableau 9.9. - Multiplicateurs de ruine λ_{ff} (structures de type C)

Structures	chargement (figure 9.24.)				Noeuds d'assemblage (1=2=3=4=5=6) (figures 9.20 et 9.31)		$\lambda_{\text{crf}}^{\text{FINELG}}$	$\lambda_{\text{pf}}^{\text{FINELG}}$	Mécanisme plastique ass. à λ_{pf}	$\frac{\lambda_{\text{ff}}}{\lambda_{\text{pf}}}$	$\frac{\lambda_{\text{crf}}}{\lambda_{\text{pf}}}$	$\frac{\lambda_{\text{ff}}}{\lambda_{\text{pf}}}$
	Type D	F (kN)	q (kN)	H/V	N°	K_i kNm/rad						
DF1	1	5	40	0,0083	1	9459	37,5	5,84	1,48	B	3,95	0,96
DF2	1	25	20	0,083	2	50000	120	13,05	2,3	P	5,67	0,75

Tableau 9.10. - Multiplicateurs de ruine λ_{ff} (structures de type D).

9.3.3. Confrontation avec les résultats numériques.

9.3.3.1. Evaluation du multiplicateur critique λ_{cr}

Les tableaux 9.11. à 9.13. et les figures 9.33. à 9.35. présentent, pour trois des quatre types de structures choisies (structures B, C et D), le bilan de la comparaison des trois méthodes simples de détermination du multiplicateur critique avec les résultats obtenus numériquement par FINELG, sous forme de rapport entre, respectivement, les valeur calculées manuellement (λ_{cr}) et celles obtenues numériquement (λ_{crf}).

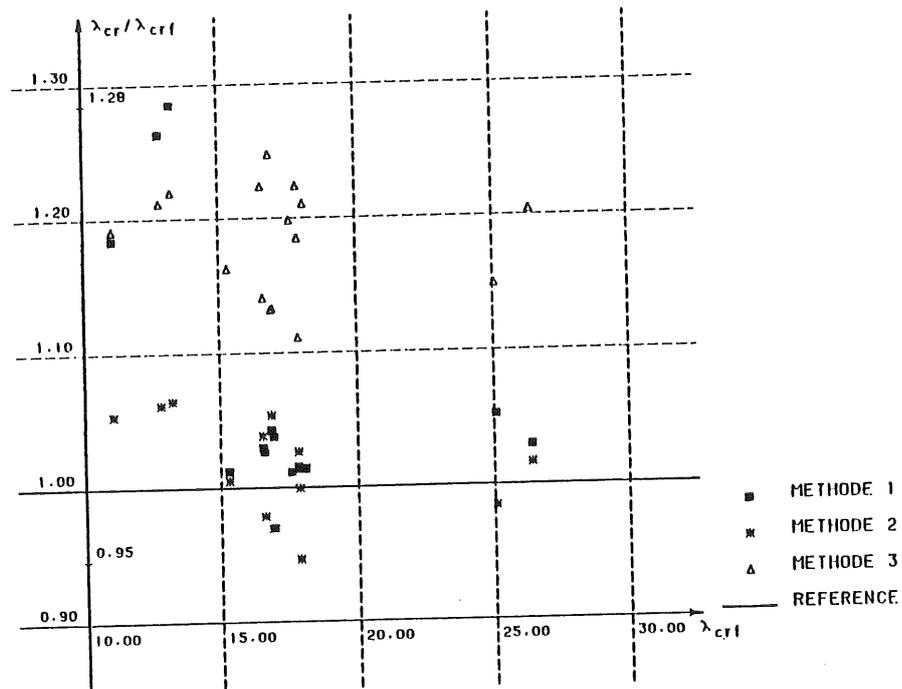


Figure 9.33. - Comparaison des méthodes de calcul simplifiées de λ_{cr} (structures de type B).

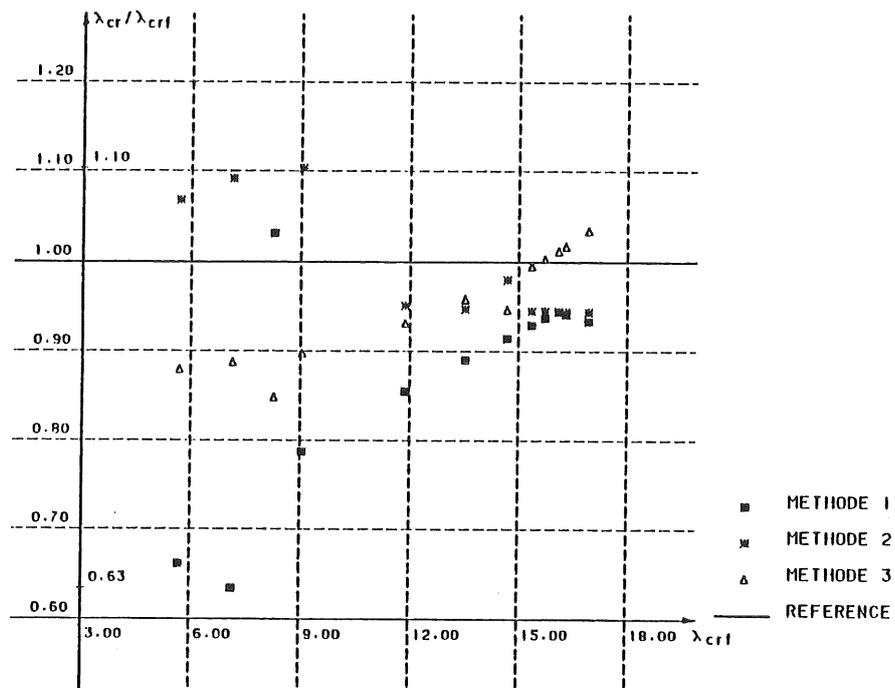


Figure 9.34. - Comparaison des méthodes de calcul simplifiées de λ_{cr} (structures de type C).

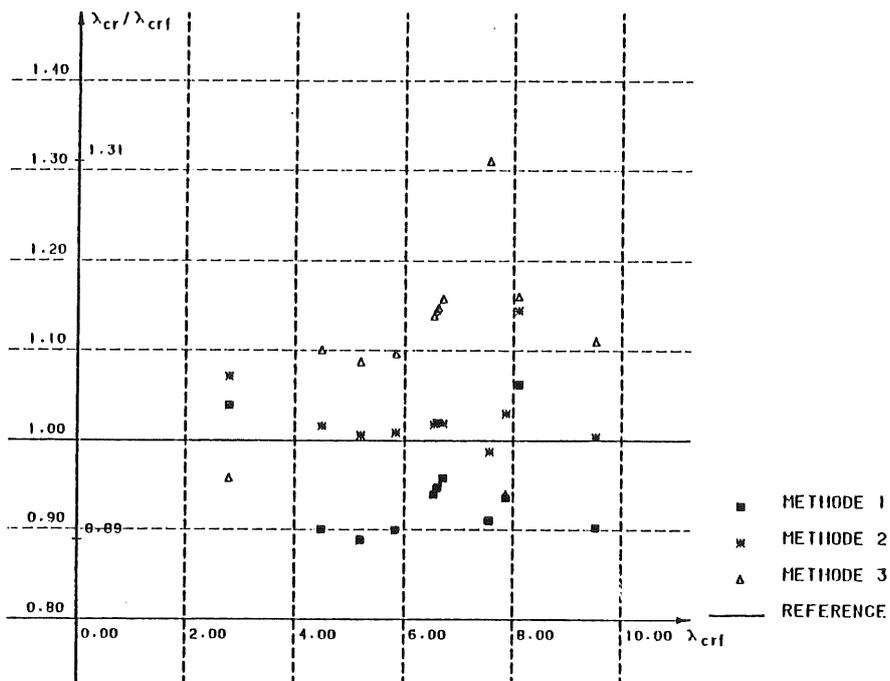


Figure 9.35. - Comparaison des méthodes de calcul simplifiées de λ_{cr} (structures de type D).

Structures (tableau 9.1)	λ_{cr}			
	λ_{crf}	Méthode 1	Méthode 2	Méthode 3
BC1	17,84	18,10	18,31	21,82
BC2	16,87	17,58	17,76	21,03
BC3	17,59	17,79	17,78	21,08
BC4	17,87	18,10	17,85	21,17
BC5	13,25	17,03	14,10	16,15
BC6	16,95	17,58	16,43	19,21
BC7	12,82	16,19	13,60	15,53
BC8	11,05	13,08	11,64	13,16
BC9	16,56	17,04	17,19	20,25
BC10	18,09	18,33	18,35	21,88
BC11	15,31	15,49	15,38	17,80
BC12	16,61	17,04	16,25	18,96
BC13	16,88	17,58	16,35	19,10
BC14	17,87	18,10	16,91	19,86
BC15	25,07	26,37	24,66	28,82
BC16	26,39	27,15	26,80	31,77

Tableau 9.11. - Comparaison des méthodes de calcul simplifiées de λ_{cr} (structures de type B).

Structures (tableau 9.2)	λ_{cr}			
	λ_{cr}	Méthode 1	Méthode 2	Méthode 3
CC1	5,7	3,77	6,08	5,01
CC2	9,05	7,12	9,98	8,12
CC3	11,87	10,15	11,29	11,05
CC4	13,52	12,03	12,81	12,95
CC5	14,69	13,43	13,90	14,40
CC6	15,36	14,27	14,52	15,28
CC7	15,73	14,74	14,86	15,78
CC8	16,11	15,21	15,22	16,31
CC9	16,31	15,35	15,40	16,59
CC10	16,94	15,81	15,99	17,52
CC11	8,29	8,55	8,55	7,03
CC12	7,16	4,54	7,81	6,35

Tableau 9.12. - Comparaison des méthodes de calcul simplifiées de λ_{cr} (structures de type C).

Structures (tableau 9.3)	λ_{cr}			
	λ_{crf}	Méthode 1	Méthode 2	Méthode 3
DC1	2,8	2,91	3,00	2,68
DC2	4,49	4,04	4,56	4,94
DC3	5,20	4,62	5,23	5,65
DC4	5,84	5,25	5,89	6,40
DC5	6,53	6,13	6,65	7,43
DC6	6,58	6,22	6,71	7,53
DC7	6,61	6,26	6,74	7,58
DC8	6,7	6,41	6,83	7,75
DC9	7,87	7,36	8,11	7,39
DC10	7,56	6,88	7,46	9,90
DC11	9,53	8,60	9,57	10,58
DC12	8,10	8,60	9,27	9,40

Tableau 9.13. - Comparaison des méthodes de calcul simplifiées de λ_{cr} (structures de type D).

De l'examen des résultats présentés ci-dessus se dégagent les conclusions suivantes :

- les trois méthodes fournissent des résultats tantôt sécuritaires, tantôt insécuritaires ;
- la méthode deux donne l'estimation la plus précise (moins de 10% d'erreur par rapport à la valeur exacte obtenue par FINELG) et semble donc devoir être recommandée ;
- les erreurs maximales commises avec les méthodes 1 et 3 peuvent atteindre, voire dépasser, les 30 %.

Il faut cependant remarquer qu'une erreur importante sur la valeur du multiplicateur critique n'affecte que faiblement la valeur du multiplicateur de ruine issu de la formule de MERCHANT-RANKINE, ce qui autorise assurément une plus grande liberté dans le choix d'une méthode de calcul de λ_{cr} .

9.3.3.2. Evaluation du multiplicateur plastique λ_p .

La confrontation à la figure 9.36. et au tableau 9.14. des résultats issus de l'approche simplifiée et des valeurs exactes des multiplicateurs plastiques, pour des structures de types B, C et D, tend à montrer le bien-fondé des hypothèses formulées ainsi que le caractère sécuritaire et la précision de la méthode.

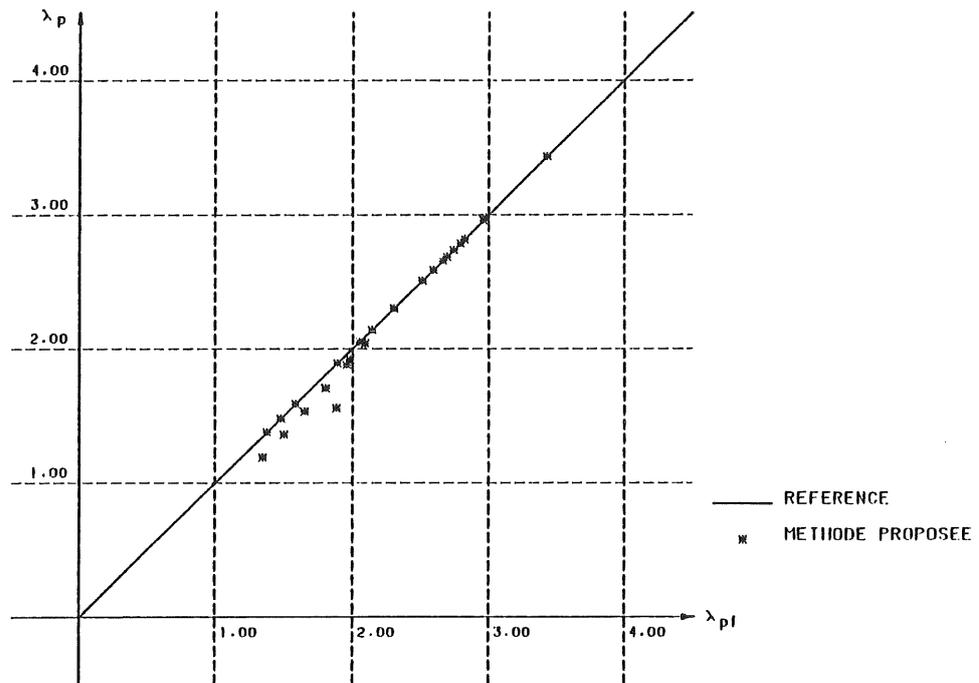


Figure 9.36. - Comparaison entre les valeurs des multiplicateurs plastiques calculés manuellement par la méthode simplifiée proposée (λ_p) et de manière exacte par ordinateur (λ_{pI}).

Deux circonstances bien précises peuvent toutefois amener la méthode proposée à fournir parfois des résultats un peu trop sécuritaires :

- i) l'utilisation de noeuds d'assemblage peu résistants, comme dans le cas de l'ossature CP1 dont les noeuds d'assemblage possèdent une capacité plastique égale seulement à 17% du moment plastique de la poutre ;
- ii) l'atteinte de la ruine plastique de la structure par formation d'un mécanisme de panneau (ossature CP8 par exemple).

Ces conditions ne sont absolument pas restrictives: d'une part, la nature même des ossatures non contreventées réclame l'utilisation de noeuds d'assemblage résistants et, d'autre part, nous montrerons en 9.3.3.3. que le recours à la formule de MERCHANT-RANKINE ne s'indique que pour les ossatures à noeuds d'assemblage semi-rigides dont la ruine plastique n'est pas associée à la formation d'un mécanisme de panneau.

Structures (tableaux 9.4, 9.5, 9.6)	λ_p			Type de mécanisme associé
	exact	selon [T2]	Méthode simpli- fiée proposée	
BP1	2,98	3,01	2,98	C
BP2	2,96	2,98	2,96	C
BP3	2,59	2,81	2,59	B
BP4	2,79	2,79	2,79	C
BP5	2,69	2,69	2,69	C
BP6	2,82	2,82	2,82	C
BP7	2,05	2,33	2,05	B
BP8	2,51	2,51	2,51	C
BP9	2,59	2,61	2,59	B
BP10	2,66	2,66	2,66	C
BP11	2,74	3,19	2,74	C
BP12	2,96	3,45	2,96	C
BP13	2,98	3,57	2,98	C
BP14	3,43	4,41	3,43	P
CP1	1,35	1,19	1,19	C
CP2	1,50	1,36	1,36	C
CP3	1,65	1,54	1,54	C
CP4	1,80	1,71	1,71	C
CP5	1,96	1,88	1,88	C
CP6	2,09	2,04	2,04	C
CP7	1,98	1,92	1,92	B
CP8	1,88	1,56	1,56	P
DP1	1,38	1,38	1,38	B
DP2	1,48	1,48	1,48	B
DP3	1,59	1,59	1,59	B
DP4	1,89	1,97	1,89	B
DP5	2,30	3,16	2,30	P
DP6	2,14	2,43	2,14	B

Tableau 9.14. - Comparaison de méthodes simplifiées de calcul de λ_p
(structures B, C et D).

Au tableau 9.14. apparaissent également les résultats de l'application de la méthode simplifiée de calcul de λ_p proposée dans [T2] aux structures choisies. La confrontation de ceux-ci avec les multiplicateurs exacts (figure 9.37.) démontre à suffisance le manque de précision ainsi que le côté parfois très insécuritaire de cette méthode. Nous ne nous étendrons donc pas davantage sur celle-ci. Les principaux griefs qui peuvent lui être adressés sont de ne considérer, dans l'étude des sous-structures, qu'un nombre très limité de mécanismes plastiques possibles et de ne pas correctement prendre en compte le danger de formation de mécanismes de panneau dans la structure complète.

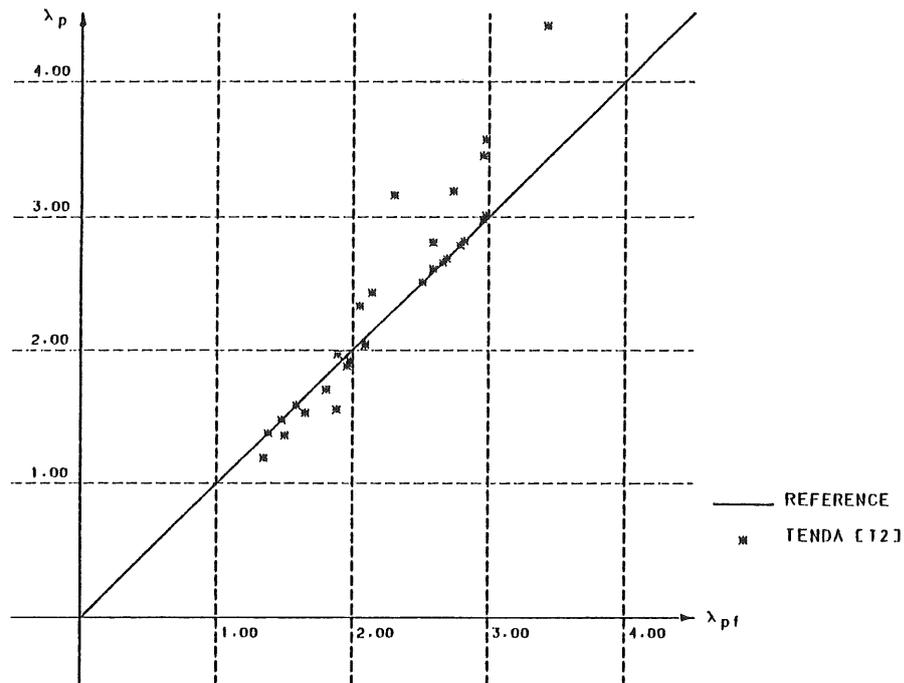


Figure 9.37. - Comparaison entre les valeurs des multiplicateurs plastiques calculés selon [T2] (λ_p) et de manière exacte par ordinateur (λ_{pf}).

9.3.3.3. Evaluation du multiplicateur de ruine λ_f .

Aux tableaux 9.7. à 9.10. (9.3.2.3.) ont été reportées les valeurs du multiplicateur critique λ_{crf} , du multiplicateur plastique λ_{pf} et du multiplicateur de ruine réelle λ_{ff} d'ossatures de types A, B, C et D analysées avec FINELG. Les deux figures ci-dessous présentent (dans le domaine $\lambda_p/\lambda_{cr} \leq 0,8$) une comparaison des résultats de l'analyse de ces ossatures à la ruine par FINELG avec ceux découlant de l'utilisation de la formule de MERCHANT-RANKINE modifiée (formule 9.1.) sur base :

- des valeurs exactes de λ_{crf} et λ_{pf} calculées par FINELG (figure 9.38.) ;
- des valeurs approximatives de λ_{cr} et λ_p issues de l'emploi des méthodes simplifiées proposées respectivement en 9.2.2. (méthode 2) et 9.2.3. (figure 9.39.). La majorité des résultats reportés se trouvent dans la zone traditionnelle d'utilisation de la formule de MERCHANT-RANKINE modifiée (formule 9.3.).

Les figures montrent clairement l'influence du type de mécanisme plastique du premier ordre associé à λ_p sur la précision de la formule de

MERCHANT-RANKINE modifiée.

En effet, celle-ci se révèle :

- précise dans le cas de la formation d'un mécanisme combiné ;
- légèrement sécuritaire dans le cas d'un mécanisme partiel de poutre ;
- généralement très sécuritaire dans le cas d'un mécanisme partiel de panneau.

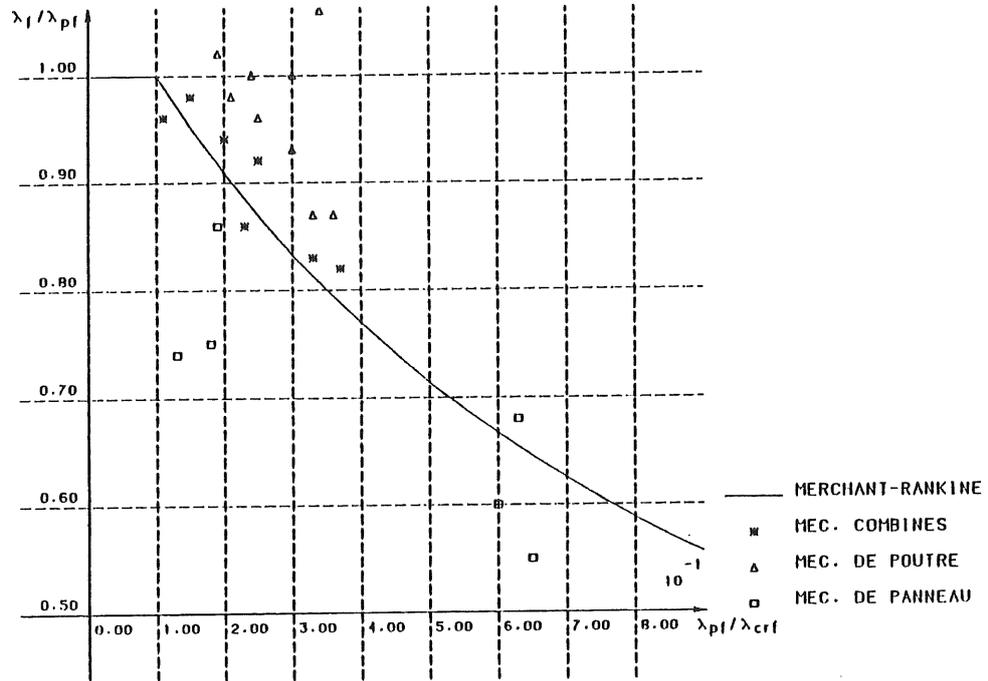


Figure 9.38. - Comparaison des multiplicateurs de ruine calculés numériquement et manuellement (sur base de λ_{crf} et λ_{pf}).

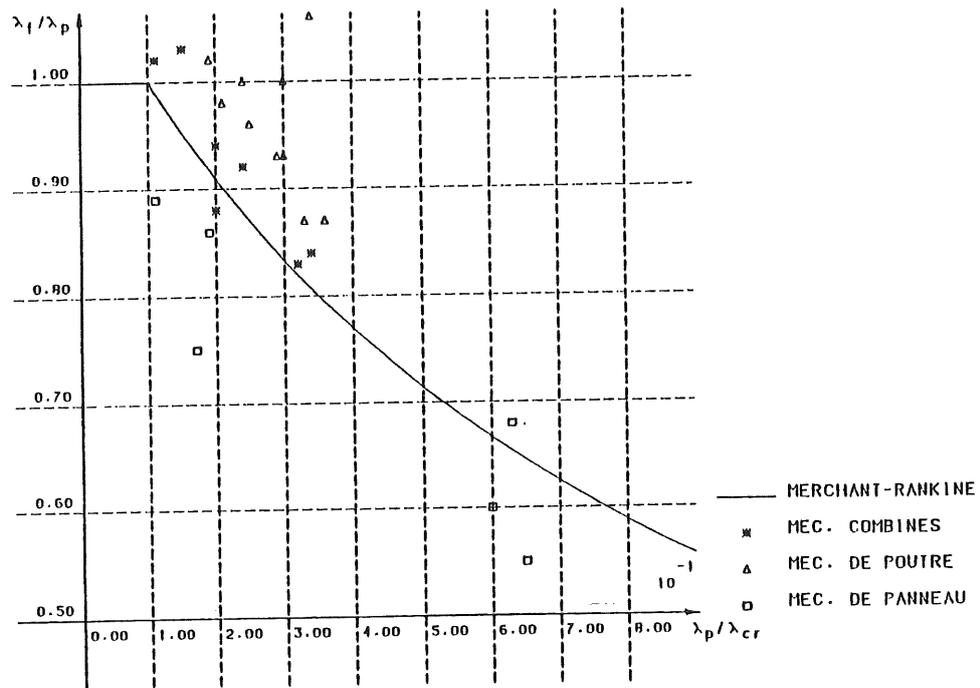


Figure 9.39. - Comparaison des multiplicateurs de ruine calculés numériquement et manuellement (sur base de λ_{cr} et λ_p).

Il semble que cette conclusion puisse s'expliquer par l'impossibilité qu'a la formule empirique de MERCHANT-RANKINE de tenir compte de l'influence réelle, différente selon le type de mécanisme plastique rencontré, des effets du second ordre sur l'évolution de la valeur du multiplicateur limite plastique de la structure considérée, lorsque celle-ci se déforme transversalement au cours du chargement.

La figure 9.40. montre l'allure typique de la diminution de la valeur du multiplicateur plastique du second ordre $\lambda_{p\psi}$ (par rapport au multiplicateur limite plastique du premier ordre λ_p) en fonction de l'angle de déviation ψ des colonnes de l'ossature et ce, pour les trois types de mécanismes plastiques mentionnés ci-dessus.

Au vu des résultats des figures 9.38., 9.39 et 9.40., il apparaît que le degré d'importance des effets du second ordre contenu implicitement dans la formule de MERCHANT-RANKINE correspond assez bien à celui généralement rencontré dans les structures dont l'atteinte de la ruine plastique est liée à la formation d'un mécanisme plastique combiné.

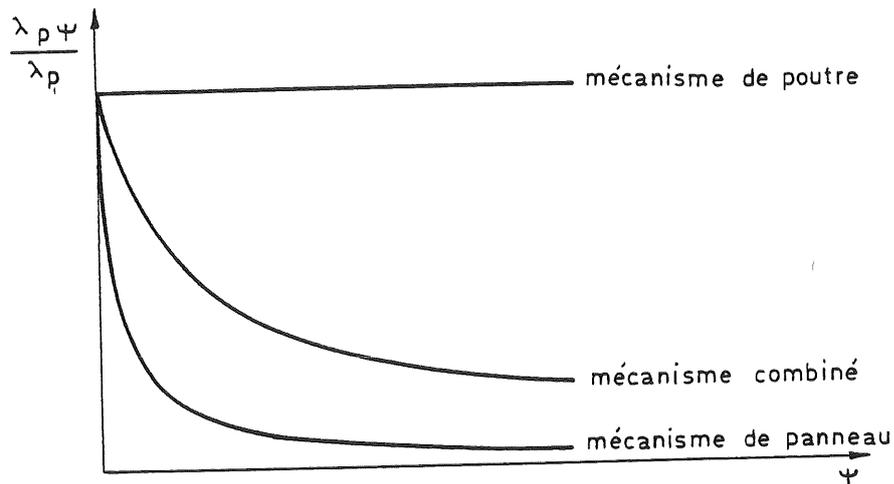


Figure 9.40. - Influence des effets du second ordre sur la valeur du multiplicateur plastique selon le type de mécanisme.

Cette constatation permet de justifier les résultats sécuritaires et insécuritaires rencontrés lors de l'étude, par la formule de MERCHANT-RANKINE, de structures dont la ruine plastique est associée respectivement à un mécanisme de poutre et à un mécanisme de panneau.

La formule de MERCHANT-RANKINE s'est révélée trop sécuritaire dans un seul des cas rencontrés, celui de l'ossature CF5. Cette dernière est en réalité soumise à des charges horizontales très faibles que l'on rencontrera rarement en pratique; l'influence des effets du second ordre est limitée et la ruine de la structure est, dès lors, davantage liée à un manque de résistance qu'à une perte de stabilité; ceci implique l'apparition d'écroûissage dans bon nombre de sections, à tel point que la valeur de la charge de ruine réelle dépasse de loin celle de la charge théorique de ruine plastique du premier ordre de la structure.

En résumé, la seule restriction à l'utilisation de la formule de MERCHANT-RANKINE est relative à l'obtention d'un multiplicateur limite plastique du premier ordre associé à la formation d'un mécanisme de panneau. Cette condition n'est pas très restrictive en pratique, dans la mesure où la raideur transversale dont doivent faire preuve les ossatures non contreventées (afin de satisfaire les critères de servicéabilité) et les valeurs habituelles du rapport entre les charges verticales et horizontales auxquelles elles sont soumises ne privilégient pas d'ordinaire l'apparition de ce type de mécanisme.

Il existe d'autres limitations, mineures celles-ci, à l'emploi de la formule de MERCHANT-RANKINE. Celles-ci ont été discutées dans différents rapports et articles [A12, A13, A14] sur base de l'analyse de structures non contreventées à noeuds rigides.

Aucune raison ne s'oppose à ce que nous nous y référions également dans le cas des ossatures à noeuds d'assemblage semi-rigides. Citons en particulier l'obligation de n'appliquer la formule qu'à des structures dont la déformée transversale sous charge de service ne dépasse pas la valeur limite admise dans les codes qui est généralement de l'ordre de 1/300 par étage et 1/500 pour la structure toute entière. Au passage, signalons l'urgence qu'il y aurait à modifier la valeur de ces bornes lorsque la flexibilité des noeuds d'assemblage est intégrée au processus de dimensionnement. En effet, même les noeuds dits "rigides" possèdent une déformabilité propre dont l'influence sur la déformation transversale de l'ossature est bien réelle, mais n'était jusqu'à présent jamais considérée dans les calculs. Dès lors, on comprend que le maintien de la valeur actuelle de ces bornes conjointement à la prise en compte de la flexibilité des noeuds d'assemblage ne peut conduire qu'à pénaliser, de manière injustifiée, une approche de dimensionnement dont l'intérêt principal est justement d'ordre économique.

9.4. CONCLUSIONS ET DEVELOPPEMENTS FUTURS

Selon la doctrine semi-probabiliste de la sécurité, la vérification d'une structure en acier s'effectue en deux phases distinctes :

- la vérification des états-limites de servicéabilité de la structure soumise aux charges de service ;
- la vérification des états-limites ultimes de la structure soumise aux charges pondérées.

Nos travaux ont permis la mise au point d'une méthode simple de vérification des structures planes non contreventées à noeuds d'assemblage semi-rigides destinés à faciliter la tâche du concepteur dans la phase de dimensionnement des ossatures.

La vérification des états-limites de servicéabilité repose sur une analyse élastique linéaire du second ordre des ossatures dont les noeuds d'assemblage sont caractérisés par une rigidité fictive constante. Cette analyse peut être réalisée par l'intermédiaire de la méthode des rotations modifiée en raison de la flexibilité des noeuds d'assemblage et de la nécessité de considérer les effets du second ordre. Cette approche évite

le recours à une méthode itérative classique. Dans le cadre de travaux ultérieurs, nous désirerions aboutir à la proposition d'une méthode simple d'évaluation de la rigidité fictive constante des noeuds d'assemblage.

La vérification des états-limites ultimes, quant à elle, est fondée sur l'utilisation de la formule de MERCHANT-RANKINE adaptée au cas des ossatures à noeuds d'assemblage semi-rigides. Celle-ci nécessite la définition et l'évaluation des multiplicateurs critique et plastique des ossatures; des méthodes simples de calcul de ces valeurs sont proposées.

Le bien-fondé de cette approche ainsi que la précision des méthodes de détermination des multiplicateurs critique, plastique et de ruine des ossatures ont été démontrés sur base de la comparaison avec les résultats d'un nombre élevé de simulations numériques effectuées par l'intermédiaire du code de calcul FINELG qui autorise la prise en compte de l'ensemble des non-linéarités géométriques et structurelles dont une structure est le siège au cours de son chargement.

Une restriction à l'utilisation de cette approche nous est cependant apparue: en effet, la formule de MERCHANT-RANKINE semble donner des résultats trop sécuritaires pour les structures dont l'atteinte de la ruine plastique du premier ordre est liée à la formation d'un mécanisme partiel de panneau; une explication physique de cet état de fait est avancée. Nous déconseillerons donc l'emploi de la formule de MERCHANT-RANKINE dans ce cas dont la probabilité d'apparition est, somme toute, relativement faible.

Enfin, il nous semble important d'énumérer les prolongements dont ce travail pourrait faire l'objet dans l'avenir et qui permettraient d'élargir le champ d'application de la méthode proposée :

- a) prise en compte de la présence d'assemblages différents aux deux extrémités d'une même poutre ;
- b) prise en compte de l'effet rigidifiant des panneaux de remplissage dans les ossatures réelles.

CONCLUSIONS

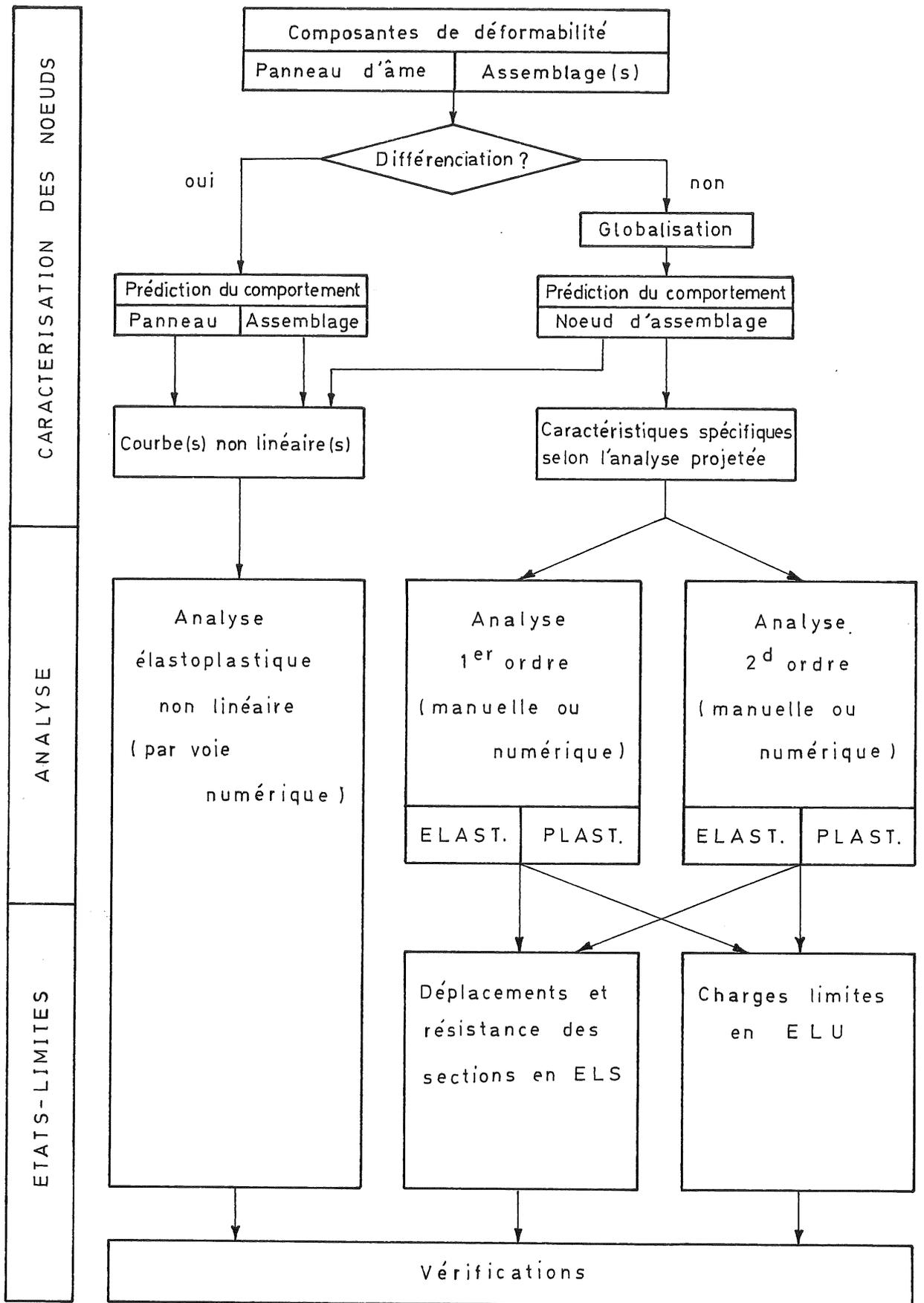
CONCLUSIONS

Au cours de nos travaux de recherche, nous nous sommes rapidement rendu compte de la diversité des problèmes que soulèvent l'analyse et le dimensionnement des ossatures métalliques à noeuds semi-rigides et partiellement résistants. Nous citerons, en particulier, la caractérisation du comportement non linéaire des noeuds, leur modélisation numérique, l'évaluation de la résistance et de la stabilité de sous-structures ou de structures multi-étagées à noeuds semi-rigides, ... Le simple énoncé de ces domaines de recherches spécifiques suffit à justifier la variété des moyens d'investigation à mettre en oeuvre : algorithmes de calcul, essais de laboratoire, développements théoriques, études paramétriques, ...

Ces deux raisons, d'une part, incitent le plus souvent le chercheur à sérier les problèmes et, d'autre part, l'empêchent souvent d'appréhender l'étude "semi-rigide" dans son ensemble. Cette absence apparente de lien entre les nombreuses publications consacrées à ces sujets inspire généralement l'impression de très grande complexité et renforce progressivement, chez le non-initié, la méfiance qu'il éprouve, instinctivement oserions-nous dire, vis-à-vis de ce nouveau concept.

L'opportunité nous a été donnée, au Département MSM, d'envisager l'étude de la semi-rigidité des noeuds sous ses différents angles, tout au long des cinq dernières années. Nous avons donc voulu profiter de cet heureux concours de circonstances pour exposer le fruit de nos travaux sous une forme qui mette clairement en évidence non seulement les différentes facettes du problème, mais également leur interaction et leur complémentarité.

Nous estimons qu'une des meilleurs manières de restituer le contenu de la thèse consistait à en dresser l'organigramme ci-après, étayé par un bref commentaire.



La validation d'une structure donnée destinée à supporter un ensemble de charges connu consiste à s'assurer que cette structure satisfait, au sens semi-probabiliste du terme, à la fois les états-limites de service et les états-limites ultimes. Une telle vérification postule la réalisation d'une ou plusieurs analyses de la structure idéalisée. Toute ossature étant constituée d'éléments structuraux reliés entre eux par des assemblages, son comportement et sa capacité portante dépendront dans une large mesure de la manière dont les noeuds vont "répondre" aux efforts qui tendent à les solliciter.

La simplification apportée aujourd'hui, par souci d'économie, aux noeuds de construction métallique est susceptible de conférer à certains de ceux-ci un comportement qui ne peut plus être assimilé, ainsi qu'on le faisait habituellement, à celui d'une articulation parfaite ou d'un noeud parfaitement rigide. La semi-rigidité de tels noeuds poutre-colonne se traduit par une rotation relative non négligeable entre les axes des pièces convergeant au noeud, variant de manière non linéaire avec l'intensité du moment sollicitant la poutre dans sa section de liaison avec la colonne.

Ces considérations élémentaires justifient la division horizontale de l'organigramme précité.

En fait, la caractérisation d'un noeud poutre-colonne semi-rigide n'est pas chose aisée. En effet, la déformabilité du noeud résulte des contributions respectives de sources diverses que l'on regroupe, par souci de simplicité, en deux composantes : le panneau d'âme cisailé de la colonne et le(s) assemblage(s) proprement dit(s) entre la(les) poutre(s) et la colonne. Ces deux composantes peuvent rester différenciées ou, au contraire, être globalisées pour caractériser ainsi le noeud dans son ensemble. Quelle que soit l'option prise, il importe de pouvoir prédire les réponses correspondantes à partir des seules données mécaniques et géométriques disponibles. Il s'agit donc de définir soit des courbes caractéristiques non linéaires - 2 en cas de différenciation des sources de flexibilité, 1 seule en cas de globalisation -, soit de calculer des quantités caractéristiques - rigidité initiale, rigidité sécante, moment pseudo-plastique, ... - spécifiques au type d'analyse projetée. Il semble évident que l'usage de courbe(s) non linéaire(s) soit réservé aux méthodes d'analyse particulièrement élaborées, qui font nécessairement appel à la voie numérique. L'approche alternative, recourant aux quantités caractéristiques spécifiques est pour ainsi dire prérequis par les méthodes d'analyse manuelles ou pseudo-manuelles; il reste qu'elle peut aussi être associée à des méthodes d'analyse de type numérique sans doute moins élaborées que les précédentes mais néan-

moins suffisamment précises pour les besoins des praticiens.

La prise en compte du caractère non-linéaire de la (des) courbe(s) caractéristique(s) du noeud postule la mise en oeuvre d'un logiciel approprié; celui-ci sera normalement capable de prendre en considération les deux types de non-linéarité - matérielle et géométrique - de la structure. Il faut certes considérer que cette voie est par essence réservée au chercheur ou, en tous cas, à un utilisateur chevronné. Elle a l'avantage de pouvoir fournir l'ensemble des informations quantitatives requises pour permettre de porter un jugement quant à la performance de la structure étudiée.

Des résultats fiables et tout à fait satisfaisants pour la pratique journalière peuvent être attendus de l'utilisation d'une modélisation simplifiée des noeuds, associée à des méthodes d'analyse de premier ou de second ordre - selon que l'ossature est ou non à noeuds déplaçables latéralement -; le calculateur devra choisir dans chaque cas entre les deux approches - élastique ou plastique - qui s'offrent à lui, en fonction de ses desiderata et des classes de sections qu'il désire mettre en oeuvre. En raison du moindre degré d'élaboration de ces méthodes, il est nécessaire d'exploiter les résultats obtenus afin de déterminer les déplacements de la structure et résistances des sections aux E.L.S., d'une part, et les charges limites aux E.L.U., d'autre part. Le jugement à porter quant à l'aptitude de la structure à satisfaire aux états-limites en est le corollaire immédiat.

Nos travaux, dont les principaux résultats sont rassemblés dans le présent mémoire, ont porté sur presque toutes les cases de l'organigramme qui vient d'être commenté. Nous ne reviendrons pas ici sur les conclusions partielles détaillées desdits travaux, dès lors que, par souci de clarté, nous avons préféré les reporter chaque fois en fin de chapitre. Nous nous bornerons, s'agissant d'une thèse de doctorat, à clôturer notre mémoire, d'une part, en mettant en lumière nos contributions originales et, d'autre part, en soumettant une liste de sujets connexes au thème abordé ici, qui pourraient utilement être l'objet de la préoccupation des chercheurs dans les années à venir.

Nous avons apporté des *contributions originales* aux diverses parties autour desquelles notre mémoire s'articule :

1. Plusieurs importantes séries d'essais ayant bénéficié de divers subsides ont été réalisés avec une instrumentation complète et redondante permet-

tant d'analyser les composantes individuelles de la flexibilité des noeuds. A notre connaissance, une instrumentation aussi complexe des noeuds a été mise en oeuvre pour la première fois.

2. Nous proposons des modélisations originales pour la résistance et la déformabilité des panneaux d'âme aussi bien de noeuds raidis que de noeuds non raidis, en distinguant le cisaillement du panneau d'âme, d'une part, et l'introduction des charges dans ce même panneau, d'autre part. Lesdites modélisations développées d'abord pour des noeuds soudés ont été adaptées aux noeuds boulonnés.
3. Pour les deux types d'assemblage les plus courants - par plat d'about et par cornières d'âme et de semelles - des relations mathématiques simples sont proposées, qui permettent de prédire, avec une très bonne précision, la valeur des divers paramètres gouvernant le comportement moment-rotation du seul assemblage. Nos efforts dans ce domaine se sont bien sûr inspirés de travaux similaires conduits par d'autres chercheurs; ils s'en distinguent néanmoins par le caractère des méthodes de prédiction que nous proposons - celles-ci ont, en effet, une base exclusivement théorique et, sont dégagées de tout aspect empirique ou semi-empirique -, et par la portée largement plus générale des dispositions constructives auxquelles elles s'adressent.
4. Un apport appréciable consiste en la transposition des comportements associés aux différentes sources de déformabilité d'un noeud en une courbe caractéristique globale moment-rotation relative et en la détermination des paramètres strictement requis pour la représenter soit sous sa forme non linéaire, soit par une modélisation simplifiée de type bi-linéaire, selon le type d'analyse ou de vérification auquel le concepteur envisage de recourir.
5. Avec l'espoir que le résultat de nos travaux puisse influencer le développement des travaux de codification en cours au niveau européen, nous présentons, sur base d'un schéma similaire à celui de l'Eurocode 3, un ensemble de règles à usage pratique qui améliorent les règles préconisées actuellement et/ou les complètent à divers égards.
6. Le logiciel non linéaire de calcul FINELG reçoit une amélioration substantielle. Nous y avons incorporé un élément fini de type poutre plane qui intègre un élément classique de poutre non linéaire, un ressort flexionnel non linéaire traduisant le comportement de l'assemblage et enfin un panneau d'âme. Cet élément fini complexe n'exige nullement une plus grande finesse de discrétisation, ce qui constitue assurément un avantage substantiel.
7. Une étude paramétrique de structures contreventées et non contreventées a été conduite pour diverses conditions de modélisation des noeuds

poutre-colonne et d'idéalisation du comportement de ceux-ci. Nous pouvons ainsi formuler les recommandations utiles devant permettre aux praticiens d'escompter d'excellents résultats, à défaut de recourir à une analyse réputée "exacte".

8. Les méthodes d'analyse pseudo-manuelles ont reçu notre attention. Nous avons développé les modifications à introduire dans les formulations usuelles desdites méthodes pour qu'elles puissent désormais être applicables aux ossatures à noeuds semi-rigides. Certains de ces aménagements existaient; nous y avons apporté des ajouts originaux qui permettent, d'une part, d'accroître la précision des résultats et, d'autre part, de mieux délimiter le champ d'application ou le domaine de fiabilité des méthodes respectives.
9. Enfin, nous estimons avoir fait oeuvre particulièrement utile en nous attaquant à des questions laissées très largement dans l'ombre jusqu'à présent: l'exploitation des résultats d'analyses "simplifiées" en vue de la vérification de la résistance et de la stabilité des sections, des éléments structuraux et de l'ossature tout entière. Nous estimons ainsi avoir contribué efficacement à la présentation d'une méthodologie globale de vérification. Cette démarche, apparemment élémentaire, est en fait d'une grande complexité et n'a jamais été que très partiellement esquissée jusqu'à présent.

Nous ne voudrions pas clôturer cette revue des apports originaux sans rappeler qu'à toute étape de notre travail, nous avons été mû par une volonté d'effectuer oeuvre scientifique et le souci de ne jamais négliger les préoccupations de l'ingénieur calculateur. Nous avons eu la préoccupation constante de contribuer à l'amélioration des connaissances tout en mettant à la portée des praticiens les outils devant leur permettre une promotion de la construction métallique.

Sous les auspices de la Commission des Communautés Européennes, un projet COST consacré au "Contrôle de la semi-rigidité des assemblages dans les structures du génie civil" vient de voir le jour; il rassemble des équipes de chercheurs de 13 pays et le professeur COLSON de l'E.N.S. de Cachan en assume la coordination. Les travaux de l'équipe liégeoise ont valu au Département MSM d'être associé, dès le départ, à cet ambitieux projet. L'heure est donc aux bilans. Dans la mesure où notre thèse de doctorat nous a amené à aborder les diverses facettes de la semi-rigidité des noeuds métalliques, à soulever un certain nombre de questions et à ne résoudre que celles étant en relation directe avec les objectifs que nous nous étions assignés, nous sommes en mesure d'identifier une liste de thèmes de recher-

che potentiels, auxquels nous recommanderions que les partenaires du projet COST portent une attention particulière dans les années qui viennent:

- extension des modèles proposés de prédiction des courbes moment-rotation à d'autres types de noeuds poutre-colonne en acier ou composites (acier-béton) ;
- campagnes expérimentales et développements théoriques relatifs au comportement des noeuds poutre-colonne d'axe faible et tridimensionnels ;
- influence des efforts normaux dans les colonnes sur la déformabilité et la résistance de leurs semelles soumises à des efforts de traction ;
- études approfondies du comportement de plats tendus assemblés par boulons (résistance et déformabilité des boulons cisailés et des plats soumis à pression diamétrale) ;
- influence du voilement de la semelle comprimée de la section de poutre adjacente à un assemblage sur le comportement flexionnel de ce dernier ;
- simulation numérique du comportement particulier des panneaux d'âme de noeuds à assemblage(s) composite(s) ;
- implantation de modèles fiables de prédiction du comportement des composantes de déformabilité des noeuds poutre-colonne dans les algorithmes de calcul; l'un des buts de ce travail serait de pouvoir simuler correctement l'évolution des courbes de déformabilité caractéristiques des panneaux d'âme cisailés et soumis à des charges transversales en fonction de l'interaction des contraintes dans l'âme de la colonne ;
- mise au point de méthodes simples de prédimensionnement des ossatures contreventées à noeuds semi-rigides ;
- proposition de critères permettant d'estimer l'influence de la diminution de rigidité des colonnes en cours de chargement (effet "ε") sur la charge de ruine des ossatures contreventées ;
- détermination d'une rigidité élastique linéaire fictive des noeuds poutre-colonne intermédiaire entre la rigidité initiale et la rigidité sécante, en vue de l'analyse, sous charges de service, des ossatures non contreventées à noeuds semi-rigides ;
- définitions de nouvelles valeurs limites des déplacements d'une ossature sous charges de service (les bornes actuelles étant extrêmement pénalisantes lorsque l'on recourt à l'analyse "semi-rigide" de l'ossature).

Quod est ad demonstrandum, nam sapiens nihil affirmat quod non probet.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

A

- [A1] ALTMANN, R., MAQUOI, R., JASPART, J.P.
Experimental Study of the non-linear behaviour of beam-to-column composite joints.
Proceedings of the International Colloquium on Stability of Steel Structures, Budapest, Hongrie, 25-27 avril 1990, pp.II.197 - II.204.
- [A2] ATAMAZ SIBAI, W., JASPART, J.P.
Etude du comportement jusqu'à la ruine des noeuds complètement soudés.
Rapport interne IREM, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, N° 89/7 et M.S.M., Université de Liège, N° 194, octobre 1989.
- [A3] ATAMAZ SIBAI, W.
Simulation numérique du comportement de deux assemblages de rive soudés non raidis.
Rapport interne 87/5, IREM, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, juin 1987.
- [A4] ALPSTEN, G.A.
Variations in mechanical and cross-sectional properties of steel.
ASCE-IABSE International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. 1b9, 1972.
- [A5] ARIBERT, J.M., AMMARI, F., LACHAL, A.
Influence du mode d'application d'une charge de compression locale sur la résistance plastique de l'âme d'un profilé - cas des assemblages tubulaires.
Construction Métallique, N° 2, 1988, pp. 3 - 30.
- [A6] AGERSKOV, H.
Analysis of bolted connections subject to prying.
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, N° ST11, novembre 1977, pp.2145-2163.
- [A7] ATAMAZ SIBAI, W.
Comportement des assemblages poutre-colonne métalliques.
Rapport interne IREM, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, N° 86/7, juillet 1986.
- [A8] AGERSKOV, H.
High-strength bolted connections subject to prying.
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, N°ST1, janvier 1976, pp.161-175.

- [A9] AZIZINAMINI, A., BRADBURN, J.H., RADZIMINSKI, J.B.
Initial stiffness of semi-rigid steel beam-to-column connections.
Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, 1987, pp.71-90.
- [A10] ANG, K.M., MORRIS, G.A.
Analysis of three-dimensional frames with flexible beam-column connections.
Canadian Journal of Civil Engineers, 11 (1984), pp.245 - 254.
- [A11] ANDERSON, D.
Simple calculation of elastic critical loads for unbraced multistorey steel frames.
The Structural Engineer, 58A, août 1980, pp.243-245.
- [A12] ANDERSON, D., LOK, T.S., WOOD, R.H.
Studies of the MERCHANT-RANKINE formula.
Research Report CE12, Department of Engineering, University of Warwick, octobre 1982.
- [A13] ANDERSON, D., LOK, T.S.
A limitation on the use of the MERCHANT-RANKINE formula.
Research Report CE13, Department of Engineering, University of Warwick, octobre 1982.
- [A14] ANDERSON, D., LOK, T.S.
Design studies on unbraced multistorey steel frames.
The Structural Engineer, Vol. 61B, N° 2, juin 1983, pp. 29 - 34.
- [A15] AMOUR, A.
Contribution à l'étude de la capacité portante des colonnes de structures contreventées à noeuds semi-rigides.
Maîtrise en Sciences Appliquées, Service M.S.M., Université de Liège, 1988.

B

- [B1] BIJLAARD, F.S.K., ZOETEMEIJER, P.
Influence of joint characteristics on the structural response of frames.
Presented at the International Conference "Steel Structures, Recent Advances and their Application to Design", Budva, Yugoslavia, 29 sept. - 1 oct. 1986, pp. 109 - 133.
- [B2] BJORHOVDE, R.
Effect of end restraint on column strength - Practical applications.
Engineering Journal, AISC, Vol. 21, N° 1, 1st Quarter, 1984, pp.1-13.
- [B3] BOLTON, A.
A simple understanding of elastic critical load.
The Structural Engineer, Vol. 54, N° 6, 1976, pp. 213-218.
- [B4] BRITISH STANDARD BS 5950 Pt1
Structural use of steel work in building.
Code of practice for design in simple and continuous construction : hot rolled sections, 1985.
- [B5] BEHR, R.A., GOODSPEED, C.H., HENRY, R.M.
Potential errors in approximate methods of structural analysis.
Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, N° 4, avril 1989, pp. 1002-1005.
- [B6] BJORHOVDE, R., BROZETTI, J., COLSON, A.
Classification of connections.
Connections in Steel Structures. Behaviour, Strength and Design. Proceedings of a state-of-the-art workshop held in Cachan, France, 25-27 May 1987.
Elsevier Applied Science, 1988, pp. 388-391.
- [B7] BJORHOVDE, R., COLSON, A., BROZETTI, J.
Classification system for beam-to-column connections.
Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, N° 11, novembre 1990, pp. 3059 - 3076.
- [B8] BIJLAARD, F.S.K., SNIJDER, H.H.
Design of braced frames.
Chapter 3 of the ECCS Document on Stability of Steel Frames with Semi-Rigid Joints, ECCS Task Working Group 8.1./8.2.
Version juillet 1986.
- [B9] BIJLAARD, F.S.K., SNIJDER, H.H.
Design of braced frames.
Chapter 3 of the ECCS Document on Stability of Steel Frames with Semi-Rigid Joints, ECCS Task Working Group 8.1./8.2.
Version mai 1989.

C

- [C1] CHEN, W.F., NEWLIN, D.E.
Column web strength in beam-to-column connections.
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, N°ST9, Technical
Note, septembre 1973, pp. 1978.
- [C2] COLSON, A.
Modélisation des conditions aux limites des liaisons et d'assemblages
en mécanique des structures métalliques.
Thèse de doctorat, Université de Paris 6, décembre 1984.
- [C3] COSENZA, E., FAELLA, G., DE LUCA, A.
A parametric analysis of the effect of semi-rigid joints on elastic
stability of steel frames.
Costruzioni Metalliche, N° 1, 1989, pp. 11 - 19.
- [C4] CRIF
Longueur de flambement des éléments de structures.
Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des
Fabrications Métalliques, à paraître.
- [C5] CESCOTTO, S., MAQUOI, R., MASSONNET, Ch.
Simulation par ordinateur du comportement à la ruine des poutres à
âme pleine cisailées ou fléchies.
Construction Métallique, N° 2, 1981.
- [C6] CRC
Guide to design criteria for metal compression members.
Column Research Council, 2nd Edition by B.G. JOHNSTON, J. WILEY and
Sons, Inc. New-York, London, Sydney, 1966.

D

- [D1] DAVISON, J.B., KIRBY, P.A., NETHERCOT, D.A.
Rotational stiffness characteristics of steel beam-to-column connections.
Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, 1987, pp. 17 - 54.
- [D2] DAVISON, J.B., KIRBY, P.A., NETHERCOT, D.A.
Effect of lack of fit on connection restraint.
Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, 1977, pp. 55 - 70.
- [D3] DAMIANI, A.
Comportamento di giunti semi-rigidi in acciaio : analisi sperimentale e methodi di predizione.
Tesi di Laurea, Facolta di Ingegneria, Universita degli Studi di Pavia, 1986.
- [D4] DOUTY, R.T., Mc GUIRE, W.
High strength bolted moment connections.
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, N° ST2, avril 1965, pp. 101 - 128.
- [D5] DONNELL, L.H.
Reissner Anniversary Volume, pp. 183 - 196.
- [D6] DAVIS, J.D.
Multi-storey frames.
Civil Engineering, avril 1979, pp. 64 - 69.
- [D7] DUBAS, P., GEHRI, E.
Behaviour of webs under concentrated loads acting between widely spaced vertical stiffeners.
ECCS - Working Group 8.3. document, présenté à la réunion de Zürich le 9 octobre 1978.
- [D8] de VILLE de GOYET, V.
L'analyse statique non linéaire par la méthode des éléments finis des structures spatiales formées de barres à section non symétrique.
Thèse de doctorat, Service M.S.M., Université de Liège, 1989.
- [D9] de VILLE de GOYET, V.
Etude du comportement à la ruine de structures spatiales composées de poutres à section non symétrique.
Construction Métallique N° 4, 1987.

E

- [E1] Eurocode 3: Design of Steel Structures.
Commission of the European Communities, April 1990.
- [E2] EKS-Steifenlose Stahlskeletttragwerke und dünnwandige Vollwandträger.
Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1977.
- [E3] Experimental and theoretical analysis of steel gusset plate connections in diagonally braced frames.
Cooperative Research Project between the University of Colorado (Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Boulder, Colorado, U.S.A.) and the University of Trento (Department of Structural Mechanics and Automatic Design, Trento, Italy).
Private Communication.
- [E4] ECCS
Ultimate limite state calculations of sway frames with rigid joints.
Technical Committee 8 - Structural Stability Working Group 8.2.
System, Publication, N° 33, 1st ed., 1984.
- [E5] ECCS
Analysis and design of steel frames with semi-rigid joints.
Task Group set up by Technical Working Group 8.1./8.2., à paraître.
- [E6] ECCS
Behaviour and design of steel plated structures.
European Convention for Constructional Steelwork, édité par P. DUBAS et E. GEHRI, publ. N° 44, 1986.
- [E7] ELSEN, P.
Méthodes manuelles de dimensionnement des ossatures métalliques contreventées à assemblages semi-rigides.
Travail de fin d'études, Département M.S.M., Université de Liège, 1989.

F

- [F1] FREY, F., LEMAIRE, E., de VILLE de GOYET, V., JETTEUR, P.,
STUDER, M., ATAMAZ SIBAI, W.
FINELG, non linear finite element analysis program.
MSM, University of Liège, IREM, Ecole Polytechnique Fédérale de
Lausanne, juillet 1986.
- [F2] FIELDING, D.J., HUANG, J.S.
Shear in steel beam-to-column connections.
Welding Research Supplement, juillet 1971, pp. 313s-326s.
- [F3] FREY, F.
L'analyse statique non linéaire des structures par la méthode des
éléments finis et son application à la construction métallique.
Thèse de doctorat, Service M.S.M., Université de Liège, 1979.

G

- [G1] GERLEIN, M., BEAUFAIT, F.W.
An optimum preliminary design of reinforced concrete frames.
Computation and Structures, Pergamon Press, Vol. 11, 1980,
pp.515 - 524.
- [G2] GALEA, Y., COLSON, A., PILVIN, P.
Programme d'analyse de structures planes à barres avec liaisons semi-
rigides à comportement non linéaire.
Construction Métallique, n° 2, 1986, pp. 3 - 16.

H

- [H1] HOTZ, R.
Traglastversuche für Stützen - Riegel - Verbindungen mit verbesserter
Wirtschaftlichkeit.
Der Stahlbau, 11/1983, pp. 329 - 334.
- [H2] HORNE, M.R.
An approximate method for calculating the elastic critical loads of
multi-storey plane frames.
The Structural Engineer, Vol. 53, N° 6, 1975, pp. 242 - 248.

J

- [J1] JANSS, J., JASPART, J.P., MAQUOI, R.
Experimental study of the non-linear behaviour of beam-to-column bolted joints.
Proceedings of a State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, France, 25-27 mai, 1987.
Elsevier Applied Science Publishers, février 1988, pp. 26 - 32.
- [J2] JANSS, J., JASPART, J.P., MAQUOI, R.
Strength and behaviour of in-plane weak axis joints and of 3-D joints.
Proceedings of a State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, France, 25-27 mai, 1987.
Elsevier Applied Science Publishers, février 1988, pp. 60 - 68.
- [J3] JASPART, J.P., JANSS, J.
Essais de noeuds poutre-colonne d'axe fort.
CRIF, Bruxelles, à paraître.
- [J4] JASPART, J.P., GOMES, F., JANSS, J.
Essais de noeuds poutre-colonne d'axe faible et tridimensionnels.
CRIF, Bruxelles, à paraître.
- [J5] JASPART, J.P., MAQUOI, R.
Investigation by testing of the structural response of semi-rigid joints.
Proceedings of the RILEM Workshop on "Needs in Testing Metals", Naples, Italie, 29-31 mai, 1990.
- [J6] JASPART, J.P., MAQUOI, R., ALTMANN, R., SCHLEICH, J.B.
Experimental and theoretical study of composite connections.
Report of the IABSE Symposium on Mixed Structures, including New Materials, Bruxelles, Belgique, 5 - 7 septembre, 1990, pp. 407 - 412.
- [J7] JARAMILLO, T.J.
Deflections and moments due to a concentrated load on a cantilever plate of infinite length.
Journal of Applied Mechanics, ASME, mars 1950, pp. 67 - 72.
- [J8] JOHNSTON, B., MOUNT, E.H.
Analysis of building frames with semi-rigid connections.
ASCE, Transactions, 1942, 107, pp. 993 - 1019.
- [J9] JASPART, J.P.
Sur le comportement des assemblages semi-rigides et leur influence dans l'étude des structures en acier.
Annales des Travaux Publics de Belgique, N°2, 1986, pp. 131 - 144.

- [J10] JONES, S.W., KIRBY, P.A., NETHERCOT, D.A.
Modelling of semi-rigid connection behaviour and its influence on steel column behaviour.
Joints in Structural Steelwork, ed. Howlett, Jenkins and Stainsby, Pentech Press, London, 1981, pp. 5.73 - 5.87.
- [J11] JASPART, J.P.
Extending of the Merchant-Rankine formula for the assessment of the ultimate load of frames with semi-rigid joints.
Journal of Constructional Steel Research, 11 (1988), pp. 283 - 311.
- [J12] JASPART, J.P.
Etude paramétrique du comportement des structures non contreventées à assemblages semi-rigides et développement d'une méthode simple de dimensionnement.
Rapport interne N° 181, Département MSM, Université de Liège, novembre 1988.
- [J13] JETTEUR, P.
Contribution à la solution de problèmes particuliers d'instabilité dans les grandes poutres métalliques.
Thèse de doctorat, Service M.S.M., Université de Liège, 1984.
- [J14] JASPART, J.P.
Etude de la capacité portante des colonnes restreintes à leurs extrémités.
Travail de fin d'études, Département M.S.M., Université de Liège, 1985.

K

- [K1] KATO, B.
Beam-to-column connection research in Japan.
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, N° ST2, février 1982, pp. 343 - 360.
- [K2] KATO, B., CHEN, W.F., NAKAO, M.
Effect of joint-panel shear deformation on frames.
Journal of Constructional Steel Research, 10, 1988, pp. 269 - 320.
- [K3] KATO, B., Mc.GUIRE, W.
Analysis of T-stub flange-to-column connections.
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, N° ST5, mai 1973, pp. 865 - 888.
- [K4] KISHI, N., CHEN, W.F., MATSUOKA, K.G., NOMACHI, S.G.
Moment-rotation relation of top - and seat - angle with double web-angle connections.
Proceedings of a State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, France, 25-27 mai, 1987.
Elsevier Applied Science Publishers, février 1988, pp. 121 - 134.
- [K5] KARMALIN, V.V., PAVLOV, A.B.
Load capacity and deformability of bearing and friction-bearing connections.
Proceedings of the International Colloquium on Bolted and Special Structural Connections, Moscow, URSS, 15-20 mai 1989, pp. 52 - 60.
- [K6] KAVANAGH, T.C.
Effective length of framed columns.
Transactions of the ASCE, Vol. 127, part II, 1962.

L

- [L1] LUI, E.M., CHEN, W.F.
Analysis and behaviour of flexibly-jointed frames.
Engineering Structures, 8, avril 1986, pp. 107 - 118.
- [L2] LUI, E.M., CHEN, W.F.
Strength of H-columns with small end restraints.
The Structural Engineer, Vol. 61B, N°1, Part B, mars 1983, pp.17-26.

M

- [M1] Manual on Stability of Steel Structures.
ECCS Publication, N° 22, Bruxelles, 1976.
- [M2] MOORE, D.B.
The design of end-plate connections.
R.H. WOOD Memorial Conference on Modern Developments in Frame and Slab Structures, Garston, Watford, England, 24 novembre 1988,
pp. 75 - 107.
- [M3] MRAZIK, A., SKALOUD, M., TOCHACEK, M.
Plastic design of steel structures.
SNTL, Publishers of Technical Litterature, Prague, Tchecoslovaquie,
1987.
- [M4] MAQUOI, R., JASPART, J.P.
Moment-rotation curves for bolted connections.
Discussion de l'article de YEE, Y.L. et MELCHERS, R.E., Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.113, ST10, octobre 1987,
pp. 2324 - 2329.
- [M5] MAQUOI, R., JASPART, J.P.
Contribution to the design of braced frames with semi-rigid connections.
SSRC Annual Technical Session and Meeting, New-York City,
17 - 19 avril 1989.
- [M6] MASSONNET, C., SAVE, M.
Calcul plastique des constructions - Volume 1.
Editions NELISSEN (3e édition), Liège, 1976.

N

- [N1] NAKAO, M.
Experiment of the behaviour of steel beam-to-column connections with large axial force of column.
Annual Report of the Engineering Research Institute, University of Tokyo, Tokyo, Japan, Vol. 32, juillet, 1973.
- [N2] NETHERCOT, D.A.
Steel beam-to-column connections - A review of test data.
Ciria Project 338, University of Sheffield, Sheffield, U-K.
- [N3] NBN B51-002
Charpentes en acier - Calcul par la méthode des états-limites.
Institut Belge de Normalisation, Bruxelles, 1ère édition, août 1988.
- [N4] Netherlands Standards Institution
Technical principles for the design and calculation of building structures - TGB 1972 - Steel.
NEN3851, 1e édition - décembre 1973, corrections - février 1974.
- [N5] NETHERCOT, D.A., CHEN, W.F.
Effects of connections on columns.
Journal of Constructional Steel Research, 10 (1988), pp. 201 - 239.

P

- [P1] PACKER, J.A., MORRIS, L.J.
A limit state design method for the tension region of bolted
beam-to-column connections.
The Structural Engineer, vol. 5, N° 10, octobre 1977, pp. 446 - 458.
- [P2] PILVIN, A.
Modélisation du comportement des assemblages de structures à barres.
Thèse de doctorat, Université de Paris 6, décembre 1983.
- [P3] POGGI, C., ZANDONINI, R.
A finite element for the analysis of semi-rigid frames.
Proceedings of a state-of-the-Art Workshop on Connections and the
Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, France,
25-27 mai, 1987.
Elsevier Applied Science Publishers, février 1988, pp. 238 - 247.

R

- [R1] Rahmentragwerke in Stahl unter besonderer Berücksichtigung der steifenlosen Bauweise - Theoretische Grundlagen, Beispiele, Bemessungstabellen.
Österreichischer Stahlbauverband (ÖSTV) und Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau (SZS), 1987.

S

- [S1] Semi-Rigid Action in Steel Frame Structures.
Recherche CECA (N° 7210-SA/507). Période du 01.07.1987 au 31.12.1990. Projet introduit aux Communautés Européennes par le service R.P.S. d'ARBED Recherches, en collaboration avec le service M.S.M. de l'Université de Liège. Rapport final à paraître en 1991.
- [S2] Schweizer Norm 555 161, Stahlbauten.
Kapitel 3.1.3.15., Schweizerischer Ingenieur-und Architekten-Verein, 1979.
- [S3] SURTEES, J.O., MANN, A.P.
End plate connections in plastically designed structures.
Proceedings of the Conference of Joints in Structures, Vol. 1, Paper 5, University of Sheffield, England, juillet 1970, pp. A5.1 - A5.18.
- [S4] SNIJDER, H.H., BIJLAARD, F.S.K., STARK, J.W.B.
Use of the elastic effective length for stability checks of columns and consequences for checks on beams in braced frames.
Proceedings of the Michael R. HORNE Conference, edited by L.J. MORRIS, London, Granada, 1983. pp. 152 - 163.
- [S5] SCHULZ, G., LENER, G.
Uniaxial compression and bending (flexural buckling).
Document de travail CECM, Task Working Group 8.1., Technical Committee 8 "Structural Stability", septembre 1984.
- [S6] SNIJDER, H.H., BIJLAARD, F.S.K.
The influence of end restraints on the maximum strength of centrally loaded steel columns in braced frames.
Technical note, Journal of Constructional Steel Research, 5 (1985), pp. 137 - 147.
- [S7] STUTZKI, Ch., LOPETEGUI, J., SEDLACEK, G.
Semi-rigid connections in frames, trusses and grids.
Proceedings of a State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, France, 25-27 mai, 1987.
Elsevier Applied Science Publishers, février 1988, pp. 166 - 174.

T

- [T1] TIMOSHENKO, S.
Theory of elastic stability.
1st edition, McGRAW-HILL Book Company, New-York and London, 1936.
- [T2] TENDA, R.
Contribution à la recherche de méthodes simplifiées de calcul de charges de ruine d'ossatures métalliques multi-étagées planes.
Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, France, 1982.
- [T3] TSCHERNERNEGG, F.
On the nonlinear behaviour of joints in steel structures.
Proceedings of a State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, France, 25-27 mai, 1987.
Elsevier Applied Science Publishers, février 1988, pp. 158 - 165.

V

- [V1] VINNAKOTA, S.
Design of columns in planar frames. A few comments.
Presented at the National Conference on Tall Buildings held at
New-Delhi, 1973.
- [V2] VINNAKOTA, S.
Design of columns as part of frames - Some remarks.
Paper submitted to TG3, SSRC, 1983.
- [V3] VANDEPITTE, D.
Non-iterative analysis of frames including the P- Δ effect.
Journal of Constructional Steel Research, 2 (1982), pp. 3 - 10.
- [V4] VAN DOUWEN, A.A.
Design for economy in bolted and welded connections.
Joints in Structural Steelwork. Proceedings of the International
Conference held at Teeside Polytechnic Middlesborough, Cleveland,
6-9th April 1981, pp. 5.18. - 5.35.

W

- [W1] WHITTAKER, D., WALPOLE, W.R.
Bolted end plate connections for seismically designed steel frames.
Research report 82-11, Department of Engineering, University of
Canterbury, New-Zealand, septembre 1982.
- [W2] WOOD, R.H.
Effective lengths of columns in multi-storey buildings - Part 1.
The Structural Engineer, Vol. 52, 1974, pp. 235 - 244.
- [W3] WOOD, R.H.
Effective lengths of columns in multi-storey buildings - Part 2.
The Structural Engineer, Vol. 52, 1974, pp. 295 - 302.
- [W4] WOOD, R.H.
Effective lengths of columns in multi-storey buildings - Part 3.
The Structural Engineer, Vol. 52, 1974, pp. 341 - 346.

Y

- [Y1] YEE, Y.L., MELCHERS, R.E.
Moment-rotation curves for bolted connections.
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.112, ST3, mars 1986,
pp. 615 - 635.

Z

- [Z1] ZOETEMEIJER, P.
Influence of normal-, bending - and shear stresses in the web of European rolled sections.
Report N° 6-75-18, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, 1975 (in Dutch).
- [Z2] ZERIOOH, S., JASPART, J.P.
Prediction of moment-rotation curves for bolted end plate and flange cleated connections.
Rapport interne MSM, Université de Liège, à paraître.
- [Z3] ZOETEMEIJER, P.
A design method for the tension side of statically loaded, bolted beam-to-column connections.
Heron, Delft University, Vol.20, N°1, 1974.
- [Z4] ZANON, P., ZANDONINI, R.
Experimental analysis of end plate connections.
Proceedings of a State-of-the-Art Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, France, 25-27 mai, 1987.
Elsevier Applied Science Publishers, février 1988, pp. 41 - 51.
- [Z5] ZANON, P.
Bolted connections: the ultimate limit state behaviour of end-plates.
Costruzioni Metalliche, N° 1, 1985, pp. 40 - 48.
- [Z6] ZERIOOH, S.
Modélisation mathématique du comportement non-linéaire des assemblages semi-rigides.
Travail de fin d'études, Service MSM, Université de Liège, 1989.

