

ETUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES BOULONNES AVEC PLATINE D'ABOUT

A. ABIDELAH^{1,2}, A. BOUCHAÏR², D. KERDAL¹, N. KAID¹, K. AYED³

¹ Faculté d'Architecture et de Génie Civil, Département de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf d'Oran 31000, Algérie, Abidelah@gmail.com

² LaMI, Université Blaise Pascal - BP 206-63174 Aubière Cedex, France

³ LabMat, Département de Génie Civil ENSET-Oran, Algérie.

Résumé :

Le présent papier est consacré à l'étude de l'influence de la présence des raidisseurs de platine d'about sur le comportement des assemblages métalliques boulonnés. Une étude numérique par éléments finis pour la caractérisation du comportement non linéaire des assemblages métalliques de type poteau-poutre cruciformes avec attaches boulonnées et platine d'about est effectuée. L'analyse numérique est basée sur un modèle tridimensionnel avec des éléments volumiques à 8 nœuds en utilisant le logiciel d'éléments finis CAST3M. Le modèle tient compte des non linéarités matérielles et géométriques (contact, plasticité, grands déplacements). Ce modèle est calibré sur la base de résultats expérimentaux de quatre assemblages avec différentes configurations géométriques. Aussi, pour valider le modèle développé, ses résultats sont confrontés aux formulations analytiques de l'Eurocode 3.

Mots clés : Assemblage poteau-poutre, Raidisseur de platine, Semi rigidité, Analyse non-linéaire, Modélisation, Eléments finis.

1- Introduction :

Les assemblages boulonnés par platine d'about sont largement utilisés dans les structures métalliques en raison de la simplicité de leur réalisation, de leur fabrication économique ainsi que de la facilité de leur mise en œuvre [Trahair 2007, Owens 1989, Kulak 1987]. Toutefois, leur comportement et analyse est extrêmement complexe du fait de la variation du nombre de rangées de boulons, de l'espacement des boulons, des dimensions de la platine d'about qui peut-être débordante ou non débordante, des dimensions des poteaux et des poutres, de la force de précontrainte dans les boulons, des propriétés mécaniques de l'acier et des surfaces de contact ainsi que la présence des raidisseurs [Maggi 2005].

Les travaux de recherches [Adey 2000, De Lima 2004, Coelho 2006, Shi 2007a, Shi 2007b, Gang 2008] qui ont été effectués durant la dernière décennie pour étudier les détails d'assemblages sur leur comportement ne fournissent que des informations limitées et en particulier sur les raidisseurs de platine d'about débordante qui sont utilisés en Algérie (Figure 1). Ces raidisseurs sont utilisés pour raidir la partie prolongée de la platine d'about et assurer la continuité de l'âme de la poutre afin d'augmenter la rigidité de la platine et/ou sa résistance tout en réduisant son épaisseur [Gang Shi 2008]. Toutefois, la présence de ces raidisseurs peut modifier la distribution des efforts et par conséquent le mode de déformation et de ruine de l'assemblage [Mimoune 2003]. Ce procédé est aussi répandu particulièrement aux Etats-Unis et au Japon suite aux tremblements de terre de Northridge (Etats Unis d'Amérique, 1994) et Hyokogen-Nanbu (Japon, 1995).

Actuellement, la méthode des composantes de l'Eurocode 3 est la procédure utilisée pour la caractérisation du comportement des assemblages boulonnés avec platine d'about. Cependant, cette méthode n'indique pas comment les composants de l'assemblage se déforment en présence des raidisseurs de platine d'about et ne fournissent pas d'aide aux concepteurs pour dimensionner ce type d'assemblages. A cet effet, une meilleure compréhension du comportement de ce type d'assemblages est d'une importance primordiale [Shi 2007].

Les travaux de recherches sur l'influence des raidisseurs de platine d'about sur le comportement des assemblages rapportés dans la littérature montrent que les assemblages avec platine d'about raidie présentent un meilleur comportement par rapport aux assemblages non raidies en particulier en terme de moment résistant dans les régions où l'intensité sismique est élevée [Ghobarah 1990, Korol 1990, Ghobarah 1992, Mazroi 1990, Tsai 1990, Seradj 1997 Adey et al. Adey 2000, Shi 2007 a, Shi 2007 b]. En effet, ces raidisseurs peuvent limiter les déformations de la plaque d'about dans cette partie débordante et empêcher la concentration des contraintes dans la plaque d'about au niveau de la semelle tendue de la poutre.

Cet article présente d'abord une description courte du programme expérimental utilisé à la base du calibrage du modèle numérique qui constitue sa contribution principale. Des résultats d'essais sont présentés sous la forme de courbes moment-rotation. En outre, un modèle numérique par éléments finis, tridimensionnel et non linéaire, pour caractériser le comportement réel des assemblages avec platines d'about boulonnées jusqu'à la ruine est présenté. Les résultats obtenus à partir des modèles numériques en terme de moment-rotation sont comparés aux résultats expérimentaux pour vérifier et calibrer l'approche proposée. Une fois le modèle validé, il est employé pour simuler la déformée des assemblages. Ces informations fournissent une base de données pour développer les modèles mécaniques des assemblages conformes à la méthode des composantes proposée par l'EC3.

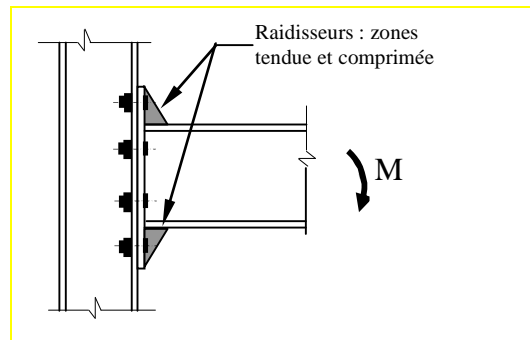


Figure 1 : Assemblages avec raidisseurs de platine d'about débordante

2. Approche expérimentale

2.1 Description du programme expérimental

Afin d'examiner la fiabilité du modèle, quatre assemblages métalliques poteau-poutre boulonnés ont été testés expérimentalement au LaMI de l'Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand. La figure 2 montre les schémas détaillés des assemblages des différents spécimens. Le premier (FS1) est un assemblage par platine d'about non débordante avec trois rangées de boulons. Le deuxième (FS2) est un assemblage par platine d'about débordante dans sa zone tendue. Le troisième (FS3) est un assemblage de géométrie identique à celui de l'assemblage FS2, avec la présence d'un raidisseur de platine dans la zone tendue. Le quatrième (FS4) est un assemblage boulonné par platine d'about débordante raidis dans les zones tendue et comprimée de l'assemblage.

Pour tous les assemblages testés, on a utilisé pour le poteau une section en HEA120 et pour la poutre une section en IPE240 en acier S235. L'épaisseur de la platine est égale à 15 mm pour les quatre assemblages. Les boulons utilisés sont de type M16 de classe 8-8. Les liaisons semelle-platine et âme-platine ont été réalisées par des soudures en bout, à pleine pénétration par un double cordon d'angle (d'épaisseur moyenne de 6 mm). Nous pouvons relever, à partir des caractéristiques géométriques, que le spécimen FS2 peut être considéré comme spécimen de référence. Le reste des spécimens peut être déduit par simple modification d'un ou deux paramètres à partir du spécimen de référence FS2.

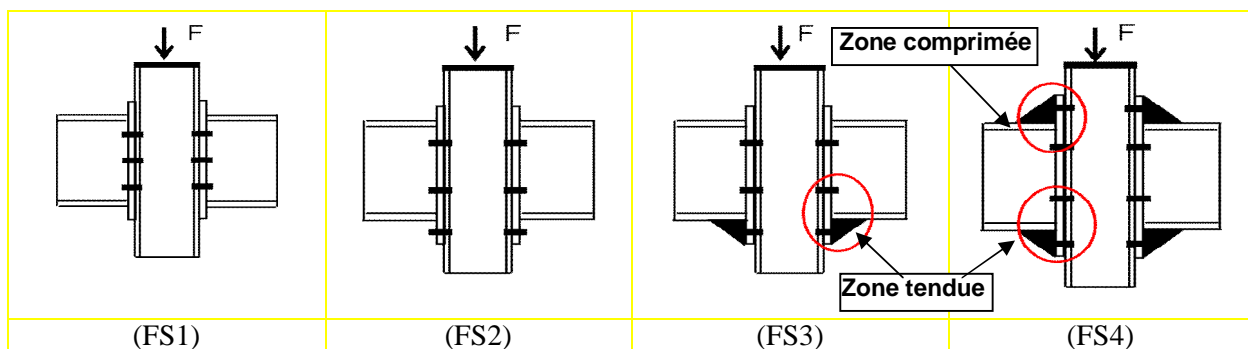


Figure 2 : Configuration des différents spécimens

L'essai d'assemblage poteau-poutre est réalisé en flexion 3 points. Le chargement appliqué est de type monotone croissant avec des cycles entiers de chargement déchargement pour suivre l'évolution de la rigidité de chaque assemblage pour différents niveaux de chargement. Les essais ont été menés en contrôlant les déplacements afin de pouvoir suivre les parties descendantes sur les courbes force-déplacement. Les moyens de mesure utilisés sont constitués d'inclinomètres, capteurs de forces et capteurs de déplacements (Figure 3).

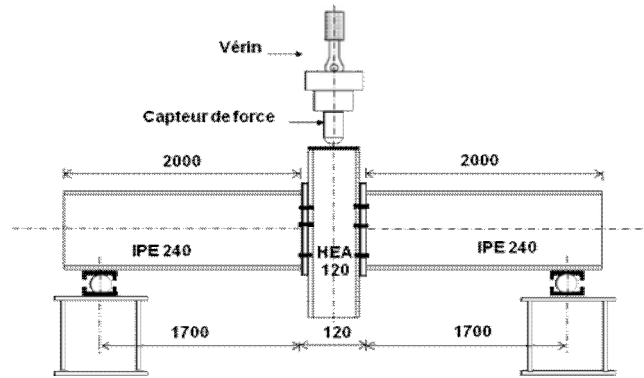


Figure 3 : Montage d'essai

2.2 Paramètres principaux des courbes moment-rotation

Une courbe moment-rotation est caractérisée par les paramètres principaux suivants [Coelho 2004-a] : le moment élastique M_0 , la rotation élastique Φ_0 correspondante à M_0 , la rigidité initiale $S_{j,ini}$, la rigidité post-limite $S_{j,p-l}$, le moment de résistance plastique M_p correspondant au point d'intersection de deux lignes obtenues par la rigidité initiale et la rigidité post-limite, la capacité de rotation Φ_{cd} , le moment de flexion maximal M_u et sa rotation correspondante Φ_u , la zone de transition entre la rigidité initiale Φ_0 et la rigidité post-limite Φ_{pl} avec sa frontière inférieure M_0 et sa frontière supérieure M_{pl} . La ductilité d'un assemblage est définie par le coefficient $\psi_j = \Phi_{cd} / \Phi_p$ [Coelho 2004-b]. Ces paramètres sont représentés sur la figure 4 qui montre la courbe moment rotation de l'assemblage FS1.

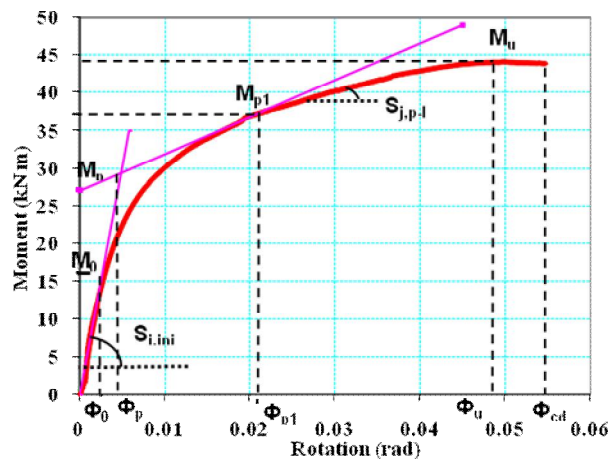


Figure 4 : Paramètres principaux de la courbe moment-rotation (M- Φ) : Essai FS1

Les principaux paramètres caractérisant le comportement moment rotation des assemblages (FS1, FS2, FS3 et FS4) sont déterminés pour les différents essais à partir de la courbe moment-rotation obtenue à partir de la flèche. Les valeurs trouvées sont données dans le tableau 1 suivant et les différentes courbes moments rotations des assemblages testés sont représentées sur la figure 5.

Tableau 1 : Paramètres principaux des courbes moment-rotation (essais FS1 à FS4)

Spécimen	Résistance (kN.m)				Rigidité (kN.m /rad)		Rotation (mrad)					Ductilité Ψ_{j1}
	M_0	M_p	M_{pl}	M_u	$S_{j,ini}$	$S_{j,p-l}$	Φ_0	Φ_p	Φ_{pl}	Φ_u	Φ_{Cd}	
FS1	16	29	38	44	3169	488	3	5	23	49	55	11
FS2	26	40	53	58	6131	631	7	4.9	27	49	59	12
FS3	25	46	59	63	6991	696	4	6.5	26	36	49	7.5
FS4	38	56	71	77	7534	708	7	10	32	50	62	6.2

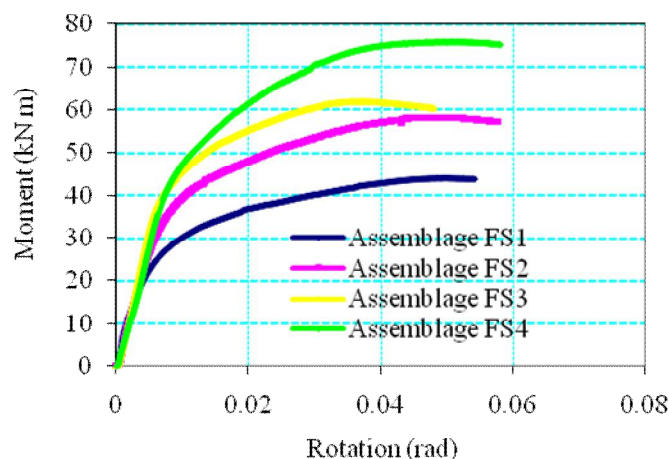


Figure 5 : Courbes moment rotation des assemblages testés

2.3 Analyse des résultats

L'analyse des résultats d'essais montre que les spécimens ont des comportements quasi-linéaires pour des valeurs de moment inférieures à M_0 (figure 5). Ainsi, la rigidité initiale des assemblages $S_{j,ini}$ est définie comme la tangente de la courbe moment rotation jusqu'à ce moment de flexion. A partir des valeurs des rigidités initiales (tableau 1), les quatre assemblages testés sont classifiés comme des assemblages semi-rigides.

La comparaison entre l'essai FS2 et FS3 montre que la présence du raidisseur de platine d'about permet une augmentation de 15% du moment résistant et de 14% de la rigidité initiale. Toutefois, on remarque que la ductilité de l'assemblage FS2 est 1,6 fois plus grande que celle de l'assemblage FS3. Ainsi, la présence des raidisseurs de platine d'about provoque la diminution de la ductilité de l'assemblage. On constate que la courbe globale de l'assemblage FS4 et son moment de résistance sont situés au dessus des spécimens FS1, FS2 et FS3. Les assemblages testés présentent un comportement ductile car ils sont caractérisés par une nette non linéarité de la courbe moment-rotation avec un plateau étendu. Les rotations ultimes obtenues des assemblages testés sont généralement supérieures à 25 mrad ; le plus souvent cette valeur peut être considérée comme suffisante pour permettre une analyse globale plastique de la structure [Coelho 2004]. En outre, on remarque que le moment résistant de la poutre attachée est toujours supérieur au moment résistant de l'assemblage. Elle représente seulement un tiers de celui de la poutre attachée pour l'essai FS1 et deux tiers pour l'essai FS4.

3 Approche Analytique

3.1 Calcul des assemblages selon l'EC3

Selon l'Eurocode 3, le calcul du moment résistant $M_{j,Rd}$ et de la rigidité initiale $S_{j,ini}$ d'un assemblage avec platine d'about doit passer par la détermination de la résistance en flexion de la semelle du poteau et de la platine d'about dans la zone tendue. Cette zone tendue idéalisée par un tronçon en té est largement acceptée comme modèle de calcul. Chaque rangée de boulons de la zone tendue des assemblages est remplacée par une longueur équivalente (l_{eff}) d'un tronçon en té calculé sur la base des mécanismes plastiques. Cependant, aucune indication n'est donnée concernant la détermination de l_{eff} du tronçon té en présence du raidisseur de platine. Il est à noter que les trois modes de ruine, définis selon l'EC3 dépendent du rapport des résistances de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction. Ces trois modes de ruine sont caractérisés par la ruine de la platine par formation d'un mécanisme plastique (mode 1), la ruine mixte de la platine et des boulons (mode 2) ou la ruine des boulons (mode 3) (voir figure 6).

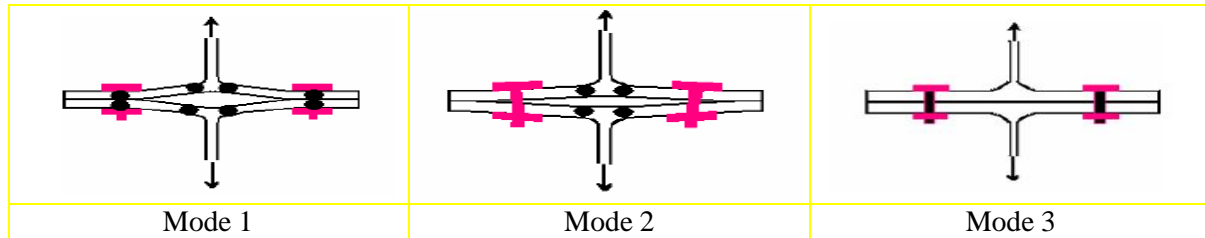


Figure 6 : Mode de ruine du tronçon en té

L'Eurocode 3 ne donne pas d'indication explicite quant au calcul des caractéristiques mécaniques des parties débordantes de platines avec raidisseurs. Cependant, nous considérons pour l'assemblage FS3 que la rangée de boulons extérieurs en présence du raidisseur est considérée comme une rangée de boulons extérieurs adjacente à un raidisseur (analogie avec les raidisseurs de poteau) (EC3). Ainsi, on note une augmentation de la résistance de la composante du tronçon en flexion de la platine de 17 % en présence du raidisseur par rapport à un assemblage non raidi. Toutefois, le mode de ruine du tronçon en té coté platine indiqué par l'Eurocode 3 est le mode 1 de l'assemblage FS2 ce qui montre une ductilité élevée. Par contre le mode de ruine du tronçon en té coté platine de l'assemblage FS3 suit le mécanisme de mode 2 (tableau 2).

Tableau 2 : Résistance et mode de ruine du tronçon en té coté platine

Essai	Rangée de boulons	Résistance (kN)			mode de ruine indiqué
		1	2	3	
FS 2	1	100	116	180	1
	2	269	153	180	
	3	268	154	180	
FS 3	1	202	141	180	2
	2	269	153	180	
	3	268	154	180	

Le moment résistant $M_{j,Rd}$ et la rigidité initiale $S_{j,ini}$ calculés à l'aide des formules données dans l'EC3 et la classification en termes de résistance et de rigidité sont présentés dans le tableau 3. Le moment résistant a été calculé en utilisant les caractéristiques géométriques et mécaniques mesurées des différents matériaux, en prenant égaux à 1 les coefficients partiels de sécurité. De la même façon, la rigidité initiale a été calculée avec les caractéristiques géométriques mesurées. On sait qu'elle doit être interprétée comme une rigidité sécante correspondant $2/3 M_{j,Rd}$ pour permettre une comparaison aussi objective que possible. Toutefois, la rigidité en rotation peut être prise égale à $S_{j,ini}^{(th)} / \mu$ dans l'analyse, pour toutes les valeurs du moment supérieure à $2/3 M_{j,Rd}$ avec un coefficient de modification de la rigidité μ pris égal à 3.

Tableau 3: Caractéristiques calculées de la résistance et de la rigidité des assemblages (EC3)

Spécimen	$M_{j,Rd}^{(th)}$ [kN m]	$S_{j,ini}^{(th)}$ [kN m / rad]	$M_{b,pl,Rd}^{(th)}$ [kN m]	$\bar{m} = \frac{M_{j,Rd}}{M_{b,pl,Rd}}$
FS1	21	9344	87.84	0.34
FS2	33	19571	87.84	0.37
FS3	33	21331	87.84	0.37
FS4	53	21331	87.84	0.60

L'analyse des résultats du tableau 3 montre que tous les assemblages présentent des valeurs de moment résistant $M_{j,Rd}$ inférieures à celle de la poutre $M_{b,pl,Rd}$. De la sorte, on peut s'attendre à ce que la déformation soit bien localisée dans l'assemblage. Selon l'EC3, les assemblages sont classés comme des assemblages semi rigides à résistance partielle si $0.25M_{\text{pleine-résistance}} < M_{j,Rd} < M_{\text{pleine-résistance}}$. La ruine pour toutes les rangées de boulons est pilotée par le tronçon en té en flexion représentant la semelle du poteau et l'âme du poteau en compression. Le mode de ruine déterminé est le mode 1 qui permet une redistribution plastique des efforts dans l'assemblage. Il est à mentionner que les moments résistants des assemblages FS2 et FS3 sont identiques, malgré la présence du raidisseur de platine d'about au niveau de la zone tendue de l'assemblage FS3. Ceci est dû à la limitation de la résistance de l'assemblage par la déformation de la semelle du poteau qui se présente comme la composante la plus faible d'après les calculs effectués selon l'EC3.

3.2 Confrontation du modèle EC3 avec les résultats expérimentaux

Afin de vérifier la validité des modèles de calcul théorique, une comparaison entre les valeurs des différentes rigidités et résistances calculées selon l'EC3 et celle obtenue expérimentalement est effectuée. Ces valeurs de rigidité et résistances sont données dans le tableau 4.

Tableau 4: Valeurs théoriques et expérimentales de la résistance et de la rigidité des assemblages

Specimen	$M_{j,Rd}$ [kN m]	M_p [kN m]	$S_{j,ini}$ (exp) [kN m/rad]	$S_{j,ini}$ (th)/ μ [kN m/rad]	$M_{j,Rd}/M_p$	$S_{j,ini}$ (th)/ $S_{j,ini}$ (exp)
FS1	21	29	3169	3114	0.72	2.95
FS2	33	40	6131	6523	0.83	3.19
FS3	33	46	6991	7110	0.72	3.05
FS4	52	56	7534	7110	0.93	2.83
moyenne					0.79	3.00
Ecart type					0.09	0.15

Cette comparaison permet de constater que les valeurs données par l'EC3 font apparaître une rigidité initiale plus grande par rapport à la rigidité initiale obtenue expérimentalement pour les quatre assemblages (FS1, FS2, FS3 et FS4). Ainsi, l'EC3 surestime la rigidité des assemblages. D'autre part, les résultats obtenus montrent que les moments résistants calculés par l'EC3 restent inférieurs à ceux obtenus expérimentalement pour les quatre assemblages. Par rapport aux caractéristiques du comportement moment-rotation de l'assemblage, à savoir moment résistant, la rigidité initiale et la capacité de rotation on note que :

- L'évaluation de la rigidité initiale donnée par le modèle analytique (EC3) est supérieure à la valeur expérimentale (tableau 4). En effet, sur les quatre essais, la moyenne du rapport des rigidités expérimentales et théoriques ($S_{j,ini}^{(th)}/S_{j,ini}^{(exp)}$) est de 3.00.
- En ce qui concerne le moment résistant, sur les quatre essais, la moyenne du rapport des moments résistants expérimentaux et théoriques ($M_{j,Rd}^{(th)}/M_p$) est de 0.79.
- En ce qui concerne la capacité de rotation, il est difficile de porter une appréciation dans la mesure où dans l'EC3, la capacité de rotation d'un assemblage n'a pas été définie de façon très précise.

Ainsi, le modèle proposé par l'EC3 n'est pas totalement représentatif du comportement global réel des assemblages. C'est à dire qu'il n'intègre pas (ou pas suffisamment) d'autres aspects relatifs à la déformation de l'assemblage comme la flexion des boulons [Mimoun 2003] et le phénomène de l'écroutissement [Dinga 1998].

4. Modélisation

4.1 Description de modèle numérique

Une modélisation par éléments finis des assemblages testés expérimentalement a été effectuée avec le logiciel CAST3M [Fleuret 1996] en utilisant des éléments volumiques iso-paramétriques hexaédriques à 8 nœuds nommés CUB8. En raison de la symétrie, seule la moitié de l'assemblage est simulé. Ainsi, l'assemblage modélisé inclut la semelle du poteau, la moitié de l'âme du poteau coupée le long de la section, les raidisseurs de platine d'about, les écrous de boulon et les boulons (Figure 7).

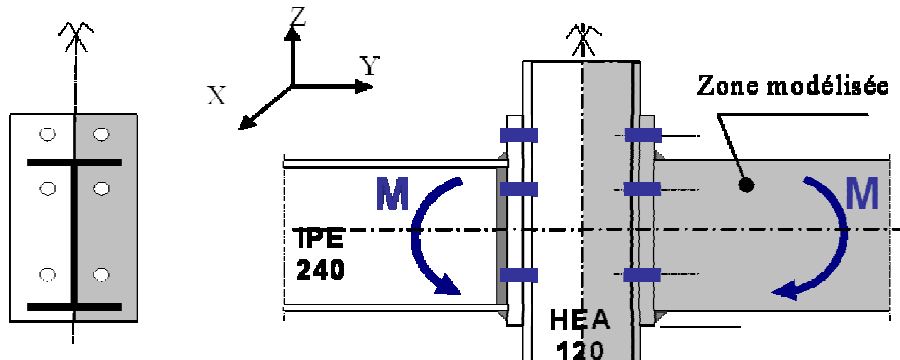


Figure 7: Configuration d'assemblage modélisé

La figure 8 donne un aperçu du maillage 3D des quatre assemblages métalliques. Dans notre modèle, le boulon est constitué d'une vis à tête et un écrou. La vis à tête est modélisée par une tige de forme cylindrique de diamètre constant égal à celui de la partie non filetée. La tête du boulon est modélisée par un cylindre plein ayant une épaisseur égale à l'épaisseur de la tête du boulon. L'écrou et la rondelle sont modélisés par des anneaux. La longueur de la partie lisse de la tige du boulon est égale à la somme des épaisseurs de la platine d'about, de la semelle du poteau et des deux rondelles ainsi que de celle de l'écrou.

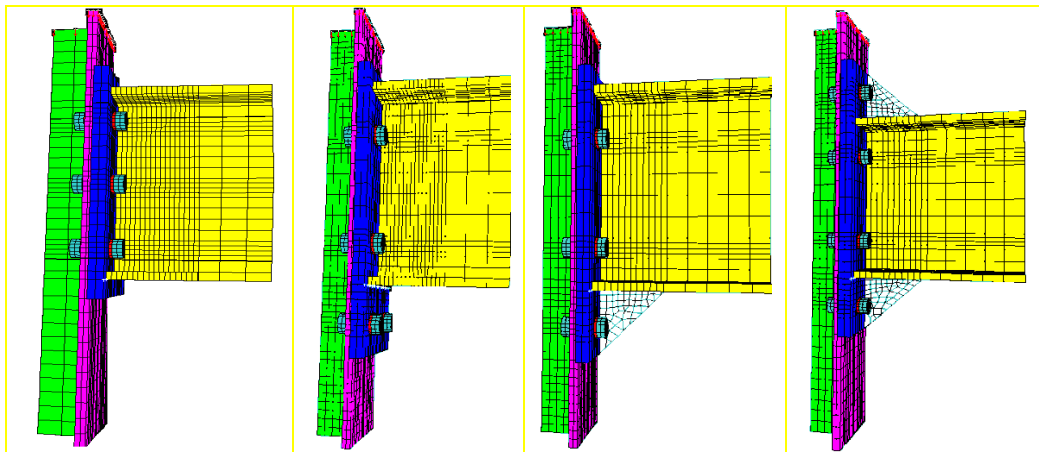


Figure 8 : Maillage des assemblages (vue 3D)

Le modèle est caractérisé par un comportement élasto-plastique des matériaux et prend en compte la non-linéarité générée par le contact, la plasticité et les grands déplacements. La platine d'about et la semelle du poteau sont modélisées de telle façon à ce qu'il existe une concordance entre leurs nœuds respectifs afin de tenir compte du contact entre chaque paire de nœuds voisins. Les conditions aux limites considérées dans les modèles sont un blocage des déplacements selon la direction Y dans le plan ZOY, un blocage des déplacements selon la direction X dans le plan ZOY ainsi qu'un contact sans frottement entre la platine d'about et la semelle du poteau (figure 9). Le problème de contact se traduit par l'utilisation de conditions d'appuis unilatérales caractérisées par la possibilité de

décollement. Cette fonction est basée sur la technique des multiplicateurs de Lagrange. Dans le but de réduire les plans du contact nous considérons que les boulons sont en liaison parfaite avec la platine d'about et/ou la semelle du poteau. Le chargement produisant le moment de flexion de l'assemblage est réalisé par déplacement imposé appliqué sur cette partie supérieure du poteau (chargement surfacique). Les lois de comportement des matériaux utilisés dans la modélisation sont celles obtenues expérimentalement.

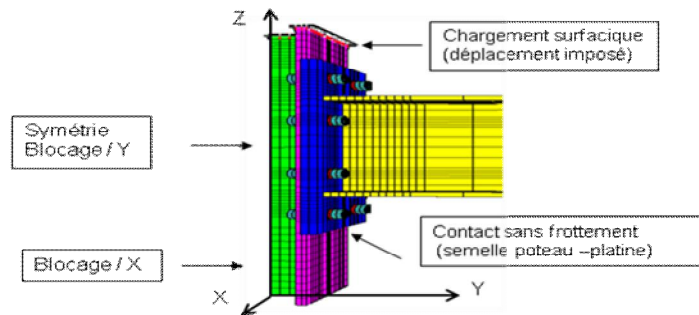


Figure 9 : Conditions aux limites

4.2 Résultats de la simulation numérique

4.2.1 Validation du modèle

Pour valider le modèle non linéaire, les résultats de la simulation numérique sont comparés aux résultats expérimentaux disponibles en termes de courbes moment-rotation. Avec les mêmes définitions de la rotation retenues dans les essais expérimentaux, la rotation de l'assemblage au niveau des semelles tendue et comprimée de la poutre est considérée. Les courbes moment-rotation issues de la simulation numérique et celle obtenues expérimentalement pour les quatre assemblages sont montrées sur la figure 10 et les principaux résultats sont regroupés au tableau 5.

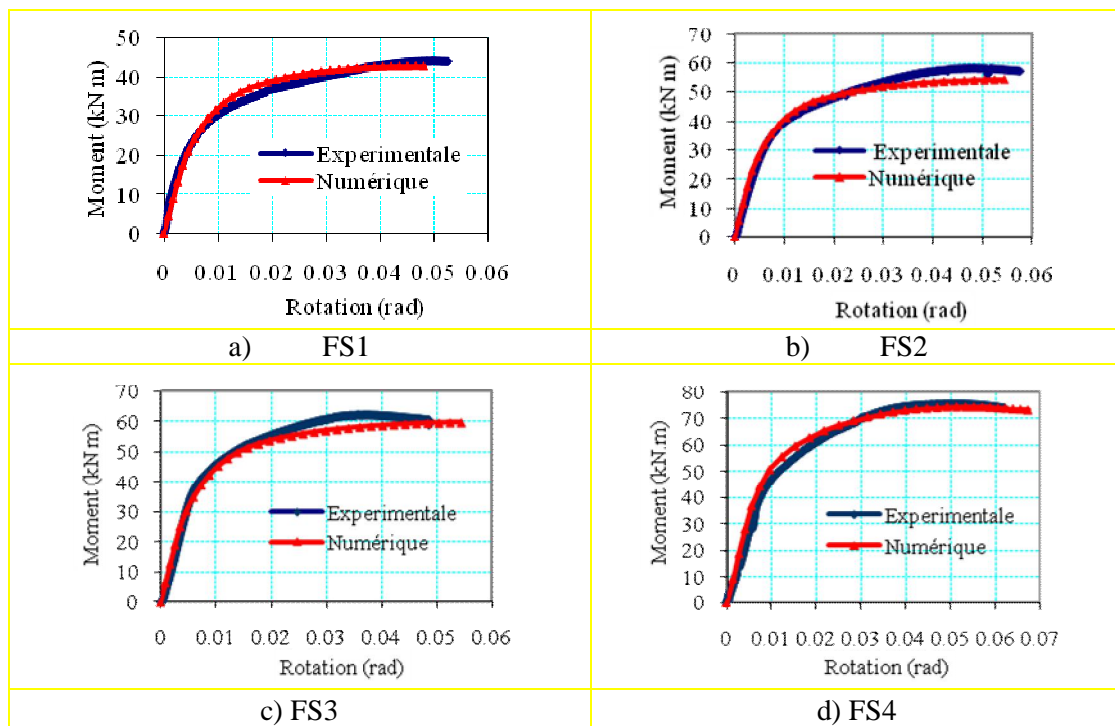


Figure 10 : Courbes moment-rotation (assemblages poteau-poutre)

En général sur l'ensemble des essais, ces courbes montrent que les modèles numériques donnent des résultats satisfaisants aussi bien dans le domaine élastique que dans le domaine plastique du comportement. Par rapport aux caractéristiques du comportement moment-rotation de l'assemblage, à savoir moment résistant, la rigidité initiale et la capacité de rotation on peut faire les commentaires suivants :

- L'évaluation de la rigidité initiale donnée par le modèle numérique est très proche de la valeur expérimentale (tableau 5). En effet, sur les quatre essais, la moyenne du rapport des rigidités expérimentales et numériques ($S_{j,ini}^{(exp)} / S_{j,ini}^{(num)}$) est de 0.89.

- La simulation adoptée est satisfaisante en ce qui concerne le moment résistant. En effet, sur les quatre essais, la moyenne du rapport des moments résistants expérimentaux et numériques ($M_{j,Rd}^{(exp)} / M_{j,Rd}^{(num)}$) est de 0.98 qui est très proche de 1.

- En ce qui concerne la capacité de rotation des assemblages, le modèle numérique fournit des résultats qui évaluent de manière satisfaisante les rotations obtenues expérimentalement.

Ainsi, les résultats obtenus montrent que le modèle éléments finis 3D développé constitue un outil très performant pour l'étude des assemblages métalliques.

Tableau 5 : Principaux résultats de la comparaison modèle-expérience

Spécimen	$S_{j,ini}^{(num)}$ [kNm / rad]	$S_{j,ini}^{(exp)}$ [kNm / rad]	$M_{j,Rd}^{(num)}$ [kNm]	$M_{j,Rd}^{(exp)}$ [kNm]	$\frac{M_{j,Rd}^{(exp)}}{M_{j,Rd}^{(num)}}$	$\frac{S_{j,ini}^{(exp)}}{S_{j,ini}^{(num)}}$
FS1	4114	3169	31	29	0.93	0.77
FS2	6916	6131	46	40	0.87	0.89
FS3	7147	6991	48	46	0.95	0.98
FS4	8069	7534	60	56	0.93	0.93
Moyenne					0.98	0.89
Ecart type					0.03	0.09

4.2.2 Déformées des assemblages

On schématise les déformées des quatre assemblages poteau-poutre avec platine d'about obtenues à partir de la simulation numérique et on les compare aux déformées obtenues lors des essais (Figures 11). Ces schémas des déformées des assemblages sont obtenus pour une valeur de moment M_u qui correspond au moment maximal atteint lors de l'essai.

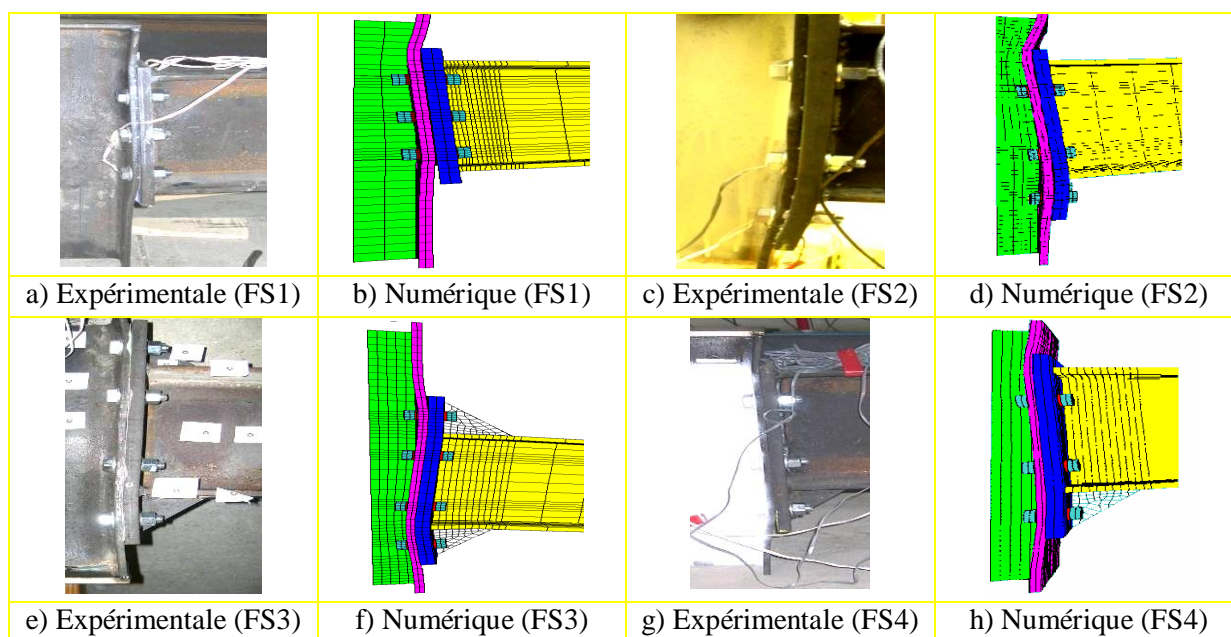


Figure 11 : Déformée des assemblages

L'observation de la figure 11 montre que le mécanisme de ruine est caractérisé essentiellement par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue de l'assemblage principalement autour du boulon supérieur qui est soumis à l'effort de traction le plus élevé. Cette flexion est accompagnée de la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée. Ainsi, les déformations de la zone tendue et comprimée de l'assemblage limitent la résistance de l'assemblage. Ce profil de déformée des assemblages obtenu par la simulation numérique est similaire à celui obtenu expérimentalement. Toutefois, la déformation de l'assemblage avec platine non raidie est relativement plus importante que celle de l'assemblage avec platine raidie.

5. Conclusions

Dans cette étude quatre configurations géométriques d'assemblage poteau poutre sont testés expérimentalement et numériquement pour étudier leur comportement. L'analyse du comportement des assemblages a permis de faire ressortir les conclusions suivantes :

- Les assemblages boulonnés par plaque d'about débordante des deux côtés peuvent présenter de meilleurs comportements par rapport à l'assemblage par platine d'about débordant d'un seul coté ;
- Le mécanisme de ruine des quatre assemblages poteau-poutre testés est caractérisé essentiellement par la flexion de la semelle du poteau au niveau de la partie tendue de l'assemblage et la déformation de l'âme du poteau par voilement local au niveau de la partie comprimée ;
- Les valeurs données par l'EC3 fait apparaître une rigidité plus grande par rapport à la rigidité obtenue expérimentalement pour les quatre assemblages (FS1, FS2, FS3 et FS4). Ainsi, l'EC3 surestime la rigidité des assemblages. D'autre part, les résultats obtenus montrent que les moments résistants calculés par l'EC3 restent inférieurs à ceux obtenus expérimentalement pour les quatre assemblages ;
- L'étude comparative effectuée entre le modèle numérique et les essais a démontré que la modélisation numérique représentait de façon satisfaisante le comportement global moment-rotation ainsi que les déformées des assemblages poutre-poteau.

6. Références bibliographiques

- Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A. and Gardner L., (2007). "The behaviour and design of steel structures to EC3". 4th edition British, London, Spon Press.
- Owens, G. W. and Cheal, B. D. (1989), "Comprehensive coverage of several aspects of connection behaviour and design Structural Steelwork" Connections, 1st Edition.
- Kulak G.L., Fisher J.W. and Struik J.H.A., (1987). "Guide to design criteria for bolted and riveted joints", 2nd edition, New York, John Wiley and Sons.
- Maggi Y.I., Gonçalves R.M., Leonb R.T., Ribeiro L.F.L. (2005). "Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modeling", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, pp. 689–708.
- Adey B.T., Grondin G.Y. and Cheng J.J.R., (2000). "Cyclic loading of end plate moment connections". Canadian Journal of Civil Engineering 27 (4), pp. 683–701.
- De Lima L.R.O., Da Silva L. S. Da S. Vellasco P.C.G. and De Andrade S.A.L., (2004). "Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force", Engineering Structures, Vol. 26, pp. 1333–1347.
- Coelho G.A.M., Da Silva S. L. and Bijlaard F.S.K., (2004). "Ductility analysis of bolted extended end-plate beam-to-column connections" In: The third Int. Conf. on steel & composite structures.
- Coelho G.A.M., Bijlaard FSK and Da Silva S. L. (2004), "Experimental assesment of the ductility of extended end plate connections". Engineering Structures, 26:1185–206.
- Shi Y.J., Chan S.L. and Wong Y.L., (1996). "Modelling for moment–rotation characteristics for end-plate connections". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, N° 11, pp 1300–1306.

- Shi Y., Shi G. and Wang Y., (2007). "Experimental and theoretical analysis of the moment–rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 1279–1293.
- Shi Y., Shi G. and Wang Y., (2007). "Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 703-716.
- Gang Shi, Yongjiu Shi, Yuanqing Wang, Bradford M. A. (2008). "Numerical simulation of steel pretensioned bolted end-plate connections of different types and details", *Engineering Structures*
- Kim T, Whittaker AS, Gilani ASJ, Bertero VV, Takhirov SM. (2002), "Experimental evaluation of plate-reinforced steel moment-resisting connections". *J Struct Eng*, ASCE 2002;128(4):483–91.
- Ciutina L. A., (2003). "Assemblage et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier béton : Expérimentation et simulation numérique" Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, pp. 258.
- Mimoune M. and Mimoune F.Z., (2003). "Analyse du comportement des assemblages boulonnés par platine d'about sollicités en traction", *Revue Canadienne de Génie Civil*, 30 (4), pp. 615-624.
- Korol R.M., Ghobarah A. and Osman A., (1990). "extended end-plate connections under cyclic loading: Behaviour and design", *Journal of Constructional Steel Research*, 16, pp. 25-80.
- Mazroi, A.,(1990). "Moment-Rotation Behaviour of Beam-to-Column End-Plate Connections in Multi-Story Frames", Ph.D. dissertation, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.
- Tsai K.C. and Popov E.P., (1990). "Cyclic behaviour of end-plate moment connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, N° 11, pp.2917–2930.
- Seradj H., (1997). "Ductile End-Plate Connections Utilizing Plate Yielding", MS thesis, School of Civil Engineering and Environmental Science. University of Oklahoma. Norman, Oklahoma.
- Dinga O. N., (1998). "Etude du comportement des assemblages poteau poutre en acier et mixte acier-béton boulonnés par platine d'about", Thèse de Doctorat, INSA de Rennes.
- Aribert J. M., Lachal A. et Dinga O. N., (1999). "Modélisation du comportement d'assemblages métalliques semi rigides de types poutre poteau boulonnés par platine d'extrémité". *Construction Métallique*, N° 1, 22 pages.
- Lee C-H, Uang C-M. (2001). "Analytical modeling and seismic design of steel moment connections with welded straight haunch". *Journal of Structural Engineering*, Vol-127, N° 9, PP. 1028–1035.