

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Numéro de série :.....

Numéro d'inscription : D.GC /3C/02/17

Thèse

Pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT L.M.D.

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème:

Effet de la semi-rigidité des assemblages (poutre-poteau) sur le comportement des portiques mixtes

Présentée par

Khemis Ahmed

Soutenue le : 14/12/2022

Devant le jury composé de :

<u>Nom & Prénom</u>	<u>Grade</u>	<u>Etablissement</u>	<u>Qualité</u>
Mr RAHMOUNI Zine El Abidine	Professeur	Univ. de M'sila	Président
Mr TITOU MESSAOUD	Professeur	Univ. de M'sila	Encadreur
Mme MAZOZ Aida	MCB	Univ. de BBA	Co-Encadreur
Mr. RAHAL Nacer	MCA	Univ. de Mascara	Examinateur
Mr OUZANDJA Djamel	MCA	Univ. de M'sila	Examinateur
Mr. SOUCI AbdelAziz	MCB	Univ. de Mascara	Invité

Année Universitaire : 2021/2022

ملخص

في تصميم المباني المعدنية او المختلطة، تعتبر الوصلات من النوع عمود-عارضة إما متناهية الصلابة او مفصلية تماما. بينما، في الواقع تسلك سلوكا وسطا وبالتالي، هذه المرونة يمكن ان تؤثر على السلوك العام للإطارات المعدنية او المختلطة. في هذا السياق، يتعلق هذا العمل البحثي بدراسة تأثير مرونة العقد (عمود-عارضة) على السلوك الثابت والزلالي للإطارات المختلطة. تأثير مرونة العقد على السلوك الثابت للإطارات المختلطة، تمت دراسته عن طريق تحليل الإزاحات والقوى الداخلية المتولدة في عناصر الإطار تحت التحميل الأفقي والعمودي. تم إجراء هذا التحليل الثابت بواسطة برنامج (ANSYS) لإطارات ذات درجات مختلفة من مرونة الوصلات (الصلبة، المرنة والمفصلية). أما فيما يخص تأثير مرونة الوصلات على السلوك الزلالي للإطارات المختلطة فقد تمت دراسته عن طريق تقييم معامل السلوك « R » لإطارات ذات درجة مرونة عقد مختلفة. لهذا، قمنا بتطبيق طريقة التحليل الثابت الغير خطي (push-over) لتحديد معامل السلوك باستخدام برنامج (SAP2000). النتائج التي تحصلنا عليها اظهرت ان كل من الإزاحات الأفقية والعمودية، عزم الانحناء وكذلك معامل السلوك « R » تتأثر بطبيعة الوصلات (عارضة-عمود). وجدنا أن مرونة الوصلات تؤدي إلى زيادة شدة عزم الإنحناء في منتصف العارضات مصحوبة بانخفاض هذه الشدة على الحواف. يختلف معامل السلوك « R » للإطارات القائمة بذاتها باختلاف درجة صلابة الوصلات. بينما الكود الزلالي الجزائري يحدد قيمة واحدة. في هذا الصدد، اقترحنا حلا عمليا، يجعل من الممكن تحديد قيمة معامل السلوك « R » لهذا النوع من الإطارات مهما كانت درجة مرونة الوصلات.

كلمات مفتاحية: وصلات صلبة، وصلات مفصلية، وصلات مرنة، السلوك الثابت، السلوك الزلالي، إطار مختلط، معامل السلوك.

RÉSUMÉ

Dans la conception des bâtiments métalliques ou mixtes, les assemblages de type poutre-poteau sont considérés comme infiniment rigides ou parfaitement articulés. Cependant, dans la réalité le comportement de ces assemblages est semi-rigide. Par conséquent cette semi-rigidité peut influencer le comportement global des portiques métalliques et mixtes. Dans ce contexte, ce travail de recherche concerne l'étude de l'effet de la semi-rigidité des assemblages (poutre-poteau) sur le comportement statique et sismique des portiques mixtes (poutre mixte, poteau en acier). L'influence de la rigidité des assemblages sur le comportement statique des portiques mixtes a été étudiée à travers l'analyse des déplacements et des efforts internes engendrés dans les éléments de portiques sous chargement vertical et horizontal. Cette analyse statique a été effectuée par le logiciel ANSYS pour différents types d'assemblage (rigide, semi-rigide et articulé). Par ailleurs l'influence de la rigidité des assemblages sur le comportement sismique des portiques mixtes a été étudiée par le biais de l'évaluation du facteur de comportement R pour divers degrés de connexion « J ». Pour cela, nous avons appliqué la méthode de Push-over afin de déterminer le coefficient de comportement « R » à l'aide du logiciel SAP2000. Les résultats obtenus ont montré que les déplacements verticaux et horizontaux, le moment fléchissant ainsi que le coefficient de comportement R sont fortement influencés par la rigidité de la jonction (poutre-poteau). Nous avons trouvé que la semi-rigidité des assemblages induit une augmentation des moments fléchissants à mi-portée des poutres accompagnée par une réduction de ces moments au niveau d'extrémité des poutres. Le facteur de comportement « R » des portiques autostable varie avec la variation de rigidité des assemblages. Alors que le code sismique algérien fixe une seule valeur. À cet égard, nous avons proposé une solution pratique, qui permet de déterminer le coefficient de comportement « R » de ce type de portique quel que soit la rigidité des assemblages.

Mots clés : assemblage rigide, assemblage articulé, assemblage semi-rigide, comportement statique, comportement sismique, portique mixte, coefficient de comportement R .

Abstract

In the design of steel or composite buildings, the connections (beam-column) are usually considered infinitely rigid or nominally pinned. However, the real behavior of these connections is semi-rigid. Consequently, this semi-rigidity can influence the overall behavior of the steel and composite frames. In this context, the research work consists of studying the semi-rigidity effect of the connections on the statical and seismic behavior of the composite frames (composite beams- steel column). The influence of connection stiffness on the statical behavior of composite frames was studied through the analysis of the displacements and internal forces generated in the members of the frames subjected to vertical and horizontal loading. This statistical investigation was performed with ANSYS software for different types of connections (rigid, semi-rigid, and pinned). Moreover, the influence of the stiffness of the connections on the seismic behavior of the composite frames was studied by evaluating the behavior factor " R " for various degrees of connection " J ". For this purpose, the Push-over method was applied to calculate the behavior factor " R " using the SAP2000 software. The results obtained showed that the vertical and horizontal displacements, the bending moment, and the behavior factor R are strongly influenced by the stiffness of the connection. It was found that the semi-rigidity of the connections induced an increase of the bending moments in the mid-span of the beams accompanied by a reduction of these moments in the end beams. The behavior factor " R " of the self-supporting frames depends on the stiffness variation of the connections. However, the Algerian seismic code specifies a single value. In this regard, we have proposed a practical solution, which can determine the behavior coefficient " R " of this type of frame for any stiffness of the connections.

Keywords: Rigid joint, pinned joint, Semi-rigid joint, statical behavior, seismic behavior, Composite frames, Behavior factor R .

TABLE DE MATIERE

RÉSUMÉ.....	II
LISTE DES FIGURES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
NOTATIONS ET SYMBOLES	XII
ABREVIATIONS.....	XIII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE-I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE	4
I.1 Introduction.....	4
I.2 Les travaux de recherches expérimentales sous chargement statique	4
I.3 Les travaux de recherches expérimentaux sous chargement dynamique	6
I.4 Travaux de recherches analytiques et numériques sous chargement statique et dynamique.....	8
I.5 Conclusion	13
CHAPITRE-II : CONCEPTION DES PORTIQUES DES BÂTIMENTS A OSSATURE MÉTALLIQUE.....	14
II.1 Introduction.....	14
II.2 Systèmes porteurs usuels	15
II.2.1 Ossature articulée	15
II.2.2 Ossature en portique rigide	16
II.2.2.1 Principe poteau fort-poutre faible.....	18
II.2.3 Ossature en portique semi-rigide.....	19
II.3 Plancher	21
II.3.1 Système de poutraison.....	21
II.3.2 Planchers à un niveau de poutres	21
II.3.3 Planchers à deux niveaux de poutres.....	22
II.3.4 Les poutres	22
II.3.5 Dalle mixte	24
II.4 Les poteaux.....	26
II.4.1 Les profilées métalliques.....	27
II.4.2 Poteaux mixtes	27
II.5 Les assemblages.....	28
II.5.1 Assemblage solive-sommier (poutre-poutre)	28
II.5.2 Assemblage poutre-poteau en acier.....	29
II.5.3 Assemblage poutre-poteau mixte	31
II.5.4 Assemblage pied de poteau	32
II.6 Conclusion	33
CHAPITRE-III : CARACTÉRISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES (POUTRE MIXTE- POTEAU MÉTALLIQUE).....	34
III.1 Introduction.....	34
III.1 Comportement des assemblages	34

III.2	Essais expérimentaux réalisés sur les assemblages poutre-poteau.....	35
III.3	Caractérisation de comportement des assemblages (poutre-poteau) par la méthode des composantes.....	42
III.3.1	Identification des composantes	42
III.3.2	Caractérisation des composantes.....	43
III.3.3	Assemblage des composantes	44
III.4	Application de la méthode des composantes.....	45
III.4.1	Assemblage par platine d'extrémité boulonnée.....	45
III.4.1.1	Calcul du moment résistant	46
III.4.1.2	Rigidité initiale $S_{j, ini}$:.....	48
III.4.1.3	Calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de L'assemblage.....	49
III.4.2	Assemblage par doubles cornières d'âme boulonnée.....	53
III.4.2.1	Calcul du moment résistant	53
III.4.2.2	Rigidité initiale.....	54
III.4.2.3	Calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de.....	55
III.5	Capacité de rotation	56
III.6	Classification des assemblages	57
III.6.1	Classification par rigidité	58
III.6.2	Classification par résistance	59
III.6.3	Classification par la capacité de rotation.....	60
III.7	Idéalisation de la courbe de comportement.....	61
III.7.1	Idéalisation bilinéaire	62
III.7.2	Idéalisation tri-linéaire.....	62
III.8	Caractérisation des assemblages (poutre-poteau) les plus utilisés dans la conception des bâtiments mixtes en Algérie	63
III.9	Conclusion	65
CHAPITRE-IV : ANALYSE STATIQUE DES PORTIQUES MIXTE AVEC DES ASSEMBLAGES SEMI-RIGIDES		66
IV.1	Introduction.....	66
IV.2	Présentation du logiciel ANSYS :.....	66
IV.3	Modélisations des portiques mixtes par logiciel ANSYS	67
IV.3.1	Modélisation des éléments poutre et poteau (BEAM188).....	67
IV.3.2	Modélisation des assemblages semi-rigide (poutre-poteau).....	69
IV.3.2.1	Élément ressort non linéaire COMBIN39	70
IV.3.3	Propriétés des matériaux	71
IV.4	Validation du modèle.....	73
IV.4.1	Présentation du portique mixte étudié.....	73
IV.4.2	Modélisation du portique étudié	74
IV.4.3	Comparaison des moments fléchissants	75

IV.5	Application numérique.....	76
IV.5.1	Présentation des portiques étudiés :.....	76
IV.5.2	Caractérisation des assemblages mixtes (poutre-poteau)	79
IV.5.3	Détail de chargement.....	80
IV.5.4	Comparaison des résultats d'analyse pour les portiques rigides, semi-rigides et articulés	82
IV.5.5	Interprétation des résultats	90
IV.6	Conclusion.....	91
CHAPITRE-V : L'INFLUENCE DE LA RIGIDITÉ DES ASSEMBLAGES SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES PORTIQUES MIXTES		92
V.1	Introduction.....	92
V.2	Facteur de comportement.....	93
V.2.1	Paramètres du coefficient de comportement	93
V.2.1.1	Facteur de sur-résistance	94
V.2.1.2	Facteur de ductilité R_{μ}	94
V.2.1.3	Facteur d'amortissement R_{ξ}	95
V.2.2	Les valeurs du coefficient de comportement des structures en BA et en acier selon les règlements internationaux.....	95
V.2.2.1	Coefficients de comportement adopté par le code algérien RPA 99-V-2003	96
V.2.2.2	Coefficients de comportement adopté par le code européen (Eurocode 8).....	96
V.2.2.3	Coefficients de comportement adopté par le code marocain PRS 2011.....	99
V.2.2.4	Coefficients de comportement adopté par le code américain UBC-97	100
V.2.3	Méthode d'analyse statique non linéaire (push-over).....	100
V.2.3.1	Idéalisation de la courbe de capacité.....	102
V.2.3.2	Hypothèse de l'analyse.....	103
V.2.3.3	La procédure de l'analyse Push-over	103
V.2.3.4	Niveau de performance des éléments.....	104
V.2.3.5	Limites de performance structurelle (critères de ruine)	105
V.3	Description et dimensionnement des structures étudiées	105
V.3.1	Charges sismiques.....	107
V.3.1.1	Forces sismiques revenant au portique.....	110
V.3.2	Présentation des sections des éléments de portiques	111
V.4	Modélisation par éléments finis des portiques mixtes avec des assemblages semi-rigides.....	113
V.4.1	Présentation générale du logiciel SAP2000	113
V.4.2	Modélisation non linéaire des éléments poteaux	114
V.4.3	Modélisation non linéaire des éléments poutres mixtes	114
V.4.3.1	La relation moment rotation des poutres mixtes	114
V.4.4	Modélisation non linéaire des assemblages semi-rigide (poutre-poteau).....	116
V.4.5	Modélisation non linéaire des éléments barres de contreventement.....	116
V.5	Application numérique.....	117

V.5.1	Etude paramétrique	118
V.5.1.1	Les courbes de capacités	119
V.5.1.2	: L'effet de la semi-rigide sur le facteur de ductilité	121
V.5.1.3	L'effet de la semi-rigide sur le facteur de sur-résistance	123
V.5.1.4	l'effet de la semi-rigidité sur le facteur de comportement R.....	124
V.5.2	: Comparaison du coefficient de comportement « <i>R</i> »	128
V.5.3	Mécanismes d'effondrement et distribution des rotules plastiques à la ruine	130
V.6	: Conclusion	137
CONCLUSION GÉNÉRALE		138
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES		140
ANNEXE-A : Les étapes de modélisation des portiques mixte semi-rigide et rigide dans le logiciel ANSYS.....		144
ANNEXE-B : Introduction des rotules plastiques dans les poteaux.....		151
ANNEXE-C : Introduction des rotules plastiques dans les poutres mixtes		152
ANNEXE-D : Introduction des rotules plastiques dans les barres de contreventements.....		154
ANNEXE E : Les courbes de comportement des assemblages semi-rigide utilisé dans l'analyse push-over.....		157

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Vu du portique après défaillance [9]	5
Figure I-2 : Le portique étudié par WANG et LI [10]	6
Figure I-3 : a) La vue en élévation du spécimen b) La coupe A-A [14].....	8
Figure I-4 : Configuration des différentes structures en portiques analysées [18]	10
Figure I-5 : a) Premier modèle du portique semi-rigide, b) Deuxième modèle du portique semi-rigide QZTLJRK et YESiLCE (2005) [19].....	10
Figure I-6 : a) Portique 1 : une travée deux étages b) Portique 2 : quatre travées deux étages Thai et autre (2016) [24].....	13
Figure II-1 : Éléments d'une ossature de bâtiment à étages multiple [26]	14
Figure II-2 : Ossature articulée et contreventée [26].....	15
Figure II-3 : Ossature en portique rigide [26].....	17
Figure II-4 : Influence d'un contreventement sur les déplacements horizontaux d'un cadre plan rigide	18
Figure II-5: Les mécanismes plastiques qui peuvent engendrer dans les MRF [29]	19
Figure II-6 : Ossature en portique semi-rigide	20
Figure II-7 : Diagramme moment fléchissant, a) portique articulé, b) portique semi-rigide c) portique rigide.....	20
Figure II-8 : Planchers à un niveau de poutres [26]	21
Figure II-9 :: Planchers à deux niveaux de poutres [26]	22
Figure II-10 : Les types usuels des poutres métalliques [26]	23
Figure II-11 : Les sections courantes des poutres mixtes [26]	24
Figure II-12 : Dalle mixte avec tôle profilée [26].	25
Figure II-13 : Plancher mixte avec connecteurs acier-béton [26].....	26
Figure II-14 : Différents types de poteaux métalliques [26].....	27
Figure II-15 : Types de poteaux mixtes acier-béton [26].....	28
Figure II-16 : Assemblages solive-sommier [26]	29
Figure II-17 : Assemblage poutre poteau articulé [26].	30
Figure II-18 : Assemblage poutre poteau rigide	31
Figure II-19 : Types usuels d'assemblages mixtes de type poutre-poteau [30].	32
Figure II-20 : Assemblage pieds de poteaux [26].....	33
Figure III-1 : Le comportement moment rotation des assemblages (Poutre-Poteau)	35
Figure III-2 : Les types d'assemblage étudiés par Janss 1988 [31]	36
Figure III-3 : a) la configuration générale des spécimens. b) le comportement moment-rotation de 4 types d'assemblage étudiés par Mohammad Bahrami (1991) [32].....	36
Figure III-4 : Deux types d'assemblage et leur courbe de moment-rotation étudiés par Liew [33].....	37
Figure III-5 : La configuration générale des spécimens ainsi le comportement moment-rotation d'un type de spécimen Egor Popov et autre (2002) [34]	38
Figure III-6 : a) La configuration des spécimens. b) comportement moment-rotation [35]	38
Figure III-7 : configuration de trois types d'assemblages après défaillance ainsi leur courbe moment- rotation Liew (2003) [36].....	39
Figure III-8 : La configuration générale des spécimens ainsi leur comportement moment-rotation [37]	40
Figure III-9 : Spécimen d'essai et leur comportement moment-rotation Shi et autre (2007) [38]	40
Figure III-10 : Courbes moment-rotation des spécimens étudiés par Abdolreza Ataei [39]	41
Figure III-11 : Courbes de moment-rotation des assemblés étudiés par Wioleta et Marian (2016) [40]	41
Figure III-12 : Régions et zones d'un assemblage mixte type poutre-poteau.....	43
Figure III-13 : Assemblage des composantes en parallèle	44
Figure III-14 : Assemblage des composantes en série	45
Figure III-15 : Composantes d'un assemblage mixte par platine d'extrémité boulonné.	45
Figure III-16 : Distribution des efforts intérieurs [42]	46
Figure III-17 : Modèle de ressort pour un assemblage poutre-poteau avec platine d'extrémité non débordante [43].....	48
Figure III-18 : Composantes d'un assemblage mixte par doubles cornières d'âme boulonnée.	54
Figure III-19 : modèle de ressort des assemblages mixtes par double cornière d'âme boulonnée	54

Figure III-20 : Les trois grandeurs des classes des assemblages mixtes.....	57
Figure III-21 : Les limites de la classification par rigidité des assemblages poutre-poteau des (a) portiques non contreventés (b) portiques contreventés.....	58
Figure III-22 : Assemblage à résistance complète	59
Figure III-23 : Exemple de classification des courbes de comportement des assemblages selon la rigidité et la résistance.....	60
Figure III-24: Classification des assemblages par ductilité	61
Figure III-25 : Comportement non-linéaire des assemblages poutre-poteau.....	61
Figure III-26 : Idéalisations des courbes de comportements.....	63
Figure IV-1 : Interface de la plate-forme du logiciel ANSYS 2022 STUDENT (APDL).....	67
Figure IV-2 : L'élément BEAM188[48].....	68
Figure IV-3 : la section équivalente de la poutre mixte [49].....	68
Figure IV-4 : Comportement complet d'un assemblage mixte poteau- poutre.....	69
Figure IV-5 : Géométrie de l'élément (COMBIN39) [48]	70
Figure IV-6 : Modélisation des éléments dans l'ANSYS.....	71
Figure IV-7 : Organigramme de la modélisation des portiques mixtes avec ANSYS.....	72
Figure IV-8 : détail du portique mixte étudié	73
Figure IV-9 : le modèle du portique mixte étudié	74
Figure IV-10 : Comparaison des moments fléchissant.....	75
Figure IV-11 : Vu en élévation du portique étudié	78
Figure IV-12 : Assemblage par platine d'extrémité raidi.....	78
Figure IV-13 : Assemblage par platine d'extrémité	78
Figure IV-14 : assemblage par double cornière d'âme	79
Figure IV-15 : les cas de chargement des portiques analysés	81
Figure IV-16 : Identification des éléments de portiques (poutres et poteaux)	82
Figure IV-17 : Diagramme des moments fléchissant sous combinaison de charge verticale (G+Q)	83
Figure IV-18 : Déplacement vertical sous combinaison de charge verticale (1.35G+1.5Q)	85
Figure IV-19 : Comparaison du moment maximal engendré à mi-travée des poutres sous la combinaison de charge G+Q.....	86
Figure IV-20 : Comparaison du moment maximal engendré aux extrémités des poutres sous la combinaison de charge G+Q.....	86
Figure IV-21 : Diagramme des moments fléchissant sous combinaison de charge « G+Q+V »	87
Figure IV-22 : Déplacement horizontal sous combinaison de charge verticale et horizontale (G+Q+V)	89
Figure IV-23 : Comparaison du moment maximal engendré à mi-travée des poutres sous la combinaison de charge G+Q+V.....	89
Figure IV-24 : Comparaison du moment maximal engendré aux extrémités des poutres sous la combinaison de charge G+Q+V.....	90
Figure V-1 : La relation entre le facteur de comportement (R), le facteur de sur-résistance (Ω), le facteur de ductilité ($R\mu$) et la ductilité globale μ [54]	93
Figure V-2 : les classes de ductilité des structures [63]	97
Figure V-3 : Valeurs standard du facteur de redistribution plastique α_u/α_1 [63].....	98
Figure V-4 : Courbe de push-over d'une structure soumise à un chargement statique	102
Figure V-5 : Idéalisations bilinéaires EPI [67].....	102
Figure V-6 : Transformation du système MDOF en système SDOF équivalent.....	103
Figure V-7: Les niveaux de performance des éléments structuraux.....	104
Figure V-8 : Les quatre cas d'instabilité globale [69]	105
Figure V-9 : La vue en plan des bâtiments de 3, 4 et 5 étages ainsi les portiques sélectionnés pour l'étude (a) bâtiments contreventés par portiques auto-stable (SMRF), (b) bâtiments contreventés par des palées triangulées concentriques en X (SCBF)	106
Figure V-10 : La vue en élévation portiques auto-stable (SMRF).....	106
Figure V-11 : La vue en élévation portiques contreventés par des palées triangulées concentriques en X (SCBF)	106
Figure V-12 : Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux des 3 portiques étudiés	107
Figure V-13 : Modélisation des éléments dans le sap2000 [20].....	114

Figure V-14 : Comportement de la rotule plastique de la poutre mixte [46]	115
Figure V-15 : Comportement force-déformation des barres de contreventement.....	117
Figure V-16: Les courbes de push-over des portiques SMRF rigides et semi-rigides (a) portiques 3 étages (b) portiques 4 étages (c) portiques 5 étages.....	120
Figure V-17: Les courbes de push-over des portiques SCBF rigides et semi-rigides (a) portiques 3 étages (b) portiques 4 étages (c) portiques 5 étages.....	121
Figure V-18 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de ductilité des portiques SMRF	122
Figure V-19 : La répartition des rotules plastiques dans les portiques SMRF ayant un $J = 0.5$ à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine (déplacement inter-étage).....	122
Figure V-20 : 'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de ductilité des portiques SCBF	123
Figure V-21 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de sur- résistance des portiques SMRF	124
Figure V-22 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de sur- résistance des portiques SCBF.....	124
Figure V-23 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de comportement des portiques SMRF.....	127
Figure V-24 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de comportement des portiques SCBF.....	127
Figure V-25 : Comparaison de la variation du facteur de comportement R en fonction du degré de connexion avec le facteur recommandé par le code RPA99/Version 2003 des portiques SMRF .	129
Figure V-26 : Comparaison de la variation du facteur de comportement R en fonction du degré de connexion avec le facteur recommandé par le code RPA99/Version 2003 des portiques	129
Figure V-27 : Utilisation simplifiée des valeurs du facteur de comportement dans la conception des bâtiments contreventés par portiques auto-stable (SMRF)	130
Figure V-28 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SMRF de 3 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine	131
Figure V-29 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SMRF de 4 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine	132
Figure V-30 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SMRF de 5 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine	133
Figure V-31 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SCBF de 3 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine	134
Figure V-32 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SCBF de 4 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine	135
Figure V-33 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SCBF de 5 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine	136

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III-1: Régions et composantes correspondantes d'un assemblage mixte	43
Tableau III-2 : Groupement en série et en parallèle des composantes	45
Tableau III-3 : Les paramètres clés des assemblages mixtes les plus utilisés dans la conception des bâtiments mixtes a ossature métallique en Algérie	64
Tableau IV-1 : Les coordonnées des points de la figure IV-4.....	70
Tableau IV-2 : les caractéristiques clés des assemblages du portique étudié	74
Tableau IV-3 : Les caractéristiques clés de l'assemblage par platine d'extrémité raidi	79
Tableau IV-4 : Les caractéristiques clés de l'assemblage par platine d'extrémité	80
Tableau IV-5 : Les caractéristiques clés de l'assemblage par cornière d'âme boulonnée	80
Tableau IV-6 : Les types des assemblages semi-rigides	82
Tableau IV-7 : Moment fléchissant à mi-travée des poutres « 1.35G+1.5Q ».....	84
Tableau IV-8 : Moment fléchissant aux extrémités des poutres « 1.35G+1.5Q »	84
Tableau IV-9 : Déplacement vertical à mi-travée des poutres (1.35G + 1.5Q).....	86
Tableau IV-10 : Moment fléchissant à mi-travée des poutres G+ Q+V.....	87
Tableau IV-11 : Moment fléchissant aux extrémités des poutres G+ Q+V	88
Tableau IV-12 : Déplacement horizontal des étages (G+ Q+V)	88
Tableau V-1 : Coefficients de comportement R du RPA 99-V-2003.....	96
Tableau V-2 : Limite supérieure du coefficient « q » des ossatures en acier régulières en plan et en élévation [63]	97
Tableau V-3 : Valeurs de base (q_0) du coefficient de comportement des structures en béton armé [63].....	99
Tableau V-4 : Coefficients de comportement K du PRS 2011 [64]	99
Tableau V-5 : Coefficients de comportement R du UBC-97.....	100
Tableau V-6: La période fondamentale des Bâtiments étudiés	109
Tableau V-7 : Redistribution des masses sismiques associées aux bâtiments 3, 4 et 5 étages	109
Tableau V-8 : Redistribution des forces sismiques sur les portiques autostable (SMRF)	110
Tableau V-9 : Redistribution des forces sismiques sur les portiques contreventés (SCBF).....	111
Tableau V-10 : Les dimensions des éléments de portiques SMRF a 3, 4 et 5 étages.....	112
Tableau V-11 : Les dimensions des éléments de portiques SCBR a 3, 4 et 5 étages	112
Tableau V-12 : La relation moment-rotation des poutres mixte [46]	115
Tableau V-13 : Les caractéristiques clés des assemblages utilisés dans l'analyse des portiques SMRF	118
Tableau V-14 : Les caractéristiques clés des assemblages utilisés dans l'analyse des portiques SCBF	118
Tableau V-15 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SMRF de 3 étages.....	125
Tableau V-16 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SMRF de 4 étages.....	125
Tableau V-17 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SMRF de 5 étages.....	125
Tableau V-18 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SCBF de 3 étages.....	126
Tableau V-19 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SCBF de 4 étages.....	126
Tableau V-20 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SCBF de 4 étages.....	126
Tableau V-21 : Comparaison des valeurs de R des portiques rigides.....	128

NOTATIONS ET SYMBOLES

A_a : aire de la section transversale du profilé métallique

A_{sb} : Aire de la section résistance

A_s : la section des armatures longitudinales de la dalle

A_{vc} : L'aire de cisaillement du poteau

$B_{t,Rd}$: la résistance de calcul d'un boulon

$b_{eff,c}$: la hauteur efficace d'âme qui assure la reprise de l'effort transversal de compression

$b_{eff,wb}$: La longueur efficace de l'âme de la poutre en traction

bcp : La largeur de la plaque de contact

D : la distance entre l'interface acier-béton et le centre de la semelle inférieure de la poutre

D_r : la distance entre le centre de la section des armatures et le centre de la semelle inférieure de la poutre

d_{wc} : La hauteur de l'âme de la section du poteau.

E_c : Module d'élasticité du béton

E_a : Module d'élasticité de l'acier

$F_{c,Rd}$: Min (la résistance de calcul des semelles et âme de poutre comprimée, résistance de calcul de l'âme de poteau en compression).

F_l : l'effort de traction exercée dans la rangée de boulons numéro "l"

$F_{Rd,i}$: Résistance de calcul

f_{ub} : Valeur de calcul de la résistance à la traction de l'acier du boulon

f_{sk} : La limite d'élasticité de l'acier des armatures de la dalle.

$f_{y,cp}$: La limite d'élasticité de la plaque de contact en acier

$F_{y,wc}$: La limite d'élasticité de l'acier de l'âme du poteau

f_y : limite d'élasticité de la poutre en acier

h : La hauteur de la section de la poutre

hcp : La hauteur de la plaque de contact

h_c : épaisseur de la dalle au-dessus des sommets de nervures

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

I_a : le moment d'inertie de la poutre en acier

I_{eq} : Le moment d'inertie équivalent de la poutre mixte

I_+ : Le moment d'inertie de la poutre mixte (béton non-fissurée)

I : Le moment d'inertie de la poutre mixte (béton fissurée)

K_i : La rigidité initiale en translation

$K_{w,c,a}$: coefficient qui prit en compte l'effet défavorable des contraintes longitudinales agissant sur l'âme

L_b : La distance entre le centre de la tête du boulon et le centre de l'écrou

L : La longueur de la poutre mixte

$l_{eff,t,fc}$: longueur efficace de la semelle du poteau en flexion

$M_{j,Rd}$: moment résistant de l'assemblage poutre-poteau

$M_{c,pl,Rd}$: Le moment résistant plastique du poteau

$M_{b,pl,Rd}$: Le moment résistant plastique de la poutre

M_p' : la capacité du moment plastique de la poutre composite sous l'effet de la compression

m : La distance entre le centre du boulon et le point de la naissance de la courbure au niveau de la jonction âme-semelle

m_{p1} : La distance horizontale entre le centre du boulon et le point de la naissance du cordon de soudure de la platine avec l'âme de la poutre

n : coefficient d'équivalence

P_{CL} : et la force critique de flambement en compression

s^B : glissement à l'extrémité de l'interface acier-béton
 $S_{j,ini}$: rigidité initiale de l'assemblage au début du chargement
 S_j^* : La rigidité d'assemblage idéalisée
 T : période fondamentale de la structure
 T_{CE} : la force élastique limite en traction
 t_{wc} : L'épaisseur de l'âme du poteau
 t_{fc} : L'épaisseur de la semelle de la section métallique du poteau
 tp : L'épaisseur de la platine d'extrémité
 t_{wb} : L'épaisseur de l'âme de la poutre
 V_u : La force de cisaillement ultime calculée à l'aide d'analyses statiques et dynamiques inélastiques.
 V_d : la force de cisaillement de conception calculée à l'aide des méthodes élastiques linéaires.
 W : est la déformation de la composante.
 $W_{Rd,i}$: Capacité de déformation à la résistance de calcul
 W_c : coefficient de réduction de compression
 Z_{eq} : bras de levier équivalent
 Z_e et Z_p : les modules de section élastique et plastique de la poutre en acier
 θ_{cd} : la rotation ultime de l'assemblage
 Δ_{us} : l'allongement inélastique de l'armature de la dalle
 ε_{xy} : limite d'élasticité de la poutre en acier
 y_b : distance entre l'axe neutre élastique et l'aile inférieure de la poutre en acier
 ypb' : distance entre l'axe neutre plastique et la semelle inférieure de la poutre en acier l'aile inférieure de la poutre en acier
 γ_{Mb} : coefficient partiel de sécurité des boulons, $\gamma_{Mb} = 1.25$
 γ_a : coefficient partiel de sécurité relatif à l'acier, $\gamma_a = 1.10$
 β : paramètre de transformation qu'est en fonction de la configuration d'assemblage
 r : le facteur qui tient compte le flambement de l'âme du poteau.

ABREVIATIONS

ATC-19 : APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (document d'application américain pour l'évaluation du facteur de comportement R).
 SMRF : Special Moment-Resisting Frame (Portique autostable).
 SCBF : Special Concentrically Braced Frames (Portique contreventée par des palées triangulées concentriques)
 FEMA 356 : FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (Normes américaine de réhabilitation sismique des bâtiments)
 RPA : Règlement Parasismiques Algérien

INTRODUCTION GENERALE

Dans les pays développés, environ 40 % de nouveaux bâtiments à plusieurs étages sont construits avec des planchers mixtes [1]. Ce type de bâtiment est structurellement efficace, car il exploite à la fois la résistance à la traction des poutres en acier et la résistance à la compression des dalles en béton. Pour la conception et l'analyse, si un tel bâtiment mixte acier-béton est traité comme étant un bâtiment en acier seul en ignorant l'action mixte, la rigidité et la capacité ultime des bâtiments seront sous-estimées, ce qui entraînera une conception traditionnelle et des coûts de réalisation trop importants. La prise en compte de l'action mixte permet d'augmenter la retombée des poutres, ce qui améliore sa résistance flexionnelle et sa rigidité. Dans les analyses de dimensionnement des portiques mixtes, des recherches ont montré que l'introduction du comportement des assemblages mixtes permet de minimiser le poids total d'environ 25% [1]. Sachant qu'il est possible d'augmenter le moment résistant des assemblages si en introduisant les armatures de la dalle, qui agissent comme un rangé supérieur de boulons supplémentaire.

En ce qui concerne la performance statique et sismique, des études antérieures ont indiqué que les portiques mixtes présentent un comportement favorable du stade élastique au stade plastique en raison de leurs caractéristiques de réponse améliorées, notamment leurs propriétés de ductilité [2].

Problématique

Dans l'approche traditionnelle de conception des portiques mixtes, les assemblages poutre-poteau sont considérés soit articulés et donc, absence de toute résistance et de rigidité flexionnelle, soit absolument rigide, offrant une résistance totale et rigidité infinie. Les modèles avec un tel assemblage idéal simplifient la procédure d'analyse, mais souvent, ils ne peuvent pas refléter le comportement structurel réel. Cette idéalisation n'est pas donc adéquate, car il est prouvé par de nombreuses investigations expérimentales et numériques que la plupart des assemblages (poutre-poteau) en acier ou mixtes sont plus ou moins flexibles. Donc, en réalité, la majorité des assemblages réalisés dans la pratique sont de type « semi-rigide ». Selon l'Eurocode 4 [3], le comportement des assemblages situé à mi-chemin entre l'articulation et l'encastrement peut affecter la distribution des efforts internes dans les poutres et les poteaux constituant les portiques des bâtiments mixtes à étages multiples et il peut modifier leur résistance, leur rigidité et leur stabilité globale. En effet si on cherche à

obtenir une réponse précise des portiques mixtes, une modélisation réaliste du comportement des assemblages poutre-poteau est nécessaire.

Par ailleurs, le comportement statique ou sismique des portiques avec des assemblages semi-rigides peut être significativement différent de celui des portiques avec des assemblages rigides. Cela s'explique par le fait que dans les portiques semi-rigides, la répartition interne des forces, l'amplitude des déplacements latéraux et les modes d'effondrement sont fonction de la flexibilité des jonctions surtout dans le cas des assemblages semi-rigides. Il est donc nécessaire d'étudier l'influence de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement statique et sismique des portiques mixtes.

Principaux objectifs de la thèse

- Étudier l'influence de la semi-rigidité des assemblages poutre-poteau sur le comportement statique (sous chargement vertical et horizontal) des portiques mixtes à travers l'évaluation des déplacements et des sollicitations internes.
- Étudier l'effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement sismique inélastique des portiques mixtes à travers l'évaluation de leur facteur de comportement R .
- Propositions d'une solution pratique qui permet de prendre en considération l'effet de la semi-rigide des assemblages dans le dimensionnement parasismique.

Méthodologie et contenu de la thèse

Dans ce travail de thèse, l'effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement statique et sismique des portiques mixtes (poutre acier-béton, poteau en acier) a été étudié.

Pour les investigations statiques, 5 portiques mixtes ayant différents types d'assemblage (poutre-poteau) à savoir : des assemblages infiniment rigides, des assemblages par platine d'extrémité raidis, des assemblages par platine d'extrémité non raidis, des assemblages par double cornière d'âme et des assemblages parfaitement articulés sont analysés par logiciel ANSYS sous diverses combinaisons de charge verticale et horizontale. Les déplacements et les moments fléchissant engendrés dans les différents types de portiques sont évalués et comparés.

Tandis que l'effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement sismique des portiques mixtes a été étudié à travers l'évaluation de facteur de comportement R . Pour

ce fait, un total de 36 portiques auto-stable et 30 portiques contreventés par des palées triangulés en X ayant différents degrés de connexion J , ont subi à une analyse statique non linéaire (push-over) à l'aide du logiciel SAP2000/version14 [4]. Le coefficient de comportement des portiques rigides et semi-rigides est calculé en s'appuyant sur la méthode proposée par l'ATC-19 [5]. Par la suite une comparaison entre les valeurs de R estimés avec la seule valeur fixée par le règlement parasismique algérien a été effectuée.

La présente thèse comprend

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les principaux travaux de recherches expérimentales, analytiques et numériques réalisés sur les portiques en acier et mixtes durant les trente dernières années.

Le chapitre 2 présente les principaux types de systèmes porteurs usuels utilisés dans les bâtiments à ossature métallique, l'accent étant mis sur la conception des éléments constitutifs des ossatures, à savoir les planchers, les poteaux et les assemblages.

Le chapitre 3 est consacré à la présentation de la méthode des composantes, qui permet de déterminer le comportement réel des assemblages mixtes. Ainsi une étude de caractérisation effectuée sur des configurations d'assemblage mixte ; les plus utilisés dans la conception des bâtiments mixtes.

Au **chapitre 4**, l'effet de la semi-rigidité des assemblages (poutre-poteau) sur le comportement statique des portiques mixtes a été étudié.

Au **chapitre 5**, l'effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement sismique des portiques mixtes a été étudié à travers l'évaluation du facteur de comportement R .

Enfin, on résume les conclusions principales des résultats obtenus dans le cadre de cette investigation et on suggère des perspectives de recherches futures comme suite à ce travail.

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Le comportement des portiques semi-rigide en acier ou mixte sous chargements statiques ou dynamiques a fait l'objet de plusieurs investigations approfondies. Dans ce chapitre nous allons présenter les principaux travaux de recherches expérimentales, analytiques et numériques qui ont été effectués sur les portiques durant les trente dernières années.

I.2 Les travaux de recherches expérimentales sous chargement statique

Leon et al (1987) [6] ont mené une étude expérimentale sur un portique mixte à échelle réelle d'un étage à deux travées. Le portique mixte composé de poteaux en acier et de poutres mixtes acier-béton est soumis à un chargement gravitaire plus latéral, les assemblages poutre-poteau sont réalisés par des cornières d'âme. Le principal objectif de cette investigation est d'étudier le comportement des assemblages poutre-poteau.

Jarrett et Grantham (1992) [7] ont effectué une étude expérimentale sur un portique mixte (poteaux en acier, poutre acier-béton) à échelle réelle d'un étage à une seule travée, le portique est soumis à un chargement vertical. Les poutres sont reliées aux poteaux à travers des assemblages par platine d'extrémité boulonné. Le principal objectif de ces investigations est d'étudier le comportement des assemblages poutre-poteau.

Li et autre (1996) [8] ont effectué un essai sur deux portiques mixtes à échelle réelle de deux étages à deux travées. Les portiques mixtes sont composés de poteaux en acier et de poutres mixtes acier-béton. Les principaux objectifs de l'étude sont les suivants :

- Examiner l'influence des assemblages semi-rigides à résistance partielle sur le diagramme des moments dans un portique mixte à plusieurs niveaux soumis à des charges statiques monotones jusqu'à la rupture.
- Étudier la performance des assemblages mixtes dans un portique et la comparer avec les résultats d'essais effectués sur des assemblages isolés.

- Évaluer la rigueur des méthodes de conception proposées par les codes actuels de conception des bâtiments mixtes.
- Fournir des informations expérimentales sur le comportement des poutres mixtes, notamment sur la performance des connecteurs de cisaillement.

Une étude expérimentale d'un portique mixte de deux travées de 11.8 m pour chacune a été menée par la collaboration de Building Research Establishment (BRE), Steel Construction Institute (SCI) et Warwick University (2005) [9]. Le portique mixte est composé de poteaux en acier et de poutres mixtes acier-béton soumis à des charges gravitaires appliquées statiquement jusqu'à la rupture (*figure I-1*), la dalle en béton a une largeur de 3.8 m. L'essai fournit des informations importantes sur la résistance et la ductilité des assemblages mixtes lorsqu'ils sont utilisés dans le cas des poutres non étayées. Il a été démontré que les assemblages mixtes poutre-poteau standard utilisé au niveau de poteau intérieur atteignent facilement leur capacité du moment de conception.



Figure I-1 : Vue du portique après défaillance [9]

Wang et Li (2006) [10] ont réalisé un pair d'essais sur des portiques mixtes semi-rigides à échelle réelle de deux étages à deux travées (*figure I-2*). Les portiques mixtes sont composés de poteaux en acier et de poutres mixtes acier-béton. Les assemblages poutre-poteaux sont réalisés par une platine d'extrémité soudée à la poutre et boulonnée à la semelle du poteau. Afin d'étudier l'influence des assemblages semi-rigides ainsi le comportement

mixte (dalle en béton, poutre en acier) sur la performance et réponse globale des portiques. L'effet de chargement non symétrique est également envisagé. Il a été constaté que les assemblages mixtes par platine d'extrémité, qui sont semi-rigides à résistance partielle, ont une résistance et une rigidité raisonnables, et que leur capacité de rotation satisfait à l'exigence de ductilité minimale. Les effets de la flexibilité des assemblages ainsi de l'action mixte « dalle en béton-poutre en acier » sur la résistance, la rigidité et la ductilité des portiques en acier doivent être correctement prise en compte dans la conception.



Figure I-2 : Le portique étudié par WANG et LI [10]

I.3 Les travaux de recherches expérimentaux sous chargement dynamique

Le premier travail expérimental étudié le comportement sismique des portiques avec des assemblages semi-rigides a été rapporté par Stelmack et Mark (1986) [11]. Cette étude a permis de conclure que les portiques semi-rigides correctement conçus peuvent présenter un comportement hystérétique ductile et stable. En outre, lorsque la rigidité de l'assemblage augmente, le cisaillement à la base augmente, mais le déplacement latéral ne diminue pas de la même manière. Enfin, il a été souligné que le système optimal doit être recherché afin de développer le cisaillement de base le plus faible possible avec des déplacements latéraux acceptables.

Le programme expérimental suivant était une étude dynamique des portiques en acier semi-rigides et rigides. Nader et Astanah (1991) [12] ont étudié expérimentalement les effets

de la flexibilité des assemblages sur la réponse dynamique d'un portique en acier d'un seul étage. Trois types de connexions ont été utilisés : des assemblages articulés, semi-rigides et rigides. Chacun de ces portiques a été soumis à trois types de séismes avec des accélérations maximales de pointe comprises entre 0,05 g et 0,5 g. À partir de ces tests, il a été constaté que :

- La réponse de portiques articulée est considérablement non-linéaire. Le portique rigide était presque élastique sachant que le portique semi-rigide a présenté une réponse hystérétique plus inélastique, mais sans aucune dégradation de rigidité.
- L'effort tranchant à la base de portique rigide est 2.5 fois plus important que le celui dans le portique articulé.
- Le déplacement latéral maximal dans le portique articulé était seulement 30% supérieur à celui du portique rigide.
- L'effort tranchant à la base et le déplacement latéral du portique semi-rigide sont compris entre les fourchettes des deux portiques.
- La rotation de l'assemblage semi-rigide était supérieure de 20 % à celle de l'assemblage rigide, tandis que son moment résistant maximal n'était inférieur que de 15 % au celui du cas rigide.

Elnashai et autre (1998) [13] ont mené un programme expérimental qui compare le comportement sismique des portiques rigides à celui des portiques semi-rigides, ainsi qu'une comparaison avec le comportement des portiques semi-rigides ayant divers types d'assemblage. Les portiques semi-rigides ont été construits en utilisant des assemblages par cornière boulonnée sur la semelle supérieure, inférieure et sur l'âme de la poutre. Les essais comprennent huit spécimens de deux étages à échelle réelle, dont deux avec des assemblages rigides et les autres avec des assemblages semi-rigides. Les essais ont été réalisés sous des charges statiques, cycliques et quasi dynamiques. Les chercheurs ont observé que les portiques semi-rigides présentent une rigidité latérale inférieure à celle des portiques rigides, ce qui entraîne des déplacements latéraux plus importants sous des charges statiques. Cependant, sous des charges dynamiques, les déplacements latéraux des portiques semi-rigides étaient souvent inférieurs à ceux des portiques rigides. En raison de leur flexibilité, les portiques semi-rigides possèdent une période de vibration plus longue.

Zhou et autre. (2015) [14] ont communiqué la performance sismique (sous chargement cyclique) des portiques mixtes avec des poteaux tubulaires en acier remplis de béton. Des portiques de deux étages à une seule travée (*figure I-3*) ont été conçus en tenant compte les

effets du rapport de compression axiale et du rapport de rigidité poutre-poteau. Les modes de défaillance, la rigidité rotationnelle, la résistance et la dissipation d'énergie ont été enregistrés. Il a été conclu que les portiques mixtes présentent une bonne ductilité et une bonne dissipation d'énergie.

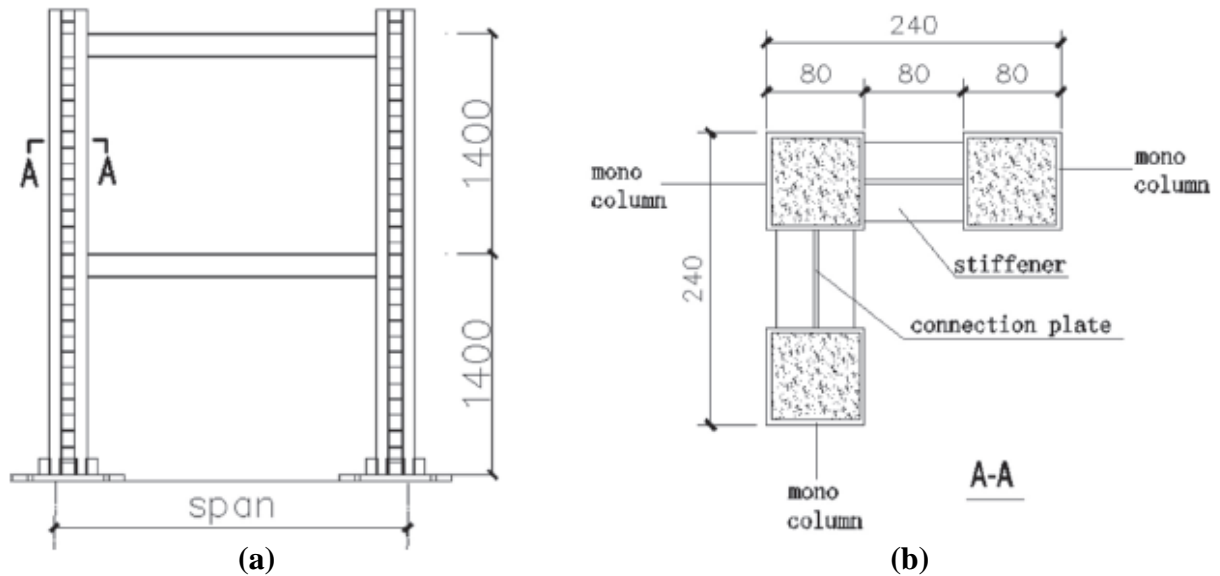


Figure I-3 : a) La vue en élévation du spécimen b) La coupe A-A [14]

I.4 Travaux de recherches analytiques et numériques sous chargement statique et dynamique

Gerstle (1988) [15] a effectué une étude numérique pour étudier les effets de la rigidité rotationnelle des assemblages sur le comportement global des portiques non contreventés. Selon les résultats, ces effets se classent en deux catégories :

- 1) La réduction de la rigidité des assemblages des portiques rigides augmentera leur déformation sous les charges latérales, ainsi leur vibration naturelle.
- 2) La rotation d'assemblage a une influence sur la répartition des forces et des moments internes dans les poutres et les poteaux. Par conséquent, la négligence de la flexibilité de l'assemblage dans l'analyse peut conduire à des prédictions irréalistes des contraintes et des déformations.

Gerstle (1988) [15] a également étudié l'effet de la flexibilité des assemblages sur le déplacement au sommet de plusieurs portiques d'une hauteur de 5 à 25 étages (3,6 m par étage) avec un rapport hauteur/largeur compris entre 0,5 et 3. Les résultats de l'étude ont montré que le déplacement au sommet des portiques semi-rigides est 40 % supérieur à celui des portiques rigides, et que le déplacement au sommet d'un portique articulé peut atteindre

100 à 200% de celui d'un portique rigide. Par conséquent, il a été conclu que la participation de la rotation des assemblages est comprise entre 1/3 et 2/3 du déplacement total. Les résultats de cette étude confirment la nécessité de la prise en compte du concept de la semi-rigidité dans la conception des ossatures en portique sous charge statique ou dynamique afin d'obtenir une structure sécurisée et adéquate.

Awkar et Lui (1997) [16] ont étudié la réponse sismique des portiques multiétages avec des assemblages flexibles à l'aide d'un modèle informatique. Le modèle intègre dans les analyses la flexibilité des assemblages ainsi que la non-linéarité matérielle et géométrique. Les assemblages sont modélisés comme des ressorts rotatifs avec des relations moment-rotation hystérétiques bilinéaires. L'étude indique que la flexibilité des assemblages entraîne une augmentation des déplacements inter-étage des niveaux supérieurs tandis que les efforts tranchants et les moments de renversement à la base sont diminués.

Hensman et Nethercot [17] (2001) ont effectué une étude numérique de comportement des portiques mixtes non contreventés. L'étude est menée dans le but de justifier l'application de la méthode de conception WMM (Wind Moment Method). La réponse de plusieurs portiques, conçus selon l'approche WMM, a été comparée avec les exigences de conception. Le comportement non linéaire réel des assemblages poutre-poteau et le comportement semi-rigide des fondations ont été pris en compte.

CIUTINA Liviu Adrian (2003) [18] a porté une étude numérique sur les capacités dissipatives de quatre structures en portiques mixtes non contreventés (*figure I-4*), ayant des configurations différentes en plan. Les principaux paramètres considérés dans les analyses numériques ont cherché à tenir compte de :

- la diversité de la configuration structurale (quatre structures)
- la diversité des actions sismiques, par le biais de cinq accélérogrammes différents
- l'introduction de la semi-rigidité et de la résistance partielle des assemblages, par comparaison aux mêmes propriétés des poutres attachées.

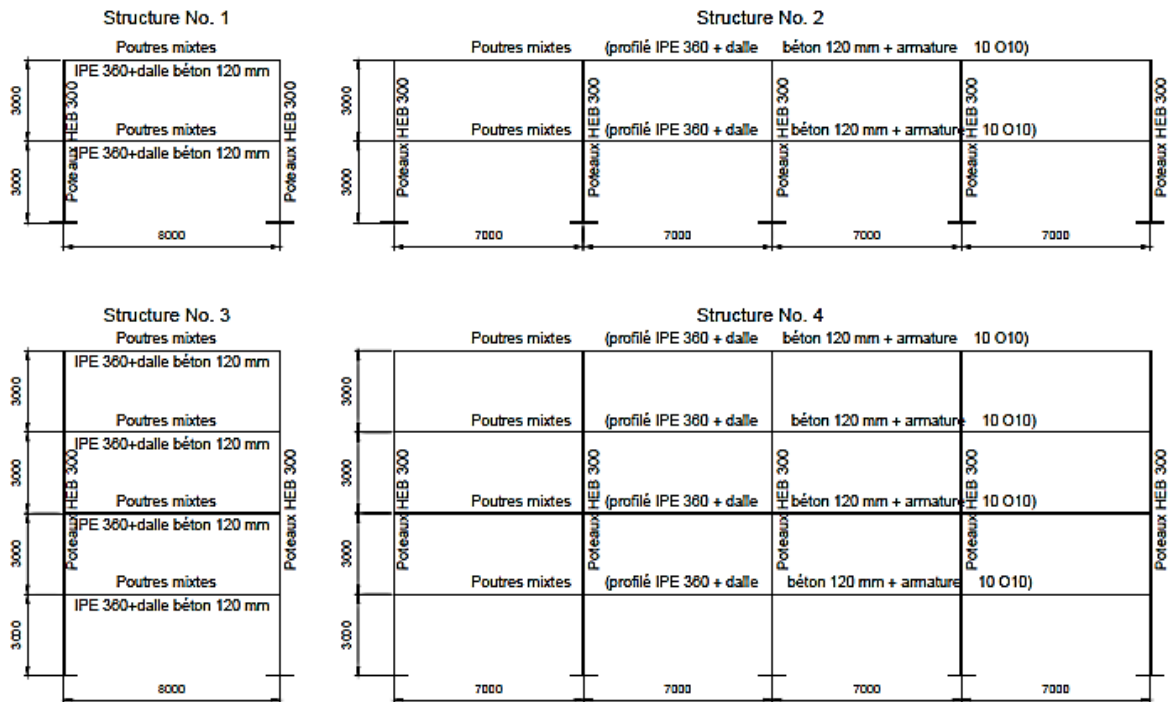


Figure I-4 : Configuration des différentes structures en portiques analysées [18]

QZTLJRK et YESiLCE (2005) [19] ont effectué une analyse sur des portiques flexibles à travers un programme informatique. La flexibilité des assemblages a été modélisée par des ressorts rotatifs élastiques linéaires ainsi par des ressorts de translation latérale (*figure I-5*). Pour des sections transversales et des géométries identiques, une analyse statique a été effectuée pour cinq différentes combinaisons de ressorts. La réponse de 10 différents portiques à deux étages est comparée par rapport aux rotations et aux déplacements des assemblages. L'étude indique que les rotations et les déplacements des assemblages augmentent lorsque la rigidité des ressorts diminue.

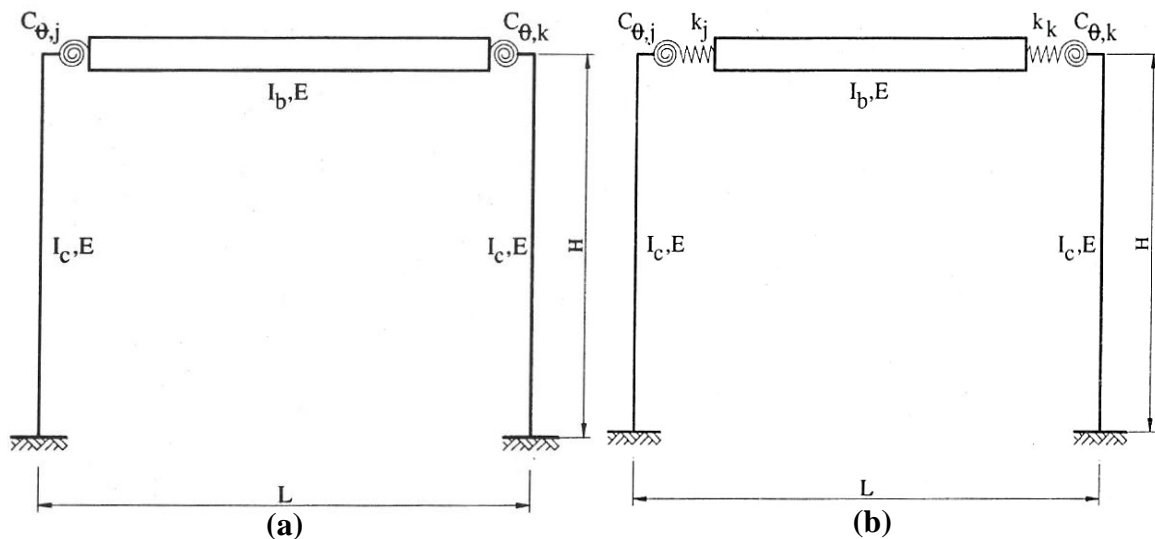


Figure I-5 : a) Premier modèle du portique semi-rigide, b) Deuxième modèle du portique semi-rigide QZTLJRK et YESiLCE (2005) [19]

Gilson Queiroz et autre (2005) [20] ont effectué une comparaison entre deux méthodes d'analyse (avancé et simplifié) élastoplastique des portiques non contreventés avec des assemblages mixtes. La méthode avancée consiste à introduire un modèle mécanique pour représenter les assemblages mixtes dans les portiques non contreventés, ce qui permet de considérer le comportement de chaque composant de l'assemblage mixte de manière individuelle. La méthode consiste à définir une courbe moment-rotation pour le chargement, le déchargement et le rechargement, en tenant compte à la fois les charges gravitaires et de vent. Les non-linéarités matérielles et géométriques sont également prises en compte dans l'analyse. Dans la méthode simplifiée, une analyse adéquate pour des raisons pratiques est utilisée, sur laquelle les assemblages sont considérés comme semi-rigides pour le déchargement et flexibles pour le chargement. Les effets de second ordre sont inclus en utilisant la procédure P- Δ . finalement, une comparaison entre les deux méthodes a été effectuée, dans le but de fournir un outil utile pour la conception des assemblages mixtes.

Wang et li (2007) [21] ont proposé une méthode pratique adaptée pour le dimensionnement des portiques mixtes semi-rigides sous charges verticales. Cette méthode permet de dimensionner les assemblages poutre-poteau des portiques mixtes semi-rigides aux états limites ultimes et de service. La fiabilité cette méthode est vérifiée par un pair de tests effectués sur des portiques mixtes semi-rigides à échelle réelle. Finalement, un exemple de conception est proposé pour démontrer l'application de la méthode. Cette méthode prend en compte le comportement réel des assemblages poutre-poteau et leur influence sur le comportement de l'ensemble des bâtiments.

Basaga et autre (2010) [22] ont développé un programme de calcul par éléments finis. Ce programme permet de prendre en compte la semi-rigidité des assemblages en termes de rigidité rotationnelle ou par le facteur de fixation d'assemblage. Les applications numériques présentent une relation entre la rigidité du ressort rotationnel et le facteur de fixation des assemblages semi-rigides. La semi-rigidité a été considérée dans les assemblages poteau-fondation des portiques, les assemblages poutre-poteau des structures préfabriquées, les assemblages de contreventements en acier dans les portiques en béton armé et pour les assemblages des systèmes de fermes à treillis en acier. La variation des moments, des efforts tranchants, des efforts normaux, des déplacements et des contraintes est évaluée. Selon les résultats des analyses par éléments finis, la prise en compte du degré de fixation des assemblages semi-rigides est très importante en phase de conception. Cette étude montre

également que l'effet la semi-rigidité des assemblages sur les systèmes structurels varie d'une structure à l'autre.

Nie et autre (2011) [23] ont développé un modèle d'éléments finis pour étudier le comportement global des portiques, les poutres et les poteaux en acier ont été simulés avec des éléments poutre fibrés, les dalles en béton et les assemblages poutre-poteau ont été modélisés respectivement avec des éléments coque en couches et des éléments ressorts. Une validation entre le modèle d'éléments finis et les résultats expérimentaux a été effectuée. Le modèle proposé a permis de mettre en évidence deux paramètres essentiels qui influent le comportement des portiques, à savoir l'effet mixte « dalle en béton-poutre en acier » et la semi-rigidité des assemblages poteau-poutre. Il a été conclu que le modèle proposé était très précis et peut être appliqué à plusieurs types d'analyses des portiques dans la pratique de la construction.

Thai et autre. (2016) [24] ont présenté une procédure numérique précise et efficace pour évaluer la fiabilité des systèmes de portiques en acier avec des assemblages semi-rigides. La résistance ultime et le comportement du portique ont été prédits à l'aide d'un modèle de rotule plastique raffiné, et ce grâce à son efficacité de calcul, tandis que le comportement non linéaire des assemblages semi-rigides a été défini à l'aide d'un modèle de puissance à trois paramètres. Les propriétés statistiques du modèle de puissance à trois paramètres ont été obtenues sur la base des résultats expérimentaux disponibles. Deux exemples de portiques ont été examinés (*figure I-6*) sous une combinaison de charges verticales et horizontales du vent. Les critères d'évaluation consistent à évaluer la fiabilité aux états limites ultime et service par rapport à des variables aléatoires comprenant les charges, les propriétés des matériaux, les configurations géométriques et la semi-rigidité des assemblages. Les résultats indiquent que les assemblages semi-rigides ont une influence significative sur la fiabilité des portiques.

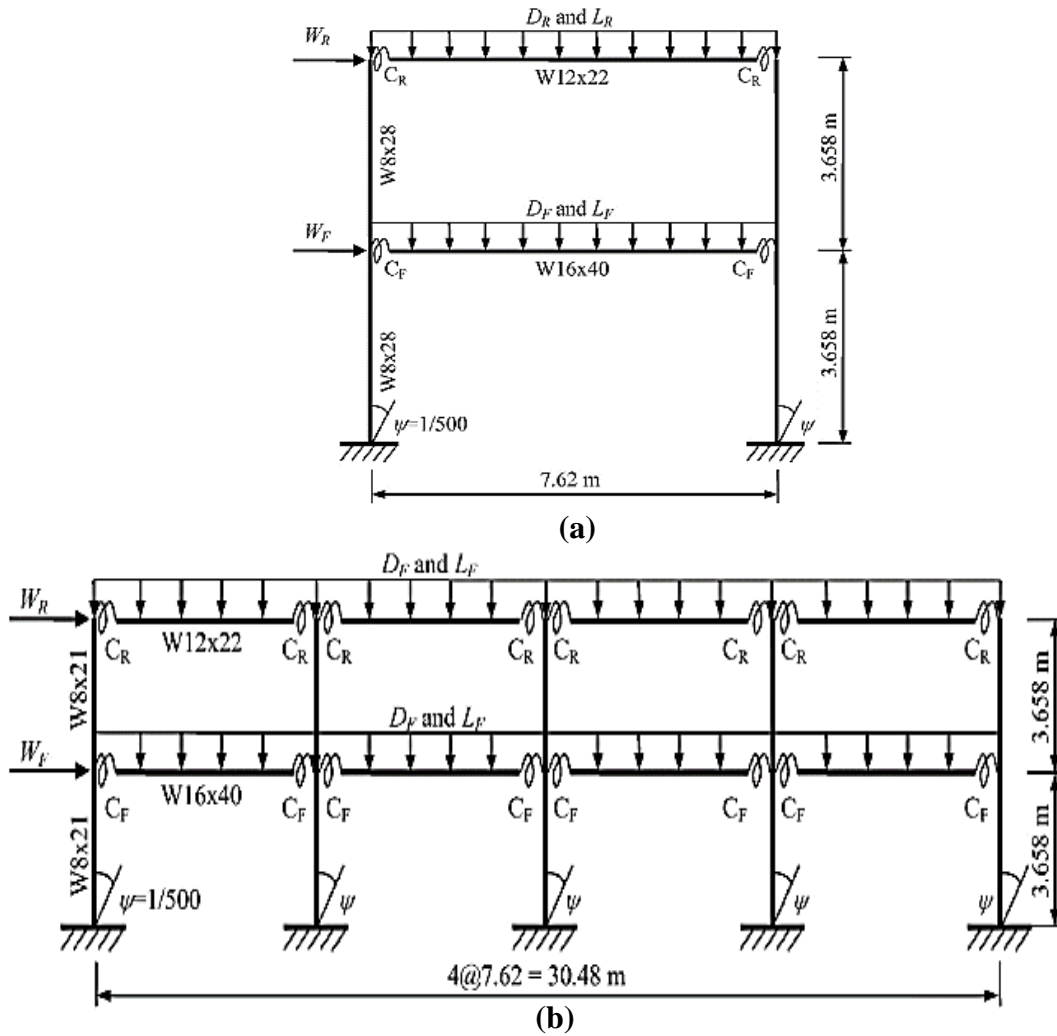


Figure I-6 : a) Portique 1 : une travée deux étages b) Portique 2 : quatre travées deux étages
 Thai et autre (2016) [24]

Senthilkumara et Satish (2020) [25] ont discuté les problèmes de conception des portiques mixtes semi-rigides et ils ont proposé des recommandations de conception préliminaire afin de respecter les limites de déplacement et de garantir des performances acceptables.

I.5 Conclusion

Les études expérimentales effectuées sur les portiques semi-rigides indiquent que ces derniers peuvent être une alternative intéressante aux portiques rigides, notamment pour les constructions de faible à moyenne hauteur. Même si les essais à échelle réelle des portiques semi-rigides sont relativement limités, ils montrent que leur comportement sismique et statique est plus favorable que celui des portiques rigides. La flexibilité et le comportement inélastique des portiques semi-rigides permettent de réduire les forces et de dissiper l'énergie sismique de manière efficace.

CONCEPTION DES PORTIQUES DES BATIMENTS A OSSATURE METALLIQUES

II.1 Introduction

Les bâtiments à ossature en acier sont aujourd'hui l'un des choix les plus courants dans le monde (*figure II-1*). Les bâtiments à étages multiples sont constitués par une superposition des planchers et des poteaux, sachant que leur ossature doit être capable d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales agissant sur la structure vers les fondations.

Dans ce chapitre nous allons présenter les principaux types de systèmes porteurs usuels des bâtiments, l'accent étant mis sur la conception des éléments constitutifs des ossatures, à savoir successivement les planchers, les poteaux et enfin les assemblages.

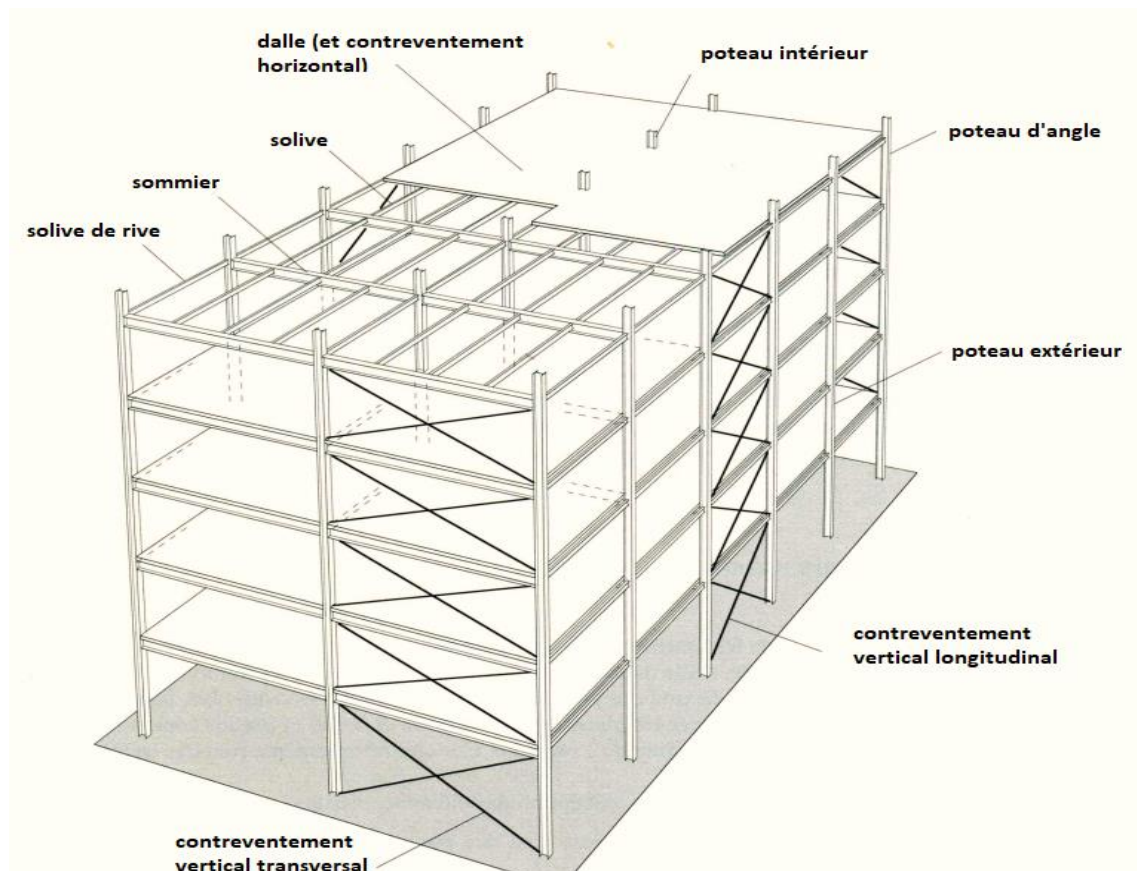


Figure II-1 : Éléments d'une ossature de bâtiment à étages multiple [26]

II.2 Systèmes porteurs usuels

II.2.1 Ossature articulée

Dans ce type d'ossature, les poutres et les poteaux sont reliés entre eux par des assemblages articulés et le système n'est pas capable de résister à des charges latérales. Les forces verticales agissant sur la toiture et les planchers sont transmises aux fondations par flexion des poutres et compression des poteaux. Deux autres possibilités existent pour la conception des éléments résistant aux forces verticales (*Figure II-2*) [26] :

- Les poteaux sont continus et les sommiers sont des poutres simplement appuyées entre deux poteaux (*Figure II-2 (b)*)
- Les sommiers sont continus et les poteaux sont interrompus à chaque étage (*Figure II-2 (c)*)

La stabilité de l'ensemble de la structure doit être assurée en plaçant dans les portiques articulés des formes de systèmes de contreventement. D'où les charges latérales sont supportées par ces systèmes de contreventement. Dans la plupart des cas, la réponse aux charges latérales du système de contreventement est suffisamment faible pour que les effets de second ordre puissent être négligés lors de la conception des portiques.

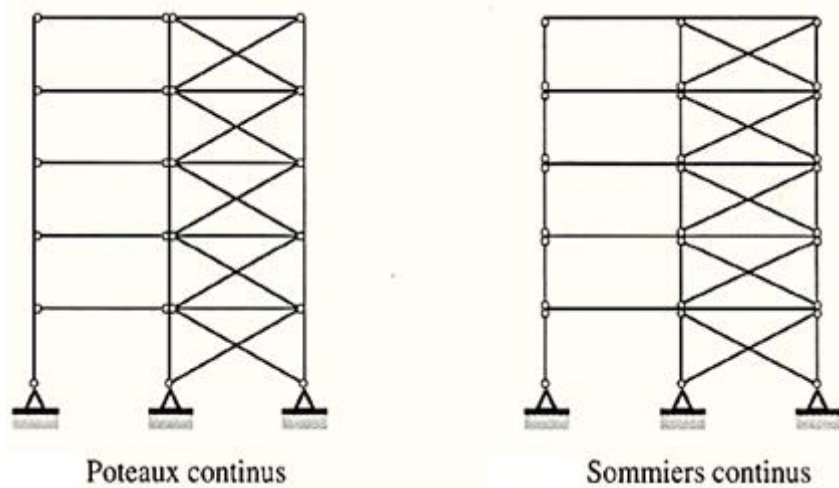


Figure II-2 : Ossature articulée et contreventée [26]

Plusieurs raisons justifient l'adoption des assemblages articulés dans la conception des ossatures métalliques à plusieurs étages :

- Les portiques à assemblages articulés sont plus faciles à construire et à monter. Pour les structures en acier, il est plus pratique d'assembler les âmes des éléments sans raccorder les semelles.

- Les assemblages boulonnés sont préférables aux assemblages soudés, qui nécessitent normalement une surveillance des soudures, une protection contre les agressions climatiques et une préparation de la surface.
- Il est plus facile de concevoir et d'analyser une structure de bâtiment qui peut être séparée en un système résistant aux charges verticales et un système résistant aux charges horizontales. Par exemple, si toutes les poutres sont simplement soutenues entre les colonnes, le dimensionnement des poutres et des poteaux est une tâche simple.
- Il est plus économique de réduire le déplacement horizontal par des systèmes de contreventement ajoutés à l'ossature articulée que d'utiliser des systèmes d'ossature non contreventés avec des assemblages rigides.

Les inconvénients des systèmes articulés contreventés sont [26]:

- Des sommiers en poutre simple de grande dimension ou des sommiers doubles continus.
- Le transfert des efforts verticaux des poteaux interrompus à travers les sommiers qui n'est plus possible à partir d'un certain nombre d'étages.
- La présence des contreventements qui peuvent être éventuellement gênants.

II.2.2 Ossature en portique rigide

Afin d'éviter la nécessité des contreventements gênants entre les poteaux de la structure porteuse, on peut construire des portiques plans rigides dans les deux directions (*Figure II-3*). Cependant, ce type de stabilisation par des portiques est plus coûteux par rapport aux contreventements. La rigidité latérale est assurée principalement par la rigidité en flexion des éléments du portique qui sont assemblés entre eux par des assemblages rigides. Les assemblages doivent être conçus de manière à présenter une résistance et une rigidité suffisantes et une déformation négligeable [27].

La déformation doit être suffisamment faible pour ne pas avoir une influence significative sur la répartition des forces et des moments internes dans la structure ou sur la déformation globale du portique. Une ossature en portique rigide doit être capable de supporter les charges latérales sans dépendre d'un système de contreventement supplémentaire pour garantir leur stabilité. L'ossature, par elle-même, doit résister aux forces de conception, y compris les charges verticales et horizontales dues au vent ou aux séismes.

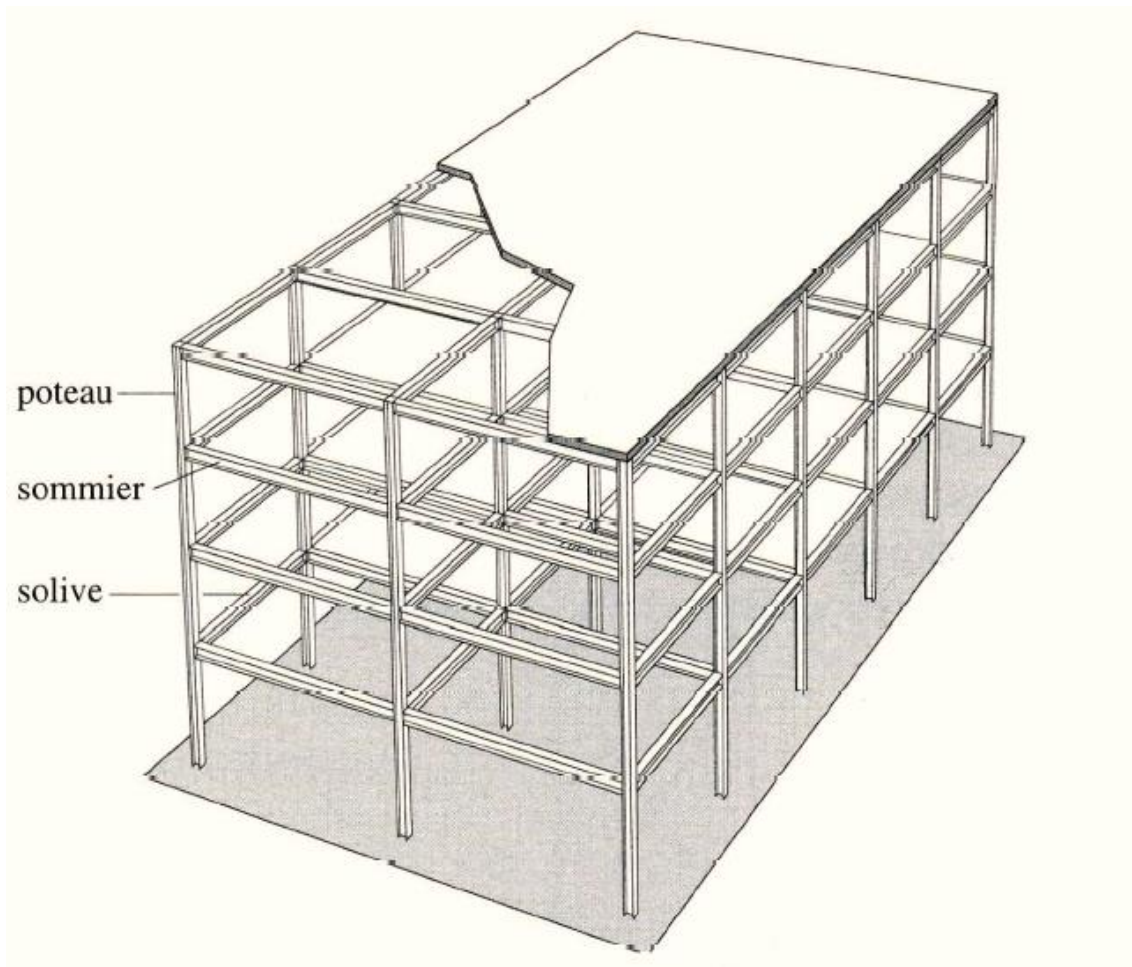


Figure II-3 : Ossature en portique rigide [26]

Les avantages des portiques rigides dans un plan par rapport aux ossatures articulées sont les suivants [26] :

- Une grande hyperstaticité du système statique transversal, ce qui permet une redistribution des efforts intérieurs, un gain sur les dimensions des sommiers et une plus grande marge de sécurité en cas d'accident ou d'incendie
- Une plus grande économie de la structure porteuse en cas de calcul plastique qui permet de tenir compte de la redistribution des moments.

Les inconvénients sont les suivants :

- La réalisation des assemblages rigides chargés de transmettre les moments d'encastrement des sommiers dans les poteaux est coûteuse et compliquée pour le montage
- Les possibilités de réglage lors du montage dues aux tolérances de fabrication sont moins grandes, les assemblages étant en général soudés

- Les sollicitations des poteaux sont encore augmentées par le déplacement latéral des étages de la structure créant une excentricité des forces verticales (effet de second ordre).

Dans le cas de bâtiments élevés, dont la structure porteuse est formée de portiques transversaux rigides, le dimensionnement des portiques est en fonction de leur déplacement horizontal (*Figure II-4 (a)*) ; cette conception nécessite souvent une augmentation de la section des poteaux et des sommiers par rapport à celle basée uniquement sur la résistance du système non déformé. Il est donc économique de contreventer certains ou tous les portiques transversaux, même s'ils sont conçus comme rigides (*Figure II-4 (b)*) [26].

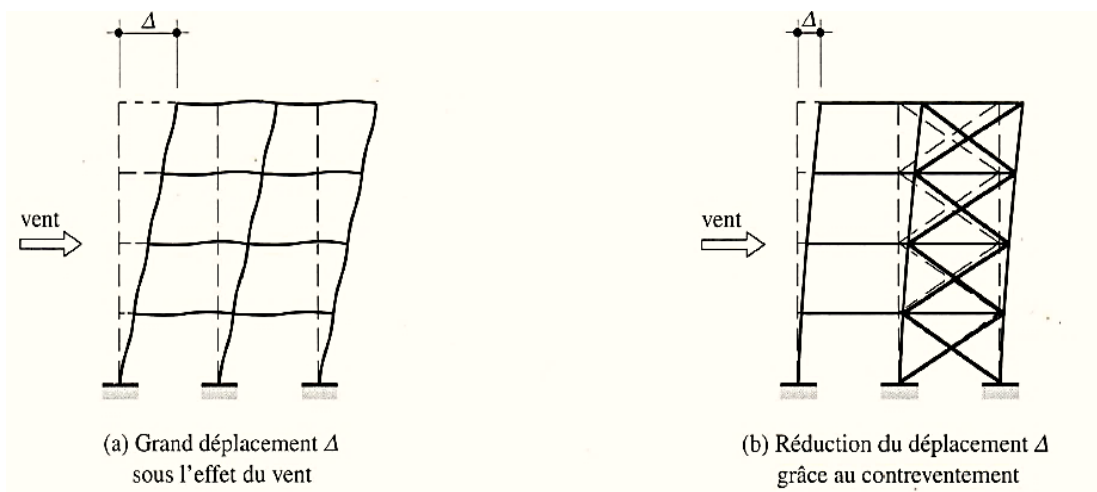


Figure II-4 : Influence d'un contreventement sur les déplacements horizontaux d'un cadre plan rigide

II.2.2.1 Principe poteau fort-poutre faible

La conception sismique est basée sur le principe "poutre faible-poteau fort" où les rotules plastiques sont localisées aux extrémités de la poutre. Par conséquent, le poteau doit être conçu pour comporter élastiquement sous les actions sismiques. Pour assurer la sécurité, il est fondamental de développer les déformations plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux. Plusieurs raisons justifient cette option :

- C'est une condition nécessaire pour former un mécanisme plastique d'ossature de type global impliquant la formation de nombreuses rotules plastiques (*Figure II-5 (a)*), de plus la formation de zones plastiques dans les poteaux peut limiter le mécanisme dès que les premières rotules formées (*Figure II-5 (b)*).
- L'effet P - δ est moins important dans ce cas.
- Des planchers et des poutres même fortement endommagés ne s'effondrent pas individuellement, ils restent suspendus par les armatures ou les parties restantes des

assemblages, alors que les dégâts aux poteaux entraînent facilement un effondrement d'ensemble [28].

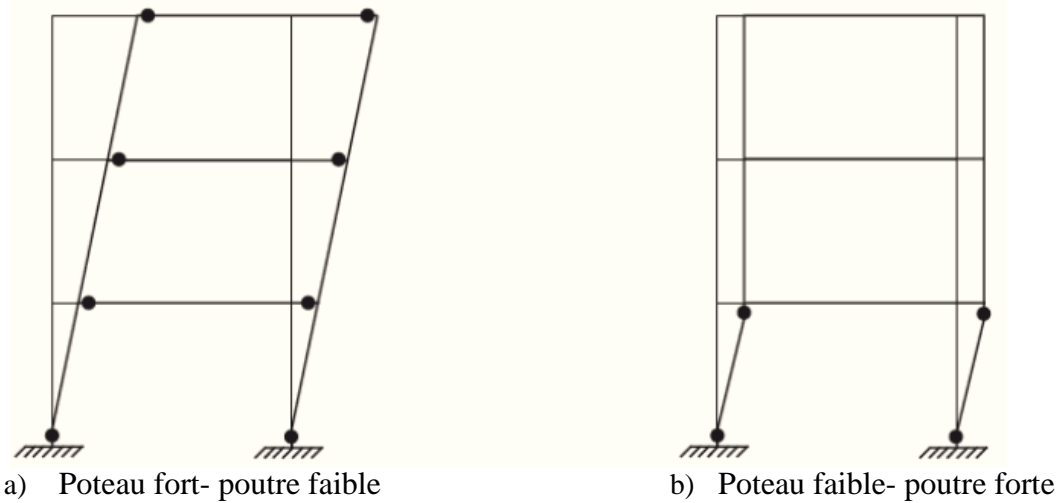


Figure II-5: Les mécanismes plastiques qui peuvent engendrer dans les MRF [29]

Comme on peut l'observer dans la **figure II-5 (a)**, une exception à cette exigence se situe à la base des poteaux où des rotules plastiques peuvent être formées pour permettre le mécanisme d'effondrement souhaité.

II.2.3 Ossature en portique semi-rigide

Dans les sections précédentes (**II.2.1** et **II.2.2**), il a été admis que l'assemblage entre la poutre et le poteau était soit une articulation, soit une liaison rigide. Cependant le comportement rotationnel réel des assemblages est bien connu comme étant souvent intermédiaire entre les deux situations extrêmes (rigide et articulé). Les assemblages les plus souples sont capables de transmettre un certain moment de flexion alors que les assemblages les plus rigides permettent toujours une certaine rotation relative des éléments assemblés. La constatation de cette réalité a conduit à la prise en compte du concept de semi-rigidité dans les approches de conception des structures. La façon la plus simple de représenter ce concept est de disposer un ressort rotatif entre les extrémités des deux éléments connectés (**Figure II-6**) [26].

Il faut bien comprendre qu'au stade d'un calcul global, de disposer un assemblage semi-rigide au lieu d'un assemblage rigide ou articulé peut modifier nettement la distribution et l'intensité des forces internes dans tout le portique. À titre d'exemple, les diagrammes des moments de flexion dans un portique simple à base fixe soumis à une charge uniformément répartie sont donnés à la **figure II-7**. Parmi les trois types d'assemblages. L'assemblage semi-

rigide est le meilleur choix dans les mêmes conditions de charge, car le moment à mi-portée est plus faible que celui engendré dans les poutres simplement appuyées, ainsi le moment au niveau des poteaux est plus faible que celui engendré dans le portique conçu avec un assemblage rigide.

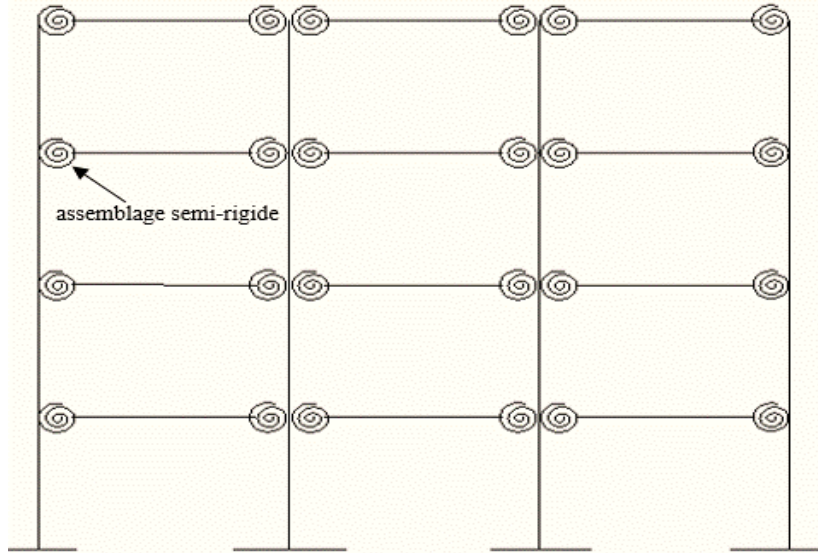


Figure II-6 : Ossature en portique semi-rigide

Du point de vue économique, le coût de réalisation des assemblages représente une part importante du coût total de la structure à cause de la contribution importante de la main-d'œuvre. Ainsi, le souci d'économie des assemblages peut conduire à éviter, autant que possible, les raidisseurs et renforts de tous types afin de réduire leur coût de fabrication. Cette approche entraîne une réduction de la rigidité des assemblages. Si cette réduction est significative, l'assemblage est dit semi-rigide [26].

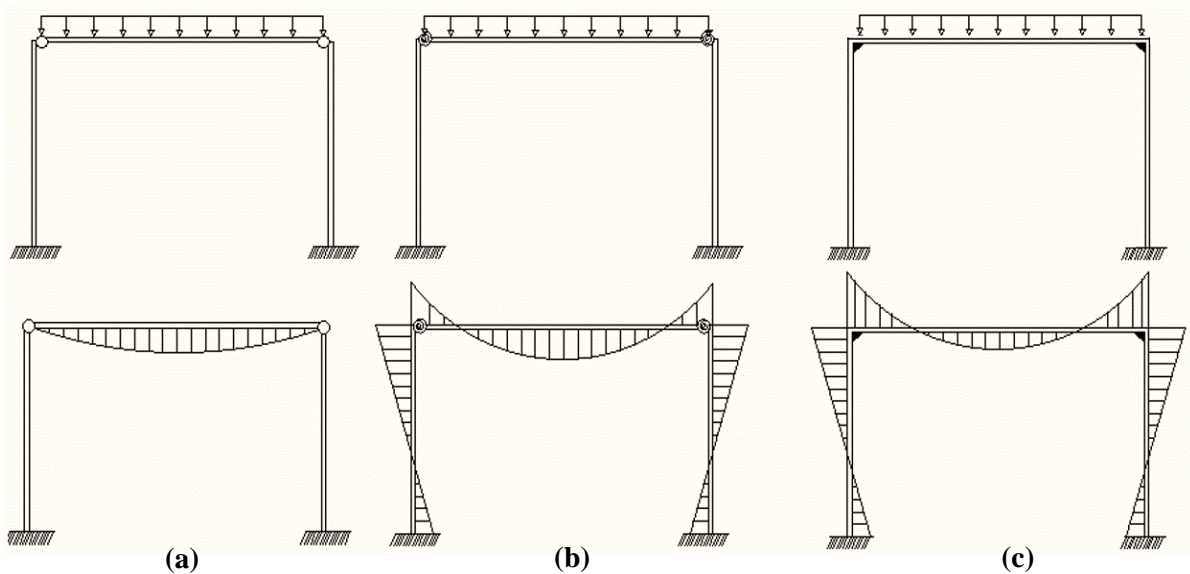


Figure II-7 : Diagramme moment fléchissant, a) portique articulé, b) portique semi-rigide
c) portique rigide

II.3 Plancher

II.3.1 Système de poutraison

La poutraison est un ensemble de poutres métalliques horizontales qui transfèrent aux poteaux les efforts appliqués à la dalle. Ce réseau, généralement orthogonal, est composé de solives, généralement parallèle entre elles, qui reçoivent directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux sommiers (poutres) perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux. Dans certains cas, les solives sont supportées par un troisième niveau de poutres (les poutres maîtresses) qui assurent toute seule la transmission des efforts aux poteaux. Cela permet d'obtenir des portées plus longues et de réduire le nombre de poteaux. La conception de poutraison permet de déterminer la disposition et l'espacement entre les éléments fléchis en fonction de la position des poteaux [26]

II.3.2 Planchers à un niveau de poutres

La dalle repose sur des solives qui sont toutes positionnées dans la même direction et qui s'appuient directement sur les poteaux (*Figure II-8(a)*). Le cheminement de la transmission des efforts aux appuis est court. La construction est constituée de rectangles allongés, avec des poteaux espacés dans le sens des solives et très proches dans le sens opposé (*Figure II-8(b)*). Cette forme de construction est adaptée aux bâtiments allongés et de largeur limitée avec des poteaux extérieurs. Les bâtiments comportant plus de deux rangées de poteaux peuvent également être conçus avec ce système, dans ce cas, les rangées intérieures de poteaux sont placées dans les cloisons des couloirs (*Figure II-8(c)*) [26].

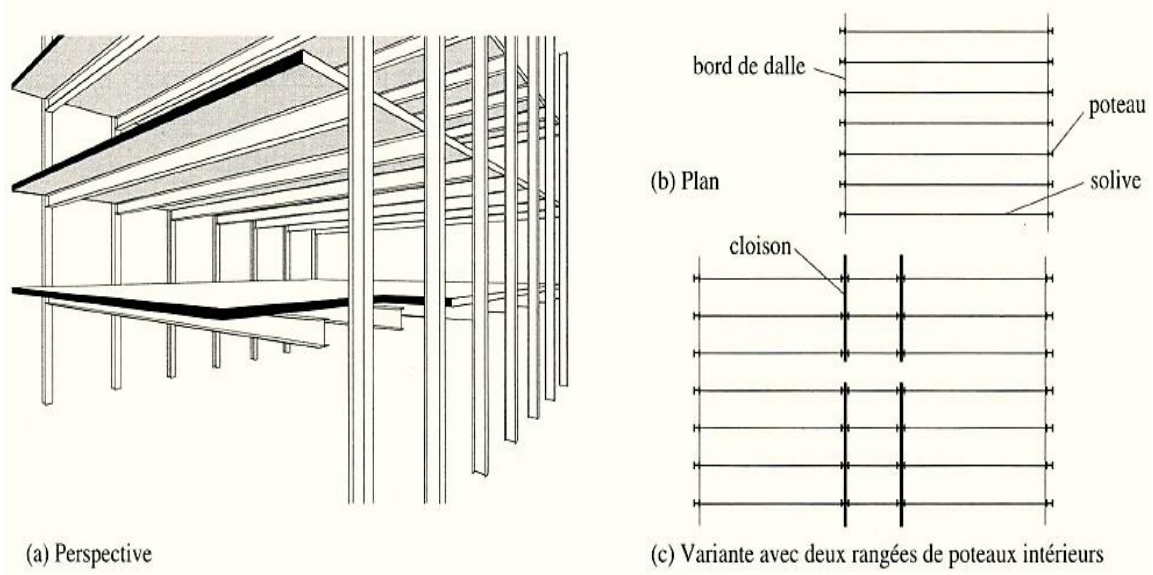


Figure II-8 : Planchers à un niveau de poutres [26]

II.3.3 Planchers à deux niveaux de poutres

Pour éviter les rangées serrées de poteaux situés en façade ou dans les cloisons intérieures, il faut augmenter l'espacement des poteaux dans le sens longitudinal du bâtiment. Les solives doivent alors être reprises par des sommiers (ou sous-poutres) qui leur sont perpendiculaires (*Figure II-9(a)*). Ce type de poutraison permet de réaliser de grands espacements de poteaux dans les deux directions du plan, comme dans l'exemple de la *Figure II-9(b)*. La trame n'est pas obligatoirement régulière, ce qui laisse une grande liberté d'aménagement (*Figure II-9(c)*). Concernant les poteaux, une combinaison des deux systèmes précédents conduit souvent à des solutions intéressantes. Dans l'exemple de la *Figure II-9(d)*, les solives reposent sur des poteaux extérieurs rapprochés qui sont peu encombrants, car incorporés à la façade, ce qui permet de placer les cloisons dans n'importe quel axe de solives de plancher. Les sommiers intérieurs qui reçoivent les forces transmises par les solives s'appuient sur des poteaux espacés, ce qui libère le volume à aménager [26].

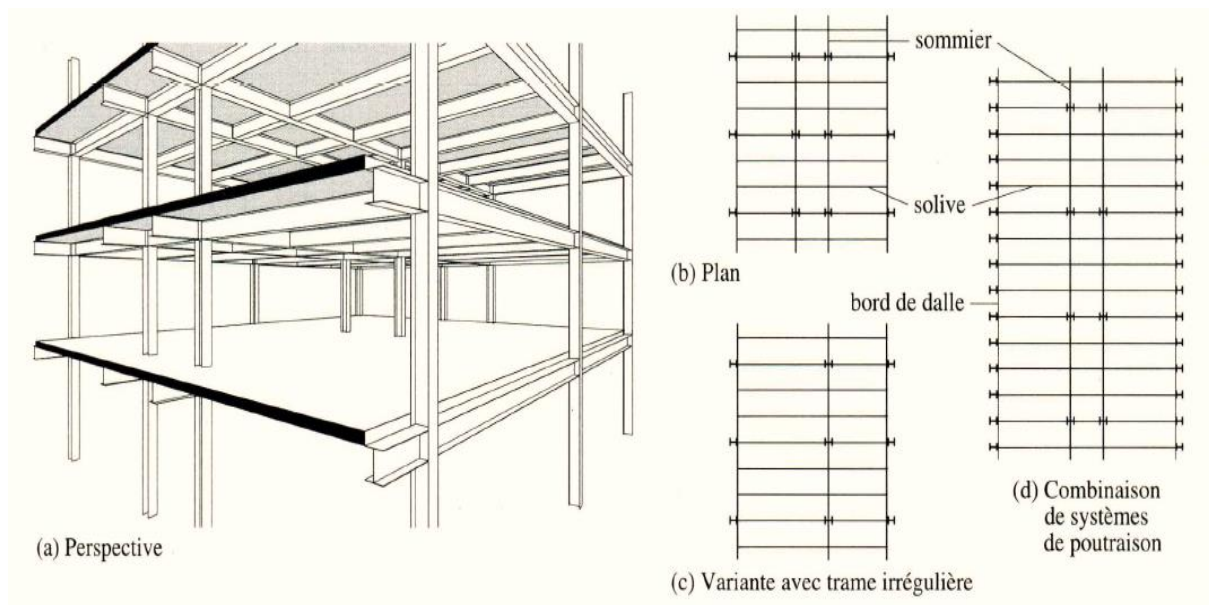


Figure II-9 :: Planchers à deux niveaux de poutres [26]

II.3.4 Les poutres

Les poutres utilisées dans la construction des bâtiments sont de différentes formes en fonction de leur utilisation et de leur disposition en plan et en élévation [26].

- Les profilés IPE (*figure II-10 (a)*) sont les plus couramment utilisés pour les planchers des bâtiments à plusieurs étages. Spécialement adaptés à la flexion simple selon leur axe fort, ils sont très économiques (en raison de leur rapport poids-

résistance favorable) et l'épaisseur constante de leurs semelles rend les assemblages plus faciles. Leur gamme couvre des hauteurs de 80 à 600 mm.

- Les séries HEA, HEB et HEM (*Figure II-10 (b)*) sont principalement utilisées pour la reprise d'efforts importants. La gamme des hauteurs est comprise entre 100 et 1000 mm.
- Les profilés laminés des types ci-dessus, renforcés localement par des semelles soudées, sont utilisables lorsque la hauteur disponible ne permet pas de passer à un profilé de section supérieure (*Figure II-10 (c)*).
- Les profilés en U (*Figure II-10 (d)*) sont essentiellement utilisés comme poutres de rive de plancher. Ils peuvent également être jumelés et devenir des poutres de plancher moisées (*Figure II-10 (e)*), et parfois caissonnées (*Figure II-10 (f)*) pour mieux résister aux forces de torsion.

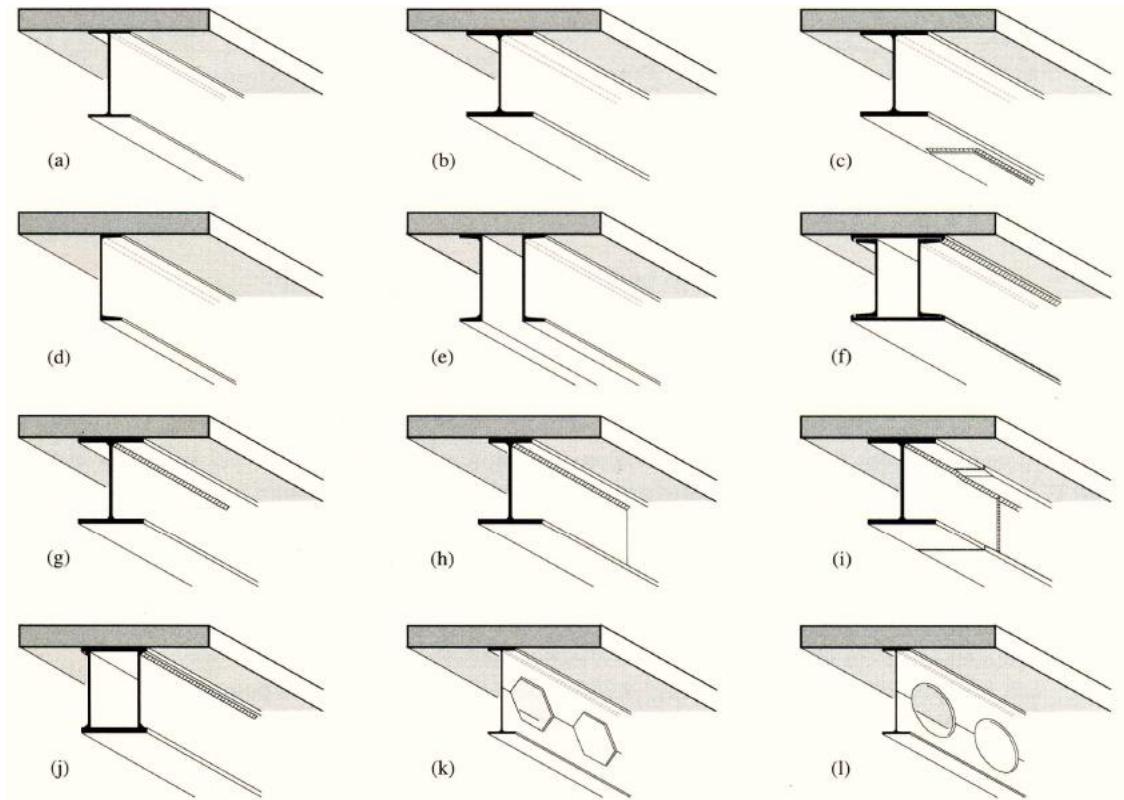


Figure II-10 : Les types usuels des poutres métalliques [26]

- Les poutres composées à âme pleine sont quelquefois utilisées si les profilés laminés ne peuvent s'insérer dans les hauteurs imposées. Les membrures sont constituées par des larges-plats et les âmes par des tôles (*Figure II-10 (g)*).
- Des profilés asymétriques laminés ou composés à âme pleine sont principalement utilisés dans les structures où une dalle en béton (ou mixte) agit comme membrure supérieure des poutres mixtes acier-béton (*Figure II-10 (h)*).

- Pour les poutres composées à âme pleine, il peut être avantageux, pour des longueurs supérieures à environ 8 m, de faire varier les épaisseurs des âmes et des ailes le long de la poutre selon la répartition et l'importance des efforts intérieurs (*Figure II-10 (i)*).
- Des poutres composées à double âme pleine ne sont envisageables que dans le cas d'éléments fortement sollicités : poutres de reprise sous les bâtiments élevés, poutres supérieures des bâtiments suspendus, etc. (*Figure II-10 (j)*).
- Les poutres ajourées comportent, dans l'âme, des ouvertures de forme polygonale ou circulaire pour le passage des conduites techniques (*Figure II-10 (k et l)*).

Les poutres décrites ci-dessus servent essentiellement à supporter une dalle en béton armé, avec ou sans tôle profilée. Il est bien connu qu'il est avantageux de faire collaborer cette dalle à la résistance à la flexion de la poutre métallique de façon à mieux utiliser les matériaux traditionnellement mis en œuvre. Pour cela il faut qu'une connexion adéquate lie la dalle en béton et la poutre métallique et empêche le glissement relatif entre les deux éléments. On réalise ainsi une poutre mixte, terme réservé dans cet ouvrage aux éléments porteurs constitués des deux matériaux acier et béton. La *Figure II-11* présente plusieurs exemples de sections mixtes constituées d'un profilé métallique et d'une dalle en béton armé [26].

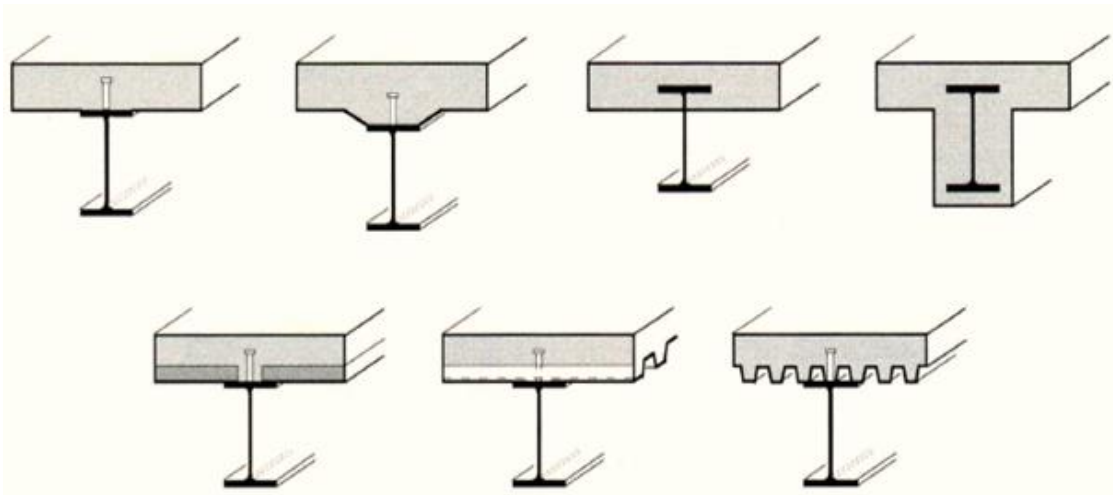


Figure II-11 : Les sections courantes des poutres mixtes [26]

II.3.5 Dalle mixte

Les bâtiments de type bureaux modernes demandent une grande portée de plancher pour permettre une plus grande flexibilité de l'espace afin de pouvoir accueillir une plus grande variété de plans de locataires. Pour la conception des bâtiments, il est nécessaire de

réduire le poids des planchers afin de réduire la taille des poteaux et des fondations pour permettre l'utilisation des espaces plus importants. Les planchers doivent résister aux charges verticales et sont généralement supportés par des poutres secondaires.

Les dalles mixtes sont constituées d'une tôle profilée en acier et d'un revêtement en béton armé coulé sur place comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température (*Figure II-12*). La tôle profilée en acier sert non seulement à assurer un coffrage permanent pour le béton, mais il fournit également une liaison de cisaillement suffisante avec ce dernier. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate. Pour assurer le coffrage, de préférence sans étaie les tôles profilées employées doivent avoir une capacité portante et une rigidité suffisante, ainsi que des tôles profils particuliers (forme des nervures, bossages) pour garantir une bonne solidarisation entre l'acier et le béton. La tôle est fixée aux poutres métalliques qui la soutiennent par percussion, par des clous scellés ou par des vis autoperceuses ou autotaraudeuses [26].

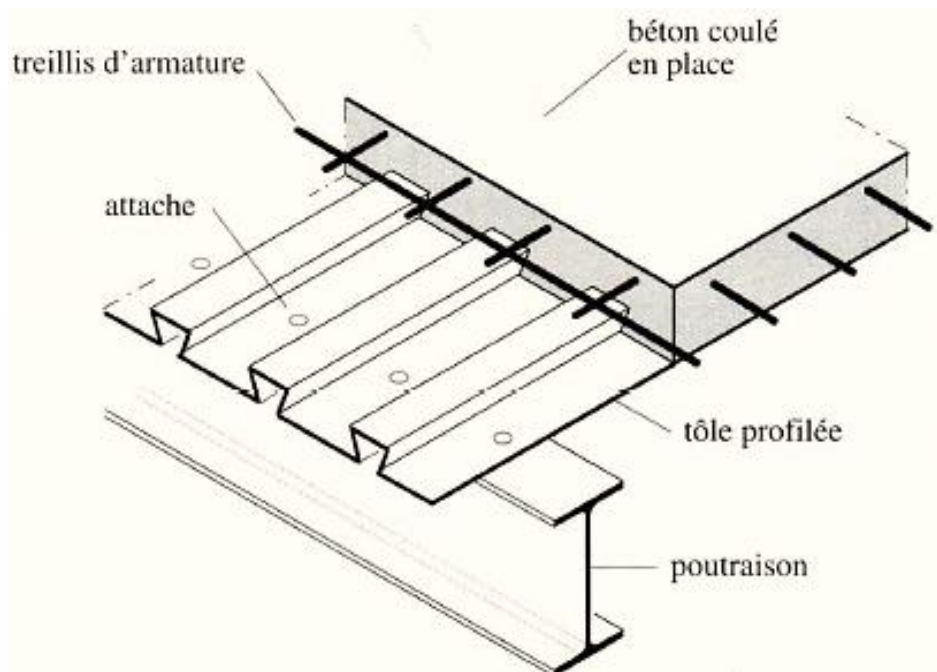


Figure II-12 : Dalle mixte avec tôle profilée [26].

Lorsque la dalle est liée à la semelle supérieure de la poutre par des connecteurs de cisaillement, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton pour former un élément de flexion en T efficace résistant principalement aux charges de gravité (*Figure II-13*). La polyvalence du système résulte dans la résistance inhérente de la dalle de béton en compression et de la résistance à la traction de la poutre en acier. Les principaux avantages

de l'utilisation combinée de l'acier et du béton dans la construction de bâtiments sont les suivants [26] :

- L'acier et le béton peuvent être disposés de manière à produire une combinaison idéale de résistance, le béton étant efficace en compression et l'acier en traction.
- Les dalles mixtes sont plus légères que les dalles en béton pur.
- Le temps de construction est réduit puisque le coulage de planchers supplémentaires peut se faire sans avoir à attendre que les planchers précédemment coulés atteignent leur résistance.
- La tôle profilée en acier fournit une résistance à moment positif pour le plancher mixte
- Le système de plancher mixte produit un diaphragme horizontal rigide, assurant la stabilité de l'ensemble de l'ossature tout en distribuant les efforts dus au vent et aux séismes vers les systèmes de résistance aux charges latérales
- Une bonne résistance au feu, le béton offre une protection thermique aux éléments en acier.

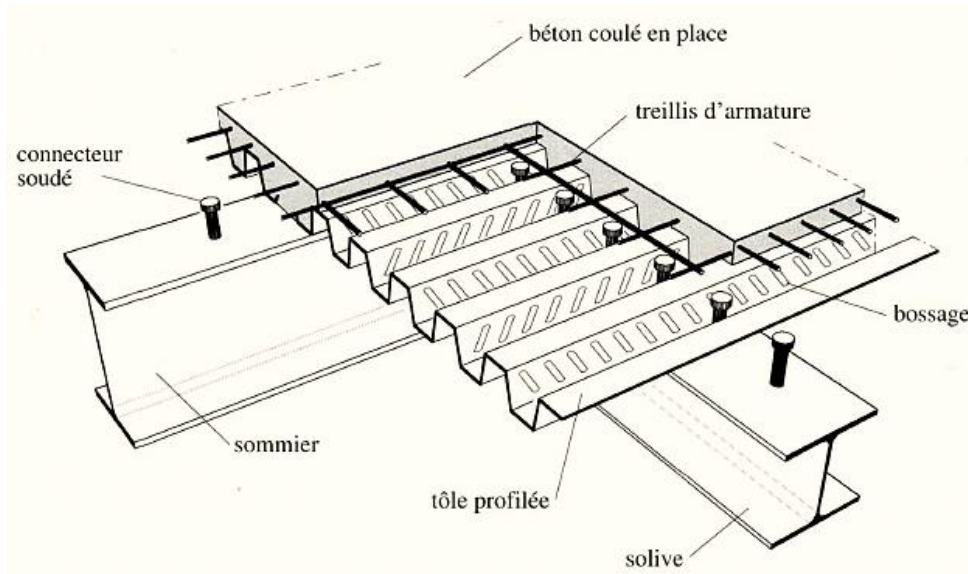


Figure II-13 : Plancher mixte avec connecteurs acier-béton [26].

II.4 Les poteaux

Dans les ossatures métalliques, les poteaux doivent reprendre des efforts de compression, de flexion due au vent et résister au flambement. Leur section doit présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Les poteaux constituant les montants de portique sont également sollicités en flexion.

II.4.1 Les profilées métalliques

Les profilés laminés les plus utilisés comme poteaux dans la construction des ossatures en acier sont de type I ou en H (*Figure II-14 (a)*). Ils sont très bien adaptés pour assembler des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les positions de la section sont accessibles pour le boulonnage.

Les profilés de type IPE sont utilisés lorsque les efforts sont relativement faibles, des profilés HE pour les efforts à moyenne intensité. Des profilés HE renforcés par des fers plats soudés, des profilés HD, des profils composés à âme pleine (*Figure II-14 (b)*) ou des profils caissonnés (*Figure II-14 (c)*), sont utilisés pour les efforts importants. Il est également possible d'utiliser des profils creux ronds, carrés ou rectangulaires (*Figure II-14 (d)*), par conséquent l'assemblage des poutres sera plus compliqué [26].

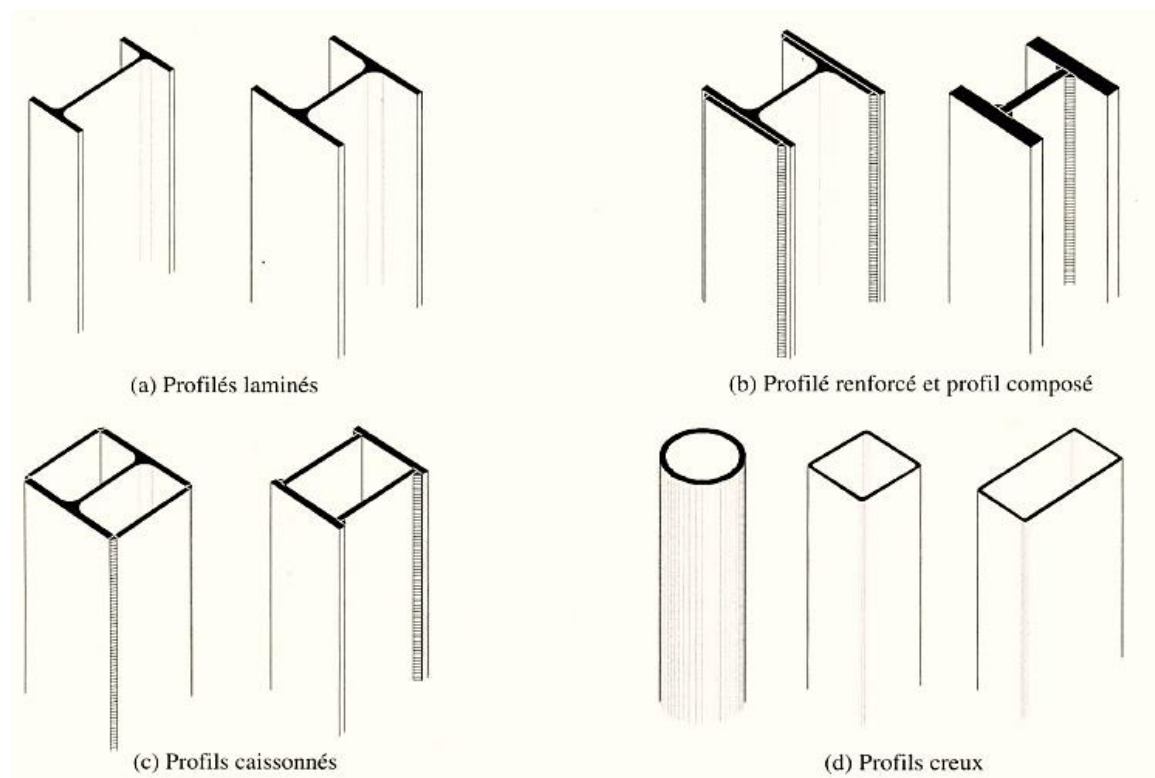


Figure II-14 : Différents types de poteaux métalliques [26].

II.4.2 Poteaux mixtes

Les poteaux mixtes acier-béton sont largement utilisés et constituent une alternative intéressante aux poteaux en acier ou en béton armé en raison de :

- Grande capacité de supporter les charges (de compression ou de flexion)
- Utilisation complète des matériaux,
- Une rigidité et ductilité importante
- Une grande capacité d'absorption d'énergie

Les sections utilisées sont multiples (*figure II-15*) et permettent au concepteur de varier à loisir les formes, les dispositions respectives des deux matériaux acier et bétons et l'aspect extérieur. On peut distinguer [26] :

- Les profilés métalliques partiellement enrobés de béton (*Figure II-15 (a)*).
- Les profilés ou sections pleines totalement enrobés de béton avec armatures longitudinales et étriers (*Figure II-15 (b)*).
- Les profils creux remplis de béton, armés ou non (*Figure II-15 (c)*).
- Les profils creux avec noyau métallique (section pleine ou barres d'armature groupées) enrobé de béton (*Figure II-15 (d)*).

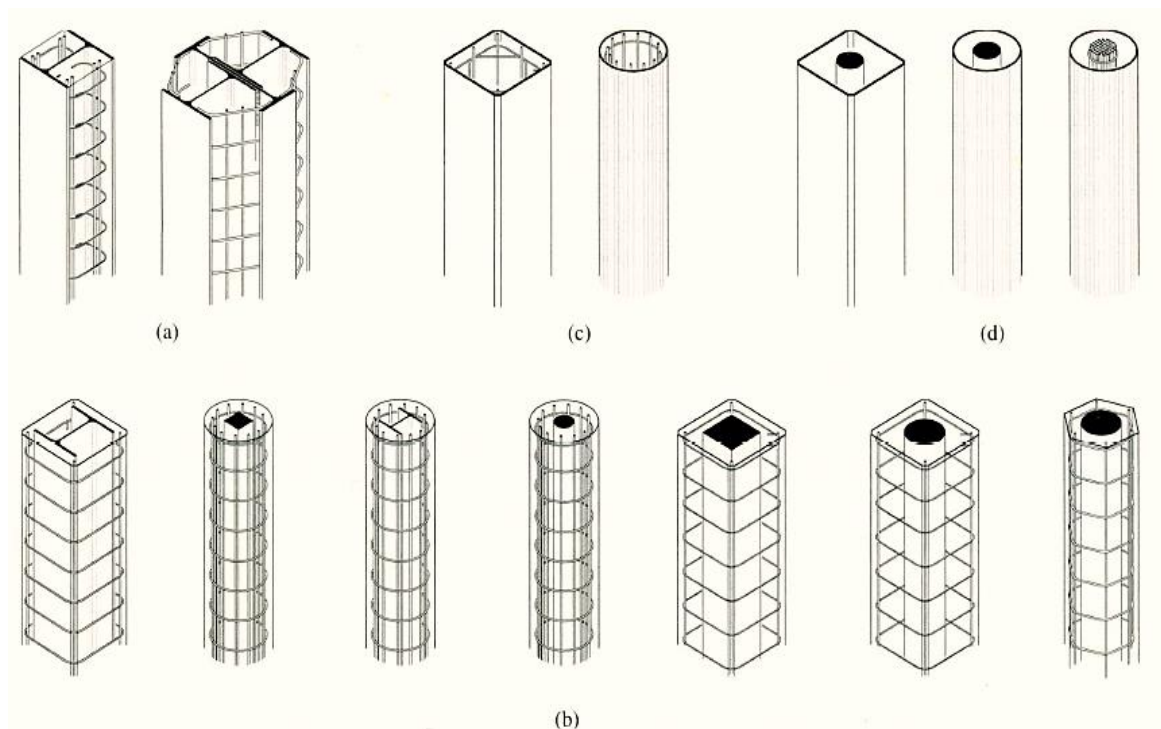


Figure II-15 : Types de poteaux mixtes acier-béton [26].

II.5 Les assemblages

II.5.1 Assemblage solive-sommier (poutre-poutre)

Les assemblages réalisés entre les solives et les sommiers sont de type articulé ou rigide. Dans le cas d'une articulation, les solives sont isostatiques et l'assemblage doit transmettre la réaction d'appui de la solive vers le sommier. Le type d'assemblage dépend des hauteurs supérieures des semelles et de la hauteur correspondante des sommiers (poutre principale) [26].

Si la solive est moins basse que la poutre et que les semelles supérieures ne sont pas alignées, la solive peut être vissée entre les semelles de la poutre, et ce à travers la fixation de l'âme de la solive par un gousset soudé (*Figure II-16 (a)*) ou à une double cornière.

Si les semelles sont alignées, la solive doit être découpée ; la *Figure II-16 (b)* montre une telle solution avec une double cornière fixée à l'âme du sommier.

L'assemblage de ces deux variantes peut, dans des cas très particuliers, présenter quelques difficultés lorsque les solives doivent être enfilées entre les sommiers. La solution présentée à la *Figure II-16 (d)*, dans laquelle les solives sont fixées au sommier avec des raidisseurs et des couvre-joints, peut être préférée. Cependant, cette solution est beaucoup moins économique que les deux précédentes [26].

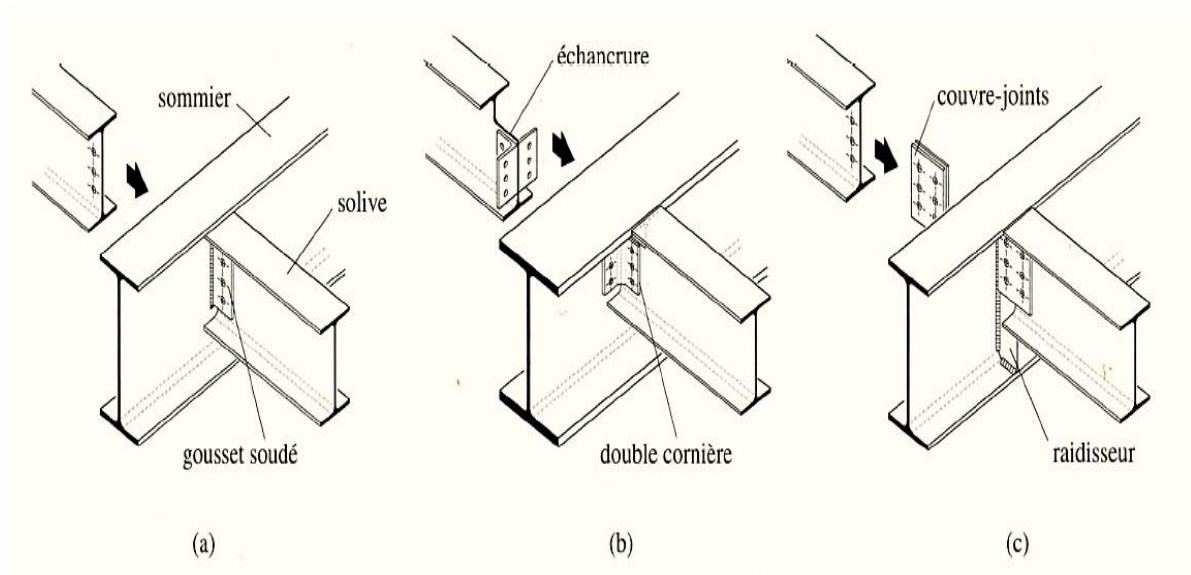


Figure II-16 : Assemblages solive-sommier [26]

II.5.2 Assemblage poutre-poteau en acier

Les liaisons entre poutres et poteaux jouent un rôle important dans la stabilisation globale d'un portique. Elles doivent être simples, et être réalisées autant que possible en atelier, afin de minimiser les travaux sur site. Pour des raisons économiques, ces assemblages sont généralement réalisés avec des boulons.

Les assemblages articulés sont capables de transmettre les forces internes, sans développer de moments significatifs qui peuvent influencer négativement les éléments ou la structure dans son ensemble. Les assemblages les plus courants utilisent l'âme des poutres comme liaison avec le poteau :

- Assemblage par double cornière boulonnée sur l'âme de la poutre et sur l'aile ou l'âme du poteau (*Figure II-17 (a)*).

- Assemblage par plaque frontale partielle soudée à l'extrémité de la poutre et boulonnée sur l'aile ou l'âme du poteau (**Figure II-17 (b)**) [26].

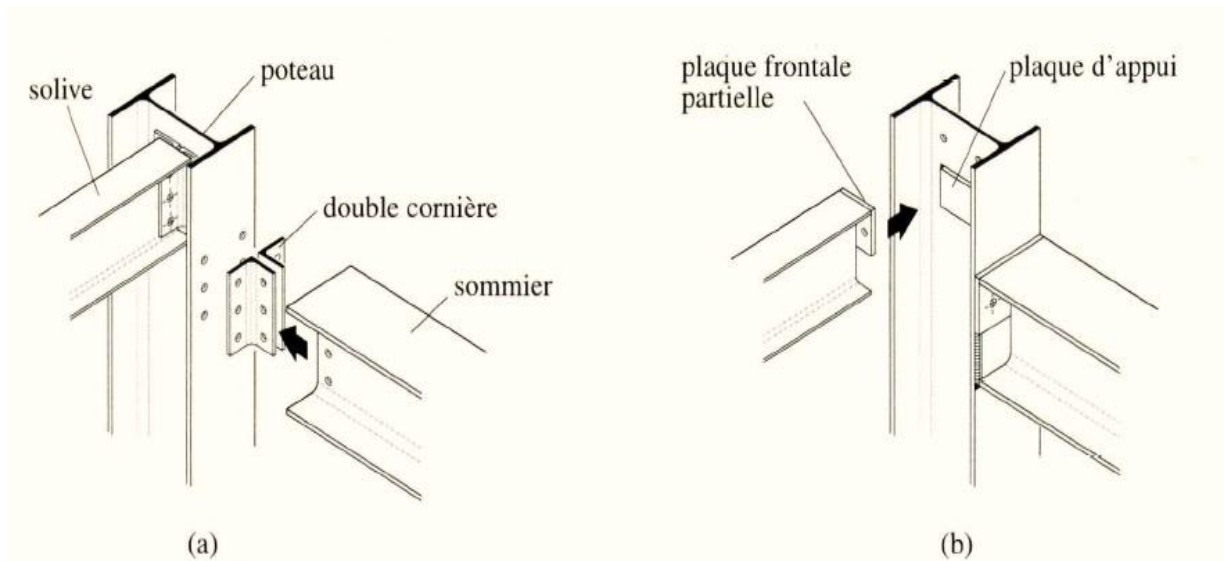


Figure II-17 : Assemblage poutre poteau articulé [26].

Les assemblages rigides servent à transmettre des moments de flexion entre poutre et poteau. Ils doivent garantir qu'aucune rotation ne se produise entre les éléments assemblés. C'est pourquoi ils sont plus compliqués à réaliser que les assemblages articulés. Parmi les nombreuses variantes possibles, on distingue essentiellement entre assemblages boulonnés (**Figure II-18 (a) et (b)**), et assemblages soudés (**Figure II-18 (c) et (d)**) [26] :

- Liaison boulonnée par plaque frontale : le travail de soudage et de perçage est effectué en atelier, ce qui permet de réaliser un montage par simple boulonnage. Les écarts de fabrication peuvent toutefois créer des difficultés au montage. Si le moment de flexion à transmettre par l'assemblage est important, des raidisseurs peuvent s'avérer nécessaires pour l'introduction des efforts dans le poteau. En cas de poteau intérieur avec poutres de part et d'autre, ces raidisseurs relient les deux ailes du poteau.
- Liaison par soudage : cette liaison est conçue pour être réalisée en atelier ; si le soudage a lieu sur le chantier, il faut alors prévoir un boulonnage provisoire lors de la mise en place de la poutre et pendant le soudage.

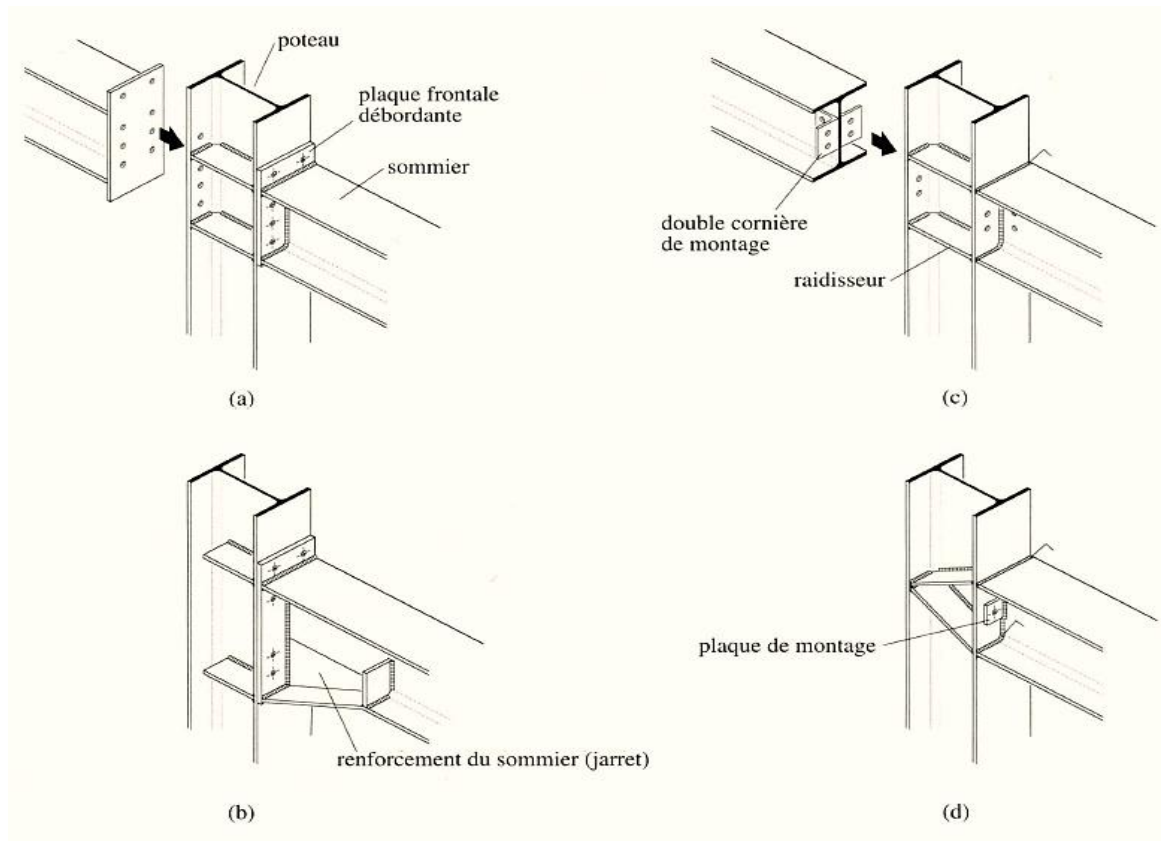


Figure II-18 : Assemblage poutre poteau rigide

II.5.3 Assemblage poutre-poteau mixte

Les assemblages mixtes ont été développés à partir des assemblages en acier et sont conçus selon des procédures similaires. Un assemblage est dit « mixte » s'il se compose nécessairement d'un élément structural mixte (par ex. une poutre) et de tout autre élément structural (par ex. un poteau), les armatures dans le béton étant conçues et calculées pour contribuer à la rigidité et à la résistance de l'assemblage. Quelques configurations d'assemblage mixte poutre-poteau sont représentés sur la *figure II-19* [30].

Dans le premier cas les assemblages représentés dans la (*Figure II-19 (a), (b) et (c)*), ils sont considérés comme semi-rigides ; d'où les armatures de la dalle continue permettent d'influencer favorablement leur comportement. Dans le second cas (*Figure II-19 (d) et (e)*), la dalle est interrompue, la continuité n'étant pas souhaitée ; l'assemblage est alors assimilé à une articulation. Dans le dernier cas (*Figure II-19 (f) et (j)*), la continuité de la dalle est assurée par l'armature, l'assemblage comporte des raidisseurs d'âme de poteau ; est considéré donc comme rigide.

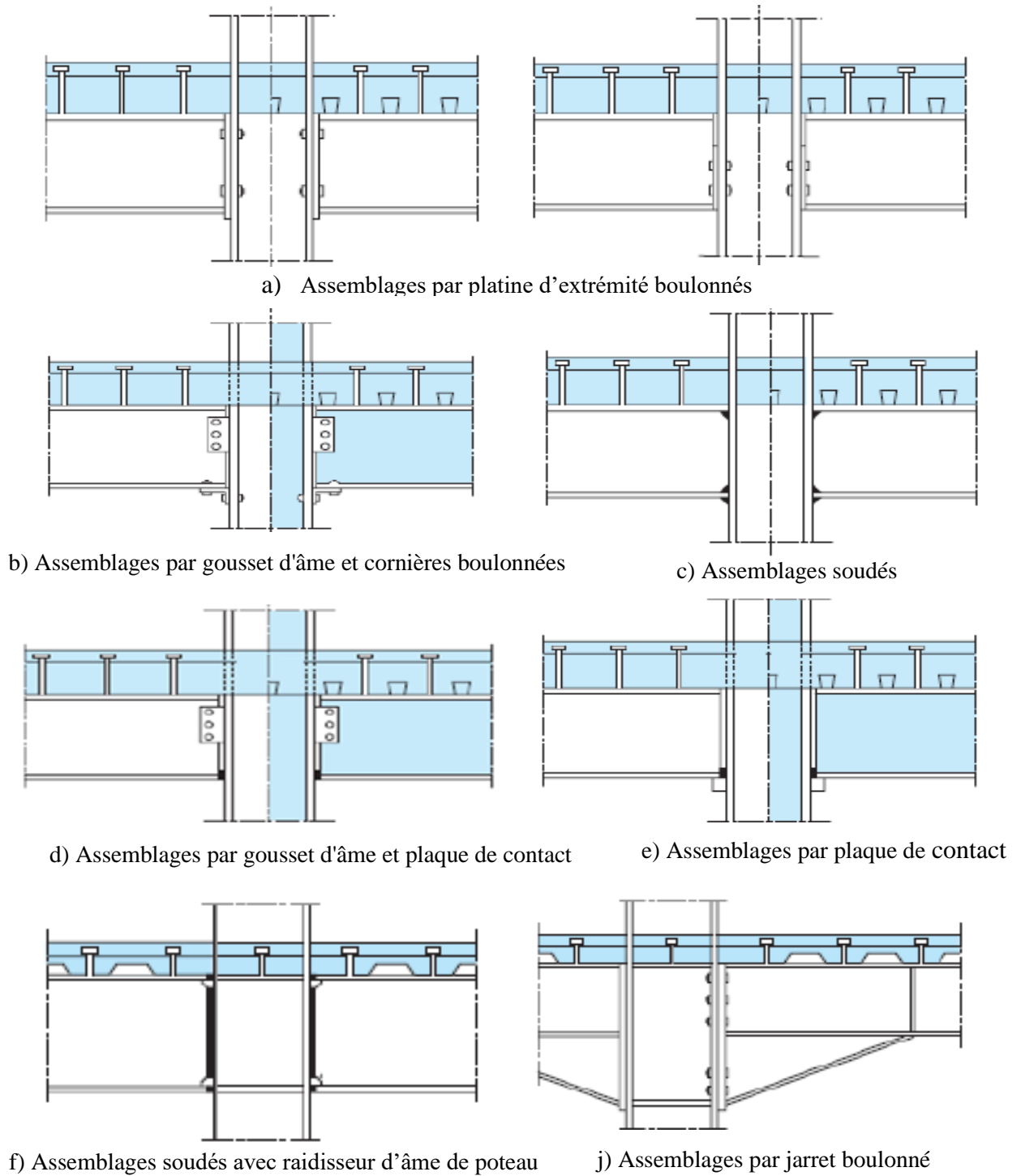


Figure II-19 : Types usuels d'assemblages mixtes de type poutre-poteau [30].

II.5.4 Assemblage pied de poteau

Dans le cas des pieds de poteaux articulés, la platine de base est destinée à transmettre les efforts du poteau en acier vers le béton. Par conséquent des armatures importantes sont présentées dans la dalle au niveau du pied de poteau (*Figure II-20 (a)*), la plaque de base ne peut pas être noyée dans la dalle, mais dans l'épaisseur de la chape. Si les charges à transférer

sont élevées, des plaques de base épaisses sont utilisées, plus rarement des plaques raidies (*Figure II-20 (b)*). Dans le cas des pieds de poteaux encastrés (*Figure II-20 (c)*), la sous-structure en béton armé doit être conçue pour recevoir les ancrages nécessaires [26].

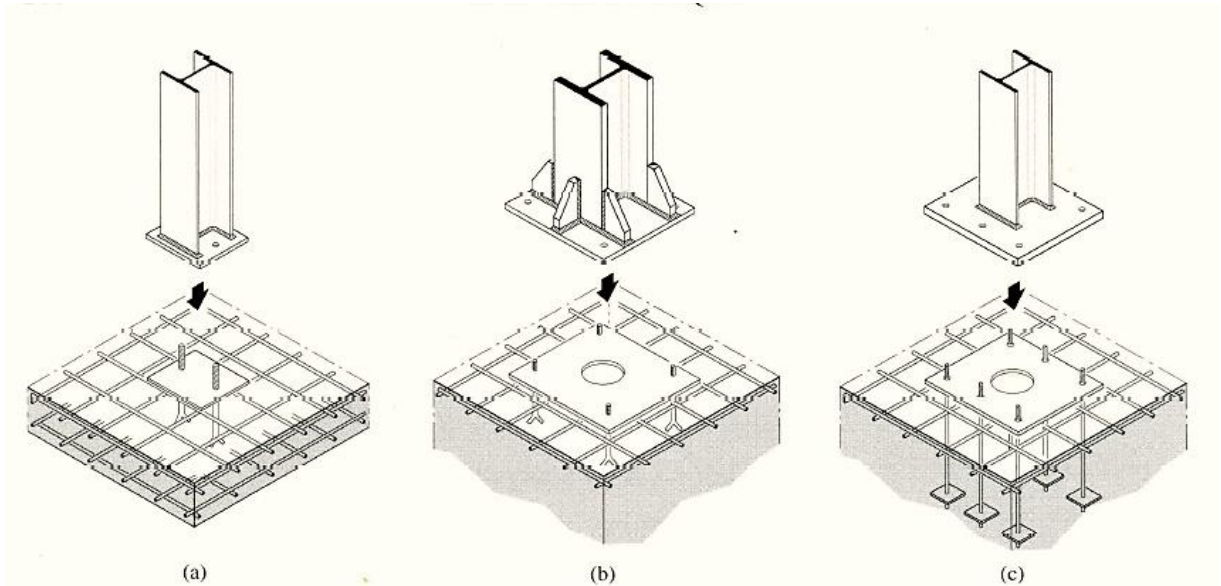


Figure II-20 : Assemblage pieds de poteaux [26]

II.6 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre différents systèmes porteurs et de stabilisation des bâtiments qu'il est possible de concevoir avec les produits en acier existant sur le marché. Les ossatures du bâtiment comportent en particulier des éléments structuraux orientés selon trois directions : des poteaux selon la verticale et deux réseaux de poutres horizontales, disposés le plus souvent orthogonalement. Les poutres ont pour fonction essentielle de supporter le poids des dalles et les charges utiles tandis que les poteaux, qui supportent les poutres, doivent reporter ces charges de gravité vers les fondations. Les assemblages poutres-poteaux jouent un rôle important dans la stabilisation globale des bâtiments. Dans le chapitre suivant nous mettrons en évidence les principes de la caractérisation du comportement réel des assemblages poutre-poteau.

CHAPITRE-III

CARACTÉRISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES (POUTRE MIXTE - POTEAU MÉTALLIQUE)

III.1 Introduction

L'assemblage est un dispositif de liaison qui permet de relier et solidariser plusieurs pièces entre elles en assurant la répartition des différentes sollicitations (N_{sd} , M_{sd} et V_{sd}) entre les éléments assemblés sans générer de sollicitations parasites. Selon l'Eurocode 4 [3]. Un assemblage est considéré comme mixte lorsqu'il assemble des éléments mixtes dans lesquels les armatures longitudinales de la dalle en béton sont destinées à contribuer à la résistance et la rigidité d'assemblage. On sait que le fait de supposer, pour des raisons de simplicité, que ces assemblages sont parfaitement articulés ou entièrement rigides peut entraîner des erreurs considérables dans les analyses des structures en aciers ou mixtes. Cependant, une approche plus réaliste pour la conception des portiques semi-rigides n'a pas été largement adoptée par les ingénieurs praticiens. Cela peut être dû à plusieurs obstacles, notamment la complexité des méthodes proposées pour la détermination des relations moment-rotation qui caractérise le comportement des assemblages semi-rigides.

Dans la première partie de ce chapitre, plusieurs essais expérimentaux réalisés sur des assemblages (poutre-poteau) en acier et mixtes sont illustrés. La seconde partie est consacrée pour la présentation de la méthode des composantes, qui permet de caractériser le comportement réel des assemblages mixtes. Finalement une étude de caractérisation effectuée sur les configurations des assemblages mixtes les plus utilisés dans la conception des bâtiments à ossature métallique, et ce à travers un logiciel (COP 2) de calcul selon la méthode des composantes proposer par les Eurocodes.

III.1 Comportement des assemblages

Le comportement d'un assemblage en acier ou mixte est caractérisé par une courbe moment-rotation, qui exprime le moment en fonction de l'angle entre la poutre et le poteau. La courbe moment-rotation des assemblages poutre-poteau comprend trois segments, à savoir le stade élastique, le stade plastique et le stade d'écroûissage (*Figure III.1*).

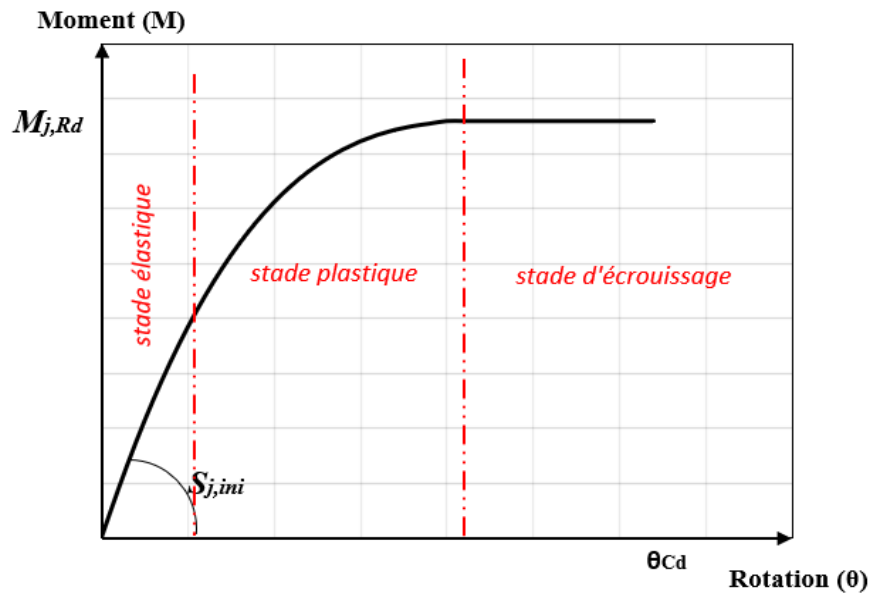


Figure III-1 : Le comportement moment rotation des assemblages (Poutre-Poteau)

Il est bien connu que les essais expérimentaux sont le meilleur moyen pour déterminer la courbe moment-rotation réelle des assemblages. Cependant, cette méthode est très coûteuse et demande beaucoup de temps, est parfois peu pratique. Néanmoins, dans certains cas où les structures sont très importantes, la phase expérimentale est essentielle pour une étude complète et fiable du système structurel. D'autre part, les progrès de la technologie informatique, ainsi que le développement substantiel des approches analytiques pour prédire le comportement moment-rotation des assemblages, font une alternative potentielle aux tests expérimentaux approfondis. Plusieurs approches analytiques existent dans la littérature pour prédire le comportement d'un assemblage semi-rigide. Ces approches peuvent être classées en trois catégories principales :

- Modèles mathématiques : basés sur l'ajustement des courbes aux résultats d'essais disponibles
- Modèles d'éléments finis 2D et 3D
- Modèles mécaniques basés sur les composants.

III.2 Essais expérimentaux réalisés sur les assemblages poutre-poteau

Une comparaison de la résistance et de la rigidité de trois types d'assemblages unilatéraux d'utilisation courante en construction métallique est effectuée par Janss 1988 [31]. Il s'agit d'assemblages par platine d'about, par cornières d'âme et par cornières de semelles (**Figure III-2**). Les auteurs ont montré que l'assemblage par platine d'about donne une rigidité et une résistance plus élevées en comparaison avec d'autres assemblages testés.

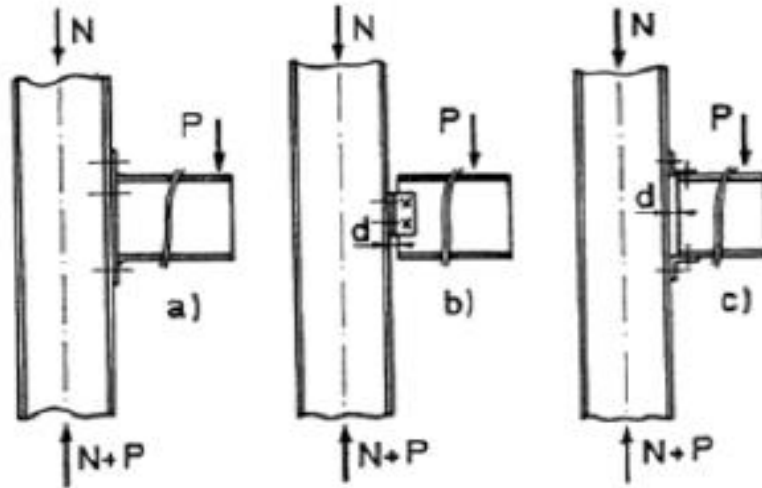
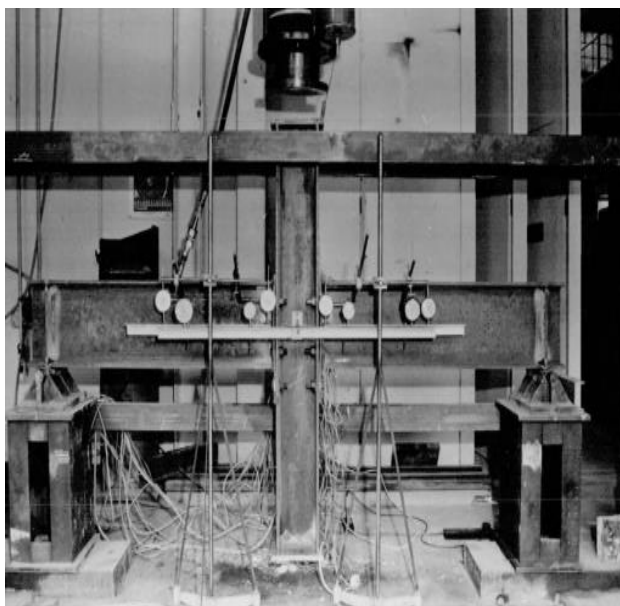
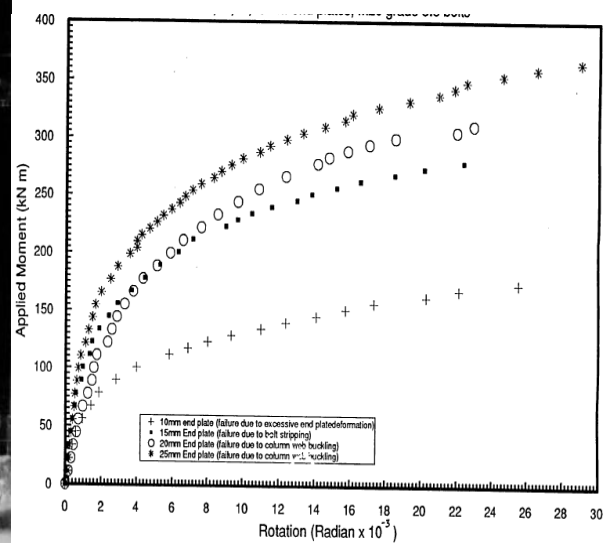


Figure III-2 : Les types d'assemblage étudiés par Janss 1988 [31]

Mohammad Bahrami (1991) [32] a réalisé une série de douze essais sur des assemblages en acier par platine d'extrémité débordante afin de vérifier la précision des modèles de calcul par éléments finis, et ce par la comparaison des résultats expérimentaux à ceux numériques. L'étude expérimentale a consisté à étudier l'influence des paramètres suivants : l'épaisseur de la semelle et l'âme du poteau, l'épaisseur de la platine d'extrémité ainsi que les dimensions de la poutre et le poteau sur le comportement moment-rotation des assemblages. La **Figure III-3** montre la configuration générale des spécimens ainsi que le comportement moment-rotation de 4 types de spécimens.



(a)



(b)

Figure III-3 : a) la configuration générale des spécimens. b) le comportement moment-rotation de 4 types d'assemblage étudiés par Mohammad Bahrami (1991) [32]

Richard Liew et autre (2000) [33] ont réalisé des essais sur six assemblages mixtes poutre-poteau à échelle réelle. Ces assemblages sont constitués par une platine soudée à l'extrémité de la poutre et boulonnée à la semelle du poteau. La section de la poutre en acier et la dalle en béton sont identiques pour les six spécimens. Trois types de poteaux sont utilisés : acier nu, poteaux partiellement enrobés et poteaux entièrement enrobés. Autres variables ont été abordées à savoir : la section des armatures de la dalle et la présence des raidisseurs dans l'âme du poteau. La **Figure III-4** montre deux types de spécimens après défaillance ainsi leur comportement moment-rotation.

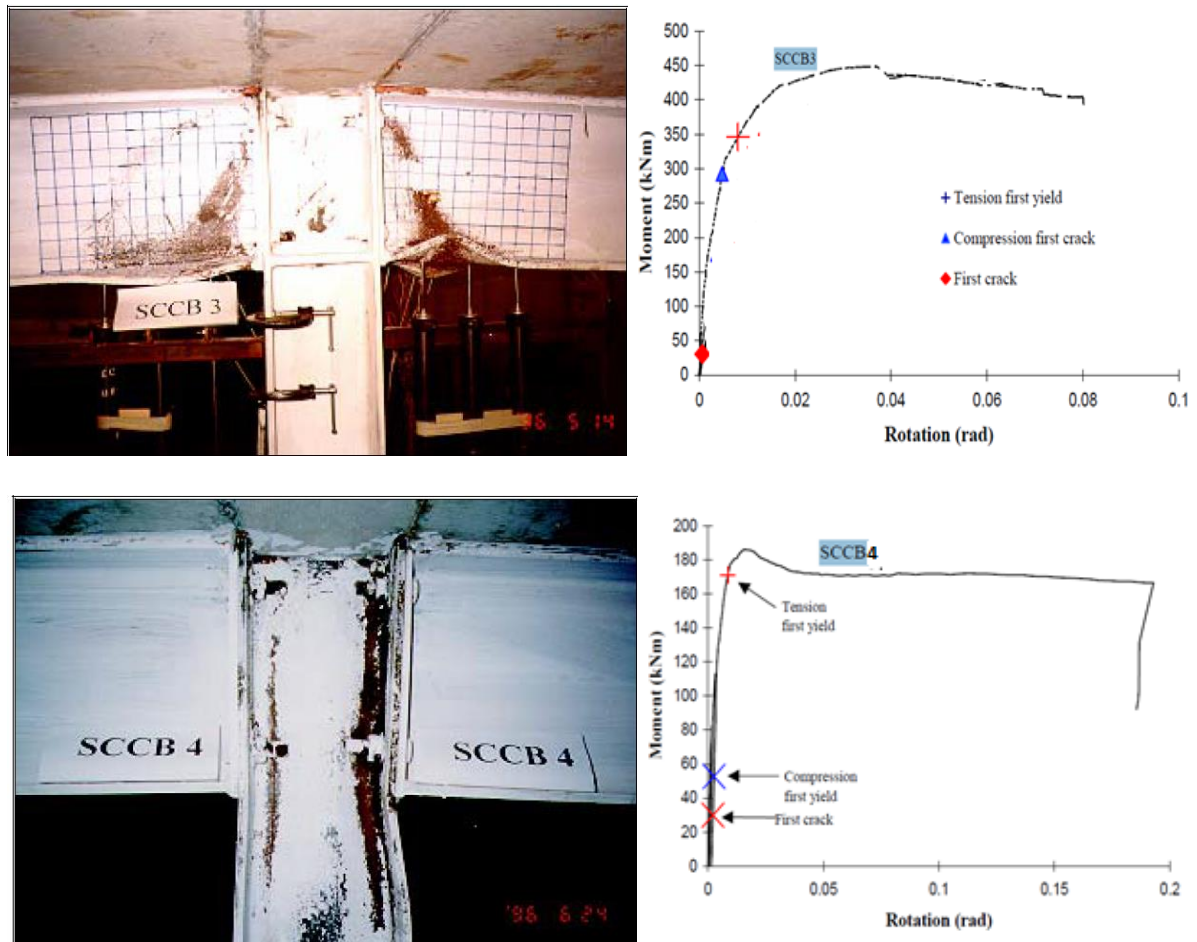


Figure III-4 : Deux types d'assemblage et leur courbe de moment-rotation étudié par Liew [33]

Egor Popov et autre (2002) [34] ont étudié la réponse cyclique de deux assemblages extérieurs en acier à échelle réelle. Les assemblages sont de type poutre-poteau, boulonnés par gousset d'âme et des tiges en T symétrique de géométrie différente, sur la semelle inférieure et supérieure de la poutre. La **Figure III-5** montre la configuration générale des spécimens ainsi le comportement cyclique moment-rotation d'un type de spécimen.

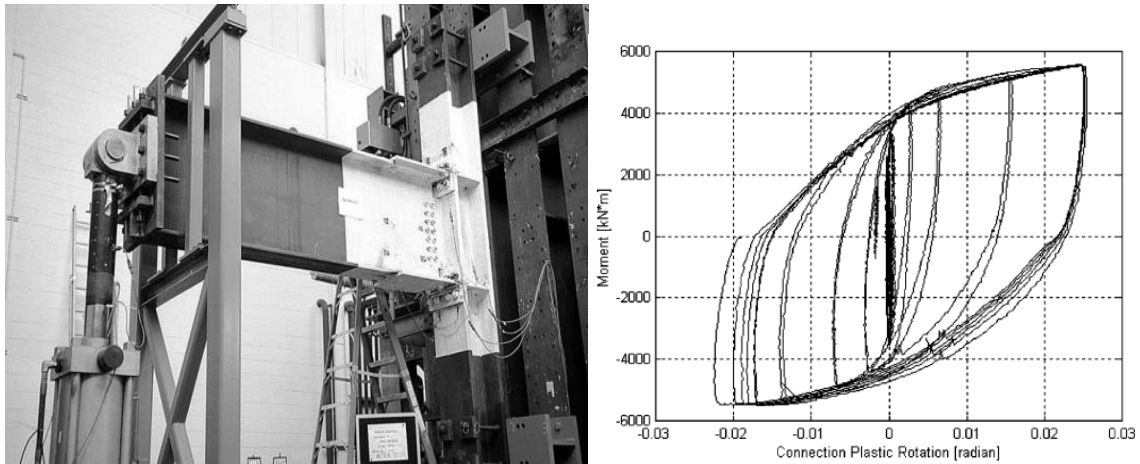
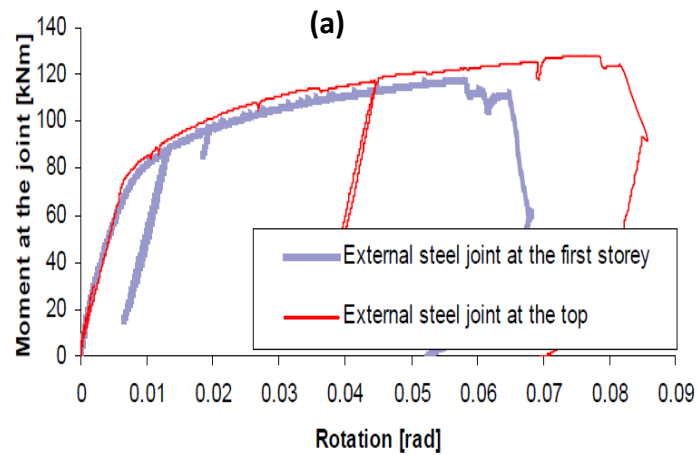


Figure III-5 : La configuration générale des spécimens ainsi le comportement moment-rotation d'un type de spécimen Egor Popov et autre (2002) [34]

Demonceau et Jaspart (2003) [35] ont réalisé quatre essais sur des assemblages d'extrémité en acier et mixte sous charge statique et cyclique. Le but de cette investigation est de déterminer le comportement réel des assemblages de type poutre-poteau. La **Figure III-6** montre la configuration de deux types de spécimens ainsi leur comportement moment-rotation.



(b)

Figure III-6 : a) La configuration des spécimens. b) comportement moment-rotation [35]

Richard Liew et autre (2003) [36] ont effectué également 8 essais sur des assemblages mixtes (poutre-poteau) sous des charges inversées, de façon qu'un côté de l'assemblage soit soumis à un moment négatif et l'autre côté à un moment positif. Les assemblages poutre-poteau sont réalisés par une platine d'extrémité boulonnée, avec ou sans jarret. Les poteaux sont soit en acier nu, soit renforcé par des tôles de renfort, soit partiellement enrobés en béton. Les relations moment-rotation de trois types d'assemblages ainsi leur configuration après défaillance sont présentés dans la *Figure III-7*.

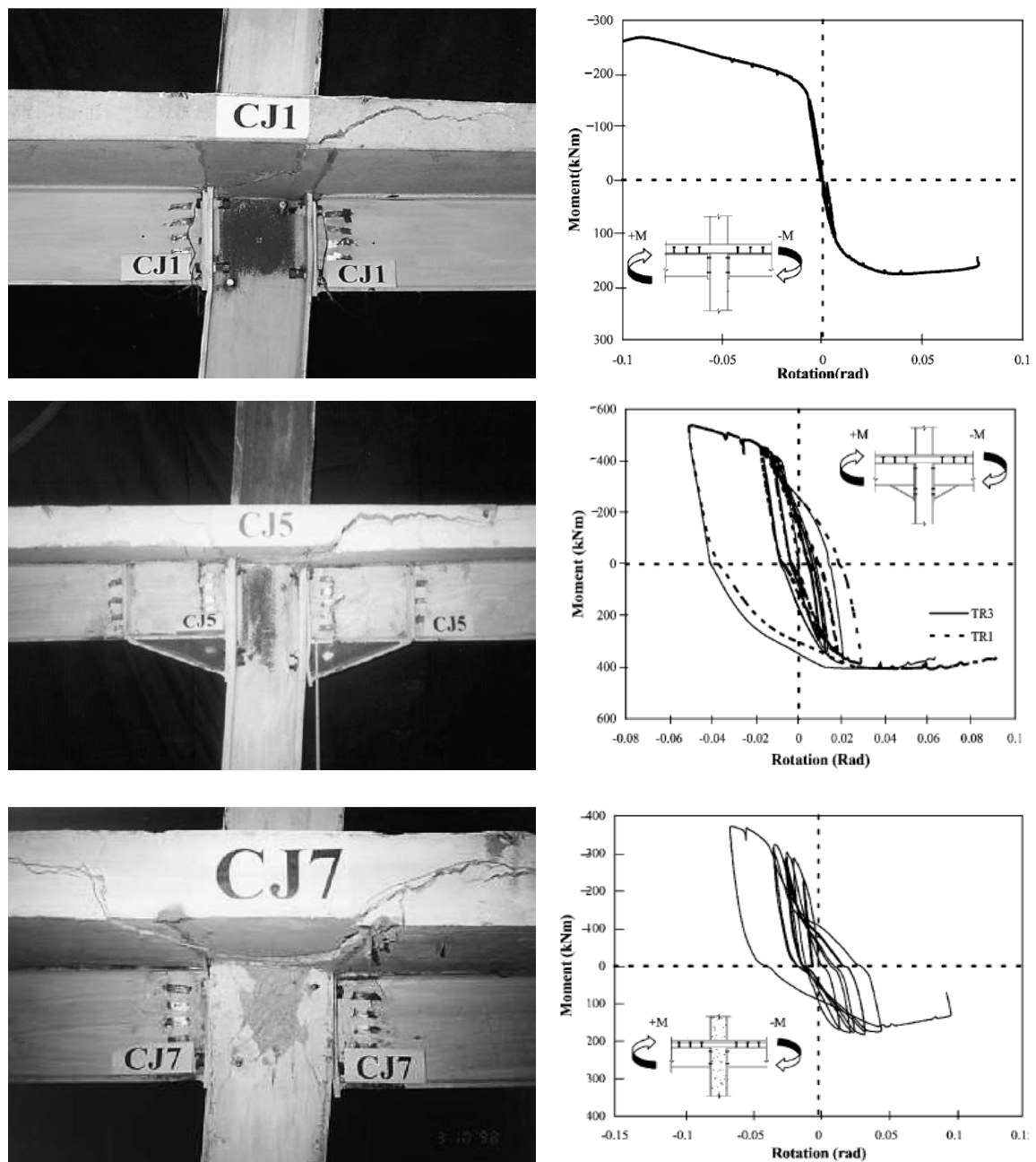


Figure III-7 : configuration de trois types d'assemblages après défaillance ainsi leur courbe moment-rotation Liew (2003) [36]

Fu et Lam (2005) [37] ont effectué 8 essais à échelle réelle sur des assemblages mixtes semi-rigides avec des poutres en acier et des dalles creuses préfabriquées. Les paramètres étudiés sont, l'espacement des goujons, la section des armatures longitudinales et l'épaisseur de la dalle. Sur la base des résultats expérimentaux, ils ont proposé une méthode simplifiée permettant de prédire la rotation et le moment résistant de ce type d'assemblage. Le comportement moment-rotation des assemblages mixtes semi-rigides ainsi la configuration générale des spécimens sont présentés dans la **Figure III-8**.

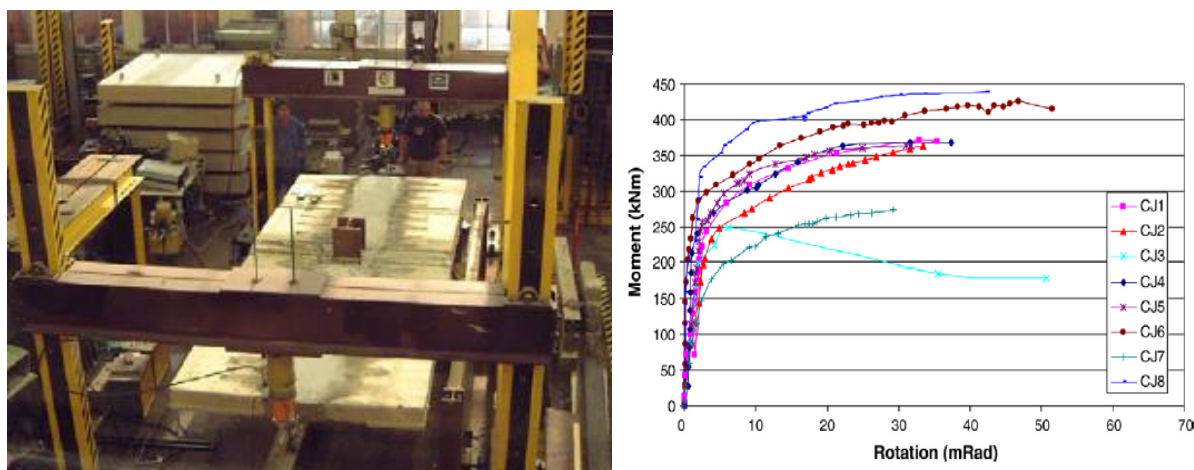


Figure III-8 : La configuration générale des spécimens ainsi leur comportement moment-rotation [37]

Shi et autre (2007) [38] ont examiné le comportement sous chargements cycliques d'une série de huit spécimens d'assemblages par platine d'about débordante boulonnée. Les paramètres étudiés étaient l'épaisseur de la platine d'about, le diamètre des boulons, le renfort de la platine d'about débordante, le renfort du poteau. Les résultats indiquent que les assemblages avec platine d'about débordante présentent une grande rigidité, et ductilité ainsi une capacité de dissipation d'énergie importante. La **Figure III9** montre une configuration d'un spécimen et leur comportement moment rotation sous chargement cyclique.

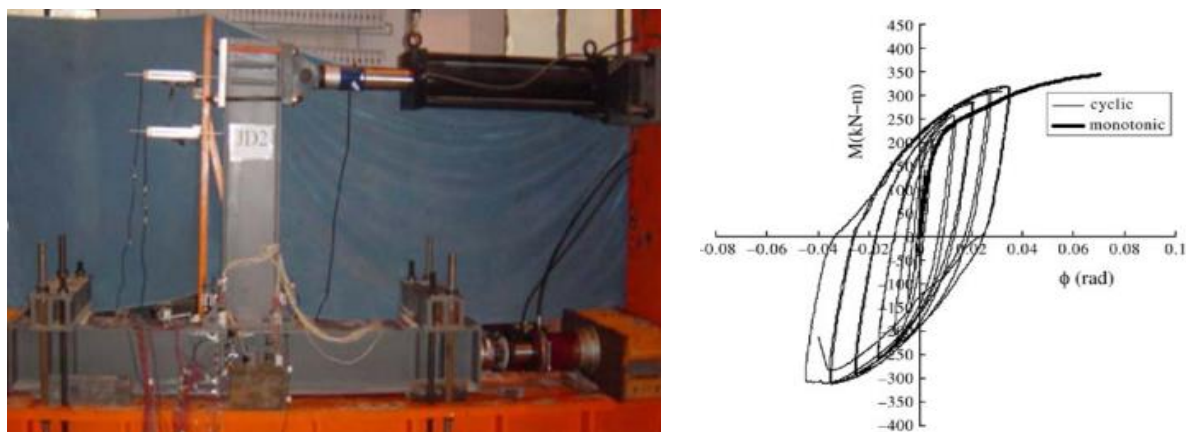


Figure III-9 : Spécimen d'essai et leur comportement moment-rotation Shi et autre (2007) [38]

Abdolreza Ataei et autre (2015) [39] ont menés des essais à échelle réelle sur quatre assemblages mixtes (poutre-poteau) semi-rigides avec platine d'extrémité. Le comportement des assemblages poutre-poteau (*Figure III-11*) est évalué sous une charge statique augmentant de façon monotone. L'influence de la dalle en béton préfabriqué et les connecteurs de cisaillement boulonnés, ainsi que le degré de la connexion, sur la performance des assemblages sont étudiés.

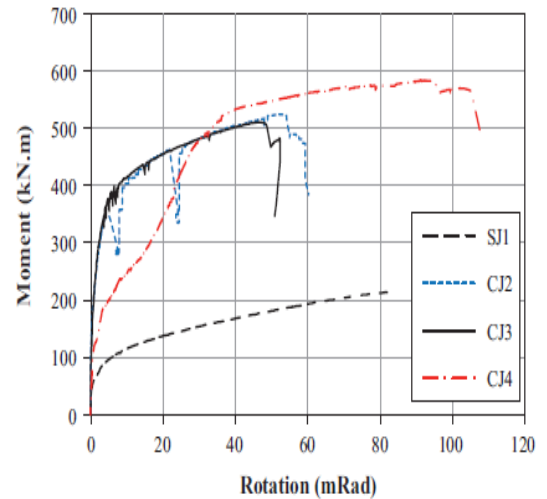


Figure III-10 : Courbes moment-rotation des spécimens étudiés par Abdolreza Ataei [39]

Wioleta et Marian (2016) [40] ont réalisé des études expérimentales sur des assemblages mixtes poutre-poteau. L'objectif de ces tests est d'observer les modes de défaillance possibles des assemblages et de faire une comparaison entre les résultats obtenus exprimés en termes de comportement moment-rotation (*Figure III-10*).

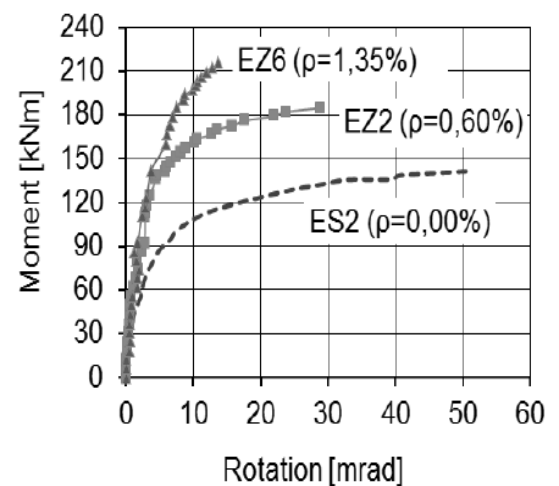
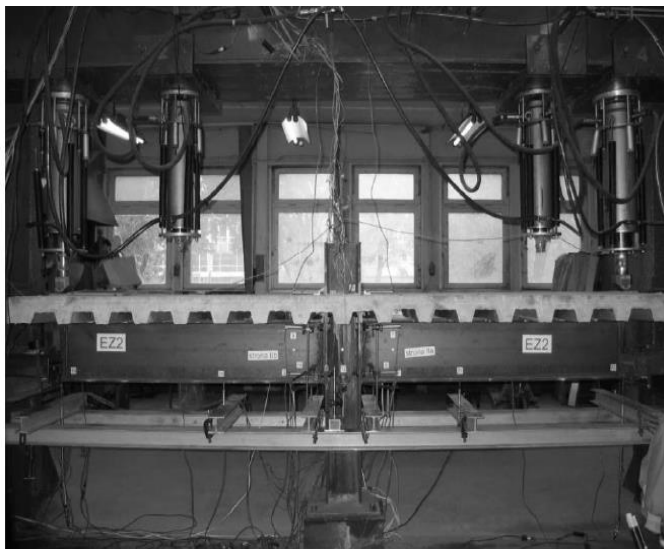


Figure III-11 : Courbes de moment-rotation des assembla étudié par Wioleta et Marian (2016) [40]

III.3 Caractérisation de comportement des assemblages (poutre-poteau) par la méthode des composantes

Le comportement rotationnel des assemblages poutre-poteau est caractérisé par trois paramètres clés à savoir la rigidité initial $S_{j,ini}$, le moment résistant M_{Rd} et la capacité de rotation θ_{Cd} . La méthode des composantes proposée par nombreux codes de conception, en particulier dans l'Eurocode 3 Annexe J [41] et dans l'Eurocode 4 [3], constitue actuellement la plus fiable approche utilisée pour le concepteur afin de déterminer les paramètres clés des assemblages mixtes. Dans cette méthode, la configuration compliquée de l'assemblage est décomposée en composantes axiales simples.

Chaque composante forme une identité dans l'assemblage (voir *Figure III-12*). Le comportement mécanique de toutes ces composantes est étudié séparément.

Chacun de ces composants de base possède sa propre résistance et rigidité, que ce soit en traction, en compression ou en cisaillement. L'âme du poteau est soumise à la fois à la compression, à la traction et au cisaillement. L'application de la méthode nécessite les étapes suivantes :

- Identification des composantes actives contribuant dans le comportement moment-rotation de l'assemblage, dites composantes de base
- Évaluation individuelle des caractéristiques de rigidité et de résistance pour chaque composante de base
- Assemblage de toutes les composantes de base et l'évaluation des caractéristiques de rigidité et de résistance de l'ensemble de l'assemblage.

III.3.1 Identification des composantes

L'Eurocode-3, définit une composante de l'assemblage comme une partie spécifique de celui-ci dont la contribution est identifiée à une ou plusieurs propriétés mécaniques. Lors de l'identification des composantes, il est possible de distinguer celles en traction, en compression, en flexion et en cisaillement. Chaque une de ces composantes est modélisée à l'aide d'un ressort en translation. La *Figure III-12* représente les régions des différentes sollicitations qui existent au niveau de l'assemblage et les zones constituant l'assemblage [42].

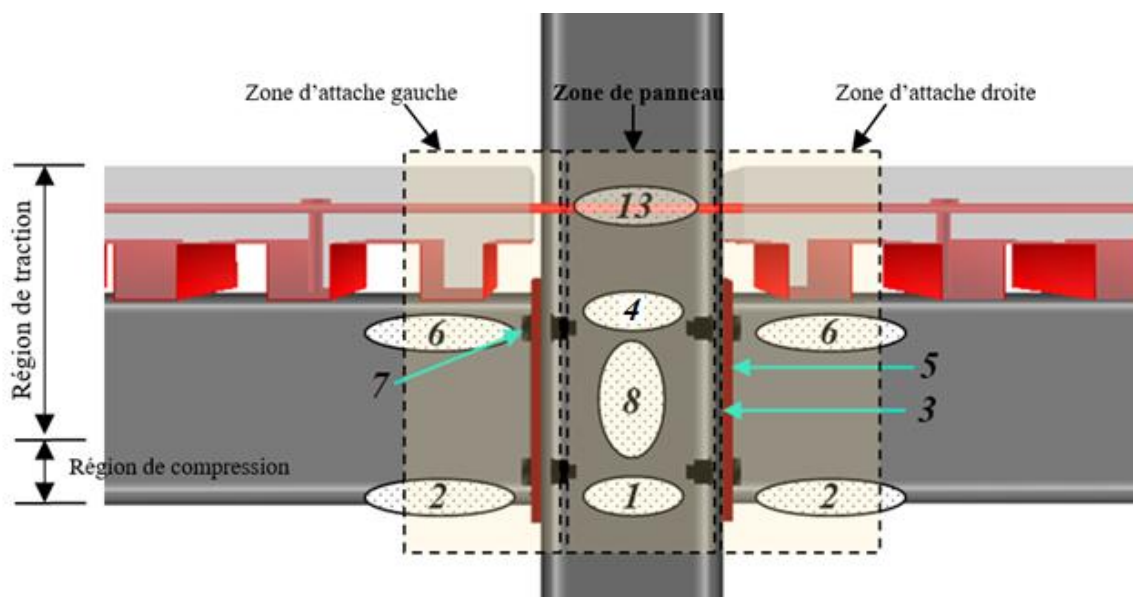


Figure III-12 : Régions et zones d'un assemblage mixte type poutre-poteau

Dans le **tableau IV.1** sont identifiées les composantes et les sollicitations auxquelles elles sont soumises pour chaque région de l'assemblage.

Tableau III-1: Régions et composantes correspondantes d'un assemblage mixte

N°	RÉGION	COMPOSANTE
01	Région de compression	1-âme de poteau en compression 2- âme et semelle de la poutre en compression
02	Région de traction	3- semelle du poteau en flexion 4- âme du poteau en traction 5- Platine d'extrémité en flexion. 6- âme de la poutre en traction. 7- boulons en traction.
03	Région en cisaillement	8- Panneau d'âme du poteau en cisaillement.
Pour les assemblages mixtes des composantes complémentaires sont ajoutées aux composantes de base telle que : Les armatures longitudinales de la dalle en traction.		

III.3.2 Caractérisation des composantes

Le modèle des composantes est basé sur les courbes de force-déplacement des composantes individuelles, qu'il convient de déterminer, de nouveau cela peut être fait à des niveaux différents d'exactitude, employant des outils différents, comme des essais sur les composantes (approche expérimentale), simulation par éléments finis (approche numérique) ou modèle analytique mécanique. Les caractéristiques des composantes données ci-après sont basées sur cette dernière approche. Des modèles mécaniques décrivant la

réponse de composantes de base ont été développés dans plusieurs centres de recherches et validés par des résultats d'essais sur les composantes fournissant les propriétés suivantes :

- Résistance de calcul $F_{Rd,i}$.
- La rigidité initiale en translation $K_i = F/EW$

Avec

W : est la déformation de la composante.

- Capacité de déformation à la résistance de calcul $W_{Rd,i}$

Où i est le N° de la composante.

III.3.3 Assemblage des composantes

Le passage des relations force-déplacement de composantes individuelles à la courbe (moment-rotation) de l'assemblage s'obtient en satisfaisant aux exigences de compatibilité et d'équilibre, ainsi qu'aux limitations de résistance et de capacité de déformation [43].

Suivant le niveau de précision désiré, l'assemblage des composantes peut mener. Soit aux seules propriétés clés de l'assemblage, soit à l'ensemble de la courbe de comportement ($M - \theta$).

Puisque le modèle de composantes sophistiqué nécessite des boucles itératives suite à l'interaction complexe, les Eurocodes proposent le modèle de composante simplifié où la somme des ressorts de composantes de base est déduite en ajoutant pas à pas les ressorts agissant en parallèle ou en série (*Figure III-13 et III-14*).

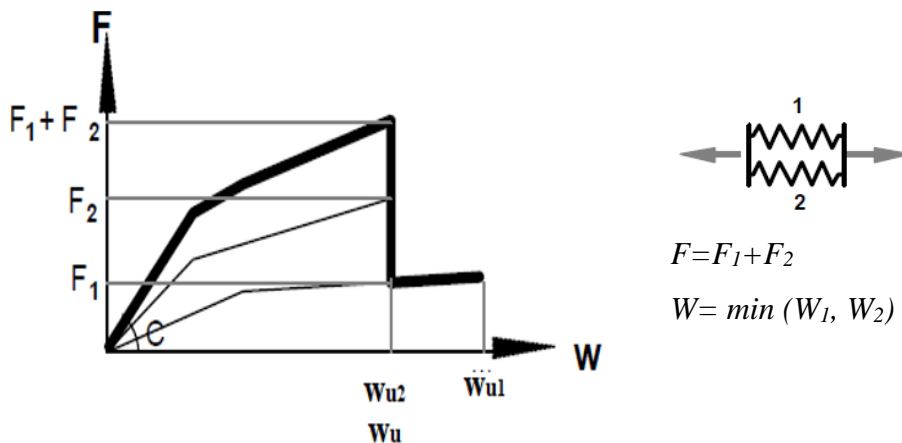


Figure III-13 : Assemblage des composantes en parallèle

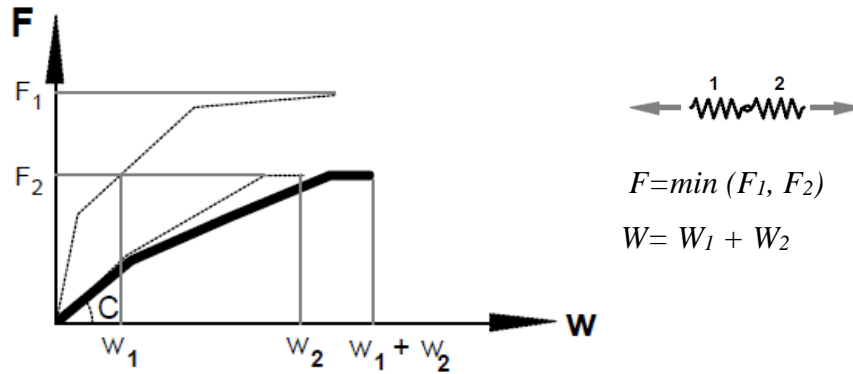


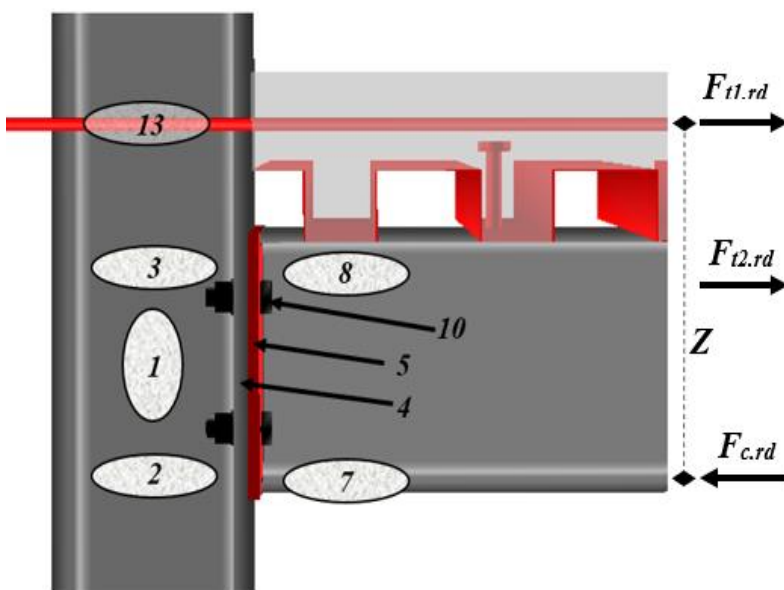
Figure III-14 : Assemblage des composantes en série

Tableau III-2 : Groupement en série et en parallèle des composantes

Caractéristique	Groupement	
	En parallèle	En série
Rigidité initiale K_{eq}	k_1+k_2	$V_{a,wp,Rd} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}}$
Résistance F_{eq}	F_1+F_2	$F_1= F_2$
Capacité de déformation w_{eq}	$w_{eq} = w_1+w_2$	w_1+w_2

III.4 Application de la méthode des composantes

III.4.1 Assemblage par platine d'extrémité boulonnée



Région de compression

2- âme de poteau en compression.
7- âme et semelle de la poutre en compression

Région de traction

3- âme du poteau en traction
5- Platine d'extrémité en flexion.
4 - semelle du poteau en flexion.
8- âme de la poutre en traction.
10- boulons en traction.
13- Les armatures longitudinales de la dalle en traction

Région en cisaillement

1- Panneau d'âme du poteau en cisaillement.

Figure III-15 : Composantes d'un assemblage mixte par platine d'extrémité boulonnée.

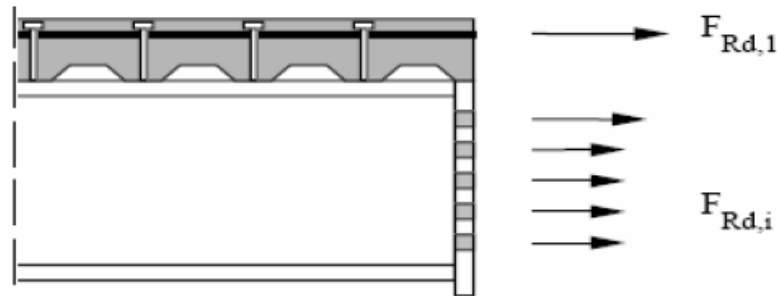
III.4.1.1 Calcul du moment résistant

Dans ce type d'assemblage, la traction induite par la flexion est prise à la fois par l'armature et la partie supérieure de l'attache métallique.

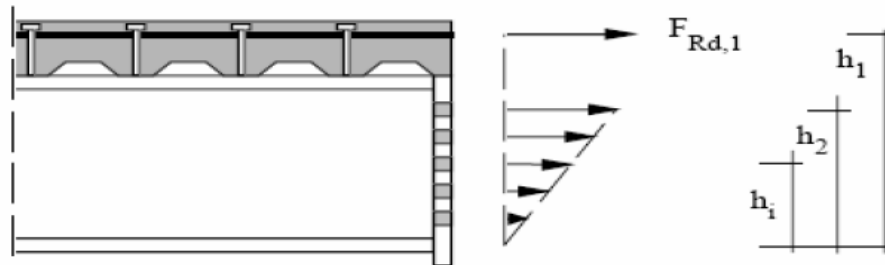
L'effort de compression est concentré au niveau du centre de la semelle inférieure de la poutre.

Dans le cas de plusieurs rangées de composantes en traction, la distribution des efforts est complexe, trois types de distribution des efforts intérieurs peuvent être envisagés (*Figure III-16*)

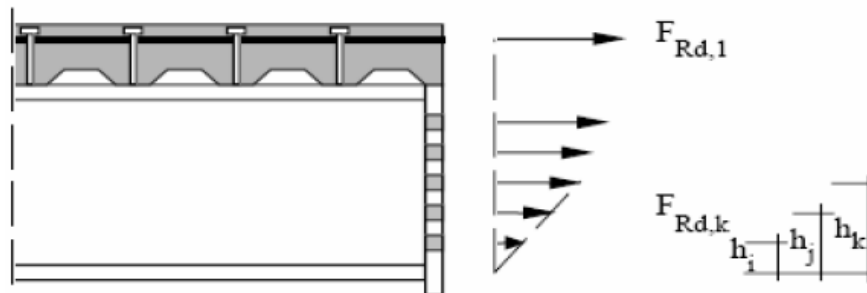
- Une distribution plastique.
- Une distribution élasto-plastique.
- Une distribution élastique.



(a)- distribution plastique des efforts



(b)-distribution élastique des efforts



(c)-distribution élasto-plastique des efforts

Figure III-16 : Distribution des efforts intérieurs [42]

L'EC3- Annexe J (révisée), suppose que la rangée supérieure sera la première à atteindre sa résistance de calcul.

L'EC 3 considère qu'une rangée de boulons possède une capacité de déformation suffisante pour permettre une redistribution plastique des sollicitations lorsque :

- $F_{Rd,i}$ est associé à la ruine de l'âme de poutre en traction.
- $F_{Rd,i}$ est associé à la ruine de l'ensemble boulons-platine.

$$F_{Rd,i} \leq 1,9 B_{t,Rd}$$

$B_{t,Rd}$: la résistance de calcul d'un boulon. On donne alors la résistance.

$$M_{j,Rd} = \sum F_{Rd,i} \cdot h_i$$

Le moment résistant de calcul est alors donné par la sommation inclut l'armature en traction.

À cause d'une insuffisance de capacité de déformation dans la dernière rangée ayant atteint sa résistance de calcul ($F_{Rd,k} > 1,9 B_{t,Rd}$) et liée à la ruine des boulons ou de l'ensemble boulons-platine.

Dans les rangées de boulons situées plus bas que la rangée de boulons k, les efforts sont alors répartis linéairement en fonction de leur distance au point de compression (centre de semelle inférieure de la poutre). Le moment de résistance de calcul est égal à :

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1,n} F_{Rd,i} \cdot h_{ii} + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{i=k+1} h_j^2$$

n : nombre total de rangées de boulons.

K: numéro de la rangée de boulons dont la capacité de déformation n'est pas suffisante.

Dans la répartition **Figure III-16** (c) dite élasto-plastique la répartition des sollicitations est interrompue parce que l'effort de compression F_c atteint la résistance de calcul de semelle et de l'âme de poutre en compression. Le moment $M_{j,Rd}$ est évalué au moyen de formules similaires (deux formules précédentes) dans lesquelles, évidemment, seul un nombre limité (n) de rangées de boulons est pris en considération ces rangées sont déterminées à l'aide de la formule suivante :

$$\sum_{i=1,n} F_l = F_{c,Rd}$$

Avec :

n : est le numéro de la dernière rangée de boulons transmettant un effort de traction ;

F_l : est l'effort de traction exercée dans la rangée de boulons numéro "l".

$F_{c,Rd}$: Min (la résistance de calcul des semelles et âme de poutre comprimée, résistance de calcul de l'âme de poteau en compression).

III.4.1.2 Rigidité initiale $S_{j, ini}$:

La **Figure III-17 (a)** montre le modèle de ressort adapté pour un cas très compliqué où les forces de traction résultant de la flexion sont supportées non seulement par les armatures de renforcement, mais aussi par une rangée de boulons en tension dans l'assemblage. Les armatures de renforcement sont supposées se comporter comme une rangée de boulons en traction, mais avec des caractéristiques de déformation différentes. On suppose que les déformations sont proportionnelles à la distance au point de compression, mais que les forces élastiques dans chaque rangée dépendent de la rigidité des composants. La **Figure III-17 (b)** montre comment les déformations par rangée de boulons de la plaque d'extrémité en flexion, des boulons en traction, de la semelle du poteau en flexion et de l'âme du poteau en traction sont combinées pour former un ressort effectif, avec un coefficient de rigidité effectif $k_{eff,r}$ (r est l'indice du numéro de rangée). La **Figure III-17 (b)** indique comment ces ressorts effectifs à chaque niveau sont remplacés par un ressort équivalent qui agit sur un bras de levier correspondant Z . Le coefficient de rigidité de ce ressort équivalent est k_{eq} peut-être directement appliqué dans l'équation de la rigidité $S_{j, ini}$ [43].

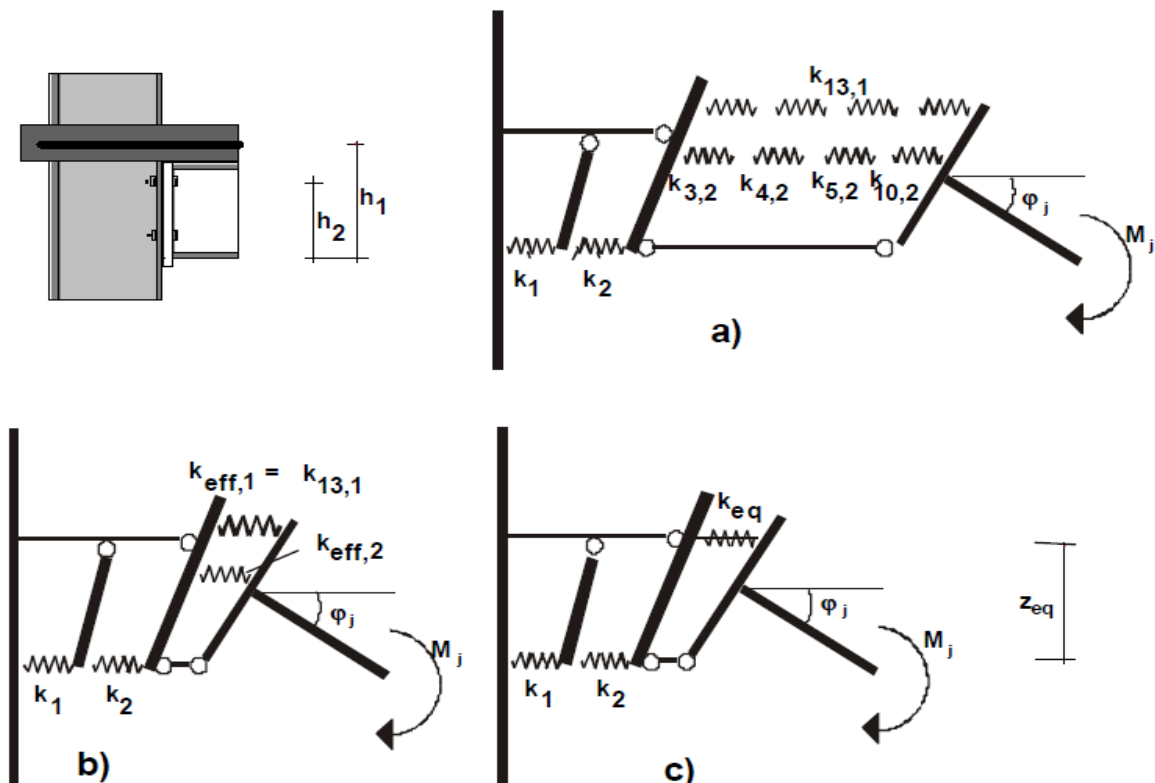


Figure III-17 : Modèle de ressort pour un assemblage poutre-poteau avec platine d'extrémité non débordante [43]

➤ La rigidité initiale :

$$S_{j,ini} = \frac{E_a Z_{eq}^2}{\left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_{eq}} \right)} \quad (III-1)$$

Avec :

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{ir}}}$$

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \times h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \times h_r}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r h_{eff,r} \times h_r}{z_{eq}}$$

➤ Rigidité nominale :

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{2} \quad (III-2)$$

III.4.1.3 Calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de L'assemblage

Composante 1 : panneau d'âme du poteau en cisaillement

➤ **La résistance**

La résistance de calcul en cisaillement est exprimée par formule 6.7 de l'Eurocode 3 [41].

$$V_{a,wp,Rd} = \frac{0.9 A_{vc} f_{y,wc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (III-3)$$

Avec :

A_{vc} : L'aire de cisaillement du poteau

$f_{y,wc}$: La limite d'élasticité de l'acier de l'âme du poteau

Cette formule est applicable uniquement dans le cas où les panneaux d'âme ne sont raidis.

$$\frac{d}{t_{wc}} < 69 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{y,wc}}} \quad \text{avec } f_{y,wc} \text{ en } N / \text{mm}^2$$

➤ **La rigidité**

$$K_1 = \frac{0.38 A_{vc}}{\beta Z_{eq}} \quad (III-4)$$

Avec :

Z_{eq} : bras de levier équivalent

β : paramètre de transformation (tableau 5.4 prEN1993 -1-8 [41]).

Composante 2 : âme du poteau en compression

➤ La Résistance

La résistance de calcul d'une âme de poteau est évaluée à l'aide la formule 6.9 de la pr EN 1993 - 1-8 [41].

$$F_{Rd,2} = \frac{\omega_c b_{eff,c} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} K_{wc,a} \rho \quad (III-5)$$

Avec :

$b_{eff,c}$: la hauteur efficace d'âme qui assure la reprise de l'effort transversal de compression est donnée par la formule (6-10 et 6-11) [41].

ρ : le facteur qui tient compte le flambement de l'âme du poteau.

$K_{wc,a}$: coefficient qui prit en compte l'effet défavorable des contraintes longitudinales agissant sur l'âme (en raison de la force normale et du moment fléchissant exercé dans le poteau) sur la résistance de calcul locale de l'âme du poteau comprimé (stabilité locale).

W_c : coefficient de réduction de compression qui prend en compte l'influence de contrainte du cisaillement dans le panneau d'âme

t_{wc} : L'épaisseur de l'âme du poteau

➤ La rigidité

$$k_2 = k_{a,wc,c} = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}} \quad (III-6)$$

Avec :

d_{wc} : La hauteur de l'âme de la section du poteau.

Composante 3 : âme du poteau en traction

➤ La Résistance

$$F_{Rd,3} = \frac{\omega_t b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{ywc}}{\gamma_{M0}} \quad (III-7)$$

Avec :

$b_{eff,t,wc}$: La longueur efficace de l'âme du poteau en traction

w_t : coefficient de réduction de traction qui prend en compte l'influence de contrainte du cisaillement dans le panneau d'âme

➤ **La rigidité**

$$K_3 = \frac{0.7b_{eff,t,wc}t_{wc}}{d_{wc}} \quad (III-8)$$

Composante 4 : semelle du poteau à la flexion

➤ **La Résistance**

$$F_{Rd,4} = \min \left[F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,2} \right] \quad (III-9)$$

Avec :

$F_{fc,Rd,t1}$: La résistance de la semelle selon le 1ème mode (voir équation 3-163 [42]).

$F_{fc,Rd,t2}$: La résistance de la semelle selon le 2ème mode (voir équation 3-164 [42]).

➤ **La rigidité**

$$K_4 = \frac{0.85l_{eff,t,fc}t_{fc}^2}{m^3} \quad (III-10)$$

t_{fc} : L'épaisseur de la semelle de la section métallique du poteau

$l_{eff,t,fc}$: longueur efficace de la semelle du poteau en flexion

m : La distance entre le centre du boulon et le point de la naissance de la courbure au niveau de la jonction âme- semelle

Composante 5 : platine d'extrémité en flexion

➤ **La résistance**

$$F_{Rd,5} = \min \left[F_{eq,Rd,1}; F_{eq,Rd,2} \right] \quad (III-11)$$

Avec :

$F_{ep,Rd,t1}$: La résistance de la platine selon le 1ème mode (voir équation 3-154 [42]).

$F_{ep,Rd,t2}$: La résistance de la platine selon le 2ème mode (voir équation 3-158 [42]).

➤ **La rigidité**

$$K_5 = \frac{0.85l_{eff,p}t_p^3}{m_{pl}^3} \quad (III-12)$$

m_{pl} : La distance horizontale entre le centre du boulon et le point de la naissance du cordon de soudure de la platine avec l'âme de la poutre

t_p : L'épaisseur de la platine d'extrémité

Composante 7 : Semelle et âme de poutre en compression

➤ **La résistance**

$$F_{Rd,7} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})} \quad (III-13)$$

Avec :

$M_{c,Rd}$: le moment résistant de calcul de la section transversale de la poutre

h_b : La hauteur totale du profil de la poutre

t_{fb} : L'épaisseur de la semelle de la poutre

➤ **La rigidité**

$$K_7 = \infty \quad (III-14)$$

Composante 8 : âme de la poutre en traction

➤ **La résistance**

$$F_{Rd,8} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{ywb}}{\gamma_{M0}} \quad (III-15)$$

Avec :

$b_{eff,wb}$: La longueur efficace de l'âme de la poutre en traction

t_{wb} : L'épaisseur de l'âme de la poutre

➤ **La rigidité**

$$K_8 = \infty \quad (III-16)$$

Composante 10 : boulons en traction

➤ **La résistance**

Selon L'EC-3 la résistance en traction des boulons.

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{M0}}$$

La valeur 0,9 pour tenir compte l'effet des fissurations par fatigue.

$$F_{Rd,10} = 2B_{t,Rd} \quad (III-17)$$

Avec :

A_{sb} : Aire de la section résistance

f_{ub} : Valeur de calcul de la résistance à la traction de l'acier du boulon.

γ_{M0} : Facteur de sécurité pour les assemblages boulonnés

➤ **La rigidité**

$$K_{10} = \frac{1.6 \times A_{sb}}{L_b} \quad (III-18)$$

Avec :

L_b : La distance entre le centre de la tête du boulon et le centre de l'écrou

Composante 13 : armature longitudinale de la dalle en traction

➤ **La résistance**

$$F_{Rd,13} = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_{M0}} \quad (III-19)$$

Avec :

A_s : la section des armatures longitudinales de la dalle

f_{sk} : La limite d'élasticité de l'acier des armatures de la dalle.

➤ **La rigidité**

$$K_{13} = \frac{A_s E_s}{h_c \left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right) E_a} \quad (III-20)$$

Avec :

$$K_\beta = \beta(4.3\beta^2 - 8.9\beta + 7.2)$$

β : Le paramètre de transformation qu'est en fonction de la configuration d'assemblage

III.4.2 Assemblage par doubles cornières d'âme boulonnée

III.4.2.1 Calcul du moment résistant

Pour ce type d'assemblage :

- La résistance en traction de la partie supérieure de l'assemblage (flexion et cisaillement de la cornière) est négligée [44].
- L'effort de compression est concentré au niveau de la semelle inférieure de la poutre.
- L'effort de traction s'applique au centre de gravité de l'armature.

Les composantes actives sont représentées dans **Figure III-18**.

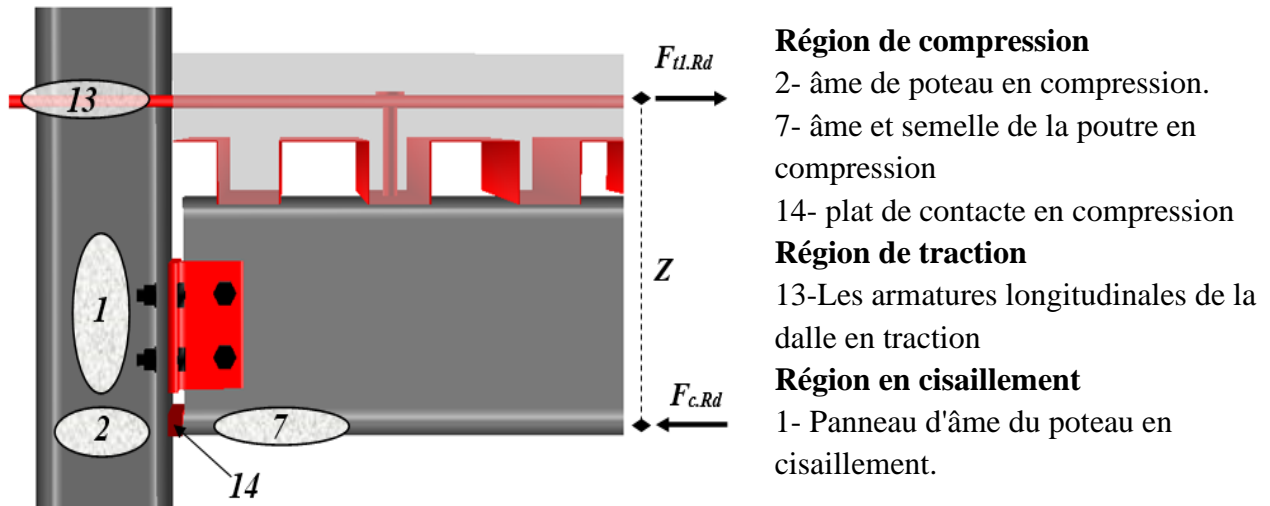


Figure III-18 : Composantes d'un assemblage mixte par doubles cornières d'âme boulonnée.

Le moment résistant de l'assemblage est exprimé par la formule suivante :

$$M_{j,Rd} = F_{Rd,i} Z \quad (III-21)$$

Avec :

$F_{Rd,i}$: La résistance de calcul de la plus faible composante

Z : le bras de levier des efforts intérieurs.

III.4.2.2 Rigidité initiale

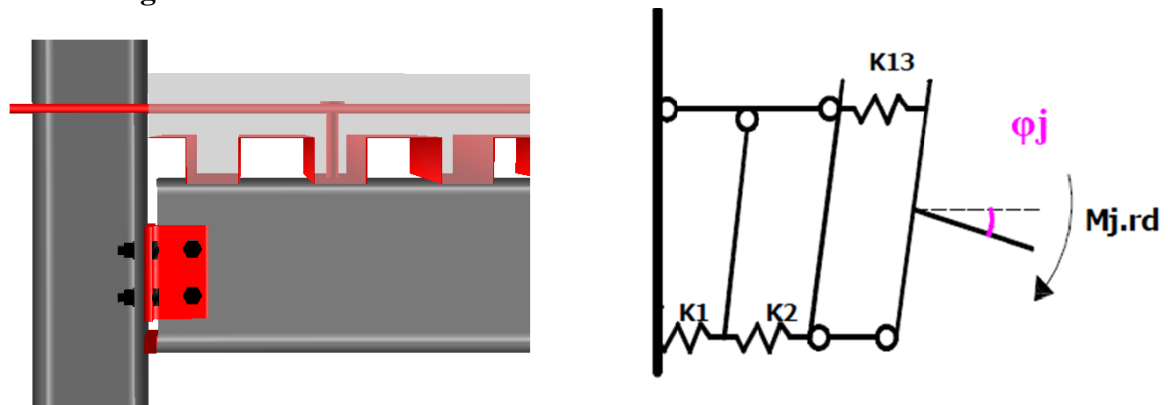


Figure III-19 : modèle de ressort des assemblages mixte par double cornière d'âme boulonnée

Avec :

- K1 : représente l'âme du poteau en cisaillement
- K2 : représente l'âme du poteau en compression (sans raidisseur)
- K13 : représente les barres d'armature longitudinales de la dalle en traction
- La semelle de la poutre en compression est considérée infiniment rigide ($K7 = \infty$)
- La plaque de contact est considérée infiniment rigide ($K14 = \infty$)

La rigidité initiale de l'assemblage égal donc :

$$S_{j,ini} = \frac{E_a Z^2}{\left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_{13}} \right)} \quad (III-22)$$

III.4.2.3 Calcul des résistances ($F_{Rd,i}$) et des rigidités (K_i) des composantes de L'assemblage

Composante 1 : panneau d'âme du poteau en cisaillement

➤ **La résistance**

La résistance de calcul en cisaillement est exprimée par la même formule du cas d'assemblages par platine d'extrémité (équation III-3)

$$V_{a,wp,Rd} = \frac{0.9 A_{vc} f_{y,wc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Avec :

A_{vc} : L'aire de cisaillement du poteau

$f_{y,wc}$: La limite d'élasticité de l'acier de l'âme du poteau

Cette formule est applicable uniquement dans le cas où les panneaux d'âme ne sont raidis.

$$\frac{d}{t_{wc}} < 69 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{y,wc}}} \quad \text{avec } f_{y,wc} \text{ en } N / \text{mm}^2$$

➤ **La rigidité** (équation III-4)

$$K_1 = \frac{0.38 A_{vc}}{\beta Z_{eq}}$$

Composante 2 : âme du poteau en compression

➤ **La Resistance**

La résistance de calcul d'une âme de poteau est évaluée la même formule du cas d'assemblages par platine d'extrémité (équation III-5).

$$F_{Rd.2} = \frac{\omega_c b_{eff,c} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} K_{wc,a} \rho$$

➤ **La rigidité** (équation III-6)

$$k_2 = k_{a,wc,c} = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_{wc}}$$

Composante 7 : Semelle et âme de poutre en compression

- **La résistance** (équation III-13)

$$F_{Rd,7} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})}$$

- **La rigidité** (équation III-14)

$$K_7 = \infty$$

Composante 13 : armature longitudinale de la dalle en traction

- **La résistance** (équation III-19)

$$F_{Rd,13} = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_{M0}}$$

- **La rigidité** (équation III-20)

$$K_{13} = \frac{A_s E_s}{h_c \left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right) E_a}$$

Composante 14 : Plat de contact en compression

- **La résistance**

$$F_{Rd,14} = \frac{h_{cp} b_{cp} f_{y,cp}}{\gamma_a} \quad (III-23)$$

Avec :

b_{cp} : La largeur de la plaque de contact

h_{cp} : La hauteur de la plaque de contact

$f_{y,cp}$: La limite d'élasticité de la plaque de contact en acier

- **La rigidité**

$$K_{14} = \infty \quad (III-24)$$

III.5 Capacité de rotation

L'Eurocode 4 ne fournit aucune indication quantitative pour la détermination de la capacité de rotation. Sauf quelque indication ont été rapporté, par exemple : pour les assemblages mixtes boulonnés dont la résistance au moment est contrôlée soit par la résistance d'âme de poteau en cisaillement, la semelle de poteau en flexion ou par la platine d'extrémité en flexion, la capacité de rotation peut être considérée comme suffisante pour permettre la réalisation d'une analyse plastique

Une prédiction précise de la capacité de rotation d'un assemblage nécessite la connaissance de la déformation de toutes leurs composantes. En effet, pour déterminer la capacité de rotation d'un joint mixte, un seul composant pourra atteindre sa déformation maximale et se rompre, tandis que tous les autres composants atteignent des valeurs inférieures à leurs capacités de déformation. Anderson et al. (2000) [45] ont proposé une méthode pour prédire la capacité de rotation des assemblages mixtes boutonnés soumis à des charges gravitaires symétriques, comme suit :

$$\theta_u = \frac{\Delta_{us}}{D + D_r} + \frac{s^B}{D} \quad (III-25)$$

Δ_{us} : l'allongement inélastique de l'armature de la dalle

D_r : la distance entre le centre de la section des armatures et le centre de la semelle inférieure de la poutre

D : la distance entre l'interface acier-béton et le centre de la semelle inférieure de la poutre

s^B : glissement à l'extrémité de l'interface acier-béton.

III.6 Classification des assemblages

Cette classification est effectuée en fonction de la courbe moment-rotation, qui exprime le comportement des assemblages sous l'effet des actions extérieures. Les courbes de comportement ($M-\theta$) des assemblages peuvent être classées en trois grandes catégories représentées sur la **Figure III-20**. Le comportement ($M-\theta$) de chaque catégorie est associée à un type de conception d'assemblage.

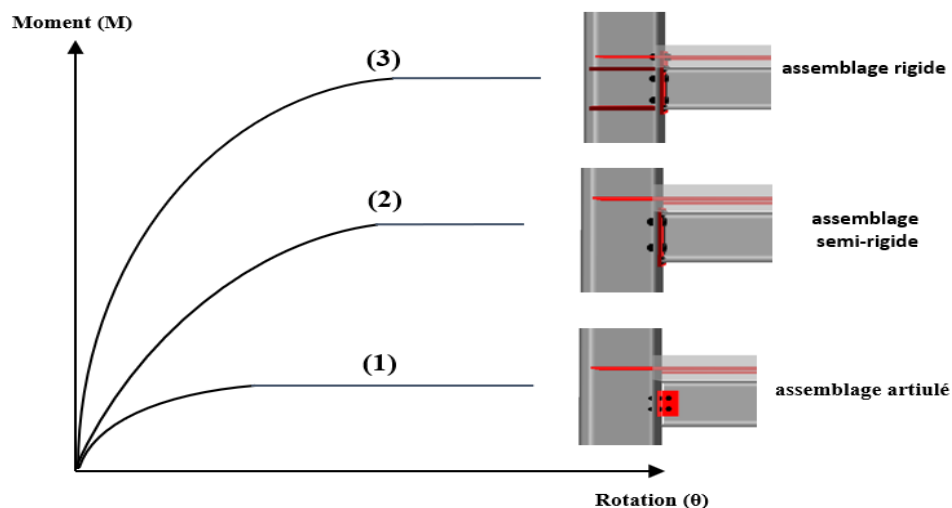


Figure III-20 : Les trois grandes classes des assemblages mixtes

- La courbe (1) représente le cas d'un assemblage articulé qui ne possède aucune rigidité flexionnelle.
- La courbe (2) correspond à un assemblage semi-rigide.

- La courbe (3) correspond à un assemblage rigide capable de transmettre un moment de flexion important pour une faible rotation.

Les assemblages mixtes sont classés dans l'Eurocode 4 [43], selon trois critères : leur rigidité, leur résistance et leur ductilité. Cette classification dépend de la rigidité et des propriétés de résistance de la section transversale de la poutre la plus proche de l'assemblage (Eurocode 3) [41].

III.6.1 Classification par rigidité

Le degré de connexion J exprimé par l'équation (III-26), est défini comme le rapport entre la rigidité de la connexion et la rigidité en flexion de la poutre. Il est utilisé pour décrire la semi-rigidité de l'assemblage [46].

$$J = \frac{(S_{j,ini})_{assemblage}}{\left(\frac{E I_{eq}}{L}\right)_{assemblage}} \quad (III-26)$$

Avec :

$S_{j,ini}$: La rigidité initiale de l'assemblage

E : Le module d'élasticité de la poutre.

I_{eq} : Le moment d'inertie équivalent de la poutre mixte

L : La longueur de la poutre mixte

Selon la classification de l'Eurocode 3 [41] et l'Eurocode 4 [43], l'assemblage est considéré comme semi-rigide lorsque J varie de 0,5 à 25 pour les portiques non contreventés (**Figure III-21(a)**) est de 0,5 à 8 pour les portiques contreventés (**Figure III-21 (b)**).

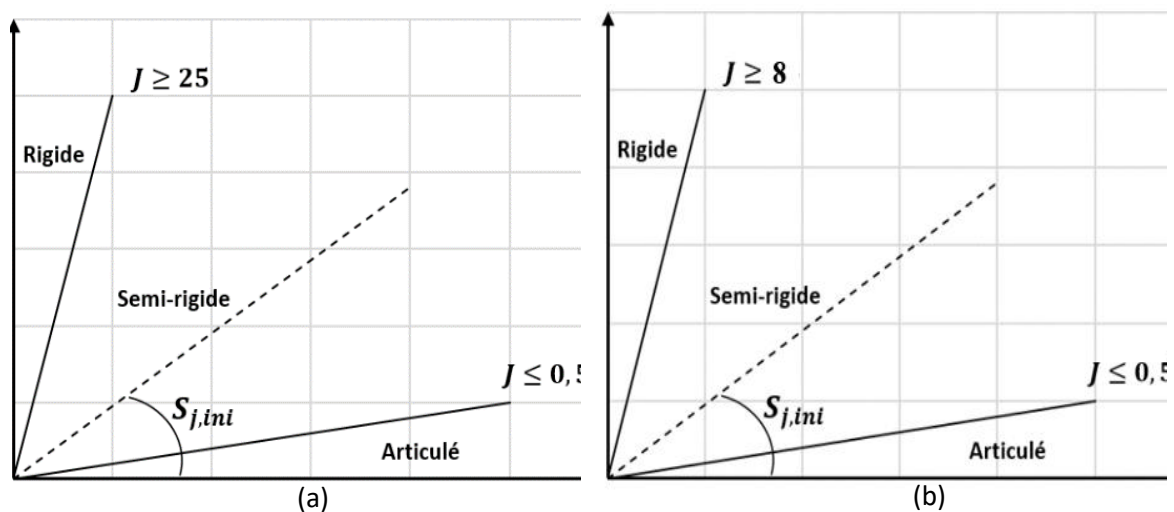


Figure III-21 : Les limites de la classification par rigidité des assemblages poutre-poteau des (a) portiques non contreventés (b) portiques contreventés

III.6.2 Classification par résistance

Un assemblage poutre-poteau peut être classé comme assemblage à résistance complète, assemblage de type articulé ou assemblage à résistance partielle en comparant son moment résistant aux moments résistants des éléments qu'il assemble [41].

- Les assemblages poutre-poteau à résistance complète doivent répondre aux critères donnés à la **Figure III-22**.
- Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage à pleine résistance $M_{j,Rd} < 0,25 M_{b,pl,Rd}$.
- Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire $0,25 M_{b,pl,Rd} < M_{j,Rd} < M_{b,pl,Rd}$.

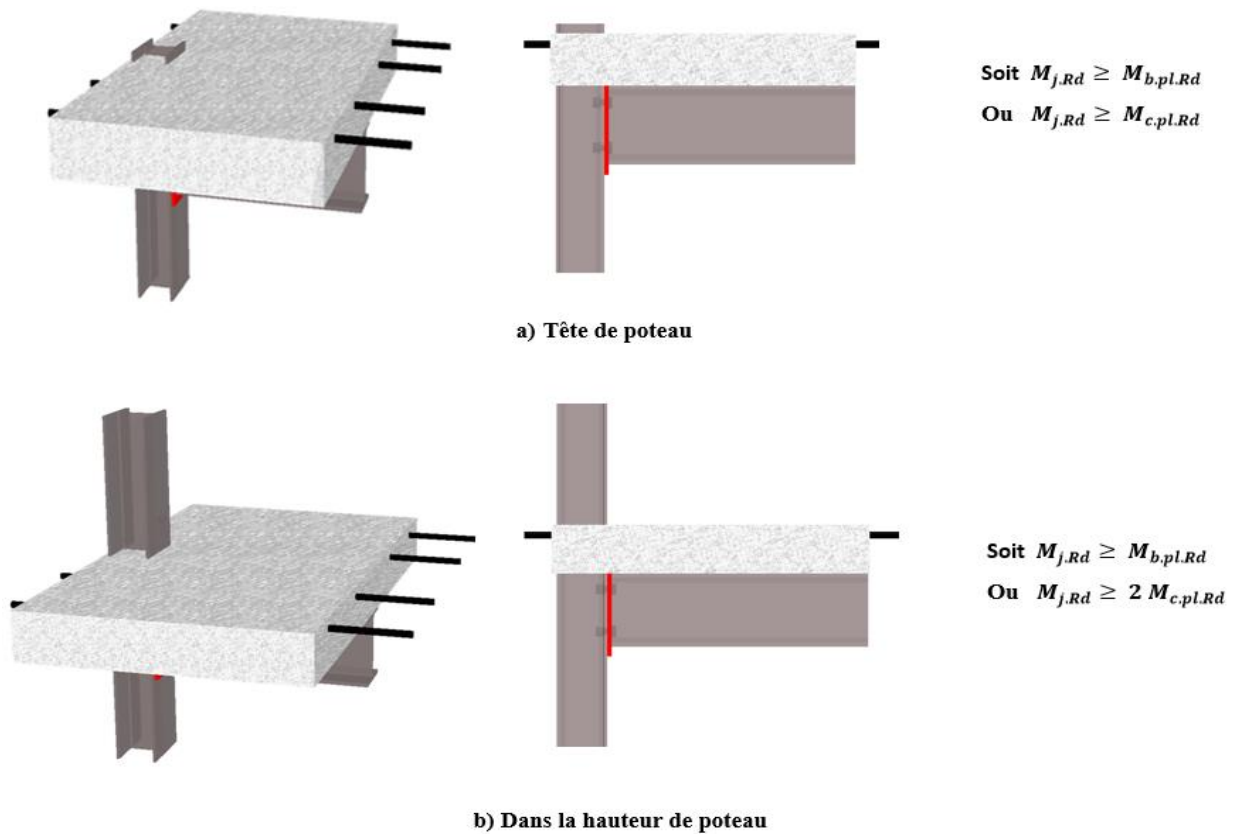


Figure III-22 : Assemblage à résistance complète

Avec :

$M_{c,pl,Rd}$: Le moment résistant plastique du poteau

$M_{b,pl,Rd}$: Le moment résistant plastique de la poutre

La classification des courbes de comportement moment-rotation typiques des assemblages poutre-poteaux par rapport à la rigidité rotationnelle initiale et au moment résistant est illustrée à la **Figure III-23**.

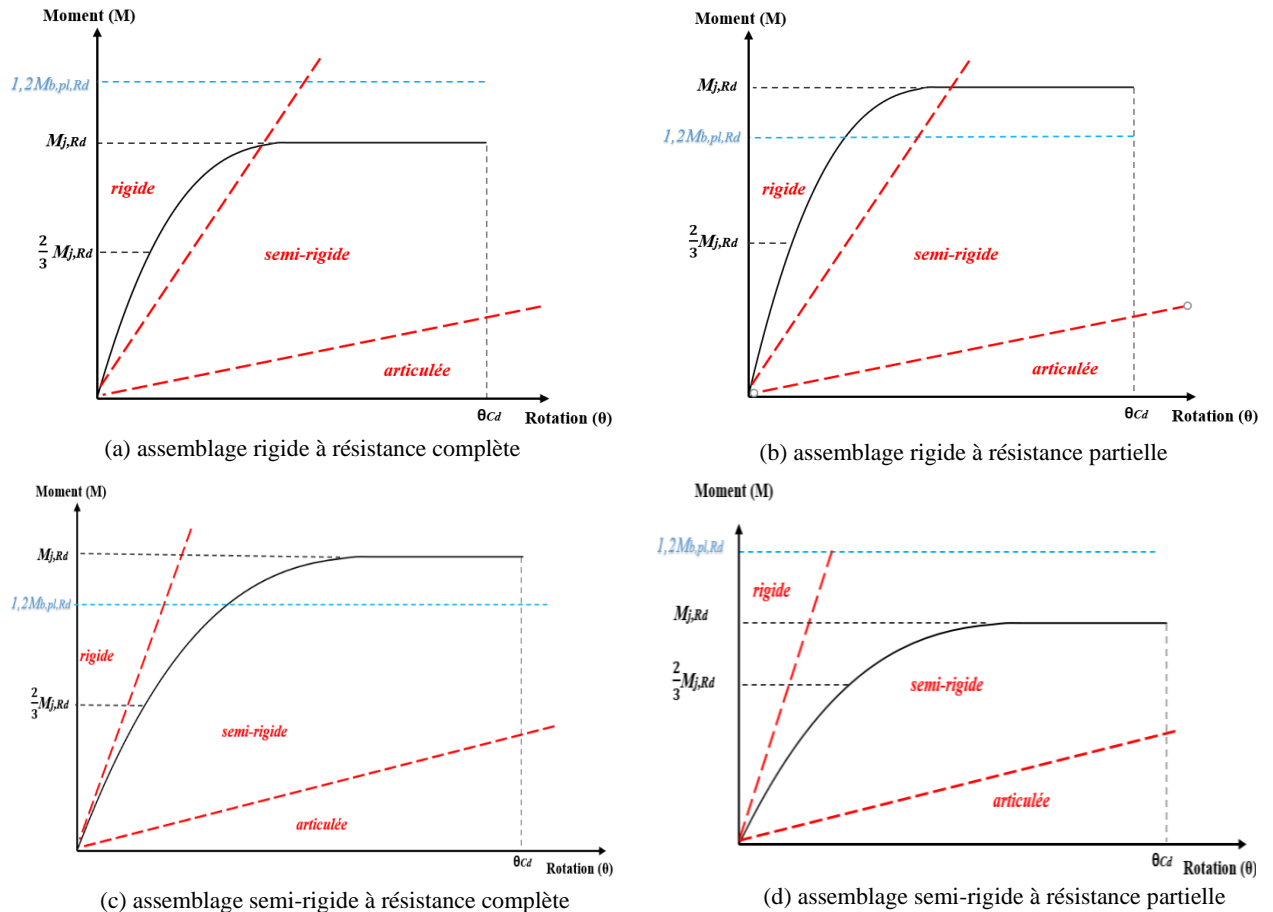


Figure III-23 : Exemple de classification des courbes de comportement des assemblages selon la rigidité et la résistance

III.6.3 Classification par la capacité de rotation

La classification des assemblages selon leur capacité de rotation dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre assemblée. Trois classes ont été définies à savoir, l'assemblage ductile, l'assemblage semi-ductile et l'assemblage fragile, voir la **Figure III-24**.

Le comportement ductile est caractérisé par une courbe moment-rotation avec un plateau étendu qui indique généralement l'apparition des déformations plastiques avant la rupture.

Le comportement fragile est caractérisé par une rupture avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique.

Le comportement semi-ductilité se situe entre le comportement fragile et le comportement ductile.

La ductilité des assemblages dépend principalement de la ductilité de leurs composants à savoir : la platine d'extrémité, les boulons, les raidisseurs, les soudures. Dans la dernière décennie, nombreux travaux ont été réalisés afin de comprendre le comportement ductile des

assemblages. Cependant, la capacité de rotation reste toujours une caractéristique difficile à évaluer, à cause de grand nombre de paramètres dont elle dépend [47].

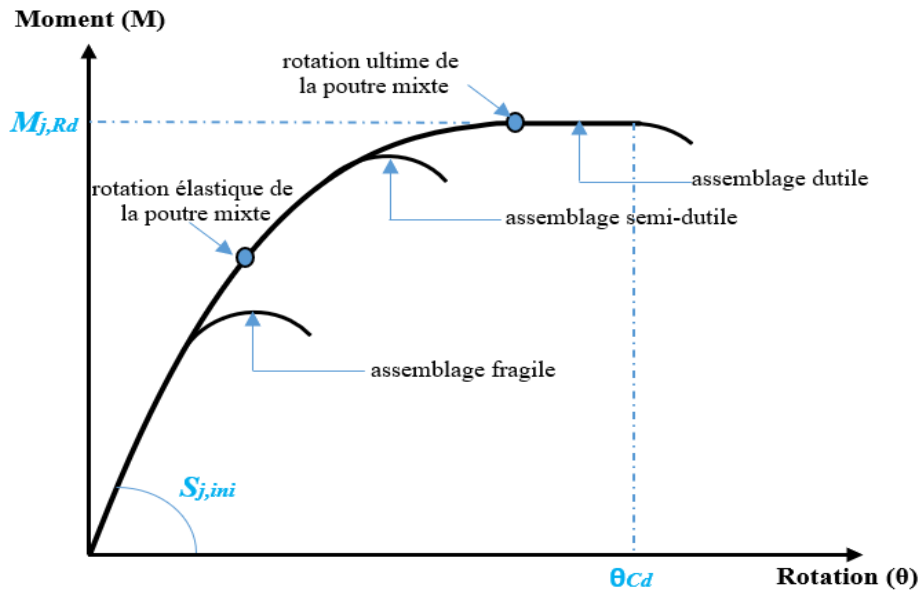


Figure III-24: Classification des assemblages par ductilité

III.7 Idéalisisation de la courbe de comportement

L'eurocode3 considère que la courbe $M-\theta$ non linéaire complète est constituée de trois parties, comme le montre la **Figure III-25**. Jusqu'à un niveau de $2/3$ du moment résistant ($M_{j,Rd}$), la courbe est supposée être élastiquement linéaire. La rigidité correspondante est dite la rigidité initiale $S_{j,ini}$. Entre $2/3 M_{j,Rd}$ et $M_{j,Rd}$, la courbe est non linéaire. Lorsque le moment dans l'assemblage atteint $M_{j,Rd}$, un plateau plastique est remarqué, l'extrémité de cette courbe $M-\theta$ indique la capacité de rotation de l'assemblage (θ_{Cd}).

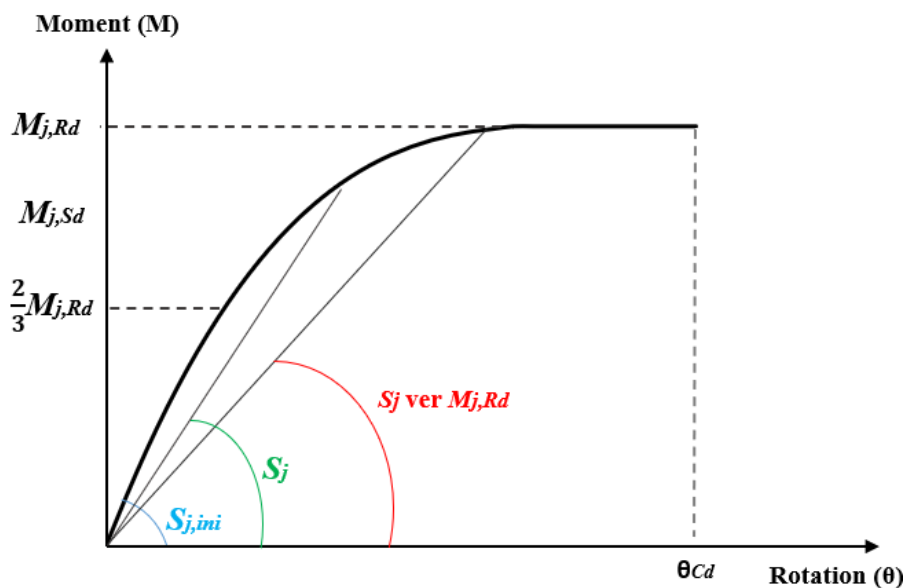


Figure III-25 : Comportement non-linéaire des assemblages poutre-poteau

La forme de la partie non linéaire correspondant à un moment de flexion $M_{j,Sd}$ compris entre $2/3 M_{j,Rd}$ et $M_{j,Rd}$ peut être définie à l'aide de la formule d'interpolation suivante :

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left(\frac{1.5 M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}} \right)^\Psi} \quad (III-27)$$

Avec

$\Psi = 2,7$ pour les assemblages avec platine d'extrémité boulonnée et $1,7$ pour les assemblages avec plaques de contact. Dans cette formule d'interpolation, la valeur de S_j dépend $M_{j,Sd}$.

La réponse réelle des assemblages est généralement décrite par une courbe non linéaire (moment-rotation). Cependant, l'utilisation de telles courbes non linéaires nécessite des programmes d'analyse de structure très sophistiqués. Afin de permettre un calcul plus simple, la courbe non linéaire peut être simplifiée par des lignes droites. Ainsi pour des raisons sécuritaires, la courbe idéalisée utilisée dans les analyses structurelles doit être située sous la courbe non linéaire qui représente le comportement réel de l'assemblage. L'Eurocode3 [41] propose deux types d'idéalisation :

III.7.1 Idéalisation bilinéaire

Afin d'utiliser une telle idéalisation, des études comparatives ont été réalisées pour définir une rigidité d'assemblage idéalisée S_j^* . Cette dernière est constante pour toutes les valeurs des moments appliqués inférieures à la valeur du moment résistant de l'assemblage (**Figure III-26 (a)**). S_j^* peut être facilement calculée en divisant la rigidité initiale de l'assemblage $S_{j,ini}$ par un facteur de modification de la rigidité η .

$$S_j^* = \frac{S_{j,ini}}{\eta} \quad \text{pour} \quad M_{j,Sd} < M_{j,Rd} \quad (III-28)$$

η : dépend le type d'assemblage, 2 pour les assemblages avec platine d'extrémité boulonnée et 1.5 pour les assemblages avec plaque de contact.

III.7.2 Idéalisation tri-linéaire

$S_{j,ini}$ pour des valeurs des moments appliqués inférieures à $2/3$ de la valeur du moment résistant de l'assemblage. S_j^* entre $2/3 M_{j,Rd}$ et $M_{j,Rd}$ et un plateau plastique lorsque le moment dans l'assemblage atteint $M_{j,Rd}$ (**Figure III-26 (b)**).

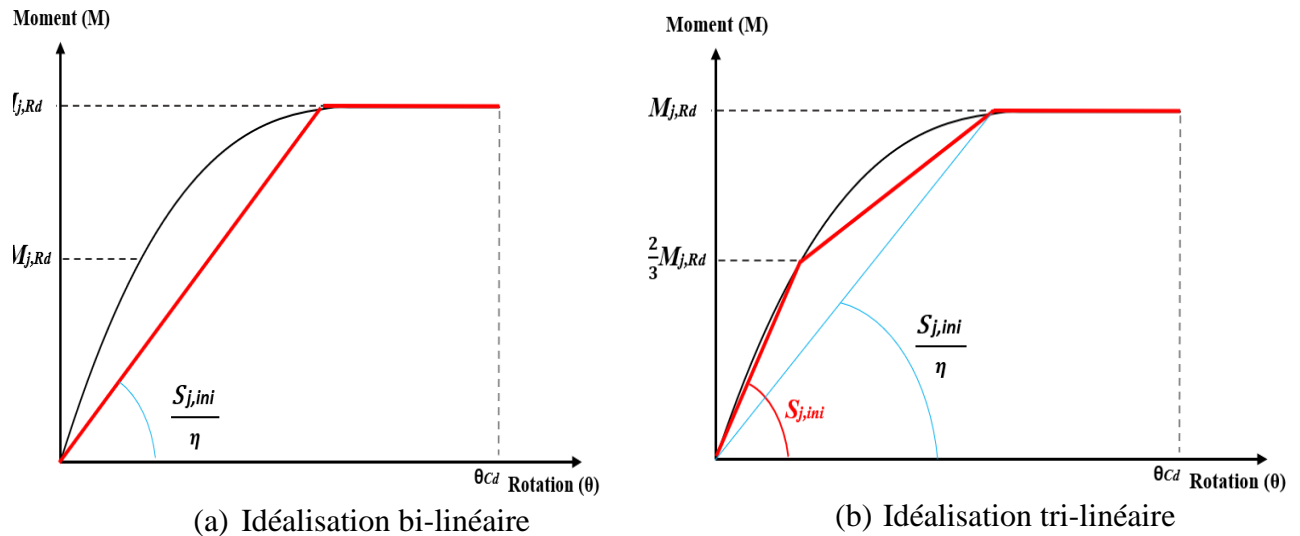
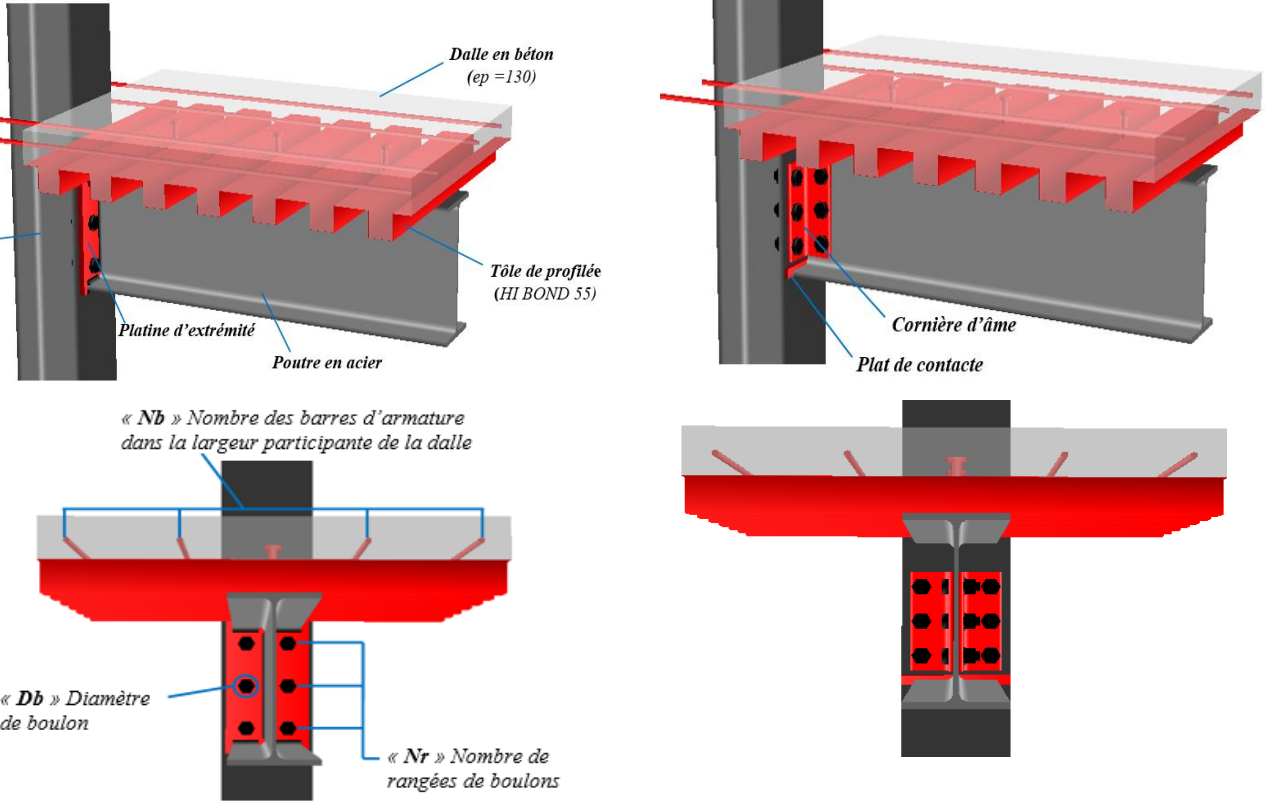


Figure III-26 : Idéalisations des courbes de comportements

III.8 Caractérisation des assemblages (poutre-poteau) les plus utilisés dans la conception des bâtiments mixtes en Algérie

En Algérie la plupart des bâtiments mixtes à ossature métallique (poutre mixte-poteau en acier), sont conçus avec des assemblages par platine d'extrémité ou avec ceux par cornière d'âme boulonnée. Vu que le processus de caractérisation de ces assemblages nécessite un coût de calcul très important, nous avons décidé de réaliser une étude de caractérisation des assemblages mixtes couramment utilisés dans la conception des bâtiments. L'étude concerne la détermination des paramètres clés qui caractérisent le comportement réel des assemblages. Les bâtiments sélectionnés sont des bâtiments mixtes à ossature métallique régulière en plan et en élévation, de 3.2 m d'hauteur d'étage. Ainsi pour englober les divers cas qui peuvent présenter dans la pratique on a pris 5 longueurs de portée différentes (4m, 5m, 6m, 7m et 8m). Le **tableau III.3** résume les paramètres clés des assemblages étudiés ($S_{j,ini}$, M_{Rd} , θ_{CD}) obtenus à l'aide du logiciel COP2.

Tableau III-3 : Les paramètres clés des assemblages mixtes les plus utilisés dans la conception des bâtiments mixtes à ossature métallique en Algérie



Porté	Type d'assemblage	Poteau	Poutre en Acier	Nb	Nr	Db (mm)	$S_{j,ini}$ (kN.m/rad)	M_{Rd} (kn.m)	θ_{CD} (mrad)
4m	Assemblage par platine d'extrémité boulonné	HEB 160	IPE 220	4T10	2	16	9254	43,62	39.53
	Assemblage par doubles cornières d'âme	HEB 160	IPE 220	4T10	2	16	5359	37,54	
5m	Assemblage par platine d'extrémité boulonné	HEB 180	IPE 270	4T10	2	16	15340	68,49	50.5
	Assemblage par doubles cornières d'âme	HEB 180	IPE 270	4T10	2	16	6434	43,63	
6m	Assemblage par platine d'extrémité boulonné	HEB 200	IPE 300	4T10	3	20	20100	98,47	55.16
	Assemblage par doubles cornières d'âme	HEB 200	IPE 300	4T10	3	20	7292	47,29	
7m	Assemblage par platine d'extrémité boulonné	HEB 240	IPE 360	6T12	3	20	31370	174,7	34.73
	Assemblage par doubles cornières d'âme	HEB 240	IPE 360	6T12	3	20	14960	117,8	
8m	Assemblage par platine d'extrémité boulonné	HEB 300	IPE 400	6T14	4	22	36940	192,8	36.18
	Assemblage par doubles cornières d'âme	HEB 300	IPE 400	6T14	4	22	20100	174,7	

III.9 Conclusion

Le comportement réel des assemblages et caractérisés par trois paramètres clés à savoir : le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$, la rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$ et la capacité de rotation ultime θ_{cd} . L'utilisation de la méthode des composantes présentée dans les Eurocodes **3** et **4**, qui consiste à caractériser les assemblages, est très difficile à manipuler par les praticiens au niveau des bureaux d'études. Pour cela, nous proposons deux logiciels de calcul des assemblages qui permet aux ingénieurs d'extraire facilement ses caractéristiques clés.

- **COP2 AME** (ArcelorMittal Edition) : c'est un logiciel gratuit de calcul des assemblages mixtes acier-béton selon l'Eurocode 4.

- **IDEA StatiCa** : c'est un logiciel de calcul par élément fini des assemblages en acier selon l'Eurocode 3.

La plupart des assemblages poutre-poteau réalisé dans la pratique sont semi-rigide. Dans les deux suivants chapitres nous mettrons en évidence l'effet de cette semi-rigidité sur le comportement global (statique et sismique) des portiques mixtes.

ANALYSE STATIQUE DES PORTIQUES MIXTES AVEC DES ASSEMBLAGES SEMI-RIGIDE

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, l'influence de la semi-rigidité des assemblages poutre-poteau sur le comportement statique des portiques mixtes a été étudiée. Pour ce fait, des portiques mixtes de 3 étages à trois travées ont été analysés sous charges verticales (poids propre et surcharge d'exploitation) et horizontales par logiciel ANSYS à sa version 2022 [48]. Les portiques analysés sont conçus avec différents types d'assemblages à savoir : des assemblages rigides, des assemblages semi-rigides et des assemblages articulés. Les sollicitations internes et les déplacements engendrés dans les différents portiques sont évalués et comparés.

IV.2 Présentation du logiciel ANSYS :

ANSYS est un logiciel de modélisation et simulation numérique basée sur la méthode des éléments finis. Le programme ANSYS Mechanical APDL est doté par une interface graphique complète (voir *Figure IV-1*) qui permet aux utilisateurs d'accéder facilement et de manière interactive aux fonctions, aux commandes du programme, aux documentations et aux matériaux de référence. Un menu général permettant aux utilisateurs de naviguer facilement dans le programme ANSYS. Dans le programme ANSYS. Les utilisateurs peuvent saisir des données à l'aide d'une souris, d'un clavier ou par une combinaison des deux. Le logiciel ANSYS devenu une solution efficace dans les domaines de la simulation comme l'automobile, l'aviation civile, l'industrie spatiale et la construction des machines.

ANSYS couvre par ses caractéristiques multi-physiques pratiquement toutes les disciplines de la simulation numérique en utilisant la MEF à savoir le calcul statique, dynamique, thermique, électromagnétique, électrostatique, piézo-électrique, écoulements (CFD), d'optimisation topologique et des matériaux composites.

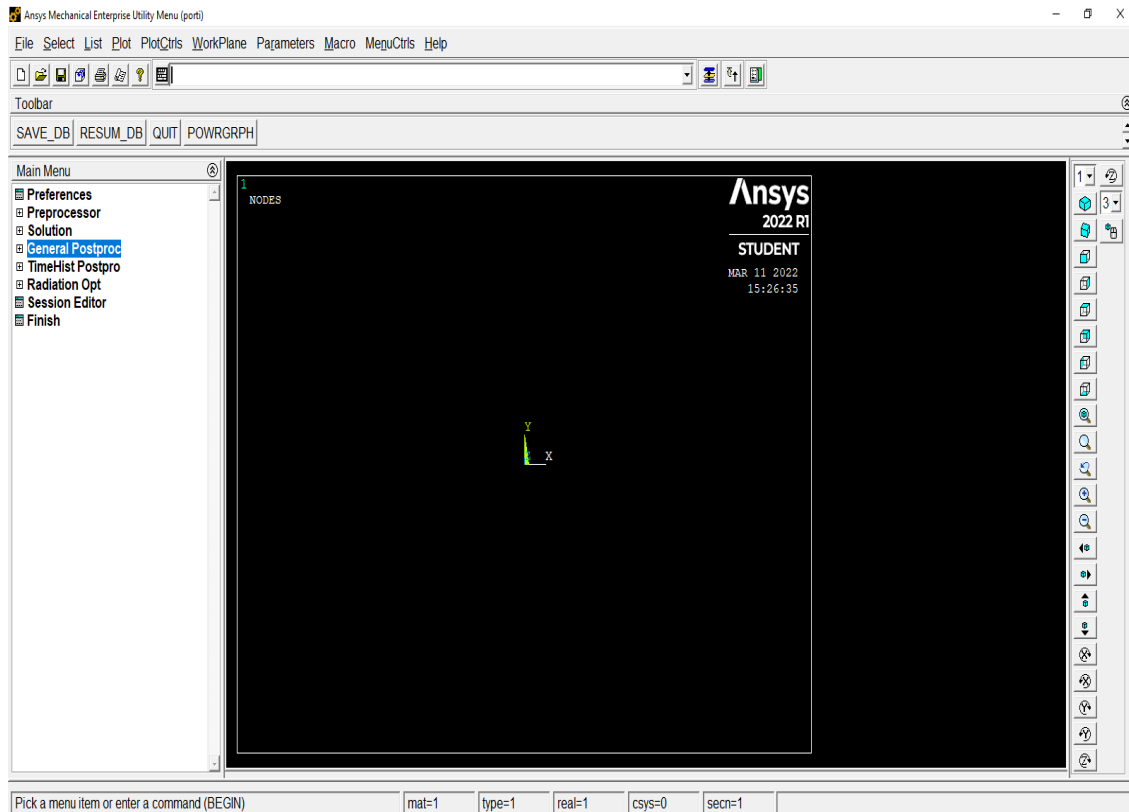


Figure IV-1 : Interface de la plate-forme du logiciel ANSYS 2022 STUDENT (APDL)

IV.3 Modélisations des portiques mixtes par logiciel ANSYS

IV.3.1 Modélisation des éléments poutre et poteau (BEAM188)

BEAM188 est un élément de poutre linéaire, quadratique ou cubique à deux nœuds en 3D. BEAM188 possède six ou sept degrés de liberté à chaque nœud. Il s'agit notamment des translations dans les directions x, y et z et des rotations autour des directions x, y et z. Le septième degré de liberté (amplitude de déformation) est optionnel. Cet élément est bien adapté pour les analyses des structures à poutres minces ou légèrement épaisses, aux applications linéaires, aux grandes rotations et/ou aux grandes déformations non linéaires. L'élément poutre doit se trouver dans un plan X-Y et ne doit pas avoir une longueur ou une surface nulle. L'élément poutre peut avoir n'importe quelle forme de section transversale pour laquelle le moment d'inertie peut être calculé. Cependant, les contraintes sont déterminées comme si la distance entre l'axe neutre et la fibre extrême était égale à la moitié de la hauteur [48].

La géométrie, les emplacements des nœuds, et le système de coordonnées pour cet élément sont présentés sur la *Figure IV-2*.

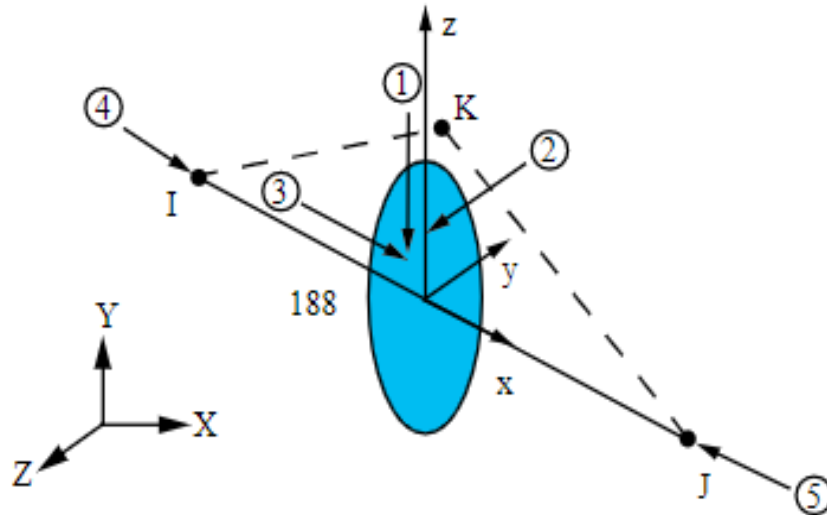


Figure IV-2 : L'élément BEAM188[48]

Dans les poutres mixtes soumises à la flexion, deux raideurs différentes doivent être prises en compte : EI_1 pour la partie des travées soumise à une flexion positive (partie non fissurée) et EI_2 pour la partie nodale fissurée soumise à une flexion négative (voir **Figure IV.3**). Les dimensions de la poutre mixte sont calculées en utilisant une section équivalente en acier d'un moment d'inertie I_{eq} équation (V.1) [49].

$$I_{eq} = 0.6 I_1 + 0.4 I_2 \quad (IV-1)$$

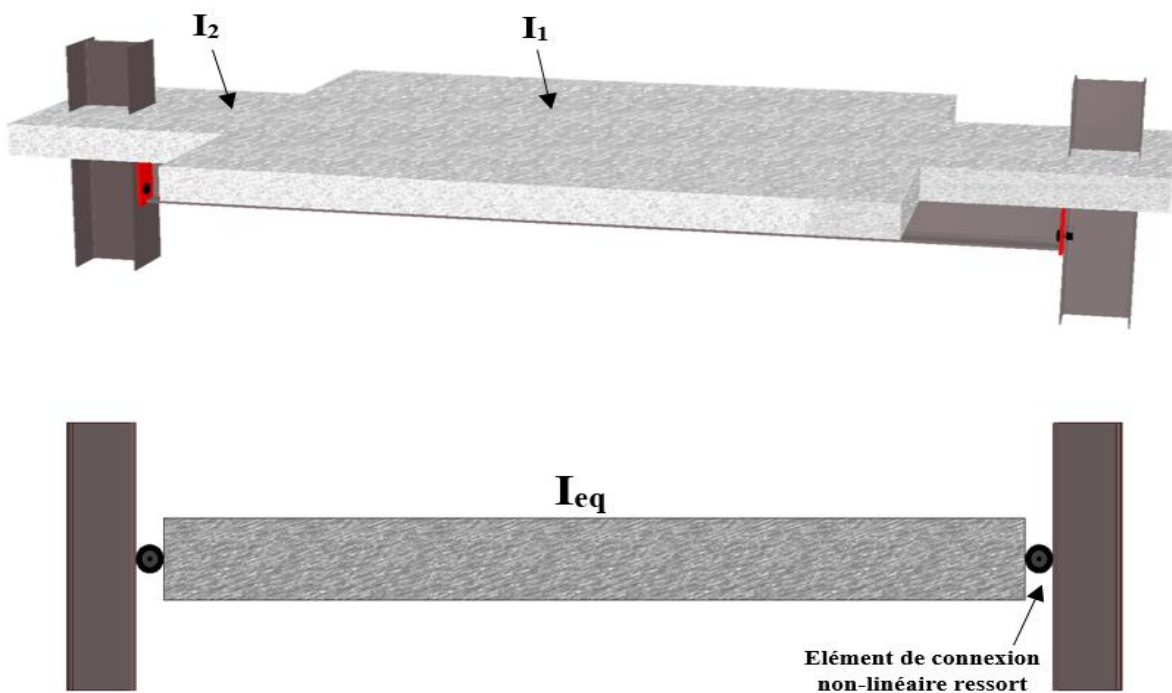


Figure IV-3 : la section équivalente de la poutre mixte [49]

IV.3.2 Modélisation des assemblages semi-rigide (poutre-poteau)

Le logiciel ANSYS est très puissant dans la simulation des assemblages semi-rigides à l'aide d'un élément ressort non linéaire COMBIN39 (*Figure IV.6*), la relation moment-rotation adoptée des assemblages mixtes semi-rigides à résistance partielle est celle proposée par l'Eurocode 4. Les caractéristiques clés de l'assemblage à savoir le moment résistant, la rigidité initiale et la capacité de rotation sont discutées au **Chapitre III**.

Bien que la *Figure III.25* et les équations présentées au **Chapitre III** fournissent un modèle adéquat pour l'identification de comportement des assemblages mixtes poutre-poteau soumis à des moments négatifs (dalle tendue), très peu d'études ont été rapportées sur leur comportement sous des moments positive (dalle comprimée). Des essais fournis par l'Université polytechnique de Hong Kong Polytechnic University [17], sur des assemblages mixtes à patine d'extrémité boulonnée testée sous une charge inversée, ont montré un comportement hystérétique stable avec des caractéristiques presque symétriques. Sur la lumière de ses résultats de recherche dans cette étude, le comportement des assemblages mixtes sous des moments positifs est supposé une image miroir de la *Figure III.26 (b)* idéalisé (voir *Figure IV.4*). Cette supposition a été aussi envisager par J.S. Hensman [17] dans leur étude numérique sur les portiques mixtes soumis des charges climatiques du vent.

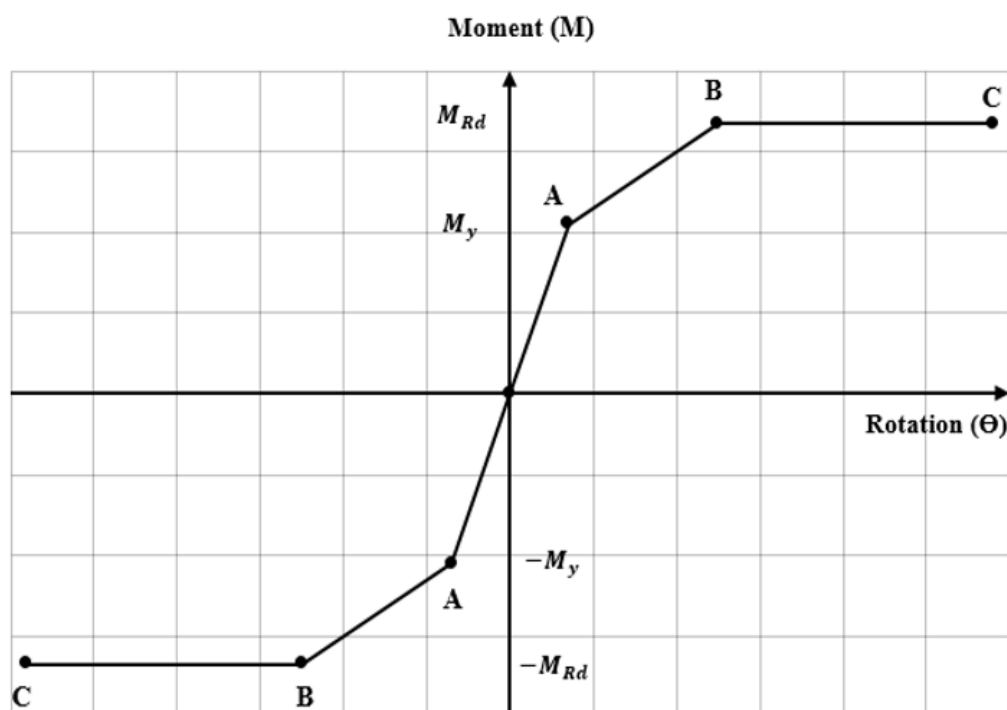


Figure IV-4 : Comportement complet d'un assemblage mixte poteau-poutre

Tableau IV-1 : Les coordonnées des points de la figure IV-4

	Point A	Point B	Point C
Moment (kN m)	$\pm \frac{2}{3} M_{Rd}$	$\pm M_{Rd}$	$\pm M_{Rd}$
Rotation (rad)	$\pm \frac{M_{Rd}}{S_{j,ini}}$	$\pm \frac{2 M_{Rd}}{S_{j,ini}}$	$\pm \theta_u$

IV.3.2.1 Élément ressort non linéaire COMBIN39

COMBIN39 (Figure IV-6), est un élément unidirectionnel à 2 nœuds avec un comportement force-déformation non linéaire généralisée qui peut être utilisée dans n'importe quel type analyse. L'élément peut être utilisé dans le sens longitudinal ou torsionnel pour des applications 1D, 2D ou 3D. Le modèle longitudinal est un élément uniaxial travail en traction-compression comportant trois degrés de liberté au niveau de chaque nœud : les translations dans les directions nodales x, y et z. aucune flexion ou torsion est prise en compte. Le choix de la torsion, est un élément purement rotatif avec trois degrés de liberté à chaque nœud : rotations autour du nœud dans les directions x, y et z. aucune flexion ou torsion n'est prise en considération [48].

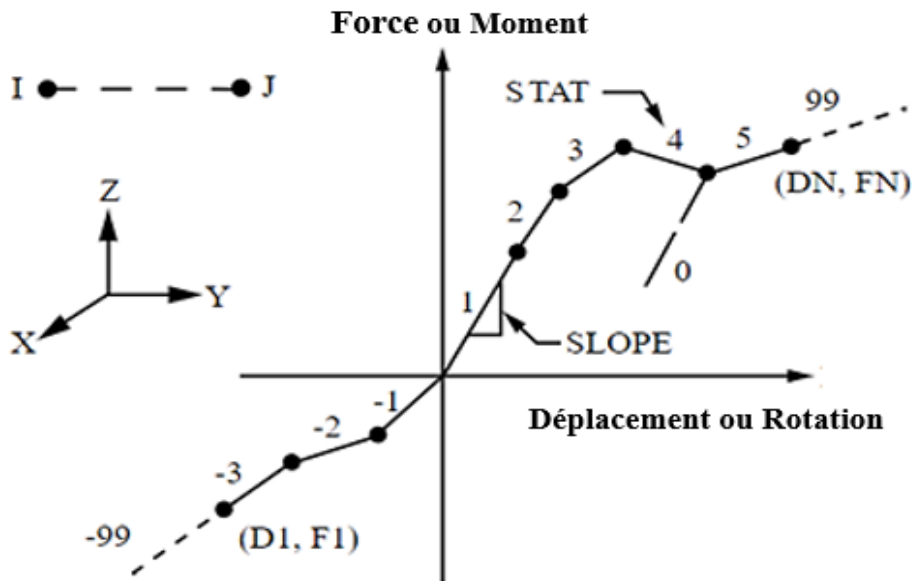


Figure IV-5 : Géométrie de l'élément (COMBIN39) [48]

La capacité de déplacement de ce type d'élément est importante et il peut y avoir deux ou trois degrés de liberté à chaque nœud. L'élément n'a pas de masse ni de capacité thermique. L'élément est défini par deux points nodaux (de préférences coïncidentes) et par une courbe force-déformation généralisée (Figure IV-5). Les points de cette courbe (D1, F1,

etc.) représentent la force (ou le moment) en fonction de la translation (ou de la rotation) relative pour les analyses structurales.

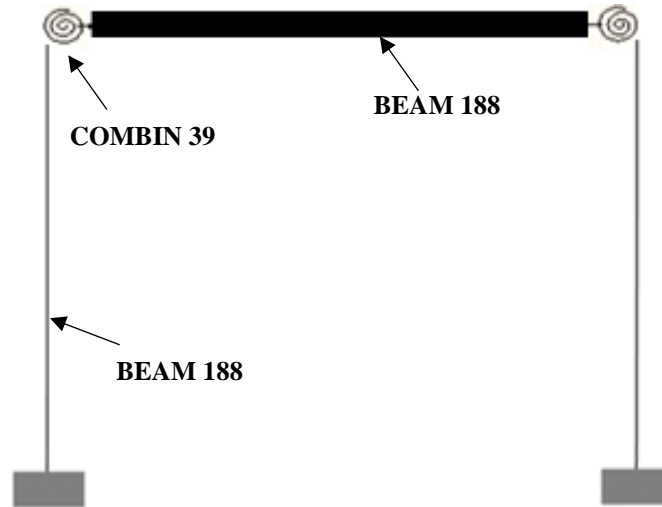


Figure IV-6 : Modélisation des éléments dans l'ANSYS

IV.3.3 Propriétés des matériaux

La non-linéarité des matériaux, c'est-à-dire la relation contrainte-déformation non linéaire, est la cause principale du comportement non linéaire des structures. De nombreux facteurs peuvent influencer la relation contrainte-déformation des matériaux, notamment la nature de charge (statique ou dynamique) et leur durée d'application (comme dans la réponse de fluage) et les conditions environnementales (telles que la température).

La relation contrainte-déformation peut être classée selon trois catégories : élastique, plastique rigide et élastique-plastique. Pour une analyse élastique, la relation contrainte-déformation est linéaire et le matériau n'atteint jamais sa limite d'élasticité. Dans le modèle rigide-plastique, on considère que le matériau ne se déforme pas jusqu'à ce que sa limite d'élasticité soit atteinte. Dans le modèle élastique-plastique, le matériau se déforme initialement de manière élastique sous une charge croissante et la relation contrainte-déformation est linéaire. Le matériau devient plastique lorsque la limite d'élasticité du matériau est atteinte. Dans cette analyse, nous avons utilisé la relation élastique.

Les principales procédures de modélisation des portiques mixtes avec ANSYS sont présentées dans l'organigramme de la *Figure IV.7*.

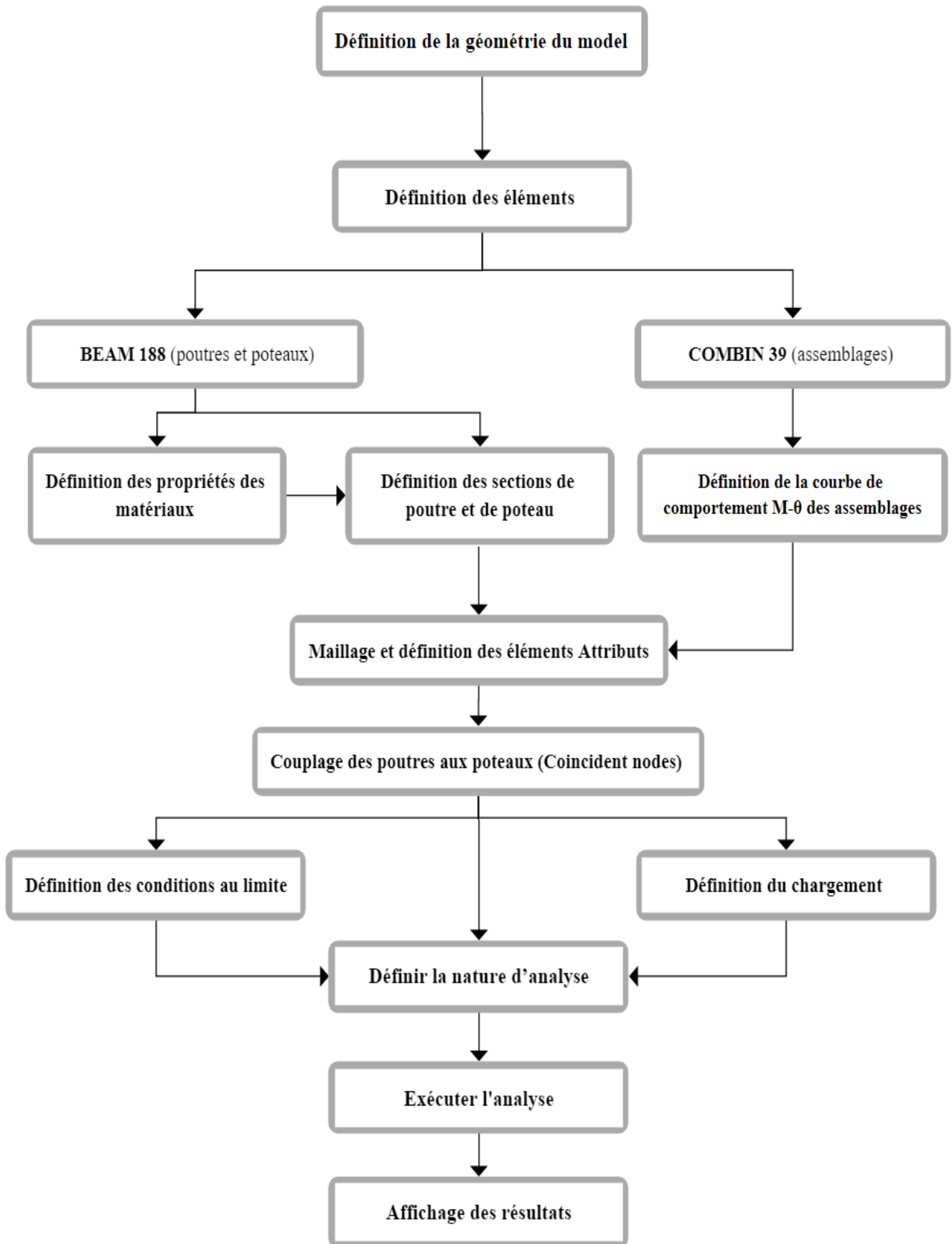


Figure IV-7 : Organigramme de la modélisation des portiques mixtes avec ANSYS

IV.4 Validation du modèle

Pour valider la fiabilité du modèle proposé. L'essai expérimental réalisé par wang [10] sur un portique mixte semi-rigide à l'échelle réelle a été modélisé. Les moments fléchissants déterminés par le modèle proposé ont été comparés à ceux obtenus par l'essai expérimentale ainsi aux moments fléchissants obtenus par une méthode analytique de dimensionnement des portiques mixtes semi-rigide [21].

IV.4.1 Présentation du portique mixte étudié

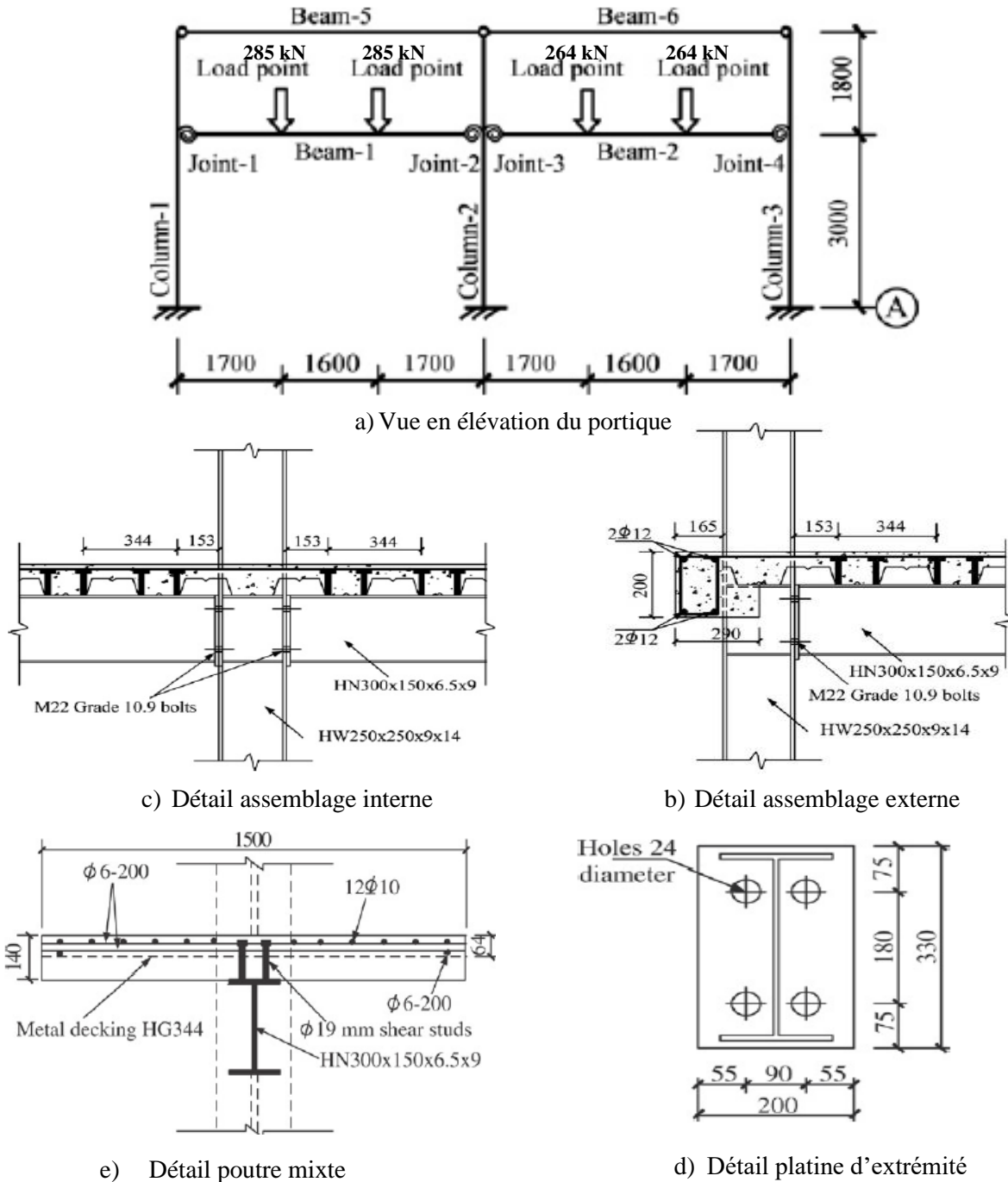


Figure IV-8 : détail du portique mixte étudié

IV.4.2 Modélisation du portique étudié

Le moment d'inertie équivalent de la poutre mixte

➤ $I_{eq} = 30914,9 \text{ cm}^4$

Les dimensions de la section équivalente

➤ $b = 5.86 \text{ cm}$

➤ $h = 39.88 \text{ cm}$

Tableau IV-2 : les caractéristiques clés des assemblages du portique étudié

	Assemblage interne	Assemblage externe
RIGIDITÉ INITIALE	103100 <i>kN m/rad</i>	32290 <i>kN m/rad</i>
RIGIDITÉ NOMINALE	51550 <i>kN m/rad</i>	16145 <i>kN m/rad</i>
MOMENT RÉSISTANT PLASTIQUE	184,7 <i>kN m</i>	172,8 <i>kN m</i>
MOMENT RÉSISTANT ÉLASTIQUE	123,1333 <i>kN m</i>	115,2 <i>kN m</i>
CAPACITÉ DE ROTATION	0.0374 <i>rad</i>	0.0415 <i>rad</i>

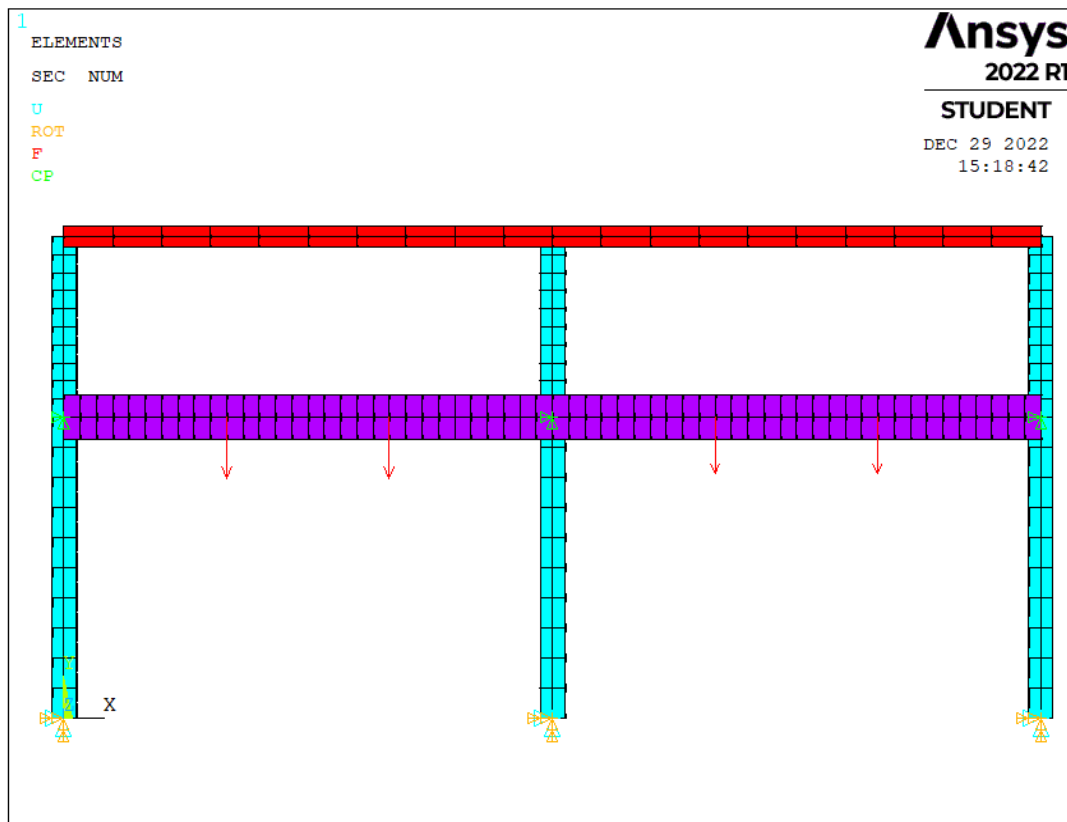
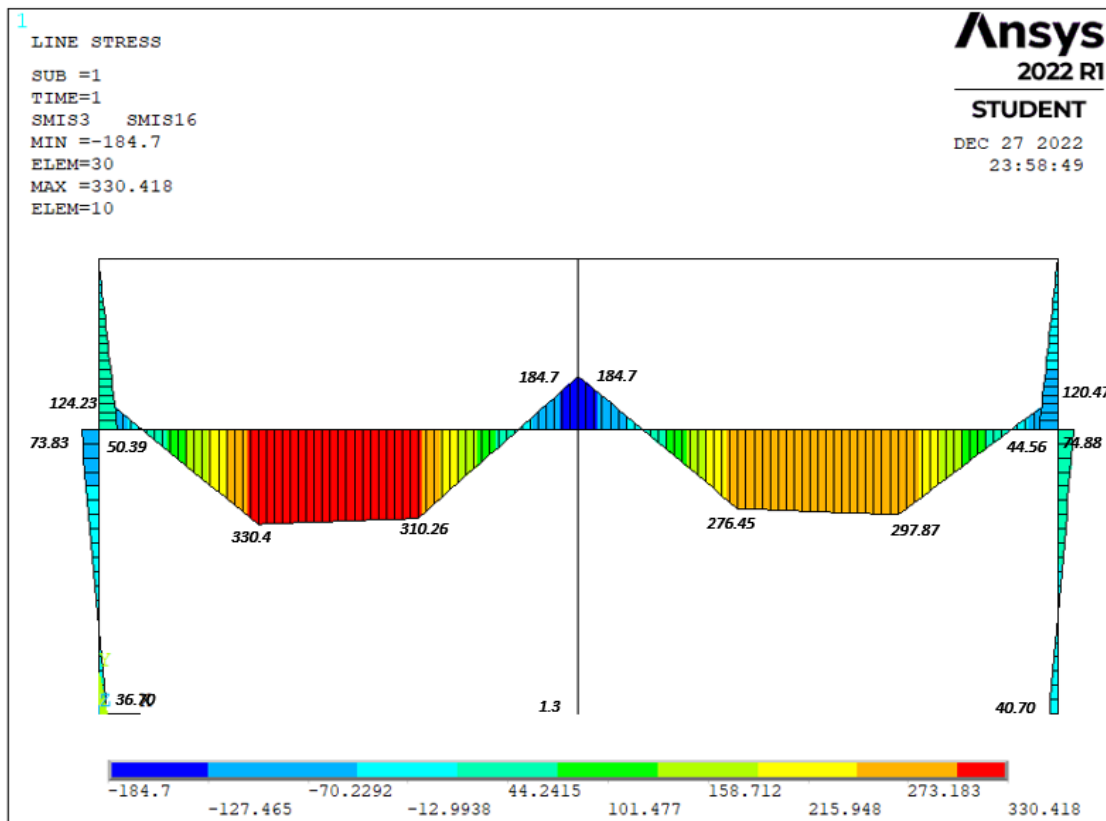
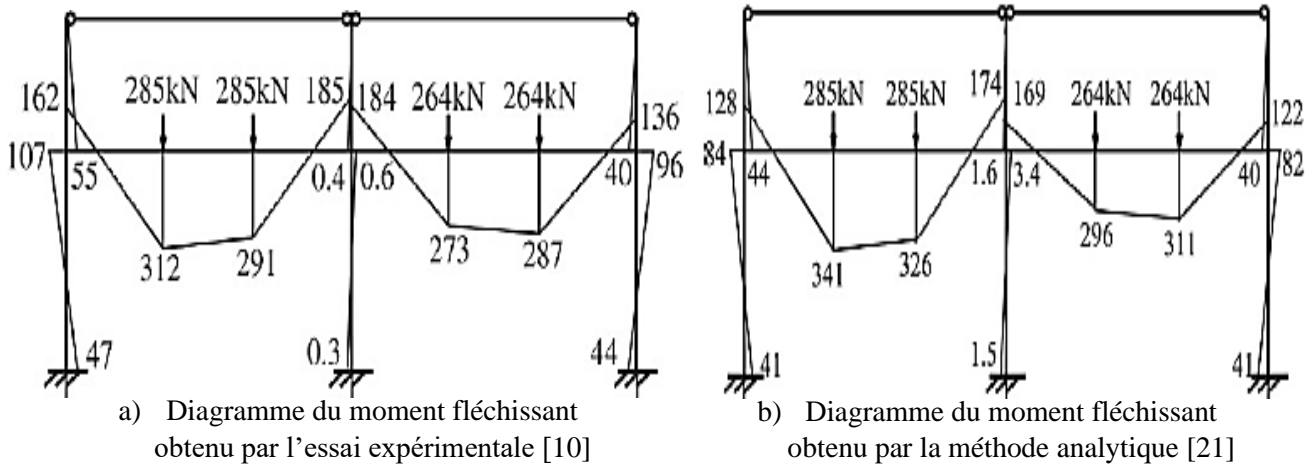


Figure IV-9 : le modèle du portique mixte étudié

IV.4.3 Comparaison des moments fléchissants

La figure IV-10 illustre une comparaison des moments fléchissant à la rupture. Les résultats indiquent que les moments fléchissants déterminés par le modèle proposé sont proches à ceux obtenus par l'essai et par la méthode analytique. Par conséquent, le modèle proposé justifie sa fiabilité.



c) Diagramme du moment fléchissant obtenu par le modèle proposé

Figure IV-10 : Comparaison des moments fléchissant

IV.5 Application numérique

Cinq portiques mixtes ont été sélectionnés pour l'analyse. Les portiques soumissent à des charges verticales (poids propre et surcharge d'exploitation) et horizontales.

- 1) portique avec des assemblages infiniment rigides (rigidité totale)
- 2) portiques parfaitement articulés (c'est-à-dire avec une libération des poutres aux extrémités).
- 3) portique avec des assemblages par platine d'extrémité raidi (*Figure IV-12*)
- 4) portique avec des assemblages par platine d'extrémité (*Figure IV-13*)
- 5) portique avec des assemblages par double cornière d'âme boulonnée (*Figure IV-14*)

IV.5.1 Présentation des portiques étudiés :

Les portiques analysés dans cette étude sont des portiques plan bidimensionnels (à trois travées et trois étages [50]). Les dimensions et les caractéristiques des poutres, des poteaux et des assemblages adoptés sont représentées dans la *Figure IV-11, IV-12, IV-13 et IV-14*. Les charges prises en compte pour le dimensionnement sont des charges uniformément réparties sur les poutres mixtes :

- Charge permanente, $G = 16 \text{ kN/m}$;
- Surcharge d'exploitation $Q = 12 \text{ kN/m}$;
- **Poutres** : IPE220, acier de nuance S 235, (étayées lors du bétonnage)
- **Dalle mixte** :
 - Tôle profilée : HI-BOND 50
 - Béton : C20/25 ($f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 29000 \text{ N/mm}^2$)
 - Épaisseur totale de la dalle = 130mm
 - Épaisseur de béton sur les nervures : $h_c = 80 \text{ mm}$
- **Poteaux** : HEB140, acier de nuance S 235
- **LES BOULONS** : ordinaire, nuance 6.8
 - Limite élastique $f_{yb} = 400 \text{ N/mm}^2$
 - Résistance ultime $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$

Moment d'inertie de la poutre mixte (I^+ et I^-) :

Coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{29000} = 7.24$$

I⁺ En travée « béton non-fissurée »

La position de l'axe neutre élastique par rapport à la face inférieure de la poutre est déterminée à l'aide de l'expression suivante :

$$Z_m = h - \frac{n \cdot A_a}{b_{eff}^+} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_{eff}^+}{n \cdot A_a} (h - Z_a)} \right]$$

Largeur participante de la dalle en béton non fissuré :

$$b_{eff}^+ = \min \left(\frac{l_0^+}{4}; b_p \right)$$

$$l_0^+ = 0.7L_b = 4200mm \Rightarrow b_{eff}^+ = 1050 mm$$

$$Z_m = 350 - \frac{7.24 \times 3337}{1050} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1050}{7.24 \times 3337} (350 - 110)} \right]$$

$$Z_m = 265.43mm \rightarrow (\text{Axe neutre élastique dans la dalle}).$$

Le moment d'inertie de la poutre mixte en travée est donné par l'expression suivante :

$$I_b^+ = I_a + A_b (Z_m - Z_a)^2 + \frac{b_{eff}^+}{3n} (h - Z_m)^3$$

$$I_b^+ = 137.577 \times 10^{-6} m^4$$

I⁻ Sur appui « béton fissuré »

Position de l'axe neutre élastique

$$Z_m = \frac{A_a Z_a + A_s Z_s}{A_a + A_s} = \frac{3337 \times 110 + 314 \times 310}{337 + 314} = 127.2mm$$

$$Z_m = 127.2mm \rightarrow (\text{Axe neutre élastique dans le profilé})$$

Le moment d'inertie de la poutre mixte sur appui intermédiaire est donné par l'expression suivante :

$$I_b^- = I_a + A_a (Z_a - Z_m)^2 + A_s (Z_s - Z_m)^2$$

$$I_b^- = 39.2 \times 10^{-6} m^4$$

Avec :

h : La hauteur de la section de la poutre, A_a : La section de la poutre en acier, A_s : La section des armatures longitudinales, I_a : le moment d'inertie de la poutre en acier, E_c : Module d'élasticité du béton, E_a : Module d'élasticité de l'acier

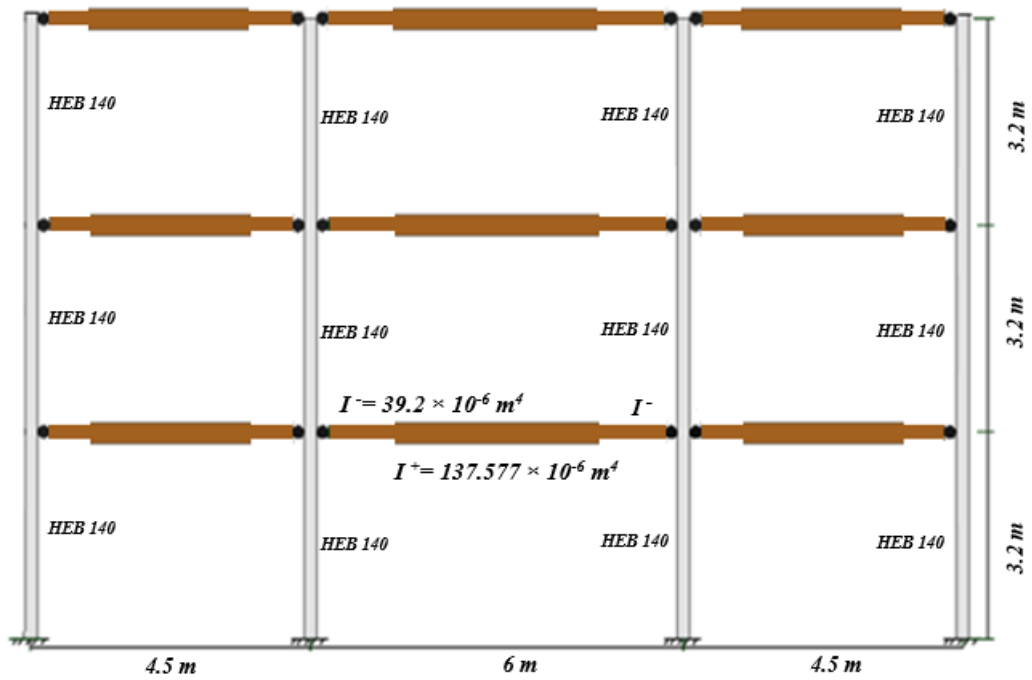


Figure IV-11 : Vu en élévation du portique étudié

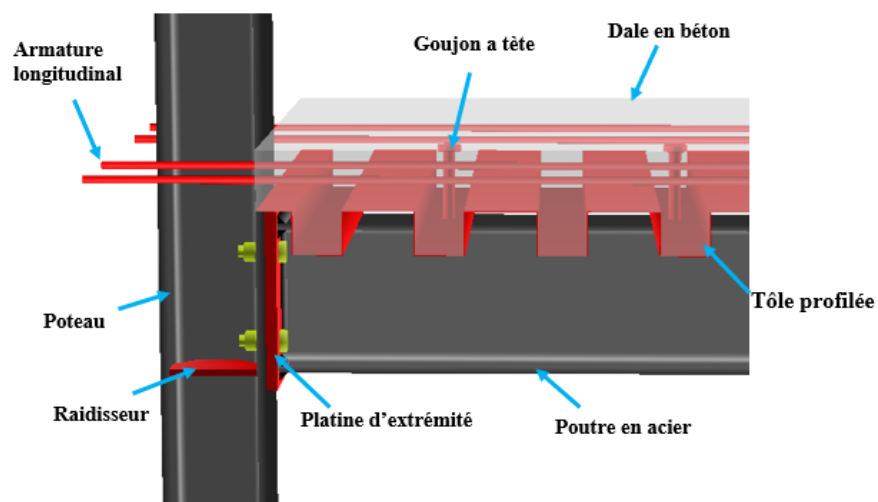


Figure IV-12 : Assemblage par platine d'extrémité raidi

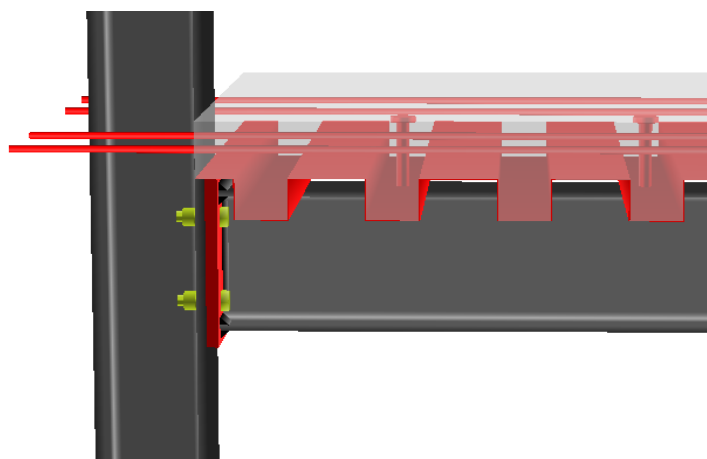


Figure IV-13 : Assemblage par platine d'extrémité

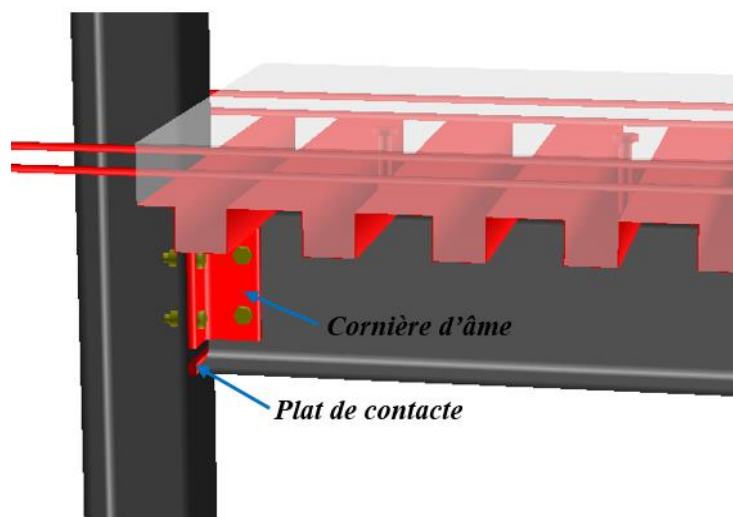


Figure IV-14 : assemblage par double cornière d'âme

IV.5.2 Caractérisation des assemblages mixtes (poutre-poteau)

Le comportement moment-rotation des assemblages mixtes utilisé dans les portiques analysés est déterminé à travers une étude de caractérisation selon la méthode des composantes. Le **Tableau IV-3, IV-4 et IV-5** regroupent les caractéristiques clés, obtenu à l'aide du logiciel **COP 2**.

Tableau IV-3 : Les caractéristiques clés de l'assemblage par platine d'extrémité raidi

COMPOSANTE	RESISTANCE (kN)	RIGIDITÉ (mm)
Panneau d'âme du poteau en cisaillement	159,7	2,521
Âme du poteau en compression	$+\infty$	$+\infty$
Âme du poteau en traction	146,6	5,656
Semelle du poteau à la flexion	113	34,21
Platine d'extrémité en flexion	113	41,7
Semelle et âme de poutre en compression	318,2	$+\infty$
Âme de poutre en traction	186,4	41,7
Boulons en traction	113,04	5,788
Armature longitudinale de la dalle en traction	122,9	0,3933
RIGIDITÉ INITIALE	10621 kN m/rad	
RIGIDITÉ NOMINALE	5310,5 kN m/rad	
MOMENT RÉSISTANT PLASTIQUE	43,62 kN.m	
MOMENT RÉSISTANT ÉLASTIQUE	29,08 kN.m	
CAPACITÉ DE ROTATION	0,03953 rad	

Tableau IV-4 : Les caractéristiques clés de l'assemblage par platine d'extrémité

COMPOSANTE	RESISTANCE (kN)	RIGIDITÉ (mm)
Panneau d'âme du poteau en cisaillement	159,7	2,521
Âme du poteau en compression	191,5	8,815
Âme du poteau en traction	146,6	5,656
Semelle du poteau à la flexion	113	34,21
Platine d'extrémité en flexion	113	41,7
Semelle et âme de poutre en compression	318,2	+∞
Âme de poutre en traction	186,4	41,7
Boulons en traction	113,04	5.788
Armature longitudinale de la dalle en traction	122,9	0,3933
RIGIDITÉ INITIALE	9254 kN m/rad	
RIGIDITÉ NOMINALE	4627 kN m/rad	
MOMENT RÉSISTANT PLASTIQUE	43,62 kN.m	
MOMENT RÉSISTANT ÉLASTIQUE	29,08 kN.m	
CAPACITÉ DE ROTATION	0,03953 rad	

Tableau IV-5 : Les caractéristiques clés de l'assemblage par cornière d'âme boulonnée

COMPOSANTE	RÉSISTANCE (kN)	RIGIDITÉ (mm)
Panneau d'âme du poteau en cisaillement	159,7	1,59
Âme du poteau en compression	159,3	1,826
Semelle de poutre en compression	318,2	+∞
Armature longitudinale de la dalle en traction	122,9	0,3933
Plat de contact en compression	193,9	+∞
RIGIDITÉ INITIALE	5359 kN m/rad	
RIGIDITÉ NOMINALE	3573 kN m/rad	
MOMENT RÉSISTANT PLASTIQUE	37,54 kN.m	
MOMENT RÉSISTANT ÉLASTIQUE	25,03 kN.m	
CAPACITÉ DE ROTATION	0,03953 rad	

IV.5.3 Détail de chargement

Les analyses ont été effectuées sous deux combinaisons de charge :

- 1) 1.35 G + 1.5 Q (*Figure IV : 15 (a)*)

2) G+Q+V (*Figure IV : 15 (b)*)

Charge permanente : comprend le poids propre de la dalle en béton par une bande de 4m et le poids propre des poutres en acier

➤ **G = 16 kN/m**

Surcharge d'exploitation : bâtiment administratif

➤ **Q=12 kN/m**

Les charges horizontales qui représentent l'ation du vent :

➤ **V=20 kN** (concentré au niveau de chaque étage)

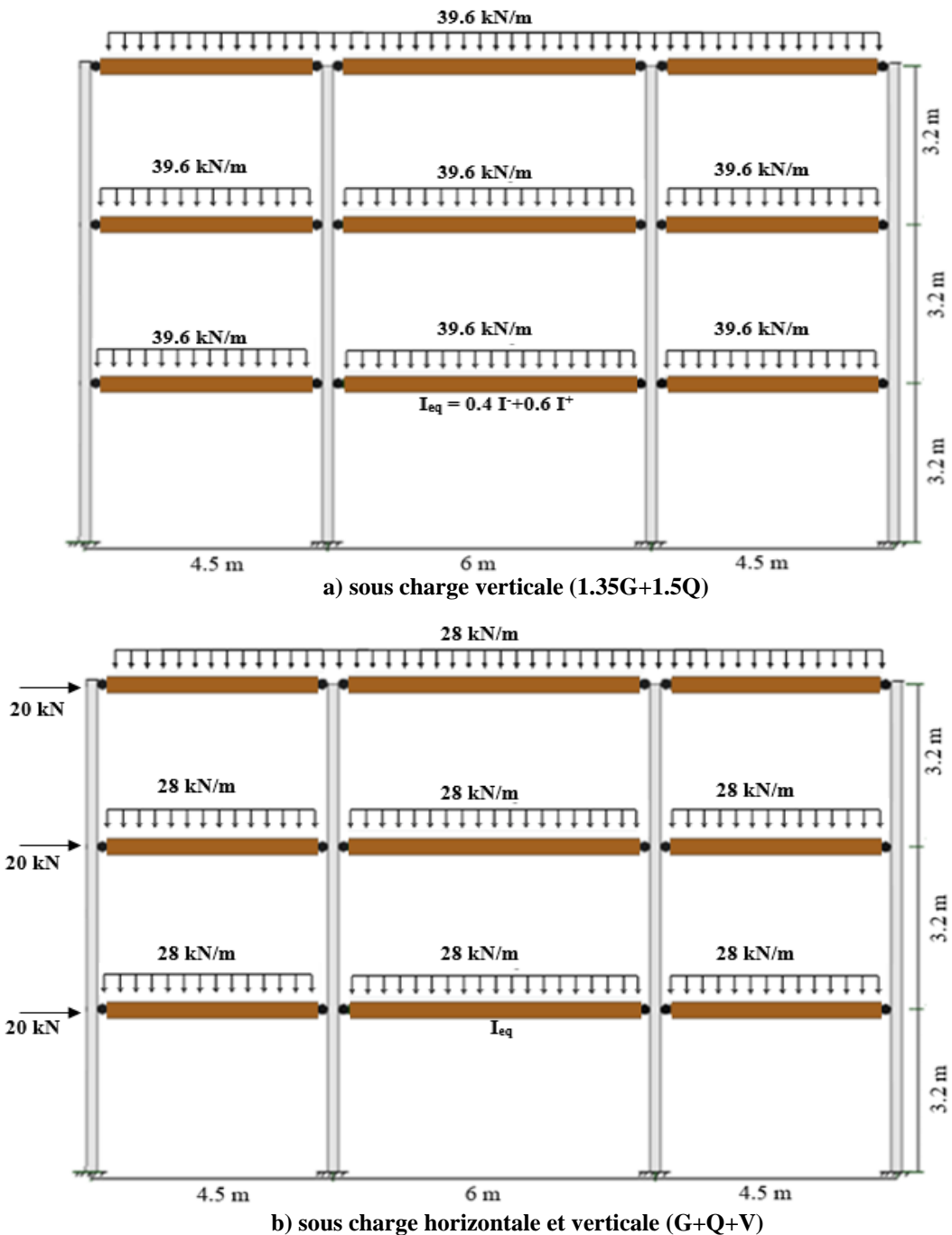


Figure IV-15 : les cas de chargement des portiques analysés

N. B.

L'inertie des poutres du modèle de portique parfaitement articulé est prise égal I^+ (poutre non fissurée)

Le modèle de portique parfaitement articulé n'est pas analysé sous la combinaison de charge horizontale et verticale, car il devient instable (mécanisme).

IV.5.4 Comparaison des résultats d'analyse pour les portiques rigides, semi-rigides et articulés

La comparaison a été effectuée entre les cinq modèles de portiques mentionnés ci-dessus, et ce pour montrer l'effet de la semi-rigidité des assemblages (poutre-poteau) sur le comportement statique des portiques en termes de :

- Moment fléchissant à mi-travée et aux extrémités des poutres (1.35 G+1.5 Q)
- Moment fléchissant à mi-travée et aux extrémités des poutres (G+ Q+V)
- Déplacement vertical à mi-travée des poutres (1.35 G+ 1.5 Q)
- Déplacement horizontal au niveau des étages (G + Q + V)

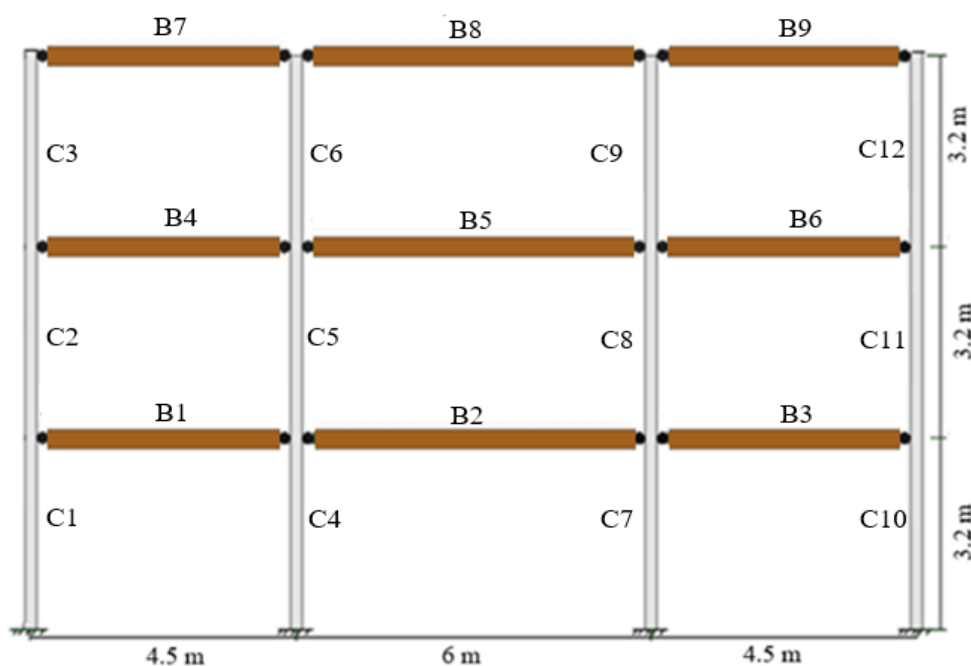
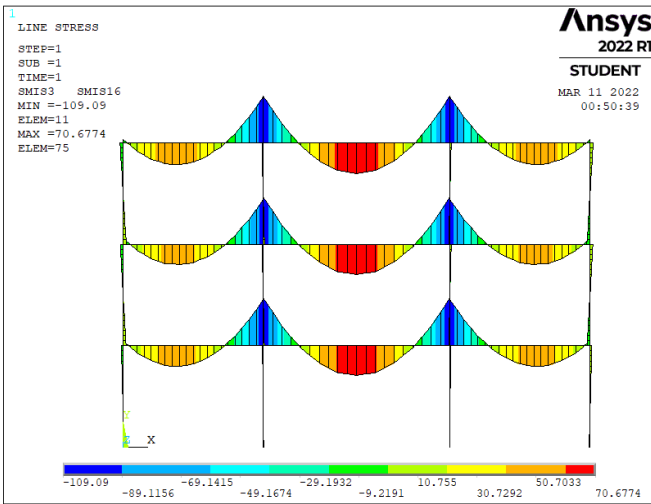


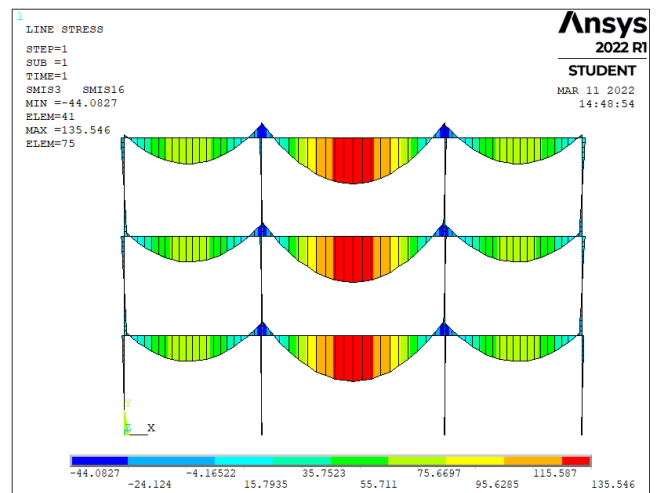
Figure IV-16 : Identification des éléments de portiques (poutres et poteaux)

Tableau IV-6 : Les types des assemblages semi-rigides

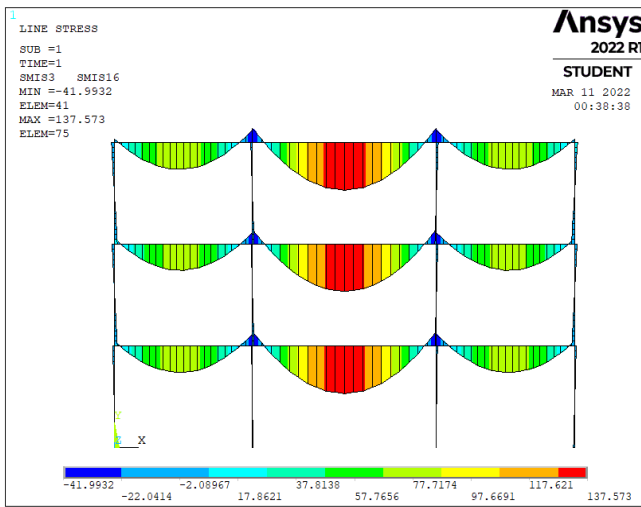
APR	Assemblage par platine d'extrémité raidi
AP	Assemblage par platine d'extrémité
ACA	Assemblage par double cornière d'âme boulonné



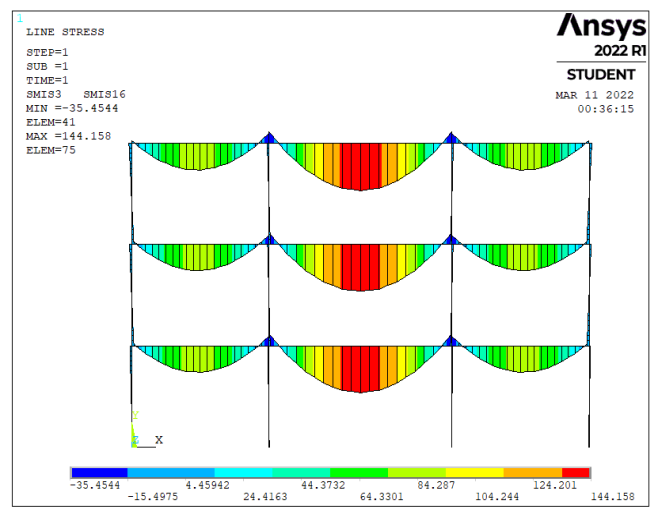
a) Rigide



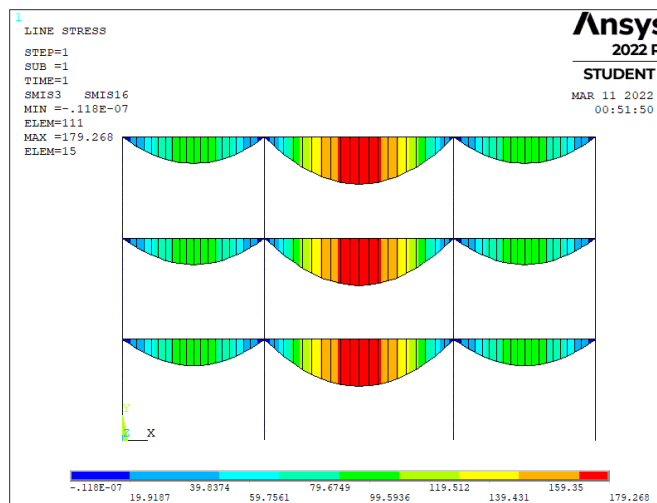
b) APR



c) AP



d) ACA



e) Articulé

Figure IV-17 : Diagramme des moments fléchissant sous combinaison de charge verticale (G+Q)

Tableau IV-7 : Moment fléchissant à mi-travée des poutres « 1.35G+1.5Q »

Poutres	Moment fléchissant à mi-travée des poutres <i>kN.m</i>				
	<i>Articulé</i>	<i>ACA</i>	<i>AP</i>	<i>APR</i>	<i>Rigide</i>
B1	100.81	85.35	76.17	75.10	42.4
B2	179.26	143.04	136.46	134.37	69
B3	100.81	80.35	76.17	75.10	42.4
B4	100.81	79.66	75.26	74.19	42.4
B5	179.26	142.62	136.08	133.99	70.18
B6	100.81	76.66	75.26	74.19	42.4
B7	100.81	81.55	77.75	76.73	44.27
B8	179.26	141.15	137.57	135.54	70.67
B9	100.81	81.55	77.75	76.73	44.27

Tableau IV-8 : Moment fléchissant aux extrémités des poutres « 1.35G+1.5Q »

Poutres		Moment fléchissant à mi-travée des poutres <i>kN.m</i>				
		<i>Articulé</i>	<i>ACA</i>	<i>AP</i>	<i>APR</i>	<i>Rigide</i>
B1	Gauche	0	-11.34	-13.01	-13.31	-10.44
	Droite	0	-28.23	-34.93	-36.76	-105.15
B2	Gauche	0	-35.03	-41.61	-43.7	-109.09
	Droite	0	-35.03	-41.61	-43.7	-109.09
B3	Gauche	0	-28.23	-34.93	-36.76	-105.05
	Droite	0	-11.34	-13.01	-13.31	-10.44
B4	Gauche	0	-13.75	-15.89	-16.28	-13.38
	Droite	0	-27.22	-33.87	-35.62	-102.32
B5	Gauche	0	-35.45	-41.91	-44.08	-107.89
	Droite	0	35.45	-41.99	-44.08	-107.89
B6	Gauche	0	-27.22	-33.87	-35.62	-102.43
	Droite	0	-13.75	-15.89	-16.28	-13.38
B7	Gauche	0	-8.04	-8.91	-9.05	-6.96
	Droite	0	-29.14	-35.86	-7.76	-104.79
B8	Gauche	0	-33.92	-40.5	-42.53	-107.4
	Droite	0	-33.92	-40.5	-42.53	-107.4
B9	Gauche	0	-29.14	-35.86	-37.76	-104.79
	Droite	0	-8.04	-8.91	-9.05	-6.69

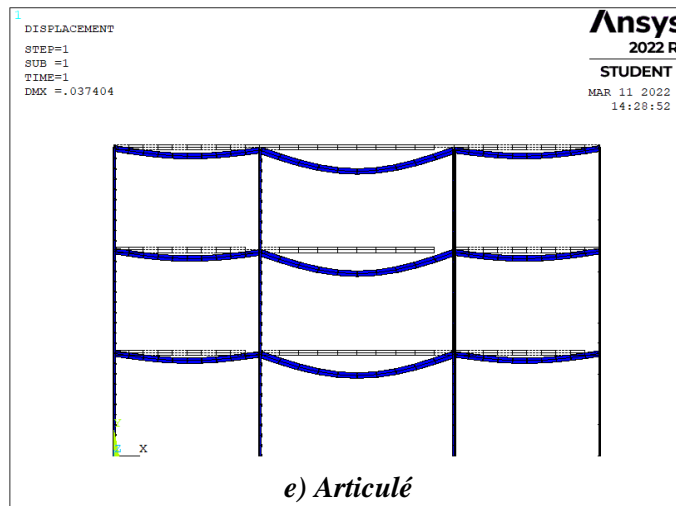
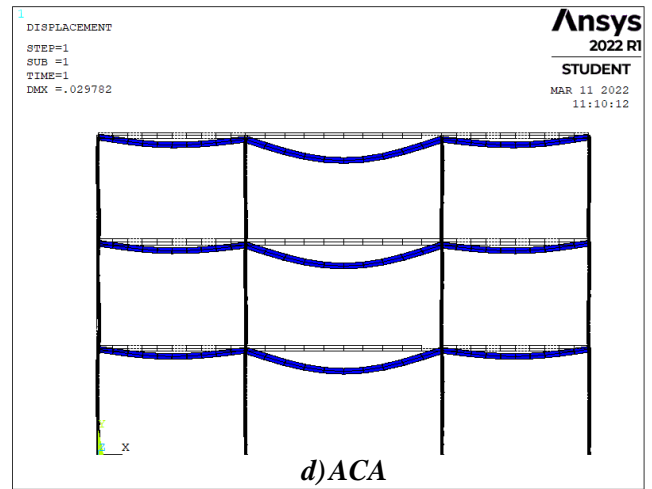
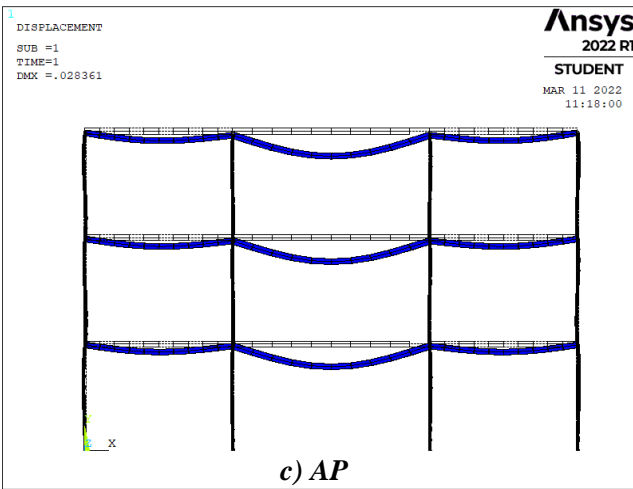
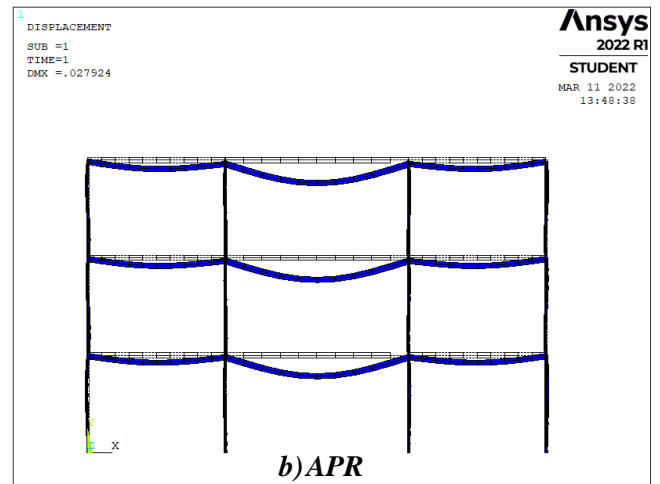
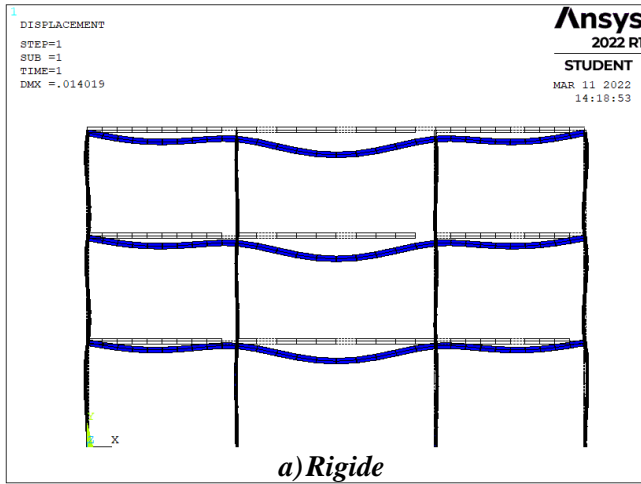


Figure IV-18 : Déplacement vertical sous combinaison de charge verticale (1.35G+1.5Q)

Tableau IV-9 : Déplacement vertical à mi-travée des poutres (1.35G + 1.5Q)

Poutres	Déplacement vertical en <i>m</i>				
	<i>Articulé</i>	<i>ACM</i>	<i>AP</i>	<i>APR</i>	<i>Rigide</i>
B1, B3	0.0137	0.0095	0.009	0.008	0.0048
B2	0.0374	0.0272	0.025	0.0253	0.0111
B4, B6	0.0137	0.0105	0.01	0.0098	0.0059
B5	0.03.74	0.0286	0.027	0.0268	0.013
B7, B9	0.0137	0.0113	0.0108	0.01	0.0067
B8	0.0374	0.0297	0.028	0.0279	0.0044

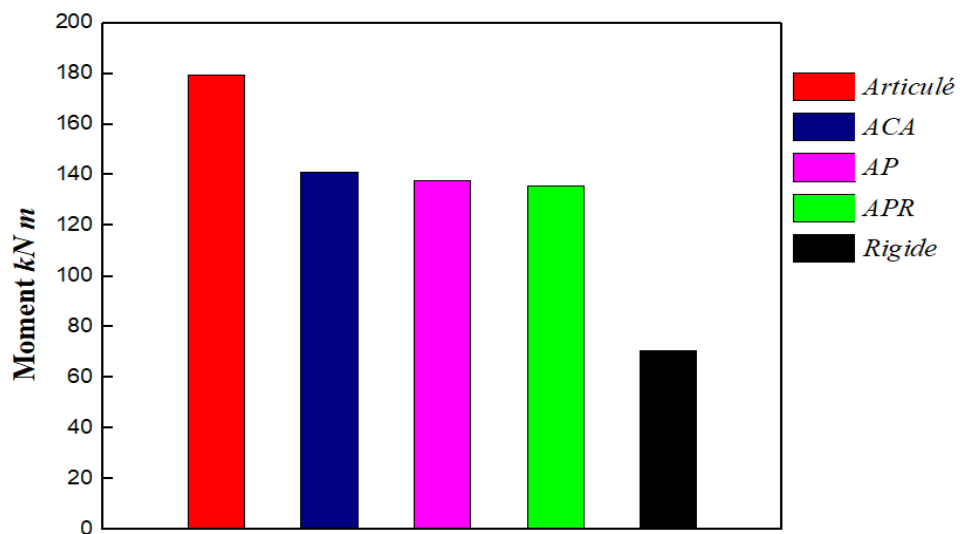


Figure IV-19 : Comparaison du moment maximal engendré à mi-travée des poutres sous la combinaison de charge G+Q

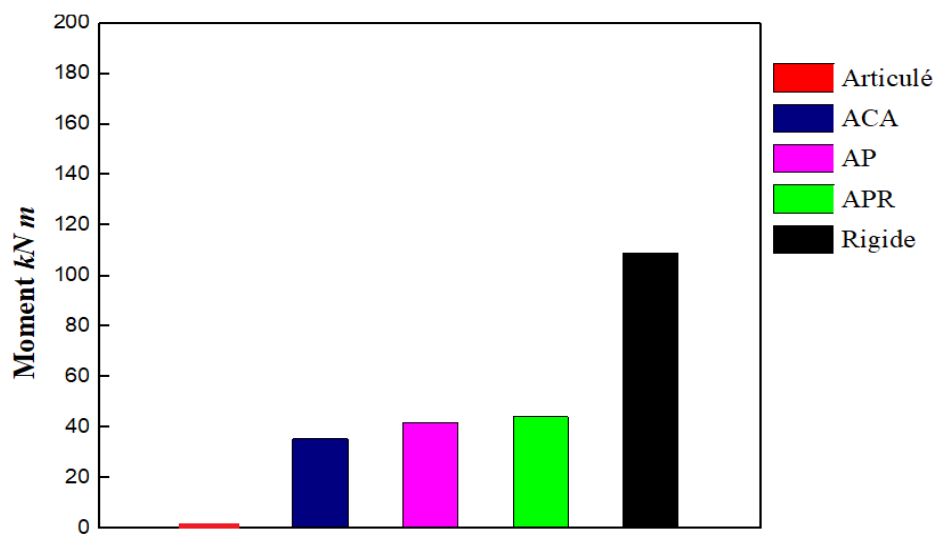


Figure IV-20 : Comparaison du moment maximal engendré aux extrémités des poutres sous la combinaison de charge G+Q

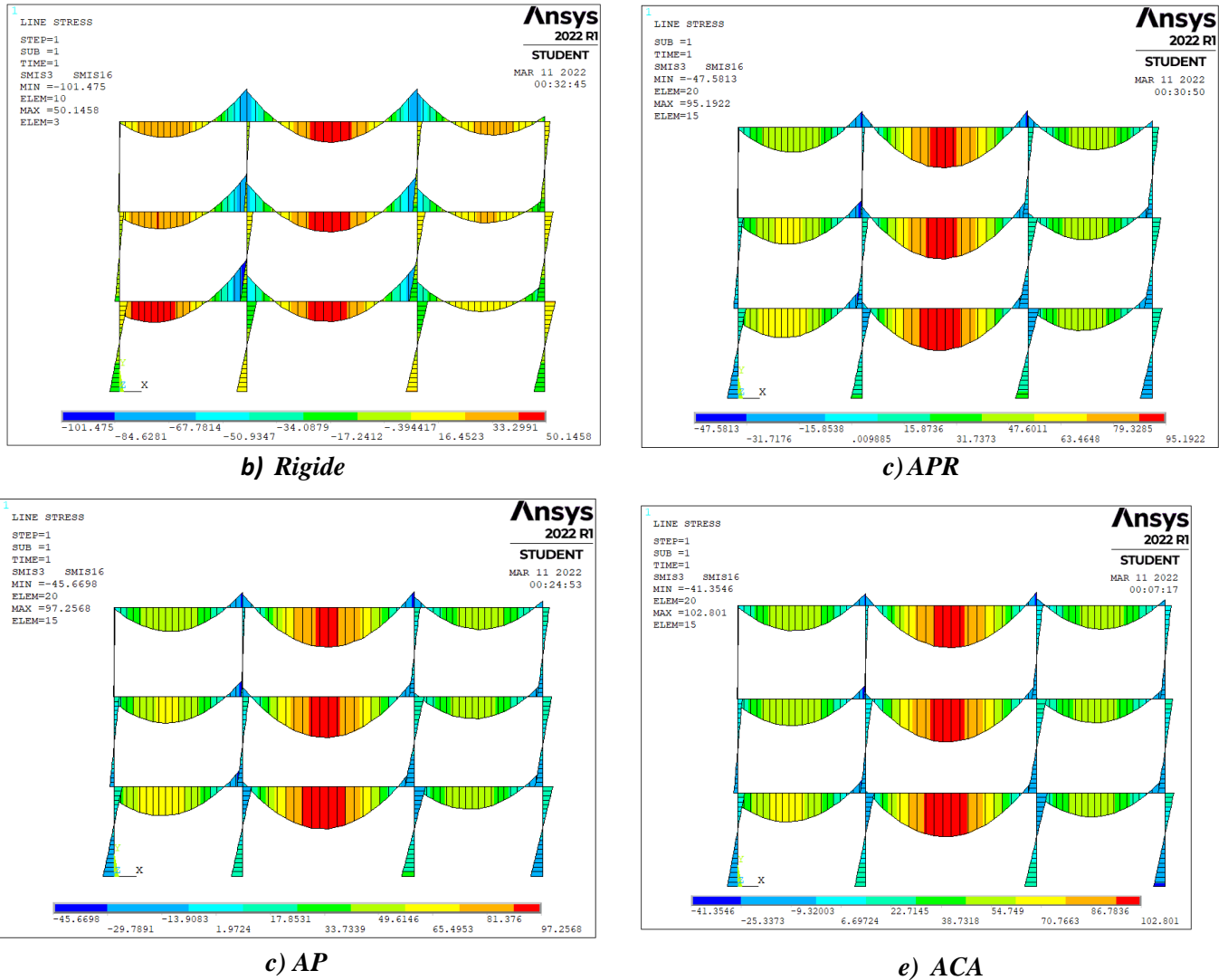


Figure IV-21 : Diagramme des moments fléchissant sous combinaison de charge « G+Q+V »

Tableau IV-10 : Moment fléchissant à mi-travée des poutres G+ Q+V

Poutres	Moment fléchissant à mi-travée des poutres $kN.m$			
	ACA	AP	APR	Rigide
B1	64.42	62.67	66.42	35.15
B2	102.8	97.25	95.17	48.78
B3	54.83	51.06	49.69	24.82
B4	60.48	57.69	56.57	32.99
B5	100.42	94.11	92.18	49.62
B6	54.56	50.16	48.95	26.73
B7	58.04	54.35	55.23	32.34
B8	99.23	92.61	91.11	49.97
B9	55.31	51.25	50.12	29.97

Tableau IV-11 : Moment fléchissant aux extrémités des poutres G+ Q+V

Poutres		Moment fléchissant à mi-travée des poutres <i>kN.m</i>			
		<i>ACA</i>	<i>AP</i>	<i>APR</i>	<i>Rigide</i>
B1	Gauche	+26.31	+28.37	+28.59	+30.15
	Droite	-30.08	-44.65	-46.77	-101.47
B2	Gauche	-4.89	-11.64	-13.86	-63.06
	Droite	-41.31	-45.66	-47.56	-91.2
B3	Gauche	+5.61	+0.42	-1.51	-47.1
	Droite	-37.11	-39.92	-40.71	-44.87
B4	Gauche	+12.79	-13.21	+13.19	+13.03
	Droite	-30.44	-39.45	-41.3	-88.65
B5	Gauche	-13.98	-21.8	-23.9	-67.03
	Droite	-37.01	-41.79	-43.55	-85.55
B6	Gauche	-3.03	-8.98	-10.97	-56.19
	Droite	-29.45	-32.29	-32.72	-31.96
B7	Gauche	+3.05	+2.89	+2.82	+2.79
	Droite	-28.58	-34.85	-36.1	-79.14
B8	Gauche	-22.72	-29.71	-30.95	-72.36
	Droite	-30.64	-36.89	-38.65	-79.51
B9	Gauche	-16.99	-24.29	-26.28	-69.04
	Droite	-13.99	-14.82	-14.89	-12.64

Tableau IV-12 : Déplacement horizontal des étages (G+ Q+V)

Étage	Déplacement horizontal en <i>m</i>			
	<i>ACM</i>	<i>AP</i>	<i>APR</i>	<i>Rigide</i>
1	0.0492	0.0458	0.0452	0.0376
2	0.0941	0.0862	0.0844	0.0647
3	0.1189	0.1091	0.1067	0.0792

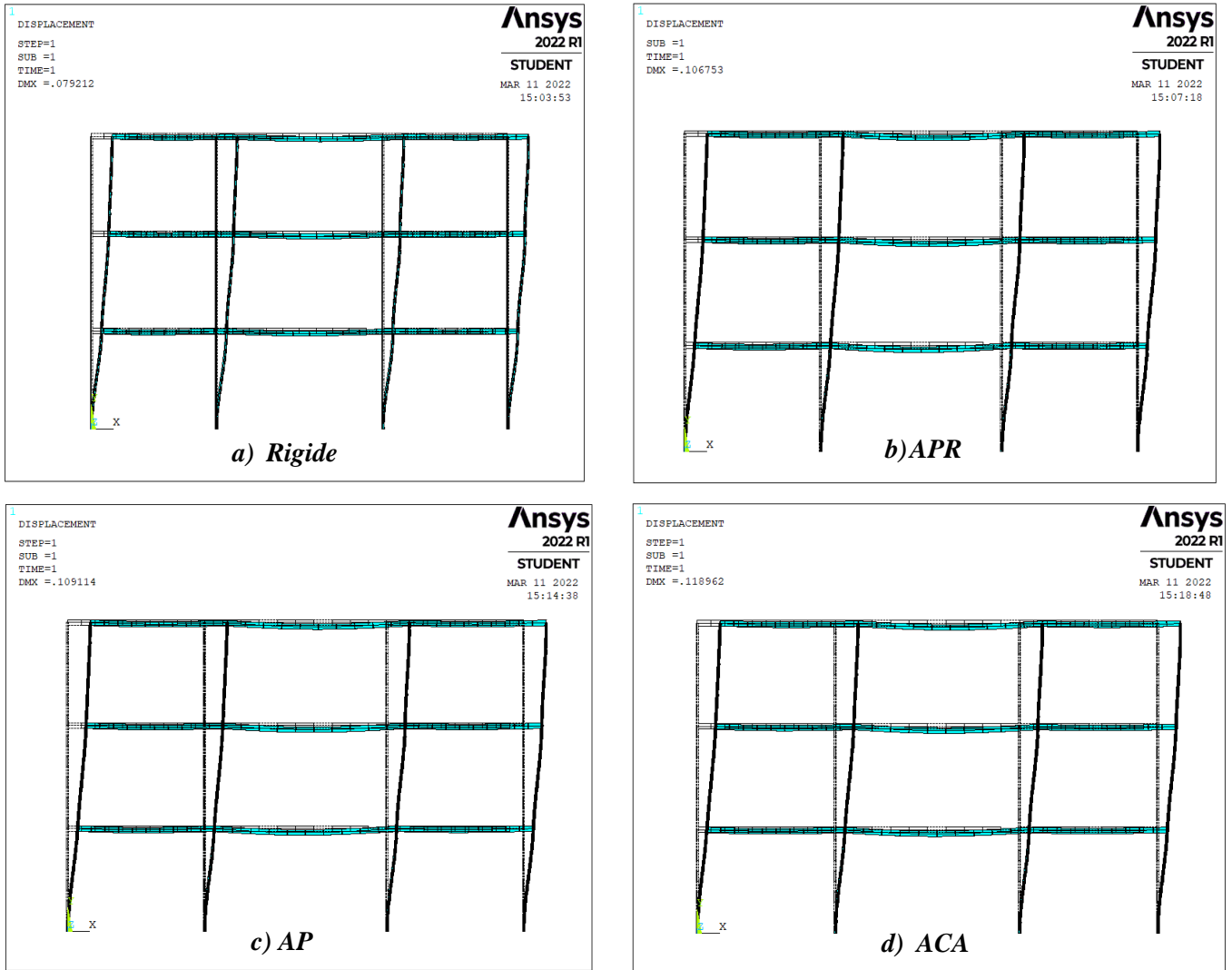


Figure IV-22 : Déplacement horizontal sous combinaison de charge verticale et horizontale ($G+Q+V$)

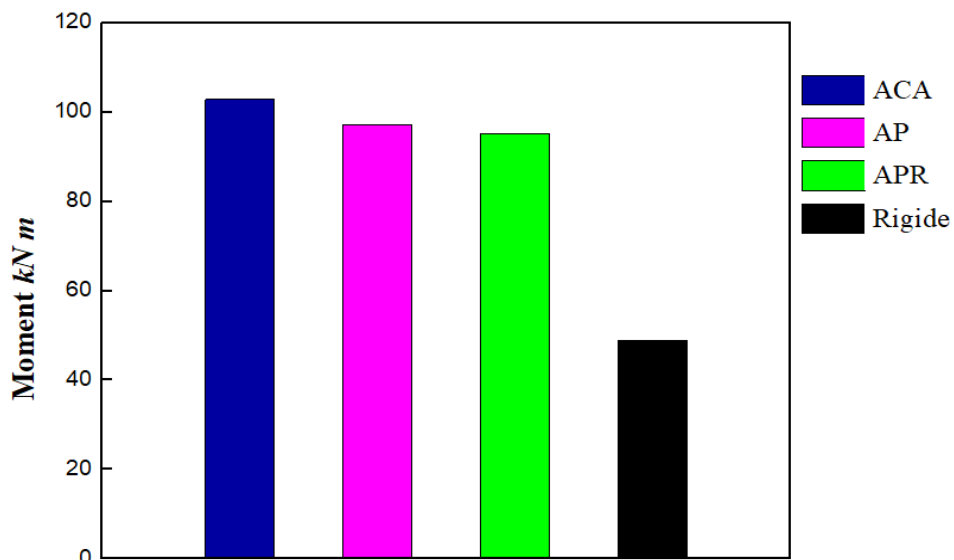


Figure IV-23 : Comparaison du moment maximal engendré à mi-travée des poutres sous la combinaison de charge $G+Q+V$

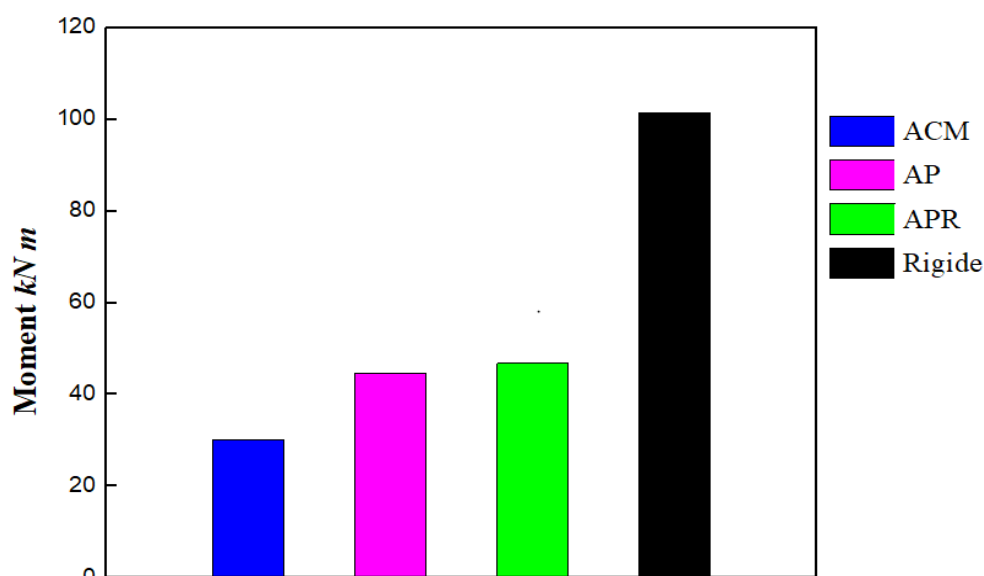


Figure IV-24 : Comparaison du moment maximal engendré aux extrémités des poutres la sous combinaison de charge $G+Q+V$

IV.5.5 Interprétation des résultats

Le moment fléchissant dans les portiques mixtes conçus par des assemblages infiniment rigides, atteint des valeurs maximales aux extrémités des poutres et des valeurs minimales à mi-travée. D'après la *Figure IV.17, IV.18, IV.19, IV.20, IV.21, IV.22, IV.23, IV.24* ainsi le *Tableau IV.7, IV.8, IV.10 et IV.11*, on observe que les moments fléchissants dans les poutres diminués aux extrémités et augmentés à mi-portée à cause du passage d'un assemblage (poutre-poteau) rigide vers des assemblages semi-rigides (APR, AP, ACA) et articulés.

Le déplacement horizontal des étages augmente dans le cas des portiques semi-rigides (*Figure IV.22 et le Tableau IV.12*), il devient très important dans ceux conçu avec des assemblages par cornière d'âme boulonnée. Sachant afin de limiter ces déplacements, il est nécessaire de concevoir un système de contreventement adéquat.

L'analyse de la réponse des portiques mixtes semi-rigide a montré que la réduction des moments au niveau des assemblages est accompagnée par une augmentation des moments fléchissants à mi-portée. Dans le cas des planchers mixtes, les poutres ont une résistance suffisante pour supporter les charges de conception dans leur portée par rapport à la zone nodale. Par conséquent, les assemblages semi-rigides constituent une solution de conception économique.

IV.6 Conclusion

Les déplacements verticaux et horizontaux ainsi les moments fléchissants sont très influencés par la semi-rigidité des assemblages poutres-poteaux. Dans le suivant chapitre, nous envisagerons une investigation de cet effet de semi-rigidité des assemblages sur le comportement sismique inélastique des portiques mixtes à travers l'évaluation de leurs facteurs de comportement R .

L'INFLUENCE DE LA RIGIDITÉ DES ASSEMBLAGES SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES PORTIQUES MIXTES

V.1 Introduction

Dans ce chapitre, l'effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement sismique de deux types de systèmes de contreventement des bâtiments mixtes (poutre mixte, poteau en acier), a été étudié à travers l'évaluation de leurs facteurs de comportement R . Pour mettre en évidence le travail effectué, des portiques plants mixtes auto-stables (SMRF) et des portiques contreventés par des barres concentriques en X (SCBF), ont le même nombre de travées. Il s'agit des portiques de trois, quatre et cinq étages, conçus selon le code Eurocode 4 [3] et le code sismique algérien RPA 99/version 2003 [51]. Ces portiques ont été analysés en considérant les assemblages possèdent une rigidité infinie pour les prendre comme cas de référence. Le degré de connexion J de ces assemblages a été par la suite varié pour chaque portique, et ce afin d'introduire le principe de la semi-rigidité selon la classification adoptée par l'Eurocode4.

Un total de 36 portiques de types SMRF et 33 portiques de types SCBF (rigides et semi-rigides) ont subi une analyse statique non linéaire (push-over) à l'aide du logiciel SAP2000/version14 [4]. Les poutres et les poteaux des portiques mixtes sont modélisés par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. À cet effet le modèle de Senthilkumar [46] pour les poutres mixtes et celui du FEMA 356 [52] pour les poteaux en acier a été utilisé, et ce pour l'établissement des lois moment-rotation associées à la plastification par flexion des rotules plastiques. Les assemblages semi-rigides poutre-poteaux sont modélisés comme des éléments de liaison LINK de type multilinéaire plastic à deux nœuds. Ces éléments LINK sont caractérisés par une loi moment-rotation qui exprime le comportement réel des assemblages. À partir des courbes de push-over, le facteur de comportement R de tous les portiques est évalué en s'appuyant sur la méthode proposée par l'ATC-19 [5].

V.2 Facteur de comportement

Le coefficient de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques afin d'offrir la possibilité de bénéficier de la capacité de dissipation hystérétique d'énergie des structures. Le coefficient de comportement permet l'utilisation des méthodes d'analyse linéaire élastique au lieu d'effectuer des analyses non linéaires explicites dans le temps difficile à pratiquer par les ingénieurs au niveau des bureaux d'étude. Ce facteur reflète la capacité de la structure à dissiper l'énergie par un comportement inélastique, est permettant donc de rapporter le dimensionnement à un niveau élastique avec l'introduction de forces équivalentes d'intensité réduite. Le concept de réduction des forces sismiques à l'aide d'un seul facteur de réduction pour arriver au niveau de force de conception est encore largement utilisé. Ceci est dû à la performance satisfaisante des bâtiments conçus selon les codes modernes lors d'essais en grandeur réelle et de récents tremblements de terre [53].

V.2.1 Paramètres du coefficient de comportement

Le facteur de comportement, R , dépend de plusieurs paramètres tels que la ductilité, la période propre fondamentale de vibration de la structure. Le réserve de résistance, appelée aussi sur-résistance, la redondance de la structure, ainsi que les caractéristiques du mouvement du sol. Par ailleurs, dans la moitié des années 80, un programme de recherche expérimentale conduit par l'université de Berkeley a permis de formuler le facteur de comportement R comme étant le produit de 3 facteurs tenant compte respectivement de la ductilité, de la réserve de résistance et de l'amortissement visqueux (équation V.1).

$$R = R_{\mu} \Omega R_{\zeta} \quad (V-1)$$

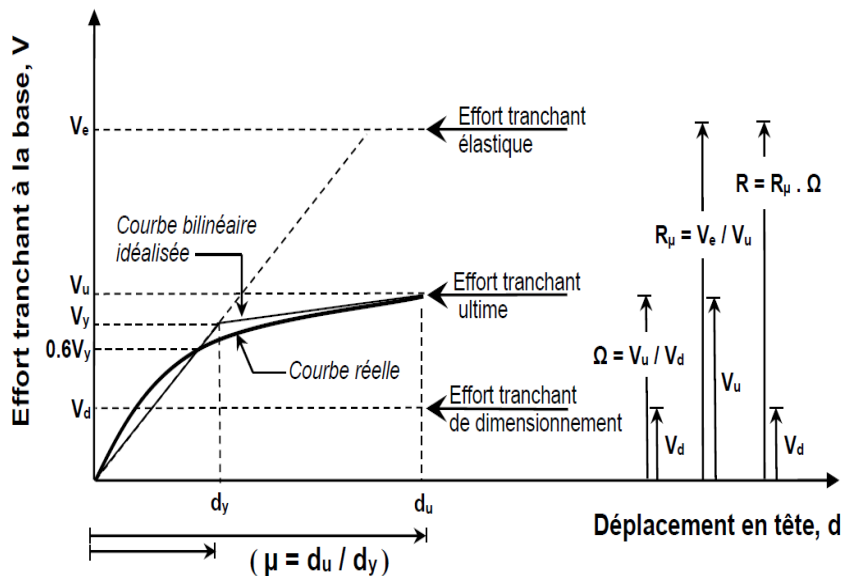


Figure V-1 : La relation entre le facteur de comportement (R), le facteur de sur-résistance (Ω), le facteur de ductilité (R_{μ}) et la ductilité globale μ [54]

V.2.1.1 Facteur de sur-résistance

Il est observé que les structures possèdent une capacité de résistance latérale V_u , qui dépasse généralement l'effort sismique de dimensionnement V_d . Cette réserve de résistance, appelée aussi sur-résistance. Le facteur de sur-résistance est un facteur qui est introduit pour tenir compte de cet avantageux effet. Il peut être défini comme le rapport entre la résistance latérale réelle et la résistance latérale de conception :

$$\Omega = \frac{V_u}{V_d} \quad (V-2)$$

D'où :

V_u : La force de cisaillement ultime calculée à l'aide d'analyses statiques et dynamiques inélastiques.

V_d : la force de cisaillement de conception calculée à l'aide des méthodes élastiques linéaires.

Ses sources de sur-résistance sont examinées par plusieurs travaux de recherche [55-58].

Parmi ses sources on peut citer :

- Les résistances réelles des matériaux utilisés sont plus importantes que les résistances utilisées dans la conception (résistance réduite par des facteurs de sécurité)
- Les dimensions des éléments sélectionnés de la structure sont généralement supérieures aux dimensions strictement nécessaires en raison de la disponibilité ou de l'arrondissement de leurs tailles,
- Le phénomène d'écrouissage de l'acier
- La contribution des éléments non structurels
- La charge de gravité appliquée au moment de l'événement sismique est inférieure par rapport aux charges de gravité pondérées utilisées dans la conception

V.2.1.2 Facteur de ductilité R_μ

La ductilité d'une structure, ou de ses éléments, est la capacité à subir de grandes déformations inélastiques sans perte significative de résistance ou de rigidité. La ductilité est une propriété très importante qui nous permet de mesurer la réponse inélastique globale d'une structure surtout lorsqu'elles soumissent à des charges sismiques plus ou moins violentes, et qui sont également une représentation de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

Les effets de la ductilité sont pris en compte par le biais du facteur R_μ , il est en fonction de plusieurs caractéristiques structurelles comme la ductilité globale, l'amortissement et la période fondamentale de vibration (T). La ductilité globale (μ) est représentée comme suit :

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (V-3)$$

Les méthodes d'évaluation du facteur de ductilité (R_μ) sont généralement basées sur un modèle de réponse inélastique à un seul degré de liberté. Les études de Nassar et Krawinkler [59] , Fajfar [60], Newmark et Hall [61] et Priestley [62] sur l'évaluation du facteur R_μ sont considérées comme les travaux les plus significatifs et les plus référencés. Dans cette étude les formulations de Newmark et Hall [61] sont utilisées pour le calcul du facteur de réduction R_μ .

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 && \text{for } T < 0,2 s \\ R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} && \text{for } 0,2 s < T < 0,5 s \\ R_\mu &= \mu && \text{for } T > 0,5 s \end{aligned} \quad (V-4)$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure.

V.2.1.3 Facteur d'amortissement R_ξ

Le facteur d'amortissement (R_ξ) est employé pour les structures qui sont dotées de dispositifs supplémentaires de dissipation d'énergie (amortissement visqueux). Le facteur d'amortissement est supposé égal à 1 pour les bâtiments qui ne possèdent pas de tels dispositifs.

Dans cette étude, R_ξ est pris égal à 1. Donc, le facteur de comportement sismique sera le produit des deux facteurs, de ductilité (R_μ) et celui de sur-résistance (Ω), comme le montre la *Figure V-1*.

V.2.2 Les valeurs du coefficient de comportement des structures en BA et en acier selon les règlements internationaux

L'utilisation du facteur de modification de la réponse ou de son équivalent a été introduite dans les normes parasismiques de nombreuses régions du monde. Un bref résumé sur les valeurs de coefficient de comportement adopté par les codes sismiques de l'Europe, du Maroc, de l'Algérie et de l'Amérique est présenté dans ce qui suit.

V.2.2.1 Coefficients de comportement adopté par le code algérien RPA 99-V-2003

Sa valeur unique est donnée par le **Tableau V.4** et en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Tableau V-1 : Coefficients de comportement R du RPA 99-V-2003

Système de contreventement		R
BÉTON ARME	Portiques auto-stables sans	5
	Remplissages en maçonnerie rigide	3,5
	Portiques auto-stables avec	3,5
	Remplissages en maçonnerie rigide	3,5
	Voiles porteurs	5
	Noyau	4
	Mixtes portiques/voiles avec	2
	Interaction	2
	Portiques contreventés par des voiles	5
	Console verticale à masses réparties	3,5
	Pendule inverse	3,5
ACIER	Portiques auto-stables ductiles	6
	Portiques auto-stables ordinaires	4
	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
	Mixtes portiques/palées triangulés en X	5
	Mixtes portiques/palées triangulés en V	4
	Portiques en console verticale	2
MAÇONNERIE	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
AUTRES SYSTÈMES	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2
	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4

V.2.2.2 Coefficients de comportement adopté par le code européen (Eurocode 8)

Dans le Eurocode, la procédure générale de conception sismique consiste à réduire les forces obtenues par une analyse linéaire. Par l'utilisation d'un facteur de comportement q_s . Ce facteur est en fonction de la ductilité, de la résistance du bâtiment, du système structurel, de la régularité et de la rigidité [63].

V.2.2.2.1 Coefficients de comportement des structures à ossature en acier

Pour les bâtiments réguliers en plan, le coefficient de comportement est défini par rapport à la classe de ductilité *figure V-2*.

- a) Des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques

- b) Des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base.
- c) Des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives [63].

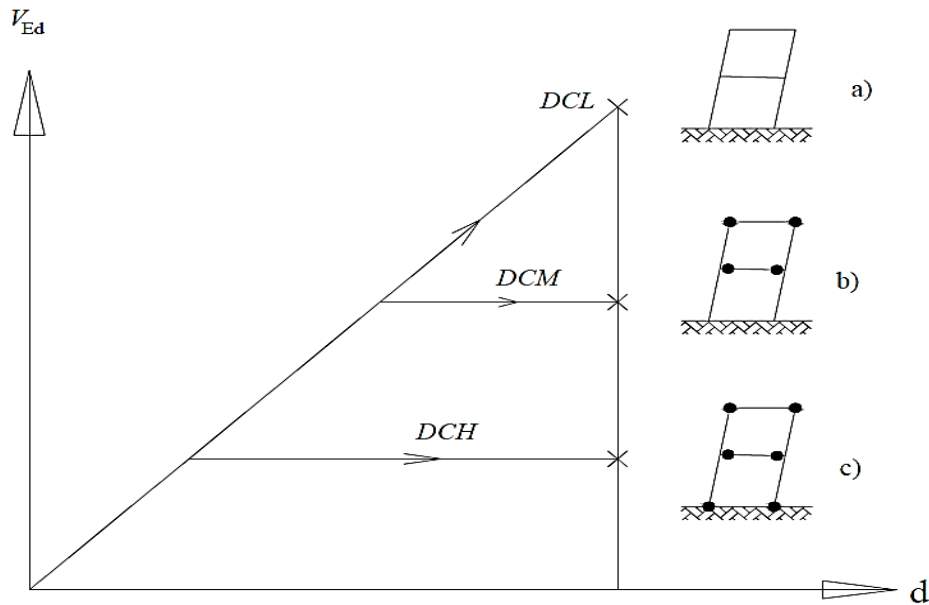


Figure V-2 : les classes de ductilité des structures [63]

Tableau V-2 : Limite supérieure du coefficient « q » des ossatures en acier régulières en plan et en élévation [63]

Type de structure		Classe de ductilité	
		DCM	DCH
Ossatures en portique		4	5 α_u/α_1
Ossature avec triangulation à barres excentrées		4	5 α_u/α_1
Ossature en portique avec triangulation centrée		4	4 α_u/α_1
Pendule inversé		2	2 α_u/α_1
Ossature avec triangulation à barres centrées	entretoises diagonales	4	4
	entretoises en V	2	2.5
Ossature en portique avec remplissages	Remplissages en béton ou en maçonnerie non connectés, en contact avec l'ossature	2	2
	Remplissages isolés de l'ossature en portique	4	5 α_u/α_1

Avec :

α_1 : coefficient multiplicateur des valeurs de calcul des actions sismiques horizontales, correspondant au stade où la section la plus sollicitée atteint son moment plastique (formation de la 1^e rotule ou zone plastique).

α_u : coefficient multiplicateur des valeurs de calcul des actions sismiques horizontales, correspondant au stade où des sections, en nombre suffisant pour provoquer une instabilité globale de la structure (formation du mécanisme de ruine) [63].

Des valeurs par défaut approximatif du rapport α_u/α_1 sont définies dans la **Figure V-3**. Si le bâtiment est irrégulier en élévation, on doit réduire de 20 % les valeurs de q indiquées au **Tableau V-1**. Si le bâtiment est irrégulier en plan, la valeur approximative de α_u/α_1 à utiliser est la moyenne entre 1,0 et la valeur donnée à la **Figure V-3** [63].

Des valeurs de α_u/α_1 supérieures aux valeurs approximatives peuvent être utilisées, si on les établit par des analyses globales statiques non linéaires (push-over), mais le maximum autorisé pour le dimensionnement est $\alpha_u/\alpha_1 = 1.6$, même si les analyses indiquent plus [63].

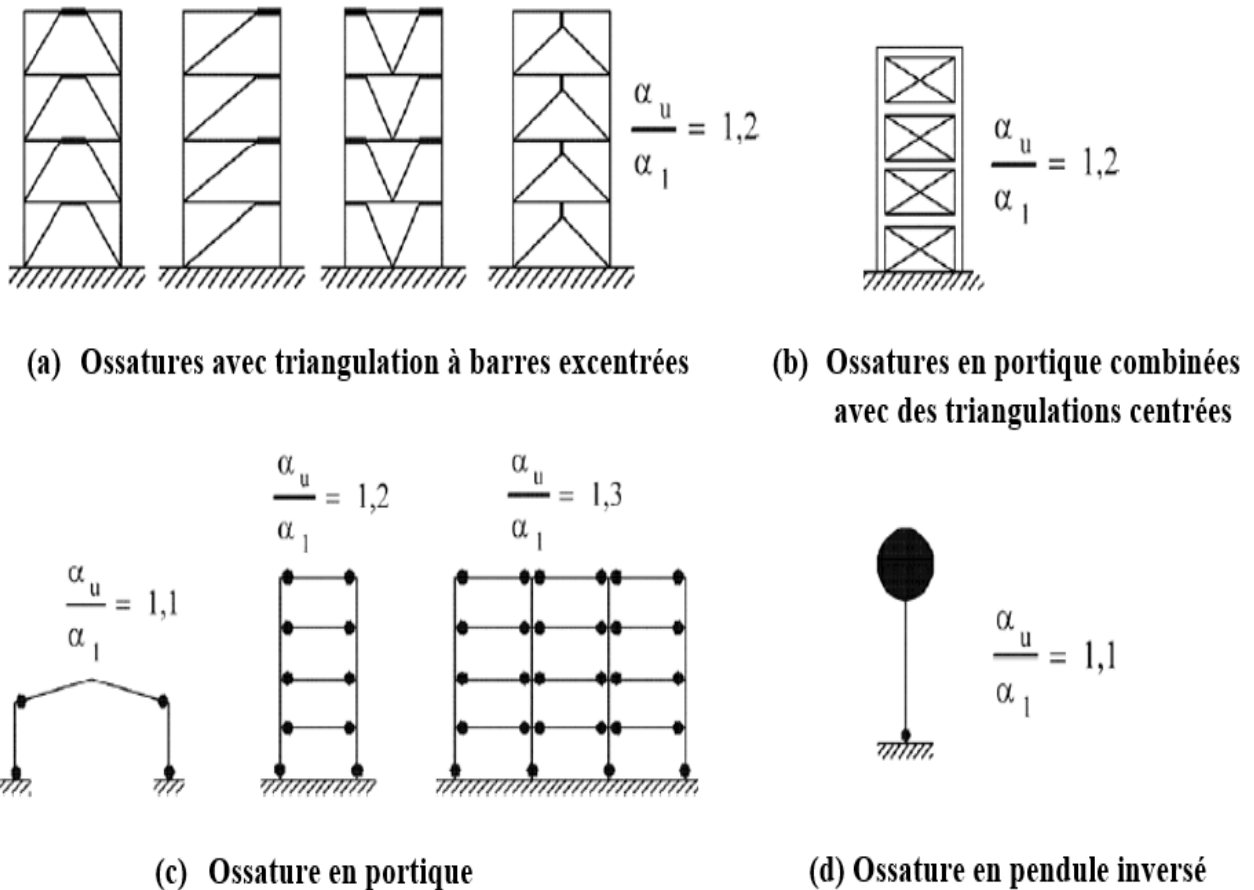


Figure V-3 : Valeurs standard du facteur de redistribution plastique α_u/α_1 [63]

V.2.2.2.2 Coefficients de comportement des structures à ossature en béton

Pour les structures à ossature en béton le facteur de comportement q (voir **tableau V.3**) est déterminé par l'utilisation de l'équation suivante :

$$q = q_0 k_D k_R k_w \geq 1.5 \quad (V-5)$$

Avec ;

q_0 : valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure

k_D : coefficient dépendant de la classe de ductilité

- 1,00 pour DC « H »
- 0,75 pour DC « M »
- 0,50 pour DC « L »

k_R : coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure

- 1,00 pour des structures régulières
- 0,80 pour des structures irrégulières

k_w : coefficient reflétant le mode de rupture prédominant (pour les structures à ossature auto-stable et les structures contreventées par des palées triangulées, k_w est considéré comme étant égal à 1).

Tableau V-3 : Valeurs de base (q_0) du coefficient de comportement des structures en béton armé [63]

Type de structure		q_0
Système à portiques		5
Système à contreventement mixte	équivalent à une ossature	5
	équivalent à un système à murs couplés	5
	équivalent à un système à murs non couplés	4.5
Système à murs	avec murs couplés	5
	avec murs non couplés	4
Système à noyau		3.5
Système en pendule inversé		2

V.2.2.3 Coefficients de comportement adopté par le code marocain PRS 2011

Appelé le coefficient de ductilité K, qui caractérise la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique. Ce coefficient est en fonction du type du système de contreventement et du niveau de ductilité choisi. Le **tableau V.3** ci-dessous regroupe toutes les valeurs [64].

Tableau V-4 : Coefficients de comportement K du PRS 2011 [64]

Système de contreventement	ND1	ND2	ND3
----------------------------	------------	------------	------------

OSSATURES EN BÉTON ARME	Portique en Béton armé	2	3.5	5
	Voile et portique	2	3	4
	Voile	1.4	2.1	2.8
	Voile couplé	1.8	2.5	3.5
OSSATURE EN ACIER	Portique à nœud rigide	3	4.5	6
	Ossature contreventée	2	3	4

Avec :

ND1 : Ductilité de niveau I

ND2 : Ductilité de niveau II

ND3 : Ductilité de niveau III

Pour plus détail voir [64]

V.2.2.4 Coefficients de comportement adopté par le code américain UBC-97

Coefficient numérique reflétant la sur-résistance inhérente et la capacité de ductilité globale des systèmes de résistance aux forces latérales. Le **tableau V.5** regroupe la valeur de R de quelque système de contreventement [65].

Tableau V-5 : Coefficients de comportement R du UBC-97

Système de contreventement		R
SYSTÈME D'OSSATURE DE BÂTIMENT	Portique en acier à contreventement excentré (EBF)	7
	Murs de contreventement en béton ou maçonnerie	5.6
	Portique contreventé ordinaire en béton ou acier	5.6
	Portiques spéciaux en acier à contreventement concentrique	6.4
SYSTÈME A PORTIQUE AUTO- STABLE	Portique auto-stable spécial en acier (SMRF)	8.5
	Portique auto-stable spécial en béton (SMRF)	8.5
	Portique avec remplissage de maçonnerie (MMRWF)	6.5
	Portique avec remplissage de béton (IMRF)	5.5
	Portique contreventé ordinaire en acier (OMRF)	4.5
	Portique contreventé ordinaire en béton (OMRF)	3.5
SYSTÈMES DOUBLES	Murs de contreventement en béton et SMRF	8.5
	Murs de contreventement en béton et OMRF	4.2
	Murs de contreventement en maçonnerie et SMRF	5.5
	Murs de contreventement en maçonnerie et OMRF	4.2
	Portique en acier à contreventement excentré (EBF) et SMRF	8.5
	Portique en acier à contreventement excentré (EBF) et OMRF	4.2

V.2.3 Méthode d'analyse statique non linéaire (push-over)

Pour comprendre le comportement de la structure après son état linéaire, différents types d'analyses non linéaires sont effectués. L'analyse de poussée progressive (en anglais push-over) est l'une d'entre elles. L'analyse push-over est un outil utilisé pour vérifier la

performance structurelle des bâtiments existants ou renforcés ainsi que de nouvelles structures. La méthode consiste à appliquer un incrément progressif de charges latérales réparties sur la hauteur de la structure, qui croissent de façon monotone de zéro jusqu'à l'état ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure en gardant les charges gravitationnelles constantes.

L'analyse push-over est censée fournir des informations sur de nombreuses caractéristiques de réponse qui ne peut pas être obtenue à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique. Ces caractéristiques de réponse sont résumées comme suit [66]:

- Les sollicitations de force réelles sur des éléments potentiellement fragiles, telles que les sollicitations de force axiale sur les poteaux, les sollicitations de force sur les assemblages de contreventement, les sollicitations de moment sur les assemblages poutre-poteau.
- Les estimations des déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement afin de dissiper l'énergie transmise à la structure par les mouvements du sol.
- Les effets de la dégradation de la résistance des éléments individuels sur le comportement du système structurel.
- Identification des régions critiques dans lesquelles les demandes de déformation sont censées être importantes et qui doivent faire l'objet d'une étude détaillée.
- Identification des discontinuités de résistance en plan ou en élévation qui provoqueront des changements dans les caractéristiques dynamiques dans la phase inélastique.
- Estimation des déformations inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de résistance ou de rigidité et qui peuvent être utilisées pour contrôler les dommages et évaluer les effets P-delta.

Dans les méthodes statiques non linéaires, la réponse de la structure analysée est présentée par une courbe de capacité (courbe push-over). La courbe de push-over indique la relation entre la capacité du système structurel par le cisaillement de base et leur réponse par le déplacement du toit.

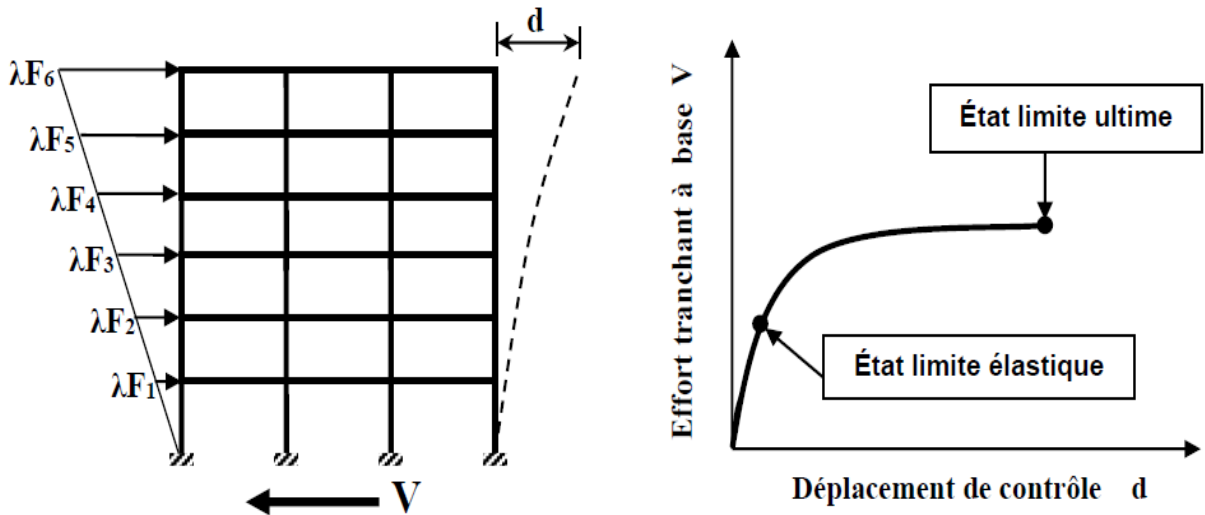


Figure V-4 : Courbe de push-over d'une structure soumise à un chargement statique

V.2.3.1 Idéalisation de la courbe de capacité

Afin d'exploiter une courbe PUSH-OVER qui a un caractère non-linéaire, plusieurs codes et travaux de recherches recommandent une idéalisation de la courbe Force-déplacement. Cette idéalisation consiste à transformer la courbe de capacité qui est en général caractérisée par sa forme non-linéaire à une courbe bilinéaire pour pouvoir distinguer la phase élastique de la phase plastique, et ce pour déterminer les paramètres nécessaires de calcul du facteur de modification de la réponse R. Dans cette étude, la bilinéarisation EPI est utilisée [67], qui est une idéalisation élastique parfaitement plastique à rigidité réduite du système réel (Figure V-5). La rigidité initiale est supposée être la rigidité sécante à 75% de la résistance ultime, et le point auquel la rigidité sécante atteint la résistance ultime est considérée comme la limite d'élasticité globale.

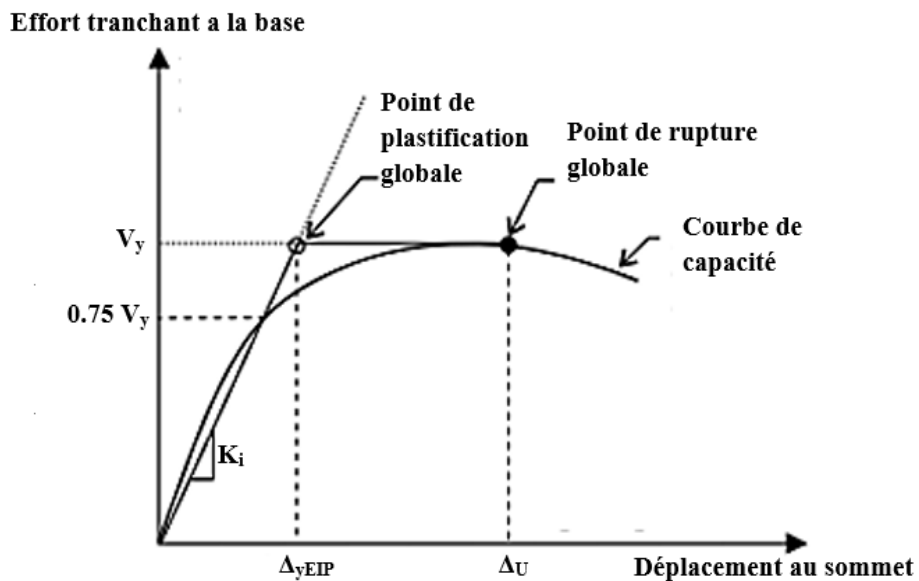


Figure V-5 : Idéalisation bilinéaire EPI [67]

V.2.3.2 Hypothèse de l'analyse

L'analyse statique non linéaire "Push-over" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degree of Freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (single degree of Freedom) voir *figure V-6*, sachant que ce dernier est contrôlé par un seul mode fondamentalement de vibration et la forme de ce mode reste constante durant toute la durée du séisme [66]

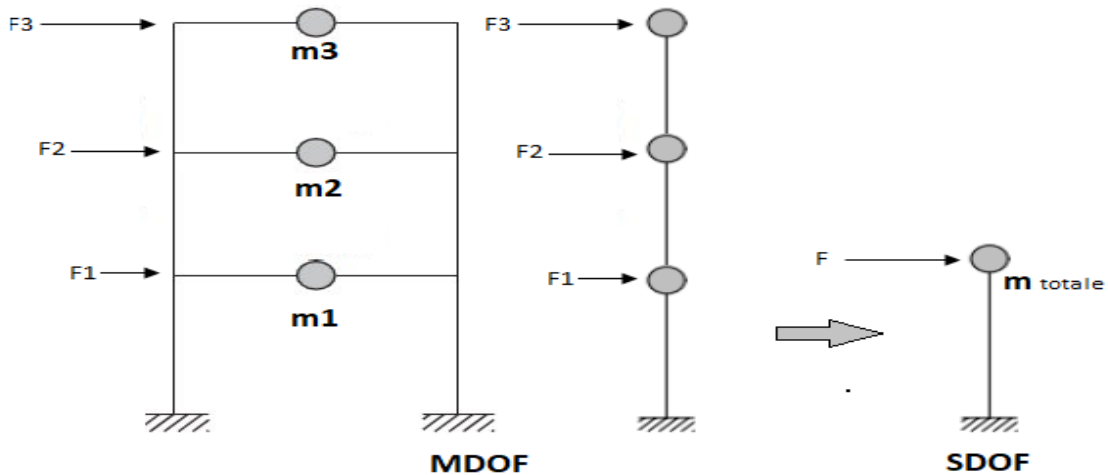


Figure V-6 : Transformation du système MDOF en système SDOF équivalent

V.2.3.3 La procédure de l'analyse Push-over

L'analyse Push-over peut être réalisée en contrôlant la force ou le déplacement, selon la nature physique de la charge et le comportement attendu de la structure. L'option qui sert à contrôler la force est utile lorsque la charge est connue (telle que la charge gravitationnelle), et qu'on s'attend que la structure soit capable de la supporter. La procédure de contrôle du déplacement doit être utilisée lorsque des déformations spécifiques sont recherchées (comme dans le cas d'un chargement sismique), lorsque la magnitude de la charge appliquée n'est pas connue d'avance, ou lorsque l'on ne peut pas prédire si la structure garde sa résistance ou devienne instable [68].

La version du logiciel d'éléments finis SAP2000 [4] utilisé dans ce travail permet de modéliser le comportement non linéaire et d'effectuer directement une analyse de statique non linéaire. Une analyse push-over contrôlée par le déplacement est essentiellement composée des étapes suivantes :

1. Création d'un modèle à deux ou trois dimensions qui représente le comportement structurel global.
2. Application des charges de gravité et des charges variables.
3. Définition de la distribution des charges latérales représentant le séisme.

4. Développement de la relation $M-\theta$ pour les régions critiques (zone des rotules plastique) des éléments structuraux
5. Pousser la structure jusqu'à un l'apparition de premier critère de ruine.
6. Estimer les forces et les déformations dans chaque élément à l'instant limite de l'apparition de premier critère de ruine.
7. Tracer la courbe de capacité représentée par l'effort tranchant a la base en fonction du déplacement au sommet.

V.2.3.4 Niveau de performance des éléments

Avant de commencer l'analyse statique non linéaire de la structure, un pas essentiel est nécessaire, qui est la caractérisation des dommages admissibles et cela pour les éléments structurels et non structurels, à ce niveau. La **Figure V-7** montre la relation force-déformation pour une rotule plastique dans l'analyse push-over. Cinq points nommés A, B, C, D et E sont utilisés pour définir le comportement force-déformation de la rotule plastique, et trois points nommés :

- **IO** « Occupation immédiate » : Immediate Occupancy'' : Les éléments de bâtiment restent sûrs dans son fonctionnement et les dommages enregistrés sont mineurs et dans les éléments non structurels.
- **LS** « Sécurité de vie humaine » : Life Safety'' : présence de quelques dommages structurels localisés dans les éléments de bâtiment, les éléments restent stables et possèdent une réserve de capacité, mais nécessitent un renforcement.
- **CP** « Collapse Prévention » : Un état du dommage très étendu, mais les éléments structurels ne s'effondrent pas.

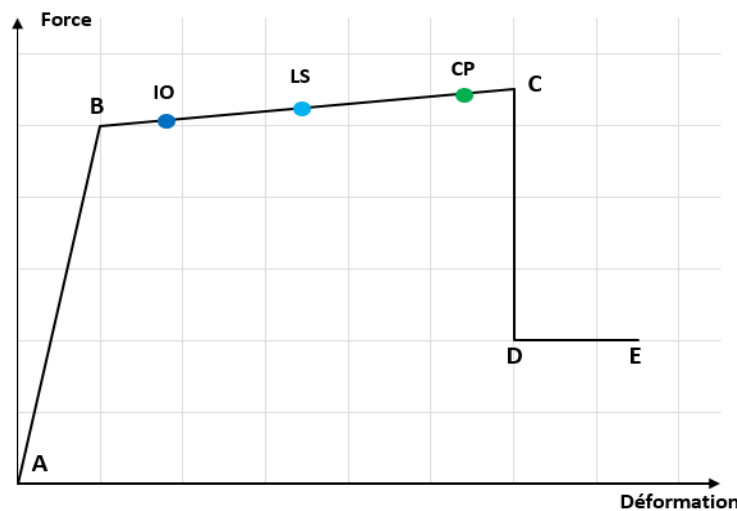


Figure V-7: Les niveaux de performance des éléments structuraux

V.2.3.5 Limites de performance structurelle (critères de ruine)

Pour évaluer le facteur R , un certain nombre de critères de réponse sont nécessaires pour définir les états limites d'effondrement d'une structure. Ils sont classés en deux groupes, les critères locaux et les critères globaux.

Critères de ruine locale

Il est défini par la limitation des rotations des rotules plastiques de différents éléments structurels (poutres, poteaux, barre de contreventement) à la rotation ultime θ_u .

Critères de ruine globale

Dans cette étude, la ruine globale de la structure est contrôlée par l'un ou plusieurs des critères de ruine suivants :

- Instabilité structurelle due à la formation d'un mécanisme plastique global (voir **Figure V-8**) [69].
- Une limite maximale de déplacement inter-étage égal à 2 % de la hauteur de l'étage (h_e). Cette limite est également spécifiée par Balendra [70], et elle est proche de celles adoptées par le code de conception sismique Eurocode 8 [63], qui varient entre 2 et 3%.

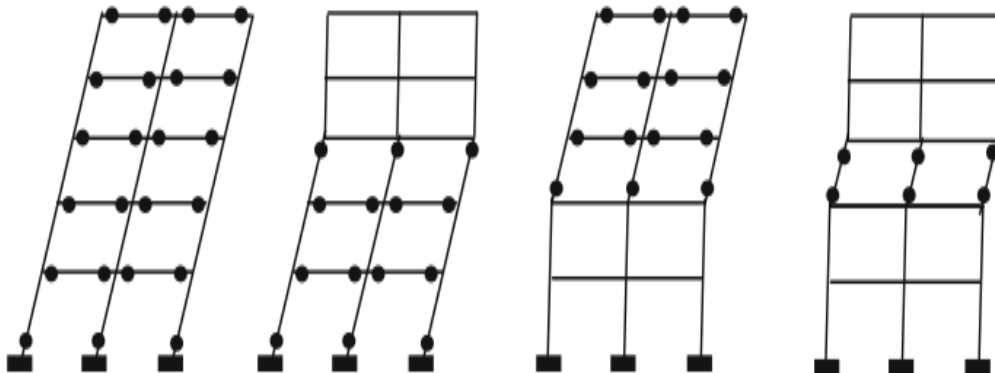


Figure V-8 : Les Quatre cas d'instabilité globale [69]

V.3 Description et dimensionnement des structures étudiées

Des portiques 2D de 3, 4 et 5 étages de type SMRF et SCBF ont été conçus conformément aux dispositions de la norme sismique algérienne RPA 99/version 2003 et le code Eurocode 4. La vue en plan des bâtiments choisis ainsi les portiques sélectionnés sont présentés à la **Figure V-9**. La vue en élévation des portiques SMRF et SCBF sélectionnée est présentée dans les **figures V-10** et **V-11** respectivement.

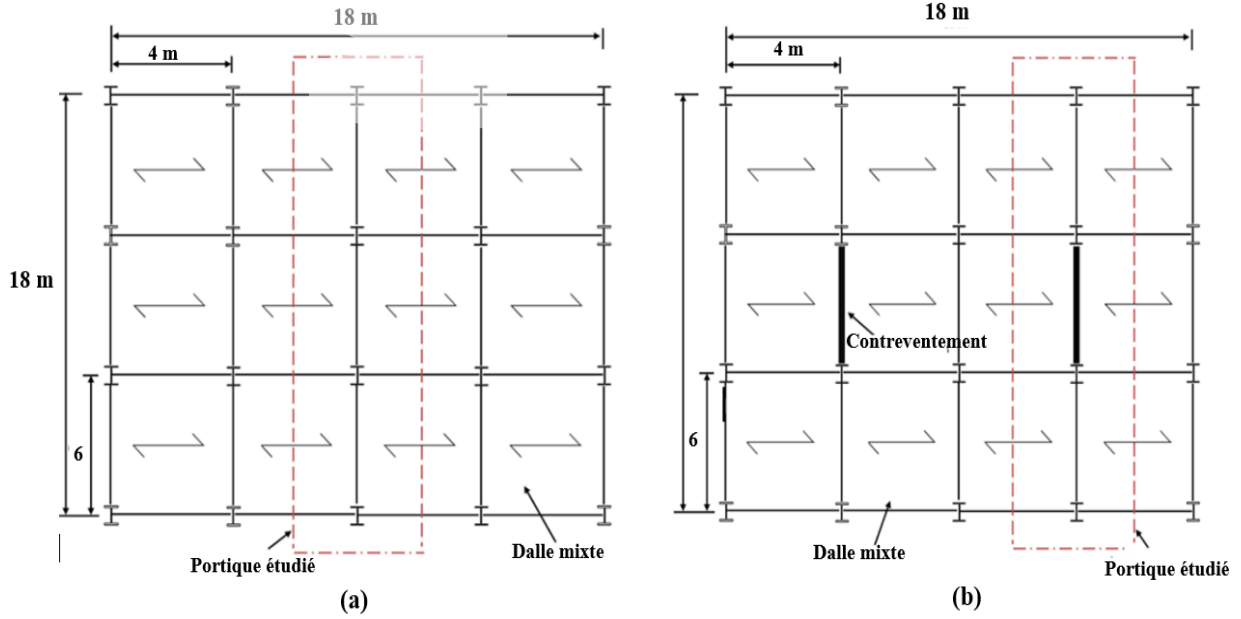


Figure V-9 : La vue en plan des bâtiments de 3, 4 et 5 étages ainsi les portiques sélectionnés pour l'étude (a) bâtiments contreventés par portiques auto-stable (SMRF), (b) bâtiments contreventés par des palées triangulées concentriques en X (SCBF)

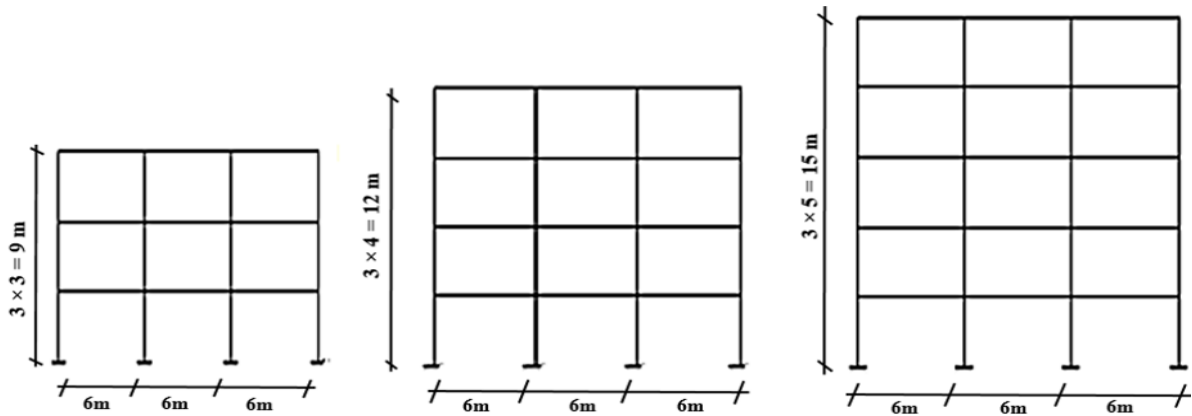


Figure V-10 : La vue en élévation portiques auto-stable (SMRF)

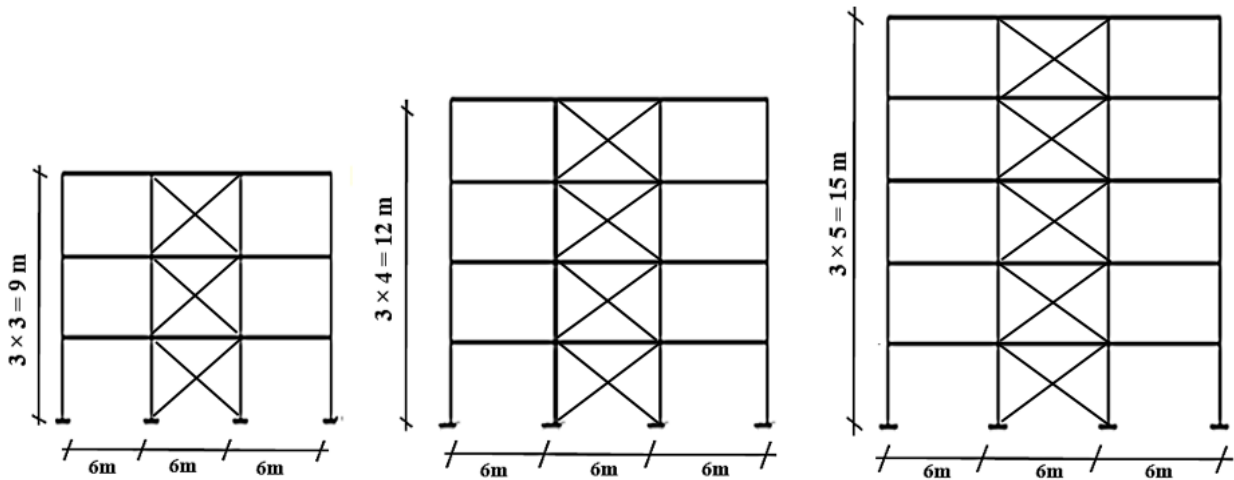


Figure V-11 : La vue en élévation portiques contreventés par des palées triangulées concentriques en X (SCBF)

La hauteur des étages a été fixée à 3 m. Les charges permanentes et d'exploitations totales sur les dalles de plancher sont prises égales à 4.05 et 2.5 kN/m² respectivement, et pour la dalle de dernier étage, elles sont prises égales à 5.53 et 1.0 kN/m².

Les SMRF et SCBF sont modélisées à l'aide du logiciel SAP2000. Les portiques étudiés ayant les paramètres suivants : zone de moyennes sismicités, zone *Ila*, importance groupe de classe 2, type de sol S3 (sol meuble) et facteur de qualité $Q = 1$. L'analyse sera effectuée pour un facteur d'accélération $A = 0.2$ et facteur de comportement sismique R est égal à 6 et 5 respectivement pour les portiques **SMRF** et **SCBF**.

V.3.1 Charges sismiques

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique comme illustré à la **Figure V-12**.

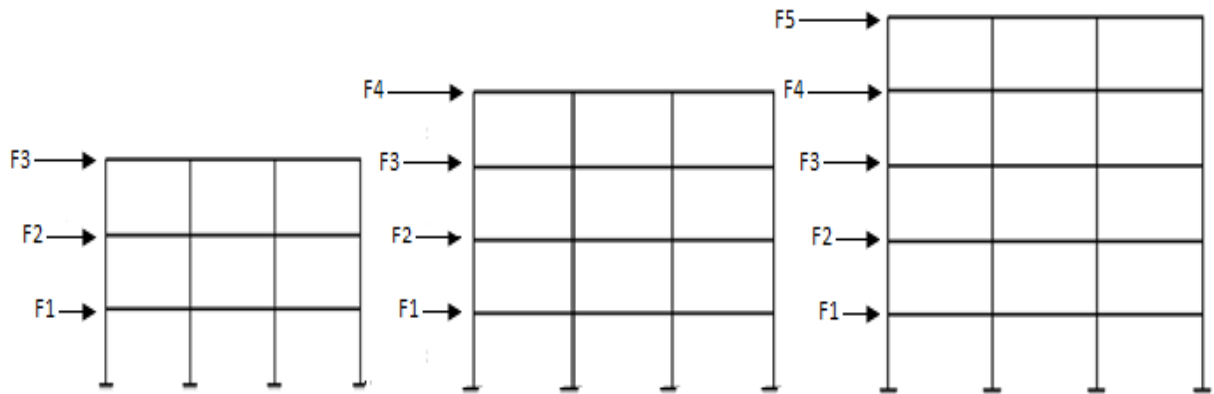


Figure V-12 : Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux des 3 portiques étudiés

Ces forces sismiques, agissant sur un portique, représentent une fraction des forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment comportant ce portique. Cette fraction des forces sismiques globales est proportionnelle à la raideur et à l'effort sismique globe qui sollicite le bâtiment. Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse statique équivalente définie dans le *RPA99/version 2003*.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique (méthode statique équivalente). Selon le (*RPA 99 art 4.1.2*) nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure vue que les conditions suivantes sont satisfaites

- régularité en plan et en élévation

- ouvrage en zone *IIa* avec une hauteur totale inférieure à 30 m

L'effort sismique total a la base :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (V-6)$$

• **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, les 6 bâtiments considérés sont supposés être localisés en zone sismique *IIa* et sont de groupe d'usage 2 : **A = 0.2**.

• **D : facteur d'amplification dynamique**

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3S \end{cases} \quad (V-7)$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 art 4.2.3 du RPA99/ version 2003, (site meuble (S_3)) : $T_2 (S_3) = 0.5$ sec.

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} > 0.7 \quad (V-8)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.3)

➤ Portique en acier avec remplissage dense $\xi = 5\%$, $\eta = 1$.

T : période fondamentale de la structure (**Tableau V-7**). La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (V-9)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau V-6: La période fondamentale des Bâtiments étudiés

	La valeur de la période fondamentale (s)	
	Bâtiment à ossature auto-stable (SMRF)	Bâtiment contreventé par des palées triangulées (SCBF)
3 étages	0.44	0.26
4 étages	0.55	0.32
5 étages	0.64	0.64

• **R : coefficient de comportement global de la structure**

• **W : poids total de la structure** : et égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (V-10)$$

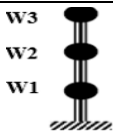
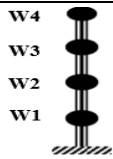
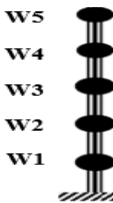
W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA 99/2003.

Les masses "sismiques" concentrées aux différents niveaux des deux types de bâtiments considérés sont données au **Tableau V-7**.

Tableau V-7 : Redistribution des masses sismiques associées aux bâtiments 3, 4 et 5 étages

	Masses W_i (kN)	Bâtiment à ossature auto-stable	Bâtiments contreventés par des palées triangulées	Modèles "brochette" associés aux bâtiments étudiés
BÂTIMENT 3 ÉTAGES	W3	1706,40	1650,24	
	W2	1366,56	1346,63	
	W1	1366,56	1346,63	
	W(totale)	4439,52	4343,50	
BÂTIMENT 4 ÉTAGES	W4	1724,64	1686,31	
	W3	1384,8	1346,47	
	W2	1384,8	1346,47	
	W1	1384,8	1348,18	
	W(totale)	5879,04	5641,02	
BÂTIMENT 5 ÉTAGES	W5	1745,76	1654,26	
	W4	1405,92	1358,47	
	W3	1384,8	1373,38	
	W2	1384,8	1373,38	
	W1	1384,8	1373,38	
	W(totale)	7306,08	7132,87	

• **Q : Facteur de qualité**

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (V-11)$$

Où P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ‘q’ est satisfait ou non (RPA 99/2003, Tableau 4.4). Dans notre cas, on considère que tous les critères de qualité sont satisfaits, ce qui nous donne : $Q = 1$.

V.3.1.1 Forces sismiques revenant au portique

Les forces sismiques revenant au portique sont en fonction de leur raideur. Pour les Bâtiments à ossature auto-stable tous les portiques présentent les mêmes dimensions et les mêmes sections des poutres et des poteaux. Sachant que le bâtiment est régulier en plan et symétrique dans ses deux directions orthogonales X-X et Y-Y, la raideur de tous portiques doit être identique. Le bâtiment possède 5 portiques dans la direction considérée (Y-Y), alors chaque portique reprendra 1/5 des forces sismiques globales agissant sur la structure. Ainsi, les forces sismiques agissant sur le portique sont données au **tableau V-8**.

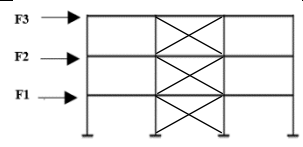
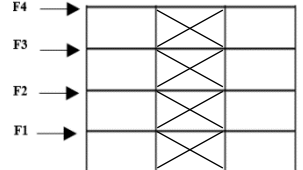
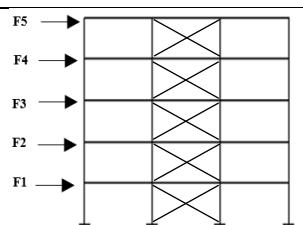
Tableau V-8 : Redistribution des forces sismiques sur les portiques autostable (SMRF)

		Forces, Fi (kN)			
BÂTIMENT 3 ÉTAGES	F3	51,36			
	F2	27,42			
	F1	13,71			
BÂTIMENT 4 ÉTAGES	F4	52,27			
	F3	31,47			
	F2	20,98			
	F1	10,49			
BÂTIMENT 5 ÉTAGES	F5	49,33			
	F4	31,78			
	F3	23,48			
	F2	15,65			
	F1	7,83			

Pour les bâtiments contreventés par des palées triangulées. La raideur des portiques contreventés est considérablement supérieure à celle des portiques auto-stable. À cet égard pour des raisons de simplification et sécurisation, on a considéré que l’effort sismique est pris uniquement par les portiques contreventés. Le bâtiment possède 2 portiques contreventés dans la direction considérée (Y-Y), alors chaque portique reprendra 1/2 des

forces sismiques globales agissant sur la structure. Ainsi, les forces sismiques agissant sur le portique sont données au **Tableau V-9**.

Tableau V-9 : Redistribution des forces sismiques sur les portiques contreventés (SCBF)

		Forces, F_i (kN)		
PORTIQUE 3 ÉTAGES	F3	119,59		
	F2	65,06		
	F1	32,53		
PORTIQUE 4 ÉTAGES	F4	114,65		
	F3	68,66		
	F2	45,77		
	F1	22,91		
PORTIQUE 5 ÉTAGES	F5	134,42		
	F4	88,31		
	F3	66,96		
	F2	49,10		
	F1	22,32		

V.3.2 Présentation des sections des éléments de portiques

Le dimensionnement des poutres mixtes, des poteaux en acier et des barres de contreventement est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges verticales (charges permanentes et d'exploitation) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés.

Les poutres mixtes sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés, à savoir :

- **1.35G + 1.5Q** : à l'état limite ultime (ELU) : vérification des conditions de résistance, poutre encastree (le cas le plus défavorable)
- **G + Q** : à l'état limite de service (ELS) : vérification de la flèche, poutre bi-articulée (le cas le plus défavorable)

Les poteaux sont sollicités à la flexion composée ou chaque poteau est soumis à un effort normal N_{SD} et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux deux codes de calcul utilisés sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens, qui sont :

- Une compression maximale et un moment correspondant
- Un moment maximal et une compression correspondante

Les barres de contreventement sont sollicitées à la traction et à la compression, la vérification se fait pour la traction ainsi pour tous les phénomènes d'instabilité engendrer par la charge de compression.

Les dimensions de ces sections sont présentées dans le **tableau V-10** et **V-11** respectivement pour les portiques SMRF et SCBF.

Tableau V-10 : Les dimensions des éléments de portiques SMRF a 3, 4 et 5 étages

Nombre des étages		Section des poteaux	Section de la poutre mixte
3 étages	1	HEB 300	Dale de béton armé : épaisseur $hc = 80 \text{ mm}$, largeur efficace : $b_{eff+} = 1050 \text{ mm}$, $b_{eff-} = 750 \text{ mm}$, contrainte de compression $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, contrainte de traction $f_t = 3 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 29000 \text{ N/mm}^2$. Les armatures : $6\text{Ø}12$, la limite élasticité $f_{yr} = 500 \text{ N/mm}^2$. $E_r = 200000 \text{ N/mm}^2$. La poutre d'acier : IPE300 (S235), $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$. Connecteur goujon a tête : $\text{Diametere} \times \text{hauteur} = 19 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$, degré de connexion $\eta = 100\%$.
	2		
	3		
4 étages	1	HEB 400	
	2		
	3		
	4		
5 étages	1	HEB 550	
	2		
	3		
	4	HEB 400	
	5		

Tableau V-11 : Les dimensions des éléments de portiques SCBR a 3, 4 et 5 étages

Nombre des étages	Section des poteaux	Section des barres de contreventements	Section de la poutre mixte
3 étages	1, 2 et 3-ème étages HEB 180	1, 2 et 3-ème étages 2 UPN100	Dale de béton armé : épaisseur $hc = 80 \text{ mm}$, largeur efficace : $b_{eff+} = 1050 \text{ mm}$, $b_{eff-} = 750 \text{ mm}$, contrainte de compression $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, contrainte de traction $f_t = 3 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 29000 \text{ N/mm}^2$. Les armatures : $6\text{Ø}12$, la limite élasticité $f_{yr} = 500 \text{ N/mm}^2$. $E_r = 200000 \text{ N/mm}^2$. La poutre d'acier : IPE300 (S235), $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$. Connecteur goujon a tête : $\text{Diametere} \times \text{hauteur} = 19 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$, degré de connexion $\eta = 100\%$.
4 étages	1, 2, 3 et le 4-ème étages HEB 180	1-ère étage 2 UPN120	
		2, 3 et 4-ème étages 2 UPN100	
5 étages	1,2 et 3 -ème étages HEB 260	1,2 et 3 -ème étages 2UPN 120	
	1,2 et 3-ème étages HEB 222	4 et 5 -ème étages 2UPN 100	

V.4 Modélisation par éléments finis des portiques mixtes avec des assemblages semi-rigides

Les simulations numériques non-linéaires ont une place importante dans les méthodes d'analyse des structures de génie civil sous chargement sismique. Pour cela, il paraît comme une nécessité de disposer de modèles permettant des simulations aussi proches que possible de la réalité, tant pour les éléments structuraux que pour les actions sismiques exercées. Dans cette section, on effectue la modélisation des portiques dimensionnés dans la section précédente. Cette modélisation effectuée à l'aide du logiciel SAP2000/version 14 tient compte du comportement non-linéaire des éléments structuraux à savoir : les poutres mixtes (acier-béton), les assemblages (poutre poteau) semi-rigides, les barres de contreventement et les poteaux du portique en acier [71].

V.4.1 Présentation générale du logiciel SAP2000

SAP2000 est un programme d'analyse des structures utilisant la méthode des éléments finis. Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques non-linéaires sur des structures planes ou tridimensionnelles soumises à des actions statiques verticales et horizontales ainsi qu'à des actions de type sismique. Les actions sismiques peuvent être prises en compte par des efforts horizontaux équivalents ou par des accélérogrammes au niveau du sol. La méthode de résolution globale est de type pas-à-pas avec la prise en compte du comportement non-linéaire éventuel, tant matériel que géométrique [71].

Les éléments structuraux, poutres et poteaux, de la structure sont modélisés sous la forme d'éléments finis de type poutre "*Frame elements*". Ces éléments sont représentés par des lignes connectés aux nœuds et chaque nœud possède 6 degrés de liberté. Dans ce travail, les structures étudiées sont des portiques plans, dans ce cas-ci chaque nœud a trois degrés de liberté : translation suivant la direction X, translation suivant la direction Y et rotation en plan. Des diaphragmes ont été attribués au plancher de chaque étage "*Diaphragm Constraints*". Cette option a pour effet que les nœuds des poutres d'un même étage se déplacent ensemble dans le même plan [71].

Tous les nœuds "constraints" sont connectés l'un à l'autre par des liens rigides dans le plan horizontal, mais qui n'affectent pas les déformations dans les autres plans. Dans le modèle utilisé, les poutres et poteaux sont représentés par des lignes de manière à ce que leurs extrémités soient légèrement décalées et ne partagent pas de joint commun. Une propriété de liaison doit être alors définie pour représenter le comportement de l'assemblage (voir *Figure V-13*).

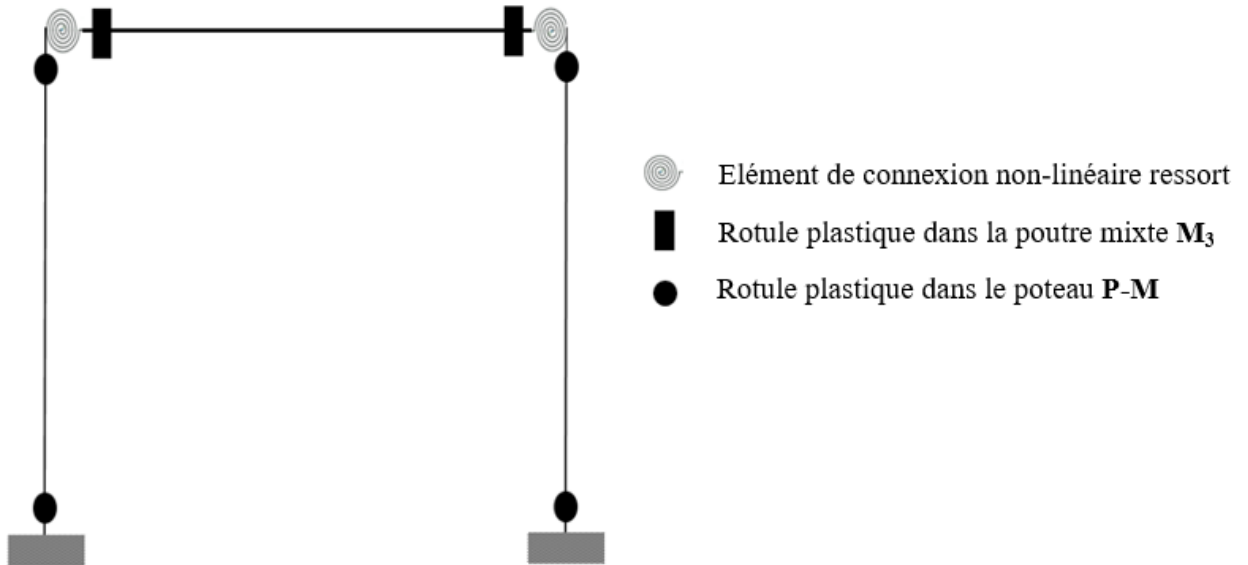


Figure V-13 : Modélisation des éléments dans le sap2000 [20]

V.4.2 Modélisation non linéaire des éléments poteaux

Les poteaux de portiques sont modélisés comme des éléments linéaires ayant des propriétés linéairement élastiques et les caractéristiques de force-déplacement non linéaires sont modélisées par des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Comme les poteaux sont sollicités par une charge gravitaire axiale et charge sismique latérale, la rotule doit être de type P-M2-M3 (PMM) qui est un couplage des sollicitations pour tenir compte de l'interaction entre la force axiale et le moment de flexion. Les propriétés des rotules plastiques des poteaux en acier sont générées automatiquement par défaut intégré selon le FEMA-356 [52].

V.4.3 Modélisation non linéaire des éléments poutres mixtes

Le programme utilisé (SAP2000) n'inclut pas des sections mixtes dans sa bibliothèque. Le type de section utilisé pour modéliser le comportement de la poutre mixte est "Général" avec des rotules plastiques aux deux extrémités définissant le comportement inélastique de la section mixte.

Les propriétés sont calculées en utilisant une section équivalente en acier d'un moment d'inertie équivalent I_{eq} (voir *Figure IV-3* et équation (IV.1)).

V.4.3.1 La relation moment rotation des poutres mixtes

Les principaux paramètres nécessaires pour élaborer la courbe moment-rotation (voir *figure V-14*) sont la rotation et le moment plastique, la rotation et le moment ultime en cas de flexion positive et négative. La procédure adoptée dans cette étude pour calculer ces

paramètres est extraite de diverses publications. Ces paramètres sont calculés selon le **Tableau V-12** [46].

La rotation de la poutre mixte dans la zone où les fibres supérieures sont tendues (hogging) est calculée comme le produit de la courbure ultime et la longueur de la rotule plastique (L_p) de la poutre mixte. La déformation de la poutre en acier (ϵ_{sy}) est prise en compte pour le calcul de la courbure plastique, car la déformation des barres d'armature surestime le moment plastique de la poutre composite. Le moment plastique (M'_p) de la poutre mixte dans la zone où les fibres supérieures sont tendues est pris égal au moment ultime (M'_u) [46].

La largeur efficace de la poutre mixte dans la zone où les fibres inférieures sont tendues (sagging) est considérée comme égale à la largeur de la semelle du poteau. Ainsi, que leur moment ultime est presque égal à la capacité du moment de la poutre en acier. La courbe moment-rotation de la poutre mixte dans la zone où les fibres inférieures sont (sagging) est prise comme la courbe moment-rotation de la poutre en acier selon FEMA 356.

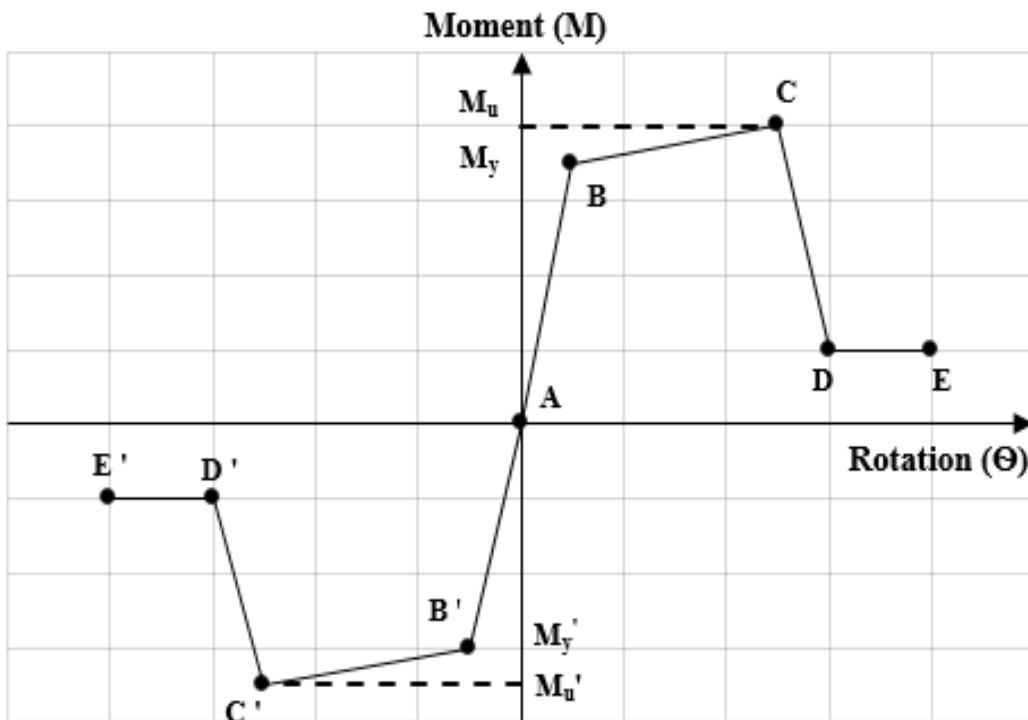


Figure V-14 : Comportement de la rotule plastique de la poutre mixte [46]

Tableau V-12 : La relation moment-rotation des poutres mixte [46]

Moment positif	Moment négatif
Longueur de rotule plastique $L_p = 1,75.h_t$	
Courbure élastique $\phi_y = \frac{\varepsilon_{xy}}{y_b}$	Courbure élastique $\phi_y = \frac{Z_e \cdot f_y \cdot L}{6 \cdot E \cdot I_b}$
Moment élastique $M_y' = E I^- \phi_y$	Moment élastique $M_y = \frac{f_{xy}}{y_{mo'}} \cdot Z_e$
Moment ultime $M_u' = M_p'$	Moment ultime $M_u = \frac{f_y}{y_{mo}} \cdot Z_p$
Courbure ultime $\phi_u = \frac{10 \cdot \varepsilon_{xy}}{y_{pb'}}$	Rotation ultime θ_u à partir de tableau 5-6 of FEMA 356 [52]

V.4.4 Modélisation non linéaire des assemblages semi-rigide (poutre-poteau)

Les assemblages semi-rigides poutre-poteau sont modélisés comme des éléments de liaison « LINK » de type multilinéaire plastique à deux nœuds, qui sont caractérisés par leurs relations moment-rotation. (*figure IV-4*).

V.4.5 Modélisation non linéaire des éléments barres de contreventement

Le comportement non linéaire des barres de contreventement peut être modélisé efficacement en supposant des rotules (soumises à des charges axiales pures) à leur extrémité. La déformation axiale des contreventements [72]:

$$\Delta = \frac{F L}{E A} \quad (V-12)$$

Avec

F : est la force axiale

L : est la longueur libre du contreventement

A : est la surface de sa section transversale

E : est son module d'élasticité.

Dans cette étude, le comportement des contreventements en traction et en compression est modélisé à travers des courbes force-déplacement (voir *Figure VI.5*). Les valeurs (Δ_t) et (Δ_c) de la *Figure V-15* peuvent être calculées en remplaçant F dans l'équation (V.12) par la force élastique limite en traction (T_{CE}), et la force critique de flambement en compression (P_{CL}) respectivement. Les paramètres a, b et c sont sélectionnés conformément à la réglementation FEMA 356 [52].

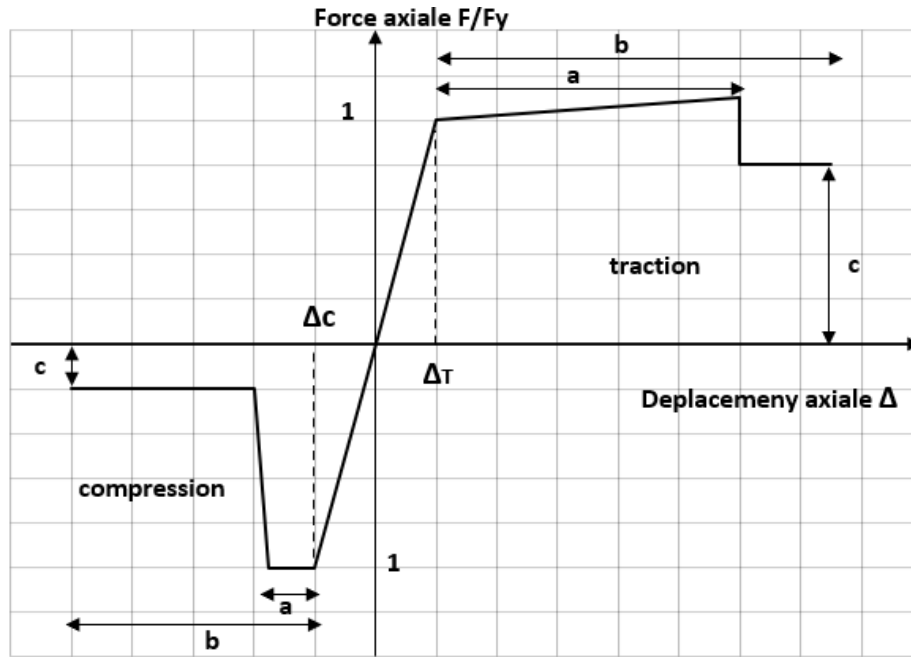


Figure V-15 : Comportement force-déformation des barres de contreventement

V.5 Application numérique

Dans cette section, on présente et on discute les résultats des analyses push-over effectuées sur les deux types de portiques SMRF et SCBF, R+2 (3 niveaux), R+3 (4 niveaux) et R+4 (5 niveaux), présentés et dimensionnés dans la section V.3.

Les résultats de l'étude sont présentés comme suit :

- On présente d'abord les résultats des analyses push-over relatifs aux paramètres suivants :

- Le facteur de ductilité « R_{μ} » calculé selon la méthode citée en paragraphe IV.2.2
- Le facteur de sur-résistance « Ω » de tous les portiques étudiés, qui est calculé selon la formulation citée en paragraphe IV.2.1
- Le facteur de comportement, R , de tous les portiques rigide et semi-rigide de type SMRF et SCBF étudié, qui est le produit des deux facteurs précités, c'est-à-dire du facteur de ductilité, R_{μ} , et du facteur de sur-résistance, Ω , (équation (IV.1)).

- On présente, ensuite, une comparaison entre la variation de R en fonction la semi-rigidité des assemblages avec la seule valeur de coefficient comportement fixé par le règlement sismique algérien RPA 99 versions 2003. Des formules simplifiées pour le calcul des SMRF avec la prise en compte de la semi-rigidité des assemblages (poutre-poteau) ont été proposées. On précise que cette semi-rigidité peut affecter la distribution des efforts intérieurs dans les poutres et les poteaux constituant les portiques. Pour cela, la distribution des rotules plastique à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine a été présentée.

V.5.1 Etude paramétrique

Le code parasismique algérien RPA99/2003 exige l'utilisation des joints rigides capable de développer la capacité plastique totale dans les poutres « article 8.2.4 » [51], en effet, cette condition peut être rempli par l'utilisation des assemblages semi-rigide à résistance complète. Sachant pour assurer cette résistance complète, la condition de l'eurocode 4 indiqué à la **Figure III.22** doit être respectée ($M_{j.Rd} \geq M_{b.pl.Rd}$).

La rigidité initiale de l'assemblage prend **11** valeurs pour les portiques auto-stables « SMRF » (voir **Tableau V.13**) et **9** valeurs pour les portiques contreventés par des palés triangulées concentriques en X « SCBF » (voir **Tableau V.14**). Un total de 66 portiques mixtes de types SMRF et SCBF ont soumis à une analyse statique non linéaire (push-over).

Tableau V-13 : Les caractéristiques clés des assemblages utilisés dans l'analyse des portiques SMRF

J	M_{Rd} (kn. m)	$S_{j,ini}$ (kn. m /rad)	θ_u (rad)
0.5	197.81	2540.13	0.053
2.5		12700.63	
5		25401.25	
7.5		38101.88	
10		50802.50	
12.5		63503.13	
15		76203.75	
17.5		88904.38	
20		101605.00	
22.5		114305.63	
25		127006.25	

Tableau V-14 : Les caractéristiques clés des assemblages utilisés dans l'analyse des portiques SCBF

J	M_{Rd} (kn. m)	$S_{j,ini}$ (kn. m /rad)	θ_u (rad)
0.5	197.81	2540.13	0.053
1		5080,25	
2		10160,50	
3		15240,75	
4		20321,00	
5		25401,25	
6		30481,50	
7		35561,75	
8		40642,00	

La capacité de rotation des assemblages doit être supérieure à celle des poutres mixtes, afin d'assurer le développement

d'une rotation ultime des rotules plastiques dans les poutres. Dans ce travail, la capacité de rotation des assemblages mixte est prise égale à 1.2 de celle des poutres mixtes.

$$(\theta_u)_{\text{assemblage}} > 1.2 (\theta_u)_{\text{poutre}} \quad (\text{V-13})$$

Après avoir déterminé les paramètres clés qui caractérisent les assemblages, le comportement complet de ce dernier est déterminé en utilisant le **Tableau IV-4**.

V.5.1.1 Les courbes de capacités

La **Figure V-16** montre les courbes de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet des portiques mixtes **SMRF** rigides et semi-rigides de 3, 4 et 5 étages. D'après cette figure, on remarque que les portiques ayant un degré de connexion $J \geq 5$ ont un comportement très proche de celui des portiques rigides. En effet, la limite de leur comportement linéaire est caractérisée par un effort tranchant entre 468.82 et 498.5 kN pour les portiques de 3 étages, entre 494.72 et 507.05 kN pour les portiques de 4 étages et entre 536.54 et 542.78 kN pour les portiques de 5 étages. Pour les portiques de degré de connexion $J = 2.5$, les valeurs limites de l'effort tranchant à la base du comportement linéaire des portiques de 3, 4 et 5 étages sont 475.83, 575.63 et 613.47 kN respectivement. Cette figure montre également que pour les portiques avec un degré de connexion de leurs assemblages $J = 0,5$, la limite du comportement linéaire en termes d'effort tranchant a la base atteinte 367,57 et 458,23 kN pour les portiques de 3 et 4 étages, et 551,86 kN pour les cadres de cinq étages.

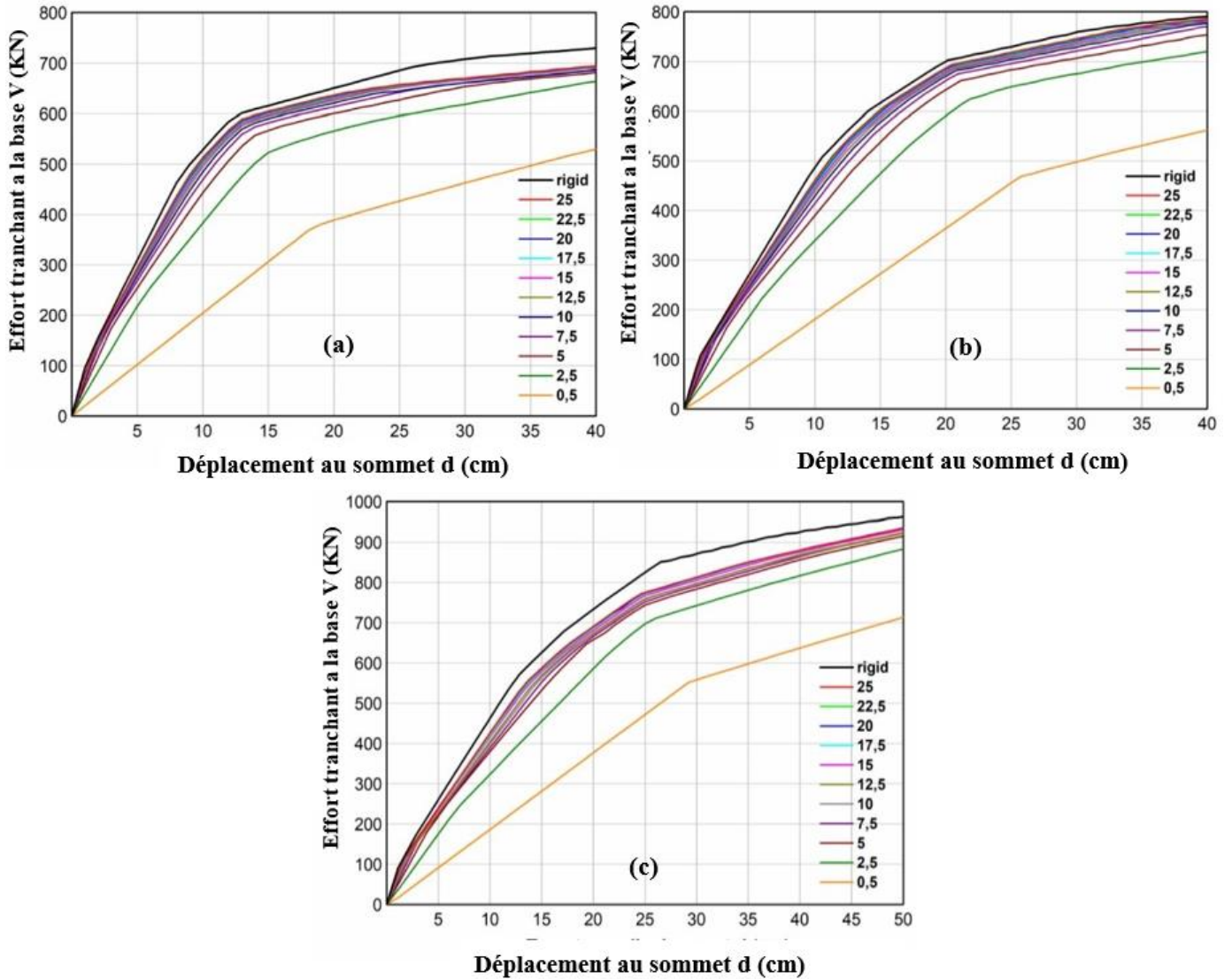


Figure V-16: Les courbes de push-over des portiques SMRF rigides et semi-rigides (a) portiques 3 étages (b) portiques 4 étages (c) portiques 5 étages

La *Figure V-17* illustre les courbes de capacité des **SCBF** rigide et semi-rigide de 3, 4 et 5 étages. À partir de cette figure, on remarque que la semi-rigidité des assemblages n'a aucune influence sur la réponse sismique des portiques **SCBF**. Cela est principalement dû à la présence des barres de contreventement qui assurent la stabilité globale du système, est serrent également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Les rigidités initiales des portiques semi-rigides sont très proches à ceux des portiques rigides. En effet, la limite de leur comportement linéaire est caractérisée par un effort tranchant égal 711.05, 833.86 et 1070,38 kN respectivement pour les portiques de 3, 4 et 5 étages.

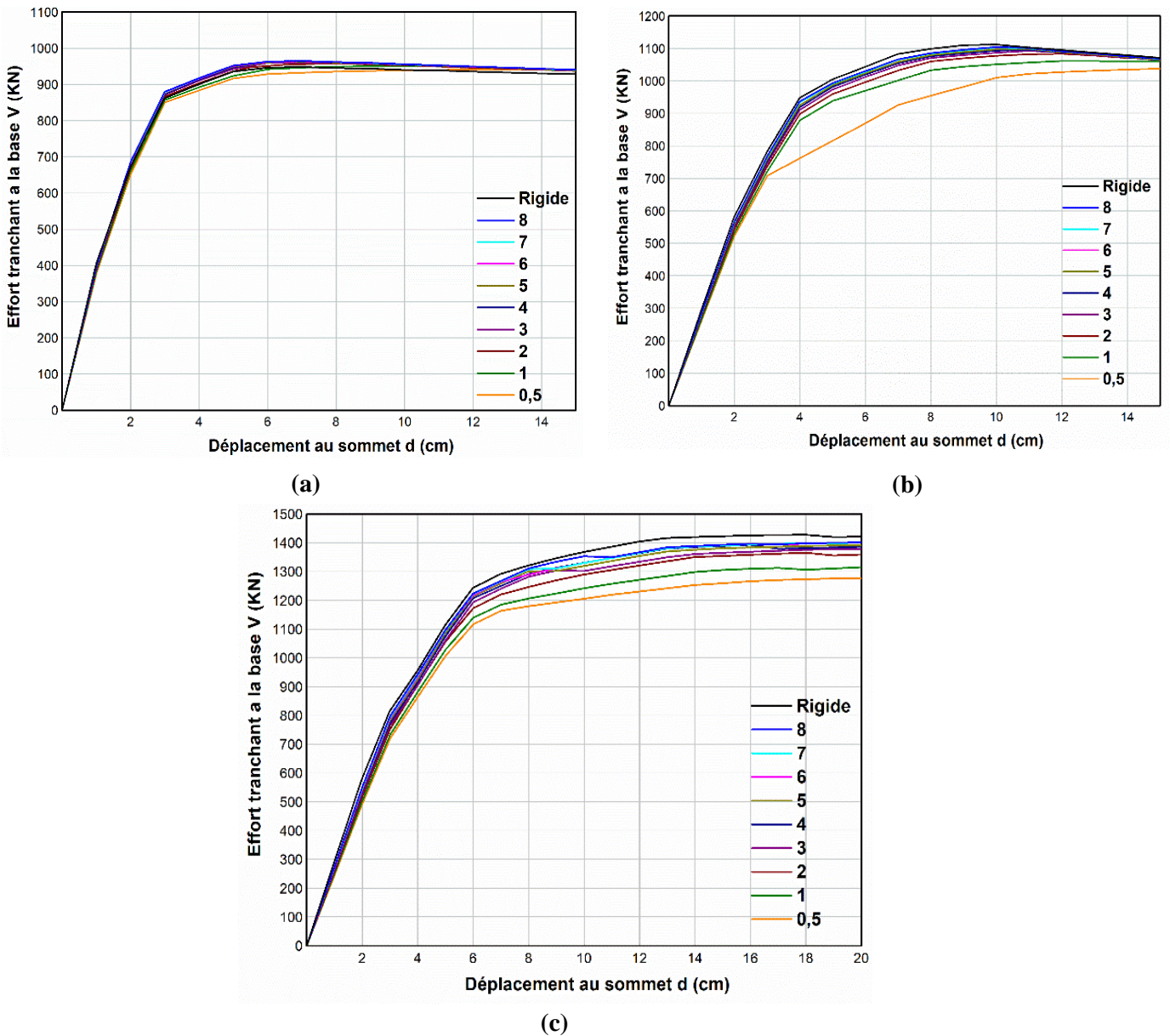


Figure V-17: Les courbes de push-over des portiques SCBF rigides et semi-rigides (a) portiques 3 étages (b) portiques 4 étages (c) portiques 5 étages

V.5.1.2 : L'effet de la semi-rigide sur le facteur de ductilité

Les valeurs de facteur de ductilité calculées par l'équation IV.1 pour les portiques SMRF rigide et semi-rigide varient entre 1,04 et 1,41. La Figure V-18 montre que le nombre d'étages et le degré de connexion ont un effet négligeable sur le facteur de ductilité. Une exception est à noter pour le degré de connexion $J = 0.5$, où le facteur de ductilité est pris égal à 1, car la ruine se manifeste dans le domaine élastique. La principale raison est l'absence des rotules plastiques dans les éléments des portiques comme il est illustré dans la Figure V.19.

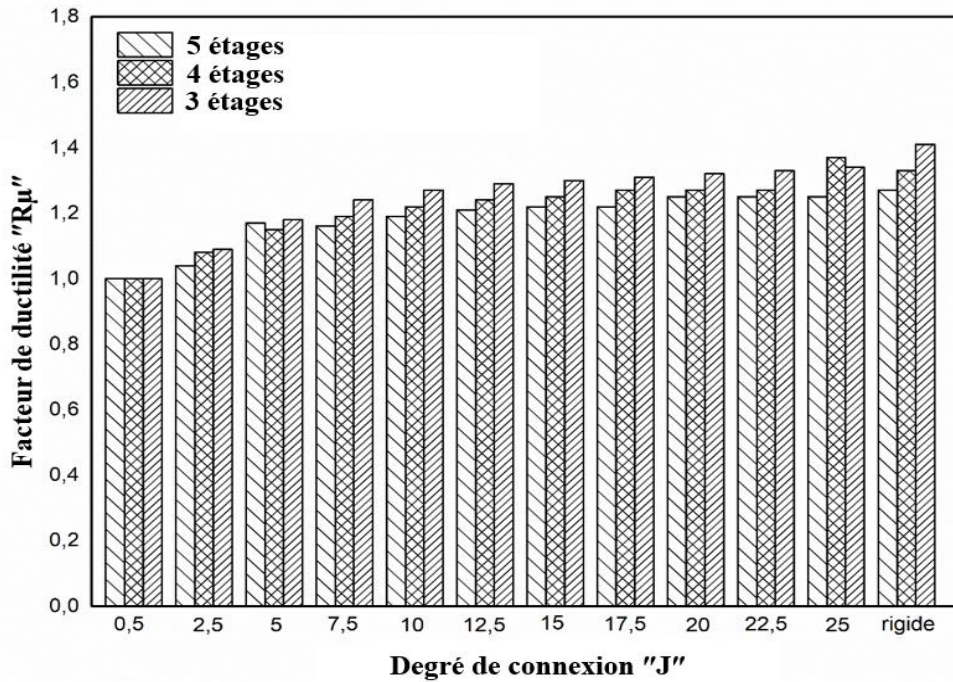


Figure V-18 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de ductilité des portiques SMRF

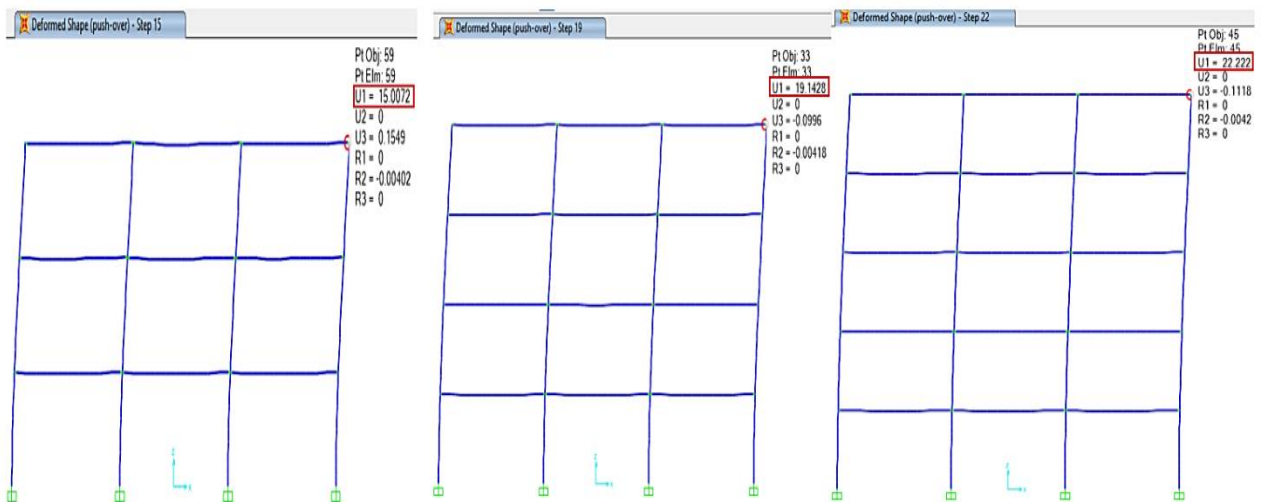


Figure V-19 : La répartition des rotules plastiques dans les portiques SMRF ayant un $J = 0.5$ à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine (déplacement inter-étage)

La Figure V-20 montre que le nombre d'étages et le degré de connexion ont un effet négligeable sur le facteur de ductilité des portiques SCBF. Ces valeurs sont comprises entre 1,82 et 2,25 pour tous les portiques SCBF rigide et semi-rigide.

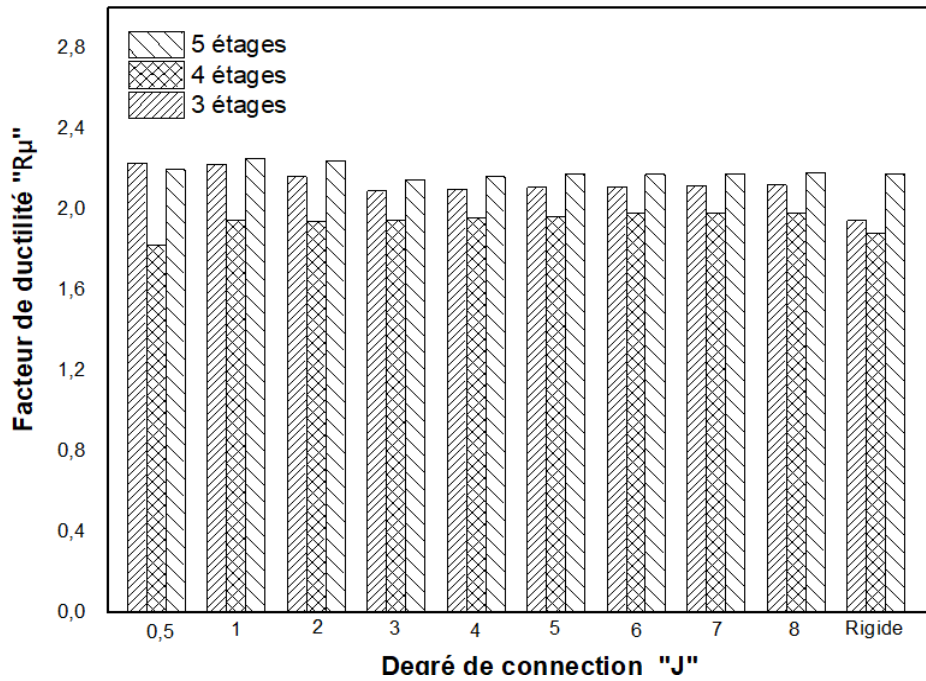


Figure V-20 : 'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de ductilité des portiques SCBF

V.5.1.3 L'effet de la semi-rigide sur le facteur de sur-résistance

Les valeurs des facteurs de sur-résistance des portiques SMRF rigides et semi-rigides avec un degré de connexion $J \geq 5$ sont très importantes et varient entre 5,64 et 6,64. Le nombre d'étages a un effet pratiquement négligeable comme le montre l'histogramme de la **Figure V-21**. Cependant, l'utilisation des assemblages semi-rigides influence les valeurs de facteur sur-résistance, sachant qu'il diminue avec la diminution de degré de connexion J . ceci est plus clair notamment pour les portiques conçus par des assemblages semi-rigides ayant un degré de connexion $J < 5$. En revanche cette semi-rigidité des assemblages n'a aucune influence sur la valeur du facteur de sur-resistance des portiques de type SCBF comme le montre la **Figure V-22**.

Ces valeurs très élevées de facteur de sur-résistance sont principalement dues à :

- La limitation sévère pour la sélection des sections transversales des poteaux. La résistance latérale des portiques SMRF dépend essentiellement de la rigidité des poteaux. Ainsi, afin de surveiller le déplacement inter-étage, la section des colonnes a été augmentée jusqu'à ce que les limites soient atteintes (dérive inter-étage $\leq 1\%$ de la hauteur de l'étage).
- Les hypothèses de modélisation établies par Sap 2000 peuvent avoir modifié le comportement de la structure. Le fait que la poutre mixte a été modélisée comme une section équivalente en acier avec un moment d'inertie équivalent de I_{eq} .

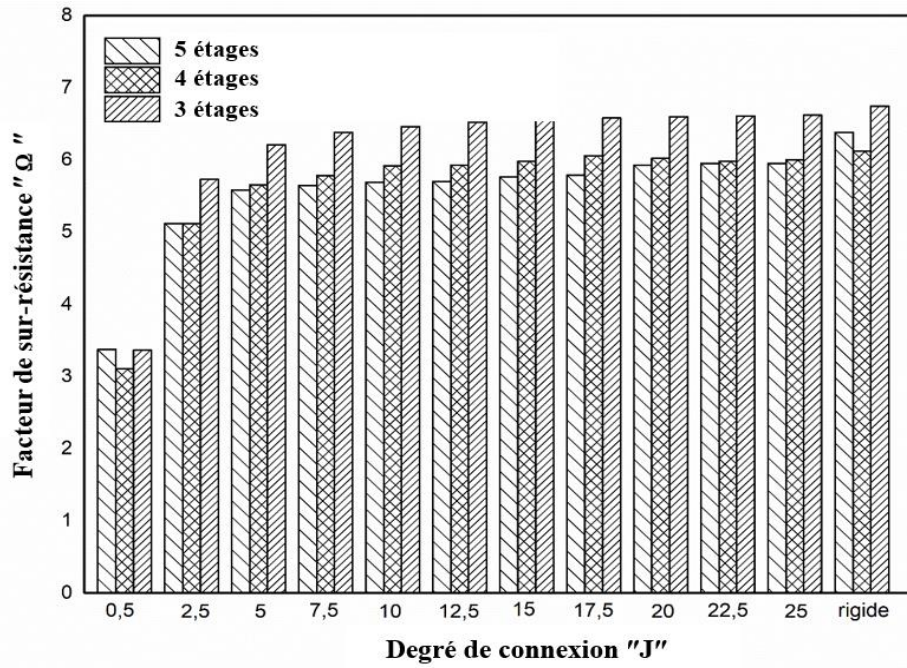


Figure V-21 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de sur-résistance des portiques SMRF

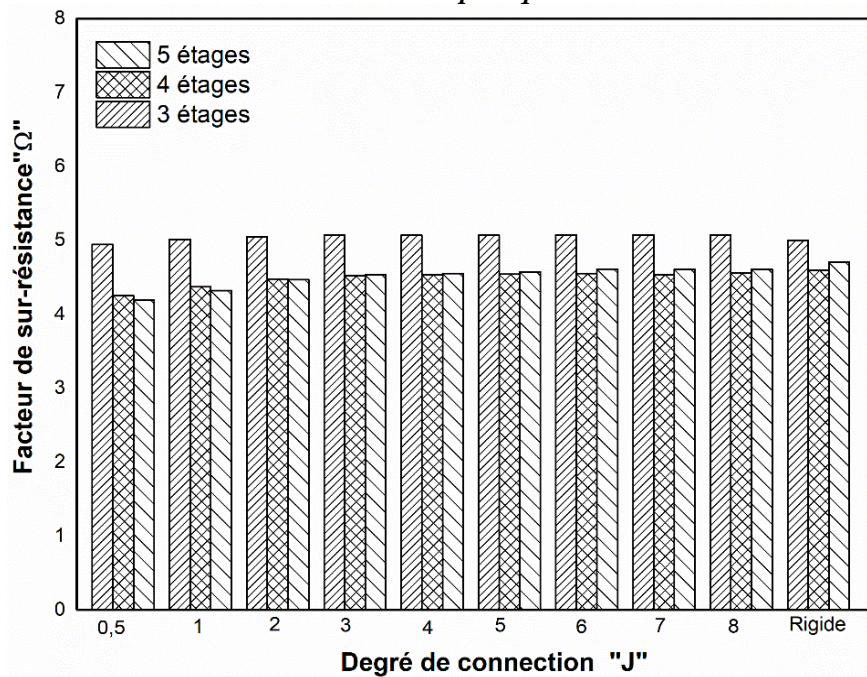


Figure V-22 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de sur-résistance des portiques SCBF

V.5.1.4 l'effet de la semi-rigidité sur le facteur de comportement R

Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R , à savoir : le déplacement élastique Δy , le déplacement limite Δu , la période fondamentale T , le facteur de ductilité $R\mu$, l'effort tranchant de conception Vd , l'effort tranchant ultime Vu et facteur de sur-résistance Ω des portiques SMRF et SCBF étudiés sont présentées au Tableau V-15, V-16, V-17, V-18, V-19 et V-20.

Tableau V-15 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SMRF de 3 étages

Degré de connexion	Δy (cm)	Δu (cm)	T (s)	R μ	Vd (kN)	Vu (kN)	Ω	R
rigide	10.61	14.98	0.571	1.41	91.26	615.31	6.74	9.52
25	11.19	14.98	0.606	1.34		604.59	6.62	8.87
22.5	11.24	14.98	0.610	1.33		603.47	6.61	8.81
20	11,31	14.98	0.614	1.32		602.13	6.60	8.74
17.5	11.40	14.98	0.620	1.31		600.42	6.58	8.65
15	11.51	14.98	0.628	1.30		598.16	6.55	8.53
12.5	11.65	14.98	0.638	1.29		594.94	6.52	8.38
10	11.83	14.98	0.653	1.27		589.76	6.46	8.18
7.5	12,13	14.98	0.676	1.24		581.79	6.38	7,87
5	12.65	14.99	0.718	1.18		566.50	6.21	7.35
2.5	13.71	15.00	0.817	1.09		523.21	5.73	6.27
0.5	18.66	15.01	1.164	1.00		306.29	3.36	3.36

Tableau V-16 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SMRF de 4 étages

Degré de connexion	Δy (cm)	Δu (cm)	T (s)	R μ	Vd (kN)	Vu (kN)	Ω	R
rigide	14.48	19.23	0.666	1.33	112.45	688.37	6.12	8.13
25	14,01	19.23	0.714	1.37		675.21	6.00	8.24
22.5	15.06	19.16	0.719	1.27		672.84	5.98	7.61
20	15.33	19.52	0.725	1.27		676.89	6.02	7.66
17.5	15.64	19.94	0.733	1.27		681.44	6.06	7.73
15	15.67	19.54	0.743	1.25		672.08	5.98	7.46
12.5	15.72	19.46	0.756	1.24		667.07	5.93	7.34
10	16.08	19.65	0.775	1.22		665.16	5.92	7.23
7.5	16.25	19.32	0.805	1.19		649.68	5.78	6.87
5	16.94	19.51	0.858	1.15		635.24	5.65	6.51
2.5	17.86	19.26	0.981	1.08		575.63	5.12	5.52
0.5	19.19	19.14	1.37	1.00		348.27	3.10	3.10

Tableau V-17 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SMRF de 5 étages

Degré de connexion	Δy (cm)	Δu (cm)	T (s)	R μ	Vd (kN)	Vu (kN)	Ω	R
rigide	18.39	23.29	0.753	1.27	124.37	794.00	6.38	8.09
25	18.20	22.70	0.807	1.25		740.04	5.95	7.42
22,5	18.28	22.76	0.812	1.25		739.93	5.95	7.41
20	18.22	22.94	0.819	1.25		768.80	5.93	7.42
17,5	17.89	21.90	0.828	1.22		720.53	5.79	7.09
15	17.96	21.99	0.837	1.22		716.43	5.76	7.06
12,5	18.22	22.00	0.853	1.21		708.97	5.70	6.88
10	18.51	21.99	0.874	1.19		707.28	5.69	6.76
7,5	18.92	22.01	0.906	1.16		701.66	5.64	6.56
5	19.45	22.67	0.962	1.17		693.73	5.58	6.50
2,5	21.21	22.08	1.087	1.04		636.27	5.12	5.33
0,5	22.30	22.22	1.441	1.00		418.66	3.37	3.37

Tableau V-18 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SCBF de 3 étages

Degré de connexion	Δy (cm)	Δu (cm)	T (s)	R μ	Vd (kN)	Vu (kN)	Ω	R
rigide	2,93	6,99	0.28	1,94	189,54	967,13	5,10	9,79
8	2,91	7,99	0.28	2,12		961,62	5,07	10,76
7	2,92	7,99	0.28	2,12		961,77	5,07	10,74
6	2,93	7,99	0.28	2,11		961,62	5,07	10,72
5	2,94	7,99	0.28	2,11		961,14	5,07	10,69
4	2,95	7,99	0.28	2,10		960,94	5,07	10,65
3	2,99	8,50	0.28	2,09		957,24	5,07	10,60
2	3,02	9,00	0.28	2,16		950,63	5,05	10,92
1	3,01	9,00	0.28	2,22		937,50	5,02	11,16
0.5	2,93	6,99	0.29	2,23		948,02	4,95	11,03

Tableau V-19 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SCBF de 4 étages

Degré de connexion	Δy (cm)	Δu (cm)	T (s)	R μ	Vd (kN)	Vu (kN)	Ω	R
rigide	4,41	9,99	0.35	1,88	241,78	1111,82	4,60	8,64
8	4,46	10,99	0.35	1,98		1101,35	4,56	9,03
7	4,46	10,99	0.35	1,98		1097,06	4,54	9,00
6	4,47	10,99	0.35	1,98		1100,62	4,55	9,01
5	4,52	10,99	0.36	1,97		1098,59	4,54	8,93
4	4,55	11,00	0.36	1,96		1096,11	4,53	8,88
3	4,59	11,00	0.36	1,95		1092,54	4,52	8,80
2	4,62	11,00	0.36	1,94		1082,04	4,48	8,68
1	4,61	11,00	0.36	1,94		1056,60	4,37	8,49
0.5	5,55	12,00	0.37	1,82		1027,76	4,25	7,75

Tableau V-20 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de facteur de comportement R des portiques SCBF de 4 étages

Degré de connexion	Δy (cm)	Δu (cm)	T (s)	R μ	Vd (kN)	Vu (kN)	Ω	R
rigide	6,29	17,99	0.40	2,17	241,78	1 427,18	4,70	10,22
8	6,24	17,99	0.40	2,18		1 398,04	4,61	10,06
7	6,27	17,99	0.40	2,18		1 397,78	4,61	10,03
6	6,29	17,99	0.40	2,17		1 398,94	4,61	10,02
5	6,29	18,00	0.41	2,17		1 387,97	4,57	9,94
4	6,34	18,00	0.41	2,16		1 380,89	4,55	9,84
3	6,43	18,00	0.42	2,15		1 375,28	4,53	9,72
2	6,43	19,00	0.42	2,24		1 355,10	4,47	10,01
1	6,26	19,01	0.42	2,25		1 310,35	4,32	9,73
0.5	6,18	18,01	0.43	2,20		1 273,05	4,20	9,22

D'après la **Figure V-23**, on observe que le facteur de comportement des portiques de 3, 4 et 5 étages augmente avec l'augmentation du degré de connexion j . Pour les portiques avec une semi-rigidité maximale des connexions ($J=25$), la valeur de facteur de comportement calculée est très proche à celle des cadres rigides (voir **Tableau V-15, V-16 et V-17**). Ces résultats montrent que le facteur de comportement sismique ne dépend pas à la hauteur des structures, cependant il est influencé par la semi-rigidité des assemblages mixtes (poteau-poutre). Par contre le facteur de comportement des portiques SCBF de 3, 4 et 5 étages est pratiquement constant, quel que soit le degré de connexion j des assemblages (voir **Figure V-24**). Ces résultats indiquent que la nature des assemblages n'influe pas le comportement des portiques contreventés sous les charges latérales.

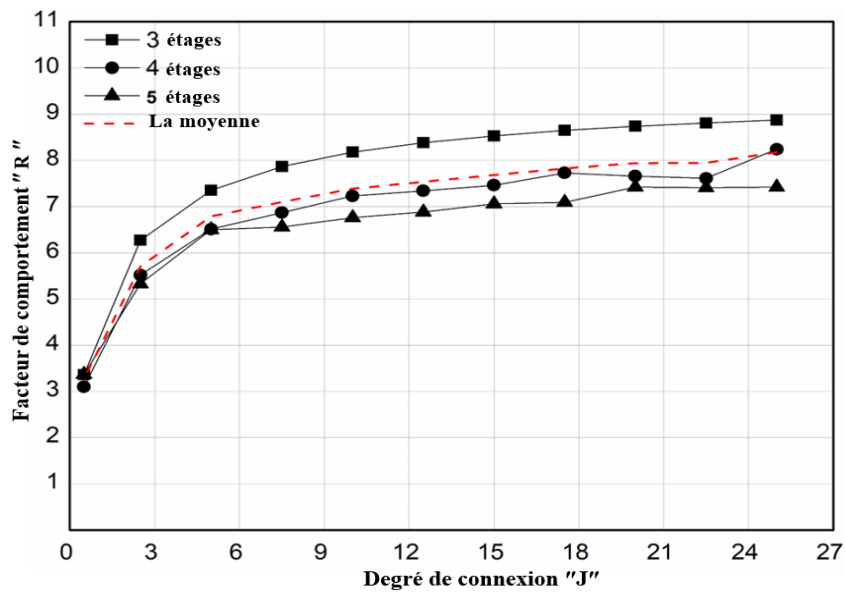


Figure V-23 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de comportement des portiques SMRF

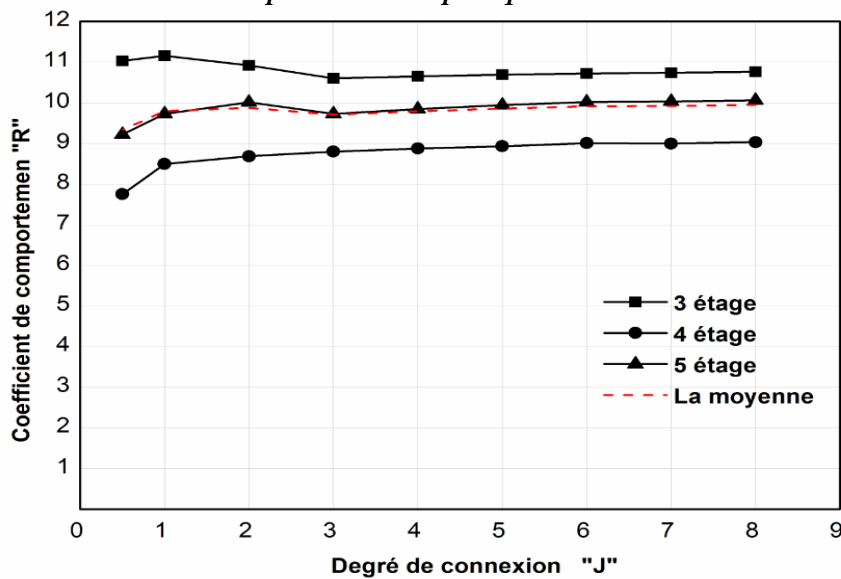


Figure V-24 : L'effet du degré de la connexion "J" ainsi le nombre d'étages sur le facteur de comportement des portiques SCBF

V.5.2 : Comparaison du coefficient de comportement « R »

Jusqu'à nos jours, la semi-rigidité des assemblages mixtes n'a pas pris en compte dans les codes de conception sismiques. Donc il est utile de faire quelques comparaisons entre les valeurs R des portiques mixtes (acier-béton) estimés dans cette étude et la seule valeur donnée par le code sismique algérien RPA99/version 2003.

Les *Figures V-25 et V-26* illustrent une comparaison entre la variation du facteur de comportement R en fonction du degré de connexion avec la valeur de R recommandée par le code RPA99/Version 2003 qui égale à 6 pour les portiques SMRF et 5 pour les portiques SCBF. Dans le cas des portiques rigides, la valeur du facteur R (valeur moyenne) calculée est supérieure de 41.6 % et 100% à celle recommandée par le RPA99/2003 respectivement pour les SMRF et le SCBF.

Le **Tableau V-21** présente une comparaison entre les valeurs de R des portiques rigides calculées dans cette étude et ceux estimés par d'autres travaux de recherche, ainsi par ceux fixé dans quelques codes sismiques internationaux.

Tableau V-21 : Comparaison des valeurs de R des portiques rigides

Portique autostable (SMRF)		Portique contreventé (SCBF)	
Code/travail de recherche	Le facteur R	Code/travail de recherche	Le facteur R
« R » calculé dans cette étude	8.5	« R » calculé dans cette étude	10
RPA [51]	6	RPA [51]	5
UBC [65]	8.5	UBC [65]	6.5
Eurocode 8 [63]	6.5	Eurocode 8 [63]	6
Aksoylar [67]	8.24	Ghassemieh [73]	11.2
Balendra [70]	15.6	Balendra [70]	8.52
Mahmoudi [74]	9.57	Mahmoudi [75]	5.38

Pour les portiques semi-rigides de types SMRF qui ont un « $j > 3$ », le coefficient de comportement R calculé est toujours supérieur à celui recommandé par le code ; si « $j = 3$ » R calculé égale à celui recommandé par le RPA et pour des valeurs de « $j < 3$ » le facteur de comportement R calculé est inférieur à celui fixé par le RPA. Il atteint une valeur minimale presque 50 % inférieure à celle recommandée par le RPA99/2003, et ce pour les SMRF conçu avec un $j=0.5$ (*Figures V-25*). Cependant le facteur « R » des portiques du types SCBF reste toujours supérieur à celui recommandé par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 quel que soit le degré de connexion des assemblages poutres-poteaux (*Figures V-26*).

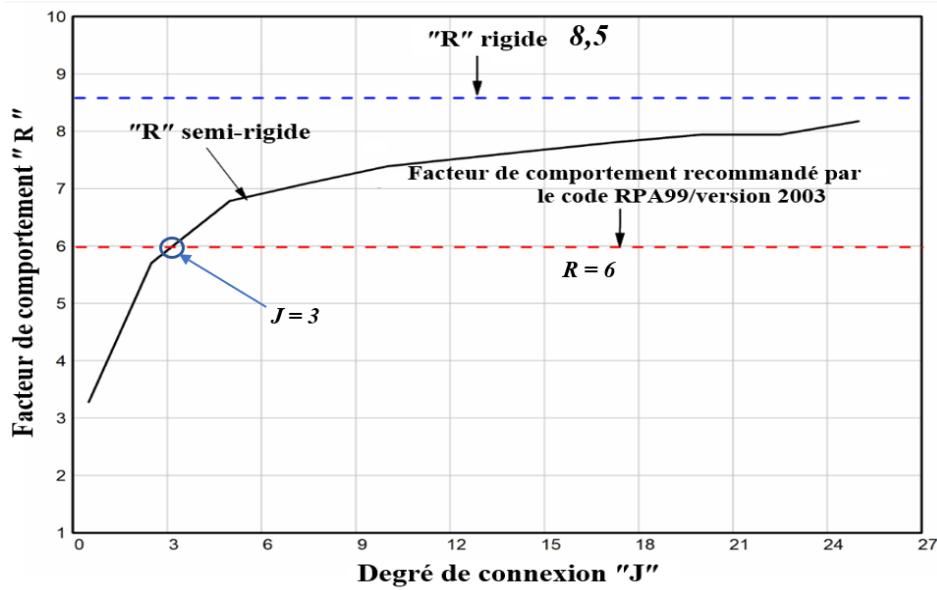


Figure V-25 : Comparaison de la variation du facteur de comportement R en fonction du degré de connexion avec le facteur recommandé par le code RPA99/Version 2003 des portiques SMRF

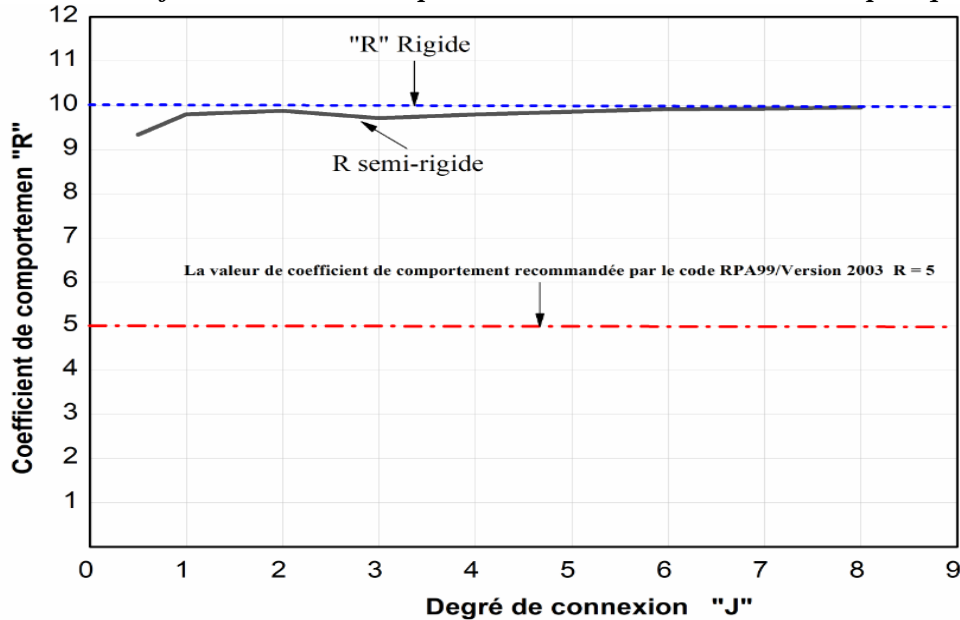


Figure V-26 : Comparaison de la variation du facteur de comportement R en fonction du degré de connexion avec le facteur recommandé par le code RPA99/Version 2003 des portiques

La *Figure V-25* montre que le facteur de comportement R des SMRF varie considérablement de $J = 0.5$ à $J < 5$. Cependant, il varie légèrement si $J \geq 5$. À ce stade, afin de simplifier l'utilisation du facteur de comportement R dans la conception sismique des structures SMRF mixtes semi-rigides, la *Figure V-27* décompose cette variation en deux parties. La première partie est représentée par une fonction logarithmique et la seconde est représentée par une seule valeur constante égale à 7.5.

$$\begin{array}{ll}
 R = 8.5 & J > 25 \\
 R = 7.5 & 5 < J \leq 25 \\
 R = 1.52 \ln(J) + 4.3271 & 0.5 \leq J \leq 5
 \end{array} \quad (V-14)$$

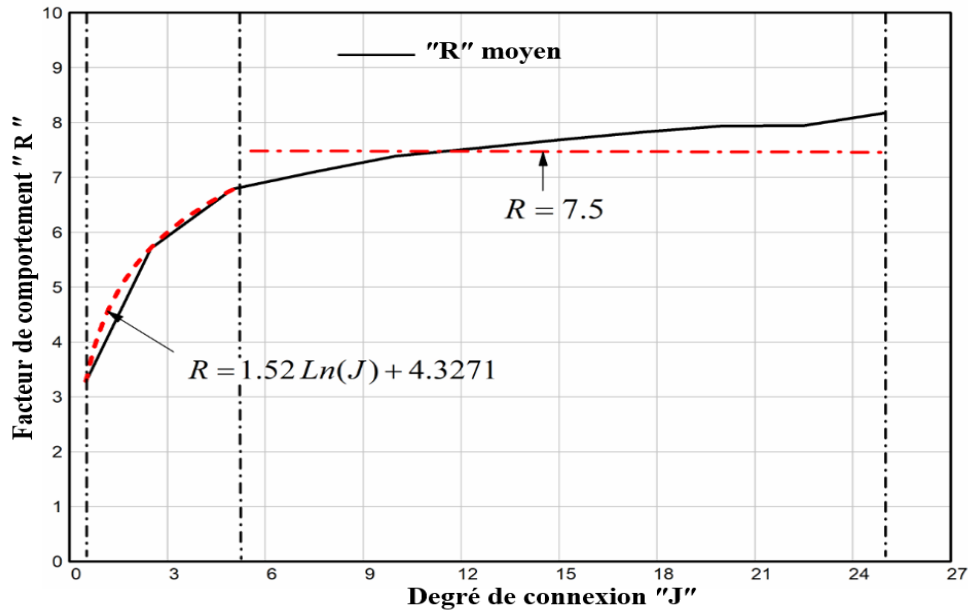


Figure V-27 : Utilisation simplifiée des valeurs du facteur de comportement dans la conception des bâtiments contreventés par portiques auto-stable (SMRF)

V.5.3 Mécanismes d'effondrement et distribution des rotules plastiques à la ruine

Les mécanismes de ruine des deux types portiques étudiés (SMRF et SCBF) de 3, 4 et 5 étages, sont présentés aux *Figures V-28, V-29, V-30, V-31, V-32 et V-33*. On peut remarquer que la distribution des rotules plastiques à la ruine dans les portiques SMRF est différente de celle observée dans le cas des portiques SCBR, et ce pour tous les degrés de connexion. Cette différence réside dans le fait que les portiques contreventés par des palées triangulées concentriques en X possèdent une rigidité latérale très importante. Ce qui favorise, par conséquent, l'apparition d'un mécanisme plastique englobant un étage. De plus les déformations plastiques dans les portiques SCBF sont localisées au niveau des barres de contreventement.

Il a été remarqué que pour tous les portiques SMRF analysés et quel que soit le degré de connexion J , le critère de déplacement inter-étage 2 % et celui le critère déterminant de la limite de ruine. L'apparition de ce dernier est observée entre 1,44 % et 1,66 % du rapport (Δ / H) de déplacement au sommet « Δ » à la hauteur « H » de la structure. Dans ce contexte on constate que la réduction de la rigidité des assemblages n'a pas d'effet sur l'instant limite de la naissance du critère limite de déplacement inter-étage. En revanche cette semi-rigidité des jonctions poutre-poteau a un effet très avantageux sur le développement des rotules plastiques dans les poutres, d'où la réduction du degré de connexion retard nettement la formulation des rotules plastiques notamment pour les SMFR conçus avec des assemblages ayant un degré de connexion $j \leq 5$.

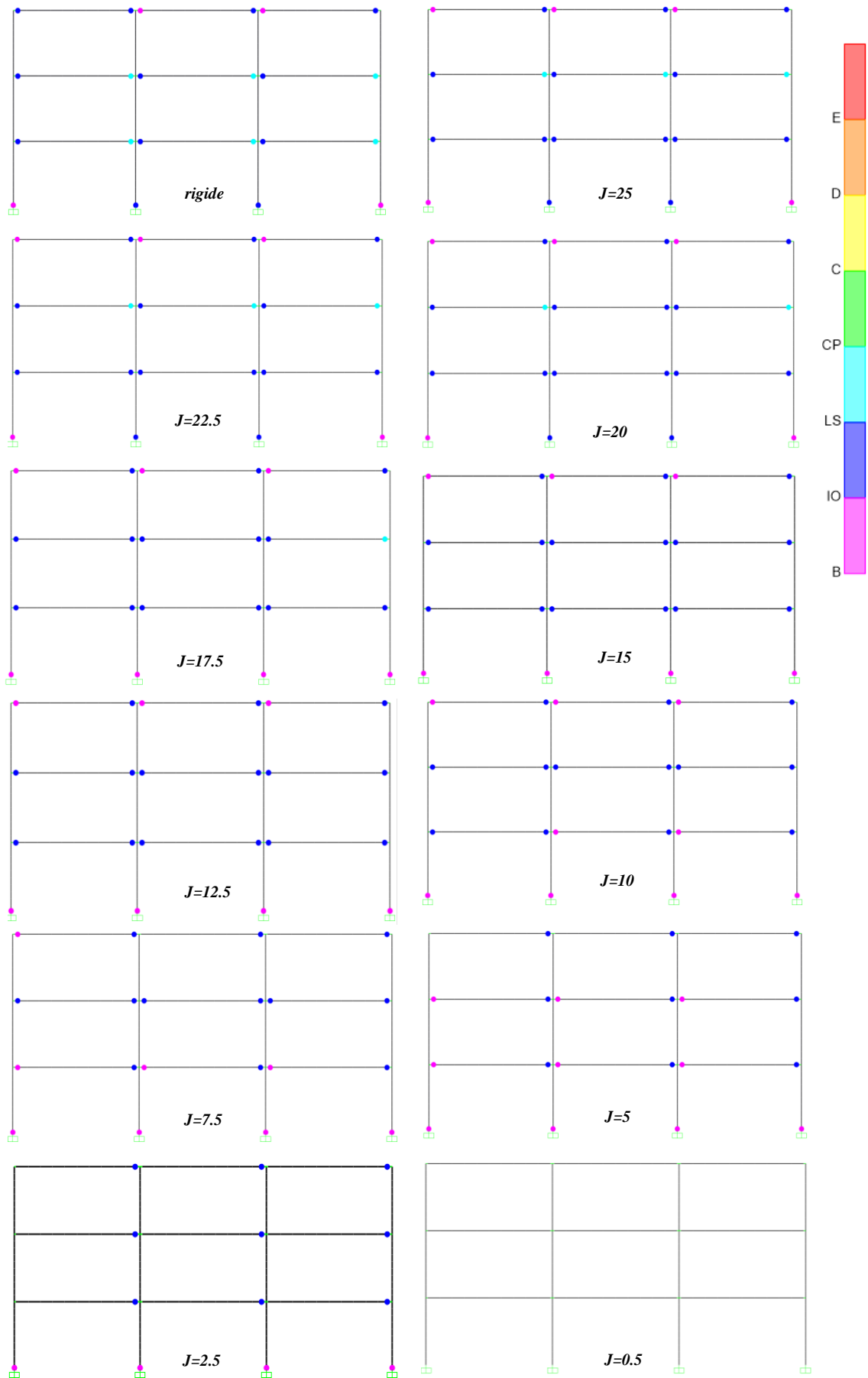


Figure V-28 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SMRF de 3 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine

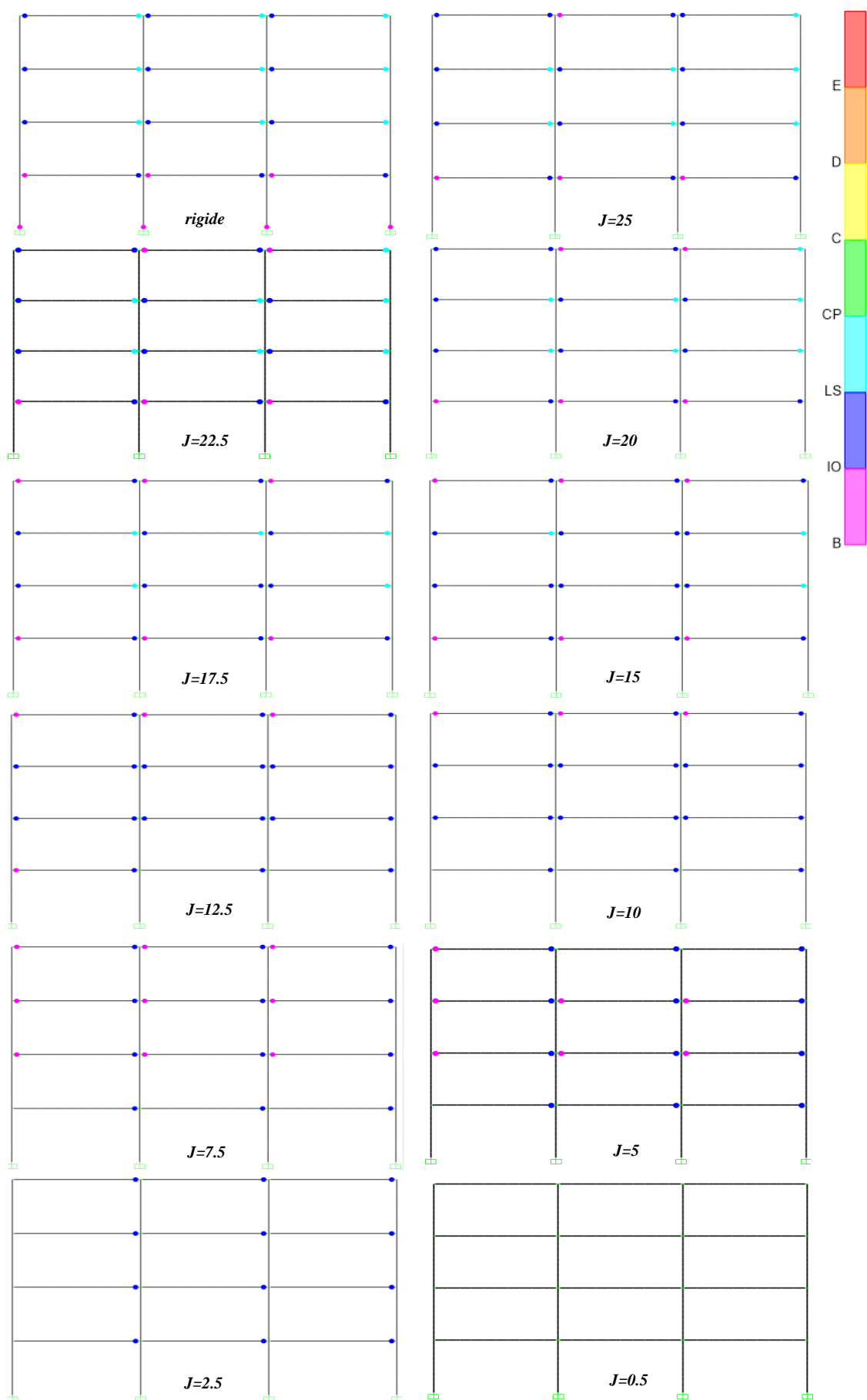


Figure V-29 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SMRF de 4 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine

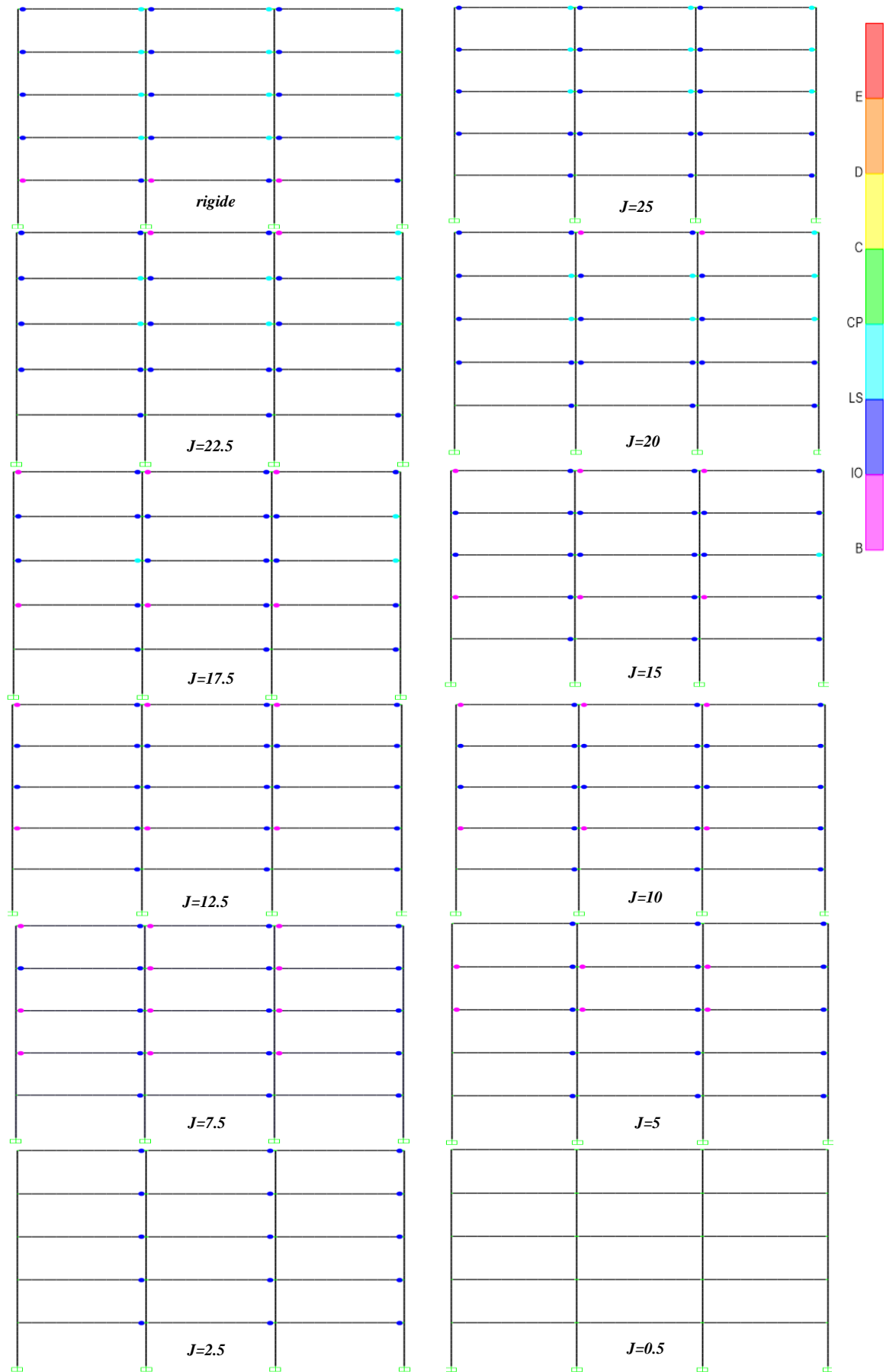


Figure V-30 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SMRF de 5 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine

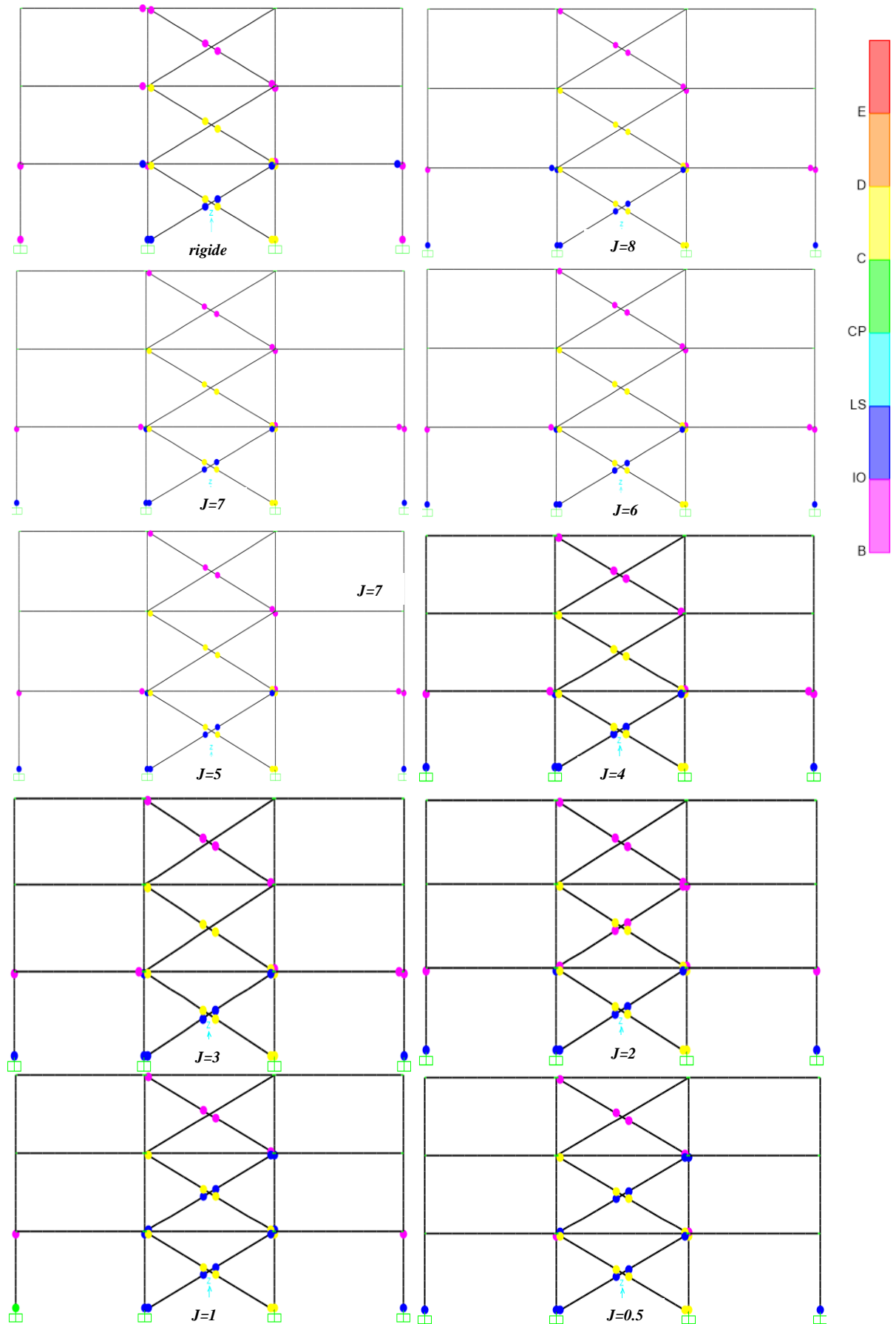


Figure V-31 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SCBF de 3 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine

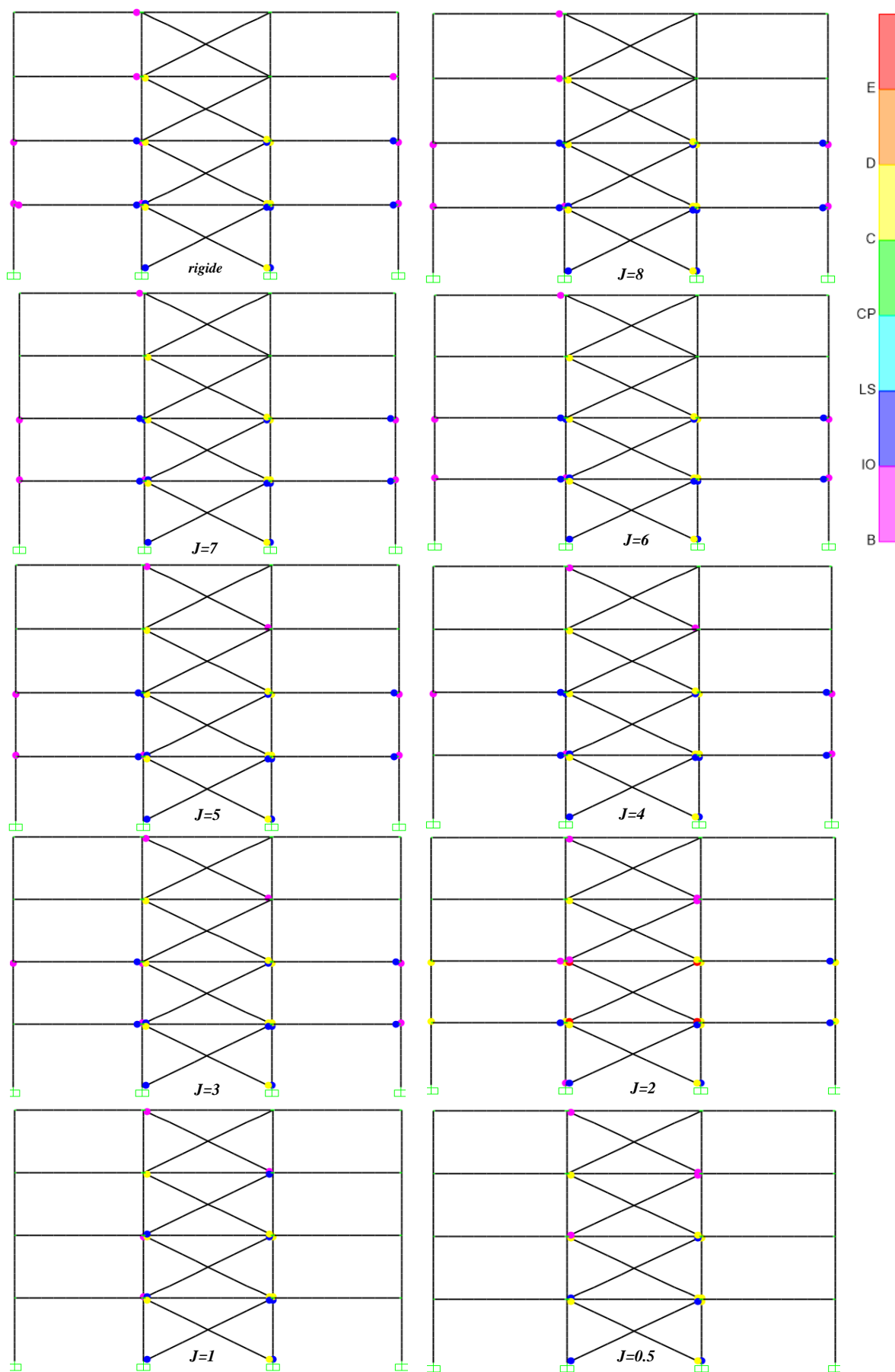


Figure V-32 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SCBF de 4 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine

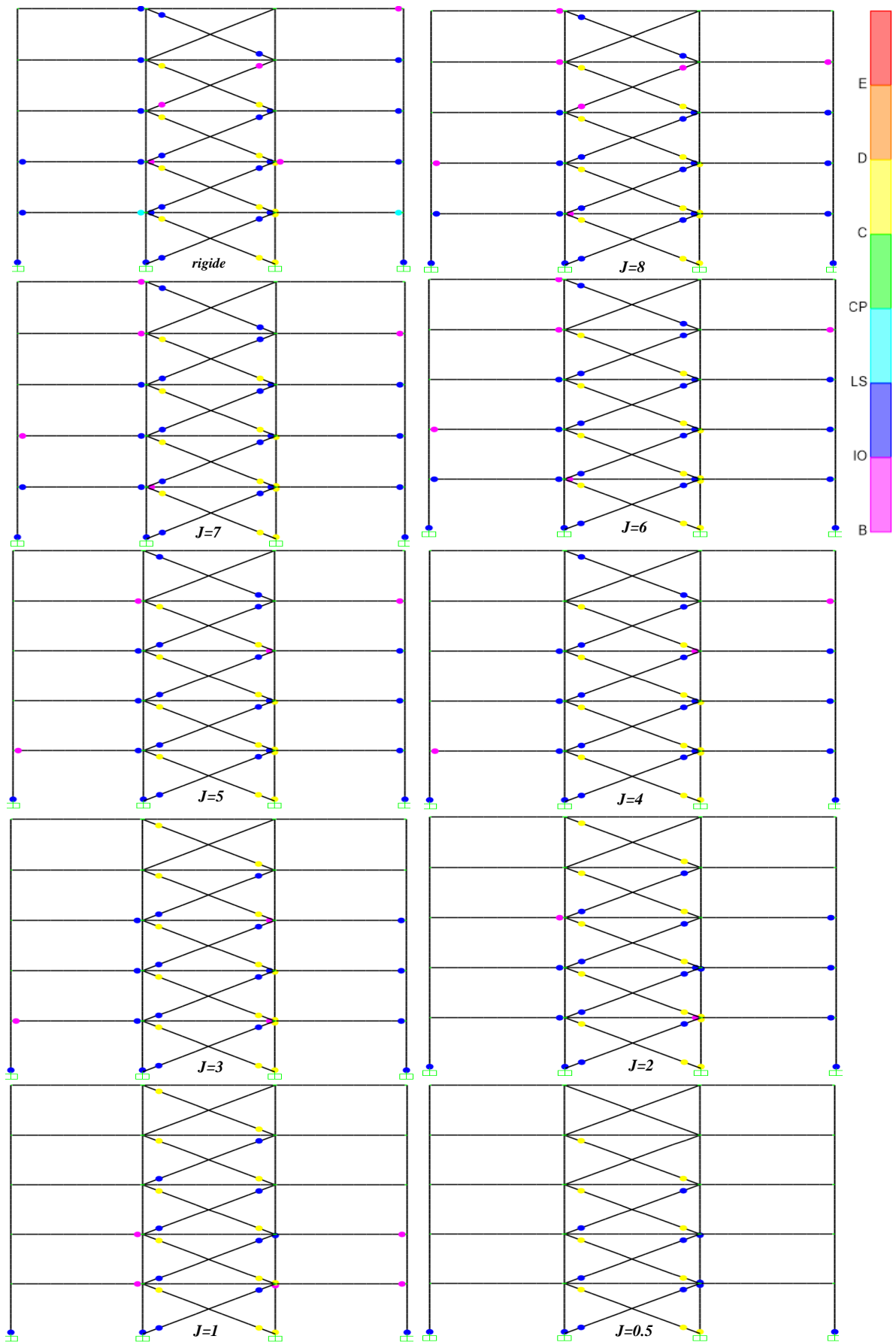


Figure V-33 : La distribution des rotules plastiques dans les différents types de portiques SCBF de 5 étages à l'instant limite de l'apparition de critère de ruine

V.6 : Conclusion

À la fin du chapitre, on a constaté que le coefficient de comportement R dépend fortement de la ductilité, la sur-résistance et la période de la structure. Sachant pour déterminer ces paramètres, le comportement non linéaire effort tranchant a la base par rapport au déplacement au sommet de la structure doit être identifié.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement statique et sismique des portiques mixtes était l'objet de la présente thèse. À cet égard, 5 portiques conçus par différents types d'assemblage (poutre-poteau) ont été analysés statiquement sous des charges verticales et horizontales. 36 portiques auto-stable et 30 portiques contreventés ont été analysés sismiquement, pour différent degré de rigidité de jonction (poteau-poutre) et différent nombre d'étages (hauteur de la structure). Les résultats obtenus ont permis de tirer les conclusions suivantes.

- L'analyse de la réponse statique des portiques mixte a montré que la semi-rigidité des assemblages induit une réduction des moments au niveau des assemblages accompagnés par une augmentation des moments fléchissants à mi-portée des poutres.
- La prise en compte du comportement réel des assemblages parfaitement articulés permettant de diminuer les déplacements verticaux et horizontaux. Par contre ces déplacements augmentent dans le cas de la prise en compte du comportement réel des assemblages infiniment rigides.
- Dans le cas des portiques contreventés par des palées triangulaires concentriques (SCBF), le critère de déplacement inter-étages est pratiquement le paramètre contrôlant la ruine globale de tous les portiques étudiés (rigide et semi-rigide) en combinaison avec un autre critère de ruine, qui est celui de la formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure qui engendre une instabilité structurale. Par contre, dans le cas des portiques SMRF, c'est uniquement le critère déplacement inter-étages qui contrôle la ruine globale de tous les portiques étudiés ; et comme tendance générale, la ruine des portiques SMRF se produit plus tard que dans le cas des portiques SCBF.
- La semi-rigidité des assemblages n'influe pas sur l'instant limite de l'apparition de critère de déplacement inter-étage des portiques SMRF, en revanche elle joue un rôle de retardateur de l'apparition de critère de la formation d'un mécanisme plastique à un étage des portiques SCBF.
- Le critère de ruine locale qui consiste à la limitation de la valeur de la rotation élastoplastique dans un élément structural, à la rotation ultime, θ_u de l'élément, n'a pas été observé même pour des valeurs du déplacement inter-étages élevées ($\Delta_{max} > 2\% h_e$)

; he étant la hauteur d'étage du portique), et ce dans le cas des deux types de portiques (SMRF et SCBF).

- Les valeurs de la ductilité globale obtenues par analyse push-over des portiques SMRF (rigide et semi-rigide) sont inférieures à ceux des portiques SCBF. Ceci est dû au fait que la plasticité globale des portiques SCBF est observée plus tôt par rapport à celle des portiques SMRF.
- Le degré de connexion J n'affecte pas les valeurs du facteur de ductilité, qui sont relativement faibles en raison de la limitation prudente du critère de déplacement inter-étage (2 %). Cependant il a un effet effectif sur le facteur de sur-résistance notamment sur les portiques du types SMRF, sachant que cette influence est proportionnelle.
- Les courbes de capacité des portiques auto-stable (SMRF) conçus avec des assemblages semi-rigides qui ont un degré de connexion $J > 5$ présentent un comportement très proche à celui des portiques rigides. Donc, l'effet de la variation de la semi-rigidité dans cet intervalle est modéré. Par contre il faut être très prudent lors de la conception des portiques ayant des degrés de connexion $J \leq 5$, où l'effet de la variation de la semi-rigidité dans cet intervalle est très important sur comportement sismique des SMRF. Cependant l'effet de la variation de la semi-rigidité des assemblages sur les courbes de capacité des SCBF est négligeable.
- Les normes fournissent une valeur constante des facteurs comportements. Cependant, le facteur de comportement des portiques auto-stables évalué dans cette étude prend plusieurs valeurs pour différents degrés de connexion « J ». Par conséquent, les résultats indiquent que les facteurs de comportement des portiques auto-stables (SMRF) proposés dans les codes sismiques doivent être modifiés pour tenir compte les effets de la semi-rigidité des assemblages.

PERSPECTIVE

Notre étude s'est limitée aux portiques réguliers a base fixe. Elle a consisté en l'étude de l'influence de la semi-rigidité sur le comportement des portiques mixtes acier-béton. En perspective, une étude similaire mais en considérant les portiques irréguliers, telles que l'irrégularité en plan ou en élévation, avec la prise en compte de l'interaction sol-structure, pourrait faire l'objet d'une recherche future.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Dhanalakshmi M.** Behaviour of semi-rigid composite connections for steel framed buildings. PhD Thesis Type. Cranfield University. 2005.
- [2] **Elghazouli A, Castro J, Izzuddin B.** Seismic performance of composite moment-resisting frames. Engineering Structures. 2008.
- [3] **EN 1994-1-1.** Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004.
- [4] **SAP2000.** Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures V14. Computers and Structures Inc, Berkeley, California
- [5] **ATC-19.** Seismic Response Modification Factors 1995.
- [6] **Leon R, Ammerman D, Lin J, McCauley R.** Semi-rigid composite steel frames. AISC Engineering Journal 1987.
- [7] **Jarrett N, Grantham R.** Composite sub-frame tests. Building Research Establishment. 1992.
- [8] **Li T, Moore D, Nethercot D, Choo B.** The experimental behaviour of a full-scale, semi-rigidly connected composite frame: Detailed appraisal. Journal of Constructional Steel Research. 1996.
- [9] **Muniasamy D.** Behaviour of semi-rigid composite connections for steel framed buildings. PhD Thesis Type. Cranfield University. 2005.
- [10] **Wang J, Li G.** Testing of semi-rigid steel–concrete composite frames subjected to vertical loads. Engineering Structures. 2007.
- [11] **Stelmack T, Marley M, Gerstle K.** Analysis and tests of flexibly connected steel frames. Journal of Structural Engineering. 1986.
- [12] **Nader M, Astaneh A.** Dynamic behavior of flexible, semirigid and rigid steel frames. Journal of Constructional Steel Research. 1991.
- [13] **Elnashai A, Elghazouli A, Denesh A F.** Response of semirigid steel frames to cyclic and earthquake loads. Journal of structural Engineering. 1998.
- [14] **Zhou T, Jia Y, Xu, Wang X, Chen Z.** Experimental study on the seismic performance of L-shaped column composed of concrete-filled steel tubes frame structures. Journal of Constructional Steel Research. 2015.
- [15] **Gerstle, Kurt H.** Effect of connections on frames. Journal of Constructional Steel Research. 1988.
- [16] **Awkar J, Lui E.** Seismic analysis and response of multistory semirigid frames. Engineering Structures. 1999.
- [17] **Hensman J, Nethercot D.** Numerical study of unbraced composite frames: generation of data to validate use of the wind moment method of design. Journal of Constructional Steel Research. 2001.
- [18] **Ciutina L.** Assemblages et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier-béton: expérimentation et simulation numérique. Type. Rennes, INSA. 2003.
- [19] **Öztürk A, YEŞİLCE Y.** THE STATICAL ANALYSIS OF SEMI-RIGID FRAMES BY DIFFERENT CONNECTION TYPES. Journal of Science and Technology of Dumlupınar University. 2005.
- [20] **Queiroz G, Mata L A, Franco J R.** Analysis of composite connections in unbraced frames subjected to wind and gravity loading. Journal of Constructional Steel Research. 2005.
- [21] **Wang J, Li G.** A practical design method for semi-rigid composite frames under vertical loads. Journal of constructional steel research. 2008.
- [22] **Kartal M, Basaga H, Bayraktar A, Muvafik M.** Effects of semi-rigid connection on structural responses. Electronic journal of structural Engineering. 2010.

- [23] **Nie J, Tao M, Cai C, Chen G.** Modeling and investigation of elasto-plastic behavior of steel–concrete composite frame systems. *Journal of Constructional Steel Research.* 2011.
- [24] **Thai H, Uy B, Kang W, Hicks S.** System reliability evaluation of steel frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research.* 2016.
- [25] **Senthilkumar R, Kumar S.** Seismic performance of semi-rigid steel-concrete composite frames. *Structures.* 2020.
- [26] **Manfred A, Hirt, Michel C.** *Traité de Génie Civil.* 2001.
- [27] **Liew J.** A RESOURCE BOOK FOR STRUCTURAL STEEL DESIGN & CONSTRUCTION. 2000.
- [28] **Plumier A, Degée H.** Conception parasismique dans le contexte de l’Eurocode 8. 2011.
- [29] **Elghazouli A.** Seismic design of steel-framed structures to Eurocode 8. Taylor & Francis e-Library. 2009.
- [30] **Jean M.** ENSEIGNEMENT DE CONSTRUCTION MIXTE ACIER - BETON.
- [31] **Janss J, Jaspert J, 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.* 1988.
- [32] **Bahrami M.** Behaviour of beam-to-column end plate connections in structural steelwork. Type. Dundee Institute of Technology. 1991.
- [33] **Liew J, Teo T, Shanmugam N, Yu C.** Testing of steel–concrete composite connections and appraisal of results. *Journal of Constructional Steel Research.* 2000.
- [34] **Popov E, Takhirov, Shakhzod.** Bolted large seismic steel beam-to-column connections Part 1: experimental study. *Engineering Structures.* 2002.
- [35] **Demonceau J, Jaspert J.** Presentation and analysis of tests on single-sided steel and composite joint configurations performed Type. Liège University. 2003.
- [36] **Liew J, Teo T, Shanmugam N.** Composite joints subject to reversal of loading—Part 1: experimental study. *Journal of Constructional Steel Research.* 2004.
- [37] **Fu F, Lam D.** Experimental study on semi-rigid composite joints with steel beams and precast hollowcore slabs. *Journal of Constructional Steel Research.* 2006.
- [38] **Shi G, Shi Y, Wang Y.** Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading. *Engineering structures.* 2007.
- [39] **Ataei A, Bradford M, Valipour H.** Experimental study of flush end plate beam-to-CFST column composite joints with deconstructable bolted shear connectors. *Engineering structures.* 2015.
- [40] **Barcewicz W, Gizejowski M.** Experimental tests of composite joints subjected to hogging and sagging bending moments. 2016. 375-386.
- [41] **Association Française de Normalisation (AFNOR).** Eurocode 3 «Calcul des structures en acier» et Document d’Application Nationale-Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. 2002.
- [42] **SLIMANI R.** ETUDE ET CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES MIXTES DE TYPE POUTRE-POTEAU SELON L’EUROCODE- 4. MAGISTER Type. Université Mentouri Constantine. 2007.
- [43] **Structural Steelwork Eurocodes.** Development of a Trans-National Approach. 2001.
- [44] **Ren P, Crisinel M.** Prediction method for moment-rotation behaviour of composite beam to steel column connection. 1996. 33-46.
- [45] **Anderson D, Aribert J, Bode H, Kronenburger H.** Design rotation capacity of composite joints. *Structural Engineering.* 2000.
- [46] **Senthilkumar Rajendran, Satish Kumar.** Design of semi-rigid steel-concrete composite frames for seismic performance. *J Struct Eng (SERC, Madras)* 2017.
- [47] **Saranik M.** Conception parasismique robuste de bâtiments à base d’assemblages boulonnés. Type. Ecole Centrale de Lyon. 2011.

- [48] **Ansys Student 2021**. finite element program system.
- [49] **Khemis A, Titoum M, Mazoz A, Louzai A**. Rapport de recherche interne 2021.
- [50] **BELFAR S, GOUARIR A, TITOU M, KHEMIS A**. Modélisation des portiques mixtes avec un assemblage semi-rigide. Type. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA. 2019.
- [51] **Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme**. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. 2003.
- [52] **FEMA-356**. Prestandard and commentary for the Seismic rehabilitation of Buildings. 2000.
- [53] **Billah M**. Evaluation of response modification factor for different types of stainless steel frames. MASTER OF SCIENCE Type. DHAKA, BANGLADESH 2020.
- [54] **Mwafy A, Elnashai A**. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. Engineering structures. 2001.
- [55] **Mitchell D, Tremblay R, Karacabeyli E, Paultre P, Saatcioglu M, Anderson D**. Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. Canadian Journal of Civil Engineering. 2003.
- [56] **Rahgozar M, Humar J**. Accounting for overstrength in seismic design of steel structures. Canadian journal of civil engineering. 1998.
- [57] **Mitchell D, Paultre P**. Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures. Canadian Journal of Civil Engineering. 1994.
- [58] **Uang C**. Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions. Journal of structural Engineering. 1991.
- [59] **Nassar A, Osteraas J, Krawinkler H**. Seismic design based on strength and ductility demands. 10th World Conference on Earthquake Engineering. 1992.
- [60] **Fajfar P**. Structural analysis in earthquake engineering a breakthrough of simplified nonlinear methods. 12th European Conference on Earthquake Engineering. 2002.
- [61] **Newmark N, Hall W**. Earthquake spectra and design. Engineering monographs on earthquake criteria. 1982.
- [62] **Lam N, Wilson J, Hutchinson G**. The ductility reduction factor in the seismic design of buildings. Earthquake engineering. 1998.
- [63] **AFNOR**. Eurocode8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. 2005.
- [64] **Ministère de l'ATUHE**. Le règlement de construction parasismique marocain. 2011.
- [65] **UBC 97**. STRUCTURAL DESIGN REQUIREMENTS- UNIFORM BUILDING CODE. 1997.
- [66] **Krawinkler H, Seneviratna**. Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation Engineering Structures. 1997.
- [67] **Aksoylar N, Elnashai A, Mahmoud**. The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections. Journal of Constructional Steel Research. 2011.
- [68] **Maddala P**. Pushover analysis of steel frames. MASTER OF TECHNOLOGY Type. ROURKELA , ORISSA INDIA. 2013.
- [69] **Benyamin Monavari, Ali Massumi**. Estimating displacement demand in reinforced concrete frames using some failure criteria. International Journal of Advanced Structural Engineering. 2012.
- [70] **T Balendra, X Huang**. Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950. Journal of Structural Engineering. 2003.
- [71] **Louzai A**. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique de béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires. Doctorat Type. Université Mouloud Mammeri. 2016.
- [72] **Mohsenian V, Filizadeh R, Hajirasouliha I, Garcia R**. Seismic performance assessment of eccentrically braced steel frames with energy-absorbing links under sequential earthquakes. Journal of Building Engineering. 2021.

- [73] **Ghassemieh M, Kargarmoakhar R.** Response modification factor of steel frames utilizing shape memory alloys. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*. 2013.
- [74] **Mussa M, Ghasem M.** Evaluating response modification factors of TADAS frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 2012.
- [75] **Mahmoudi M, Zar M.** Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010.

ANNEXE-A : Les étapes de modélisation des portiques mixte semi-rigide et rigide dans le logiciel ANSYS

1- Définition de la géométrie du model

a) Définition des coordonnées du portique (*Figure A-1*)

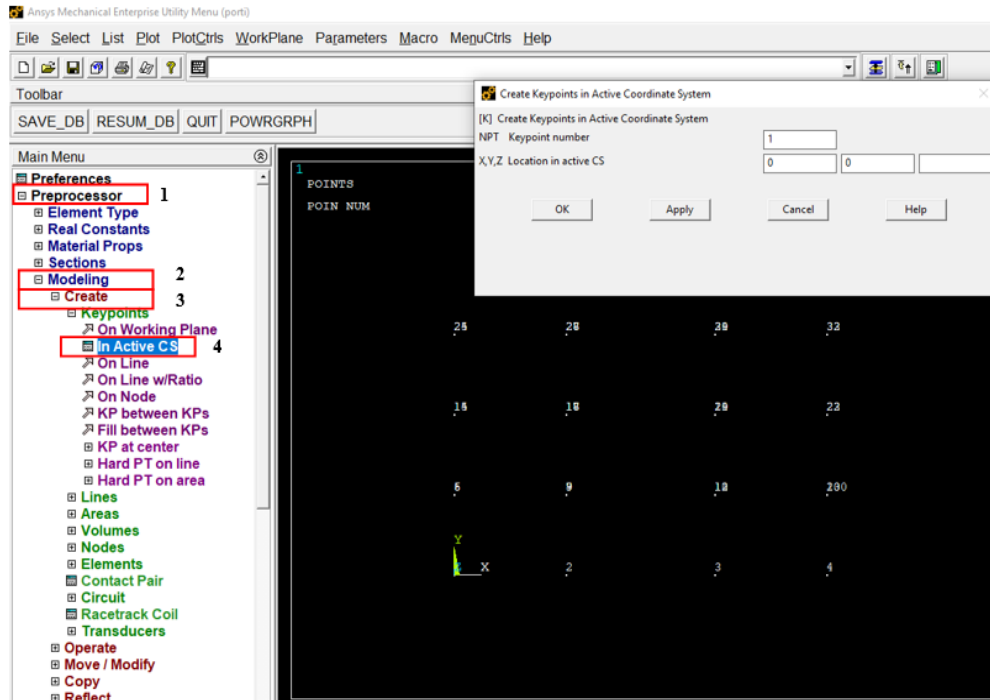


Figure A-1 : Définition des cordonnées de point

b) Création des lignes reliant les points (*Figure A-2*)

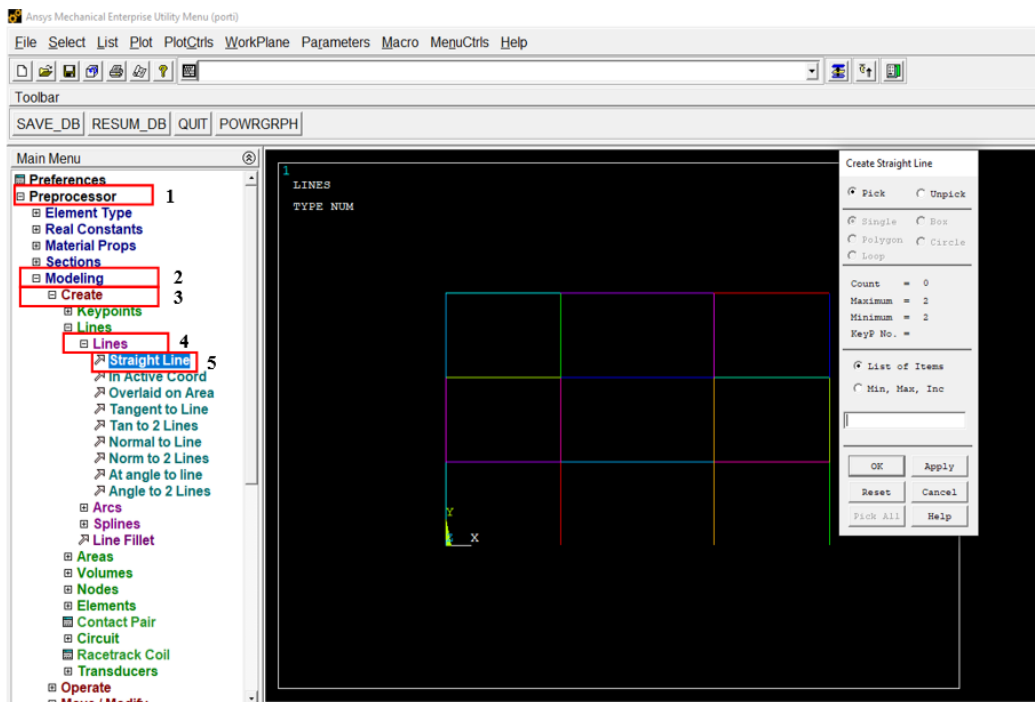


Figure A-2 : Création des lignes

2- Définition des éléments

a) Définition des éléments poutre et poteau « BEAM188 » (Figure A-3)

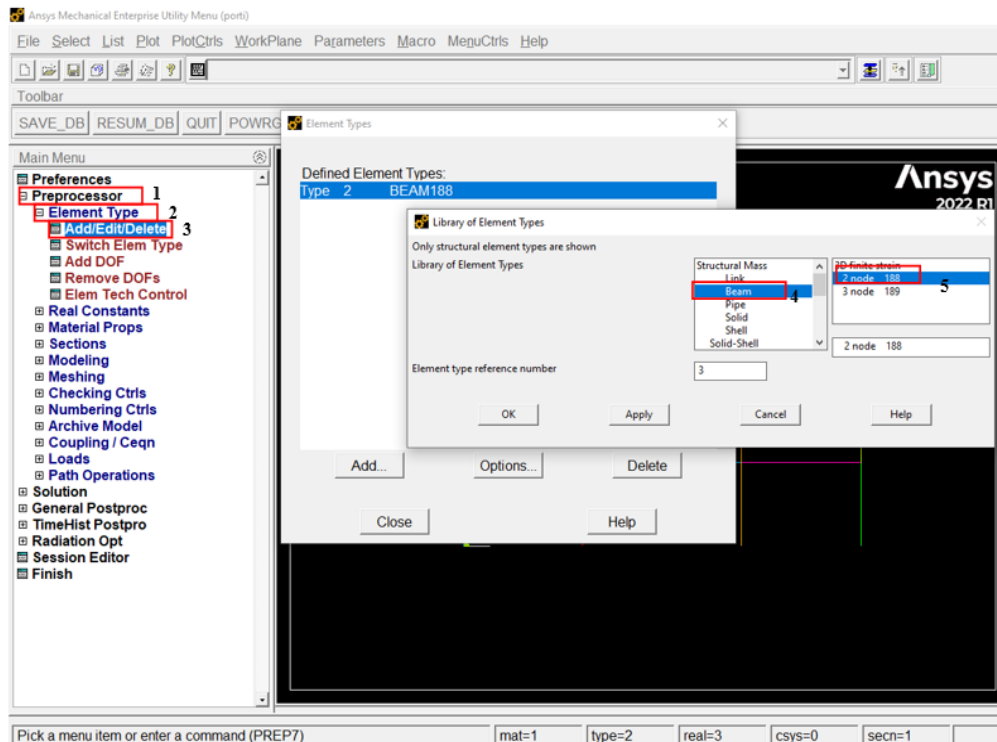


figure A-3 : Définition d'élément BEAM188

b) Définition des éléments ressort, qui représentent le comportement moment-rotation des assemblages « COBINE39 » (figure A-4)

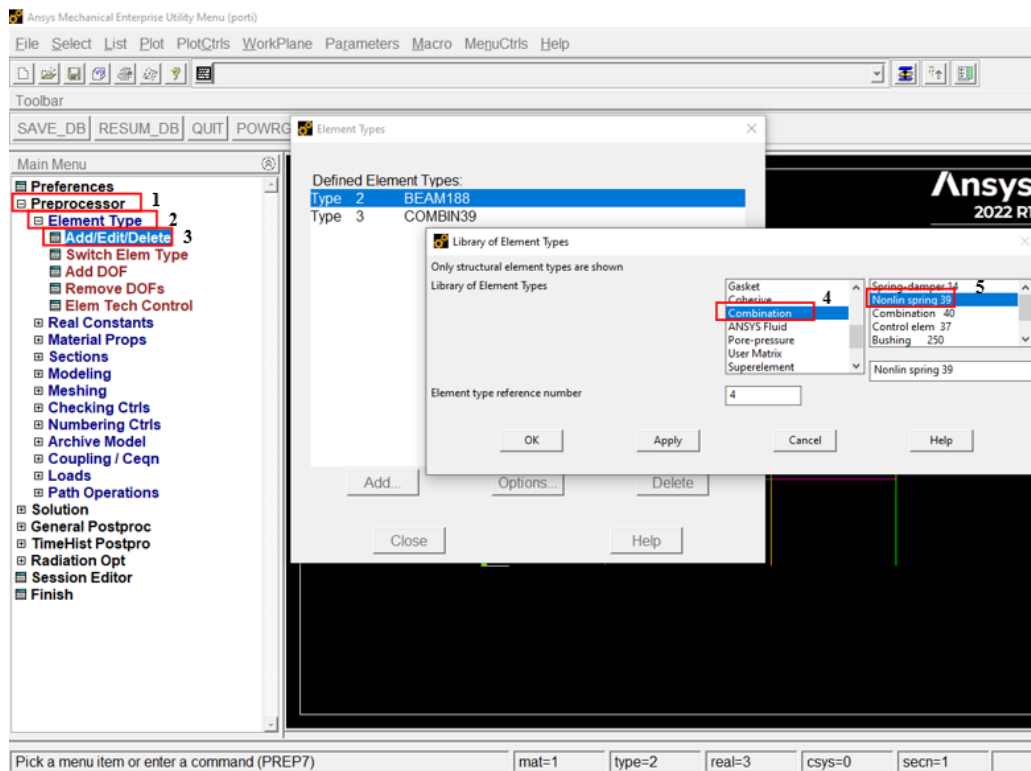


Figure A-4 : Définition d'élément COMBINE39

3) Définition des propriétés des matériaux utilisés : coefficient de poisson et le module d'élasticité longitudinal (*Figure A-5*)

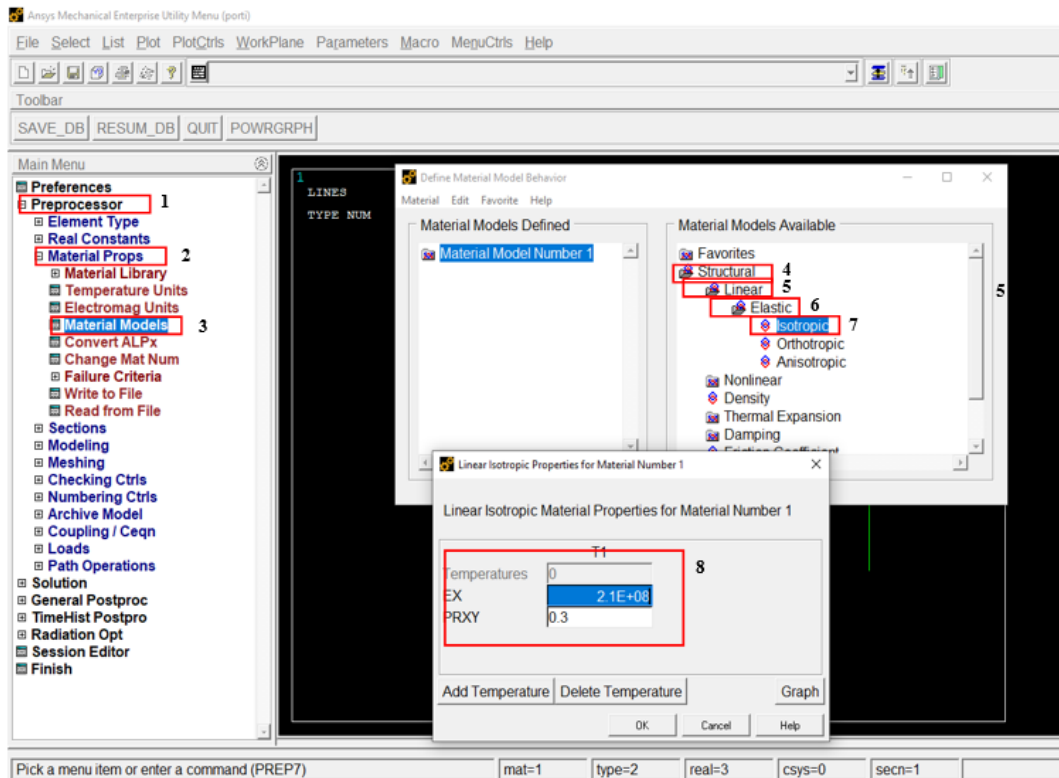


Figure A-5 : Définition des propriétés des matériaux utilisés

4) Définition de la courbe moment rotation des assemblages mixte poutre-poteau

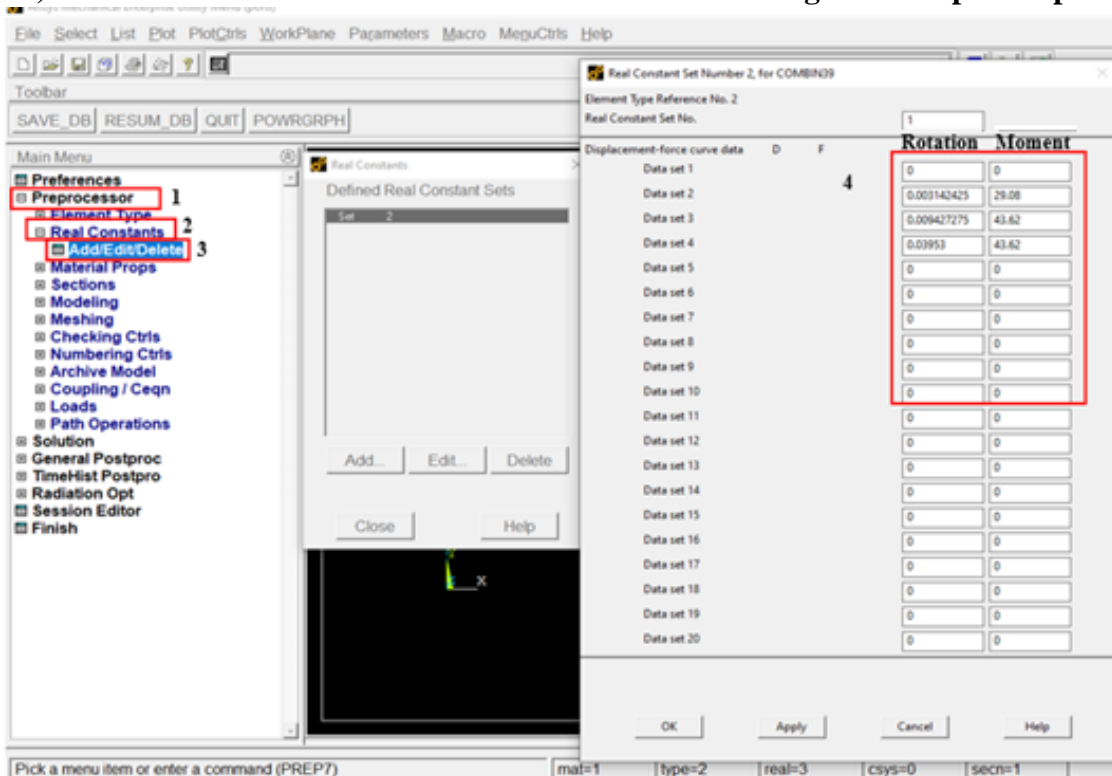


Figure A-6 : Définition de la courbe moment rotation des assemblages mixte

5) Définition des sections : de poutre et de poteau (figure A-7)

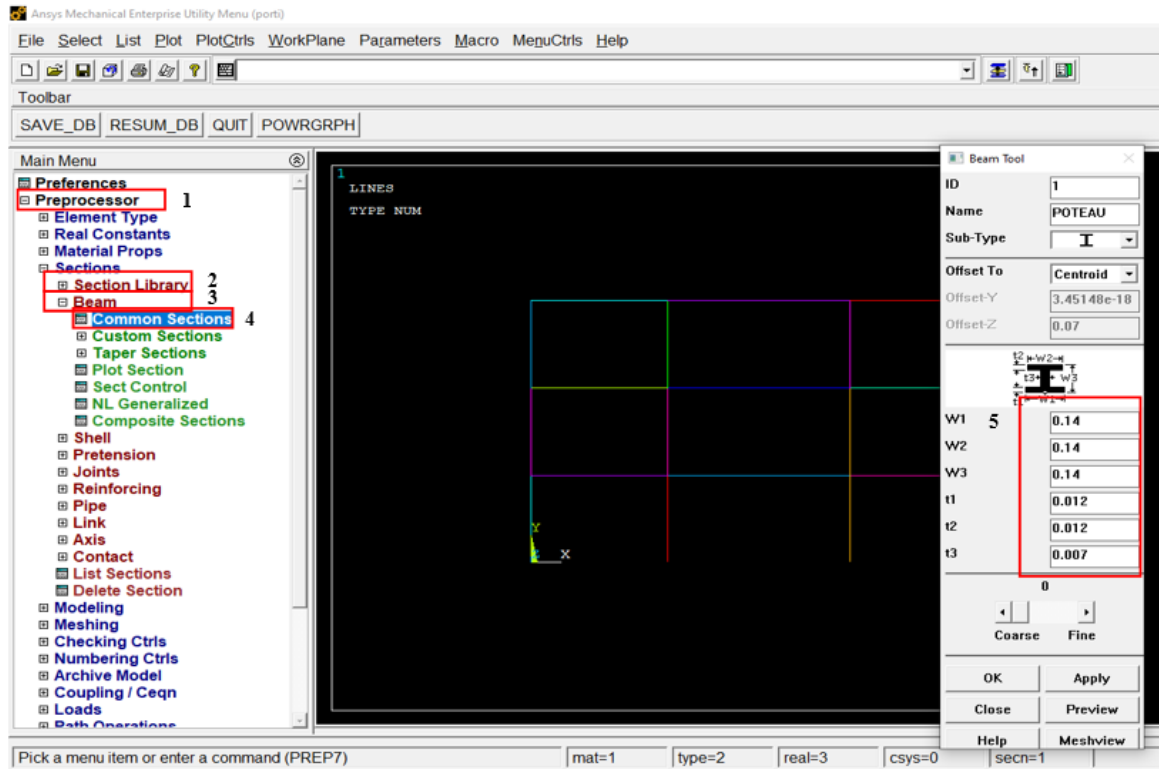


Figure A-7 : Définition des sections de poutre et de poteau

6) Maillage et définition des éléments attribués

a) Maillage des poutres et des poteaux (Figure A-8)

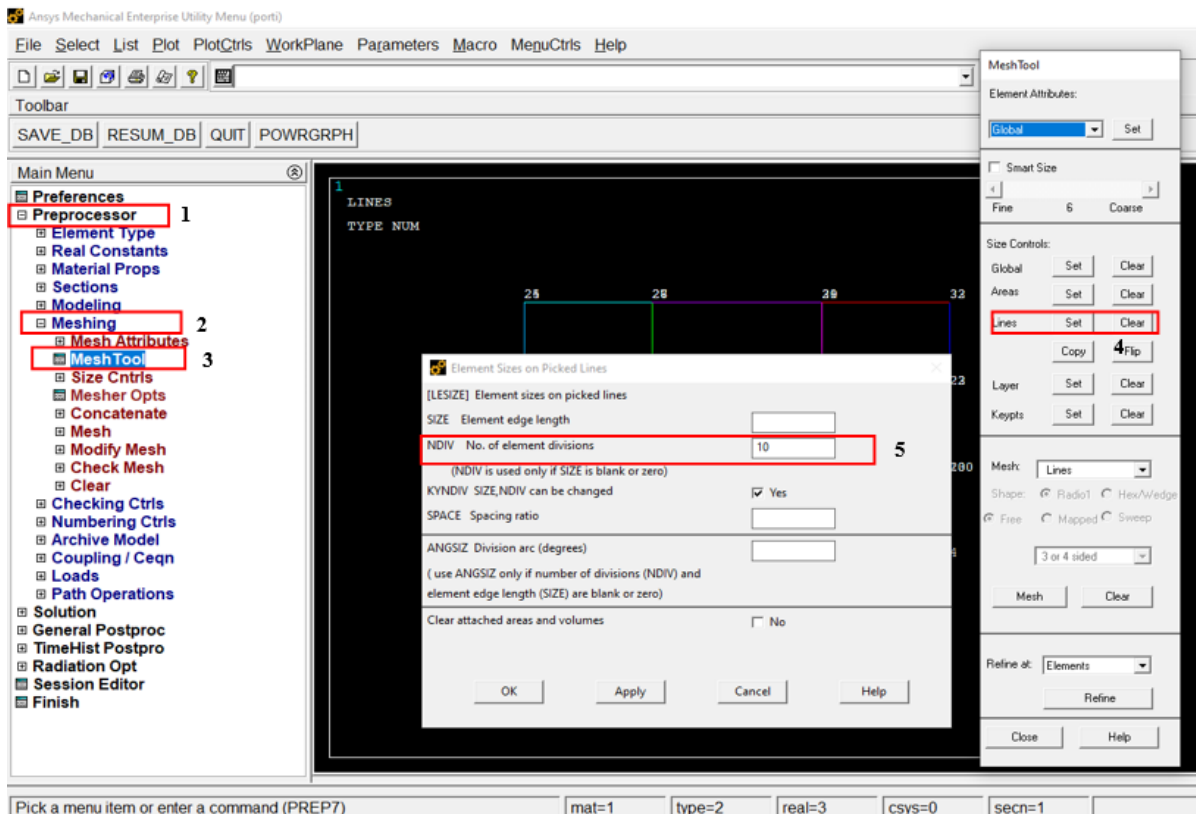


figure A-8 : Maillage des poutres et des poteaux

b) Attribués les éléments de poutres et de poteaux (*Figure A-9*)

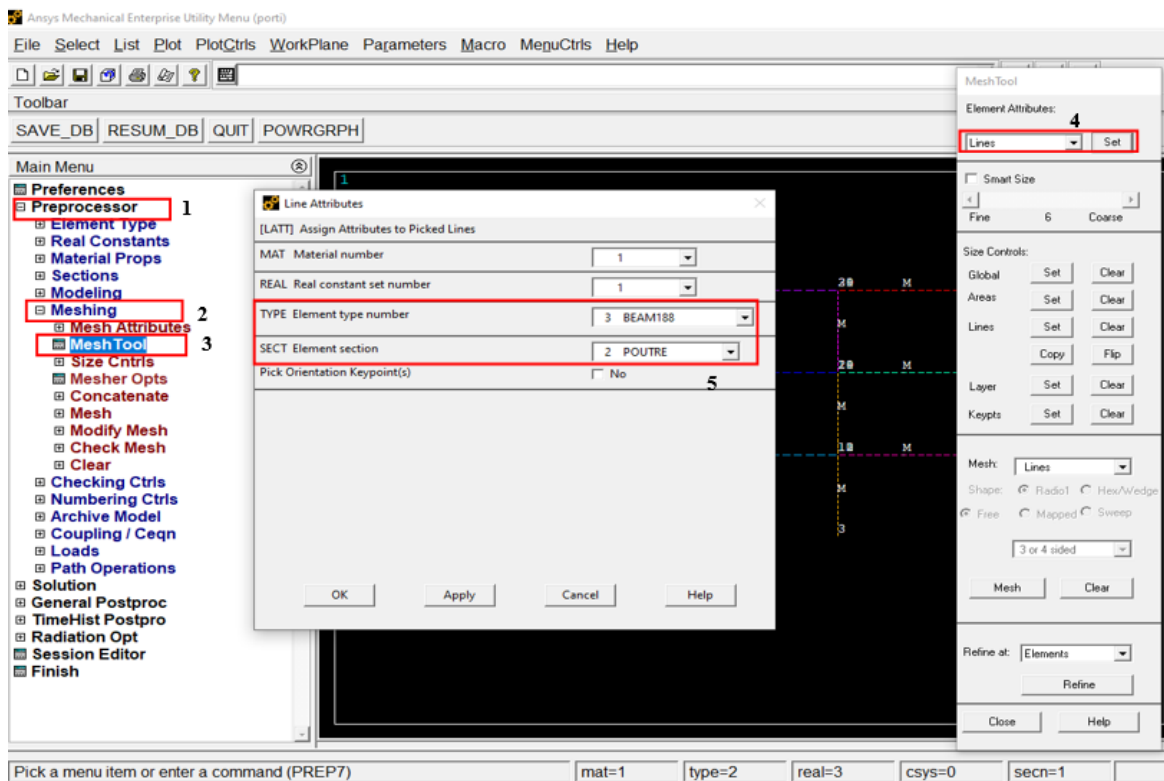


Figure A-9 : Attribués les éléments de poutres et de poteaux

c) Attribués des éléments COMBIN39, qui représentent le comportement des assemblages semi-rigide (*Figure A-10*)

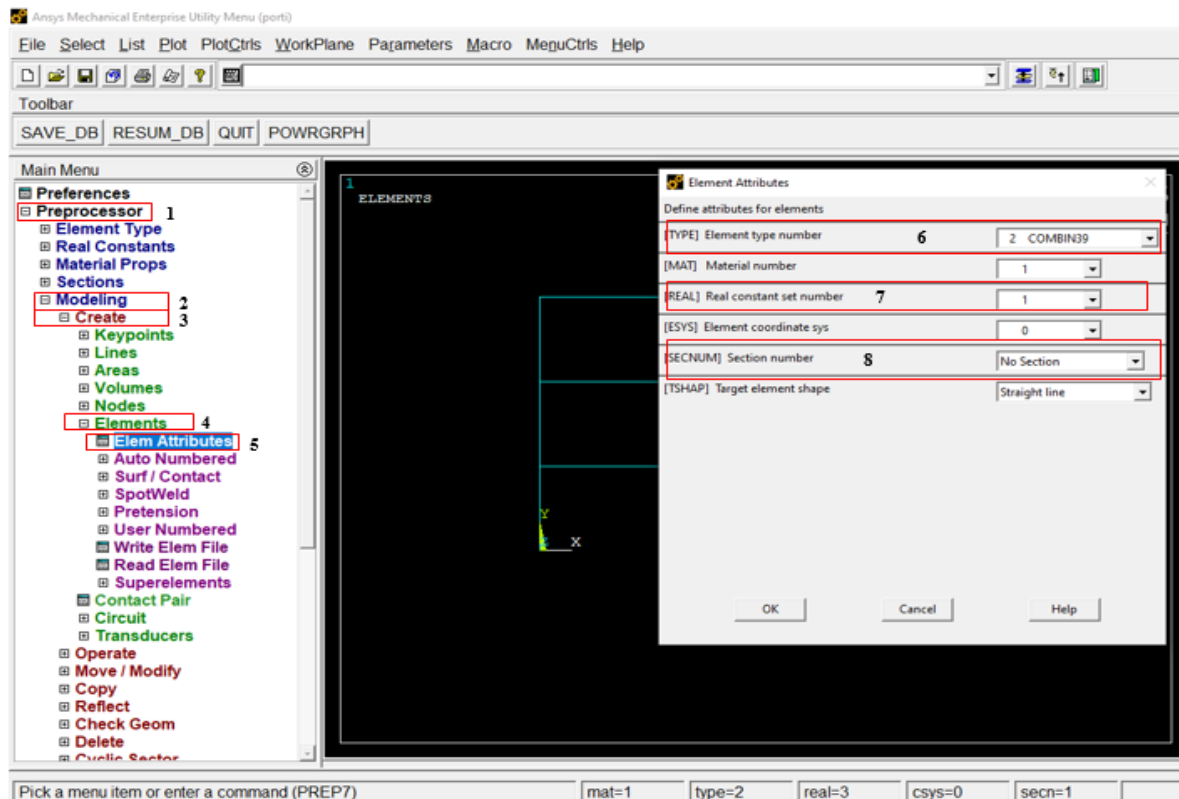


Figure A-10 : Attribués des éléments COMBIN39

7) Couplage des poutres aux poteaux (Figure A-11)

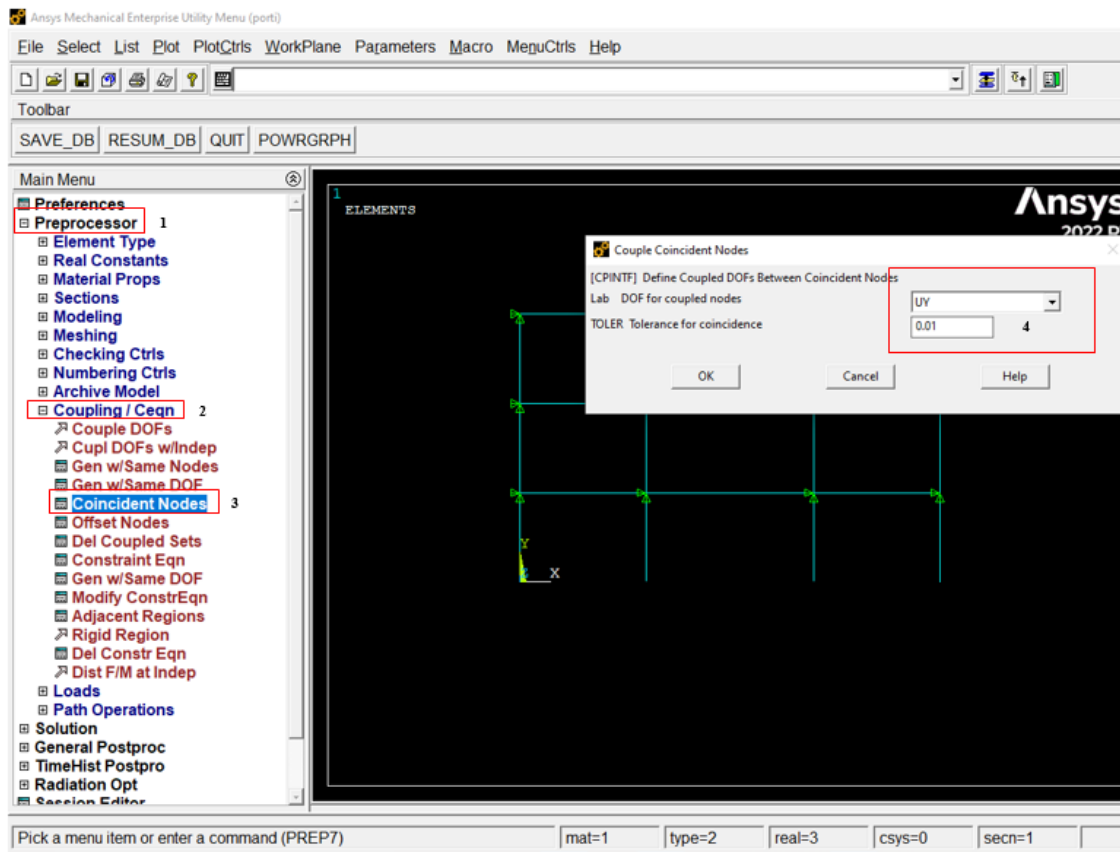


Figure A-11 : couplage des nœuds

8) Définition des conditions aux limites (Figure A-12)

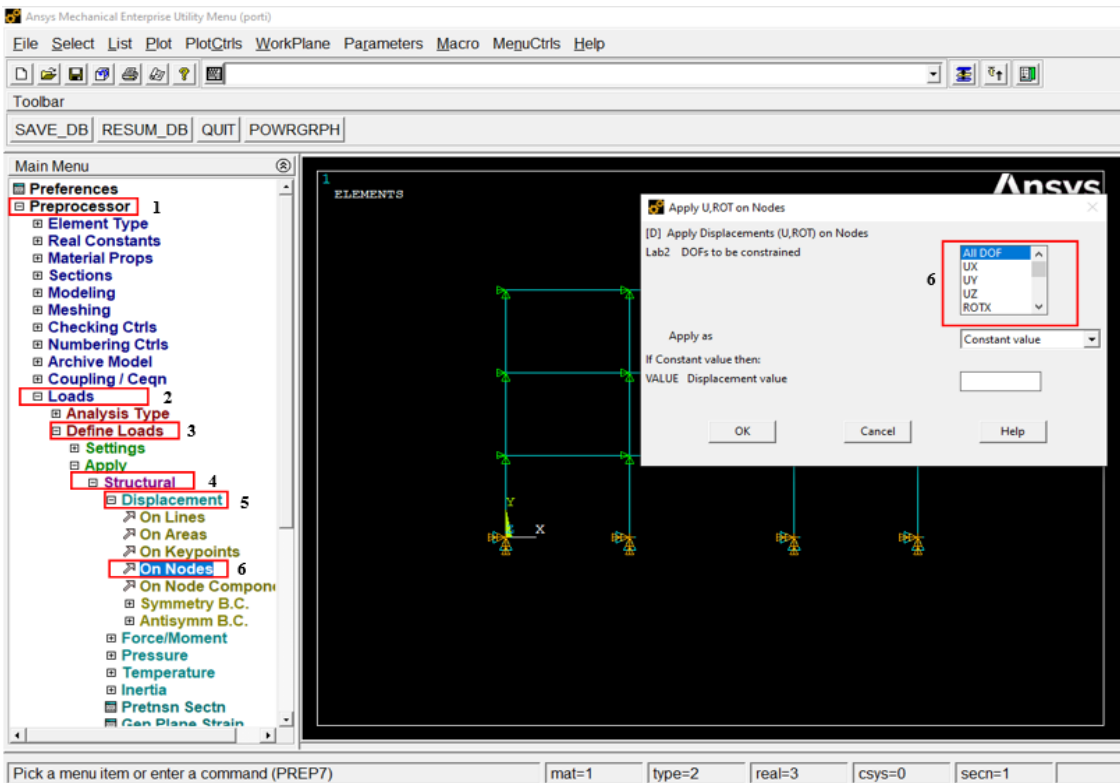


Figure A-12 : Définition des conditions aux limites

9) Définition du chargement

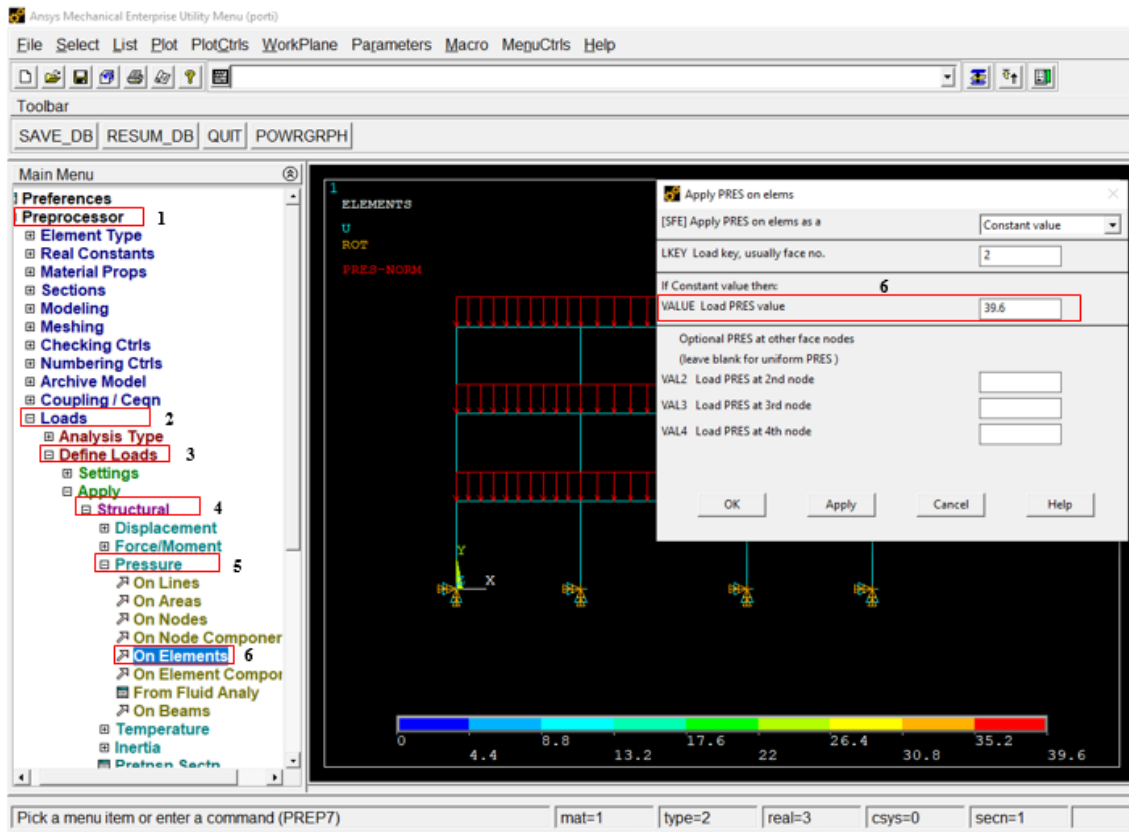


Figure A-13 : Définition du chargement

10) Exécution de l'analyse (Figure A-14)

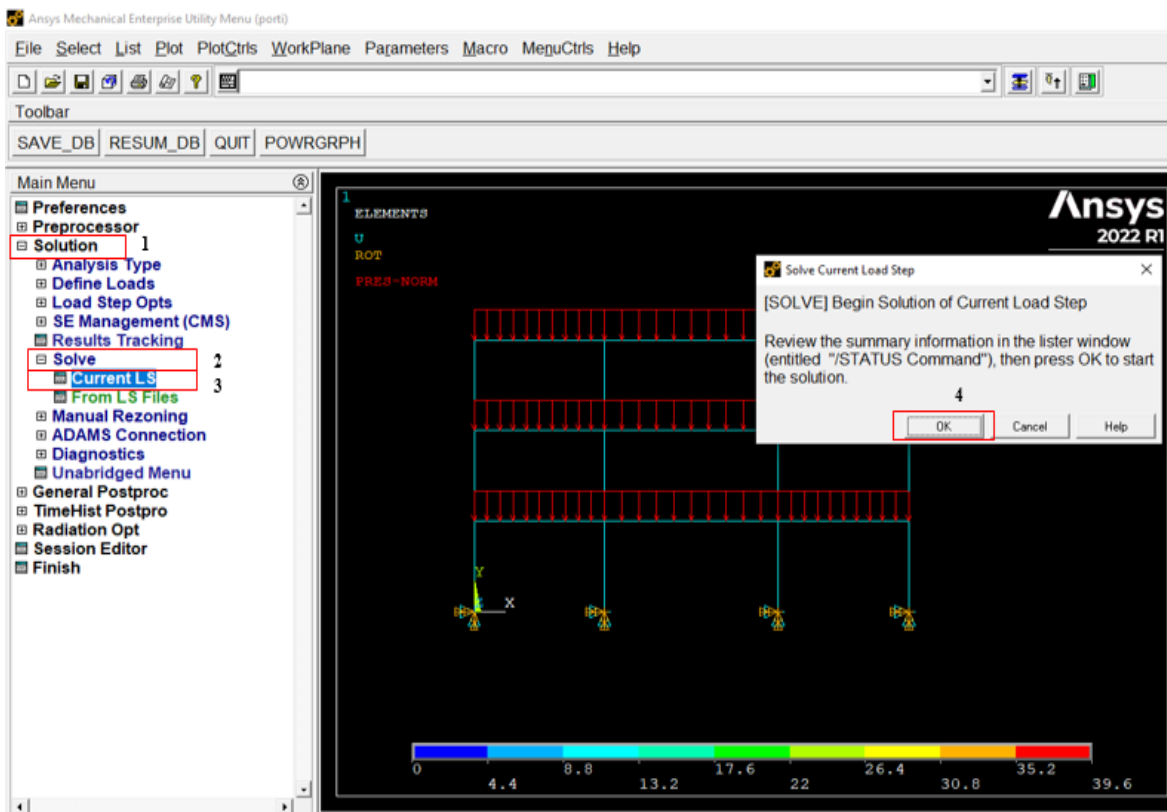


Figure A-14 : Exécution de l'analyse

ANNEXE-B : Introduction des rotules plastiques dans les poteaux

Les propriétés des rotules plastiques dans les poteaux de type PMM « couplage effort normal-moment), sont introduite automatiquement selon le FEMA 356 (voir *figure B-1*) à travers les étapes suivantes :

1- **Assign >>> Frame >>> Hinges.** On introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poteau (voir *figure B-2*).

2- **Select a Hinge Table,** on choisit « **steel columns-flexure** » après on coche **P-M2-M3** (voir *figure B-3*)

Table 5-6 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
	a	b		IO	Primary		Secondary	
					LS	CP	LS	CP
Columns—flexure ^{2,7}								
For $P/P_{CL} < 0.20$								
a. $\frac{bf}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	6 θ_y	8 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $d \frac{bf}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	2 θ_y	3 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							

Figure B-1 : les propriétés de la rotule plastique des poteaux en acier ainsi leurs niveaux de performance

Figure B-2 : Introduction de la position des rotules plastiques dans poteaux

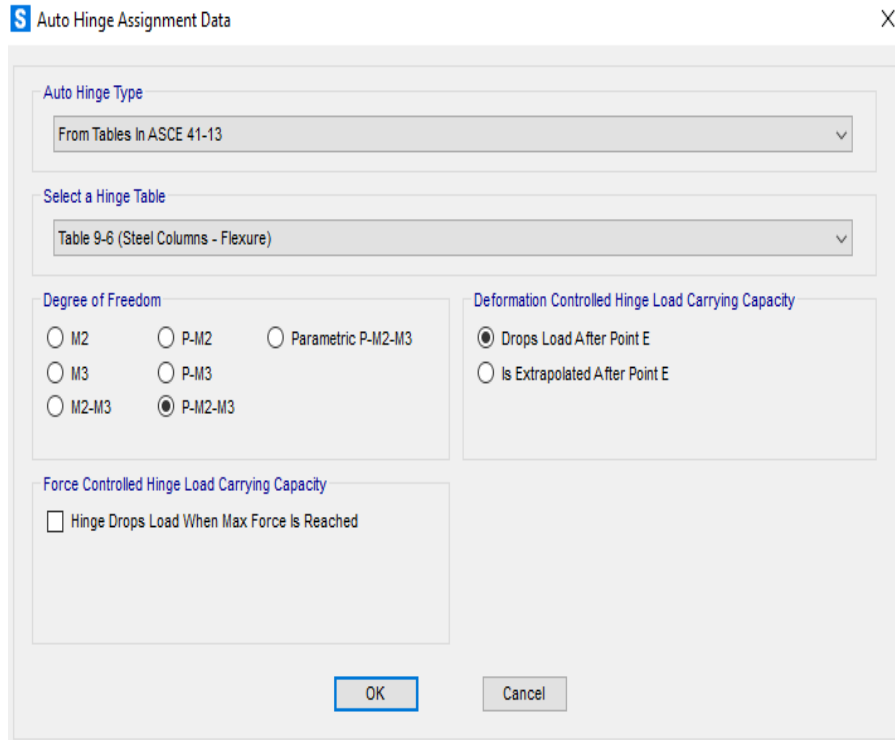


Figure B-3 : Introduction du type des rotules plastiques dans les poteaux

ANNEXE-C : Introduction des rotules plastiques dans les poutres mixtes

Après la définition des paramètres (voir **Tableaux C-1**) qui expriment le comportement non-linéaire de la poutre mixte à section équivalente (voir *figure C-1*), et ce selon le modèle de Senthilkumar. La rotule plastique de type M « flexion », est introduite manuellement à travers les étapes suivantes :

Define >>> section properties >>> Hinges Properties >>> Add New Property.

On choisit M3, Après on introduit les paramètres de la loi de comportement présentée au niveau du **Tableaux C-1**, comme le montre la *figure C-2*.

Tableaux C-1 : les paramètres qui expriment la loi de comportement non-linéaire de la poutre mixte

Compression		Traction	
Rotation (rad)	Moment (kN.m)	Rotation (rad)	Moment (kN.m)
0	0	0	0
-0,0027	-73,27	0,0074	130,895
-0,025	-164,84	0,044	147,58
-0,025	0	0,044	0

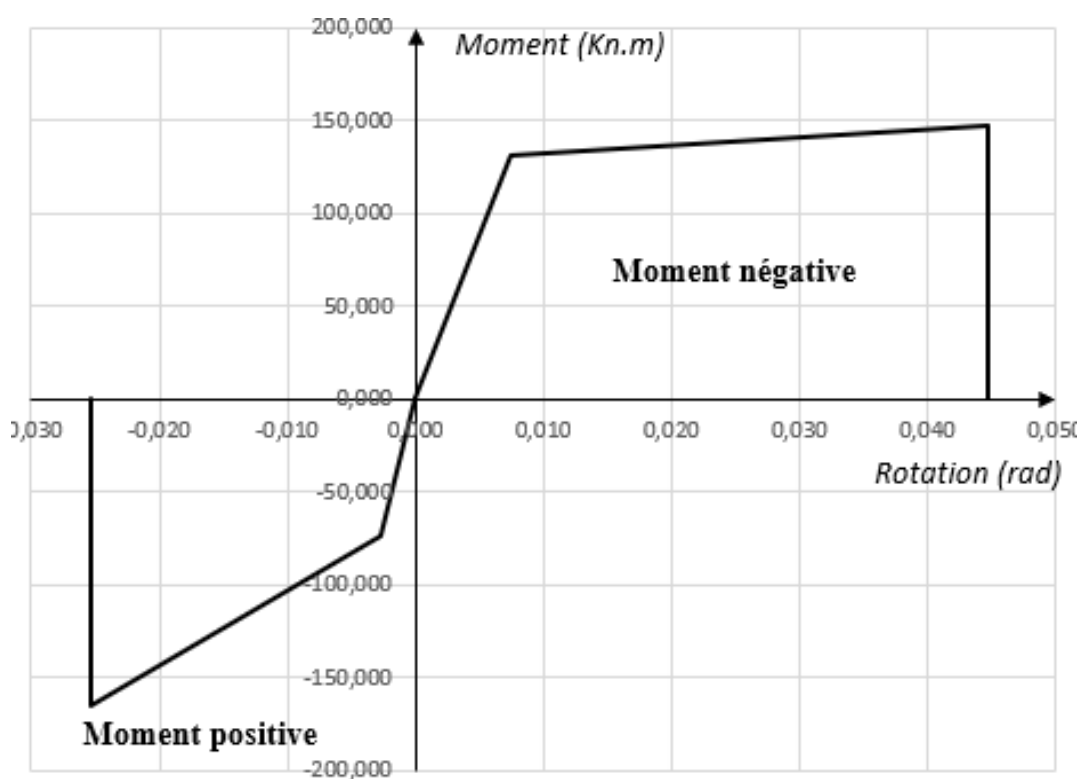


Figure C-1 : la courbe de comportement non-linéaire de la poutre mixte

S Frame Hinge Property Data for beam - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	0,	-9,11
D-	0,	-9,11
C-	-2,24	-9,11
B-	-1,	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,12	6,
D	0,	6,
E	0,	6,

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF: 130,89	73,27
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF: 7,400E-03	2,700E-03

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0,6	-0,9
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	3,6	-5,45
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	5,4	-8,17

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Figure C-2 : introduction des paramètres qui expriment le comportement non-linéaire de la poutre mixte

ANNEXE-D : Introduction des rotules plastiques dans les barres de contreventements

Après la définition des paramètres qui expriment le comportement non-linéaire des barres de contreventements (voir **Tableaux D-1, D-2** et *figures D-1, D-2*), et ce selon le modèle de FEMA 356 (voir *figure D-3*). La rotule plastique de type P « effort axial », est introduite manuellement à travers les étapes suivantes :

Define >>> section proprieties >>> Hinges Proprieties >>> Add New Proprety. On choisit P, Après on introduit les paramètres de la loi de comportement présenter au niveau des **Tableaux D-1, D-2**, comme le montre les *figures D-5 et D-6*.

Tableaux D-1 : les paramètres qui expriment le comportement non-linéaire des barres de contreventement 2UPN 120

Compression		Traction	
Force (kN)	Déplacement (cm)	Force (kN)	Déplacement (cm)
0	0	0	0
-340,2	-0,159	799	0,375
-340,2	-0,239	881,28	4,503
-68,04	-0,239	705,024	4,503
-68,04	-1,598	705,024	5,629

Tableaux D-2 : les paramètres qui expriment le comportement non-linéaire des barres de contreventement 2UPN 100

Compression		Traction	
Force (kN)	Déplacement (cm)	Force (kN)	Déplacement (cm)
0,000	0,000	0,000	0,000
-243,400	-0,144	634,500	0,375
-243,400	-0,216	699,840	4,504
-48,680	-0,216	559,872	4,504
-48,680	-1,440	559,872	5,630

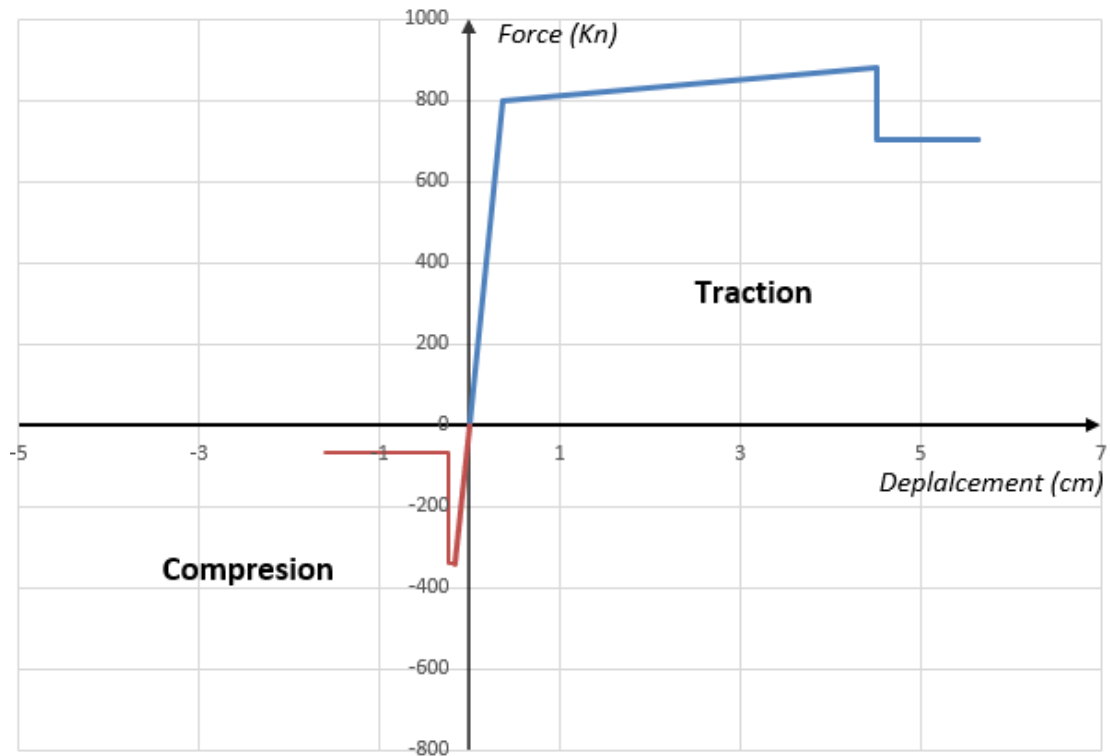


Figure D-1 : le comportement non-linéaire (force-déplacement) des barres de contreventement 2UPN 120

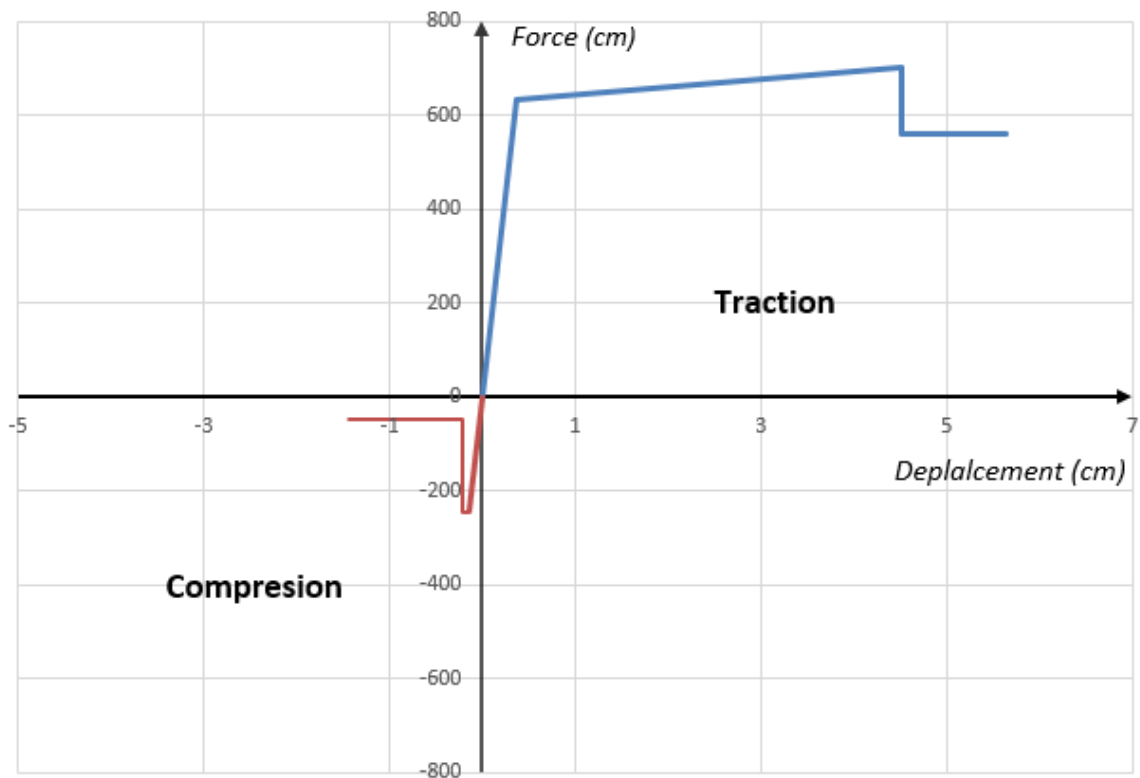


Figure D-2 : le comportement non-linéaire (force-déplacement) des barres de contreventement 2UPN 100

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation				
	a	b		IO	Primary		Secondary	
					LS	CP	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)⁷								
a. Double angles buckling in-plane	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.2	0.25 Δ_c	5 Δ_c	7 Δ_c	7 Δ_c	8 Δ_c
b. Double angles buckling out-of-plane	0.5 Δ_c	8 Δ_c	0.2	0.25 Δ_c	4 Δ_c	6 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
c. W or I shape	0.5 Δ_c	8 Δ_c	0.2	0.25 Δ_c	5 Δ_c	7 Δ_c	7 Δ_c	8 Δ_c
d. Double channels buckling in-plane	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.2	0.25 Δ_c	5 Δ_c	7 Δ_c	7 Δ_c	8 Δ_c
e. Double channels buckling out-of-plane	0.5 Δ_c	8 Δ_c	0.2	0.25 Δ_c	4 Δ_c	6 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
f. Concrete-filled tubes	0.5 Δ_c	7 Δ_c	0.2	0.25 Δ_c	4 Δ_c	6 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c

Figure D-3 : les propriétés de la rotule plastique des barres de contreventement ainsi leurs niveaux de performance

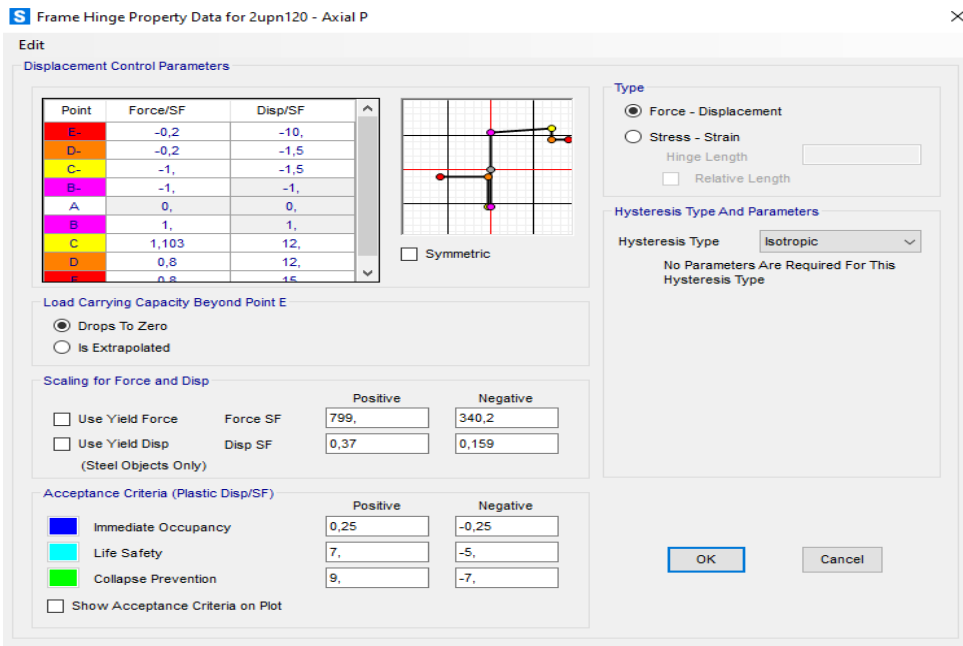


Figure D-4 : introduction de comportement non-linéaire (force-déplacement) des barres de contreventement 2UPN 120

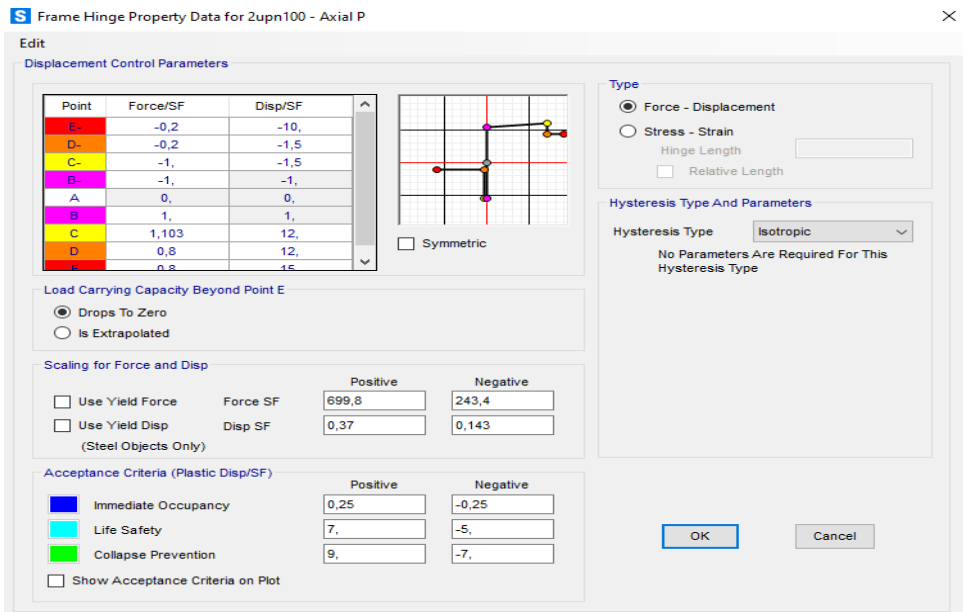


Figure D-5 : introduction de comportement non-linéaire (force-déplacement) des barres de contreventement 2UPN 100

ANNEXE E : Les courbes de comportement des assemblages semi-rigide utilisé dans l'analyse push-over

