

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : SCIENCES DE L'INGENIORAT

Département : GENIE CIVIL

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE NUMERIQUE DE LA PERFORMANCE DES POTEAUX MIXTES ( ACIER-BETON) COMPRIMES SOUS ABAQUS.**

Présenté par : - KESRI Lylia  
- AOUACHRIA Djamel Eddine

Encadrant : KOUIDER Nadia M.A.A Université Badji MOKHTAR- Annaba

### Jury de Soutenance :

HADIDANE Yazid	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
KOUIDER Nadia	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
SLIMANI Fayçal	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

## *Remerciements*

Ce travail a été effectué au département de GENIE CIVIL à l'université BADJI MOKHTAR ANNABA.

Comme guise de reconnaissance, nous adressons nos sincères remerciements, notre grand respect et notre noble gratitude à notre encadreur **Madame N. KOUIDER** (MAA), Professeur à l'université BADJI MOKHTAR ANNABA pour son aide, ses encouragements et à l'aide précieuse qu'elle nous a apporté en faisant profiter largement des ses connaissances, nous ne saurons oublier sa constante disponibilité.

Grâce à dieu, aux personnes qui nous ont soutenu et qui ne sont autres que nos enseignants, ce travail a pu avoir le jour.

Nos remerciements vont également à nos enseignants membres de jury : **Monsieur SLIMANI Fayçal** (MCB), comme étant examinateur de notre étude et **Monsieur HADIDANE Yazid** ainsi (MCA), pour avoir fait l'honneur d'être le président de notre jury de soutenance, tous deux Professeurs à l'université BADJI MOKHTAR ANNABA.

Pour l'intérêt bienveillant qu'ils ont accordé à ce travail nous voudrions encore une fois leur exprimer notre profonde gratitude.

Nous tenons à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont participé à la réalisation de ce travail.

Merci à tous et à toutes.

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à:*

- ✓ *Mes très chers parents pour leurs : amour, sacrifices, encouragements, patiences, soutiens morale et matériel depuis mon enfance jusqu'à ce jour.*
- ✓ *Mon frère et mes sœurs ainsi à la mémoire de mon défunt petit frère « Mehdi ».*
- ✓ *À mon cher mari et mes enfants « Inès et Karim »*
- ✓ *Mes amis et collègues.*
- ✓ *Ceux que j'aime et je respect.*

*KESRI Lylia*

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à:*

- ✓ *Mes très chers parents pour leurs : amour, sacrifices, encouragements, patiences, soutiens morale et matériel depuis mon enfance jusqu'à ce jour.*
- ✓ *Mes grands parents que dieu me les garde.*
- ✓ *Mes sœurs ainsi toutes ma famille.*
- ✓ *Mes amis et collègues.*
- ✓ *Ceux que j'aime et je respect.*

*AOUACHRIA Djamel Eddine*

## Résumé

Dans une construction, les colonnes ne constituent qu'une minime partie de volume bâti, elles sont cependant les éléments principaux qui assurent la stabilité de la construction.

Cette étude traite la stabilité de forme des poteaux mixtes comprimés remplis et enrobés de béton en se basant sur la méthode simplifiée proposée par l'Eurocode 4.

La modélisation est effectuée par le logiciel des éléments finis ABAQUS en variant plusieurs paramètres pour estimer l'influence de ces derniers sur le comportement des poteaux mixtes et vide.

La modélisation confirme que le poteau totalement enrobé et le tube remplie de béton ont présenté de bons résultats de point de vue minimisation des contraintes, de déformations et des déplacements.

**Mots-clés:** Poteaux mixtes, la stabilité. ABAQUS, Eurocode 4.

## المخلص

في البناء ، تشكل الأعمدة جزءًا صغيرًا فقط من الحجم المبني ، ولكنها العناصر الرئيسية التي تضمن استقرار البناء.

تتناول هذه الدراسة ثبات شكل الأعمدة المختلطة المضغوطة المملوءة والمغطاة بالخرسانة بناءً على الطريقة المبسطة التي اقترحها الكود الأوروبي 4.

يتم تنفيذ النمذجة بواسطة برنامج العناصر المحدودة ABAQUS من خلال تغيير العديد من المعلمات لتقدير التأثير.

تؤكد النمذجة أن العمود المغلف بالكامل والأنبوب المملوء بالخرسانة قدموا نتائج جيدة من وجهة نظر تقليل الضغوط والتوترات والانزياحات.

**الكلمات الرئيسية:** الأعمدة المركبة ، الاستقرار. ABAQUS ، الكود الأوروبي 4.

## Abstract

In a construction, the columns constitute only a small part of the built volume, however they are the main elements which ensure the stability of the construction.

This study deals with the form stability of compressed mixed columns filled and coated with concrete based on the simplified method proposed by Eurocode 4.

The modeling is carried out by the finite element software ABAQUS by varying several parameters to estimate the influence. of these on the behavior of mixed and empty columns.

The modelization confirms that the totally encased column and the tube filled with concrete presented good results from the point of view of minimization of stresses, strains and displacements.

**Keywords:** Composite poles, stability. ABAQUS, Eurocode 4.

## Sommaire

Remerciements	ii
Résumé	iii
Abstract	iii
ملخص	iii
Sommaire	iv
Liste des tableaux	vii
Liste des figures	viii
Annotations	ix
Introduction générale	x

### Chapitre I

#### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I. Introduction.....	1
I.1 Aperçu général sur le mode de construction mixte .....	2
I.1.1 Les poutres mixtes acier-béton.....	2
I.1.2 Les dalles mixtes : .....	3
I.1.3 Les poteaux mixtes.....	4
I.2 Utilisation des structures mixtes.....	6
I.2.1 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes .....	8
I.2.2 Matériaux utilisés dans un élément mixte .....	9
I.3 Types de poteaux métalliques : .....	10
I.3.1 Les Poteaux à section transversale uniforme : .....	10
I.3.2 Les Poteaux à sections transversales non uniforme : .....	11
I.3.3 Les Poteaux composés : .....	12
I.4 Caractéristiques des matériaux .....	13
I.4.1 Acier de construction.....	13
I.4.2 Acier d'armature.....	15
I.4.3 Béton : .....	15
I.5 Les poteaux mixtes enrobés de béton.....	17
I.6 Intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte : .....	18
I.6.1 Liaison entre éléments structuraux d'un poteau partiellement enrobé .....	19
I.7 Type de poteau .....	19
I.7.1 Poteau court.....	19
I.7.2 Poteaux élancés .....	20

I.8	Travaux réalisés sur le renforcement des poteaux par l'introduction du béton .....	21
I.8.1	Béton léger (béton de pouzzolane) .....	21
I.8.2	Béton de haute résistance .....	22
I.8.3	Béton renforcé de fibre (FRC).....	22
I.9	Modes de rupture des poteaux renforcés par le béton .....	23
I.10	Comparaison des poteaux mixtes remplis de béton avec les poteaux métalliques .....	24
a.	Effets de l'élançement .....	25
b.	Effets de chargement, et de sollicitations extérieurs .....	25
c.	Sections mixtes.....	27
I.11	Le flambement.....	30
Théorie de flambement plan élastique par bifurcation .....	31	
Courbes de flambement et élançement limite .....	34	
Fondements des courbes de flambement de la CECM .....	36	
I.12	Codes de conception.....	40
i.	Le code Américain du béton armé (ACI 318-89).....	40
ii.	Le code Américain des structures métalliques (AISC-lrfd) .....	41
iii.	Le code Japonnais (AIJ).....	41
iv.	Le code Britannique BS5400-partie 5 .....	41
v.	Code Européen EC4 .....	42
I.12.1	Comparaison entre les codes de conception .....	42
I.13	Conclusion.....	43

## Chapitre II

### CALCUL DES POTEAUX MIXTES SELON L'EUROCODE 4

II.	Introduction .....	44
II.1	Méthodes de calcul :.....	45
II.1.1	Voilement local des éléments structuraux en acier : .....	45
II.1.2	Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul : .....	46
II.1.3	Poteaux mixtes soumis à compression axiale :.....	47
II.1.4	Poteaux mixtes soumis à compression axiale et flexion :.....	52
II.1.5	Résistance d'un poteau mixte sous compression accompagnée de flexion Mono-axiale : 55	
II.1.6	Résistance d'un poteau mixte sous compression accompagnée de flexion bi-axiale : ..	57
II.1.7	Vérification du poteau creux vide vis a vis au flambement : .....	59
II.2	Conclusion.....	68

## Chapitre III

### ETUDE NUMERIQUE DES POTEAUX MIXTES (Remplis et enrobés de béton)

III.	Introduction .....	69
III.1	Définition du logiciel de calcul par éléments finis Abaqus 6.14 :.....	69
III.1.1	Description du logiciel : .....	70
III.1.2	Différents critères caractérisant un élément: .....	70
III.1.3	Domaines physiques :.....	70
III.1.4	Problèmes : .....	71
III.1.5	Catégories d'éléments : .....	71
III.2	Modèle de conception de l'élément :.....	72
III.2.1	Les étapes de modélisation des éléments sous ABAQUS 6.14 :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3	Principe de calcul sous LE logiciel ABAQUS 6.14. ....	73
III.4	Définition des modèles :.....	74
III.4.1	Premier Modèle :.....	75
III.4.2	Deuxième Modèle .....	86
III.5	Conclusion.....	98
	Conclusions générales	99
	Références bibliographiques	101

**Liste des tableaux**

<b>Tableau</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>I.1</b>	Désignation et caractérisation des principaux aciers de construction	<b>13</b>
<b>I.2</b>	Principales caractéristiques des bétons	<b>16</b>
<b>I.3</b>	Caractéristiques des colonnes mixtes enrobées de béton	<b>18</b>
<b>I.4</b>	Facteurs d'imperfection	<b>38</b>
<b>I.5</b>	Choix de la courbe de flambement correspondant à une section (voir Eurocode 3 – Tableau 5.5.3)	<b>39</b>
<b>II.1</b>	Courbe de flambement et imperfections	<b>51</b>
<b>III.1</b>	Présentation des propriétés géométriques et physiques des éléments appartenant au poteau en I pour l'analyse mécanique	<b>74</b>
<b>III.2</b>	Présentation des propriétés géométriques et physiques des éléments appartenant au poteau tubulaire pour l'analyse mécanique	<b>86</b>

## Liste des figures

Figure	Titre	Page
I.1	Exemples de poutres mixtes	2
I.2	Présentation d'une dalle mixte dalle mixte	3
I.3	Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes	4
I.4	Présentation des poteaux mixtes.	4
I.5	Exemples de poteaux mixtes	5
I.6	Poteau complètement enrobé de béton	6
I.7	Les différents types de poteaux métalliques	10
I.8	Poteau en fuseau	11
I.9	Poteaux à baïonnette	12
I.10	Sections composées	12
I.11	Relation contrainte-déformation	14
I.12	Présentation de l'armature	15
I.13	Exemple de poteau mixte partiellement enrobée	17
I.14	Exemples de connexions assurant une liaison entre éléments structuraux	19
I.15	Modes de ruptures des spécimens des poteaux mixtes de section carré et circulaire	23
I.16	Modes de rupture des poteaux mixtes tubulaires remplis de béton	24
I.17	Modes de voilement local des parois	25
I.18	Types de poteaux mixtes avec raidisseurs longitudinaux	27
I.19	Détail des poteaux mixtes de section à barres croisés	28
I.20	Section droite des poteaux mixtes en double peaux	29
I.21	Sections droites des poteaux métalliques en I, ou en H enrobés de béton	29
I.22	Stabilité de forme d'une barre comprimée	30
I.23	Flambement par bifurcation et par divergence	31
I.24	Cas fondamental d'Euler	32
I.25	Longueurs de flambement $l_k$ de barres soumises à la compression sous différentes conditions aux appuis	33
I.26	Courbe de flambement d'Euler	34
I.27	Courbe de flambement	35
I.28	Diagramme adimensionnel	35
I.29	Les courbes européennes de flambement	37

<b>Figure</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>II.1</b>	Exemple types de sections transversales de poteaux	<b>46</b>
<b>II.2</b>	Courbe d'interaction M-N (flexion mono-axiale)	<b>52</b>
<b>II.3</b>	Répartition des contraintes correspondant a la courbe d'interaction (Section enrobée de béton)	<b>53</b>
<b>II.4</b>	Résistance du poteau sous compression axiale et flexion uni-axiale	<b>56</b>
<b>II.5</b>	Résistance du poteau sous compression et flexion bi-axiale	<b>57</b>

<b>Figure</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>III.1</b>	Les catégories d'éléments dans le logiciel ABAQUS	<b>71</b>
<b>III.2</b>	Organigramme de calcul du logiciel ABAQUS	<b>73</b>
<b>III.3</b>	Variante du Profilé en acier laminé en forme de « I »	<b>76</b>
<b>III.4</b>	Profilé en acier laminé en forme de « I » partiellement enrobé en béton armé	<b>77</b>
<b>III.5</b>	iso valeur de l'état de contrainte S 33 du profilé I seul sous ABAQUS	<b>78</b>
<b>III.6</b>	iso valeur de l'état de déplacement U3 du profilé I seul sous ABAQUS	<b>78</b>
<b>III.7</b>	iso valeur de l'état de déformation $\epsilon_{33}$ du profilé I seul sous ABAQUS	<b>79</b>
<b>III.8</b>	iso valeur de l'état de déformation S22 du poteau partiellement enrobé de béton armé sous ABAQUS	<b>79</b>
<b>III.9</b>	iso valeur de l'état de déplacement U3 du poteau partiellement enrobé de béton armé sous ABAQUS	<b>80</b>
<b>III.10</b>	iso valeur de l'état de déformation $\epsilon_{22}$ du poteau partiellement enrobé de béton armé sous ABAQUS	<b>80</b>
<b>III.11</b>	iso valeur de l'état de déformation S33 du poteau totalement enrobé de béton armé sous ABAQUS	<b>81</b>
<b>III.12</b>	iso valeur de l'état de déplacement U3 du poteau totalement enrobé de béton armé sous ABAQUS	<b>81</b>
<b>III.13</b>	iso valeur de l'état de déformation $\epsilon_{33}$ du poteau totalement enrobé de béton armé sous ABAQUS	<b>82</b>
<b>III.14</b>	Courbes contrainte $\sigma_{33}$ – Hauteur de poteau (03 variantes)	<b>83</b>
<b>III.15</b>	Courbes flèche – Hauteur de poteau (03 variantes)	<b>84</b>
<b>III.16</b>	Courbes Déformation $\epsilon_{33}$ selon la hauteur de poteau (03 variantes)	<b>85</b>
<b>III.17</b>	Modélisation des éprouvettes (tube vide et tube plein) sur ABAQUS	<b>86</b>
<b>III.18</b>	Onglet du logiciel ABAQUS pour le choix du matériau	<b>87</b>
<b>III.19</b>	Onglet du logiciel ABAQUS pour le choix du mode d'analyse	<b>87</b>
<b>III.20</b>	Modélisation des conditions d'appui	<b>87</b>
<b>III.21</b>	Onglet du logiciel ABAQUS pour les conditions d'appui	<b>88</b>
<b>III.22</b>	Maillage de la colonne vide et de la colonne remplie de béton sous ABAQUS	<b>89</b>
<b>III.23</b>	iso valeur de l'état de contrainte S22 de la colonne vide sous ABAQUS	<b>90</b>
<b>III.24</b>	iso valeur de l'état de déplacement U3 de la colonne vide sous ABAQUS	<b>90</b>
<b>III.25</b>	iso valeur de l'état de déformation $\epsilon_{22}$ de la colonne vide sous ABAQUS	<b>91</b>
<b>III.26</b>	Courbes Contrainte $\sigma_{33}$ – Hauteur de poteau de la colonne vide	<b>91</b>
<b>III.27</b>	Courbes Déplacement – Hauteur de poteau de la colonne vide	<b>92</b>

<b>III.28</b>	iso valeur de l'état de déplacement $U_3$ de la colonne remplie de béton sous ABAQUS	<b>93</b>
<b>III.29</b>	iso valeur de l'état de déformation $\epsilon_{33}$ de la colonne remplie de béton sous ABAQUS	<b>93</b>
<b>III.30</b>	Courbes Contrainte $\sigma_{33}$ – Hauteur de poteau de rempli de béton	<b>94</b>
<b>III.31</b>	Courbes Déplacement $\delta_{33}$ – Hauteur de poteau de rempli de béton	<b>94</b>
<b>III.32</b>	Courbes Déformation $\epsilon_{22}$ selon la hauteur de poteau de remplie de béton	<b>95</b>
<b>III.33</b>	Courbe contrainte – déformation de la colonne remplie de béton sous ABAQUS	<b>95</b>
<b>III.34</b>	Etude comparative de la colonne remplie de béton avec et de la colonne vide	<b>96</b>
<b>III.35</b>	Courbes flèche – Hauteur de poteau	<b>97</b>

**ANNOTATIONS****Alphabet latin**

$A$	Aire de la section transversale
$Aa$	Aire de la section d'acier
$As$	Aire de la section d'armature
$Ac$	Aire de la section du béton
$b$	Largeur de la section
$B$	Largeur de la section transversale du poteau
$e$	Excentricité de charge, ou épaisseur de profilé
$Ea$	Valeur caractéristique du module d'élasticité de l'acier de construction
$ES$	Valeur caractéristique du module d'élasticité de l'acier des armatures
$EC$	Valeur caractéristique du module d'élasticité du béton
$Ecm$	Module sécant du béton
$(EI)e$	Rigidité flexionnelle
$f_y$	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de construction
$f_{sk}$	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armature
$f_{ck}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique à 28 jours
$H$	Hauteur de la section
$i$	Rayon de giration d'une section
$I_a, I_c \text{ et } I_s$	Inerties flexionnelles
$L$	Longueur du poteau
$L_f$	Longueur de flambement en situation d'incendie
$M_{Max.rd}$	Moment résistant maximum
$M_{pl.rd}$	Moment résistant maximum
$M_{sd}$	Moment fléchissant de calcul maximal s'exerçant sur la longueur du poteau
$N_{cr}$	La charge élastique critique
$N_{sd}$	Effort axial de calcul
$N_{pl.rd}$	Résistance plastique
$t$	Epaisseur de la paroi du profil
$tf$	Epaisseur de la semelle
$tw$	Epaisseur de l'âme
$W_{pa}$	Modules de résistance plastique de l'acier
$W_{ps}$	Modules de résistance plastique de l'armature
$W_{pc}$	Modules de résistance plastique de béton

**Alphabet Grec**

$\varepsilon$	Déformation, ou rapport
$\gamma_s ; \gamma_a ; \gamma_{Ma}$	Coefficient de sécurité à l'ELU pour Acier de construction, béton et acier d'armature
$\sigma_b$	Contrainte agissant sur la section mixte
$\sigma_{ri}$	Contrainte résiduelle
$\lambda$	Facteur d'élancement
$\bar{\lambda}$	L'élancement réduit du poteau mixte
$\Phi$	Diamètre d'une barre
$a$	Facteur de réduction, ou paramètre d'imperfection généralisée
$\varphi$	Paramètre d'imperfection généralisée
$\rho$	Densité volumique, courbure, ou taux d'armature
$\chi$	Facteur de réduction
$\eta_{a0}$	Valeurs de $h_a$ pour une excentricité nulle
$\eta_{c0}$	Valeurs de $h_c$ pour une excentricité nulle.

## *Introduction générale*

Les structures mixtes sont de plus en plus utilisées dans la conception des structures modernes élancées. Leur utilisation contribue à afférer aux éléments une haute résistance, une grande ductilité et une rigidité élevée, avec une optimisation remarquable des matériaux mis en œuvre. En plus de ces avantages les structures mixtes servent aussi de coffrage ce qui réduit le coût et la durée de réalisation.

Dans une construction, les colonnes ne constituent qu'une minime partie de volume bâti, elles sont cependant les éléments principaux qui assurent la stabilité de la construction. Par définition, la colonne composée en acier - béton est une membrure en acier avec un noyau du béton résistant à la compression.

A l'époque le béton est utilisé comme moyen de protection des colonnes métalliques, protection contre la corrosion interne des profils creux ou protection contre l'incendie sous forme d'enrobage des profils ouverts (I et H), dont la participation du béton à la résistance statique de la colonne n'était pas prise en considération.

Ces derniers temps les colonnes en profil creux remplies du béton sont de plus en plus utilisées pour les structures des différents ouvrages en génie civil et largement répandues dans beaucoup de pays, étant donné qu'elles sont d'une très grande efficacité mécanique et économique. C'est pourquoi le problème du comportement de ces colonnes a fait l'objet de plusieurs études dans différents pays, et attirera l'attention de nombreux chercheurs.

La solution mixte tend à être utilisée de plus en plus dans divers pays où le risque sismique est élevé, en raison d'une bonne ductilité des structures et d'une meilleure résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité

Les poteaux mixtes présentent de nombreux avantages. Ainsi, par exemple, une section transversale de faibles dimensions extérieures peut reprendre des charges très élevées ou différentes sections transversales de mêmes dimensions extérieures peuvent reprendre des charges fortes différentes; il suffit de modifier les épaisseurs des sections en acier et/ou la résistance du béton et/ou la quantité d'armatures. En conséquence on peut maintenir un même encombrement sur plusieurs étages, ce qui constitue un avantage fonctionnel et architectural.

Dans le cas de sections creuses remplies de béton, l'acier sert aussi de coffrage perdu; cela permet, par exemple, de réaliser en premier lieu le montage de la charpente métallique d'un bâtiment, puis, en second lieu, de pomper du béton pour remplir les profils creux.

Cela permet également un gain de temps et de coût appréciable lors du montage. De plus, cette section d'acier enveloppe permet au béton d'atteindre des résistances plus élevées.

Dans le cas de tubes circulaires remplis de béton, l'acier, en confinant le béton, assure un rôle de frettage qui provoque une augmentation de la charge portante globale; l'influence du fluage et du retrait du béton peuvent alors être généralement négligées, ce qui n'est pas le cas pour les profils enrobés de béton. L'enrobage complet d'une section en acier permet généralement de satisfaire aux exigences relatives à la plus haute classe de protection contre l'incendie sans exiger de mesures complémentaires.

Pour les sections partiellement enrobées, aussi bien que pour les sections creuses remplies de béton, les prescriptions en matière d'incendie nécessitent un renforcement supplémentaire. Les sections partiellement enrobées présentent l'avantage de servir de coffrage lorsqu'elles sont placées horizontalement; le remplissage par le béton se fait évidemment en deux étapes, le profil étant retourné 24 heures après le premier bétonnage.

Pour éviter toute désolidarisation du béton, il est parfois nécessaire d'utiliser des goujons connecteurs ou des armatures reliées directement ou indirectement au profil métallique. Un autre avantage important des sections partiellement enrobées est le fait qu'après bétonnage, des faces d'acier restent apparentes et peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage de poutres.

Le mémoire comprend 03 chapitres :

**Chapitre 1-** nous présentons la recherche bibliographique concernant les constructions mixtes qui permet de spécifier le type de structure ainsi que les phénomènes, Introduit le comportement fondamental des composantes du poteau mixte. Cette partie comporte aussi le développement des modèles de calcul pour l'acier et le béton étudiés.

**Chapitre 2-** est consacré aux principes de la méthode simplifiée concernant les poteaux mixtes qui très efficace utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant les poteaux suivant l'Eurocode 4.

**Chapitre 3-** S'est dirigé vers une modélisation numérique par élément finis ABAQUS 6. 14 pour étudier la stabilité poteaux mixtes (rempli ou enrobé de béton) sollicités aux chargements de compression avec la présentation des différents résultats obtenus et leurs interprétations.

**Une conclusion générale** clôture ce manuscrit en synthétisant les principaux résultats et l'influence des différents paramètres sur le comportement mécanique des poteaux mixtes.

**Des perspectives** de recherche sont aussi présentées pour continuer à apporter de nouvelles informations pertinentes pour les travaux futurs et qu'il serait judicieux d'explorer.

# Chapitre I

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

---

## I. Introduction

De nos jours, la construction mixte acier-béton, réputée depuis longtemps comme bien adaptée à des sollicitations telles que celles engendrées par des tremblements de terre, des tassements anormaux et des vents exceptionnels, est de plus en plus considérée aussi actuellement comme convenant très bien pour les constructions [1].

Dans la conception des bâtiments aujourd'hui, de grands efforts ont été fournis pour augmenter la flexibilité de la structure. Ceci a eu comme conséquence une demande de poteaux avec une section transversale réduite. L'augmentation de la résistance à la compression du béton permet l'utilisation de petites sections transversales du poteau, qui exige moins de matériau, ce qui réduit son poids propre et permet une surface au sol plus utilisable.

Cependant, un des soucis principaux liés aux poteaux en béton armé est la fourniture des armatures transversales suffisant afin de confiner le béton comprimé, et de ce fait, il y aura un écrasement et une rupture fragile. On a montré que les poteaux mixtes se composant de tubes en acier remplis de béton, offrent une solution très concurrentielle aux poteaux en béton armé conventionnels. Depuis le tube en acier confine le noyau de béton entier, il peut être employé en tant qu'armature longitudinale et latérale aussi bien qu'un coffrage permanent pendant la construction des éléments en béton.

Deux types de poteaux mixtes, ceux avec la section en acier enrobée de béton et ceux avec une section en acier remplie de béton sont généralement employés dans les bâtiments. Les poteaux mixtes en acier remplis de béton sont devenus la forme préférée pour beaucoup de structures en raison de leur utilisation très avantageuse.

Les poteaux tubulaires en acier remplis de béton ont été employés pour plusieurs types de structures, piliers de pont sujet à l'impact du trafic, poteaux pour soutenir les réservoirs de stockage, plates-formes des chemins de fer, poteaux dans les gratte-ciel et comme piles. Les tubes en acier remplis de béton offrent une résistance supplémentaire contre l'incendie.

En raison de la plus grande utilisation des poteaux mixtes, beaucoup de travaux théoriques et expérimentaux ont été réalisés [2][3][4][5][6].

## I.1 Aperçu général sur le mode de construction mixte

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes à savoir les poutres mixtes, les dalles mixtes et les poteaux mixtes. La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion. La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion

### I.1.1 Les poutres mixtes acier-béton

Sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton; elles peuvent être :

- 1-Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- 2-Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- 3-Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles. (Figure I.1).

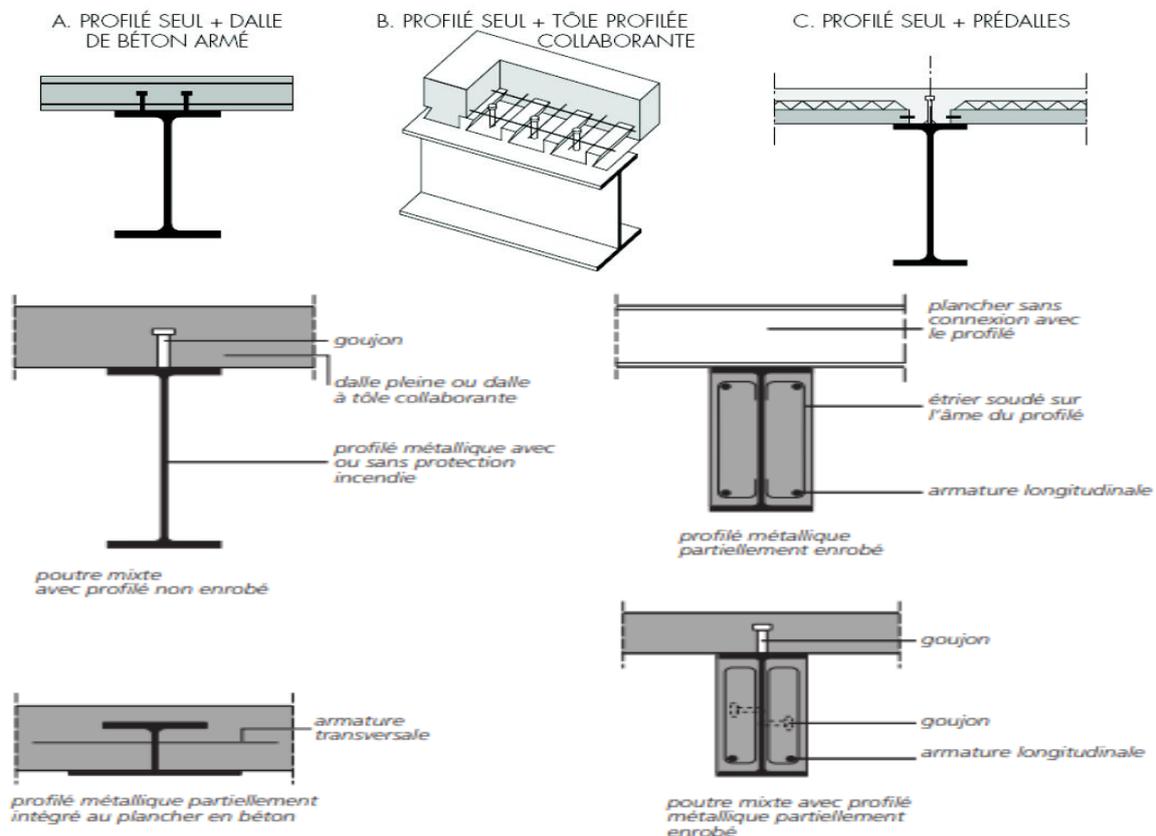
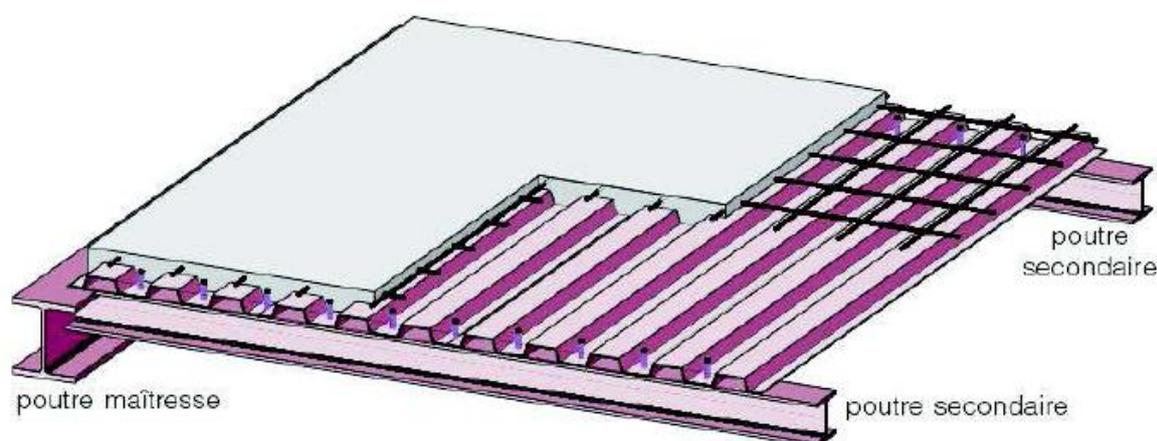


Figure I.1 Exemples de poutres mixtes [7][8]

### I.1.2 Les dalles mixtes :

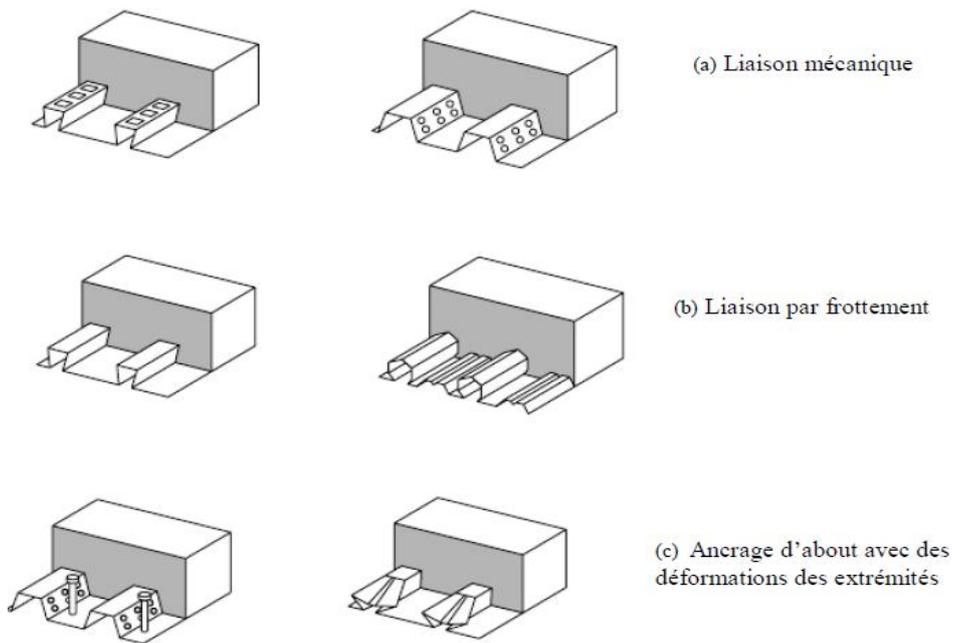
Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier. Il s'agit soit d'une dalle coulée in situ sur un platelage, soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier. La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180mm. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm.(Figure I.2)



**Figure I.2** Présentation d'une dalle mixte dalle mixte

Dans les dalles mixtes, plusieurs possibilités existent pour assurer une liaison entre l'acier et le béton :

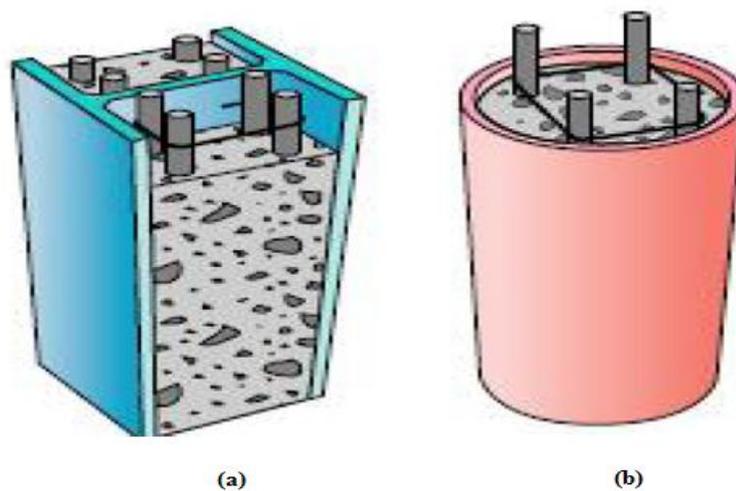
- Liaison chimique fragile et peu fiable.
- Liaison de frottement, incapable de transférer des efforts de cisaillement important.
- La liaison mécanique assurée par un bossage de ces tôles profilées.
- La liaison par ancrage d'extrémité tel que des boulons à tête, des cornières ou des déformations d'extrémité de la tôle. (Figure I.3) [9]



**Figure I.3** Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes. [9]

### I.1.3 Les poteaux mixtes

Les sections de poteau mixte sont essentiellement sollicitées à la compression ou à la compression et à la flexion (flexion composée). Les sections métalliques, sont des profilés laminés en I et souvent en H (complètement ou partiellement enrobées) aussi bien que des tubes rectangulaires où circulaires creux remplis de béton. (Figure I.4)



**Figure I.4** Présentation des poteaux mixtes.  
 (a) Poteau bétonné entre les ailes ; (b) Poteau circulaire rempli de béton

Les sections creuses présentent l'avantage de ne pas nécessiter de coffrage lors du bétonnage mais présentent une faible résistance au feu par rapport aux sections en H complètement enrobées. (Figure I.5) [10]

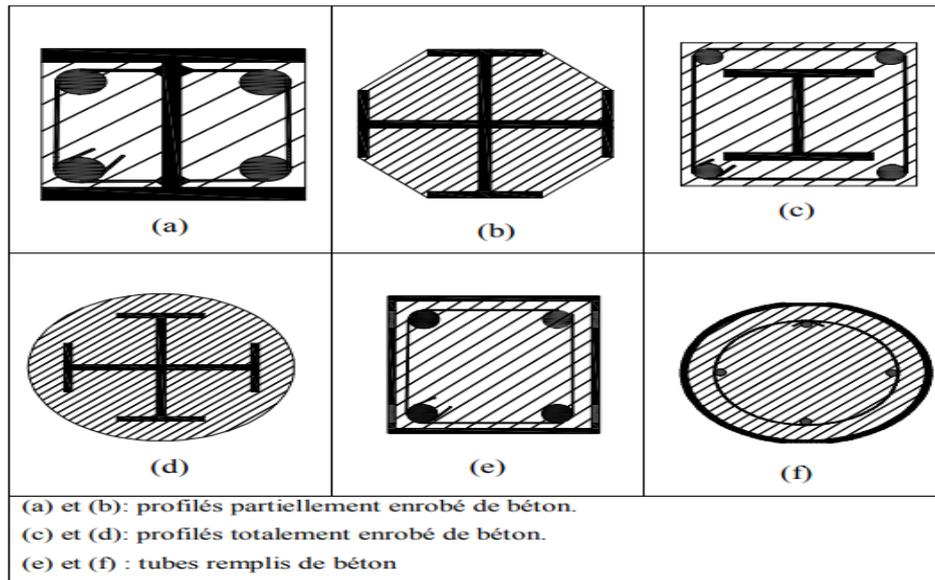


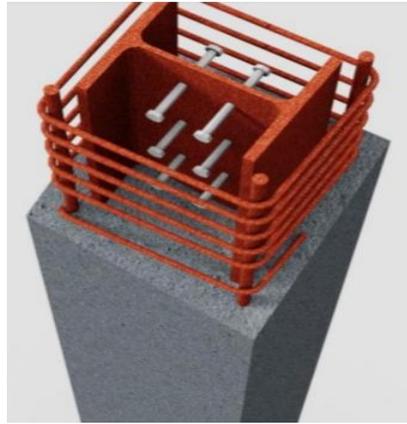
Figure I.5 Exemples de poteaux mixtes. [10]

### 1.1.3.1 Choix des poteaux mixtes

- ✓ Une capacité portante élevée pour des dimensions de section relativement réduites ;
- ✓ Une facilité d'assemblage aux autres éléments, les poutres en particulier, en raison de la présence de la partie acier des poteaux ;
- ✓ Une aptitude à se déformer dans le plastique et à présenter un certain comportement ductile ;
- ✓ La protection apportée par le béton peut permettre de conférer à ces éléments une résistance élevée à l'incendie.
- ✓ ...
- Toute méthode de dimensionnement d'un poteau mixte ne doit s'envisager qu'aux **états limites Ultimes (ELU)**
- D'un point de vue général, une méthode de dimensionnement vis-à-vis de l'instabilité de forme d'un poteau mixte devrait tenir compte :
  - ✓ Des effets de second ordre géométriques
  - ✓ Des effets du retrait et du fluage du béton
  - ✓ Des effets des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques du poteau en acier

- ✓ De la fissuration du béton en zone tendue
- ✓ De la plastification de l'acier structural et de l'armature

Nécessitant une modélisation numérique élaborée intégrant les non linéarités géométriques et matérielles → **une résolution incrémentale**. (Figure I.6) [11]



**Figure I.6** Poteau complètement enrobé de béton [11]

## I.2 Utilisation des structures mixtes

Tout dimensionnement doit non seulement prendre en compte l'optimisation de la résistance aux charges, de la raideur et de la ductilité mais également les aspects architecturaux, économiques, de fabrication et d'utilisation des poutres, dalles et poteaux. [12]

### ✓ Aspect architectural

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes. En plus de réduire les dimensions des éléments, la construction mixte permet :

- des portées plus importantes ;
- des dalles mixtes plus minces ;
- des colonnes mixtes plus élancées.

Elle offre également une grande flexibilité ainsi que de nombreuses possibilités lors de la conception.

**✓ Aspect économique**

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites et d'une exécution plus rapide. La rigidité plus élevée de l'élément structural mixte entraîne des flèches plus faibles donc des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles.

Les rapports portés sur hauteur ( $l/h=35$ ) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages:

- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface de couverture ;
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité ;
- Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages ;
- Economie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment ;
- Coûts de financement plus faibles ;
- Prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

**✓ Isolation thermique**

Les structures mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu car le béton protège l'acier grâce à la masse élevée du béton et sa conductivité thermique relativement faible.

**✓ Flexibilité du bâtiment mixte**

Les structures mixtes offrent une flexibilité et une possibilité de modification impressionnante, même après des années d'utilisation si le propriétaire de la structure décide de faire des changements architecturaux la construction mixte répond toujours oui que ce soit pour changer l'architecture qui veut dire ajouter des éléments comme des cages d'escaliers ou autre ou bien pour faire des extensions pour rajouter d'autres pièces. [12]

### I.2.1 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes

La construction mixte permet une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure. Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de profilés en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier. De plus, les connexions entre éléments peuvent être très variées et permettre une préfabrication plus ou moins complète.

Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages [12]:

#### ✓ Pour les dalles mixtes

- Un gain sur le poids total de la structure
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.

#### ✓ Pour les poutres mixtes

- Une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- Une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé)
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)

#### ✓ Pour les colonnes mixtes

- Une amélioration de la résistance au feu ;
- Une conservation des dimensions externes de la colonne d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir ;
- Augmentation de la tenue au flambement ;
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.

### I.2.2 Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement une combinaison de quatre matériaux de base:

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [01, 04, 05 ,06].

**Remarque : Pour notre étude ont intéresse au élément mixte de type poteau.**

### I.3 Types de poteaux métalliques :

#### I.3.1 Les Poteaux à section transversale uniforme :

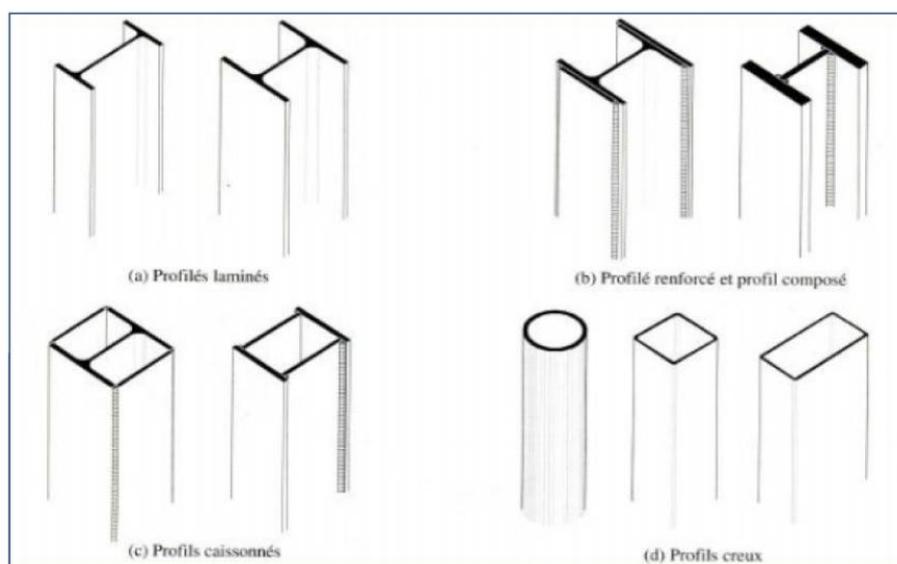
La capacité des éléments comprimés à transmettre des efforts de compression importants est liée à la valeur élevée du rayon de giration  $i$  de leur section transversale dans la direction de flambement considérée. Les tubes circulaires représentent donc une solution optimale dans la mesure où ils permettent de maximiser ce paramètre quel que soit la direction de flambement. En revanche, leurs assemblages sont couteux et difficiles à dimensionner. Une autre solution consiste en l'utilisation de sections tubulaires carrées ou rectangulaires. (**Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4**). (Figure I.7)

Dans la pratique les profils les plus courants sont les profilés laminés à chaud en I ou en H. Pour résister à des efforts de compression simple, les sections de type HE sont préférées ; leur allure sensiblement carrée leur confère un rayon de giration transversal  $i$  élevé et l'épaisseur de leurs ailes prévient souvent l'instabilité par voilement local.

Il est à noter que :

- La nature des assemblages conditionne le dimensionnement de barres comprimées car elle détermine la valeur de la longueur de flambement à prendre en compte.
- En cas de besoin les sections en **I** en **H** ou en caisson peuvent être renforcées à l'aide de plat de renfort soude.
- En plus du chargement axial, les poteaux sont fréquemment soumis à des moments de flexion significatifs, le plus souvent dans une direction donnée.

Les sections en **I** peuvent alors être préférées aux sections en H.



**Figure I.7** Les différents types de poteaux métalliques [13]

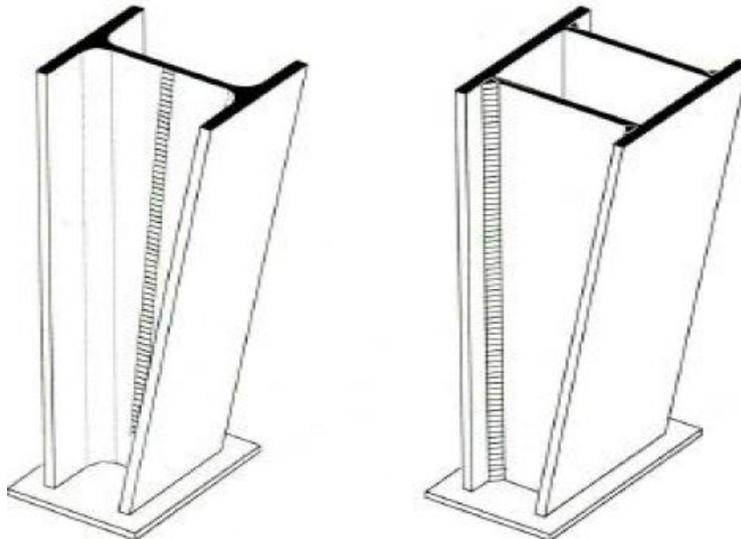
### I.3.2 Les Poteaux à sections transversales non uniforme :

Ce sont des éléments dont la section transversale varie selon leur longueur.

Dans ce genre de section on site les poteaux en fuseau (continument variables) et les poteaux baïonnettes (variables par tronçons).

#### I.3.2.1 Les poteaux en fuseau :

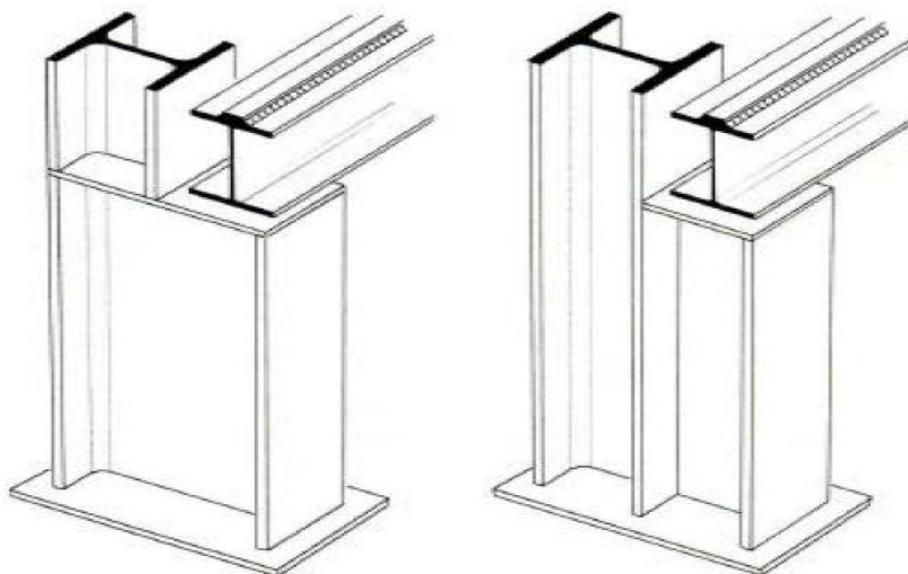
La géométrie de la section transversale évolue de façon continue le long de l'élément. Il peut s'agir d'une section en I ou en H ou en caisson réalise par soudage de plusieurs plats. Les âmes et les semelles peuvent être d'épaisseurs différentes par tronçons mais, pour des raisons pratiques de fabrication seule l'âme présente, une hauteur variable alors que les semelles restent de largeur constante. (Figure I.8)



**Figure I.8** Poteau en fuseau [13]

#### I.3.2.2 Les poteaux à baïonnette

Sont caractérisés par une section transversale dont la géométrie évolue par tronçons. Un exemple classique est celui des bâtiments industriels comportant un pont roulant. La section réduite dans la partie supérieure est suffisante pour reprendre les charges de toiture mais elle doit être augmentée au niveau du pont roulant pour supporter les charges additionnelles les sections variables par tronçon peuvent également être utilisées dans les structures de bâtiments multi-étagés pour résister aux charges croissant, étage par étage, au fur et a mesure qu'on se rapproche des fondations. (Figure I.9)

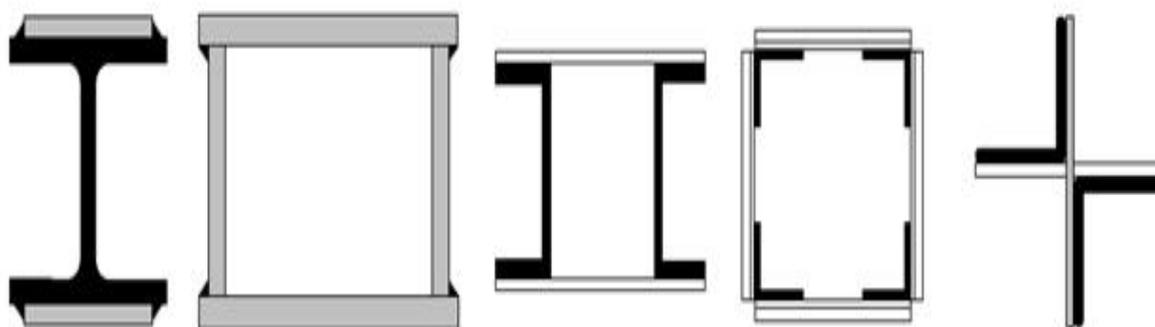


**Figure I.9** Poteaux à baïonnette [13]

### I.3.3 Les Poteaux composés :

Les poteaux composés peuvent être réalisés à partir d'un grand nombre d'éléments différents. Ils sont constitués de deux ou plusieurs composants principaux (membres) connectés à intervalles réguliers par des barres intérieures (montant, diagonal, étrésoillons) afin de reconstituer une nouvelle section transversale de plus grande capacité.

Des sections en U et des cornières sont souvent utilisées comme membres, mais il est également possible d'avoir recours à des profils en I ou en H. (Figure I.10)



**Figure I.10** Sections composées [13]

## I.4 Caractéristiques des matériaux

### I.4.1 Acier de construction

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité).

La classification couramment utilisée en construction métallique est la nuance *d'acier* qui est définie par sa limite d'élasticité  $f_y$ . L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113. (Tableau I.1) [14]

Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement :  $G_a = \frac{E_a}{2(1+\nu_a)} = 80769 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson :  $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique :  $\rho_a = 7850 \text{ kg / m}^3$
- Les valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_y$  et de la résistance à la rupture en traction  $f_u$  pour éléments structuraux en acier laminé à chaud sont indiquées dans (Tableau I.1) [14]

**Tableau I.1** Désignation et caractérisation des principaux aciers de construction

Nuance d'acier			Limite D'élasticité $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Résistance A la traction $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	Allongement De rupture $\epsilon_r$ [%]	Désignation où utilisation
SIA 161 (1979)	SIA 161 (1989)	EN 10027 (1992)				
Fe360	FeE235	S235	235	360	26	-Acier doux
	FeE275	S275	275	430	22	-Acier pour Profilés creux
Fe510	FeE355	S355	355	510	22	-Acier à haute résistance
	FeE460	S460	460	550	17	-Acier à grain fin

- D'après la clause 5.2.1.4 de l'Eurocode 3, il est admis d'idéaliser la relation existante entre la contrainte et la déformation de l'acier de construction sous forme élastique parfaitement plastique, comme indiqué sur (Figure I.11).

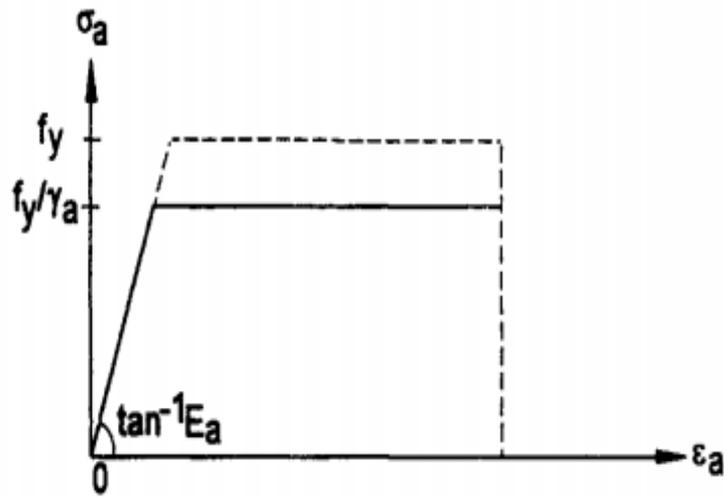
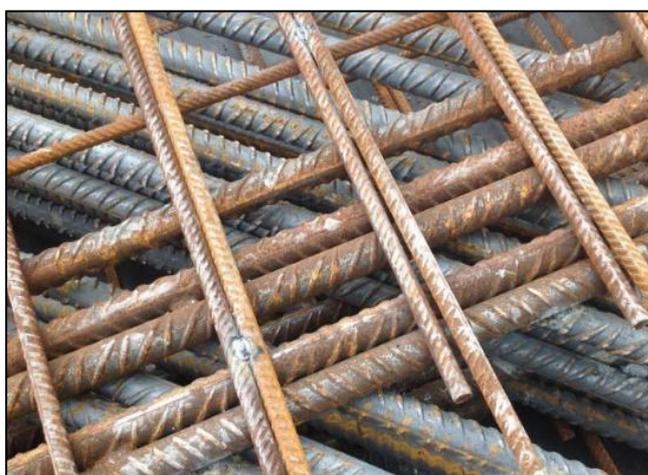


Figure I.11 Relation contrainte-déformation

### I.4.2 Acier d'armature.

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%. Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction.

Les progrès se situent également au niveau de l'adhérence de l'acier au béton avec le recours à des aciers à relief amélioré. Les aciers à haute adhérence présentent une surface crantée par des reliefs en hauteur, les « verrous », ou en creux, les « empreintes », afin d'éviter qu'ils ne glissent dans le béton et d'assurer une meilleure transmission des efforts entre les deux matériaux. (Figure I.12) [12]



**Figure I.12** Présentation de l'armature

### I.4.3 Béton :

Le béton est défini par sa résistance à la compression. Nous nous intéressons donc uniquement aux caractéristiques mécaniques du béton puisque ce sont elles qui déterminent sa résistance.

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C20 à C25. Toutefois, selon la situation, il se peut que l'on utilise un béton de moindre (C16, C18) ou de meilleure qualité (C30, C40, C50). Le module d'élasticité E du béton est une caractéristique présentant une dispersion non négligeable, qui dépend essentiellement de la résistance à la compression sur cylindre. Les propriétés du béton varient cependant au cours du temps. Le fluage et le retrait sont les principaux phénomènes qui influencent le comportement du béton. [12]

- Selon la clause 4.2.1.2 de l'Eurocode 2. La masse volumique ( $\rho$ ) d'un béton peut être considéré égale aux valeurs suivantes :

- $\rho = 2400 \text{ Kg/m}^3$  pour un béton non armé
- $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$  pour un béton armé ou précontraint avec pourcentages normaux d'armature.
- $\rho$  comprise entre 1600 et 1800  $\text{ Kg/m}^3$  pour béton léger non armé.

- On ne doit pas utiliser de classes de résistance du béton supérieures à C50/60

L'Eurocode 4 est basé sur la résistance caractéristique à la compression sur cylindre,  $f_{ck}$  mesurée à 28 jours conformément à l'article 3.1.2.2 de l'Eurocode 2.

Pour le béton de masse volumique normale ( $\rho$  égale environ de 2400, 2500  $\text{Kg/m}^3$ ) le tableau I.2 rassemble les valeurs de trois caractéristiques :

- $f_{ck}$ : la résistance caractéristique à la compression sur cylindre mesurée à 28 jours.
- $f_{ctm}$ : la résistance moyenne à la traction, à la même période.
- $E_{cm}$  : le module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant les efforts à court terme.[14]

**Tableau I.2** Principales caractéristiques des bétons [14]

Classe de résistance	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$E_{cm}$ (KN/mm <sup>2</sup> )	29	30.5	32	33.5	35	36	37

## I.5 Les poteaux mixtes enrobés de béton

Les poteaux mixtes ont été employés pour les structures résistantes aux tremblements de terre, piles de pont soumises à l'impact du trafic, colonnes pour soutenir les réservoirs, plates-formes de chemins de fer, colonnes dans les gratte-ciel, ... etc.

L'enrobage complet d'une section d'acier permet généralement de satisfaire aux exigences relatives à la plus haute classe de protection contre l'incendie sans exiger de mesures complémentaires. Pour les sections partiellement enrobées, les prescriptions en matière d'incendie nécessitent un renforcement supplémentaire.

L'intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte réside dans la résistance au feu intégrée qu'il apporte en faisant l'économie des frais de coffrage et en permettant une préfabrication des pièces au sol. Cette résistance au feu n'est cependant pas automatiquement justifiée dans toutes les configurations statiques et pour toutes les classes de résistance au feu, en raison de l'exposition des ailes du profilé et de leur contribution relativement importante à température ambiante. La classe de résistance au feu est évaluable par le calcul et doit être établie dans chaque cas.

Les sections partiellement enrobées présentent l'avantage de servir de coffrage lorsqu'elles sont placées horizontalement. Un autre avantage important des sections partiellement enrobées est le fait qu'après bétonnage, des faces d'acier restent apparentes et peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage de poutres. (Figure I.13) [12]



**Figure I.13** Exemple de poteau mixte partiellement enrobée

## I.6 Intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte :

L'intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte réside dans la résistance au feu intégrée qu'il apporte en faisant l'économie des frais de coffrage et en permettant une préfabrication des pièces au sol. Cette résistance au feu n'est cependant pas automatiquement justifiée dans toutes les configurations statiques et pour toutes les classes de résistance au feu, en raison de l'exposition des ailes du profilé et de leur contribution relativement importante à température ambiante. La classe de résistance au feu est évaluable par le calcul et doit être établie dans chaque cas. (Tableau I.3) [12]

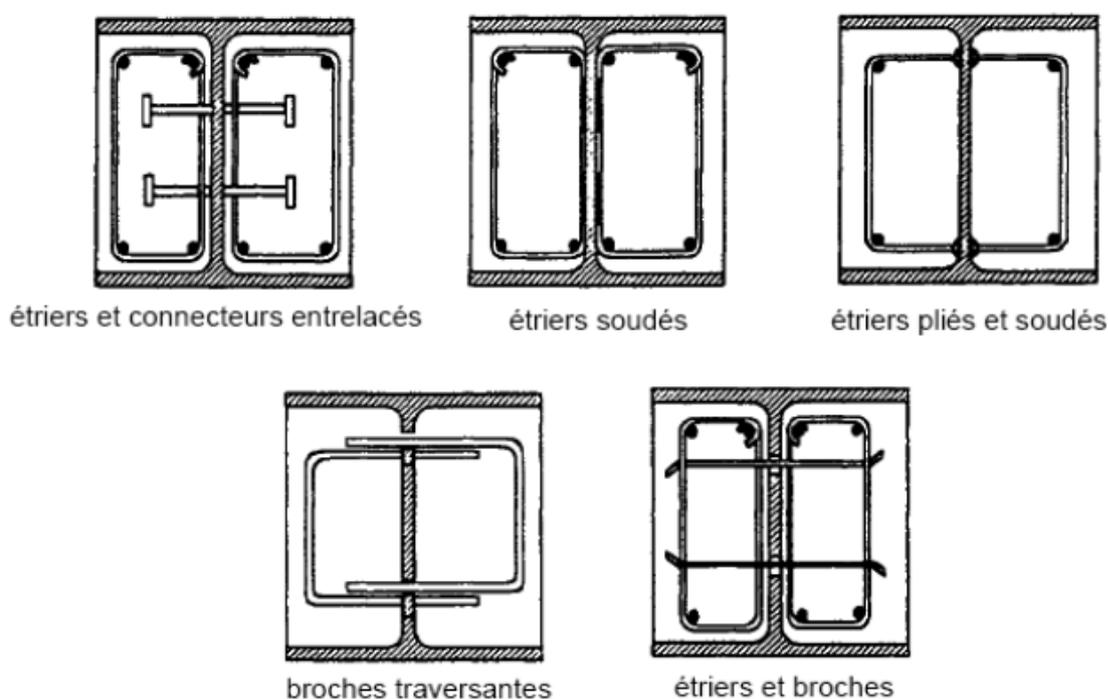
**Tableau I.3** Caractéristiques des colonnes mixtes enrobées de béton

<b>Colonne entièrement enrobée</b>	<b>Colonne partiellement enrobée (Largeur &gt; 240mm)</b>
Nécessité de coffrer le périmètre.	Pas de coffrage, sauf si difficultés de levage ou nécessité d'une surface très lisse ou structurée.
Bétonnage le plus souvent avant montage.	Bétonnage au sol, à plat, avant montage.
Ferraillage placé autour de la pièce en position finale montée.	Les armatures peuvent être pré-assemblées et posées rapidement.
Taux de ferraillage assez faible. On évite si possible les armatures, sauf dans les coins.	Pour une résistance au feu élevée, on a intérêt à ferrailler au taux maximum autorisé (6 %). Cependant, seuls 4 % seront pris en compte pour le calcul en service normal.
Aucune peinture ne doit être appliquée sur le profilé.	Une peinture, remplissant en général une fonction esthétique, est appliquée sur les ailes apparentes
Nombre de connecteurs réduit à la zone de transfert des charges entre le plancher et la colonne.	Une connexion mécanique (goujons ou autres) est nécessaire sur toute la hauteur de la colonne, afin d'éviter une désolidarisation des constituants lors d'un incendie.
Résistance au feu structurelle très élevée.	La résistance au feu structurelle requiert éventuellement un certain surdimensionnement par rapport au service normal.
Capacité de résistance limitée en phase de chantier; valeur finale atteinte après durcissement du béton.	Surcapacité importante en phase de chantier en raison du surdimensionnement nécessité par la résistance au feu.

### I.6.1 Liaison entre éléments structuraux d'un poteau partiellement enrobé

Pour un profilé ne comportant du béton qu'entre les semelles uniquement, il y a lieu d'accorder le béton par des étriers, et il convient de définir clairement un trajet de transmission des charges entre le béton et l'âme en acier c'est-à-dire soit (Figure I.14) [12]:

- Les étriers traversent l'âme;
- Les étriers sont soudés sur l'âme ;
- Les étriers sont solidaires des connecteurs de cisaillement par entrelacement ;



**Figure I.14** Exemples de connexions assurant une liaison entre éléments structuraux

## I.7 Type de poteau

### I.7.1 Poteau court

Aux premières phases du chargement, le coefficient de Poisson du béton est inférieur à celui de l'acier, et le tube en acier n'a aucun effet sur le noyau béton.

Par conséquent, l'expansion latérale du béton devient graduellement plus grande que celle de l'acier. Une pression radiale se développe à l'interface béton-acier retenant de ce fait le noyau béton en développant une tension circulaire dans le tube. À ce stade, le noyau béton est soumis aux contraintes triaxiales et le tube en acier aux contraintes bi axiales, de sorte qu'il

y ait un transfert de charge à partir du tube au noyau, comme le tube ne peut pas soutenir l'effort de flexion longitudinalement en présence d'une tension circulaire. La charge correspondant à ce mode de rupture peut être considérablement plus grande que la somme de celle de l'acier et du béton, mais la rupture de cisaillement peut intervenir avant que le transfert de charge soit complet. [7]

### **I.7.1.1 Diagramme d'interaction**

Quand un poteau mixte court est soumis à une petite charge axiale, la section composée est capable de soutenir un moment de flexion inférieur à son moment ultime de résistance, c'est semblable à l'effet d'une force de précontrainte sur la section de béton armé. Si la force axiale et le moment de flexion sont indépendamment appliqués à la section composée, il convient de noter que le déplacement de la charge axiale déstabilise la section quand le point correspondant sur le diagramme d'interaction chute en dehors de l'enveloppe de la rupture.

### **I.7.1.2 Eléments axialement chargé**

La résistance plastique de la section transversale d'un poteau mixte avec un chargement concentré est donné par:

$$N_{pl,rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (1.1)$$

Dont  $A_a$ ,  $A_c$ , et  $A_s$  sont respectivement les sections de l'acier de construction, de béton et des armatures dans la direction axiale;  $f_{yd}$ ,  $f_{cd}$ , et  $f_{sd}$  sont respectivement, les résistances caractéristiques de conception des matériaux correspondants.

Une augmentation de la résistance du béton est obtenue pour les tubes circulaires courts en acier remplis de béton mais pas pour les poteaux court construit des tubes en acier creux carrés ou rectangulaires remplis de béton, probablement parce que le béton est soumis à un état d'effort complexe tridimensionnel.

### **I.7.2 Poteaux élancés**

Les poteaux élancés sont généralement soumis à la compression ou à la flexion.

La rupture se produit quand les conditions de soumettre à une contrainte sous un équilibre stable ne sont plus possibles entre les forces internes et externes. En ce moment, pour la contrainte supplémentaire minimale, l'augmentation des moments de flexion externes est plus grande que la section peut prendre. L'effort critique de voilement élastique d'une colonne idéalement droite est écrit comme [7] :

$$f_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (1.2)$$

$$\text{on a} \quad \bar{N} = \frac{f_{cr}}{f_y} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (1.3)$$

$$\text{ou : } \lambda = \frac{(L/r)}{\lambda_E} \quad (1.4)$$

$$\text{et :} \quad \lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (1.5)$$

Où :

$N_{cr}$ : la charge critique ;  $A$  : l'aire de la section droite ;  $L$  : longueur efficace ;  $f_y$ : contrainte limite.  
 $E$  : module d'élasticité et ;  $r$  : rayon de giration de la section du poteau.

«  $\lambda$  » S'appelle le facteur d'élancement, en réalité les colonnes ne soutiendraient pas une contrainte supérieure à  $f_y$ , si l'effet de l'écroûissage est ignoré. La courbe contrainte déformation non linéaire résultante peut être employée pour obtenir la charge critique non élastique du voilement d'un poteau. [7]

## I.8 Travaux réalisés sur le renforcement des poteaux par l'introduction du béton

La totalité des sections classiques des poteaux tubulaires remplis de béton sont produites de l'acier de différentes nuances, et limites élastiques, on a même travaillé sur des aciers de haute résistance pour améliorer le comportement des poteaux mixtes, mais dernièrement on a pu développer d'autres matériaux de construction dont l'objectif est d'améliorer les propriétés physiques, chimiques, ainsi que comportement mécanique des tubes produits à base de ces matériaux.

### I.8.1 Béton léger (béton de pouzzolane)

Une série d'essais a été réalisée par M.Mouli, et H.Khelafi pour déterminer le comportement des poteaux mixtes courts sous charge de compression axiale ; des sections creuses rectangulaires ont été employées dans les essais, ces sections ont été remplies de béton normal, et d'autres de béton léger, le pouzzolane a été employé comme composant global léger dans le deuxième béton.

Le but de ces essais est de comparer entre les deux, les résultats ont montré que les bétons léger donne une grande contrainte d'adhérence que le béton normal, mais le comportement de glissement est le même pour les deux. [15]

### **I.8.2 Béton de haute résistance**

De l'autre part Kefeng, John, et Xincheng ont travaillé sur un béton de haute résistance [6], ils ont montrés que l'augmentation de l'effort de compression et directement proportionnelle au confinement.

Un autre programme expérimentale a été fait par Dalin Liu [16] sur les poteaux mixtes de -section rectangulaire remplies de béton de haute résistance ou un total de 22 spécimens ont été examinés sous chargement concentrique, on avait conclu qu'on peut estimer la résistance de ces poteaux soumis à un chargement concentrique en utilisant la méthode EC4.

L'acier de haute résistance a plusieurs avantages dans ses applications aux grands bâtiments. L'amélioration de la ductilité de l'acier de haute résistance a augmenté les activités de recherches dans ce secteur. La rigidité dans béton augmentations avec sa résistance caractéristique. Un béton de haute résistance a un module d'élasticité initial efficace qui augmente rudement proportionnellement à la résistance à la compression et à la densité.

Les colonnes tubulaires en acier minces excentriquement chargées remplis de béton de haute résistance plus que 115 MPa. L'excentricité de la charge de compression appliquée était égale dans les deux extrémités, et les colonnes ont été soumises à la flexion simple. Tous les spécimens s'effondrent à mi-hauteur en raison de l'écrasement du béton dans la zone de compression. Dans tous les spécimens, à la rupture les contraintes de traction de fibre extrême n'ont pas atteint la contrainte limite de l'acier.

### **I.8.3 Béton renforcé de fibre (FRC)**

En raison des effets de l'élancement, les colonnes minces n'ont pas montré des effets bénéfiques du comportement mixte en termes de résistance accrue due au confinement du béton. Ceci a été très probablement provoqué par le gradient croissant de déformation associée avec l'augmentation de la contrainte. Par conséquent le béton renforcé de fibres (FRC) est employé comme matériau de remplissage, car il a une grand résistance à la flexion et à la traction que le béton plat. Le but de l'étude faite par S. Ramana.G,et P. Devadas.M [17] était d'examiner les effets de FRC sur la résistance et le comportement des colonnes mixtes minces.

### I.9 Modes de rupture des poteaux renforcés par le béton

Pour des colonnes de grands élancements la rupture se fait en phase élasto- plastique par voilement local des parois avec un écrasement du béton en appliquant des moments d'extrémités aux poteaux [2]. Les poteaux mixtes courts montrent un mécanisme de rupture caractérisé par la plasticité de l'acier et l'écrasement du béton. Les colonnes moyennement élancés se comportent de manière inélastique et se rampent par plastification partielle de l'acier, en écrasant le béton en compression et en fendant le béton en traction. La rigidité sur la longueur entière du poteau change en raison de la section du béton qui ne s'est pas éclatée près des extrémités avec une fréquence croissante de faire fendre le centre. [4]

Généralement le voilement local aura lieu après la phase élastique, et sera suivi par l'écrasement du béton. Quand l'acier sera enlevé du spécimen après la rupture, le béton sera avéré pour prendre la forme du tube en acier déformé, qui illustre l'action composée de la section. [18]

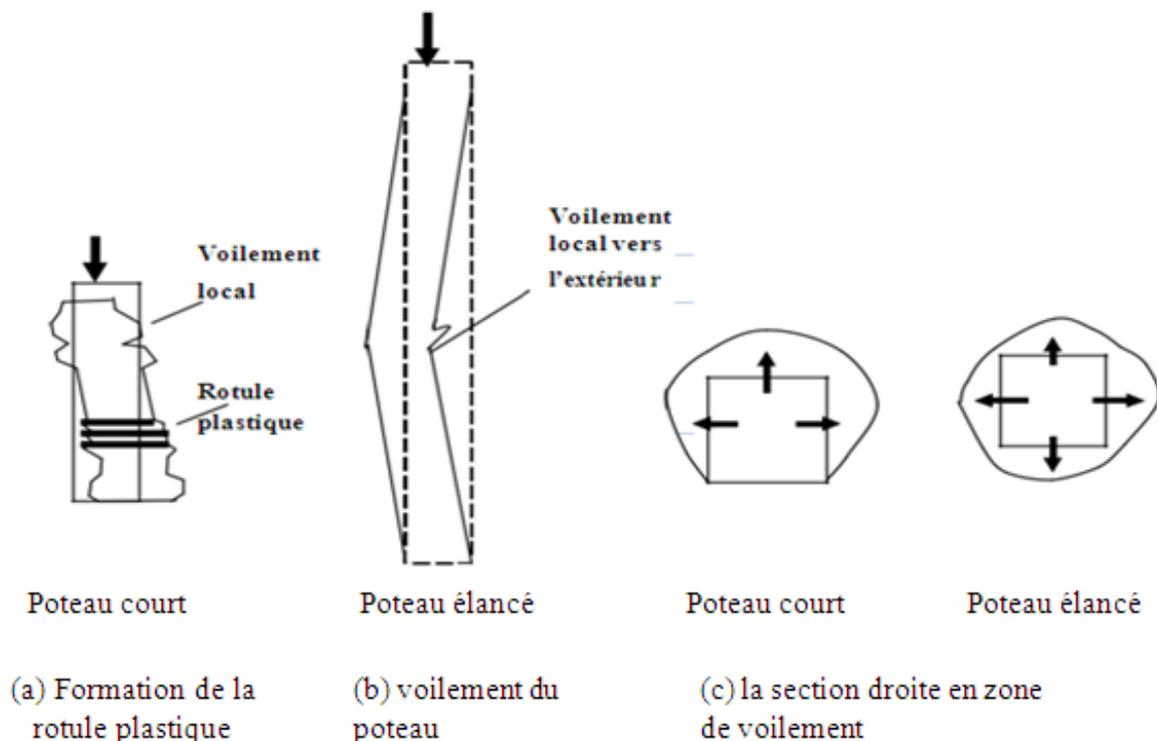
Les résultats des travaux de S. Ramana G.P. Devadas .M ont montré un autre mode de rupture des poteaux mixtes remplis de béton, qui reflète l'influence de l'élancement des poteaux .Pour des spécimens de poteaux élancés remplis de béton ils ont tous rompus à mi-hauteur en raison de l'écrasement et de l'acier de béton rapportant dans la zone de compression. Les colonnes tubulaires en acier remplies de béton pas montré aucuns des signes du voilement local de la coquille et des colonnes pouvaient pour soutenir plus de charge avant la défaillance due à une flexion globale.



**Figure I.15** Modes de ruptures des spécimens des poteaux mixtes de section carré et circulaire [20]

Les Figures I.15 illustrent le mode de rupture typique des colonnes remplies de béton. Le voilement local du tube en acier a pu seulement être observé pour la colonne vide de référence sous compression à mi-hauteur du poteau.

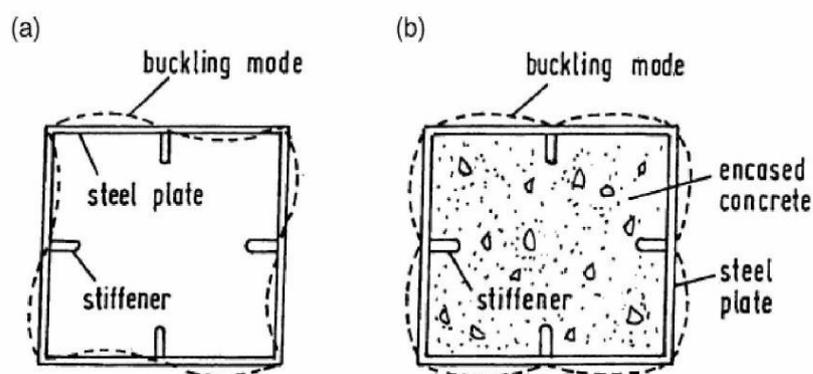
Comparés aux poteaux courts, les poteaux élancés atteignent la rupture sous l'effet du flambement [19], alors que les poteaux mixtes courts entrent en phase plastique par le voilement local du tube en acier [17], et l'écrasement du béton qui aura lieu après la phase élastique.(Figure I.16).



**Figure I.16** Modes de rupture des poteaux mixtes tubulaires remplis de béton [19]

### I.10 Comparaison des poteaux mixtes remplis de béton avec les poteaux métalliques

Les modes de base de voilement des colonnes métalliques et mixtes sont illustrés dans figure I.17. Dans le cas des colonnes tubulaires en acier remplies de béton, le béton à l'intérieur du tube empêche les modes de voilement des parois du tube en acier vers l'intérieur, et la paroi du tube alternativement fournit le confinement latéral efficace du béton à l'intérieur du tube.



**Figure I.17** Modes de voilement local des parois [4]

(a) section métallique, (b) section mixte

La méthode proposée combine l'exactitude, l'efficacité et la convenance; elle tire profit largement du logiciel disponible pour la structure métallique élastique linéaire, l'analyse est obtenue au besoin de simulation d'élément fini.

#### a. Effets de l'élancement

Le moment de flexion qui est inévitablement présent dans n'importe quel poteau réel produit la déformation latérale de recourbement. Le moment de flexion provoqué par l'excentricité initiale, qui existe dans le poteau non déformé, désigné sous le nom du moment primaire Ce moment cause la colonne à se déformée, qui augmente alternativement l'excentricité efficace de la charge appliquée et de ce fait le moment interne dans la section transversale critique. Le moment supplémentaire produit par la partie latérale le débattement, h à mi-hauteur de la colonne se nomme le moment secondaire. [21]

#### b. Effets de chargement et de sollicitations extérieures

Le comportement d'un poteau mixte soumis à des sollicitations externes est conditionné par plusieurs facteurs citant : le type du poteau, son élancement, sa section droite, et le rapport entre la longueur du poteau et les dimensions de sa section droite.

Dans la conception, le comportement interactif pour des poteaux de longueur intermédiaire est pris en considération par une constante empirique. La prévision de tels constants en fonction de la géométrie, les propriétés de matériaux, et les imperfections du poteau était l'objet de recherche de Ever .J.Barbe .qui a trouvé que les sections mixtes restent ainsi linéaires pour de grandes contraintes en tenant compte de l'interaction entre les différents modes de voilement [3] en tenant compte de l'élancement des poteaux.

Le comportement des poteaux est défini par l'approche d'EULER, si les imperfections sont négligés, quand en augmente la longueur du poteau on risque d'avoir un problème d'instabilité à cause de l'augmentation de la valeur du moment fléchissant secondaire à mi-hauteur, ce qui amène à la rupture du poteau par moment fléchissant, et non pas par compression.

L'influence des charges axiales de compression sur les sections droites des poteaux courts est moins importante comparée aux poteaux élancés, et le poteau peut supporter le moment de flexion qui est plus grand que son moment de résistance ultime. [4]

Actuellement, les poteaux mixtes de section circulaire sont de plus en plus employés dans la construction des bâtiments modernes. L'information disponible sur les modèles de ce type sous les différentes conditions de chargement est limitée.

On a examinés les poteaux mixtes de section circulaire sous des charges axiales, et des charges de flexion cycliquement croissantes, plusieurs paramètres ont été inclus dans l'étude. Un model mécanique a été développé des poteaux [5], et on a développé une formule de calcul du coefficient de ductilité des poteaux mixtes sous chargement cyclique.

Kefeng .T, Jhon.M.N, et Xincheng.P [6] ont été concentrées sur les propriétés mécaniques des poteaux mixtes acier béton, ils ont pris des poteaux courts en acier tubulaires remplis de béton de haute résistance avec un rapport (longueur /diamètre) égale à 3.5 pour leurs travaux, les résultats expérimentaux ont montrés que le confinement du béton appliqué par le tube en acier peut améliorer la résistance mécanique à la compression des poteaux mixtes.

Les résultats de Zhong.T,Lin.Hai.H,etZhi-Bin.W [22] ont montré que les poteaux mixtes tubulaires remplis de béton se comportent très bien comparés aux poteaux métalliques en terme de voilement local des parois de la section droite. La recherche a été principalement concentrée sur les poteaux carré de section creuse, des sections rectangulaires ont été également examinées ,des raidisseurs longitudinaux ont été soudés de chaque côté des poteaux carrées alors que seulement sur les côtes les plus longues pour les poteaux de section rectangulaire, les paramètres expérimentaux principaux considérés sont; le rapport  $D/t$ , et la rigidité des raidisseurs Pour comparaison on a examiné également des tubes vides avec et sans raidisseurs.

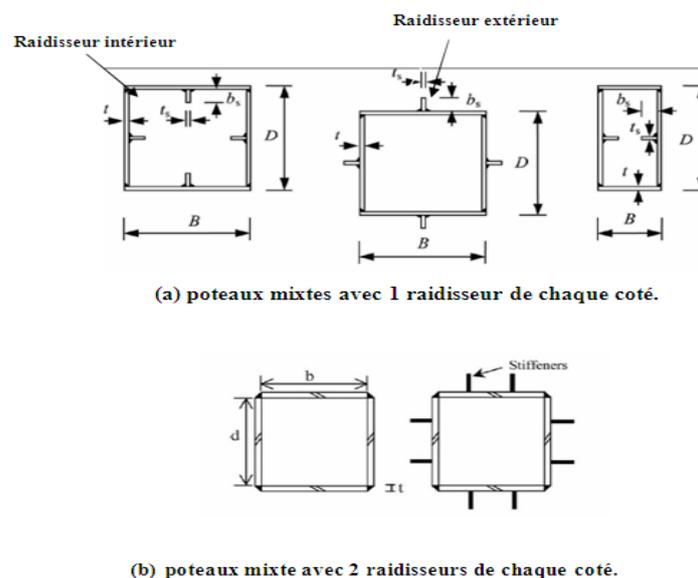
### c. Sections mixtes

En raison du développement dans le domaine de la construction mixte, plusieurs recherches dont le but est d'améliorer le comportement des poteaux mixtes sous différents cas de chargement, on a créés des sections dont les propriétés sont différentes de celles des sections classiques connues (circulaire, carré, rectangulaire, et section en I ou en H). L'utilisation des poteaux tubulaires en acier remplis de béton est devenue de plus en plus populaire en structures de génie civil.

En Chine, on signale que plus de trente bâtiments élevés et deux cents ponts de voûte ont été construit grâce à leurs haute résistance et ductilité, aussi bien que la grande capacité d'absorption énergie.

Le perfectionnement des poteaux dans les propriétés structurales peut être atteint parce que le tube en acier fournit le confinement pour le béton, et le noyau du béton peut empêcher le voilement centripète du tube. Cependant, beaucoup d'études ont prouvé que la performance d'une section remplie de béton ou le tube en acier soit carré ou rectangulaire n'est pas aussi bon que ses contre- parties circulaires.

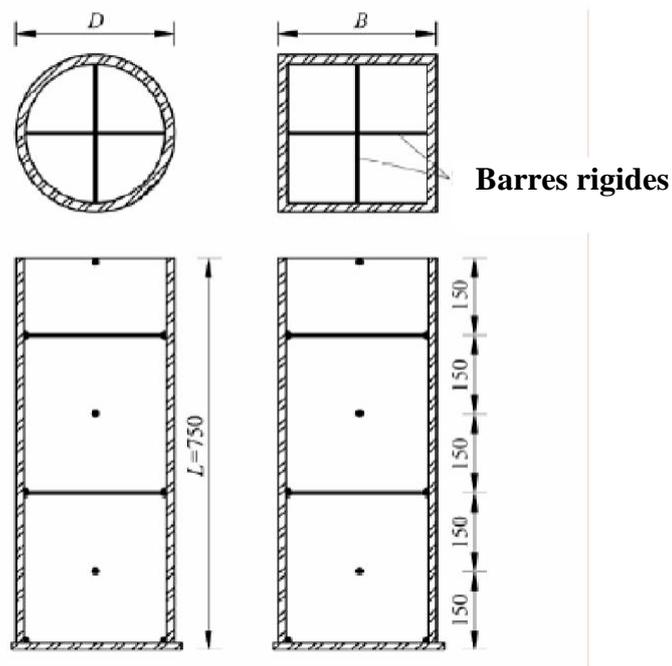
Avec le développement de l'acier de haute résistance [22], il est devenu extrêmement attrayant d'employer des tubes à parois minces quand le voilement local est éliminé dans une conception de poteaux. En conséquence, des mesures de raidissement adéquates pour les tubes remplis de béton carrés ou rectangulaires sont fortement souhaitables quand les tubes à parois minces sont employés. (Figure I.18)



**Figure I.18** Types de poteaux mixtes avec raidisseurs longitudinaux [22] [23]

Les nombres de raidisseurs est un paramètres très important qui influes sur le comportement des poteaux mixtes ainsi que la forme de section (carrée ou rectangulaire), le type de soudure des plats de profilé, et le type de raidisseurs (soudés intérieurement ou extérieurement). Dans le passé, les effets des raidisseurs longitudinaux sur le comportement de des poteaux mixtes remplis de béton ont été expérimentalement étudiés. Les résultats d'essai préliminaires ont démontré l'efficacité des raidisseurs dans retardement du voilement locale du tube. Comparé aux poteaux mixtes remplis de béton traditionnels, on prévoit également que les poteaux mixtes remplis de béton avec raidisseurs auront une résistance au cisaillement plus élevée, une plus haute résistance au glissement entre le tube en acier et le noyau de béton, aussi bien que des résistances plus élevées au feu si les raidisseurs sont soudés intérieurement. [22]

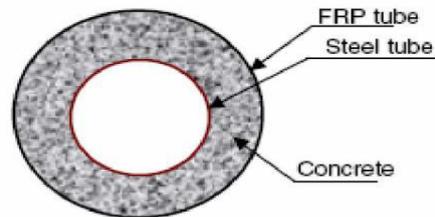
le comportement à la rupture des poteaux mixtes tubulaires remplis de béton axialement chargés en compression [18], plusieurs sections transversales ont été examinés pour étudier la capacité portante de charge des poteaux non seulement remplis de béton mais armés de barres métalliques superposées croisées comme l'indique la figure I.19.



**Figure I.19** Détail des poteaux mixtes de section à barres croisés

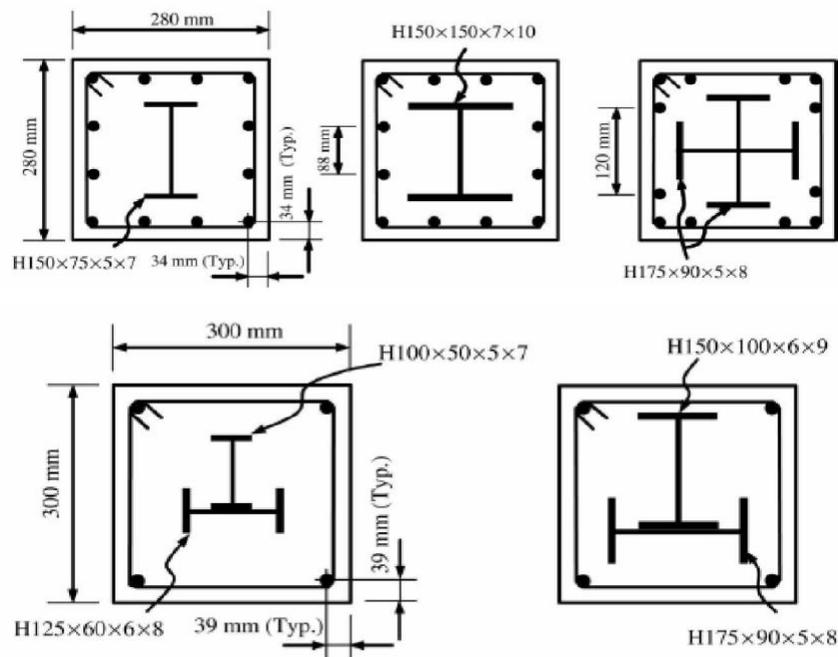
En 2004 TENG a récemment proposé la nouvelle pièce FRP de charpente tubulaire hybride en double-peau acier béton [24]. Le nouveau membre hybride se compose d'un tube en acier à l'extérieur, d'un tube de FRP à l'intérieur, et du béton à l'intermédiaire.

Le vide intérieur peut être rempli de béton si désiré. Le tube de FRP est équipé de fibres qui sont principalement orientées dans la direction circulaire pour fournir le confinement au béton. Le nouvel membre hybride est une tentative de combiner les avantages de chacun des trois matériaux constitutifs et ceux de la forme structurale de DSTC, afin de réaliser une nouvelle pièce de charpente structurale à rendement élevé du membre mixte. (Figure I.20)



**Figure I.20** Section droite des poteaux mixtes en double peaux [24]

Ceci soit censé pour avoir la bonne performance sismique, aussi bien que beaucoup d'autres avantages. Tandis qu'un tel membre peut être employé comme poutre, ses avantages sont les plus évidents une fois utilisés car une colonne ainsi ce nouveau membre peut également être commodément mentionné car une colonne FRP tubulaire hybride de double-peau acier- béton. (Figure I.21) [25]



**Figure I.21** Sections droites des poteaux métalliques en I, ou en H enrobés de béton [25]

Ces sections ont un comportement un peu identique à celui des poteaux tubulaires remplis de béton à cause des contraintes de confinement fournies par les profils métalliques à la section du béton.

Les poteaux métalliques peuvent subir un problème d'instabilité qui les flambent.

### I.11 Le flambement

Le flambement est un phénomène mécanique d'instabilité qui affecte des éléments de structures soumises à la compression. Lorsque l'élément sollicité à une charge  $N$  de compression atteint une certaine valeur de compression, l'élément sollicité subit une flexion dans la direction perpendiculaire à la direction de la charge. La déformation de l'élément se produit dans le sens de faible inertie pour les sections qui procèdent une inertie plus faible vis-à-vis l'autre. Cette charge provocatrice d'éventuelle déformation est appelée charge critique de flambement  $N_{cr}$  qui peut avoir une nature mécanique ou bien thermique. Autrement dit, le système d'équilibre d'un élément sollicité en compression est stable si la valeur de la charge  $N$  est inférieure à  $N_{cr}$ , le système est métastable si  $N$  atteint la valeur critique  $N_{cr}$ , par la suite il sera instable si la charge  $N$  dépasse la valeur critique et ainsi l'élément sollicité se ruine et ne répond plus aux services souhaités. (Figure I.22)

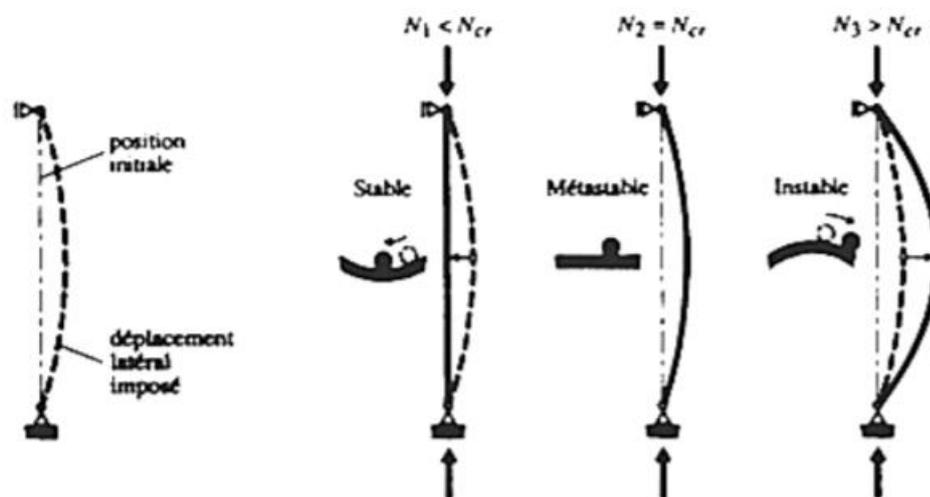
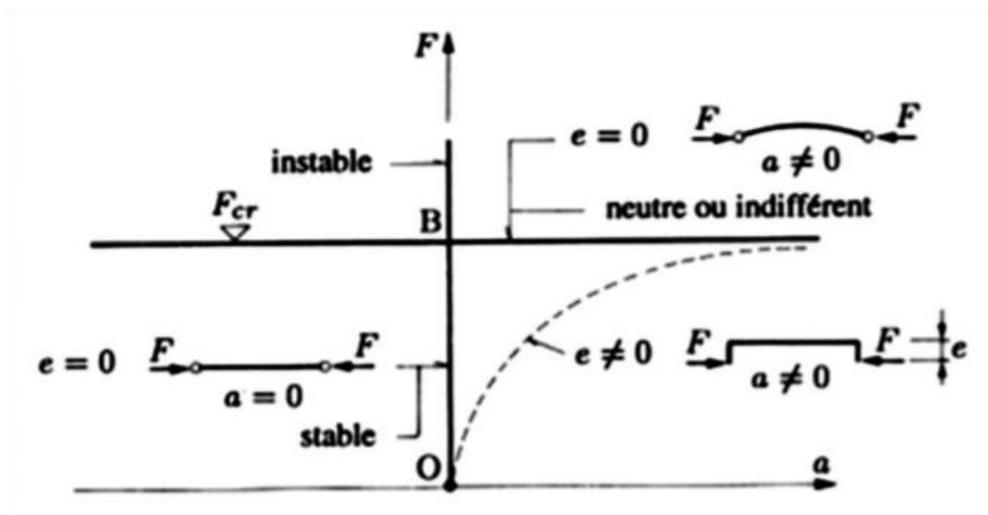


Figure I.22 Stabilité de forme d'une barre comprimée

Dans les problèmes classiques de flambement, le système est dit stable si la charge  $N$  est assez petite, autrement dit après déchargement la barre revient à sa position initiale. Si la charge  $N$  est égale à la charge critique  $N_{cr}$  qu'on l'appelle aussi charge de flambement, la barre garde sa position déformée après déchargement, la barre se trouve à un nouvel état d'équilibre dit métastable ou indifférent. Pour le dernier cas si la charge  $N$  est supérieure à la charge critique  $N_{cr}$  le système cesse d'être stable et il est appelé instable, ainsi la barre se dérobe, la déformation s'accroît et devient inacceptable.

- **Théorie de flambement plan élastique par bifurcation :**

En 1744, Euler a été le premier à définir la valeur de la charge critique de flambement qu'on appelle également charge critique d'Euler. Pour établir les équations d'équilibre, il considère un élément parfaitement rectiligne sans aucune imperfection de forme initiale, bi-articulé aux extrémités et soumis uniquement à une charge de compression centrée. Par conséquent, selon ces hypothèses adoptées par Euler, la charge critique déduite est appelée charge critique de bifurcation et qu'on appellera par la suite le système dans son état instable par flambement par bifurcation. En revanche, si un élément comprimé ne tient plus compte des hypothèses adoptées par Euler, par exemple l'apparition d'une flexion supplémentaire provoquée par une imperfection initiale de l'élément ou bien l'excentrement de la force de compression, l'existence de forces transversales, le phénomène d'instabilité se nomme ainsi le flambement par divergence. Naturellement la valeur de la charge critique déduite d'un tel système imparfait sera inférieure à la charge critique d'Euler dite de bifurcation. (Figure I.23)



**Figure I.23** Flambement par bifurcation et par divergence

Le cas de poutre étudié par Euler pour illustrer le phénomène mécanique de flambement est considéré comme un cas fondamental pour établir les équations d'équilibres. Ainsi on trouve : On considère que la section transversale possède une inertie suivant l'axe Y qui est plus forte que celle suivant l'axe Z.

$$v'' + \frac{N}{EI_z} v = 0 \quad \text{Suivant l'axe Z} \quad (1.6)$$

$$w'' + \frac{N}{EI_y} w = 0 \quad \text{Suivant l'axe Y} \quad (1.7)$$

Avec  $v$  la flèche suivant l'axe Y et  $w$  la flèche suivant l'axe Z. la vérification au flambement est toujours faite selon la zone faible, et dans notre cas on considère toujours une vérification selon l'axe de faible inertie qui est l'axe Z. (Figure I.24)

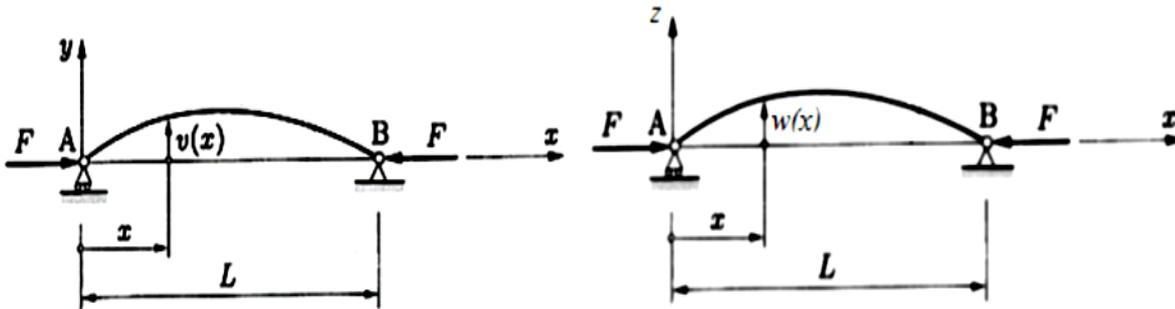


Figure I.24 Cas fondamental d'Euler

La solution de l'équation différentielle est de la forme :

$$v = C_1 \sin kx + C_2 \cos kx \quad (1.8)$$

Les constantes  $C_1$  et  $C_2$  sont définies à partir des conditions aux limites aux droit des appuis  $v(0)=0$  et  $v(L)=0$ . Ainsi la charge critique de flambement devient :

$$N = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad (1.9)$$

Avec :

$n$  : Nombre entier.

$E$  : Module d'élasticité du matériau.

$I$  : moment d'inertie de l'axe perpendiculaire à celui de la flèche.

$L$  : longueur de la barre.

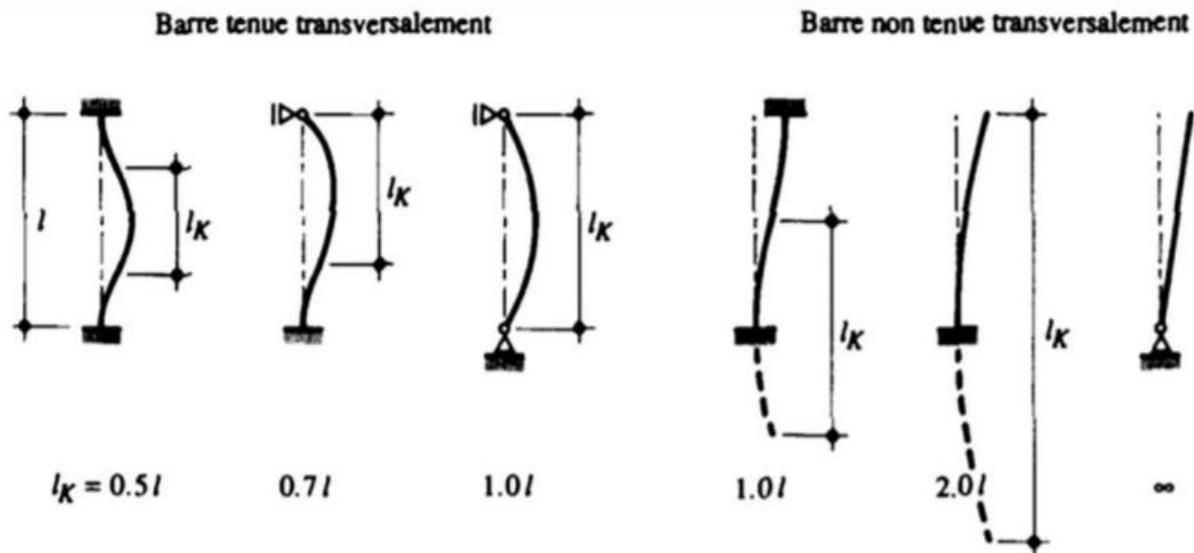
Si on prend  $n=0$ , cela veut dire que l'effort dans chaque section est nul, ce qui ne reflète pas du tout le cas de l'état de notre poutre étant donné qu'elle est fléchie sous un effort existant. Cependant, pour déterminer la petite valeur de la charge critique de bifurcation dite aussi charge critique d'Euler, on prend la plus petite valeur de  $n$  et qui est égale à 1, et la valeur devient :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (1.10)$$

L'expression finale de  $F$  définit tout simplement une résistance au flambement d'un élément parfait bi-articulé de section constante soumis à une charge de compression centrée. A cet effet, l'expression  $F$  change de valeur en fonction des conditions aux appuis autre que celles du cas fondamental d'Euler, et par la suite la longueur de la barre  $L$  change de valeur et à laquelle on attribue le nom de longueur de flambement  $l_k$ . Cette dernière est définie comme une distance mesurée entre deux points d'inflexion de la barre étudiée. L'expression de la résistance critique au flambement d'une barre devient :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad (1.11)$$

Les longueurs de flambement sont illustrées sur (Figure I.25) suivante :



**Figure I.25** Longueurs de flambement  $l_k$  de barres soumises à la compression sous différentes conditions aux appuis

A partir de l'expression (1.11), on peut déduire l'expression de la contrainte critique de bifurcation qui vaut :

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A l_k^2} = \pi^2 E \left( \frac{i}{l_k} \right)^2 = \frac{\pi^2 E}{\lambda_k^2} \quad (1.12)$$

Avec :

A : Aire de la section.

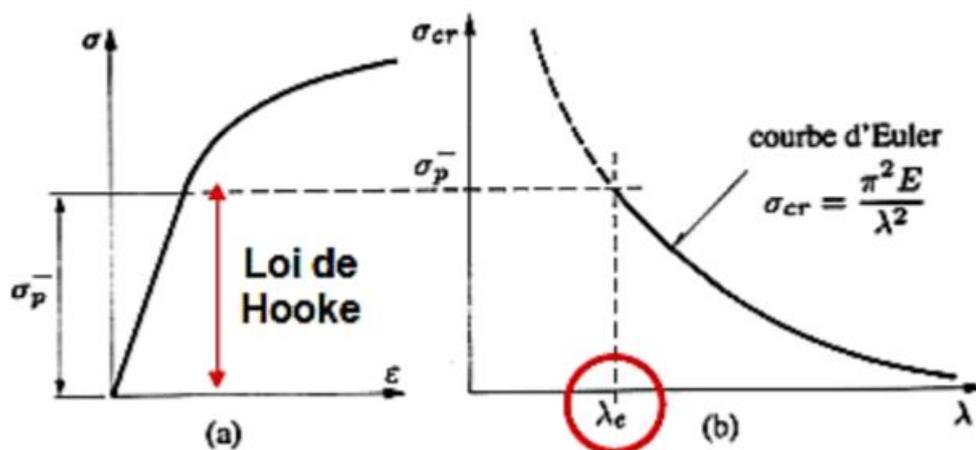
i : Rayon de giration de la section de la barre par rapport au plan de déformation considéré

$$(i = \sqrt{I/A})$$

$\lambda$ : Elancement de la pièce.

- **Courbes de flambement et élancement limite :**

On obtient une vue d'ensemble de la sensibilité au flambement par bifurcation en traçant le graphe de la fonction  $\{\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda_k^2\}$ , dénommé courbe d'Euler et asymptotique aux axes

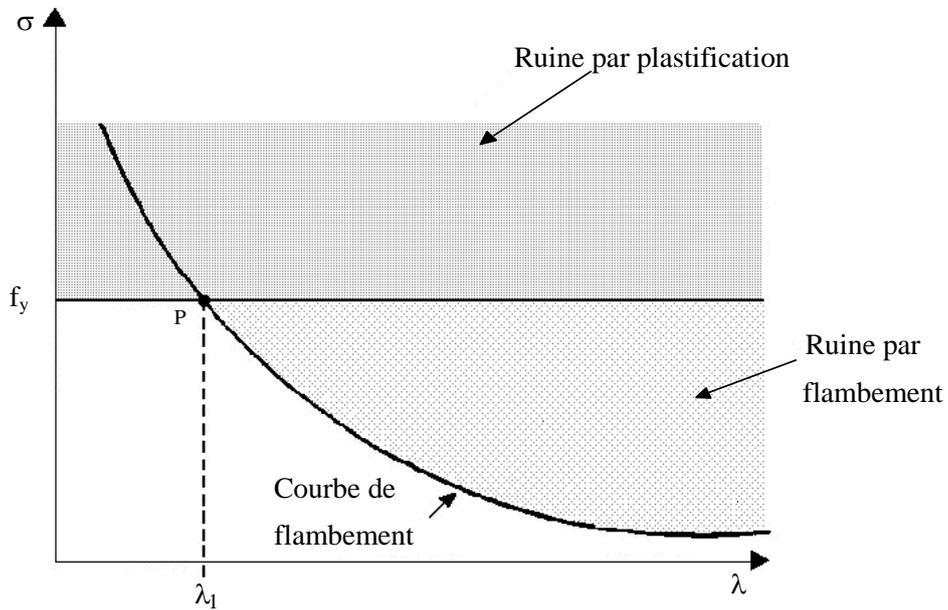


**Figure I.26** Courbe de flambement d'Euler

La (Figure I.26) présente la courbe de flambement des barres qui font partie du cas fondamental d'Euler établi par la contrainte critique d'Euler  $\sigma_{cr}$  en fonction de l'élancement  $\lambda_k$ . Cette courbe dite également hyperbole d'Euler n'est valable que dans le domaine élastique selon les hypothèses d'Euler. A cet effet, la valeur de la contrainte critique de bifurcation doit être inférieure à celle de la contrainte limite de compression du matériau  $\sigma_p$ . On détermine par la suite la valeur de l'abscisse correspondante à  $\sigma_p$  et qu'on appelle élancement limite  $\lambda_e$  par l'expression suivante :

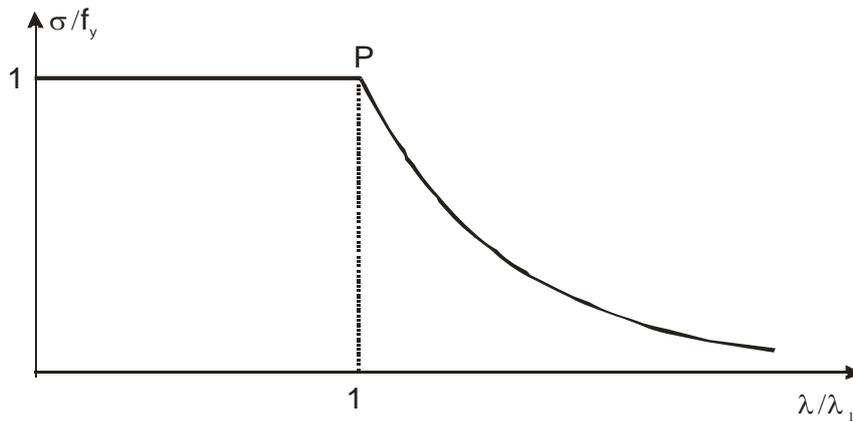
$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_p}} \quad (1.13)$$

Pour les aciers  $\sigma_p = f_y \Rightarrow \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$  (1.14)



**Figure I.27** Courbe de flambement

Un diagramme adimensionnel peut être obtenu en reportant les valeurs de  $\sigma/f_y$  en fonction de  $\lambda/\lambda_1$  (figure I.27); c'est sous cette forme que se présentent les courbes de la CECM. Les coordonnées du point P vaut par conséquent (1,1). (Figure I.28)



**Figure I.28** Diagramme adimensionnel

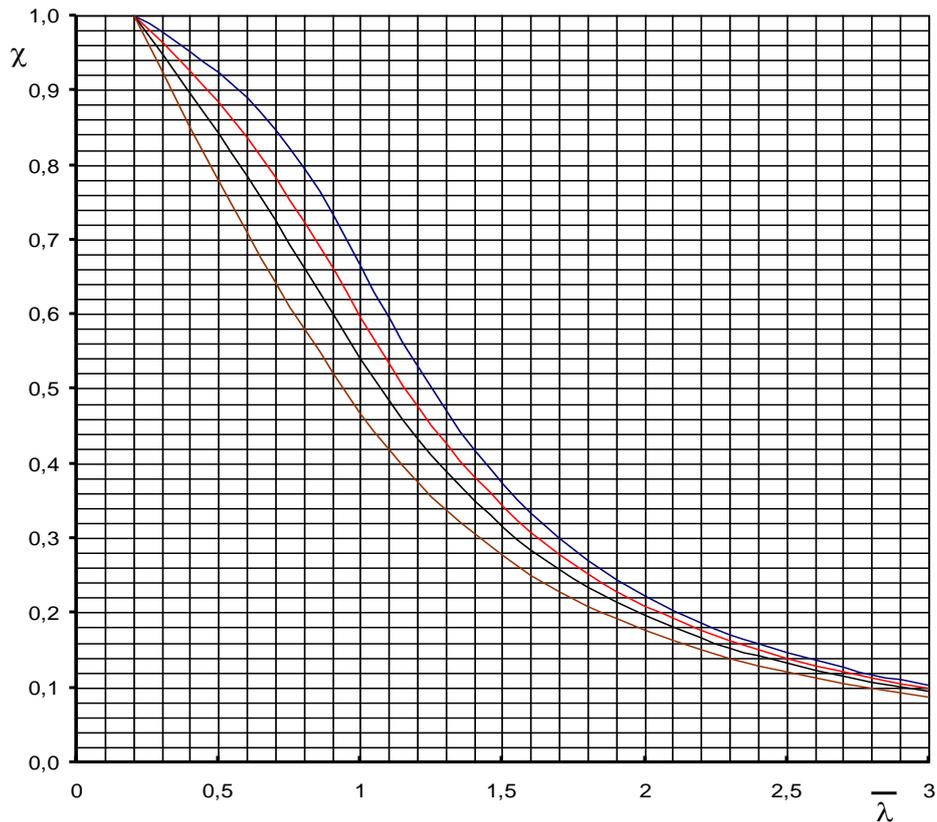
- **Fondements des courbes de flambement de la CECM :**

A partir de 1960, un programme expérimental a été mené au niveau international par la CECM en vue d'étudier le comportement des poteaux courants. Plus de 1000 essais de flambement ont été effectués sur une variété de membrures (I, H, T, U, sections tubulaires de forme circulaire et carrée), pour différentes valeurs d'élanement (comprises entre 55 et 160). Une approche probabiliste, sur la base des valeurs expérimentales de résistance, combinée à une analyse théorique, a montré qu'il était possible de dessiner des courbes décrivant la résistance d'un poteau en fonction de son élanement réduit. Les imperfections qui ont été considérées lors de cette étude sont les suivantes : une imperfection géométrique dont l'allure est celle d'une demi-sinusoïde et dont l'amplitude est fixée à 1/1000 de la longueur du poteau et des contraintes résiduelles spécifiques pour chaque type de profilé.

Les courbes européennes de flambement (a, b, c ou d) sont représentées à la (Figure I.29). Elles fournissent la valeur du coefficient de réduction de la résistance  $\chi$  du poteau en fonction de l'élanement réduit pour différents types de sections transversales (auxquelles correspondent différentes valeurs de facteur d'imperfection  $\alpha$  donné par le Tableau I.4). L'expression mathématique de  $\chi$  est la suivante :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Ou 
$$\phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$



**Figure I.29** Les courbes européennes de flambement

- **La courbe a :** correspond aux profilés quasiment parfaits : sections en I laminées ( $h/b > 1,2$ ) à ailes peu épaisses ( $t_f \leq 40\text{mm}$ ) pour le flambement autour de l'axe fort ; elle s'applique également aux profils laminés de forme tubulaire ;
- **La courbe b :** couvre les profilés possédant un degré moyen d'imperfection : elle détermine le comportement de la plupart des caissons soudés mais aussi le comportement des profilés laminés à section en I lorsqu'ils sont en danger de flambement autour de l'axe faible, des profilés soudés en I à ailes peu épaisses ( $t_f \leq 40\text{ mm}$ ) et des profilés laminés en I à épaisseur d'ailes moyenne ( $40 < t_f \leq 100\text{ mm}$ ) lorsqu'ils flambent autour de l'axe fort ; elle concerne également les profils tubulaires formés à froid lorsque la limite d'élasticité de la tôle mère est prise en considération ;
- **La courbe c :** est relative aux profilés qui possèdent de nombreuses imperfections : les profilés en U, L et T ainsi que les sections soudées en caisson à soudures épaisses appartiennent à cette catégorie. Se réfèrent également à la courbe c, les sections tubulaires formées à froid dimensionnées sur la base de la limite d'élasticité moyenne

de l'élément après formage, les sections laminées en H ( $h/b \leq 1,2$  et  $t_f \leq 100$  mm) en danger de flambement autour de l'axe faible ainsi que certaines sections soudées en I ( $t_f \leq 40$  mm, flambement autour de l'axe faible et  $t_f > 40$  mm, flambement autour de l'axe fort) ;

- **La courbe d** : s'applique aux profilés dont les imperfections sont extrêmement importantes : elle doit être utilisée pour les profilés laminés en I à ailes très épaisses ( $t_f > 100$  mm) et pour les profilés soudés en I à ailes épaisses ( $t_f > 40$  mm), lorsque le flambement se produit autour de l'axe faible.

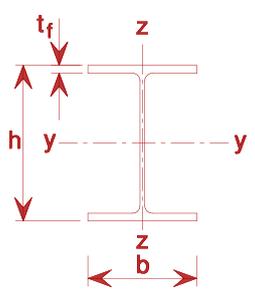
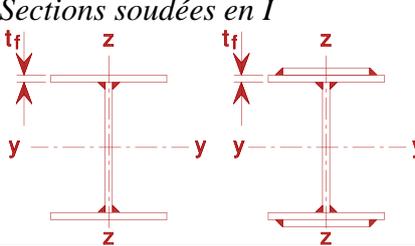
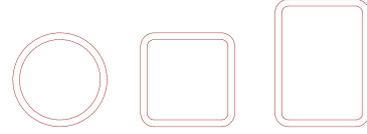
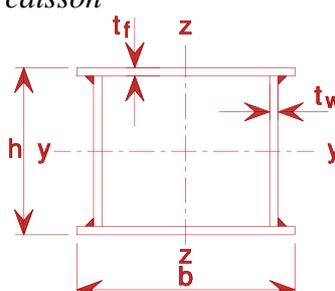
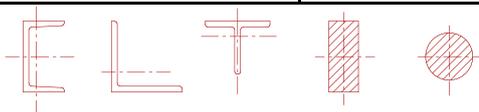
Le facteur d'imperfection  $\alpha$  dépend de la forme de la section transversale du poteau considéré, de la direction dans laquelle le flambement se produit (axe y ou axe z) et du processus de fabrication utilisé (laminage à chaud, soudage ou formage à froid) ; les valeurs de  $\alpha$  qui augmentent avec le niveau d'imperfection, sont fournies au tableau I.4 suivant :

**Tableau I.4** Facteurs d'imperfection

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

**Le tableau I.5** aide à sélectionner la courbe de flambement appropriée en fonction du type de section transversale, de ses dimensions et de l'axe autour duquel le flambement se produit. Pour les sections tubulaires formées à froid,  $f_{yb}$  désigne la limite d'élasticité de la tôle mère et  $f_{ya}$  la limite d'élasticité moyenne après formage.

**Tableau I.5 :** Choix de la courbe de flambement correspondant à une section (voir Eurocode 3 – Tableau 5.5.3)

Section transversale	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections laminées en I 	$h/b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	a b b c
	$h/b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections soudées en I 	$t_f < 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections tubulaires 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant $f_{yb}$	quel qu'il soit quel qu'il soit	a b
Sections soudées en caisson 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Sauf soudures épaisses et : $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
		quel qu'il soit	c

L'étude numérique menée selon la méthode de calcul des poteaux de l'EC4 en compression axiale et en compression-flexion a montré que le comportement des poteaux mixtes acier-béton est sensiblement influencé par plusieurs paramètres, notamment leurs géométries et élancements et les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs, la nature des sollicitations. La géométrie de la section a une influence non négligeable, particulièrement en compression axiale. Les élancements  $D/t$  et  $b/t$  doivent être pris en compte afin de ne pas affaiblir les parois du tube et par conséquent sa résistance, malgré la présence du béton. La forme géométrique de la section, circulaire ou carrée, semble ne pas influencer la résistance en compression axiale mais a un effet considérable en sollicitations combinées en flexion-compression. Les caractéristiques mécaniques favorisent la résistance quel que soit la nature de la sollicitation.

### I.12 Codes de conception

Des codes de calcul, et des modèles théoriques ont été utilisés pour prévoir la résistance, les contraintes axiales, et la portance des poteaux étudiés, les résultats ont été raisonnables et adaptables pour tous les codes de calcul utilisés.

Pendant les deux dernières décennies, les chercheurs ont suggéré des méthodes analytiques et des procédures de conception pour les colonnes mixtes et des codes de conception ont été formulées.

Chacun de ces codes est écrit au sujet de réfléchir les philosophies de conception et les pratiques en matière de conception dans les pays respectifs. Pendant les deux dernières décennies, différents codes du spécifique pour la conception des colonnes tubulaires en acier remplis de béton ont été employées.

#### i. Le code Américain du béton armé (ACI 318-89)

Selon ACI 318-89 (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary), une colonne mixte est une colonne en béton armé avec une forme ou une tuyauterie d'acier de construction en plus des barres de renforcement (armatures). Considérant les effets de l'élancement, un rayon de giration équivalent et une rigidité à la flexion sont employés avec un paramètre de rapport de charge, et par conséquent sans charge, le rayon de giration devrait être pris égale à zéro. L'épaisseur limite du tube en acier pour empêcher la voilement local est basé sur l'atteinte de la contrainte limite élastique dans un tube en acier creux sous un effort axial monotone pour lequel n'est pas une condition nécessaire pour les

colonne mixtes remplies de béton. Un paramètre pour l'influence du fluage du béton qui est soumis au chargement compressif est inclus.

### **ii. Le code Américain des structures métalliques (AISC-lrfd)**

Ceci est basé sur les mêmes principes que d'ACI (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary). La conception est basée sur des équations des colonnes métalliques. La force nominale est estimée à base de la résistance ultime de charge, et les facteurs de réduction sont alors appliqués. La capacité axiale nominale de charge est réduite selon le rapport de l'élanement. Ni l'ACI-318 ni l'AISC LRFD ne considèrent explicitement les dispositions des effets de confinement sur la résistance ou la ductilité du membre analysé. Les dispositions de l'ACI pour calculer l'interaction de résistance entre les efforts axiaux et les moments de flexion sont essentiellement identiques à ceux pour les colonnes en béton armé, tandis que l'AISC-lrfd sont basés sur les formules bilinéaires d'interaction qui ont la même forme que ceux des colonnes métalliques. Dans les méthodes de conception ci-dessus, la rigidité à la flexion est sous-estimée et l'effet de confinement du tube en acier sur le noyau de béton est ignoré. L'influence du fluage est ignorée pour le béton dans les colonnes mixtes selon des spécifications d'AISC-lrfd.

### **iii. Le code Japonnais (AIJ)**

Un système structural composé en utilisant le béton et la forme d'acier qui s'appelle (steel reinforced concrete) (SRC) au Japon. La conception permise d'effort est principalement utilisé, dans lequel des contraintes dus aux travaux sont calculées en se basant sur la rigidité élastique des membres et force permise par les formules superposées de résistance. La résistance de la section droite est calculée en superposant la résistance des sections de l'acier et du béton, en négligeant de ce fait l'interaction entre l'acier et le béton et l'effet de confinement. La charge de voilement d'Euler est employée avec une rigidité de béton réduite ainsi que les facteurs de sécurité pour le béton et l'acier. La méthode est applicable aux sections non symétriques et aux colonnes sous flexion bi axiale.

### **iv. Le code Britannique BS5400-partie 5**

Des dispositions de code dans BS 5400 sont basées sur les états limites de conception avec des facteurs de chargement et des facteurs de sécurité de matériaux utilisés. Le moment ultime est calculé à partir de la distribution des contraintes plastiques de la section transversale, et une approximation pour la courbe d'interaction pour les efforts axiaux et les moments de flexion est employée. Des propriétés de béton réduites sont employées pour tenir

compte des effets de fluage et de l'utilisation des sections de béton non éclatés dans le calcul de la rigidité. Cette méthode est applicable aux sections symétriques seulement et limitée à la gamme des sections couvertes dans les courbes européennes de flambement. Elle sous-estime la capacité de colonnes mixtes remplies de béton de haute résistance.

#### v. Code Européen EC4

L'EC4 traite les sections mixtes totalement et partiellement enrobés de béton ainsi que celles remplies de béton avec ou sans armature. Ce code emploie les concepts des états limites. Pour atteindre l'objectif de l'utilité et de la sécurité en appliquant les facteurs de sûreté partiels aux charges et aux propriétés des matériaux. Basé sur des résultats expérimentaux, on lui a recommandé que les règlements d'EC4 au sujet du facteur de 0,85 ne doivent pas être appliqués aux sections tubulaires remplies de béton de haute résistance. C'est le seul code qui traite les effets du chargement à long terme séparément.

Tous les codes assument la pleine interaction, mais certains imposent des restrictions à l'effort de cisaillement à l'interface acier-béton. Il est fiable d'utiliser des connecteurs de cisaillement, si l'effort de cisaillement limite est très grand.

#### I.12.1 Comparaison entre les codes de conception

Les charges expérimentales de rupture sont comparées aux prévues valeurs en utilisant les dispositions dans l'EC4, l'ACI (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.) et l'AISC (Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges). On a conclu que chacun des trois codes de conception est conservateur pour prévoir les capacités portantes des poteaux mixtes. Parmi ces codes, l'ACI et l'AISC donnent respectivement, le calcul exact des charges de rupture par 9 et 11%. La méthode d'EC4, d'autre part est plus précise que celle de l'ACI et l'AISC avec un rapport moyens de 1,01 et un coefficient de variation de 0,04. Les résultats indiquent que l'EC4 peut être prolongé à la conception de poteaux de section rectangulaire remplis de béton de haute résistance soumis au chargement concentrique. [16]

Des résultats d'essais sur les poteaux mixtes enrobés de béton [26] ont montré que l'ACI était plus précise que l'AISC, en prévoyant les capacités portantes des poteaux et leurs modes de rupture.

### I.13 Conclusion

Des progrès considérables ont été accomplis pendant les deux dernières décennies dans la recherche des poteaux mixtes acier-béton, une petite partie de l'information disponible a été récapitulé en ce chapitre.

On a cité presque tous les facteurs influant le comportement des poteaux mixtes sous chargement axial, et sous flexion en commençant par le paramètre le plus important ; l'élanement des poteaux, par la suite les caractéristique géométriques de la section droite, les conditions de chargement, et les matériaux utilisés pour la mixité de la section ont été également pris en compte et d'autres paramètres.

Le secteur de la construction en éléments mixtes est très vaste qu'on peut améliorer n'importe quelles propriétés en jouant sur les dimensions de la section droite, ainsi que les matériaux utilisés comme tube, et comme remplissage.

D'une manière générale, la construction mixte ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction et elle présente un pas en avant dans la construction moderne avec ses avantages. Cependant, on devra la développer et la renforcer en faisant des études plus approfondies pour lui donner une place importante à côté des constructions traditionnelles et essayer de rassurer ainsi les citoyens pour qu'elle soit utilisée d'avantage.

Cette étude bibliographique présente l'état de connaissance sur les poteaux mixtes acier béton y compris des études expérimentales et analytiques. La discussion inclut le comportement des poteaux mixtes courts et élancés aussi bien que l'utilisation des bétons de haute résistance.

## **Chapitre II**

# **CALCUL DES POTEAUX MIXTES SELON L'EUROCODE 4**

---

## **II. Introduction**

Dans les deux dernières décennies, le développement et l'application des sections mixtes a considérablement augmenté dans le monde entier. L'élément mixte est utilisé non seulement aux structures offshore et aux ponts, mais également aux gratte-ciel et aux grands ouvrages.

L'Eurocode 4 s'applique au calcul des éléments et structures mixtes destinées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il est conforme aux principes et exigences concernant la sécurité et l'aptitude au service des structures, les bases de leur calcul et leur vérification qui sont donnés dans l'EN 1990- Bases de calcul des structures.

L'Eurocode 4 concerne uniquement les exigences de résistance, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures mixtes. Les autres exigences, par exemple, concernant l'isolation thermique ou phonique, ne sont pas considérées.

## II.1 Méthodes de calcul :

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes. La première est une **Méthode Générale** qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés.

La seconde est une **Méthode Simplifiée** utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux. Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

Seule la **Méthode Simplifiée** est développée ci-après, celle-ci étant en effet applicable à la majorité des cas.

### II.1.1 Voilement local des éléments structuraux en acier :

La présence de béton correctement tenu en place dans les sections totalement enrobées prévient le voilement local des parois du profil en acier si l'épaisseur d'enrobage de béton est suffisante. Celle-ci ne peut dès lors être inférieure au maximum des deux valeurs suivantes:

- 40 mm
- $1/6$  de la largeur  $b$  de la semelle du profil en acier.

Cet enrobage destiné à empêcher tout éclatement prématuré du béton doit être armé transversalement.

Pour les autres types de poteaux mixtes, à savoir les sections partiellement enrobées et les sections creuses remplies de béton, l'élancement des parois du profil en acier doit satisfaire les conditions suivantes:

- $d / t \leq 90 \varepsilon$  pour les profils creux ronds remplis de béton de diamètre  $d$  et d'épaisseur  $t$ .
- $d / t \leq 52 \varepsilon$  pour l'âme des profils creux rectangulaires remplis de béton de hauteur  $d$  et d'épaisseur  $t$ .
- $b / t_f \leq 44 \varepsilon$  pour les semelles de largeur  $b$  et d'épaisseur  $t_f$  des profils en H partiellement enrobés ; avec  $\varepsilon = 235 / f_{yk}$  où  $f_{yk}$  est la limite d'élasticité de l'acier constituant le profil

### II.1.2 Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul :

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

1. La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau et est telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
2. La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir  $\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl,Rd}$ , est compris entre 0,2 et 0,9.
3. L'élançement réduit  $\lambda$  du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0.
4. Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :
  - dans le sens  $y$  :  $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$ ;
  - dans le sens  $z$  :  $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$  avec  $b_c$  et  $h_c$  définis à la figure (II.1)

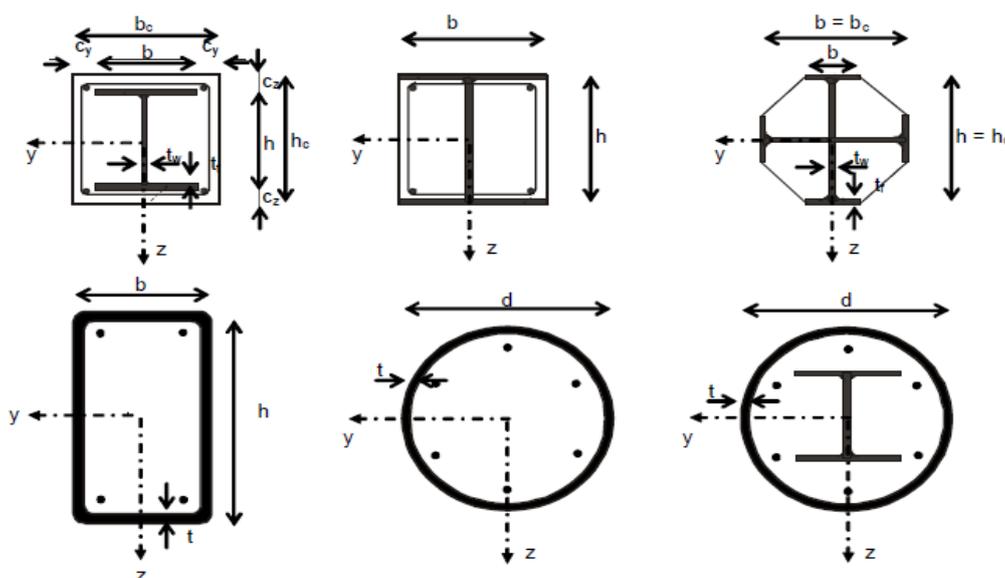


Figure II.1 Exemple types de sections transversales de poteaux

Il est souvent nécessaire d'utiliser des épaisseurs d'enrobage plus importantes (par exemple pour assurer une résistance suffisante à l'incendie) mais il convient dans ces cas, aux fins de calcul, d'ignorer le supplément d'épaisseur d'enrobage par rapport aux valeurs maximales.

L'aire de l'armature longitudinale ne peut être utilisée dans les calculs que si elle est limitée à 6% de l'aire du béton. Pour des raisons de résistance à l'incendie, il est quelquefois nécessaire de mettre en œuvre des sections d'armature plus importantes ; il n'est toutefois tenu compte au maximum que de 6 % de l'aire de béton pour le calcul de la résistance de la section mixte.

### II.1.3 Poteaux mixtes soumis à compression axiale :

#### II.1.3.1 Résistance de la section :

La résistance en section vis-à-vis d'une charge axiale de compression est obtenue en additionnant les résistances plastiques des éléments constitutifs de cette section, suivant les formules suivantes:

Pour les sections enrobées de béton

$$N_{pl.Rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2.1)$$

Pour les sections creuses remplies de béton:

$$N_{pl.Rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2.2)$$

$A_a$ ,  $A_c$  et  $A_s$  sont les aires respectives de la section transversale de la section en acier, du béton et de l'armature. Le confinement du béton remplissant un profil creux, quelle que soit la forme de celui-ci, est source d'une augmentation de la résistance du béton; celle-ci est prise en compte en remplaçant la valeur  $0,85 f_{ck}$  par  $f_{ck}$ .

Pour une section creuse circulaire remplie de béton, une autre augmentation de résistance à la compression provient du frettage du poteau de béton. Elle n'est effective que si le profil creux en acier est circulaire et suffisamment rigide pour s'opposer efficacement au gonflement du béton comprimé sous l'effet de la compression axiale.

Cette augmentation de résistance ne peut donc être utilisée dans les calculs que lorsque l'élançement réduit du poteau mixte constitué d'un tube circulaire rempli de béton ne dépasse pas 0,5 et que le plus grand moment fléchissant de calcul admis,  $M_{max.Sd}$ , calculé au premier

ordre, ne dépasse pas  $0,1 N_{sd}$  où  $d$  représente le diamètre extérieur du poteau et  $N_{sd}$  l'effort de compression sollicitant de calcul. La résistance plastique de calcul à la compression d'un poteau mixte fait d'une section creuse circulaire remplie de béton peut être calculée par la relation suivante:

$$N_{pl.Rd} = A_a \times \eta_a \times \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times \left[ 1 + \eta_c \times \frac{t}{d} \times \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2.3)$$

Où  $t$  représente l'épaisseur de la paroi du tube en acier. Les coefficients  $\eta_a$  et  $\eta_c$  sont définis ci-après pour  $0 < e < d/10$ , où  $e$  désigne l'excentricité de l'effort axial de compression, défini par le rapport  $M_{max.Sd}/N_{sd}$ .

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta) \times \left( 10 \times \frac{e}{d} \right) \quad (2.4)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} \times \left( 1 - 10 \times \frac{e}{d} \right) \quad (2.5)$$

Pour  $e > d/10$ , on doit adopter  $\eta_a = 0$  et  $\eta_c = 1,0$ . Dans les relations (2.4) et (2.5) ci-dessus, les facteurs  $\eta_{a0}$  et  $\eta_{c0}$  sont les valeurs de  $\eta_a$  et  $\eta_c$  pour une excentricité  $e$  nulle. Ils sont donnés en fonction de l'élancement réduit  $\lambda$  selon :

$$\eta_{a0} = 0.25 \times (3 + 2\bar{\lambda}) \quad (2.6)$$

$$\eta_{c0} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (2.7)$$

La présence de moments sollicitant de calcul  $MSd$  a pour effet de réduire la contrainte de compression moyenne à la ruine dans le poteau et donc l'effet favorable du frettage sur la résistance du poteau. Les bornes imposées à  $\eta_a$  et  $\eta_c$ , d'une part, et sur  $\eta_{a0}$  et  $\eta_{c0}$ , d'autre part, traduisent les influences respectives de l'excentricité et de l'élancement sur la capacité portante.

Cette augmentation de résistance due au frettage n'est pas permise pour un tube rectangulaire parce que ses faces planes se déforment sous l'effet du gonflement du béton.

### II.1.3.2 Elancement réduit :

La charge élastique critique  $N_{cr}$  d'un poteau mixte est calculée en utilisant la formule d'Euler:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,k}}{L^2} \quad (2.8)$$

Où  $(EI)_e$  est la rigidité flexionnelle du poteau mixte relative au plan de flambement considéré et  $L_{fl}$ , la longueur de flambement correspondante de ce poteau. Si ce poteau appartient à une ossature rigide, cette longueur de flambement peut, de manière sécuritaire être prise égale à la longueur d'épure  $L$ .

Pour les charges de courte durée, la rigidité élastique de flexion effective  $(EI)_e$  de la section transversale d'un poteau mixte vaut :

$$(EI)_{eff,k} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c + E_s I_s \quad (2.9)$$

**Avec:**

$I_a$ ,  $I_c$  et  $I_s$  inerties flexionnelles respectives, pour le plan de flexion considéré, du profil en acier, du béton (supposé non fissurer) et de l'armature;

$E_a$  ;  $E_a$  et  $E_s$  modules d'élasticité respectifs du matériau constituant le profil en acier et de l'acier d'armature ;

$E_{cm}$  module sécant du béton ;

$K_e$  un facteur de correction prenant en compte la fissuration du béton et qui peut être pris égal à 0,6.

Dans le cas d'application de charges de longue durée, la rigidité flexionnelle du béton est déterminée en remplaçant le module d'élasticité du béton  $E_{cd}$  par une valeur minorée  $E_c$  calculée comme suit :

$$E_c = E_{cm} \times \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \times \varphi t} \quad (2.10)$$

Où  $N_{G,Sd}$  est la fraction de la charge axiale  $N_{Sd}$  qui agit de manière permanente, tandis que  $\varphi t$  est un coefficient de fluage défini dans l'Eurocode 2 qui dépend de l'âge du béton lors du chargement et du temps considéré. Dans le cas d'un poteau de bâtiment, il est généralement suffisant de considérer seulement le poteau en un temps "infini". Cette modification du module d'élasticité du béton n'est nécessaire que si:

- L'élançement réduit  $\lambda$ , pour le plan de flexion considéré, dépasse 0,8 pour les sections enrobées de béton et  $0,8/(1-\delta)$  pour les sections creuses remplies de béton avec  $\delta = \frac{Aafy}{\gamma_m a N_{pl,rd}}$  qui représente la contribution de la section métallique à la résistance axiale totale du poteau. On notera que le calcul de  $\lambda$  exige que l'on connaisse une première valeur de la rigidité  $E_c$  du béton. Pour la comparaison avec les limites indiquées ci-dessus, il est autorisé de calculer  $\lambda$  sans se préoccuper de l'influence éventuelle des charges de longue durée.
- L'excentricité relative  $e/d$  ( $d$  étant la dimension de la section associée à la hauteur dans le plan de flambement considéré) est inférieure à 2.

Ces valeurs limites sont d'application dans le cas d'ossatures contreventées rigides elles sont à remplacer respectivement par 0,5 et  $0,5/(1-d)$  dans le cas d'ossatures souples et/ou non contreventées.

L'élançement réduit  $\bar{\lambda}$  du poteau mixte pour le plan de flexion considéré est donné par :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (2.11)$$

Où  $N_{pl,Rk}$  est la valeur de l'effort normal résistant plastique  $N_{pl,Rd}$  calculé en posant tous les facteurs partiels de sécurité  $\gamma_a$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_y$  égaux à 1,0 (c'est à dire en utilisant les résistances caractéristiques des matériaux).

### II.1.3.3 Résistance au flambement :

Le poteau mixte présente une résistance au flambement suffisante si, pour chacun des plans de flambement, l'effort axial de calcul  $N_{sd}$  est tel que :

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl} \quad (2.12)$$

Où la valeur de  $\chi$ , coefficient de réduction relatif au plan de flambement considéré est donnée en fonction de l'élançement  $\lambda$  et de la courbe européenne de flambement appropriée.

Les courbes européennes s'appliquant aux poteaux mixtes sont données au Tableau II.1.

Tableau II.1 Courbe de flambement et imperfections

Courbe de flambement	Type de section	Imperfection
<b>Courbe a</b> ( $\alpha = 0,21$ )	Sections creuses remplies de béton, armée ( $A_s/A_c < 3\%$ ) ou non et sans profilé en I additionnel	L/300
<b>Courbe b</b> ( $\alpha = 0,34$ )	Sections en H totalement ou partiellement enrobées de béton flambant par flexion autour de l'axe fort (y-y); Sections creuses remplies de béton, armée ( $3\% < A_s/A_c < 6\%$ ) ou avec un profilé en I additionnel.	L/210
<b>Courbe c</b> ( $\alpha = 0,49$ )	Sections en H totalement ou partiellement enrobées de béton flambant par flexion autour de l'axe faible du profil en acier.	L/170

Le coefficient de réduction au flambement est calculé suivant:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1 \quad (2.13)$$

Avec

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (2.14)$$

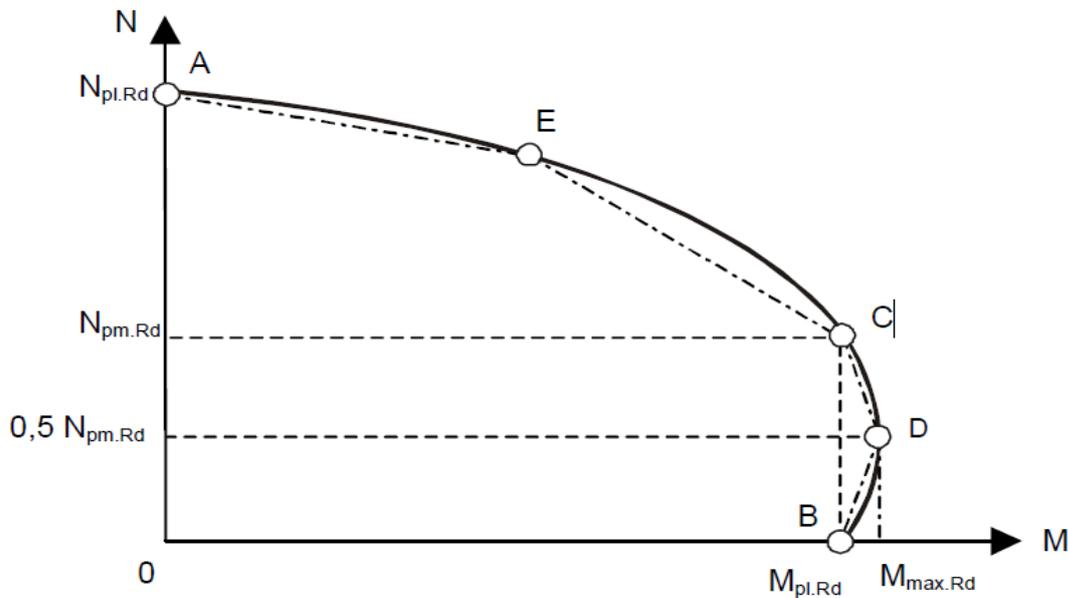
Où  $\phi$  est le paramètre d'imperfection généralisée, qui couvre les effets défavorables du défaut de rectitude initial et des contraintes résiduelles.

Dans certains cas, en particulier lors du calcul de poteaux élancés soumis à de la compression et de la flexion, il peut être préférable d'utiliser les imperfections données au Tableau II.1 pour calculer un moment de flexion de premier ordre supplémentaire causé par l'excentricité de cette charge axiale.

## II.1.4 Poteaux mixtes soumis à compression axiale et flexion :

### II.1.4.1 Résistance de la section sous moment de flexion et effort normal :

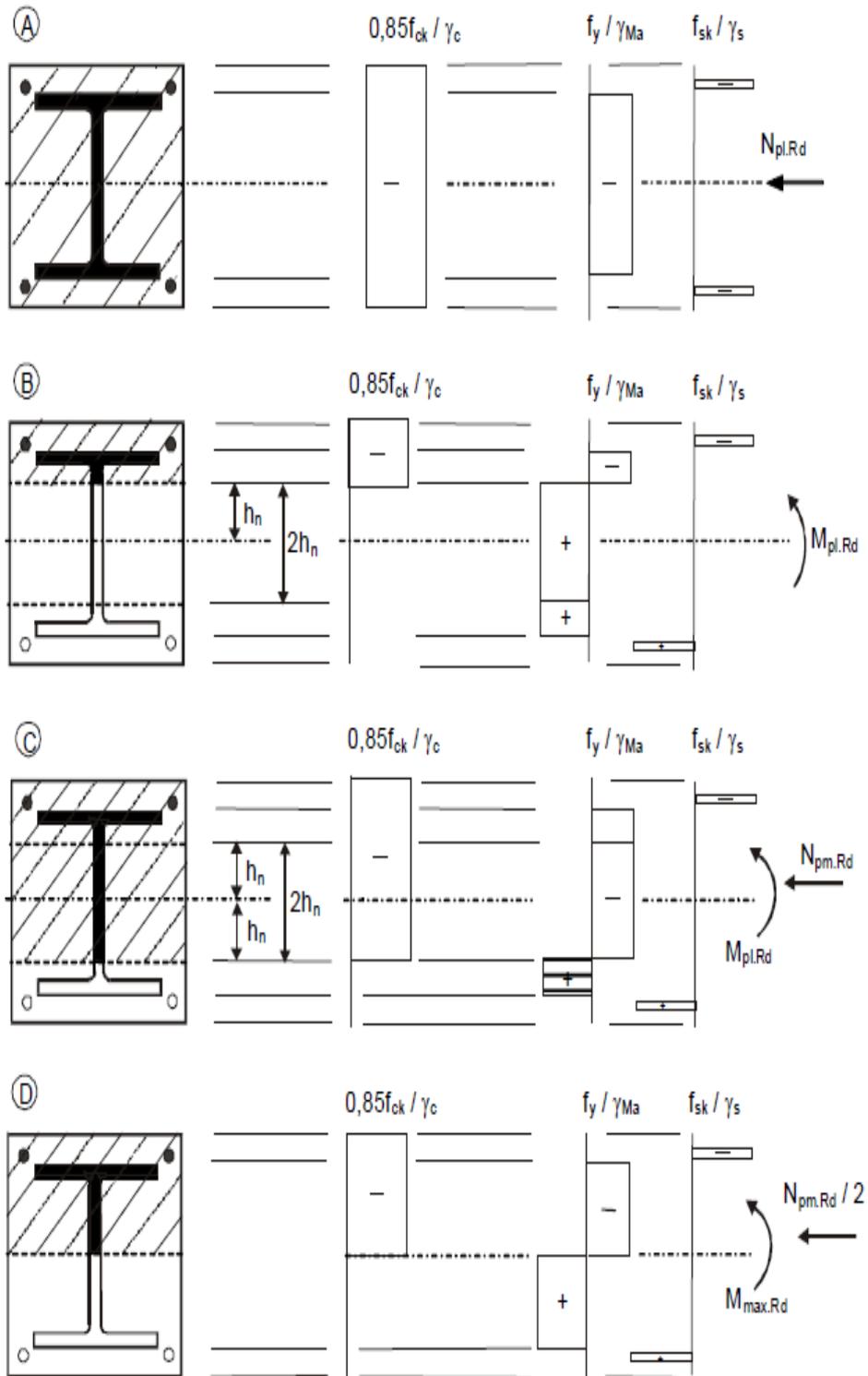
Il est nécessaire de procéder à une vérification du comportement dans chacun des plans principaux, en prenant en compte l'élançement, la distribution des moments fléchissant et la résistance en flexion associés au plan de sollicitation considéré. La résistance en section du poteau mixte sous combinaison de compression et de **flexion mono-axiale** est définie par une courbe d'interaction  $M-N$ , telle que celle présentée à la Figure II.2.



**Figure II.2** Courbe d'interaction  $M-N$  (flexion mono-axiale)

Le point  $D$  de cette courbe d'interaction correspond au maximum du moment résistant  $M_{max,Rd}$  supérieur à  $M_{pl,Rd}$ . En effet, dans un poteau mixte, l'augmentation de la charge axiale retarde la fissuration par traction du béton et rend ainsi le poteau mixte plus apte à résister à la flexion.

La courbe d'interaction précitée peut se déterminer point par point, en considérant successivement diverses positions particulières de l'axe neutre plastique dans la section droite et en calculant pour chacune de ces positions, la résistance de la section droite à partir de l'hypothèse des blocs de contrainte, ce qui, à partir des deux équations d'équilibre de translation et de rotation, fournit le couple  $(M, N)$  des efforts résistants concomitants. La Figure II.3 illustre cette procédure pour quatre positions particulières de l'axe neutre plastique, auxquelles correspondent respectivement les points repérés  $A, B, C, D$  et  $E$  de la Figure II.2.



**Figure II.3** Répartition des contraintes correspondant a la courbe d'interaction  
(Section enrobée de béton)

- **Point A**: résistance en compression seule:

$$N_A = N_{pl.Rd} \quad M_A = 0$$

- **Point B**: résistance en flexion seule:

$$N_B = 0 \quad M_B = M_{pl.Rd}$$

- **Point C**: résistance en flexion identique à celle associée à la situation du point *B* mais avec une résultante non nulle en compression:

$$N_C = N_{pm.Rd} = A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Section enrobée})$$

$$N_C = A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Section creuse remplie de béton})$$

$$M_C = M_{pl.Rd}$$

**Note:**  $f_{ck}$  doit éventuellement être affecté d'un facteur  $[1+\eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]$  s'il s'agit d'une section creuse circulaire.

- **Point D**: moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Section enrobée})$$

$$N_D = \frac{1}{2} A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Section creuse remplie de béton})$$

De même  $f_{ck}$  doit éventuellement être affecté d'un facteur  $[1+\eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]$  s'il s'agit d'une section creuse circulaire

$$M_D = W_{pa} \times \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \times \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} \times W_{pc} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$W_{pa}$ ,  $W_{ps}$ ,  $W_{pc}$  sont, pour la configuration étudiée, les modules de résistance plastique respectivement du profil en acier, de l'armature et du béton.

- **Point E**: situé à mi-distance de *A* et *C*.

L'augmentation en résistance au point *E* est généralement faible par rapport au résultat d'une interpolation linéaire directe entre *A* et *C*. Le calcul du point *E* peut dès lors être omis. Habituellement, aux fins de calcul, on substitue à la courbe continue d'interaction *M-N*, le contour polygonal *AECDB*, ou encore, plus simplement, le contour *ACDB* de la Figure II.2

### II.1.4.2 Amplification de second ordre des moments de flexion :

Il est nécessaire de considérer les effets locaux du second ordre géométrique au niveau du poteau, à savoir l'amplification des moments de premier ordre existant dans le poteau suite à l'augmentation de l'excentricité avec laquelle l'effort axial agit. Ceux-ci peuvent toutefois être négligés lors de la vérification des poteaux isolés d'ossatures rigides si  $N_{Sd} / N_{cr} \leq 0,1$  ou si  $\lambda < 0,2 (2 - r)$ , où  $r$  est le rapport des moments de flexion existant aux extrémités du poteau ( $-1 < r < +1$ ).

Les effets du second ordre sur le comportement d'un poteau isolé faisant partie d'une ossature rigide peuvent être pris en compte de manière approchée en appliquant au moment maximum de calcul de premier ordre  $M_{Sd}$  le facteur multiplicateur  $k$  donné ci-après:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Sd}/N_{cr}} \geq 1.0 \quad (2.15)$$

Dans laquelle:

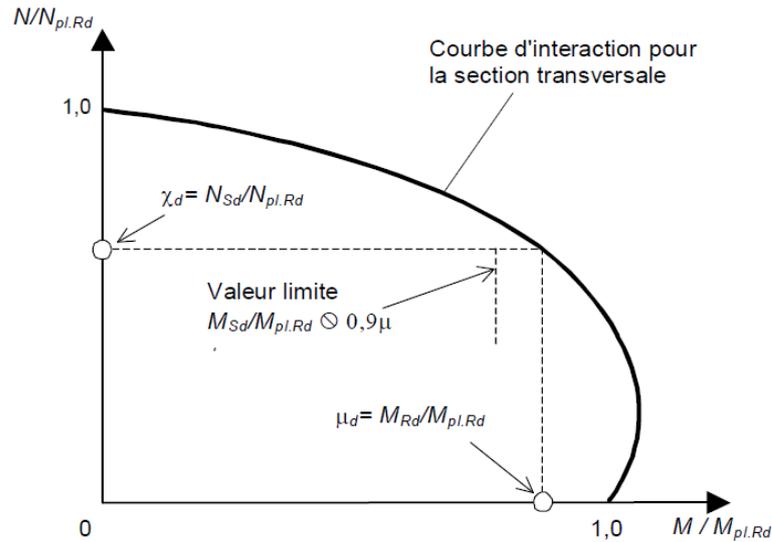
$\beta = 0,66 + 0,44r$  pour un poteau soumis à des moments d'extrémité ;

$\beta = 1,0$  lorsque la flexion résulte de charges transversales sur le poteau.

En présence de l'action conjointe de charges transversales et de moments d'extrémité,  $\beta$  ne pourra jamais être pris inférieur à 1,0 à moins d'être évalué de manière plus précise.

### II.1.5 Résistance d'un poteau mixte sous compression accompagnée de flexion Mono-axiale :

Le principe du calcul suivant l'EC4 de la résistance d'un membre soumis à la fois à un moment de flexion uni-axial et un effort normal est représenté schématiquement à la figure II.4 qui est une version normée du diagramme d'interaction caractérisant la résistance d'une section. Pour un effort de compression  $N_{Sd}$  le moment plastique résistant  $M_{Rd}$ , qui est une fraction  $d$  de la pleine résistance plastique  $M_{pl,Rd}$ , est défini à l'aide de la courbe d'interaction.



**Figure II.4** : Résistance du poteau sous compression axiale et flexion uni-axiale

Le moment de calcul  $M_{Sd}$  est le moment maximum s'exerçant sur le poteau et prenant en compte toute augmentation due aux imperfections du poteau ainsi que l'amplification des moments de premier ordre par les effets de second ordre (P- $\Delta$ ). Sous une charge axiale de calcul  $N_{Sd}$ , un poteau mixte présente suffisamment de résistance si :

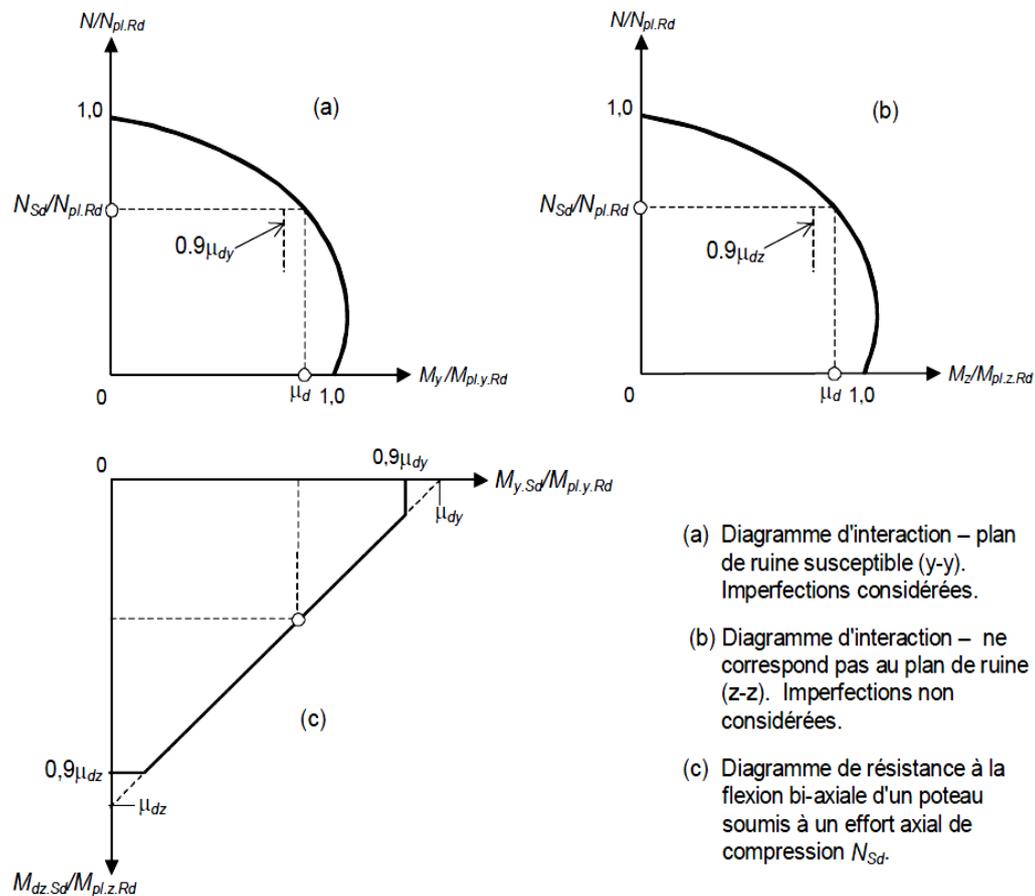
$$M_{Sd} \leq 0,9\mu_d M_{pl,Rd} \quad (2.17)$$

La réduction de 10 % opérée par l'introduction du facteur 0,9 tient compte des simplifications qui sont sous-jacentes à la méthode de calcul. Ainsi, la courbe d'interaction a été établie indépendamment de toute limite sur les déformations du béton. Dès lors, les moments de flexion, en ce compris les effets de second ordre, peuvent être calculés en utilisant la raideur flexionnelle effective  $(EI)_e$  déterminée sur base d'une participation de toute l'aire du béton de la section.

La Figure II.4 montre clairement que les valeurs de  $\mu_d$  déterminées à partir du diagramme d'interaction peuvent être supérieures à 1,0 aux environs du point D où l'effort axial de compression est favorable à la résistance flexionnelle de la section. Il semble cependant prudent en pratique de borner la valeur de  $\mu_d$  à 1,0 à moins que le moment  $M_{Sd}$  soit directement causé par l'effort axial  $N_{Sd}$ , agissant suivant une excentricité fixée sur un poteau déterminé.

### II.1.6 Résistance d'un poteau mixte sous compression accompagnée de flexion bi-axiale :

Lorsqu'un poteau mixte est soumis à compression et à flexion bi-axiale, il faut en premier lieu vérifier la résistance sous compression accompagnée de flexion mono-axiale, et ce dans chacun des plans de flexion. Cette vérification ne suffit toutefois pas et il importe de lui adjoindre une autre vérification, relative au comportement bi-axial. Pour cette dernière, il n'y a lieu de tenir compte des imperfections que pour le seul plan dans lequel la ruine est susceptible de se produire (cas (a) à la Figure II.5). Pour l'autre plan de flexion, on néglige donc tout effet des imperfections (cas (b) à la Figure II.5).



**Figure II.5 :** Résistance du poteau sous compression et flexion bi-axiale

En cas de doute sur le plan de ruine, il est recommandé de se placer en sécurité en tenant compte des imperfections dans les deux plans.

Pour prendre en compte les pics de contraintes causés par les moments de flexion répondant aux inégalités (2.18) et (2.19) et agissant suivant deux axes orthogonaux, ces deux moments de flexion doivent également satisfaire la formule d'interaction linéaire (2.20).

Les moments de calcul sont déterminés en incluant à la fois les imperfections et l'amplification due aux effets de second ordre ( $P-\Delta$ ).

Les trois conditions (2.18)-(2.20) définissent la résistance ultime en termes de moments de calcul orthogonaux pour un effort axial de calcul  $NSd$  comme le montre la Figure II.5(c).

$$M_{y.sd} \leq 0.9\mu_{dy} \times M_{pl.y.Rd} \quad (2.18)$$

$$M_{z.Sd} \leq 0.9\mu_{dz} \times M_{pl.z.Rd} \quad (2.19)$$

$$\frac{M_{y.sd}}{\mu_{dy} \times M_{pl.y.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{\mu_{dz} \times M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0 \quad (2.20)$$

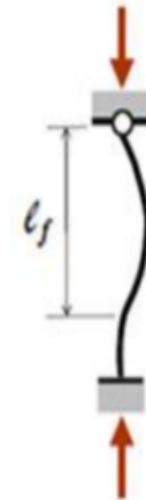
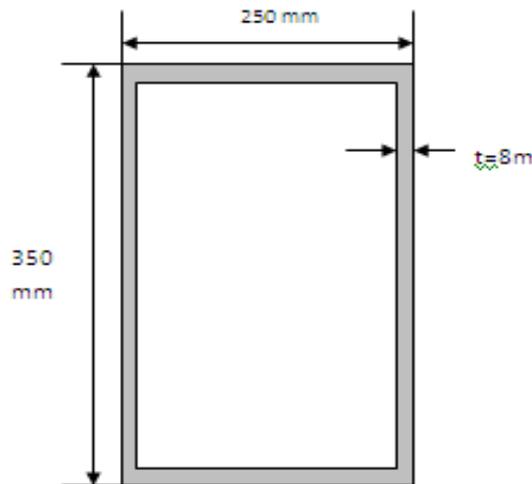
II.1.7 Vérification du poteau creux vide vis a vis au flambement :

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$Ea = 210000 \text{ N/mm}^2$

$l_0 = 5 \text{ m}$

$N_{sd} = 4000 \text{ kN}$



II.1.7.1 Classe du Poteau:

b. Parois internes de semelles (parois internes parallèles à l'axe de flexion)				
Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée	
Distribution des contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
1	Profils creux laminés Autres	$(b - 3t_f) / t_f \leq 33\epsilon$ $b / t_f \leq 33\epsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42\epsilon^*$ $b / t_f \leq 42\epsilon$	
2	Profils creux laminés Autres	$(b - 3t_f) / t_f \leq 38\epsilon$ $b / t_f \leq 38\epsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42\epsilon^*$ $b / t_f \leq 42\epsilon$	
Distribution des contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
3	Profils creux laminés Autres	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42\epsilon$ $b / t_f \leq 42\epsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42\epsilon^*$ $b / t_f \leq 42\epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	335
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

\* Pour une section transversale comprimée sans flexion les classifications 1,2,3 sont inapplicables et donc la limite d'élanement est la même dans chaque cas, c.a.d. ceux de la Classe 3.

**a. Âmes:** (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution des contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396\varepsilon/(13\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36\varepsilon/\alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456\varepsilon/(13\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5\varepsilon/\alpha$	
Distribution des contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42\varepsilon/(0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62\varepsilon/(1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

a) Ame comprimée :

$$d/t_w \leq 33\varepsilon \quad d = h - 3t = 350 - 3 * 8 = 326$$

$$326/8 = 40.75 < 42 * 1 \Rightarrow \text{Classe 3}$$

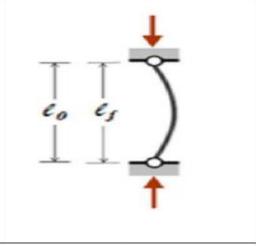
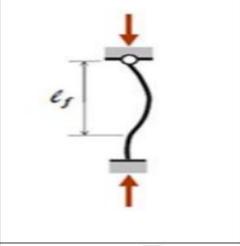
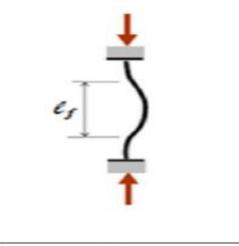
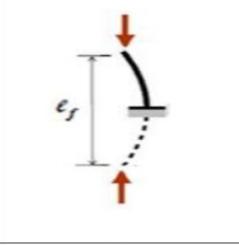
b) Semelle comprimée :

$$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon \Rightarrow (250 - 3 * 8)/8 = 28.25 < 42 * 1 \Rightarrow \text{Classe 1} \Rightarrow \text{Le tube est de classe 3}$$

**II.1.7.2 Calcul de la section A :**

$$A = bh - b'h' = bh - (b - 2t)(h - 2t) = 250 * 350 - 234 * 334 = 9344 \text{ mm}^2$$

**II.1.7.3 Longueur de flambement  $l_f$  :**

Conditions D'appuis				
Longueur de flambement $l_f$	$l_0$	$l_0/\sqrt{2}$	$0.5l_0$	$2l_0$

Donc on a :  $l_f = l_0/\sqrt{2}$

$$l_f = 5/\sqrt{2} = 3.535 \text{ m}$$

**II.1.7.4 Les inerties :**

Selon l'axe YY :

$$I_y = \frac{bh^3}{12} - \frac{b'h'^3}{12} = \frac{250 * 350^3}{12} - \frac{234 * 334^3}{12} = 1,667 * 10^8 \text{ mm}^4$$

Selon l'axe ZZ :

$$I_z = \frac{hb^3}{12} - \frac{h'b'^3}{12} = \frac{350 * 250^3}{12} - \frac{334 * 234^3}{12} = 0,991 * 10^8 \text{ mm}^4$$

**II.1.7.5 Rayon de giration :**

Selon l'axe YY :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1,667 * 10^8}{9344}} = 133,56 \text{ mm}$$

Selon l'axe ZZ :

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{0,991 * 10^8}{9344}} = 102,98 \text{ mm}$$

**II.1.7.6 Calcul de l'élancement du poteau  $\lambda$  :**

Selon l'axe YY :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3535}{133,56} = 26,46$$

Selon l'axe ZZ :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3535}{102.98} = 34,33$$

#### II.1.7.7 L'élanement critique d'Euler est :

Calculé par l'équation :  $\lambda_l = \pi\sqrt{E/f_y} = 93.9\varepsilon$  ( $f_y = 235\text{N/mm}^2 \Rightarrow \varepsilon = 1$ )

$$\Rightarrow \lambda_l = 93.9$$

#### II.1.7.8 Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} * \sqrt{\beta_A}$$

$\beta_A = 1$  Pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3

$\beta_A = A_{eff}/A$  Pour les sections transversales de classe 4

Selon l'axe YY :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_l} = \frac{26.46}{93.9} = 0,28 > 0,2$$

$\Rightarrow$  il y a un risque de flambement dans ce plan

Selon l'axe ZZ :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_l} = \frac{34.33}{93.9} = 0,36 > 0,2$$

$\Rightarrow$  il y a un risque de flambement dans ce plan.

#### II.1.7.9 Choix de la courbe de flambement :

Du **Tableau I.5** On a une section creuse laminée a chaud on choisi **la courbe a** ; Le facteur d'imperfection  $\alpha=0,21$  du **Tableau I.4**.

#### II.1.7.10 Calcul de l'effort résistant réduit :

$$N_{b;rd} = \chi * \beta_A * A * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Calcul du coefficient de réduction  $\chi$  :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda^2]^{1/2}} \leq 1$$

Avec

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\lambda - 0.2)] + \lambda^2$$

Selon l'axe YY :

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 * [1 + 0.21(0.28 - 0.2) + 0.28^2] = 0,5476$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} \leq 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.5476 + [0.5476^2 - 0.28^2]^{1/2}} = 0.982$$

$$N_{b;rdY} = \chi_y * A * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,982 * 9344 * \frac{235}{1.1} = 1960286,25 \text{ N}$$

$$\Rightarrow N_{b;rdY} = 1960,286 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \gg N_{b;rdY}$$

Selon l'axe ZZ :

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 * [1 + 0.21(0.36 - 0.2) + 0.36^2] = 0,5816$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{1/2}} \leq 1$$

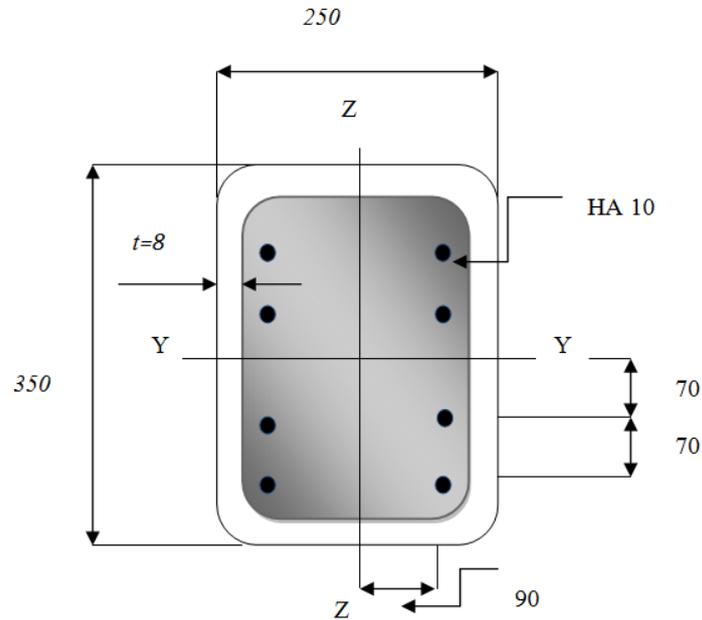
$$\chi_z = \frac{1}{0.5816 + [0.5816^2 - 0.36^2]^{1/2}} = 0.963$$

$$N_{b;rdZ} = \chi_z * A * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,963 * 9344 * \frac{235}{1.1} = 1868460,21 \text{ N}$$

$$\Rightarrow N_{b;rdZ} = 1868,460 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \gg N_{b;rdZ}$$

- ☞ Vérifier la stabilité d'un poteau mixte en profil creux remplis de béton appartenant à un bâtiment industrielle vis-à-vis de la compression simple pour une longueur de flambement  $L=5m$  et ayant les caractéristiques suivantes :  $N_{sd} = 4000$  kN.



Poteaux creux rectangulaire rempli de béton

Caractéristiques des matériaux utilisés :

Profil : 350*250*8	$f_y = 235$ N/mm <sup>2</sup>	$E_a = 210000$ N/mm <sup>2</sup>
Béton C40/50	$f_{ck} = 40$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{cm} = 35000$ N/mm <sup>2</sup>
Armatures 8 Ø 10	$f_{sk} = 400$ N/mm <sup>2</sup>	$E_s = 210000$ N/mm <sup>2</sup>

**1) Vérification préliminaire :**

$$h/t = \frac{350}{8} = 43,75 < 52\varepsilon \quad (f_y=235\text{N/mm}^2 \rightarrow \varepsilon=1)$$

**2) Caractéristiques géométriques de la section :**

**Les sections :**

- Armatures: 8 HA 10  $\rightarrow A_s = 628,32$  mm<sup>2</sup>
- Béton :  $A_c = (b - 2t) (h - 2t) - A_s = (250 - 16) (350 - 16) - 628,32 \rightarrow A_c = 77528$  mm<sup>2</sup>
- Aciers:  $A_a = bh - A_s - A_c = 250 \times 350 - 628,32 - 77528 \rightarrow A_a = 9344$  mm<sup>2</sup>

**Les inerties :**1. Suivant l'axe fort YY :

- Aciers :

$$I_{a,yy} = \frac{bh^3}{12} - \frac{b_c h_c^3}{12} = \frac{250 \cdot 350^3}{12} - \frac{234 \cdot 334^3}{12} = 1,667 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

- Armatures:

$$I_{s,yy} = \sum A_s d_{sz}^2 = \frac{4\pi 10^2}{4} 70^2 + \frac{4\pi 10^2}{4} 140^2 = 7,70 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- Béton:

$$I_{c,yy} = \frac{bh^3}{12} - I_{a,yy} - I_{s,yy} = \frac{250 \cdot 350^3}{12} - 1,667 \cdot 10^8 - 7,70 \cdot 10^6 = 7,188 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

2. Suivant l'axe faible ZZ :

- Aciers :

$$I_{a,zz} = \frac{hb^3}{12} - \frac{h_c b_c^3}{12} = \frac{350 \cdot 250^3}{12} - \frac{334 \cdot 234^3}{12} = 0,991 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

- Armatures:

$$I_{s,zz} = \sum A_s d_{sy}^2 = \frac{8\pi 10^2}{4} 90^2 = 5,09 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- Béton:

$$I_{c,zz} = \frac{hb^3}{12} - I_{a,zz} - I_{s,zz} = \frac{350 \cdot 250^3}{12} - 0,991 \cdot 10^8 - 5,09 \cdot 10^6 = 3,516 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

3) **Résistance de la section transversale à la charge axiale :**

$$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{9344 \cdot 235}{1.10} + \frac{77528 \cdot 40}{1.5} + \frac{628.32 \cdot 400}{1.15} = 4,282 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Le coefficient de participation de l'acier :

$$\delta = \left( \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \right) / N_{pl,rd} = \left( \frac{9344 \cdot 235}{1.10} \right) / 4.282 \cdot 10^6 = 0.466$$

$0.2 < \delta = 0.466 < 0.9$  d'où **la méthode simplifiée est applicable.**

**4) Rigidité en flexion avec prise en compte éventuelle du fluage :**

$$(EI)_e = E_a I_a + E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{35000}{1.35} = 25925,92 \text{ N/mm}^2$$

Selon l'axe fort YY :

$$\begin{aligned} (EI)_{e,yy} &= E_a I_{a,yy} + E_{cd} I_{c,yy} + E_s I_{s,yy} \\ &= 210000 * 1.667 * 10^8 + 25925.92 * 7.188 * 10^6 + 210000 * 7.70 * 10^6 \\ &= 5.153 * 10^{13} \text{ N.mm}^2 \end{aligned}$$

Selon l'axe faible ZZ :

$$\begin{aligned} (EI)_{e,zz} &= E_a I_{a,zz} + E_{cd} I_{c,zz} + E_s I_{s,zz} = \\ &= 210000 * 0.991 * 10^8 + 25925.92 * 3.516 * 10^6 + 210000 * 5.09 * 10^6 \\ &= 2.917 * 10^{13} \text{ N.mm}^2 \end{aligned}$$

**5) Calcul de l'effort normal résistant plastique :**

$$\begin{aligned} N_{pl,rk} &= A_a \frac{f_y}{1} + A_c \frac{f_{ck}}{1} + A_s \frac{f_{sk}}{1} = \frac{9344 * 235}{1} + \frac{77528 * 40}{1} + \frac{628.32 * 400}{1} \\ &= 5,548 * 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

**6) La charge élastique critique :**

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{L_{fl}^2}$$

Suivant l'axe fort YY :

$$N_{cr,YY} = \frac{\pi^2 (EI)_{e,YY}}{L_{fl}^2} = \frac{\pi^2 * 5.153 * 10^{13}}{3535^2} = 40,698 * 10^6 \text{ N}$$

Suivant l'axe faible ZZ :

$$N_{cr,ZZ} = \frac{\pi^2 (EI)_{e,ZZ}}{L_{fl}^2} = \frac{\pi^2 * 2.917 * 10^{13}}{3535^2} = 23,038 * 10^6 \text{ N}$$

**7) Les élancements réduits :**

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl;rk}}{N_{cr}}}$$

Suivant l'axe fort YY :

$$\bar{\lambda}_{yy} = \sqrt{\frac{N_{pl;rk}}{N_{cr,yy}}} = \sqrt{\frac{5,548 * 10^6}{40,698 * 10^6}} = 0,136 < 0.2$$

Le poteau est protégé contre le risque de flambement dans ce plan.

Suivant l'axe faible ZZ :

$$\bar{\lambda}_{zz} = \sqrt{\frac{N_{pl;rk}}{N_{cr,zz}}} = \sqrt{\frac{5,548 * 10^6}{23,038 * 10^6}} = 0,24 > 0.2$$

Donc il y a un risque de flambement dans ce plan

**8) Le coefficient de réduction au flambement :**

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda^2]^{1/2}} \leq 1$$

$$\text{Avec } \phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\phi_{zz} = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{zz} - 0.2) + \bar{\lambda}_{zz}^2] = 0.5 * [1 + 0.21(0.24 - 0.2) + 0.24^2] = 0,533$$

$$\chi_{zz} = \frac{1}{\phi_{zz} + [\phi_{zz}^2 - \bar{\lambda}_{zz}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0,533 + [0,533^2 - 0,240^2]^{1/2}} = 0,991$$

**9) Calcul de la résistance au flambement sous charge centrée :**

$$N_{sd} \leq \chi_{zz} * N_{pl,rd} = 0,991 * 4,282 * 10^6 = 4243,462 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq 4243,462 \text{ kN}$$

## II.2 Conclusions

Cette leçon n'a développé que la méthode simplifiée de calcul des poteaux. Son usage est limité aux poteaux bi-symétriques contenant seulement une section métallique, cette méthode ne s'appliquant pas si deux ou plusieurs sections non connectées sont utilisées.

Les méthodes de calcul plus générales données dans l'EC4 pour des sections non symétriques entraîneront souvent l'usage de modèles analytiques avancés, particulièrement lorsque qu'aucun axe de symétrie ne sera présent. Ce type de situation ne se rencontrera méthode décrite ici s'appliquera donc sans aucun doute à la grande majorité des poteaux mixtes rencontrés en pratique.

## **Chapitre III**

# **ETUDE NUMERIQUE DES POTEAUX MIXTES (Remplis et Enrobés de Béton)**

---

### III. Introduction

Dans ce chapitre nous voulons déterminer la résistance des poteaux mixtes de sections rectangulaires et en forme de I vide et/ou remplies de béton sous chargement axial en variant plusieurs paramètres pour estimer l'influence de ces derniers sur le comportement des poteaux en générale, pour cela, nous avons mené une étude paramétrique, cette dernière a pris en compte l'effet du tube en acier, la résistance caractéristique du béton de remplissage, la limite élastique de l'acier des armatures, des dimensions du tube, la nuance d'acier, et d'autres paramètres que nous allons les expliquer ci-après.

Cette étude est basée sur la méthode EC4 [20], citée ci-dessus, et appliquée sur des poteaux de longueur courante de 3,5m. Ces éléments sont étudiés sous charge axiale de compression et sous sollicitation combinée en compression-flexion.

Ce chapitre présente une étude numérique mécanique en utilisant le logiciel ABAQUS.6.14, qui nous permettra de simuler par éléments fini nos deux variantes qui seront :

- a. Poteau en acier de section tube rectangulaire vide/rempli de béton.
- b. Poteau en acier de section en I rempli des deux creux en béton/enrobé totalement de béton.

#### III.1 Définition du logiciel de calcul par éléments finis Abaqus 6.14 :

ABAQUS est un code de calcul basant sur la méthode des éléments finis créé en 1978, ABAQUS traite avec performance des problèmes non - linéaires, il se compose de trois produits sont :

- i. **ABAQUS/Standard** : résolution par un algorithme statique implicite.
- ii. **ABAQUS/Explicit**: résolution par un algorithme dynamique explicite.
- iii. **ABAQUS/CAE** constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour les dits solveurs.

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "*moteur de calcul*". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe .inp). Il y a deux méthodes pour générer un fichier d'entrée (.inp): à la main (fichier texte), avec ABAQUS/CAE (graphique), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue des simulations demandées, et fournit les résultats dans un fichier .odb.

La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc., suivant une syntaxe précise. ABAQUS propose le module ABAQUS CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation comme suit :

- la génération du fichier de données ;
- le lancement du calcul proprement dit ;
- l'exploitation des résultats.

### III.1.1 Description du logiciel :

Le logiciel est divisé en dix modules indépendants les uns des autres : Part, property; Assembly, Step, Interaction, Load, Mesh, Job, Visualisation, Sketch.

Parmi les méthodes d'analyse dynamique on trouve notamment ABAQUS standard et explicite. Chacun de ces produits est complété par des modules additionnels et/ou optionnels, spécifiques à certaines applications. Les produits ABAQUS, ABAQUS/CAE notamment, sont écrits intégralement avec les langages C++, Fortran pour les parties calcul et Python pour les scripts et les para métrisations. La grande variété d'éléments dans la librairie d'éléments d'ABAQUS (495 éléments pour la V6.3) offre une importante flexibilité de modélisation géométrique et de comportement structural.

### III.1.2 Différents critères caractérisant un élément:

- Famille
- Nombre de Nœuds
- Degrés de liberté
- Formulation
- Intégration numérique

### III.1.3 Domaines physiques :

- Mécanique
- Thermique
- Électrique
- Problèmes couplés

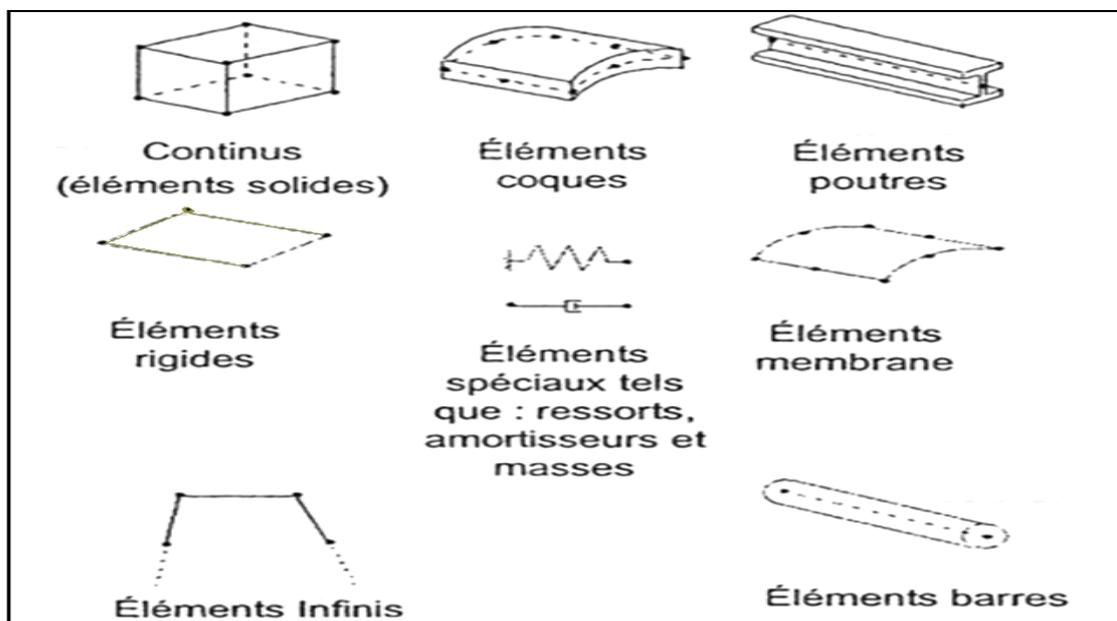
### III.1.4 Problèmes :

- Statique et dynamique
- Linéaires et non linéaires

### III.1.5 Catégories d'éléments :

On différencie dans ABAQUS diverses familles :

- Éléments continus
- Éléments structuraux
- Éléments dits spéciaux dans une même famille, il existe différentes formes d'éléments.



**Figure III.1** Les catégories d'éléments dans le logiciel ABAQUS.

Le principal avantage du code de calcul ABAQUS réside dans le fait qu'il soit «généraliste». Il permet notamment de résoudre, de façon efficace et robuste, une large gamme de problèmes en statique ou en dynamique, allant de simples problèmes linéaires jusqu'à des problèmes beaucoup plus complexes et fortement non-linéaires. Les phénomènes physiques pouvant être simulés sont nombreux et il est possible de prendre en compte certaines de leurs interactions, pour cela, ABAQUS met à disposition de l'utilisateur une importante gamme de modèles de matériaux et d'éléments pouvant être combinés de façon adéquate, ainsi que diverses méthodes pour modéliser les conditions initiales et aux limites du problème.

## III.2 Modèle de conception de l'élément :

### III.2.1 Les étapes de modélisation des éléments sous ABAQUS 6.14 :

- **Géométrie :**

Les modélisations de poutres dans ABAQUS/CAE doivent s'appuyer sur des géométries adaptées, c'est-à-dire qu'au moment de créer les pièces supports.

- **Définition des propriétés du modèle :**

Le modèle appliqué est défini au niveau du module Property . Du fait qu'on a réduit une ou deux dimensions du modèle, on doit définir les caractéristiques de la structure dans les dimensions éliminées : épaisseur pour une coque, profil de la section pour une poutre.

Pour les **coques** : on se contentera de donner l'épaisseur de la coque au moment de la création de la Section à assigner à la pièce.

Pour les **poutres** : on doit au préalable déterminer les caractéristiques de la section (essentiellement son aire et ses moments d'inertie).

- **Maillage :**

Le choix de l'élément fini de coque ou de poutre est fait dans le module Mesh. Ce choix d'élément s'opère à partir de l'icône , dans la colonne de gauche. En sélectionnant ou non les options proposées, on retrouve dans la boîte de dialogue le nom de l'élément ainsi choisi dans la bibliothèque des éléments ABAQUS, ainsi qu'un bref descriptif de celui-ci. On se reportera à la documentation sur ces éléments pour approfondir la formulation quand cela sera nécessaire.

### III.3 Principe de calcul sous LE logiciel ABAQUS 6.14.

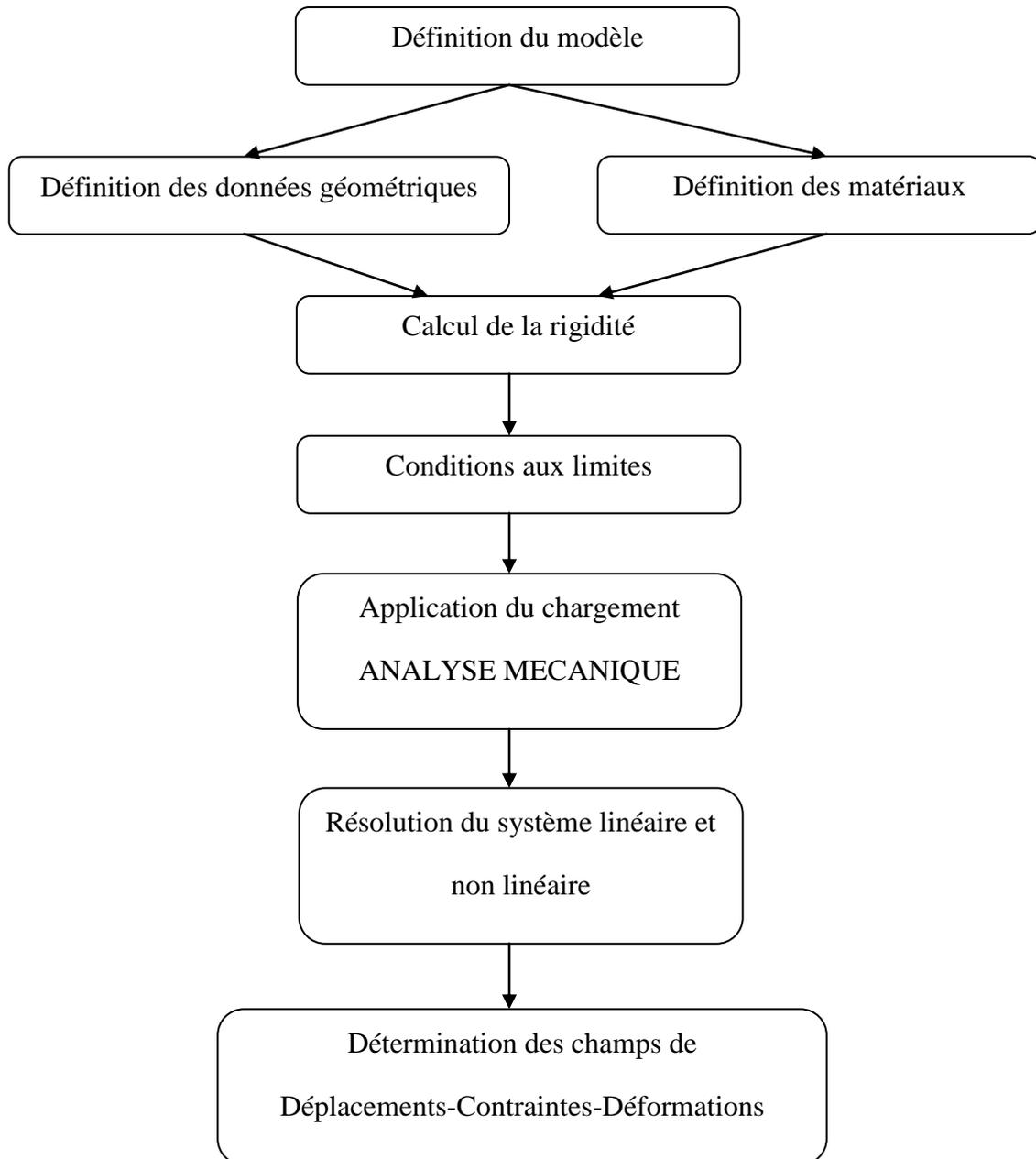


Figure III.2 Organigramme de calcul du logiciel ABAQUS

### III.4 Définition des modèles :

Dans cette partie du travail, nous allons calculer deux types de poteaux mixtes appartenant à un bâtiment industrielle vis-à-vis avec les conditions aux limites suivantes : encastres à la base et articulé à l'extrémité. Le matériau utilisé pour toutes les sections, a une limite d'élasticité de 235 N/mm<sup>2</sup>.

**Le premier** est un profilé en acier laminé à chaud en forme **I** d'une longueur de 5m que nous étudierons vide, partiellement. et totalement enrobés de béton armé, nous discutons également leurs résistance à la compression, en introduisant des paramètres influant la capacité portante du poteau ainsi que sa stabilité, tel qu'une charge axiale de compression simple fixée à 6000kN pour distinguer mieux le comportement des trois modèles. (Voir figure III.3)

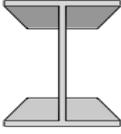
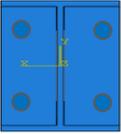
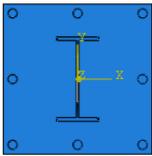
**Le second modèle** est un profilé en acier tubulaire vide et rempli de béton armé d'une hauteur de 5m, contrairement au premier modèle nous allons appliquer une charge axiale de compression simple variant en intensité de 1000kN à 6000kN, afin de tracer la courbe définissant la loi de comportement du poteau mixte tubulaire rempli de béton. (Voir figure III.17)

Pour le calcul de la résistance des deux modèles nous utiliserons un logiciel performant qui n'est autre que (ABAQUS 6.14.) qui nous a permis d'exécuter des opérations de procédure très compliquée d'une façon très précise ainsi minimiser les risques d'erreurs, et à l'aide des résultats fournis en tableaux nous tracerons des courbes à l'aide du programme Excel, que nous discuterons après.

**Tableau III.1** : Présentation des propriétés géométriques et physiques des éléments appartenant au poteau en I pour l'analyse mécanique.

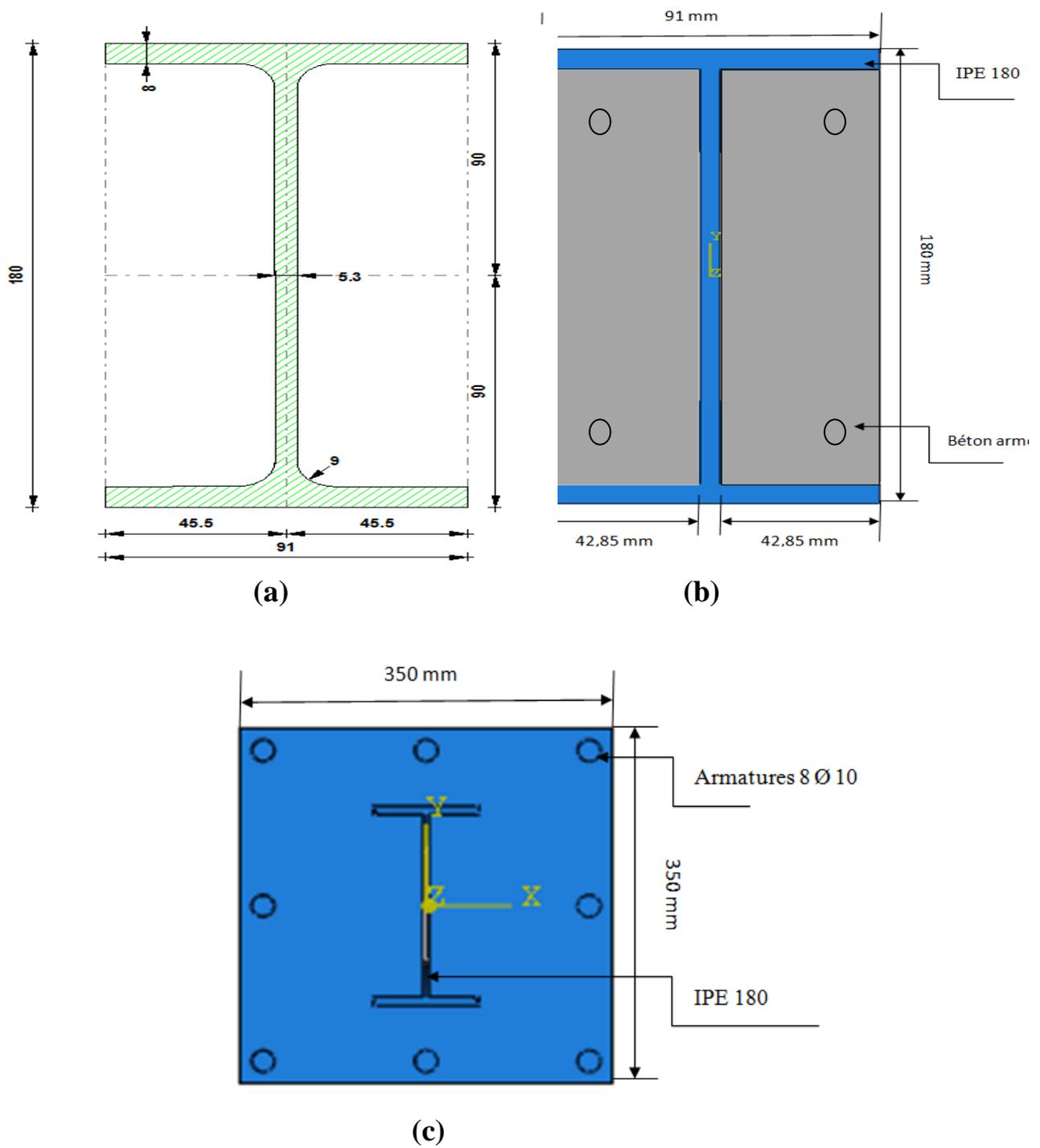
Eléments	Limite d'élasticité	Module d'élasticités
<b>Profil</b> : IPE180	$f_y = 235$ MPa	$E_a = 210\ 000$ MPa
<b>Béton</b> : C40/50 (tableau I.2)	$f_{ck} = 40$ MPa	$E_{cm} = 35\ 000$ MPa
<b>Armatures</b> : 4 HA 10 (partiel.) 8 HA 10 (total.)	$f_{sk} = 400$ MPa	$E_s = 210\ 000$ MPa

III.4.1 Premier Modèle :

Variante	Désignations	Schéma
1	Poteau en I seul	
2	Poteau partiellement enrobé de béton armé	
3	Poteau totalement enrobé de béton armé	

Caractéristiques géométriques et physiques:

IPE 180			
▼ Geometric Properties			
Hauteur	h	180.00	mm
Largeur	b	91.00	mm
Épaisseur de l'âme	$t_w$	5.30	mm
Épaisseur de semelle	$t_f$	8.00	mm
Rayon de la courbe	$r_1$	9.00	mm
Profondeur intérieure entre les semelles	$h_i$	164.00	mm
Largeur de la partie droite de l'âme	d	146.00	mm
Longueur d'appui rigide	$s_s$	31.80	mm
▼ Axial Properties			
Aire de la section	A	23.90	cm <sup>2</sup>
▼ Bending Properties			
Moment d'inertie autour de l'axe y	$I_y$	1317.00	cm <sup>4</sup>
Moment d'inertie autour de l'axe z	$I_z$	100.90	cm <sup>4</sup>
Moment d'inertie polaire	$I_p$	1417.90	cm <sup>4</sup>
Rayon de giration autour de l'axe y	$i_y$	74.20	mm
Rayon de giration autour de l'axe z	$i_z$	20.50	mm
Rayon polaire de giration	$i_p$	77.00	mm
Moment statique de l'aire autour de l'axe y	max $S_y$	83.00	cm <sup>3</sup>
Moment statique de l'aire autour de l'axe z	max $S_z$	8.31	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe y	$W_y$	146.00	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe z	$W_z$	22.16	cm <sup>3</sup>
▼ Shear Properties			
Aire de cisaillement dans la direction y	$A_y$	12.42	cm <sup>2</sup>
Aire de cisaillement dans la direction z	$A_z$	9.03	cm <sup>2</sup>



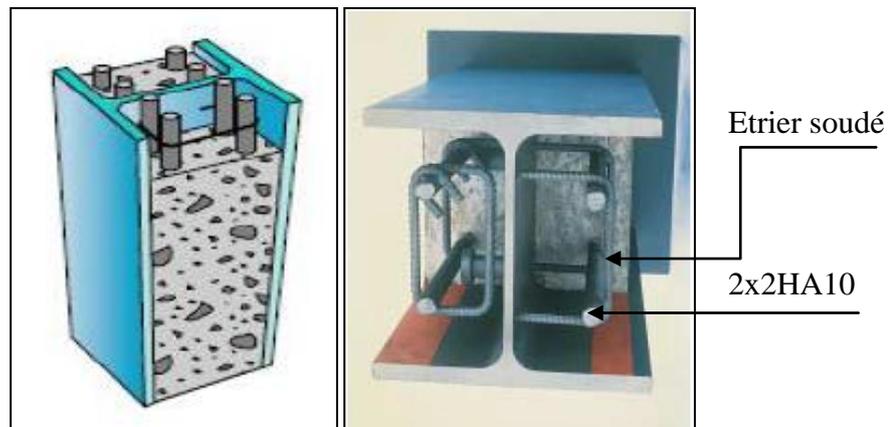
**Figure III. 3** Variantes du Profilé en acier laminé en forme de « I »

(a) Profilé I seul, (b) Profilé I partiellement enrobé de béton armé, (c) Profilé I totalement enrobé de béton armé

### III.4.1.1 Débat et Analyse des Résultats

Dans une première étape nous infligeons une charge de compression simple sur l'extrémité articulé du poteau en I seul (voir Figure III.3.a) nous récupérons les résultats : contraintes, déformations et déplacements pour créer des courbes que nous allons superposer afin de mieux analyser la différence.

Ensuite nous allons faire pareil pour la deuxième variante (partiellement enrobé de béton armé) nous enroberons les deux creux adjacents après l'avoir armé par 2HA10 de chaque côté. (Voir figure III.4)



**Figure III. 4** Profilé en acier laminé en forme de « I » partiellement enrobé en béton armé

Enfin de la même façon nous allons procéder à la dernière variante qui est un profilé en I totalement enrobé de béton armé de 8HA10 (Voir figure III.3.c)

### III.4.1.1 Profilé I seul

Comme l'en remarque sur les figures suivantes (III.5, III.6, III.7), le poteau en I seul a subi une déformation (flambement) sous la charge axiale de compression.



Figure III.5 iso valeur de l'état de contrainte S 33 du profilé I seul sous ABAQUS

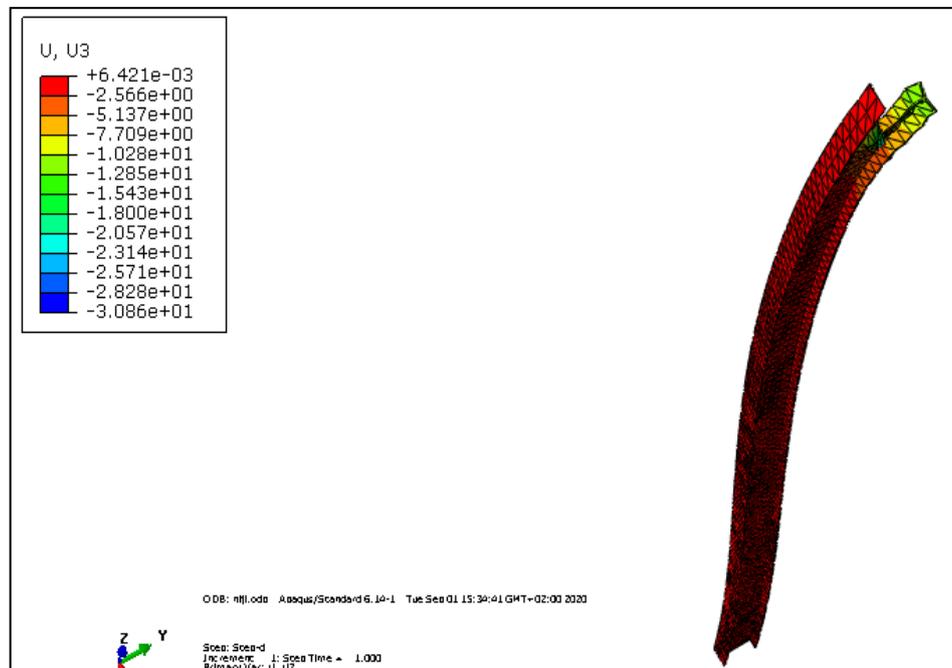


Figure III.6 iso valeur de l'état de déplacement U3 du profilé I seul sous ABAQUS

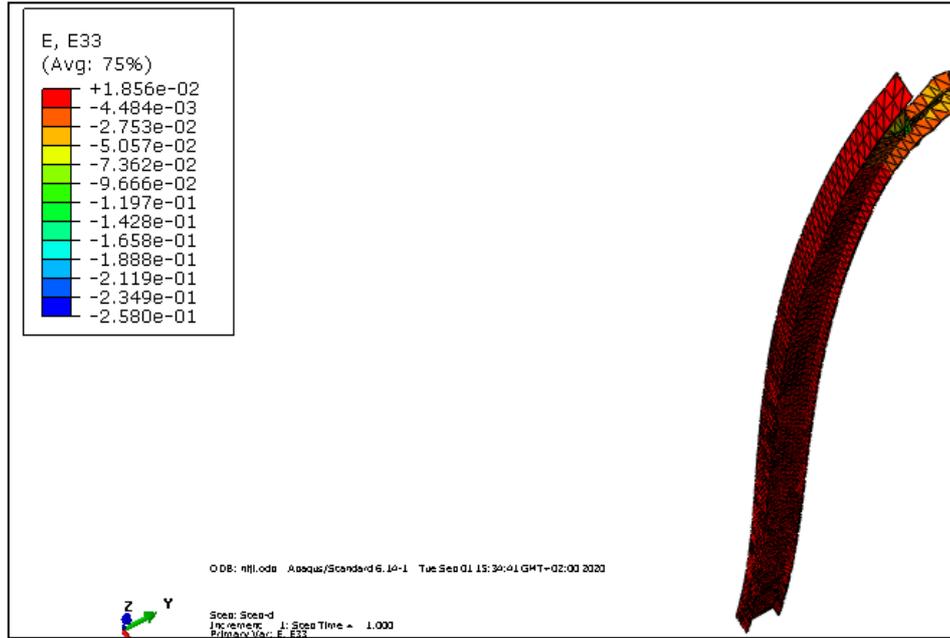


Figure III.7 iso valeur de l'état de déformation  $\epsilon_{33}$  du profilé I seul sous ABAQUS

#### III.4.1.1.2 Profilé I partiellement enrobée de béton armé

Comme l'en remarque sur les figures suivantes (III.8, III.9, III.10), le poteau en I partiellement enrobé de béton armé a subi peu de déformation (flambement) sous la charge axiale de compression.

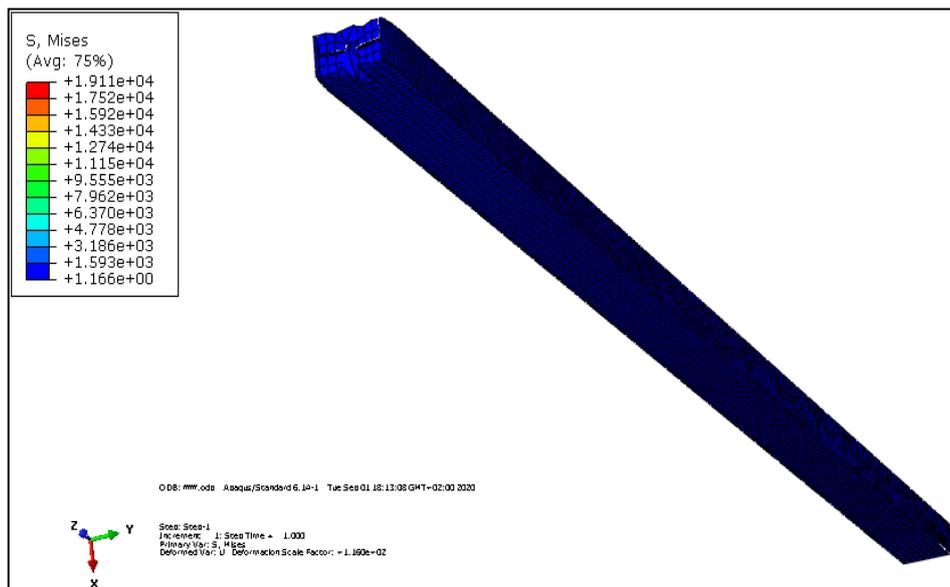
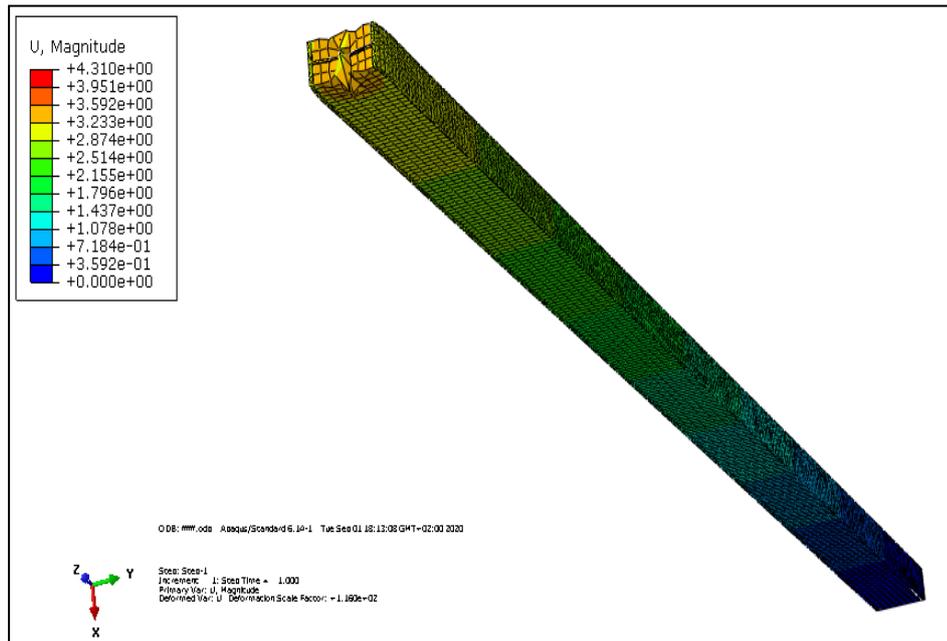
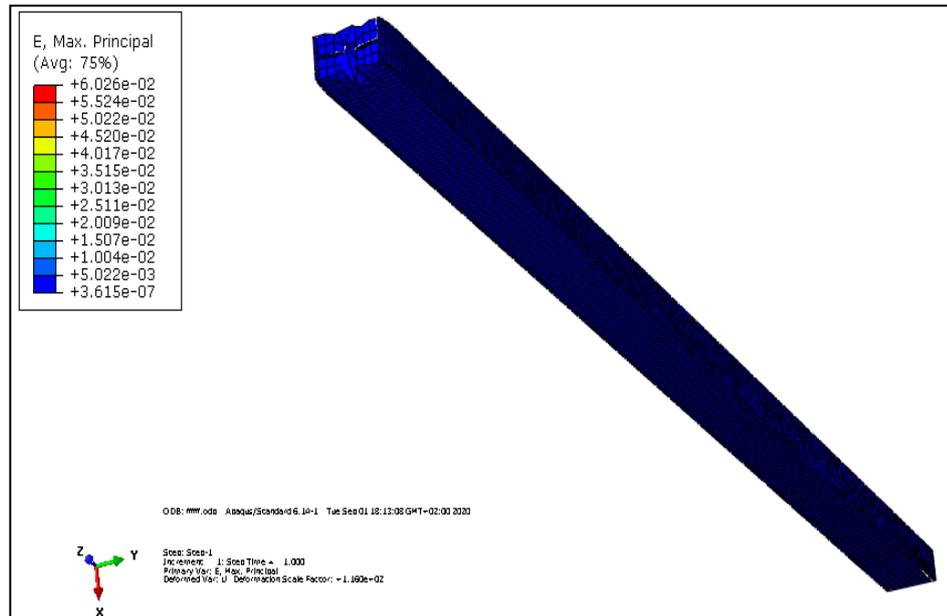


Figure III.8 iso valeur de l'état de déformation  $S_{22}$  du poteau partiellement enrobé

De béton armé sous ABAQUS



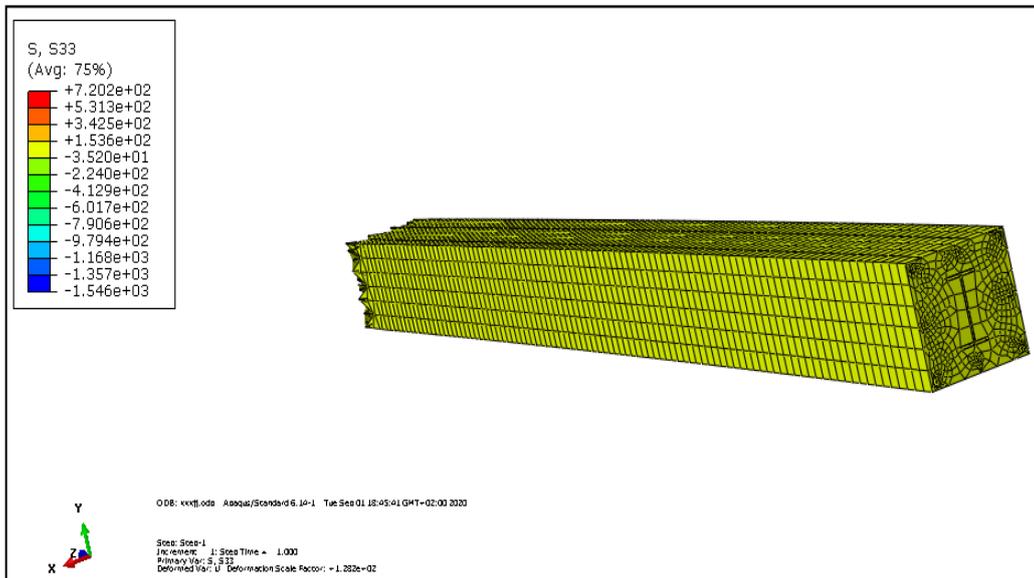
**Figure III.9** iso valeur de l'état de déplacement U3 du poteau partiellement enrobé De béton armé sous ABAQUS



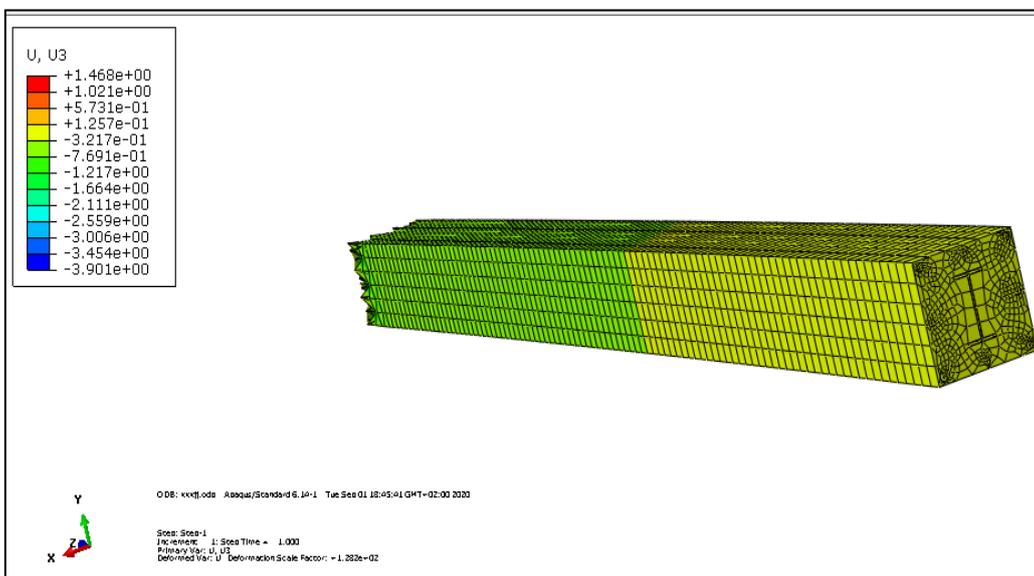
**Figure III.10** iso valeur de l'état de déformation  $\epsilon_{22}$  du poteau partiellement enrobé De béton armé sous ABAQUS

### III.4.1.1.3 Profilé I totalement enrobé de béton armé

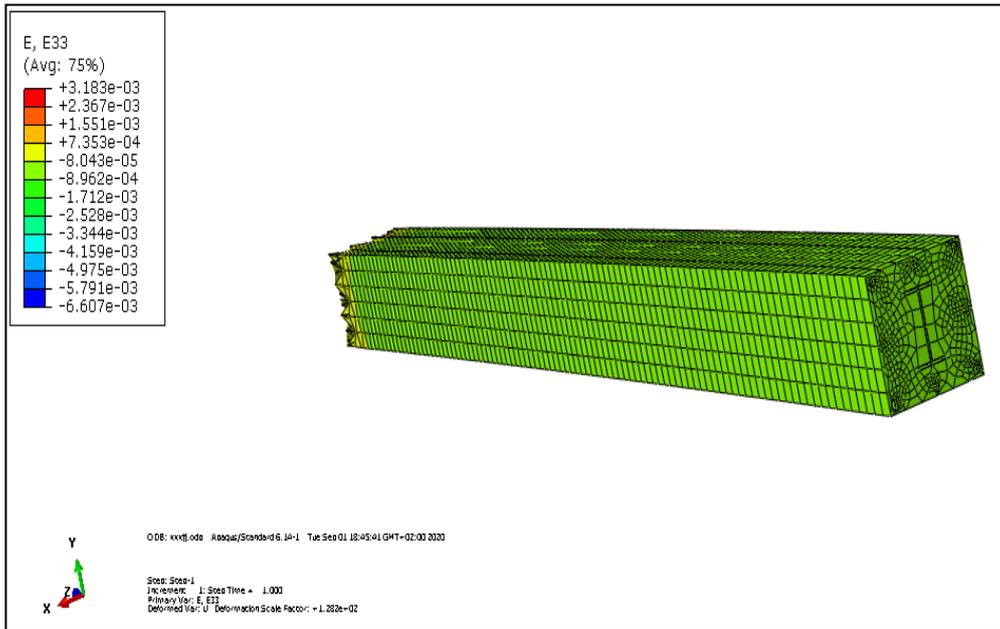
Comme l'en remarque sur les figures suivantes (III.11, III.12, III.13), le poteau en I totalement enrobé de béton armé a résisté à la déformation (flambement) sous la charge axiale de compression.



**Figure III.11** iso valeur de l'état de déformation **S33** du poteau **totalement enrobé de béton armé** sous ABAQUS



**Figure III.12** iso valeur de l'état de déplacement **U3** du poteau **totalement enrobé de béton armé** sous ABAQUS



**Figure III.13** iso valeur de l'état de déformation  $\epsilon_{33}$  du poteau **totalemment enrobé de béton armé** sous ABAQUS

## III.4.1.2 Etude comparative

## ✓ Les contraintes

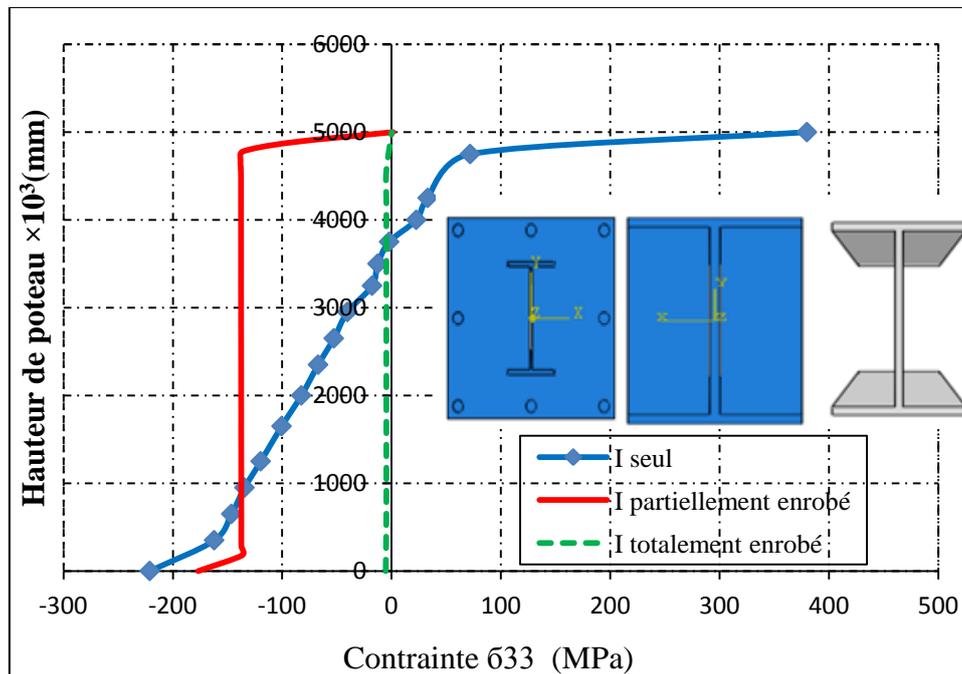


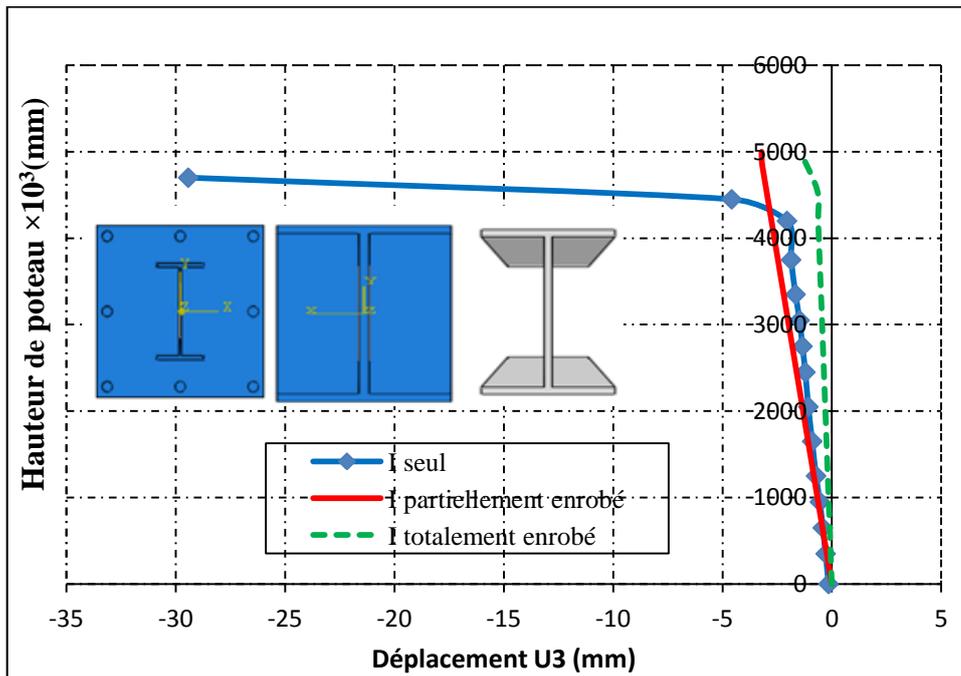
Figure III.14 Courbes contraintes  $\bar{\sigma}_{33}$  – Hauteur de poteau (03 variantes)

Le graphe sur la figure III.14 détermine les courbes de contraintes en fonction de la hauteur du poteau des trois variantes ci-précédemment citées.

On remarque que les trois courbes sont différentes les une des autres, celle du profilé seul est instable puisque l'état des contraintes bascule entre la traction (en allant vers la base) avec une valeur à la base de 210MPa et la compression (en s'approchant de l'extrémité) avec une valeur à l'extrémité de 390MPa et la contrainte s'annule à 3/4 de la base, tandis que la courbe du profilé partiellement enrobé de béton armé est rectiligne tout le long du poteau qui affirme une contrainte constante sauf aux extrémités (aux appuis), par contre la courbe du profilé totalement enrobé de béton armé annonce une contrainte constante tout le long du poteau pour ainsi dire nulle.

La diminution en contrainte est remarquable (réduction brutale) pour le profilé en I totalement enrobé avec un pourcentage de 97,43%, par contre la variation de contrainte pour le profilé en I partiellement enrobé est proportionnelle, par exemple à la base elle est de 19,04%.

## ✓ Les déplacements



**Figure III.15** Courbes flèches – Hauteur de poteau (03 variantes)

Le graphe sur la **figure III.15** présente l'état du déplacement dans le poteau selon les trois variantes en fonction de la hauteur de ce dernier.

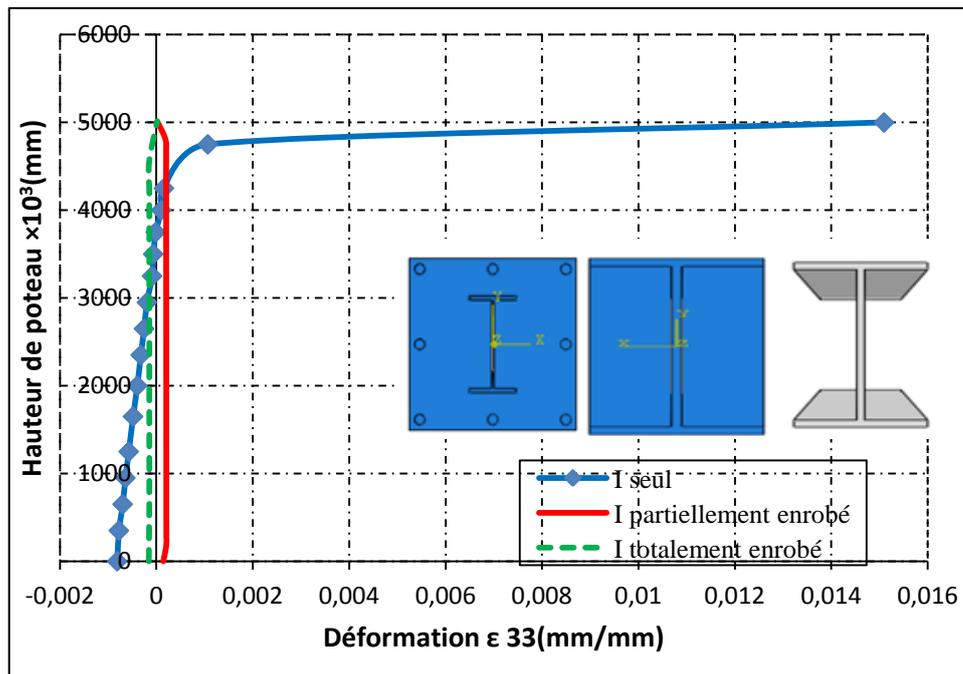
On remarque que les courbes des trois poteaux sont pratiquement de la même allure jusqu'à l'atteinte de la hauteur de 4,10m où celle du poteau I seul change d'allure subitement et bascule avec un déplacement de 30mm ce qui nous mène à dire que l'enrobage en béton armé partiel et/ou total du profilé à diminuer le déplacement à l'extrémité articulée avec une baisse respective de 90% (partiel.) et 95,83% (total.).

### ✓ Les déformations

Le graphe sur la **Figure III.16** présente l'état de déformation dans le poteau selon les trois variantes en fonction de la hauteur de ce dernier.

On remarque que les deux courbes des poteaux partiellement et totalement enrobé de béton armé sont rectiligne et constante tout le long du profilé, par contre celle du profilé seul augmente linéairement jusqu'à l'atteinte de la hauteur de 4,10m où elle atteint une déformation à l'extrémité articulé de 0,0156 mm ce qui nous mène également à déduire que l'enrobage en béton armé partiel et/ou total du profilé diminue aussi la déformation avec une baisse de l'ordre de 98,39%.

La **figure III-16** montre également avec une grande clarté la différence entre un poteau seul et un poteau mixte, on remarque une résistance à la compression pour le poteau totalement et partiellement enrobé de béton armé plus élevée que celle du poteau seul.



**Figure III.16** Courbes déformations  $\epsilon_{33}$  selon la hauteur de poteau (03 variantes)

III.4.2 Deuxième Modèle

Caractéristiques géométriques et physiques:

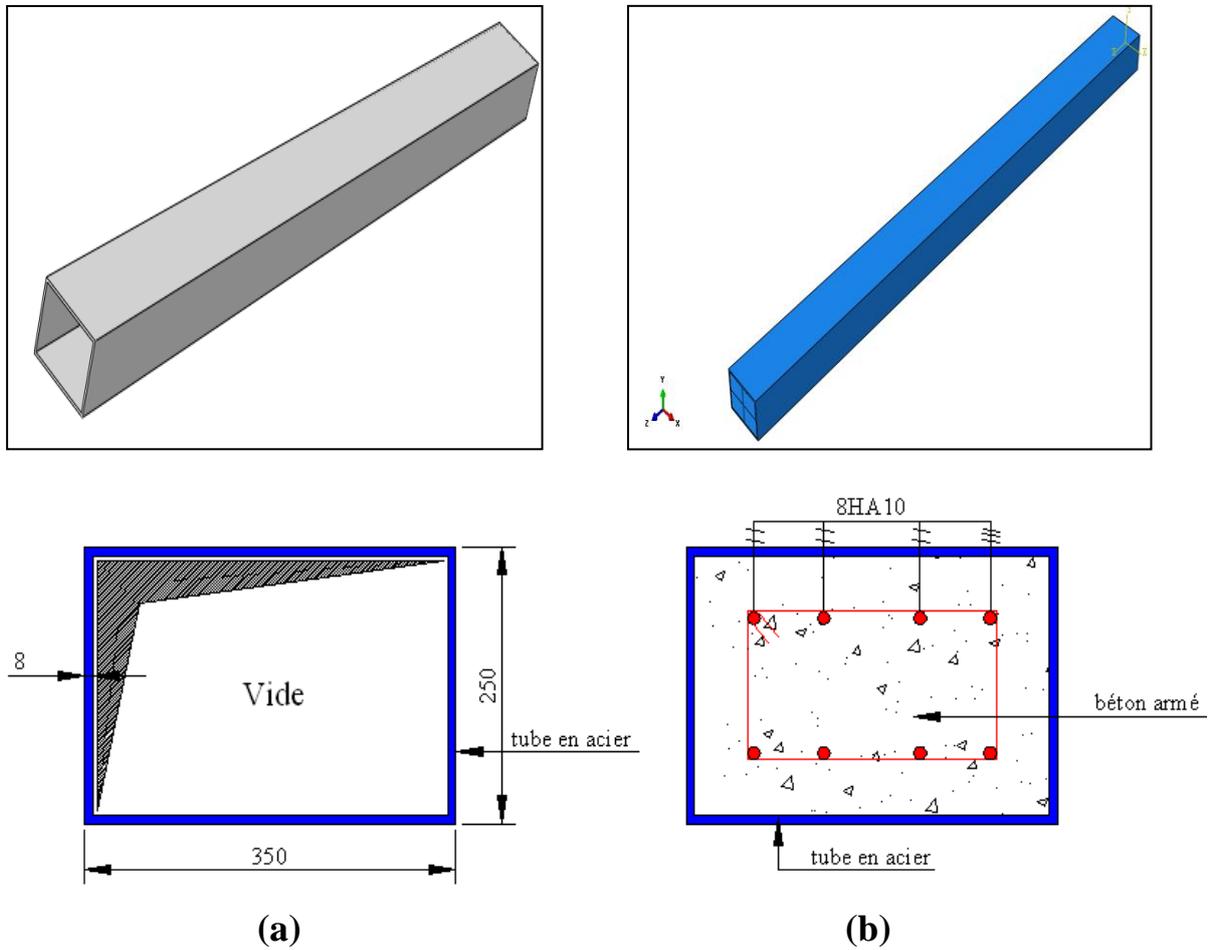


Figure III.17 Modélisation des éprouvettes (tube vide et tube plein de béton armé) sur ABAQUS

(a) Profilé tubulaire Vide, (b) Profilé tubulaire rempli de béton armé

Tableau III.2 : Présentation des propriétés géométriques et physiques des éléments appartenant au poteau tubulaire.

Eléments	Limite d'élasticité	Module d'élasticités
Profil : 350*250*8	$f_y = 235 \text{ MPa}$	$E_a = 210\ 000 \text{ MPa}$
Béton C40/50	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	$E_{cm} = 35\ 000 \text{ MPa}$
Armatures 8 HA 10	$f_{sk} = 400 \text{ MPa}$	$E_s = 210\ 000 \text{ MPa}$

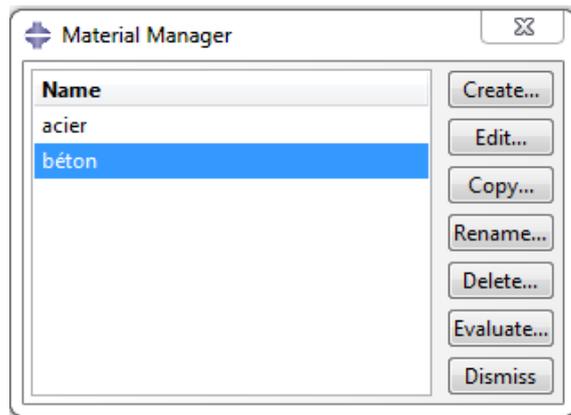


Figure III.18 Onglet du logiciel ABAQUS pour le choix du matériau

#### III.4.2.1 Mode d'analyse :

Une analyse mécanique a été traitée

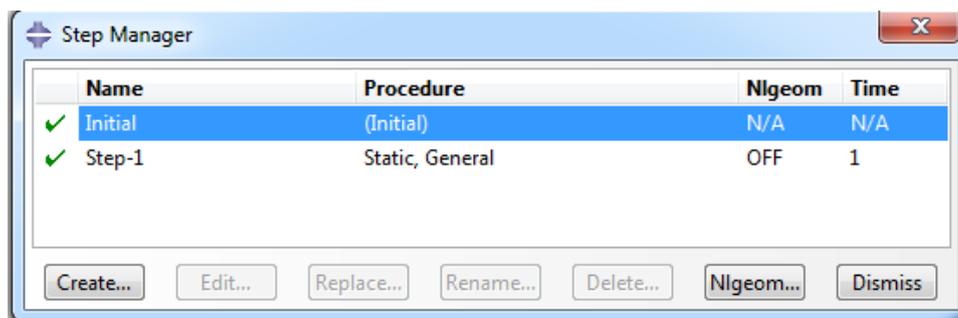


Figure III.19 Onglet du logiciel ABAQUS pour le choix du mode d'analyse

#### III.4.2.2 Type de chargement et conditions aux limites :

Les conditions aux limites appliquées sur la colonne se traduisent par un blocage des déplacements et des rotations (encastrement parfait) de tous les nœuds appartenant à l'extrémité donc  $U_X = U_Y = U_Z = \theta_X = \theta_Y = \theta_Z = 0$ , par contre l'autre coté est articulée.

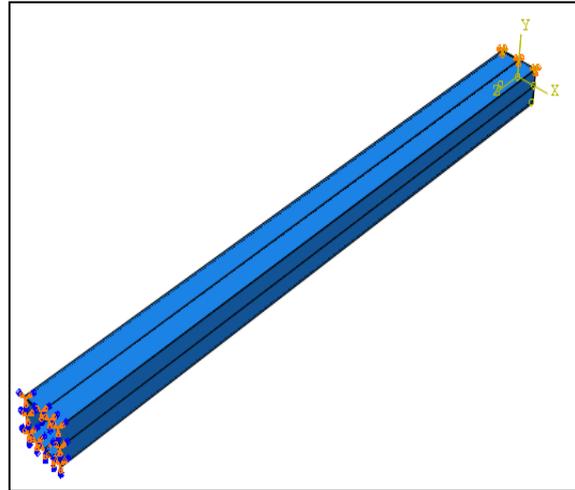


Figure III.20 Modélisation des conditions d'appuis

Le poteau est sollicité par une charge axiale (concentrée) de compression simple.

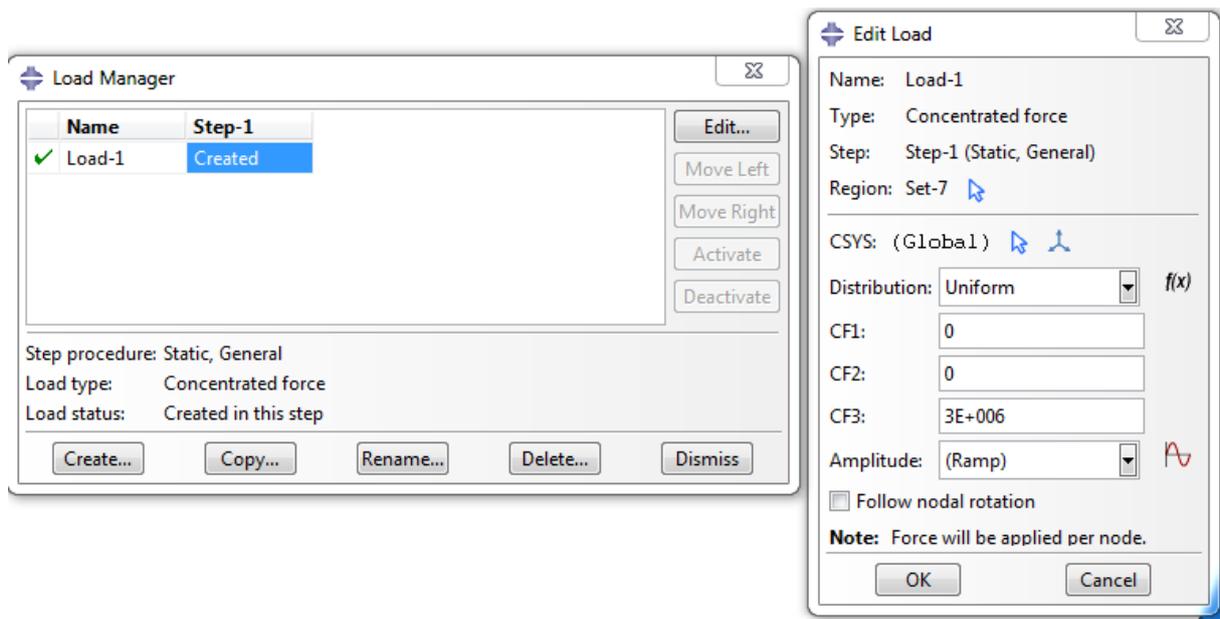
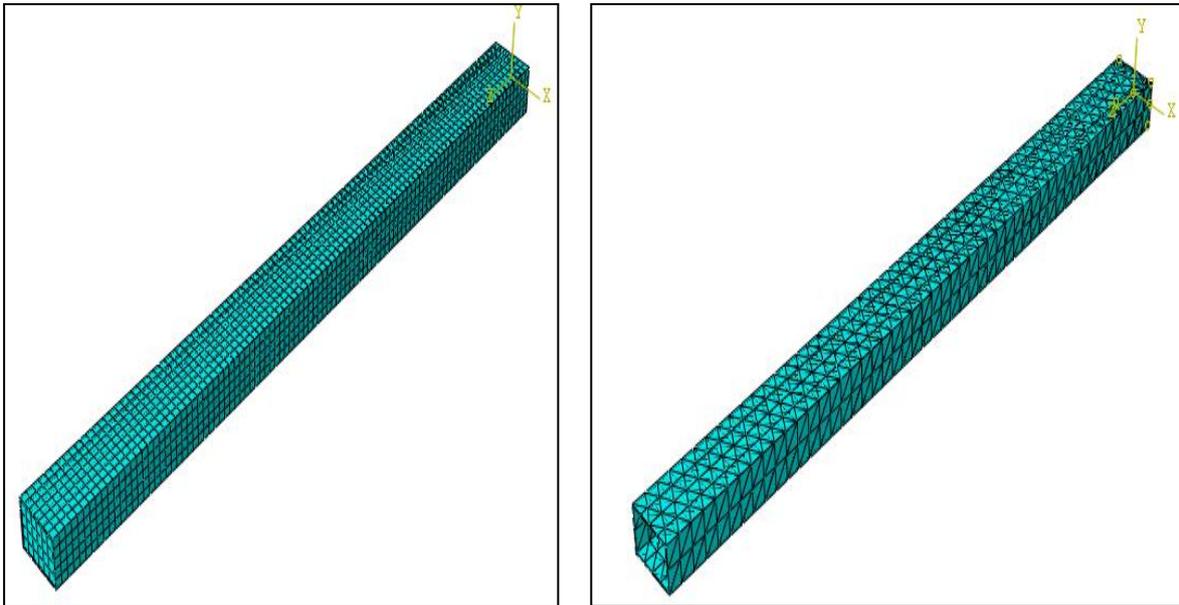


Figure III.21 Onglet du logiciel ABAQUS pour les Conditions d'appui

### III.4.2.3 Maillage (Mesh) :

Le maillage est envisagé par élément, le maillage de la plaque non raidie est présenté par des éléments de type C3D4: A 4- nœuds linéaire à brique à 4 nœuds et intégration réduite, cela signifie un élément de maillage sous forme d'une brique linéaire à huit 4 nœuds. 3758 mailles respectivement. (Figure III.22)

Pour le poteau mixte, le maillage du remplissage de béton est défini par des éléments solides de type est C3D8R c'est-à-dire une brique à 8 nœuds. Le nombre de mailles de l'ensemble des modèles poteau mixte est de 2400 mailles respectivement.



**Figure III.22** Maillage de la colonne vide et de la colonne remplie de béton sous ABAQUS

III.4.2.4 Débat et Analyse des Résultats

Dans un premier abord nous infligeons une charge de compression simple sur l'extrémité articulé du poteau tubulaire vide (Figure III.17.a) nous récupérons les résultats : contraintes, déformations et déplacements pour créer des courbes en fonction de la hauteur pour analyser par la suite.

Ensuite nous allons faire pareil pour la deuxième variante, nous allons remplir le creux avec du béton après l'avoir armé par 8HA10. (Figure III.17.b)

III.4.2.4.1 Le tube vide

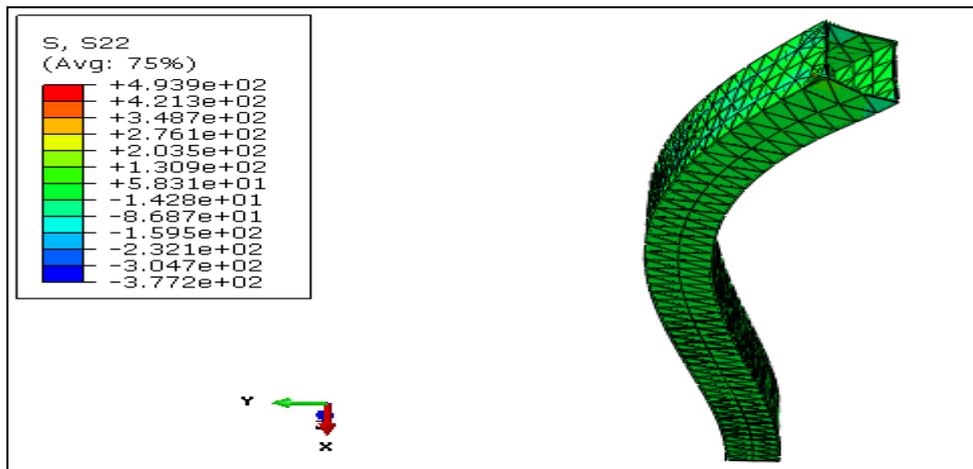


Figure III.23 iso valeur de l'état de contrainte S22 de la colonne vide sous ABAQUS

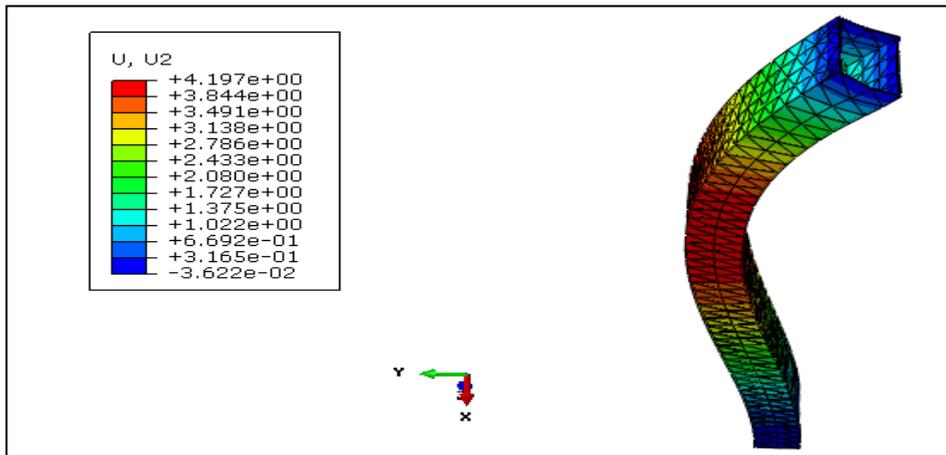


Figure III.24 iso valeur de l'état de déplacement U3 de la colonne vide sous ABAQUS

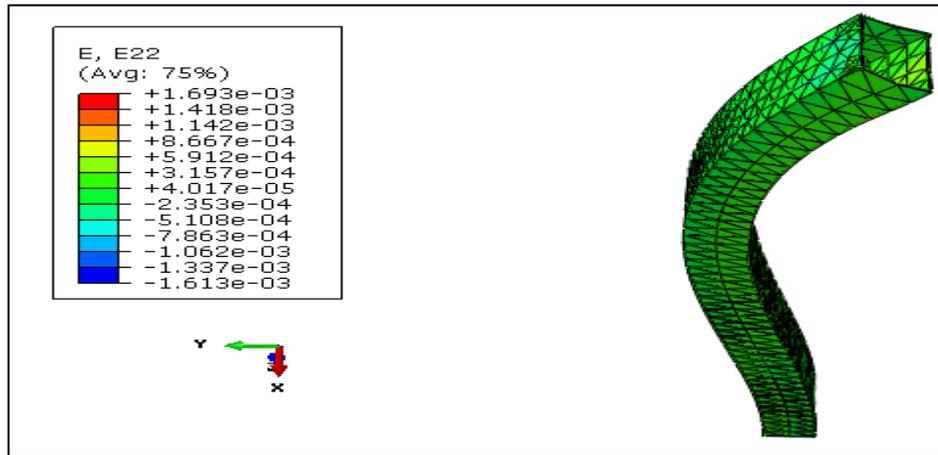


Figure III.25 iso valeur de l'état de déformation  $\epsilon_{22}$  de la colonne vide sous ABAQUS

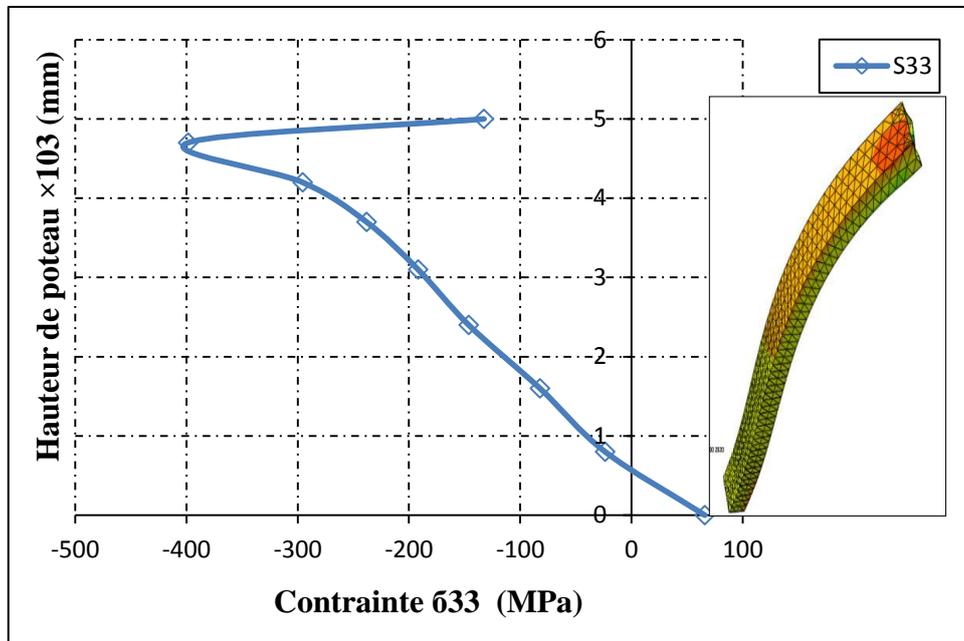
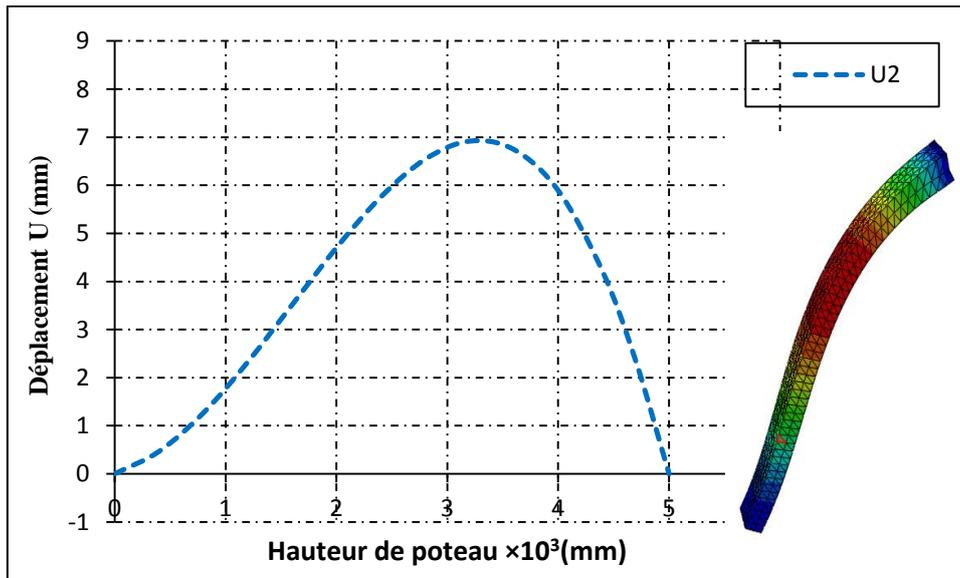


Figure III.26 Courbes Contrainte  $\sigma_{33}$  – Hauteur de poteau de la colonne vide

Le graphe sur la figure III.26 détermine la courbe des contraintes en fonction de la hauteur du poteau.

On remarque qu'à la base la contrainte est de 60 MPa (compression) tandis elle augmente jusqu'à une valeur maximale de 400MPa (traction) à une hauteur de 4,70m ensuite elle diminue pour atteindre 140MPa à 5m.



**Figure III.27** Courbes Déplacement– Hauteur de poteau de la colonne vide

Le graphe sur la figure III.27 détermine la courbe des déplacements en fonction de la hauteur du poteau.

On remarque qu'à la base ainsi qu'à l'autre extrémité les déplacements sont nuls, tandis qu'au milieu la courbe est parabolique atteint une valeur maximale à 3,20m équivalente à 7mm.

III.4.2.4.2 La colonne remplie de béton

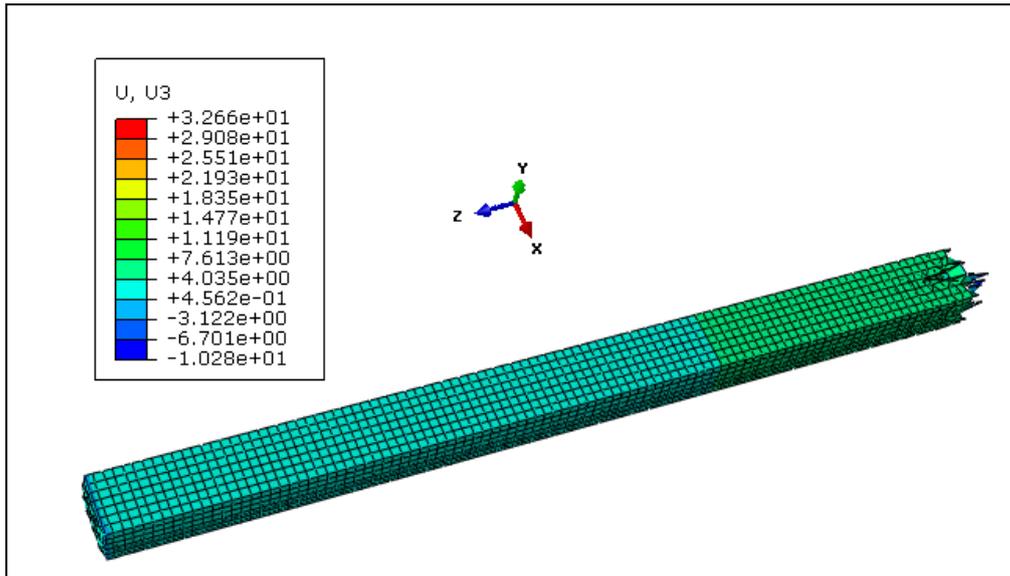


Figure III.28 iso valeur de l'état de déplacement U3 de la colonne remplie de béton sous ABAQUS

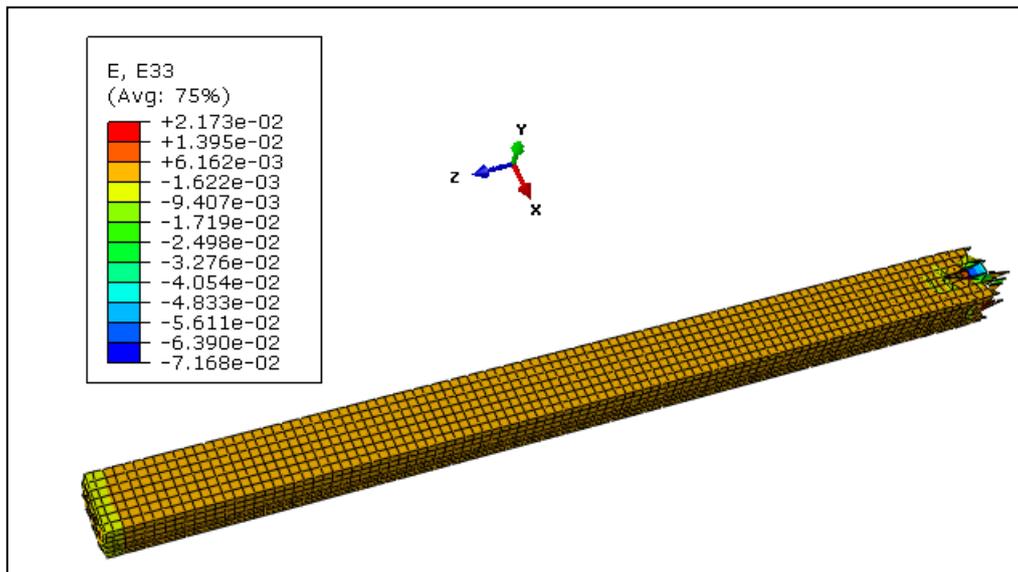
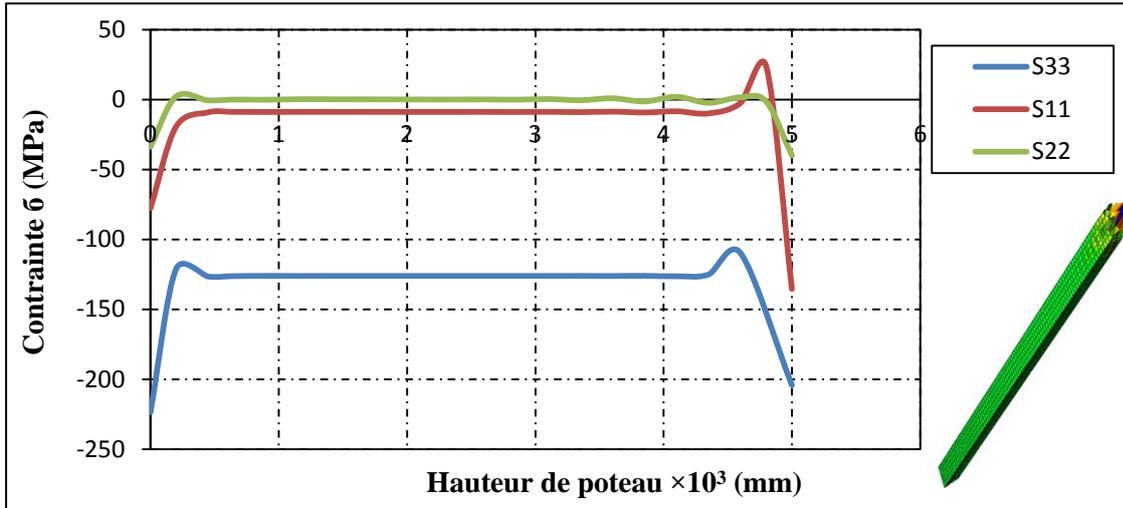


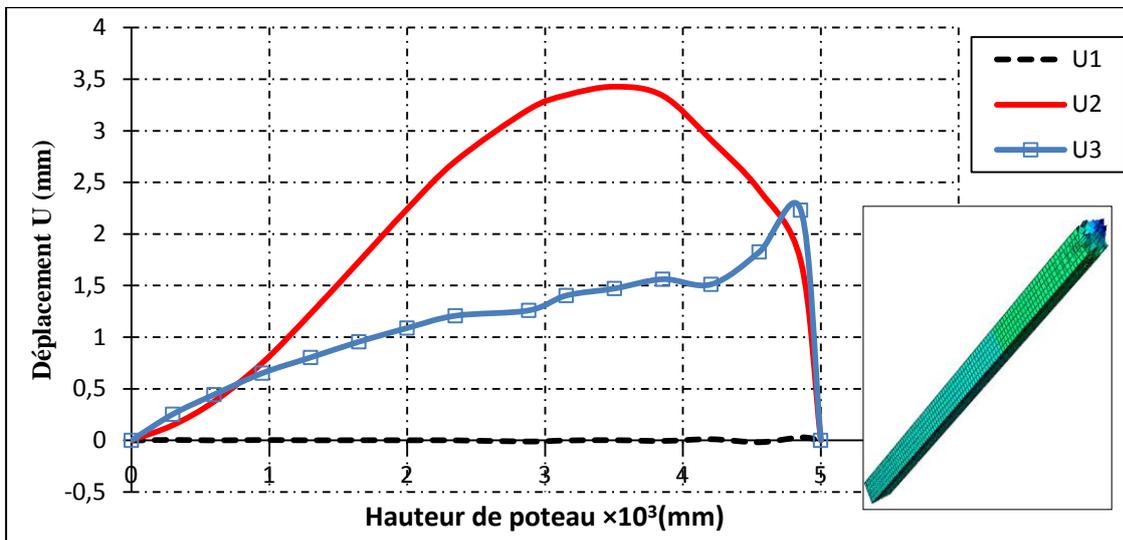
Figure III.29 iso valeur de l'état de déformation  $\epsilon_{33}$  de la colonne remplie de béton sous ABAQUS



**Figure III.30** Courbes Contrainte 633 – Hauteur de poteau de rempli de béton

Le graphe sur la figure III.30 détermine les courbes de contraintes en fonction de la hauteur du poteau et dans les trois directions X, Y et Z.

On remarque que les contraintes sont constantes sur tout le long du poteau et qui augmente aux extrémités.



**Figure III.31** Courbes Déplacement 633 – Hauteur de poteau de rempli de béton

Le graphe sur la figure III.31 détermine les courbes de déplacements en fonction de la hauteur du poteau et dans les trois directions X, Y et Z.

On remarque que le déplacement est nul dans la direction X, par contre dans la direction Y, la courbe est parabolique avec un déplacement max de 3,4mm, Suivant la direction Z la courbe est proportionnelle augmente jusqu'à un déplacement de 2,25mm.

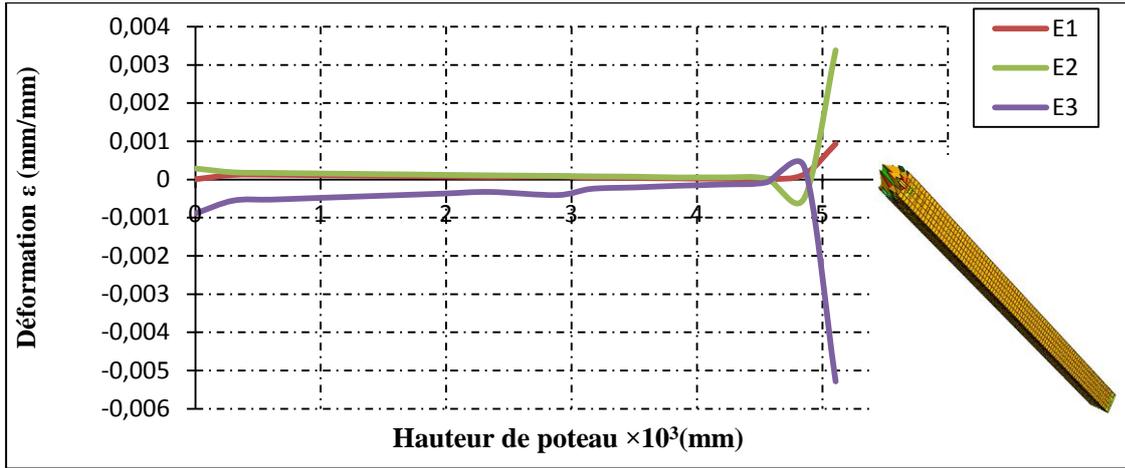


Figure III.32 Courbes Déformation  $\epsilon_{22}$  selon la hauteur de poteau de remplie de béton

Le graphe sur la figure III.32 détermine les courbes de déformations en fonction de la hauteur du poteau et dans les trois directions X, Y et Z.

On remarque que les courbes sont pratiquement confondues et constante tout le long du poteau sauf au appui, elles sont quasiment nulle.

Dans le but de déterminer le comportement mécanique de la colonne remplie de béton, on a procédé à l'étude de l'état de contrainte-déformation en un point situé à l'extrémité de la colonne. Les résultats obtenus sont montrés sur la figure III.33.

Le poteau rempli de béton a présenté un comportement élasto-plastique avec une déformation élastique de  $\epsilon_{el}=0.002$ .

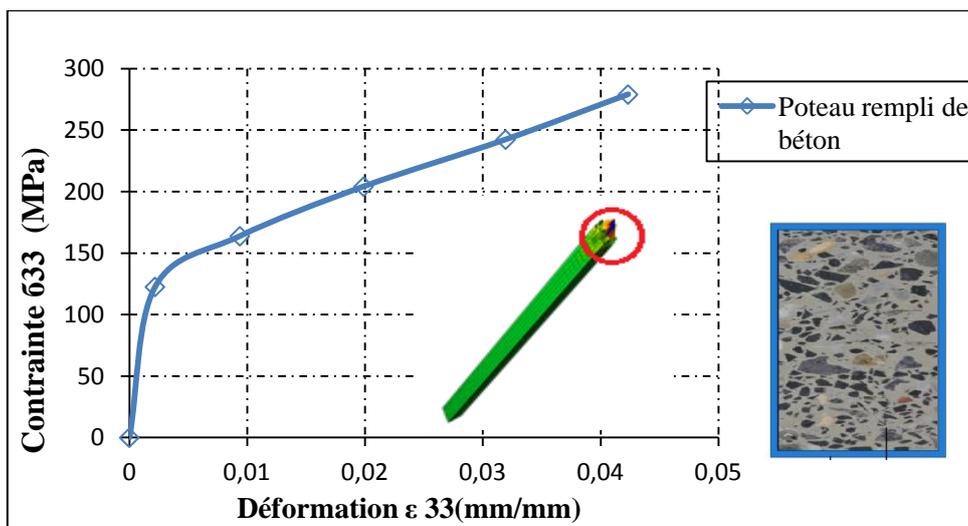
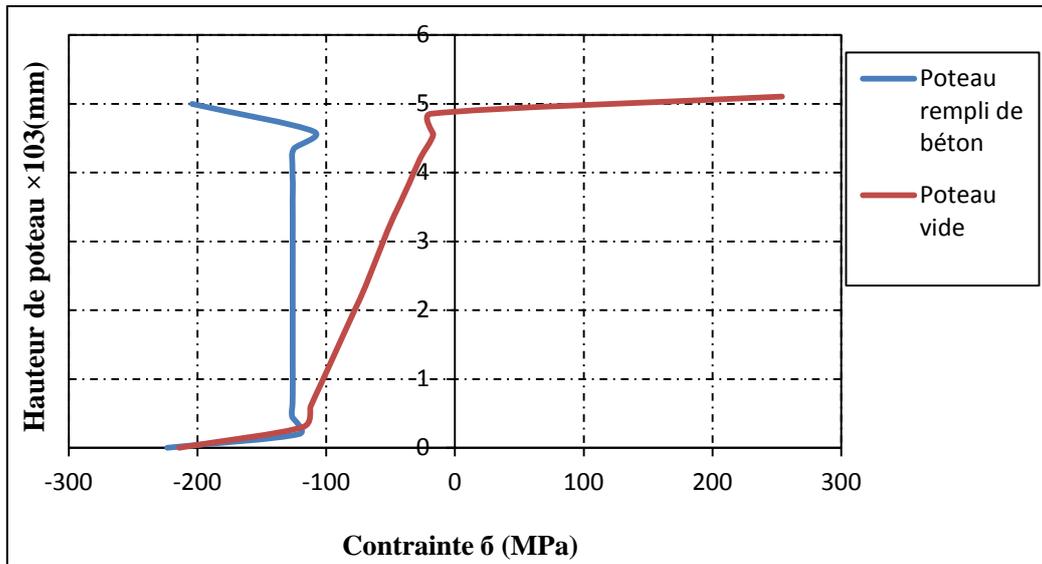


Figure III.33 Courbe contrainte – déformation de la colonne remplie de béton sous ABAQUS

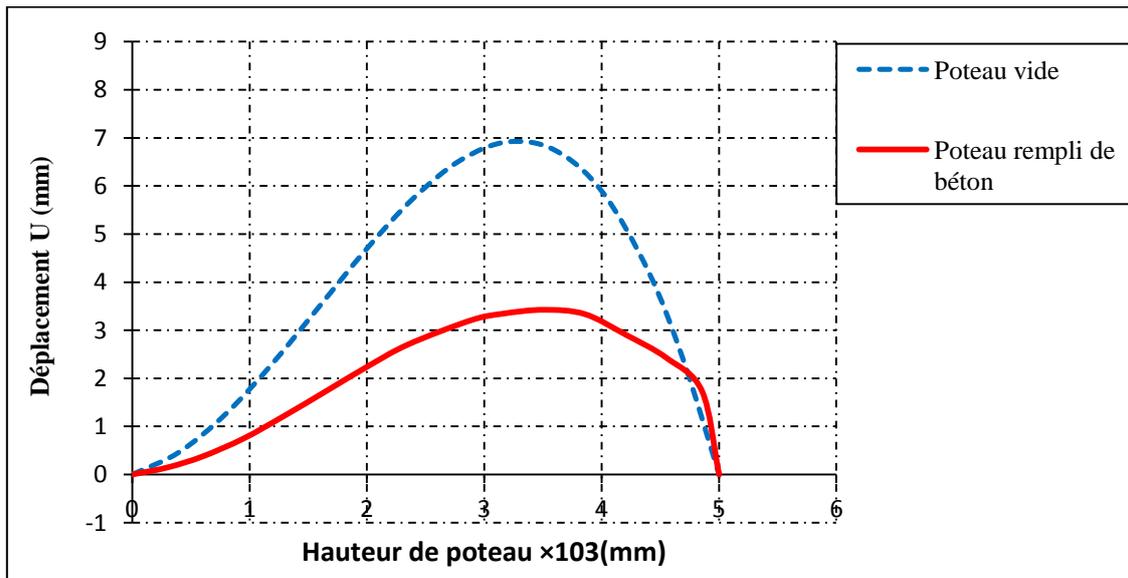
## III.4.2.5 Etude comparative



**Figure III.34** Etude comparative de la colonne remplie de béton avec et de la colonne vide

Le graphe sur la figure III.34 détermine les courbes de contraintes dans les poteaux vide/remplis en fonction de la hauteur.

On remarque que la contrainte est instable tout le long du poteau vide et bascule entre ( $\sigma_{\min} = -210$  MPa) et ( $\sigma_{\max} = -250$  MPa), tandis que pour le poteau rempli de béton, la courbe est constante tout le long du poteau sauf aux extrémités la diminution de contraintes est considérable avec un taux de 45%.



**Figure III.35** Courbes flèche – Hauteur de poteau

Le graphe sur la figure III.35 détermine les courbes de déplacements en fonction de la hauteur du poteau vide/rempli.

On remarque un déplacement majeure qui lui correspond de 6,91 mm pour le tube vide. Autrement dit on calcule un pourcentage décroissant vis-à-vis des déplacements par rapport au tube vide de 50 % pour le poteau rempli, ce qui montre clairement le rôle bénéfique et primordial du renforcement exprimé au gain de rigidité.

### III.5 Conclusion

L'utilisation du programme que nous avons développé pour le calcul des poteaux mixtes remplis ou enrobé de béton, est très avantageuse, c'est facile à utiliser, et permet à l'utilisateur de terminer les calculs en un temps réduit. Ce programme nous a permis de tracer les courbes d'interactions déformations/contraintes, et la résistance des poteaux mixtes de section en I et tubulaire remplis de béton sous chargement axial.

L'étude paramétrique a illustré l'influence de certains facteurs sur la résistance du poteau notamment celle de l'adhésion du béton acier qui semble être prépondérante.

Le programme de calcul numérique que nous avons développé, nous à permis d'élaborer des abaques de calcul, facilitant à l'utilisateur la détermination de la résistance à la compression des poteaux mixtes remplis de béton de différents types.

## CONCLUSIONS GENERALES

La Méthode simplifiée est très efficace utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant les poteaux, suivant l'Eurocode 4, Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur, et consiste à calculer l'effort de compression limite pour que ce dernier soit jugé stable.

La modélisation a été faite en utilisant le logiciel ABAQUS (version 6.14) qui est un programme en éléments finis puisant dans le calcul non linéaire, le contact entre l'acier et le béton est supposé partielle avec un coefficient de frottement égale a 0.25, la comparaison des différent résultats obtenue par la méthode des éléments finis la prédiction de règlement Eurocode 4 ont montrés la bonne concordance des résultats entre ces dernier ce qui nous a permis de conclure :

- Le modèle choisis pour l'analyse non linéaire des poteaux mixte a montré sa performance au point de vue capacité portante et mode de flambement ;
- La résistance des poteaux mixtes enrobés ou remplis de béton à la compression axiale est fortement influencée par les caractéristiques géométrique et matérielles des matériaux constituants ;
- Les résultats de la modélisation numérique ont montré clairement que le mode d'instabilité des poteaux élancés ( $\lambda \geq 0.2$ ) est le flambement générale ;

### **Pour le poteau en I partiellement ou totalement enrobé**

- Pour l'état de contraintes : le poteau en I vide est instable et flambé, par contre qu'avec l'enrobage partiel en béton armé la contrainte est proportionnelle tandis qu'avec l'enrobage total en béton armé la réduction de la contrainte est de 97,43%.

- Pour l'état de déplacement : la flèche diminue de plus de 90% pour le poteau enrobé partiellement ainsi que celui totalement enrobé de béton armé.

- Pour l'état de déformations : la réduction est de l'ordre de 98%.

### **Pour le poteau en tube vide et remplis de béton**

- Pour l'état de contraintes : lorsque nous remplissons le poteau vide, le poteau devient plus stable et une baisse des contraintes visibles de l'ordre de 45%.

- Pour l'état de déplacement : l'adhésion acier-béton fait gagner le poteau une réduction de la flèche estimée à 50%.

Il en résulte qu'un poteau mixte est très efficace, avec une optimisation sur le poids de 40% à 60% plus léger en acier que la construction non-mixte. Le béton agit comme en compression, tandis qu'une plus grande partie du poteau en acier agit en traction.

### **RECOMMANDATIONS**

Pour des travaux future étendus a notre travail nous suggestions d'étudier :

- Une série d'essais statiques afin de comprendre le véritable comportement des poteaux mixtes à différentes phases de chargement (chose que nous n'avons pas eu le temps de faire) ;
- L'utilisation des sections en acier rempli de béton comme des éléments de poutre;
- Etudier expérimentalement et numériquement le comportement de ce type de poteaux sous chargement de feu ;
- Mené une comparaison de la capacité portante des poteaux en acier rempli de d'autre type de béton;
- Etudier le comportement dynamique des poteaux mixtes.

**Références bibliographiques**

- [1] **Bruls A.** and Vandeveld, P. Sécurité contre l'incendie dans les bâtiments- *Partie I. Prévention passive. Universités de Liège et de Gent, 2000.*
- [2] **Y.C.Wang** "Tests on slender composite columns". *Journal of Constructional Steel Research* 49 (1999) 25–41.
- [3] **Ever.J.Barbero** "Prediction of buckling mode interaction in composite columns". *ACI Journal* December 10, 1999.
- [4] **N.E.Shanmugan, B.Lakshmi** "State of art report on steel – concrete composite columns". *Journal of Constructional Steel. Research* 57 (2001) 1041–1080.
- [5] **Lin-Hai Han, You-Fu Yang** "Cyclic performance of concrete filled steel CHS columns under flexural loading". *Journal of Constructional Steel. Research* 61 (2005) 423–452.
- [6] **Kefeng.T, John.M.N, Xincheng.P.** "Mechanical properties of high strength concrete filled steel tubular columns; Part1: Concentrically loaded". *ACI Journal* 22 April 2003.
- [7] **Belounis R.** Etude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations. *Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.*
- [8] **Sekkiou S.** Etude du comportement des poteaux mixtes acier-béton compte tenu d'une exigence au feu. *Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.*
- [9] Structural Steelwork Eurocodes Development of A Tres-National Approach (S.S.E.D.T.A). *S.S.E.D.T.A-2 Final Version 2000.*
- [10] **Manferd A. Hirt et Michel:** «Traité de génie civil, charpentes métalliques ». *Volume 11 (2005). Deuxième Edition revue et adaptée 2005.*
- [11] **Émérite Aribert Jean-Marie,** Calcul des poteaux mixtes selon les Eurocodes, *Journée technique « Solutions Mixtes pour les bâtiments », 23 Novembre 2017, INSA - Paris.*
- [12] **Belkada S.** « Mise au point d'une méthode Simplifiée de calcul au feu des colonnes mixtes Acier-Béton partiellement enrobées en considérant le problème de l'excentricité. *Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Tizi-Ouzou, 2015.*
- [13] **Touati H.** Etude de la performance d'un poteau mixte sous différentes sollicitations comparaison avec le poteau métallique. *Mémoire de Master, Département de Génie Civil, Université de Tizi-Ouzou, 2015.*
- [14] **ENV 1993-1-1-Eurocode 3:** Part1-1: Rivised Annex J ; Joint in building frames 1993.
- [15] **M.Mouli, H.Khelafi** "Strength of short composite rectangular hollow section columns filled with lightweight aggregate concrete". *Engineering Structures* (2006) ,doi:10.1016/j.engstruct. 2006.10.00.
- [16] **Dalin Liu** "Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns". *Journal of Constructional Steel. Research* 61 (2005) 902–911.

- [17] **S.Ramana Gopal, P. Devadas Manoharan** “Experimental behaviour of eccentrically loaded slender circular hollow steel columns in-filled with fibre reinforced concrete”. *Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006) 513–520.
- [18] **Muhammad Naseem Baig, FAN Jiansheng, NIE Jianguo** “Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns”. *ISSN 1007-0214 05/15 pp657-666 Volume 11, Number 6, December 2006*.
- [19] **Khandaker M, Anwra Hossain** “Axial load behaviour of thin walled composite columns”. *Composites: part B* 34 (2003)715-725
- [20] **Eurocode 4** –Conception et dimensionnement des structures mixtes acier –béton. *Partie 1-1:règles générales et règle pour les bâtiments*.
- [21] **Johansson M. and Gylltoft K** “Mechanical Behaviour of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns”. *Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 8, August 2002,ASCE, 1073-1081*.
- [22] **Zhong.T, Lin.Hai.H, Zhi-Bin.Wang** “Experimental behaviour of stiffened concrete filled thin walled hollow structural (HSS) stub column”. *Journal of Constructional Steel Research* 61 (2005) 962–983.
- [23] **Mohanad Mursi, Brian Uy** “Strength of slender concrete filled high strength steel box columns”. *Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004) 1825–1848
- [24] **T. Yu, Y.L. Wong, J.G. Teng, and S.L. Dong** “Structural Behaviour of Hybrid FRP-Concrete-Steel Double-Skin Tubular Columns”. *The Hong Kong Polytechnic University (Project No: 1-ZE06) the National Science Foundation of China (Project No. 50329802)*.
- [25] **Cheng-Chih Chen, Nan-Jiao Lin** “Analytical model for predicting axial capacity and behaviour of concrete encased steel composite stub columns”. *Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006) 424–43.
- [26] **C.C. Weng, S.I. Yen** “Comparisons of concrete-encased composite column strength provisions of ACI code and AISC specification”. *Engineering Structures* 24 (2002) 59–72.