

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de recherche scientifique

UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE

N° d'ordre :.....

Faculté des sciences de l'ingénieur  
Département de génie civil

Mémoire de magister en génie civil

Option : Mécanique des structures

Préparé par : M<sup>elle</sup> **BELOUNIS Radia**

Ingénieur en génie civil

Intitulé du mémoire :

**ETUDE DE LA PERFORMANCE DES POTEAUX  
MIXTES ACIER-BETON SOUS DIFFERENTES  
SOLLICITATIONS.**

Soutenue le :23/04/2008

Devant le jury de soutenance :

Président :	Mr. HOUARI H.	Professeur	U.M. Constantine
Rapporteur :	Mr. MIMOUNE M.	Professeur	U.M. Constantine
Examineurs :	Mr. BELOUAR A.	Maître de conférence	U.M. Constantine
	Mr. DJEBBAR N.	Maître de conférence	U.M. Constantine

## Remerciements

Ce travail a été effectué au **Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures (L.M.S.S)** du département de GENIE CIVIL à l'université MENTOURI de CONSTANTINE.

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

Comme guise de reconnaissance, j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à mon encadreur Mr M.MIMOUNE, Professeur à l'université Mentouri Constantine pour son aide, ses encouragements et à l'aide précieuse qu'il m'a apporté en faisant profiter largement des ses connaissances. Je ne serais oublier sa constante disponibilité.

Mes remerciements vont également à mes enseignants : Madame MIMOUNE F.Z, Professeur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur HOUARI H, Professeur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur TEKKOUK A, Docteur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur BOUMEKKIK A, Professeur à l'université Mentouri Constantine, Monsieur KHALFELLAH S, Maître de conférences à l'université de Jijel, Docteur BOUSALEM B, Maître de conférences à l'université Mentouri Constantine.

Ma sincère reconnaissance va au Professeur HOUARI HACENE, pour m'avoir fait l'honneur d'être le président de mon jury de soutenance.

J'adresse mes sincères remerciements à messieurs les membres de jury :

- Mr BELOUAAR AHMED
- Mr DJEBBAR NABIL

Pour l'intérêt bienveillant qu'ils ont accordé à ce travail. Je voudrais encore une fois leur exprimer ma profonde gratitude.

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

## Table de matières :

REMERCIEMENTS.....	I
RESUME.....	II
ABSTRACT .....	III

### INTRODUCTION GENERALE :

1. Introduction .....	1
2. Objectif.....	2
3. Organisation du mémoire.....	2

### CHAPITRE 1: INTRODUCTION A LA CONSTRUCTION MIXTE DES BATIMENT

1.1 Généralités.....	3
1.2 Raisons D'utiliser Des Structures Mixtes .....	4
1.2.1 Aspects Architecturaux.....	4
1.2.2 Aspects Economiques .....	4
1.2.3 Fonctionnalité .....	5
1.2.4 Equipements Et Utilisation Flexible Du Bâtiment.....	5
1.2.5 Assemblage .....	5
1.3 Eléments De Construction.....	6
1.3.1 Les Poutres Mixtes .....	7
1.3.2 Les Dalles Mixtes.....	7
1.3.3 Les Poteaux Mixtes.....	7
1.4 Matériaux Utilisés Dans Un Élément Mixte.....	8
1.5 Comparaison Avec D'autres Méthodes .....	8
1.6 Conclusions .....	9

### CHAPITRE 2 : CALCUL DES POTEAUX MIXTES SELON L'EC4

2.1 Introduction .....	10
2.2 Méthodes De Calcul.....	11
2.2.1 Voilement Local Des Eléments Structuraux En Acier.....	11
2.2.2 Conditions D'utilisation De La Méthode Simplifiée De Calcul.....	12
2.2.3 Poteaux Mixtes Soumis A Compression Axiale.....	13
2.2.3.1 Résistance De La Section.....	13
2.2.3.2 Elancement Réduit.....	14
2.2.3.3 Résistance Au Flambement.....	16
2.2.4 Poteaux Mixtes Soumis A Compression Axiale Et Flexion.....	17
2.2.4.1 Résistance De La Section Sous Moment De Flexion Et Effort Normal.....	17
2.2.4.2 Amplification De Second Ordre Des Moments De Flexion.....	20
2.2.5 Résistance D'un Poteau Mixte Sous Compression Accompagnée De Flexion Mono-Axiale.....	21

2.2.6 Résistance D'un Poteau Mixte Sous Compression Accompagnée De Flexion Bi-Axiale.....	22
2.3 Conclusions.....	24

### CHAPITRE 3 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

3.1 Introduction.....	25
3.2 Poteaux Courts.....	25
3.2.1 Diagramme D'interaction .....	26
3.2.2 Eléments Axialement Chargé.....	26
3.3 Poteaux Elancés.....	26
3.4 Études Expérimentales .....	27
3.4.1 Poteaux Mixtes Remplis De Béton.....	27
3.4.2 Poteaux Mixtes Enrobés De Béton .....	29
3.5 Effets De L'élançement .....	30
3.6 Effets De Chargement, Et De Sollicitations Extérieures.....	30
3.7 Matériaux Utilisés.....	32
3.7.1 Tube En Acier.....	32
3.7.2 Béton .....	32
3.7.2.1 Béton Léger (Béton De Pouzzolane).....	32
3.7.2.2 Béton De Haute Résistance.....	32
3.7.2.3 Béton Renforcé De Fibre (FRC) .....	33
3.8 Modes De Rupture.....	33
3.9 Comparaison Avec Les Poteaux Métalliques.....	35
3.10 Codes De Conception.....	36
3.10.1 Le Code Américain Du Béton Armé (ACI 318-89).....	36
3.10.2 Le Code Américain Des Structures Métalliques (AISC-LRFD).....	36
3.10.3 Le Code Japonnais (AIJ) .....	37
3.10.4 Le Code Britannique Bs5400-Partie 5 .....	37
3.10.5 Code Européen EC4 .....	37
3.10.6 Comparaison Entre Les Codes De Conception.....	38
3.11 Sections Mixtes .....	38
3.12 Conclusion .....	42

### CHAPITRE 4 : ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES POTEAUX

#### TUBULAIRES REMPLIS DE BETON

4.1 Introduction .....	43
4.2 Comportement Mécanique Des Matériaux .....	43
4.2.1 Comportement De L'acier.....	43
4.2.1.1 Flambement Du Poteau.....	44
4.2.1.2 Équation De Calcul Pour Le Flambement.....	46
4.2.1.3 Voilement Des Sections Minces .....	46
4.2.2 Comportement Du Béton.....	48
4.2.2.1 Confinement .....	49
4.2.2.2 Effet Du Béton Sur L'acier.....	50
4.2.3 Interaction Entre Le Noyau Béton Et Le Tube En Acier.....	53

4.2.3.1 Mécanismes De Transfert De Charge .....	53
4.2.3.2 Implication De L'application De La Charge Pour Le Comportement Mécanique.....	54
4.2.3.3 Résistance Résiduelle En Cas De Rupture De Cisaillement Plane.....	55
4.3 Propriétés Mécaniques De L'acier En Traction Et, En Compression.....	56
4.4 Mécanismes De Transfert De Cisaillement.....	57
4.4.1 Adhérence.....	57
4.4.2 Contact D'interface.....	58
4.5 Résistance Au Cisaillement Contrainte D'adhérence.....	58
4.6 Conclusion .....	60

## **CHAPITRE 5: CALCUL DES POTEAUX MIXTES TUBULAIRE REMPLIS DE BETON SOUS COMPRESSION, ET SOUS FLEXION –COMPRESSION COMBINEES.**

5.1 Introduction.....	61
5.2 Hypothèses De Calcul .....	61
5.3 Caractéristiques Des Matériaux .....	62
5.3.1 Béton .....	62
5.3.2 Aciers D'armature.....	63
5.3.3 Acier De Construction .....	63
5.4 Programme De Calcul.....	64
5.5 Confrontation Des Résultats Numériques Du Programme.....	68
5.6 Etude Comparative .....	72
5.6.1 Comparaison Avec Les Essais De Zhong T, Lin Hai.H, Zhi Bin.W.....	72
5.6.2 Comparaison Avec Les Essais De M.Mouli, Et H. Khelafi.....	73
5.7 Etude Paramétrique.....	75
5.7.1 Poteau De Section Rectangulaire, Et Carrée Sollicité En Compression Axiale... ..	75
5.7.1.1 L'effort Normal Critique .....	75
5.7.1.2 Influence De La Section Du Poteau .....	76
5.7.1.3 Influence De La Quantité D'armature Longitudinale.....	78
5.7.1.4 Influence De La Nuance De L'acier De Construction .....	79
5.7.1.5 Influence Des Classes De Résistance Du Béton.....	81
5.7.1.6 Influence De La Limite Elastique De L'acier Des Armatures.....	82
5.7.1.7 Influence De La Variation Du Nombre De Barre D'armatures.....	84
5.7.2 Poteaux Circulaire Sollicité En Compression Axiale .....	86
5.7.2.1 Influence De La Section Du Poteau.....	86
5.7.2.2 Influence De La Quantité D'armatures Longitudinales .....	89
5.7.2.3 Influence De La Nuance De L'acier De Construction.....	90
5.7.2.4 Influence De La Classe De Résistance Du Béton.....	91
5.7.2.5 Influence De La Nuance De L'acier Des Armatures .....	93
5.7.2.6 Influence Du Nombre De Barres D'armature .....	94
5.7.2.7 L'effet De L'excentricité .....	96
5.7.2.8 L'effet De nu1, et nu2 .....	97
5.7.3 Poteau De Section Rectangulaire Sollicités En Compression, Et Flexion Combinées.....	99
5.7.3.1 Courbes D'interaction M-N D'un Poteau Rectangulaire.....	99
5.7.3.2 L'effet De La Présence Des Armatures Sur L'interaction M-N.....	100

5.7.3.3 L'effet De La Nuance D'acier Sur L'interaction M-N .....	101
5.7.3.4 L'effet De La Quantité D'armature Et La Nuance D'acier De Construction.....	102
5.7.3.5 L'effet De La Longueur De Flambement Sur L'interaction M-N.....	103
5.7.4 Poteau De Section Circulaire Sous Compression-Flexion Combinées .....	105
5.7.4.1 Courbes D'interaction M-N D'un Poteau Circulaire.....	105
5.7.4.2 L'effet de la longueur du flambement du poteau .....	106
5.7.4.3 L'effet De La Quantité D'armature .....	106
5.8 Intérêt D'utilisation Des Poteaux Mixtes Acier-Béton .....	108
5.9 Abaques De Calcul De La Résistance Des Poteaux Mixtes.....	111
5.9.1 Mode D'emploi Des Abaques .....	111
5.10 Conclusion .....	117
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>118</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>120</b>

## INTRODUCTION GENERALE

### 1. 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.

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.

Les poteaux mixtes tubulaires remplis de béton sont devenus de plus en plus populaires dans les applications structurelles dans le monde. C'est dû à leur haute résistance, aussi bien qu'aux autres propriétés telles que la ductilité élevée, et la capacité portante.

Bien que le risque d'un tremblement de terre important en quelques pays soit petit, ce type de poteau peut offrir beaucoup d'autres avantages, par exemple la rapidité de la construction, aspects de sécurité, et utilisation possible des assemblages normalisés simples. On peut indiquer qu'un poteau mixte fournit les économies d'un poteau en béton avec la rapidité de la construction d'un poteau en acier, ayant pour résultat des économies significatives dans la structure globale d'un projet de construction.

## **2. Objectif :**

Le but principal de ce travail est de déterminer la résistance des poteaux tubulaires en acier remplis de béton. Afin de réaliser ceci, des travaux expérimentaux et des analyses non-linéaires par éléments finis ont été employés pour les comparer avec la résistance théorique du poteau mixte issue du calcul numérique par le programme développé. En l'ensemble ils peuvent devenir un outil très puissant en gagnant une meilleure compréhension de la résistance des poteaux mixtes.

La partie principale du travail est prévue pour clarifier la performance des colonnes mixtes acier-béton : comment les matériaux agissent comme un corps solidarisé, en donnant une résistance plus élevée que celles des matériaux de composition, chacun dans son domaine.

Ce mémoire traite seulement les sections en acier creuses rectangulaires, carrés, et circulaires remplies de béton.

## **3. Organisation du mémoire :**

Ce mémoire se compose d'une partie d'introduction générale et de cinq chapitres suivit de conclusions et recommandations. Le Chapitre 1 donne les informations générales sur la construction mixte, ces avantages et ces inconvénients dans le domaine du bâtiment, alors que le 2<sup>ème</sup> Chapitre traite la méthode simplifiée du calcul des poteaux mixtes proposée par l'EC4. Le Chapitre 3, est consacré à une étude bibliographique sur le comportement des poteaux mixtes. Dans le Chapitre 4, le comportement mécanique du béton et de l'acier est discuté, relié à leur fonction dans un poteau de section creuse remplie de béton. De plus, le transfert d'effort de cisaillement des mécanismes à l'interface entre le béton et l'acier est présenté. Les principaux facteurs comme l'effet de confinement, les modes de rupture, et les effets de l'élançement sont aussi traités. En chapitre 5, une description de l'outil de calcul utilisé y est aussi effectuée ainsi que les limitations et les hypothèses de calcul, les courbes obtenus par le calcul ont été bien discutées.

Finalement, le mémoire se termine par les conclusions et recommandations concernant la portée de ce travail.



## INTRODUCTION A LA CONSTRUCTION MIXTE DES BATIMENT

### 1.1 GENERALITES :

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts. Bien que de nature franchement différente, ces deux matériaux sont complémentaires:

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

Le dimensionnement des structures de bâtiments et de ponts est dominé principalement par la réalisation et le support de surfaces horizontales. Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé par des armatures en acier résister à la traction. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle, par exemple par des poutres, plutôt que d'épaissir le plancher. Dans les structures de bâtiment, le grillage de poutres est soutenu à son tour par des poteaux. Les poutres et les poteaux peuvent être réalisées en utilisant des sections acier, généralement des profilés laminés en I et en H respectivement. Il était usuel de dimensionner l'ossature métallique pour reprendre seule l'ensemble des charges, mais depuis les années 50, il est devenu de plus en plus courant de connecter les dalles de béton aux poutres les supportant à l'aide de moyens mécaniques. Ces derniers éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier béton de telle façon que la dalle et la poutre métallique agissent ensemble comme un élément unique, communément appelé « poutre mixte ».

Pratiquement, la connexion est assurée par des goujons à tête ou d'autres connecteurs qui sont soudés ou fixés par pistolet à l'acier structurel et ceinturé par le béton.

Les éléments mixtes que sont les poutres mixtes, les poteaux mixtes et les dalles mixtes avec tôle profilée sont utilisés depuis de nombreuses années. Des hypothèses simplificatrices sur l'interaction entre l'acier structurel et la dalle de béton ont permis de considérer la construction mixte comme une simple extension de la construction métallique. L'application de cette

technologie ayant montré son efficacité, des projets de recherche à grande échelle ont démarré à l'échelle mondiale en vue d'améliorer les connaissances.

## **1.2 Raisons d'utiliser 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.

### **1.2.1 Aspects architecturaux :**

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet

- des portées plus importantes
- des dalles plus minces
- des poteaux plus élancés

et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

### **1.2.2 Aspects économiques :**

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles) et d'une construction plus rapide.

Les rapports portée 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.
- économie 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

### **1.2.3 Fonctionnalité :**

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisées sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute Température

### **1.2.4 Equipements et utilisation flexible du bâtiment :**

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires.

Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en co-propriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements:

- dans les faux plafonds
- dans un faux-plancher
- des caissons situés le long des murs

L'espace entre la retombée et la semelle inférieure d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

### **1.2.5 Assemblage :**

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants:

- **Plate-forme de travail :**

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

- **Coffrage permanent :**

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La tôle profilée est également une barrière efficace à la vapeur.

La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

- **Armatures :**

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

- **Vitesse et simplicité de construction :**

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m<sup>2</sup> de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m<sup>2</sup> de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois homme **Produits à la qualité contrôlée:** Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

### **1.3 Eléments de construction :**

Un élément mixte est généralement porteur; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes :

- Les poutres mixtes,
- Les dalles mixtes,

- 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.

### 1.3.1 Les poutres mixtes :

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.

### 1.3.2 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; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. 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.

### 1.3.3 Les poteaux mixtes

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes figure1.1 :

- les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement.
- les poteaux remplis de béton.

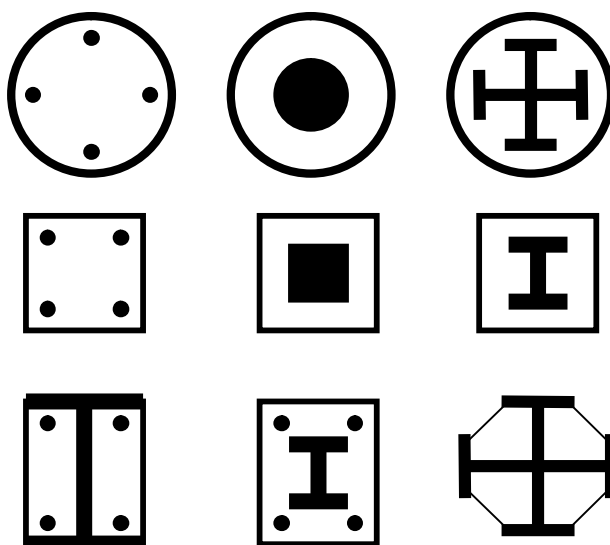


Figure 1.1 Exemples de poteaux mixtes.

#### 1.4 Matériaux utilisés dans un élément mixte :

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement 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 [EC2, EC3, EC4].

#### 1.5 Comparaison avec d'autres méthodes :

Pour pouvoir user des effets de synergie et profiter des avantages disponibles possibles, il est nécessaire d'utiliser des éléments mixtes, les éléments mixtes présentant une rigidité et une capacité de charge plus grandes qu'un élément métallique présentant les mêmes dimensions.

## 1.6 Conclusions :

La construction mixte est populaire pour les bâtiments et les ponts à causes des aspects suivants:

- Economie
- Architecture
- Fonctionnalité
- Equipements et utilisation flexible du bâtiment
- Assemblage

Cependant, l'utilisation de la construction mixte devrait se renforcer pour prendre une place importante à côté de la construction métallique traditionnelle à l'aide des Eurocodes, des documents d'application nationale, comme supports additionnels.

De nombreuses recherches partout en Europe ont amélioré les systèmes existants de construction mixte et ont mené au développement de nouvelles technologies comme les planchers slim-floor avec des assemblages semi-continus aux poteaux, des nouveaux profilés métalliques ou des systèmes minimisant les temps d'érection et d'assemblage.

## CALCUL DES POTEaux MIXTES SELON L'EUROCODE 4

### 2.1 Introduction

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 fort différentes; il suffit de modifier les épaisseurs des sections en acier et/ou la résistance du béton et/ou la quantité d'armatures. Ainsi 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 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.



## 2.2 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 de figure.

### 2.2.1 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:

- $d / t \leq 90 \varepsilon^2$  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  $\varepsilon = \sqrt{235/f_{y,k}}$  où  $f_{y,k}$  est la limite d'élasticité de l'acier constituant le profil.

### 2.2.2 Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

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

- 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.
- 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 ;
- L'élançement réduit  $\bar{\lambda}$  du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0 ;
- 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 2.1(a).

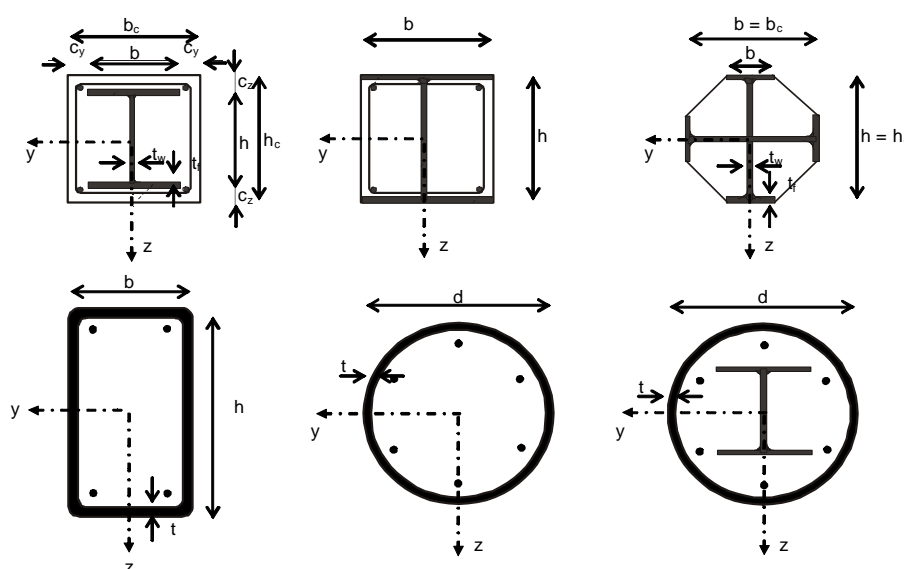


Figure 2.1 Exemples types de sections transversales de poteaux

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 ci-dessus.

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 oeuvre 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.

### 2.2.3 Poteaux mixtes soumis à compression axiale

#### 2.2.3.1 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:

$$\text{Pour les sections enrobées de béton: } N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2.1)$$

Pour les sections creuses remplies de béton:

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

$A_a$ ,  $A_c$  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  $0,1 N_{Sd}d$  où  $d$  représente le diamètre extérieur de la 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:

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

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

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

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

Pour  $e > d/10$ , on doit adopter  $\eta_a = 0$  et  $\eta_c = 1,0$ . Dans les relations (4) et (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'élanement réduit  $\bar{\lambda}$  selon:

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \quad (2.6)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (2.7)$$

La présence de moments sollicitant de calcul  $M_{Sd}$  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'élanement 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.

### 2.2.3.2 Elancement réduit

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

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff.k}}{L_{fl}^2} \quad (2.8)$$

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 fissuré) et de l'armature;

$E_a$  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 :

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G.Sd}}{N_{Sd}} \varphi_t} \quad (2.10)$$

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  $\bar{\lambda}$ , 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

$$\delta = \frac{A_a f_y}{\gamma_{Ma} N_{pl.Rd}}$$

qui représente la contribution de la section métallique à la résistance axiale totale du poteau. On notera que le calcul de  $\bar{\lambda}$  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  $\bar{\lambda}$  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  $0,5/(1-\delta)$  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).

### 2.2.3.3 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 :

$$N_{Sd} \leq \chi N_{pl.Rd} \quad (2.12)$$

où la valeur de  $\chi$ , coefficient de réduction relatif au plan de flambement considéré est donnée en fonction de l'élançement  $\bar{\lambda}$  et de la courbe européenne de flambement appropriée. Les courbes européennes s'appliquant aux poteaux mixtes sont données au Tableau 2.1.

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

**Tableau 2.1. Courbes de flambement et imperfections**

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

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]. \quad (2.14)$$

Où  $\alpha$  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 2.1 pour calculer un moment de flexion de premier ordre supplémentaire causé par l'excentricité de cette charge axiale

## 2.2.4 Poteaux mixtes soumis à compression axiale et flexion

### 2.2.4.1 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'élanement, 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 2.2.

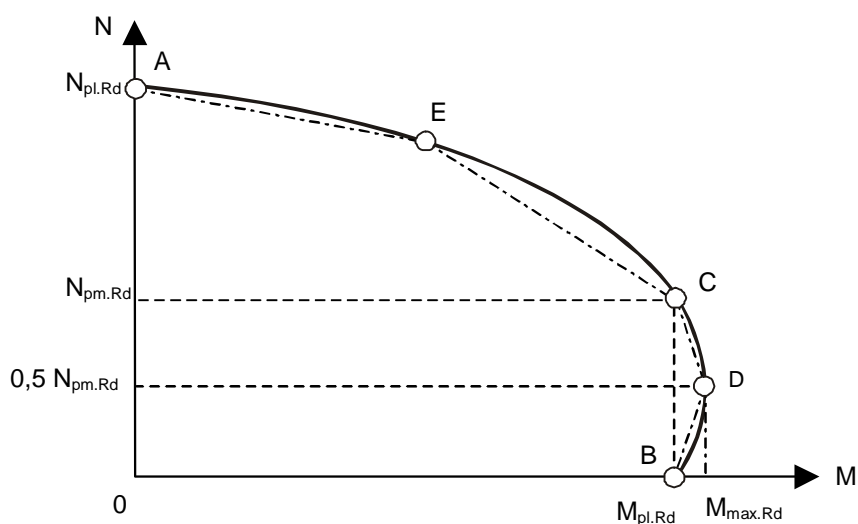


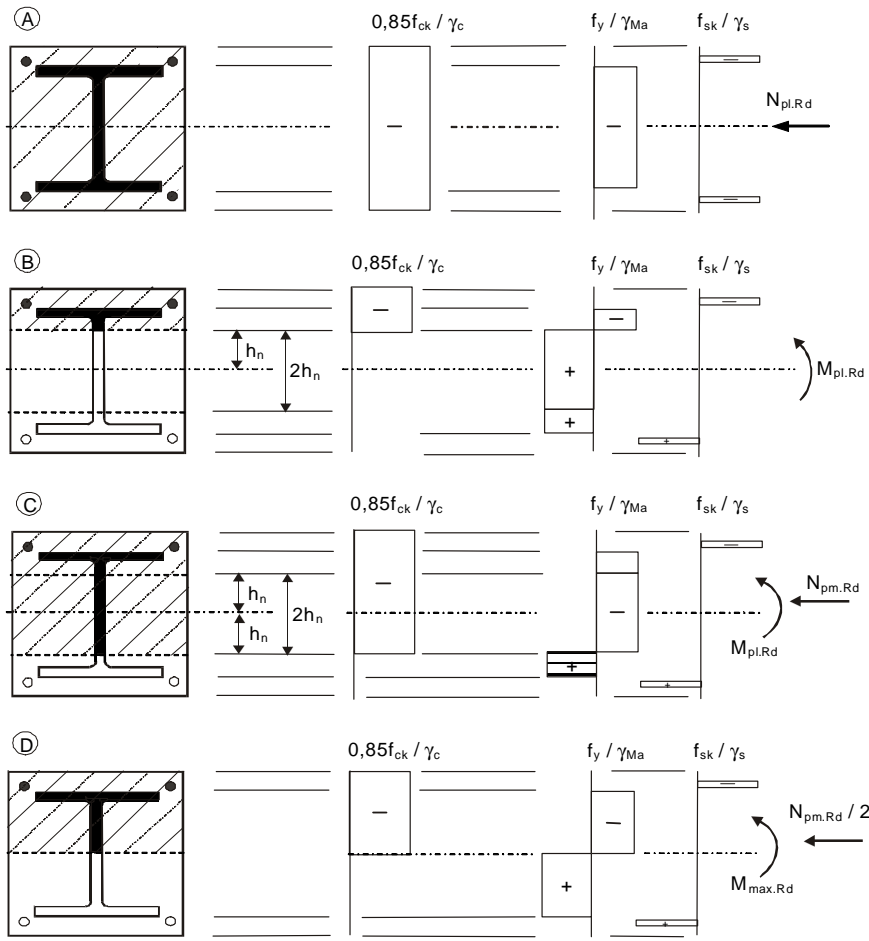
Figure 2.2 Courbe d'interaction  $M-N$  (flexion mono-axiale)

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 2.3 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 2.2.





**Figure 2.3 Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction (section enrobée de béton)**

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

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

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

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

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

$$N_C = N_{pm.Rd} = A_C \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (\text{section enrobée})$$

$$= A_C \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (\text{section creuse remplie de béton})$$

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

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

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} A_c 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ (section enrobée)}$$

$$= \frac{1}{2} A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ (section creuse remplie de béton)}$$

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.

$$M_D = W_{pa} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pc} 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$W_{pa}$ ,  $W_{ps}$ ,  $W_{pc}$  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 2.2.

### 2.2.4.2 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  $\bar{\lambda} < 0,2(2 - r)$ , où  $r$  est le rapport des moments de flexion existant aux extrémités du poteau ( $-I \leq r \leq +I$ ). 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.

### 2.2.5 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 2.4 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  $\mu_d$  de la pleine résistance plastique  $M_{pl,Rd}$ , est défini à l'aide de la courbe d'interaction.

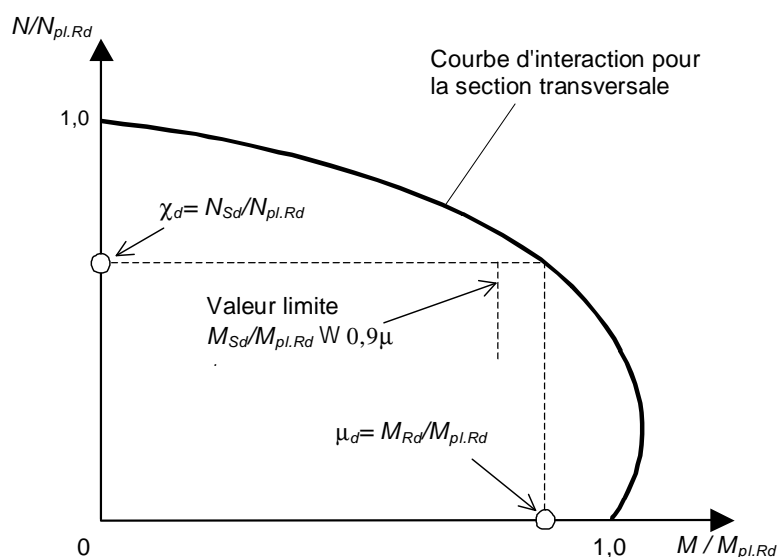


Figure 2.4 Résistance du poteau sous compression axiale et flexion uni-axiale

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

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

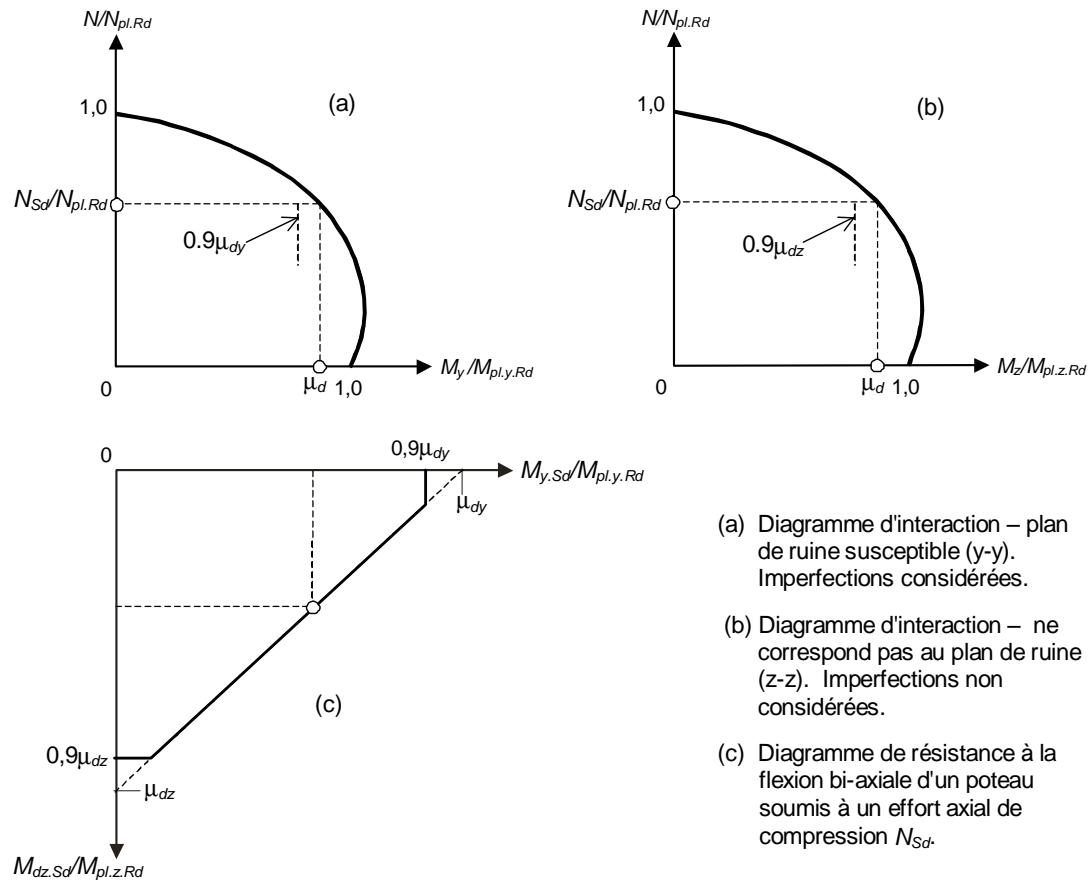
La réduction de 10 % opérée par l'introduction du facteur 0,9 tient compte des simplifications qui sont sous-jacentes à la méthode de calcul. Ainsi, la courbe d'interaction a été établie

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 2.4 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.

### **2.2.6 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 2.5). Pour l'autre plan de flexion, on néglige donc tout effet des imperfections (cas (b) à la Figure 2.5).



**Figure 2.5 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 (18) et (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-Δ".

Les trois conditions (18)-(20) définissent la résistance ultime en terme de moments de calcul orthogonaux pour un effort axial de calcul  $N_{Sd}$  comme le montre la Figure 2.5(c).

$$M_{y,Sd} \leq 0,9\mu_{dy} M_{pl,y,Rd} \tag{2.18}$$

$$M_{z,Sd} \leq 0,9\mu_{dz} M_{pl,z,Rd} \tag{2.19}$$

$$\frac{M_{y,Sd}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \tag{2.20}$$

### 2.3 Conclusions

Cette leçon n'a développé que la méthode de calcul des poteaux simplifiée. 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.

Les poteaux mixtes ne sont pas fréquents dans les bâtiments généralement considérés comme "mixtes". Le schéma d'ossature le plus fréquent dans les bâtiments multi-étagés est d'utiliser des planchers mixtes et des poteaux à section en H. Cette situation est due aux difficultés d'assembler les poutres à des poteaux mixtes sur chantier. Les solutions à ce problème augmentent généralement le coût de fabrication de manière considérable et rendent la construction "entièrement" mixte non économique. Dans le cas des tubes, la méthode d'assemblage doit être telle qu'elle ne nécessite pas l'accès de part et d'autre des parois de la section métallique. Lorsque des sections enrobées sont utilisées, au moins une partie du béton d'enrobage doit être coulé sur place de manière à pouvoir assembler les membres de manière pratique. L'utilisation de poteaux mixtes devient beaucoup plus intéressante lorsque la nécessité de disposer de poteaux hautement résistants présentant un encombrement minimal ainsi qu'une résistance au feu propre élevée devient plus importante que le prix de base de l'ossature. Pour ces raisons, bien qu'il soit peu vraisemblable que les poteaux mixtes deviennent d'un usage courant, ceux-ci seront probablement de plus en plus présents pour supporter les planchers de grande portée plus pratiques des centres commerciaux et des bâtiments de grande taille que dans des situations très particulières tel que par exemple les poteaux de coin soumis à des moments de flexion bi-axiaux élevés.

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### 3.1 Introduction :

Deux types de poteaux mixtes, ceux avec la section en acier enrobée de béton et ceux avec la section en acier remplie de béton sont généralement employés dans les bâtiments.

Les poteaux mixtes en acier remplis de béton sont devenues 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 rempli 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 [1][2][3][4][5].

Cet 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,...etc.

### 3.2 Poteaux courts :

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.

### 3.2.1 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.

### 3.2.2 Eléments axialement chargé :

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

$$N_{pl,rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (3.1)$$

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.

### 3.3 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:

$$f_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (3.2)$$

$$\text{On a: } \bar{N} = \frac{f_{cr}}{f_y} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (3.3)$$



$$\text{Ou: } \lambda = \frac{(L/r)}{\lambda_E} \quad (3.4)$$

$$\text{et: } \lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.5)$$

Ou:

$N_{cr}$  : la charge critique.

$A$  : l'air 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.

### 3.4 Études expérimentales :

Certains des premiers essais sur les poteaux mixtes ont été effectués par Burr[3], et ont été suivis depuis les années 20 par des études plus expérimentales [4][5][6][7][8] et puis théoriques[15][16][19] par d'autres chercheurs. Des expériences ont été entreprises pour obtenir l'information de base pour servir d'aide pour analyser, modéliser, ou pour formuler les critères de conception

#### 3.4.1 Poteaux mixtes remplis de béton :

Y.C.Wang (1998) a fait l'étude sur plusieurs types de poteaux ( poteaux de section carré remplie de béton , et sur des profilés métalliques) sous des charges de compression centrées et excentrée [1] dont le but est d'étudier l'efficacité des codes de calcul des poteaux mixtes élancés et l'exactitude de la nouvelle méthode proposée par le BS 5950, comparée a celle de l'EC4, et de BS 5400. il ont trouvé que l'exactitude de la méthode proposée était très semblable à celle d'EC4 et meilleure que celle du BS 5400.

Ainsi que la méthode proposée donne une compréhension claire du comportement des sections mixtes, et qu'elle est beaucoup plus facile à employer que les deux autres méthodes BS 5400 et EC4.

Kefeng.T, John M.N, et Xincheng P [5] ont étudiés les propriétés mécaniques des colonnes mixtes acier -béton.Vingt colonnes courtes en acier tubulaires de section circulaire remplis de béton avec rapport de la longueur au diamètre de 3,5 ont été remplies avec le béton de haute résistance. Les résultats expérimentaux ont montré que à l'aide d'un tube en acier comme confinement pour le noyau de béton peut de manière significative améliorer les propriétés mécaniques et la résistance à la compression de l'unité mixte comparée à une colonne de béton armé. L'importance de l'augmentation de résistance à la compression du noyau de béton était directement proportionnelle à l'index de confinement.

$$\Phi = A_s f_y / A_c f_c \quad (3.6)$$

$$\Phi = \lambda(A_s / A_c) \quad (3.7)$$

Les travaux de M. Mouli, et H. Khelafi [7] sur poteaux rectangulaire remplis de béton léger ont données des résultats satisfaisantes en terme de résistance des poteaux mixtes chargés axialement en compression, les propriétés de béton de remplissage utilisé était le facteur important de l'étude qui a été basée sur des expérimentations,il on est de même pour les travaux de Dalin Liu[8], Ehab.E, Ben Young.D,et Dennis.L[26]qui ont pris pour leurs travaux des bétons de haute résistance.

Les poteaux mixtes de section rectangulaire et carrée avec raidisseurs ont pris également une grande partie dans les projets de recherches avancés, dans le but de fournir une bonne compréhension du comportement de ces éléments sous différentes conditions de chargement on diminuant l'effet de voilement local des parois du tube en acier par soudure de raidisseurs longitudinaux aux parois de ces derniers [6],[14] ,ou dans la plupart des cas d'améliorer la résistance de l'élément du poteaux sous n'importe quel chargement[9]

Dans la pratique, des colonnes sont soumises à la compression axiale et aux moments de flexion. L'action de recourbement est introduite par des excentricités intentionnelles et involontaires de charge et par l'auto-rectitude de la colonne construite. En structures encadrées, des moments d'extrémités sont transférés aux poteaux des poutres et des systèmes adjacents de plancher. Tandis que la résistance de charge d'un poteau court peut être assumer pour quelle puisse être régie par la force de sa section transversale, la résistance de charge d'un poteaux

élancé (mince) dépend également de sa longueur et de sa rigidité à la flexion. Ainsi, elle est non seulement propriétés matérielles non linéaires qui doivent être prises en considération mais également les effets géométriques non linéaire.

Un effet géométrique non linéaire typique est l'effet de l'élançement, qui cause des excentricités de charge supplémentaires, produites par la déformation qui se produit pendant le chargement [17].

### **3.4.2 Poteaux mixtes enrobés de béton :**

Deux séries d'essais ont été faites par Y.WANG [1] sur les colonnes mixtes minces: huit essais sur les colonnes en acier creuses de section rectangulaires remplies de béton et sept essais sur colonnes en acier enrobés de béton, toutes les deux avec des excentricités produisant des moments autres que les moment de flexion simple. Dans tous les essais, la résistance du béton était de catégorie C25/30 et la nuance de l'acier de catégorie S275. Les objectifs principaux de ces essais étaient doubles: d'abord, c'est de fournir les informations d'essai pour le calibrage d'Eurocode 4 contre le BS 5400 pour les colonnes mixtes minces comparés au méthode proposée par le BS 5950.

Avec la méthode proposée par le BS 5950 partie 1, donnant des prévisions légèrement plus précises pour les colonnes remplies de béton, et légèrement moins précises pour les colonnes enrobés de béton, et évaluer deuxièmement l'exactitude d'une nouvelle méthode de conception pour les colonnes mixtes, basées sur la méthode BS 5950.

Après comparaisons on a conclu que la méthode proposée donne une compréhension claire du comportement des colonnes mixtes et elle est beaucoup plus facile à employer que celles du BS 5400 et de l'EC4.

La forme structurale des colonnes mixtes de section en I ou en H laminée enrobée de béton est souvent employée comme colonnes de longueur intermédiaire, pour lesquelles le global et les charges locales de voilement sont étroits. L'interaction entre les deux modes de voilement est prise en compte dans la conception par une constante empirique d'interaction. La prévision Théorique/numérique d'une telle constante est présenté par Ever J. Barbero [2]. La théorie de stabilité est employée pour démontrer l'existence de l'interaction entre les modes de voilement. La méthode de suite est employée pour étudier la sensibilité d'imperfection des colonnes. Un rapport entre l'imperfection de colonne et la constante d'interaction est établi.

Marinopoulou, Balopoulos, et Kalfas [27] ont travaillé sur les sections mixtes partiellement enrobés, ils ont présente une méthode pour simuler les colonnes mixtes acier

béton des sections transversales doublement symétriques et partiellement enrobées, comme colonnes en acier équivalentes de section transversale factice, pour les buts de l'analyse élastique linéaire. Les derniers comprennent la section transversale en acier réelle et deux paires supplémentaires de plaques, une perpendiculaire à l'enchaînement à mi-hauteur et une perpendiculaire aux ailes horizontales à mi-largeur. Les dimensions de plaque sont choisies pour assortir la résistance à la compression et la rigidité à la flexion principale de la section mixte. Les résultats d'équivalence de section dans trois équations algébriques pour les dimensions des plaques supplémentaires, en termes de géométrie de la section réelle et propriétés de matériaux acier, béton, et des barres d'armature.

Ces équations sont résolues sous la forme fermée en négligeant une petite contribution à la rigidité de l'axe principal.

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 et obvie au besoin de simulation d'élément fini.

### **3.5 Effets de l'élanement :**

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 déformer, 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 [17].

### **3.6 Effets de chargement, et de sollicitations extérieurs :**

Le comportement d'un poteau mixte soumis à des sollicitations externes est conditionné par plusieurs facteurs citant : le type du poteau, son élanement, 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 [2] en tenant compte de l'élanement 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, se 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 [3].

Actuellement, les poteaux mixtes de section circulaire sont de plus en plus employés dans la construction des bâtiments modernes.L'information disponible sur les models 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 [4], 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 [5] 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 amélioré la résistance mécanique à la compression des poteaux mixtes.

Les résultats de Zhong.T,Lin.Hai.H,et Zhi-Bin.W [6] 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 coté des poteaux carrées alors que seulement sur les cotes 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. Des codes de calcul, et des models 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 tout les codes de calcul utilisés .

### **3.7 Matériaux utilisés :**

#### **3.7.1 Tube en acier:**

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 développé 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

#### **3.7.2 Béton :**

##### **3.7.2.1 Béton léger (béton de pouzzolane):**

Une série d'essais a été réaliser 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 [7].

##### **3.7.2.2 Béton de haute résistance :**

De l'autre part Kefeng, John, et Xincheng ont travaillé sur un béton de haute résistance [5], 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 [8] 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 remplies 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.

### **3.7.2.3 Béton renforcé de fibre (FRC) :**

En raison des effets de l'élanement, 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 grande 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 [12] était d'examiner les effets de FRC sur la résistance et le comportement des colonnes mixtes minces.

### **3.8 Modes de rupture :**

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 [1]. Les poteaux mixtes courts montrent un mécanisme de rupture caractérisé par la plasticité de l'acier et l'écrasement du béton. Les colonnes moyennement élancées 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 [3].

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 [9].

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'élanement 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.

Les Figures 3.1,et 3.2 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. [10], alors que les poteaux mixtes courts entrent en phase plastique par le voilement local du tube en acier [12], et l'écrasement du béton qui aura lieu après la phase élastique.

Le mode de rupture de presque tous les poteaux aux extrémités est un mode de rupture concasseur typique où la paroi en acier sera éliminée par le noyau du béton, qui alternativement sera confiné par l'acier. Quand l'acier sera enlevé du spécimen après la rupture[13],[15], le béton s'est avéré pour avoir pris la forme du tube en acier déformé, qui illustre l'action composée de la section voir figure 3.1.



**Figure 3.1 : Modes de ruptures des spécimens des poteaux mixtes de section carré et circulaire [13]**



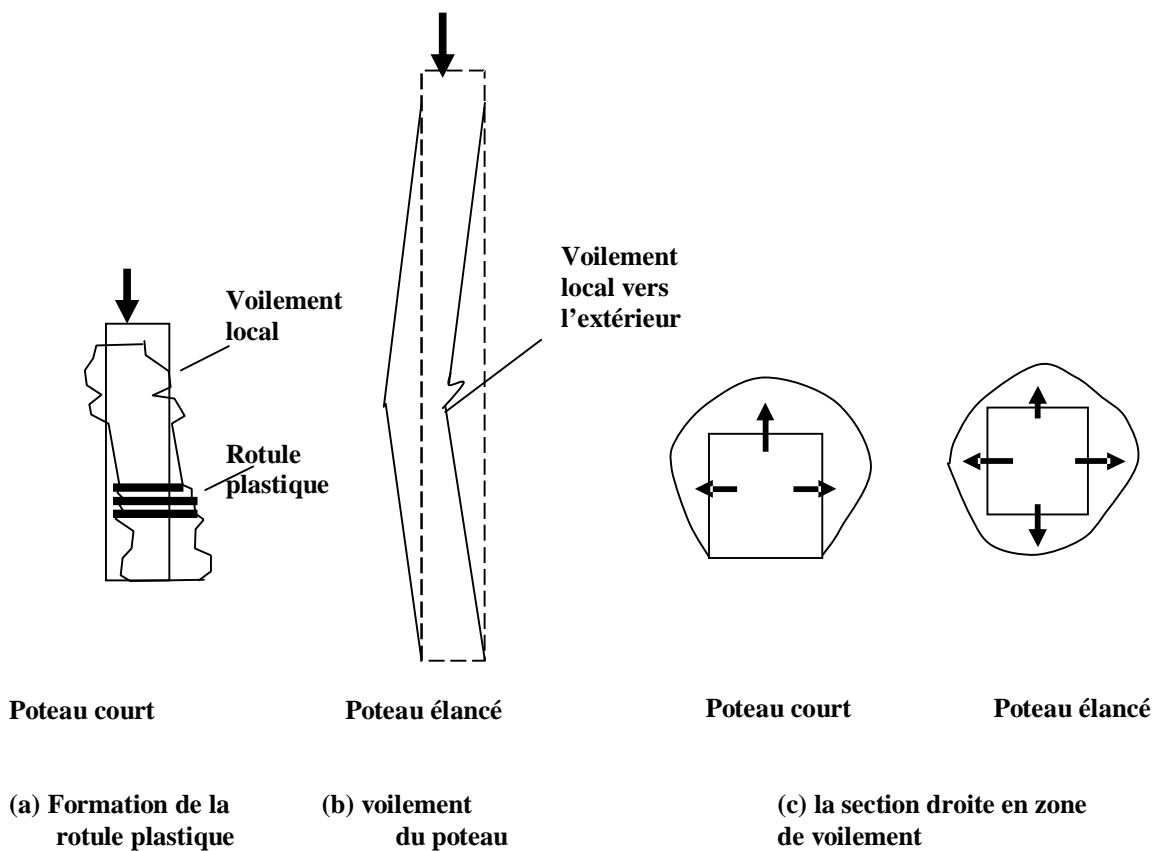


Figure 3.2 : Modes de rupture des poteaux mixtes tubulaires remplis de béton[10]

3.9 Comparaison avec les poteaux métalliques :

Les modes de base de voilement des colonnes métalliques et mixtes sont illustrés dans figure 3.3. 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.

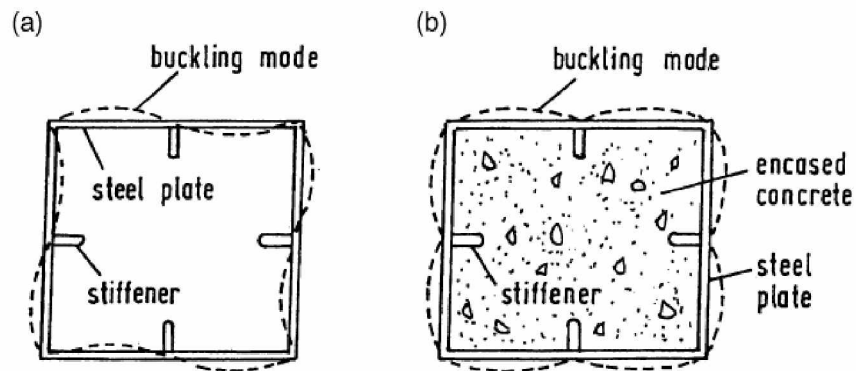


Figure 3.3 : modes de voilement local des parois de (a)section métallique,(b) section mixte[3]

### **3.10 Codes de conception:**

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 formulés.

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.

#### **3.10.1 Le code Américain du béton armé (ACI 318-89) :**

Selon ACI 318-89, 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'élanement, 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.

#### **3.10.2 Le code Américain des structures métalliques (AISC-lrfd) :**

Ceci est basé sur les mêmes principes que d'ACI. 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 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.

### 3.10.3 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.

### 3.10.4 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 limité au 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.

### 3.10.5 Code Européen EC4 :

L' EC4 traite les sections mixtes totalement et partiellement enrobés de béton ainsi que celles remplis 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 devraient 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.

### 3.10.6 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 et l'AISC. 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.[8].

Des résultats d'essais sur les poteaux mixtes enrobés de béton [25] ont montrés que l'ACI était plus précis que l'AISC, en prévoyant les capacités portantes des poteaux et leurs modes de rupture

### 3.11 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).

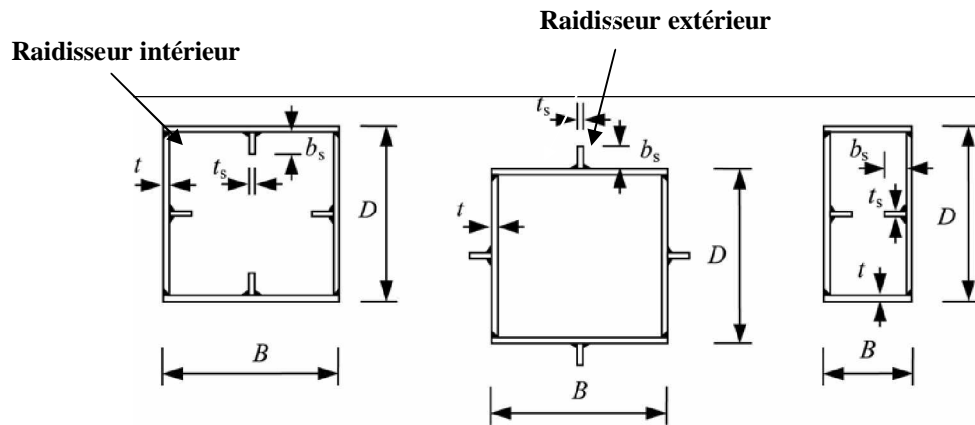
L'utilisation des poteaux tubulaires en acier remplis de béton est devenue de plus en plus populaire en structures de génie civil.

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

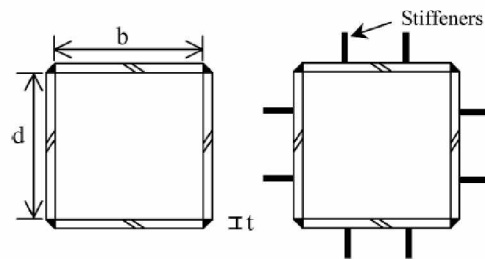
Le perfectionnement des poteaux dans les propriétés structurales peut être atteintes parce que le tube en acier fournit le confinement pour le béton, et le noyau du béton peut empêcher le voilement centripète du tube. Cependant, beaucoup d'études ont prouvé que la performance d'une section remplie de 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 [6], 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 3.4.



(a) poteaux mixtes avec 1 raidisseur de chaque côté [6].

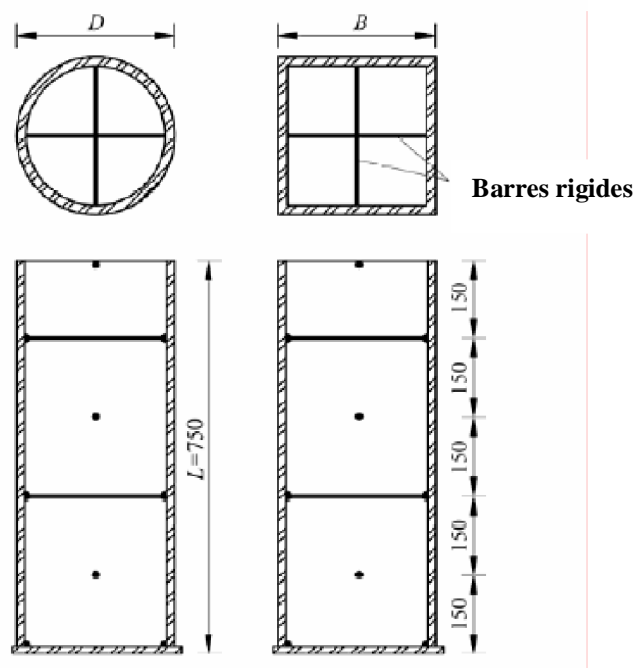


(b) poteaux mixte avec 2 raidisseurs de chaque côté [14].

Figure 3.4 : types de poteaux mixtes avec raidisseurs longitudinaux

Le nombre de raidisseurs est un paramètre très important qui influence 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 des poteaux mixtes remplis de béton ont été expérimentalement étudiés. Les résultats d'essai préliminaires ont démontré l'efficacité des raidisseurs dans le retardement du voilement local 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 [6].

Les travaux de Muhammad N.B, FAN.J,et NIE.J[9] ont présentés une étude expérimentale sur le comportement à la rupture des poteaux mixtes tubulaires remplis de béton axialement chargés en compression ,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 3.5 .



**Figure 3.5 détail des poteaux mixtes de section à barres croisées**

En 2004 TENG a récemment proposé la nouvelle pièce FRP de charpente tubulaire hybride en double-peau acier béton[11]. 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 schéma 1). 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 .voir Figure 3.6.

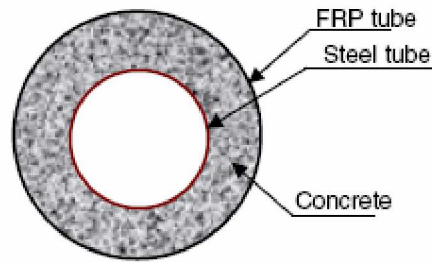


Figure 3.6 section droite des poteaux mixtes en double peaux [11]

Ceci soit censé pour avoir la bonne performance séismique, 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 mentionnée car une colonne FRP tubulaire hybride de double-peau acier- béton (DSTC).

Un modèle analytique pour déterminer le comportement axial et la capacité portante des poteaux mixtes enrobés de béton est proposé par Cheng-C.C, et Nan-J.L [24], voir figure 3.7.

On a conclu que : en plus des armatures latéral, la section d'acier de construction peut fournir un effet de confinement sur le béton et augmenter la résistance axiale du poteau et sa capacité portante.

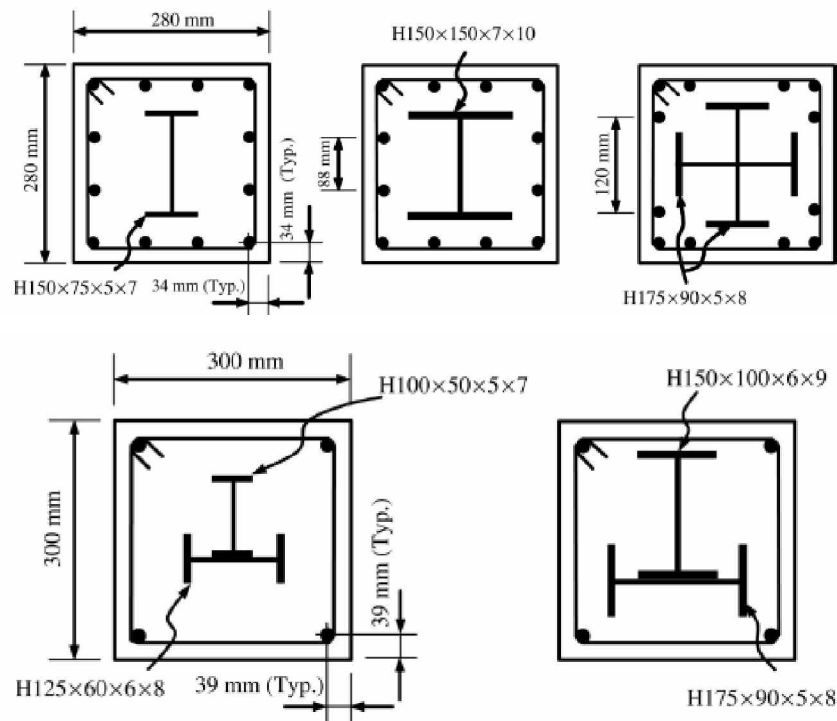


Figure 3.7 : Sections droites des poteaux métalliques en I, ou en H enrobés de béton [24].

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 profilés métalliques à la section du béton

### **3.12 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 récapitulée 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 du poteau, par la suite les caractéristiques 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.

On a conclu que le secteur de la construction en éléments mixtes est très vaste qu'on peut améliorer n'importe quelle propriété en jouant sur les dimensions de la section droite, ainsi que les matériaux utilisés comme tube, et comme remplissage.





## ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES POTEAUX TUBULAIRES REMPLIS DE BETON

### 4.1 Introduction :

Les colonnes mixtes sont habituellement classées par catégorie comme courtes ou minces. Ces limites ne réfèrent pas à l'aspect physique, ou au rapport des dimensions latérales à la longueur, mais plutôt à leurs modes de rupture. La résistance de charge d'une colonne remplie de béton courte est régie par la résistance de la section, qui est la capacité de la section transversale de résister aux charges axiales appliquées et aux moments et est basé purement sur la force matérielle de la section.

La résistance de charge d'une colonne remplie de béton TFC mince est régie par ce qui se nomme résistance élémentaire reflétant le fait que la résistance de charge dépend non seulement du propriétés matérielles, mais également des propriétés géométriques du membre entier. Si la résistance de charge est sensiblement réduite par les moments du second ordre, provoqués par des déformations de poteau, la colonne est classifiée comme mince; autrement elle est classifiée en tant que courte. Les discussions au sujet du comportement des colonnes TFC dans les sections suivantes, et l'information plus détaillée peuvent être trouvées dans la suite.

### 4.2 Comportement mécanique des matériaux :

La section mixte est l'assemblage de deux matériaux différents de comportement, c'est ce que nous allons voir en détails, ci-dessous :

#### 4.2.1 Comportement de l'acier

La ruine d'un poteau d'acier peut survenir selon trois types de mécanisme de rupture. Ces trois mécanismes sont le flambement du poteau, le voilement des sections minces et la plastification totale de la section. Les deux premiers mécanismes représentent respectivement un comportement global et local du poteau. Le troisième mécanisme n'est obtenu que pour des poteaux courts et trapus.

#### 4.2.1.1 Flambement du poteau

Le flambement est un phénomène global qui apparaît sur l'ensemble du poteau et non a un endroit localisé comme le voilement- Il est caractérisé par un déplacement hors plan de l'ensemble de la section Il est influencé par les caractéristiques globales du poteau telles que la rigidité de la section, la hauteur et les conditions de retenue aux appuis.

La contrainte de flambement critique théorique associée a un poteau parfaitement droit, ne comportant ni contraintes résiduelles ni défauts de rectitude, en compression pure on classifie le flambement en deux catégories, soit le flambement élastique et le flambement inélastique. Le flambement est qualifié d'élastique lorsqu'il ne se produit aucune plastification du poteau avant sa rupture. Ceci survient lorsque la contrainte critique de flambement est inférieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression. Dans ce cas, le flambement n'est pas fonction de la limite élastique de L'acier mais de l'élançement du poteau ainsi que du module d'élasticité de l'acier. Ce type de flambement ne survient que pour des poteaux très élancés.

Le flambement est qualifié d'inélastique lorsque le poteau subit une plastification avant d'atteindre sa charge ultime. Ceci se produit lorsque la contrainte critique de flambement est inférieure à la Limite élastique de L'acier mais supérieure à la Limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression.

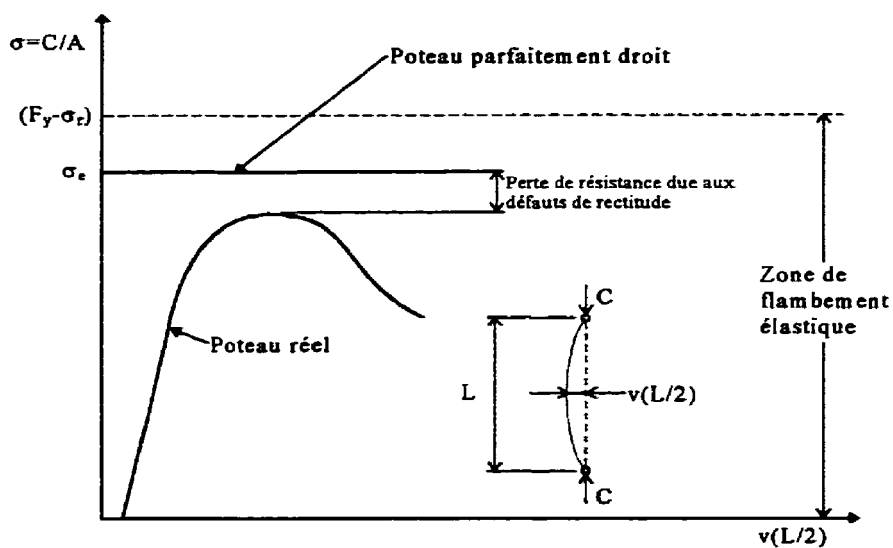
En pratique, selon l'élançement du poteau, la charge critique théorique ne peut pas être atteinte à cause de la présence des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles. Une pièce parfaitement droite soumise à un chargement ne subit aucune déformation transversale avant le point de bifurcation ou la charge ultime est atteinte.

Au delà de ce point, la pièce subit soudainement de grandes déformations transversales qui entraînent sa rupture. La présence de défauts de rectitude modifie ce comportement en initiant la déformation transversale. L'augmentation de la déformé transversale au milieu du poteau cause un moment qui augmente les contraintes dû à la charge axiale et entraîne ainsi une rupture prématurée.

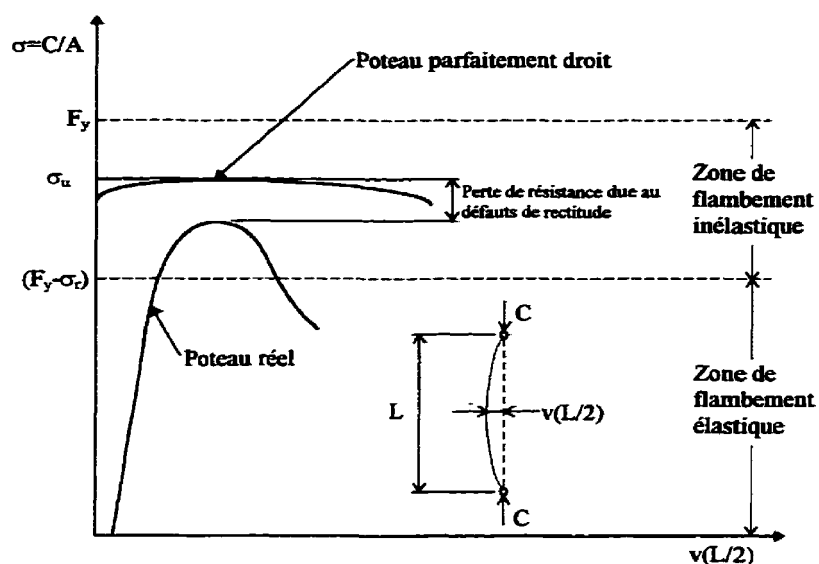
Les sections soumises à des contraintes résiduelles de compression se plastifient à une contrainte de chargement inférieure à la limite élastique de l'acier- Cette plastification hâtive amène une diminution de rigidité flexionnelle de la section et, par ce fait, une diminution de la charge critique. La zone de flambement élastique est ainsi diminuée par la présence des contraintes résiduelles. Le flambement devient ainsi inélastique a partir d'une contrainte

correspondant à la contrainte élastique de l'acier auquel on soustrait la valeur de l'amplitude des contraintes résiduelles en compression.

La figure 4.1 présente les courbes contraintes axiales- flèche à mi-portée d'un poteau parfaitement droit dans le domaine de flambement élastique et d'un autre poteau réel comportant des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles pour qui le flambement devient inélastique. La figure 4.2 présente les courbes contraintes axiales flèche à mi-portée dans le domaine de flambement inélastique d'un poteau parfaitement droit avec contraintes résiduelles et d'un poteau réel comportant des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles.



(a) dans le domaine élastique



(b) le domaine inélastique

Figure 4.1: Courbes de flambement des poteaux [15]

**4.2.1.2 Équation de calcul pour le flambement :**

L'approche de conception de l'EC4 pour le flambement d'un poteau est la suivante :

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,Rd} \quad (4.1)$$

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

Le coefficient de réduction au flambement est calculé suivant:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1 \quad (4.2)$$

Avec

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.3)$$

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

**4.2.1.3 Voilement des sections minces :**

Lorsqu'une section est composée de plaques dont les dimensions sont importantes par rapport à leurs épaisseurs, il peut survenir un voilement des plaques. Le voilement est un phénomène local qui survient lorsque la plaque est comprimée. Il est caractérisé par de grandes déformations hors du plan de la plaque qui mènent à la ruine de la pièce. Dans le cas d'un poteau en compression, lorsqu'une des plaques voile, elle ne peut plus accepter de charge et les autres plaques deviennent plus sollicitées.

Cette redistribution des efforts amène la rupture de la section soit par voilement successif des autres plaques ou par flambement global du poteau.

Les phénomènes de flambement et de voilement ne sont donc pas toujours indépendants. Dans ce cas. On peut parler d'instabilité couplée, où le voilement d'une plaque amène une diminution de rigidité de la section qui est suivie du flambement du poteau.

Pour des cas simples, on peut déterminer la contrainte de voilement théorique d'une plaque. Celle-ci dépend des conditions d'appui, des propriétés de l'acier, du type de chargement ainsi que des dimensions de la plaque. Le voilement est classé en deux catégories, soit le voilement élastique et le voilement inélastique.

Le voilement est qualifié d'élastique lorsque la contrainte de voilement théorique est inférieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de

compression est qualifié d'inélastique ; lorsque cette dernière est inférieure à la limite élastique de l'acier mais supérieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression Le voilement est affié par les défauts de rectitude et les contraintes résiduelles de la même manière que décrit dans la section sur le flambement.

La contrainte de voilement élastique d'une plaque soumise à un effort de compression uniforme est obtenue à l'aide de l'équation de stabilité des plaques (Salmon et Johnson, 1990):

$$\sigma_v = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b_0 / t)^2} \quad (4.4)$$

Où:

$\sigma_v$ : Contrainte de voilement élastique;

k: Coefficient de voilement des plaques, fonction des dimensions, des conditions de frontières et du type de chargement;

E: Module d'Young du matériau;

$\nu$  : Coefficient de Poisson du matériau;

$b_0/t$ : Rapport d'élancement d'une plaque.

Dans le cas des poteaux mixtes enrobés de béton, le voilement de l'aile sera le mode de rupture envisagé pour l'acier puisque la grande inertie de la section limite le flambement et que le voilement de l'âme est empêché par la présence du béton

Le mode global de voilement (d'Euler) se produit dans les colonnes minces comporte un déplacement latéral soudain sans déformation de la section transversale [2].

L'équation de voilement d'Euler est :

$$P_E = (EI)/(kL/\pi)^2 \quad (4.5)$$

Selon l'équation empirique, la charge de voilement du colonne est donnée par:

$$P_c = k_i P_L \quad (4.6)$$

Où  $P_L$  est la charge du colonne courte, et le facteur de résistance  $k_i$  dans l'équation dû au mode d'interaction est :

$$k_i = k_\lambda - \sqrt{k_\lambda^2 - \frac{1}{c\lambda^2}} \quad (4.7)$$

$$k_{\lambda} = (1 + 1/\lambda^2) / 2c \quad (4.8)$$

Où  $k_{\lambda}$  est un coefficient introduit pour la convenance, " c " est la constante d'interaction empirique, et  $\lambda$  est l'élanement défini par:

$$\lambda = \frac{kL}{\pi} \sqrt{\frac{P_L}{EI}} \quad (4.9)$$

L'objectif de l'étude de Ever.J.B est de déterminer le coefficient d'interaction des modes de voilement c donnée par l'équation :

$$c = 1 - 0.3322(e/t) \quad (4.10)$$

Où (e/t) : est l'amplitude d'imperfection

Les poteaux mixtes circulaires à parois minces utilisés en beaucoup de constructions doivent être conçu pour expliquer l'effet de confinement de béton contre le voilement local du tube en acier. La conception de l'enveloppe en acier en utilisant une analyse raisonnable pour le voilement local mènerait à l'économie considérable sur le coût matériel. Un tube en acier rempli de béton a une capacité de voilement local d'environ 50% davantage que celle pour un tube en métallique depuis le tube en acier est retenu contre le voilement l'intérieur par le béton de remplissage [3].

L'effet du voilement local sur la résistance à la compression axiale des tubes métalliques circulaires est une fonction du rapport diamètre/épaisseur (D / t) et est rendu compte dans un certain nombre de normes de conception par l'utilisation d'un diamètre efficace ou d'un air efficace.

L'effort de voilement local était égal à l'effort de fléchissement pour les poteaux qui ont voilés de manière inélastique.

La contrainte due au voilement local a été déterminée comme le point auquel un changement de pente significatif se produit à la moyenne de la courbe contrainte -déformation.

#### 4.2.2 Comportement du béton :

La présence du béton entre les ailes des poteaux ou à l'intérieure de la section en acier donne lieu à un comportement complexe entre l'acier et le béton.

En effet, la présence de l'acier tend à confiner le béton en l'empêchant de se dilater transversalement lors de l'application du chargement. Par contre, ce même phénomène induit dans l'acier des efforts transversaux supplémentaires à ceux causés par le chargement axial. Ce qui a pour effet de réduire la résistance aux charges axiales.

#### 4.2.2.1 Confinement :

Lorsque les déformations transversales associées au coefficient de Poisson d'un béton chargé axialement ne sont pas libres de prendre place due à une retenue latérale, on remarque une augmentation de la résistance en compression du béton. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton. En empêchant le béton de se déformer transversalement [15],[16],[17],[18],[19],[20],[21],[22] L'acier applique des efforts latéraux sur le béton qui créent la pression de confinement. De façon générale L'augmentation de résistance due à la pression de confinement d'un cylindre de béton peut être représentée grâce à l'équation suivante :(Richart et al-, 1928):

$$f_{cc} = f_{c0} + 4,1f_1 \quad (4.11)$$

Où:

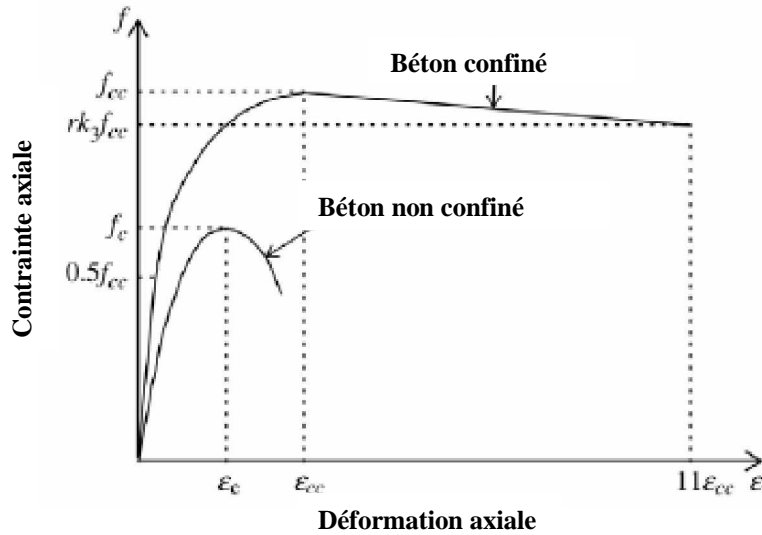
$f_{cc}$ : Résistance à la compression uni axiale du béton confiné;

$f_{c0}$ : Résistance à la compression uni axiale du béton non confiné;

$f_1$ : Pression de confinement latérale

La figure 4.2 présente les courbes typiques contraintes déformations pour des bétons confinés et non confinés. Cette figure met en évidence les différences de comportement entre ces deux bétons. Le confinement augmente en général deux caractéristiques du béton: la résistance en compression ( $f_{cc} > f_{c0}$ ) et la déformation correspondant à la contrainte ultime de compression ( $\epsilon_{cc} > \epsilon_{c0}$ )[15],[24],[26],[30].

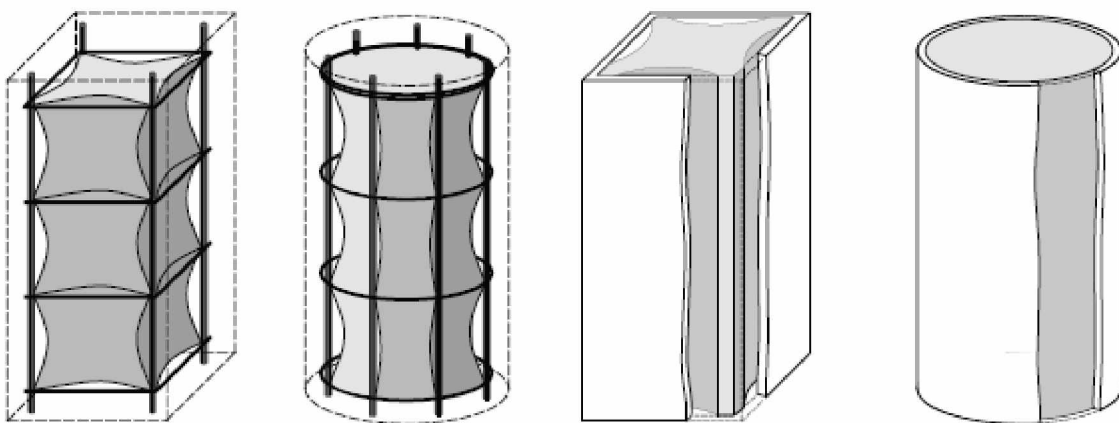




**Figure 4.2 : Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné [26]**

Pour un poteau en béton armé par convention sous l'effort axial concentrique, la couverture en béton est non confiné et devient inefficace après que sa résistance à la compression ait été atteinte. En fait, le volume du béton qui est efficacement confiné est moins que le noyau lié par la ligne centrale des étriers, et est déterminée par la configuration et l'espacement d'étrier.

Le béton efficacement confiné peut être représenté par la région du noyau de béton où la contrainte de confinement a été complètement développé en raison de l'action de flambement[16]; voir figure 4.3.



**Figure 4.3 béton efficacement confiné pour les poteaux en béton armé par convention et poteaux mixtes remplis de béton [16]**

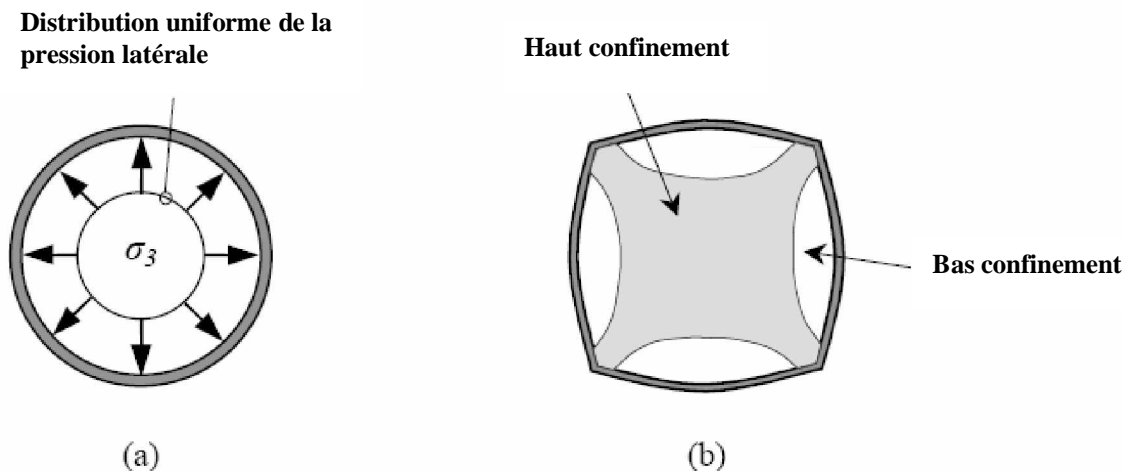
Le béton dans la compression est habituellement caractérisé avec un rapport de contrainte déformation obtenu des essais de compressibilité standard uni axial. Cependant, la plupart des éléments de structure en béton sont soumis à un état multiaxial de contrainte. Un état uni axial de contrainte représente seulement un nombre infini de conditions de contrainte multiaxial pour lequel un élément de béton dans une structure peut être soumis dans toute l'histoire de chargement de la structure. On l'a noté qu'une petite pression de confinement d'environ 10% de la résistance uni axiale d'un cylindre à la compression était suffisante pour augmenter la capacité portante du spécimen pas moins de 50%. D'autre part, un petit effort de traction latéral d'environ 5 % de la résistance uni axiale à la compression était suffisant pour réduire la capacité par la même quantité.

Richart et autres. (1928) étaient les premiers pour observer que le béton confiné montré une augmentation considérable de la résistance maximale à la compression, une rigidité accrue, et une déformation prolongée à laquelle la déformation max a été atteinte. Le béton peut soutenir une grande déformation sans une réduction substantielle de la capacité portante et échoue graduellement d'une manière malléable.

Le nombre d'études expérimentales et théoriques sur le béton de résistance normale soumis à des états multiaxial d'effort ont été exécutés, par exemple par Richart et autres. (1928), moulins et Zimmerman (1970), Pantazopoulou (1995)[20],[21],[22].

Les sections circulaires peuvent développer une tension circulaire efficace pour fournir une distribution uniforme de pression latérale de confinement ; voir la figure 4.4.a.

Les côtés plats des sections rectangulaires ne soyez pas très raide contre la perpendiculaire de pression à leur rabot, de sorte que seulement le centre et les coins d'une section rectangulaire subissent la plus haute pression de confinement, voir figure 4.4b.



**Figure 4.4 distribution de la pression latérale de confinement (a) dans la section circulaire et (b) dans la section rectangulaire.**

#### 4.2.2.2 Effet du béton sur l'acier :

Lorsque le béton tend à prendre de l'expansion dans la direction transversale au chargement dû à l'effet de Poisson, il engendre des efforts dans l'acier qui s'oppose à cette expansion. Le confinement qui est bénéfique pour le béton peut donc se révéler néfaste pour la section d'acier. Dans le cadre de la plupart des projets de recherches, le niveau de confinement que fournit la section d'acier au béton est complexe car il n'est pas uniforme, variant selon les directions. Il dépend également d'un ensemble de paramètres pouvant varier selon le niveau de chargement. Il n'existe donc pas de solution simple pour évaluer ce niveau de confinement et son influence sur l'acier.

Les sections creuses circulaires fournissent une quantité significative de confinement tandis que cet effet est négligeable dans le cas des sections rectangulaires. La force supplémentaire se produit en raison de l'augmentation de la résistance à la compression du noyau béton qui est retenu latéralement par le tube en acier. Cette augmentation de résistance de béton est supérieure à la réduction de la résistance limite de l'acier dans la compression verticale due à la traction due au confinement pour contenir le béton. L'effet d'emprisonnement n'est pas présent dans les sections creuses rectangulaires remplies de béton, excepté dans les régions de coin, où une tension de cercle se développe sur les murs latéraux [15].

Dans les sections circulaires remplies de béton, l'influence de la retenue est réduite quand les moments de flexion sont appliqués. C'est dû à la contrainte de compression moyenne dans le béton (et l'expansion latérale associée) est alors réduit. Il diminue également avec l'augmentation de l'élanement du poteau, depuis la déformation latérale avant la rupture augmente le moment de flexion et réduit la contrainte de compression moyenne dans le béton.

Le confinement peut se produire dans les poteaux à l'écrasement du béton avant le voilement locale de l'acier et cela vaudrait généralement pour des poteaux où la limite de l'élanement est petite.

### **4.2.3 Interaction entre le noyau béton et le tube en acier :**

#### **4.2.3.1 Mécanismes de transfert de charge**

Dans le type de structures étudiées par Johanson[22] , les tubes en acier remplis de béton, il est de grand intérêt pratique et économique de ne pas avoir tous connecteurs mécaniques de cisaillement dans l'interface entre le noyau béton et le tube en acier. Par conséquent, la charge doit être transférée dans certaine manière directement au-dessus des surfaces du noyau béton et du tube en acier.

Une demande était toujours la plus grande dans les régions de la discontinuité géométrique comme des raccordements et des appuis de base. Moins de contraintes d'adhérence ont été exigé dans les raccordements là où les éléments pénètrent le noyau béton que dans un raccordement fixé juste à l'acier.

Kennedy (1984) [22] a identifié la façon dont la charge a été transférée entre le noyau béton et le tube en acier, se composant de quatre mécanismes différents. Ils ont été ensemble référés comme mécanisme de transfert de charge et ont été définis comme suit:

\*Adhérence due aux réactions et/ou aux forces chimiques d'aspiration le long de l'interface, résultant de l'action capillaire pendant le processus d'hydrations.

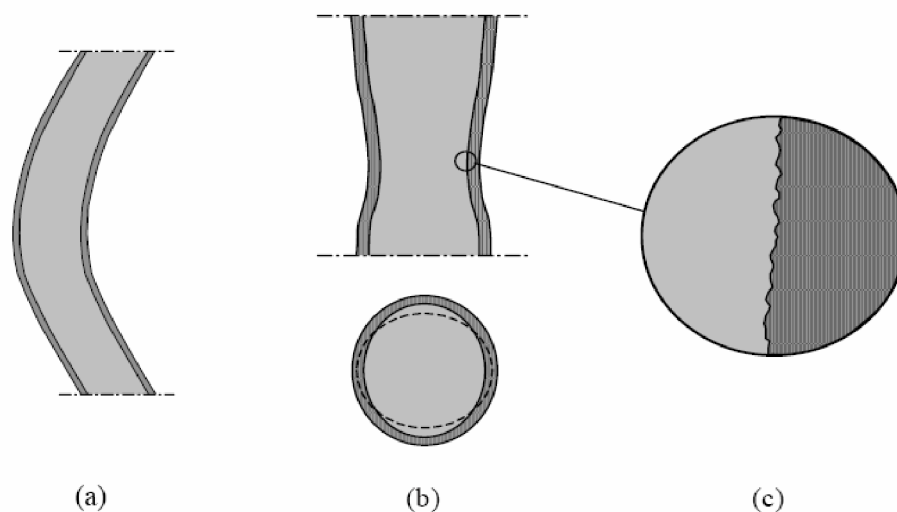
~Micro-interlocking entre le béton et l'acier dus aux irrégularités extérieures du tube en acier.

\*Frottements entre le noyau béton et le tube en acier dus aux forces normales.

\*Effets de liaison ou de courbure qui résulte des déformations globales compatibles imposantes.

Le mécanisme de liaison signifie que la charge est transférée entre le noyau béton et le tube en acier parce qu'ils sont liés ensemble par des déformations globales compatibles imposantes. La courbure et les variations de la forme du tube en acier peuvent être définies

comme mécanismes de liaison; voir figure 4.5. Cet effet obligatoire est une fonction de la charge, de la courbure et de la longueur du poteau, et le mouvement relatif du béton en ce qui concerne l'acier. L'effet de ce mécanisme diminue pendant que la longueur de colonne devient plus courte et augmente quand l'excentricité des charges appliquées augmente. Ce mécanisme est le mécanisme dominant de transfert de charge pour les membres de poteaux ont soumis à ou un état de flexion pure[22].



**Figure 4.5 : Effets de liaison dus (a) à la courbure et (b) aux variations de la forme du tube en acier (c) Micro-interlocking dû aux irrégularités extérieures.**

#### 4.2.3.2 Implication de l'application de la charge pour le comportement mécanique

Comme indiqué dans la section antérieure, l'efficacité de confinement passif dépend de la différence dans l'expansion latérale du tube en acier et du noyau béton. Cette expansion est reliée à la répartition de la charge entre le tube en acier et le noyau béton.

En conséquence, le comportement mécanique d'un poteau rempli de béton, court axialement chargée changera selon la méthode dans laquelle les extrémités du poteau sont chargées. Essentiellement, il y a trois méthodes fondamentalement différentes d'appliquer la charge: à la section entière, seulement à la section du béton, et seulement à la section en acier ; voir la figure 4.6 [17].

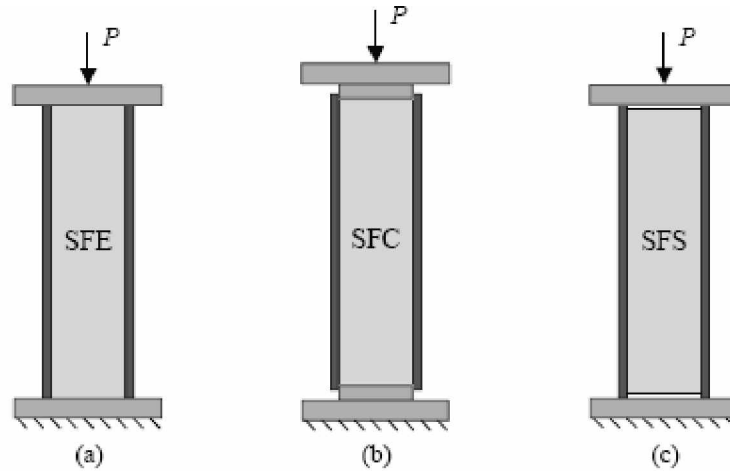


Figure 4.6 : Charge appliquée (a) à la section entière, (b) à la section béton, et (c) à la section acier.

#### 4.2.3.3 Résistance résiduelle en cas de rupture de cisaillement plane :

La rupture des poteaux remplis de béton de haute résistance est caractérisée par la formation d'un plan incliné de rupture de cisaillement, séparant le noyau béton dans deux cales latéralement retenues par le tube en acier; voir la figure 4.7 [17].

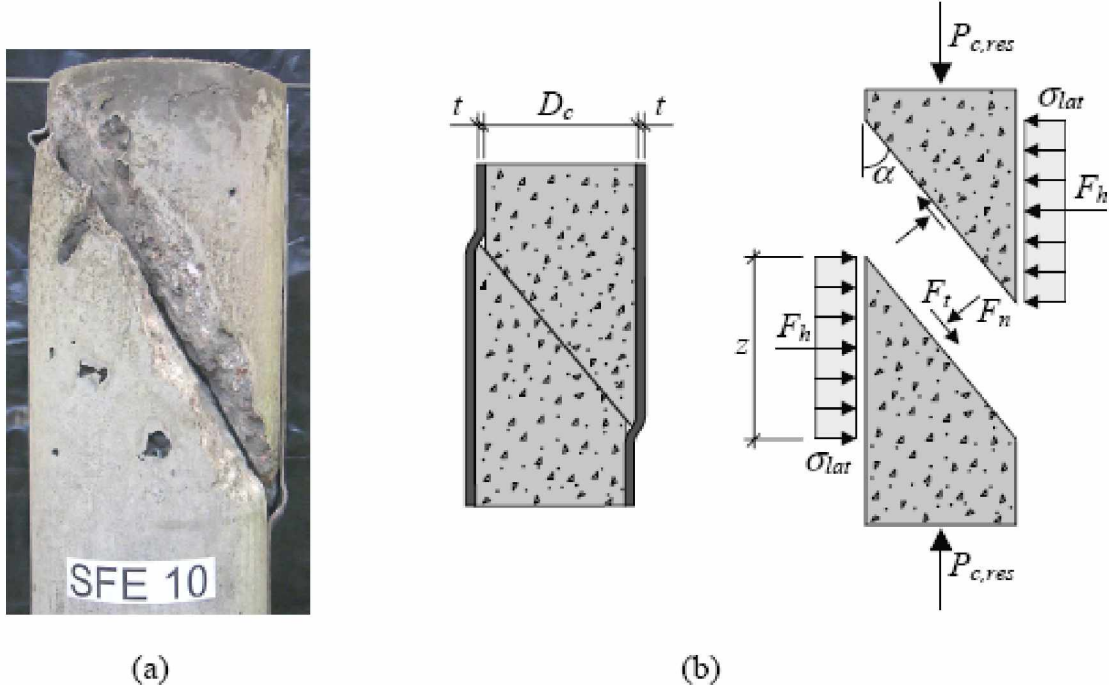


Figure 4.7 (a) mode typique de rupture de cisaillement dans le poteau circulaire remplis de béton court et (b) cisaillement idéalisé modèle plat pour prévoir la charge résiduelle dans le noyau béton.

### 4.3 Propriétés mécaniques de l'acier en traction et, en compression :

La section métallique est habituellement faite à partir de l'acier de construction. Pour expliquer les propriétés mécaniques de l'acier de construction, l'essai le plus approprié est un essai de traction sous chargement statique. La relation de contrainte- déformation pour un spécimen en traction d'un tel acier est montré sur la figure 4.8.

Au commencement, la relation de contrainte- déformation est linéaire avec un module élastique  $E_a$  qui pour la plupart des qualités des aciers est de près de 200 GPa. Si l'effort est dans la phase élastique, l'acier récupère parfaitement en déchargement. Le comportement élastique linéaire continue jusqu'à ce que la force limite  $f_y$  soit atteinte, à une déformation limite  $\epsilon_{ay}$ .

Autres déformations résultent en phase d'écoulement plastique avec peu ou pas d'augmentation d'effort jusqu'à ce que l'écrouissage soit atteint à une contrainte  $\sigma_{oh}$ . Alors, l'effort dans acier augmente jusqu'à la résistance à la traction finale, et  $f_u$  est atteint. La déformation commence alors à localiser, ayant pour résultat une grande réduction de l'air de la section droite qui cause une diminution de contrainte jusqu'à la rupture à  $\epsilon_{au}$ . Cependant, la dernière partie de la relation de contrainte- déformation est légèrement fallacieuse concernant le comportement du matériau.

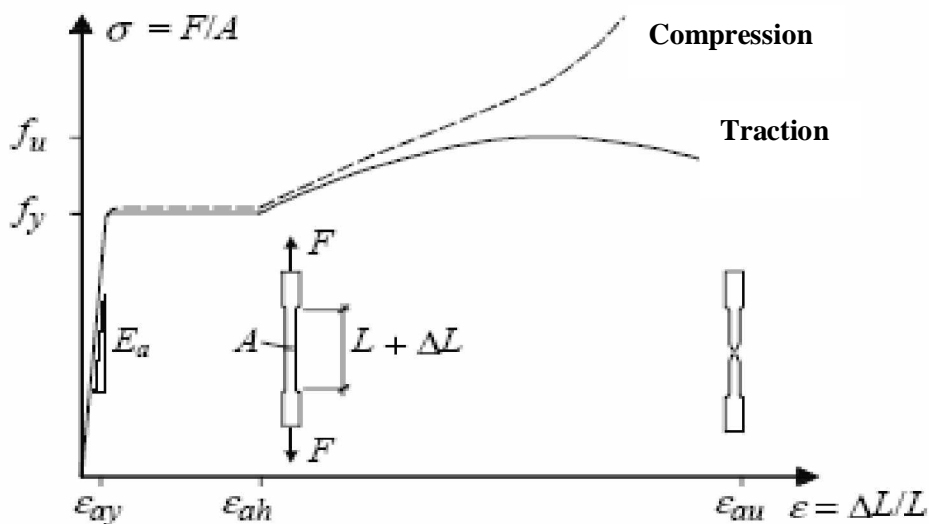
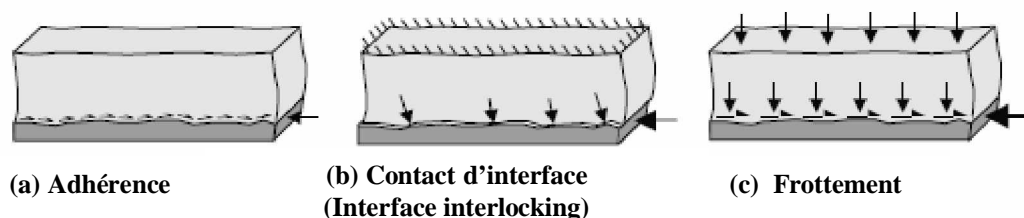


Figure 4.8: Courbe contrainte-déformation des aciers

#### 4.4 Mécanismes de transfert de cisaillement :

Les mécanismes par lesquels des efforts de cisaillement peuvent être transférés sur l'interface entre le tube en acier et le noyau du béton sont l'adhérence, enclencher d'interface, et le frottement ; voir figure 4.9. Ces trois mécanismes désigné souvent sous le nom du lien normal.

L'adhérence Acte séparément des deux autres mécanismes, les deux derniers peuvent être considérés comme le même type de phénomène, et la résistance au cisaillement par ces deux derniers peut être additionnée. Si le lien normal n'est pas assez pour atteindre la résistance au cisaillement exigée, il est possible d'utiliser les connecteurs mécaniques de cisaillement Le comportement du transfert de cisaillement dans l'interface entre le béton et l'acier dans un poteau mixte le plus souvent est basé sur charge -glissent relations obtenues à partir des essais de poussée.



**Figure 4.9 : mécanisme de transfert de cisaillement**

##### 4.4.1 Adhérence :

Le lien initial est fourni par adhérence entre l'acier et le béton; voir la figure 4.9 a. Ceci se nomme souvent liaison chimique C'est un mécanisme fragile élastique de transfert de cisaillement qui est actif principalement à la première partie du chargement quand les déplacements relatifs sont petits, et a une force maximum d'environ 0,1 MPa. On a constaté que sa contribution pour transférer des efforts de cisaillement peuvent être négligés pour les poteaux mixtes, puisque l'effort d'adhérence est excédé à une valeur de glissade moins de 0,01 millimètres. En outre, le rétrécissement du noyau béton a un effet nuisible sur le développement des efforts d'adhérence. Le développement de l'adhérence dépend de la combinaison du rétrécissement et du déplacement radial du tube en acier dû à la pression du béton humide pendant le bâti. Pour réaliser le plein effet de l'adhérence, la pression doit



persister à l'interface après le rétrécissement est accompli. Cependant, ceci exige les hautes pressions, il est peu susceptible de se produire que dans la plupart des conditions pratiques; le rétrécissement dominera et l'adhérence sera réduite significativement.

#### **4.4.2 Contact d'interface :**

Le contact d'interface ou microlocking se relie à la rugosité extérieure du tube en acier. Ce mécanisme de transfert de cisaillement résulte d'un contact mécanique entre le béton et les irrégularités extérieures de l'acier. Cependant, le mécanisme sera seulement d'importance quand les deux surfaces sont attachées ensemble; autrement, il y a une tendance pour les deux surfaces à séparer et monter au-dessus l'un de l'autre quand un déplacement de cisaillement est appliqué. Depuis le tube en acier enferme le noyau béton dans un poteau tubulaire remplis de béton, la séparation est empêchée et la butée passive par l'acier le tube induira les forces normales à travers l'interface quand le béton essaye de monter au-dessus des irrégularités dans la surface en acier; voir la figure 4.9 b. par conséquent, le contact d'interface est partiellement un phénomène de friction. le contact d'interface contribue à une rigidité initiale typique partie la relation charge glissement obtenue à partir des essais de poussée. Selon Viridi et Dowling (1980)[16], la rupture de ce mécanisme de transfert de cisaillement est liée à l'écrasement local du béton près de l'interface, et d'elle se casse quand l'interface béton atteint une contrainte locale de près de 3,5‰. En outre, pas étonnamment, ils ont constaté qu'une surface en acier plus approximative a causée plus de contact et a en conséquence augmentée la résistance au cisaillement. Quant à l'adhérence, le retrait a un effet nuisible également sur le contact d'interface. Cependant, le facteur essentiel influençant l'effet de microlocking, peut-être le tassement du noyau béton.

Un tassement bien exécuté a comme conséquence une meilleure condamnation du béton entre les irrégularités dans la surface en acier.

#### **4.5 Résistance au cisaillement contrainte d'adhérence :**

L'utilisation des connecteurs mécaniques peut être nécessaire dans des circonstances spéciales ou l'effort d'adhérence est susceptible d'être excédé par exemple en présence du cisaillement transversal significatif sur le poteau, et également dans le cas de chargement dynamique et sismique. Pour une surface d'acier doux, la résistance mécanique est moins importante que pour une surface d'acier en relief ou irrégulière. L'influence d'une pression d'interface sur le transfert de force est donc plus importante pour une surface en acier lisse

trouvée dans les poteaux mixtes que pour une surface avec des gravures en relief ou des irrégularités. Le béton sans armature n'aura aucune résistance au cisaillement après flexion ou cisaillement écrasant, à moins qu'il soit confiné sur une longueur relativement courte à l'intérieur du tube d'acier. Il n'y a aucune méthode bien établie pour calculer l'effort de cisaillement longitudinal à l'interface.

Par conséquent, la conception est habituellement basée sur l'effort de cisaillement moyen trouvé par la division de force de cisaillement par un secteur assumé d'interface de transfert de cisaillement. Ce secteur est indiqué par le périmètre de la section,  $U_a$  et la longueur de transfert; voir la figure 4.10[21]. L'effort de cisaillement de conception est donné par

$$\tau_{sd} = \frac{N_{c,sd}}{u_a l_v} \quad (4.12)$$

Où  $N_{c,sd}$  est la résistance du béton de calcul selon l'Equation suivante :

$$\frac{N_{c,sd}}{N_{sd}} = 1 - \frac{A_a f_y}{N_{sd}} \quad (4.13)$$

Avec :  $N_{sd} = N_{pl rd}$

$N_{c,sd} = N_{pl c rd}$

$N_{a,sd} = N_{pl a rd}$

$\tau_{sd} = \tau_{pl rd}$

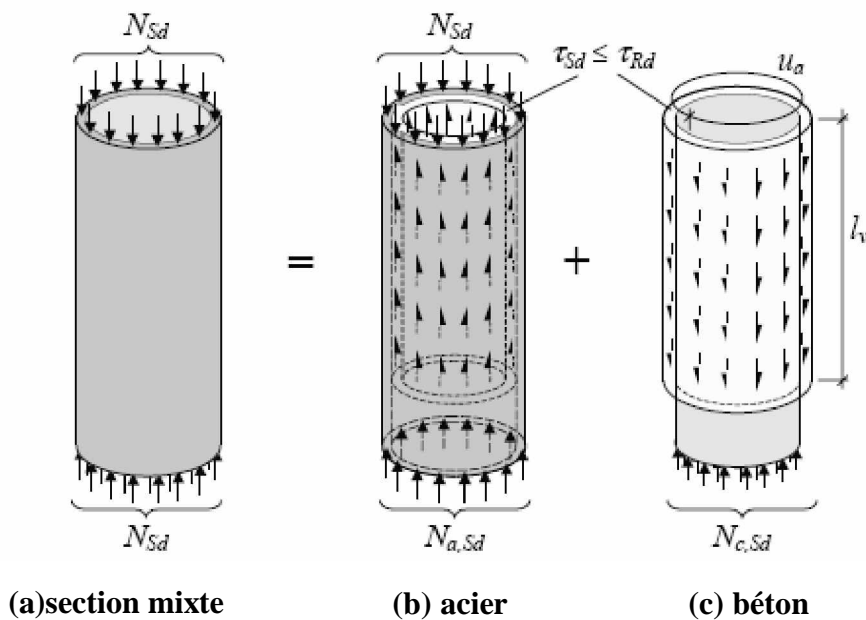


Figure 4.10 : Transfert de cisaillement entre le tube en acier et le noyau béton [21]

#### 4.6 Conclusion :

Pour comprendre le comportement d'une pièce de charpente mixte d'action différente de matériaux, il est nécessaire de comprendre le comportement des différents matériaux aussi bien que leurs interactions.

Une section d'un poteau tubulaire en acier remplie de béton est principalement soumise aux charges de compression. Mais, il peut également exister des moments dus à l'excentricité de charge, aux effets du second ordre et aux moments d'extrémités.

Cependant, le but primaire est pour que le béton porte les forces de compression et pour que le tube en acier agisse en tant qu'armatures longitudinales et latérales du noyau de béton, bien que le tube en acier, peut aussi porter une grande partie de la charge compressive. Le comportement mécanique du béton et de l'acier a été étudié, relié à leur fonction dans un poteau mixte. En conclusion, les mécanismes du transfert d'effort de cisaillement à l'interface entre le noyau béton et le tube en acier a été bien expliqué.

## CALCUL DES POTEAUX MIXTES TUBULAIRE REMPLIS DE BETON SOUS COMPRESSION, ET SOUS FLEXION –COMPRESSION COMBINEES

### 5.1 Introduction :

Des poteaux mixtes sont habituellement classés comme courts ou élancés. La résistance d'une colonne remplie de béton courte est régie par la résistance de la section, qui est la capacité de la section transversale de résister aux charges axiales, et aux moments appliqués sur la section du poteau.

La résistance d'une colonne remplie de béton mince ou élancée est régie par ce qui se nomme résistance élémentaire reflétant le fait que la résistance de charge dépend non seulement des caractéristiques mécaniques, mais également des caractéristiques géométriques de l'élément .

Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur la partie théorique liée au calcul de la résistance des poteaux creux remplis de béton, nous discutons également leurs résistance à la compression, et à la flexion, en introduisant des paramètres influant la capacité portante du poteau ainsi que sa stabilité .

En outre, l'analyse étendue sera faite sur les relations entre les paramètres de l'étude obtenus en utilisant un programme de calcul à la résistance des poteaux mixtes sous compression, et sous flexion.

Les divers paramètres qui affectent la résistance des poteaux tels que :l'épaisseur du tube d'acier, la résistance caractéristique du béton, ainsi que la longueur de flambement seront discutés.

En se basant sur la méthode de calcul simplifiée de la résistance des poteaux mixtes proposée par l'EC4, on a développé un programme informatique en utilisant le langage de programmation (FORTRAN 90).Le programme nous permet de calculer la résistance des poteaux mixte remplis de béton sous chargement centré de compression, ainsi que la résistance à la flexion-compression combinées.

### 5.2 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul sont récapitulées ci-dessous :

\*Les sections planes restent planes et qu'il existe une collaboration totale jusqu'à la ruine entre les composants acier et béton de l'élément structural.

\*Pour utiliser la Méthode Simplifiée, les sections des poteaux mixtes doivent être constantes et doublement symétriques sur toute leur hauteur.

\*L'effet des imperfections sur la résistance au flambement est pris en compte à l'aide des courbes de flambement de l'EC3.

\*On peut considérer que l'effort tranchant est repris par la seule section métallique.

On doit tenir compte des imperfections en introduisant le facteur d'imperfection représenté sur le tableau :

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

**Tableau 5-1: Facteurs d'imperfection**

Il convient d'utiliser dans l'analyse, les matériaux de caractéristiques dont les relations contrainte-déformation sont comme suit :

### 5.3 Caractéristiques des matériaux :

On donne les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.

#### 5.3.1 Béton :

On peut utiliser soit des bétons de masse volumique normale ( $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ ), soit des bétons légers ( $\rho$  compris entre 1600 et 1800  $\text{kg/m}^3$ ).

Pour les bétons de masse volumique normale, le tableau 1 rassemble les valeurs de trois caractéristiques essentielles selon la classe de résistance du béton, allant de C20 à C50.

Vu le comportement non linéaire « contrainte-déformation » du béton, y compris pour de faibles niveaux de contrainte,  $E_{cm}$  doit être interprété comme un module sécant moyen pour les contraintes de courte durée.

**Tableau 5-2 : classes de résistance du béton, valeurs du module sécant d'élasticité  $E_{cm}$  (en  $\text{KN/mm}^2$ ), résistance caractéristique à la compression  $f_{ck}$  (sur cylindres) et résistance caractéristique à la traction moyenne  $f_{ctm}$  du béton (en  $\text{N/mm}^2$ )**

Classe de résistance C des bétons	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$E_{cm}$	29	30.5	32	33.5	35	36	37
$f_{ck}$	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}$	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1

Pour les besoins de calcul, il y a lieu de considérer la valeur nominale du coefficient de Poisson concernant les déformations élastiques comme égale à 0.2.

### 5.3.2 Aciers d'armature :

Une nuance indique la valeur de la limite d'élasticité caractéristique spécifiée  $f_{sk}$  en  $\text{N/mm}^2$  (MPa)

La norme européenne EN10080 3 définit trois nuances d'aciers d'armature. La nuance S200 concerne les ronds lisse laminés à chaud, alors que les nuances S400 et S500 concernent les barres et fils à verrous conférant une haute adhérence. Le module d'élasticité  $E_s$  des armatures est de l'ordre de 190 à 200  $\text{KN/mm}^2$ . Pour simplifier le calcul en structure mixte, il est permis de prendre pour  $E_s$  la valeur  $E_a = 210 \text{ KN/mm}^2$  de l'acier de construction, spécifié dans l'EC3.

### 5.3.3 Acier de construction :

Les aciers de construction sont définis par leurs limite d'élasticité  $f_y$ , pour les aciers courants de construction les valeurs de la limite élastique varient de 235 MPa à 355 MPa. Les déformations sont linéaires et réversibles ; c'est le domaine de l'élasticité défini par la loi de Hooke.

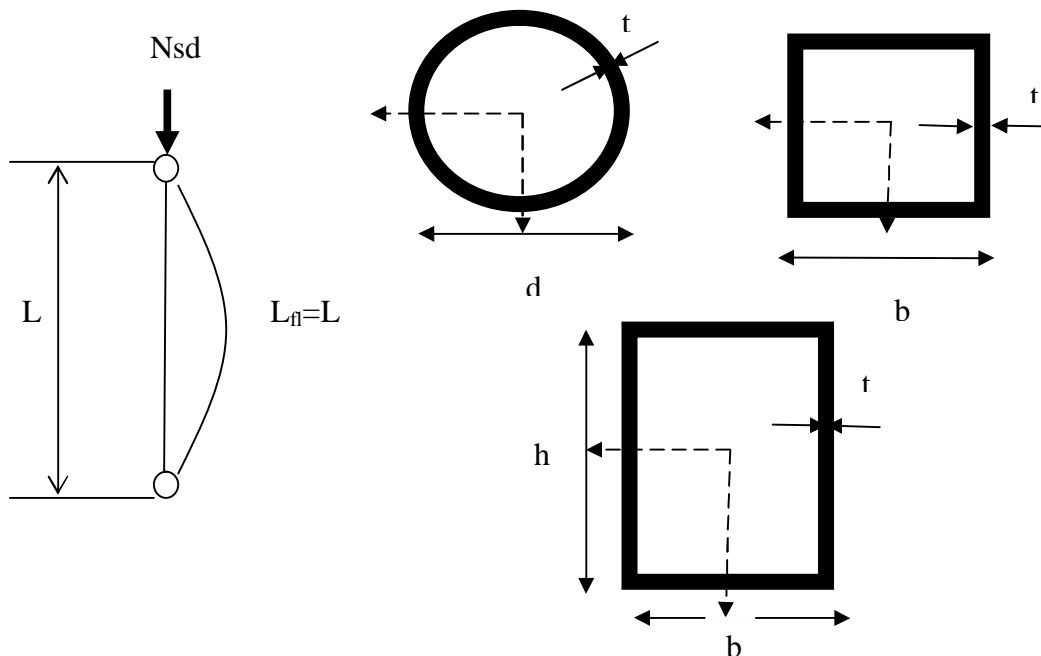
**Tableau 5-3 : valeurs nominales de limite élastique  $f_y$  et de résistance à la rupture en traction  $f_u$  pour l'acier de construction**

Nuance nominale de l'acier	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	460
S355	355	510	335	490

$t$  : représente l'épaisseur nominale de l'élément.

#### 5.4 Programme de calcul :

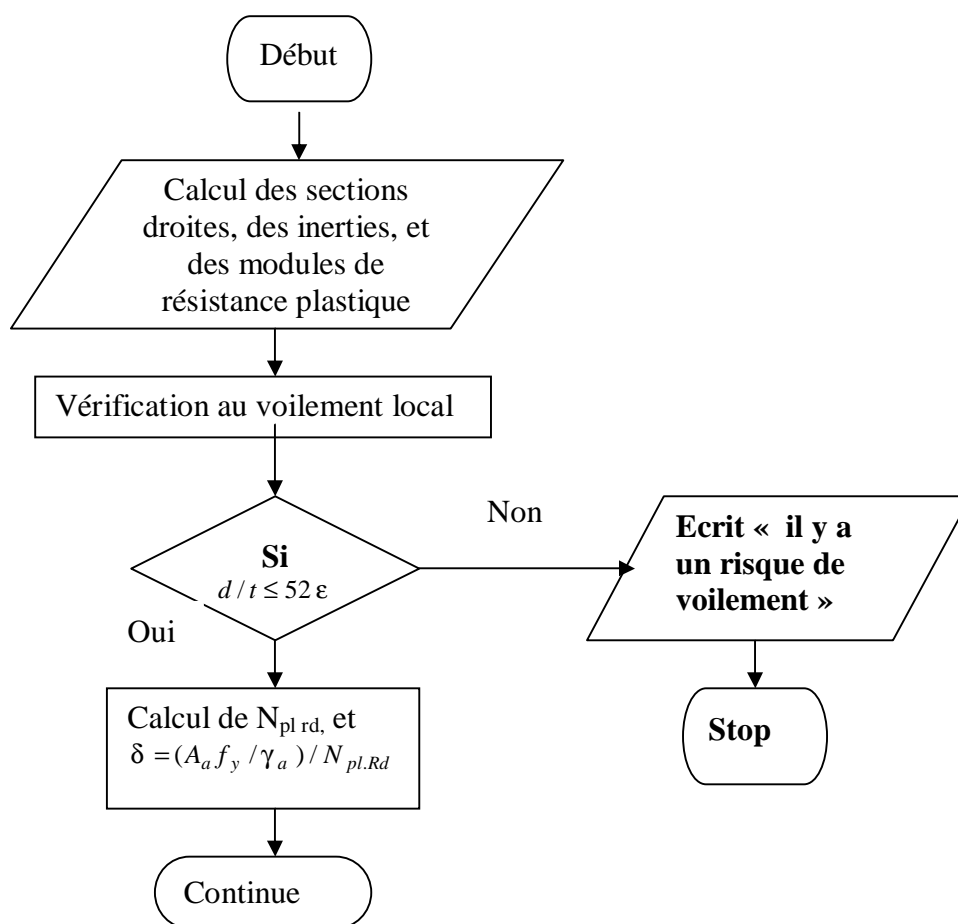
Pour le calcul de la résistance des poteaux mixtes de sections creuses remplies de béton (figure 5-1), on a développé un programme de calcul à l'aide du logiciel de programmation (FORTRAN 90) qui nous a permis d'exécuter des opérations de procédure très compliqué d'une façon très précise.



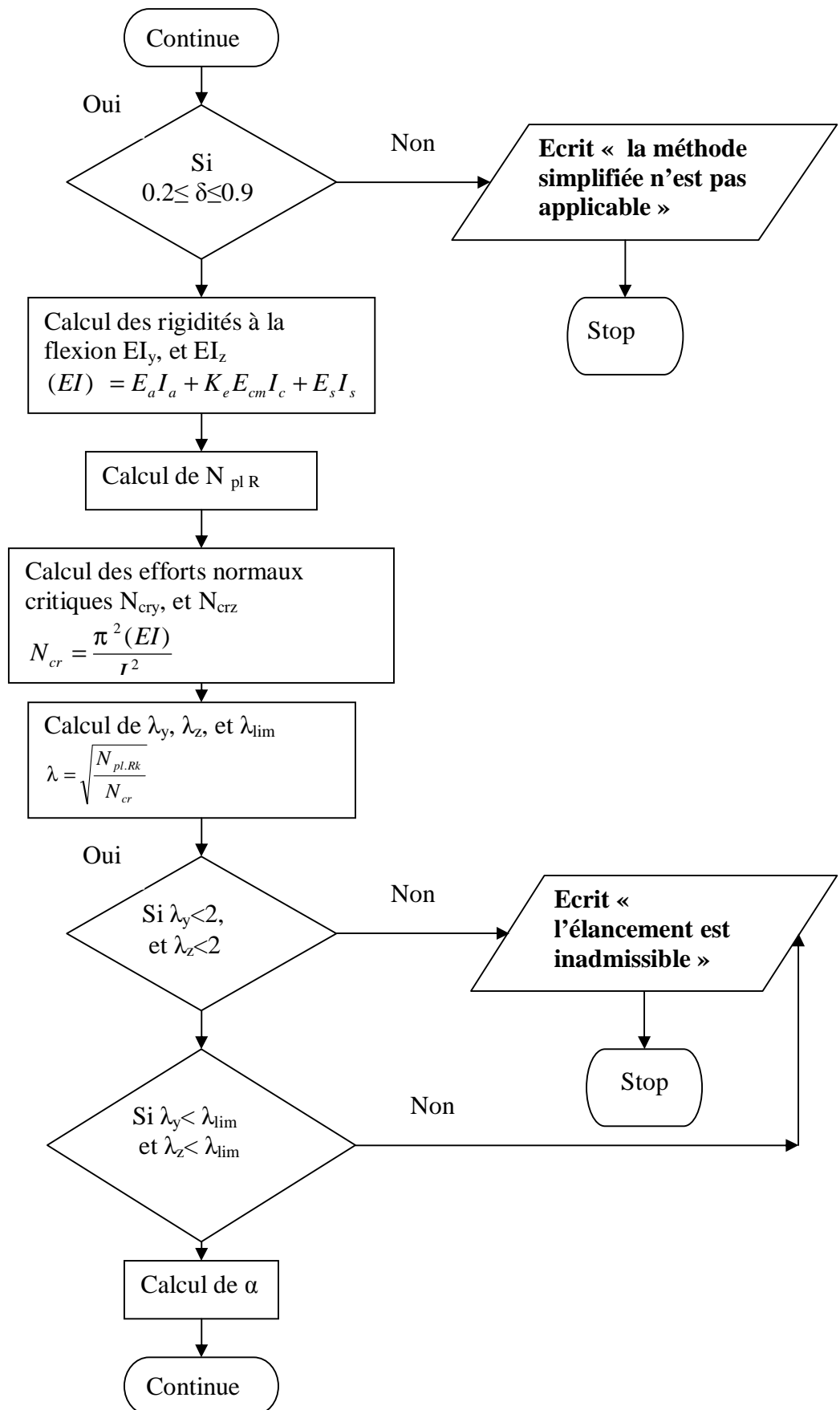
**Figure 5-1 : Sections creuses carrées et rectangulaires remplies de béton**

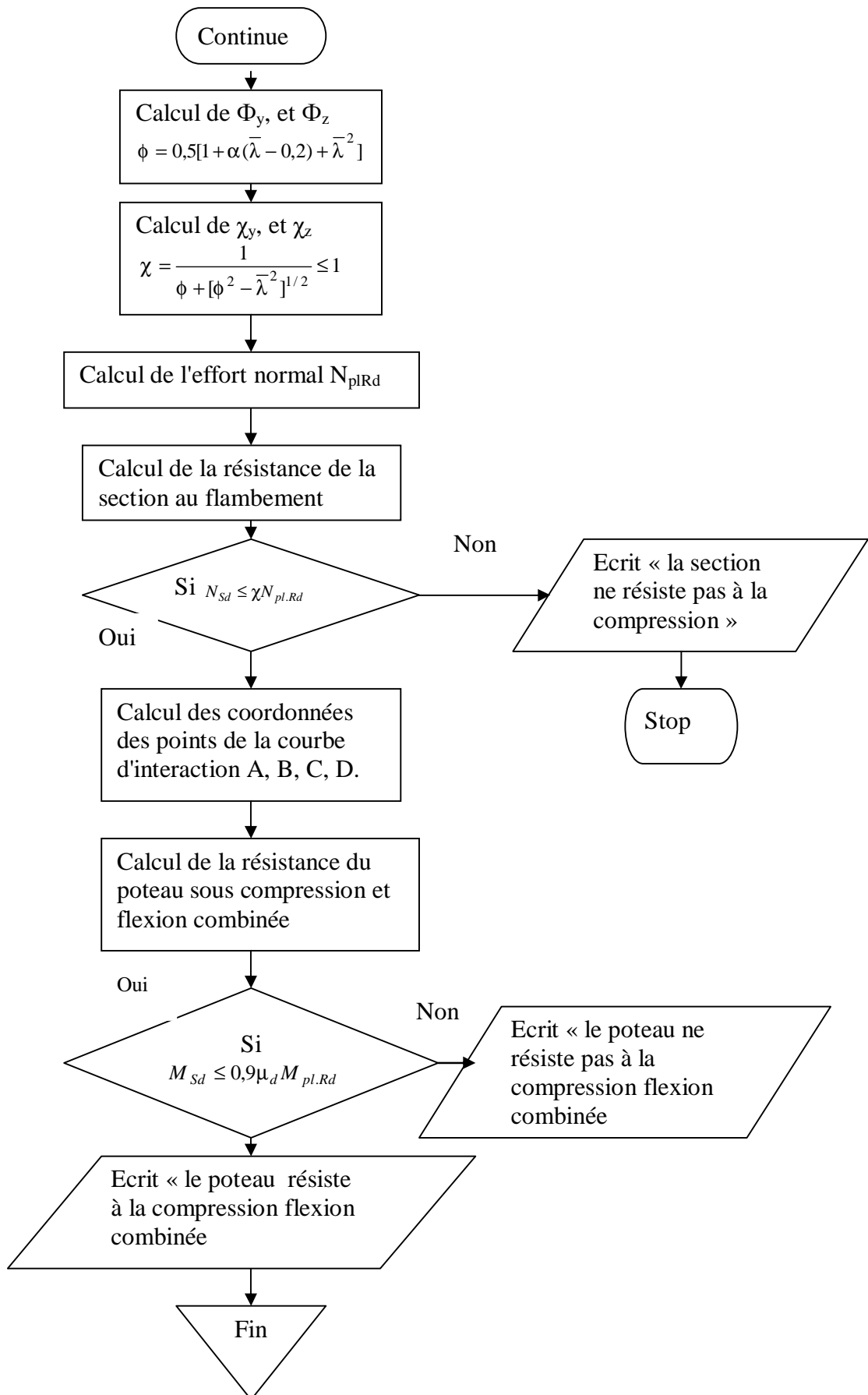
Les caractéristiques des spécimens étudiés sont présentées dans le tableau suivant :  
Pour tout les poteaux testés expérimentalement, on a pris comme longueur de flambement la longueur libre du poteau (le poteau est supposé encasté des deux extrémités)

Le programme complet est représenté dans l'organigramme suivant :









### 5.5 Confrontation des résultats numériques du programme :

Le programme de calcul de la résistance des poteaux mixtes remplis de béton a été vérifié d'abord avec un calcul manuel sur un exemple de poteau puis en menant une confrontation entre les résultats de calcul théoriques obtenus et les résultats expérimentaux issus de la littérature .

Il faut remarquer que l'étude expérimentale qui a servi à cette confrontation est celle de Khandakar M, et Anwar H [9], les poteaux mixtes sont constitués de sections creuses rectangulaires et carrées.

**Tableau 5-5 : Caractéristiques mécaniques et géométriques des poteaux:**

	b (mm)	h (mm)	t (mm)	fy (Mpa)	fc (Mpa)	L (mm)
pot1	50	50	1,6	275	21	800
pot2	50	50	1,6	275	18	900
pot3	100	50	2,3	375	21	800
pot4	100	50	2,3	375	18	900
pot5	100	100	3,2	350	21	800

**Tableau 5-6 : caractéristiques géométriques et mécaniques des sections droites des poteaux testés par Khandakar M, et Anwar H, et calculés :**

	$\lambda$	$\lambda_{cal}$	Nplrd exp (KN)	Nplrd.anal (KN)	N exp/N cal
pot1	31,3	48,07	136	131,2	1,036585
pot2	31,3	48,07	136	124,6	1,091493
pot3	43,5	41,16	435	341,7	1,273047
pot4	43,5	41,16	395	328,7	1,201704
pot5	31,3	42,61	680	617,6	1,101036

$$\text{Moy } (N_{exp}/N_{cal}) = 1,140772926$$

Figure 5-2: Confrontation des résultats numériques avec les résultats de Khandakar M, et Anwar H

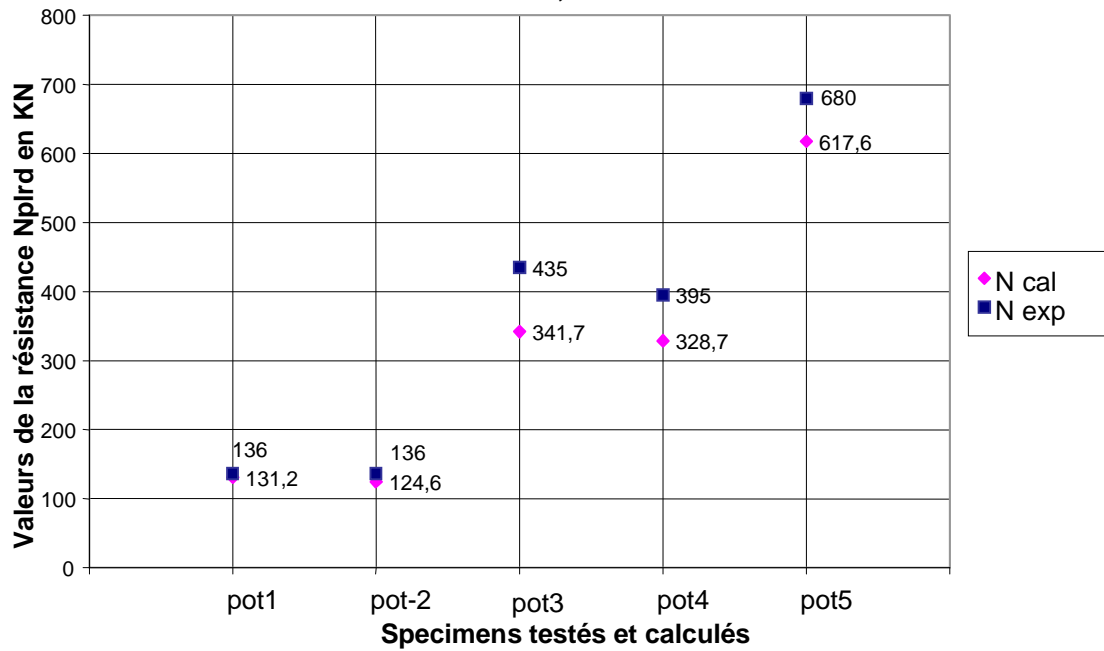
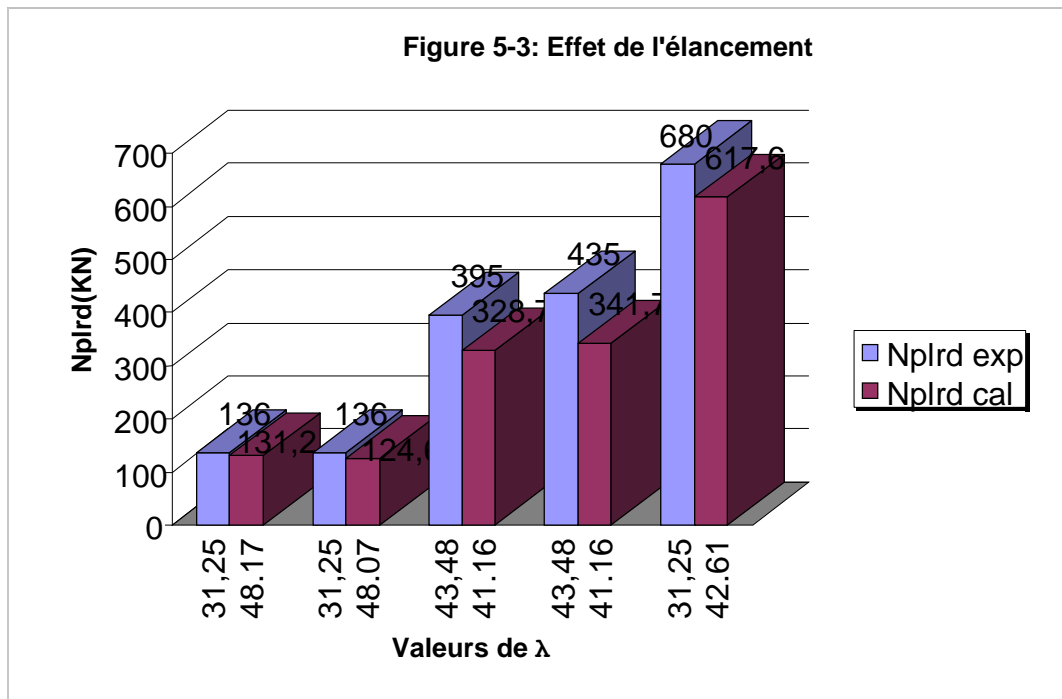


Figure 5-3: Effet de l'élancement



Les figures 5-2, et 5-3 montrent globalement que les résultats de calcul théoriques sont très proches de ceux expérimentaux.

On a aussi comparé les résultats du programme de calcul avec les résultats expérimentaux des travaux de Dalin Liu [8], les résultats sont données dans le tableau 5-7 :

**Tableau 5-7 : Caractéristiques mécaniques et géométriques des poteaux:**

	h(mm)	b(mm)	t(mm)	L(mm)	fc(Mpa)	fy(Mpa)	Es(MPa)	Ec(Mpa)
pot1	130	130	4	390	60	495	206000	38775,7
pot2	130	130	4	390	60	495	206000	38775,7
pot3	160	110	4	480	60	495	206000	38775,7
pot4	160	110	4	480	60	495	206000	38775,7
pot5	190	100	4	570	60	495	206000	38775,7
pot6	190	100	4	570	60	495	206000	38775,7

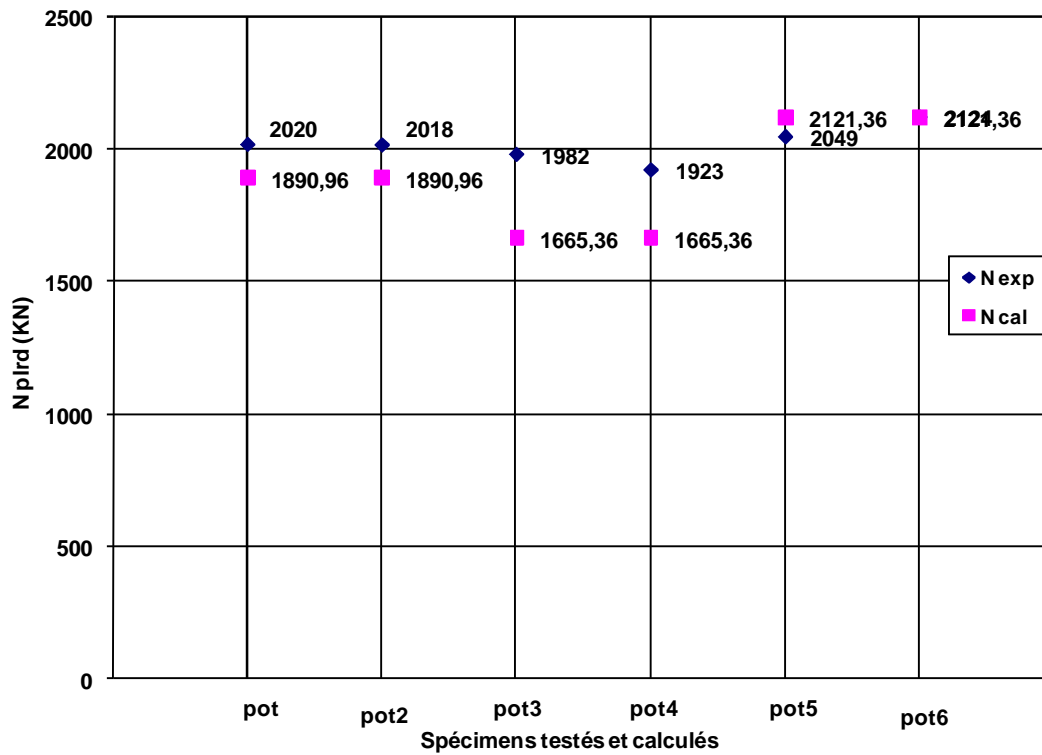
**Tableau 5-8 : caractéristiques géométriques et mécaniques des sections des spécimens de poteaux testés par Dalin L et calculés :**

	N exp (KN)	N cal EC4 (KN)	Nexp/N EC4
pot1	2020	1890,96	1,068241
pot2	2018	1890,96	1,067183
pot3	1982	1665,36	1,190133
pot4	1923	1665,36	1,154705
pot5	2049	2121,36	0,96589
pot6	2124	2121,36	1,001245

Moy (Nexp/N EC4)= 1,074566

La comparaison des résultats est traduite sur la figure 4-5 :

Figure 5-4 : Confrontation des résultats numériques du programme avec les résultats de Dalin Liu



On remarque que les résultats issus du calcul numérique pour les différents poteaux sont inférieurs aux résultats expérimentaux de Dalin liu, ce qui veut dire que la méthode EC4 peut offrir un champ de sécurité pour les poteaux mixtes.

**5.6 Etude comparative :**

On a mené une étude comparative afin de déterminer la différence excitante entre le calcul numérique exécuté par le programme que nous avons développé, les travaux expérimentaux existant dans la littérature, et les codes de calcul.

**5.6.1 Comparaison avec les essais de Zhong T, Lin Hai.H, Zhi Bin.W[6] :**

Les travaux des trois auteurs ont été effectués sur des poteaux mixtes de section rectangulaire, d'acier de limite élastique de l'ordre de 234.3MPa, remplis de béton à haute résistance. Le tableau 5-8 résume les caractéristiques des sections testées :

**Tableau 5-9: Caractéristiques mécaniques et géométriques des poteaux:**

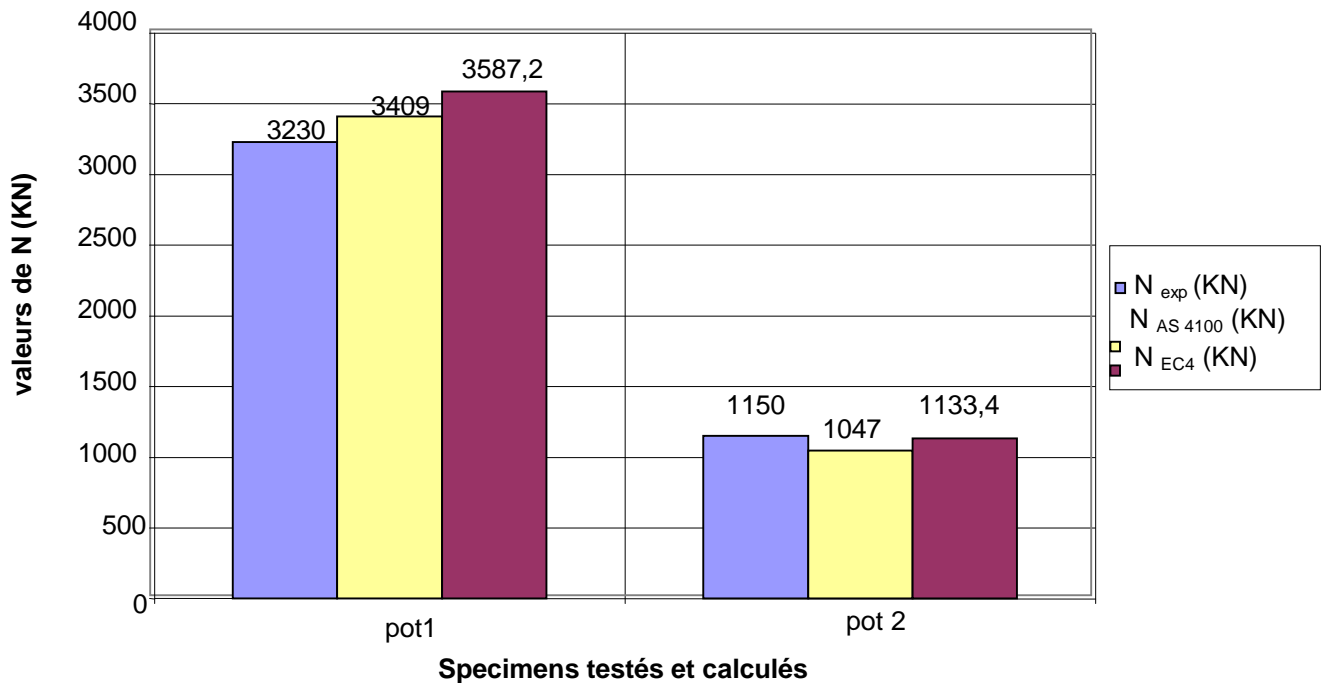
	b (mm)	h (mm)	L (mm)	h/t	Es (Mpa)	fy (Mpa)	Ec (Mpa)	fc (Mpa)
pot1	249,1	250,4	750	100	2,00E+05	234,3	36,3	50,1
pot2	128,2	129,1	390	52	2,00E+05	234,3	37,76	54,6

**Tableau 5-10 : comparaison des résultats des travaux de Zhong T, Lin Hai.H, Zhi Bin.W et celles calculés par AS 4100,et l'EC4 :**

	N <sub>exp</sub> (KN)	N <sub>AS 4100</sub> (KN)	N <sub>EC4</sub> (KN)	N <sub>exp</sub> /N <sub>AS</sub>	N <sub>exp</sub> / N <sub>EC4</sub>	N <sub>AS</sub> /N <sub>EC4</sub>
pot1	3230	3409	3587,2	0,9475	0,9	0,9503
pot2	1150	1047	1133,4	1,0984	1,014	0,923

Les résultats expérimentaux ont été comparés par les auteurs avec les résultats de calcul avec le code Australien AS4100. Ces résultats nous les avons comparé à nos résultats rapport à celles des codes de calcul. La figure 5-5 illustre clairement la supériorité des valeurs expérimentales par à celles des codes de calcul.

Figure 5-5 : Comparaison avec le code AS4100



### 5.6.2 Comparaison avec les essais de M.Mouli, et H. Khelafi [7] :

M.Mouli, et H. Khelafi ont fait l'étude sur des poteaux courts de section rectangulaire remplis de béton léger, les caractéristiques des sections sont définis dans le tableau suivant :

Tableau 5-11 : Caractéristiques mécaniques et géométriques des poteaux:

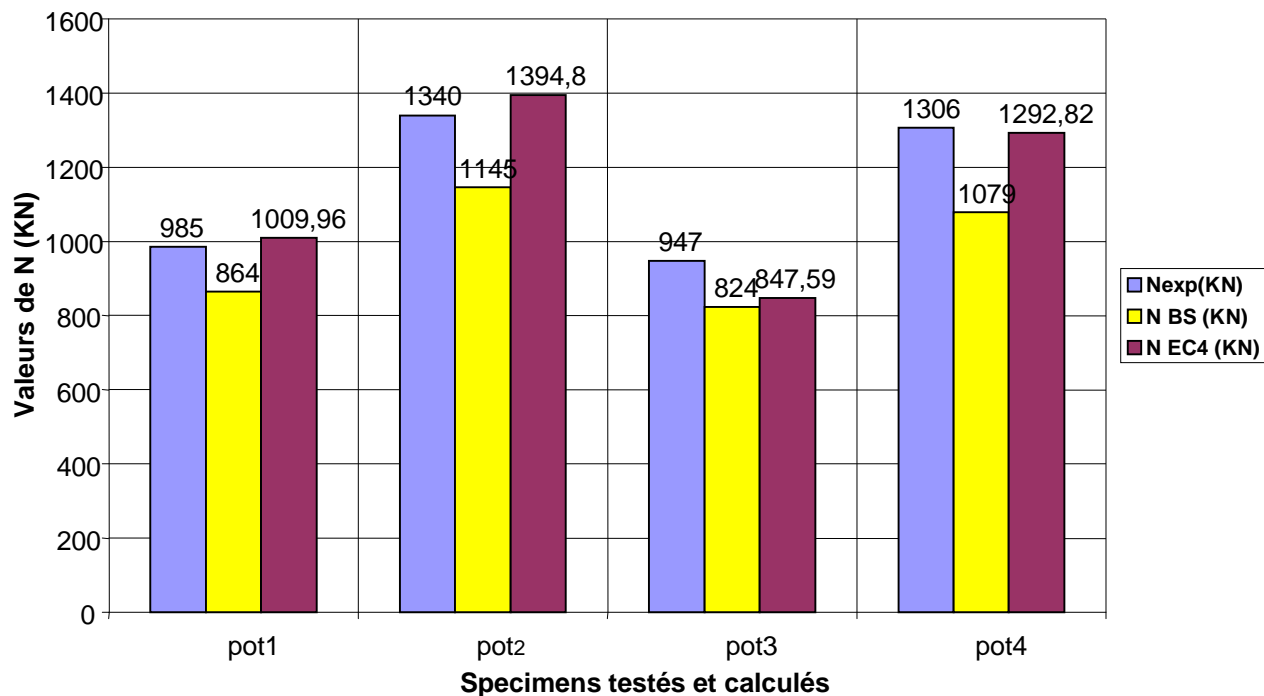
	b (mm)	h (mm)	t (mm)	L (mm)	Es (Mpa)	fy (Mpa)	Ec (Mpa)	fc (Mpa)
pot1	80	120	5	550	211200	350	35,64	44,8
pot2	100	150	5	550	211200	350	35,64	44,8
pot3	80	120	5	550	211200	350	33,72	36,7
pot4	100	150	5	550	211200	350	33,72	36,7

Tableau 5-12 : Comparaison des résultats des travaux de M.Mouli, et H. Khelafi et celles calculés par le BS ,et l'EC4 :

	$N_{exp}$ (KN)	$N_{BS}$ (KN)	$N_{EC4}$ (KN)	$N_{exp}/N_{BS}$	$N_{exp}/N_{EC4}$	$N_{BS}/N_{EC4}$
pot1	985	864	1009,96	1,14	0,975	0,855
pot2	1340	1145	1394,8	1,1703	0,96	0,821
pot3	947	824	847,59	1,1493	1,117	0,972
pot4	1306	1079	1292,82	1,2104	1,01	0,834



Figure 5-6: Comparaison entre les essais, le code britannique BS, et l'EC4



La figure 5-6 nous montre la différence entre les résultats des travaux de Khelafi, et Mouli, et celles des deux code ; le BS5400, et l'EC4. Les poteaux pot1, pot2 sont remplis de béton normal, alors que les deux autres pot3, et pot4 sont remplis de béton léger. On peut conclure que la méthode EC4 est valable pour le calcul des poteaux mixtes court remplis de béton léger.

### 5.7 Etude paramétrique :

Dans notre recherche on veut déterminer la résistance des poteaux mixtes de sections carrées, rectangulaires, et circulaires 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, on a 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 sur les courbes ci-dessous.

Pour toute l'étude on a pris les valeurs suivantes :

$$E_s = E_a = 210000 \text{ MPa} \quad f_{sk} = 400 \text{ MPa} \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 35000 \text{ MPa} \quad f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

#### 5.7.1 Poteau de section rectangulaire, et carrée sollicité en compression axiale :

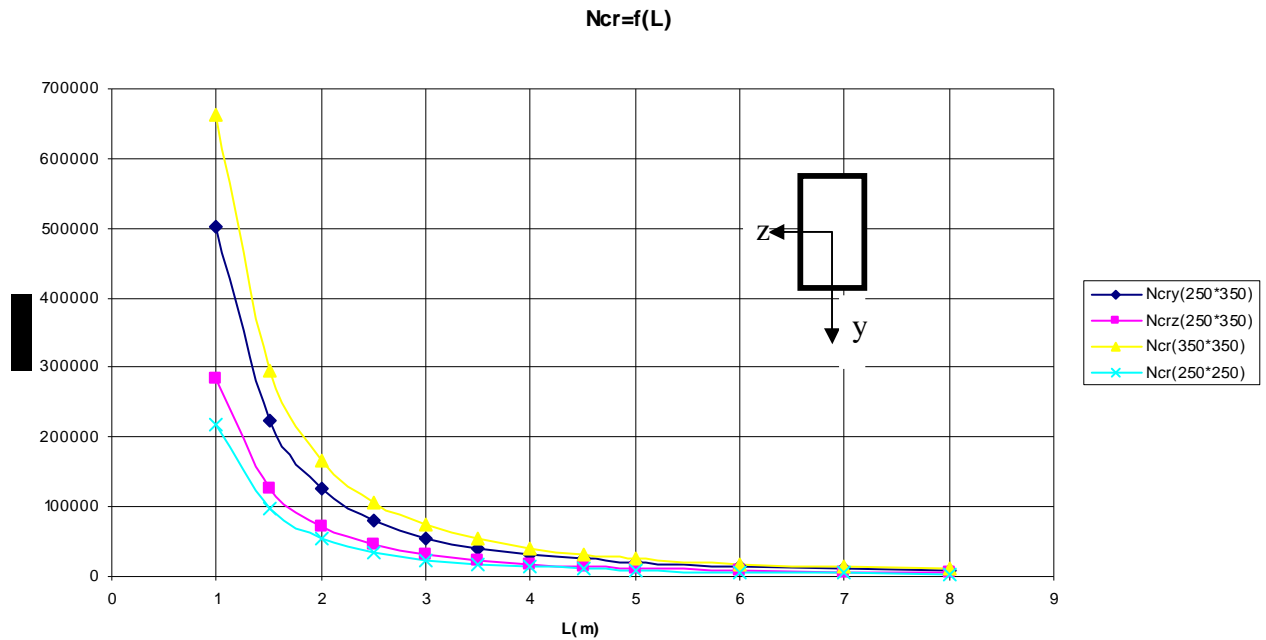
Dans cette partie, on a étudié l'influence des paramètres sur la résistance des poteaux mixtes rectangulaires, et carrés, en variant la longueur du flambement.

##### 5.7.1.1 L'effort normal critique :

Le tableau ci-dessus représente la variation de la charge élastique critique des poteaux mixtes en fonction de la longueur de flambement :

L(m)	Ncr (KN)			
	section Ncry(250×350)	rectangulaire Ncrz(250×350)	section Ncr(350×350)	carrée Ncr(250×250)
1	503182,9	283894,8	663566,2	217289,2
1,5	223636,8	126175,5	294918,3	96572,98
2	125795,7	70973,7	165891,6	54322,3
2,5	80509,26	45423,17	106170,6	34766,27
3	55909,21	31543,87	73729,58	24143,24
3,5	41076,16	23175,09	54168,67	17737,89
4	31448,93	17743,43	41472,89	13580,58
4,5	24848,54	14019,5	32768,7	10730,33
5	20127,32	11355,79	26542,65	8691,568
6	13977,3	7885,967	18432,39	6035,811
7	10269,04	5793,772	13542,17	4434,474
8	7862,233	4435,857	10368,22	3395,144

**Tableau 5-9: valeurs de calcul de l'effort normal critique**



**Figure 5.7 : l'effort normal critique**

Les courbes de la figure 5-7 représentent la variation de la charge élastique critique des poteaux mixtes de section de dimensions  $250 \times 250 \times 8$ ,  $250 \times 350 \times 8$ , et  $350 \times 350 \times 8$  respectivement, en fonction de leurs longueurs de flambement. Les courbes montrent que la charge critique élastique est inversement proportionnel à la longueur du poteau, et directement proportionnel à la rigidité flexionnelle du poteau. On remarque également une convergence des résultats pour les poteaux élancés qui se rapproche, cela signifie que la section du poteau pourra supporter des efforts de compression trop petits comparés à ceux des poteaux courts.

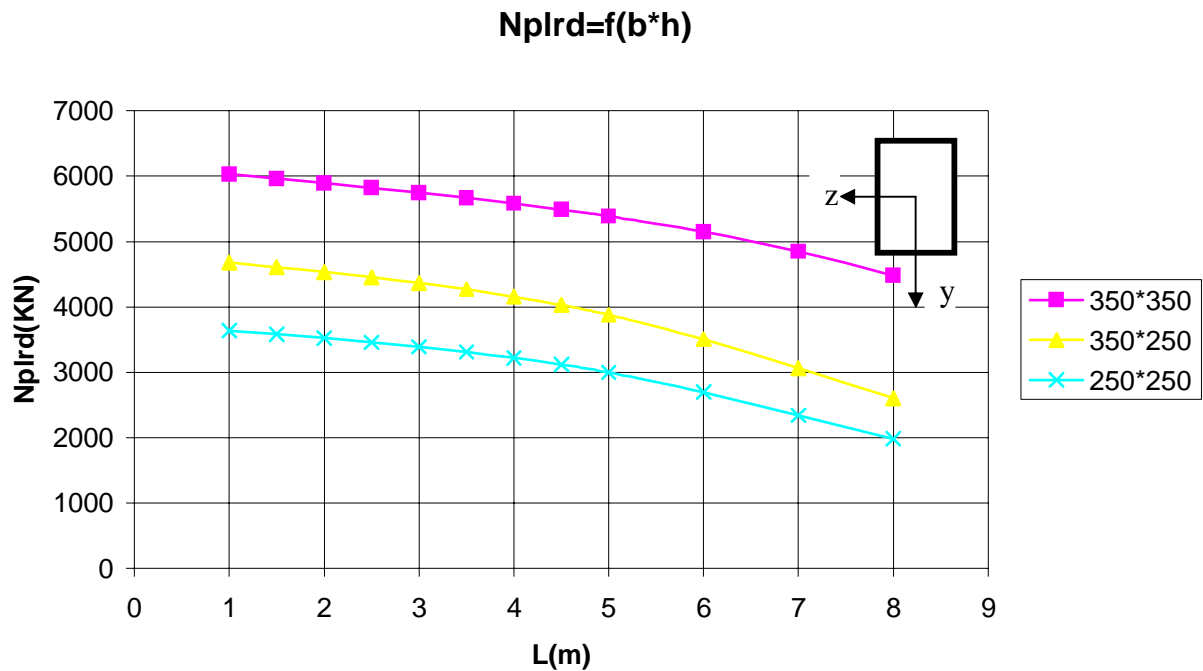
Les poteaux courts de longueur 1m, et 1.5m sont inclus dans l'étude pour des besoins de recherche uniquement, on remarque que les valeurs de la charge critique pour les longueurs de 1m, et 1.5m sont trop importantes, car les poteaux court offrent une très grande rigidité flexionnelle, alors que c'est tout a fait le contraire pour les poteaux de 7m, et 8m de longueur.

### 5.7.1.2 Influence de la section du poteau :

On veut déterminer l'influence des dimensions de la section du poteau sur sa résistance plastique, on a pris pour cela deux sections carrées de  $350 \times 350 \text{mm}^2$ , et  $250 \times 250 \text{mm}^2$ , et une section rectangulaire de  $350 \times 250 \text{mm}^2$ , la longueur du poteau varie entre 1, et 8 m. Le tableau 5-10 comprend les résultats du calcul numérique de la résistance des poteaux.

L(m)	Nplrd (KN) de différentes sections		
	350×350	350×250	250×250
1	6030,408	4678,557	3640,109
1,5	5961,355	4606,407	3582,948
2	5891,72	4531,812	3523,728
2,5	5820,298	4452,455	3460,54
3	5745,839	4365,745	3391,244
3,5	5666,997	4268,695	3313,359
4	5582,285	4157,849	3224,017
4,5	5490,037	4029,396	3120,081
5	5388,392	3879,629	2998,592
6	5148,675	3508,519	2698,017
7	4847,181	3062,138	2341,006
8	4476,371	2605,508	1982,443

**Tableau 5-10: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction des dimensions de la section du poteau.**



**Figure 5.8 : l'effet de la section transversale du poteau.**

La figure 5-8 montre la variation de l'effort normal plastique des poteaux de section rectangulaire, et carrée de 250×350×8, 350×350×8, et 250×250×8 en fonction de la longueur

du poteau. On veut ici déterminer l'influence des dimensions de la section droite sur la résistance du poteau. Il est clair que l'effort normal plastique d'un poteau diminue, si sa longueur augmente, cette augmentation peut être conditionnée par les dimensions de la section.

La figure montre avec grande clarté la résistance plastique d'un poteau mixte en passant de la section 250×250×8, à la section 350×350×8, par la section intermédiaire de 350×350×8, l'augmentation de 48.97% de la section permet une augmentation de la résistance de 39.63% pour une longueur de flambement de 1m, et de 42.25% pour 4m de longueur, alors qu'elle est de 55.71% pour 8m de longueur, on peut dire que la variation de la résistance des poteaux est petite pour les poteaux court, et moyennement élancé, ce qui n'est pas le cas pour les poteaux élancés .

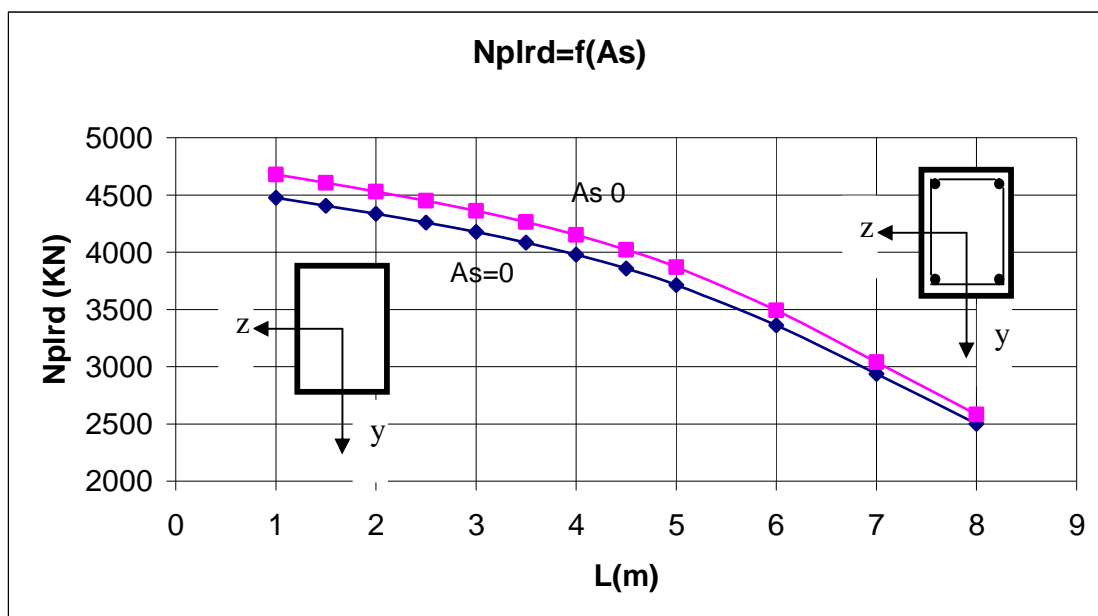
### 5.7.1.3 Influence de la quantité d'armature longitudinale :

Le poteau mixte peut être rempli de béton seul, comme il peut être rempli de béton, et des armatures longitudinales pour des raisons de sécurité à l'incendie. Pour la détermination de l'influence des armatures sur la résistance des poteaux mixtes, on a fait un calcul numérique d'une section mixte une fois avec armatures, et une autre fois sans armatures.

Le tableau 5-11 résume les résultats obtenus :

L(m)	Nplrd(KN)	
	As=0	As≠0
1	4474,754	4677,614
1,5	4405,942	4604,964
2	4334,822	4529,795
2,5	4259,195	4449,733
3	4176,608	4362,129
3,5	4084,233	4263,919
4	3978,797	4151,558
4,5	3856,689	4021,15
5	3714,38	3868,949
6	3361,688	3491,996
7	2936,672	3040,755
8	2500,652	2582,447

**Tableau 5-11: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la quantité des armatures longitudinales.**



**Figure 5.9 : l'effet des armatures longitudinales.**

La figure 5-9 illustre la résistance du poteau mixte une fois en présence des armatures, et l'autre fois en absence de ces dernières. On a fait le calcul pour la même section du poteau  $250 \times 350 \times 8$ , afin de mieux apprécier la différence en résistance.

La quantité d'armatures longitudinales a due influencé la résistance du poteau en fonction de la longueur d'une manière pas très remarquable ,la variation était de l'ordre de 4.53% pour les poteaux de 1m de longueur , et de 4.34% pour les poteaux de 4m, et enfin de 3.27% pour les poteaux de 8m, on remarque ici que la résistance tend à diminuée en augmentant la longueur du flambement .chacune des deux courbes est divisée en deux parties, la première partie des poteaux courts et moyennement élancés de 1-5m, et la deuxième partie des poteaux élancés de 5-8m de longueur, dans la première partie la diminution de la résistance était d'environ les 30% ,alors que dans la deuxième partie elle était de 50% ,ceci est signifie par l'élancement des poteaux .

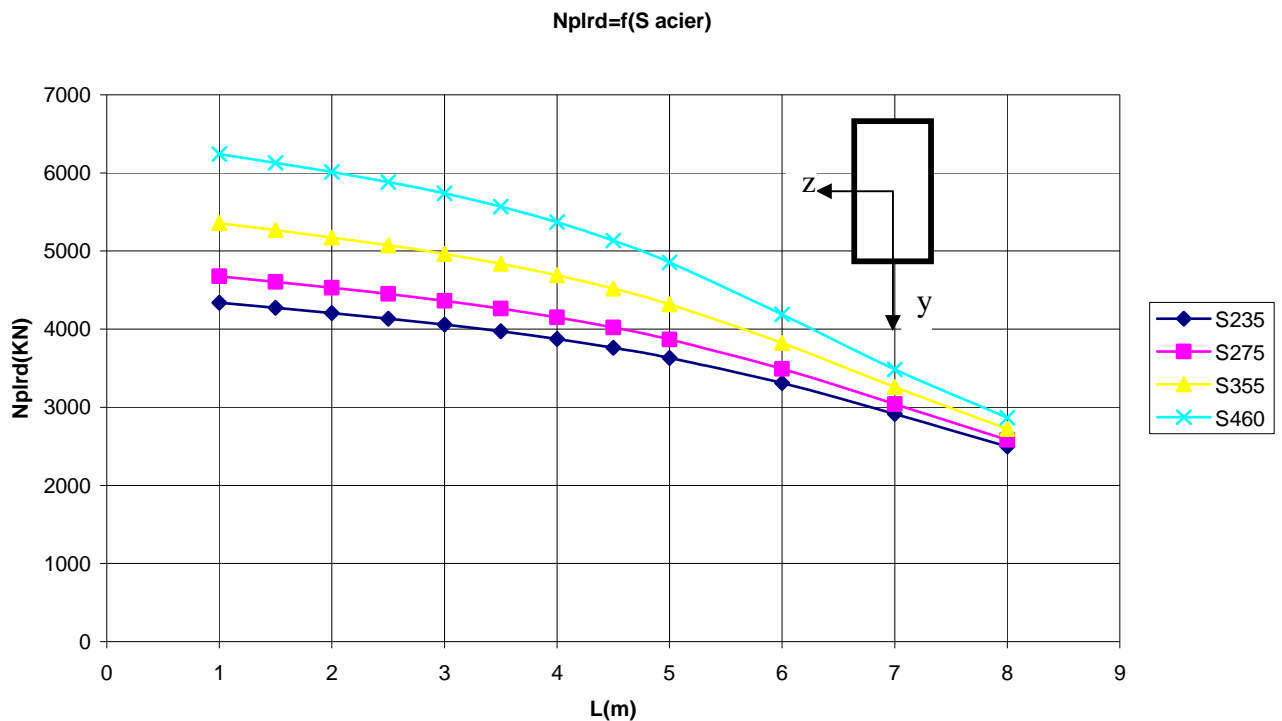
#### 5.7.1.4 Influence de la nuance de l'acier de construction :

Le poteau mixte peut être influencé par le tube en acier, ce dernier est caractérisé par sa limite élastique, donc le poteau est influencé par la nuance d'acier du tube.

Le tableau 5-12 regroupe les résultats de calcul pour les différentes nuances existantes dans la littérature :

L(m)	Nplrd (KN)			
	S235	S275	S355	S460
1	4338,019	4677,614	5355,238	6241,627
1,5	4272,968	4604,964	5266,499	6130,012
2	4205,92	4529,795	5173,957	6012,385
2,5	4134,901	4449,733	5074,293	5883,843
3	4057,729	4362,129	4963,731	5738,688
3,5	3971,896	4263,919	4837,848	5570,183
4	3874,506	4151,558	4691,559	5370,736
4,5	3762,334	4021,15	4519,499	5133,087
5	3632,121	3868,949	4317,211	4853,109
6	3309,209	3491,996	3821,719	4187,306
7	2914,129	3040,755	3258,651	3486,288
8	2498,585	2582,447	2723,327	2867,241

**Tableau 5-12: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la nuance d'acier de construction.**



**Figure 5.10 : l'effet de la nuance d'acier de construction.**

Le calcul a été fait pour des poteaux de section tubulaire rectangulaire de 350×250 mm<sup>2</sup>, et d'épaisseur 8mm. La variation dans cette courbe est en fonction de la nuance d'acier utilisée. Cette

variation est directement proportionnelle à la limite élastique, on remarque que les valeurs de la résistance se rapprochent en augmentant la longueur de flambement du poteau, ceci est due à la diminution de la résistance de la section mixte en diminuant la limite élastique du tube métallique.

La diminution en résistance est remarquable pour les poteaux de nuance S460, en suite pour les poteaux de nuance S355, ... etc.

Pour les poteaux de 1m de longueur la variation de résistance est de 14.2% en passant de S355 à S460, de 12.65% en passant de S355 à S275, et de 7.26% en passant de S275 à S235, cette variation tend à diminuer en augmentant la longueur de flambement du poteau, en remarque également que la diminution est de l'ordre de 54.1% pour les poteaux de nuance S460, et de l'ordre de 49.15% pour la nuance S355, alors qu'elle est de 44.79%, et 42.41% pour les nuances S275, et S235 respectivement, on peut exprimer cela par la contribution du tube d'acier .

### 5.7.1.5 Influence des classes de résistance du béton :

Le béton peut offrir une résistance à la compression pour les sections mixtes, sa résistance caractéristique influe directement sur la résistance totale de l'élément mixte , c'est ce que montre le tableau 5-13 :

L(m)	Nplrd (KN)						
	fsk=20MPa	fsk=25MPa	fsk=30MPa	fsk=35MPa	fsk=40MPa	fsk=45MPa	fsk=50MPa
1	3645,035	3903,604	4161,879	4378,865	4677,614	4934,818	5191,75
1,5	3595,716	3848,697	4101,215	4313,049	4604,964	4855,804	5106,205
2	3545,381	3792,463	4038,872	4245,196	4529,795	4773,754	5017,058
2,5	3492,823	3733,446	3973,114	4173,299	4449,733	4685,921	4921,148
3	3436,739	3670,059	3902,037	4095,138	4362,129	4589,206	4814,883
3,5	3375,669	3600,508	3823,47	4008,16	4263,919	4480,002	4694,062
4	3307,948	3522,733	3734,907	3909,419	4151,558	4354,147	4553,846
4,5	3231,689	3434,406	3633,534	3795,631	4021,15	4207,135	4389,112
5	3144,836	3333,045	3516,433	3663,493	3868,949	4034,878	4195,528
6	2931,665	3082,783	3226,32	3335,803	3491,996	3609,826	3720,661
7	2661,137	2768,077	2866,323	2935,398	3040,755	3112,422	3178,278
8	2350,347	2417,217	2477,343	2515,203	2582,447	2622,691	2659,659

**Tableau 5-13: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la classe de résistance du béton.**



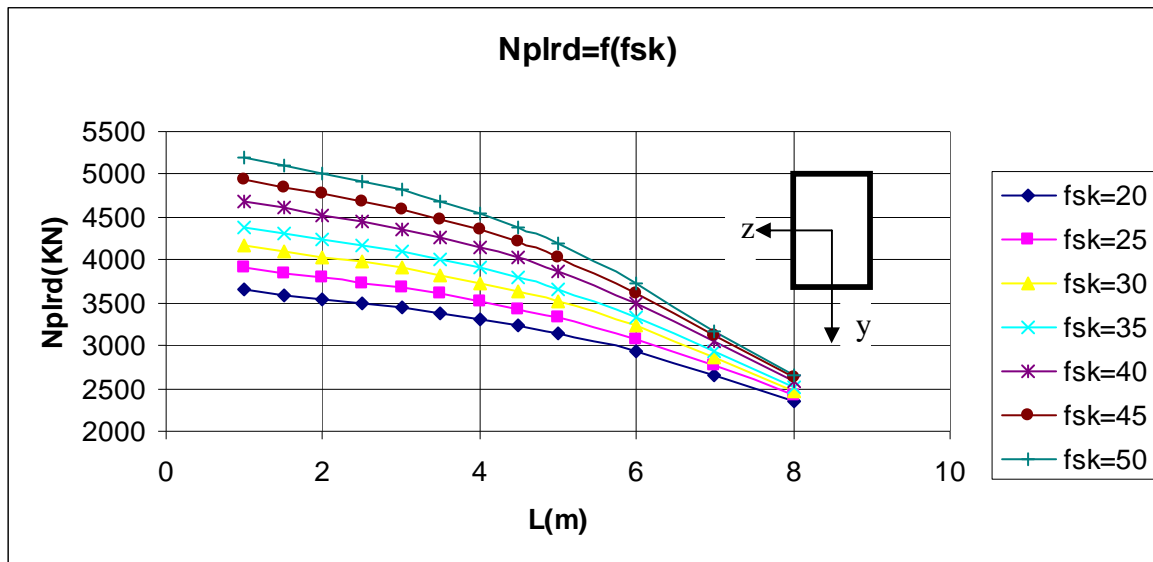


Figure 5.11 : l'effet de la classe de résistance du béton.

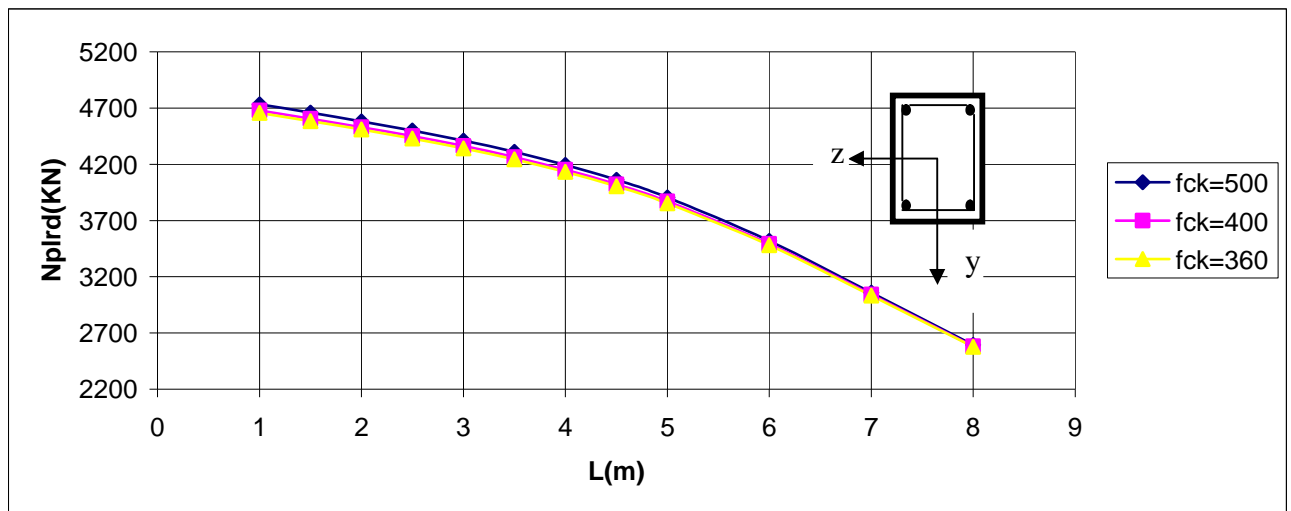
Cette figure montre l'influence de la résistance caractéristique du béton sur la résistance du poteau mixte de dimensions  $350 \times 250 \times 8$  à la compression axiale, on a pris la section droite constante, mais on a varié la longueur du poteau, ainsi que la classe du béton utilisé pour le remplissage des tubes métalliques. La variation de la résistance du poteau en fonction des classes de résistance du béton a pu atteindre les 4.94% entre deux classes successives, et 29.79% entre la plus petite, et la plus grande classe de résistance pour les poteaux de courts de 1m de longueur, alors que cette variation est de 1.39% entre deux classes successives, 11.62% entre la première, et la dernière classe, pour les poteaux de 8m de longueur. La différence de résistance entre le poteau le plus court, et celui le plus long est de 48.77% pour la classe C50/60, de 42.56% pour la classe C35/40, et de 35.52% pour la classe C20/25. Cela signifie que les bétons de résistance élevée travaillent mieux pour les longueurs de 1-5m, ensuite la résistance diminue en se rapprochant aux bétons de résistance moins élevée.

#### 5.7.1.6 Influence de la limite élastique de l'acier des armatures :

Comme les aciers de construction, l'acier des armatures influence la résistance des poteaux en variant ces caractéristiques mécaniques, et plus essentiellement sa limite élastique. Le tableau 5-14 donne la résistance des poteaux mixtes en fonction de la limite élastique des aciers des armatures longitudinales :

L (m)	Nplrd (KN)		
	fck=500MPa	fck=400MPa	Fck=360MPa
1	4732,109	4677,614	4655,811
1,5	4658,192	4604,964	4583,667
2	4581,661	4529,795	4509,038
2,5	4500,074	4449,733	4429,583
3	4410,698	4362,129	4342,683
3,5	4310,368	4263,919	4245,313
4	4195,426	4151,558	4133,975
4,5	4061,858	4021,15	4004,818
5	3905,846	3868,949	3854,126
6	3519,646	3491,996	3480,844
7	3059,178	3040,755	3033,295
8	2594,199	2582,447	2577,677

**Tableau 5-14: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la nuance d'acier des armatures.**



**Figure 5.12 : l'effet la nuance des aciers d'armatures.**

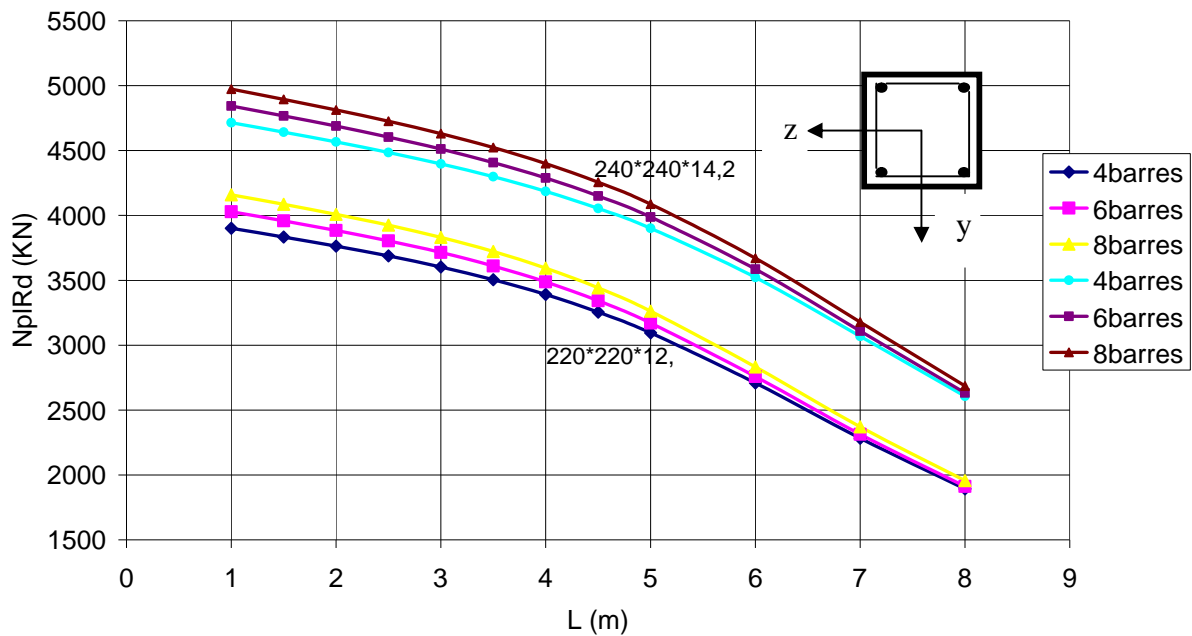
On a voulu déterminer l'influence de la nuance des aciers d'armatures pour les poteaux mixtes armé à l'intérieur du noyau béton. On a fait varier cette nuance des aciers, pour toute la série des poteaux étudiés. La diminution de résistance était très grande entre les deux longueurs extrêmes de l'ordre de 44.63%, la variation de résistance était très petite de 1.15% pour les poteaux de même longueur, les trois courbes sont à peu près superposées. La résistance est presque la même pour les deux limite élastique se qui n'est pas le cas pour l'acier de construction, cela est due à l'aire des armatures transversale qui est très petit comparé à l'aire du tube métallique.

L(m)	220*220*12,5			240*240*14,2		
	4barres	6barres	8barres	4barres	6barres	8barres
1	3900,987	4029,132	4158,491	4714,857	4843,583	4973,476
1,5	3834,018	3958,779	4085,413	4641,705	4767,391	4894,858
2	3763,85	3884,889	4008,592	4566,024	4688,439	4813,346
2,5	3687,784	3804,526	3924,935	4485,431	4604,172	4726,278
3	3602,719	3714,296	3830,864	4397,265	4511,727	4630,663
3,5	3505,005	3610,196	3722,155	4298,448	4407,781	4523,029
4	3390,471	3487,678	3594,014	4185,42	4288,495	4399,367
4,5	3254,88	3342,222	3441,728	4054,269	4149,673	4255,304
5	3095,148	3170,807	3262,263	3901,222	3987,369	4086,766
6	2708,332	2758,56	2831,878	3522,142	3585,89	3670,112
7	2283,389	2313,449	2370,268	3068,033	3109,639	3177,647
8	1893,365	1911,551	1955,99	2606,327	2632,163	2686,365

**Tableau 5-15: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction des dimensions d'un poteau carré.**

**5.7.1.7 Influence de la variation du nombre de barre d'armatures :**

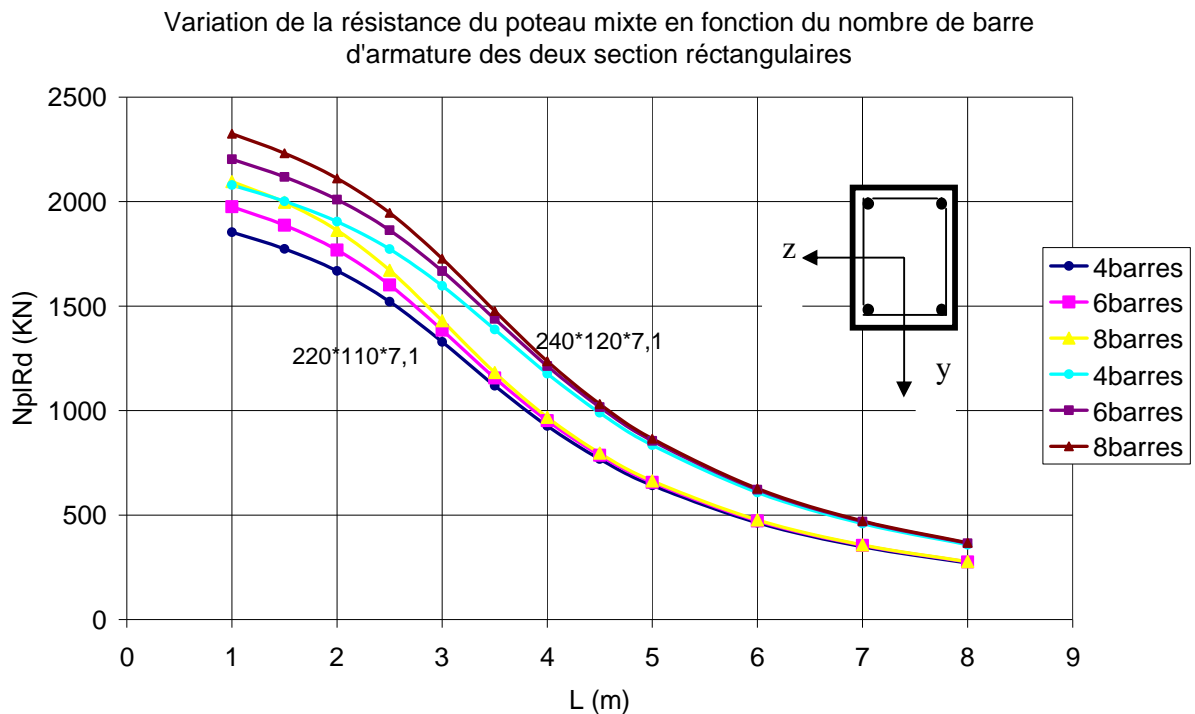
Variation de la résistance du poteau mixte en fonction de nombre de barre d'armature des deux sections carrés



**Figure 5.13 : l'effet de la quantité d'armature pour un poteau mixte de section carré .**

L(m)	Nplrd (KN) 220*110*7,1			Nplrd (KN) 120*240*7,1		
	4barres	6barres	8barres	4barres	6barres	8barres
1	1854,082	1975,781	2096,226	2079,736	2203,009	2324,985
1,5	1774,133	1886,916	1997,192	2002,097	2118,075	2231,627
2	1668,567	1767,924	1862,409	1904,322	2009,99	2111,229
2,5	1521,47	1600,846	1671,838	1772,781	1863,291	1946,106
3	1329,15	1385,071	1430,106	1597,352	1667,947	1727,165
3,5	1118,9	1155,948	1182,222	1388,234	1439,006	1476,552
4	926,835	952,134	968,002	1177,134	1213,158	1236,324
4,5	768,233	786,576	796,924	990,02	1016,516	1031,481
5	642,087	656,098	663,347	834,848	855,217	865,528
6	463,249	472,344	476,498	608,009	621,333	627,081
7	348,086	354,542	357,259	458,947	468,458	472,158
8	270,522	275,369	277,296	357,609	364,78	367,381

**Tableau 5-16: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction des dimensions de la section droite d'un poteau rectangulaire.**



**Figure 5.14 : l'effet de la quantité d'armature pour un poteau mixte de section rectangulaire.**

Les graphes ci-dessus représentent la résistance des poteaux mixtes de sections carré, et rectangulaire. On remarque que l'allure des graphes de la figure 5-13, sont différents des

graphes de la figure 5-14, cela est due à la différence de la forme du poteau . En remarque très bien l'influence de la forme de la section du poteau.

On remarque une amélioration de résistance de 5.25%, et de 5.93% quand en augmente la quantité d'armature de 25%, et 33.33% respectivement pour un poteau court de 1m de hauteur, cette amélioration s'atténue avec l'augmentation de la longueur de flambement .au delà de la hauteur de 4m, les calculs permettent de que l'effet d'armatures est totalement atténué.

### 5.7.2 Poteaux circulaire sollicité en compression axiale :

Dans cette partie, en veut déterminer l'influence de plusieurs paramètres sur la résistance plastique des poteaux mixtes de section circulaire.

#### 5.7.2.1 Influence de la section du poteau :

Les caractéristiques géométriques du poteau sont d'une très grande importance, et qui ont une influence sur la résistance du poteau, le tableau 5-17 présentes la résistance du poteau en fonction de la section.

L(m)	Nplrd (KN)				
	108*3,8	159*4	244*5,4	368*6,3	457,2*7,1
1	499,67	949,3	2160,3	4508,4	6761,8
1,5	469,69	917,7	2118	4450,1	6691,1
2	425,76	879,4	2072,8	4390,8	6620,1
2,5	363,86	829,6	2022,4	4329,4	6547,7
3	295,1	763,6	1964,2	4264,2	6473,1
3,5	235,12	681,3	1895,1	4193,8	6394,9
4	188,52	591,24	1811,5	4116,5	6312,2
4,5	153,36	505,3	1711,1	4030,4	6223,5
5	126,74	430,5	1594,1	3933,1	6127,2
6	90,33	316,9	1331,5	3696,6	5905,7
7	67,44	240,8	1081,3	3395,2	5633,7
8	52,22	187,9	876,1	3038,7	5298,9

**Tableau 5-17: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction des dimensions de la section droite d'un poteau circulaire.**

Variation de la résistance du poteau mixte en fonction des dimensions de la section droite

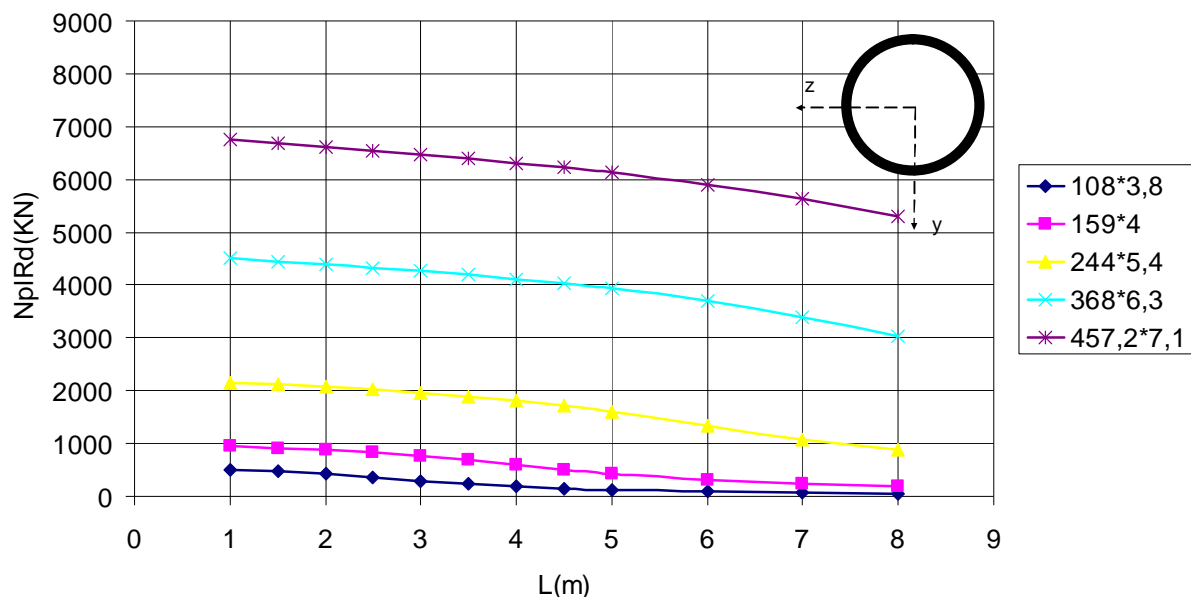


Figure 5.15 : l'effet du diamètre du tube.

Le tableau 5-18 regroupe les résultats numériques du calcul de la résistance des poteaux en variant l'épaisseur du tube d'acier.

L(m)	NpIrd (KN)					
	368*4	368*6	368*8	368*10	368*12	368*15
1	3916,165	4431,608	4940,759	5443,787	5940,787	6675,107
1,5	3862,706	4373,996	4878,75	5377,237	5869,603	6596,858
2	3808,106	4315,392	4815,843	5309,848	5797,615	6517,839
2,5	3751,028	4254,496	4750,733	5240,292	5723,465	6436,617
3	3690,032	4189,918	4682,042	5167,177	5645,726	6351,701
3,5	3623,502	4120,12	4608,254	5088,976	5562,847	6261,474
4	3549,587	4043,357	4527,661	5003,986	5473,097	6164,143
4,5	3466,193	3957,648	4438,33	4910,276	5374,526	6057,694
5	3371,047	3860,812	4338,114	4805,697	5264,957	5939,872
6	3137,165	3625,024	4096,071	4554,764	5003,411	5660,25
7	2840,835	3324,547	3787,673	4235,709	4671,71	5306,913
8	2502,579	2970,411	3417,73	3849,07	4267,299	4873,938

Tableau 5-18: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de l'épaisseur du tube en acier.

Variation de la résistance du poteaux mixte en fonction de l'épaisseur du tube en acier

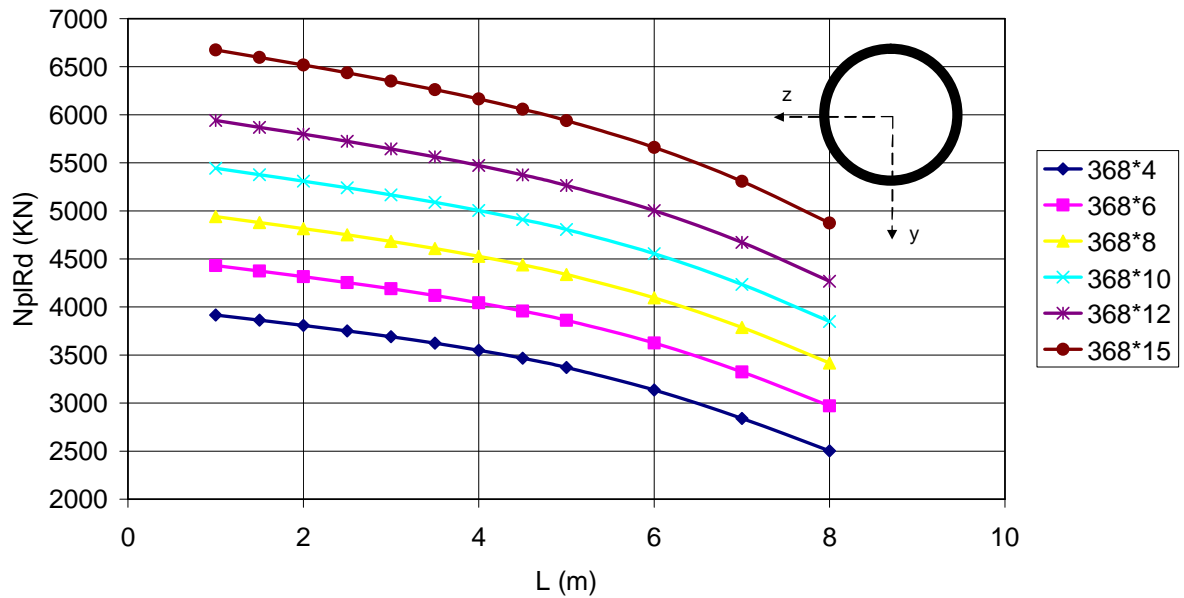


Figure 5-16 : l'effet de l'épaisseur du tube en acier.

Les deux figures précédentes 5-15, et 5-16 montrent la variation de la résistance des poteaux mixtes de section circulaire, en fonction des dimensions de la section du poteau, et de l'épaisseur du tube en acier.

En remarque, pour la figure 6.1 une diminution de la résistance des poteaux en fonction de la longueur de flambement qui peut atteindre 11% de l'effort normal plastique entre la section du tube 368×15, et la section du tube 368×12 .

La figure 5-16 nous renseigne, que la variation de l'épaisseur du tube en acier influe sur la résistance du poteau mais diminue en augmentant la longueur du poteau. On remarque que la variation de l'épaisseur des tubes est constante, et de deux mm, le temps ou la résistance des poteaux augmente de 8.36%, 9.24%, 10.31%, et 11.63% respectivement.

5.7.2.2 Influence de la quantité d'armatures longitudinales :

L(m)	Nplrd (KN)	
	Avec armatures longitudinales	Sans armatures longitudinales
1	4431,608	4672,286
1,5	4373,996	4614,969
2	4315,392	4556,916
2,5	4254,496	4496,975
3	4189,918	4433,937
3,5	4120,12	4366,478
4	4043,357	4293,113
4,5	3957,648	4212,167
5	3860,812	4121,77
6	3625,024	3904,674
7	3324,547	3628,542
8	2970,411	3294,317

Tableau 5-19: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la quantité des armatures longitudinale d'un poteau circulaire.

Variation de la résistance du poteau mixte en fonction de l'existance des armatures

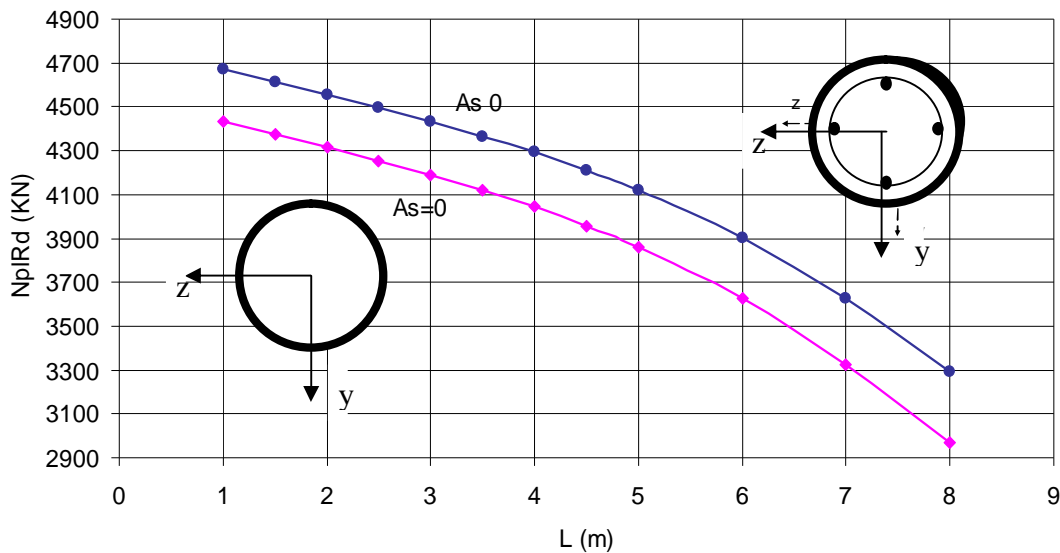


Figure 5-17 : l'effet de la quantité d'armatures longitudinales.



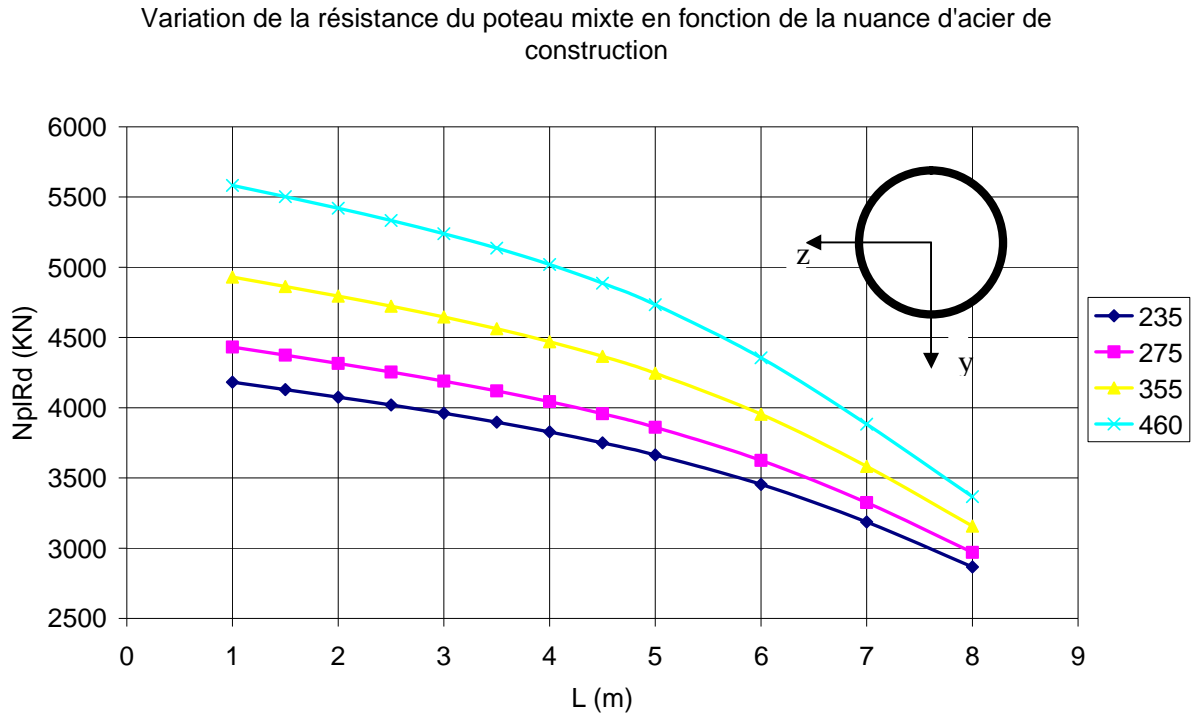
La figure 5-17 montre que la valeur de la résistance du poteau de diamètre 368mm, et d'épaisseur 6.3mm est très sensible à la présence des armatures longitudinales, la présence d'armatures longitudinales donne une augmentation de résistance qui reste toutefois la même avec l'augmentation de la longueur de flambement .il faut noter que le poteau de 8m de longueur sans armatures longitudinales permet d'atteindre une résistance de 2970.41KN, alors qu'avec armatures longitudinales , elle est de 3294.3KN. Ceci peut être expliqué par le fait que le béton est confiné non seulement par les armatures, mais aussi par le tube d'acier.

### 5.7.2.3 Influence de la nuance de l'acier de construction :

L'influence de la nuance de l'acier de construction sur la résistance des poteaux mixtes est exprimée dans le tableau 5-20 :

L(m)	Nplrd (KN)			
	S235	S275	S355	S460
1	4181,977	4431,608	4930,151	5583,093
1,5	4128,944	4373,996	4862,996	5502,659
2	4075,1	4315,392	4794,42	5420,094
2,5	4019,308	4254,496	4722,754	5333,154
3	3960,36	4189,918	4646,196	5239,381
3,5	3896,924	4120,12	4562,727	5135,979
4	3827,5	4043,357	4470,036	5019,733
4,5	3750,385	3957,648	4365,507	4887,016
5	3663,693	3860,812	4246,3	4734,031
6	3453,792	3625,024	3953,378	4355,348
7	3186,245	3324,547	3582,086	3883,136
8	2866,817	2970,411	3157,583	3367,457

**Tableau 5-20: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la nuance d'acier de construction d'un poteau circulaire.**



**Figure 5-18 : l'effet de la nuance d'acier de construction.**

On a pris pour le calcul un poteau de section circulaire de dimensions 368×6,3mm, et on a varié la nuance d'acier de construction afin de comparer la résistance du poteau en fonction de cette dernière.

la figure 5-18 montre l'influence de la nuance d'acier de utilisée, en observant les courbes, on peut remarquer que pour toute les nuances la variation de résistance n'est pas la même, prenant comme exemple la courbe de nuance S355 , et celle de nuance S275 pour les premières longueurs de flambement jusqu'à 5m la différence est presque la même, pour les longueur de 5-8m la différence de résistance diminue en augmentant la longueur, donc les valeurs de résistance dans cette partie de la courbe se rapprochent . On remarque que la résistance du poteau de nuance S460 a pu diminuer de 32% en passant de 4m à 8m de hauteur, alors qu'elle a diminuée que de 10% de 1m à 4m de hauteur. La variation de la résistance a tendance à diminuer en augmentant la limite élastique de l'acier

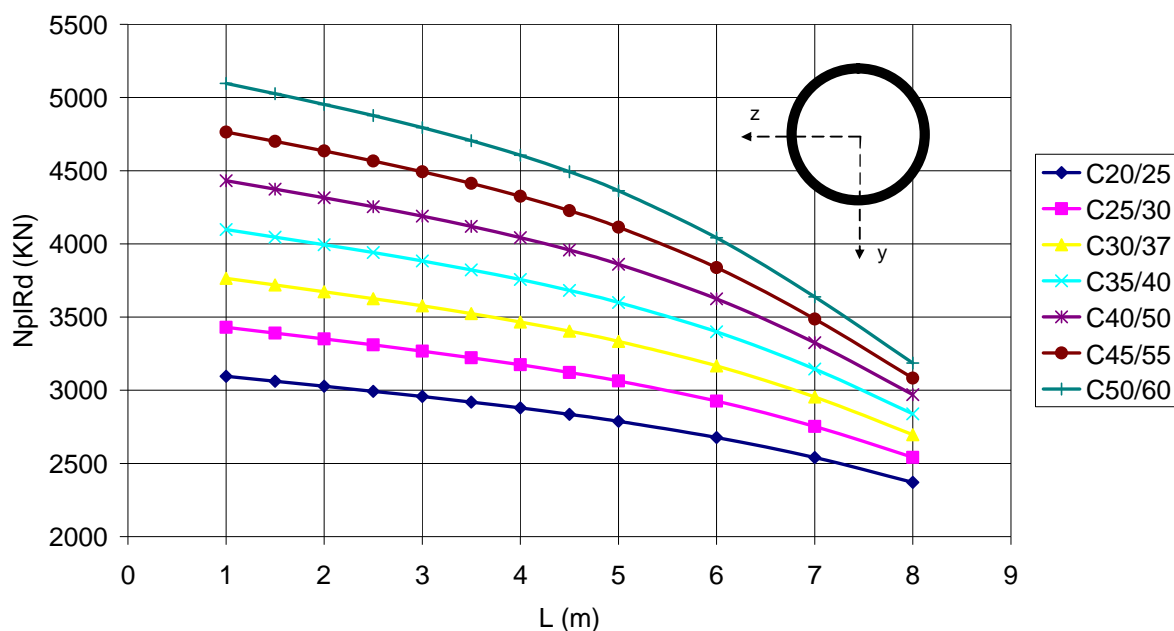
#### 5.7.2.4 Influence de la classe de résistance du béton :

Le tableau 5-21 illustre la variation de la résistance des poteaux mixtes remplis de béton de différentes classes de résistance :

L(m)	Nplrd (KN)						
	C20/25	C25/30	C30/37	C35/40	C40/50	C45/55	C50/60
1	3095,315	3429,982	3764,229	4098,094	4431,608	4764,431	5096,891
1,5	3061,575	3390,59	3718,964	4046,75	4373,996	4700,185	5025,812
2	3027,644	3350,86	3673,177	3994,667	4315,392	4634,637	4953,076
2,5	2992,988	3310,099	3625,998	3940,771	4254,496	4566,223	4876,828
3	2957,058	3267,59	3576,512	3883,925	4189,918	4493,259	4795,054
3,5	2919,272	3222,56	3523,725	3822,878	4120,12	4413,861	4705,484
4	2878,99	3174,153	3466,525	3756,223	4043,357	4325,88	4605,513
4,5	2835,504	3121,413	3403,66	3682,367	3957,648	4226,879	4492,192
5	2788,022	3063,266	3333,732	3599,54	3860,812	4114,201	4362,363
6	2677,527	2926,028	3166,653	3399,579	3625,024	3837,819	4042,179
7	2540,21	2753,313	2954,651	3144,822	3324,547	3486,875	3638,539
8	2370,89	2540,968	2696,43	2838,997	2970,411	3082,728	3185,343

**Tableau 5-21: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la classe de résistance du béton d'un poteau de section circulaire.**

Variation de la résistance du poteau mixte en fonction de la classe du béton



**Figure 5-19 : l'effet de la classe de résistance du béton.**

La résistance du béton utilisé est un facteur important pour la résistance du poteau mixte de dimension 368x6,3 c'est ce que montre la figure 5-19 .On remarque une augmentation de la résistance du poteaux en augmentant la résistance caractéristique du béton,

avec une diminution de la résistance, si on augmente la longueur du flambement du poteau .en remarque également que les résultats se rapprochent pour les valeurs de longueur supérieur à 4.5m .pour une même classe de béton, la variation de résistance du poteau tend à diminuer on fonction de sa hauteur, ce qui est remarquable c'est que cette variation augmente en augmentant la résistance du béton.

#### 5.7.2.5 Influence de la nuance de l'acier des armatures :

Les résultats du tableau 5-22 sont obtenus par un calcul numérique en variant la nuance d'acier des armatures, et la longueur du flambement du poteau :

L(m)	Nplrd (KN)		
	S360	S400	S500
1	4672,286	4700,455	4770,865
1,5	4614,969	4642,636	4711,784
2	4556,916	4584,064	4651,904
2,5	4496,975	4523,569	4590,017
3	4433,937	4459,925	4524,847
3,5	4366,478	4391,788	4454,999
4	4293,113	4317,648	4378,902
4,5	4212,167	4235,802	4294,783
5	4121,77	4144,351	4200,665
6	3904,674	3924,575	3974,099
7	3628,542	3644,958	3685,673
8	3294,317	3306,844	3337,781

**Tableau 5-22: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la nuance des aciers d'armature d'un poteau circulaire.**

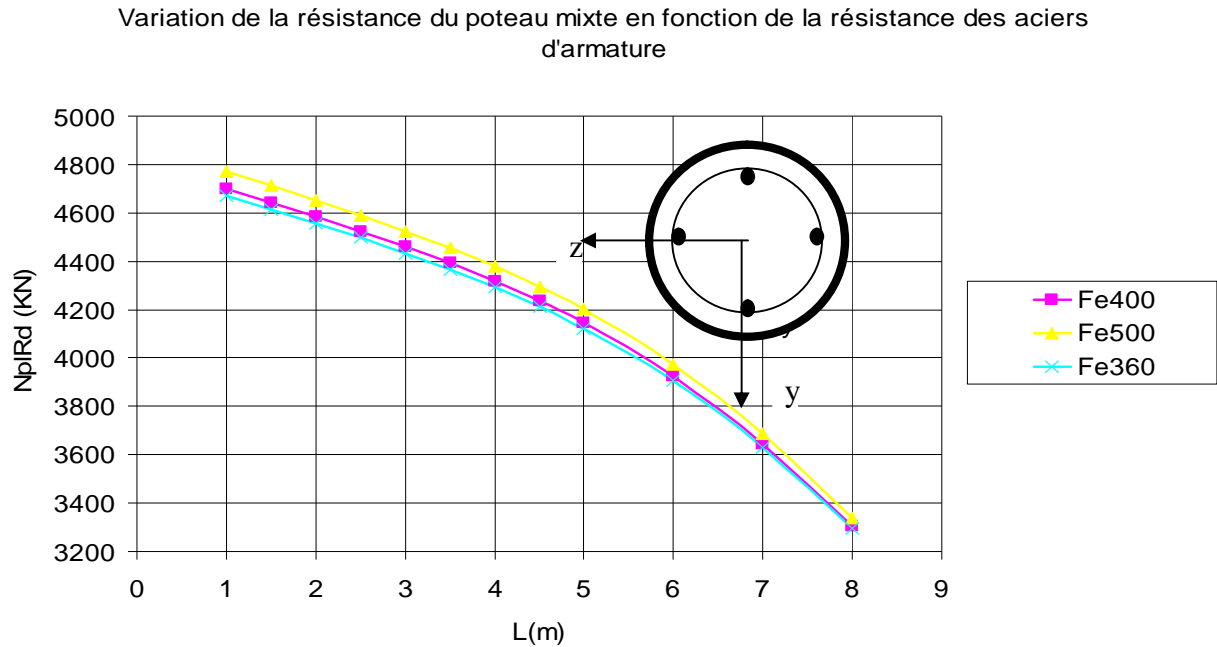


Figure 5-20 : l'effet de la nuance d'acier d'armature.

Cette figure 5-20 montre que la limite élastique des aciers des armatures influence sur la résistance du poteau  $368 \times 6,3$  exprimée par la chute des valeurs de la résistance en fonction de la longueur de flambement, avec une petite différence les valeurs de la résistance du poteau pour les trois limites élastique de l'acier. Pour les poteaux courts, et moyennement élancés la diminution de résistance est de l'ordre de 8.21%, et pour les poteaux élancés est de l'ordre de 23.77%, on remarque bien clairement qu'un poteau court ou moyennement élancé résiste mieux qu'un poteau élancé. On remarque également que la résistance du poteau peut être améliorée de 1.47%.

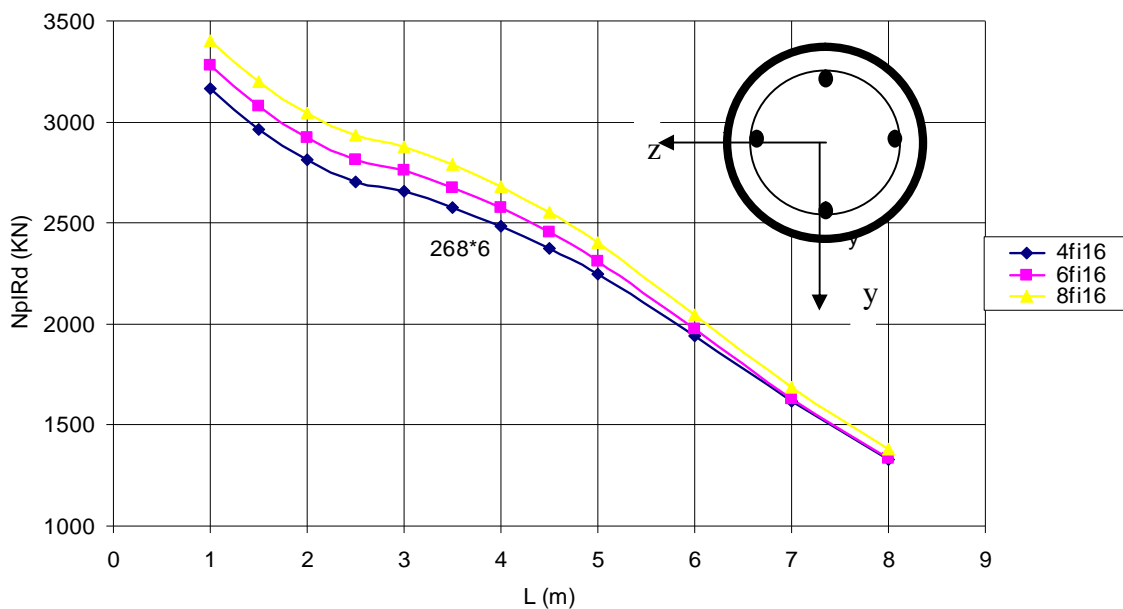
#### 5.7.2.6 Influence du nombre de barres d'armature :

Le tableau 5-23 nous montre la variation de la résistance du poteau en fonction du nombre de barres d'armature longitudinale :

L(m)	Nplrd (KN)		
	4fi16	6fi16	8fi16
1	3164,73	3279,196	3402,904
1,5	2963,845	3075,69	3198,236
2	2811,506	2922,341	3043,6
2,5	2703,067	2813,997	2933,658
3	2654,7	2762,494	2878,952
3,5	2577,102	2676,968	2788,721
4	2485,305	2575,11	2681,109
4,5	2375,961	2453,317	2552,347
5	2247,132	2310,048	2400,961
6	1940,413	1974,335	2047,536
7	1616,674	1630,99	1688,51
8	1330,187	1334,89	1380,505

**Tableau 5-23: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de la quantité des armatures d'un poteau circulaire.**

Variation de la résistance du poteau mixte en fonction du nombre de barres d'armature



**Figure 5-21 : l'effet de la quantité d'armature longitudinale.**

Les trois courbes sur la figure 5-21 montrent la variation de la résistance des poteaux mixtes de section circulaire en variant la quantité des armatures longitudinales, la différence de la résistance en variant la quantité d'armature diminue, en augmentant la longueur des poteaux, en remarque deux phase la 1<sup>ière</sup> est compris entre 1-5m ou la différence est claire, et

la 2<sup>ème</sup> pour les longueurs de poteau supérieure à 5m ou la différence diminue, et les valeurs de la résistance se rapprochent.

### 5.7.2.7 L'effet de l'excentricité :

L'effort de compression peut être centré comme il peut être excentré, le tableau 5-24 montre l'effet de l'excentricité sur la résistance du poteau en variant le rapport d'élanement L/d :

L(mm)	d(mm)	L/d	Nplrd (KN)				
			e=0	e=10mm	e=25mm	e10/e0	e25/e0
300	268	1,11940299	3285,886	3064,2	2731,673	0,93253387	0,83133529
600	268	2,23880597	3115,002	2946,764	2694,407	0,94599105	0,86497761
900	268	3,35820896	2964,386	2842,15	2658,797	0,95876515	0,89691322
1200	268	4,47761194	2833,039	2749,588	2624,412	0,97054365	0,92635929
1500	268	5,59701493	2720,034	2668,353	2590,831	0,98099987	0,95249949
1800	268	6,71641791	2624,471	2597,735	2557,631	0,9898128	0,97453201
2100	268	7,8358209	2545,449	2537,017	2524,371	0,99668742	0,99171934
2400	268	8,95522388	2482,014	2485,438	2490,573	1,00137952	1,00344841
2700	268	10,0746269	2433,137	2442,168	2455,715	1,00371167	1,00927938
3000	268	11,1940299	2420,769	2420,769	2420,769	1	1
3300	268	12,3134328	2380,879	2380,879	2380,879	1	1
3600	268	13,4328359	2337,026	2337,026	2337,026	1	1

**Tableau 5-24: valeurs de calcul de l'effort normal plastique en fonction de l'excentricité et le rapport L/d.**

Variation de la résistance du poteau mixte en fonction de l'excentricité de chargement

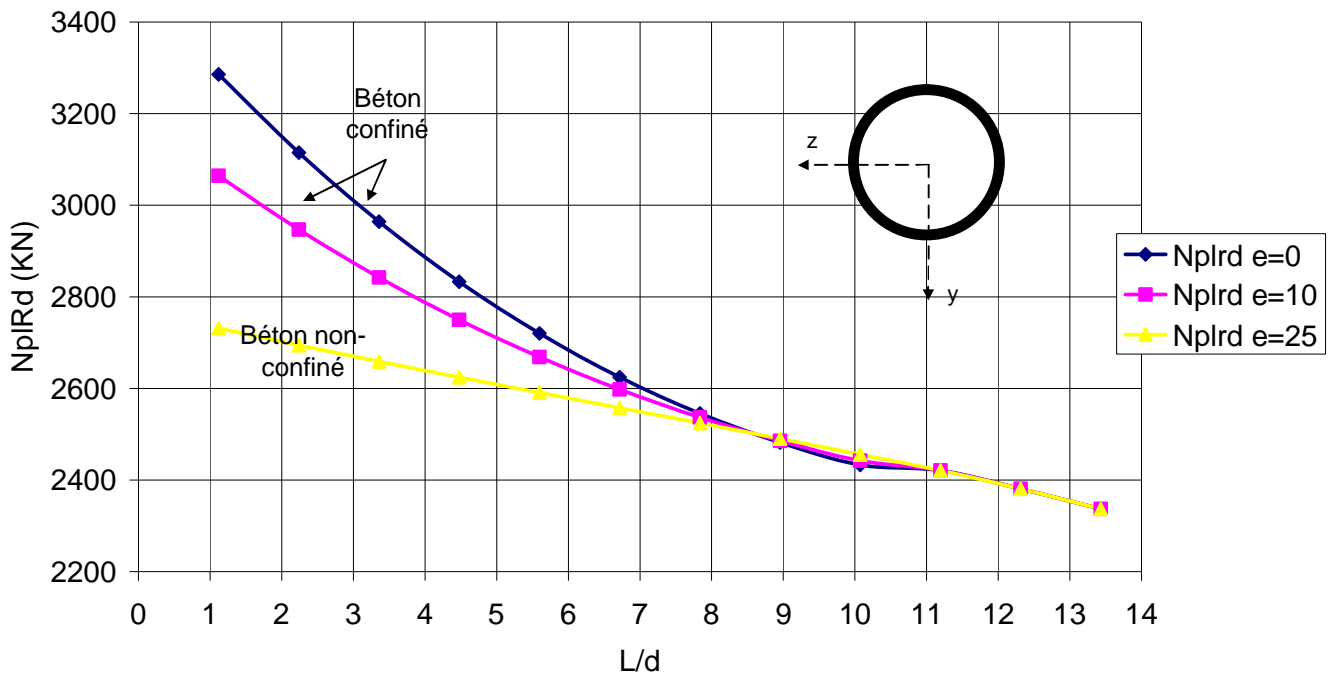


Figure 5-22 : l'effet de l'excentricité .

On a voulu déterminer la résistance des poteaux mixtes circulaire en variant la valeur de l'excentricité de charge en fonction de l'élancement des poteaux L/d, on remarque sur la figure 5-22 que le poteau d'excentricité e=0 donne la plus grande résistance, ensuite celui d'excentricité e=10mm, et la résistance la plus faible est celle d'excentricité e=25mm, cela est due à l'interaction entre la compression et la flexion exercée sur l'élément se qui a réduit sa résistance.

5.7.2.8 l'effet de nu1, et nu2 :

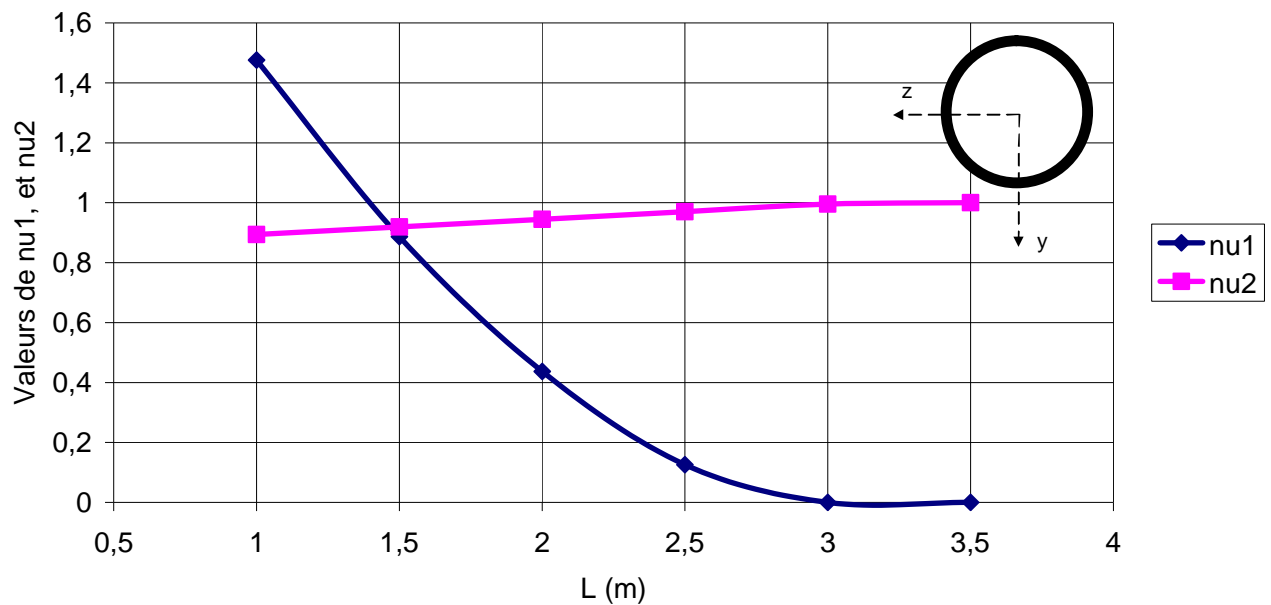
Le tableau 5-12 regroupe les résultats de calcul des coefficients nu1, et nu2 en fonction de la hauteur du poteau mixte

L(m)	nu1	nu2
1	1,476125	0,894
1,5	0,887	0,919
2	0,437	0,945
2,5	0,126	0,970
3	0	0,995
3,5	0	1

Tableau 5-25: valeurs de calcul de nu1, et nu2 en fonction de la longueur de flambement.



Variation des valeurs des coefficient de confinement en fonction de la longueur de flambement des poteaux mixtes de section circulaire



**Figure 5-23 : Variation de nu1, et nu2 en fonction de la longueur du flambement des poteaux.**

On a intérêt à calculer les coefficients nu1, et nu2 en fonction de la hauteur du poteau, pour bien comprendre l'effet de l'excentricité de chargement appliqué, et celui de l'élancement du poteau, ainsi que l'interaction entre ces deux facteurs.

Les résultats de calcul montrent que l'augmentation des valeurs de nu1, apporte une diminution des valeurs de nu2, mais au delà de 3m de hauteur, les valeurs de nu1, et nu2 restent constantes à 1, et 0 respectivement.

### 5.7.3 Poteau de section rectangulaire sollicités en compression, et flexion combinées :

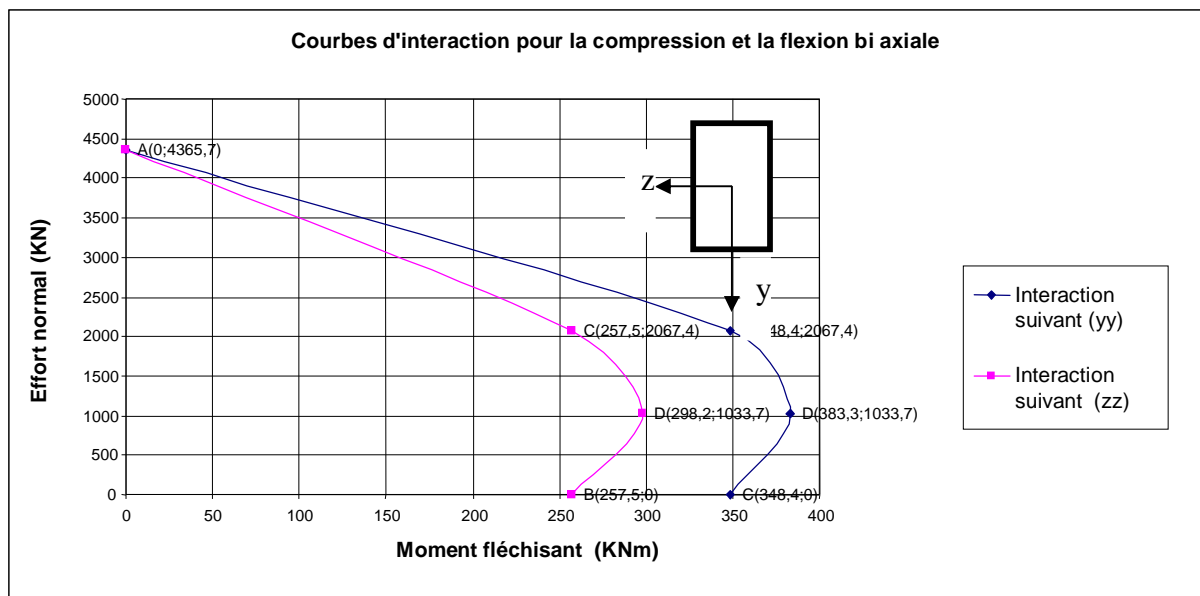
Il est très intéressant de tracer la courbe d'interaction moment-effort normal, car elle nous fournit d'importantes informations, et seules les grandeurs de résistances sont représentées.

#### 5.7.3.1 Courbes d'interaction M-N d'un poteau rectangulaire:

Le tableau 5-26 regroupe les valeurs de résistance d'un poteau de section rectangulaire soumis à un chargement de compression, et flexion combinées. Les résistances ont été calculées dans les deux directions suivant (yy), et (zz).

	Ny (KN)	My(KNm)	Nz (KN)	Mz (KNm)
Point A	4365,7	0	4365,7	0
Point C	2067,4	257,5	2067,4	348,4
Point D	1033,7	298,2	1033,7	383,3
Point B	0	257,5	0	348,4

**Tableau 5-26: valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction en fonction de As.**



**Figure 5-24 : Courbe d'interaction M-N d'une section rectangulaire.**

La figure 5-24 représente la courbe l'interaction moment–effort normal M-N d'un poteau mixte de section rectangulaire de dimensions 350×250×8 soumis à la flexion uni axiale suivant les deux axes (yy), et (zz). On remarque que l'effort normal de résistance est le

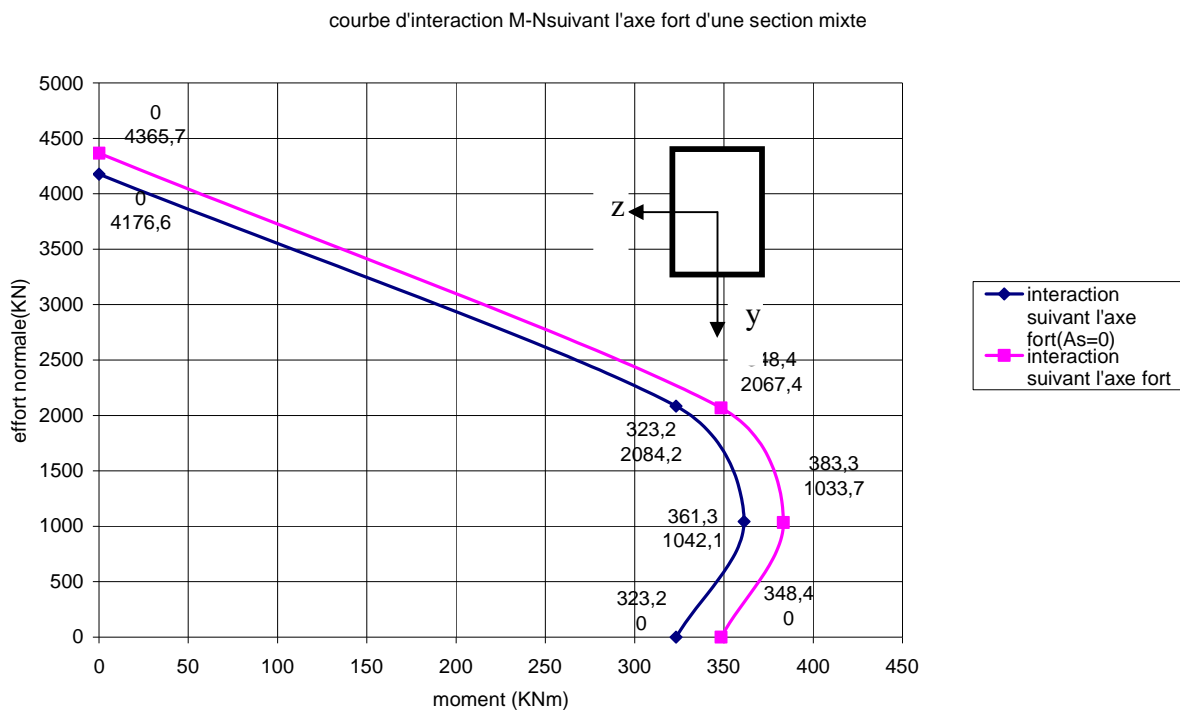
même pour les deux directions, alors que le moment varie selon les inerties de la section du poteau, qui a augmentée de 26.1% pour les point C, et B, et de 22.2% pour le point D.

**5.7.3.2 L'effet de la présence des armatures sur l'interaction M-N :**

Le tableau 5-27 représente les moments et efforts normaux de résistance du poteau mixte en fonction de la présence des armatures longitudinales.

		Ny(KN)	My(KNm)
As=0	Point A	4176,6	0
	Point C	2084,2	323,2
	Point D	1042,1	361,3
	Point B	0	323,2
As≠ 0	Point A	4365,7	0
	Point C	2067,4	348,4
	Point D	1033,7	383,3
	Point B	0	348,4

**Tableau 5-27: valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction en fonction de As.**



**Figure 5-25 : Influence des armatures sur la courbe d'interaction M-N.**

La figure 5-25 d'interaction montre la différence de résistance entre un poteau mixte armé, et un autre non armé, pour les efforts normaux de résistance il y a une augmentation de

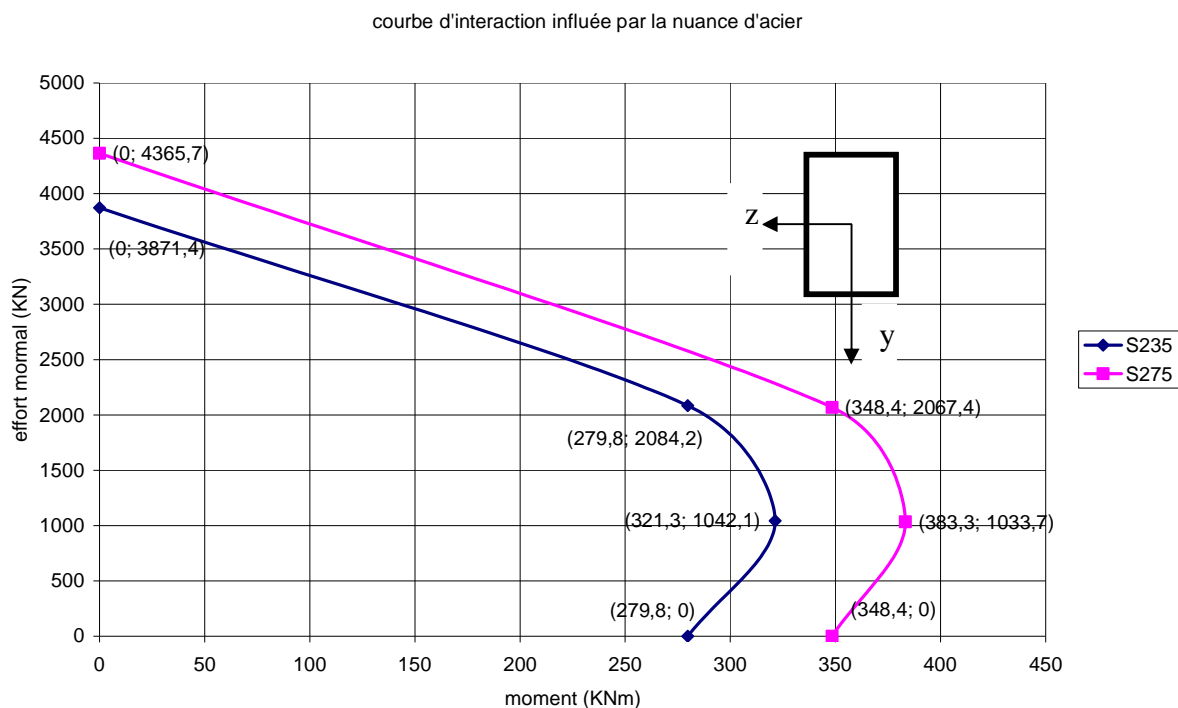
l'ordre de 4.33% dans le point A, et de 1% pour les autres points, alors que pour le moment fléchissant résistant, elle est de 7.23%, et 5.73% pour les points C, B, et D respectivement.

**5.7.3.3 L'effet de la nuance d'acier sur l'interaction M-N :**

La nuance de l'acier du tube d'un poteau mixte a une influence concernant sa résistance à la compression comme à la flexion, c'est ce que montre le tableau 5-28 :

		Ny(KN)	My(KNm)
S235	Point A	3871,4	0
	Point C	2084,2	279,8
	Point D	1042,1	321,3
	Point B	0	279,8
S275	Point A	4365,7	0
	Point C	2067,4	348,4
	Point D	1033,7	383,3
	Point B	0	348,4

**Tableau 5-28: valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction en fonction de la nuance d'acier de construction.**



**Figure 5-26 : Influence de la nuance d'acier de construction.**

La figure 5-26 à la possibilité de nous informée que la résistance du poteau mixte varie en variant la nuance du tube en acier, on remarque une augmentation des valeurs de résistance toute au long de la courbe, en commençant par le point A ou se trouve la plus grande différence pour les efforts normaux qui est 11.32%, pour les points B, C, et D l'augmentation est de l'ordre de 1%. la variation en moment résistant est très importante, elle est de 19.69% pour B, et C, alors que pour le point D elle est 16.17%.

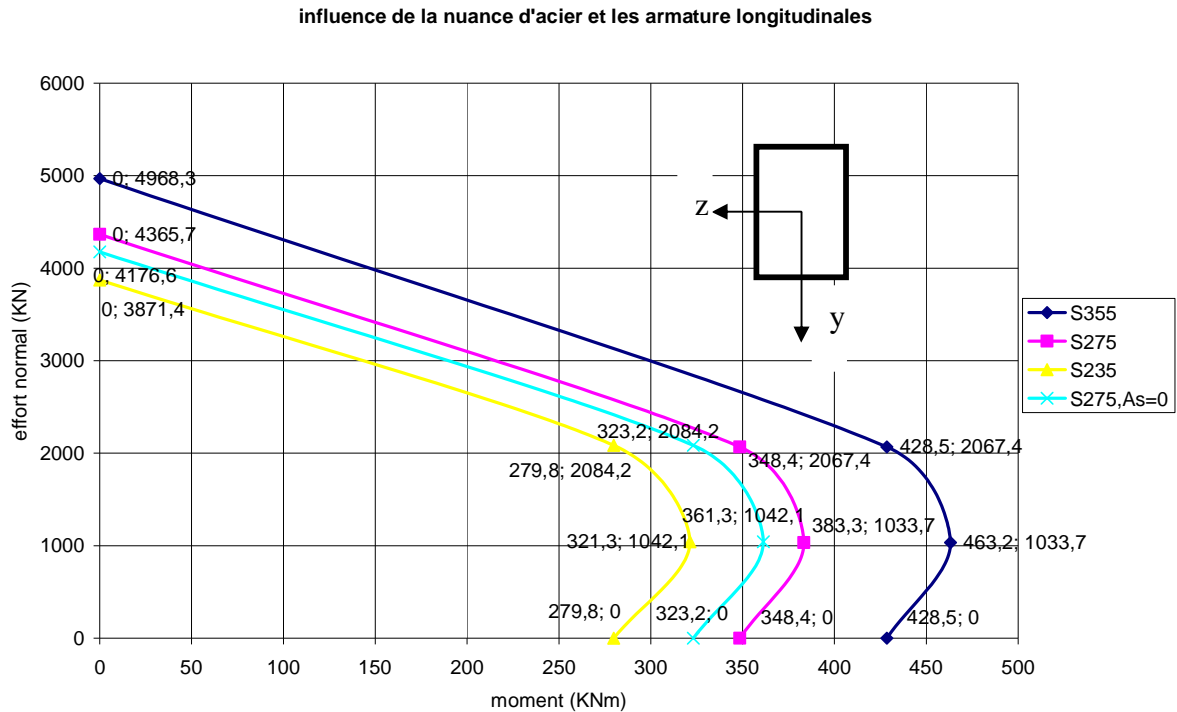
En comparant les courbes on constate que le poteau mixte aura plus de possibilité de résister en augmentant la nuance d'acier du tube, il devient plus résistant aux moments de flexion appliqués, parce qu'il à augmenté d'élasticité.

#### 5.7.3.4 L'effet de la quantité d'armature et la nuance d'acier de construction :

Le tableau 5-29 donne les résultats du calcul numérique du poteau mixte, en variant deux facteurs à la fois : la nuance d'acier de construction, et la présence des armatures longitudinales dans le poteau :

	As=0		As=8T10					
	S275		S235		S275		S355	
	Ny(KN)	My(KNm)	Ny(KN)	My(KNm)	Ny(KN)	My(KNm)	Ny(KN)	My(KNm)
Point A	4176,6	0	3871,4	0	4365,7	0	4968,3	0
Point C	2084,2	323,2	2084,2	279,8	2067,4	348,4	2067,4	428,5
Point D	1042,1	361,3	1042,1	321,3	1033,7	383,3	1033,7	463,2
Point B	0	323,2	0	279,8	0	348,4	0	428,5

**Tableau 5-29: valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction en fonction de la quantité d'armature et de la nuance d'acier de construction.**



**Figure 5-27 : Influence des armatures longitudinales, et de la nuance d'acier.**

La figure 5-27 représente des poteaux de mêmes caractéristiques géométriques : de section  $250 \times 350$ , et d'épaisseur 8mm, on a varié la nuance d'acier pour un poteau mixte armé de 8 barres de 10mm de diamètre, et on comparé les résultats obtenus avec celle du poteau mixte non armé. Si on prend la courbe de  $A_s=0$ , et S275, et celle de  $A_s=8T10$ , S275, on remarque très bien l'augmentation de résistance en compression qui est égale à 4.33% pour le point A, pour la résistance en flexion l'augmentation est 7.23% pour B, et C, et 5.75% pour D.

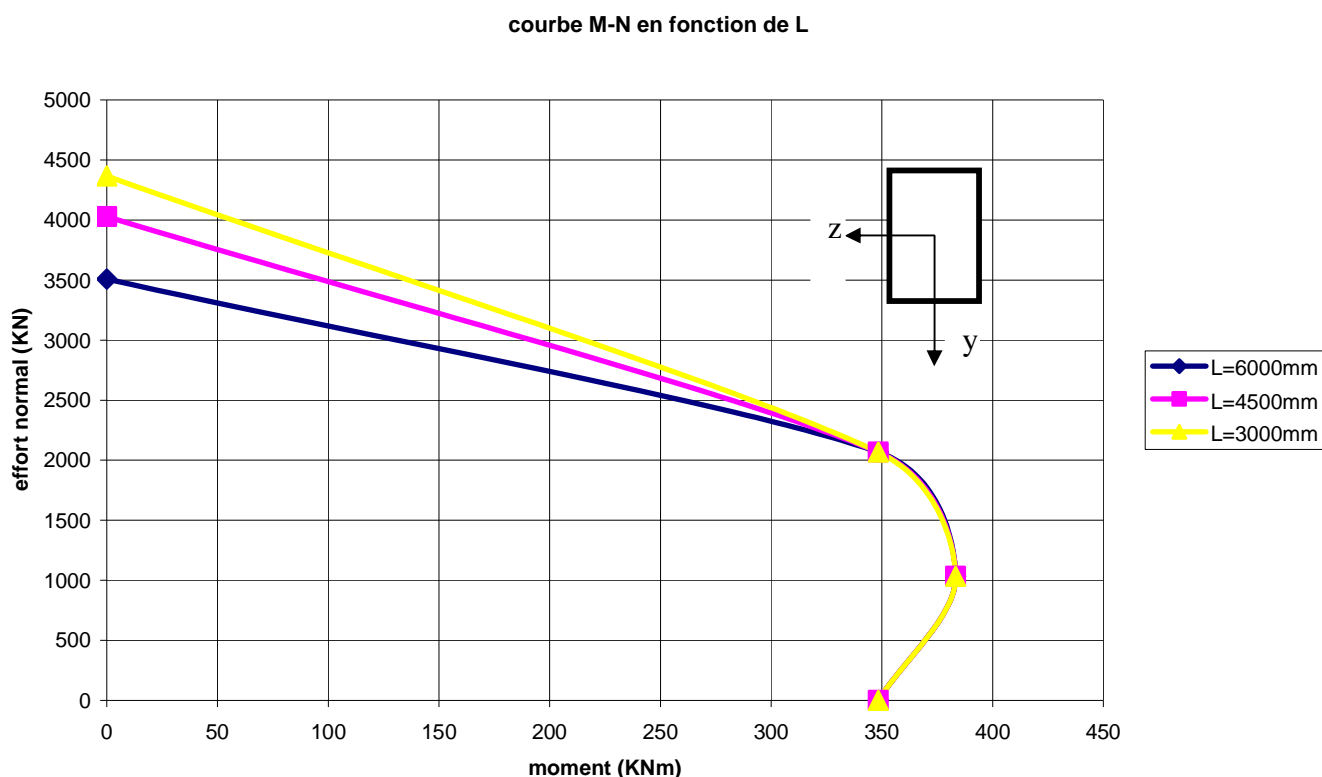
En comparant les quatre courbes, on constate qu'un poteau mixte du tube de nuance S275, et non armé, résiste mieux qu'un poteau de même section du tube de nuance S235, et armé de 8T10, et la différence de résistance à la compression est d'environ 7.31% dans le point A, et nulle dans les autres points d'interactions, alors qu'elle est 13.43% aux points B, et C, et 11.07%, donc l'influence de la nuance du tube d'acier est plus importante que celle des armatures longitudinales.

### 5.7.3.5 L'effet de la longueur de flambement sur l'interaction M-N :

Le tableau 5-30 comprend les résultats numériques des résistances des points d'interactions A, B, C, et D no fonction de la longueur du flambement du poteau.

	L=3m		L=4,5m		L=6m	
	Ny(KN)	My(KNm)	Ny(KN)	My(KNm)	Ny(KN)	My(KNm)
Point A	4365,7	0	4029,4	0	3508,5	0
Point C	2067,4	348,4	2067,4	348,4	2067,4	348,4
Point D	1033,7	383,3	1033,7	383,3	1033,7	383,3
Point B	0	348,4	0	348,4	0	348,4

**Tableau 5-30: valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction en fonction de la longueur de flambement du poteau.**



**Figure 5-28 : Influence de la longueur du poteau mixte.**

La figure 5-28 montre l'influence de la longueur du flambement sur la résistance des poteaux mixtes qui ont les mêmes dimensions, et les mêmes caractéristiques mécaniques des matériaux. On remarque que l'augmentation de la longueur est inversement proportionnelle à la résistance à la compression du poteau. Une augmentation de 50% de la longueur du poteau fait croître la résistance du poteau à la compression de 7.71%, en passant de 3m à 4.5m, et de 12.92%, en passant de 4.5m à 6m de longueur.

### 5.7.4 Poteau de section circulaire sous compression-flexion combinées :

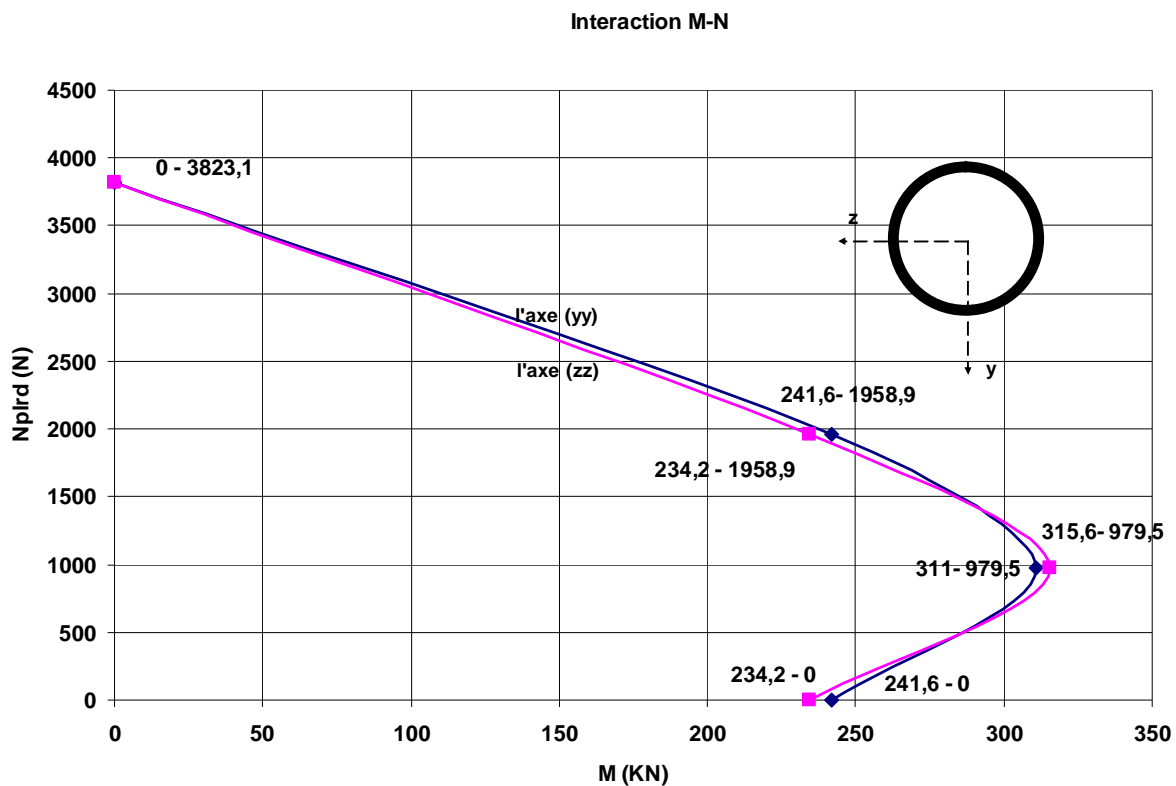
Dans cette partie on va déterminer les courbes d'interaction moment-effort normal des poteaux mixtes circulaires.

#### 5.7.4.1 Courbes d'interaction M-N d'un poteau circulaire :

Le tableau 5-31 montre la variation de la résistance des poteaux mixtes circulaires dans les points A, B, C, et D dans les deux directions suivant (yy), et (zz) :

	Mz(KNm)	Nz(KN)	My(KNm)	Ny(KN)
Point A	0	3823,1	0	3823,1
Point C	234,3	1958,9	242,6	1958,9
Point D	315,6	979,5	311	979,5
Point B	234,3	0	242,6	0

**Tableau 5-31: valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction.**



**Figure 5-29 : Courbe d'interaction d'une section circulaire .**

La figure 5-29 représente la différence de l'interaction moment fléchissant –effort normal d'un poteau mixte de section circulaire de diamètre 368mm, et d'épaisseur 6.3mm, en remarque que les valeurs des moments suivant l'axe (yy) des points B, et C sont supérieurs



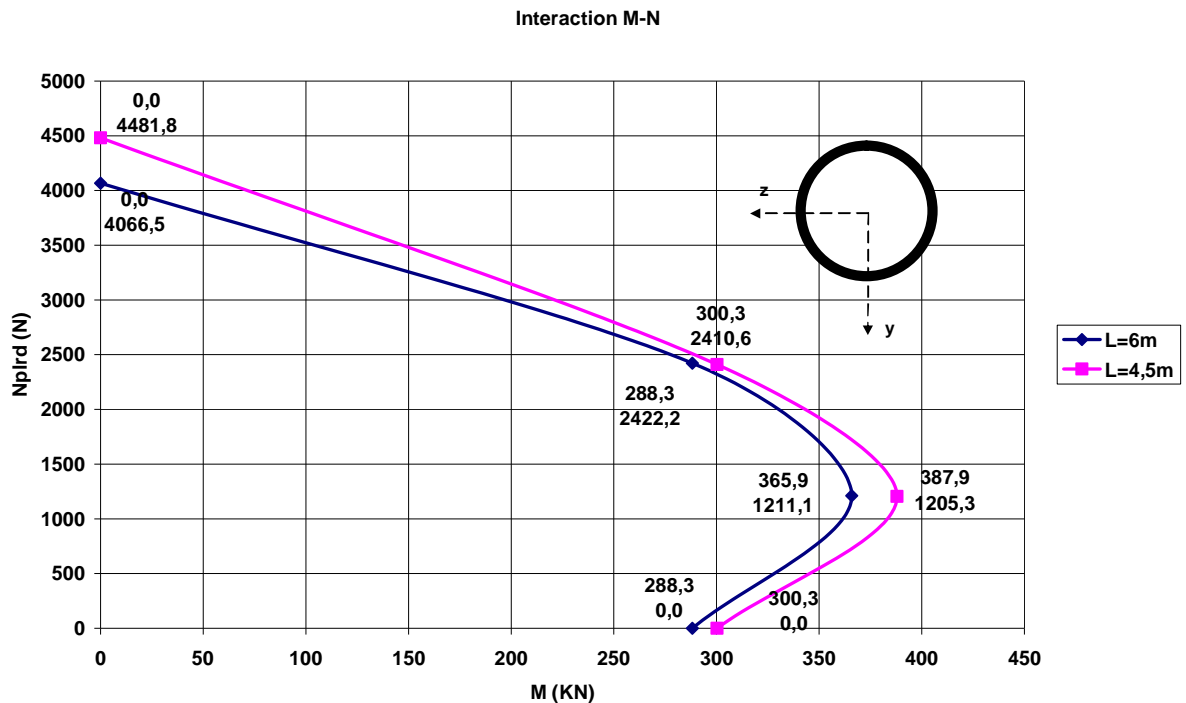
aux valeurs des même points suivant l'axe (zz), le moment résistant a augmenté d'un pourcentage de 3.42%, et le contraire pour le point D, la diminution du moment est 1.46%, alors que l'effort normal résistant est le même pour tous les points d'interaction.

#### 5.7.4.2 l'effet de la longueur de flambement du poteau :

Le tableau 5-32 nous donne l'influence de la longueur du poteau mixte sur sa résistance à la compression, et la flexion combinées :

	L=6m		L=4,5m	
	M (KNm)	N (KN)	M (KNm)	N (KN)
Point A	0	4066,5	0	4481,7
Point C	288,3	2422,2	300,3	2410,6
Point D	365,9	1211,1	387,9	1205,3
Point B	288,3	0	300,3	0

**Tableau 5-32: valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction en fonction de la longueur d'un poteau circulaire.**



**Figure 5-30 : Influence de la longueur du poteau mixte.**

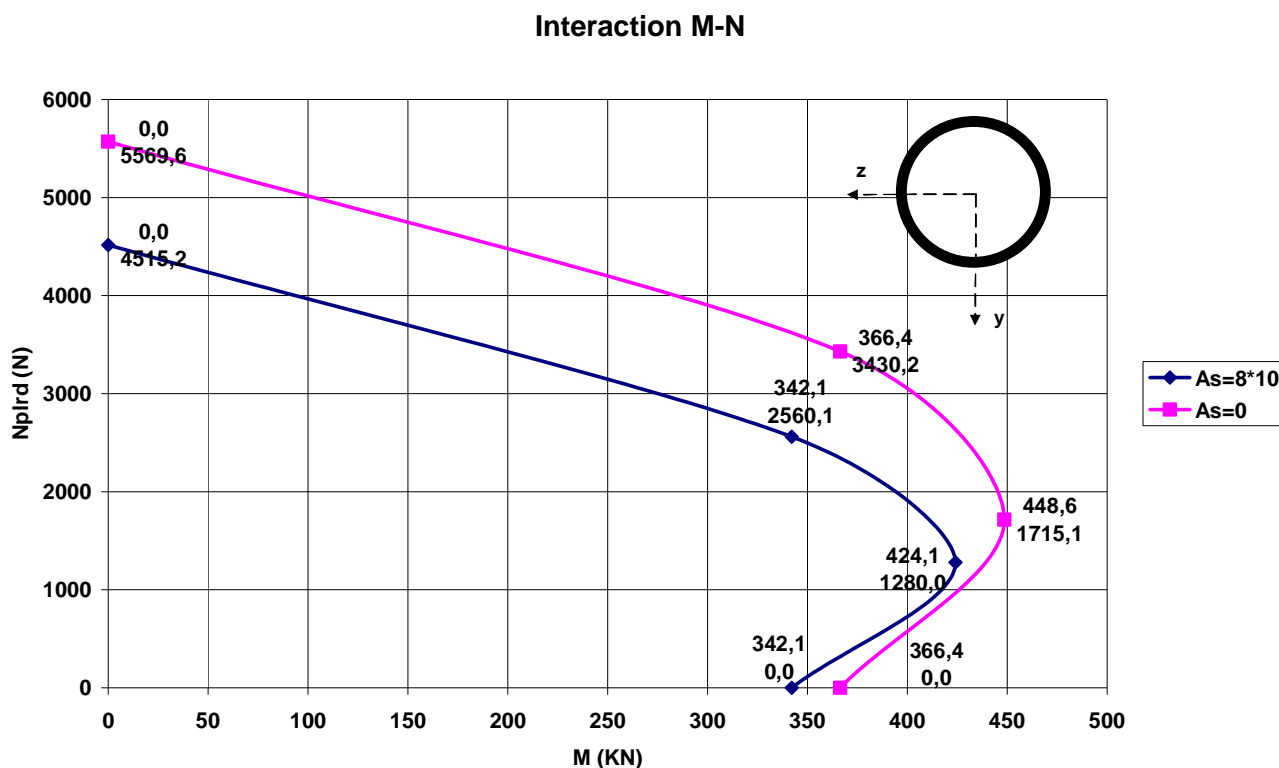
La figure 5-30 donne la différence de résistance des poteaux mixtes de section circulaire, on remarque que l'effort normal résistant varie dans les points B, C, et D de 0.5% , mais le point A marque une augmentation de 9.26%, avec augmentation de moment fléchissant résistant de 4% aux points B, et C, et 5.67% au point D.

**5.7.4.3 l'effet de la quantité d'armature :**

Le tableau 5-33 montre l'influence des armatures longitudinales sur la résistance des poteaux mixtes circulaires.

	As=8*10		As=0	
	M (KNm)	N (KN)	M (KNm)	N (KN)
Point A	0	4515,167	0	5569,57
Point C	342,1	2560,089	366,4	3430,199
Point D	424,1	1280,045	448,6	1715,1
Point B	342,1	0	366,4	0

**Tableau 5-33: valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction en fonction de la quantité As 'un poteau circulaire.**



**Figure 5-31 : Influence des armatures longitudinales.**

La figure 5-31 montre avec une grande clarté la différence entre un poteau mixte armé, et un autre qui n'est pas armé, on remarque une résistance à la compression pour le poteau mixte armé plus élevée que celle du poteau mixte non armé. Au point A, l'augmentation est 18.93% de la résistance à la compression, 25.36% au point C, et D, pour le moment résistant l'augmentation est 6.63% au points B, et C, et 5.46% au point D.

### 5.8 Intérêt d'utilisation des poteaux mixtes acier-béton :

A fin de montrer les performances des poteaux mixtes acier-béton nous allons présenter une étude comparative entre les poteaux mixtes, les poteaux en béton armé, et les poteaux métalliques. Pour cela, nous avons pris des poteaux de section rectangulaire de section 350×250, de longueur 3, 4, 6, et 8m.

L(m)	poteau en béton armé	poteau mixte		poteau métallique
		As=8T10	As=0	
3	1851,37	3125,5	2928,3	2038,1
4	1362,7	3017,7	2830,5	2023,2
6	872,63	2711,6	2555,7	1993,3
8	-	2231,9	2124,2	1952,5

Tableau 5-34: valeurs de calcul des résistance de différents types de poteau.

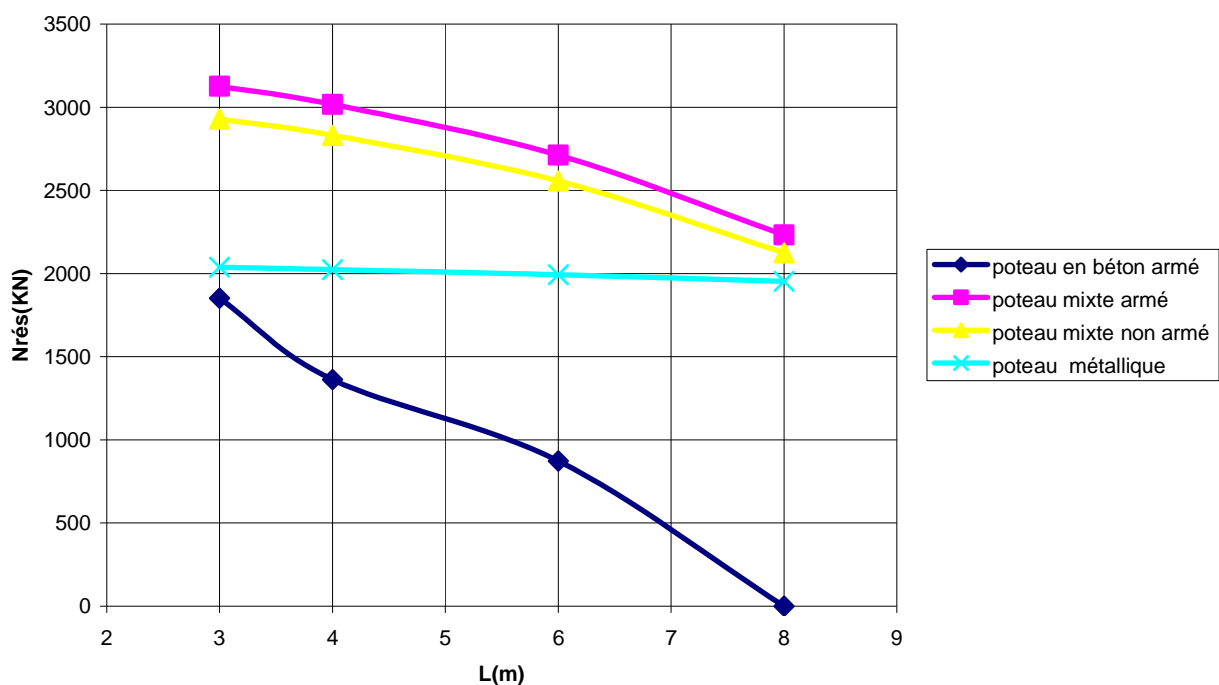


Figure 5-32 : résistance des différents types de poteaux.

Pour le calcul effectué sur les poteaux en béton armé, on a pris des armatures de limite élastique 400MPa, et un béton résistance caractéristique 40MPa, la section d'armatures

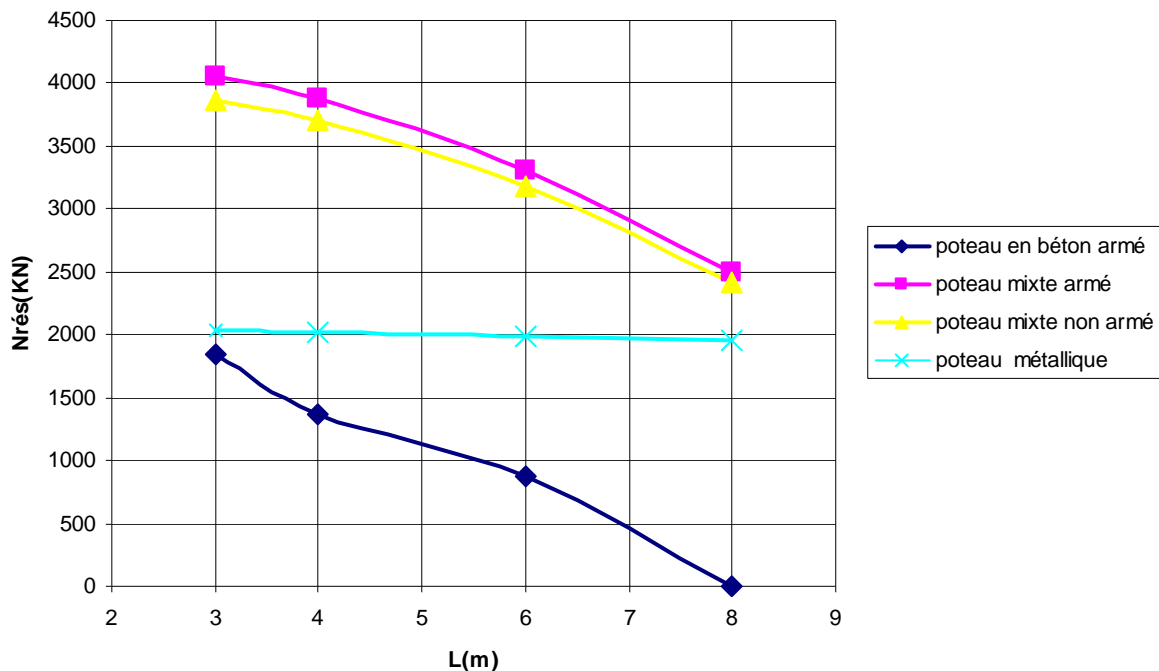
longitudinales est de 8 barres de 10mm de diamètre. On remarque que la résistance du poteau en béton armé décroît, en augmentant sa longueur de 3m, à 6m, et ne résiste plus 8m et plus.

Pour le calcul de la résistance du poteau métallique, on a pris un profilé creux de même dimensions que le poteau en béton armé (350×250), et d'épaisseur de parois de 8mm, et de nuance S235. la différence de résistance est très claire; pour 3m de hauteur les valeurs sont un peu proches l'une par rapport à l'autre, alors que cette différence a tendance à se croître en augmentant la hauteur du poteau, cela est due aux caractéristiques mécaniques des deux matériaux. On peut tirer comme conclusion qu'on peut atteindre de très importante hauteur en utilisant des poteaux métalliques.

Pour le calcul des poteaux mixte, on a pris le même tube métallique, rempli de béton de 20MPa de résistance caractéristique, une fois armé, et l'autre fois non armé. L'augmentation de résistance est très claire.

L(m)	poteau en béton armé	poteau mixte		poteau métallique
		As=8T10	As=0	
3	1851,37	4058,5	3871,4	2038,1
4	1362,7	3875,8	3700,3	2023,2
6	872,63	3312,6	3175,1	1993,3
8	-	2503,6	2413,38	1952,5

**Tableau 5-35: valeurs de calcul des résistance de différents types de poteau.**



**Figure 5-33 : résistance des différents types de poteaux.**

Le tableau 5-35, et la figure 5-33 illustrent la variation de la résistance des quatre types de poteaux, ces poteaux ont les mêmes propriétés mécaniques, et géométriques que celles des éléments du tableau précédent, mais cette fois on a fait le calcul du poteau mixte rempli de béton de 40MPa de résistance caractéristique. On remarque que la résistance a augmenté de plus. Si on fait la somme de la résistance du poteau métallique, et celle du poteau en béton armé, on trouve que la résultante est inférieure à la résistance du poteau mixte armé.

Les figures 5-32, et 5-33 donnent la différence de résistance des différents types de poteaux :

- 1- Pour le poteau en béton armé, le taux de diminution est d'environ 52.86%, en passant de 3m à 6m.
- 2- Pour le poteau métallique, le pourcentage de diminution de résistance est 4.2%.
- 3- Pour le poteau mixte, la diminution en résistance est entre 27-29% pour les poteaux remplis de béton de résistance 20MPa (poteau mixte armé, et non armé), est entre 37-39% pour les poteaux remplis de béton de résistance 40MPa.

### 5.9 Abaques de calcul de la résistance des poteaux mixtes :

L'étude paramétrique que nous avons fait sur la résistance des poteaux mixtes de section rectangulaire, carrée, et même circulaire nous permis à la fin de cette étude de résumer nos travaux sur les poteaux mixtes par des abaques de calcul, qui pourront être un aide à l'ingénieur de génie civil pour le calcul de la construction mixte, et plus précisément l'élément poteau mixte de section creuse remplis de béton, comme il aura la possibilité d'utiliser le programme directement pour le calcul.

Le choix des caractéristiques géométriques, et des caractéristiques des matériaux a été fait pour obtenir un nombre limite d'abaques, mais contenant le maximum d'information sur le poteau mixte, pour cela, on a développé des abaques des trois sections citées dans la partie bibliographique, la section carrée, rectangulaire, et circulaire, on avarié les conditions de chargement : charge axiale centrée, et moment de flexion, on même étudié les sections armées avec 4 barres, 6 barres, et 8 barres d'armature longitudinale et non armées.

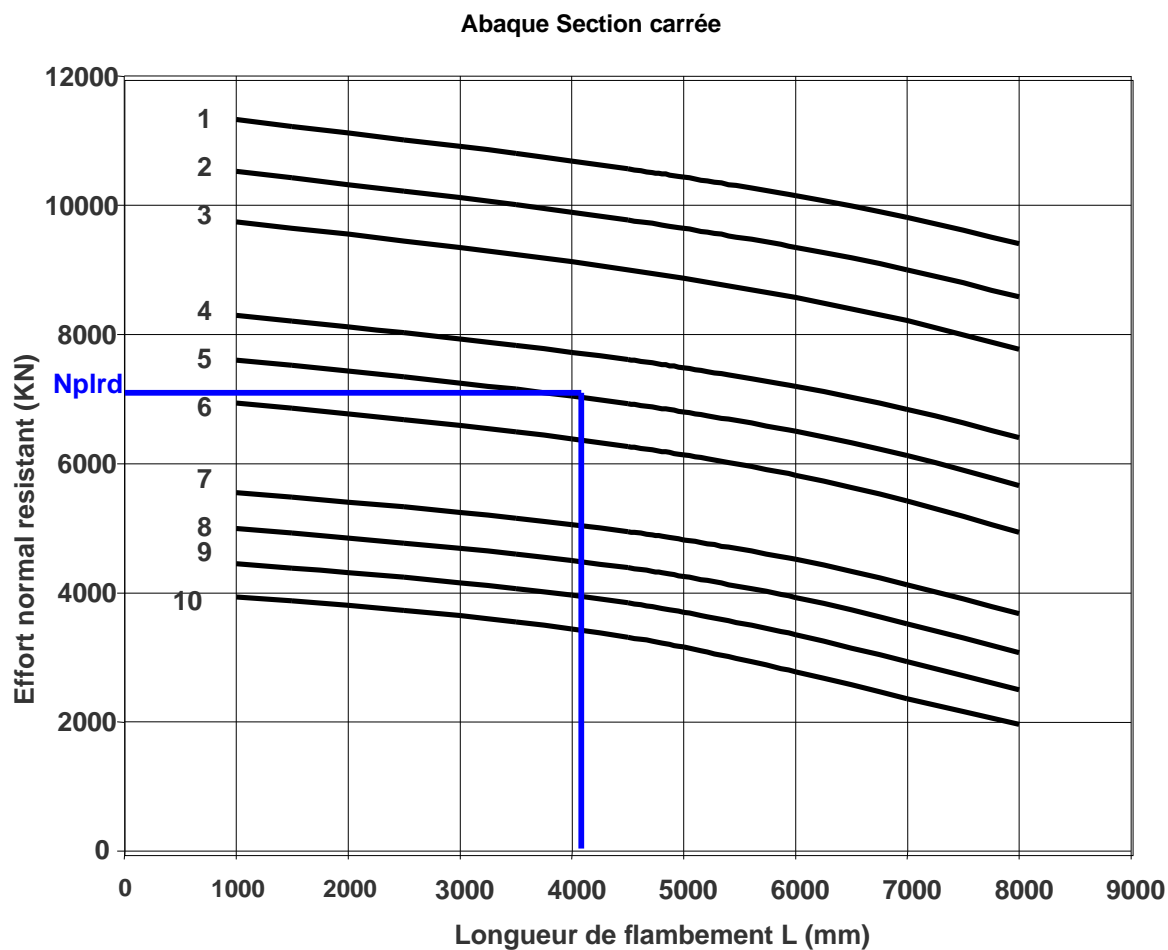
Le programme que nous avons développé nous a permis d'élaborer des abaques de calcul de la résistance du poteau mixte tubulaire de section, carrée, rectangulaire, et même circulaire. On a pu également tracer des abaques à base de courbes d'interaction moment-effort normal.

#### 5.9.1 Mode d'emploi des abaques :

L'emploi des abaques de calcul de la résistance des poteaux tubulaires remplis de béton est avantageux a cause de la facilité, et la rapidité qu'il offre au utilisateur,nous allons voir le mode d'emploi des abaques calculant :

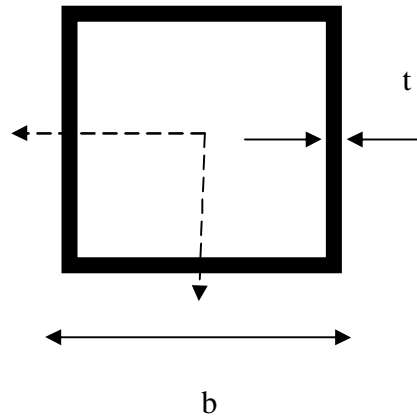
#### **Exemple : détermination de la résistance d'un poteau mixte sollicité en compression axiale :**

La figure 5-34 présente le mode d'utilisation d'un abaque calculant la résistance d'un poteau carré sans armature de section  $320 \times 320$ , d'épaisseur 17.5mm, et de 4m de hauteur. Sur l'abaque N<sup>0</sup>2, on trace une droite perpendiculaire à l'axe des abscisses (longueur de flambement), jusqu'à la courbe N<sup>0</sup>5, ensuite en fait une projection du point d'intersection entre la droite que nous avons tracé, et la courbe N<sup>0</sup>5 sur l'axe des ordonnées (effort normal résistant), et on lit directement la résistance du poteau Nplrd..

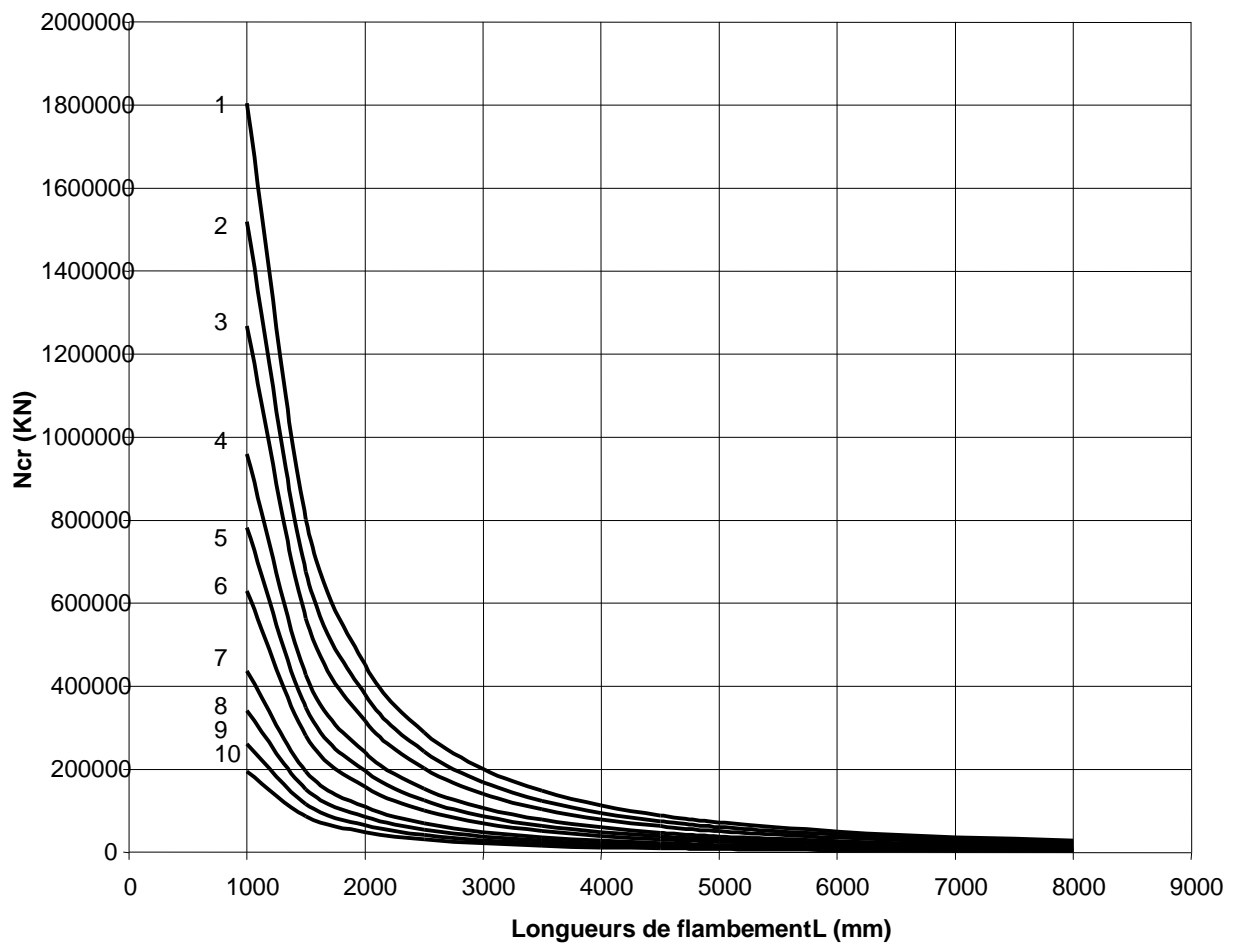


**Figure 5-34 : Mode d'emploi des abaques**

Le programme de calcul numérique de la résistance des poteaux mixtes remplis de béton nous a permis de mettre à la disposition de l'ingénieur les abaques calculant la résistance de n'importe quel poteau de longueur variant de 1 à 8m, de n'importe quels caractéristiques géométriques, et mécaniques, ainsi que l'interaction moment-effort normal dans n'importe quel point de la section transversale du poteau (Les abaques N<sup>0</sup>1, N<sup>0</sup>2, et N<sup>0</sup>3)



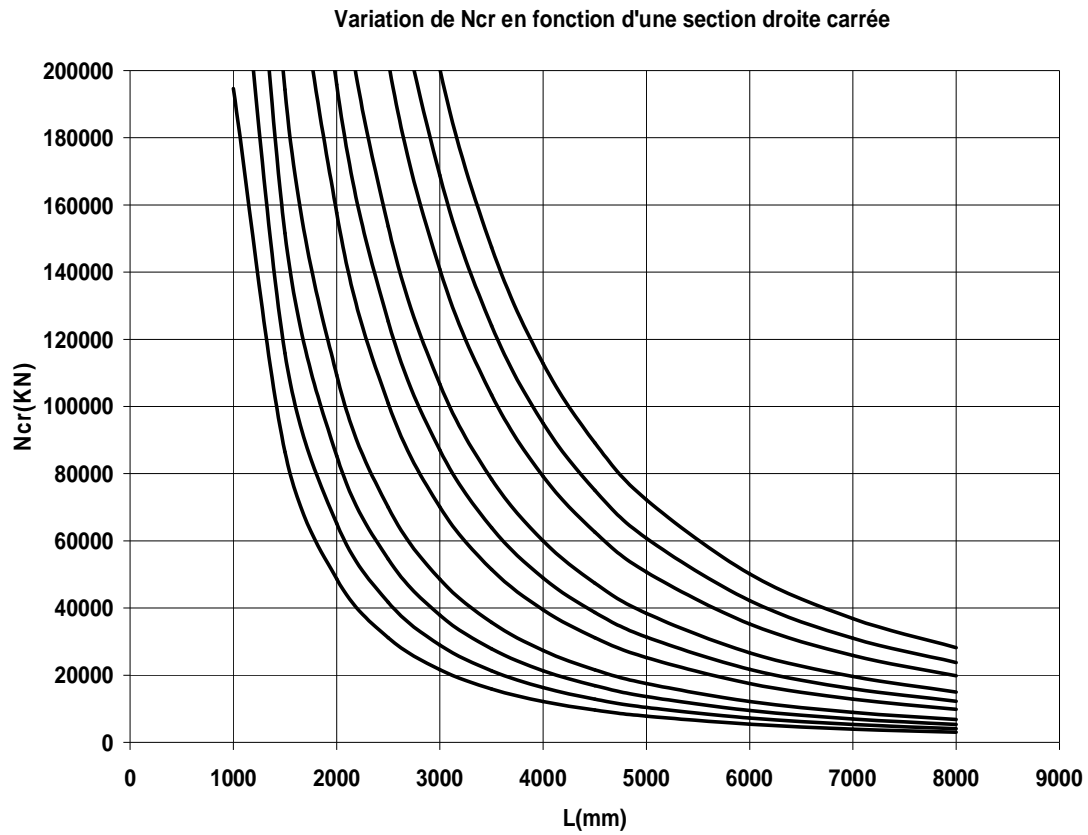
Variation de l'effort normal critique en fonction des dimensions de la section droite



ABAQUE N° 1



Détails des courbes dans la zone où les résultats se rapprochent :



Classe de béton : C40/50

$f_{ck}=40\text{MPa}$ ,

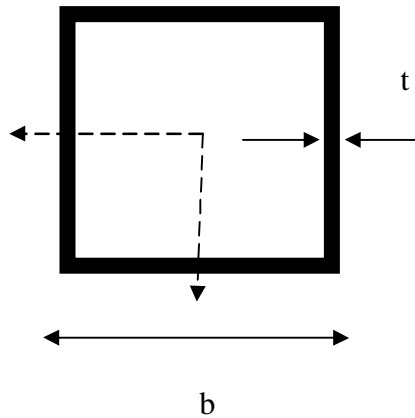
$E_{cm}=35000\text{MPa}$

Nuance d'acier : S275

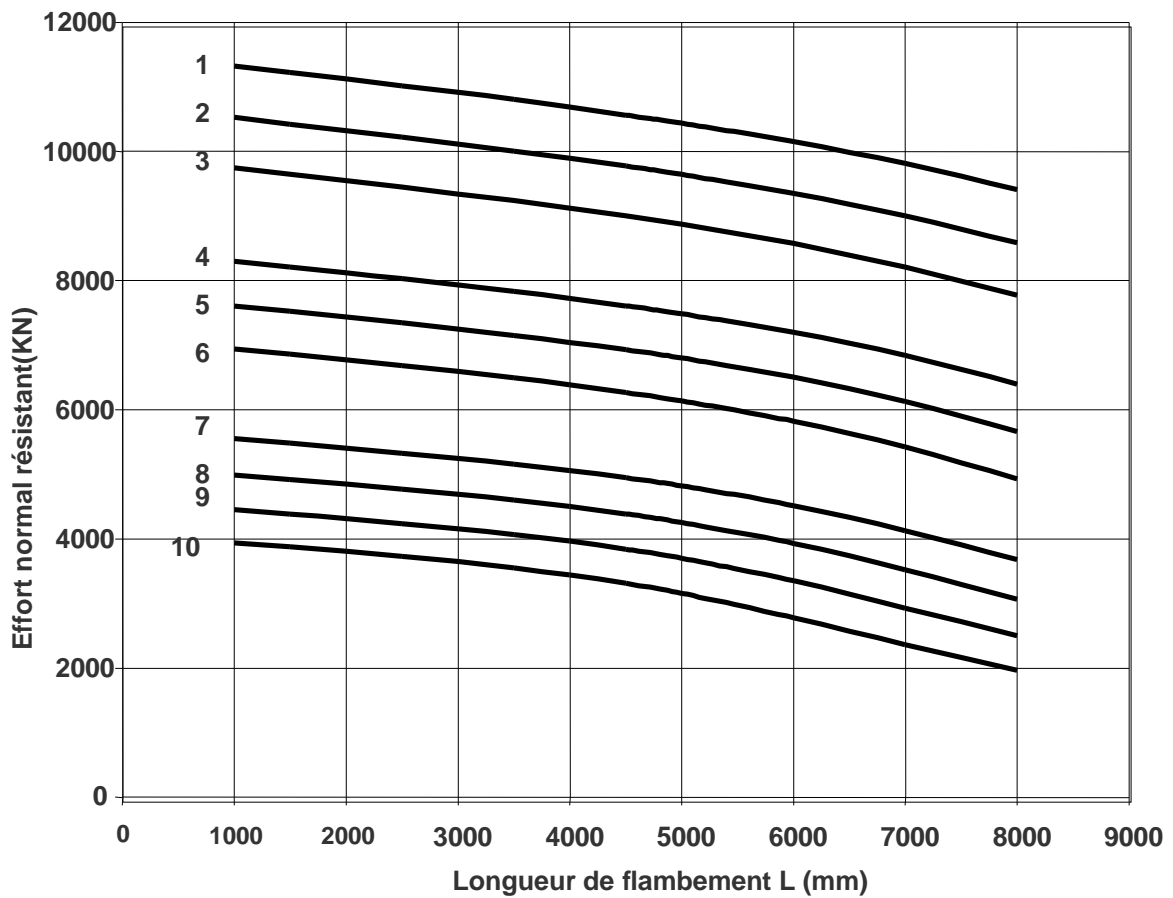
$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Courbe	Section
1	400.400.20
2	380.380.20
3	360.360.20
4	340.340.17,5
5	320.320.17,5
6	300.300.17,5
7	280.280.14,2
8	260.260.14,2
9	240.240.14,2
10	220.220.14,2

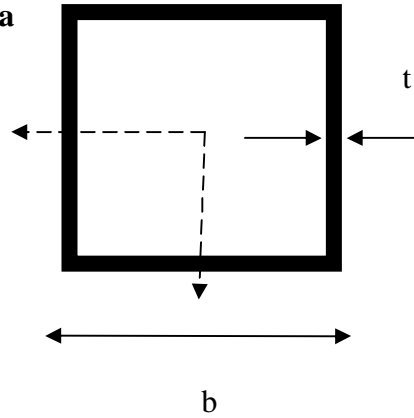


Abaque Section carrée



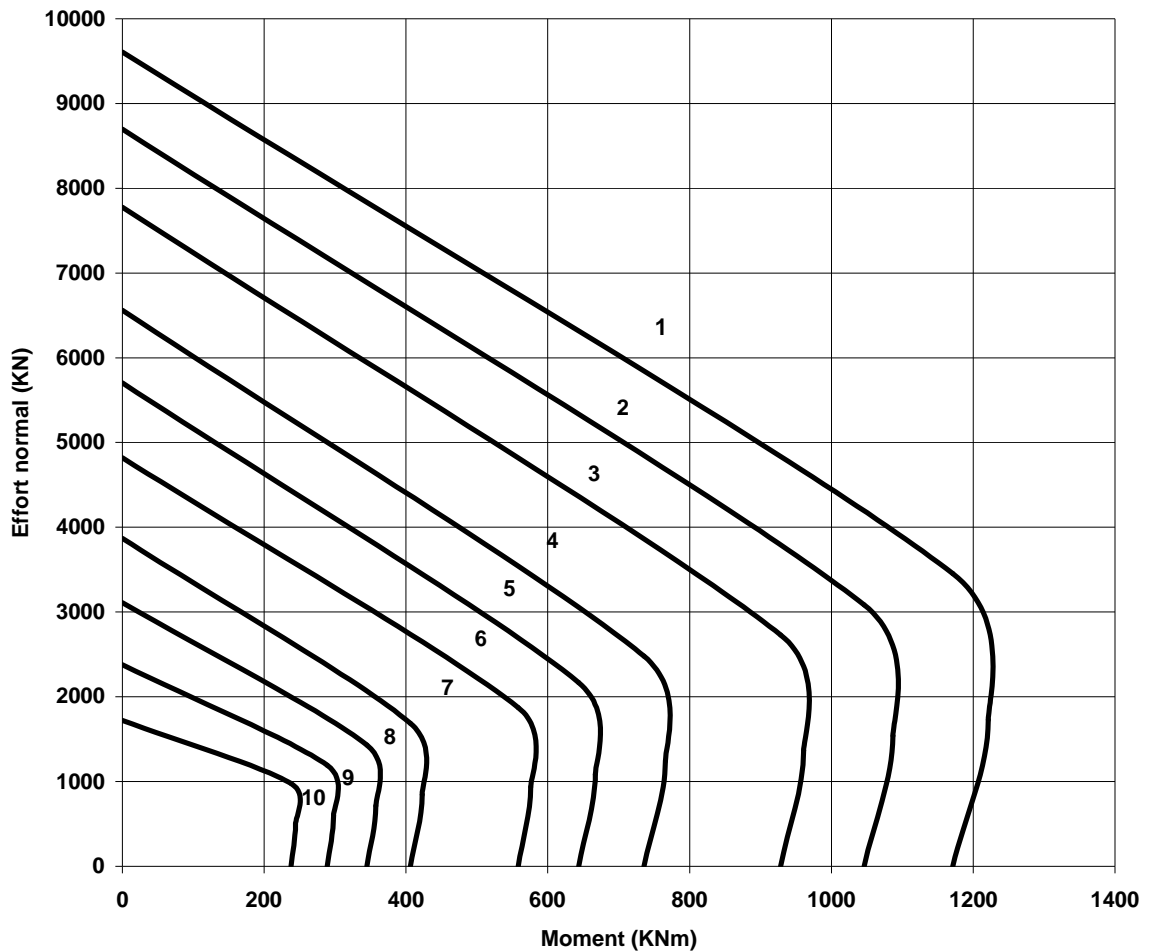
ABAQUE N° 2

Classe de béton : C40/50  
 $f_{ck}=40\text{MPa}$ ,  
 $E_{cm}=35000\text{MPa}$   
 Nuance d'acier : S275  
 $f_y=275\text{ MPa}$   
 $E_a=210000\text{ MPa}$   
 $L=3000\text{ mm}$



Courbe	Section
1	400.400.20
2	380.380.20
3	360.360.20
4	340.340.17,5
5	320.320.17,5
6	300.300.17,5
7	280.280.14,2
8	260.260.14,2
9	240.240.14,2
10	220.220.14,2

Abaque courbes d'interaction M-N



ABAQUE N° 3

### 5.10 Conclusion :

L'utilisation du programme que nous avons développé pour le calcul des poteaux mixtes tubulaires remplis 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 moment-effort normal, et la résistance des poteaux mixtes de section tubulaire remplis de béton sous chargement axiale, ainsi que sous flexion compression combinée.

Les résultats obtenus par le calcul numérique du programme ont été à comparés à des résultats issus de travaux expérimentaux.

L'étude comparative menée entre le calcul numérique, et les codes de calcul montrent une certaine similitude. cependant, l'EC4 semble donner des valeurs supérieures. La méthode de calcul du programme et d'autres codes de calcul.

L'étude paramétrique a illustré l'influence de certains facteurs sur la résistance du poteau notamment celle de la nuance des armatures longitudinales qui semble ne pas 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 des poteaux mixtes remplis de béton de différents types, ainsi que les points d'interaction moment fléchissant effort normal de la section du poteau.

## CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire a été consacrée aux poteaux mixtes de section tubulaire remplis de béton, et plus précisément sur le calcul de la résistance des poteaux mixtes sous chargement axial, et chargement combiné, et de déterminer la courbe d'interaction moment-effort normal.

Le travail de recherche a été mené selon 5 chapitres comme suit :

Le 1<sup>er</sup> chapitre : consiste à donner des généralités sur la construction mixte.

Le 2<sup>ème</sup> chapitre : qui a été consacré à la présentation de la méthode simplifiée de calcul de résistance des poteaux mixtes proposée par l'EC4.

Le 3<sup>ème</sup> chapitre : a été consacré à une étude bibliographique, basée sur des travaux expérimentaux de recherche sur les poteaux mixtes de différents types, pour mieux comprendre leurs comportements.

Le 4<sup>ème</sup> chapitre : a été consacré à l'étude approfondie du comportement des poteaux mixte, en traitant les phénomènes susceptible de se produire au niveau de l'interface acier-béton, ainsi qu'au poteau lui-même.

Et enfin, le 5<sup>ème</sup> chapitre : qui a été consacré à l'élaboration d'un programme de calcul en FORTRAN 90, qui nous permis de calculer la résistance des poteaux mixtes tubulaires de section carrée, rectangulaire, et circulaire, par la méthode simplifiée de l'EC4. le programme développé nous à permis de tracer des courbes pour déterminer l'influence des différents paramètres étudiés. Les poteaux mixtes calculés sont surtout influencés par des paramètres tels que : Les caractéristiques géométriques de la section transversale (largeur, hauteur, et l'épaisseur de la section du tube en acier), ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Le calcul numérique a très bien représentés les résultats expérimentaux des poteaux mixtes obtenus de la littérature scientifique. Le programme semble donc valable pour représenter un calcul efficace pour les poteaux mixtes de section tubulaires remplis de béton.

L'étude paramétrique nous a permis de mettre à la disposition des concepteurs des abaques de calcul, et de prédimensionnement des poteaux mixtes tubulaires remplis de béton.

Ce programme doit s'étendre pour fournir l'aide à l'ingénieur pour le calcul à la résistance, se développer d'un simple programme de calcul, à un programme de recherche qui traite les lois d'écoulement des matériaux de la section mixte.

Au terme de ce travail, on peut dire que l'étude des poteaux mixtes doit être améliorée, et complétée par :

- une série d'essais statiques afin de comprendre le véritable comportement des poteaux mixtes à différentes phases de chargement.
- un développement de modèle analytique, ou numérique qui servira de base à une mise au point de formulation capable de simuler le comportement des poteaux mixtes dans le cas général.

Classe de béton : C40/50

$f_{ck}=40\text{MPa}$ ,

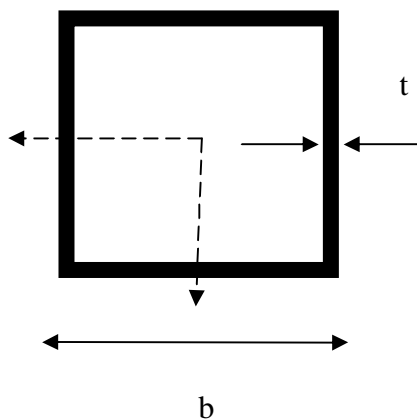
$E_{cm}=35000\text{MPa}$

Nuance de l'acier: S275

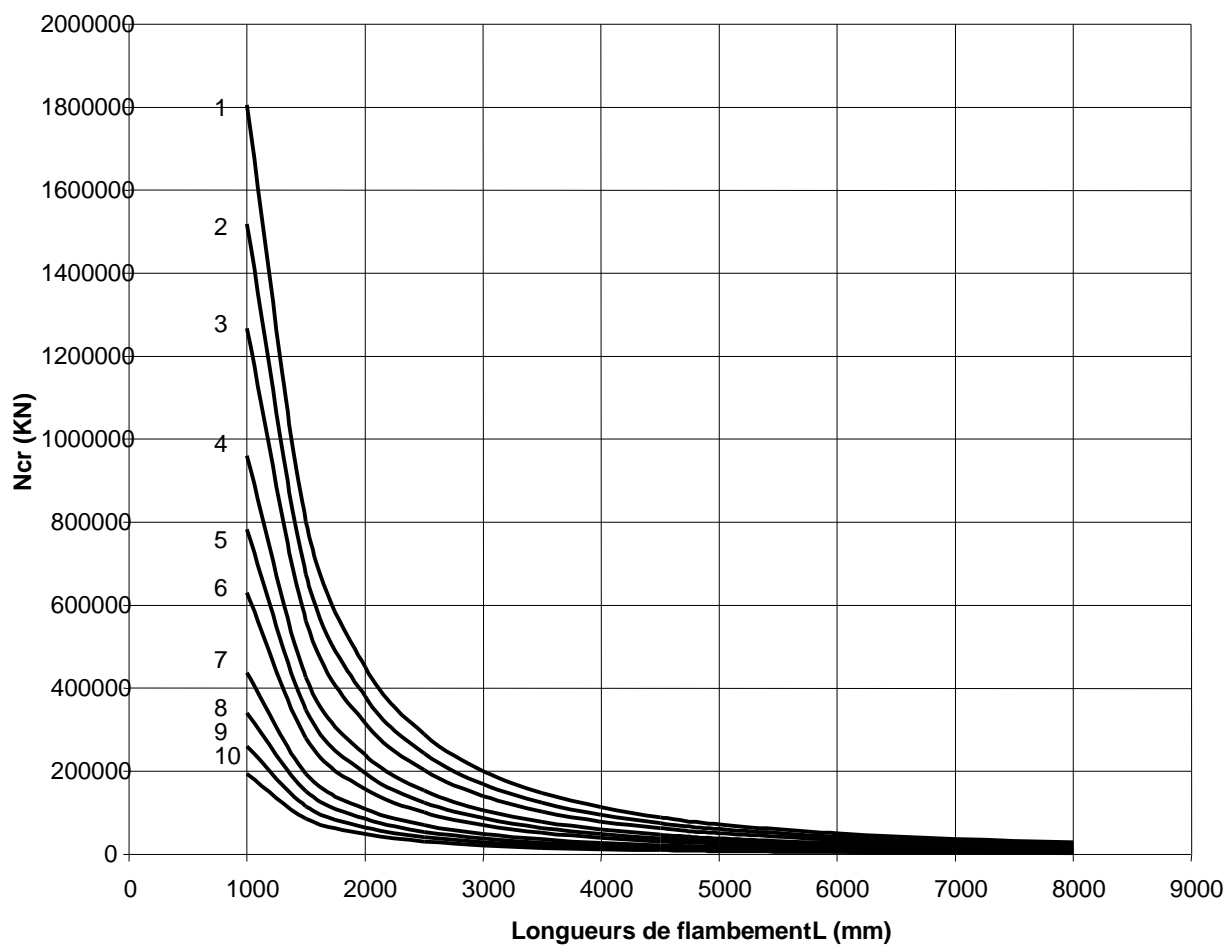
$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Courbe	Section
1	400.400.20
2	380.380.20
3	360.360.20
4	340.340.17,5
5	320.320.17,5
6	300.300.17,5
7	280.280.14,2
8	260.260.14,2
9	240.240.14,2
10	220.220.14,2

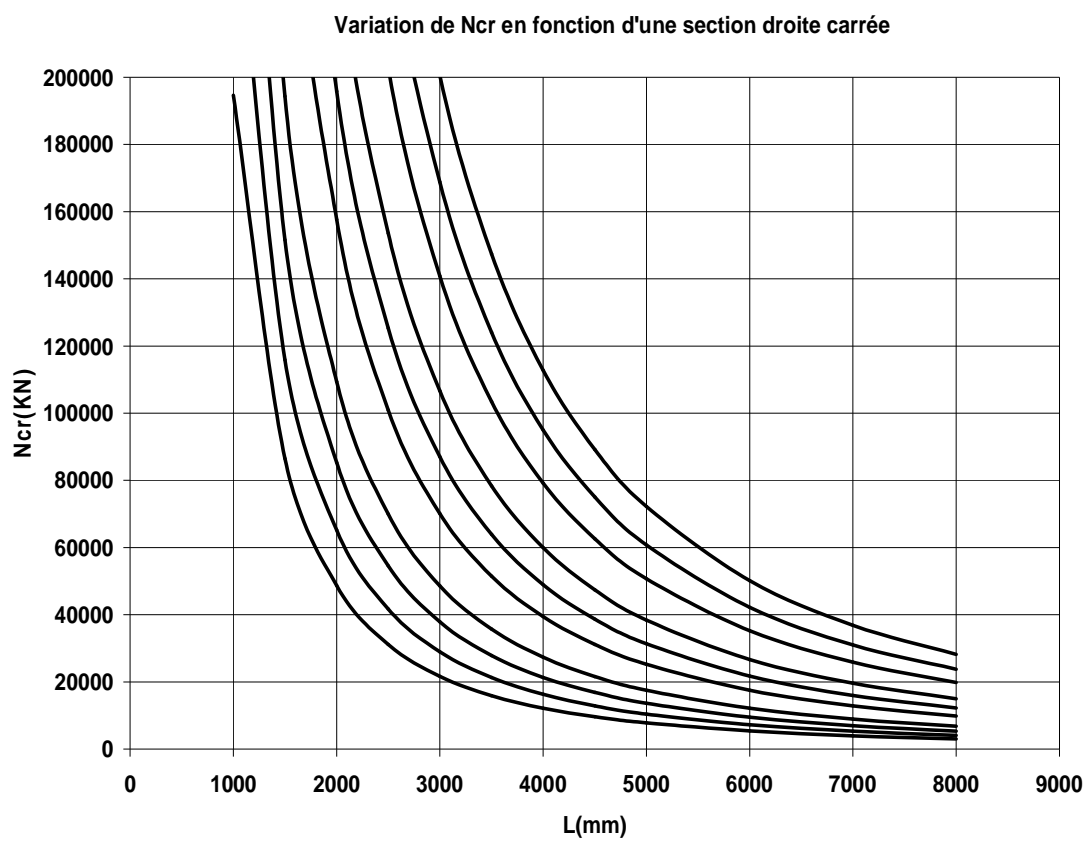


Variation de l'effort normal critique en fonction des dimensions de la section droite



ABAQUE N° 1

Détails des courbes dans la zone où les résultats se rapprochent :





Classe de béton : C40/50

$f_{ck}=40\text{MPa}$ ,

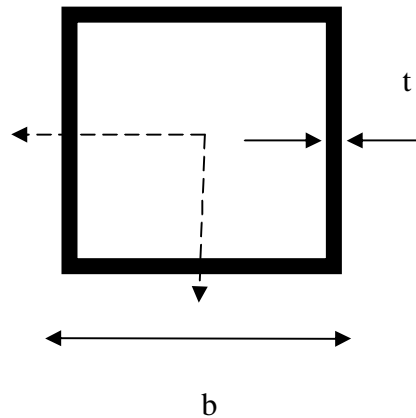
$E_{cm}=35000\text{MPa}$

Nuance d'acier : S275

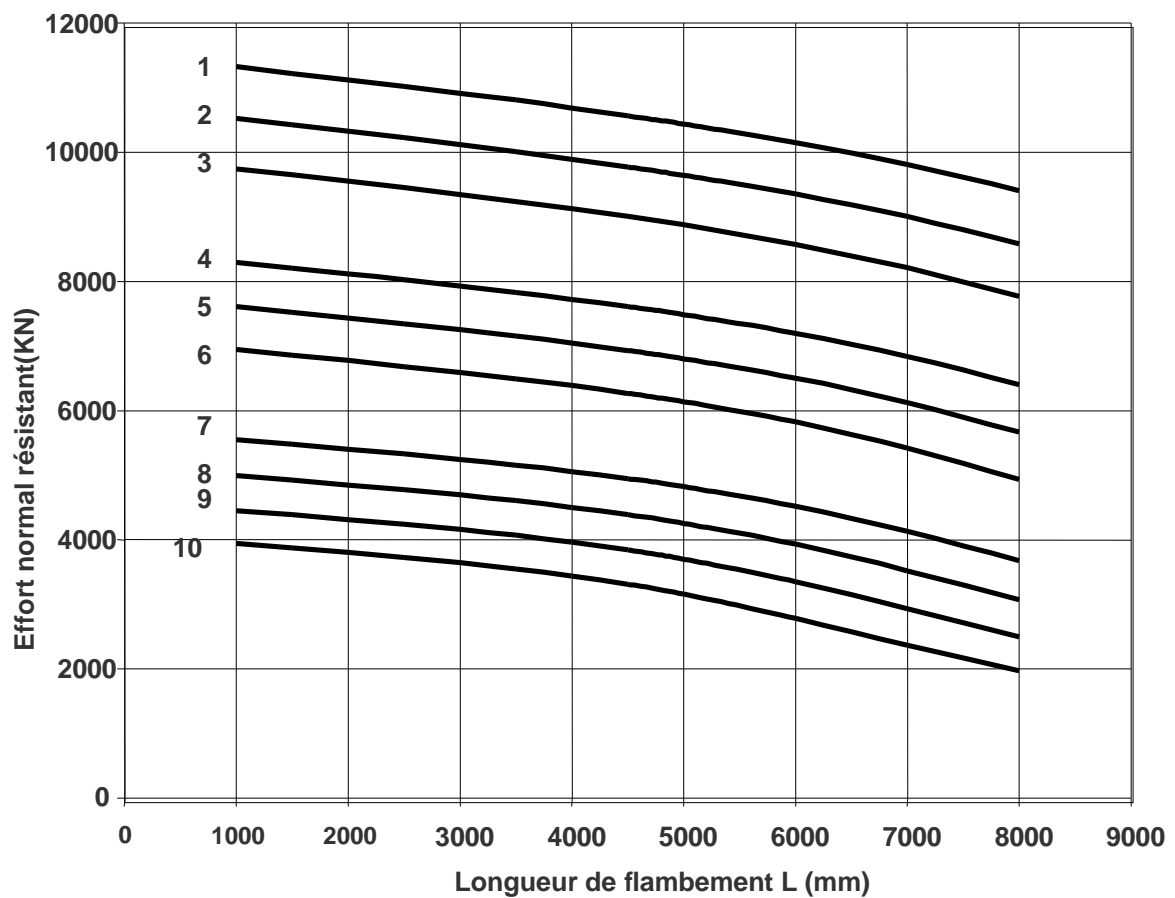
$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Courbe	Section
1	400.400.20
2	380.380.20
3	360.360.20
4	340.340.17,5
5	320.320.17,5
6	300.300.17,5
7	280.280.14,2
8	260.260.14,2
9	240.240.14,2
10	220.220.14,2



Abaque Section carrée



ABAQUE N° 2

Classe de béton : C40/50

$f_{ck}=40\text{MPa}$ ,

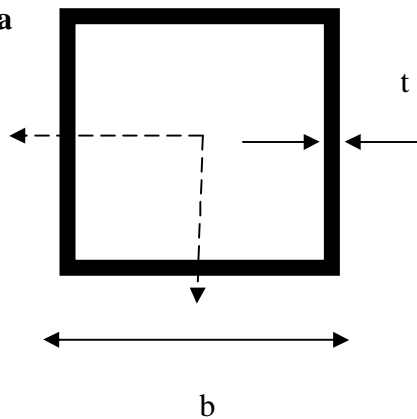
$E_{cm}=35000\text{MPa}$

Nuance d'acier : S275

$f_y=275\text{ MPa}$

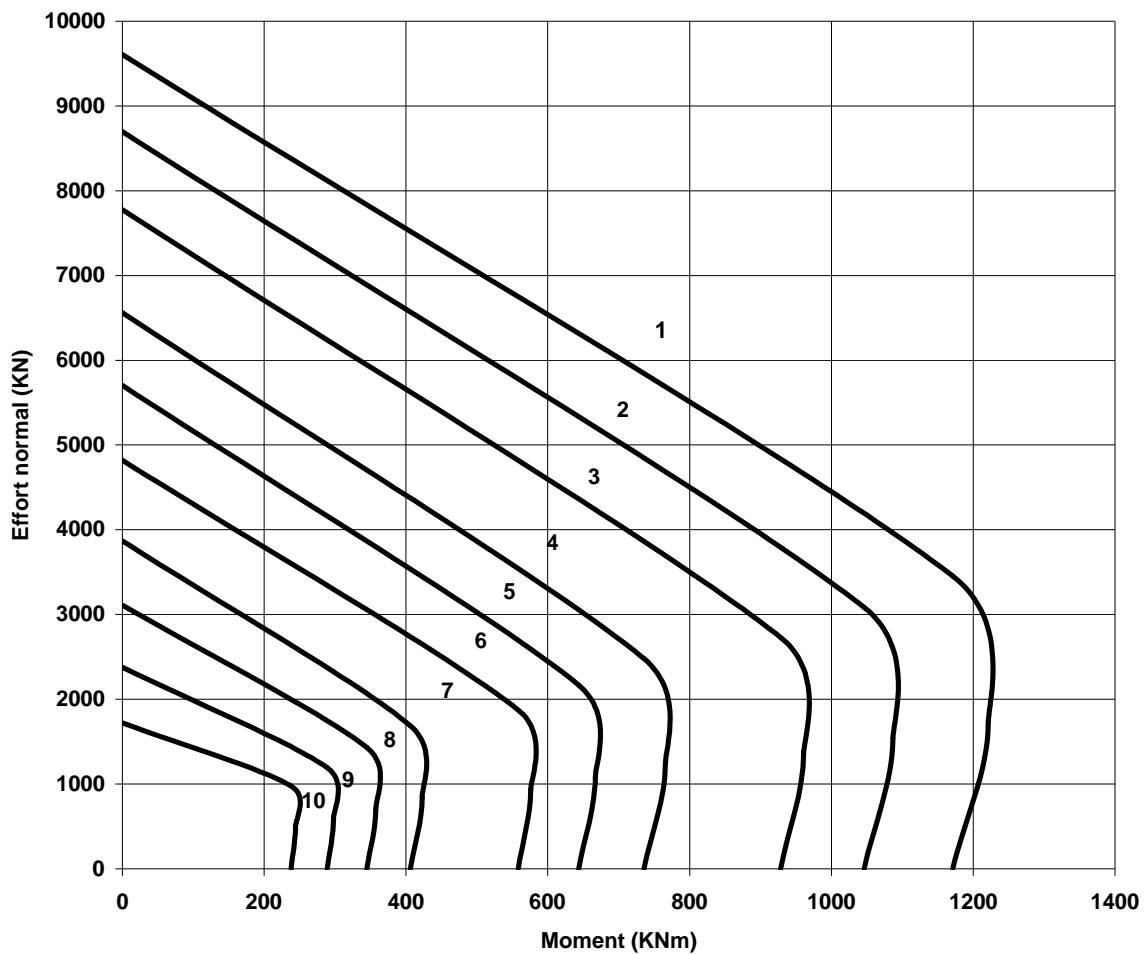
$E_a=210000\text{ MPa}$

$L=3000\text{ mm}$



Courbe	Section
1	400.400.20
2	380.380.20
3	360.360.20
4	340.340.17,5
5	320.320.17,5
6	300.300.17,5
7	280.280.14,2
8	260.260.14,2
9	240.240.14,2
10	220.220.14,2

Abaque courbes d'interaction M-N



ABAQUE N° 3

Classe de béton : C40/50

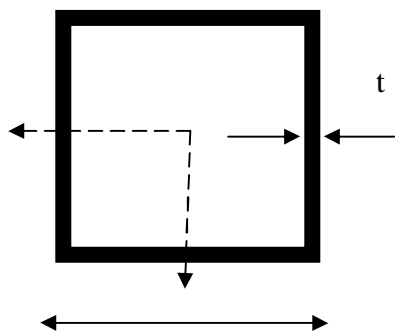
$f_{ck}=40\text{MPa}$ ,  
 $E_{cm}=35000\text{MPa}$

Nuance d'acier : S275

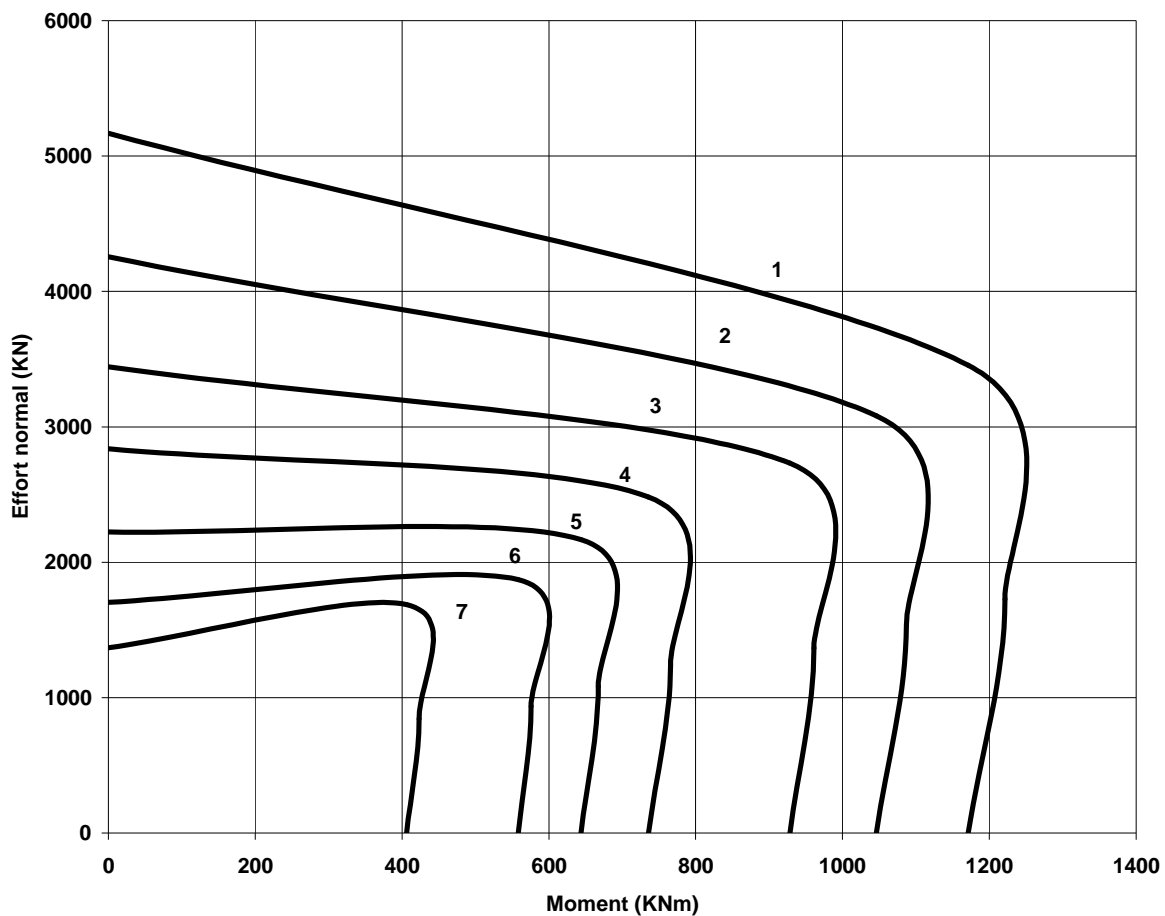
$f_y=275\text{ MPa}$   
 $E_a=210000\text{ MPa}$

$L=6000\text{ mm}$

Courbe	Section
1	400.400.20
2	380.380.20
3	360.360.20
4	340.340.17,5
5	320.320.17,5
6	300.300.17,5
7	280.280.14,2



Abaque cc b d'interaction M-N



ABAQUE N° 4

**Dimensions de la section :**

**d=280mm**

**t=14,2mm**

**Nuance d'acier :S235**

**fy=275MPa**

**Ea=210000MPa**

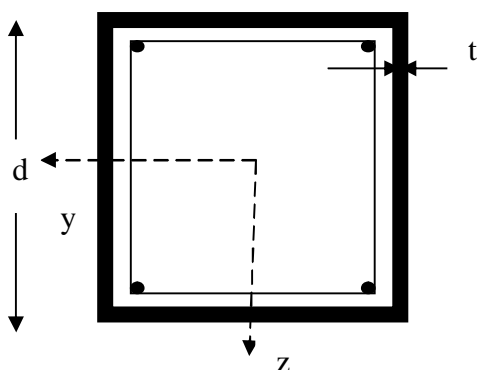
**Acier d'armature:**

**fsk=400MPa**

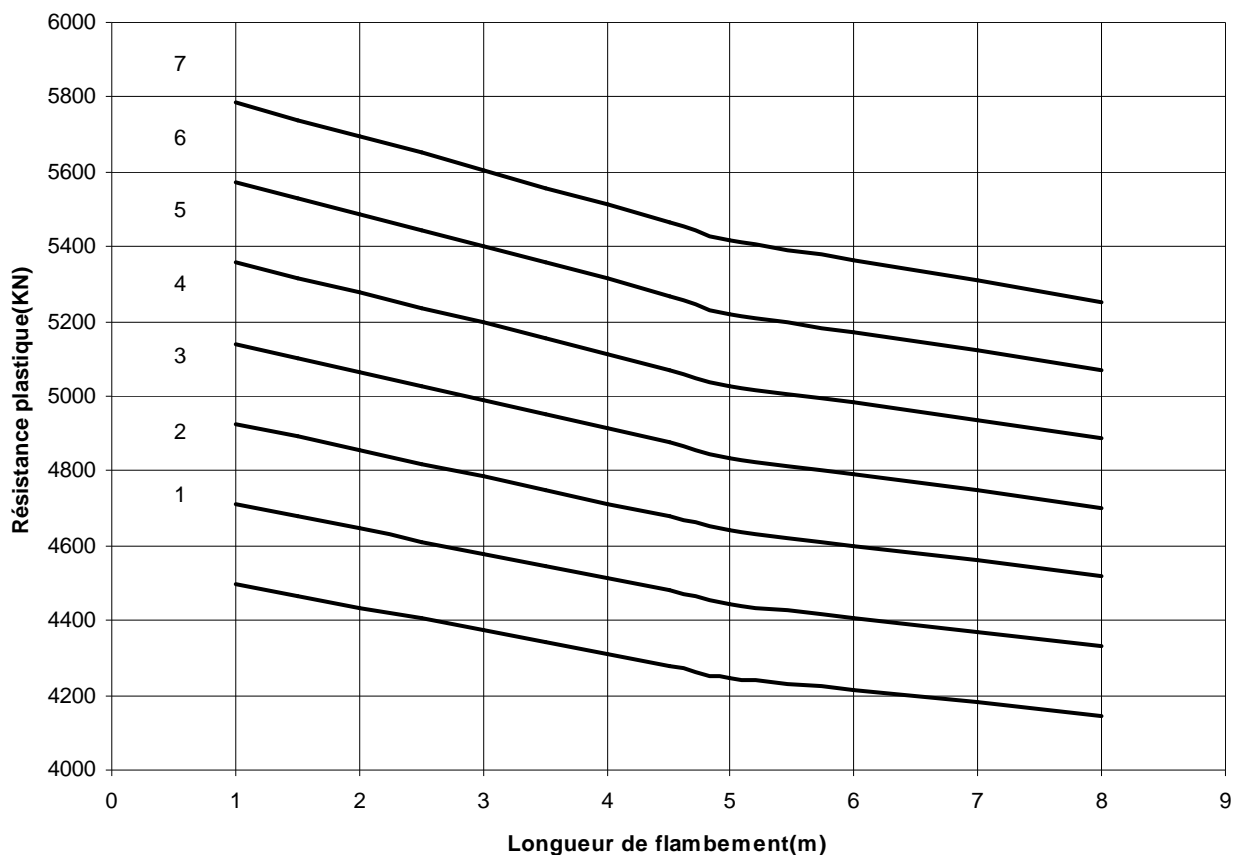
**As=4φ 16**

**Courbe : Classe de résistance du béton :**

1	C20/25
2	C25/30
3	C30/37
4	C35/45
5	C40/50
6	C45/50
7	C50/60



**Abaque de calcul de la résistance des profils creux carrés**



**ABAQUE N° 5**

**Dimension de la section :**

**d=360 mm**

**t=14.2 mm**

**Nuance d'acier :S275**

**fy=355MPa**

**Ea=210000MPa**

**Longueur de flambement :**

**L=6m**

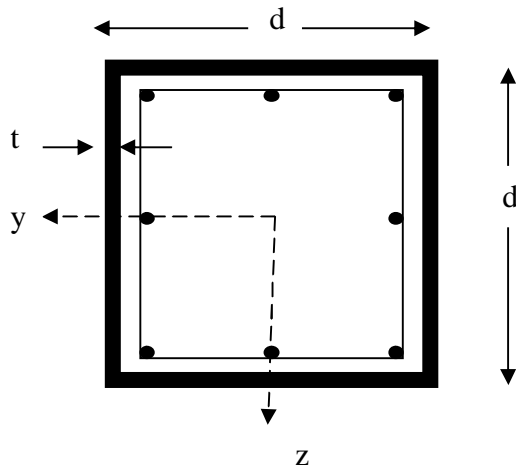
**Acier d'armature:**

**fsk=400MPa**

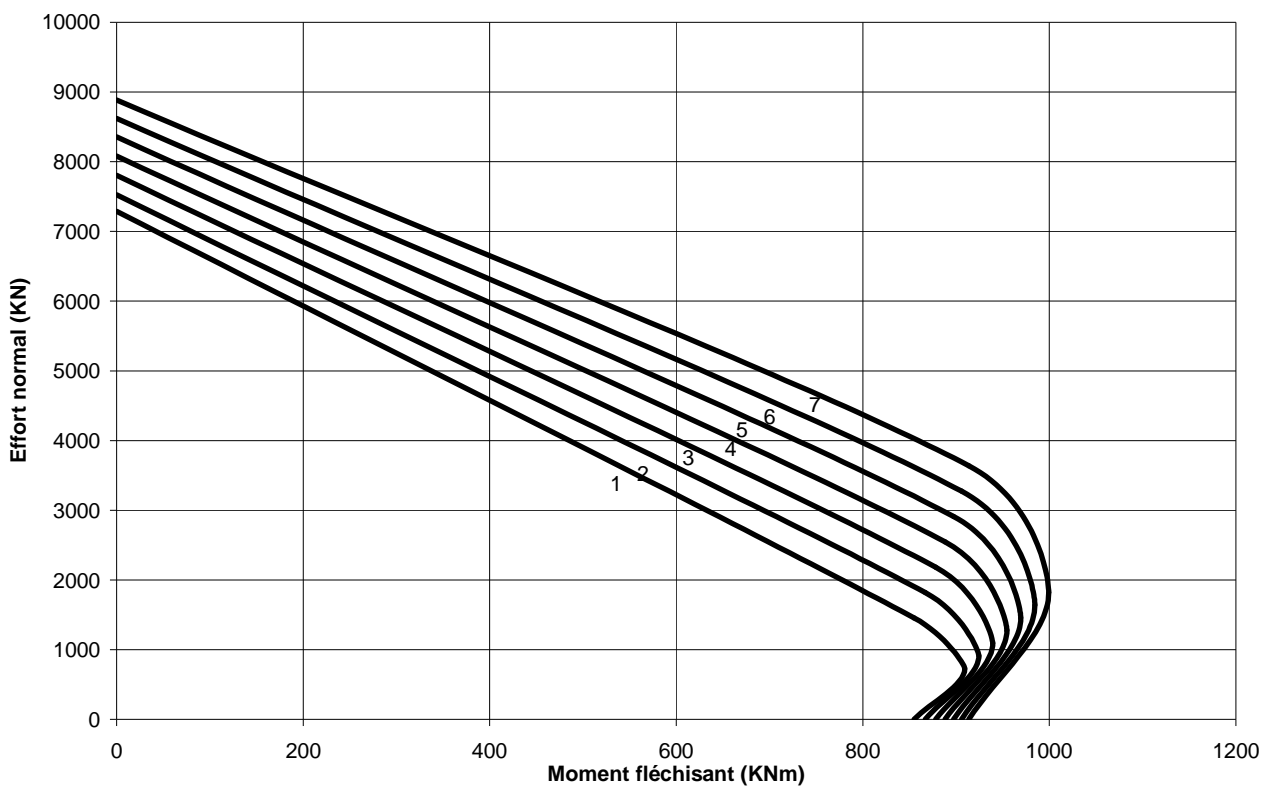
**As=8 φ 12**

**Courbe : Classe de résistance**

Courbe :	Classe de résistance du béton :
1	C20/25
2	C25/30
3	C30/37
4	C35/45
5	C40/50
6	C45/50
7	C50/60



**Abaque d'interaction M-N d'un profil creus carré**



**ABAQUE N° 6**

Classe de béton : C40/50

$f_{ck}=40\text{MPa}$ ,

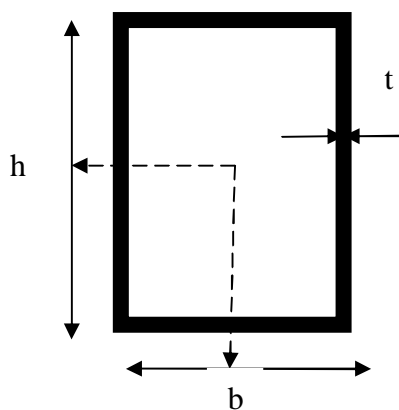
$E_{cm}=35000\text{MPa}$

Nuance d'acier : S275

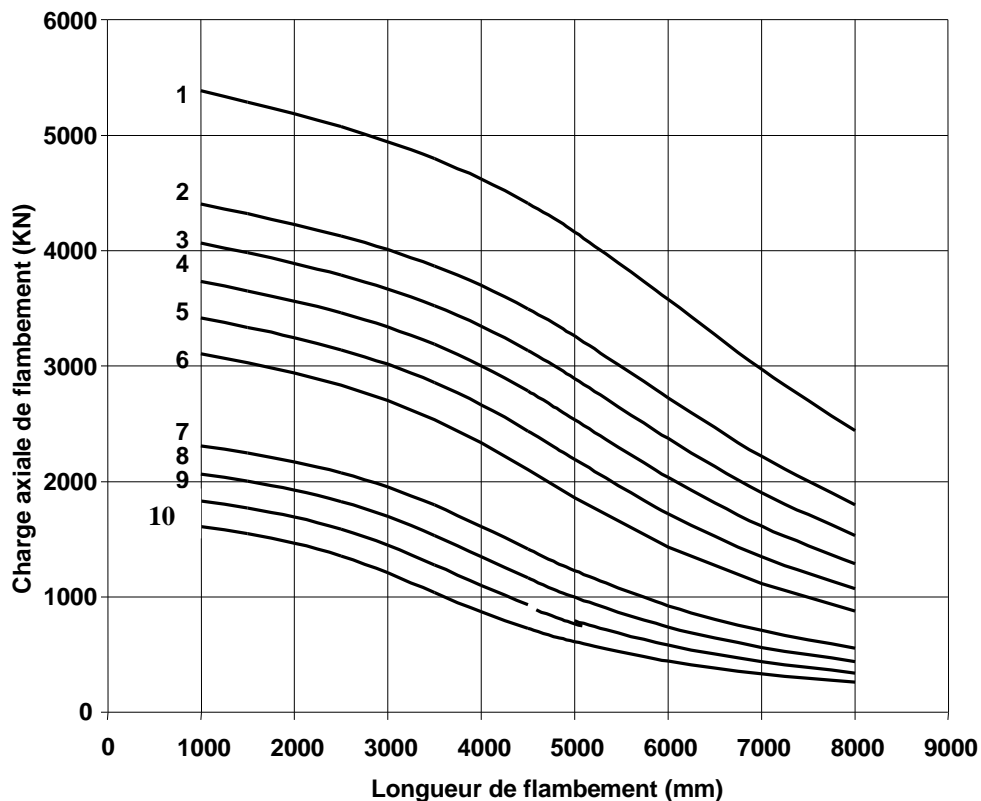
$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Courbe	Section
1	400.200.12,5
2	380.190.10
3	360.180.10
4	340.170.10
5	320.160.10
6	300.150.10
7	280.140.7,1
8	260.130.7,1
9	240.120.7,1
10	220.110.7,1



Abaque Section Rectangulaire



ABAQUE N° 7

Classe de béton : C30/37

$f_{ck}=30\text{MPa}$

$E_{cm}= 32000\text{MPa}$

Nuance d'acier :S275

$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Longueur de flambement :

$L=4.5\text{m}$

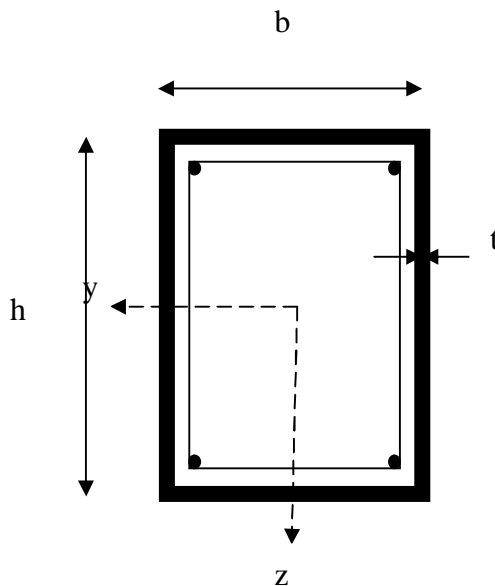
Acier d'armature:

$f_{sk}=400\text{MPa}$

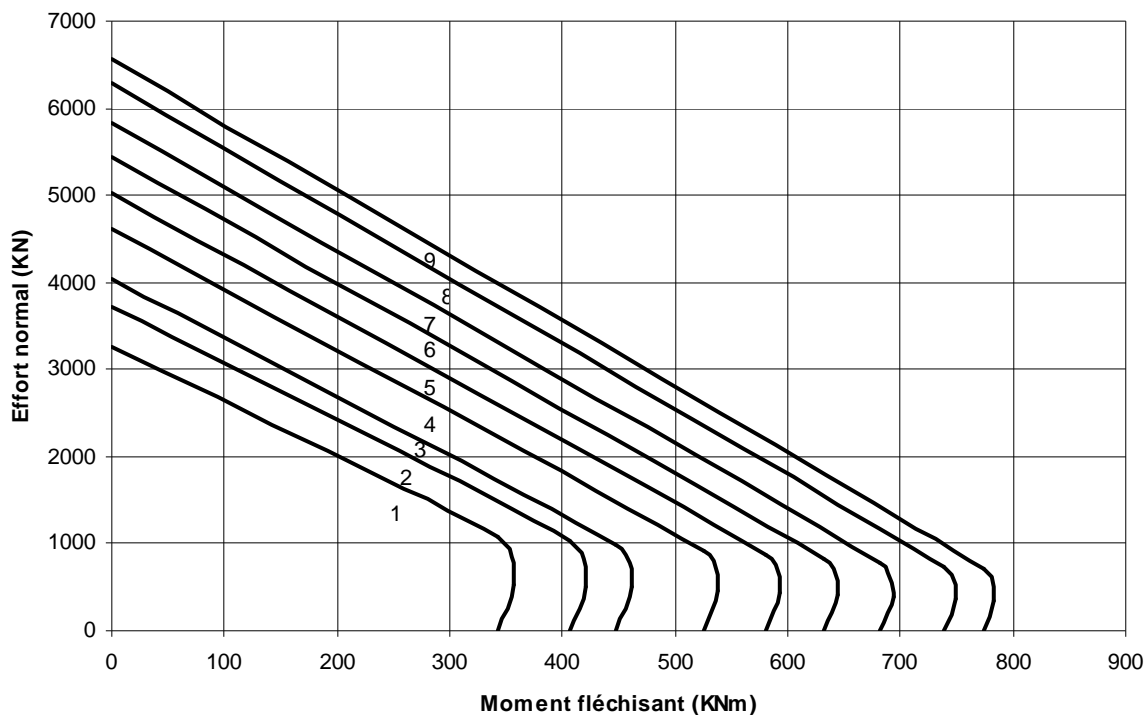
$A_s=4 \phi 16$

Courbe : Section :h.b.t

1	360.180.10
2	260.180.12,5
3	360.180.14,2
4	360.180.17,5
5	360.180.20
6	360.180.20
7	360.180.22,5
8	360.180.25
9	360.180.28



Abaque d'interaction M-N d'un profil creux rectangulaire selon l'axe yy



ABAQUE N° 8

Classe de béton : C30/37

$f_{ck}=30\text{MPa}$

$E_{cm}= 32000\text{MPa}$

Nuance d'acier :S275

$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Longueur de flambement :

$L=4.5\text{m}$

Acier d'armature:

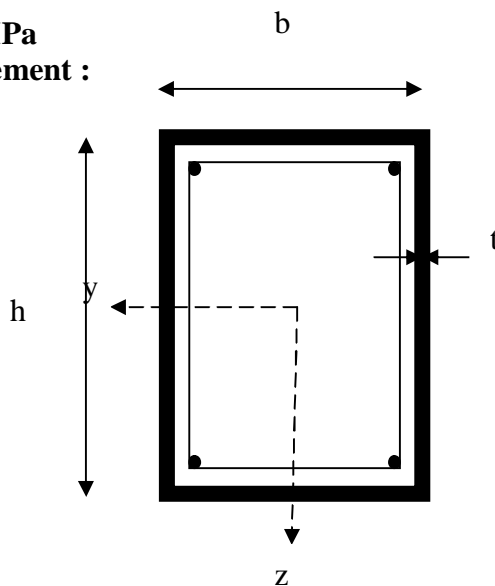
$f_{sk}=400\text{MPa}$

$A_s=4 \phi 16$

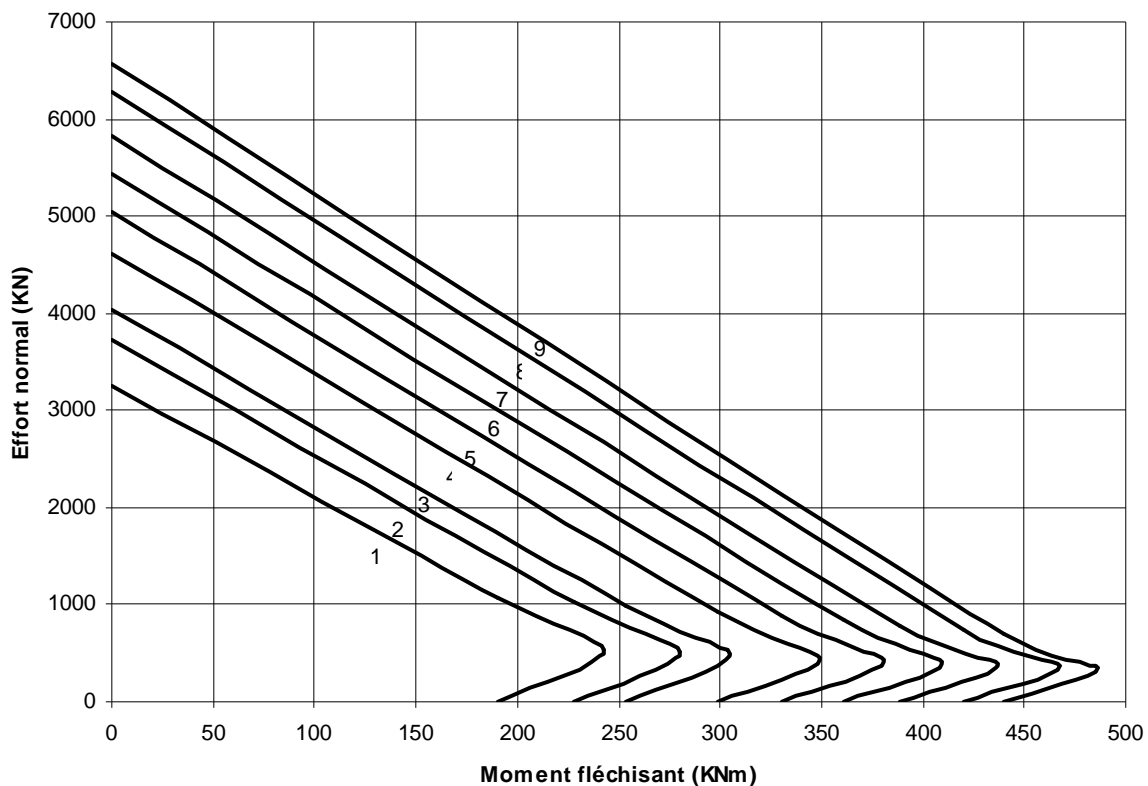
Courbe :

Section :

1	360.180.10
2	260.180.12,5
3	360.180.14,2
4	360.180.17,5
5	360.180.20
6	360.180.20
7	360.180.22,5
8	360.180.25
9	360.180.28



Abaque d'interaction M-N d'un profil creux rectangulaire selon l'axe zz



ABAQUE N° 9



**Dimension de la section :**

**h=400 mm**

**b=280 mm**

**t=16 mm**

**Nuance d'acier :S275**

**fy=275MPa**

**Ea=210000MPa**

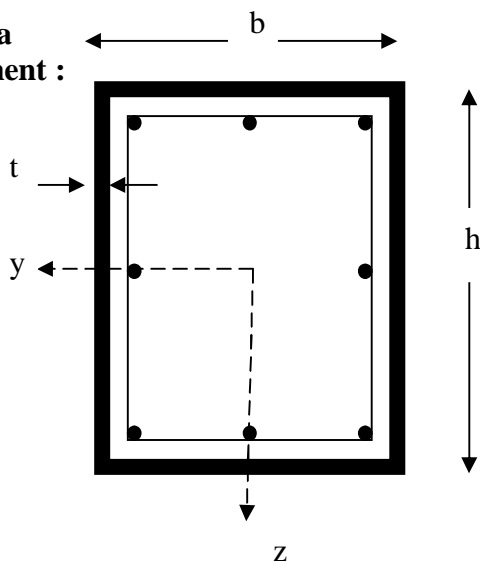
**Longueur de flambement :**

**L=6m**

**Acier d'armature:**

**fsk=400MPa**

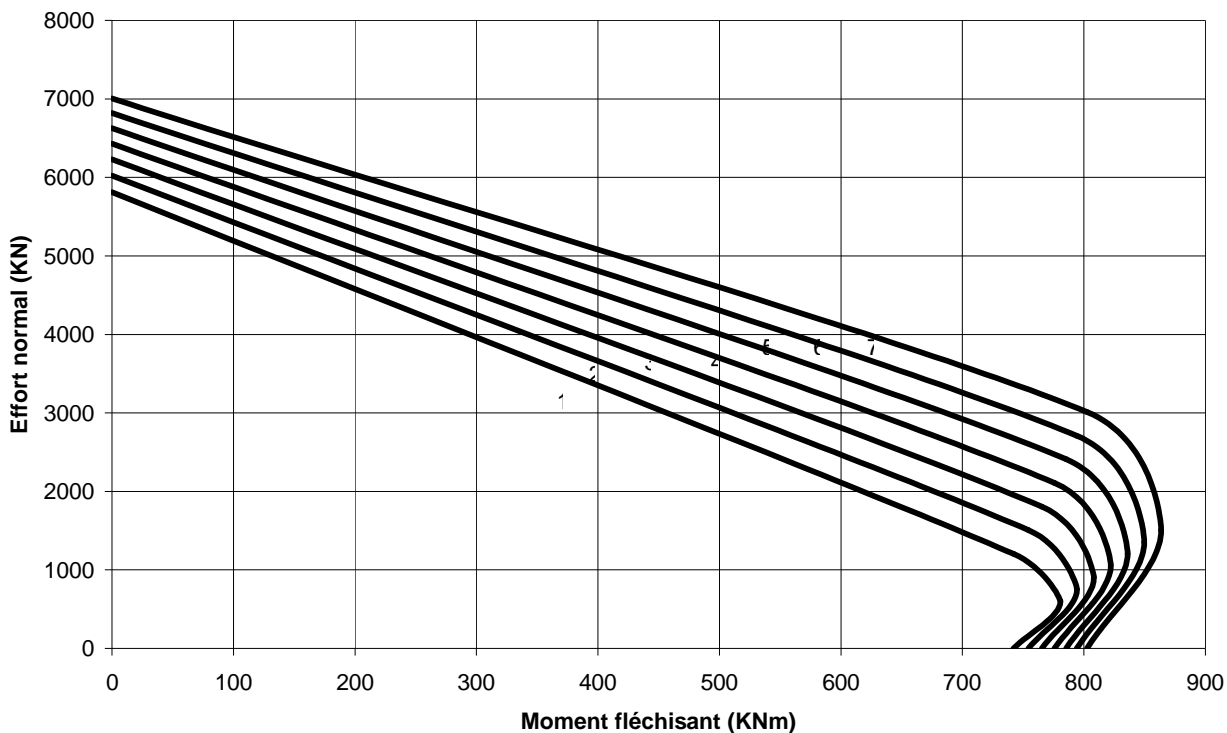
**As=8 φ 12**



**Courbe : Classe de résistance du béton :**

- 1 C20/25
- 2 C25/30
- 3 C30/37
- 4 C35/45
- 5 C40/50
- 6 C45/50
- 7 C50/60

**Abaque d'interaction M-N d'un profil creux rectangulaire selon l'axe yy**



**ABAQUE N° 10**

**Dimension de la section :**

**h=400 mm**

**b=280 mm**

**t=16 mm**

**Nuance d'acier :S275**

**fy=275MPa**

**Ea=210000MPa**

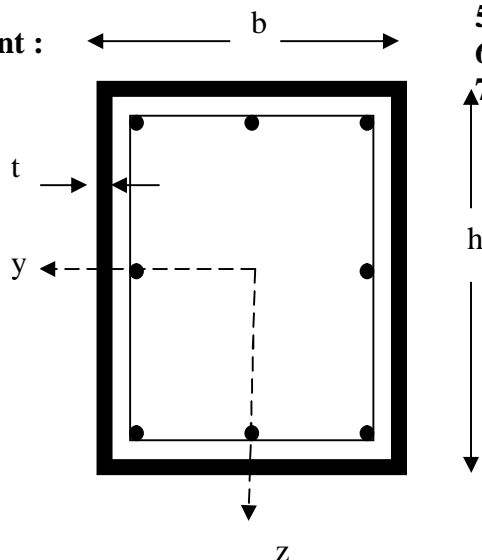
**Longueur de flambement :**

**L=6m**

**Acier d'armature:**

**fsk=400MPa**

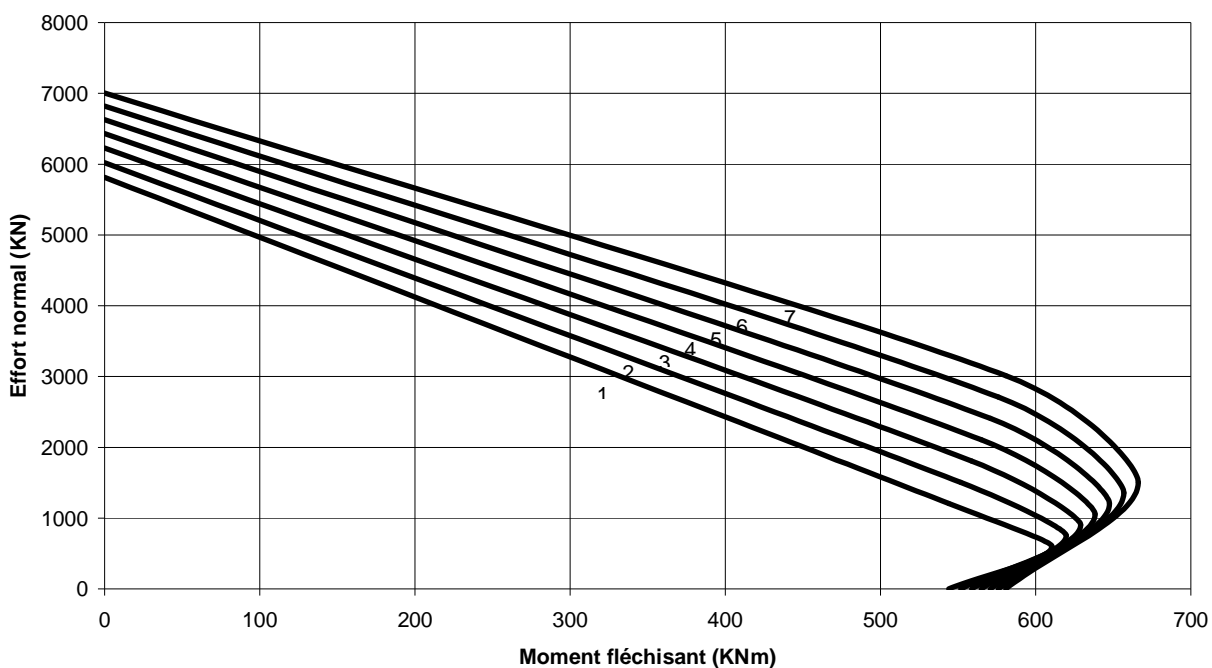
**As=8 φ 12**



**Courbe : Classe de résistance du béton :**

- 1 C20/25
- 2 C25/30
- 3 C30/37
- 4 C35/45
- 5 C40/50
- 6 C45/50
- 7 C50/60

**Abaque d'interaction M-N d'un profil creux rectangulaire selon l'axe zz**



**ABAQUE N° 11**

**Dimensions de la section :**

**h=380**  
**b=190mm**  
**t=10mm**

**Nuance d'acier :S235**

**fy=275MPa**  
**Ea=210000MPa**

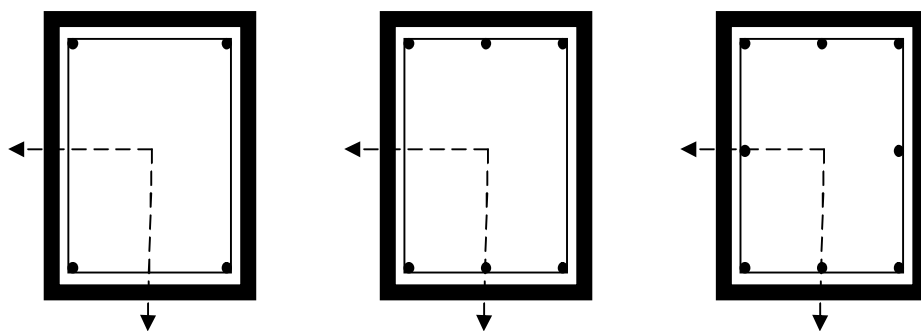
**Acier d'armature:**

**fsk=400MPa**

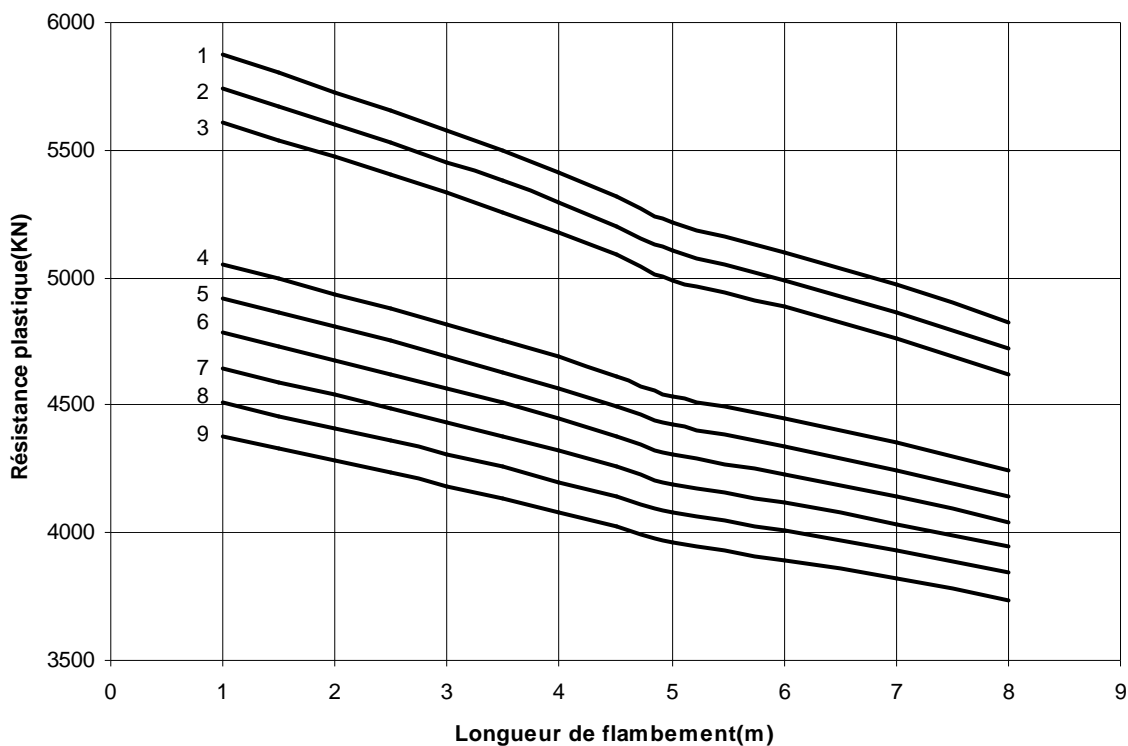
**Classe du béton :C40/50**

**fck=40MPa**  
**Ecm=35000MPa**

<b>Courbe :</b>	<b>Acier de construction :</b>	<b>Sections des armatures :</b>
1	S235	4 $\phi$ 16
2	S275	
3	S355	
4	S235	6 $\phi$ 16
5	S275	
6	S355	
7	S235	8 $\phi$ 16
8	S275	
9	S355	



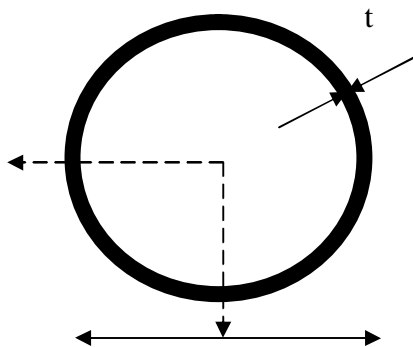
**Abaque de calcul de la résistance des profils creux rectangulaires**



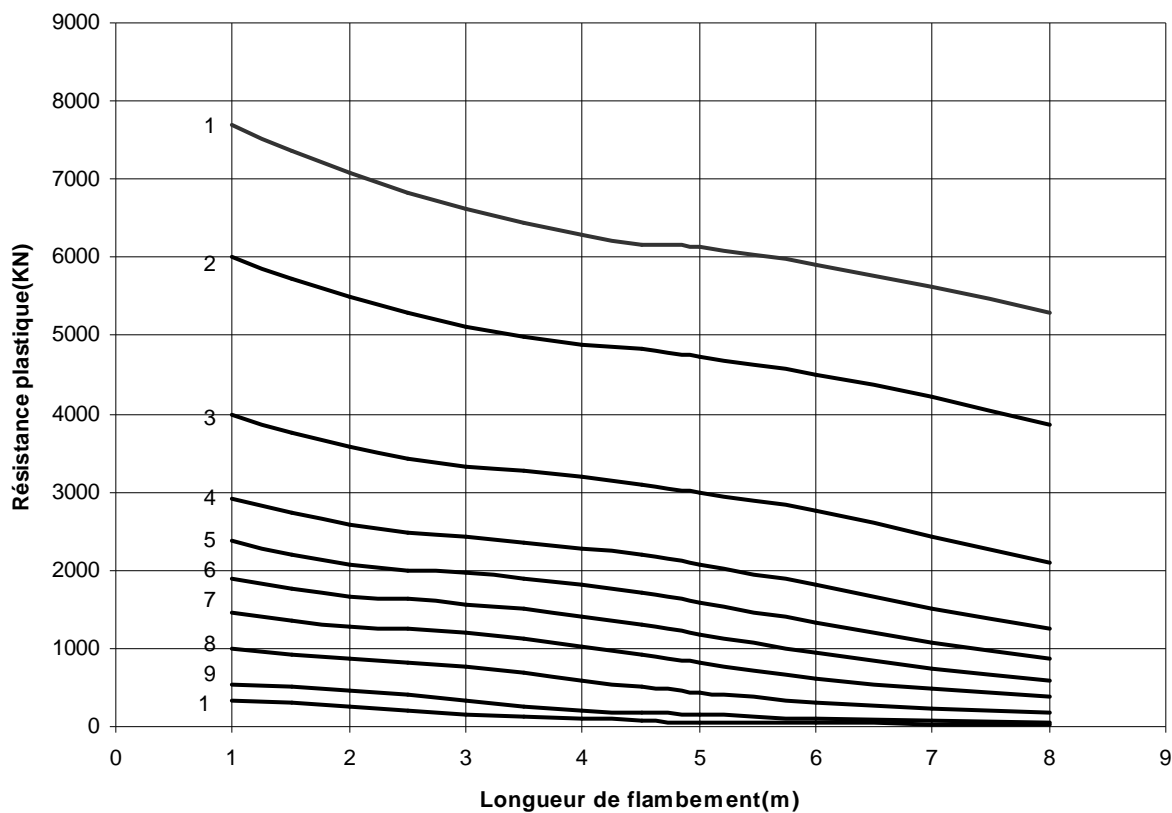
**ABAQUE N° 12**

**Classe de béton : C40/50**  
**fck=40MPa**  
**Ecm= 35000MPa**  
**Nuance d'acier :S275**  
**fy=275MPa**  
**Ea=210000MPa**  
**Acier d'armature:**  
**fsk=400MPa**

Courbe :	Section :d.t
1	457,2.7.1
2	406,4.6,3
3	323,9.5,9
4	273.5,6
5	244.5,4
6	219,1,5
7	193,7.4,5
8	159.4
9	114,3.3,6
10	88,9.3,2



Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires



ABAQUE N° 13

**Classe de béton : C25/30**

**fck=25MPa**

**Ecm= 30500MPa**

**Nuance d'acier :S275**

**fy=275MPa**

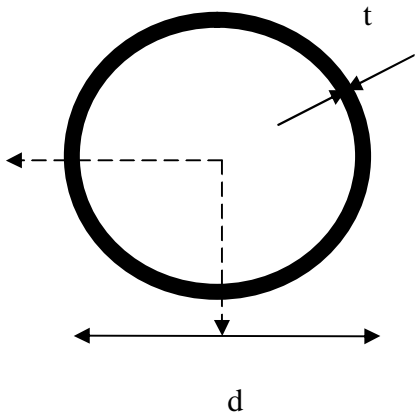
**Ea=210000MPa**

**Acier d'armature:**

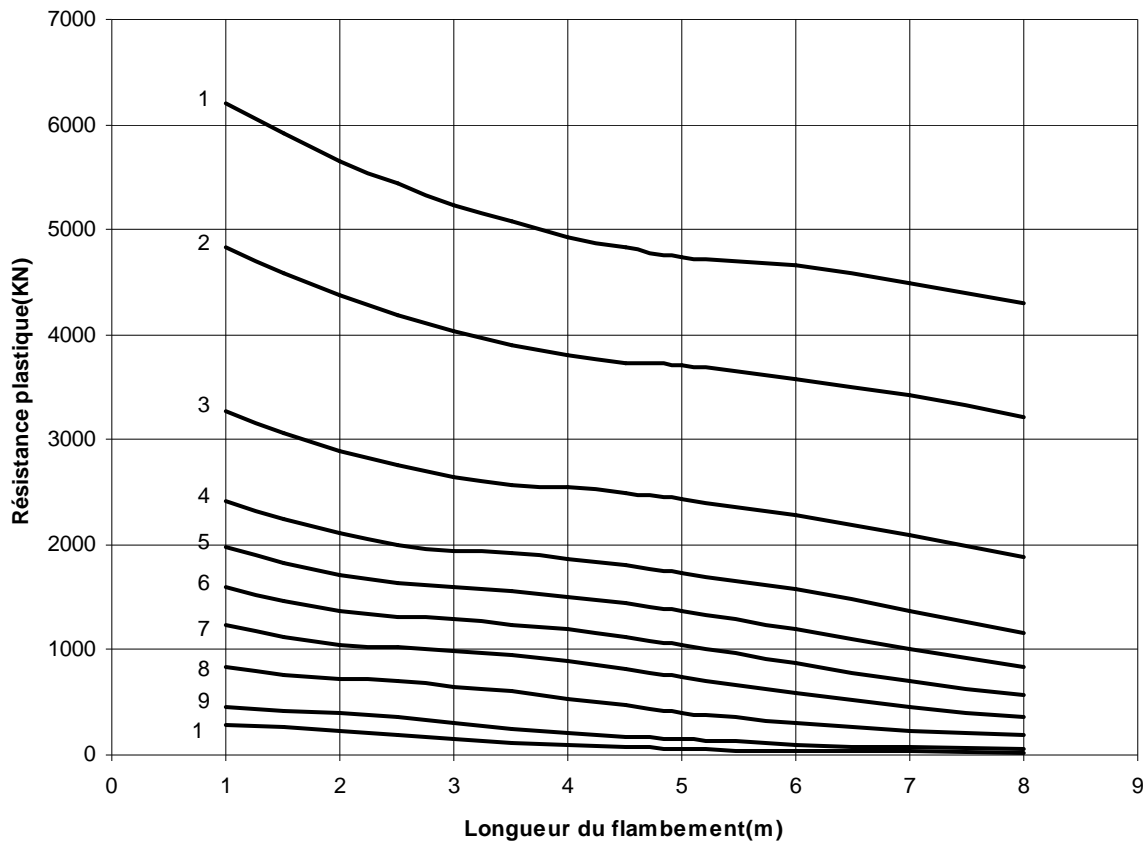
**fsk=400MPa**

**Courbe : Section :d.t**

<b>1</b>	<b>457,2.7.1</b>
<b>2</b>	<b>406,4.6,3</b>
<b>3</b>	<b>323,9.5,9</b>
<b>4</b>	<b>273.5,6</b>
<b>5</b>	<b>244.5,4</b>
<b>6</b>	<b>219,1,5</b>
<b>7</b>	<b>193,7.4,5</b>
<b>8</b>	<b>159.4</b>
<b>9</b>	<b>114,3.3,6</b>
<b>10</b>	<b>88,9.3,2</b>



**Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires**



**ABAQUE N° 14**

Classe de béton : C40/50

$f_{ck}=40\text{MPa}$

$E_{cm}= 35000\text{MPa}$

Nuance d'acier :S275

$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

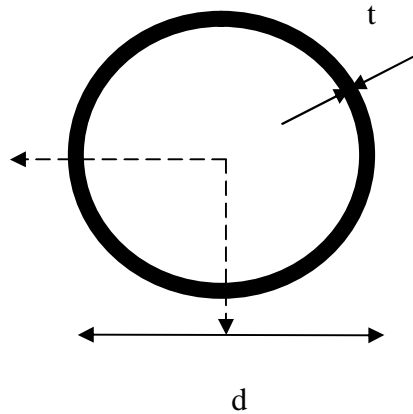
Longueur du flambement :

$L=3\text{m}$

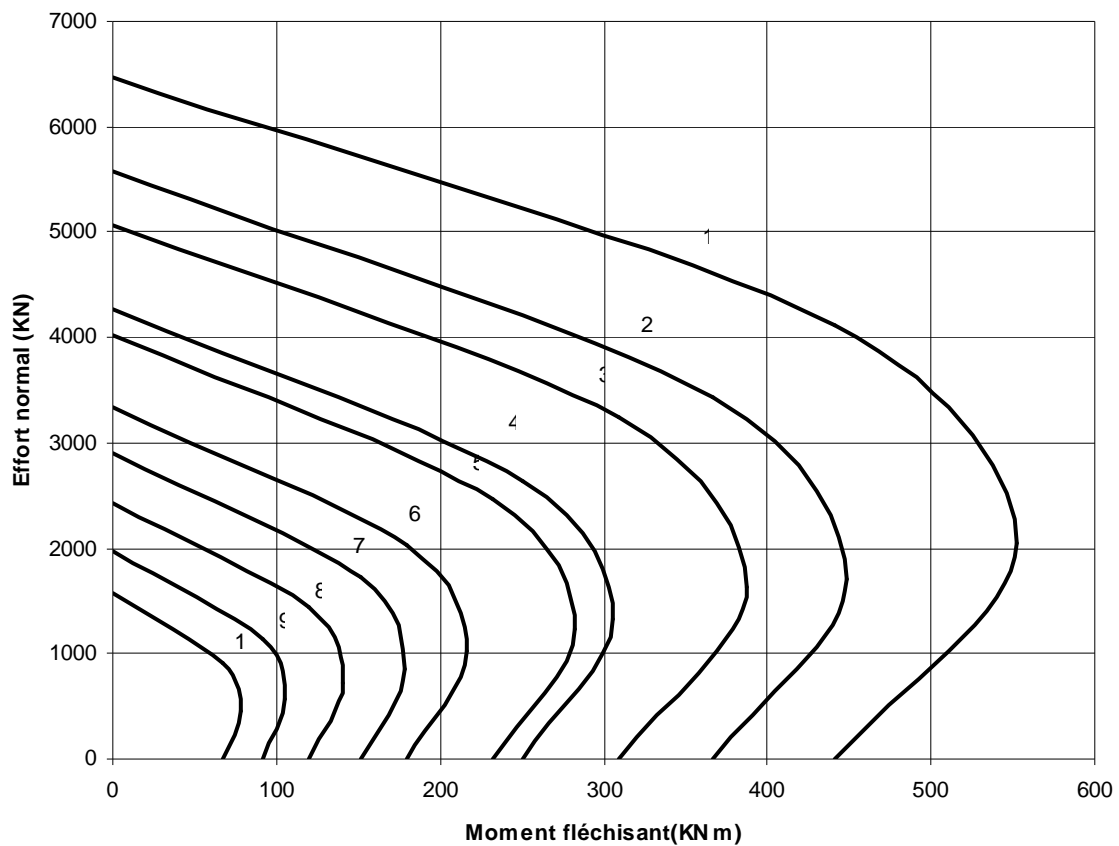
Courbe :

Section :d.t

1	457,2.7.1
2	419.7,1
3	406,4.6,3
4	368.6,3
5	355,6.6,3
6	323,9.5,9
7	298,5.5,9
8	273.5,6
9	244.5,4
10	219,1.5



Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires



ABAQUE N° 15

**Dimensions de la section :**

$d=273\text{mm}$

$t=5,6\text{ mm}$

**Nuance d'acier :S275**

$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

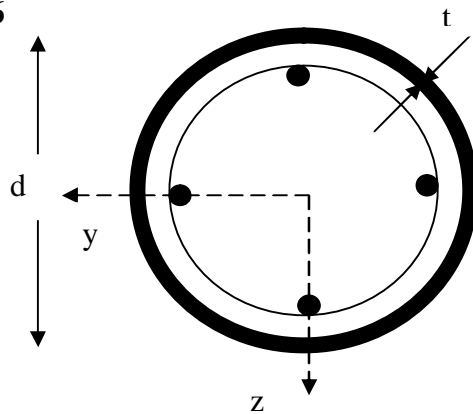
**Acier d'armature:**

$f_{sk}=400\text{MPa}$

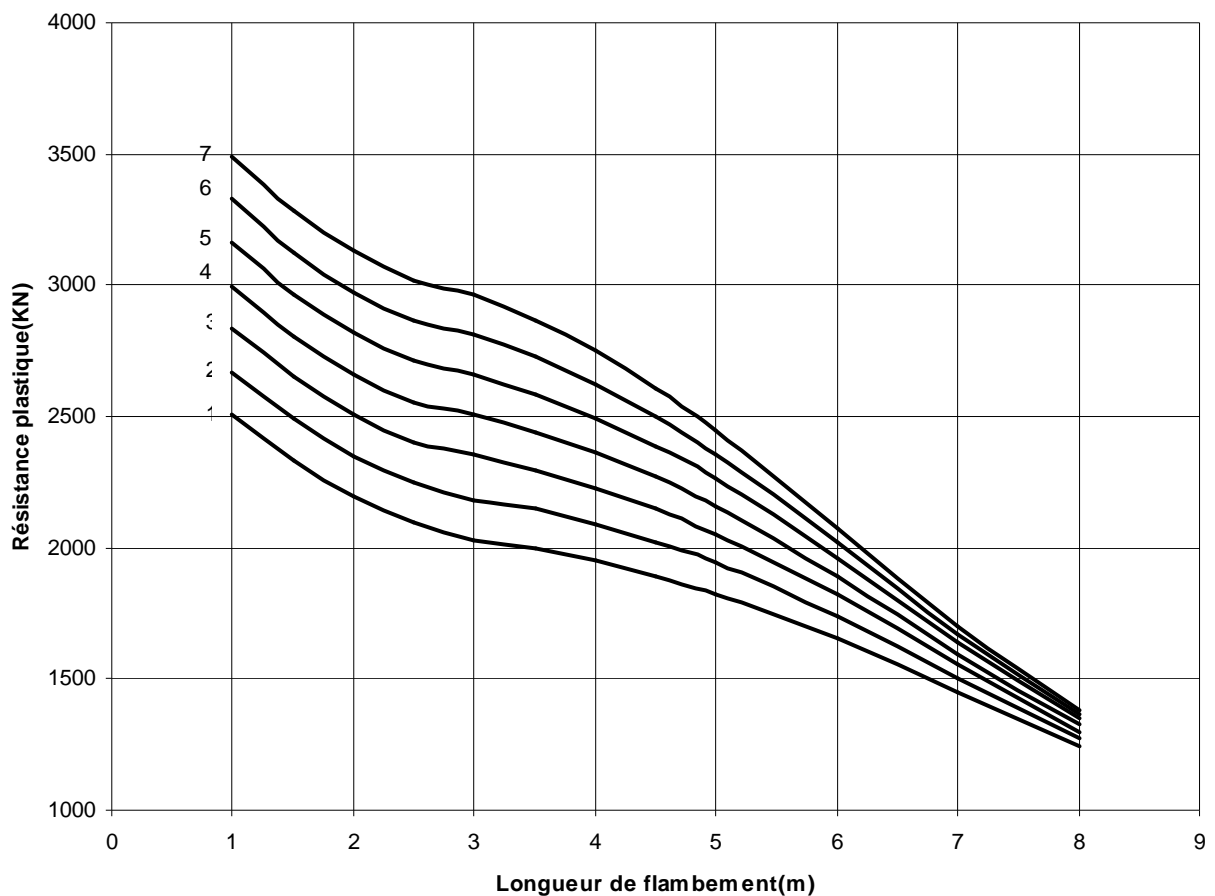
$A_s=4 \phi 16$

**Courbe :** Classe de résistance du béton :

- 1 C20/25
- 2 C25/30
- 3 C30/37
- 4 C35/45
- 5 C40/50
- 6 C45/50
- 7 C50/60



**Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires**



**ABAQUE N° 16**

**Dimensions de la section :**

**d=273mm**

**t=5,6 mm**

**Nuance d'acier :S275**

**fy=275MPa**

**Ea=210000MPa**

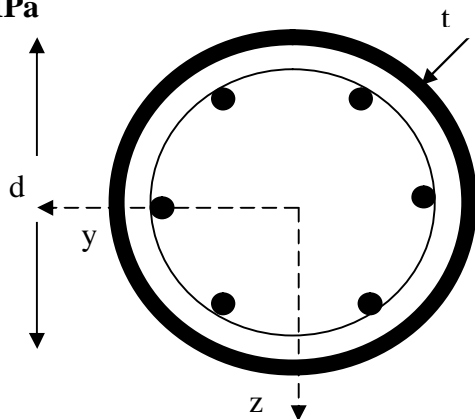
**Acier d'armature:**

**fsk=400MPa**

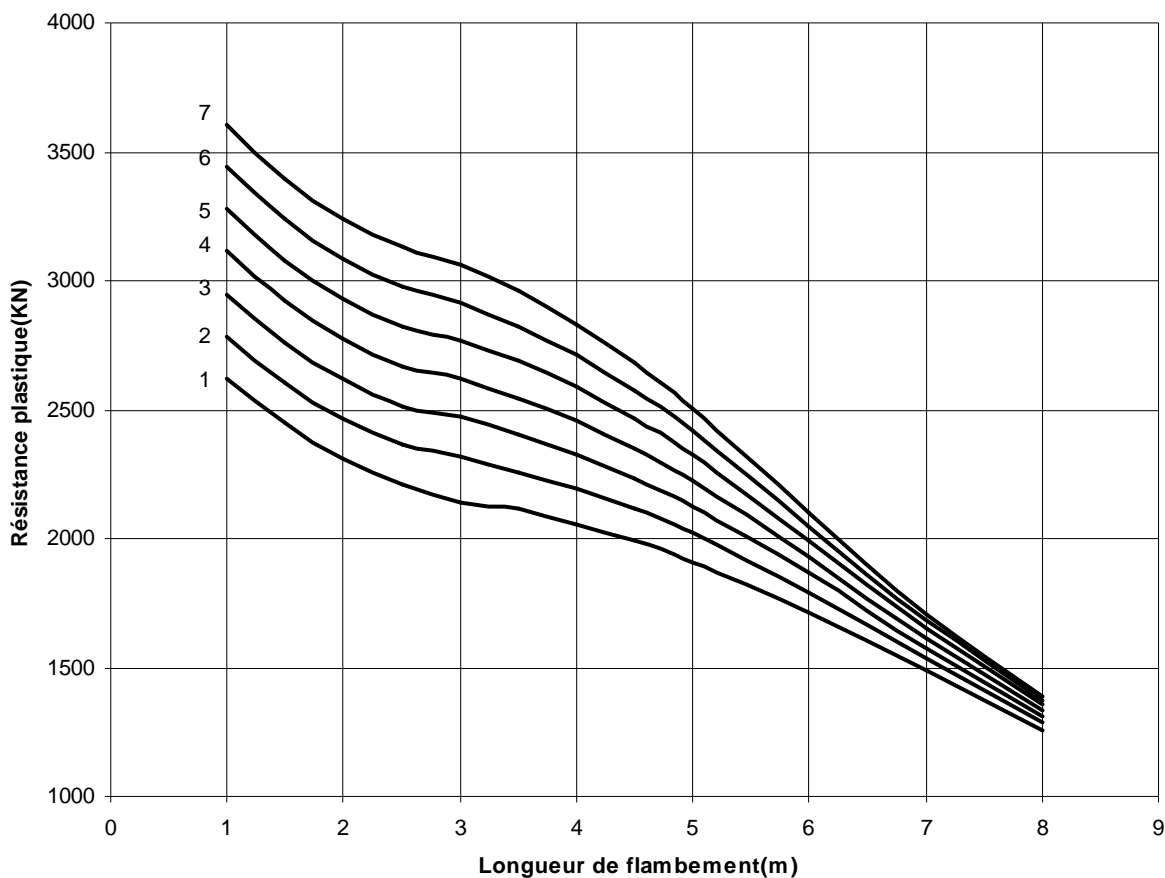
**As=6φ 16**

**Courbe : Classe de résistance du béton :**

- 1 C20/25**
- 2 C25/30**
- 3 C30/37**
- 4 C35/45**
- 5 C40/50**
- 6 C45/50**
- 7 C50/60**



**Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires**



**ABAQUE N° 17**



**Dimensions de la section :**

**d=273mm**

**t=5,6 mm**

**Nuance d'acier :S275**

**fy=275MPa**

**Ea=210000MPa**

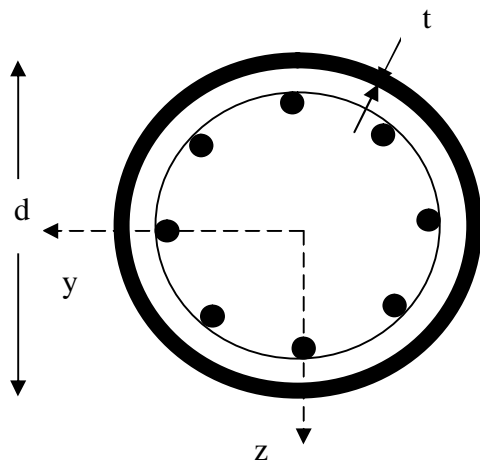
**Acier d'armature:**

**fsk=400MPa**

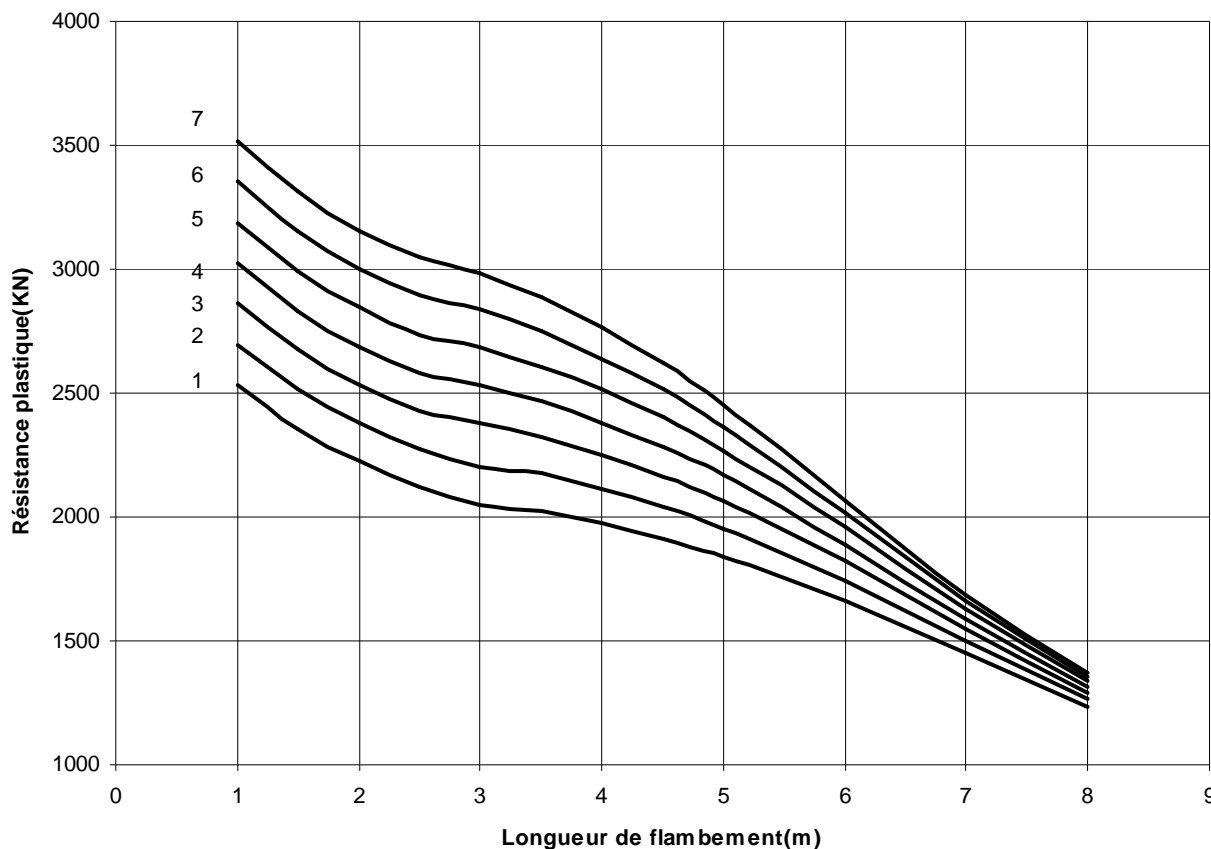
**As=8φ 12**

**Courbe : Classe de résistance du béton :**

1	C20/25
2	C25/30
3	C30/37
4	C35/45
5	C40/50
6	C45/50
7	C50/60



**Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires**



**ABAQUE N° 18**

Classe de béton : C40/50

$f_{ck}=40\text{MPa}$

$E_{cm}= 35000\text{MPa}$

Nuance d'acier :S275

$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Acier d'armature:

$f_{sk}=400\text{MPa}$

$A_s= 4\phi 16$

Longueur du flambement :

$L=3\text{m}$

Courbe : Section :d.t

1 193,7.4,5

2 168,3.4

3 159.4

4 152,4.4

5 139,7.4

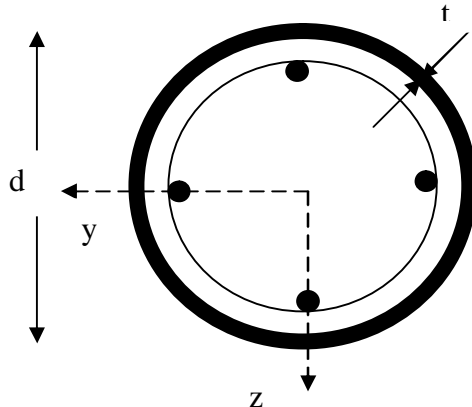
6 133.4

7 127.4

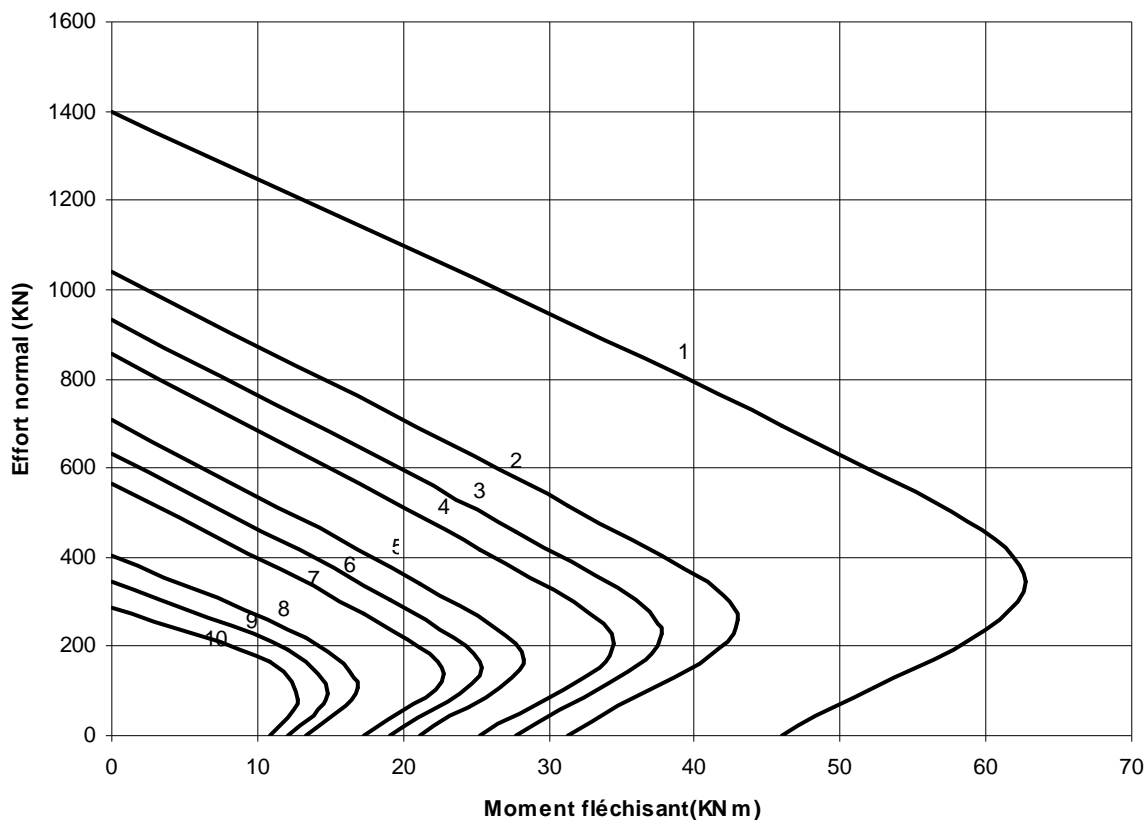
8 114,3.3,6

9 108.3,6

10 101,6.3,6



Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires



ABAQUE N° 19

Classe de béton : C30/37

$f_{ck}=30\text{MPa}$

$E_{cm}= 32000\text{MPa}$

Nuance d'acier :S275

$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Acier d'armature:

$f_{sk}=400\text{MPa}$

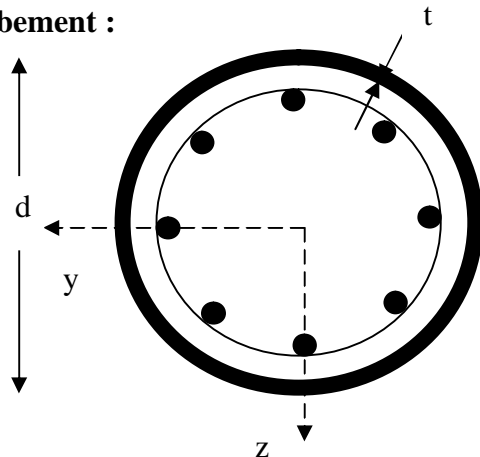
$A_s= 8\phi 10$

Longueur du flambement :

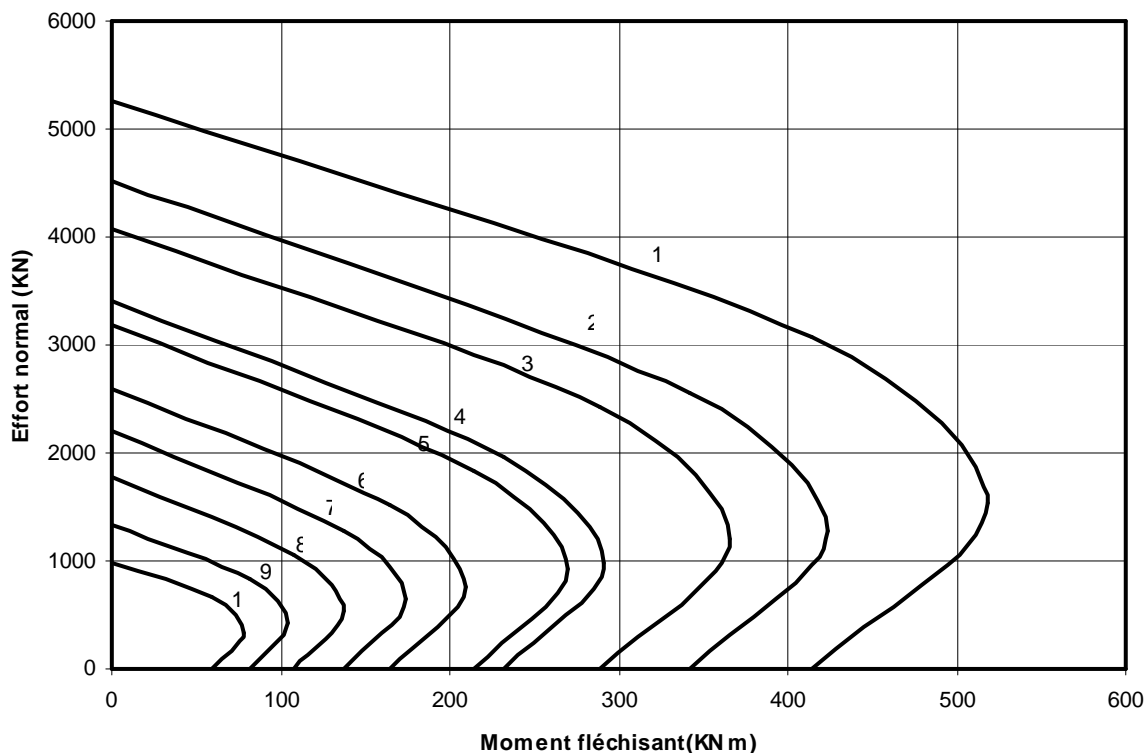
$L=6\text{m}$

Courbe :

Courbe :	Section :d.t
1	457,2.7.1
2	419.7,1
3	406,4.6,3
4	368.6,3
5	355,6.6,3
6	323,9.5,9
7	298,5.5,9
8	273.5,6
9	244.5,4
10	219,1.5



Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires



ABAQUE N° 20

Classe de béton : C30/37

$f_{ck}=30\text{MPa}$

$E_{cm}= 32000\text{MPa}$

Nuance d'acier :S275

$f_y=275\text{MPa}$

$E_a=210000\text{MPa}$

Acier d'armature:

$f_{sk}=400\text{MPa}$

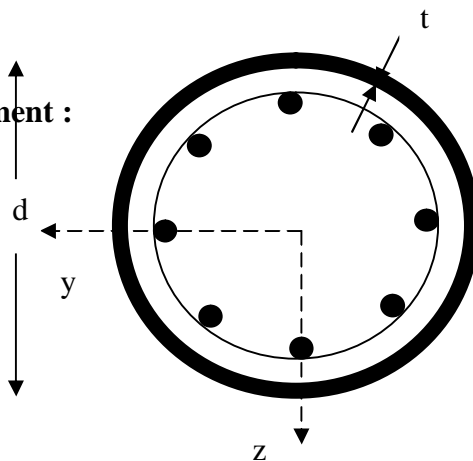
$A_s= 8\phi 10$

Longueur du flambement :

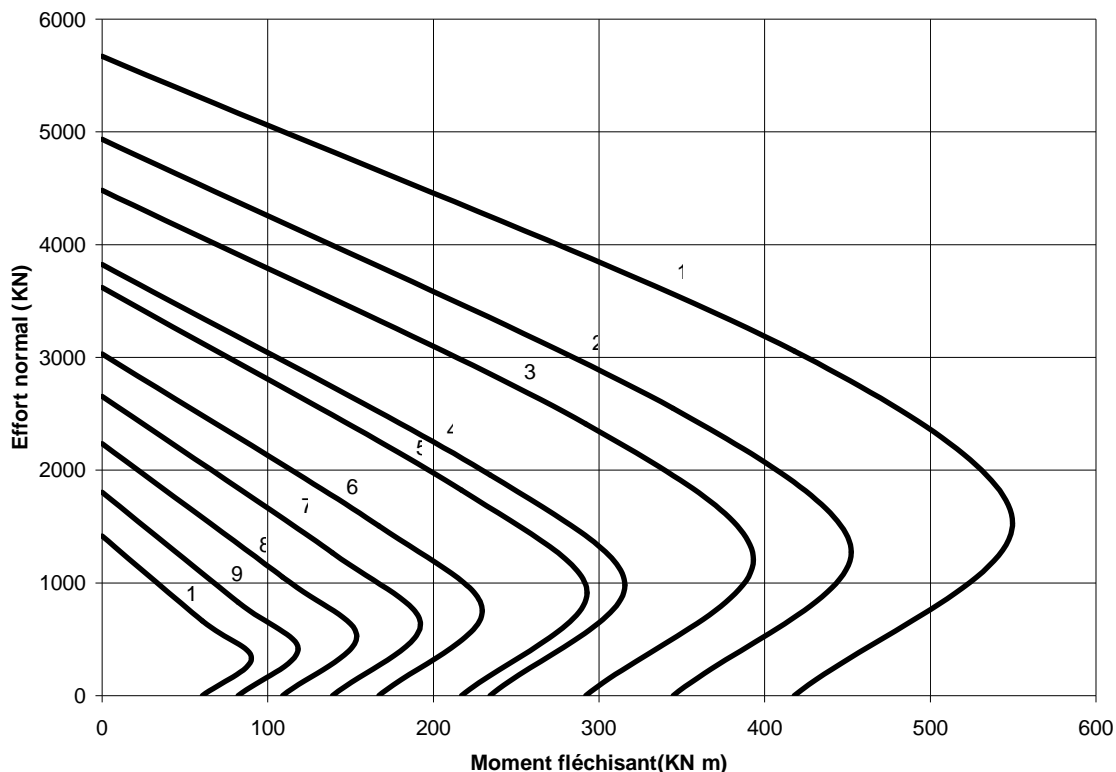
$L=4,5\text{m}$

Courbe :

Courbe :	Section :d.t
1	457,2.7.1
2	419.7,1
3	406,4.6,3
4	368.6,3
5	355,6.6,3
6	323,9.5,9
7	298,5.5,9
8	273.5,6
9	244.5,4
10	219,1.5



Abaque de calcul de la résistance des profils creux circulaires selon l'axe zz



ABAQUE N° 21

**EXEMPLE D'APPLICATION :****METHODE CALCUL D'UN POTEAU CREUX REMPLI DE BÉTON**

-Calcul d'un poteau mixte à profil creux rectangulaire rempli de béton:-

- Profile: 350 x 250 x 8:  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$  (5275),  $Ea = 210000 \text{ N/mm}^2$ ,
- Béton classe C40/50 :  $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_{cm} = 35000 \text{ N/mm}^2$ ,
- Armatures: 80 10 en deux lits de 4 (voir figure-1-),  $f_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ .
- Coefficients partiels de sécurité:  $\gamma_{Ma} = 1,1$ ,  $\gamma_c = 1,5$ ,  $\gamma_s = 1,15$ .

Sollicitations extérieures:  $N_{sd} = 3000 \text{ KN}$ ,

$$M_{sd,y} = 7500 \text{ KN x cm (axe fort)}$$

$$M_{sd,z} = 3000 \text{ KN x cm (axe faible)}.$$

Calcul pour quatre longueurs de flambement:  $L = 3, 4, 5 \text{ et } 6 \text{ m}$ .

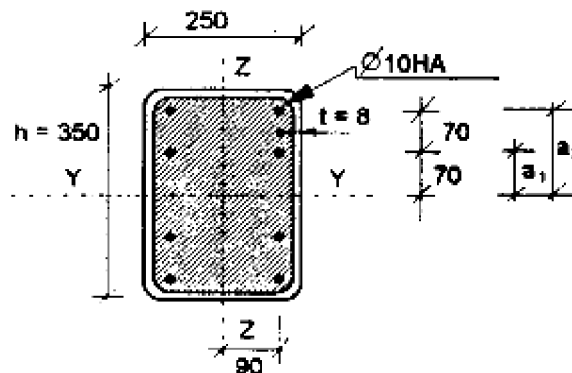


Figure -1- Poteau creux rectangulaire rempli de béton

Vérification au voilement :

$$\frac{h}{t} = 43.75 < 52 \sqrt{\frac{235}{275}} = 48.07$$

**A : Caractéristiques géométriques de la section :**

Aire : Armatures :  $8\Phi 10 \quad A_s = 628.32 \text{ mm}^2$

Béton :  $A_c = (b-2t) \times (h-2t) - A_s = 234 \times 334 - 628.32 = 77528 \text{ mm}^2$

Acier :  $A_a = b \cdot h - A_c - A_s = 250 \times 350 + 628.31 - 77528 = 9344 \text{ mm}^2$

Inertie:

Axe fort YY:

$$\text{Acier: } I_{a,yy} = \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{bc \cdot hc^3}{12} = \frac{250 \cdot 350^3}{12} - \frac{234 \cdot 334^3}{12} = 1,667 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

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

$$\text{Béton : } I_{c,yy} = \frac{b.h^3}{12} - I_{a,yy} - I_{s,yy} = \frac{250.350^3}{12} - 1.667.10^8 - 1.10.10^6 = 7,188.10^8 \text{ mm}^4$$

Axe faible ZZ:

$$\text{Acier: } I_{a,zz} = \frac{h.b^3}{12} - \frac{hc.bc^3}{12} = \frac{350.250^3}{12} - \frac{334.234^3}{12} = 0,991.10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{Armatures : } I_{s,zz} = \Sigma A_s.d_{sy}^2 = \frac{8\pi 10^2}{4}.90^2 = 5,09.10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Béton : } I_{c,zz} = \frac{h.b^3}{12} - I_{a,zz} - I_{s,zz} = \frac{350.250^3}{12} - 0,991.10^8 - 5,09.10^6 = 3,516.10^8 \text{ mm}^4$$

### B : Résistance de la section transversale à la charge axiale :

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

$$= \frac{9344.275}{1.10} + \frac{77528.40}{1.50} + \frac{628.32.400}{1.15} = 4.622.10^6 \text{ N}$$

Coefficient de participation de l'acier :

$$\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl.Rd}$$

$$= (9344.275 / 1.10) / 4,622.10^6 = 0.505$$

$0,2 < \delta < 0,9$ . la méthode simplifiée est applicable.

### C : Rigidité en flexion avec prise en compte éventuelle du fluage :

$$(EI)_{eff.k} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c + E_s I_s$$

avec :  $K_e = 0.8$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \text{ et } \gamma_c = 1,35 \text{ (rigidité)}$$

Axe fort :

$$(EI)_{e,yy} = 210000.1,667.10^8 + 0,8.(35000/1,35).7,188.10^8 + 210000.7,70.10^6$$

$$= 5,153.10^{13} \text{ N.mm}^2$$

Axe faible :

$$(EI)_{e,zz} = 210000.0,991.10^8 + 0,8.(35000/1,35).3,516.10^8 + 210000.5,09.10^6$$

$$= 2,917.10^{13} \text{ N.mm}^2$$

Vérification de l'absence d'influence des charges à long terme suivant la clause 4.8.3.5(2) de l'Eurocode4 :

$$N_{pl.R} = A_a f_y + A_c f_{ck} + A_s f_{sk}$$

$$= \frac{9344.275}{1,0} + \frac{77528.40}{1,0} + \frac{628.321.400}{1,0} = 5.922.10^6 \text{ N}$$

Calcul de l'élanement :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff.k}}{L_{fl}^2}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rk}}{N_{cr}}}$$

$\chi$  est calculé à partir de la courbe de flambement européenne a.

Dans les tableaux ci-dessous on utilise les formules :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \text{ avec } \alpha=0.21 \text{ pour la courbe a}$$

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

Axe fort YY:  $(EI)_{yy} = 5,153 \cdot 10^{13} \text{ N.mm}^2$ .

L(m)	$N_{cr} (\text{N} \times 10^6)$	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\chi}_y$
3	56,509	0,324	0,972
4	31,738	0,431	0,944
5	20,343	0,54	0,911
6	14,127	0,647	0,871

Axe faible ZZ:  $(EI)_{zz} = 2,917 \cdot 10^{13} \text{ N.mm}^2$ .

L(m)	$N_{cr} (\text{N} \times 10^6)$	$\bar{\lambda}_z$	$\bar{\chi}_z$
3	31,988	0,43	0,945
4	17,994	0,574	0,9
5	11,516	0,717	0,84
6	7,9777	0,86	0,759

$$\bar{\lambda}_{lim} = 0,8/(1-\delta) = 0,8/(1-0,505) = 1,616$$

Pour tous les cas on a  $\bar{\lambda} < \bar{\lambda}_{lim}$ . Par conséquent il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'influence des actions à long terme.

**D : Calcul de la résistance au flambement sous charge centrée :**

$$N_{Sd} \leq \chi N_{pl.Rd} \text{ avec : } N_{pl.Rd} = 4,622 \cdot 10^6 \text{ N et } N_{Sd} = 3,50 \cdot 10^6 \text{ N}$$

L(m)	3	4	5	6
$\chi N_{pl.Rd} (10^6 \text{ N})$	4,368	4,16	3,882	3,508

Les poteaux tiennent les charges pour chacun des cas considérés.

## Liste des figures :

Figure 1.1 Exemples De Poteaux Mixtes.....	8
Figure 2.1 Exemples Types De Sections Transversales De Poteaux.....	12
Figure 2.2 Courbe D'interaction $M-N$ (Flexion Mono-Axiale).....	17
Figure 2.3 Répartition Des Contraintes Correspondant A La Courbe D'interaction .....	19
Figure 2.4 Résistance Du Poteau Sous Compression Axiale Et Flexion Uni-Axiale.....	21
Figure 2.5 Résistance Du Poteau Sous Compression Et Flexion Bi-Axiale.....	23
Figure 3.1 : Modes De Ruptures Des Spécimens Des Poteaux Mixtes De Section Carré Et Circulaire .....	34
Figure 3.2 : Modes De Rupture Des Poteaux Mixtes Tubulaires Remplis De Béton .....	35
Figure 3.3 : Modes De Voilement Local Des Parois De (A)Section Métallique, (B) Section Mixte.....	35
Figure 3.4 : Types De Poteaux Mixtes Avec Raidisseurs Longitudinaux.....	39
Figure 3.5 Détail Des Poteaux Mixtes De Section A Barres Croisées .....	40
Figure 3.6 Section Droite Des Poteaux Mixtes En Double Peaux.....	41
Figure 3.7 : Sections Droites Des Poteaux Métalliques En I, Ou En H Enrobés De Béton ..	41
Figure 4.1: Courbes De Flambement Des Poteaux .....	45
Figure 4.2 : Courbes Contraintes Déformations D'un Béton Confiné Et Non Confiné .....	50
Figure 4.3 :Béton Efficacement Confiné Pour Les Poteaux En Béton Armé Par Convention Et Poteaux Mixtes Remplis De Béton .....	50
Figure 4.4 Distribution De La Pression Latérale De Confinement (A) Dans La Section Circulaire Et (B) Dans La Section Rectangulaire .....	52
Figure 4.5 : Effets De Liaison Dus (A) A La Courbure Et (B) Aux Variations De La Forme Du Tube En Acier (C) Micro-Interlocking Dû Aux Irrégularités Extérieures .....	54
Figure 4.6 : Charge Appliquée (A) A La Section Entière, (B) A La Section Béton, Et (C) A La Section Acier.....	55
Figure 4.7 (A) Mode Typique De Rupture De Cisaillement Dans Le Poteau Circulaire Remplis De Béton Court Et (B) Cisaillement Idéalisé Modèle Plat Pour Prévoir La Charge Résiduelle Dans Le Noyau Béton .....	55
Figure 4.8: Courbe Contrainte-Déformation Des Aciers.....	56
Figure 4.9 : Mécanisme De Transfert De Cisaillement .....	57
Figure 4.10 : Transfert De Cisaillement Entre Le Tube En Acier Et Le Noyau Béton .....	59
Figure 5-1 : Sections Creuses Carrées Et Rectangulaires Remplies De Béton .....	65
Figure 5-2: Confrontation Des Résultats Numériques Avec Les Résultats De Khandakar M,Et Anwar H .....	69
Figure 5-3: Effet De L'élançement	69
Figure 5-4: Confrontation Des Resultants Numérique du Programme Avec Les Resultants De Dalin Liu.....	71
Figure 5-5 : Comparaison Avec Le Code As4100.....	73
Figure 5-6: Comparaison Entre Les Essais, Le Code Britannique Bs, Et L'EC4.....	74
Figure 5.7 : L'effort Normal Critique.....	76
Figure 5.8 : L'effet De La Section Transversale Du Poteau.....	77
Figure 5.9 : L'effet Des Armatures Longitudinales .....	79
Figure 5.10 : L'effet De La Nuance D'acier De Construction .....	80
Figure 5.11 : L'effet De La Classe De Résistance Du Béton.....	82



Figure 5.12 : L'effet La Nuance Des Aciers D'armatures.....	83.
Figure 5.13 : L'effet De La Quantité D'armature Pour Un Poteau Mixte De Section Carré.....	84
Figure 5.14 : L'effet De La Quantité D'armature Pour Un Poteau Mixte De Section Rectangulaire.....	85
Figure 5.15 : L'effet Du Diamètre Du Tube.....	87
Figure 5-16 : L'effet De L'épaisseur Du Tube En Acier.....	88
Figure 5-17 : L'effet De La Quantité D'armatures Longitudinales.....	89
Figure 5-18 : L'effet De La Nuance D'acier De Construction .....	91
Figure 5-19 : L'effet De La Classe De Résistance Du Béton.....	92
Figure 5-20 : L'effet De La Nuance D'acier D'armature.....	94
Figure 5-21 : L'effet De La Quantité D'armature Longitudinale .....	95
Figure 5-22 : L'effet De L'excentricité .....	97
Figure 5-23 : Variation De $\nu_1$ , et $\nu_2$ En Fonction De La Longueur Du Flambement Des Poteaux .....	98
Figure 5-24 : Courbe D'interaction M-N D'une Section Rectangulaire.....	99
Figure 5-25 : Influence Des Armatures Sur La Courbe D'interaction M-N.....	100
Figure 5-26 : Influence De La Nuance D'acier De Construction.....	101
Figure 5-27 : Influence Des Armatures Longitudinales, Et De La Nuance D'acier.....	103
Figure 5-28 : Influence De La Longueur Du Poteau Mixte.....	104
Figure 5-29 : Courbe D'interaction D'une Section .....	105
Figure 5-30 : Influence de la longueur du poteau.....	106
Figure 5-31 : Influence Des Armatures Longitudinales.....	107
Figure 5-32 : Résistance Des Différents Types De Poteaux.....	108
Figure 5-33 : Résistance Des Différents Types De Poteaux.....	109
Figure 5-34 : Mode D'emploi Des Abaques.....	112

## Liste des tableaux :

Tableau 2.1. Courbes De Flambement Et Imperfections.....	16
Tableau 5-1: Facteurs D'imperfection .....	62
Tableau 5-2 : Classes De Résistance Du Béton.....	63
Tableau 5-3 : Valeurs Nominales De Limite Elastique $f_y$ , et de $f_u$ Pour L'acier De Construction.....	64
Tableau 5-5 : Caractéristiques Mécaniques Et Géométriques Des Poteaux .....	68
Tableau 5-6 : Caractéristiques Géométriques Et Mécaniques Des Sections Droites Des Poteaux Testés Par Khandakar M, Et Anwar H, Et Calculés .....	68
Tableau 5-7 : Caractéristiques Mécaniques Et Géométriques Des Poteaux .....	70
Tableau 5-8 : Caractéristiques Géométriques Et Mécaniques Des Sections Des Spécimens De Poteaux Testés Par Dalin L Et Calculés.....	70
Tableau 5-9: Caractéristiques Mécaniques Et Géométriques Des Poteaux .....	72
Tableau 5-10 : Comparaison Des Résultats Des Travaux De Zhong T, Lin Hai.H, Zhi Bin.W Et Celles Calculés Par AS 4100,Et L'EC4 .....	72
Tableau 5-11 : Caractéristiques Mécaniques Et Géométriques Des Poteaux .....	73
Tableau 5-12 : Comparaison Des Résultats Des Travaux De M.Mouli, Et H. Khelafi Et Celles Calculés Par Le BS ,Et L'EC4.....	73
Tableau 5-9: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Critique.....	75
Tableau 5-10: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction Des Dimensions De La Section Du Poteau.....	77
Tableau 5-11: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Quantité Des Armatures Longitudinales.....	78
Tableau 5-12: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Nuance D'acier De Construction .....	80
Tableau 5-13: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Classe De Résistance Du Béton .....	81
Tableau 5-14: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Nuance D'acier Des Armatures.....	83
Tableau 5-15: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction Des Dimensions D'un Poteau Carré .....	84
Tableau 5-16: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction Des Dimensions De La Section Droite D'un Poteau Rectangulaire .....	85
Tableau 5-17: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction Des Dimensions De La Section Droite D'un Poteau Circulaire.....	86
Tableau 5-18: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De L'épaisseur Du Tube En Acier.....	87
Tableau 5-19: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Quantité Des Armatures Longitudinale D'un Poteau Circulaire .....	89
Tableau 5-20: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Nuance D'acier De Construction D'un Poteau Circulaire .....	90
Tableau 5-21: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Classe De Résistance Du Béton D'un Poteau De Section Circulaire .....	92
Tableau 5-22: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Nuance Des Aciers D'armature D'un Poteau Circulaire .....	93
Tableau 5-23: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De La Quantité Des Armatures D'un Poteau Circulaire.....	95

Tableau 5-24: Valeurs De Calcul De L'effort Normal Plastique En Fonction De L'excentricité Et Le Rapport L/d.....	96
Tableau 5-25: Valeurs De Calcul De $\nu_1$ , et $\nu_2$ En Fonction De La Longueur De Flambement.....	97
Tableau 5-26: Valeurs De Calcul Des Points De La Courbe D'interaction En Fonction De As.....	99
Tableau 5-27: Valeurs De Calcul Des Points De La Courbe D'interaction En Fonction De As.....	100
Tableau 5-28: Valeurs De Calcul Des Points De La Courbe D'interaction En Fonction De La Nuance D'acier De Construction.....	101
Tableau 5-29: Valeurs De Calcul Des Points De La Courbe D'interaction En Fonction De La Quantité D'armature Et De La Nuance D'acier De Construction.....	102
Tableau 5-30: Valeurs De Calcul Des Points De La Courbe D'interaction En Fonction De La Longueur De Flambement Du Poteau.....	104
Tableau 5-31: Valeurs De Calcul Des Points De La Courbe D'interaction.....	105
Tableau 5-32 : Valeurs de calcul des points de la courbe d'interaction en fonction de la longueur d'un poteau circulaire.....	106
Tableau 5-33: Valeurs De Calcul Des Points De La Courbe D'interaction En Fonction De La Quantité As Un Poteau Circulaire.....	107
Tableau 5-34: Valeurs De Calcul Des Résistance De Différents Types De Poteau.....	108.
Tableau 5-35: Valeurs De Calcul Des Résistance De Différents Types De Poteau.....	109

## **Références bibliographiques :**

- [1] **Y.C.Wang** “Tests on slender composite columns”.  
*Journal of Constructional Steel Research* 49 (1999) 25–41
- [2] **Ever.J.Barbero** “Prediction of buckling mode interaction in composite columns”.  
*ACI Journal* December 10, 1999
- [3] **N.E.Shanmugan, B.Lakshmi** “State of art report on steel – concrete composite columns”.  
*Journal of Constructional Steel. Research* 57 (2001) 1041–1080
- [4] **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
- [5] **Kefeng.T, John.M.N, Xincheng.P.** “Mechanical properties of high strength concrete filled steel tubular columns; Part1: Centrally loaded”.  
*ACI Journal* 22 April 2003
- [6] **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
- [7] **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
- [8] **Dalin Liu** “Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns”.  
*Journal of Constructional Steel. Research* 61 (2005) 902–911
- [9] **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*
- [10] **Khandaker M, Anwra Hossain** “Axial load behaviour of thin walled composite columns”.  
*Composites: part B* 34 (2003)715-725
- [11] **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).*

[12] **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

[13] **Eurocode 4** –*conception et dimensionnement des structures mixtes acier –béton.*

*Partie 1-1: règles générales et règle pour les bâtiments*

[14] **Mohanad Mursi, Brian Uy** “Strength of slender concrete filled high strength steel box columns”.

*Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004) 1825–1848

[15] **Richard Maranda** “Analyse par éléments finis de poteaux mixtes avec section d’acier en I de classe 4”.

*Mémoire présentée en vue de l’obtention du diplôme de maîtrise des sciences appliquées (génie civil) décembre 1998. Département des génies civil, géologique, et des mines, Ecole polytechnique de MONTRÉAL.*

[16] **Mathias Johansson** “Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel-Concrete Columns”.

*Steel and Composite Structures.*

[17] **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.*

[

**18] Johansson M. and Gylltoft K** “Structural Behaviour of Slender Circular Steel-Concrete Composite Columns under Various Means of Load Application”.

*Steel and Composite Structures, Vol. 1, No. 4, December 2001, Techno-Press, 393-410.*

[19] **Johansson M. and Åkesson M** “Finite Element Study of Concrete-Filled Steel Tubes Using a New Confinement-Sensitive Concrete Compression Model”.

*Nordic Concrete Research, Publication No. 27, 2/2001, Oslo, January 2002, 43-62.*

[20] **Johansson M** “The Efficiency of Passive Confinement in CFT Columns”.

*Steel and Composite Structures, Vol. 2, No. 5, October 2002, Techno-Press, 379-396.*

[21] **Johansson M** “Composite Action in Connection Regions of Concrete-Filled Steel Tube Columns”.

*THESIS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY*

*Department of Structural Engineering, Concrete Structures,  
CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, Göteborg, Sweden  
2002*

**[22] Mathias Johansson** “Structural Behaviour of Circular Steel-Concrete Composite Columns. Non-linear finite element analyses and experiments”.

*THESIS FOR DEGREE OF LICENTIATE OF ENGINEERING  
Division of Concrete Structures, Department of Structural  
Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden  
2000*

**[23] Stephen P. Schneider & Yousef M. Alostaz** “Experimental Behaviour of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes”.

*J. Construct. Steel Res. Vol. 45, No. 3, pp. 321–352, 1998*

**[24] 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) 424–433*

**[25] 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*

**[26] Ehab Ellobody, Ben Young, Dennis Lam** “Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns”.

*Journal of Constructional Steel Research 62 (2006) 706–715*

**[27] A.A. Marinopoulou, V.D. Balopoulos, C.N. Kalfas** “Simulation of partially encased composite steel-concrete columns with steel columns”.

*Journal of Constructional Steel Research (2006),  
doi:10.1016/j.jcsr.2006.11.003*

**[28] De-Xin Xiong, Xiao-Xiong Zha** “A numerical investigation on the behaviour of concrete-filled steel tubular columns under initial stresses”.

*Journal of Constructional Steel Research 63 (2007) 599–611*

**[29] L.-H. Han, Y.-F. Yang** “Analysis of thin-walled steel RHS columns filled with concrete under long-term sustained loads”.

*Thin-Walled Structures 41 (2003) 849–870*

**[30] Ehab Ellobody, Ben Young** “Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns”.

*Thin-Walled Structures 44 (2006) 919–930*

**[31] Qing Quan Liang, Brian Uy, J.Y. Richard Liew** “Nonlinear analysis of concrete-filled thin-walled steel box columns with local buckling effects”.

*Journal of Constructional Steel Research* 62 (2006) 581–591

**[32] Ronald. L, Richard. W** “Buckling Behaviour of a Composite Beam Column”.

*July 26, 1973.AIAA JOURNAL VOL. 12, NO. 6*

**[33] Belounis R, Mimoune M** “La Performance Des Poteaux En Acier Tubulaires Remplis De Béton Sous Chargement Axial” .

*Séminaire national de génie civil .20-21Novembre 2007*

**[34] Belounis R, Mimoune M** “ Résistance Des Poteaux Mixtes Acier-Béton De Section Rectangulaire (Rectangular Composite Columns) Sous Chargement Axial.” .

*2<sup>ème</sup> Congrès national de génie mécanique .08-09Avril 2008*

## **Abstract:**

The composite columns composed of steel tubes filled with concrete became increasingly popular in structural applications around the world. This type of columns can offer many advantages.

Moreover, today the possibility of producing concretes with higher compressive strengths allows the design of the thinner column section, which allows a surface on the ground more usable, then, it is necessary to improve current knowledge of the mechanical behaviour of the columns for a more effective use. The principal matters of interest were to study: effectiveness of the steel tube by confining the core concrete, and of various means of application of load to the column. To carry out this, lot of the experiments and the analyses of finite element were employed in association. The composite columns are subjected primarily to compressive forces, and at the bending moments Their behaviour is very complex because of the contribution of two materials: steel, and concrete.

The objective of this work is to determine the resistance of the composite columns filled with concrete subjected to the various axial stresses, and to determine its bearing capacity.

The study was limited to the composite columns of rectangular, square, and circular hollow section filled with concrete, while being based on the effect of several factors such as: the twinge of the column, the thickness of the walls, the confinement of the concrete, and the resistance of the cross section under loading.

The computation results were obtained by a numerical calculation fairly the software of programming FOTRAN

Key words: composite columns, ductility, rigidity, twinge, confinement, tube.



## الملخص:

الأعمدة المختلطة المكونة من أنابيب الصلب الممتلئة بالخرسانة أصبح بشكل متزايد مشهور في الطلبات البنائية حول العالم . نوع الأعمدة هذا يمكن أن يعرض ميزات كثيرة ، علاوة على ذلك، اليوم إمكانية صنع الخرسانات بالقوات الضاغطة العالية تسمح بتصميم العمود الرفيع التي يسمح بسطح على الأرض أكثر استعماليه ثم، إنه ضروري أن تحسن المعرفة الحالية للسلوك الميكانيكي للأعمدة لاستعمال أكثر فعالية .

المسائل الرئيسية للفائدة توجب دراسة:

- فاعلية أنبوب الصلب بحصر الخرسانة الرئيسية،

-و مختلف وسائل تطبيق الحمولة على العمود.

لتنفيذ هذا، استعملت مجموعة تجارب و تحليلات بالعناصر الصغيرة

للأعمدة.

الأعمدة المركبة تُعرض أصلاً إلى القوات الضاغطة، و عزم الانحناء.

سلوكهم معقد جداً بسبب مساهمة مادتي الصلب، و الخرسانة.

هدف هذا العمل هو تقرير أن مقاومة الأعمدة المركبة الممتلئة

بالخرسانة المخضعة إلى التوترات المحورية المختلفة، و لتحديد مقاومة

تحميلها. الدراسة كانت محددة على الأعمدة المركبة بأشكال ، مستطيلة،

مربعة، ودائرية الممتلئة بالخرسانة، مع التركيز على عدة عوامل منها امتداد

العمود، الجدران، حبس الخرسانة، و مقاومة المقطع العرضي تحت

الحمولة.

نتائج الحساب دُ صِلتْ بد ساب رقميّ باس أعمال برنامج ف ورتران 90

للبرمجة.

الكلمات الرئيسية: الأعمدة المركبة، المرونة، الصلابة، الامتداد، الحبس، الأنبوب

## Résumé :

Les poteaux mixtes composés de tubes en acier remplis de béton sont devenus de plus en plus populaires dans des applications structurales autour du monde. Ce type de poteau peut offrir beaucoup d'avantages.

En outre, aujourd'hui la possibilité de produire des bétons avec des résistances à la compression plus élevées permet la conception des poteaux plus minces, qui permet une surface au sol plus utilisable. Alors, il faut améliorer les connaissances actuelles du comportement mécanique des poteaux pour une utilisation plus efficace. Les matières principales d'intérêt devaient étudier: l'efficacité du tube en acier en confinant le noyau béton, et de divers moyens d'application de charge au poteau. Pour réaliser ceci, des expériences et les analyses d'élément finies ont été employées en association. Les poteaux mixtes sont soumis essentiellement aux forces de compression, et aux moments de flexion. Leur comportement est très complexe à cause de la contribution des deux matériaux : l'acier, et le béton.

L'objectif de ce travail est de déterminer la résistance des poteaux mixtes tubulaire remplis de béton soumis aux différentes sollicitations axiales, et de déterminer sa capacité portante.

L'étude a été limitée aux poteaux mixtes de section creuse rectangulaire, carrée, et circulaire remplie de béton, en se basant sur l'effet de plusieurs facteurs tels que : l'élancement du poteaux, l'épaisseur des parois, le confinement du béton, et la résistance de la section transversale sous chargement.

Les résultats de calcul ont été obtenus par un calcul numérique moyennement le logiciel de programmation FOTRAN

Mots clés : poteaux mixtes, ductilité, rigidité, élancement, confinement, tube.