

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Département de génie civil

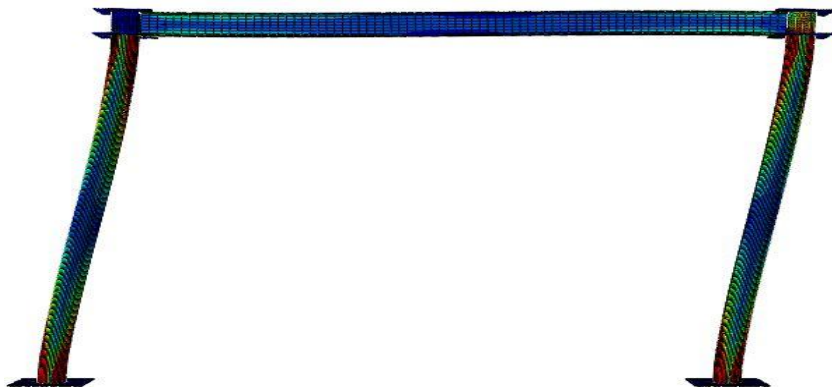
Projet de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master Académique

Option : constructions métalliques

THEME :

**Influence du béton dans un poteau
tubulaire d'un portique en construction
métallique : Conception et Analyse**



Proposé et dirigé par :

M^r. BOUAFIA Youcef

Présenté par :

M^r. HAMDI Said

Année: 2014-2015

REMERCEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude à Monsieur : BOUAFIA Youcef professeur à l'Université Mouloud MAMMERRI- Tizi-Ouzou, mon promoteur, pour m'avoir guidé tout au long de ce travail. Je le remercie vivement de sa disponibilité, pour ses conseils, avisés et son aide pour la concrétisation de ce mémoire.

Je tiens à remercier Monsieur Dahmani LAHLOU, professeur à l'Université Mouloud MAMMERRI- Tizi-Ouzou et responsable de la formation « constructions métalliques » pour son soutien et ses encouragements.

J'exprime mes sincères remerciements aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Mes remerciements ne se seraient pas complets si je ne citais pas toutes les personnes qui m'ont aidé à la réalisation de ce travail sur tout BOOBA et FARID de H28 et toute la promotion constructions métalliques.

Sans oublier mes amis de HESNAOUA : DAHMANE, AZZEDINE, OUSSAMA, MOURAD, YOUNES, AHMED et SaRaH et les autres se reconnaîtront.

Enfin, je tiens à remercier mes parents, ma famille, mes proches pour leurs encouragements et leur soutien dans tous les instants.

MERCI

Table des matières

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Remerciements | i |
| Résumé | ii |
| | |
| Introduction : Introduction générale | 1 |
| | |
| Chapitre 1 | |
| Généralités sur les constructions mixtes acier-béton | |
| Introduction..... | 6 |
| 1 élément des structures mixtes acier-béton | 6 |
| 1.1 poteaux mixtes acier-béton | 6 |
| 1.1.1 avantage des poteaux mixtes | 7 |
| 1.1.2 méthode de calcul | 7 |
| 1.1.3 hypothèses de calcul | 7 |
| 1.2 dalles mixtes acier-béton | 7 |
| 1.3 poutres mixtes acier-béton | 8 |
| 1.3.1 avantage des poutres mixtes | 9 |
| 1.3.2 comportements d'une poutre mixte | 9 |
| 2 caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction mixte acier-béton | 10 |
| 2.1 tôles profilées | 10 |
| 2.2 Béton..... | 11 |
| 2.3 acier de construction | 12 |
| 2.4 acier d'armature | 13 |
| 3 Assemblages | 13 |
| 3.1 définition d'un assemblage | 13 |
| 3.2 différents types d'assemblages | 14 |
| 3.3 Modes d'assemblages | 14 |
| 3.3.1 le rivetage | 14 |
| 3.3.2 le boulonnage | 15 |
| 3.3.3 le soudage | 19 |

| | |
|-----------------------------------------------------------|----|
| 4 fonctionnements des assemblages | |
| 4.1 caractérisation du comportement des assemblages | 22 |
| 5 classifications des assemblages métalliques | 24 |
| 5.1 classifications en rigidité | 24 |
| 5.2 classification par la résistance | 25 |
| 5.3 classification par capacité de rotation | 26 |
| Conclusion..... | 26 |

Chapitre 2

Hypothèses de calcul

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1 but de travail | 28 |
| 2 matériaux utilisés dans un élément mixte..... | 28 |
| 3 comportements des matériaux utilisés dans un élément mixte | 28 |
| 3.1 tube en acier..... | 28 |
| 3.1.1 performances et comportements des aciers de construction | 29 |
| 3.2 comportements mécaniques du béton..... | 31 |
| 3.2.1 Comportements en compression..... | 31 |
| 3.2.2 comportements en traction | 34 |
| 3.2.3 comportement cyclique traction-compression..... | 36 |
| 3.3 comportements du béton confiné | 37 |
| 3.3.1 confinement | 37 |
| 3.3.2 effet du béton sur l'acier | 39 |
| 3.3.3 interaction entre le noyau béton et le tube en acier | 40 |
| 3.4 implication de l'application de la charge pour le comportement mécanique | 41 |
| 3.5 résistance résiduelle en cas de rupture par cisaillement plane | 42 |
| 3.5.1 adhérence et contact d'interface | 43 |
| 3.6 résistance au cisaillement | 44 |
| 4 analyses de comportements mécaniques des poteaux tubulaires remplis du béton..... | 45 |
| 4.1 comportements de l'acier | 45 |
| 4.1.1 Flambement du poteau | 45 |
| 4.1.2 équations de calcul de flambement | 47 |
| 4.1.3 voilement des sections minces | 48 |
| 5 simulations de l'influence de confinement jusqu'à fracture sur la raideur de cisaillement renforcée ou béton précontrainte | 50 |
| 5.1 hypothèses générales | 51 |
| 5.1.1 lois constitutives de matières..... | 52 |
| 5.1.2 équilibre de la section | 53 |
| 5.1.3 équations de comptabilité | 53 |
| 5.1.4 résultats et interprétations | 53 |
| Conclusion..... | 55 |

Chapitre 3

Méthodes numériques de la résolution des systèmes non linéaire

| | |
|------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1 les méthodes de résolutions incrémentales des problèmes non linéaire | 56 |
| 1.1 méthode purement incrémentale..... | 56 |
| 1.2 méthodes incrémentale itératives | 56 |
| 1.3 méthodes des contraintes initiales | 58 |
| 2 prédiction – correction pour la résolution des systèmes non linéaire | 59 |
| 2.1 équations fondamentales | 59 |
| 2.2 prédiction élastique linéaire | 60 |
| 2.3 correction de l'équilibre | 60 |
| 3 procédures de résolution de newton-RAPHSON | 61 |
| 4 critères de convergence | 64 |

Chapitre 4

Etapes de calcul

| | |
|--------------------------------------------------------------|----|
| 1 présentation de logiciel ABAQUS 6.12 | 66 |
| 2 définitions du modèle à simuler | 67 |
| 2.1 le modèle mécanique | 67 |
| 3 modélisation et données | 68 |
| 3.1 structure | 68 |
| 3.2 création de fichier .INP avec le préprocesseur CAE | 68 |
| 3.3 la géométrie du portique | 69 |
| 3.3.1 module PARTS | 69 |
| 3.3.2 module MATERIELS | 72 |
| 3.3.3 création d'un assemblage | 75 |
| 3.3.4 définitions du STEPS | 76 |
| 3.3.5 définitions du contact acier béton | 77 |
| 3.3.6 définitions des conditions aux limites | 77 |
| 3.3.7 définition du maillage | 78 |
| 3.3.8 définition du JOB | 79 |
| 3.3.9 visualisation des résultats d'analyse | 80 |

Chapitre 5

Résultats et interprétations

| | |
|------------------------------------------------------------|----|
| 1 présentation des résultats | 82 |
| Partiel : portique avec poteaux tubulaire remplis du béton | |
| 1.1 propagation d'efforts dans le portique | 82 |
| 1.2 propagation des déplacements | 84 |
| 1.3 propagation des contraintes | 86 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------|------------|
| 1.4 propagation de la déformation plastique | 88 |
| Partie 2 : portique avec poteaux tubulaire sans remplissage en béton | 91 |
| 2.1 propagation d'effort dans le portique | 91 |
| 2.2 propagation des déplacements | 92 |
| 2.3 propagation des contraintes | 94 |
| 2.4 propagation de la déformation plastique | 96 |
| 2.5 contrainte de cisaillement pour les deux modèles | 98 |
| Partie 3 : étude comparative entre les deux modèles | |
| 3.1 vérification des énergies pour les deux modèles | 100 |
| 3.2 présentation des résultats dans le repère local | |
| 3.2.1 courbes efforts-déplacements pour les deux modèles..... | 100 |
| 3.2.2 courbes contraintes-déformations pour les deux modèles..... | 102 |
| 3.3 étude de l'IPE | 105 |
| | |
| Conclusion générale et perspectives..... | 107 |
| Annexe | 109 |
| Liste des figures | |
| Liste des tableaux | |
| Bibliographie | |

Introduction :

Positionnement du problème

Introduction

Introduction

Dès que la production et la mise en œuvre du béton furent maîtrisées vers le milieu du XIX siècle, les ingénieurs et constructeurs ont rapidement associé les deux nouveaux matériaux de l'époque - l'acier et le béton - pour obtenir des constructions performantes et donner lieu à des nouvelles formes bâties. Le résultat fut un bouleversement radical de l'architecture et de l'ingénierie, particulièrement bien illustré par le mouvement moderne du siècle passé. Comme on peut souvent l'observer lors de l'avènement d'une nouvelle technique ou technologie, de nombreuses expérimentations et une créativité remarquable virent naître quasi simultanément les deux grandes familles de cette association de matériaux, le béton armé et la construction mixte.

Noyer des profilés métalliques dans une masse de béton fut logiquement le premier réflexe qui permit d'observer un meilleur comportement de l'ensemble par rapport à la simple poutrelle.

La « SLIM-FLOOR » naquit ainsi en 1852 grâce à François COIGNET.

Dans cette introduction, je présente quelques projets réalisés à travers le monde ces dernières années pour lesquels ils ont développé des constructions mixtes particulières. Ces réalisations montrent la formidable capacité d'adaptation de cette technique de construction aux nombreuses exigences et contraintes que l'on peut rencontrer lors de l'élaboration d'un projet.

1931: construction de l'Empire state building à New York: Construction mixte de 380m de hauteur.

1931 : GEORGE Washington Bridge de 1067m de portée par l'ingénieure suisse O.H AMMANN.

1973: construction de World Trade Center a New York, deux bâtiments de 110 étages hauts de 410m chacun.

1974: Construction de Sears TOWER à Chicago : Bâtiment de 109 étages d'une hauteur totale de 442 m.

1981 : Réalisation du Humber bridge à Hull (Grande-Bretagne) : pont suspendu de 1410m de portée centrale.

1998 : AKASHI KAIKYO Bridge au Japon : pont suspendu de 1990 m de portée centrale.

Le système de construction charpente métallique et mixte présente de nombreux avantages.

- La légèreté du système
- La rapidité de construction
- La perméabilité de la structure

Le secteur de la construction au sens large, emploie un acier standardisé et normalisé pour la réalisation d'ouvrages architecturaux et ouvrages d'art. Il est un élément essentiel qui sert pour former le squelette des bâtiments et renforcer les fondations. Il est utilisé pour la tuyauterie, il habille les façades et les toitures. La popularité de l'acier dans la construction

Introduction

résulte de sa polyvalence, sa résistance, sa durabilité, son potentiel esthétique, sa capacité à bien se comporter avec d'autres matériaux. Les recherches récentes menées sur une période de dix ans à l'Institut de recherche en construction (IRC) du CNRC, au moyen d'un grand nombre d'essais, ont montré qu'en remplissant de béton les poteaux d'acier, on augmente leur capacité portante et leur résistance au feu. Dans le même cadre des études réalisées par les chercheurs Algériens ont créé un système de construction en béton blindé.

1. Objectif du sujet

Ce travail consiste en une étude comparative vis-à-vis la résistance entre deux portiques à un niveau, réalisés avec un système d'assemblage spécifique acier-béton.

Le premier portique est réalisé avec des poteaux tubulaires en acier remplis du béton (Portique Avec Béton). Et le deuxième est réalisé uniquement avec des poteaux tubulaires en acier (Portique Sans Béton). Ensuite des plaques métallique de renforcement assurant la liaison entre les poteaux et les poutres sont introduites.

2. Structuration & contenu

Afin de réaliser cette étude, une analyse par élément finis est utilisée issue du calcul numérique par élément finis par le programme de calcul ABAQUS 6.12 [1].

Cet ouvrage comporte un total de cinq chapitres et d'une conclusion générale.

Chapitre1 : description du projet

Chapitre2 : hypothèses de calcul

Il comprend le but et le domaine de calcul. Les charges considérées ainsi que les caractéristiques et les particularités des matériaux et des produits utilisés couramment en construction mixte.

Chapitre3 : méthodes numériques de résolution des systèmes non linéaire

Chapitre4: étapes de calcul

Nous allons consacrer ce chapitre pour définir le logiciel ABAQUS 6.12, à savoir les soudures et les boulons d'ancrages et d'une partie dans laquelle les données et la modélisation sont abordés.

Chapitre5 : Résultats

Il concerne la simulation du comportement de deux portiques. Cette partie aborde finalement la question de résistance des deux portiques (PAB) et (PSB).

Les modèles utilisés permettent de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture. Les aspects numériques sont particulièrement détaillés.

Introduction

Notre travail se termine par une conclusion générale et éventuellement quelques perspectives.

3. Terminologie et typographie

Cet ouvrage se subdivise en chapitres (chap.) repéré par un titre à un chiffre, en sections (sect.) repéré par un titre à deux chiffres et en paragraphe (§) repéré par un titre à trois chiffres.

La numérotation des figures (figure.) et des tableaux (tableau.) à l'intérieure de chaque chapitre.

4. Axes

Le système d'axes utilisé dans cet ouvrage est le suivant :

Axe-x : axe longitudinale de l'élément.

Axe-y : axe de la section transversale.

Axe z : axe de la section transversale.



fig(1.1):axes

5. Unités

Cet ouvrage est basé sur le système suivant :

Dimensions : millimètres [mm]

Charges ponctuelles : newton [N]

Contraintes : newton par millimètres carré [N/mm²]

6. Notations :

Introduction

- N_c, S_d : est la résistance du béton
- χ : coefficient de réduction relatif au plan de flambement
- α : est le paramètre d'imperfection généralisée.
- σ_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;
- ν : Coefficient de Poisson du matériau;
- B_o/t : Rapport d'élanement d'une plaque.
- f_{c0} : Résistance à la compression d'un béton non confiné (libre)
- K_e : Coefficient de confinement efficace
- E_s : L'inclinaison de la courbe descendante
- ϵ_{c0} : Tension du béton libre qui correspond à la contrainte maximum
- ϵ_{cc0} : Tension concrète confinée qui compose à la contrainte maximum
- ϵ_{ccu} : Béton confiné tension ultime
- ϵ_c : Tension concrète confinée
- ϵ_{65} : La déformation qui correspond à une contrainte égale à $0.65f_{cc}$.
- E_{bc} : Initiale module de Young d'un béton confiné
- σ_{cc} : Contrainte béton confiné.
- F_{ey} : Limite élastique de liens latéraux
- $\Delta \vec{F}_s$: L'augmentation de forces extérieures
- $[K_s]$: La matrice de la raideur de la section
- ρ_{ai} : Ratio de renforcement transversal
- b_i : Largeur de base de la couche I
- θ : Inclinaison de la contrainte principale de compression
- ρ_s : Ration volumétrique de liens circulaires.
- ρ_x : Ration volumétrique de liens sur direction x
- $\Delta \delta_u$: Augmentations de tension axiale
- $\Delta \delta_w$: Augmentations de courbure
- $\Delta \gamma_{moy}$: Augmentations de la distorsion moyenne.
- ΔM : Augmentations du moment.
- ΔN : Augmentations de la charge axiale

Introduction

- ΔV : Augmentations de la force du cisaillement
- σ_{c1} : Contrainte directeur extensible
- σ_{c2} : Contrainte principale de compression
- ε_1 : Déformation directeur extensible
- ε_2 : Déformation directeur extensible
- $\Delta \tau_i$: Augmentations de la contrainte de cisaillement
- $\overline{\Delta P}_s$: Initiale précontrainte-action
- E_{ai} : Module d'acier
- τ : Contraintes cisaillement
- h_i : Hauteur de la couche i
- f_c : Limite de compression béton
- $\overline{\Delta \delta}$: L'augmentation de tensions de la section
- ρ_y : Ration volumétrique des liens sur direction y.
- $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ Déformation selon X, Y, Z
- $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ Contrainte selon X, Y, Z

Chapitre 1 :

Généralités sur les structures mixtes acier-béton

Introduction

Les sections mixtes sont composées de deux matériaux différents liés entre eux. Une liaison parfaite entre ces deux matériaux permet d'avoir des éléments rigides et des structures plus résistantes aux sollicitations extérieures. Le comportement monolithique est assuré par une connexion adéquate qui empêche le glissement relatif entre ces matériaux ; exemple entre l'acier et le béton pour les structures mixtes acier - béton. Parmi les éléments les plus couramment utilisés, on cite :

- Les poteaux mixtes ;
- Les dalles mixtes ;
- Les poutres mixtes.

1. Éléments de structures mixtes acier-béton :

1.1 poteaux mixtes acier-béton

Les poteaux mixtes acier-béton peuvent être :

- des poteaux partiellement ou totalement enrobé de béton ;
- des poteaux en profilés remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés, les semelles et âme des profilés, les constituants, sont enrobés d'une couche de béton. Par contre, pour les poteaux partiellement enrobés, seul l'espace entre semelles est rempli de béton. La liaison entre l'acier et le béton est assurée par des connecteurs mécaniques.

Les poteaux en profilés creux remplis de béton peuvent être de section circulaire, carré ou rectangulaire. Le béton de remplissage améliore considérablement la résistance ; le béton se trouve être confinement par le tube métallique.

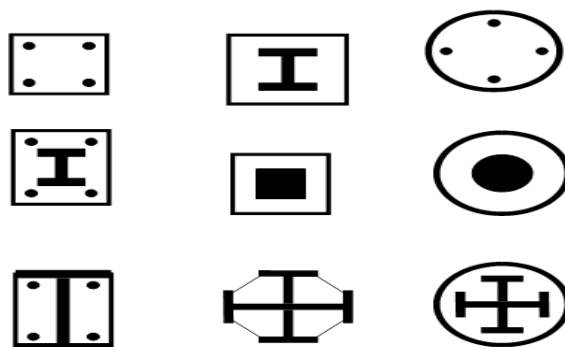


Figure 1.1 exemples des poteaux mixtes [32]

1.1.1 Avantage des poteaux mixtes :

Les poteaux mixtes présentent de nombreux avantages :

- une section transversale de faibles dimensions extérieures peut reprendre des charges très élevés : résistances plus élevées ;
- l'acier sert aussi de coffrage ;
- il y a gain de temps et de coût appréciable lors du montage ;
- l'acier, en confinant le béton, assure un rôle de fretage qui provoque une augmentation de la charge portante globale ;
- il y a satisfaction des exigences relatives à la plus haute classe de protection contre l'incendie sans mesures complémentaires ;
- dans les sections partiellement enrobées, les faces d'acier restant apparentes peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage des poutres.

1.1.2 Méthode de calcul :

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement Européen l'EC4.

Une méthode générale qui prend en compte les effets de second ordre et les imperfections, applicable aux sections des poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

Une méthode simplifiée faisant appel aux courbes de flambement, des poteaux en acier, qui tiennent implicitement compte des imperfections. Elles sont applicables aux poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

1.1.3 Hypothèses de calcul

- 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.

1.2 Dalles mixtes acier-béton :

Les ossatures de planchers mixtes sont constituées des solives supportant, souvent, des tôles profilées de forme généralement trapézoïdale recouverte d'une dalle en béton. La liaison acier-béton est assurée soit par les nervures et les bossages soit par les connecteurs dans le cas des planchers collaborant.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm ; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85 mm. Les entraxes varient de 150 à 300 mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2 mm.

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier :

- Soit d'une dalle coulée in situ sur un platelage;
- Soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (pré-dalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

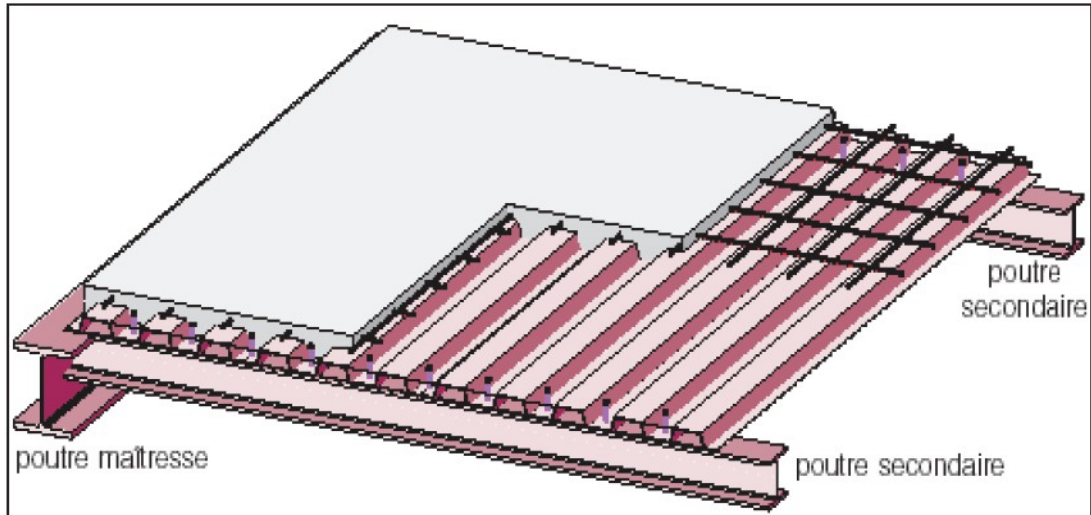
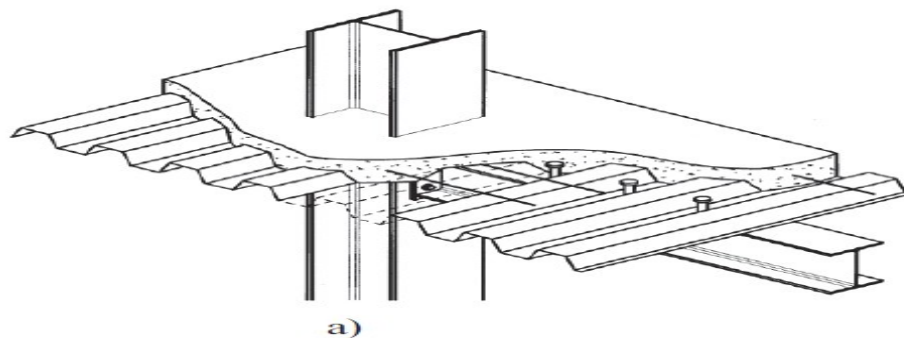


Figure 1.2 : Dalles mixtes acier béton [11]

1.3 Poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'un profilé métallique laminé ou reconstitué soudé avec différentes configurations (âme pleine, ajourée ou alvéolaire), ou d'une poutre en treillis. La dalle complète la structure de plancher, elle est colée soit directement sur la tôle soit moyennant un coffrage ou des dalles préfabriquées, ou d'une série des pré-dalles.



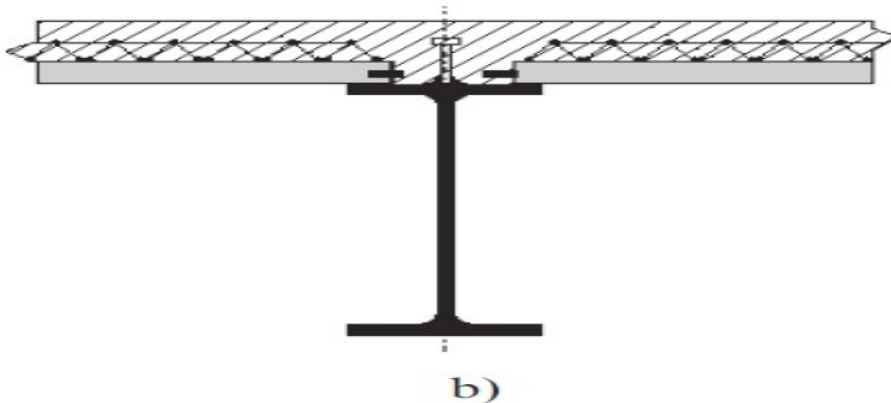


Figure 1.3 : poutres mixtes [28]

La solidarisation acier-béton est assurée par :

- L'assemblage classique ou mécanique par connecteurs (goujons, étriers, ...).
- L'assemblage innovant par des joints adhésifs (colle époxy, polyuréthane, ...).

1.3.1 Avantage des poutres mixtes :

Les principaux avantages liés au choix des poutres mixtes acier-béton, principalement pour les ouvrages d'art et les bâtiments multi-étagés, et ceux comportant des travées de portée moyenne à grande se résument en :

- Gain sur le poids total de la construction par la réduction de l'épaisseur en général.
- Rigidité flexionnelle plus importante.
- Résistance améliorée vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.
- Résistance à l'incendie suite à l'enrobage total ou partiel de l'acier.

1.3.2 Comportements d'une poutre mixte

Il est connu que le béton a une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, et l'acier se comporte aussi bien à la compression qu'à la traction. L'élançement souvent élevé des éléments métalliques les rend sensibles à des phénomènes d'instabilité locaux dans les zones comprimées (flambement, déversement et voilement).

La flexion d'une poutre composée d'un profilé métallique et d'une dalle en béton sans aucune liaison entre les deux ne procure pas une action mixte, car chaque élément fléchit d'une façon indépendante ; d'où un glissement entre les deux matériaux.

Une connexion plus ou moins totale entre les deux matériaux permet une amélioration de la résistance et de la rigidité. Ceci dépend souvent du rapport entre les dimensions du profilé et l'épaisseur de la dalle.

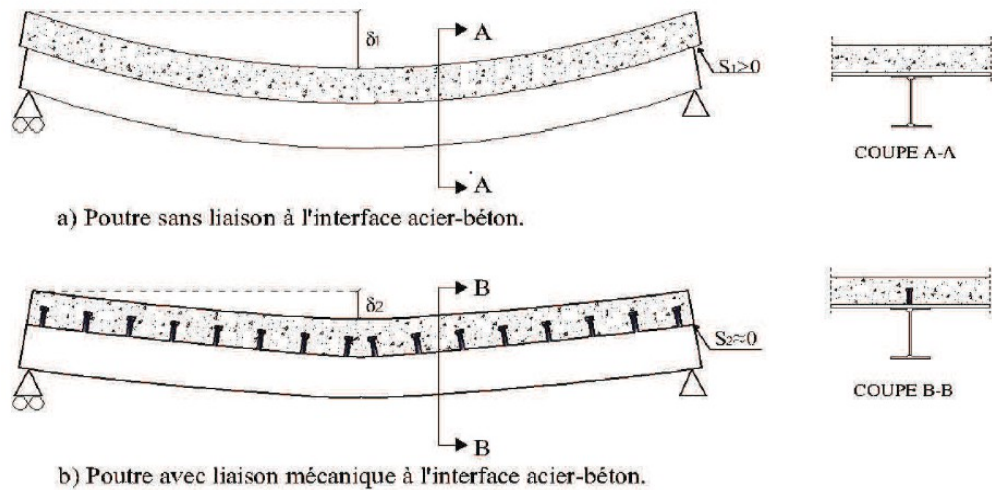


Figure 1.4.a : principe de fonctionnement d'une poutre fléchie

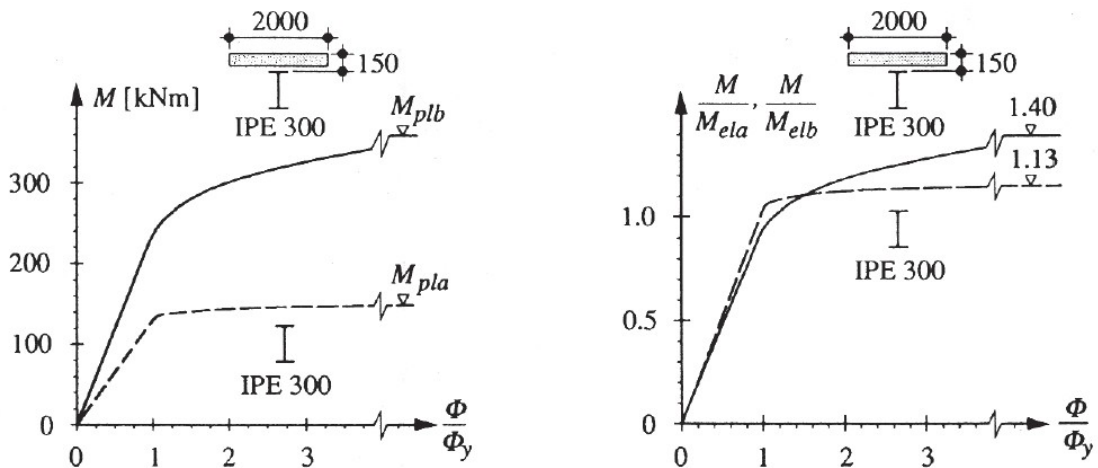


Figure 1.4.b : comparaison entre une poutre mixte et non mixte [16]

Les courbes montrent l'augmentation de la rigidité et la résistance d'une section mixte en travée par rapport à celle de la section du profilé seul.

2. Caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction mixtes

2.1 tôles profilées

Les tôles nervurées ou tôles profilées sont des feuilles en acier laminées à chaud et façonnées à froid pour obtenir des formes très variées. Ces tôles sont généralement galvanisées à chaud pour améliorer leur résistance à la corrosion. Les tôles jouent le rôle de

plate-forme de travail pendant la construction de l'ouvrage, de coffrage lors de bétonnage de la dalle et comme armature inférieure de la dalle mixte.

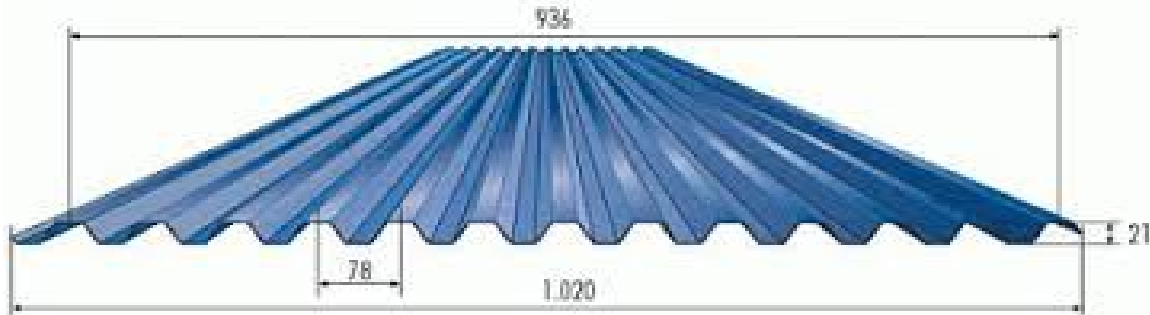


Figure 1.4.c : tôle profilée

2.2 Béton

On s'intéresse uniquement à sa résistance mécanique à la compression qui est définie par f_{c28} . Sa résistance à la traction est négligeable. La figure ci-dessous présente le diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton normal ayant une résistance à la compression à 28 jours sur cube de $f_{ck}=30$ MPa.

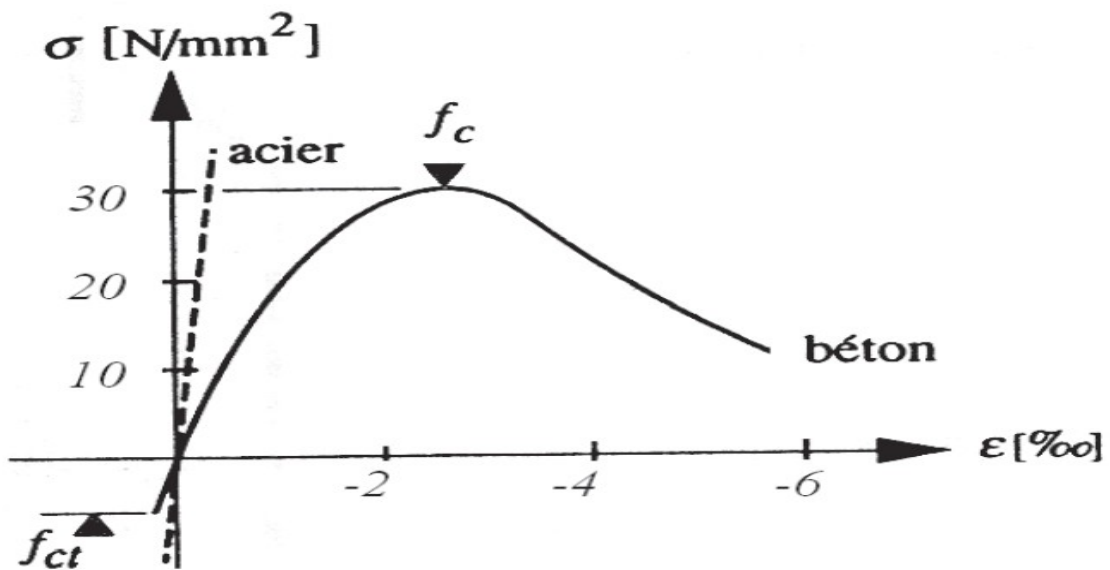


Figure 1.5 : contrainte déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube [28]

Il y a lieu de baser le calcul sur une classe de résistance du béton correspondant à une valeur de f_{ck} spécifique le tableau 1.1 indique pour les différentes classe de résistance selon l'EC4 et le règlement Algérien de construction mixtes [14].

Tableau 1.1 : caractéristiques mécanique des bétons

| Classe de résistance de béton | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 |
|----------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| f_{ck} (compression) [N/mm ²] | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| f_{ctm} (traction) [N/mm ²] | 2.2 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.5 | 3.8 | 4.1 |
| E_{ctm} (élasticité) [kN/mm ²] | 29 | 30.5 | 32 | 33.5 | 35 | 36 | 37 |

2.3 Acier de construction

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone qui détermine la nuance d'acier (le pourcentage du carbone est généralement inférieur à 1%). Les caractéristiques mécaniques des aciers couramment employés sont données sur la figure (1.6)

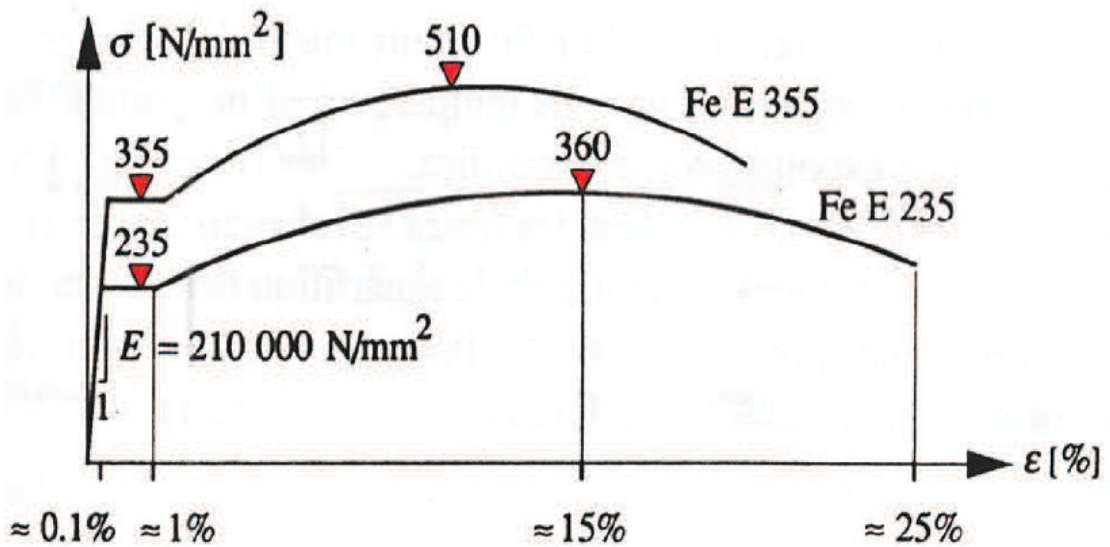


Figure 1.6 : contrainte-déformation spécifique des aciers Fe E235 et Fe E355 [16]

Il existe plusieurs types de classification des aciers ; basées soit sur leur composition chimique, soit sur leurs caractéristiques mécaniques. La classification couramment utilisée en construction métallique est la nuance d'acier qui est définie par sa limite d'élasticité f_y . (Tableau 1.2).

Tableau 1.2 : caractéristiques des principaux aciers de construction [16]

| <i>SIA 161 (1989)</i> | <i>Nuance d'acier selon EN (1992)</i> | <i>Limite d'élasticité f_y [N/mm²]</i> | <i>Allongement de rupture ϵ_r [%]</i> | <i>Désignations ou utilisation</i> |
|---------------------------|-----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| Fe E 235 | S235 | 235 | 26 | Acier doux |
| Fe E 275 | S275 | 275 | 22 | Acier pour profilés creux |
| Fe E 355 | S355 | 355 | 22 | Acier à haute résistance |
| Fe E 460 | S460 | 460 | 17 | Acier à grain fin |

2.4 Acier d'armature

Sont caractérisés par leur limite supérieure d'élasticité f_{ys} correspondant à un allongement de 0.2 %. La figure 1.8 présente les courbes de contraintes-déformations spécifique pour l'acier d'armature S500 et Fe E235 et Fe E355.

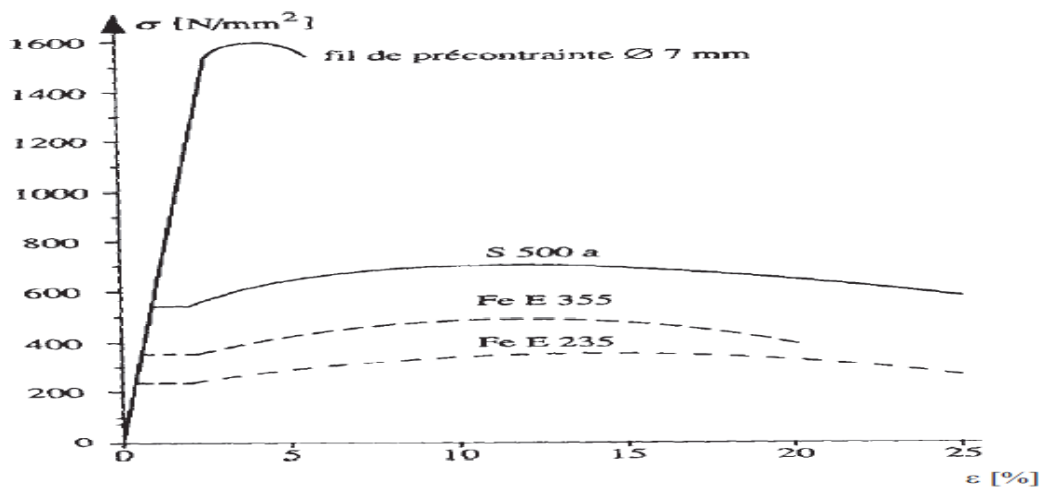


Figure 1.7 : courbes contraintes-déformations spécifique des aciers d'armatures [16]

3. Assemblages :

3.1 Définition d'un assemblage :

La construction métallique utilise des moyens d'assemblage traditionnels en mécanique et chaudronnerie : rivetage, boulonnage, soudage. La fonction principale de ces assemblages est ici la transmission d'efforts souvent importants, généralement statiques, mais quelquefois

dynamiques (effets de chocs, vibrations, etc.) qui nécessitent des précautions spéciales. La ruine de l'ouvrage peut provenir :

- soit d'un accroissement des valeurs maximales des efforts à transmettre (effets dynamiques proprement dits) ;
- soit des phénomènes de fatigue, mettant en jeu simultanément les valeurs maximales des efforts et le nombre des sollicitations alternées (changements du signe des efforts) ou simplement modulées (variations alternatives d'efforts restant de même signe).

3.2 Différents types d'assemblage :

Les assemblages actuellement utilisés en construction métallique peuvent être classés en deux grandes rubriques :

- ceux qui permettent la transmission d'efforts par contact mécanique, que nous rassemblons sous la dénomination d'assemblages mécaniques ;
- ceux qui assurent une continuité du métal aux joints et qui consistent en divers procédés de soudage (toujours autogène).

Le premier type de procédés, dits *mécaniques*, présente, en général, l'avantage d'une démontrabilité facile (boulons) ou un peu moins facile (rivets), avec récupération intégrale des composants initiaux ; par contre, ils conduisent le plus souvent à des concentrations d'efforts aux endroits des contacts mécaniques, qui obligent souvent à étaler l'assemblage avec interposition de pièces annexes (couvre-joints, cornières, fourrures, etc.) qui alourdissent sensiblement l'ossature et peuvent présenter des inconvénients pour les liaisons avec d'autres séquences de composants (second-œuvre, équipement, etc.) ou pour l'exploitation.

3.3 Modes d'assemblages :

Les différentes formes d'assemblage sont généralement réalisées par les principaux modes d'assemblages suivant :

3.3.1 Le rivetage

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans des structures anciennes, datant du début de ce siècle. Leur diamètre varie généralement de 10 à 28mm.

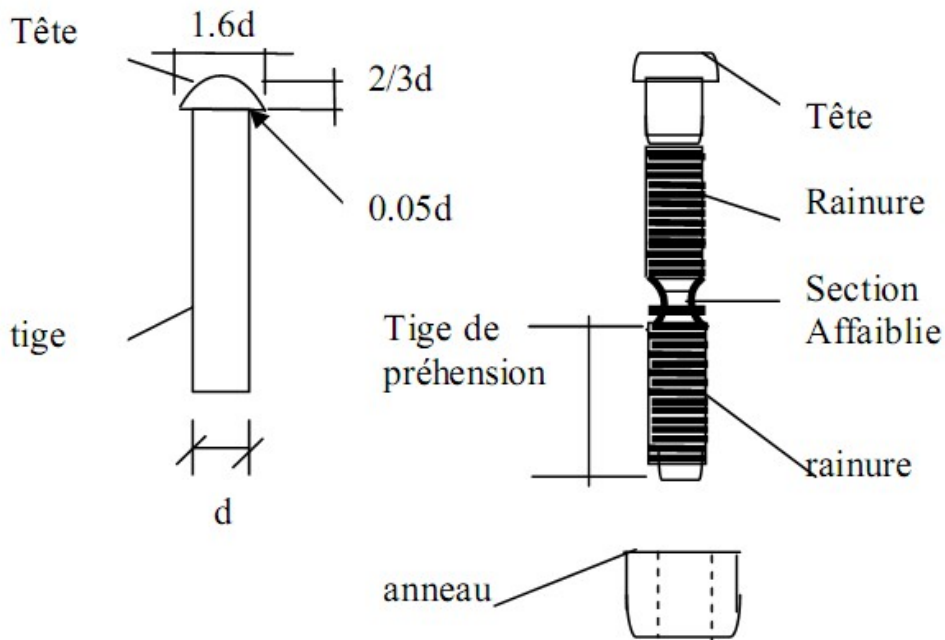


Figure 1.8 : rivet et rivet à anneau [29]

Les rivets à anneau (rivetons) sont des éléments de connexion mécanique qui tiennent à la fois du rivet (dans la mesure où il a une même forme de tête et qu'il introduit une force de précontrainte) et du boulon (car une partie de sa tige est rainurée). Les principales caractéristiques : la tige se compose de deux parties rainurées (et non pas filetées), séparées par une portion de tige dont la section est affaiblie. L'acier des rivets à anneau est un acier à haute résistance de type.

3.3.2 Le boulonnage :

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons représentées sur le tableau (1.3) présentent les valeurs de la limite d'élasticité f_{yB} et la résistance à la traction f_{uB} des quatre classes de qualité d'acier utilisées pour les boulons.

Tableau 1.3 : caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons [29]

| boulons | Classe De qualité | $f_{yB} (N / mm^2)$ | $f_{uB} (N / mm^2)$ |
|--------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| De charpente | 4.6 | 240 | 400 |
| | 5.6 | 300 | 500 |
| A haute résistance | 8.8 | 640 | 800 |
| | 10.9 | 900 | 1000 |

Ce tableau montre également que l'on distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées

- Les boulons de charpente métallique (aciers 4.6 et 5.6).

- Les boulons à haute résistance (aciers 8.8 et 10.9).
- Les boulons d'ancrages

Les boulons de charpente métallique s'emploient couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments. Les boulons à haute résistance s'utilisent en général pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints, L'EUROCODE 3 [13] ajoute les classes de qualité 4.8, 5.8 et 6.8 à celles données dans le tableau et utilise la notion de boulon ordinaire à la place de boulon de charpente.

La figure (1.9) montre les différentes parties composant un boulon de charpente et un boulon à haute résistance. Ces derniers se distinguent des boulons de charpente métallique par l'inscription de la classe de qualité de l'acier du boulon sur leur tête et leurs rondelles, Il faut toujours prévoir une rondelle sous partie qui sera tournée lors de mise en place du boulon (en général l'écrou, parfois la tête, souvent les deux) pour placer des boulons dans les ailes des profilés.

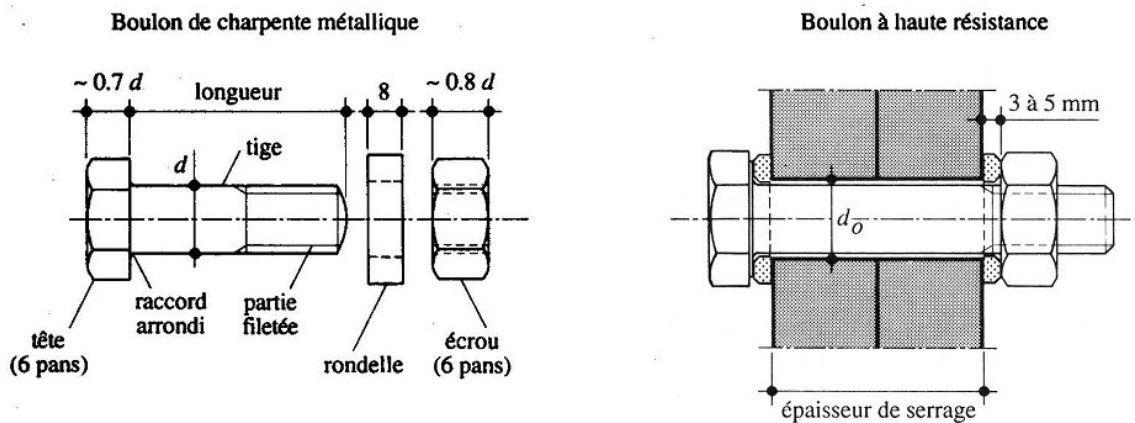


Figure 1.9.a : boulon de charpente et boulon à haute résistance [7]

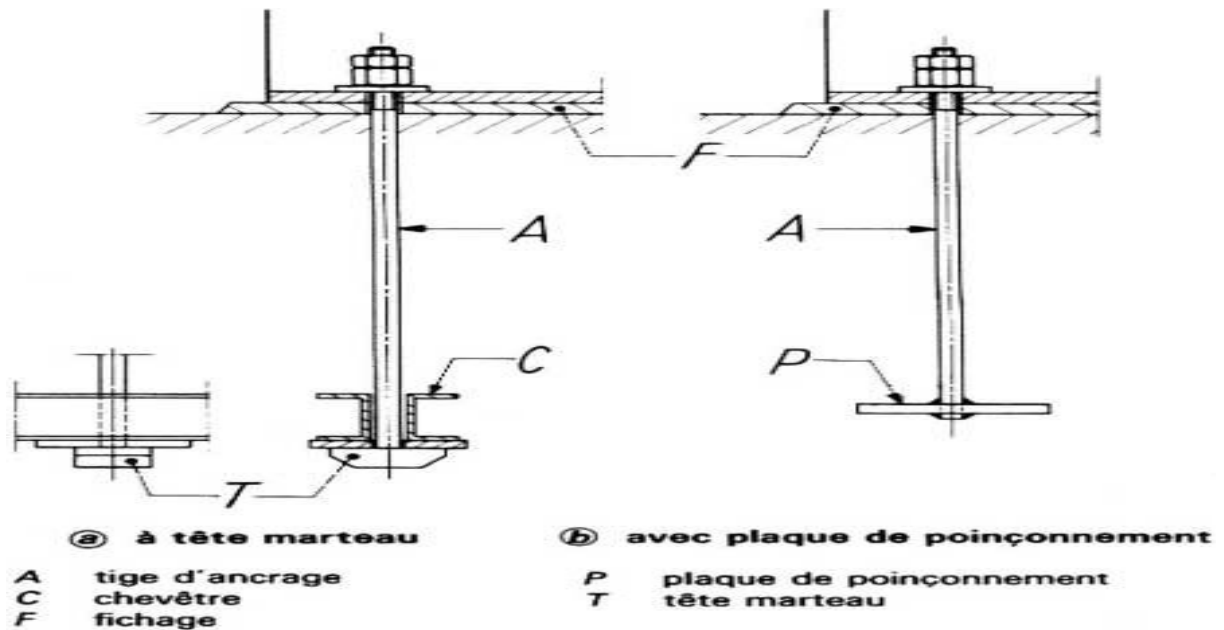


Figure 1.9.b : boulons d'ancrages

➤ **Caractéristiques géométriques :**

Plusieurs caractéristiques géométriques sont indispensables à la conception et la vérification des assemblages boulonnés. Pour les diamètres les plus utilisés, les caractéristiques principales sont données dans le tableau 1.4 suivant :

Tableau 1.4 : principales caractéristiques géométriques [18]

| | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Diamètre nominal d (mm) | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 |
| Diamètre du trou d_0 (mm) | 9 | 11 | 13 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 30 | 33 |
| Ø rondelle (mm) | 16 | 20 | 24 | 27 | 30 | 34 | 37 | 40 | 44 | 50 | 55 |
| Épaisseur rondelle (mm) | 2,5 | 2,5 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 | 4 | 4 | 5 | 5 |
| Hauteur d'écrou (mm) | 6,8 | 8,4 | 10,8 | 12,8 | 14,8 | 15,8 | 18 | 19,4 | 21,5 | 23,8 | 25,6 |
| Hauteur de tête (mm) | 5,3 | 6,4 | 7,5 | 8,8 | 10 | 11,5 | 12,5 | 14 | 15 | 17,5 | 19 |
| Section nominale A (mm ²) | 50,2 | 78,5 | 113 | 154 | 201 | 254 | 314 | 380 | 452 | 573 | 707 |
| Section résistante A_s (mm ²) | 36,6 | 58 | 84,3 | 115 | 157 | 192 | 245 | 303 | 353 | 459 | 561 |

➤ **Choix du diamètre des boulons :**

Le choix des diamètres des boulons se fera en déterminant leur résistance ou celle des pièces assemblées sur la base d'une bonne estimation des efforts à transmettre. Comme le diamètre 'd' des boulons et l'épaisseur 't' des pièces à assembler ne sont pas totalement indépendants, le domaine d'utilisation des différents types de boulons est donnée sur le tableau 1.5 suivant :

Tableau 1.5 : choix de diamètres des boulons [7]

| Diamètre du boulon d (mm) | Tôles pour profilés d'épaisseur (mm) | Cornières de largeur d'aile (mm) | Ailes de U de hauteur (mm) | Ailes de profilé en H de dimensions nominales (mm) |
|---------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|----------------------------------------------------|
| 8 | 2 | 30 | | |
| 10 | 3 | 35 | | |
| 12 | 4 | 40-45 | 80 | |
| 14 | 5 | 50 | 100 à 130 | 100 et 120 |
| 16 | 6 | 60 | 140 à 160 | 140 |
| 18 | 7 | 70 | 175 et 180 | 150 et 160 |
| 20 | 8 | 80-90 | 200 et 220 | 180 |
| 22 | 10 à 14 | 100-120 | 240 à 300 | 200 à 240 |
| 24 | > 14 | > 120 | | > 240 |

Longueur des tiges

- L'extrémité du boulon doit au minimum dépasser de deux filetages la face externe de l'écrou.
- Diamètre des trous

Quel que soit le type de boulon, le jeu normal entre la tige du boulon et le trou des pièces à assembler est fixé à 2mm pour le diamètre des boulons d inférieurs ou égaux à 24mm et 3mm pour le diamètre des boulons égaux ou supérieurs à 27 mm . Le diamètre d_0 du trou vaut donc :

$$d_0 = d + 2mm \quad \text{pour } d \leq 24$$

$$d_0 = d + 3mm \quad \text{pour } d \geq 24$$

L'EUROCODE 3 [13] propose les mêmes diamètres de trous, sauf pour les diamètres de boulon $d \geq 14$ mm.

$$d_0 = d + 1mm \quad \text{pour } d \leq 14$$

- Disposition des boulons

Les distances entre les axes des boulons (entraxe p) ainsi qu'entre les axes des boulons et le bord de la pièce (pince e) doivent être comprises entre certaines limites pour les raisons suivantes :

- Valeurs minimales : pour permettre la mise en place des boulons (outillage) et pour éviter la rupture de la tôle lorsque la pince est faible
- Valeurs maximale : pour qu'il existe toujours un contact entre les pièces de l'assemblage et pour éviter de réaliser des assemblages trop longs

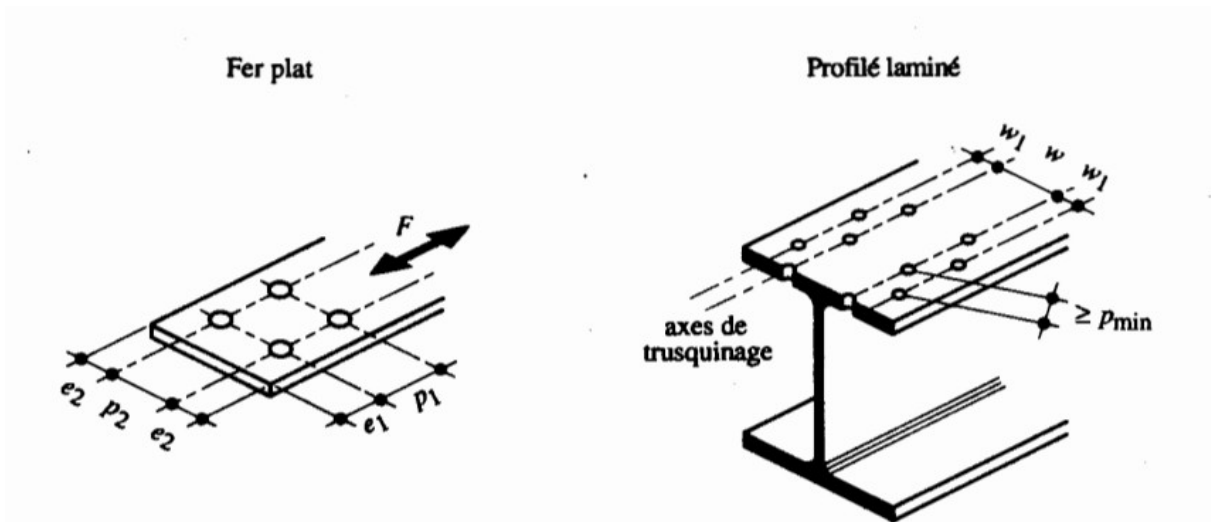


Figure 1.10 : Désignation des entres axes et des pinces en fonction de la direction de l'effort

Le tableau 1.6 donne les indications sur les valeurs usuelles (entraxe $p_1=3 d$ et pince $e_1=2 d$) et minimales ($e_1=1.4 d$) à donner à l'entraxe des boulons et à la pince. Il faut de plus tenir compte des exigences particulières pour la mise en œuvre, ou autrement dit prévoir une place suffisante pour manœuvrer les clés de serrage.

Tableau 1.6 : entre axes et pinces des boulons [7]

| Boulons | Valeurs usuelles [mm] | | | Valeurs minimales [mm] | | |
|---------|-----------------------|-------|-------|------------------------|-------|-------|
| | p_1, p_2 | e_1 | e_2 | p_1, p_2 | e_1 | e_2 |
| M 12 | 40 | 25 | 20 | 35 | 20 | 15 |
| M 16 | 50 | 35 | 25 | 40 | 25 | 20 |
| M 20 | 60 | 40 | 30 | 45 | 30 | 25 |
| M 24 | 70 | 50 | 40 | 55 | 35 | 30 |
| M 27 | 80 | 55 | 45 | 65 | 40 | 35 |

L'EUROCODE 3 [9] donne les valeurs minimales suivantes (d_0 le diamètre de trou) :

$$e_1 = 1.2 d_0, e_2 = 1.5 d_0, p_1 = 2.2 d_0, p_2 = 3.1 d_0$$

$$e_1 = 1.2 d_0, e_2 = 1.5 d_0, p_1 = 2.2 d_0, p_2 = 3.1 d_0$$

3.3.3 Le soudage :

- Définition :

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

➤ types de soudures

Dans la construction de bâtiments, 80% environ des soudures sont des soudures d'angle et 15% des soudures sont des soudures bout à bout. Les 5% restants sont des soudures en bouchons, en en taille et par point

- Soudures bout à bout

Pour les soudures bout à bout, une distinction est faite entre :

- la soudure bout à bout à pleine pénétration pour laquelle la pénétration et la fusion de la soudure et du métal de base sont complètes sur l'épaisseur de l'assemblage.
- la soudure bout à bout à pénétration partielle pour laquelle la pénétration de la soudure ne s'étend pas à l'épaisseur totale de l'assemblage.
- Une soudure bout à bout est réalisée sur l'épaisseur des plats aboutés dans un assemblage bout-à-bout ou en T. En règle générale, les bords des plats doivent être préparés avant soudage. Dans certains cas, lorsque l'épaisseur des plats est inférieure à 5 mm, on peut se dispenser de cette préparation.

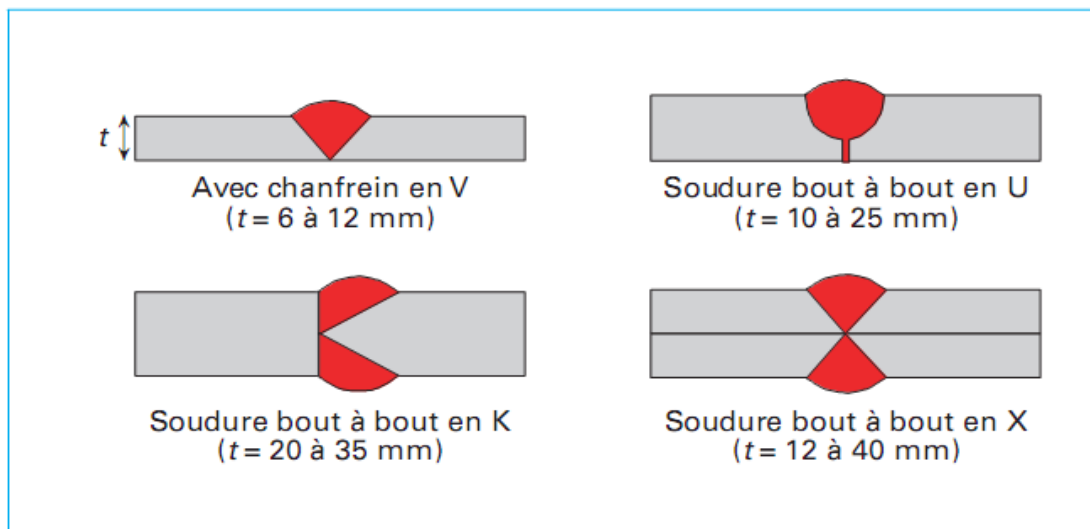


Figure 1.11 : soudures bout à bout à pleine pénétration [29]

- Soudures d'angle

Une soudure d'angle est une soudure dont la section transversale est approximativement triangulaire et qui est déposée à la surface des plats assemblés. Aucune préparation des bords n'est requise. Les soudures d'angle sont donc généralement moins onéreuses que les soudures bout à bout.

Selon la position relative des pièces à assembler, trois types de dispositions des soudures d'angle peuvent être envisagés.

- Assemblage à recouvrement dans lequel les pièces à souder se trouvent dans des plans parallèles ;
- Assemblage cruciforme ou en T dans lequel les pièces à souder sont plus ou moins perpendiculaires l'une par rapport à l'autre ;
- Assemblage d'angle dans lequel les pièces sont plus ou moins perpendiculaires l'une par rapport à l'autre. Afin d'améliorer la résistance et la rigidité de l'assemblage, des soudures bout à bout sont généralement préférées.

Les soudures d'angle qui peuvent être déposées en un seul passage sont particulièrement économiques. En atelier, cela signifie que l'épaisseur de la soudure ne doit pas excéder 8 mm. Sur chantier, cette valeur doit être réduite, par exemple à 6 mm.

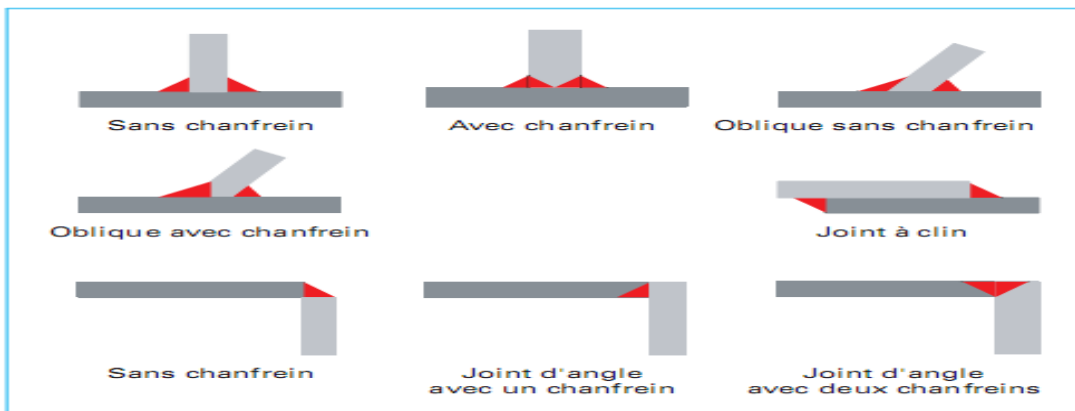


Figure 1.12 soudures en angles

- Soudures en bouchon et en entaille

Les soudures en entaille et en bouchon (Figure 1.13) sont rarement utilisées dans les structures de bâtiment. Elles ont pour fonction principale d'empêcher le voilement ou la séparation des plats qui se recouvrent

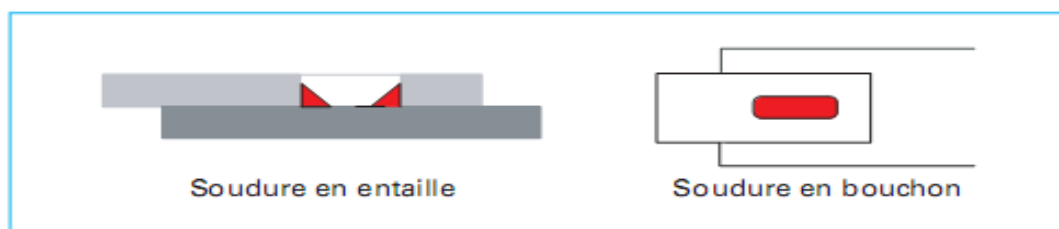


Figure 1.13 : soudures en bouchon et en entaille [29]

- Soudures par points :

Les soudures par points sont rarement utilisées dans les structures de bâtiment sauf pour assembler des éléments minces. Les pièces à assembler sont mises en contact par l'intermédiaire de deux électrodes. Un courant qui passe au travers des électrodes fait fondre

localement les pièces ce qui, grâce à la pression de contact entre les plats, crée un point de fusion commun aux pièces assemblées. Un ensemble aligné de points de fusion finit par constituer un assemblage.

4. Fonctionnement des assemblages :

- Fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement en cisaillement.
- Fonctionnement par adhérence : dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.
- Fonctionnement mixte : c'est le cas du rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR) à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

4.1 Caractérisation du comportement des assemblages :

Lors de l'analyse structurale, les assemblages entre les éléments structuraux sont traditionnellement modélisés comme rigides ou articulés. Les nœuds articulés ne transmettent aucun moment de flexion et n'empêchent pas la rotation des éléments assemblés. Quant aux nœuds rigides, ils interdisent toute rotation relative entre les éléments assemblés et assurent ainsi la transmission intégrale des efforts appliqués. Toutefois, le comportement réel des assemblages est situé entre les deux cas extrêmes, généralement supposés rigides ou articulés. Les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une certaine rotation relative des pièces assemblées [33, 26, 4, 9,10]. L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures [13]. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement. Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau.

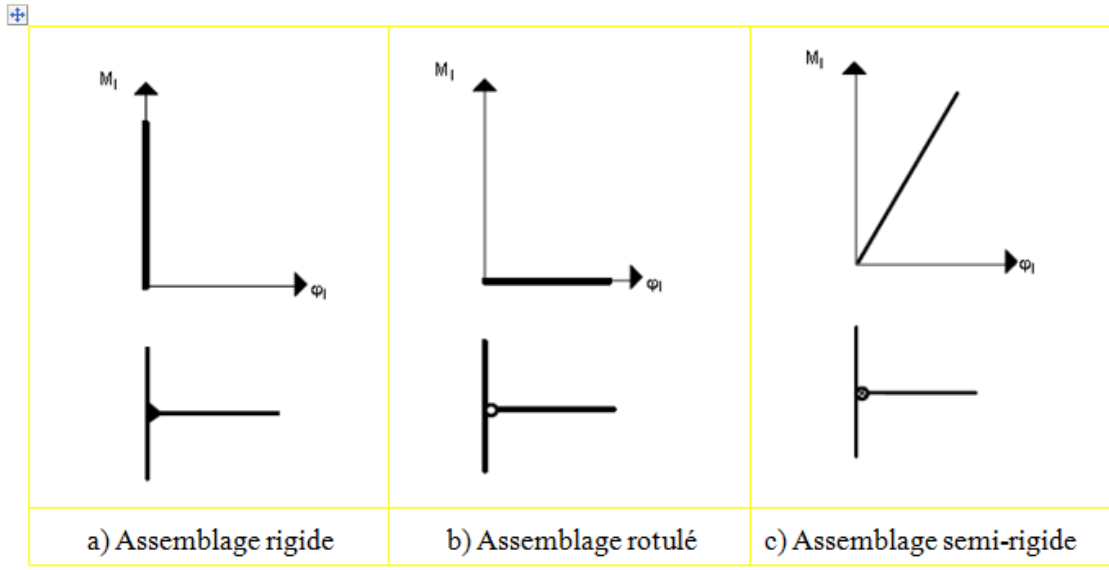


Figure 1.14 : comportement des assemblages métalliques [2]

La rigidité S_j de ce ressort caractérise la rigidité en rotation de l'assemblage soumis à un moment fléchissant. Une rigidité S_j nulle (ou très petite) correspond à un assemblage simple (rotule) qui ne transmet pas de moment fléchissant de la poutre au poteau. Au contraire, une rigidité S_j infiniment grande (très grande) correspond à un assemblage continu (rigide). Selon l'EC3, le comportement mécanique d'un assemblage est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir : le moment résistant ($M_{j,Rd}$), la rigidité ($S_{j,ini}$ ou S_j) et la capacité de rotation (Φ_{cd}). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de la courbe moment-rotation comme représenté sur la figure suivante :

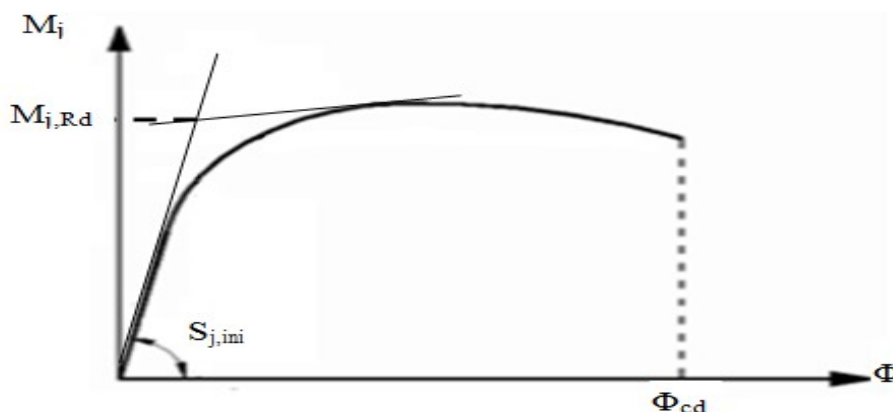


Figure 1.15 : courbe moment-rotation d'un assemblage métallique [2]

Il a été démontré que l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide dans les ossatures permettait par un calcul plus précis et plus réaliste, d'effectuer une vérification plus sûre des critères de dimensionnement de l'ossature et d'aboutir à une configuration structurale moins coûteuse.

Les propriétés de la loi moment-rotation d'un assemblage peuvent être théoriquement définies selon l'EC3 par une classification en rigidité, résistance et capacité de rotation de ces assemblages.

5. Classification des assemblages métalliques :

Selon l'EC3, les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de la classification en termes de rigidité (rigide, semi-rigide et articulé), de résistance (résistance complète ou partielle) et de capacité de rotation. Les critères de cette classification sont décrits ci-dessous :

5.1 Classification des assemblages en rigidité :

La rigidité initiale d'un assemblage qui caractérise sa réponse élastique peut influencer d'une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L'EC3 offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale. Il permet de classer les assemblages en trois grandes catégories selon leur rigidité (articulé, rigide ou semi-rigide)

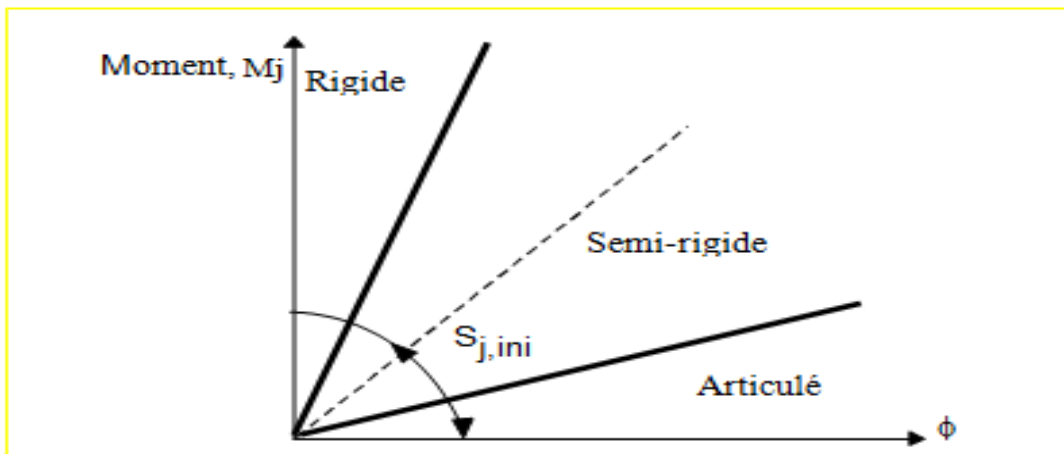


Figure 1.16 : limites de classification de rigidité [26]

Les limites de la rigidité sont déterminées de manière à permettre une comparaison directe avec la rigidité de l'assemblage, quel que soit le type d'idéalisation utilisé dans l'analyse. Pour des raisons de simplicité, les limites ont été déterminées de manière à permettre une comparaison directe entre la rigidité initiale de calcul de l'assemblage et la rigidité de la poutre assemblée qui dépend de son moment d'inertie de flexion ($E.I_b$) et de sa longueur (L_b). Les valeurs limites de rigidité sont les suivantes :

- L'assemblage est considéré comme rigide si $S_{j,ini} \geq \frac{8.E.I_b}{L_b}$ Ossatures contreventées

$$S_{j,ini} \geq \frac{25.E.I_b}{L_b} \text{ Ossatures non contreventées}$$

- L'assemblage est considéré comme articulé si $S_{j,ini} < \frac{0,5.E.I_b}{L_b}$

Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide.

5.2 Classification des assemblages par la résistance :

La classification par la résistance fait apparaître les notions d'assemblage à résistance complète, à résistance partielle ou articulé :

- Un assemblage à résistance complète possède une résistance plus grande que la résistance des éléments structuraux assemblés. Autrement dit, une éventuelle rotule plastique se formera plutôt dans les éléments structuraux (poutre, poteau).
- Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage à pleine résistance.
- Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire.

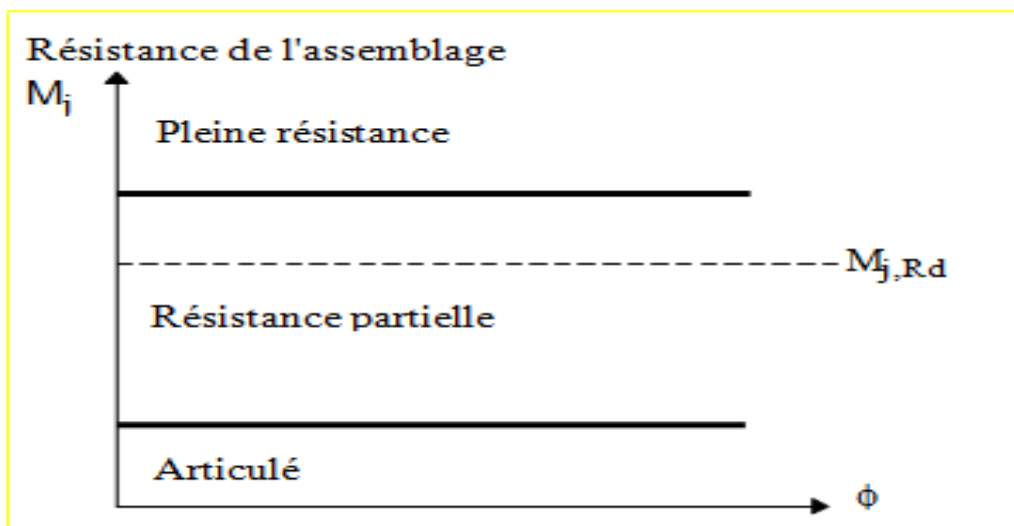


Figure 1.17 : limites de classification en résistance [2]

La classification en résistance est plutôt utile pour l'analyse rigide-plastique de structure dans laquelle la procédure se réfère à la formation des rotules plastiques.

5.3 Classification des assemblages par capacité de rotation

Les assemblages peuvent être classifiés en fonction de leur ductilité ou capacité de rotation. Cette classification constitue une mesure de leur aptitude à résister à une rupture fragile ou à une instabilité locale prématurée. Une application pratique de cette classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale plastique peut être conduite jusqu'à la formation d'un mécanisme d'effondrement plastique dans la structure pouvant impliquer des rotules plastiques dans certains assemblages. Certains auteurs [54] ont classifié les assemblages selon leur capacité de rotation qui dépend de rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre. Trois classes ont été définies à savoir: ductile, semi-ductile et fragile.

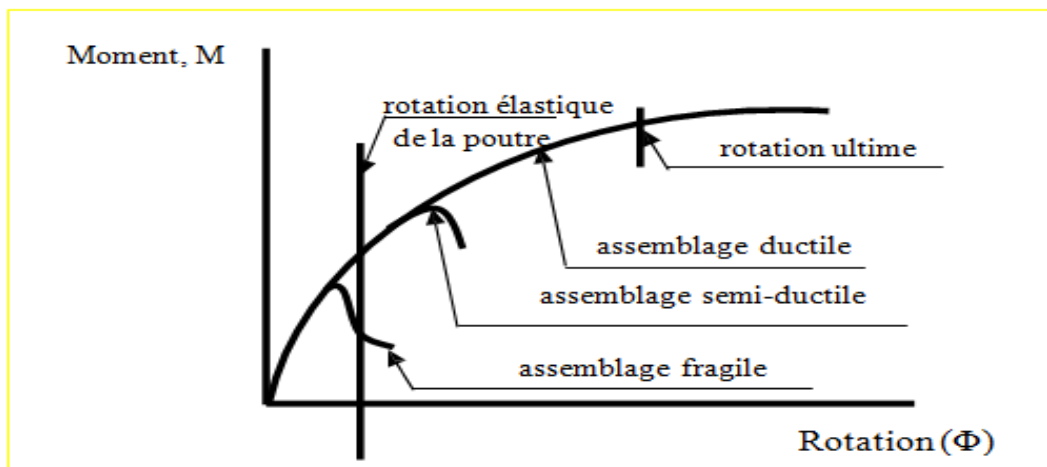


Figure 1.18 : classification des assemblages selon le capacité de rotation [2]

Ce plateau indique généralement l'apparition de déformations plastiques. La semi-ductilité se situe entre les comportements fragile et ductile.

Conclusion

La connaissance des matériaux utilisés en construction mixte est nécessaire pour définir les caractéristiques mécaniques et intrinsèques de chaque matériau qui sont indispensables dans les phases de conception et de calcul.

La construction mixte s'est rapidement développée grâce à sa flexibilité dans la conception (conception simple), le profilé métallique est lié à la dalle en béton qu'il porte. Grâce à la résistance au cisaillement apportée à l'interface par la connexion, les deux matériaux de construction traditionnels sont ainsi associés en flexion.

La connexion entre les différents éléments est essentielle pour garantir une collaboration en flexion.

Le mode de réalisation, de par ses possibilités de construction avec l'acier et le béton, offre de nombreux avantages économiques et techniques (rapidité de montage, précision d'assemblage, création des éléments monolithiques, ...).

D'une manière générale, la construction mixte et les avantages qu'elle offre ne sont plus à démontrer, elle ouvre une large porte vers la modélisation et l'industrialisation de la construction, elle est appréciée et recherchée dès que des grandes portées ou des grandes hauteurs s'imposent.

Cependant ce type de construction repose principalement sur les assemblages des différents éléments nécessitant une précaution supplémentaire, d'où les méthodes avancées de calcul qui considèrent l'assemblage comme un élément séparé.

Chapitre 2 :

Hypothèses de calcul

1. But de travail

Ce travail consiste à faire une étude comparative entre deux portiques : le premier portique (mixte) comprend des poteaux tubulaires en acier remplis de béton, et le deuxième portique (acier seul) comprend des poteaux tubulaires sans remplissage. Puis, les deux modèles sont renforcés par des plaques métalliques. Une approche locale est effectuée en considérant les portiques sous sollicitation horizontale.

Les calculs sont effectués en utilisant le modèle numérique à comportement élastique pour le béton. Le modèle est défini par une loi de comportement linéaire. Le modèle numérique utilisé pour les aciers est le modèle Elasto- plastique. Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul par éléments finis "ABAQUS" [1]. Une étude comparative entre les deux modèles est présentée. Les modèles utilisés permettent de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture.

2. Matériaux utilisés dans un élément mixte

En génie civil, dans le domaine de la construction civile et industrielle, l'analyse d'une structure doit passer impérativement par la connaissance du comportement des matériaux le composant. 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 [12, 13,14]. 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 tubulaires en acier remplis de béton sont devenus la forme préférée pour beaucoup de structures en raison de leur utilisation très avantageuse et offrent une résistance supplémentaire contre l'incendie. Ils sont employés dans 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.

3. Comportement des matériaux utilisés dans un élément mixte :

3.1 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. Dernièrement d'autres matériaux de construction ont été développés dont l'objectif est d'améliorer les propriétés physiques, chimiques, ainsi que comportement mécanique des tubes produits à

base de ces matériaux. Les aciers de construction métallique sont essentiellement définis à travers leurs propriétés d'usage. Ces propriétés d'usage font l'objet de garanties. Ce sont :

- la limite d'élasticité à 20 °C, ReH exprimée en N/mm² ;
- la résistance à la traction à 20 °C, Rm exprimée en N/m ;
- l'allongement à rupture à 20 °C, A_l exprimé en % ;
- l'énergie de rupture en flexion par choc exprimée en Joule ;

Les mesures de ces propriétés sont effectuées sur des éprouvettes de différentes géométries normalisées prélevées dans les produits à tester. Les conditions de prélèvement sont définies par les normes et il ne faut jamais oublier que les résultats obtenus correspondent à la localisation ainsi imposée. Le niveau des propriétés peut varier d'un point à un autre du produit et suivant l'orientation considérée ; l'utilisateur doit être attentif à ces risques afin de ne pas généraliser outre mesure les résultats obtenus. Mais, en pratique, le constructeur exige que, dans différentes situations les aciers puissent :

- assurer leur service à la température ambiante ;
- résister à basse température (température inférieure à l'ambiante) ;
- assurer leur service à chaud (température supérieure à l'ambiante) ;
- résister à d'éventuelles sollicitations en fatigue ;
- éventuellement résister à la corrosion atmosphérique.

3.1.1 Performances et comportements mécanique des aciers de construction :

Les performances mécaniques d'un acier à la température ambiante sont appréciées fondamentalement à travers les valeurs que prennent sa limite d'élasticité (ReH) et sa résistance à la rupture en traction (Rm) à 20 °C. Ces deux caractéristiques sont déterminées au cours d'un essai de traction. Cet essai permet de tracer la « courbe de traction » de l'acier figure (2.1) qui représente les variations de la charge unitaire (effort de traction F rapporté à la section initiale S_0 de l'éprouvette) en fonction de l'allongement relatif (allongement de la base de mesure rapporté à la longueur initiale de cette base et exprimé en %) imposé à l'éprouvette. Cette courbe met en évidence deux comportements intéressants de l'acier :

La première partie OA (Fig. 2.1.a et Fig. 2.1.b) correspond au domaine dans lequel l'acier est élastique, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais reprend sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (la déformation disparaît, elle est réversible). C'est le domaine normal de travail de l'acier ; son comportement est alors régi par la loi de Hooke :

traction). Durant toute cette période, la partie calibrée de l'éprouvette se déforme uniformément (d'où l'appellation d'allongement réparti) ;

- L'allongement localisé dans la zone de striction : qui représente la déformation de la partie dans laquelle apparaît la striction, c'est-à-dire la diminution localisée de la section S de l'éprouvette avec, bien entendu, une augmentation de la contrainte vraie locale mais, compte tenu des performances des machines d'essai, une diminution de l'effort total appliqué à l'éprouvette dont la zone hors striction cesse de se déformer et subit un retrait élastique. Cette déformation localisée dépend de la géométrie de l'éprouvette et surtout de sa section.

3.2 Comportements mécaniques du béton

Dans ce qui suit, on présente un aperçu du comportement mécanique du béton à température ambiante sous divers types de sollicitations, en passant en revue son comportement sous sollicitation de compression simple et cyclique, traction simple et cyclique. Cette partie a pour but de mettre en évidence le lien entre la fissuration et l'endommagement. L'essai de traction-compression cyclique, par contre, a pour but de mettre en évidence l'effet de la refermeture de fissures (effet unilatéral).

3.2.1 Comportement en compression

- Comportement en compression uni axial

L'essai de compression uni axial est un essai qui a largement été étudié afin de connaître la résistance en compression. En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16 32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et diamètre de 16 cm avec une aire de 200cm^2 . L'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la figure (2.2)

Nous observons les quatre phases suivantes :

- ✓ La réponse est linéaire jusqu'à 30% - 40% de la limite en compression f_c .
- ✓ La courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% - 90% de la limite f_c . Apparition de l'irréversibilité (déformations permanentes).
- ✓ La courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue.
- ✓ La rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de microfissures et augmentation de volume.

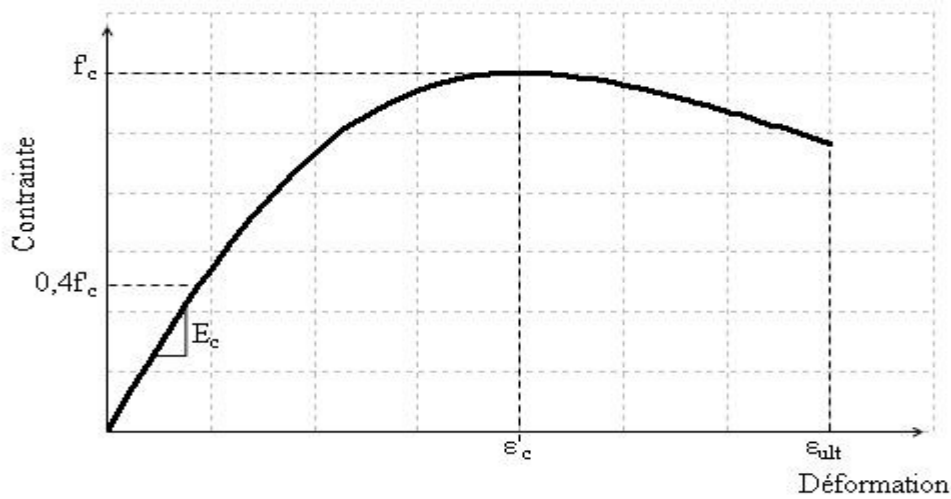


Figure 2.2 : comportement de béton en compression simple [8]

L'interprétation micromécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux [31, 5,27] et il est maintenant bien admis que la dégradation est essentiellement liée au développement de microfissures.

Le développement des microfissures est lié selon plusieurs auteurs, [31,5] à l'effet des extensions (déformations positives). Des observations au microscope optique sur des tranches de matériaux pré sollicités ont montré que l'orientation privilégiée des microfissures est perpendiculaire aux directions d'extensions, créant dans un premier stade une anisotropie du comportement du béton, et dans un stade ultime des surfaces de rupture de même sens fig. (2.3). De plus, il a été montré que les déformations se localisent dans l'éprouvette au pic d'effort, ce qui montre que le comportement post-pic observé est celui d'une structure dans laquelle le matériau ne répond pas d'une manière homogène.

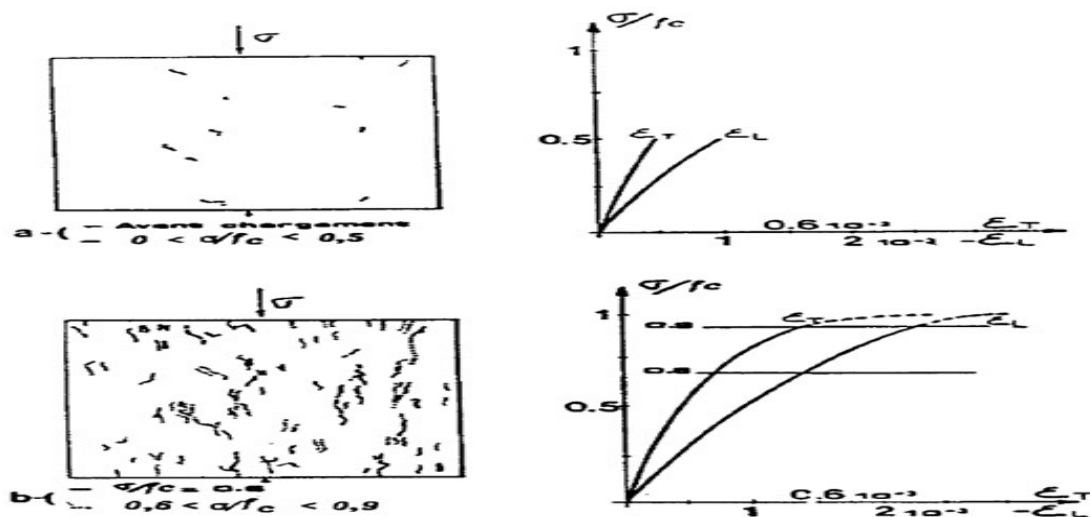


Figure 2.3 : observation aux rayons X d'une éprouvette en béton [37]

- Comportement en compression cyclique

L'essai cyclique en compression simple présenté à la Fig. 2.4, permet d'obtenir d'autres renseignements sur le comportement du béton. D'une part, il permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, et d'autre part, de mettre en évidence le développement de déformations permanentes. Celles-ci sont le plus souvent expliquées par l'effet de frottement entre surfaces des microfissures et le non refermeture complète des microfissures après déchargement. Un autre renseignement peut être tiré de cette figure, il concerne le développement de boucles d'hystérésis. Ce phénomène peut être lié à deux aspects : d'une part, au frottement entre lèvres de microfissures en cours de refermeture ou réouverture de celles-ci, et d'autres parts, au mouvement de l'eau dans la structure microporeuse de la pâte de ciment hydratée.

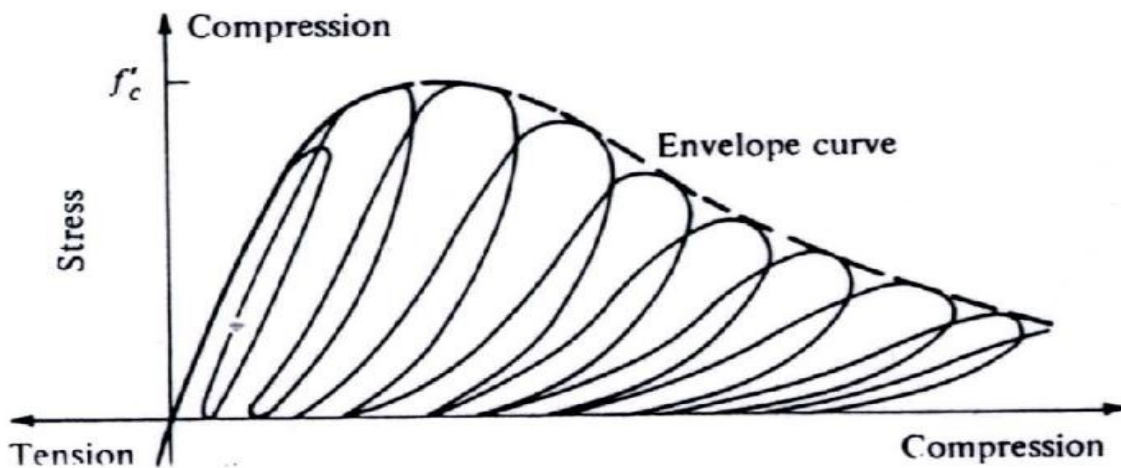


Figure 2.4 : comportement cyclique d'un béton en compression simple [8]

- Comportement sous charge hydrostatique

En ce qui concerne le comportement du béton sous chargements hydrostatiques, le béton présente un comportement élastique non linéaire. La Fig. 2.5, présente le comportement expérimental dans le cas d'une compression hydrostatique [8]. On remarque sur cette figure trois phases de comportement :

- ✓ Une phase élastique non linéaire.
- ✓ Une phase d'assouplissement correspondant à l'effondrement progressif de la structure microporeuse de la pâte de ciment hydraté.
- ✓ Une phase de raidissement liée à l'augmentation des contacts au sein de la matière qui est une conséquence de la destruction des pores.

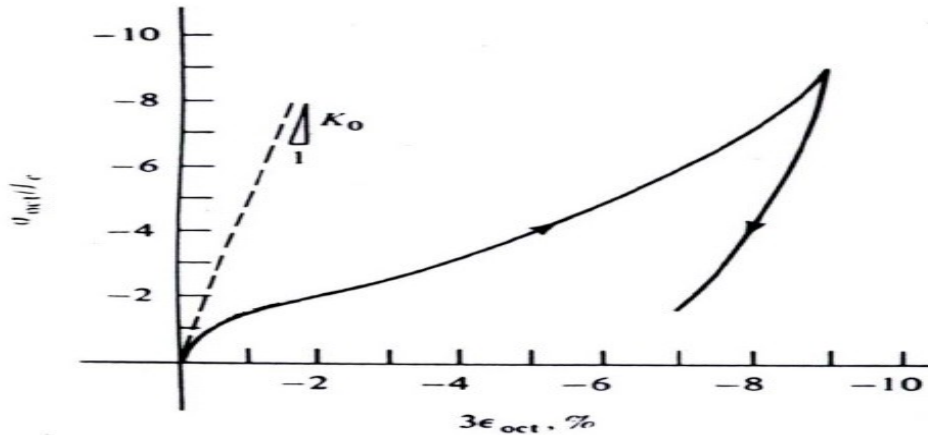


Figure 2.5 : essai de compression hydrostatique du béton [8]

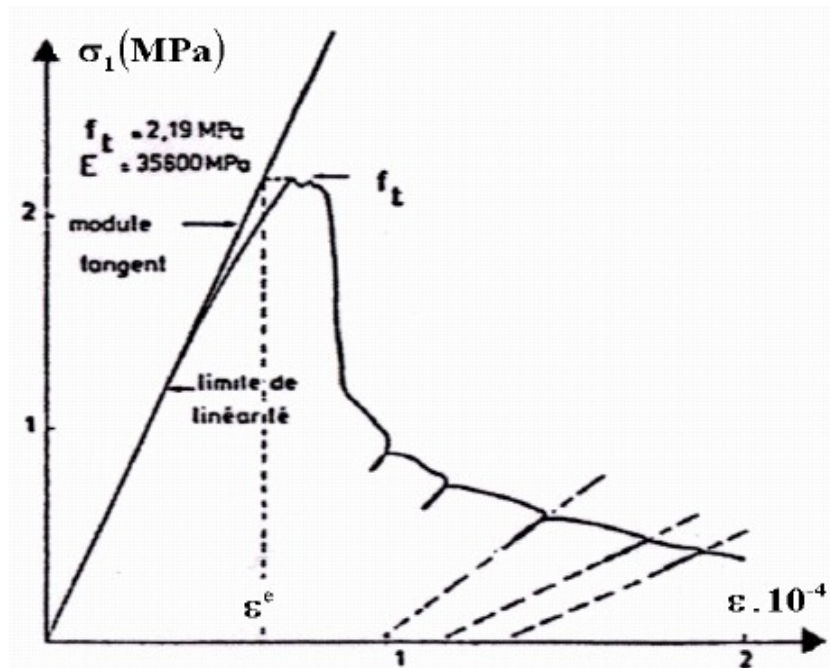
3.2.2 Comportement en traction

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel. On peut faire la remarque ici sur la difficulté de la réalisation de ce type d'essais, c'est pourquoi on fait souvent appel à des essais indirects pour déterminer ce comportement.

- Comportement en traction simple

La Fig. 2.6, présente la courbe contrainte-déformation pour le béton en traction simple (essai de traction directe). Dans cette figure, on peut distinguer deux phases importantes du comportement du béton:

- ✓ Dans une première phase, le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre le pic ($\sigma < f_t$) f_t étant la limite en traction).
- ✓ Une deuxième phase (phase adoucissante), après le pic, est caractérisée par une chute presque brutale de la contrainte. Durant cette phase, les micro fissures bifurquent dans la pâte de ciment et se propagent, pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale.



Les cycles charge-décharge permettent de constater :

- ✓ Une chute importante de la raideur en fin d'essai ($E \approx E_0/2$) ;
- ✓ Apparition de déformation résiduelle ;

Dans son état ultime, l'essai de traction directe conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension.

- Comportement en traction cyclique

L'essai de traction cyclique présenté à la Fig. 2.7, permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. On note sur la Fig. 2.8 que les boucles d'hystérésis sont très faibles.

Ceci paraît logique si l'on admet qu'elles sont principalement dues à des phénomènes de frottement entre lèvres de microfissures ; phénomènes peu importants qu'en compression.

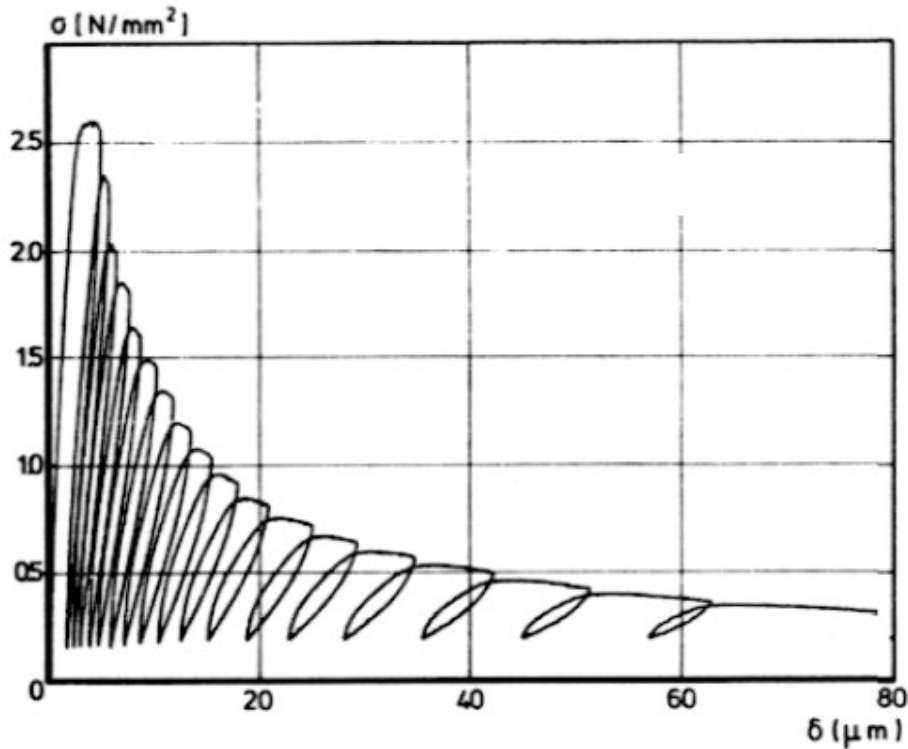


Figure 2.7 : Comportement cyclique du béton en traction simple [35]

3.2.3 Comportement cyclique compression-traction :

Un essai de compression axiale, sur une éprouvette endommagée en traction, met en évidence une propriété importante du comportement du béton, c'est le caractère unilatéral. On constate que la raideur du béton préalablement endommagé en traction augmente très rapidement pour atteindre une valeur proche de celle du matériau non endommagé. Ce phénomène de restauration de raideur initiale lié à la refermeture progressive des microfissures du matériau endommagé. Il y a lieu également donc d'effet de cumul de dommage en changeant le sens de la sollicitation. Il y a lieu également de constater une élasticité bilinéaire du comportement.

Ce comportement a été mis en évidence pour le cas particulière de rupture localises en une seule macro fissure. Il a été par la suite confirmé par le cas d'une distribution diffuse des macros fissures.

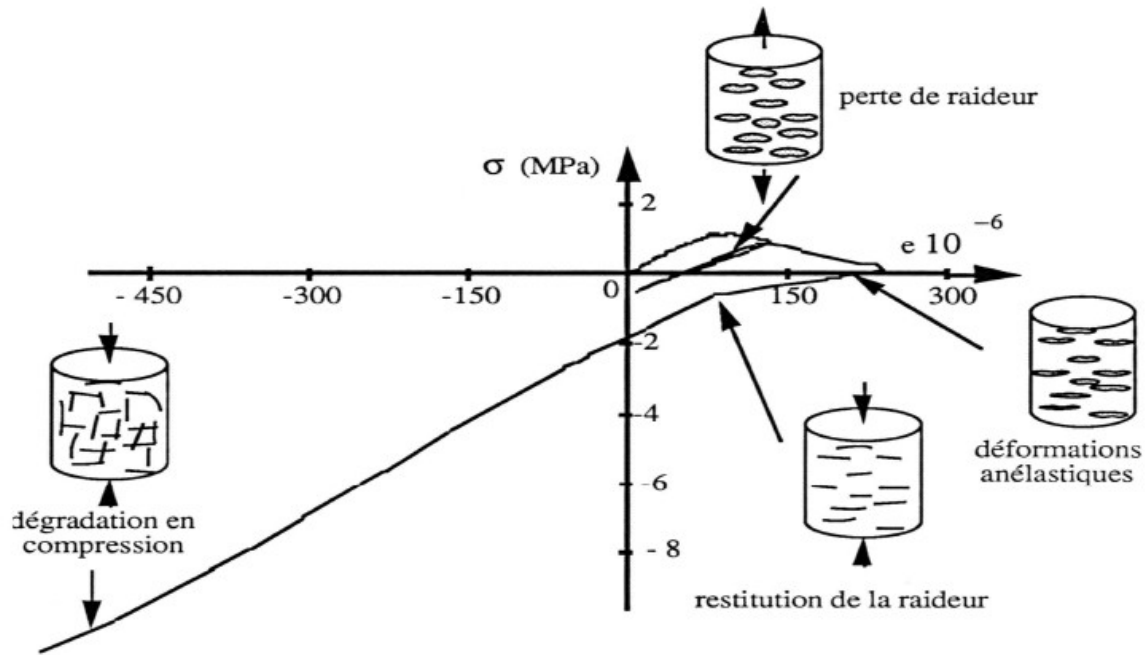


Figure 2.8 : comportement du béton sous chargement cyclique compression-traction [35]

Cet essai met en évidence différents phénomènes :

- ✓ La dégradation du matériau est accompagné d'une perte de raideur ainsi que de la création de déformations anélastiques.
- ✓ La raideur se restaure lorsque le matériau dégrade par une sollicitation de traction est soumis en compression.

3.3 Comportements du béton confiné

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.

3.3.1 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 [34,30,6,20,22,23]. 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 I.18 suivante (Richard et al-, 1928) :

$$f_{cc} = f_{c0} + 4,1f_1 \quad (2.2)$$

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. I.19 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 ($\epsilon_{cc} > \epsilon_{c0}$).

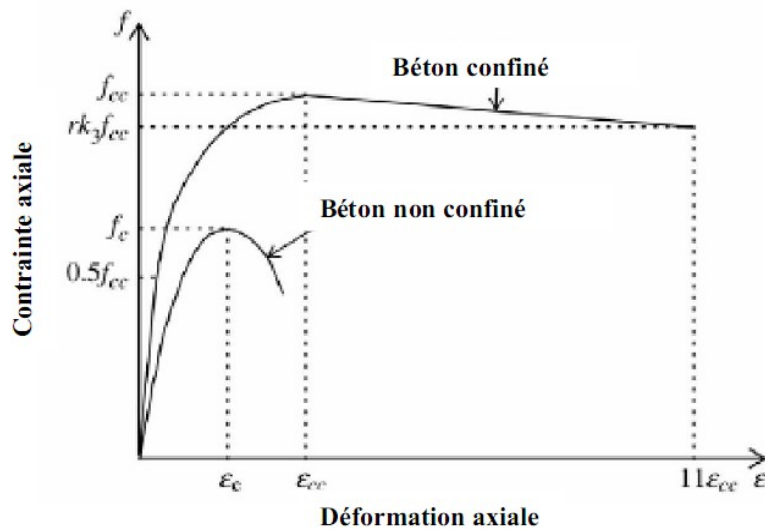


Figure 2.9 : courbes contraintes-déformation d'un béton confiné et non confiné

Pour un poteau en béton armé par convention sous l'effort axial concentrique, la couverture en béton est non confinée et devient inefficace après que sa résistance à la compression est 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 développée en raison de l'action de flambement (Fig2.10) [30].

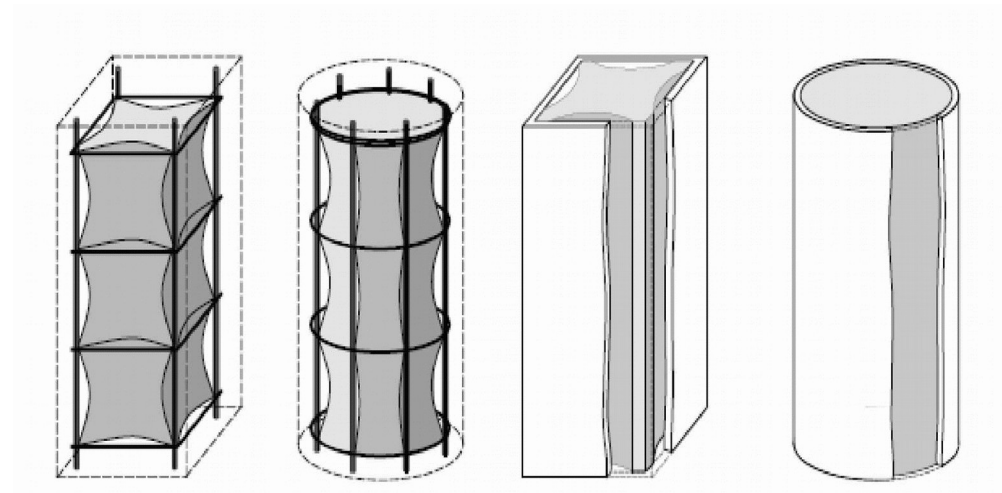


Figure 2.10 : béton efficacement confiné [30]

RICHART en 1928 [34] était le premier à 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 multiaxiaux d'effort ont été exécutés [22, 23,30].

Les sections circulaires peuvent développer une tension circulaire efficace pour fournir une distribution uniforme de pression latérale de confinement (Fig. 2.11.a). Les côtés plats des sections rectangulaires ne sont pas très raides 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 (Fig. 2.11.b).

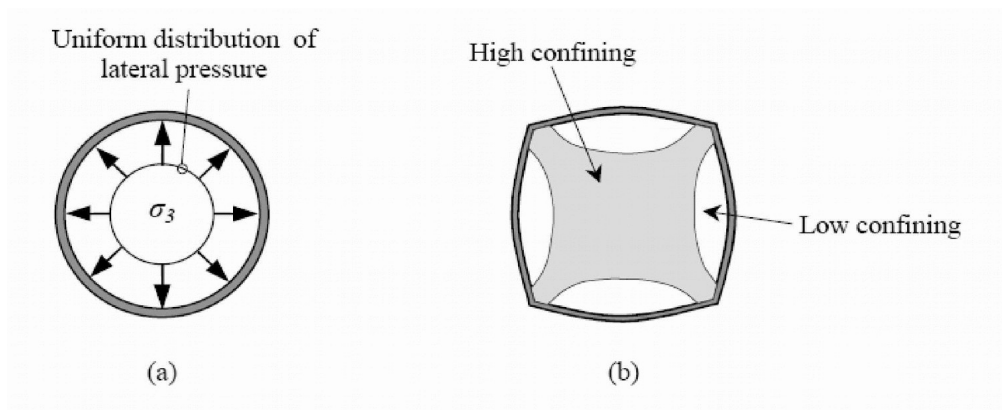


Figure 2.11 : distribution de la pression latérale de confinement

3.3.2 Effets 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'opposent 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 [34].

Dans les sections circulaires remplies de béton, l'influence de la retenue est réduite quand les moments de flexion sont appliqués. Ceci est dû à la contrainte de compression moyenne dans le béton (et à l'expansion latérale associée) qui est alors réduite.

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'élançement est petite.

3.3.3 Interaction entre le noyau béton et le tube en acier

➤ Mécanismes de transfert de charge

Dans le type de structures étudiées par JOHANSON [30], les tubes en acier sont 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 avec une 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 exigées dans les raccordements là où les éléments pénètrent le noyau béton que dans un raccordement fixé juste à l'acier.

Kennedy en 1984 [30] 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 résultent 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 (Fig. 2.12).

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 soumis à ou un état de flexion pure [30].

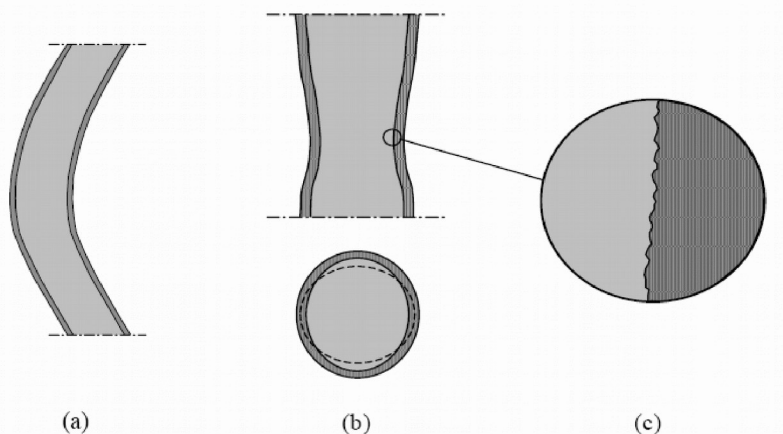


Figure 2.12 : effets de liaisons

3.4 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 liée 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 chargé 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 (Fig. 2.13).

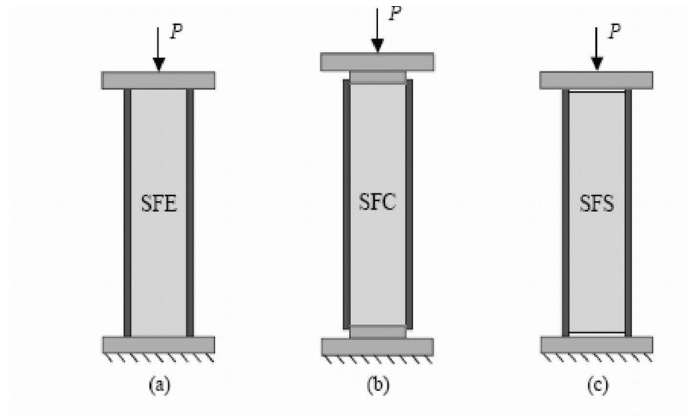


Figure 2.13 : cas charge appliquée

3.5 Résistance résiduelle en cas de rupture par 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 (Fig. 2.14).

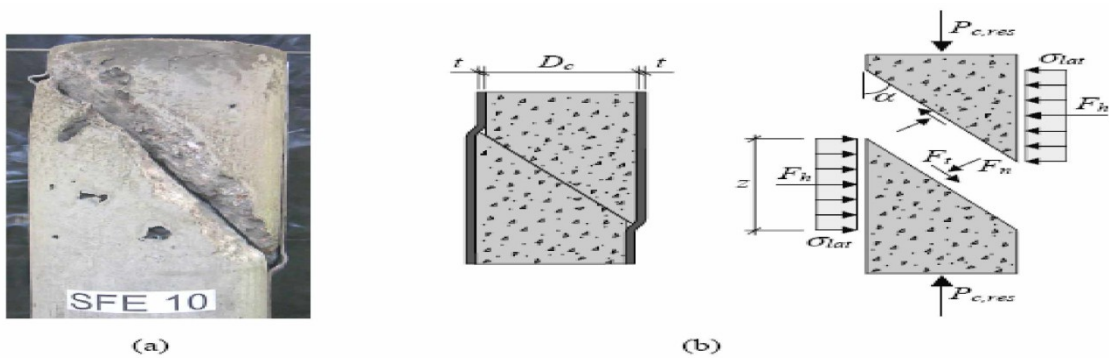


Figure 2.14 : rupture par cisaillement plane

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, enclenchée d'interface, et le frottement (Fig. 2.14). Ces trois mécanismes désignés souvent sous le nom du lien normal. 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.

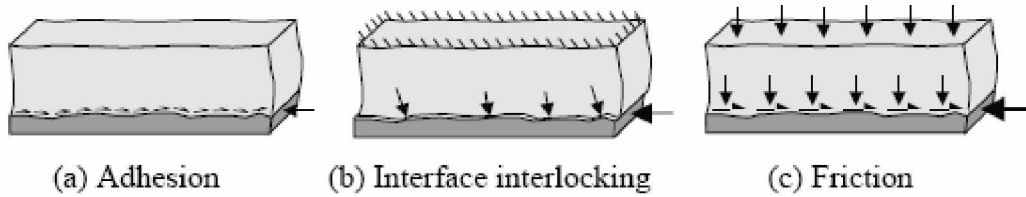


Figure 2.15 : mécanisme de transfert de cisaillement

3.5.1

- **Adhérence**

Le lien initial est fourni par adhérence entre l'acier et le béton (Fig. 2.14.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 à une force maximum d'environ 0,1MPa.

On a constaté que sa contribution pour transférer des efforts de cisaillement peut être négligée 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 que 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.

- **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'une 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. 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. Par conséquent, le contact d'interface est partiellement un phénomène de friction. Le contact d'interface contribue à une rigidité initiale typique partie de la relation charge glissement obtenue à partir des essais de poussée. Selon VIRDI et DOWLING [30], la rupture de ce mécanisme de transfert de cisaillement est liée à l'écrasement local du béton près de l'interface, la

rupture se produit quand l'interface béton atteint une contrainte locale de près de 3,5%. En outre, pas étonnamment, VIRDI et DOWLING 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 le 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.

3.6 Résistance au cisaillement

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 armatures 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 (Fig.2.15) [23]. L'effort de cisaillement de conception est donné par l'équation 2.3 suivante :

$$\tau_{sd} = \frac{N_{C,Sd}}{u_a l_v} \quad (2.3)$$

Où $N_{C,Sd}$ est la résistance du béton de calcul selon l'équation I.20 suivante :

$$\frac{N_{C,Sd}}{N_{sd}} = 1 - \frac{A_a f_y}{N_{sd}} \quad (2.4)$$

Avec :

$$N_{sd} = N_{PL,rd}$$

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

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

$$\tau_{sd} = \tau_{plrd}$$

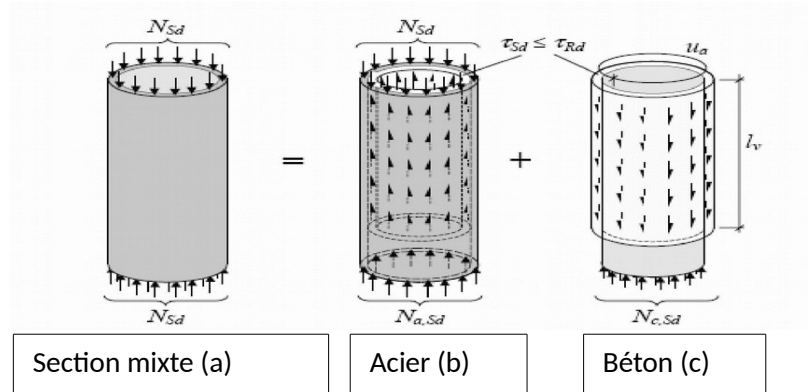


Figure 2.15.b : résistance au cisaillement de différentes sections [47]

4. Analyse de comportement mécanique des poteaux tubulaires remplis de béton

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 basés 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 des 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 de notre travail.

4.1 Comportement de l'acier

La section mixte est l'assemblage de deux matériaux différents de comportement. 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.

4.1.1 Flambement du poteau

Le flambement est un phénomène global qui apparaît sur l'ensemble du poteau et non à 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 à 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 ou le flambement inélastique.

- Flambement élastique :

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.

- Flambement inélastique

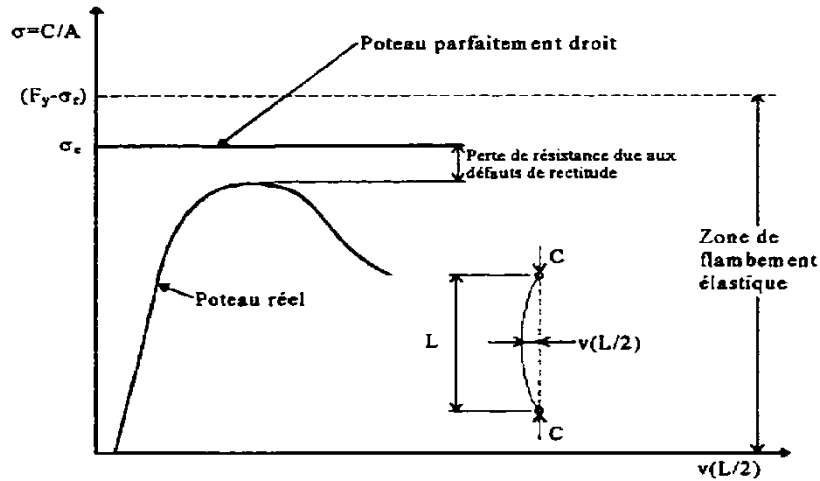
Le flambement est qualifié d'inélastique lorsque le poteau subit une plastification avant d'atteindre sa charge ultime. Ceci se produit lorsque la contrainte critique de flambement n'est pas inférieure à la limite élastique de l'acier mais supérieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude 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 déformée transversale au milieu du poteau cause un moment qui augmente les contraintes dû à la charge axiale et entraîne ainsi une rupture prématurée.

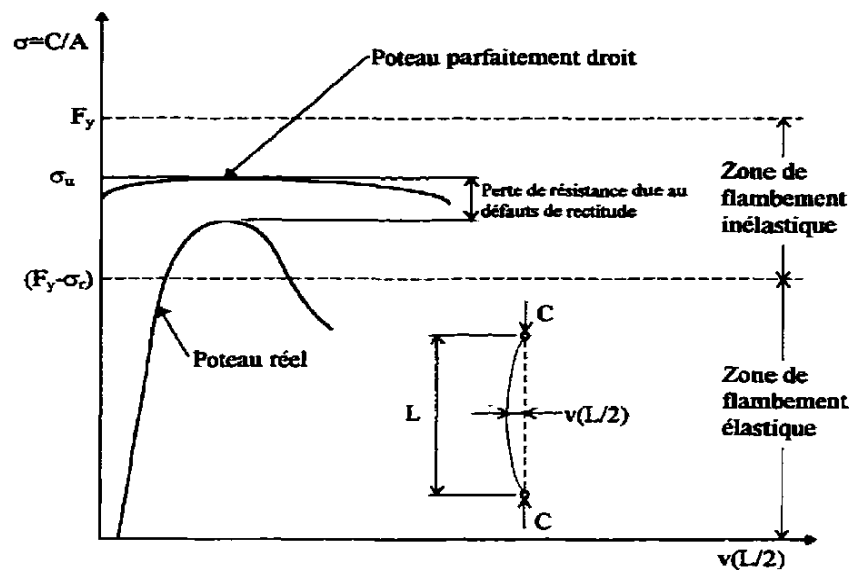
Les sections soumises à des contraintes résiduelles de compression se plastifient à une contrainte de chargement inférieure à la limite élastique de l'acier. Cette plastification hâtive amène une diminution de rigidité flexionnelle de la section et, par ce fait, une diminution de la charge critique. La zone de flambement élastique est ainsi diminuée par la présence des contraintes résiduelles. Le flambement devient ainsi inélastique à 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 Fig. 2.16.a 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 Fig. 2.16.b 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 2.16 : courbes de flambement des poteaux [34]

4.1.2 Équation de calcul pour le flambement

L'approche de conception de l'EC4 [14] pour le flambement d'un poteau est donnée par l'équation 2.5 suivante :

$$N_{sd} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (2.5)$$

Où la valeur de χ , coefficient de réduction relatif au plan de flambement considéré est donné en fonction de l'élanement λ et de la courbe européenne de flambement appropriée.

Le coefficient de réduction au flambement est calculé suivant :

$$\lambda = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \lambda^{-2}] \frac{1}{2}} \leq 1 \quad (2.6)$$

Ou

$$[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \Phi = 0,5 \quad (2.7)$$

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

4.1.3 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 plan de la plaque qui mènent à la ruine de la pièce. 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):

$$\sigma_v = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(B_o/t)^2} \quad (2.8)$$

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 [24].

L'équation de voilement d'Euler est donnée par l'équation I.13 suivante :

$$P_E = (EI) / (KL/\pi)^2 \quad (2.9)$$

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

$$P_C = K_i * P_L \quad (2.10)$$

Où P_L est la charge de la colonne courte, et le facteur de résistance k_i dans l'équation dû au mode d'interaction est donnée par l'équation I.15 suivante :

$$K_i = k_\lambda - \sqrt{K_\lambda^2 - \frac{1}{C * \lambda^2}} \quad (2.11)$$

Où K_λ est un coefficient introduit pour la convenance qui est donnée par l'équation I16 ; et c la constante d'interaction empirique.

$$K_\lambda = (1 + 1/\lambda^2) / 2C \quad (2.12)$$

Et λ est l'élancement défini par :

$$\lambda = \frac{KL}{\pi} \sqrt{(PI)/(EI)} \quad (2.13)$$

L'objectif de l'étude D'EVER.J.BARBERO [24] est de déterminer le coefficient d'interaction des modes de voilement.

Les poteaux mixtes circulaires à parois minces utilisés beaucoup en constructions doivent être conçus 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

Conclusion :

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 constructions mixtes 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.

Pour comprendre le comportement d'une pièce mixte ; il est nécessaire de comprendre le comportement des différents matériaux qui la compose ; notamment l'acier et le béton. Le comportement mécanique du béton et de l'acier sont étudiés, 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 sont détaillés.

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 que le béton porte les forces de compression et que le tube en acier agit en tant qu'armatures longitudinales et latérales du noyau de béton, bien que le tube en acier, puisse aussi porter une grande partie de la charge de compression.

5. SIMULATION DE L'INFLUENCE DE CONFINEMENT, JUSQU'A FRACTURE, SUR LA RAIDEUR DU CISAILLEMENT RENFORCEE OU BETON PRECONTRAINT

• Introduction

De ce temps, beaucoup de chercheurs ont développé un modèle capable à déterminer le global comportement de renforcé ou poutres du béton précontraint soumis à un chargement de cisaillement. Plusieurs de tels modèles sont basés sur la Théorie du Champ de la Compression modifiée (MCFT) Baby et al (2013), VECHIO et Collins (1986,1988), KACHI et al (2006).

Dans le papier présent, le modèle développé par KACHI (2006), utilisant les équations d'équilibre et de la compatibilité, pour déterminer le comportement global des poutres concrètes renforcées, soumise au cisaillement, moment de flexion, charge axiale, est utilisé pour analysé le comportement global des poutres en béton renforcées confinée et non

confinée. On ordonne à simuler l'influence de confinement sur le comportement des poutres en béton renforcées soumise à un chargement du cisaillement. [6]

5.1 Hypothèses générales

La déformation de la section suit le principe de Bernoulli. La déformation normale d'une section est donnée par :

$$\varepsilon_{x(y)} = \delta_u + \delta_{w.y} \quad (2.14)$$

Lois constitutives de matières

- **constitutif bas de béton**

Pour le béton libre (non confiné) nous utilisons la relation contrainte-déformation donnée dans ANNEX 1 de BPEL (1999), lequel implique la limite de compression béton f_c et la déformation correspondante ε_{b0} . Dans ce cas les contraintes sont données par :

$$\sigma = f_{cj} \frac{k_b \varepsilon - (k'_b - 1) \varepsilon^2}{1 + (K_b - 2) \varepsilon - k'_b \varepsilon^2} \quad \text{Avec} \quad \varepsilon' = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}, \quad k_b = \frac{E_{c0} \varepsilon_0}{f_{cj}}$$

Pour un béton normal, il prend généralement :

$$K'_b = k_b - 1$$

Pour le béton confiné, la limite maximum de compression et sa déformation correspondante étaient calculé en 1988.

Le rapport contrainte-déformation basé sur le rapport SARGIN proposé par BOUAFIA en 2010 figure (a) :

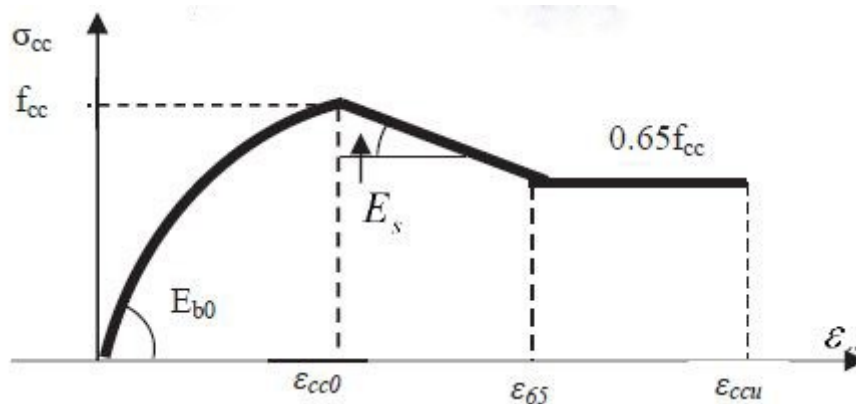


Figure 2.17 : courbe contrainte déformation pour le béton confiné

Ces deux rapports sont transformés pour décrire le comportement du béton dans les directions principales d1 et d2.

La relation contrainte-déformation d'un béton tendu dans la direction d1 est assurée par le rapport BELARBI et HSU

- $\sigma = E_{c0} \cdot \varepsilon$ si $|\varepsilon| \leq \varepsilon_{ct}$
- $\sigma_1 = f_t \cdot \left(\frac{\varepsilon_{ft}}{\varepsilon_1} \right)^{0.4}$ si $|\varepsilon_{ct}| \leq \varepsilon \leq |\varepsilon_{rt}|$ (2.15)
- $\sigma_t = 0$ si $|\varepsilon_{\square}| \geq \varepsilon_{rt}$

Renforcement constitutif

Le comportement de l'acier est caractérisé par les lois de BPEL 1999

5.1.1 Équilibre de la section

La déformation normale d'une section est donnée par : $\varepsilon_{x(y)} = \delta_u + \delta_{w.y}$ et sa déformation transversale est définie par γ_{moy} . La contribution de cette déformation est prise en considération par une approche non linéaire. Dans le cas d'un tendon précontraint interne il est nécessaire de prendre en considération la pré-déformation dans le câble. Cette pré-déformation représente la différence entre la déformation de tendon et celle du béton dans le même niveau [6].

- **Équations d'équilibre**

Les trois équations d'équilibres de model renforcé montrent que les contraintes dans le béton satisfait les contraintes de cercle de MOHR. Supposé que les barres en acier peuvent seulement résister aux contraintes axiales. Et alors la superposition des contraintes du béton et celles d'acier sont données :

$$\sigma_x = \sigma_{c1} \sin^2 \theta_c + \sigma_{c2} \cos^2 \theta_c + \rho_x f_{ex}$$

$$\sigma_y = \sigma_{c1} \cos^2 \theta_c + \sigma_{c2} \sin^2 \theta_c + \rho_y f_{ey} \quad (2.16)$$

$$\tau = (\sigma_{c1} - \sigma_{c2}) \sin \theta_c \cos \theta_c$$

Nous assumons la coïncidence de la direction du principe des insurances et la direction du principe des tensions :

$$\theta_b = \theta$$

5.1.2 Equations de comptabilité

Ayant supposé que le renforcement est ancré au béton, tout changement dans le béton tendu sera accompagné par un changement égal de l'acier tendu. Si les trois déformations ε_1 et ε_2 et γ_{xy} sont connues et la déformation dans chaque direction peut être trouvée en utilisant le cercle de MOHR alors :

$$\varepsilon_x = \varepsilon_1 \sin^2 \theta + \varepsilon_2 \cos^2 \theta$$

$$\gamma_{xy} = 2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \sin \theta \cos \theta \quad (2.17)$$

5.1.3 Résultats et interprétations

Les caractéristiques géométriques et les propriétés des différents matériaux sont données dans Table 1

Tableau 2.1 : les caractéristiques géométriques et les propriétés de différents matériaux [6]

| Beam | Dimensions | | Concrete | | Transversale reinforcement | | | Longitudinale reinforcement | | Prestress steel | | |
|------|------------|---------|----------|--------------------|----------------------------|-------|-------|-----------------------------|-------|-----------------|----------|------------------------|
| | EXT | INT | f_c | ε_{c0} | Barres | s_t | f_e | Nb. x ϕ | f_e | A_p | f_{pe} | $\Delta \varepsilon_B$ |
| | mm | mm | MPa | 10^{-3} | ϕ (mm) | mm | Mpa | (mm) | Mpa | mm ² | Mpa | 10^{-3} |
| | | | | | | | | 12 x 29 | 345 | - | - | - |
| SA3 | 305x610 | 152x406 | 40.0 | 2.8 | 9.5 | 72 | 373 | 4 x 22 | 462 | | | |
| SK3 | 305x610 | - | 28.2 | 2.2 | 9.5 | 100 | 400 | 8 x 25 | 442 | - | - | - |
| SK1 | 305x610 | - | 26.9 | 2.25 | 9.5 | 100 | 400 | 8 x 25 | 442 | 1540 | 1450 | 4.82 |
| SK2 | 305x610 | 121x381 | 26.9 | 2.25 | 9.5 | 100 | 400 | 8 x 25 | 442 | 1540 | 1450 | 4.82 |

La figure (b) montre la comparaison des valeurs calculées dans le cas d'un cisaillement pure d'un béton renforcé libre et confiné

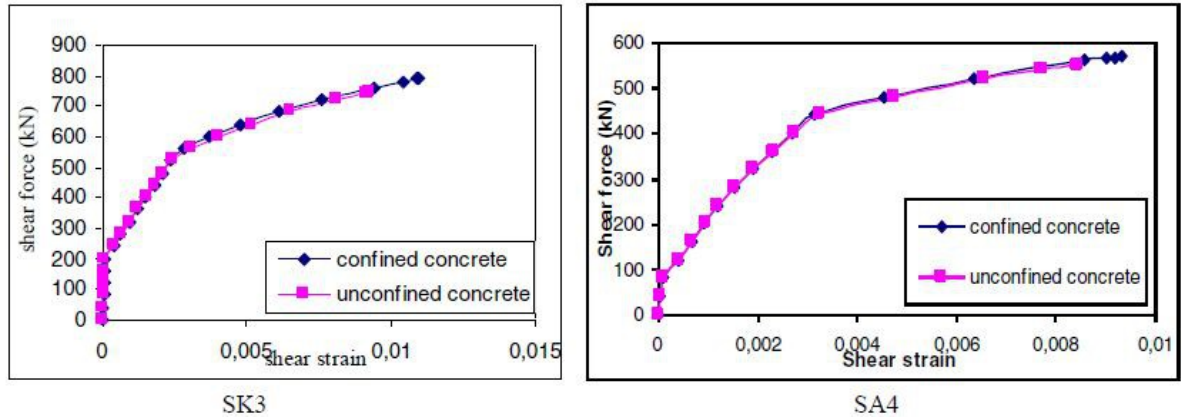


Figure 2.18 : comparaison des valeurs calculées dans le cas d'un cisaillement pure d'un béton renforcé libre et confiné [6]

La figure en dessous montre la comparaison des valeurs calculées dans le cas d'un cisaillement pure d'une section en béton confiné et non confiné, renforcé et béton précontrainte

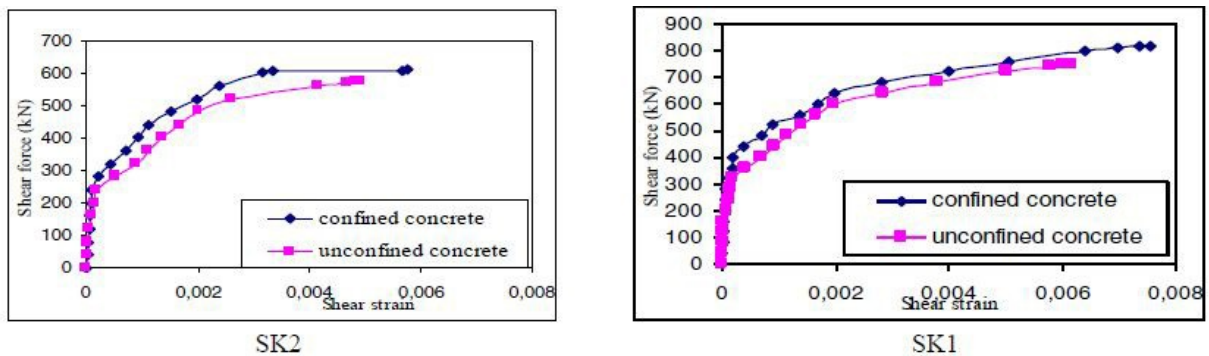


Figure 2.19 : comparaison des valeurs calculées dans le cas d'un cisaillement pure d'un béton confiné et non confiné, renforcé et béton précontrainte [6]

Nous pouvons voir cela dans le cas du béton renforcé, le terme cisaillement de raideur

$$\frac{\Delta_V}{\Delta \gamma_{MOY}}$$

, est pratiquement le même dans chaque stade de comportement. Cependant,

après que l'acier à céder il y a une petite augmentation dans la raideur du cisaillement dans le cas du béton confiner. La déformation et la valeur ultime de cisaillement à la fracture est augmenté par le confinement. Dans la figure (c) nous pouvons voir cela dans le cas du béton précontraint. Le confinement augmente la raideur de cisaillement dans chaque stade de comportement. car la précontrainte mobilise les contraintes maximum de compression. Également, la contrainte et la valeur ultime de cisaillement à la fracture sont augmentées par le confinement. [6]

Conclusion

Le modèle analytique présenté est basé sur multi layer sections analytiques. L'équilibre global de sections est analysé sous la supposition d'égalité de contraintes longitudinale. Le model introduit un terme diagonal non linéaire pour prédire le comportement global jusqu'à fracture dans la flexion combiné. Le confinement de béton est effectif pour augmenter la déformation et la valeur ultime de cisaillement à la fracture et raideur de cisaillement ou mobilisé les contraintes maximum de compression. Cependant, plusieurs calculs sont nécessaires pour déterminé le taux optimum de confinement nécessaire dans le cas d'une flexion cisaillement pour déterminé le mode et le taux de structures du freinage particulièrement sensible à l'effet de cisaillement. [6]

Chapitre 3 :

Méthodes numériques de résolution des systèmes non linéaires.

Généralités :

La discrétisation par la méthode des éléments finis des équations de comportement non linéaire présentée dans les chapitres précédents conduit à un ensemble d'équations algébriques non linéaires appelées : équations des forces résiduelles.

La résolution numérique d'un système d'équation non linéaire résultant de l'approximation par éléments finis de l'équilibre d'un solide élastique non linéaire, repose le plus souvent sur des algorithmes incrémentaux. La plupart de ces algorithmes sont basés sur la méthode itérative de Newton – RAPHSON. Ainsi les logiciels de calcul des structures par éléments finis utilisent cette technique de prédiction correction pour rechercher les solutions des problèmes non linéaires. Des variantes de cette méthode ont été proposées et on peut citer la méthode de Newton modifié qui permet d'utiliser une seule matrice pour toutes les itérations ou la méthode dite quasi – Newton qui représente un compromis entre Newton – RAPHSON et Newton modifié. Cette méthode demande moins d'itérations que celle de Newton modifiée mais n'apporte pas d'importantes améliorations. Ces variantes peuvent être avantageuses dans certaines situations (certaines lois de comportement, certains modèles de frottement,...) pour diminuer le coût de calcul relié à la factorisation de la matrice tangente.[32]

1. Les méthodes de résolutions incrémentales des problèmes non linéaires

1.1 Méthode Purement Incrémentale

A chaque incrément de charge la matrice de rigidité ayant valeur constante calculée à l'aide de la matrice de rigidité tangente construite sur l'état actuel au début de chaque pas. L'inconvénient de cette méthode est dans l'équilibre qui n'est pas corrigé (pas de processus itératif). Par conséquent, cette méthode a deux inconvénients majeurs :

- la déviation du chemin de la solution : due à la propagation et l'accumulation des erreurs qui peut conduire à la divergence de la solution, ceci signifie que la solution exacte peut être obtenue seulement en ré exécutant le problème avec plusieurs tailles d'incrément. (Figure 3.1)
- temps de calcul informatiques : pour réduire l'erreur, beaucoup de petites étapes peuvent être exigées, en particulier dans des régions « difficiles », la matrice de rigidité doit être formée et factorisée à chaque étape. Ceci peut être une proposition consommant trop de temps de calcul pour les problèmes tridimensionnels.

1.2 Méthode Incrémentale Itérative

C'est une méthode itérative basée sur la minimisation d'un résidu d'équilibre. Elle est caractérisée par l'utilisation d'un processus itératif pour chaque incrément de charge.

La correction de l'équilibre peut se faire de plusieurs manières définissant plusieurs types de méthodes incrémentales itératives. Elles se distinguent les une des autres principalement par la nature de la matrice de rigidité calculée pour la correction.

Parmi ces méthodes :

a. Méthode de Newton - RAPHSON

Elle exige le calcul de la matrice de rigidité tangent à chaque itération, la convergence est rapide. Cette méthode s'adapte bien à l'analyse des problèmes fortement non linéaire (Figure 3.2)

b. Méthode de Newton - RAPHSON modifiée

La matrice de rigidité calculée au début de chaque incrément reste constante pour toutes les itérations de chaque incrément jusqu'à la convergence. Ceci conduit à un gain sensible de temps de calcul. (Figure 3.3)

c. Méthode de la Sécante

Cette méthode consiste à utiliser la matrice de rigidité sécante à l'intérieur de chaque incrément afin de corriger l'équilibre. La mise en œuvre numérique de cette méthode est facile mais la convergence est lente. (Figure 3.4)

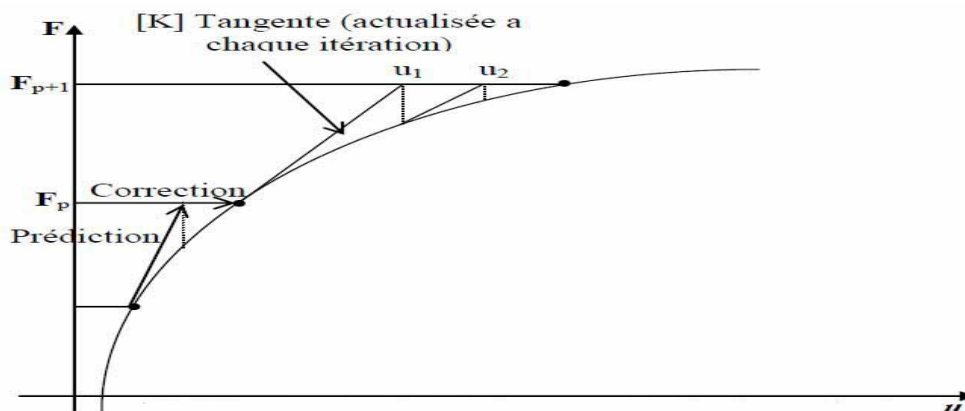


Figure 3.1 : méthode purement incrémentale [32]

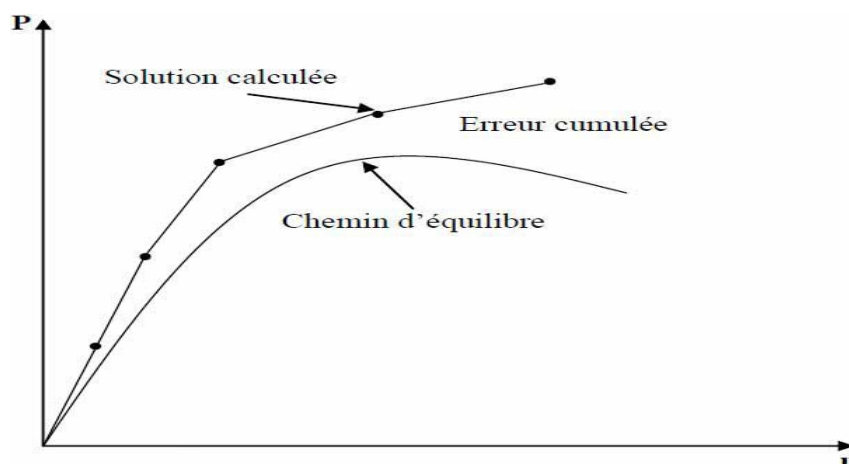


Figure 3.2 : méthode de NEWTON-RAPHSON standard [32]

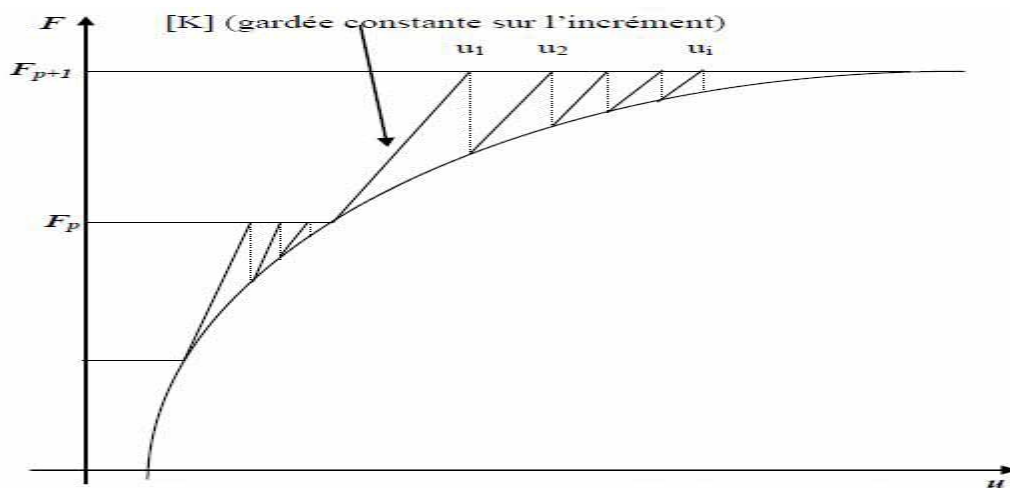


Figure 3.3 : méthode de NEWTON-RAPHSON modifiée [32]

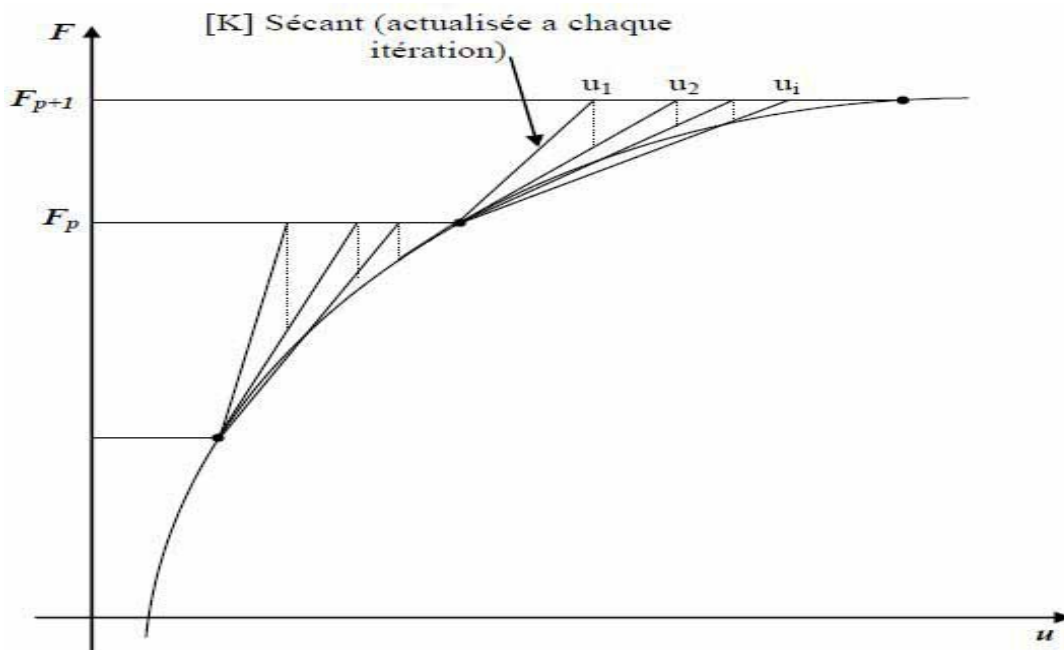


Figure 3.4 : méthode NEWTON-RAPHSON de la sécante [32]

1.3 Méthode des Contraintes Initiales

Cette méthode est une adaptation de la méthode générale de Newton - RAPHSON à la plasticité, où la loi de comportement est une fonctionnelle de l'histoire du matériau. Elle consiste à calculer le résidu à chaque itération à partir de l'état de contraintes résiduelles obtenues en faisant à chaque itération la différence entre les contraintes calculées d'une manière élastique et celles ELASTO - plastique vérifiant le critère de plasticité. Cette

différence de contraintes (considérée élastique) sera minimisée par itérations jusqu'à ce que les forces résiduelles soient suffisamment voisines de zéro.

2. Prédiction - Correction pour la résolution des problèmes non linéaires

Ces méthodes sont bien adaptées pour traiter toutes les non linéarités possibles (non linéarité matérielle, non linéarité géométrique, non linéarité de contact,...). Elles sont basées sur un processus de prédiction - correction, qui consiste, dans une première étape, à linéariser le problème non linéaire de départ et donc d'obtenir d'abord une estimation de la solution et rechercher ensuite une solution corrective ou une direction qui est additionnée à la solution estimée. Elle permettra de s'approcher de la solution recherchée et ceci d'itération en itération. Pour obtenir cette direction corrective, on emploie ordinairement les méthodes de type Newton-RAPHSON, soit la méthode de Newton-RAPHSON standard ou une variante de celle-ci qu'on appelle modifiée [32].

2.1 Equations Fondamentales

L'équation gouvernant l'équilibre d'une structure à comportement non linéaire et discrétisée par éléments finis s'écrit :

$$\{P_{ext}(\{q\}, \lambda)\} - \{Q(q)\} = 0 \quad (3.1)$$

Lorsque les efforts extérieurs dépendent de la déformée (charge hydrostatique, par exemple), la contribution de la matrice des forces suiveuses dans la matrice de rigidité tangente est essentielle. Dans le cas où les efforts extérieurs ne dépendent pas de la déformée de la structure, la matrice des forces suiveuses est nulle, l'équation précédente s'écrit :

$$\{P_{ext}(\lambda)\} - \{Q(q)\} = 0 \quad (3.2)$$

λ : paramètre de charge

$Q(\{q\})$: vecteur des forces internes

$\{q\}$: vecteur déplacements nodaux

L'utilisation de la méthode incrémentale nous amène à considérer comme connue la configuration $C(t)$ à l'instant t , et à rechercher la configuration $C(t+\Delta t)$ en équilibre sous le chargement extérieur P_{ext} appliqué à l'instant $(t+\Delta t)$. L'algorithme itératif de Newton -

RAPHSON consiste à construire une suite d'approximation de la configuration d'équilibre recherchée jusqu'à trouver une solution satisfaisant l'équation d'équilibre citée ci dessous.

2.2 Prédiction Elastique Linéaire

Cette partie de l'algorithme permet d'initialiser les grandeurs pour le calcul de l'équilibre, elle sert à donner une estimation linéaire de l'incrément de déplacement.

Soit un incrément de charge $\{\Delta P\}$ appliqué à la structure, la solution élastique correspondante est donnée par :

$$\{\Delta U\} = [K]^{-1} \{\Delta P\} \quad (3.3)$$

A cette solution correspond pour chaque élément fini un incrément de déformation :

$$\{\Delta \varepsilon\} = [B] \{\Delta u\} \quad (3.4)$$

L'assemblage des vecteurs élémentaires permet de définir un vecteur force nodale équivalent à l'état de contrainte calculé à partir des lois de comportement.

Le résidu est donc défini par :

$$\{R\} = \{\Delta P\} - \{\Delta Q\} \quad (3.5)$$

Si le résidu est nul (à la précision près) c'est que la solution obtenue est bonne (cela correspond à un incrément de charge linéaire de la structure), si le résidu est non nul (supérieur à la précision voulue) il faut itérer en cherchant la nouvelle solution de l'équation (3.3), jusqu'à ce que le résidu soit suffisamment voisin de zéro.

2.3 Correction de L'équilibre

La méthode de Newton - RAPHSON est un algorithme reposant sur l'écriture, à chaque itération, du résidu autour de l'itération précédente :

$$\begin{aligned} \{R^{(i+1)}\} &= \{R^{(i)}\} + [K^{(i)}] \{\Delta U^{(i)}\} \\ \{\Delta U^{(i)}\} &= \{U^{(i+1)}\} - \{U^{(i)}\} \end{aligned} \quad (3.6)$$

Est la correction apportée à la solution par l'itération en cours.

La correction $\{\Delta U^{(i)}\}$ est alors trouvée en annulant l'approximation de $\{R^{(i+1)}\}$. C'est-à-dire résolvant le système d'équations linéaires

$$\{R^{(i)}\} + [K^{(i)}] \{\Delta U^{(i)}\} = \{0\} \quad (3.7)$$

$[K^{(i)}]$ Est la matrice de rigidité calculée à chaque itération.

Ceci rend la méthode de Newton – RAPHSON rapide en convergence (donc rapide, en terme de nombre d'itérations). Il peut parfois être avantageux (en terme du temps de calcul total de la procédure itérative) de remplacer la méthode de [Newton – RAPHSON standard, figure (3.2)] par sa variante qui ne possède pas la propriété de convergence quadratique mais nécessite un temps de calcul par itération sensiblement inférieur. L'une de ces variantes : [Newton – RAPHSON de la sécante, figure (2.4)] consiste à utiliser une matrice de rigidité sécante à l'intérieur de chaque incrément de l'état naturel non déformé. La deuxième [Newton – RAPHSON avec correction, figure (3.3)] consiste à utiliser une matrice de rigidité calculée seulement au début de chaque incrément et garder cette valeur pour toutes les itérations.

Le processus itératif s'arrête lorsqu'on satisfait à un critère de convergence choisi à priori. Le critère de convergence contrôle le nombre d'itérations à réaliser dans un incrément, il est formulé soit directement en fonction des forces résiduelles, ou bien indirectement à travers les autres grandeurs (déplacement, déformation,...).

3. Procédure de résolution de NEWTON – RAPHSON

L'approche incrémentale consiste à appliquer le niveau de sollicitation par incréments successifs à l'aide d'un paramètre de charge normalisé λ en recherchant la réponse de la structure à chaque incrément. Généralement on considère le facteur de chargement λ comme une inconnue supplémentaire du problème.

Pour l'algorithme incrémental itératif de Newton - RAPHSON on procède comme suit :

Soit une solution non convergée à l'incrément p et à l'itération (i) définie par le couple charge - déplacement suivant : $\left(\left\{ q_p^{(i)} \right\}, \lambda \right)$

La résolution de l'équation gouvernant l'équilibre d'une structure à comportement non linéaire consiste à la détermination de $(n+1)$ inconnues, qui sont les (n) déplacements nodales du vecteur $\{q\}$, et le paramètre λ , en satisfaisant l'équation d'équilibre et à une équation

scalaire supplémentaire sert à définir le paramètre incrémental à imposer telle que : $f(\{q\}, \lambda) = 0$

Cette résolution non convergée provoque un déséquilibre entre les forces extérieures et celles intérieures. On écrit dans ce cas l'équation suivante :

$$\lambda_p^{(i)} [P_{ext}] - \left\{ Q_p^{(i)} \left(\left\{ q_p^{(i)} \right\} \right) \right\} = \left\{ R_p^{(i)} \right\} \quad (3.7)$$

Le déséquilibre du système défini par cette équation peut être éliminé si la solution non convergée est corrigée. Le processus de Newton-RAPHSON nous permet de corriger la solution non convergée par une solution à l'itération (i+1) et à l'incrément p telle que :

$$\begin{cases} \{q_p^{(i+1)}\} = \{q_p^i\} + \{\Delta q_p^i\} \\ \{\lambda_p^{(i+1)}\} = \{\lambda_p^i\} + \{\Delta \lambda_p^i\} \end{cases} \quad (3.8)$$

Le couple solution correctif, $\{\Delta q_p^i\}, \{\Delta \lambda_p^i\}$ est obtenu après résolution du système :

$$\begin{cases} [K_p^{t(i)}] \cdot \{\Delta q_p^i\} = \Delta \lambda_p^i \cdot \{P_{ext}\} + \{R_p^i\} \\ f(\{q_{p+1}\}, \lambda_{p+1}) = 0 \end{cases} \quad (3.9)$$

L'équation $f(\{q_{p+1}\}, \lambda_{p+1})$ sert à définir le paramètre incrémentale à imposer, nous l'explicitant lors de la présentation de chaque technique de pilotage.

Cette procédure est générale pour les trois techniques de résolution (méthode par contrôle de charge, méthode par contrôle de déplacement, et méthode de la longueur d'arc). La différence entre l'une et l'autre de ces techniques réside dans la définition de la fonction

$$f(\{q_{p+1}\}, \lambda_{p+1}).$$

➤ Stratégies de Résolution

L'algorithme incrémentale consiste à calculer une succession d'états d'équilibre de façon incrémentale. Selon l'expression de la fonction $f(\{q\}, \lambda)$, on retrouve les trois technique de pilotage suivantes :

- technique de charge imposée (control d'effort) ;
- technique de déplacement imposé (control de déplacement) ;
- technique de longueur d'arc imposé.

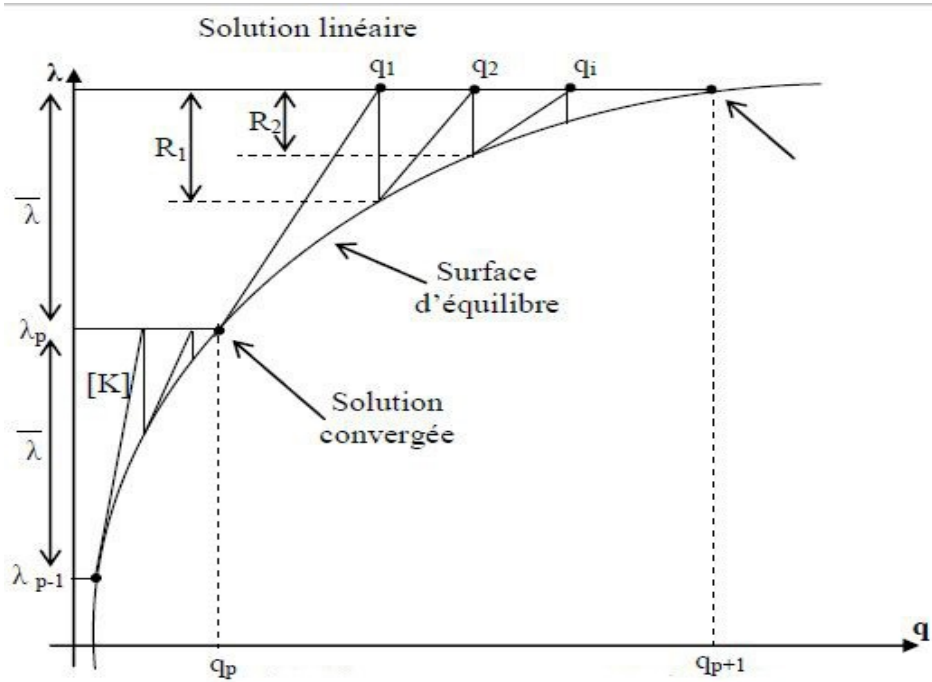


Figure 3.5 : Pilotage en charge imposée

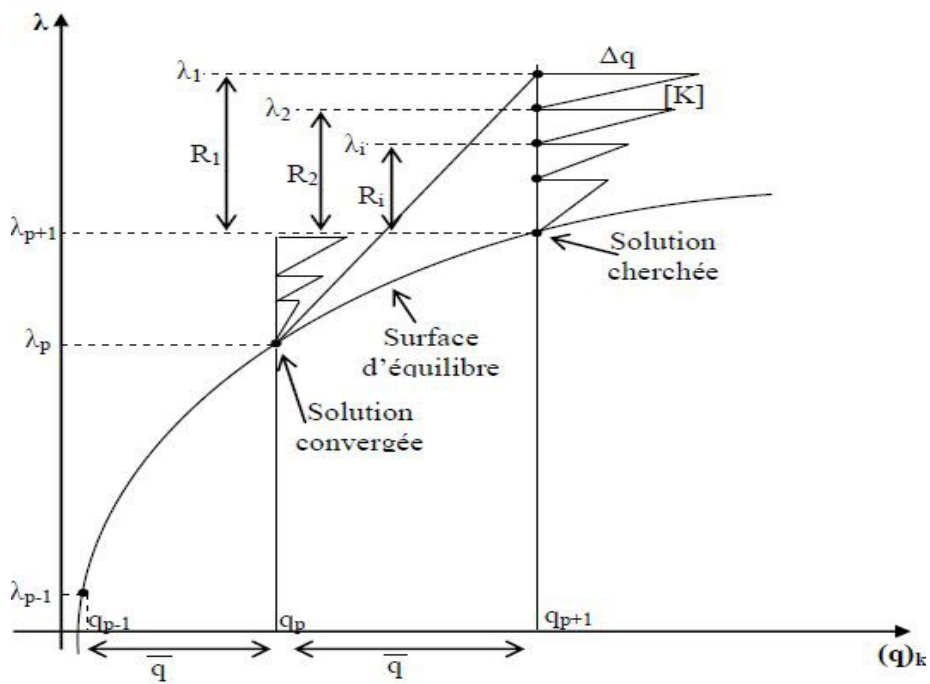


Figure 3.6 : pilotage en déplacement imposé [32]

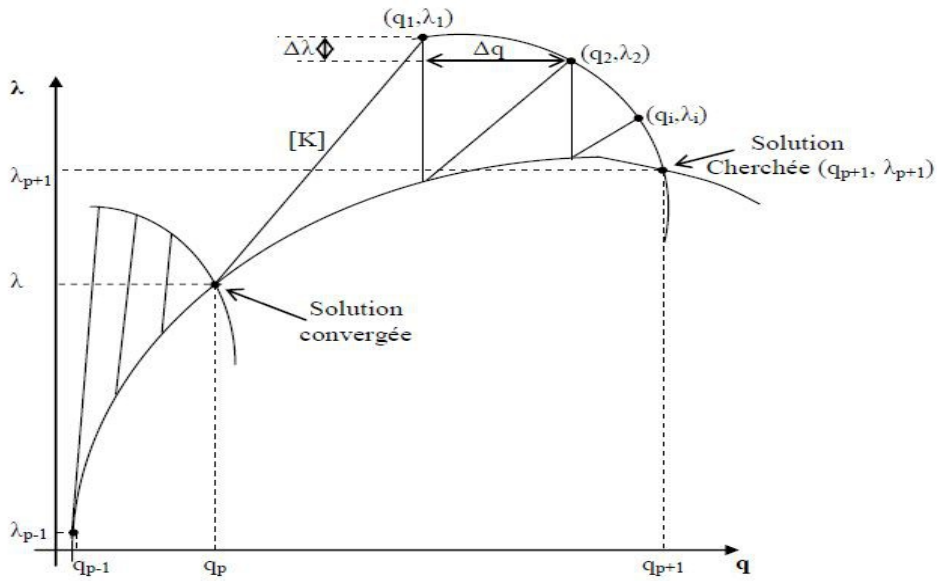


Figure 3.7 : pilotage en longueur d'arc imposée

4. Critères de convergences

Le processus de redistribution des forces nodales résiduelles se continue à cause du manque d'équilibre jusqu'à ce qu'elles deviennent négligeables. Un critère de convergence est donc nécessaire pour vérifier la condition d'équilibre. Ainsi l'équilibre du solide est jugé satisfaisant quand la norme du résidu d'équilibre (sur un incrément) est suffisamment petite comparativement à la norme du premier résidu.

- le critère de forces s'écrit :

$$\left| \frac{R_p^1}{R_p^i} \right| \leq \varepsilon_r \quad (3.10)$$

Où ε_r est le seuil de convergence du résidu.

$|R_p^i|$ Et $\dot{q} R_p^1 \vee \dot{q}$ sont respectivement le résidu à l'itération (1), et le résidu à l'itération (i).

Dans la pratique, il est observé que pour certains cas, ce critère est insuffisant et même pour une faible valeur du ε_r on peut observer des variations au niveau du vecteur de champ du déplacement. Pour garantir que la solution obtenue constitue une bonne mesure du champ du déplacement il faut assurer aussi que la norme de la dernière correction $\dot{q} \Delta q_p^i \vee \dot{q}$ est suffisamment petite par rapport au déplacement cumulé sur l'incrément.

- le critère de déplacements s'écrit :

$$\left| \frac{\Delta q_p^i}{q_p^i - q_{p-1}^i} \right| \leq \varepsilon_d \quad (3.11)$$

Δq_p^i : Déplacement incrémental à l'itération (i)

q_p^i : Solution actuelle à vérifier

q_{p-1}^i : Solution convergée de l'incrément $p-1$

ε_d : est \leq seuil de convergence du vecteur déplacement.

$\varepsilon_d = 10^{-3}$ conduit généralement à des résultats très satisfaisants.

Chapitre 4 :

Etapas de calcul

INTRODUCTION

L'avenir est à l'outil numérique et à la réalité virtuelle. La simulation et l'analyse numérique se sont développées ces dernières années dans la recherche industrielle privée ou publique (constructeurs automobile, aéronautique, spatial...) améliorant ainsi la productivité des industriels et la vie de tous les consommateurs.

La solution d'analyse par éléments finis optimise le prototypage virtuel et la simulation numérique pour l'entreprise en utilisant les hypothèses de la mécanique de l'endommagement et de la rupture en élasticité, plasticité et de la dynamique. Ainsi elle simule et améliore les performances des composants, des matériaux et des produits sujets à de fortes exigences opérationnelles (sécurité, endommagement...).

La simulation et l'analyse numérique ont un impact direct sur la qualité et le temps de mise sur le marché des produits ; de plus, elles accroissent les performances des solutions de gestion du cycle de vie du produit. Elles sont apparues, dans le désir de minimiser le coût d'une étude avec un nombre d'essais optimisés. La difficulté est de créer un modèle C.A.O. se rapprochant au maximum de la réalité (matériaux, conditions aux limites...). L'étude ne sera validée qu'à partir d'essais physiques entraînant des mesures pour la comparaison entre la réalité et la simulation.

ABAQUS est une suite puissante de logiciels de simulation technique, basée sur la méthode des éléments finis, qui peut résoudre des problèmes allant des analyses relativement simples à des simulations non linéaires les plus complexes. ABAQUS contient une vaste bibliothèque d'éléments qui peuvent pratiquement modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une vaste liste de modèles et peut simuler le comportement de l'ingénierie des matériaux les plus typiques, y compris les métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé et les matériaux géotechniques telles que les sols et roches [25].

1. Présentation du logiciel ABAQUS 6.12

Ce logiciel est une suite puissante des programmes de simulation créée en 1978 basée sur les méthodes numériques approchées par éléments finis. Le code de calcul ABAQUS est particulièrement réputé pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Il s'est imposé comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommée mondiale dans tous les secteurs industriels. Il offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. ABAQUS a une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant les métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans des secteurs divers, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problèmes couplés (PIEZO et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols....

Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologie telles que la géométrie de

la structure, le comportement des matériaux constitutants, ses états de frontière, et les charges appliquées. ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions.

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe.inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier.odt.

Deux tâches sont à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier.odt (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc..., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le prétraitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

ABAQUS se divise en trois grands codes [25] :

- ABAQUS/Standard: résoudre par un algorithme statique implicite.
- ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme explicite.
- ABAQUS/CAE: fournit un environnement complet de modélisation et de visualisation pour des produits d'analyse d'ABAQUS.

2. Définition du modèle à simuler

Cette partie consiste en une étude comparative entre deux portiques réalisés avec un système d'assemblage spécifique mixte acier-béton. Le premier portique est réalisé avec des poteaux tubulaires en acier remplis de béton (PAB) et le deuxième portique est un modèle simple réalisé uniquement avec des poteaux tubulaires en acier (PSB). Par la suite des couronnes métalliques de renforcement assurant la liaison entre les poteaux et les poutres sont introduites et ceci afin d'évaluer la performance, et d'étudier le comportement à savoir la naissance successive des rotules plastiques au niveau des sections critiques des deux modèles sous chargement horizontal. Les résultats du modèle (PAB) étudié seront comparés au modèle simple (PSB).

2.1 Le modèle mécanique

On a simulé deux portiques mixtes acier-béton

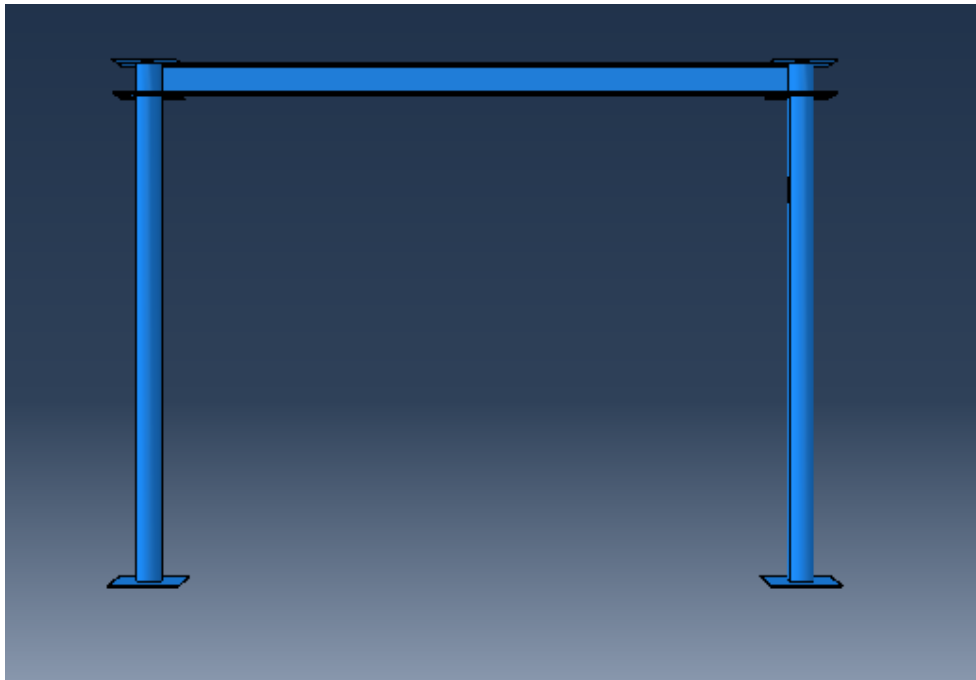


Figure 4.1 : portique étudié

3. Modélisation et données

3.1 Structure

Le fichier d'entrée .INP peut-être réalisé soit avec un éditeur de texte soit avec un pré processeur (mailler automatique). Il est important de savoir lire ce fichier puisque le logiciel de calcul connaît uniquement ce fichier comme fichier d'entrée

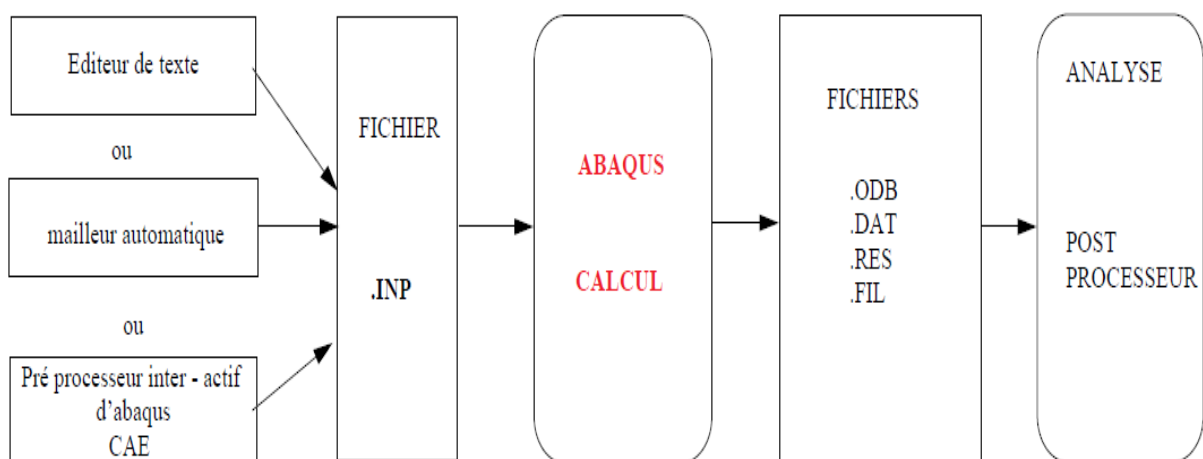


Figure 4.2 : structure

3.2 Création du fichier d'entrer .INP avec le PRE-PROCESSEUR CAE :

Le fichier sera réalisé avec le préprocesseur d'ABAQUS : CAE => LANCER ABAQUS CAE depuis le menu programme. Ce logiciel permet de créer la géométrie, de mailler, d'appliquer les propriétés les conditions aux limites et d'indiquer les calculs à réaliser.

La logique globale est la suivante:

A) La géométrie est composée d'une ou plusieurs PARTS. Pour chaque part on indique au préalable pour faciliter les entrées et le maillage ses caractéristiques principales: système 2D ou 3D, modélisation poutre plaque ou volume, structure déformable ou rigide. Une même PART peut comporter des parties volumiques et des parties poutres par exemple

B) A partir de ces PARTS dans le module ASSEMBLY on créera la structure totale par assemblage de ces parties. Il faudra bien prendre soin que les liaisons entre ces parties servent à positionner les différentes pièces mais ne sont pas prise en compte dans le calcul final. Même si il y a une seule partie il est nécessaire de réaliser un assemblage

C) Création des matériaux avec le module MATERIAL

D) Création des sections (surface, épaisseur, inerties etc.) avec le module SECTION

E) Affectation des matériaux et section à la géométrie de chaque PART avec le module SECTION ASSIGNEMENT

F) Maillage avec le module MESH

G) Création du cas de calcul avec le module STEP. Il est possible d'enchaîner plusieurs cas

H) Création des conditions aux limites avec le module BCs

I) Création du chargement avec le module LOAD

J) Création des sorties demandées avec le module FIELD OUTPUT REQUEST

K) Lancement des calculs avec le module JOB

3.3 La géométrie du portique :

3.3.1 Module PARTS :

- géométrie du poteau tubulaire et du manchon

On a crée le poteau tubulaire et le manchon avec le module PARTS en utilisant des coordonnées des points en deux dimensions et on a créé la 3^{eme} dimension par extrusion. On a utilisé un Shell déformable en 3D comme indiqué sur les figures au dessus :

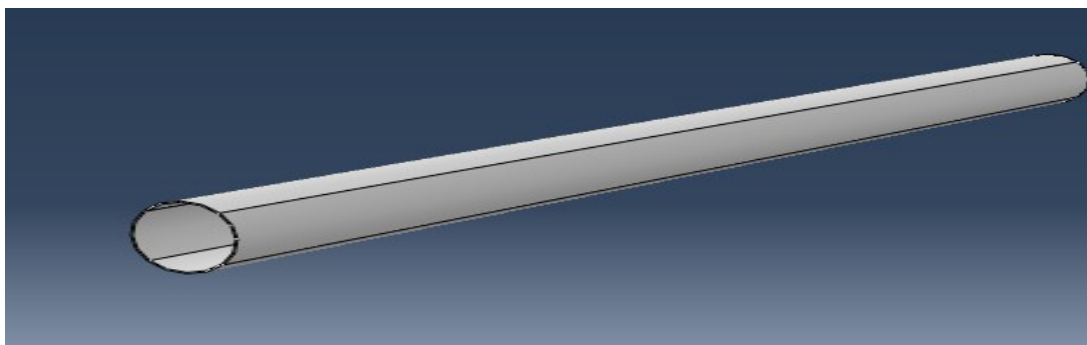


Figure 4.3 : poteau 3D

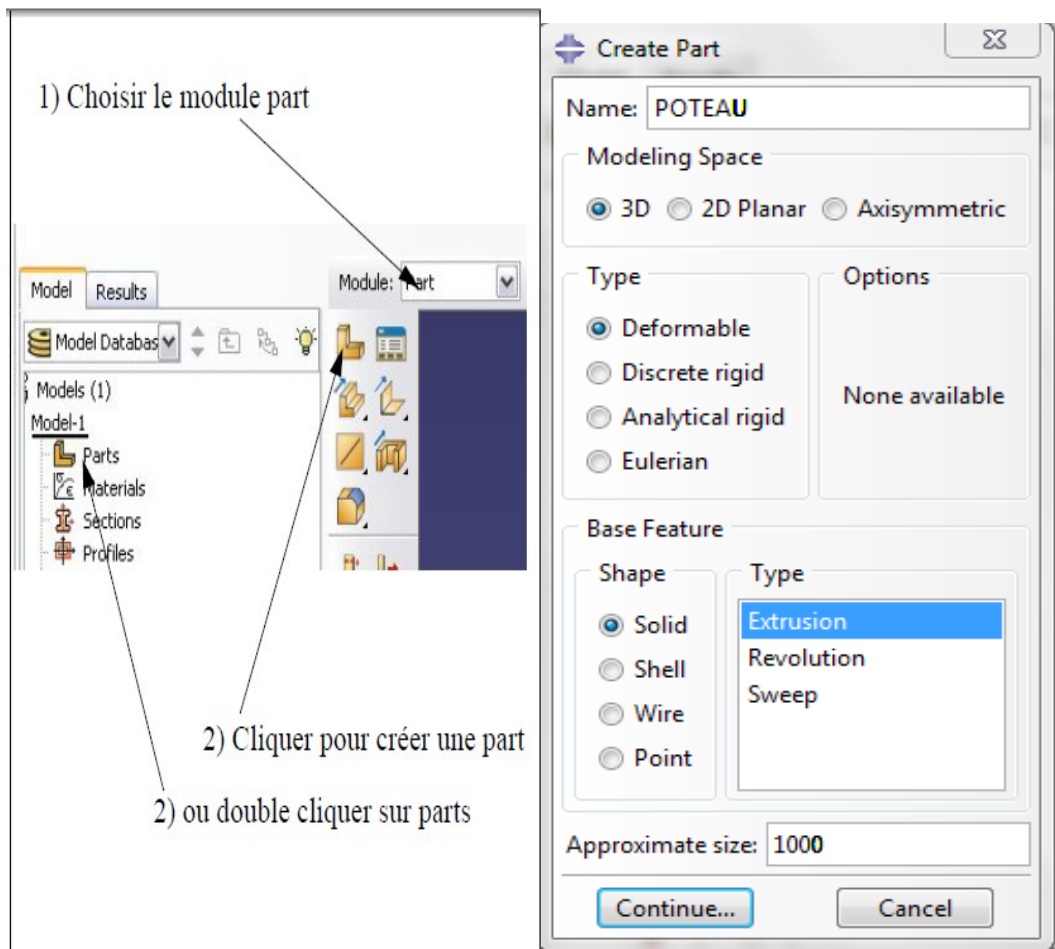


Figure 4.4 : modélisation poteau en 3D

Name : indique le nom

MODELING SPACE : indique la modélisation spatiale

TYPE : indique le type d'étude

BASE FEATURE : indique type d'éléments 1D, 3D ...

APPROXIMATE SIZE : indique la taille maximale pour que les fenêtres et les valeurs par défaut soient optimales.

- Géométrie du béton

Le béton se crée avec un modèle 3D déformable solide ensuite dessiner avec CREAT lignes et dimensionner par la suite.

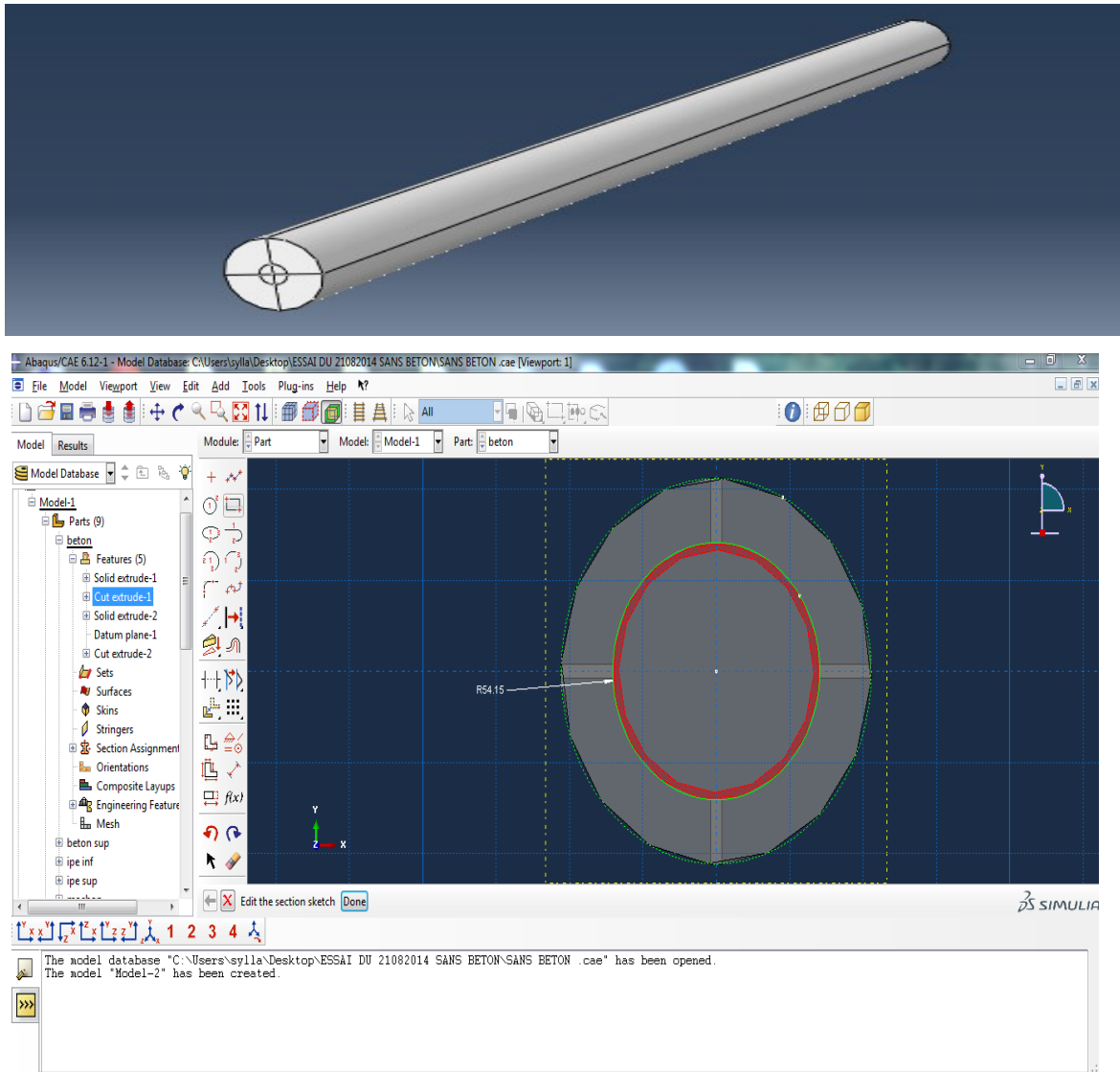
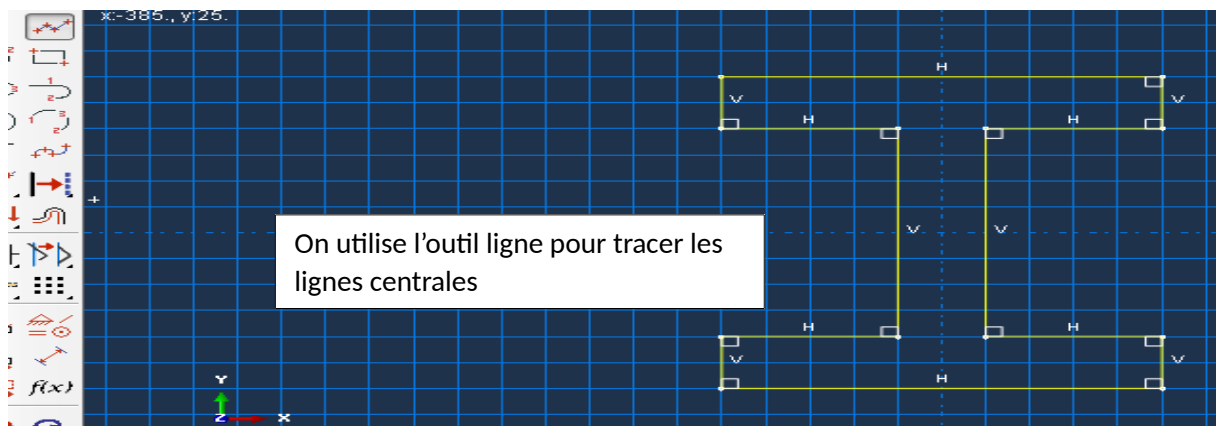
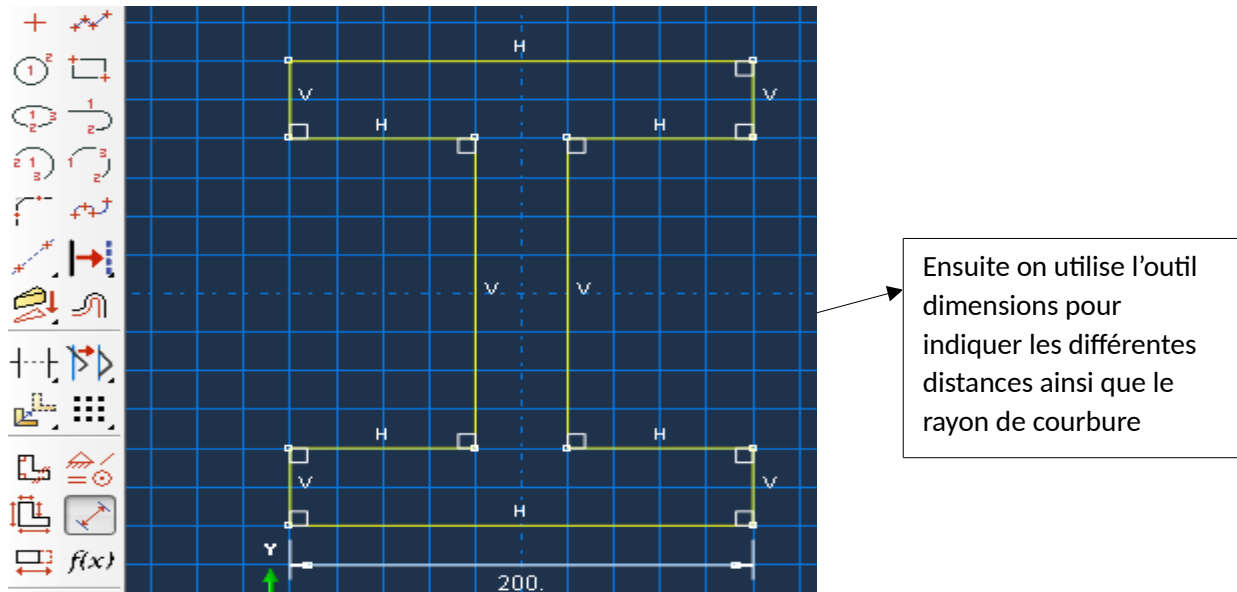


Figure 4.5 : modélisation béton en 3D

- Géométrie de l'IPE

Le modèle peut alors être dessiné en utilisant les outils proposés qui sont assez classiques. Une proposition est donnée ci-dessous qui permet d'utiliser plusieurs outils :





Une fois toutes les dimensions sont faites on clique sur DONE, une boîte de dialogue s'affiche :

DEPTH : indique la longueur ou la hauteur de l'élément.

Dans notre cas on choisit 4000[mm], puis on clique sur OK.

Et on obtient ce résultat final :

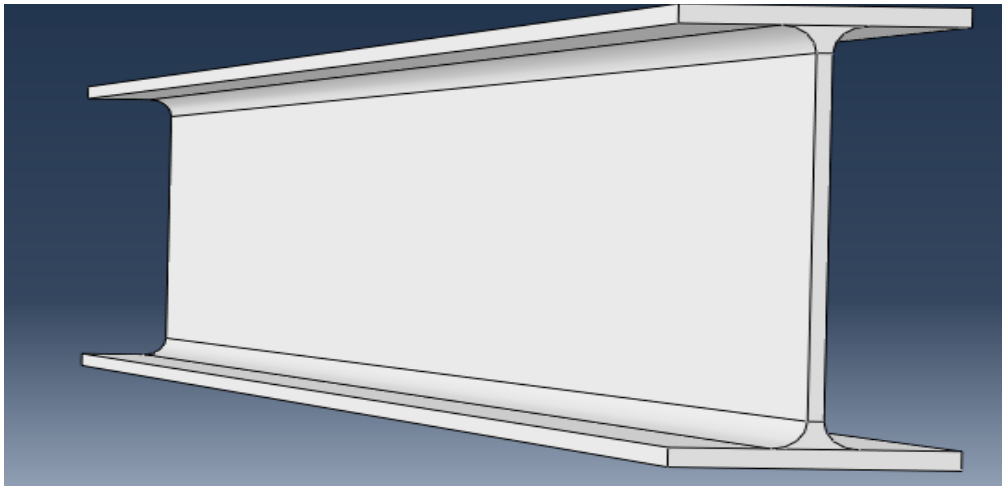


Figure 4.6 : IPE en 3D

3.3.2 Module matériel :

- Création d'un matériau élastique linéaire :

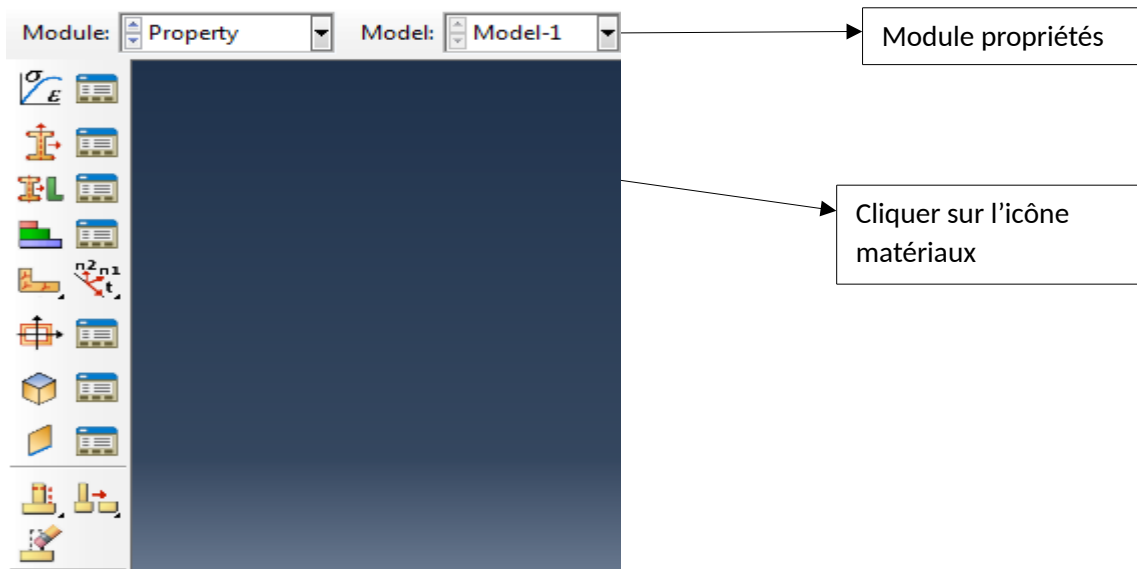
Avant toute simulation il faut définir le matériau à simuler. Dans notre cas, on a deux matériaux dont le béton et l'acier. Il faut introduire toutes les données suivantes qui nous permettent uniquement de lancer un calcul élastique.

- la masse volumique.
- le module de Young.
- le coefficient de poisson.

Etapes de calcul

Pour faire une analyse non linéaire, on doit introduire les lois de comportement non linéaire des deux matériaux.

Pour notre travail, on a utilisé deux modèles numériques intégrés dans ABAQUS, un modèle pour les aciers et un modèle pour le béton.



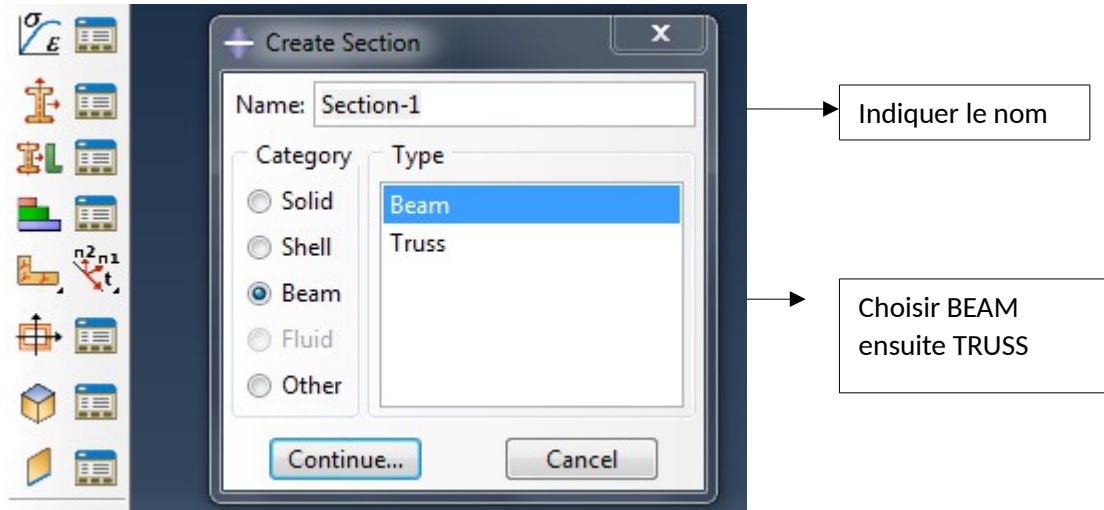
Une boîte de dialogue s'affiche :



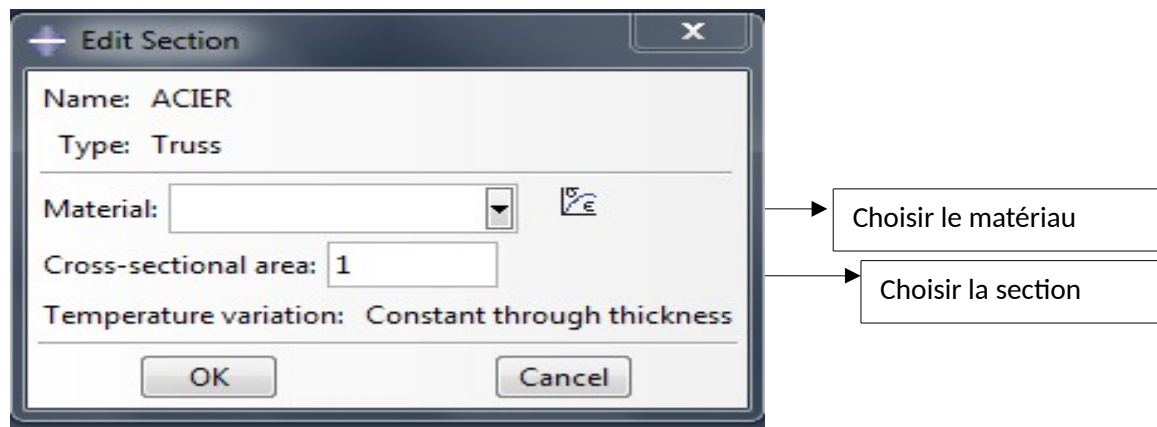
Ensuite on introduit pour chaque matériau les valeurs indiquées dans le chapitre 2 : Masse volumique, module de Young, le coefficient de poisson. Ainsi que les lois de comportements.

- Création des propriétés

Comme la structure est modélisée par des poteaux en acier et un remplissage en béton, il suffit de donner les surfaces des sections pour que les éléments soient parfaitement définis.

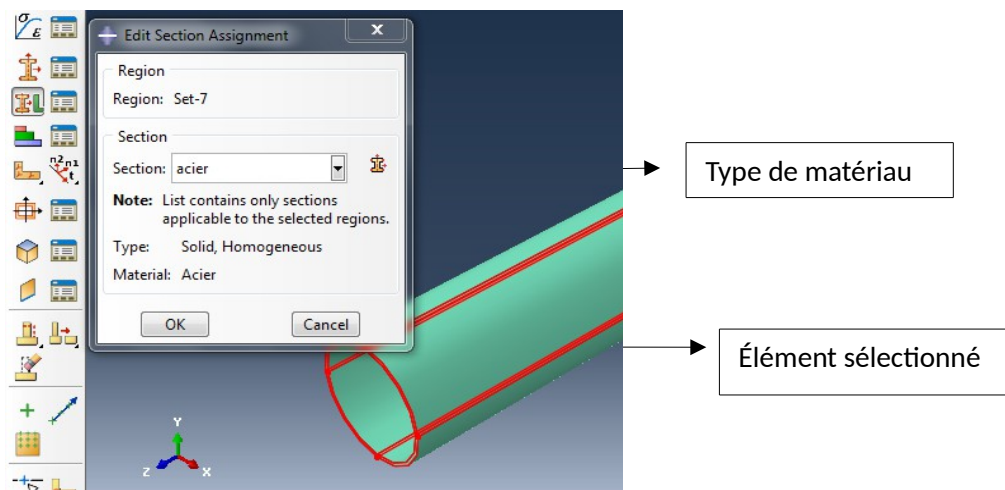


Cliquer sur continue...



Puis on clique sur OK.

Affectation des propriétés : ensuite il faut affecter les propriétés pour chaque élément



3.3.3 Création d'un assemblage :

Même si la pièce comporte une seule partie (PART) il est nécessaire de créer un assemblage qui comprendra uniquement cette partie. L'assemblage est un ensemble d'instances qui sont liés à des parts. On pourra réaliser un assemblage à partir d'une même part répétée et positionnée les unes par rapport aux autres.

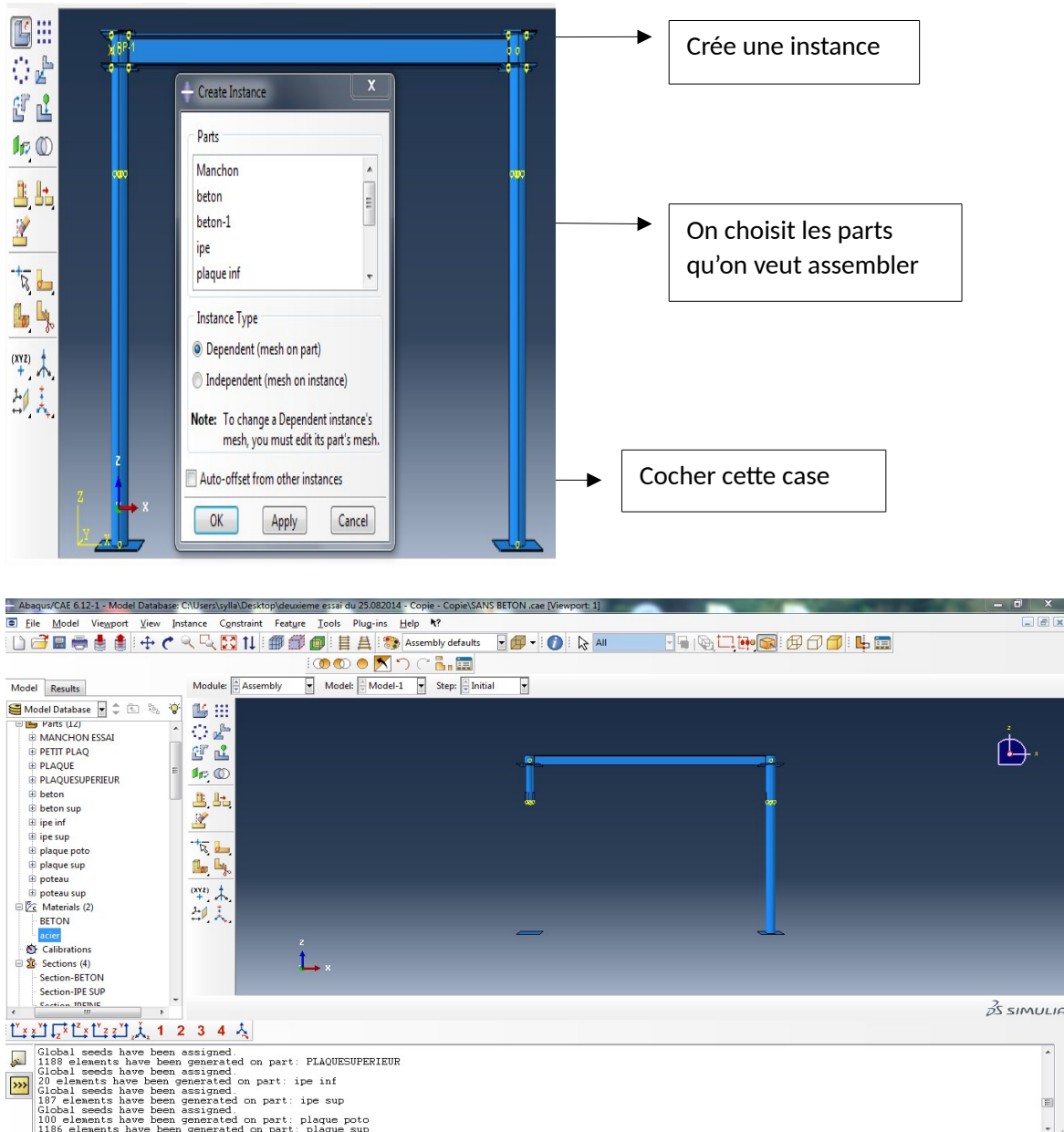


Figure 4.7 : méthodes d'assemblages

Etapes de calcul

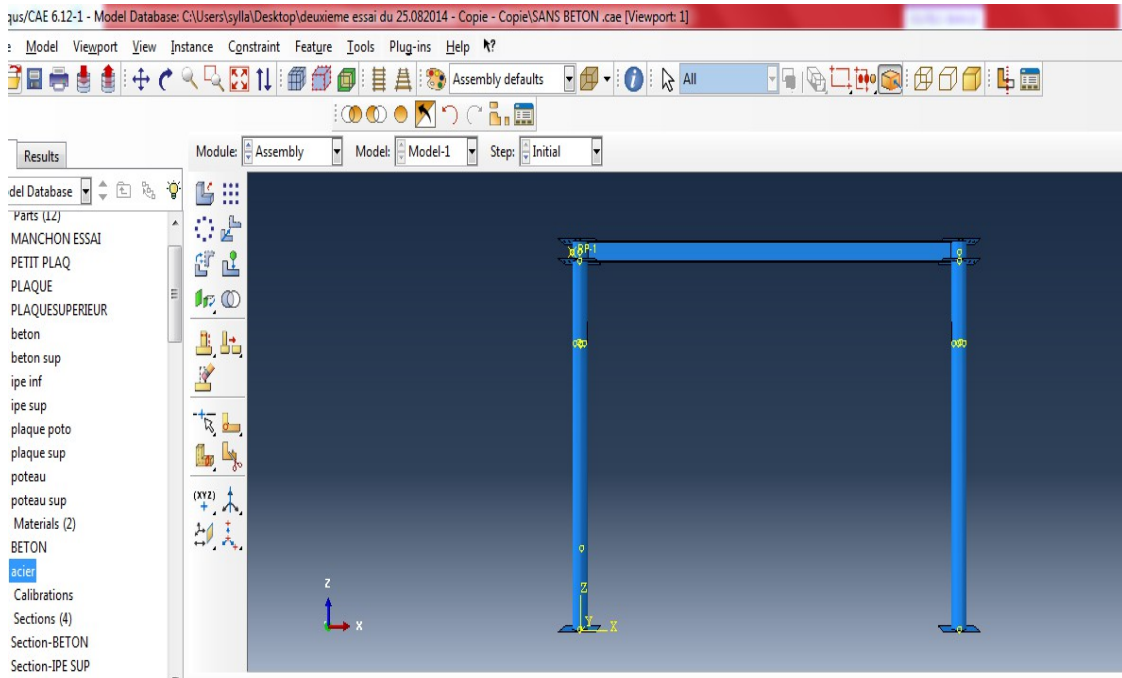


Figure 4.8 : assemblage final

3.3.4 Définition du «STEPS» et des variables à calculer :

L'utilisateur définit tous les critères de calcul utilisés par ABAQUS dans le module STEPS. En particulier il détermine l'incrément, valeur du pas de temps, et la valeur du temps final.

Pour notre simulation, on a choisi un calcul explicite car il est plus efficace et plus rapide dans le calcul. On a travaillé avec une période = 2s, déterminée en vérifiant le critère énergétique pour un chargement statique.

Pour être en statique, il faut que l'énergie potentielle soit supérieure au moins de 10 fois de l'énergie cinétique sinon on sera plus proche de la dynamique.

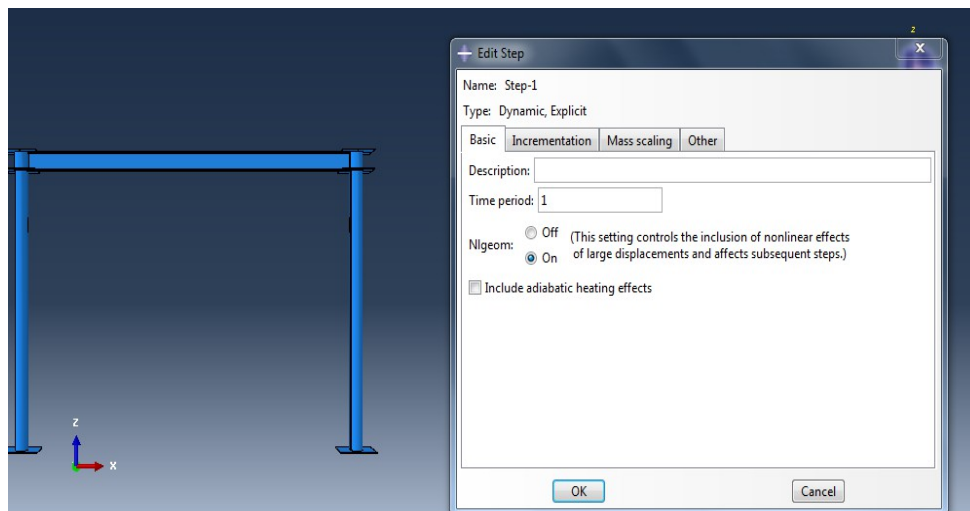


Figure 4.9 : définition du STEPS

3.3.5 Définition du contact acier béton (Module Interaction) :

Il définit les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connections éventuelles. Dans cette simulation, on a considéré un contact parfait entre l'acier et le béton, on la définit avec « TIE » qui veut dire, inclure l'armature dans le poteau en acier est avoir une adhérence presque parfaite.

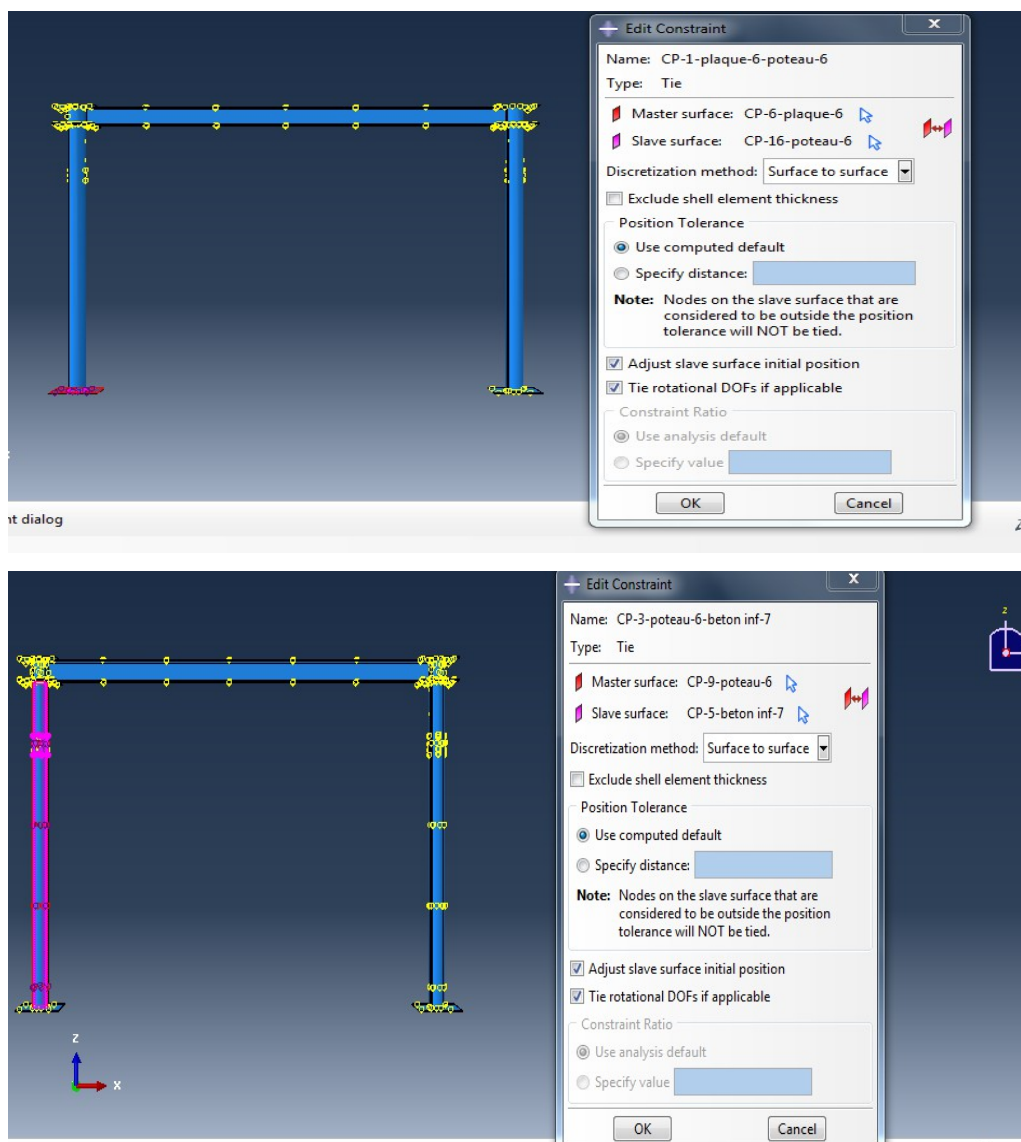


Figure 4.10 : contact acier-béton

3.3.6 Définition des conditions aux limites (module LOAD) :

Les conditions aux limites a appliquées sont les suivantes

- Encastrer la fondation.
- Appliquer un chargement statique latéral piloté en déplacement multiplié par l'amplitude qu'on a défini pour avoir un chargement statique.

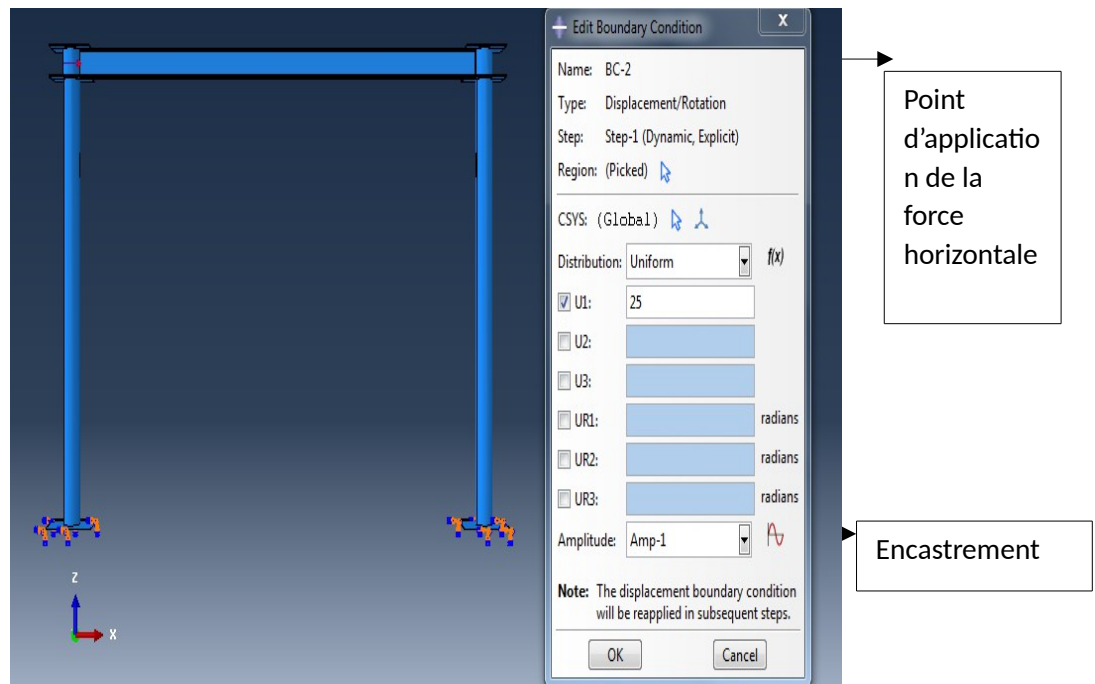


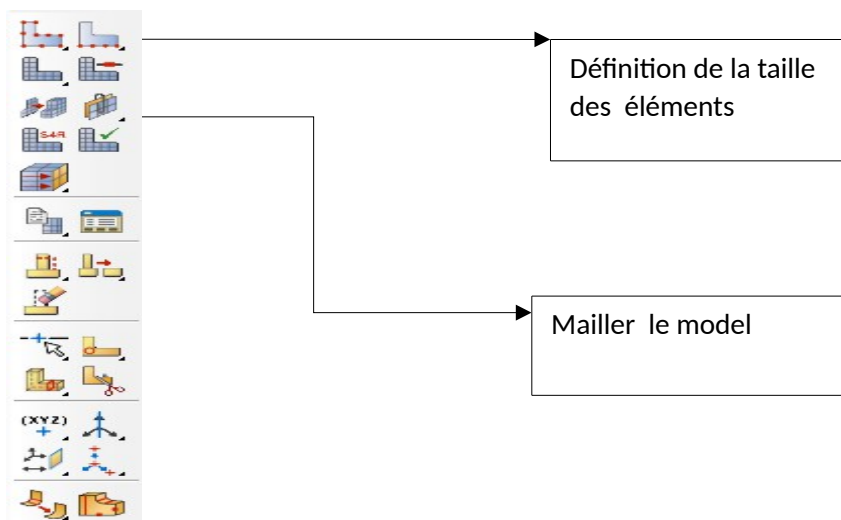
Figure 4.11 : définition des conditions aux limites

3.3.7 Définition du maillage :

Le module "MESH" contient des outils qui nous permettent de générer un maillage d'éléments finis sur un assemblage créé dans ABAQUS / CAE. Ce module contient plusieurs éléments finis utilisés pour le calcul exemple : hexaédriques, cubiques, tétraédrique...

Pour notre cas on a choisi des éléments tétraèdres à 4 nœuds, puis donner une taille approximative pour l'élément

- Double clic sur MESH
- Choisir la taille et le type d'élément
- Choisir la zone sur laquelle les éléments seront définis



Ensuite cliquer sur [YES] pour mailler

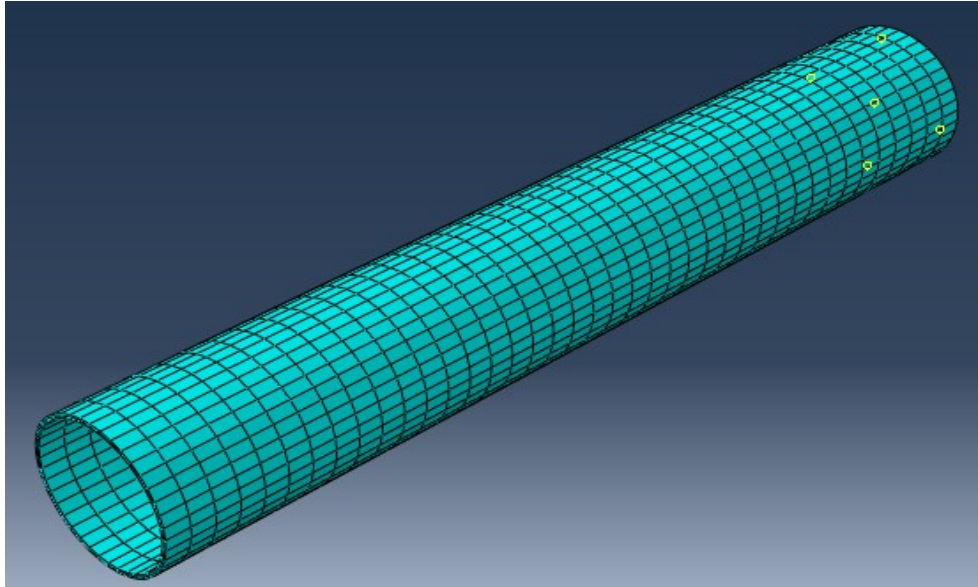


Figure 4.12 : définition du maillage de poteau

- Maillage du portique

Pour le maillage du portique on a utilisé des éléments quadratiques à 8 nœuds avec une taille approximative de façon à avoir un maillage stable et symétrique pour s'approcher des résultats réels et la symétrie pour éviter le voilement.

Comme indiqué sur la figure ci-dessous :

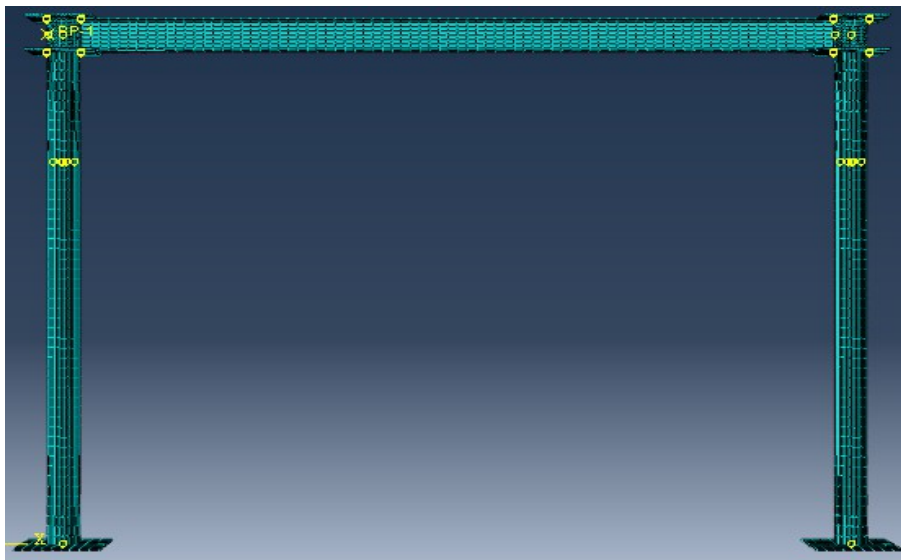


Figure 4.13 : maillage du portique

3.3.8 Définition du JOB

Une fois que, tout le modèle à simuler est défini (géométrie, matériaux, lois de comportements, les chargements...), on lance le calcul après la définition d'un job, en cliquant sur "SUBMIT".

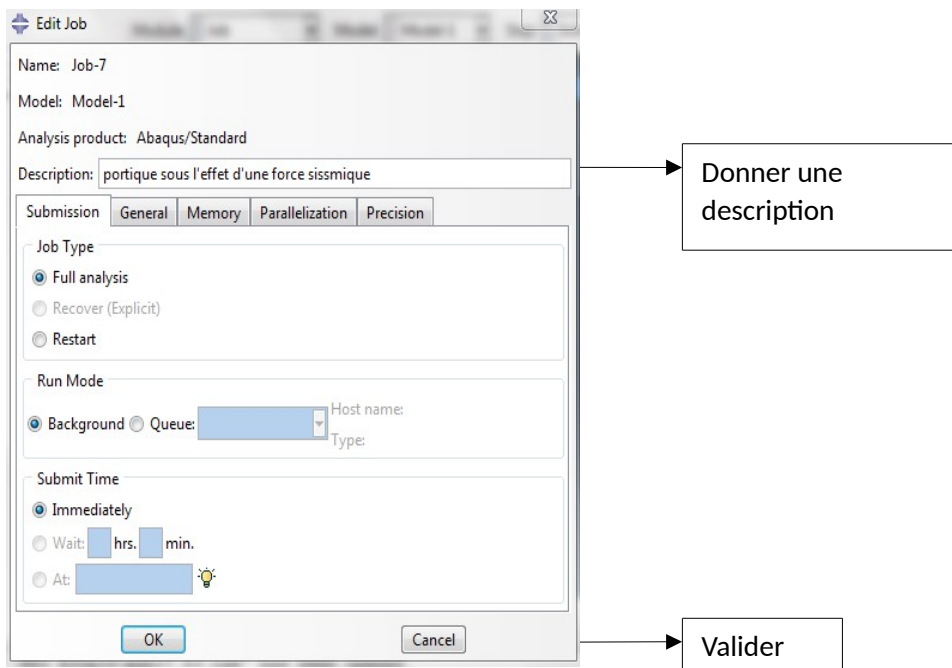
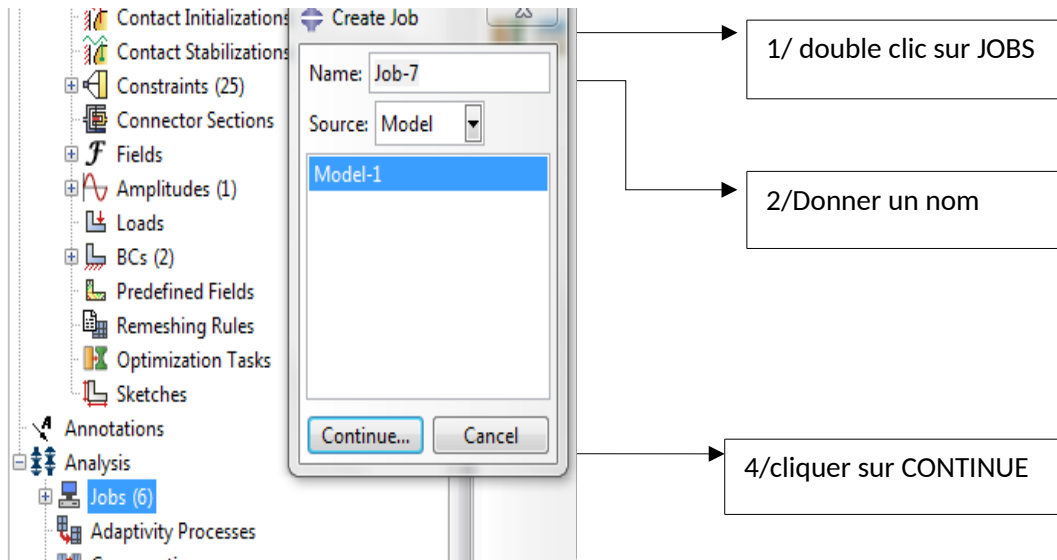




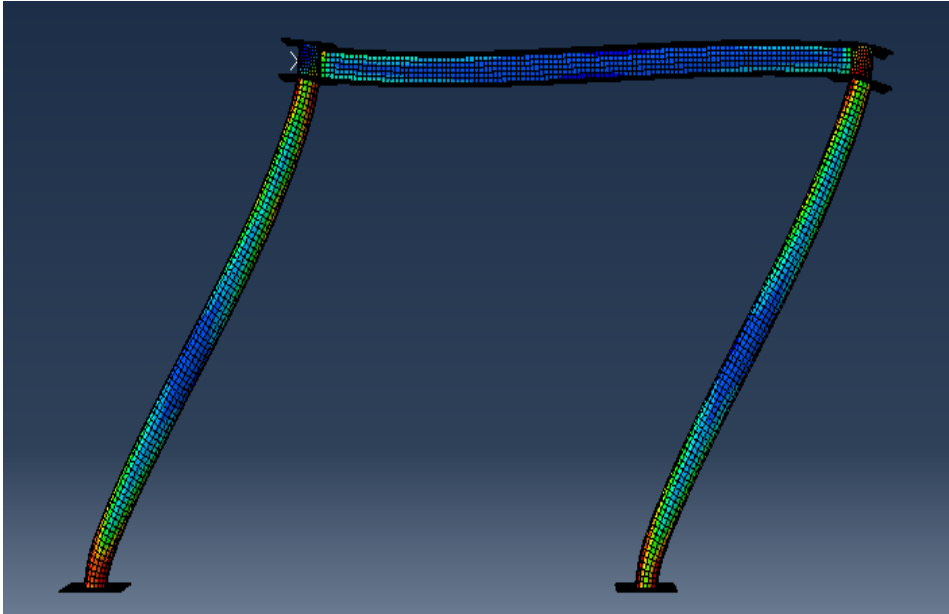
Figure 4.14 : définition du job

3.3.9 Visualisation des résultats de l'analyse

Dans ce module, on peut visualiser plusieurs résultats, forces, déplacements, contraintes, déformations ...etc. En cliquant sur , comme on peut visualiser la forme déformé du modèle, en cliquant sur .

ABAQUS nous permet de voir la propagation des contraintes ou déformations en fonction du temps de calcul, aussi de tracer n'importe qu'elle courbe, soit une variable en fonction du temps ou bien en fonction d'une autre variable.

Si on veut travailler avec un chargement statique dans ABAQUS il faut vérifier le critère énergétique avant de voir les résultats pour s'assurer qu'on est en statique



$f(4.15)$: déplacement du portique

Dans notre travail, lors de l'exploration des résultats de nos modèles, on a été amené à utiliser plusieurs variables qui décrivent le comportement de nos éléments, on les citera ci-dessous :

- DAMAGEC : un paramètre qui décrit les dommages en compression, avec possibilité de tracer son évolution en fonction du temps (ou d'un autre paramètre, la charges par exemple) pour un élément (une maille).
- DAMAGET : les dommages en traction.
- PE : déformations plastiques.
- RF : force de réaction dans un nœud.
- RF4 : force de réaction dans un nœud dans le sens de l'axe Z-Z.
- S : Contraintes
- S:Mises : contraintes de Von mises.
- U : déplacement des nœuds.
- U4 : déplacement des nœuds dans le sens de l'axe Z-Z.
- LE : Les déformations logarithmiques.

Dans ABAQUS, on ne peut pas extraire les déformations réelles, des relations existent entre les déformations réelles et les déformations logarithmiques. [1]

Chapitre 5 :

Résultats et interprétations

Introduction

Dans cette partie, on s'intéresse aux résultats des deux modèles simulés. La zone étudiée est représentée dans sur la figure (5.1). Nous avons pris des éléments qui coïncident avec le nœud.

Notre travail consiste à étudier cette zone en terme de :

- Efforts- Déplacements ;
- Contraintes ;
- Déformations ;
- Contraintes-déformations ;

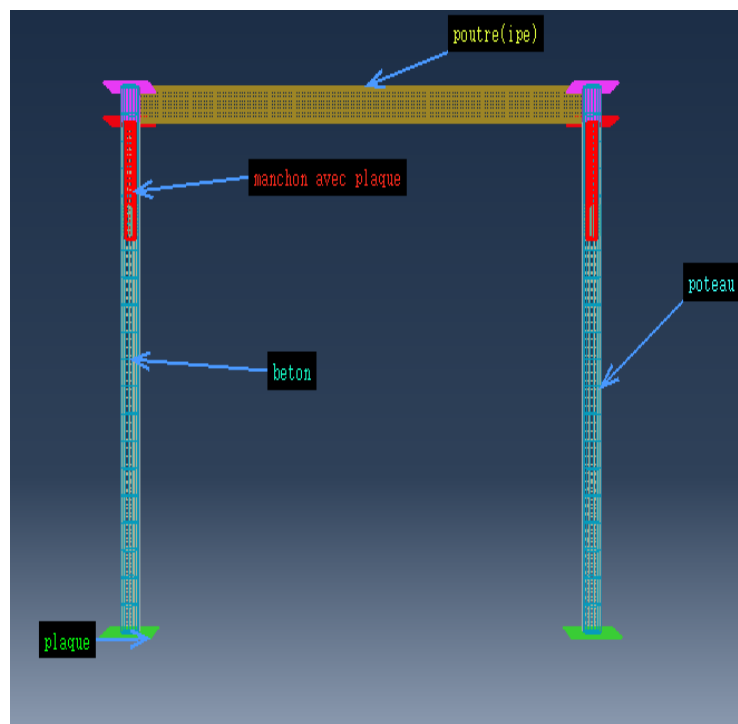


Figure 5.1 : portique étudié

1. Présentation des résultats

Partie 1 : portique avec poteaux tubulaires remplis du béton :

1.1 propagation d'efforts dans le portique

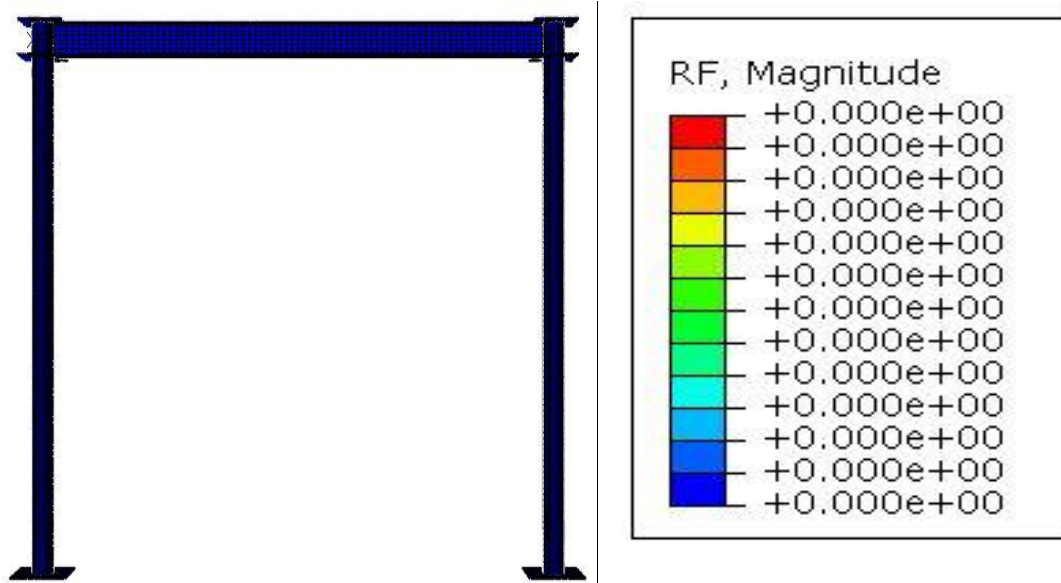


Figure 5.2 : propagation d'effort avant l'application de chargement

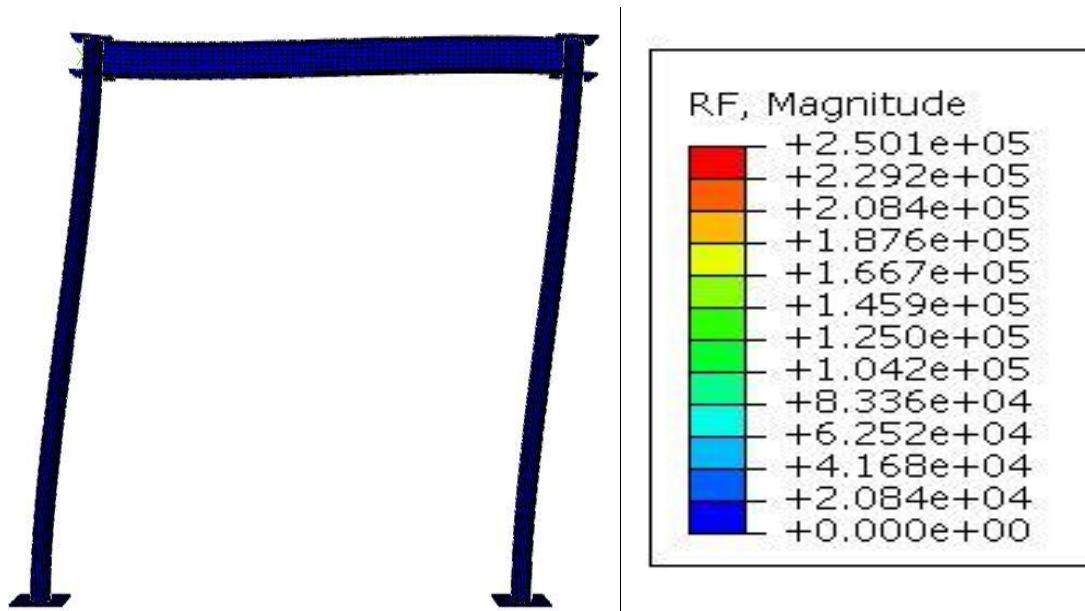
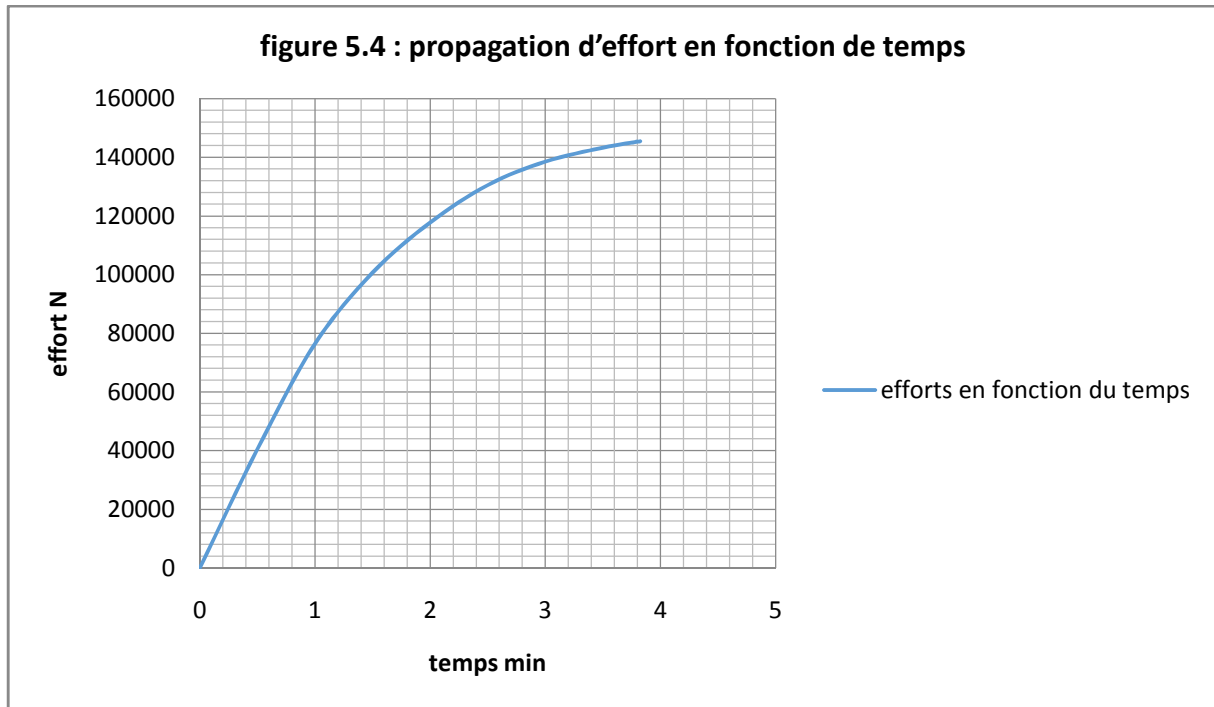


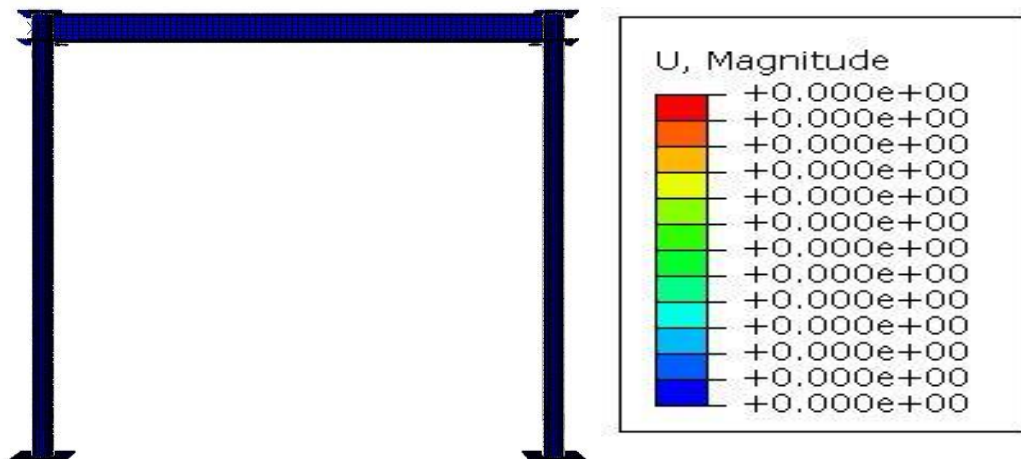
Figure 5.3 : propagation d'effort après l'application de chargement

- courbe effort en fonction du temps :



La courbe (5.3) et montre que l'effort augmente au fur et à mesure que le temps augmente jusqu'à atteindre l'effort maximum.

1.2 Propagation des déplacements



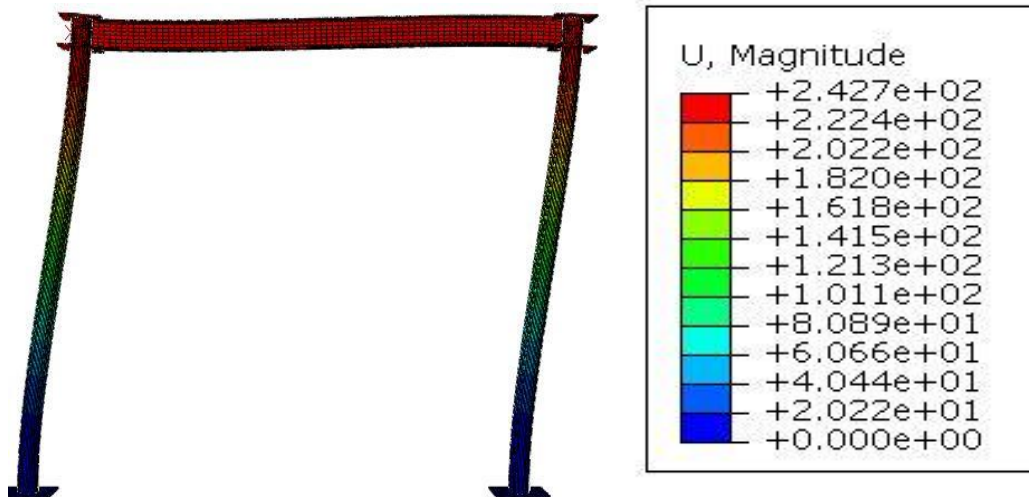
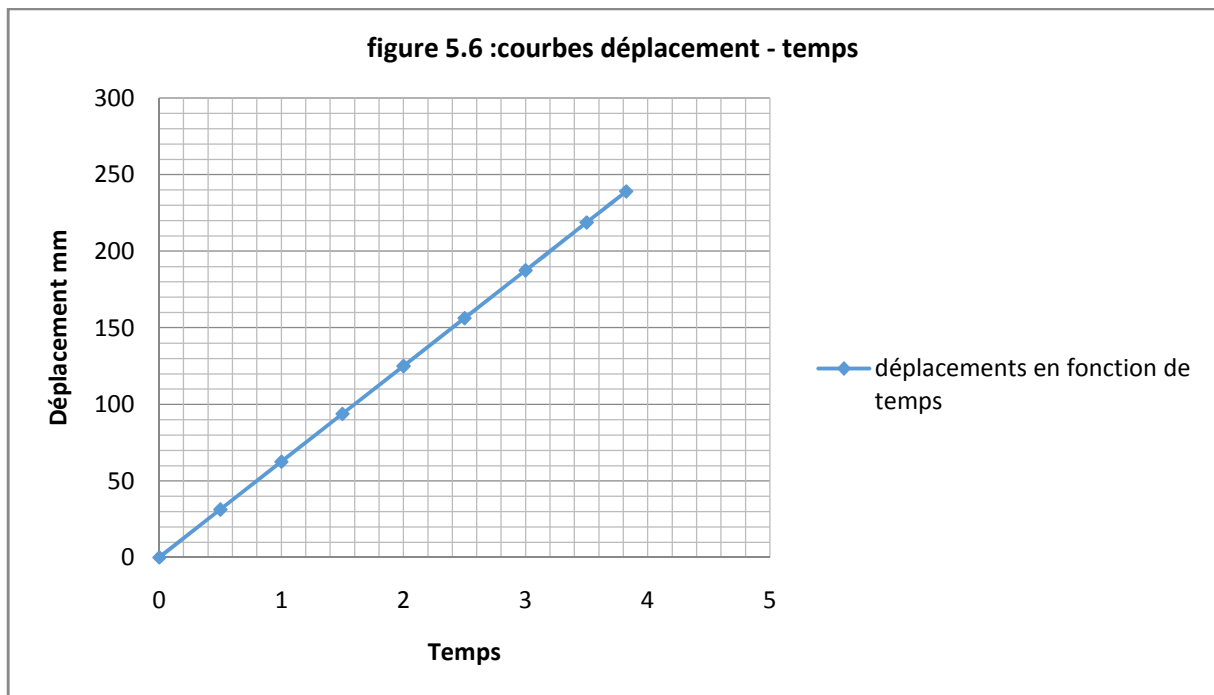


Figure 5.5 : propagation de déplacement



La courbe déplacement-temps a une allure linéaire. Le déplacement est proportionnel au temps. (Portion linéaire de la courbe).

Le déplacement maximum est localisé au niveau du point d'application de l'effort, appelé point de référence comme l'indique la figure ci-dessous :

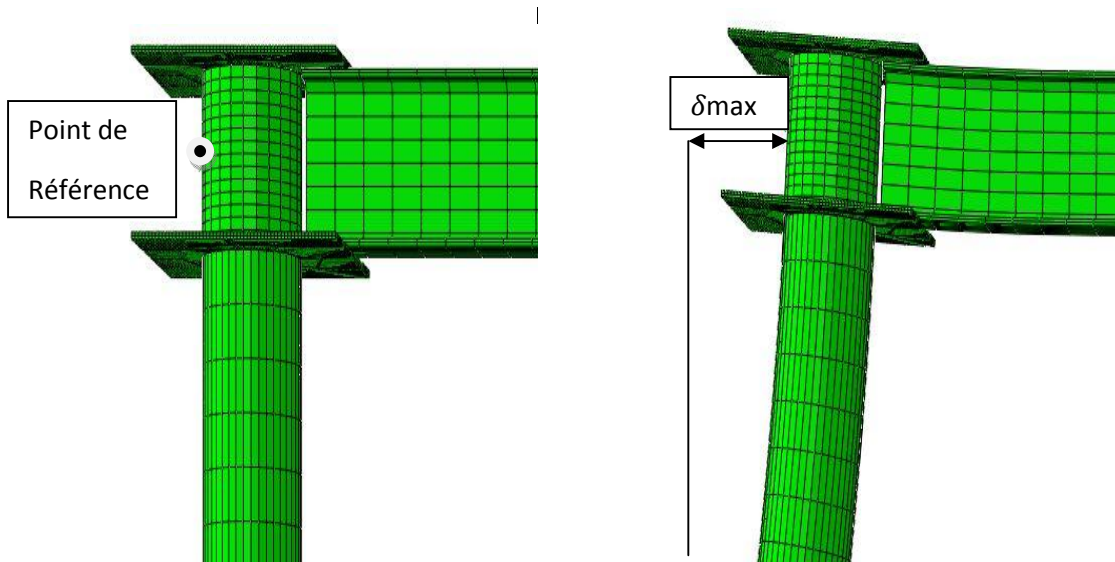
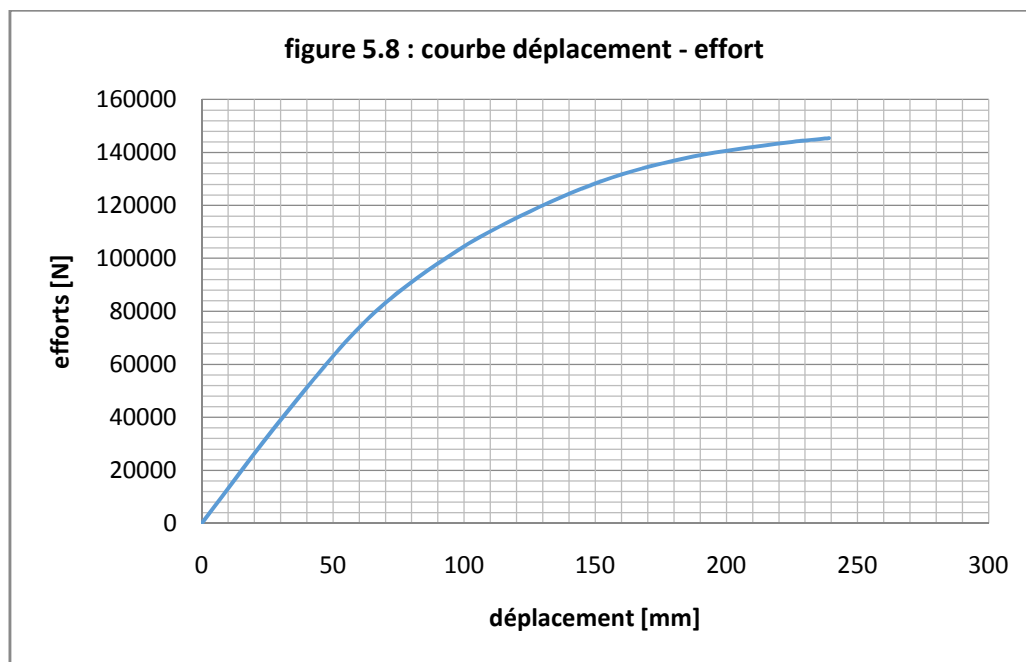


Figure 5.7 : déplacement maximum

- **Courbe déplacements en fonction d'efforts au niveau de point de référence :**



Le portique avec béton a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de plus de 100 mm. Il atteint sa capacité maximale, au-delà il rentre dans le domaine inélastique. Jusqu'à atteindre le déplacement imposé 250 mm.

1.3 propagation des contraintes

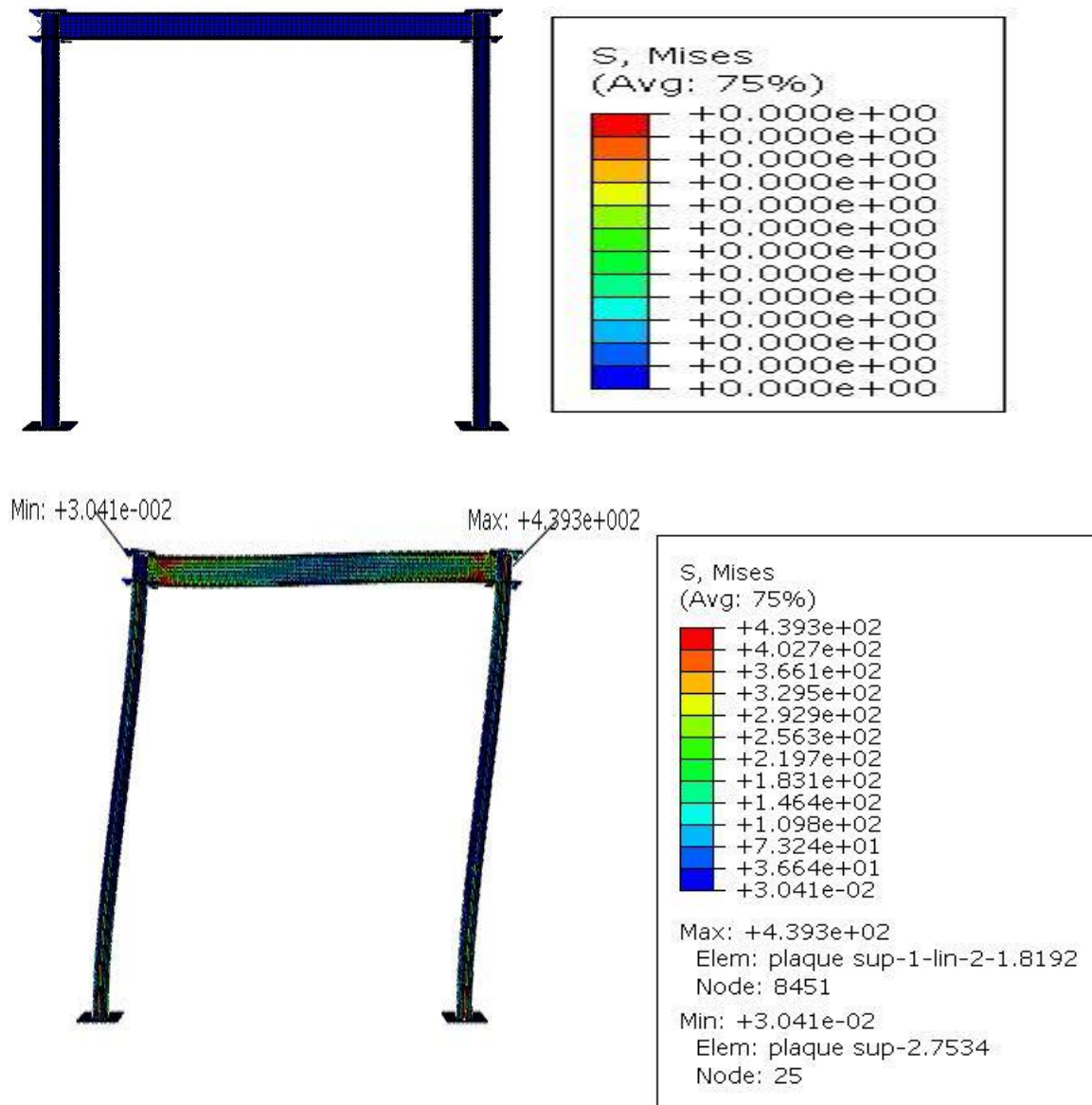


Figure 5.9 : propagation des contraintes

La contrainte maximum est localisée au niveau de la plaque supérieure-1-lin-2-1 :

$$S_{max} > +439,300 \text{ MPA}$$

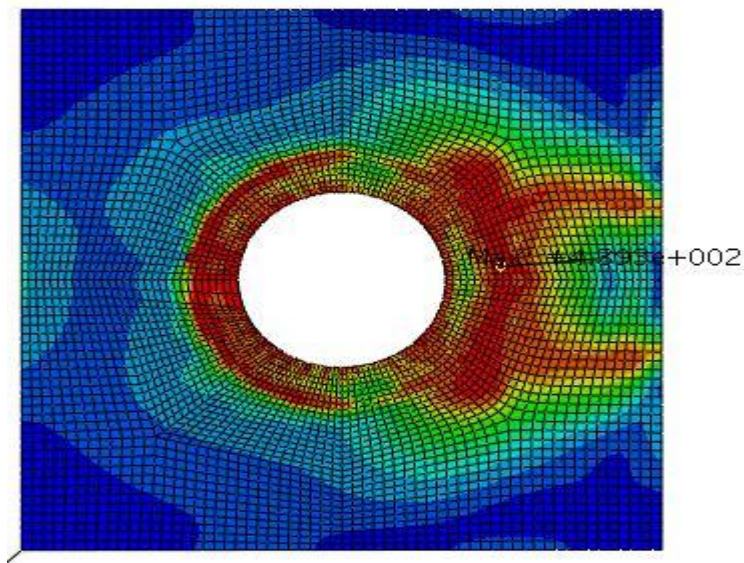
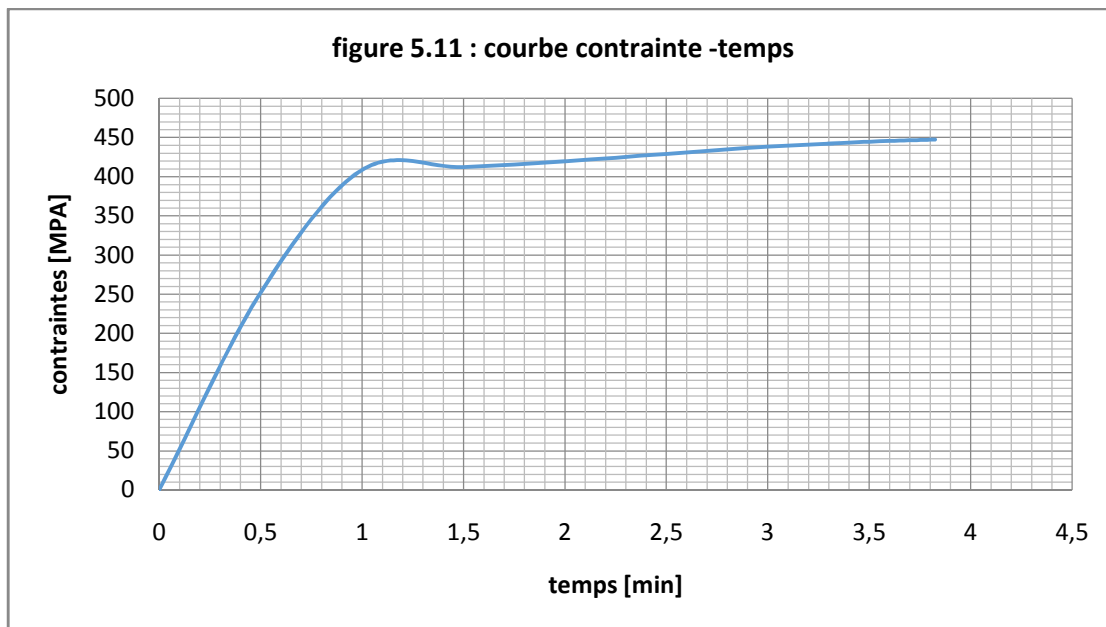


Figure 5.10 : propagation des contraintes dans la plaque supérieure

La figure ci-dessous représente la propagation des contraintes en fonction de temps au niveau de la plaque supérieure :



1.4 Propagation de la déformation plastique

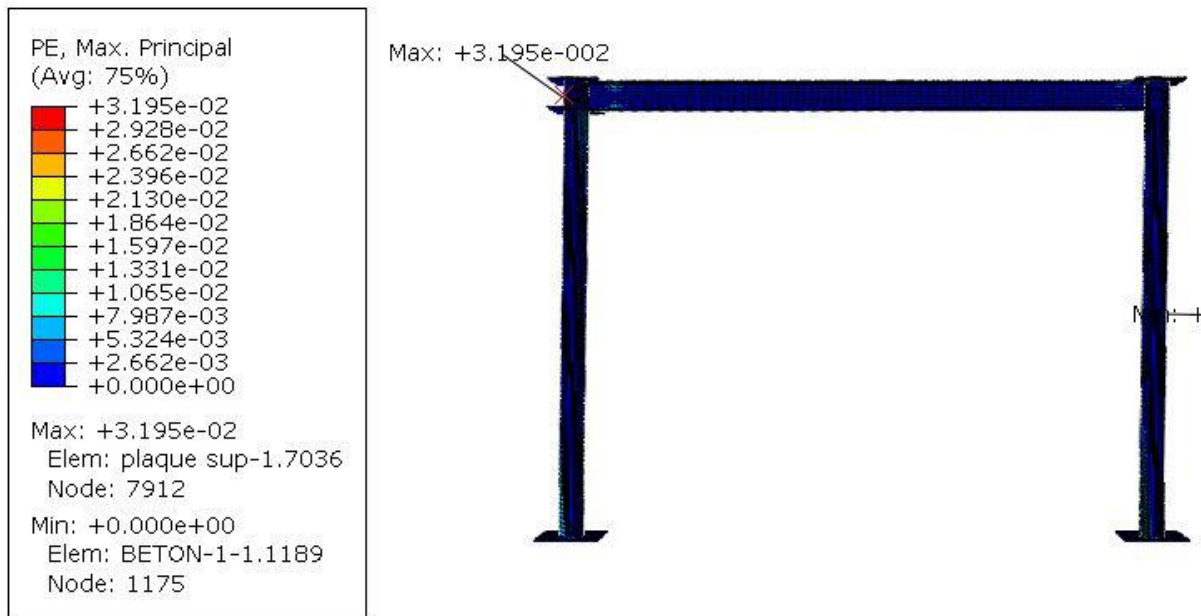


Figure 5.12 : propagation de la déformation plastique

La déformation plastique maximum est localisée au niveau de l'élément :

Plaque supérieure-1 nœud 7912

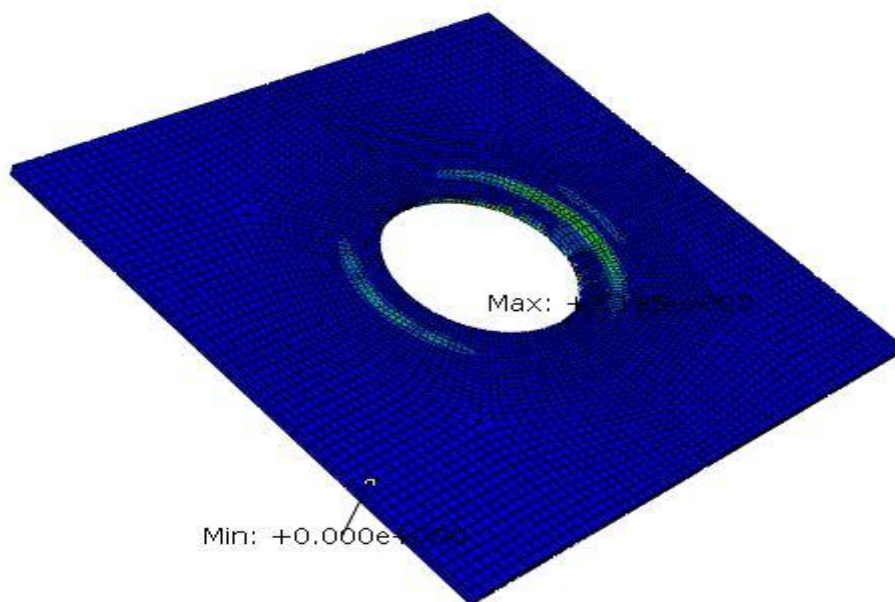
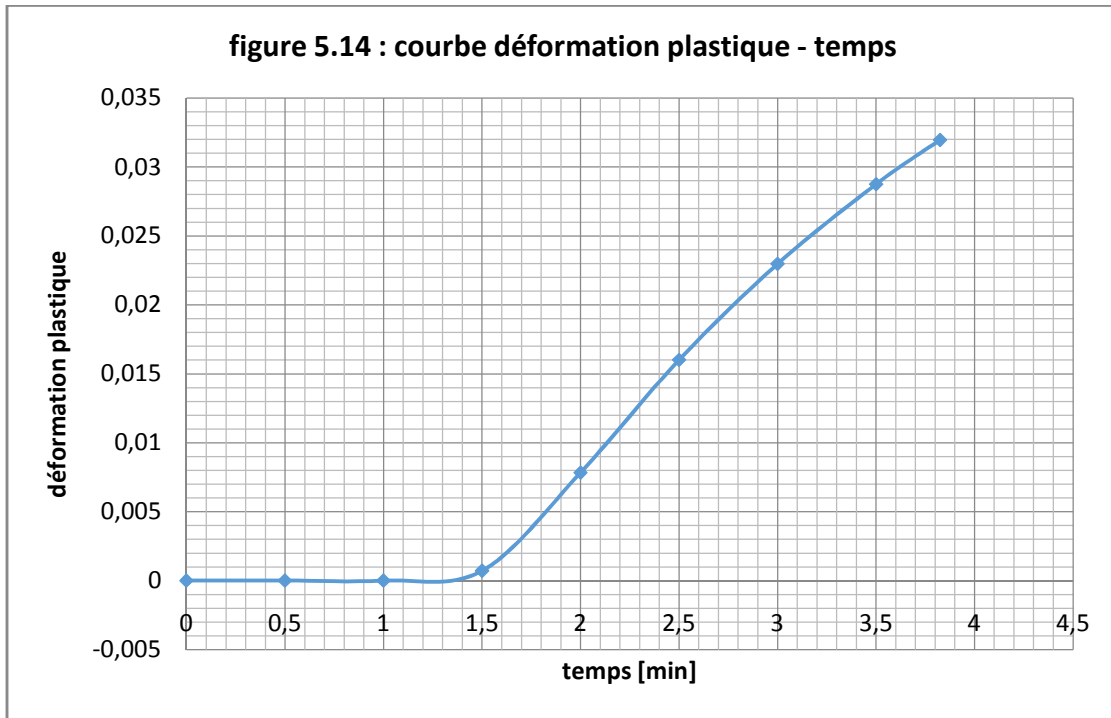
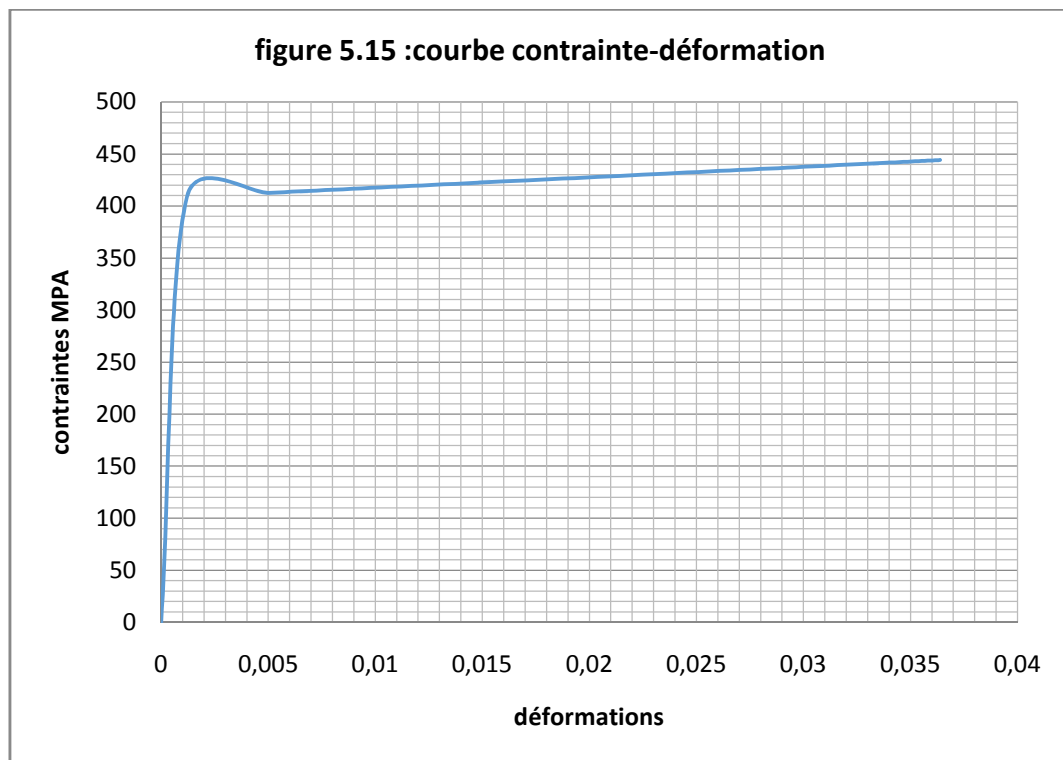


Figure 5.13 : déformation plastique maximum au niveau de la plaque supérieure

La figure et le tableau ci-dessous représentent la propagation de la déformation plastique en fonction de temps au niveau de la plaque supérieure :



- **Courbe contraintes en fonction de la déformation plastique au niveau de nœud le plus sollicité :**



La courbe contraintes-déformations à une allure linéaire jusqu'à une valeur proche de 400MPa, après elle rentre dans le domaine inélastique.

Partie 2 : portique avec poteaux tubulaires sans remplissage en béton :

2.1 Propagation d'efforts dans le portique :

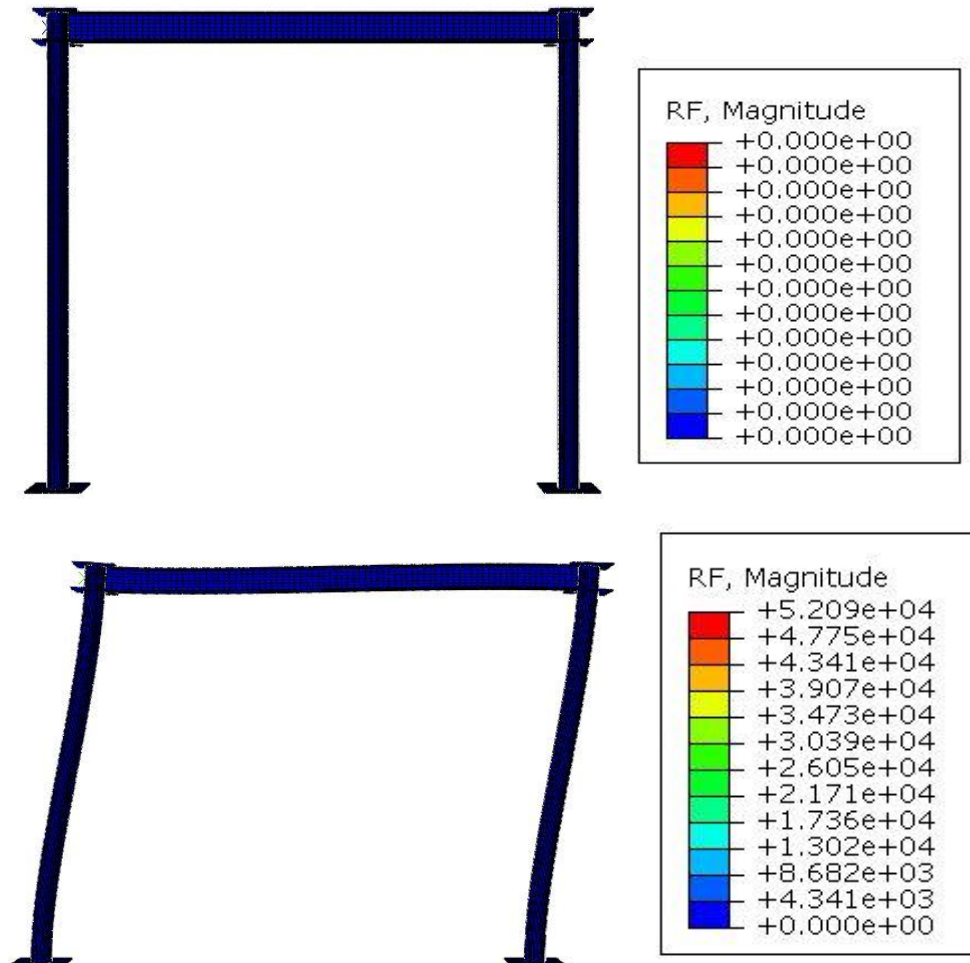
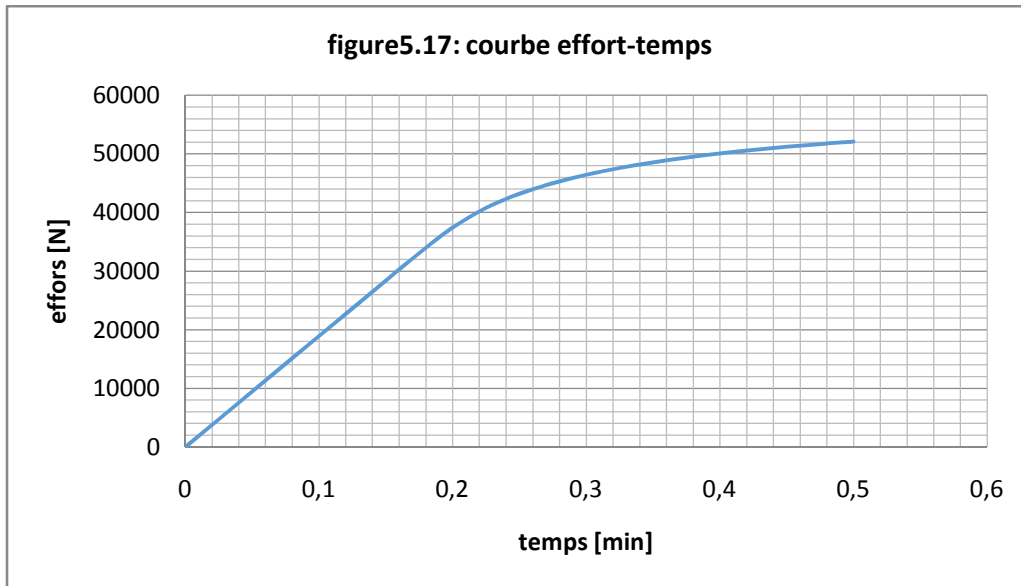


Figure 5.16 : propagation d'effort dans le portique avant et après chargement

- Courbe efforts en fonction de temps :



La courbe (5.17) montre que l'effort augmente au fur et à mesure que le temps augmente jusqu'à atteindre l'effort maximum, comme dans le cas de model avec béton.

2.2 Propagation des déplacements :

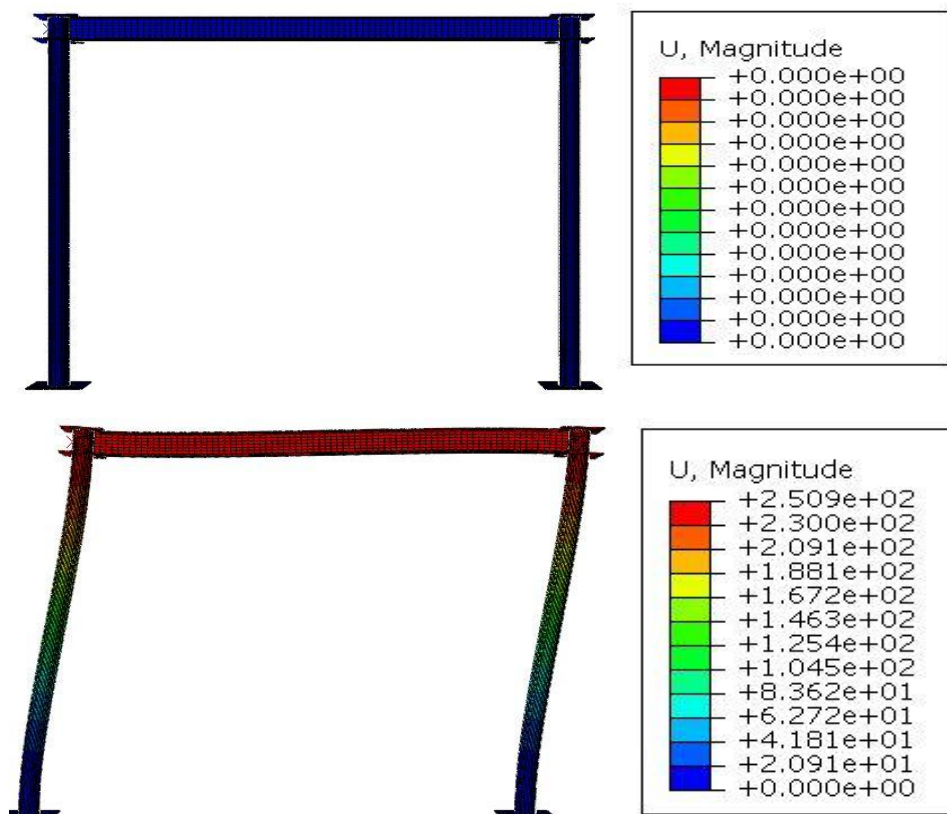
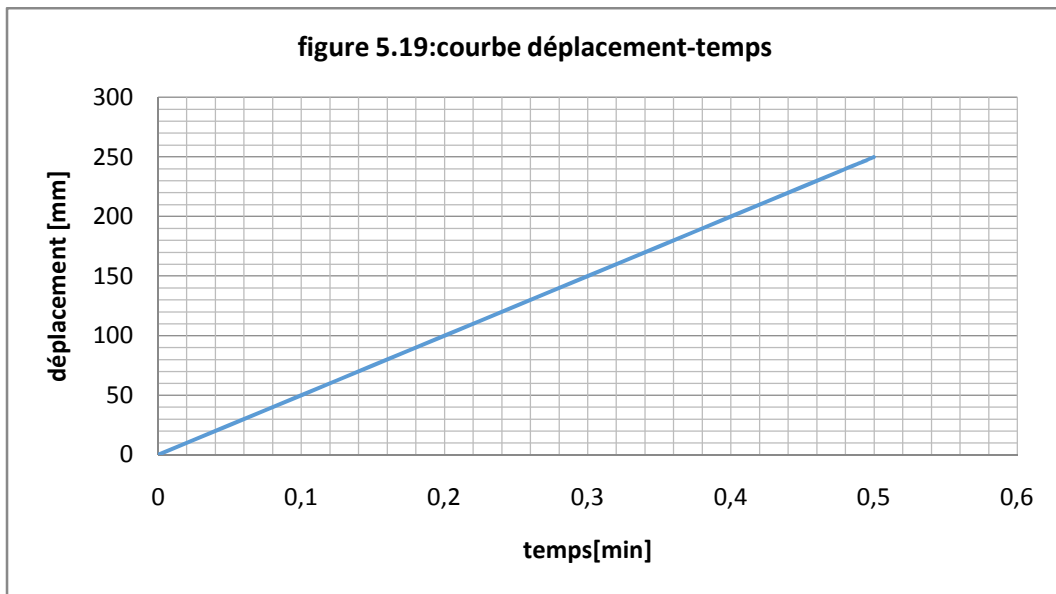


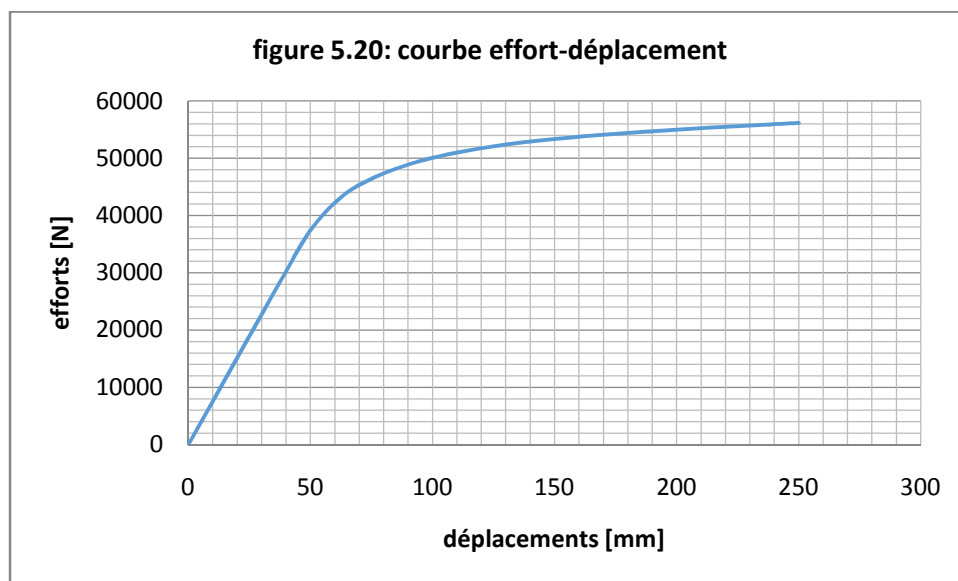
Figure 5.18 : propagation des déplacements



La courbe déplacements-temps a une allure linéaire.

Le déplacement maximum est localisé au niveau du point d'application de l'effort, appelé point de référence comme indiqué dans la figure (5.7).

- **Courbe efforts-déplacements au niveau de point de référence**



Le portique sans béton (MSB) a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de 50mm, au-delà, il rentre dans son domaine inélastique où il subit des déformations permanentes. Il atteint sa capacité maximale de 56.413kN.

2.3 propagation des contraintes

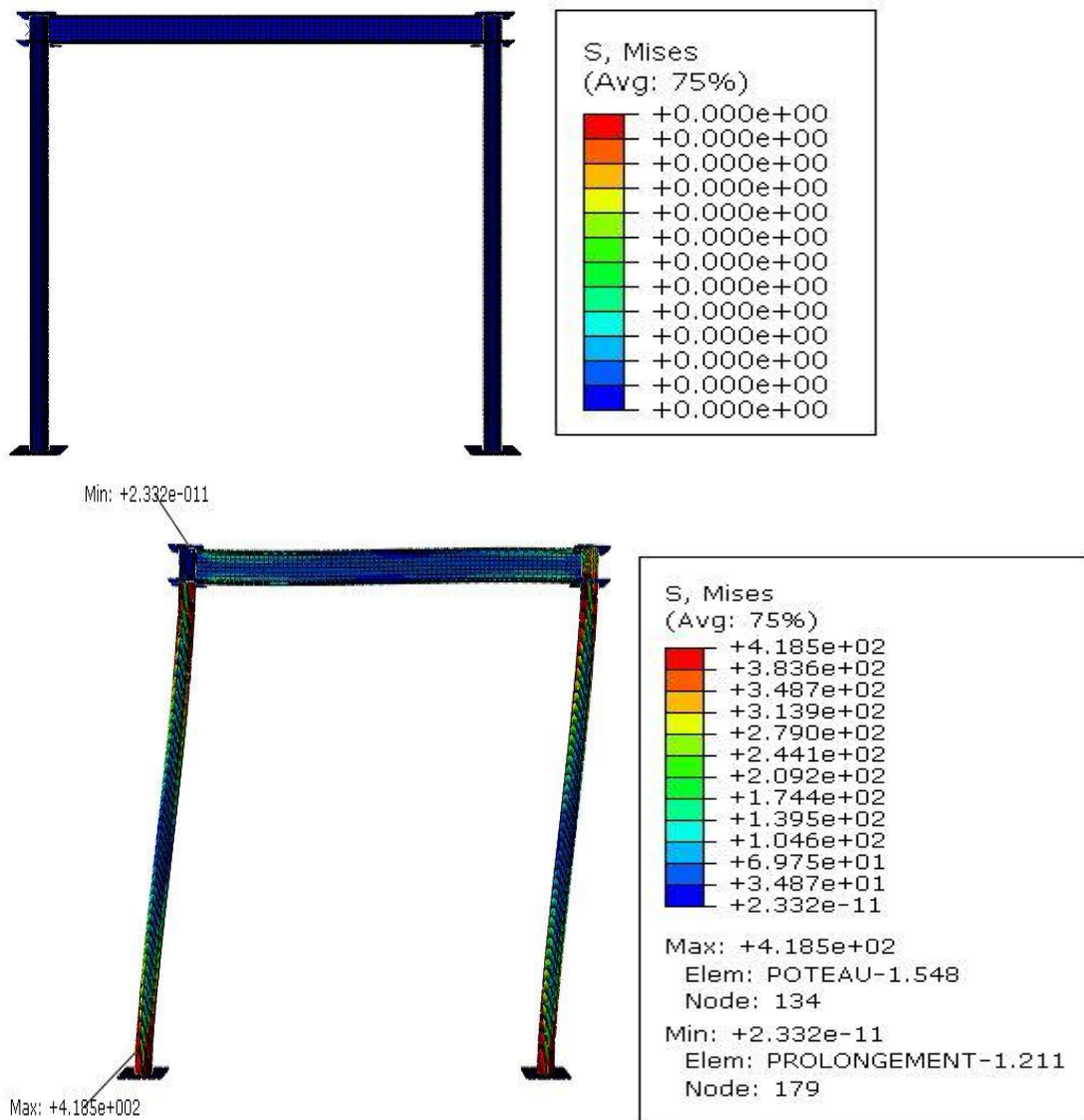


Figure 5.21 : propagation des contraintes

La contrainte maximum est localisée au niveau de poteau 1, nœud 134 :

$$S_{max} > +418.500 \text{ MPa}$$

La figure ci-dessous présente la propagation des contraintes dans ce poteau :

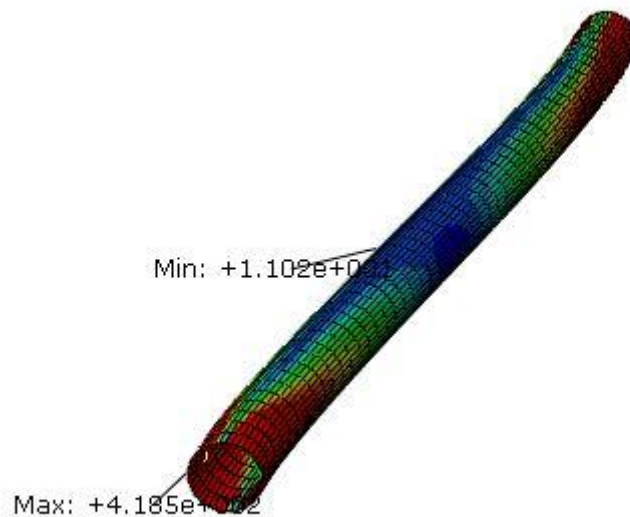
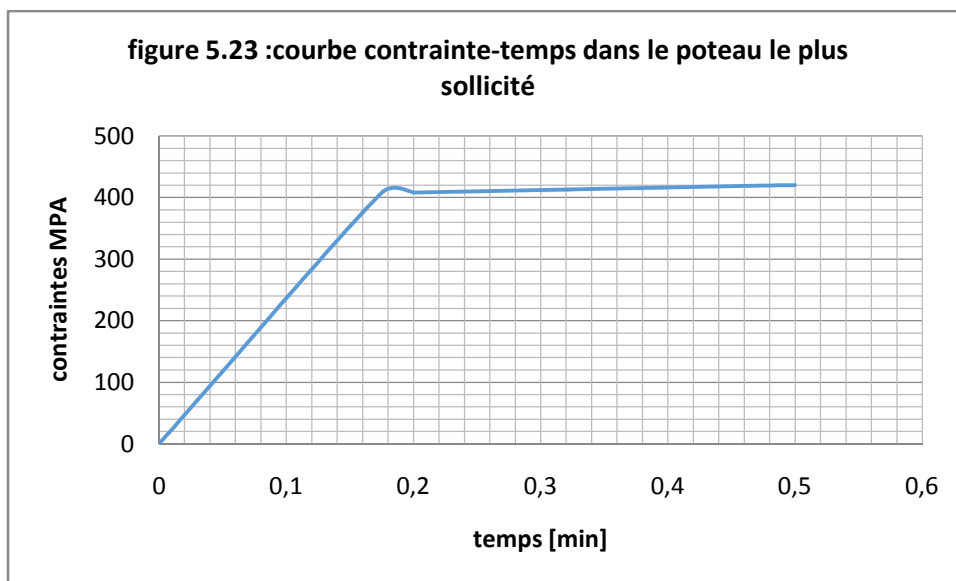


Figure 5.22 : propagation des contraintes dans le poteau le plus sollicité

La courbe ci-dessous montre le développement des contraintes en fonction de temps dans le poteau ci-dessus :



Remarque :

Dans le model sans béton, les contraintes maximums sont localisé au niveau des extrémités de poteau 1 (partie inférieure et partie supérieure de poteau). Et les contraintes maximums dans le portique avec béton sont repoussées vers la plaque supérieure.

- donc le béton a rigidifié le poteau tubulaire.

2.4 Propagation de la déformation plastique

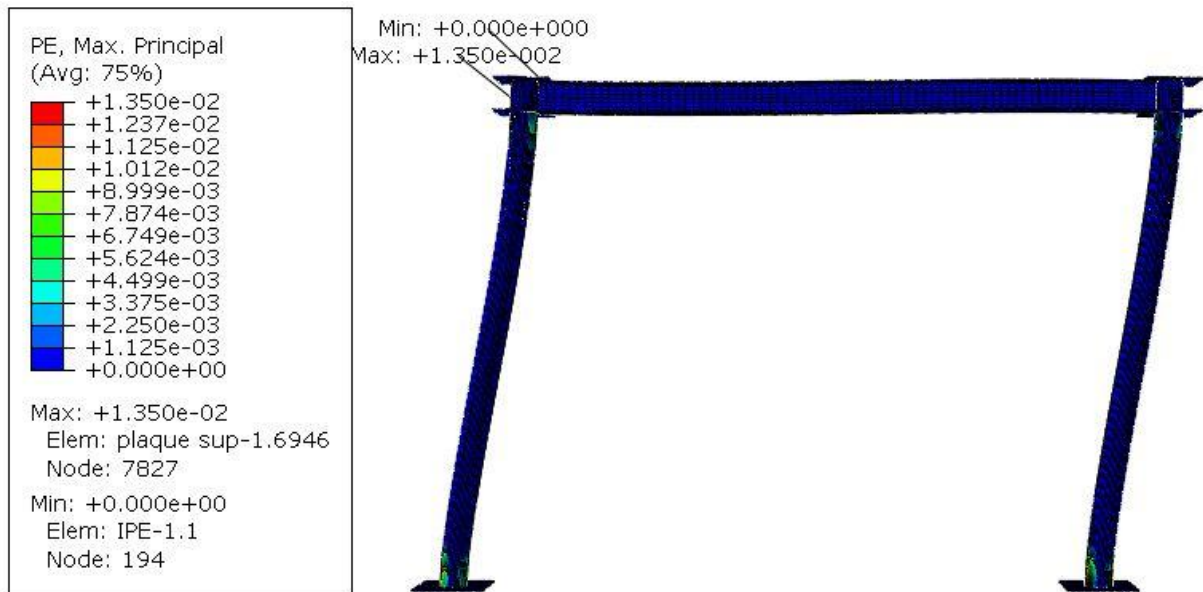


Figure 5.24 : propagation de la déformation plastique dans le portique

La déformation plastique maximum est localisée au niveau de l'élément :

Plaque supérieure-1 nœud 7827

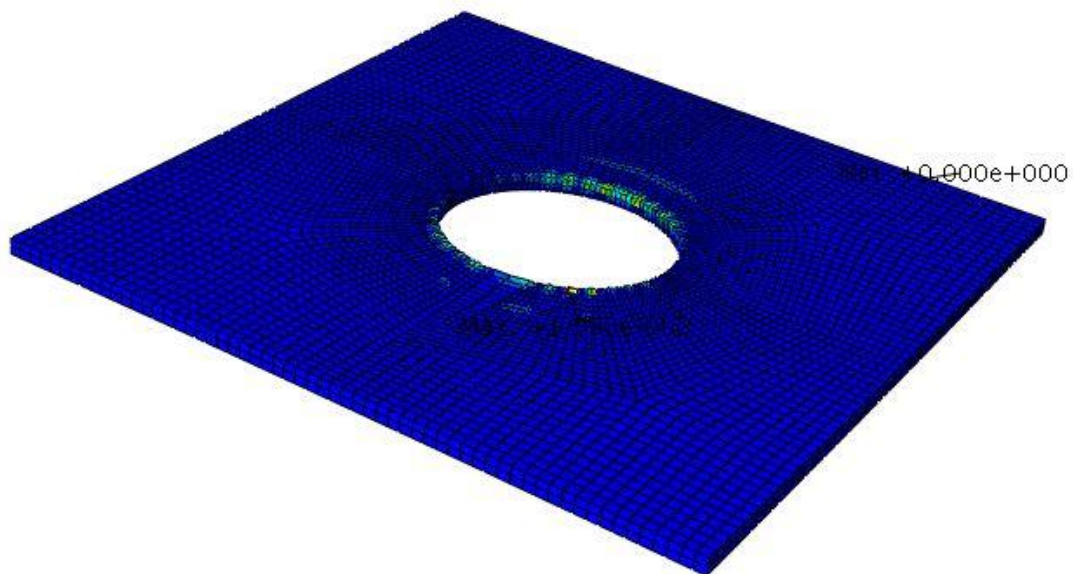
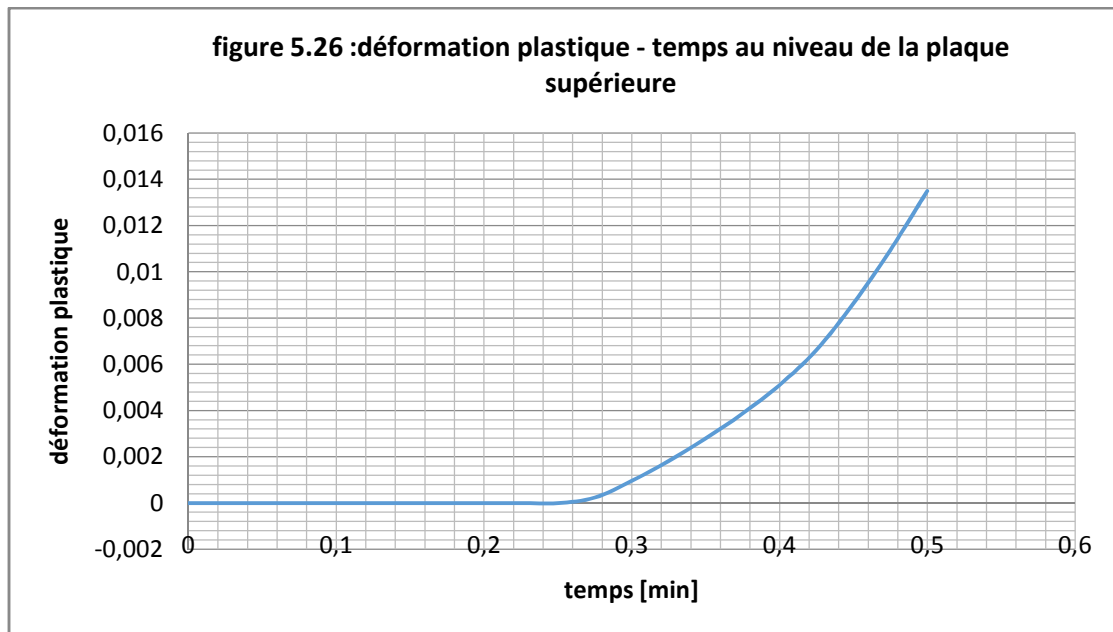
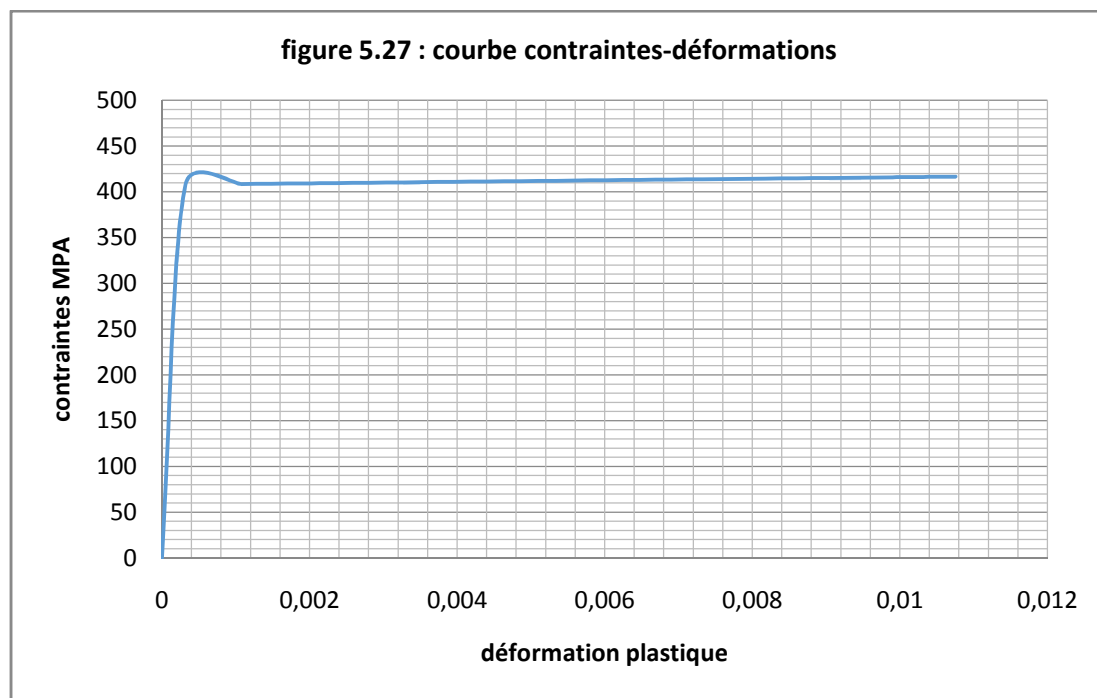


Figure 5.25 : déformation plastique au niveau de la plaque supérieure

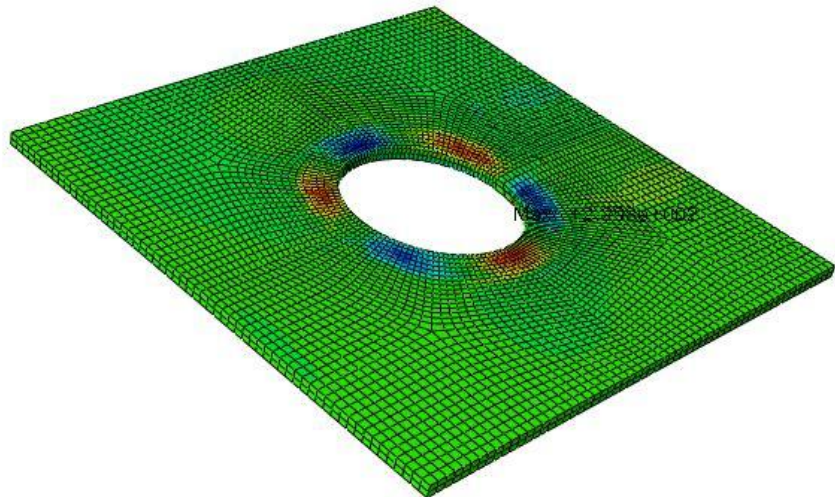
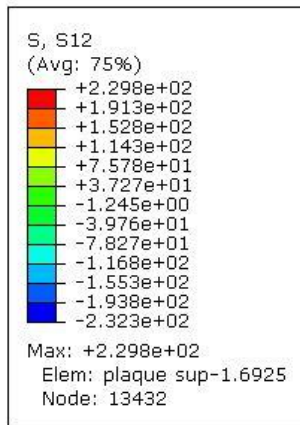
La courbe ci-dessous montre le développement de la déformation plastique en fonction de temps.



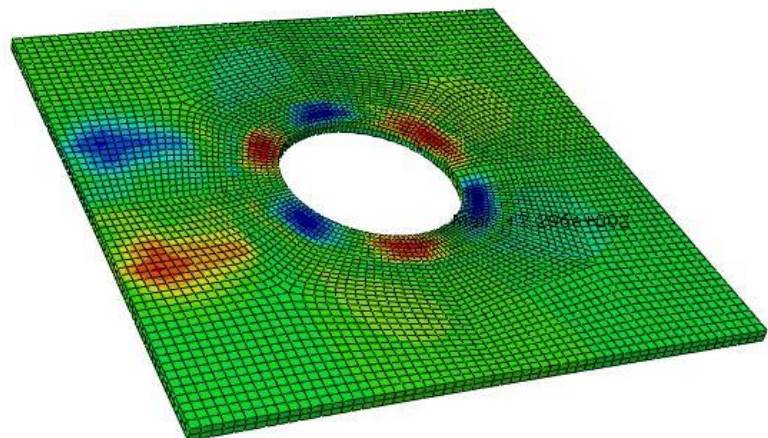
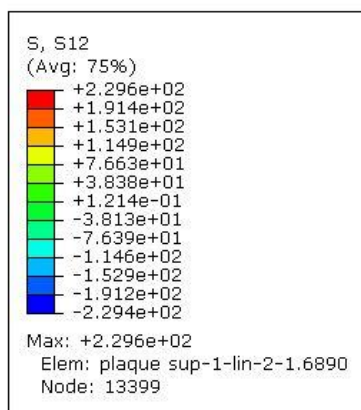
- **Courbe contraintes en fonction de la déformation plastique au niveau de nœud le plus sollicité :**



2.5 Contraintes de cisaillement pour les deux modèles :



Portique sans béton



Portique avec béton

Figure 5.28 : contrainte de cisaillement pour les deux cas de portiques

Les contraintes de cisaillement maximums sont localisées au niveau des plaques supérieures pour les deux cas

Partie 3 : étude comparative entre les deux portiques :

La zone étudiée est représentée dans sur la figure (5.1). Nous avons pris des éléments qui coïncident avec le nœud.

- ✓ La base des poteaux
- ✓ Le haut de portique
- ✓ Manchon avec plaques

3.1 Vérification des énergies pour les deux portiques :

La figure ci-dessous montre clairement que l'énergie cinétique est insignifiante comparant à l'énergie potentielle, qui est supérieure de plus de 10 fois. Cela nous permet de dire que nous sommes en statique.

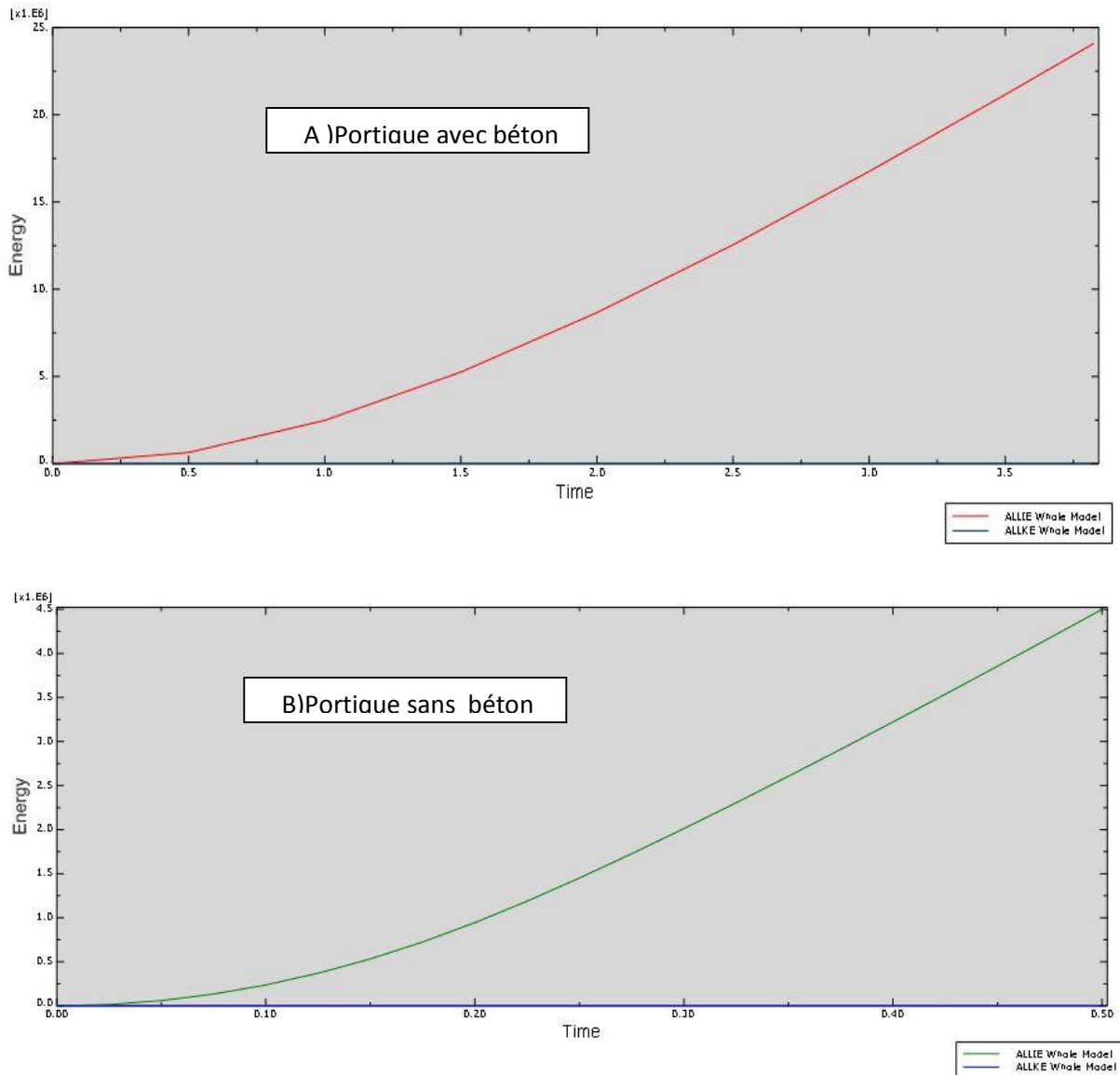
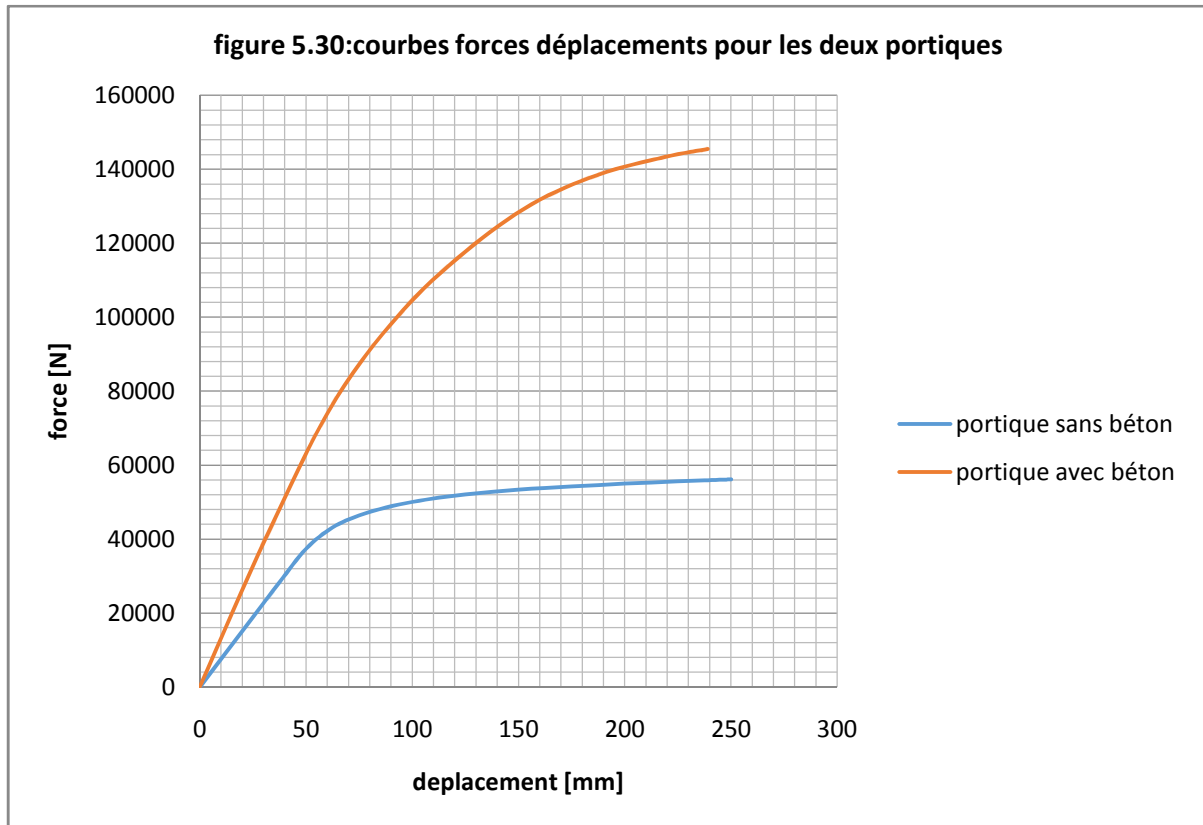


Figure 5.29 : vérification de l'énergie cinétique et potentielle

3.2 Présentation des résultats dans le repère Local

3.2.1 Courbe force-déplacement pour les deux portiques :



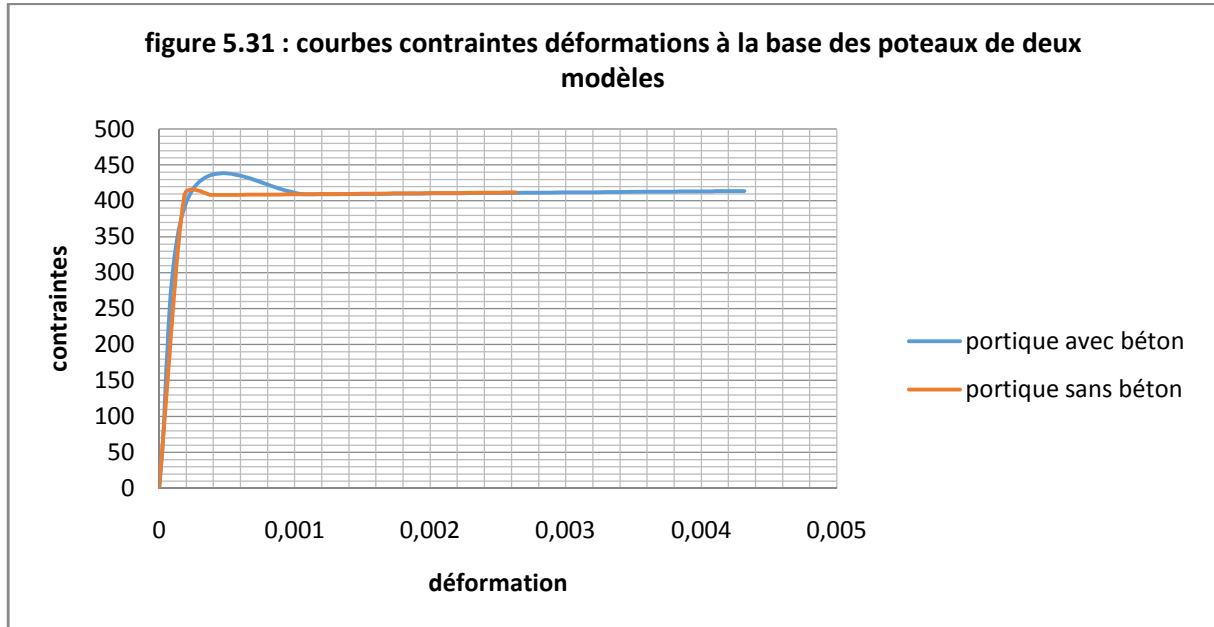
La figure 5.29 montre que le portique sans béton a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de 50mm, au-delà, il rentre dans son domaine inélastique où il subit des déformations permanentes. Il atteint sa capacité maximale de 56.413kN. Cette valeur qui reste presque constante, mais les déplacements augmentent (comportement ductile) jusqu'au déplacement imposé (Palier plastique).

Pour le modèle avec béton, Le domaine élastique est prolongé pour un déplacement de plus 100mm. Il atteint sa capacité maximale de 118.686 KN. On note un gain de capacité. La transmission des efforts aux aciers a engendré une divergence de ces courbes relevant l'apport du béton dans le comportement du portique. Car les efforts sont repris par le béton, Cela explique que ce renforcement est efficace, Le domaine élastique pour ce portique est prolongé par ce renfort.

Le modèle sans béton nous montre un comportement ductile, et le modèle avec béton est beaucoup plus rigide. Le béton améliore le comportement du portique en termes de rigidité, capacité portante et ductilité. Dans cette comparaison la différence de capacité est importante entre le portique avec béton et le portique sans béton, alors on peut dire que portique avec béton est le plus efficace.

3.2.2 Courbe contraintes-déformations pour les deux portiques :

- **Courbe contrainte-déformation a la base des poteaux :**



D'après la figure (5.31), les courbes « contraintes-déformations » ont une allure linéaire jusqu'à certains valeurs. Ce que signifie qu'ils travaillent dans le domaine élastique pour un taux de déformations.

Et a partir des contraintes limites, les deux courbes rentrent dans le domaine non linéaire.

- Les deux modèles ont un comportement ductile.

- **La limite d'élasticité :**

La contrainte a partir de laquelle le portique avec béton commence a se déformé plastiquement est supérieure a celle de portique sans béton.

- Le model avec béton a une limite d'élasticité plus importante que le model sans béton.

- **La résistance maximum :**

Le model avec béton atteint une contrainte maximum de presque 450MPa, par contre le model sans béton dépasse légèrement les 400MPa.

- Le model avec béton résiste mieux que le model sans béton.

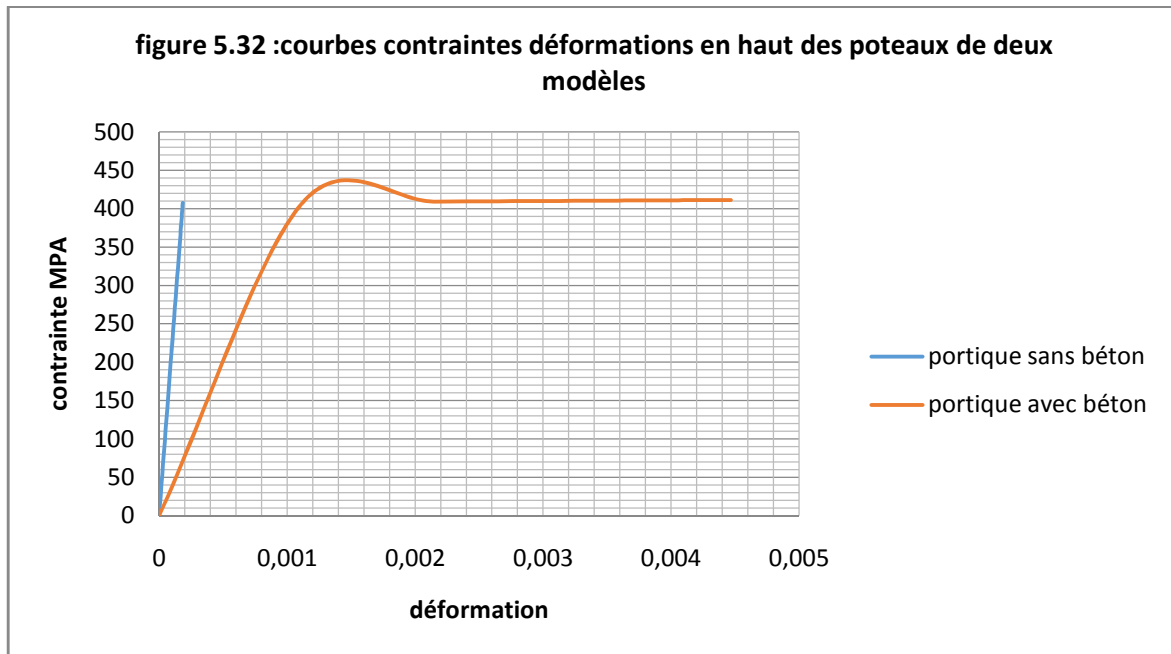
- **La ductilité :**

Les deux modèles se déforment d'une façon permanente, mais dans le cas de portique avec béton l'allongement est plus important.

- **La ténacité :**

La quantité d'énergie absorbée par le portique avec béton est plus importante que celle absorbée par le portique sans béton. Sa valeur est égale à l'aire de la surface sous la courbe contrainte-déformation.

- **Courbe contrainte-déformation en haut des poteaux :**



D'après la figure (5.32) :

Le haut des poteaux avec béton a un comportement ductile, par contre le haut des poteaux sans béton a un comportement fragile.

- **Courbe contrainte-déformation dans le manchon avec plaques :**

Les deux modèles présentent un comportement ductile, comme le montre la figure ci-dessous :

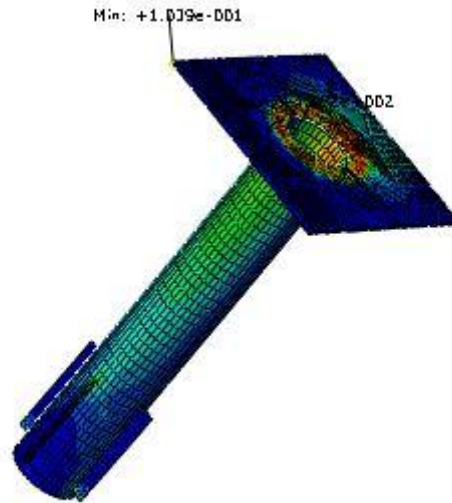
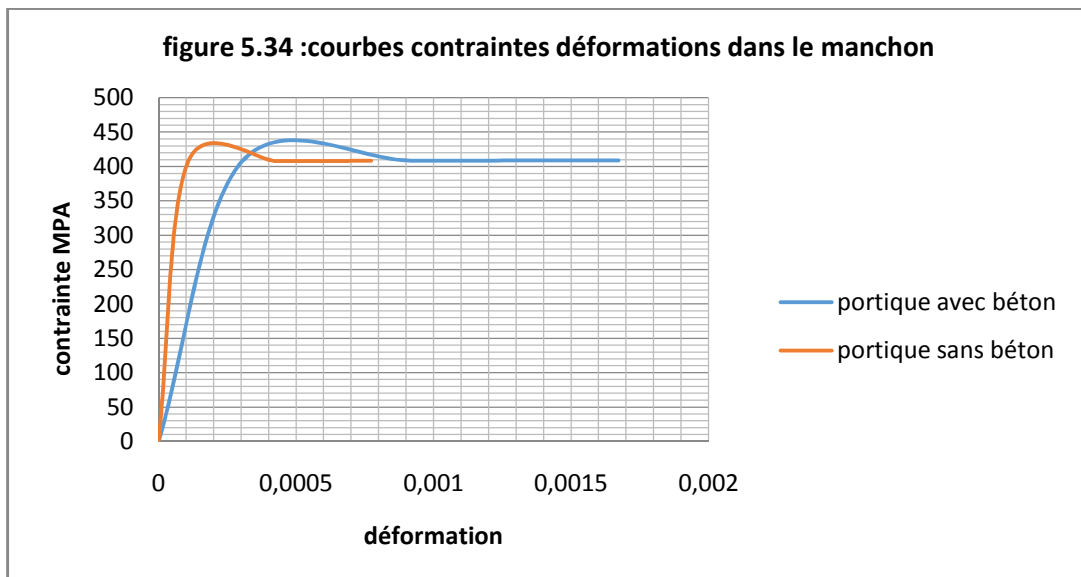


Figure 5.33 : le manchon



Le model sans béton atteint une limite d'élasticité de presque 450MPa pour une déformation de 0.0002, et le model avec béton attient la même limite pour une déformation de 0.0005.

- Le seuil de contrainte est atteint pour de faibles déformations dans le cas de manchon sans béton.
- Le manchon avec béton à une ductilité élevée par rapport au manchon sans béton.

3.3 Étude de l'IPE

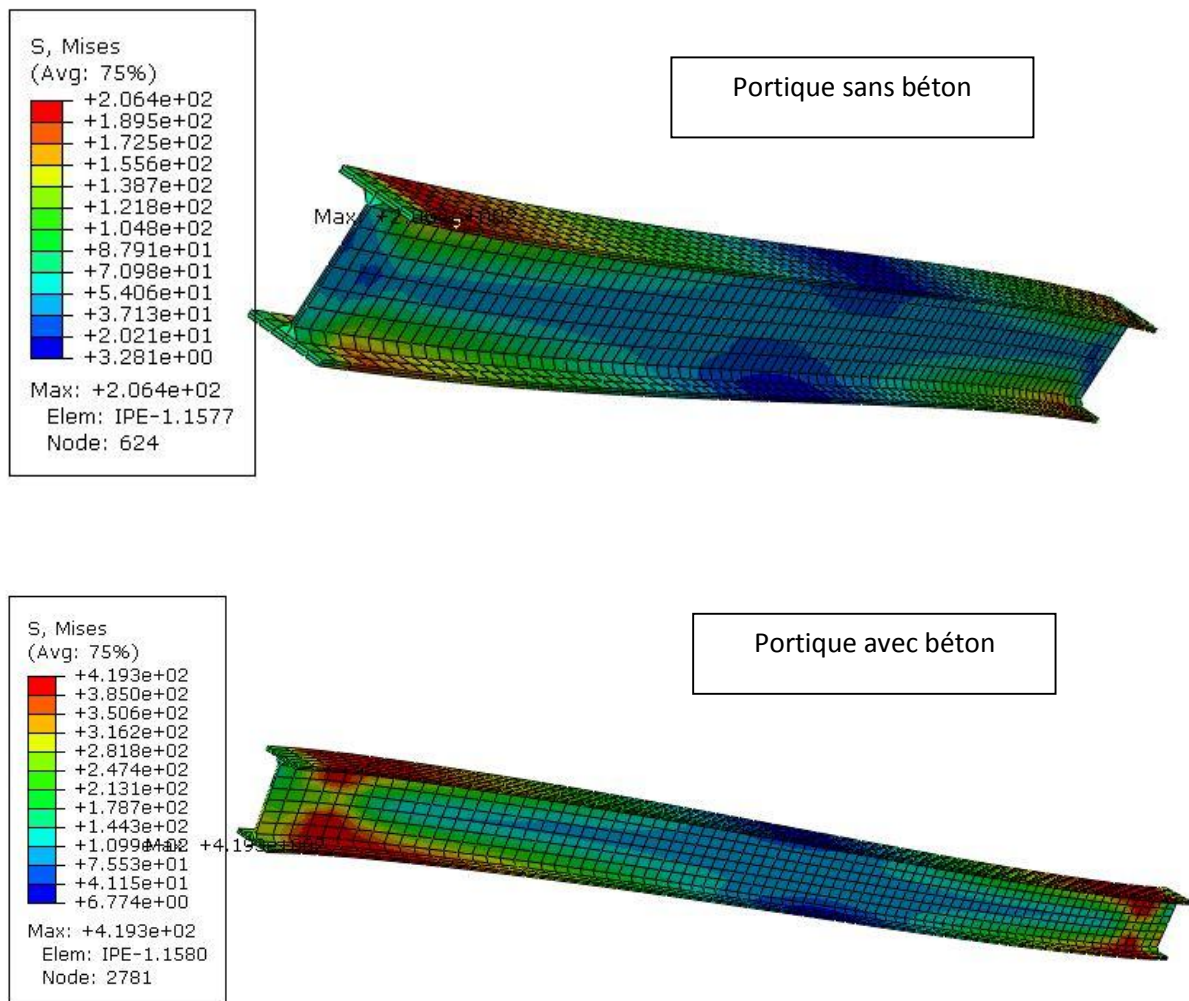


Figure 5.35 : contraintes dans l'IPE

La poutre de model sans béton ne subit aucune déformation plastique, elle a un comportement élastique.

Par contre la poutre de model avec béton subit des déformations plastiques au cours de chargement, elle a un comportement ductile. Les figures au dessous présentent la propagation de la déformation élastique dans l'IPE des deux modèles :

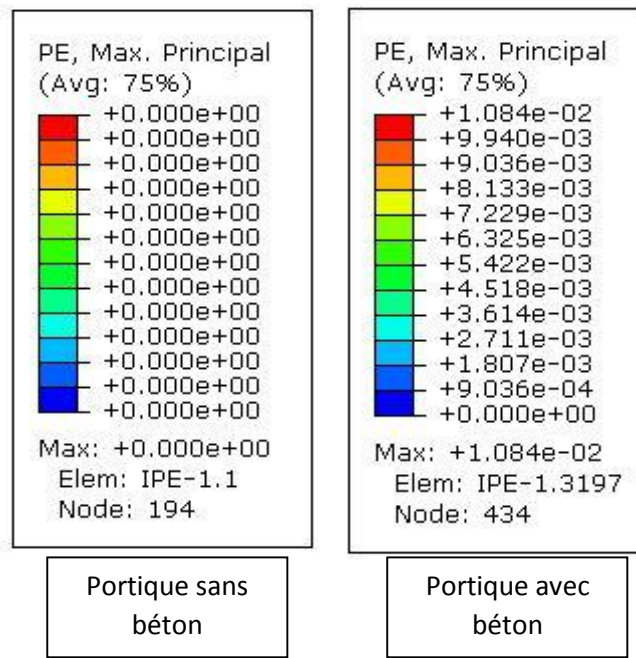


Figure 5.36 : déformations plastiques dans l'IPE

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'influence du béton dans un poteau tubulaire d'un portique en construction métallique.

Cette étude a été menée en effectuant une étude comparative entre deux portiques, portique mixte avec des poteaux tubulaires remplis du béton, et portique avec des poteaux tubulaires sans remplissage en béton. On a comparé les efforts, les déplacements, les contraintes et les déformations.

Il résulte de cette étude que la présence du béton à l'intérieur des poteaux a un effet positif sur le comportement de portique vis-à-vis un chargement imposé.

- **Effort-déplacement :**

Pour les deux portiques on a utilisé un chargement monotone, le chargement consiste en un déplacement imposé de 250mm.

Les deux courbes sont constituées de deux parties :

- ✓ Une partie linéaire élastique
- ✓ Une partie non linéaire plastique

Les deux modèles atteignent le déplacement imposé dans la partie inélastique.

La force limite de la structure avec béton est beaucoup plus importante que celle de la structure sans béton.

- Le portique avec béton a la capacité de supporter des efforts importants sans se fracturer grâce à sa rigidité.

- **Contraintes-déformations :**

L'effet de chargement imposé sur les deux portiques est expliqué par l'apparition des contraintes et des déformations sur les matériaux constituant les deux portiques.

[Un matériau à l'état solide ne résiste à une force appliquée qu'en se déformant sous l'action de cette force] ROBERT HOOK

D'après les figures (5.15) et (5.27), on constate que l'application d'un chargement monotone provoque initialement une déformation élastique, cette déformation est réversible. Cette déformation élastique est suivie d'une déformation irréversible appelée (déformation plastique), qui se traduit dans le diagramme par une courbe qui se termine au moment de la rupture.

Conclusion générale

Les déformations et les contraintes de cisaillement sont concentrées dans les zones où se produisent les rotules plastiques. Ce que nous permet de dire qu'à un certain moment, l'apparition de ces rotules est possible.

Le portique avec béton résiste mieux à la propagation brutale de fissures.

Le modèle avec béton est plus ductile que le modèle sans béton, le modèle avec béton présente un comportement ductile sur tous les points qui coïncident avec les nœuds de portique.

D'après ce travail je constate que les constructions mixtes ont une meilleure résistance vis-à-vis du séisme, elles présentent une meilleure résistance, et une forte ductilité.

Perspectives

Afin de compléter les résultats obtenus et de mieux cerner le comportement mécanique du modèle, nous envisageons les perspectives suivantes :

- Effectuer des essais expérimentaux sur des structures mixtes de différentes longueurs pour mieux appréhender le comportement mécanique de la structure mixte.
- Tester des (poteaux- poutres) assemblées par différents systèmes de connexions. Ces essais nous permettront de montrer le comportement sous les différents types de systèmes d'assemblages, et d'opter pour le meilleur d'entre eux.
- Faire d'autres essais où, on peut entrer d'autres paramètres qui gouvernent le comportement des systèmes mixtes (effets du fluage, la température....)

Conclusion générale et perspectives

ANNEXE

Annexe

Fichier de données :

Acier

Tableau 2.2 : propriétés des aciers utilisés dans la simulation

| | |
|------------------------------|-----------|
| Module de Young E | 210000MPa |
| Coefficient de Poisson ν | 0,3 |
| La densité ρ | 7,85E-006 |
| Limite d'élasticité | 450MPa |

Tableau 2.3 : lois de comportement de l'acier

| contraintes | déformation s |
|-------------|--------------------|
| 407.6 | 0 |
| 409.95 | 0.00286 |
| 412.23 | 0.00557 |
| 414.51 | 0.00829 |
| 437.43 | 0.0354 |
| 460.47 | 0.0623 |
| 483.64 | 0.0892 |
| 506.92 | 0.116 |
| 530.32 | 0.143 |

Béton

Tableau 2.4 : Propriétés de béton

| | |
|------------------------------|------------|
| Module de Young E | 32000MPa |
| Coefficient de Poisson ν | 0,18 |
| La densité ρ | 2,4 E -006 |

Tableau 2.5 : béton plasticité endommagée

| | | | | |
|------------------|--------------|-----------------------|-------|-----------|
| Angle dilatation | Excentricité | $\frac{f_b 0}{f_c 0}$ | K | Viscosité |
| 56.17 | 0.1 | 1.16 | 0.667 | 1 |

Annexe

Tableau 2.6 : comportement a la compression

| | |
|-------------|--------|
| 25.26 | 0 |
| 27.02554411 | 0.0001 |
| 28.65953079 | 0.0002 |
| 30.16861798 | 0.0003 |
| 31.55916305 | 0.0004 |
| 32.83723576 | 0.0005 |
| 34.00863067 | 0.0006 |
| 35.078879 | 0.0007 |
| 36.05326002 | 0.0008 |
| 36.93681193 | 0.0009 |
| 37.73434234 | 0.001 |
| 38.4504382 | 0.0011 |
| 39.08947545 | 0.0012 |
| 39.65562812 | 0.0013 |
| 40.15287715 | 0.0014 |
| 40.58501879 | 0.0015 |
| 40.95567263 | 0.0016 |
| 41.26828936 | 0.0017 |
| 41.5261581 | 0.0018 |
| 41.73241349 | 0.0019 |
| 41.89004248 | 0.002 |

| | |
|-------------|--------|
| 21.5891031 | |
| 9 | 0.008 |
| 21.216977 | 0.0081 |
| 20.84937622 | 0.0082 |
| 20.48634028 | 0.0083 |
| 20.12790229 | 0.0084 |
| 19.77408932 | 0.0085 |
| 19.42492284 | 0.0086 |
| 19.08041896 | 0.0087 |
| 18.74058881 | 0.0088 |
| 18.40543878 | 0.0089 |
| 18.07497087 | 0.009 |
| 17.74918288 | 0.0091 |
| 17.42806874 | 0.0092 |
| 17.11161871 | 0.0093 |
| 16.79981963 | 0.0094 |
| 16.49265513 | 0.0095 |
| 16.19010586 | 0.0096 |
| 15.89214967 | 0.0097 |
| 15.59876181 | 0.0098 |
| 15.30991511 | 0.0099 |
| 15.02558014 | 0.01 |

Annexe

Tableau 2.7 : comportement extensible

| | |
|-------------|--------|
| 1.5 | 0 |
| 1.6 | 0.0001 |
| 1.7 | 0.0002 |
| 1.8 | 0.0003 |
| 1.9 | 0.0004 |
| 1.10 | 0.0005 |
| 1.11 | 0.0006 |
| 1.12 | 0.0007 |
| 1.13 | 0.0008 |
| 1.14 | 0.0009 |
| 1.15 | 0.001 |
| 1.16 | 0.0011 |
| 1.17 | 0.0012 |
| 1.18 | 0.0013 |
| 1.19 | 0.0014 |
| 1.20 | 0.0015 |
| 1.21 | 0.0016 |
| 1.22 | 0.0017 |
| 1.23 | 0.0018 |
| 1.24 | 0.0019 |
| 0.005965639 | 0.002 |

Tableau 2.8 : dégâts de la compression

| | |
|-------------|--------|
| 0 | 0 |
| 0.010317586 | 0.0001 |
| 0.020528719 | 0.0002 |
| 0.030634498 | 0.0003 |
| 0.040636009 | 0.0004 |
| 0.050534329 | 0.0005 |
| 0.060330523 | 0.0006 |
| 0.070025643 | 0.0007 |
| 0.079620733 | 0.0008 |
| 0.089116825 | 0.0009 |
| 0.09851494 | 0.001 |
| 0.10781609 | 0.0011 |
| 0.117021274 | 0.0012 |
| 0.126131482 | 0.0013 |
| 0.135147695 | 0.0014 |
| 0.144070883 | 0.0015 |
| 0.152902005 | 0.0016 |
| 0.161642011 | 0.0017 |

| | |
|-------------|--------|
| 0.57717970 | |
| 1 | 0.0083 |
| 0.581542186 | 0.0084 |
| 0.58585966 | 0.0085 |
| 0.590132589 | 0.0086 |
| 0.594361431 | 0.0087 |
| 0.598546642 | 0.0088 |
| 0.602688671 | 0.0089 |
| 0.606787965 | 0.009 |
| 0.610844963 | 0.0091 |
| 0.614860104 | 0.0092 |
| 0.618833818 | 0.0093 |
| 0.622766532 | 0.0094 |
| 0.626658671 | 0.0095 |
| 0.630510652 | 0.0096 |
| 0.63432289 | 0.0097 |
| 0.638095795 | 0.0098 |
| 0.641829773 | 0.0099 |
| 0.645525225 | 0.01 |

Annexe

Tableau 1.9 : dégâts de la torsion

| | | | |
|-------------|--------|-------------|--------|
| 0 | 0 | 0.577179701 | 0.0083 |
| 0.010317586 | 0.0001 | 0.581542186 | 0.0084 |
| 0.020528719 | 0.0002 | 0.58585966 | 0.0085 |
| 0 | 0.0003 | 0.590132589 | 0.0086 |
| 0.040636009 | 0.0004 | 0.594361431 | 0.0087 |
| 0.050534329 | 0.0005 | 0.598546642 | 0.0088 |
| 0.060330523 | 0.0006 | 0.602688671 | 0.0089 |
| 0.070025643 | 0.0007 | 0.606787965 | 0.009 |
| 0.079620733 | 0.0008 | 0.610844963 | 0.0091 |
| 0.089116825 | 0.0009 | 0.614860104 | 0.0092 |
| 0.09851494 | 0.001 | 0.618833818 | 0.0093 |
| 0.10781609 | 0.0011 | 0.622766532 | 0.0094 |
| 0.117021274 | 0.0012 | 0.626658671 | 0.0095 |
| 0.126131482 | 0.0013 | 0.630510652 | 0.0096 |
| 0.135147695 | 0.0014 | 0.63432289 | 0.0097 |
| 0.144070883 | 0.0015 | 0.638095795 | 0.0098 |
| 0.152902005 | 0.0016 | 0.641829773 | 0.0099 |
| | | 0.645525225 | 0.01 |

Propriétés géométriques du portique

Les propriétés géométriques du portique sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 2.10 : hauteurs et diamètres de poteau et de manchon

| | MANCHON | POTEAU |
|--------------------------|---------|-------------|
| Hauteur (mm) | 700 | 3060 ET 200 |
| Diamètre intérieure (mm) | 108.3 | 162.30 |
| Diamètre extérieure (mm) | 114 .3 | 168.30 |

Tableau 2.11 : géométrie de béton

| | Béton |
|---------------|-------|
| Longueur (mm) | 3260 |
| Diamètre | 162.3 |

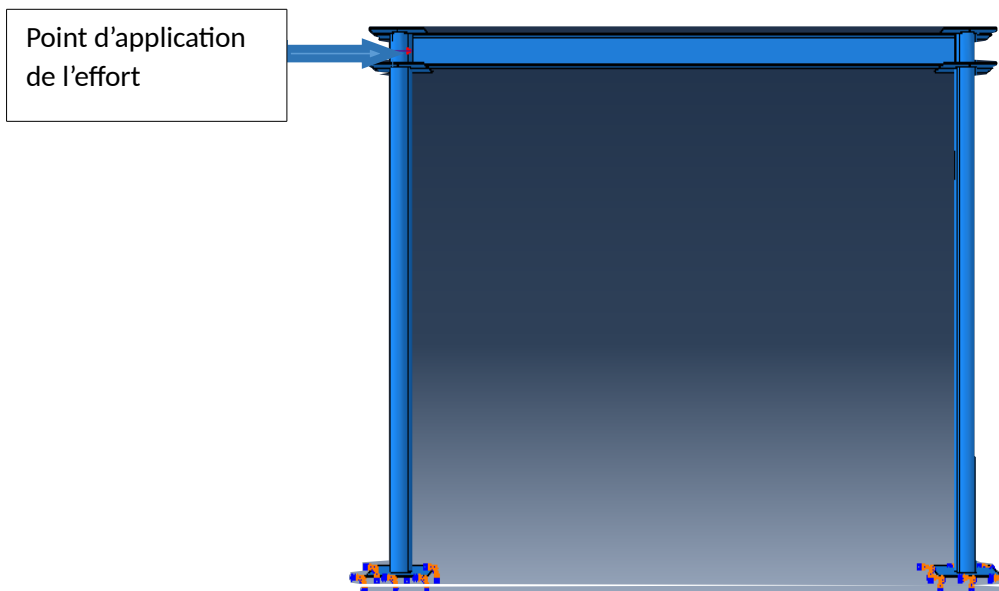
Annexe

Tableau 2.12 : géométrie de l'IPE

| G [kg/m] | Dimensions [mm] | | | | | [cm ²] | Dimensions de construction [mm] | | | | | Surface m ² /t | |
|-----------------|-----------------|-----|----------------|----------------|----|--------------------|---------------------------------|----------------|------|----|------------------|---------------------------|----|
| | h | b | t _w | t _f | r | | A | h _i | d | Ø | P _{min} | P _{max} | AG |
| IPE 200 22.4 | 200 | 100 | 5.6 | 8.5 | 12 | 23.48 | 183 | 159 | M 10 | 54 | 58 | 3436 | |

Chargement :

Le chargement, les conditions aux limites sont représentés sur la figure



On a imposé un déplacement initial de 250 millimètres.

Les deux poteaux sont encastés aux extrémités

Liste des figures

Chapitre 1

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 1.2 : Dalle mixte acier-béton | 8 |
| Fig. 1.3 : poutres mixtes | 9 |
| Fig. 1.4.a : principe de fonctionnement d'une poutre fléchie | 10 |
| Fig. 1.4.b : comparaison entre une poutre mixte et non mixte | 10 |
| Fig. 1.4.c : tole profilée | 11 |
| Fig. 1.5 : Contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube | 11 |
| Fig. 1.6 : contrainte-déformation spécifique des aciers Fe E235 et Fe E355..... | 12 |
| Fig. 1.7 : courbes contraintes-déformations spécifique des aciers d'armatures..... | 13 |
| Fig. 1.8 : rivet et rivet à anneau..... | 15 |
| Fig. 1.9.a : boulon de charpente et boulon a haute résistance | 16 |
| Fig. 1.9.b : boulons d'ancrages | 17 |
| Fig. 1.10 : Désignation des entres axes et des pinces en fonction de la direction de l'effort | 19 |
| Fig. 1.11 : soudures bout à bout à pleine pénétration | 20 |
| Fig. 1.12 : soudures en angles | 21 |
| Fig. 1.13 : soudures en bouchon et en entaille | 21 |
| Fig. 1.14 : comportement des assemblages métalliques | 23 |
| Fig. 1.15 : courbe moment-rotation d'un assemblage métallique | 23 |
| Fig. 1.16 : limites de classification de rigidité | 24 |
| Fig. 1.17 : limites de classification en résistance | 25 |
| Fig. 1.18 : classification des assemblages selon le capacité de rotation | 26 |

Chapitre 2

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 2.1 : courbe de traction pour l'acier de construction..... | 30 |
| Fig. 2.2 : comportement de béton en compression simple | 32 |
| Fig. 2.3 : observation aux rayons X d'une éprouvette en béton | 32 |
| Fig. 2.4 : comportement cyclique d'un béton en compression simple..... | 33 |
| Fig. 2.5 : essai de compression hydrostatique du béton | 34 |
| Fig. 2.6 : comportement de béton en traction simple | 35 |
| Fig. 2.7 : Comportement cyclique du béton en traction simple | 36 |
| Fig. 2.8 : comportement du béton sous chargement cyclique compression-traction..... | 37 |
| Fig. 2.9 : courbes contraintes-déformation d'un béton confiné et non confiné | 38 |
| Fig 2.10 : béton efficacement confiné | 39 |
| Fig. 2.11 : distribution de la pression latérale de confinement | 39 |
| Fig. 2.12 : effets de liaisons | 41 |
| Fig. 2.13 : charge appliquée | 42 |
| Fig. 2.14 : rupture par cisaillement plane..... | 42 |
| Fig. 2.15 : mécanisme de transfert de cisaillement..... | 43 |
| Fig. 2.16 : courbes de flambement des poteaux | 47 |
| Fig. 2.17 : courbe contrainte déformation pour le béton confiné | 51 |
| Fig.2.18 : comparaison des valeurs calculées dans le cas d'un cisaillement pure d'un béton renforcé libre et confiné..... | 54 |
| Fig.2.19 : comparaison des valeurs calculées dans le cas d'un cisaillement pure d'un béton confiné et non confiné, renforcé et béton précontrainte..... | 54 |

Chapitre 3

| | |
|------------------------------------------------------|----|
| Fig.3.1 : méthode purement incrémentale | 57 |
| Fig.3.2 : méthode de NEWTON-RAPHSON standard | 57 |
| Fig.3.3 : méthode de NEWTON-RAPHSON modifiée..... | 58 |
| Fig.3.4 : méthode NEWTON-RAPHSON de la sécante | 58 |
| Fig.3.5 : Pilotation en charge imposée | 63 |
| Fig.3.6 : pilotage en déplacement imposé | 63 |
| Fig.3.7 : pilotage en longueur d'arc imposée | 64 |

Chapitre 4

| | |
|--------------------------------------------------------|----|
| Fig.4.1 : portique étudié..... | 68 |
| Fig.4.2 : structure | 68 |
| Fig.4.3 : poteau 3D | 69 |
| Fig.4.4 : Modélisation d'un poteau en 3D | 70 |
| Fig.4.5 : Modélisation béton 3D | 71 |
| Fig.4.6 : IPE 3D | 72 |
| Fig.4.7 : méthodes d'assemblages | 75 |
| Fig.4.8 : assemblage final | 76 |
| Fig.4.9 : définition de STEPS | 76 |
| Fig.4.10 : contact acier-béton | 77 |
| Fig.4.11 : Définition des conditions aux limites | 78 |
| Fig.4.12 : Définition du maillage de poteau | 79 |
| Fig.4.13 : maillage du portique | 79 |
| Fig.4.14 : définition de JOB..... | 80 |
| Fig.4.15 : Déplacement de portique | 81 |

Chapitre 5

Partie 1

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig.5.1 : portique étudié | 82 |
| Fig.5.2 : propagation d'effort avant l'application de chargement PAB | 83 |
| Fig.5.3 : propagation d'effort après l'application de chargement PAB | 83 |
| Fig.5.4 : propagation d'effort en fonction de temps PAB..... | 84 |
| Fig.5.5 : propagation de déplacement PAB | 85 |
| Fig.5.6 : courbe déplacement en fonction de temps PAB | 85 |
| Fig.5.7 : déplacement maximum..... | 86 |
| Fig.5.8 : courbe effort – déplacement PAB | 86 |
| Fig.5.9 : propagation des contraintes PAB | 87 |
| Fig.5.10 : propagation des contraintes dans la plaque supérieure PAB | 88 |
| Fig.5.11 : courbe contrainte – temps au niveau de la plaque supérieure PAB | 88 |
| Fig.5.12 : propagation de la déformation plastique PAB | 89 |
| Fig.5.13 : déformation plastique maximum au niveau de la plaque supérieure PAB | 89 |
| Fig.5.14 : déformation plastique en fonction de temps au niveau de la plaque supérieure.... | 90 |
| Fig.5.15 : courbe contrainte-déformation PAB | 90 |

Partie 2 : Portique sans béton

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig.5.16 : propagation d'effort dans le portique avant et après chargement..... | 91 |
| Fig.5.17 : courbe effort-temps..... | 92 |
| Fig.5.18 : propagation des déplacements | 92 |
| Fig.5.19 : courbe déplacement-temps | 93 |
| Fig.5.20 : courbe effort-déplacement | 93 |
| Fig.5.21 : propagation des contraintes | 94 |
| Fig.5.22 : propagation des contraintes dans le poteau le plus sollicité | 95 |
| Fig.5.23 : courbe contrainte-temps dans le poteau le plus sollicité | 95 |
| Fig.5.24 : propagation de la déformation plastique dans le portique | 96 |
| Fig.5.25 : déformation plastique au niveau de la plaque supérieure | 96 |
| Fig.5.26 : déformation plastique en fonction de temps au niveau de la plaque supérieure... | 97 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig.5.27 : courbe contrainte-déformation | 97 |
| Fig.5.28 : contrainte de cisaillement pour les deux cas de portiques | 98 |

Partie 3

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig.5.29 : vérification de l'énergie cinétique et potentielle | 99 |
| Fig.5.30 : courbes forces déplacements pour les deux portiques | 100 |
| Fig.5.31 : courbes contraintes déformations à la base des poteaux de deux modèles..... | 101 |
| Fig.5.32 : courbes contraintes déformations en haut des poteaux de deux modèles..... | 102 |
| Fig.5.33 : manchon sans béton..... | 103 |
| Fig.5.34 : courbes contraintes déformations dans le manchon | 103 |
| Fig.5.35 : contraintes dans l'IPE..... | 104 |
| Fig.5.36 : déformations plastiques dans l'IPE..... | 105 |

Liste des tableaux

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tab. 1.1 : Caractéristiques mécaniques des bétons | 12 |
| Tab. 1.2 : caractéristiques des principaux aciers de construction..... | 13 |
| Tab. 1.3 : caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons..... | 15 |
| Tab. 1.4 : principales caractéristiques géométriques..... | 17 |
| Tab. 1.5 : choix de diamètres des boulons..... | 17 |
| Tab.1.6 : entre axes et pinces des boulons..... | 19 |
| Tab.2.1 : Les caractéristiques géométriques et les propriétés des différents matériaux | 109 |
| Tab.2.2 : propriétés des aciers utilisés dans la simulation | 109 |
| Tab.2.3 : lois de comportement de l'acier..... | 109 |
| Tab.2.4 : Propriétés de béton | 109 |
| Tab.2.5 : béton plasticité endommagée | 109 |
| Tab.2.6 : comportement a la compression | 110 |
| Tab.2.7 : comportement extensible..... | 111 |
| Tab.2.8 : dégâts de la compression | 111 |
| Tab.2.9 : dégâts de la torsion | 112 |
| Tab.2.10 : hauteurs et diamètres de poteau et de manchon | 112 |
| Tab.2.11 : géométrie de béton | 112 |
| Tab.2.12 : géométrie de l'IPE | 113 |

Bibliographie

Bibliographie

- [1] **ABBAS Mickaël**, «Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement », Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC- CNRS.
- [2] **ABIDELAH Anis**, « Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques Approché numérique et validation expérimentale », (2009)
- [3] **AMRANI Djamil**, «Influence du ferrailage sur le comportement des voiles élancés », Master 2 Génie Civil, (2013).
- [4] **ATTIOGBE E. ET MORRIS G.** «Moment-rotation functions for steel connections». Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 6, pp. 1703-1718. (1991).
- [5] **BERTHAUD Y**, « Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore ». Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6, 1988. 175p, (1988).
- [6] **BOUAFIA Y, IDIR A, KACHI MS.** Influence of the taking account of the confined concrete on the structures non linear calculation. ACMA 2010 May
- [7] **Caractéristiques Essentielles des Ossatures Métalliques**
- [8] **CHEN W.F.**, «Plasticity in reinforced concrete». New York: McGraw-Hill Bookstore, 456p, (1982).
- [9] **CHEN W.F. and LUI F.M.**, «Stability design of steel frames», Boca Raton (FL): CRC Press. (1991).
- [10] **CHEN W.F.**, « Practical analysis for semi-rigid frame design», Singapore, World Scientific. (2000).
- [11] **DELINCE D.**, La construction mixte acier-béton 2^e partie : Vérification des états limites de service selon l'EUROCODE 4. Les Dossiers du CSTC – Cahier n° 7 – 4^e trimestre 2004 – p1-11
- [12] **EUROCODES 2** « Structuraux Bases de calcul des structures : EUROCODE- Basis of structural design D : EUROCODE - GRUNDLAGEN DE TRAGWERKSPLANUNG ».
- [13] **EUROCODE 3** «Calcul des structures en acier» et Document d'Application.
- [14] **EUROCODE 4.** «DESIGN OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES». SECTION 1. GENERAL RULES AND RULES FOR BUILDINGS. PREN 1994-1-1. : PART 1.1, BRUSSELS: CEN, EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, FINAL DRAFT, (2003).
- [15] **EVER.J.BARBERO.** «Prediction of buckling mode interaction in composite columns».ACI Journal December 10, (1999).

Bibliographie

- [16] **Hirt M, BEZ R.**, traite de génie civil - construction métallique, “notions fondamentales et méthodes de dimensionnement” - volume 10 ; presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1996
- [17] **JASPART J.P.**, «General report: session on connections, Journal of Constructional Steel Research 55, p.p. 69–89». (2000).
- [18] **JEAN-MOREL**, « Calcul Des Structures Métallique Selon L'EUROCODE 3 » ,1994.
- [19] **JEAN-PIERRE MUZEAU**, « Manuel de construction métallique, Edition EYROLLES, 2012
- [20] **JOHANSSON Mathias**, «Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel-Concrete Columns». Steel and Composite Structures.
- [21] **JOHANSSON M. Et 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, 43-62. January 2002.
- [22] **JOHANSSON M. and GYLLTOFT K.** «Structural Behavior of Slender Circular Steel-Concrete Composite Columns under Various Means of Load Application”. Steel and Composite Structures, Vol. 1, No. 4, Techno-Press, 393-410, (2001).
- [23] **Johansson M**, «The Efficiency of Passive Confinement in CFT Columns .Steel and Composite Structures», Vol. 2, No. 5, Techno- Press, 379-396. (2002).
- [24] **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.
- [25] **JULIEN BRICHE**, Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS.
- [26] **KULAK G.L., FISHER J.W. and STRUIK J.H.A.**, «Guide to design criteria for bolted and riveted joints», 2nd edition, New York, John Wiley and Sons. (1987).
- [27] **LORRAIN M.**, « Contribution à l'étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton ». Thèse de doctorat, Université de Toulouse, (1974).
- [28] **Mathieu J.**, Vérification d'une poutre mixte suivant l'EC 4, l'influence du type de dalle utilisée sur la section de béton de calcul. p.75-86, Revue Construction Métallique n°2-1999.

Bibliographie

[29] **MANFRED.A, HIRT ROFT BEZ**, « Traite De Génie Civil De L'école polytechnique Fédérale De Lausanne Volume 10 ». (1994).

[30] **MARANDA Richard** , «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) . Département des génies civil, géologique, et des mines, Ecole polytechnique de MONTRÉAL. (1998).

[31] **MAZARS J**, «Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure». Thèse de doctorat d'état, Université Paris6. (1984).

[32] **MBELOUNIS Radia**, Ingénieur en génie civil. Mémoire de magister en génie civil « ETUDE DE LA PERFORMANCE DES POTEAUX MIXTES ACIER-BETON SOUS DIFFERENTES SOLLICITATIONS. ». (2008).

[33] **OWENS, G. W. ET CHEAL, B. D.** « Comprehensive coverage of several aspects of connection behavior and design Structural Steelwork Connections», 1st Edition. (1989).

[34] **RAMTANI .S.** « Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral ». These de DOCTORAT. (1990).

[35] **ROBINSON S.R.** « Methods of detecting the formation and propagation of micro cracks in concrete Proceedings», (1965).

[36] **SHANMUGAN. N.E, .Lakshmi B**, « State of art report on steel Concrete composite columns». Journal of Constructional Steel. Research 57, 1041–1080, (2001).

[37] **TERRIEN M.**, « Emission acoustique et comportement mécanique post critique d'un béton sollicité en traction » Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées numéro 106, pp. 65-72. [1980].

[38] **TRAHAIR N.S., BRADFORD M.A, NETHERCOT D.A. and GARDNER L.** «The behaviour and design of steel structures to EC3». 4th edition British, London, Spon Press. (2007).

Résumé

Ce mémoire nous nous limiterons à l'étude d'un cas particulier des poteaux mixtes à lequel on fait référence est un poteau tubulaire remplis du béton, et dans ce cas la connexion entre les deux matériaux est assuré par la surface du tube en acier.

Afin de réaliser cette étude, une analyse par élément finis est utilisée issue du calcul numérique par élément finis par le programme de calcul ABAQUS 6.12 [1].

Cet ouvrage comporte un total de quatre chapitres et d'une conclusion générale.

Chapitre1 : est une présentation générale de la construction mixte qui permet de spécifier le type de structure.

Chapitre2 : hypothèses de calcul

Il comprend le but et le domaine de calcul. Les charges considérées ainsi que les caractéristiques et les particularités des matériaux et des produits utilisés couramment en construction mixte.

Chapitre3 : méthodes numériques de résolution des systèmes non linéaire

Chapitre4 : étapes de calcul

Nous allons consacrer ce chapitre pour définir le logiciel ABAQUS 6.12, à savoir les soudures et les boulons d'ancrages et d'une partie dans laquelle les données et la modélisation sont abordés.

Chapitre5 : Résultats

Il concerne la simulation du comportement de deux portiques. Cette partie aborde finalement la question de résistance des deux portiques (PAB) et (PSB).

Les modèles utilisés permettent de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture. Les aspects numériques sont particulièrement détaillés.

Notre travail se termine par une conclusion générale et éventuellement quelques perspectives.

Mots clés : acier – béton – poteau mixte – portique mixte – structure mixte – EUROCODE4.