

Remerciements

En guise de remerciement aux personnes sans qui ce travail n'aurait pu voir le jour, j'adresse mes remerciements les plus sincères, accompagnés de mon plus grand respect et noble gratitude à commencer par ma promotrice Mme BELAIDI Ourdia pour son encadrement et son soutien tout au long de cette étude, son savoir faire pédagogique, sa patience et sa disponibilité.

Un remerciement particulier a mon ami DIAKITE. A. Sidiki ainsi que sa binôme SADOU Wissem, sans qui je n'aurais pu aborder ma promotrice et qui m'ont, surtout, épargné une grande perte de temps en partageant toutes leurs connaissances du sujet et du logiciel ABAQUS.

Mes remerciements les plus sincères accompagnés d'une incommensurable reconnaissance vont à Mr IFTENE khellaf sans qui ce travail n'aurait jamais vu le jour. Grâce a son savoir et sa volonté et surtout son désir de partager ses connaissances et de participer a la formation de l'élite de demain, cette étude pu voire le jour et arriver a son terme.

Je tiens a montrer une grande gratitude envers Mr BOUKAIS Saïd pour sa grande participation dans ce travail et sans qui ce travail n'aurait pu etre mené a bien.

Mes remerciements vont également aux enseignants : Mr MOULD OUALI, Mr ALMANSBA, qui m'ont largement rendu grâce de leurs profonde connaissances du logiciel, d'avoir répondu à toutes mes interrogations, me permettant ainsi de résoudre les problèmes rencontrés dans ABAQUS.

Mes remerciements vont aussi à Mr NEKMOUCHE, Mr KEZMANE, Mr BENZAADA, Mr ALLICHE, Mr CHIKHAOUI tous des doctorants, pour leur apport inestimable a ce travail, pour la gentillesse et la patience dont ils ont fais preuve ainsi que leurs précieux conseils. Ils ont consacré beaucoup de leurs temps pour ce travail et mis à disposition leurs connaissances dans le domaine. Il n'existe aucun mot exprimant ma gratitude envers ces personnes, si ce n'est la promesse d'agir comme eux avec des étudiants dans ma situation, si un jour l'occasion nous se présente

Un vif remerciement ira aux membres du jury, qui nous ferons l'honneur de leur présence afin de juger notre travail avec impartialité et justesse, en plus d'enrichir ce travail par des suggestions et des propositions.

Un grand remerciement plein de reconnaissance et d'humilité s'en va du fond de mon cœur a tout le corps enseignant de l'UMMTO et de l'USTHB qui ont participé a ma formation durant tout mon cursus universitaire, certains d'entre eux resterons dans ma mémoire a jamais.

Enfin, il serait injuste de conclure sans remercier mes amis qui m'ont soutenu durant ma formation de master, je cite toute l'équipe d'EX.FEST, Massi, Yassine, Karim, Lyacine, Amar, Saïd et bien d'autres qui se reconnaîtrons. Bien sûr je n'oublierai pas mon père pour sont soutien et son savoir, lui qui aura été mon premier formateur, mon premier enseignant mais surtout la source de mon savoir ; je tiens aussi a remercier ma mère pour sont soutien dissimulé en harcèlement psychologique, sans elle je n'aurait pu arriver la ou j'en suis ;pour finir je ne saurai comment remercier ma femme, qui m'a soutenu dans les moment les plus difficiles, ces moment ou l'on veux tout laisser tomber, sans elle se travail n'aurait jamais vu le jour.

Dédicace

Ce travaille aux personnes les plus chères à mon cœur, mon épouse Imen, mon futur fils Daryus, mon père Ahmad, ma mère Atika, sans oublier ma belle famille et mes amis; je souhaite que ce travail soit source de fierté a leurs yeux

A ma famille

A ma belle famille

A mes amis

Résumé

Ce travail consiste en une étude comparative entre deux portiques, réalisés avec un système d'assemblage spécifique pour le premier et un assemblage de charpente conventionnel pour le second, mixte acier-béton. Nous vérifierons aussi l'apport d'un gousset, en termes de rigidité, au niveau des assemblages. Les portiques sont réalisés avec des poteaux tubulaires en acier remplis de béton (MAB). Le premier assemblage est réalisé avec des plaques métalliques de renforcement assurant la liaison entre les poteaux et les poutres, le second est constitué de plaques d'assemblages conventionnelles. Chaque portique est étudié avec et sans gousset de renforcement. L'étude se fera donc entre les quatre portiques suivants :

Modèle avec plaques avec gousset : Portique A

Modèle avec plaques sans gousset : Portique B

Modèle sans plaques avec gousset : Portique C

Modèle sans plaques sans gousset : Portique D

Pour cela, nous avons utilisé une approche locale en modélisant les portiques sollicités par chargement sous forme de déplacement horizontal. Les calculs sont effectués en utilisant le modèle numérique à comportement élasto-plastique pour le béton. Le modèle est défini par une loi de comportement non linéaire. Le modèle numérique utilisé pour les aciers est le modèle élasto-plastique à écrouissage linéaire. Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul par éléments finis "ABAQUS". Les modèles utilisés permettent de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture. Les aspects numériques sont particulièrement détaillés. Pour terminer, les principales conclusions et les perspectives les plus pertinentes de ce travail sont données.

Mots clés : *Simulation, Portique, éléments finis, nœud (poutre-poteau), contraintes, déplacements, gousset, assemblages.*

Liste des tableaux :

Tab. II.1: Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.....	61
Tab. II.2 : principales caractéristiques géométriques	62
Tab. II.3 : Choix du diamètre des boulons	62
Tab. II.4 : Entraxes des boulons et pinces	64
Tab. II.5 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure	72
Tab. III.1: Propriétés des aciers utilisés pour la simulation.	97
Tab. III.2 : Valeur introduite dans Abaqus.	97
Tab. III.3 : Propriétés du béton.	97
Tab. III.4 : Propriétés géométriques du portique mixte.	97
Tab. III.5 : Propriétés géométriques du béton.	98

Listes de figures

Chapitre I

FIG I.1 structure mixte avant bétonnage du plancher	6
FIG I.2 structure mixte avec poutres incorporées.....	6
FIG I.3 structures mixtes avec poutres alvéolaires.....	7
FIG I.4 City Sport Tower, Doha	8
FIG I.5 chalet mobiles à montage et démontage rapide montés sur vérins mécaniques...9	
FIG I.6 exemple d'un plancher avec faux plafond pour les conduites	10
FIG I.7 dalles mixtes coulées sur tôles nervurée avec connecteurs.....	10
FIG I.8 détails du montage dalle mixte a panneaux préfabriqués	12
FIG I.9 différents types de poutres mixtes	13
FIG I.10 différents types de connecteurs pour planchers mixtes	13
FIG I.11 différents types de poteaux mixtes	14
FIG I.12 poteau mixtes béton armé confinés et connecteurs.....	15
FIG I.13 connecteur profilé tubulaire-béton	15
FIG I.14 assemblages poteaux-poutres	18
FIG I.15 assemblages poutres poutres	19
FIG I.16 assemblages poutres planchers	20
FIG I.17 assemblages poteaux-poteaux.....	20
FIG I.18 profilés laminés a chauds	22
FIG I.19 technique de soudage de P.R.S	22
FIG I.20 méthode de réalisation de poutres alvéolées	22
FIG I.21 différent types de tôles nervurées pour dalles mixtes	23
FIG I.22 élément de construction moulé.....	24
FIG I.23 élément de construction forgé	24

FIG I.24 élément mécano-soudé	25
FIG I.25 profilés tubulaire rectangulaire et circulaire	25
Fig. I.26: Courbe de traction pour un acier de construction	32
Fig. I.27 : Comportement du béton en compression simple.....	34
Fig. I.28: Résultats de l'observation aux rayons X d'une éprouvette en compression	35
Fig. I.29: Comportement cyclique du béton en compression simple	36
Fig. I.30: Essai de compression hydrostatique du béton.....	37
Fig. I.31: Comportement de béton en traction simple.....	38
Fig. I.32: Comportement cyclique du béton en traction	39
Fig. I.33: Essai P.I.E.D comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression	40
Fig. I.34: Types de poteaux mixtes avec raidisseurs longitudinaux	43
Fig. I.35 : Détail des poteaux mixtes de section à barres croisées.....	44
Fig. I.36 Section droite des poteaux mixtes en double peaux	45
Fig. I.37 : Sections droites des poteaux métalliques en I, ou en H enrobés de béton	45
Fig. I.38: Courbes de flambement des poteaux	48
Fig. I.39: Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné.....	51
Fig. I.40 : Béton efficacement confiné pour les poteaux en béton armé par convention et poteaux mixtes remplis de béton.....	51
Fig. I.41 : distribution de la pression latérale de confinement	52
Fig. I.42 : Effets de liaison dus (a) à la courbure et (b) aux variations de la forme du tube en acier (c) Micro-interlocking dû aux irrégularités extérieures.....	54
 Fig. I.43 : Charge appliquée : (a) la section entière, (b) la section béton, et (c) section acier	54
Fig. I.44 : (a) mode typique de rupture de cisaillement dans le poteau circulaire remplis de béton court, (b) cisaillement idéalisé modèle plat pour prévoir la charge résiduelle dans le noyau béton	55
Fig. I.45: mécanisme de transfert de cisaillement	55
Fig. I.46 : Transfert de cisaillement entre le tube en acier et le noyau béton	57

Chapitre II

Fig. II.1: Rivet et rivet à anneau	60
Fig.II.2 : boulon de charpente et boulon a haute résistance	61
Fig.II.3 : Désignation des entraxes et des pinces en fonction de la direction de l'effort	63
Fig.II.4 : Préparation des plats pour soudures bout à bout à plein pénétration.....	65
Fig.II.5 : Soudure d'angle	66
Fig.II.6 : Soudure en bouchon et en entaille	66
Fig.II.7 : Comportement des assemblages métalliques.....	67
Fig.II.8 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique	68
Fig. II.9 : Limites de classification de rigidité	69
Fig.II.10 : Limites de classification en résistance	70
Fig.II.11 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation	71
Fig. II.12 : Modélisation d'un assemblage[70].	72
Fig.II.13 : Idéalisations de courbes Moment-Rotation de l'assemblage	73

Chapitre III

Fig. III.1 exemple de portique étudié.....	77
Fig. III.2 structure.....	77
Fig. III.3 poteau en 3D.....	79
Fig. III.4 modélisation d'un profilé tubulaire	79
Fig. III.5 béton en 3D.....	80
Fig. III.6 modélisation du béton.....	80
Fig. III.7 modélisation de l'IPE.....	81
Fig. III.8 IPE en 3D	82
Fig. III.9 création d'un matériau	83
Fig. III.10 création d'une section	84
Fig. III.11 assignation d'un matériau a une section.....	85
Fig. III.12 insertion des instances pour l'assemblage	85
Fig. III.13 méthode d'assemblage.....	86
Fig. III.14 portique après assemblage.....	86
Fig. III.15 création des steps	87

Fig. III.16 création d'un contact	88
Fig. III.17 définition des conditions limites.....	89
Fig. III.18 définition du maillage	90
Fig. III.19 création du job.....	91
Fig. III.20: Portiques étudiés :	
Fig. III.20 a Portique A avec plaques et gousset	94
Fig. III.20 b Portique B avec plaques sans gousset....	95
Fig. III.20 c Portique C sans plaques avec gousset.....	95
Fig. III.20 d Portique D sans plaques sans gousset....	96
Fig. III.21a: propagation des déplacements dans le portique A.	99
Fig. III.21b: propagation des déplacements dans le portique B.	101
Fig. III.21c propagation des déplacements dans le portique C.	103
Fig. III.21d: propagation des déplacements dans le portique D.	105
Fig. III.22a: Propagation des contraintes dans les aciers du portique A.	108
Fig. III.22b: Propagation des contraintes dans les aciers du portique B.	110
Fig. III.22c: Propagation des contraintes dans les aciers du portique C.	112
Fig. III.22d: Propagation des contraintes dans les aciers du portique D.	114
Fig. III.23: Propagation des contraintes a la tête des portiques.	117
Fig. III.24: Propagation des contraintes a la base des portiques.	120
Fig. III.25 : contraintes dans la poutre des quatre portiques.	123
Fig. III.26 a: Propagation des contraintes dans le manchon et la plaque du portique A	126
Fig. III.26 b: Propagation des contraintes dans le manchon et la plaque du portique B	128
Fig. III.27 c: Propagation des contraintes dans la plaque d'assemblage du portique C.....	131
Fig. III.27 d: Propagation des contraintes dans la plaque d'assemblage du portique D.....	133
Fig. III.28 a: contraintes dans le gousset du portique A.	136
Fig. III.28 c: contraintes dans le gousset du portique C.	136
Fig. III.29.1: Propagation des contraintes de cisaillement a la tête des quatre portiques .	137
Fig. III.29.2: Propagation des contraintes de cisaillement a la base des quatre portiques	139
Fig. III.30 a: Propagation des déformations dans les aciers du portique A.	142
Fig. III.30 b: Propagation des déformations dans les aciers du portique B.	144
Fig. III.30 c: Propagation des déformations dans les aciers du portique C.	146
Fig. III.30 d: Propagation des déformations dans les aciers du portique D.	148

Fig. III.31 a: Propagation des déformations dans le gousset du portique A	151
Fig. III.31 b: Propagation des déformations dans le gousset du portique B	153
Fig. III.32 c: Propagation des déformations dans les plaques d'assemblage du portique C.	156
Fig. III.32 d: Propagation des déformations dans les plaques d'assemblages du portique D.	158
Fig. III.33 a: Propagation des déformations plastiques dans les aciers du portique A	161
Fig. III.33 b: Propagation des déformations plastiques dans les aciers du portique B	163
Fig. III.33 c: Propagation des déformations plastiques dans les aciers du portique C.....	165
Fig. III.33 d: Propagation des déformations plastiques dans les aciers du portique D	167
Fig. III.34.1: Propagation des déformations plastique a la tête des portiques.	170
Fig. III.34.2: Propagation des déformations plastique à la base des portiques.	172
Fig. III.35a: Propagation des contraintes dans le béton du portique A.	175
Fig. III.35b: Propagation des contraintes dans le béton du portique B.	177
Fig. III.35c: Propagation des contraintes dans le béton du portique C.	179
Fig. III.36.1: Propagation des contraintes du béton a la tête des portiques.	182
Fig. III.36.2 : Propagation des contraintes du béton a la base des portiques.	184
Fig. III.37a: Propagation des déformations dans le béton du portique A.	187
Fig. III.37b: Propagation des déformations dans le béton du portique B. ...	189
Fig. III.37c: Propagation des déformations dans le béton du portique C.	191
Fig. III.37d: Propagation des déformations dans le béton du portique D.	193
Fig. III.38.1: Propagation des déformations a la tête des portiques.	195
Fig. III.38.2: Propagation des déformations a la base des portiques.	197
Fig. III.39 courbes forces déplacements dans les portiques.	200
Fig.III.40 courbes contraintes déformations a la base du portique (tube métallique).	201
Fig.III.41 courbes contraintes déformations en tête du portique (tube métallique).	202
Fig.III.42 courbes contraintes déformations en tête du manchon.	203
Fig.III.44 courbes contraintes déformations dans les plaques d'assemblage.	204
Fig.III.43 a courbes contraintes déformations dans les plaques supérieures.	205
Fig.III.43 b courbes contraintes déformations dans les plaques inférieures.	205
Fig.III.45 courbes contraintes déformations la poutre des portiques.	206
Fig. III.46 a courbes contraintes déformations à la tête du portique (béton).	207

Fig. III.46b courbes contraintes déformations a la base du portique (béton). 207

Table des matières

Remerciements	i
Dédicace	ii
Résumé	iii
Liste des tableaux.....	iv
Liste des figures.....	v
Table des matières	x

Introduction générale : positionnement du problème

Introduction générale.....	1
Aperçu historique.....	2
Problématique.....	3
Objectif.....	3
Organisation du mémoire.....	4

Chapitre I

Généralités et comportement mécanique et expérimentale des structures mixtes

1. 1 Introduction.....	5
2. Atouts des structures mixtes.....	7
2.1 Aspects architecturaux.....	7
2.2 Aspects économiques.....	8
2.3 Fonctionnalité.....	9
2.4 Equipements et utilisation flexible du bâtiment.....	10
3 Eléments de construction.....	10
3.1 Les Dalles mixtes.....	11
3.2 Les Poutres mixtes.....	12

3.4 Les Poteaux mixtes.....	13
4 Assemblage	15
4.1 Les planchers mixtes.....	16
4.1.1 Avant le bétonnage	16
4.1.2 Durant le bétonnage.....	16
4.1.3 Après le bétonnage.....	16
4.1.4 Avantages financiers.....	16
4.2 Les poutres mixtes.....	17
4.2.1 Les assemblages poteaux poutres.....	17
4.2.2 Les assemblages poutre-poutre.....	18
4.2.3 Les assemblages poutre-plancher.....	19
4.2.4 Les assemblages poutre-plancher.....	20
5 Les matériaux utilisés.....	21
5.1 Matériaux utilisés pour les éléments en acier-béton.....	21
5.1.1 Les profilés laminés à chaud	21
5.1.2 Les profilés reconstitués soudés.....	22
5.1.3 Les tôles profilées.....	23
5.1.4 Les pièces moulées.....	24
5.1.5 Les pièces forgées.....	24
5.1.6 Les pièces mécano-soudées.....	25
5.1.7 Les profilés tubulaires.....	25
5.2 Matériaux utilisés pour les éléments en bois béton.....	25
5.3 Matériaux utilisés pour les éléments en bois acier.....	26
6 Poteaux courts.....	26
6.1 Diagramme d'interaction.....	26
6.2 Éléments axialement chargé.....	27
7 Poteaux élancés.....	27
8 Études expérimentales.....	28
8.1 Poteaux mixtes remplis de béton	28
8.2 Poteaux mixtes enrobés de béton.....	29
9 Effets de l'élancement.....	30
10 Effets de chargement et de sollicitations extérieures.....	30

11 Matériaux utilisés.....	31
11.1 Tubes en acier.....	31
11.1.1 Performances et comportement mécaniques des aciers de construction.....	32
11.2 Comportement mécanique du béton.....	33
11.2.1 Comportement en compression.....	33
11.2.1.1 Comportement en compression uniaxial.....	33
11.2.1.2 Comportement en compression cyclique	35
11.2.1.3 Comportement sous charge hydrostatique.....	36
11.2.2 Comportement en traction.....	37
11.2.2.1 Comportement en traction simple.....	37
11.2.2.2 Comportement en traction cyclique.....	38
11.2.2.3 Comportement cyclique traction-compression.....	39
12 Codes de conception.....	40
12.1 Le code Américain du béton armé (ACI 318-89).....	41
12.2 Le code Américain des structures métalliques (AISC-lrfd)	41
12.3 Le code Japonais (AIJ)	41
12.4 Le code Britannique BS5400-partie 5	42
12.5 Code Européen EC4	42
12.6 Comparaison entre les codes de conception.....	42
13 Sections mixtes.....	42
14 Analyse de comportement mécanique des poteaux tubulaires remplis de béton.....	46
14.1 Comportement de l'acier.....	46
14.1.1 Flambement du poteau.....	46
14.1.2 Équation de calcul pour le flambement.....	48
14.1.3 Voilement des sections minces.....	49
14.2 Comportement du béton confiné.....	50
14.2.1 Confinement.....	50
14.3 Effet du béton sur l'acier.....	52
14.4 Interaction entre le noyau béton et le tube en acier.....	53
14.4.1 Mécanismes de transfert de charge.....	53

14.4.2 Implication de l'application de la charge pour le comportement mécanique.....	54
14.4.3 Résistance résiduelle en cas de rupture par cisaillement plane.....	54
14.4.4 Mécanismes de transfert de cisaillement.....	55
14.4.5 Adhérence.....	55
14.4.5.1 Contact d'interface.....	56
14.4.6 Résistance au cisaillement.....	56
Conclusion.....	57

Chapitre II

Généralités sur les assemblages dans la construction mixte

1 Introduction.....	59
2 Définition et rôle d'un assemblage.....	59
3 Modes d'assemblages.....	60
3.1 Le rivetage.....	60
3.1.1 Rivetage a chaud	60
3.1.2 Rivets à anneau.....	60
3.1.2 Le boulonnage.....	61
3.1.3 Caractéristiques géométriques.....	61
3.1.4 Choix du diamètre des boulons.....	62
3.2 Le soudage	64
3.2.1 Types de soudures.....	64
4 Fonctionnement des assemblages	67
5 Caractérisation du comportement des assemblages.....	67
6 Classification des assemblages métalliques.....	68
6.1 Classification des assemblages en rigidité.....	68
6.2 Classification des assemblages par la résistance.....	69
6.3 Classification des assemblages par capacité de rotation.....	70
7 Modélisation des assemblages en vue de l'analyse globale des structures.....	71
8 Modélisation des courbes Moment-Rotation.....	73
Conclusion	74

Chapitre III

Simulation et interprétation des résultats

PARTIE A: Etapes suivies pour la Simulation sur Abaqus

INTRODUCTION.....	75
1Présentation du logiciel ABAQUS 6.12.....	75
2 Définition du modèle à simuler	76
2.1 Le modèle mécanique	77
3. Modélisation et données.....	77
3.1 Structure	77
3.2 Création du fichier d'entrer .INP avec le PRE-PROCESSEUR CAE :	78
3.3 La géométrie du portique :	78
3.3.1 Module PARTS :	78
3.3.2 Module matériel :	82
3.3.3 Création d'un assemblage :	85
3.3.4 Définition du «STEPS» et des variables à calculer :	86
3.3.5 Définition du contact acier béton (Module Interaction) :	87
3.3.6 Définition des conditions aux limites (module LOAD) :	89
3.3.7 Définition du maillage :	89
3.3.8 Définition du JOB.....	91
3.3.9 Visualisation des résultats de l'analyse	91

PARTIE B : Résultats et interprétations

4 Etude comparative des résultats.....	93
5 Présentation des résultats dans le repère global.....	99
5.1 Propagation des déplacements dans les quatre portiques.....	99
5.2 Propagation des contraintes et déformations dans les portiques.....	108
5.2.1 Propagation des contraintes	108
5.2 .2 contraintes de cisaillement.....	137
5.2.3 Propagation des déformations	142
5.2.4 Propagation des déformations plastiques dans les portiques.....	161

5.2.5 Propagation des contraintes dans le béton....	175
5.2.5 Propagation des déformations dans le béton....	187
6 Présentation des résultats dans le repère Local.....	200
6.1 Courbe force-déplacement.....	200
6.2 Courbe contraintes déformations (élastique) des aciers....	201
6.3 Courbe contraintes déformations du béton.....	206
6.4. Courbe déformations (plastique) par rapport au temps.....	209
Conclusion	212
Comparaison locale....	213
Comparaison global.....	215
Perspectives.....	215
Bibliographie.....	216

Depuis la nuit des temps l'homme cherche à s'abriter des aléas de la nature, après s'être abrité sur les arbres et dans les grottes l'Homme se mit à bâtir ses abris, d'abord en utilisant des simples branches puis les peaux d'animaux et enfin il commença à bâtir en dur, au commencement les matériaux étaient très basiques (la boue puis un mélange de boue et de paille....) .

Le temps et l'évolution firent leur travail et ainsi de nouveaux matériaux apparurent, après avoir taillé la pierre l'Homme créa le béton et une nouvelle ère de construction commença, repoussant ainsi l'imagination des bâtisseurs bien au-delà des capacités même du béton, en raison de sa fragilité relative, très vite le béton armé solutionna le problème : l'idée révolutionnaire d'introduire des armatures en acier à l'intérieur du béton (avant sa mise en place) permit d'augmenter considérablement les capacités mécaniques du béton mais pas sa durabilité.

La durabilité des ouvrages devenant un souci majeur, de nos jours les constructions en béton armé se montrent malheureusement coûteuses en entretien et en rénovation, la dégradation du béton due à la corrosion, la fissuration et l'infiltration de l'eau par exemple nécessitent un entretien constant et des rénovations bien avant la fin de vie de la bâtisse. L'une des multiples méthodes de rénovation consiste en l'introduction d'une coque métallique entourant les éléments de structure endommagés. Bien qu'efficace cette méthode se révèle coûteuse et de mise en œuvre compliquée, ce qui mena certains chercheurs à exploiter cette méthode pour résoudre le problème à la source, autrement dit couler le béton dans des coques métalliques lors de la construction donnant ainsi naissance à une nouvelle technique de construction : les poteaux en acier remplis de béton.

Les poteaux mixtes acier-béton sont tout simplement la dénomination donnée aux poteaux mixtes qui sont constitués d'un tube métallique confinant un noyau de béton non armé, en effet le tube métallique qui sert de coffrage lors du bétonnage sert d'armature après la prise de ce dernier. Offrant ainsi une alternative efficace et concurrentielle par rapport aux poteaux conventionnels en béton armés. En effet, le poteau mixte a tous les atouts de la construction à ossature métallique et donc résout toutes les difficultés de chantier liées au dimensionnement, que l'on retrouve généralement dans les ossatures en béton armé, tout en réduisant l'espace perdu dû aux sections des éléments porteurs ; mais elle nous offre aussi une rapidité d'exécution bien supérieure à celle du béton armé en supprimant le coffrage, ce dernier étant constitué de tubes métalliques, les éléments métalliques étant des produits standardisés non seulement par leurs dimensions mais aussi par leurs caractéristiques mécaniques.

Il existe plusieurs types d'assemblage dans ce domaine de construction et les chercheurs algériens ne sont en reste en effet M^r HAOUAM [1] a conçu un système de construction comprenant un manchon et deux plaques de renforcement au niveau des jonctions poteaux-poutres, l'efficacité du béton sur ce type d'assemblage a déjà été prouvée

Aperçu historique

L'acier[2] :

Première utilisation : en Angleterre pour la construction du premier pont métallique -en fonte coulée- (1777-1779) qui fut suivi par la réalisation de plusieurs pont dits multi-arches (a travées multiples) jusqu'aux années 1820.

Le tournant : en 1850 la construction du CRYSTAL PALACE marque la première utilisation d'éléments préfabriqués en acier, ce fut la première construction à utiliser une ossature métallique poutres-colonnes.

L'évolution :

- 1855 : henry bessemer invente le convertisseur qui permet d'affiner la fonte en acier.
- 1889 : Gustave Eiffel construit la tour Eiffel d'une hauteur de 320m avec une ossature rivetée.
- 1930 : nouveau procédé d'assemblage : la soudure.
- 1931 l'apparition des bâtiments a ossature métallique avec un noyau en béton avec la construction de l'empire state building.

Le béton[3] :

L'histoire du béton est intimement liée à celle du ciment, qui entre dans sa composition. Mais elle est aussi contemporaine. Le béton a évolué pour devenir le matériau de tous les possibles et insuffler à l'architecture une créativité sans cesse renouvelée.

Du ciment au béton

Le ciment est déjà utilisé dans la Rome antique, mais ce n'est qu'au XIXème siècle que les proportions idéales de sa composition sont étudiées. La pratique du moulage de « béton de ciment » se répand alors très rapidement. Sables et graviers sont ajoutés au ciment et le tout est ensuite moulé pour obtenir des pierres factices et des imitations des pierres de taille.

L'armature en métal, une idée de jardinier !

Joseph-Louis Lambot, inventeur « officiel » du ciment armé, fabrique en 1845 des caisses pour orangers et des réservoirs avec du fil de fer et du mortier. Joseph Monier propose en 1867 un système de « caisses-bassins mobiles en fer et ciment, applicables à l'horticulture », qu'il perfectionne dans les années suivantes.

La maîtrise du béton armé survient quelques années plus tard. François Hennebique dépose en 1892 le brevet qui fait de lui l'inventeur du béton armé. L'Exposition Universelle de 1900 le consacre comme « le plus important entrepreneur de travaux publics en béton armé ». L'aventure du béton dans la construction naît avec le nouveau siècle qui débute.

Un matériau enfin reconnu

En France, la circulaire du 20 octobre 1906 permet enfin au béton armé d'accéder au rang de matériau de construction.

Dès 1897, le béton armé entre à l'École des Ponts et Chaussées et sa technique est enseignée aux futurs ingénieurs... dont Eugène Freyssinet, le « père » du béton précontraint qui dépose un brevet en 1929.

Après la 2^{de} guerre mondiale, les besoins de logements développent la « préfabrication » : en France, de 1950 à 1965, le nombre de logements construits chaque année passe de 50000 à plus de 550 000. Le béton est à l'honneur !

Une histoire en mouvement : des bétons toujours plus innovants

La fin des années 1980 voit l'arrivée dans le monde des bétons à hautes performances (B.H.P.) : le béton fibré à ultra-hautes performances (B.E.F.U.P.) ainsi que les bétons autoplaçants (B.A.P.) et autonivelants (B.A.N.)

L'histoire du béton se mêle à celle de Lafarge, acteur pionnier de la recherche, et se poursuit avec la mise au point d'innovations qui libèrent la créativité des architectes !

Objectif

Ce travail consiste en l'étude comparative entre deux portiques à un niveau réalisés avec un système d'assemblage spécifique mixte acier-béton, réalisés avec des poteaux tubulaires en acier remplis de béton (MAB), le premier avec des plaques métalliques de renforcement, soutenus par des goussets, assurant la liaison entre les poteaux et les poutres ; le second étant assemblé conventionnellement, autrement dit sans plaques de renforcement ; les deux modèles seront étudiés avec et sans gousset.

Organisation du mémoire

Afin de réaliser cette étude, une analyse, par éléments finis sera utilisée pour comparer les deux systèmes d'assemblage, issue du calcul numérique réalisé par le programme de calcul d'éléments finis "Abaqus".

Ainsi notre étude se compose :

D'une introduction générale, et de trois chapitres suivit d'une conclusion générale

Le chapitre 1 est constitué d'une description rapide des différents éléments mixtes et des différents composants des structures mixtes ainsi que celle des matériaux utilisé

Le chapitre 2 est constitué d'une synthèse bibliographique sur le comportement mécanique et expérimentale des structures mixtes et d'un passage en revue des différents système d'assemblages dans les constructions mixtes où les règles de conception et de calcul sont présentées. Les formulations sont issues de la bibliographie.

Le chapitre3 concerne le logiciel et son mode de fonctionnement ainsi que l'interprétation des résultats, ceux-ci sont détaillés par des graphiques ainsi que des valeurs numérique détaillées.

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

1 Introduction

L'association de l'acier et du béton reste au jour d'aujourd'hui la combinaison de matériaux la plus utilisée en construction, qu'elle soit civile ou industriel, bâtiment ou ouvrages d'art.

Les structures mixtes acier béton doivent leur capacité portante à la collaboration des deux matériaux sur le plan structural. En effet, bien que de nature différente, l'acier et le béton collaborent de manière à exploiter favorablement leurs caractéristiques individuels de manière optimale [4].

- Le béton est indiqué pour la compression et ne supporte pas la traction contrairement à l'acier qui flambe sous un effort de compression mais est adapté pour transmettre les efforts de traction.
- Lorsqu'il recouvre l'acier, le béton le protège de la corrosion.
- Grâce à sa grande inertie thermique le béton joue le rôle stabilisateur thermique en reprenant une partie de la chaleur de l'acier.
- L'acier ayant une grande ductilité il procure une plus grande capacité de déformations plastique aux structures mixtes que celle en béton. [5]

Les structures des ponts et des bâtiments ont comme rôle principale de supporter les planchers, ainsi leur dimensionnement dépend principalement de ceux-ci. Dans les bâtiments les planchers sont en générale réalisés en béton armé qui, bien qu'efficace sur les courtes portées, se révèle très couteux sur les grandes portées. Il est donc évident d'adopter des alternatives plus économiques, en réduisant la portée en introduisant des poutres, sous les dalles, soutenues par des poteaux.

Il est possible de réaliser cette structure porteuse en acier, les poutres et les poteaux sont ainsi réalisés en utilisant des profilés laminés normalisés, respectivement des I et des H.

Il est encore plus économique de réaliser un plancher collaborant. Une technique courante depuis les années 50'' qui consiste à connecter le plancher en béton aux poutres métalliques via des connecteurs mécaniques, réduisant ainsi le glissement à l'interface acier béton à son minimum, ainsi donc la dalle et la poutre collaborent et agissent comme un seul et unique élément communément appelé poutre mixte.

En générale la connections est assurée par des gougeons à tête, bien que d'autres moyens existent, soudés aux poutres en aciers et ceinturés par le béton.

Il existe trois types d'éléments mixtes :

- Les poutres mixtes.
- Les poteaux mixtes
- Les planchers mixtes

Les éléments mixtes sont utilisés depuis plusieurs années, et le sont de plus en plus. L'application de cette technologie ayant montré son efficacité, des projet de recherche à grande échelle ont vu le jour dans le monde entier, ces recherches ont permis l'élaboration d'hypothèses simplificatrices sur l'interaction acier-béton qui permettent de considérer les structures mixtes comme une simple extension de la construction métallique, mais il reste encore beaucoup à faire avant que cette technologie ne soit menée à ses capacités optimales.



FIG I.1 structure mixte avant bétonnage du plancher. [6]



FIG I.2 structure mixte avec poutres incorporées. [6]



FIG I.3 structures mixtes avec poutres alvéolaires. [6]

2 Atouts des structures mixtes

Un dimensionnement optimum doit rallier efficacité et économie, il doit donc non seulement prendre en compte l'optimisation de la résistance aux charges, la rigidité et la ductilité mais aussi les aspects architecturaux et économiques sans laisser pour compte le facteur temps que ce soit pour la réalisation des éléments ou leur mise en service.

2.1 Aspects architecturaux

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales en combinant les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte nous offre :

- Des portées plus importantes.
- Des dalles plus minces.
- Des poteaux plus élancés.
- Une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.
- Moins de poteaux et donc un aménagement plus flexible.



FIG I.4 City Sport Tower, Doha. [7]

2.2 Aspects économiques

L'intérêt économique des structures mixtes provient non seulement de la disponibilité des profilés métalliques normalisés disponibles sur le marché et de leur aspect quasi-prêt à l'emploi mais aussi de du fait des dimensions réduites ($l/h = 35$), comparativement aux structures en béton armé ($l/h=10$), dues à une rigidité plus élevée qui entraîne une réduction des flèches impliquant la possibilité de plus grandes portées et des hauteurs totales plus faibles.

Les poutres mixtes présentent donc plusieurs avantages :

- La réduction des hauteurs des poutres est une réduction de hauteur perdue sur la hauteur du bâtiment et donc une réduction des surfaces de couverture pour une hauteur plancher au plancher identique.
- Les grandes portées réduisent le nombre de poteaux et augmentent donc la surface exploitable.
- Les éléments prêts à l'emploi impliquent une réalisation plus rapide et réduisent les coûts de main d'œuvre.
- La rapidité d'exécution permet de réduire les coûts en main d'œuvre mais aussi en consommation énergétique.

2.3 Fonctionnalité

Contrairement aux structures métalliques traditionnelles qui présentent des systèmes de protection au feu permettant l'isolation thermique de l'acier face aux incendies, les structures mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en exploitant les principes de construction en béton armé ou le béton protégé l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Pour utiliser des poutres mixtes sans protection des semelles on utilise un procédé d'enrobage entre les semelles, cet enrobage en béton armé d'une part protège les semelles supérieures et l'âme en y maintenant des températures relativement basses, d'autre part il a un apport à la résistance flexionnelle de la poutre, compensant ainsi la perte de résistance au niveau des semelles inférieures exposées aux hautes températures.

Il est aussi à noter que certaines structures mixtes héritent de la particularité de constructions métalliques conventionnelles qui est le fait qu'elles peuvent être entièrement démontées dans le but d'être remontées ailleurs, ceci dépend du type d'éléments mixtes utilisés, en effet les éléments structurels mixtes acier béton sont souvent fixes.

L'exemple des chalets à montage et démontage rapide de Mr ALINIA Ahmad en est la meilleure illustration. Ces derniers sont constitués d'une ossature métallique, de planchers en bois soutenus par des solives en acier et de cloisons en panneaux sandwichs.



FIG I.5 chalet mobiles à montage et démontage rapide montés sur vérins mécaniques.

2.4 Equipements et utilisation flexible du bâtiment

Les structures mixtes, descendantes des structures métalliques, sont des structures flexibles sur le plan de l'aménagement, en effet ces structures s'adaptent avec aisance à toute sorte de modification, particulièrement en présence de structure à portiques. Il est donc possible de déplacer une cage d'escalier, d'ajouter ou de supprimer une soupenne, de réaménager un niveau tout en tien en créant ou supprimant par exemple un open space sans grande complications, il est donc important de pouvoir modifier, ajouter ou supprimer certains éléments de structure et pour ce faire les ingénieurs ont à leur disposition plusieurs méthodes :

- Les faux plafonds
- Les faux planchers
- La création de caissons le long des murs

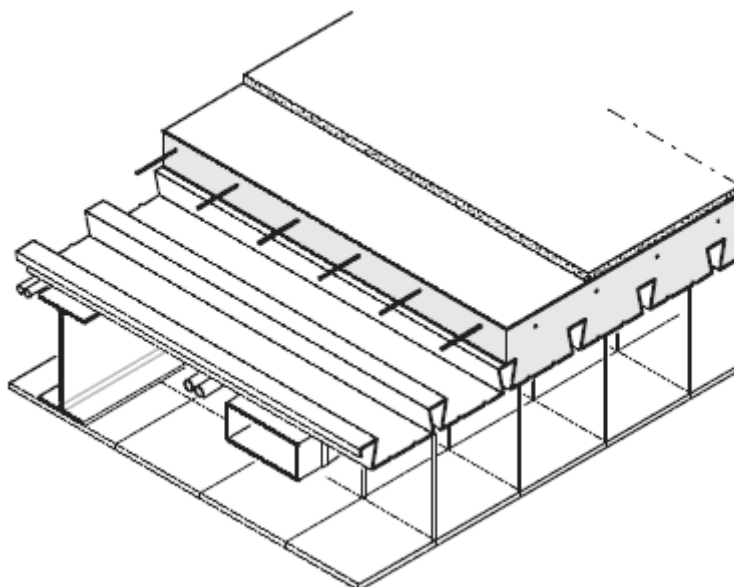


FIG I.6 exemple d'un plancher avec faux plafond pour les conduites. [5]

3 Eléments de construction

Les éléments mixtes sont généralement des éléments porteurs, on en distingue trois principaux éléments :

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

Les deux premiers sont généralement sollicités en flexion tan disque le troisième est sollicité en compression et souvent combiné à la flexion.

3.1 Les Dalles mixtes

Il existe différentes dalles combinées aux poutres en acier :

- Dalle coulée sur un partage.
- Dalle coulés sur prédelle ou hourdis (prédelle).

Les dalles mixtes les plus fréquemment utilisées sont celles coulées sur une tôle profilée. Dans ces dalles il est préférable de relier le béton à la tôle via des connecteurs, ceci représente la confection de la dalle mixte.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm. [8]

Il existe différents types de connecteurs permettant de relier le béton à la tôle profilée tels que les gougeons (à compléter)

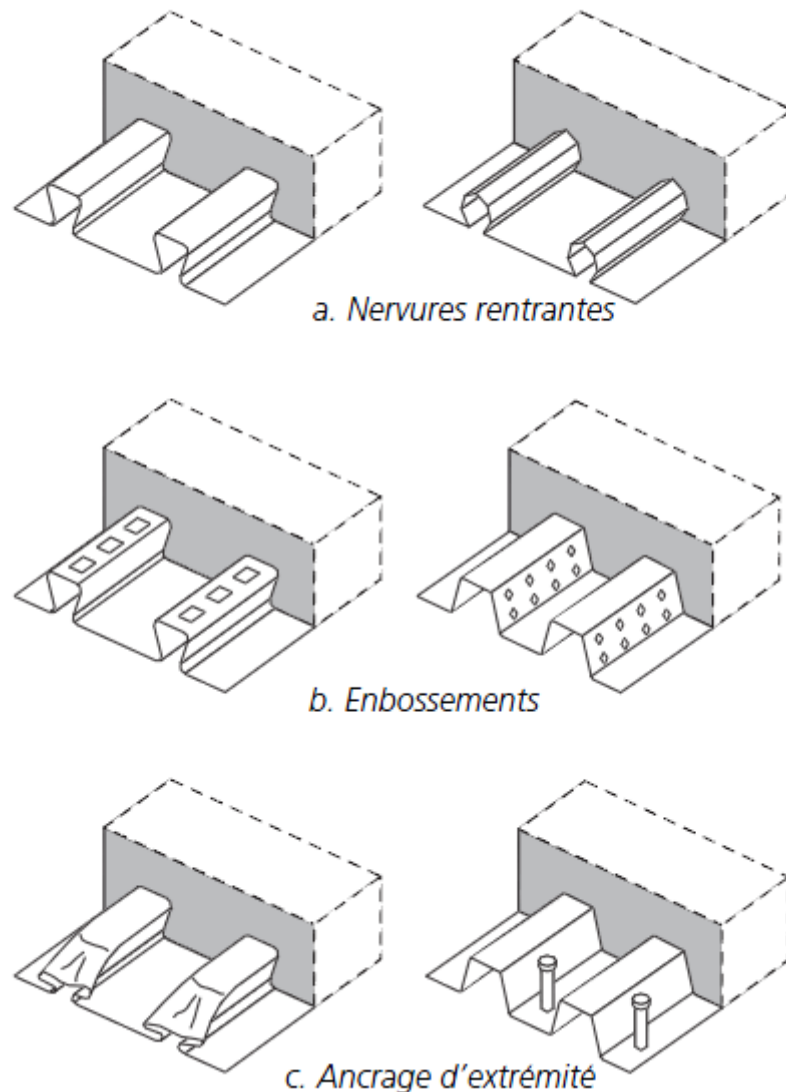


FIG I.7 dalles mixtes coulées sur tôles nervurée avec connecteurs. [5]

3.2 Les Poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique (un profilée) généralement enrobé de béton ou bien d'un profilé métallique relié à une dalle en béton coulé en place ou partiellement voire entièrement préfabriquée cette dernière est communément appelé plancher mixte et est constitué de :

- Des poutres métalliques et des dalles coulées sur le coffrage.
- Des poutres métalliques et des dalles partiellement préfabriquées.
- Des poutres métalliques et des dalles complètement préfabriquées.

Il existe plusieurs types et formes de poutres et planchers mixtes certains sont classiques d'autres innovants, ceux-ci ont pour but de répondre aux exigences de dimensionnements et de charges imposés.

Il est à noter que lorsqu'une dalle mixte est reliée à des poutres en acier par des connecteurs représente un plancher mixte, il est aussi appelé une dalle communicante.

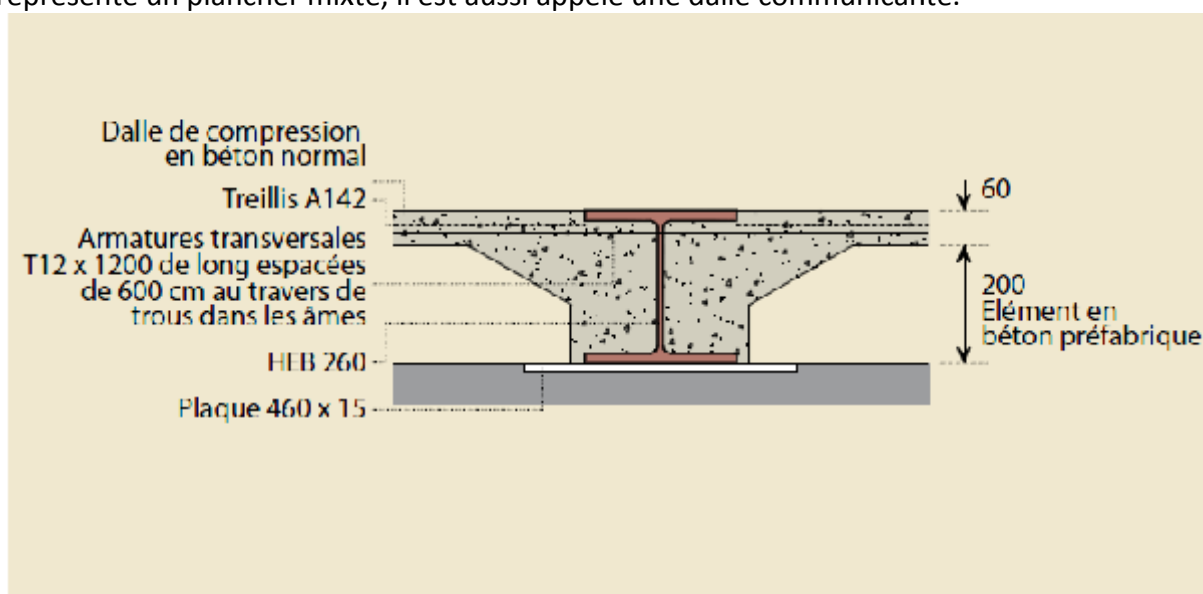


FIG I.8 détails du montage dalle mixte a panneaux préfabriqués [9]

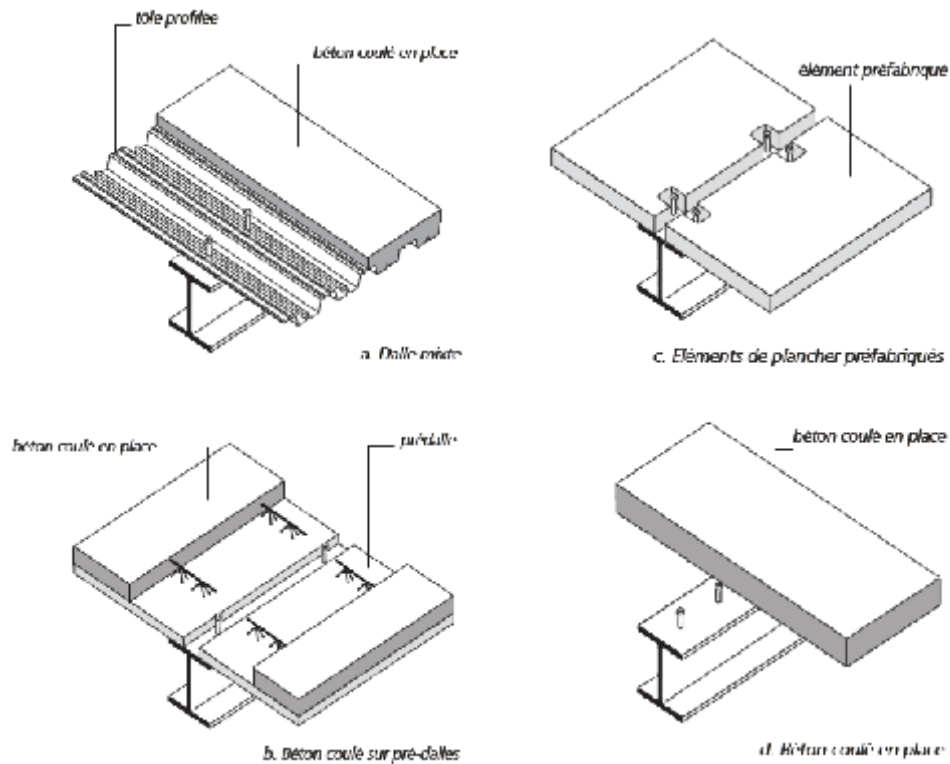


FIG I.9 différents types de poutres mixtes [5]

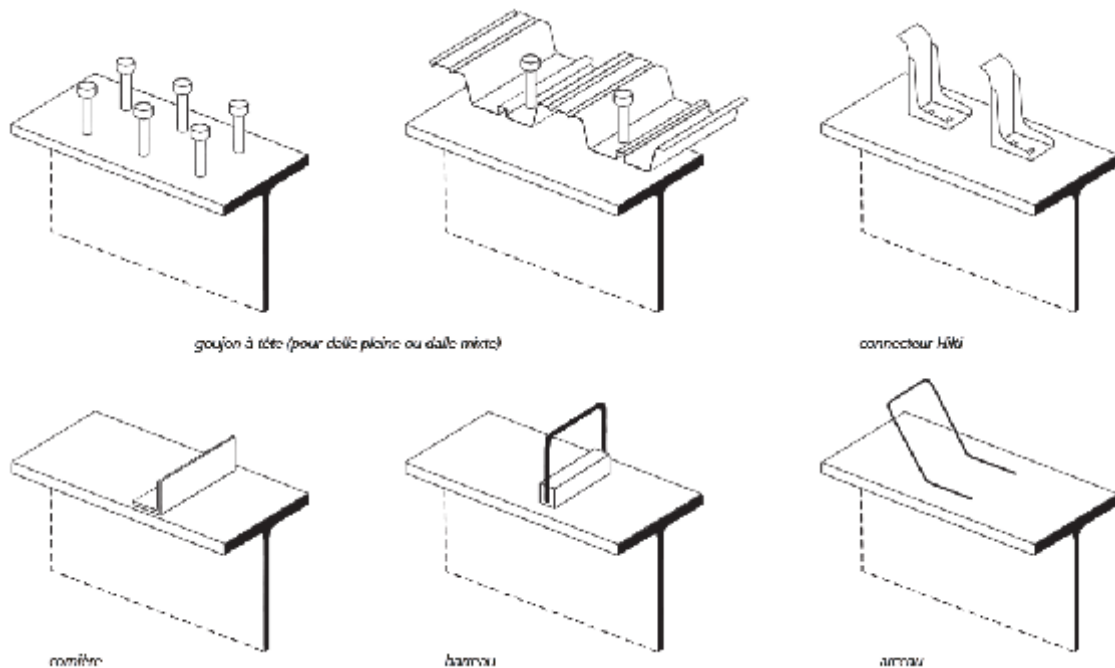


FIG I.10 différents types de connecteurs pour planchers mixtes [5]

3.4 Les Poteaux mixtes

A côté de la possibilité de réaliser des poteaux métalliques ou en béton uniquement, la capacité portante des poteaux mixtes est largement dominée par la partie métallique de ceux-ci.

Les poteaux mixtes sont généralement utilisés en présence d'efforts normaux élevés et d'un souhait de sections de faibles dimensions. Comme les poteaux mixtes peuvent être préfabriqués ou préparés en atelier, le temps de construction peut être fortement réduit par rapport à la construction sur place en béton armé. L'avantage principal des poteaux mixtes par rapport aux poteaux métalliques est la grande résistance au feu de ceux-ci sans la mise en œuvre de mesures préventives.

Ces éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et de béton armé ou pas. Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes :

- Les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement :

Dans ce type de poteaux le béton protège l'acier des éléments naturels tels que l'humidité et la corrosion et du feu, par contre le béton nécessite souvent une armature, afin de la confiner et d'éviter l'éclatement face aux efforts de compression, sans oublier que le coffrage est indispensable. L'implantation d'armature et la réalisation d'un coffrage causent beaucoup de désagréments, en effets en plus d'être couteux ils nécessitent une main d'œuvre calcifiée et des délais d'exécution qui retardent considérablement les travaux de réalisation.

- Les poteaux remplis de béton.

Ce type de poteaux mixtes est préférable au premier, en effet, le béton étant confiné dans un profilé tubulaire il nécessite rarement d'être armé, par ailleurs ce dernier est relié au profilé par des connecteur qui induisent a un contact quasi parfait entre le béton et le profilé, de plus les poutres étant fixées sur les profilés tubulaire il est inutile d'attendre la prise du béton pour poursuivre les travaux, ainsi le gain de temps et de main d'œuvre est considérable. En effet, les ouvriers qualifiés en construction métallique peuvent continuer leur travail d'assemblage lors du bétonnage et même après, ce qui représente un avantage économique et temporel majeur.

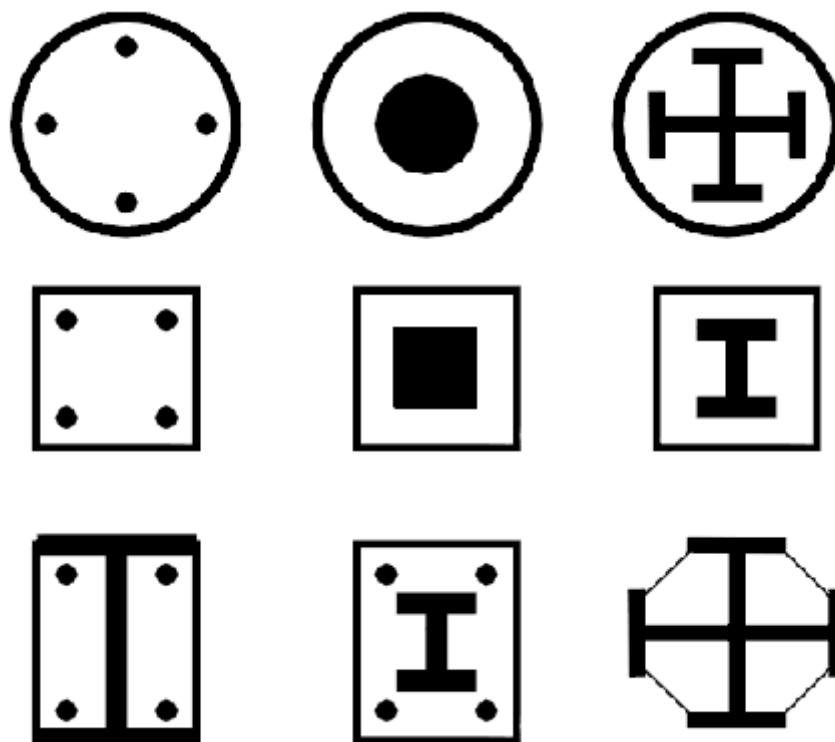
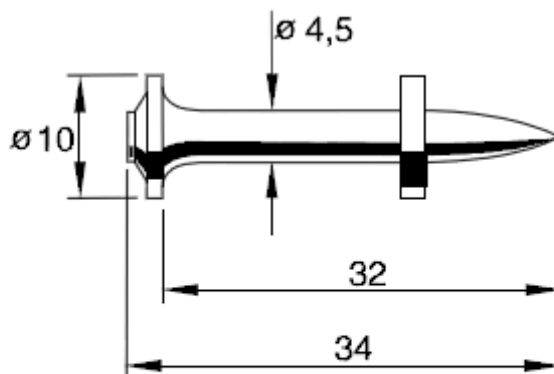


FIG I.11 différents types de poteaux mixtes[4]

Il est à noter que pour un contact parfait des clous sont tirés au pistolet a travers le profilé tubulaire avant le bétonnage.



FIG I.12 poteau mixtes béton armé confinés et connecteurs [6]



Clou HILTI X-DSH32 P10

FIG I.13 connecteur profilé tubulaire-béton [6]

4 Assemblage

L'assemblage sert à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces, de même ou de différente nature, en assurant la bonne transmission des efforts. Souvent le respect de quelques règles simples et le choix de bonne disposition donnent de bons résultats sans avoir à recourir aux calculs.

Ces principes de base à prendre en compte sont :

- L'assemblage le plus simple est le plus économique et le plus efficace.
- Le respect de la convergence est indispensable.
- Le respect des hypothèses de calcul (articulation, encastrement) lors de la réalisation est obligatoire.
- L'utilisation des renforts est exceptionnelle.
- Assurer l'étanchéité de l'assemblage et la prévision d'évacuations lorsqu'il y a possibilité de rétention d'eau.
- Il est recommandé d'exécuter un maximum d'éléments de charpente finis en atelier.

4.1 Les planchers mixtes

Lors de l'assemblage, et même après, les planchers mixtes se révèlent être un atout majeur, ils sont donc une la solution idéale, pour les concepteurs, les ouvriers et les clients, de par leur avantages.

4.1.1 Avant le bétonnage

Avant le bétonnage la tôle profilée, en plus de garantirai une rigidité transversale au bâtiment, constitue une plateforme de travail sûre permettant au constructeur d'accomplirai leurs tâches sans avoir par exemple à installer des échafaudages et ainsi d'accélérer les processus de construction.

4.1.2 Durant le bétonnage

La tôle profilée est un coffrage permanent et collaborant, lors du bétonnage celle-ci sert de coffrage pratique et facile à mettre en place, sa rigidité permet de bannirai les étais provisoire libérant ainsi les niveaux inférieurs pour la suite des travaux et sa continuité protège le béton frais des vapeurs provenant du niveau inférieur tout en protégeant celui-ci des coulées de béton frais.

D'un autre côté la section d'acier de la tôle profilée est généralement suffisante pour résister à l'effort imposé par les charges créant des moments positifs, par contre il est parfois nécessaire d'introduire des armatures dans la dalle pour résister aux retraites, au moment négatif et au mouvement dus à la température.

4.1.3 Après le bétonnage

Les tôles, étant collaborant, servent d'armature inférieure aux planchers et permettent d'isoler le béton des vapeurs et autres gazes provenant des planchers inférieurs, elles prolongent ainsi la durée de vie du bâtiment tout en réduisant les frais de construction et d'entretien.

4.1.4 Avantages financiers

Les tôles profilées combinant rigidité élevée et faible poids simplifient le transport, le stockage et la mise en place de cette dernière. Grâce à leur poids et leurs dimensions, un camion est souvent capable de jusqu'à 1500m² de tôle profilée alors qu'une équipe de quatre hommes peut en installer 400m² par jour.

Les tôles profilées sont des éléments fabriqués et contrôlés en usine, ce qui réduit les malfaçons de chantiers et donc les incertitudes de calcul. Nous pouvons ainsi économiser le temps et l'argent que coûterait leur fabrication sur place qui engendrerait bien des désagréments.

4.2 Les poutres mixtes

L'assemblage des poutres mixtes se subdivise en trois parties

- L'assemblage poutre-poteau.
- L'assemblage poutre-plancher.
- Assemblage poutre-poutre

Ces trois parties sollicitent des assemblages différents bien que se basant sur les mêmes principes.

4.2.1 Les assemblages poteaux poutres

Bien que les types de nœuds soient aussi divers que variés, il n'en reste pas moins que les types d'assemblages utilisés restent les mêmes, en effet, il existe trois principaux systèmes d'assemblage pour relier ces deux types d'éléments structurels

:

- Le rivetage : procédé qui n'est plus utilisé de nos jours sauf pour la restauration de vieilles bâtisses ex : la restauration du GOLDEN GATE.
- Le boulonnage : procédé le plus fréquemment utilisé, ses atouts sont divers :
 1. Rapidité d'exécution.
 2. Flexibilité des structures.
 3. Possibilité de démonter la structure.
- Le soudage : procédé inventé en 1930, son utilisation reste toujours rependue de nos jours.

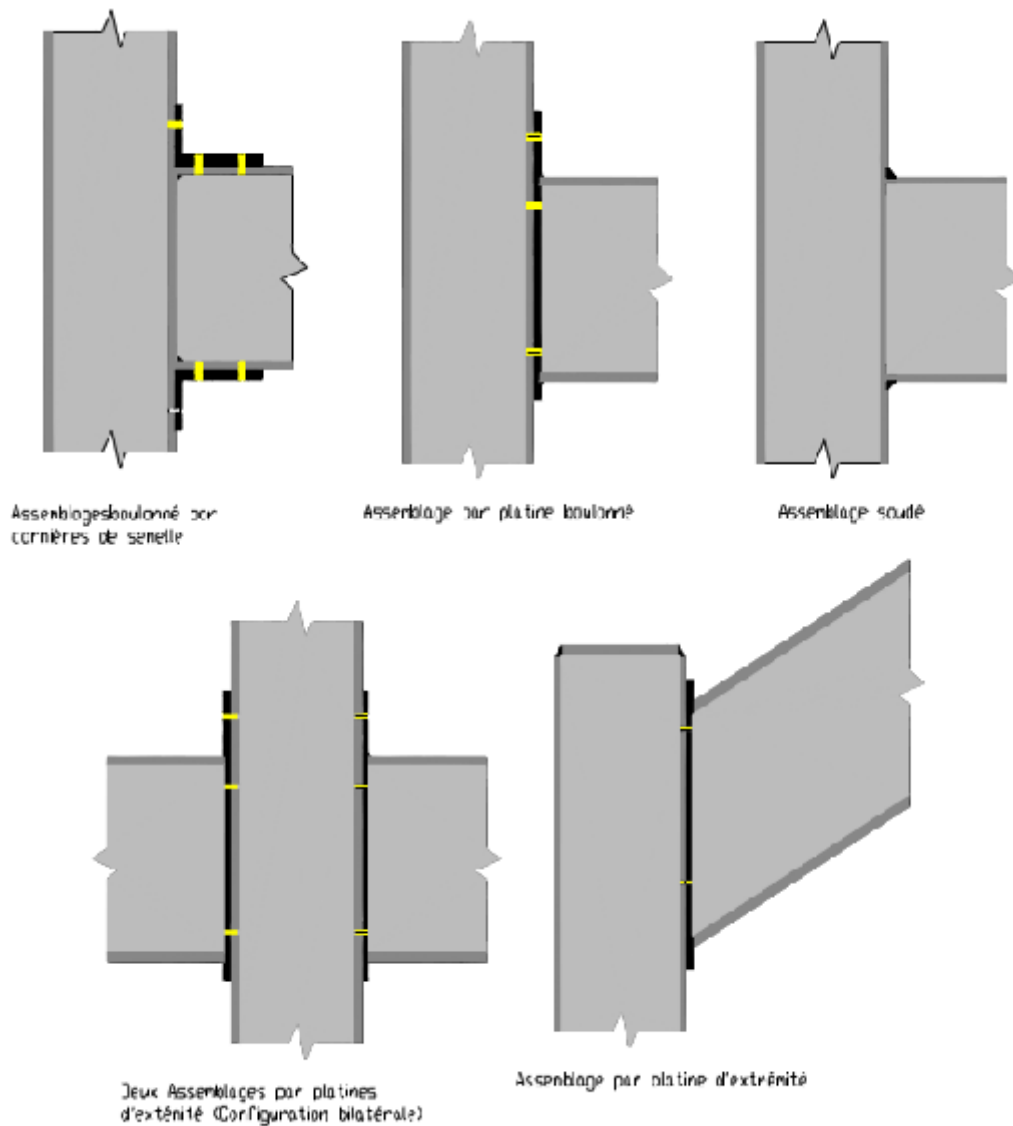


FIG I.14 assemblages poteaux-poutres[10]

4.2.2 Les assemblages poutre-poutre

Ce type d'assemblage est généralement utilisé pour réaliser de grandes portées ou pour éviter les pertes en matériau de construction.

Les trois procédés d'assemblage précédemment cités sont utilisables mais le rajout de renforts sur l'âme est indispensable.

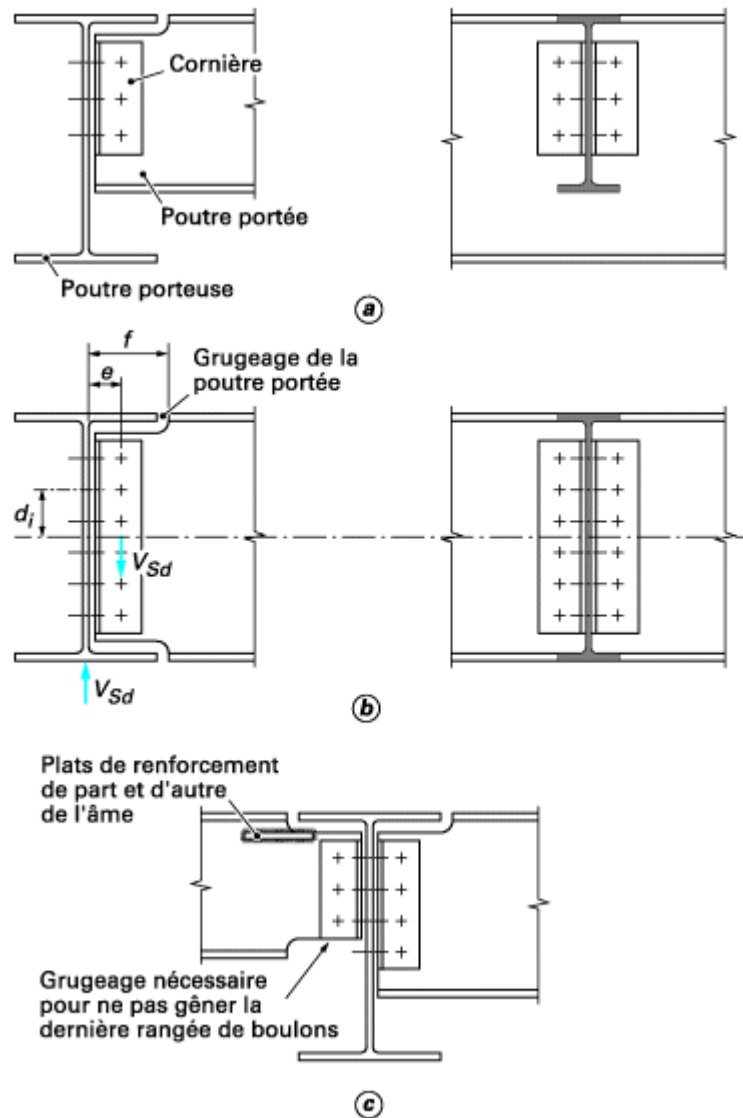


FIG I.15 assemblages poutres poutres[6]

4.2.3 Les assemblages poutre-plancher

L'assemblage de planchers aux poutres est différent des deux précédents, il se fait en général via des gougeons ou d'autres connecteurs soudés aux poutres métalliques et encastés dans le béton du plancher ou des points de soudure reliant les tôles profilés des planchers aux poutres.

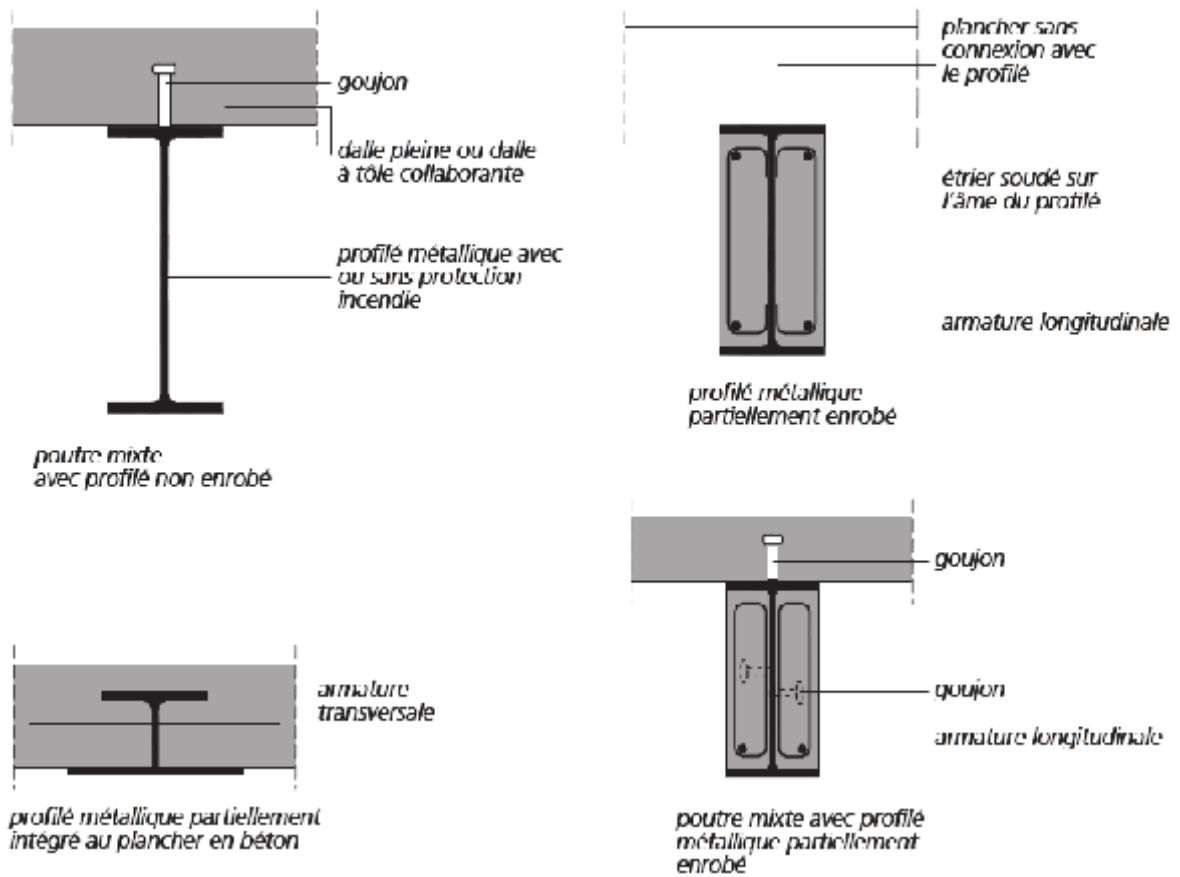


FIG I.16 assemblages poutres planchers [10]

4.2.4 Les assemblages poutre-plancher

Ce type d'assemblage est généralement utilisé pour réaliser de grandes portées ou pour éviter les pertes en matériau de construction.

Les trois procédés d'assemblage précédemment cités sont utilisables mais le rajout de renforts sur l'âme ou les parois est indispensable.

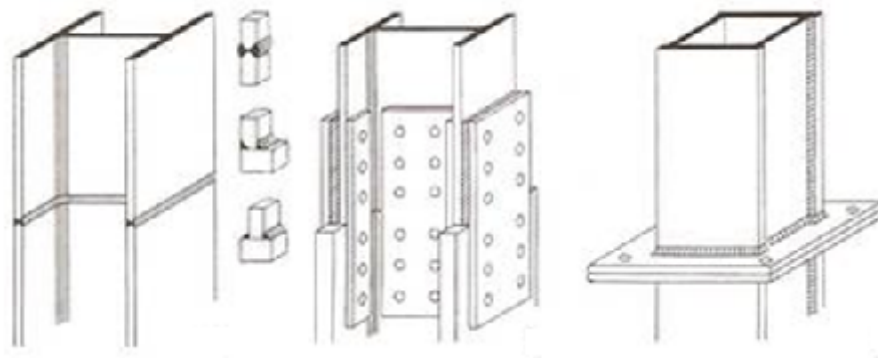


FIG I.17 assemblages poteaux-poteaux [11]

5 Les matériaux utilisés

Il existe un grand nombre de structures mixtes, et donc d'éléments mixtes, nous en citerons quelques exemples sans trop nous étaler avant de détailler celle qui nous intéresse.

- Eléments mixtes acier béton : ceux-ci peuvent être aussi bien des planchers que des éléments structurels (poutres ou poteaux)
- Eléments mixtes bois-béton : des planchers mixtes, en général, peu pratiques ils sont utilisés dans la restauration de vieilles bâtisses.
- Les éléments mixtes bois-acier : des planchers mixtes en général, le plus souvent utilisés dans les constructions temporaires ou les cabines sahariennes.

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 [14, 16, 17, 18, 19].

5.1 Matériaux utilisés pour les éléments en acier-béton

Les éléments mixtes acier béton représentent la meilleure association de matériaux comme précisés précédemment, étant constitués d'acier et de béton les matériaux utilisés sont donc :

- Des profilés laminés à chaud
- Des profilés reconstitués soudés
- Des tôles profilées.
- Des profilés tubulaires
- Du béton :
 - Ciment
 - Sable
 - Granulats
 - Adjuvants

5.1.1 Les profilés laminés à chaud

Les profilés laminés à chaud sont des aciers profilés dont les caractéristiques mécaniques et physiques sont normalisés, ceci est dû à leur fabrication en usine.

Les caractéristiques de ces profilés sont fournies par le fabricant.

Les profilés laminés sont disponibles sous plusieurs formes et dimensions variables.

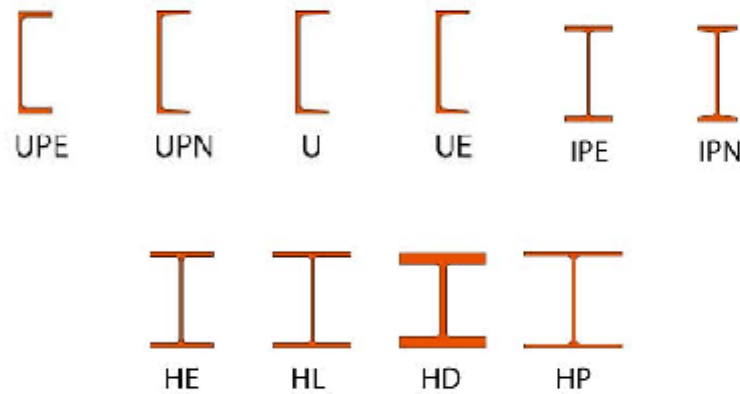


FIG I.18 profilés laminés a chauds[8]

5.1.2 Les profilés reconstitués soudés

Les profilés reconstitués soudés sont des profilés constitués de plusieurs autres profilés métalliques, ils sont utilisés lorsqu'aucun profilé laminé ne convient ou par souci d'économie. Les profilés soudés peuvent être constitués de plusieurs types de profilés de bases : fers plats, UPN, UPU, IPU, HEA... selon le besoin et la forme désirée.



FIG I.19 technique de soudage de P.R.S

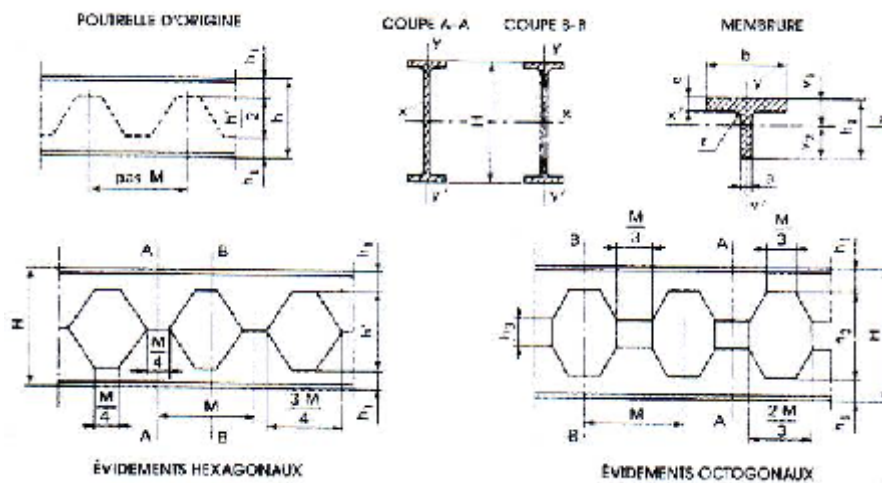


FIG I.20 méthode de réalisation de poutres alvéolées[5]

5.1.3 Les tôles profilées

Les tôles profilées sont comme leur nom l'indique des tôles profilées à froid par pliage, elles sont généralement d'une petite épaisseur (0.75mm à 1.5mm)

Les nervures de ces dernières ont des dimensions variables selon le besoin, la plus utilisée reste la TN40.

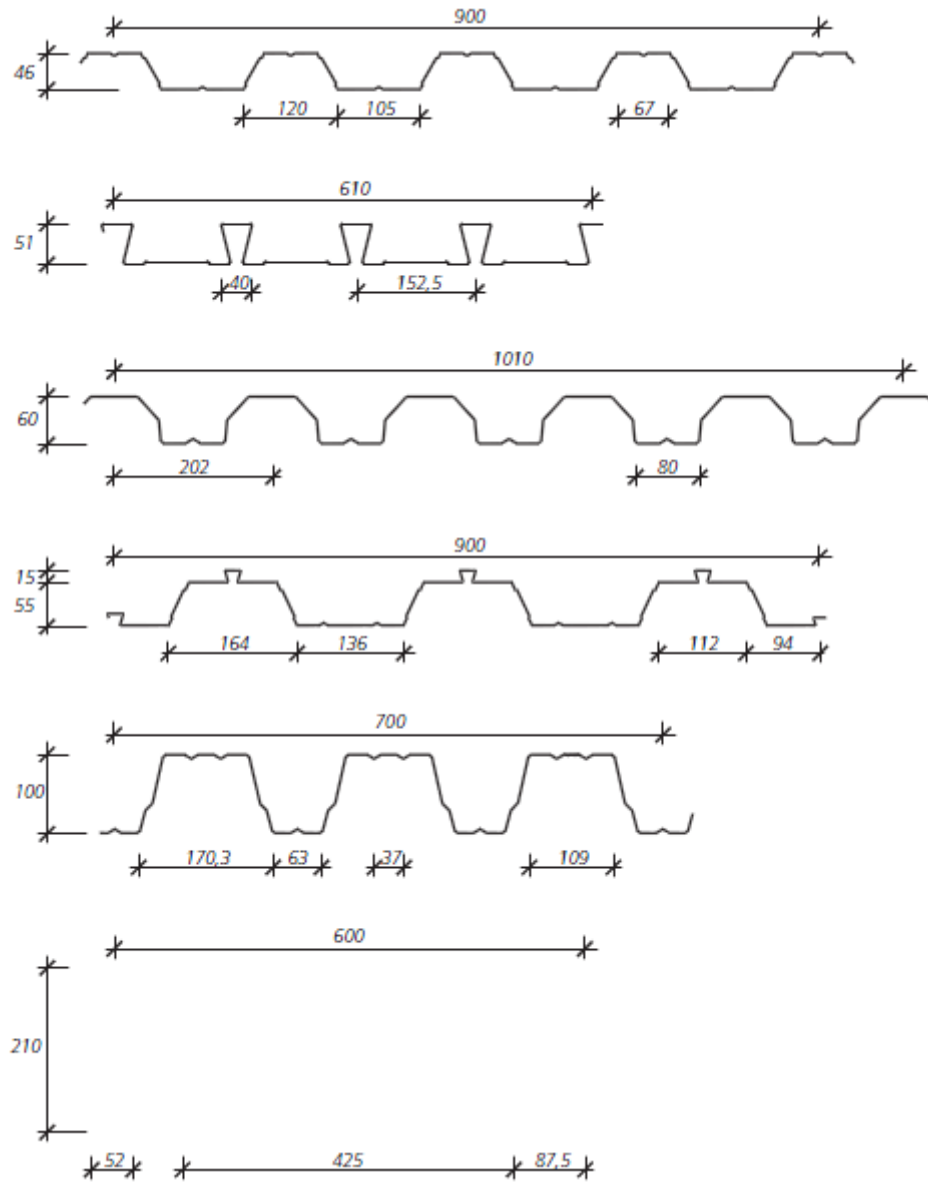


FIG I.21 différent types de tôles nervurées pour dalles mixtes [5]

5.1.4 Les pièces moulées

Il s'agit de pièces aux formes complexes qui sont difficilement réalisables par soudure et que l'on coule dans des moules réfractaires. Leur utilisation ne se justifie que par un effet de série ou par leur taille, comme des nœuds d'assemblage répétitifs.



FIG I.22 élément de construction moulé [20]

5.1.5 Les pièces forgées

Cette technologie concerne les pièces pleines (bielles, poteaux...) de grandes dimensions qui sont obtenues par façonnage à chaud au moyen de presses hydrauliques de grande puissance.



FIG I.23 élément de construction forgé

5.1.6 Les pièces mécanosoudées

Ces pièces d'attache complexes sont composées à partir d'éléments standards (plats, cornières, profils...) soudés entre eux. Elles constituent une alternative économique aux pièces moulées.



FIG I.24 élément mecano-soudé

5.1.7 Les profilés tubulaires

Ces profilés sont généralement laminés à froid, ils sont constitués de tôles courbées pour les profilés circulaires et pliés pour les profilés rectangulaires puis soudés, leur épaisseur dépend du diamètre des profilés.

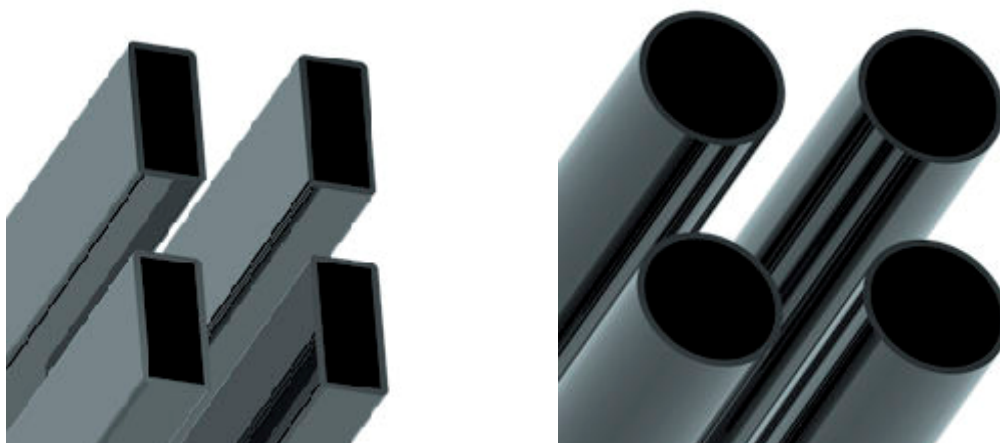


FIG I.25 profilés tubulaire rectangulaire et circulaire [8]

5.2 Matériaux utilisés pour les éléments en bois béton

Dans ce type d'éléments le bois utilisé est généralement le bois rouge sous forme de madriers qui fait office de solives a des dalles pleine en béton.

5.3 Matériaux utilisés pour les éléments en bois acier

Cette association est généralement utilisée pour la réalisation de planchers dans les constructions temporaires ou démontable afin d'alléger les planchers et de faciliter le transport tout en réduisant les coûts.

Ces planchers mixtes sont constitués de solives en acier (des profilés tubulaires ipe) et d'un plancher en bois sous forme de planches.

Tous ces matériaux sont décrits en détail dans les différents codes, les exigences essentielles y sont abordées ainsi que les réglementation et normes internationales. En Algérie la réglementation est aux normes européennes alors nous nous référençons aux Eurocodes.

Il existe deux types de poteaux mixtes utilisés dans la construction bâtiment : ceux a section métallique enrobée de béton et ceux a béton confiné dans une profilé tubulaire.

Les poteaux a béton confinés dans une section tubulaire sont de plus en plus utilisé et ce en raison de leur résistance supplémentaire face aux incendies et leurs atouts économiques précités.

Ces poteaux mixtes sont employés dans plusieurs types de structures nécessitant une grande capacité portantes des poteaux tels que les plateformes de chemins de fer, les ponts sujet a l'impacte du trafic ou les gratte-ciel.

6 Poteaux courts

Dans ce type d'éléments, en début de chargement, le coefficient de Poisson est inférieur a celui de l'acier, par conséquent le profilé tubulaire n'a aucun effet sur le béton confiné en son sein, mais au fil du chargement le coefficient de Poisson du béton augmente jusqu'à dépasser celle de l'acier, autrement dit l'expansion latérale du béton deviens supérieur a celle du tube en acier.

Une pression radiale se développe au niveau de l'interface béton-acier retenant ainsi le béton en développant une tension circulaire dans le tube métallique. A ce stade le noyau en béton est soumis aux contraintes triaxiales et le tube métallique a des contraintes bi-axiales, de ce fait il y a un transfert de charge du tube vers le noyau, sachant que le tube ne peut soutenir l'effort de flexion longitudinale en présence d'une tension circulaire.

La charge correspondant à ce type rupture peut être considérablement plus importante que la somme de celle de l'acier et du béton, mais la rupture de cisaillement peut intervenir avant que le transfert ne soit complet. [2]

6.1 Diagramme d'interaction

Lorsqu'on soumet un poteau mixte court a une petite charge axiale, la section composé est incapable d'atteindre son moment ultime de résistance a la flexion, ce comportement est assimilable a celui de l'effet d'une force de précontrainte sur du béton armé.

Lorsque la force axiale et les moments de flexion sont appliqués indépendamment, il convient de noter que la charge axiale déstabilise la section quand le point correspondant sur le diagramme d'interaction chute hors de l'enveloppe de rupture.

6.2 Eléments axialement chargé

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

$$N_{pl,rd} = A_{afyd} + A_{cfcd} + A_{sfsd} \quad (1.1)$$

Où A_a , A_c , et A_s sont respectivement les sections de l'acier de construction, de béton et des armatures dans la direction axiale.

f_{yd} , f_{cd} et f_{sd} sont respectivement, les résistances caractéristiques de conception des matériaux correspondants.

Une augmentation de la résistance du béton est obtenue lors de l'utilisation de tubes creux circulaires en remplis de béton ce qui n'est pas le cas pour ceux ou des tubes carrés ou rectangulaires sont utilisés, ceci est probablement dû a la complexité des efforts tridimensionnels aux quel ils sont soumis.

7 Poteaux élancés

Les poteaux élancés sont en générale soumis a une compression ou une flexion, la rupture se produit donc lorsque la condition d'équilibre stable entre les forces externes et internes n'est plus possible pour les contraintes aux quelles il est soumis. A ce moment pour une contrainte supplémentaire minimale, l'augmentation des moments externes excède la capacité de la section. L'effort critique de voilement élastique d'une section idéalement droite s'écrit comme suit :

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

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

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

$$\text{Et } \lambda_E = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (1.5)$$

Avec :

N_{cr} : la charge critique.

A : l'air de la section droite.

L : longueur efficace.

f_y : contrainte limite.

E : module d'élasticité

r : rayon de giration de la section du poteau.

λ :facteur d'élancement, en réalité les colonnes ne soutiendraient pas une contrainte supérieure à f_y ; si l'effet de l'écroutissage est ignoré. La courbe contrainte déformation non linéaire résultante peut être employée pour obtenir la charge critique non élastique du voilement d'un poteau.

8 Études expérimentales

Les premiers essais sur les poteaux mixtes ont été, en partie, effectués par Burr[17], et depuis les années 20, ils ont été suivis par des études expérimentales plus poussées [18, 21, 22, 23, 24], des études théoriques ont également été effectuées par d'autres chercheurs [25,26,27]. Des études ont été entreprises pour obtenir les informations de base qui serviront d'aide pour analyser, modéliser, ou pour formuler les critères de conception.

8.1 Poteaux mixtes remplis de béton

Une étude a été menée par Wang en 1998[15] concernant plusieurs types de poteaux (poteaux de section carré remplie de béton, et sur des profilés métalliques) sous des charges de compression centrées et excentrées, le but étant d'étudier l'efficacité des codes de calcul des poteaux mixtes élancés et l'exactitude de la nouvelle méthode proposée par le BS 5950[28] l'EC4[14], et le BS 5400[29] afin d'en faire une comparaison détaillée. Ces études ont démontré que l'exactitude de la méthode proposée, qui était très semblable à celle d'EC4 et plus précise que celle du BS 5400. La méthode proposée donne des résultats clairs du comportement des sections mixtes, avec l'atout de la simplicité vis-à-vis des deux autres méthodes (BS 5400 et EC4).

Kefeng, John, et Xincheng [21] ont étudié les propriétés mécaniques des colonnes mixtes acier-béton. Vingt colonnes courtes en acier tubulaires de section circulaire remplis de béton avec rapport de longueur/diamètre de 3,5 ont été remplies de béton à haute résistance. Les résultats expérimentaux ont montré qu'un tube en acier servant de confinement pour le noyau de béton améliore de manière significative les propriétés mécaniques et la résistance à la compression de l'unité mixte comparée à une colonne de béton armé. L'importance de l'augmentation de résistance à la compression du noyau de béton était directement proportionnelle à l'index de confinement.

$$\Phi = A_s \cdot f_y / A_c \cdot f_c \quad (1.6)$$

$$\Phi = A_s / A_c \quad (1.7)$$

Les travaux de Mouli et Khelafi[30] sur poteaux rectangulaires remplis de béton léger ont donné des résultats satisfaisants en termes de résistance des charges axiales de compression, les propriétés de béton de remplissage utilisé étaient le facteur principal de l'étude qui a été basée sur l'expérimentation, il en est de même pour les travaux de Dalin Liu[24], Ehab, Ben Young, et Dennis¹ dont les travaux se basaient sur des bétons à haute résistance.

Les poteaux mixtes de sections rectangulaires et carrées avec raidisseurs ont été l'objet principale des projets de recherches avancées, dont le but était de fournir une bonne compréhension du comportement de ces éléments sous différentes conditions de chargement en diminuant l'effet de voilement local des parois du tube en acier en utilisant raidisseurs longitudinaux soudés aux parois de ces derniers[21, 31], ou dans la plupart des cas ils amélioreraient la résistance des poteaux sous n'importe quel chargement[32]. Dans la pratique, les colonnes sont soumises à la compression axiale et aux moments de flexion.

L'action de recourbement est introduite par des excentricités intentionnelles ou involontaires de charges et par l'auto-rectitude de la colonne construite. En structures encadrées, des moments d'extrémités sont transférés aux poteaux par des poutres et des systèmes adjacents de planchers.

Alors que la résistance de charge d'un poteau court peut être assumé pour quelle puisse être régie par la force de sa section transversale. La résistance de charge d'un poteau élancé (mince) dépend également de sa longueur et de sa rigidité à la flexion. Ainsi, les propriétés matérielles non linéaires doivent être prises en considération mais aussi les effets géométriques non linéaires.

En effet; un effet géométrique non linéaire typique est l'effet de l'élancement, qui cause des excentricités de charges supplémentaires, produites par la déformation qui se produit pendant le chargement[33] .

8.2 Poteaux mixtes enrobés de béton

Deux séries d'essais ont été faites par Wang[15] sur les colonnes mixtes minces; huit essais sur les colonnes en acier creuses de sections rectangulaires remplies de béton et sept essais sur colonnes en acier enrobés de béton, les deux séries ont été soumises à des chargements excentrés produisant des moments autres que le moment de flexion simple. La résistance du béton pour ces essais était de catégorie C25/30 et la nuance d'acier utilisé était S275. Les objectifs principaux de ces essais étaient doubles : fournir les informations d'essai pour le calibrage de l'Eurocode 4 pour les colonnes mixtes minces et les comparer à la méthode proposée par le BS 5950.pour commencer. Les résultats démontrent méthode proposée par le BS 5950 partie 1, les prévisions données sont légèrement plus précises pour les colonnes remplies de béton, et légèrement moins précises pour les colonnes enrobés de béton ; En deuxième lieu, les études sont vouées a démontrer l'exactitude d'une nouvelle méthode de conception pour les colonnes mixtes, basées sur la méthode BS 5950. Après comparaisons; il a été démontré que la méthode proposée donne une compréhension claire du comportement des colonnes mixtes et qu'elle est beaucoup plus simple que celles du BS5400 et de l'EC4.

La forme structurale des colonnes mixtes de section en I ou en H laminée enrobée de béton est souvent employée comme colonnes de longueur intermédiaire, pour lesquelles le global et les charges locales de voilement sont étroits. L'interaction entre les deux modes de voilement est prise en compte dans la conception par une constante empirique d'interaction. La prévision Théorique/numérique d'une telle constante est présenté par Ever Barbero[16]. La théorie de stabilité est employée pour démontrer l'existence de l'interaction entre les modes de voilement. La méthode de suite est employée pour étudier la sensibilité d'imperfection des colonnes. Un rapport entre l'imperfection de colonne et la constante d'interaction est établi.

Marinopoulou, Balopoulos, et Kalfas[34] ont travaillé sur les sections mixtes partiellement enrobées, ils ont présenté une méthode pour simuler les colonnes mixtes acier béton des sections transversales doublement symétriques et partiellement enrobées, comme colonnes en acier équivalentes de sections transversales factices, dans le but d'une analyse élastique linéaire. Les dernières comprennent la section transversale en acier réelle et deux paires supplémentaires de plaques, une perpendiculaire à l'enchaînement à mi-hauteur et une perpendiculaire aux ailes horizontales à mi- largeur. Les dimensions de la plaque sont choisies pour assortir la résistance à la compression et la rigidité à la flexion principale de la section mixte. Les résultats d'équivalence de section dans trois équations algébriques pour les dimensions des plaques supplémentaires, en termes de géométrie de la section réelle et propriétés des matériaux acier, béton, et des barres d'armatures.

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

La méthode proposée combine l'exactitude, l'efficacité, et la convenance; elle tire profit largement du logiciel disponible pour la structure métallique élastique linéaire, l'analyse obéit aux besoins d'une simulation d'éléments finis.

9 Effets de l'élanement

Le moment de flexion, inévitablement présent dans tout poteau réel, produit une déformation latérale de recourbement. Le moment de flexion provoqué par l'excentricité initiale, existant dans le poteau non déformé, est désigné sous le nom de «moment primaire». Ce moment entraîne la déformation de la colonne, ce qui augmente alternativement l'excentricité efficace de la charge appliquée et de ce fait le moment interne dans la section transversale critique. Le moment supplémentaire produit par la partie latérale à mi-hauteur de la colonne se nomme le moment secondaire[35].

10 Effets de chargement et de sollicitations extérieures

Le comportement d'un poteau mixte soumis à des sollicitations externes est conditionné par plusieurs facteurs, nous en citons les principaux: le type du poteau, son élanement, sa section droite, et le rapport entre la longueur du poteau et les dimensions de sa section droite. Dans la conception, le comportement interactif pour des poteaux de longueur intermédiaire est pris en considération par une constante empirique. La prévision de tels constantes, fonction de la géométrie, les propriétés de matériaux, et les imperfections du poteau, était l'objet de recherche de Ever Barbero[16] qui a trouvé que les sections mixtes restent linéaires pour de grandes contraintes en tenant compte de l'interaction entre les différents modes de voilement [16], et également en tenant compte de l'élanement des poteaux.

Le comportement des poteaux est défini par l'approche d'EULER[35], si les imperfections sont négligées, en augmentant la longueur du poteau il y a un risque d'instabilité du a l'augmentation de la valeur du moment fléchissant secondaire à mi- hauteur, ceci aura pour conséquences une rupture prématurée du poteau qui sera due au moment fléchissant et non la compression. L'influence des charges axiales de compression sur les sections droites des poteaux courts est moins importante comparée aux poteaux élancés. Le poteau court peut supporter un moment de flexion supérieur à son moment de résistance ultime². Actuellement, les poteaux mixtes de section circulaire sont de plus en plus employés dans la construction des bâtiments modernes. L'information disponible sur ce type de modèles sous les différentes conditions de chargement reste limitée. Des chercheurs ont examiné les poteaux mixtes de sections circulaires sous des charges axiales, et des charges de flexion cycliquement croissantes, plusieurs paramètres ont été inclus dans l'étude. Un modèle mécanique a été développé dans les poteaux[17], ainsi qu'une formule de calcul du coefficient de ductilité des poteaux mixtes sous chargement cyclique.

Kefeng, Jhon, et Xincheng¹⁸ se sont concentrés sur les propriétés mécaniques des poteaux mixtes acier béton, leur étude était axée sur des poteaux courts en acier tubulaires remplis de béton à haute résistance avec un rapport (longueur /diamètre) de 3.5, les résultats expérimentaux ont démontrés que le confinement du béton appliqué par le tube en acier peut améliorer la résistance mécanique à la compression des poteaux mixtes.

Les résultats de Zhong, Lin-Hai., et Zhi-Bin[22], quant à eux, ont démontré que les poteaux mixtes tubulaires remplis de béton se comportent très bien comparés aux poteaux métalliques en termes de voilement local des parois de la section droite. La recherche a été principalement concentrée sur les poteaux carré de section creuse. Des sections rectangulaires ont, aussi, été également examinées, des raidisseurs longitudinaux ont été soudés de chaque côté des poteaux carrées et sur les côtés les plus longs uniquement pour les poteaux de sections rectangulaires. Les paramètres expérimentaux principaux considérés sont le rapport D/t , et la rigidité des raidisseurs.

11 Matériaux utilisés

11.1 Tubes en acier

La totalité des sections classiques utilisées pour les poteaux tubulaires remplis de béton sont de l'acier de différentes nuances, et limites élastiques. Dernièrement d'autres matériaux de construction ont été développés dans l'objectif 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 qui font l'objet de garanties :

- La limite d'élasticité à 20 °C, ReH exprimée en N/mm^2 ;
- La résistance à la traction à 20 °C, Rm exprimée en N/m ;
- L'allongement de rupture à 20 °C, $A1$ 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 des normes et il est à noter que les résultats obtenus correspondent à la localisation du prélèvement. 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, on exige que ces conditions soit garanties :

- Assurer leur service à la température ambiante ;
- Résister aux basses températures (températures inférieure à la température ambiante) ;
- Assurer leur service à chaud (température supérieure à l'ambiante) ;
- Résister à d'éventuelles sollicitations en fatigue ;
- Éventuellement résister à la corrosion atmosphérique.

11.1.1 Performances et comportement mécaniques 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 (R_{eH}) et sa résistance à la rupture en traction (R_m) 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 (Fig. I.26), 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. I.26a et Fig. I.26b) 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 :

$$\frac{f}{S_0} = E \frac{\Delta l}{l_0} \quad (1.8)$$

Qui introduit le module d'élasticité E dit aussi module de Young. Mais cet allongement dans la direction de l'effort uniaxial de traction s'accompagne d'une contraction $\frac{\Delta l}{l}$ dans le plan perpendiculaire à cet effort (de longueur initial l à 0). Ce retrait est proportionnel à l'allongement longitudinal mais de signe opposé ; cette dépendance est traduite par le coefficient ou nombre de Poisson ν :

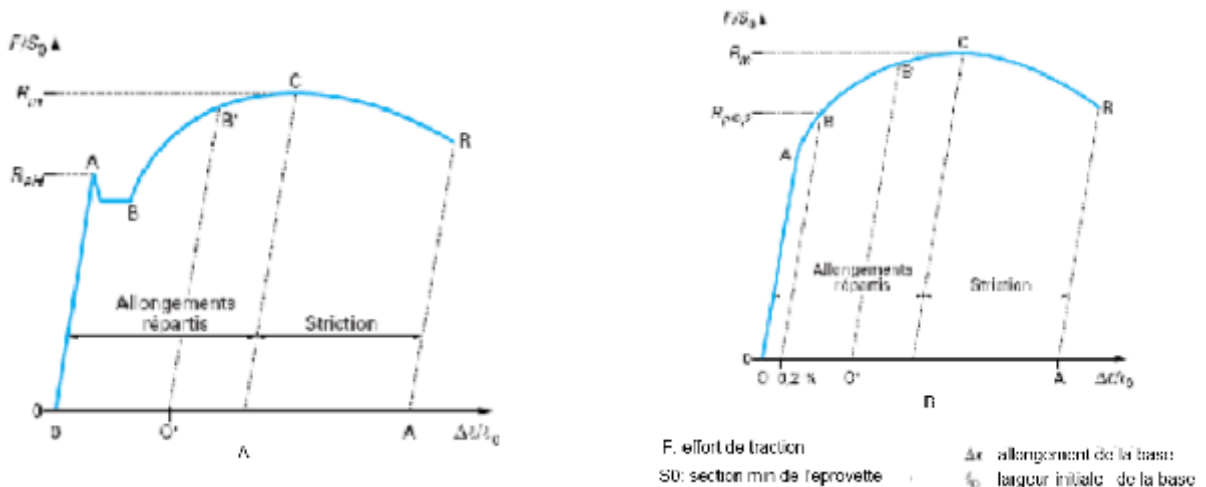


Fig. I.26: Courbe de traction pour un acier de construction [37].

La deuxième partie AC correspond au domaine dans lequel le métal est plastique, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais ne reprend pas sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (une partie de la déformation subsiste, elle est irréversible et dite « plastique»). Dans ce domaine, il est important de noter qu'au cours de la déformation plastique (de B à C pour la Fig. I.1a et de A à C pour la Fig. I.1b) la limite d'élasticité de l'acier augmente. Si, par exemple, on supprime l'effort appliqué en B', le métal revient au point O' (la déformation plastique est égale à OO') et son nouveau domaine élastique s'étend ensuite de O' à B'. O'B' est ainsi plus grand qu'OA. Cette augmentation est dite consolidation ou, encore, écrouissage (et parfois raffermissment). Sa conséquence pratique intéressante est

qu'elle provoque une adaptation de l'acier face à une surcharge accidentelle ; c'est donc un facteur de sécurité en service.

L'importance de la plasticité du métal pour la sécurité d'emploi fait qu'à travers l'essai de traction on tente aussi d'apprécier la réserve de plasticité (ou ductilité) sur laquelle peut compter l'utilisateur. Pour ce faire, on mesure l'allongement à rupture A de l'éprouvette qui est actuellement la caractéristique de ductilité qui fait l'objet d'une garantie. Rapporté à la longueur initiale de la base de mesure (A_l / l_0), il traduit le résultat de deux déformations successives :

- **L'allongement uniforme (ou réparti)** qui commence dès la sortie du domaine élastique et s'étend sur toute la période de consolidation jusqu'à ce que la charge unitaire atteigne le niveau de la résistance à la traction (point haut de la courbe de 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.

11.2 Comportement mécanique 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).

11.2.1 Comportement en compression

11.2.1.1 Comportement en compression uniaxial

L'essai de compression uniaxial 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 200cm². L'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la Fig. I.27.

Nous observons les quatre phases suivantes :

- La réponse est linéaire jusqu'à 30% - 50% 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 (Fig. I.27a).
- La rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de microfissures et augmentation de volume (ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 sont les déformations principales); (Fig. I.27b).

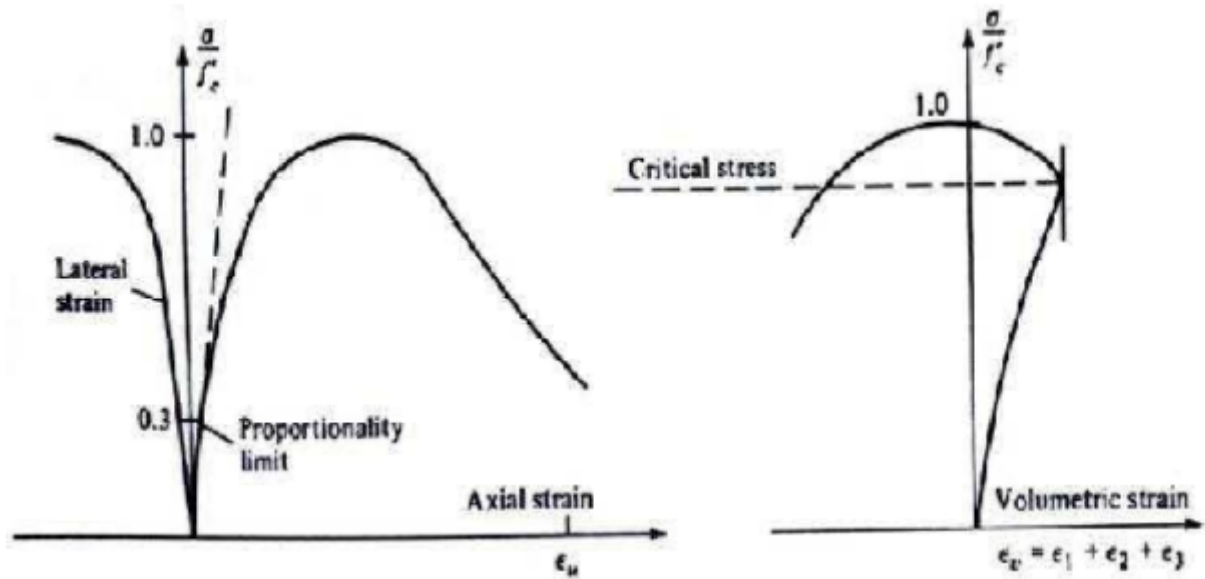


Fig. I.27 : Comportement du béton en compression simple[38].

L'interprétation micromécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux[39, 40, 41] 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[39, 40], à l'effet des extensions (déformations positives). Des observations au microscope optique sur des tranches de matériaux présollicités 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. I.28). 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[42].

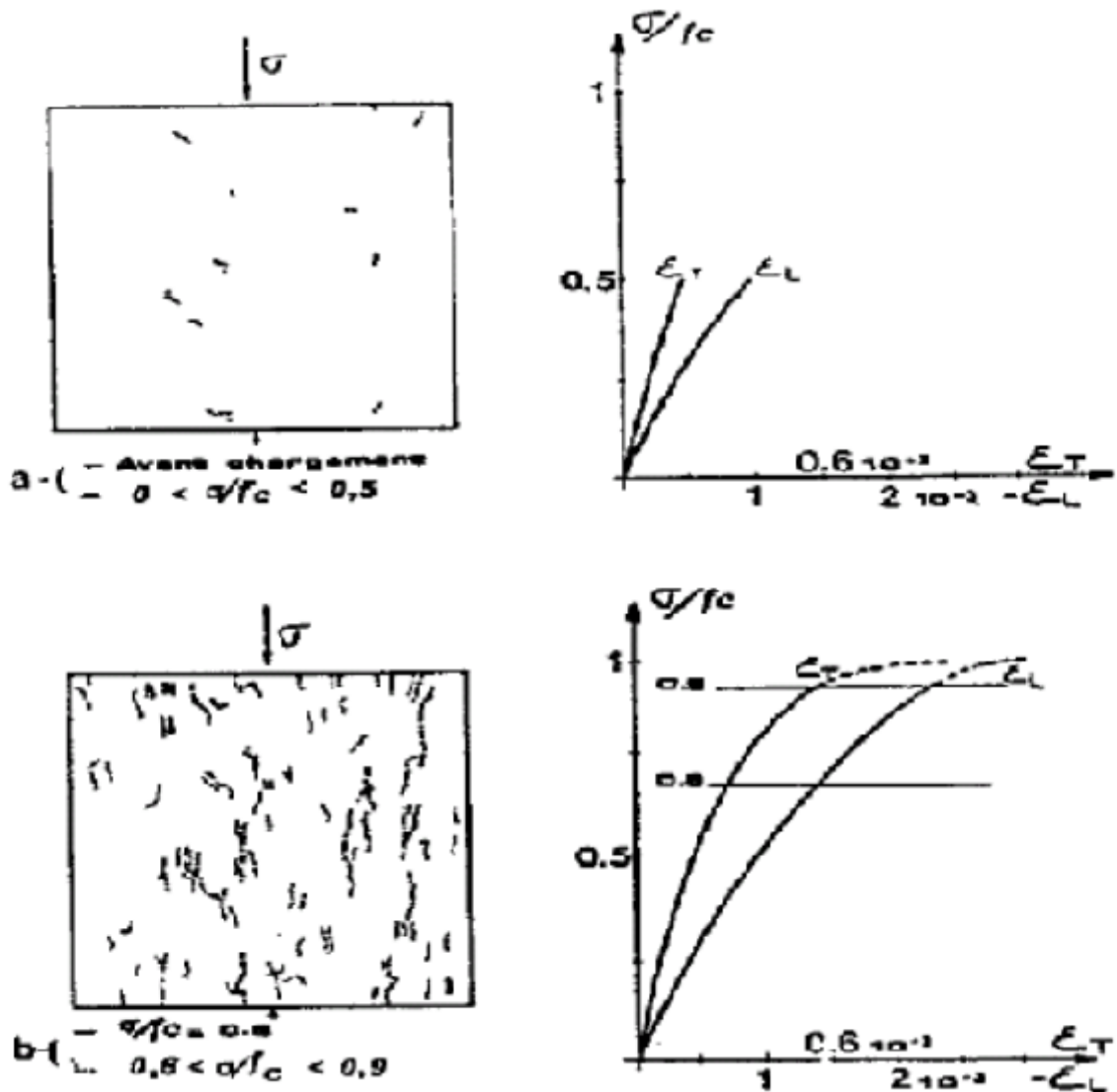


Fig. 1.28: Résultats de l'observation aux rayons X d'une éprouvette en compression [43].

11.2.1.2 Comportement en compression cyclique

L'essai cyclique en compression simple présenté à la Fig. 1.29, 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'autre part, au mouvement de l'eau dans la structure microporeuse de la pâte de ciment hydratée.

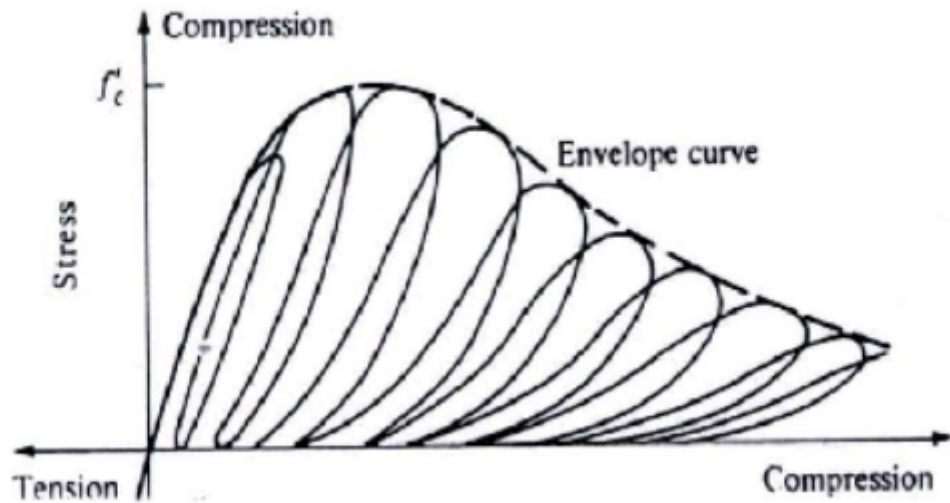


Fig. I.29: Comportement cyclique du béton en compression simple[38].

11.2.1.3 Comportement sous charge hydrostatique

En ce qui concerne le comportement du béton sous chargements hydrostatiques, le béton présente un comportement non linéaire. La Fig. I.30, présente le comportement expérimental dans le cas d'une compression hydrostatique[38]. On remarque sur cette figure trois phases de comportement :

- Une phase élastique 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.

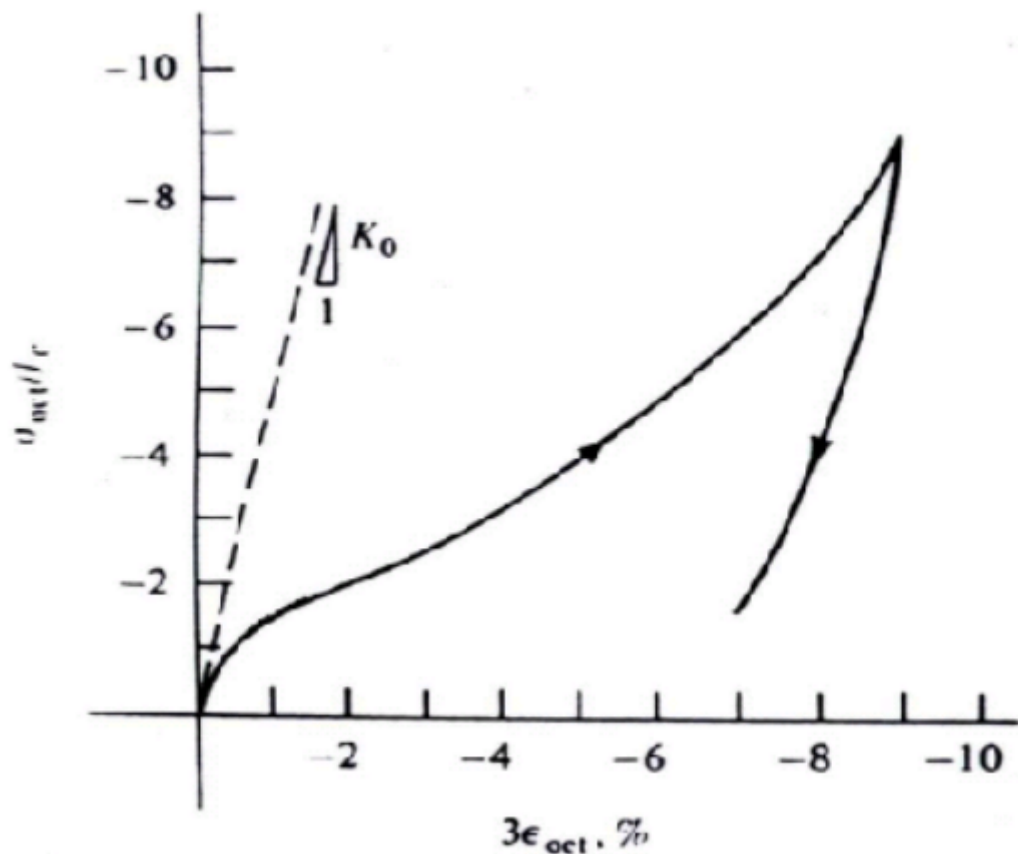


Fig. I.30: Essai de compression hydrostatique du béton[38].

11.2.2 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.

11.2.2.1 Comportement en traction simple

La Fig. I.31, 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 ($\sigma < f_t$ 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 en mode I essentiellement pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale.

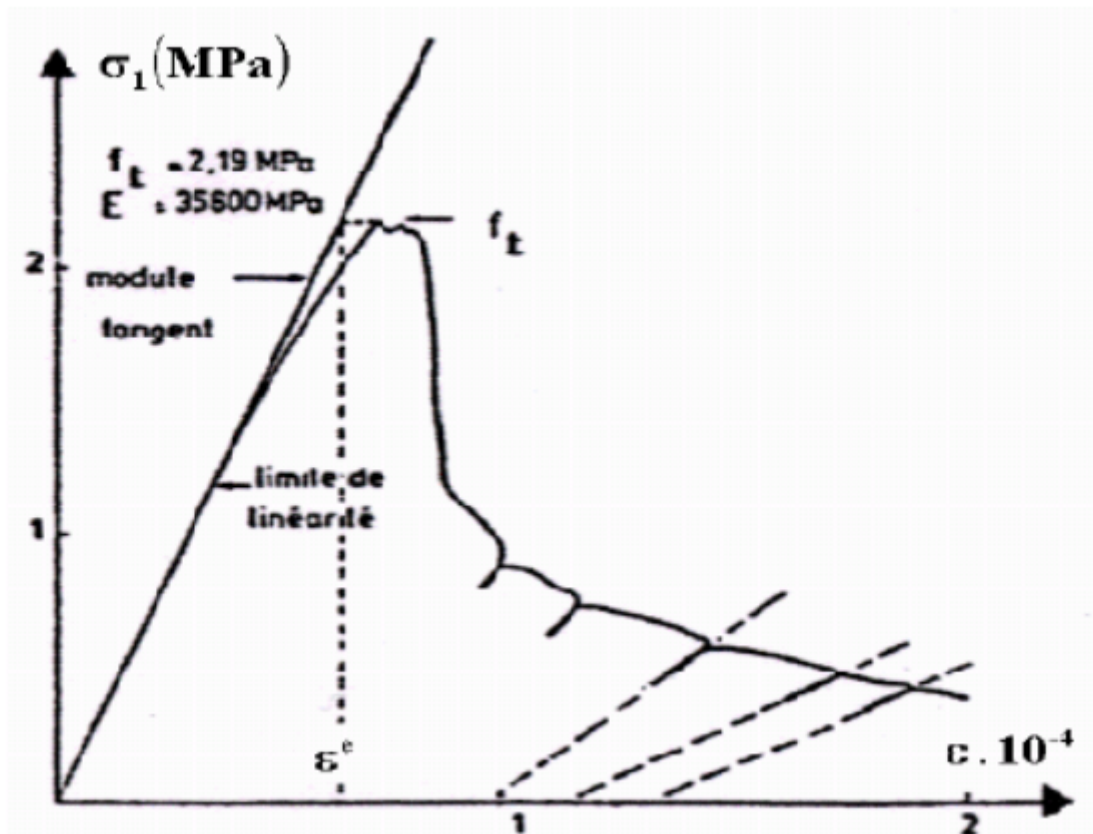


Fig. I.31: Comportement de béton en traction simple[42].

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.

11.2.2.2 Comportement en traction cyclique

L'essai de traction cyclique présenté à la Fig. I.32, 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. I.32 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 moins importants qu'en compression.

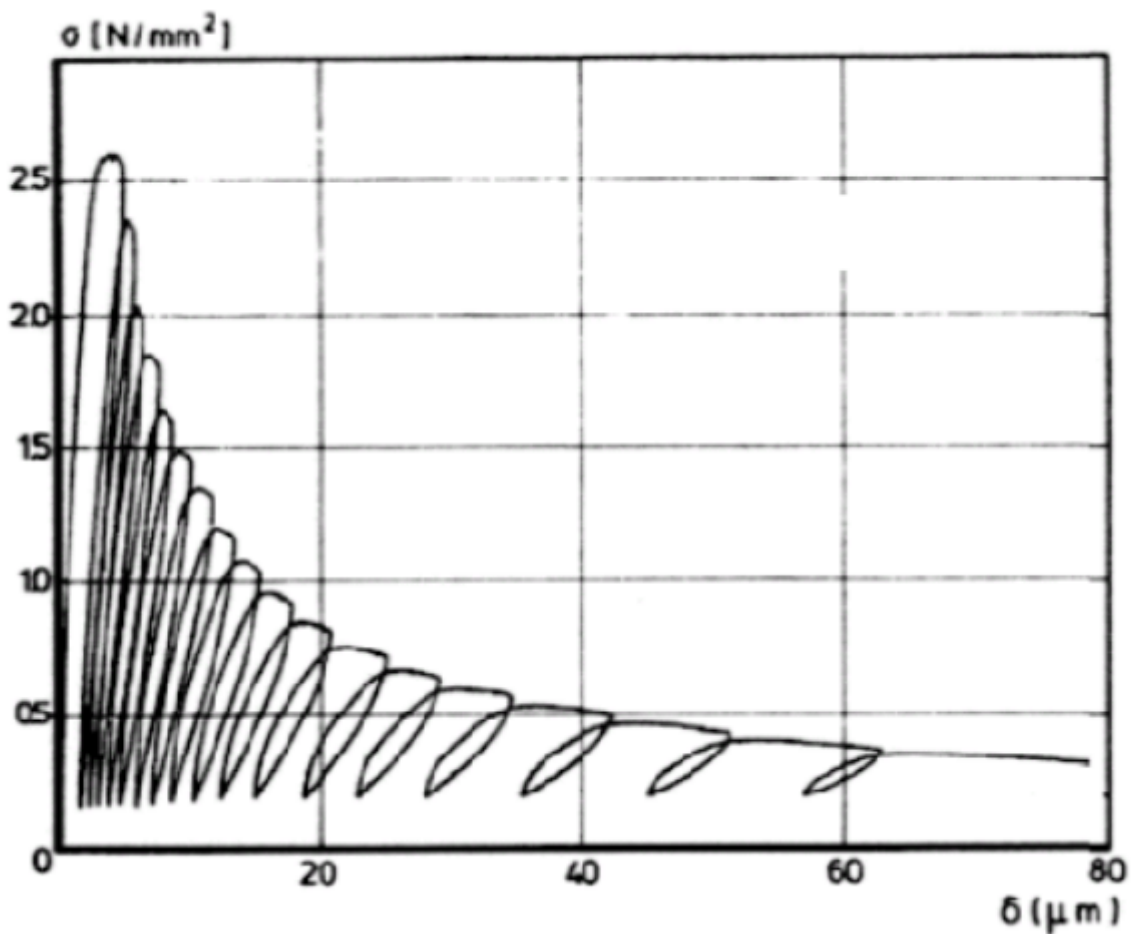


Fig. I.32: Comportement cyclique du béton en traction[44].

11.2.2.3 Comportement cyclique traction-compression

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 est lié à la refermeture progressive des microfissures du matériau endommagé. Il est aussi constaté l'existence d'un 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 par TERRIEN M[42] pour le cas particulière de rupture localisée en une seule macro fissure. Il a été par la suite confirmé par le cas d'une distribution diffuse des macros fissures.

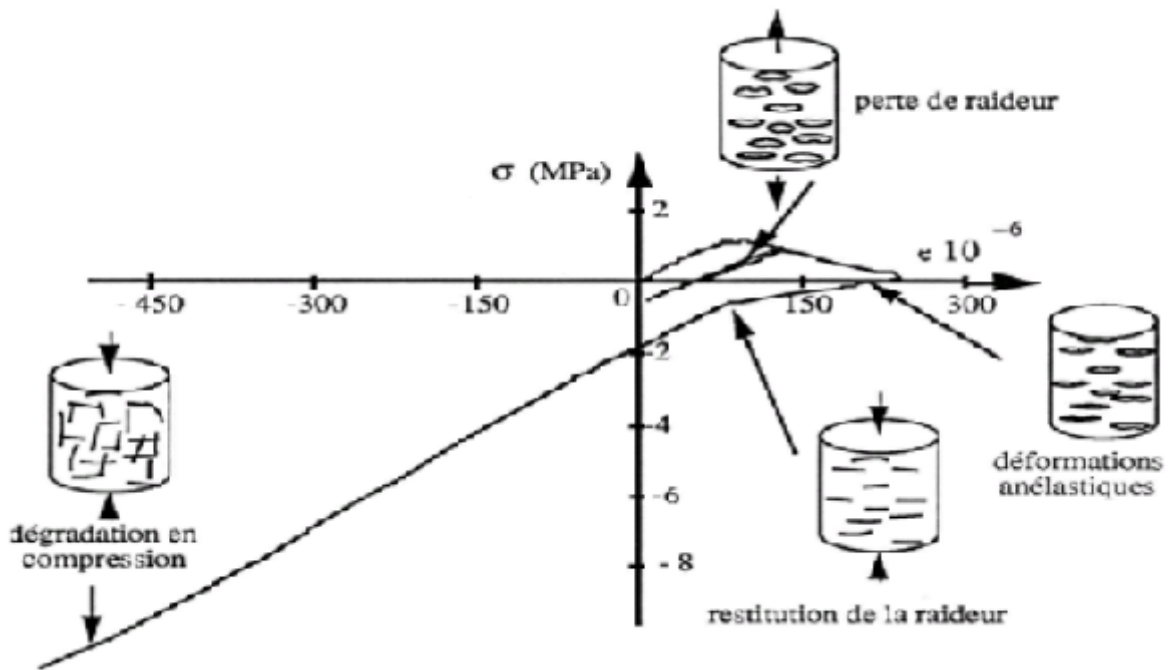


Fig. I.33: Essai P.I.E.D comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression[42].

Cet essai met en évidence différents phénomènes :

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

12 Codes de conception

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

Chacun de ces codes représente une réflexion philosophique de conception et de pratiques en matière de conception dans divers pays. Durant ce laps de temps, ces différents codes ont été employés et développés pour la conception de colonnes composées d'acier tubulaire remplis de béton. [12,13,14,45,46,47]

12.1 Le code Américain du béton armé (ACI 318-89) [45]

Selon ACI 318-89, une colonne mixte est une colonne en béton armé avec une forme ou une Tuyauterie d'acier de construction en plus des barres de renforcement (armatures). Considérant Les effets de l'élançement, un rayon de giration équivalent et une rigidité à la flexion sont employés avec un paramètre de rapport de charge, et par conséquent sans charge, le rayon de giration devrait être pris égal à zéro. L'épaisseur minimale du tube en acier pour empêcher le voilement local est basée sur l'atteinte de la contrainte limite élastique dans un tube en acier creux sous un effort axial monotone, condition non obligatoire une colonne mixte remplies de béton par contre Un paramètre pour l'influence du fluage du béton qui est soumis au chargement compressif est inclus.

12.2 Le code Américain des structures métalliques (AISC-lrfd) [46]

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

L'influence du fluage est ignorée pour le béton dans les colonnes mixtes selon les spécifications d'AISC-LRFD

12.3 Le code Japonais (AIJ) [47]

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

12.4 Le code Britannique BS5400-partie 5[24]

Les dispositions de code, le BS 5400, sont basées sur les états limites de conception avec des facteurs de chargement et des facteurs de sécurité des matériaux utilisés. Le moment ultime est calculé à partir de la distribution des contraintes plastiques de la section transversale, et une approximation de la courbe d'interaction pour les efforts axiaux et les moments de flexion est employée. Des propriétés de béton réduites sont employées pour tenir compte des effets de fluage et de l'utilisation des sections de béton non éclatés dans le calcul de la rigidité. Cette méthode est applicable aux sections symétriques seulement et limitée à la gamme des sections couvertes dans les courbes européennes de flambement. Elle sous-estime la capacité de colonnes mixtes remplies de béton de haute résistance.

12.5 Code Européen EC4[14]

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

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

12.6 Comparaison entre les codes de conception

Les charges expérimentales de rupture sont comparées à valeurs prévues en utilisant les dispositions dans l'EC4, l'ACI et l'AISC. On a conclu que chacun des trois codes de conception est correcte pour prévoir les capacités portantes des poteaux mixtes. Parmi ces codes, l'ACI et l'AISC donnent respectivement, le calcul exact des charges de rupture par 9 et 11%. La méthode d'EC4, d' autre part est plus précise que celle de l'ACI et l'AISC avec un rapport moyens de 1,01 et un coefficient de variation de 0,04.

Les résultats indiquent que l'EC4 peut être prolongé à la conception de poteaux de section rectangulaire remplis de béton de haute résistance soumis au chargement concentrique[24]. Des résultats d'essais sur les poteaux mixtes enrobés de béton[48] ont montrés que l'ACI était plus précise que l'AISC, en prévoyant les capacités portantes des poteaux et leurs modes de rupture.

13 Sections mixtes

En raison du développement dans le domaine de la construction mixte, plusieurs recherches dont le but est d'améliorer le comportement des poteaux mixtes sous différents cas de chargement ont été effectuées, on a créés des sections dont les propriétés sont différentes de celles des sections classiques connues (circulaire, carré, rectangulaire, et section en I ou en H).

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

En Chine, plus de trente bâtiments élevés et deux cents ponts de voûte ont été construits avec ce procédé pour sa résistance, sa ductilité, ainsi que sa grande capacité d'absorption énergie.

Les capacités portantes et les propriétés structurales des poteaux mixtes peuvent être atteintes grâce aux tubes en acier qui produisent un confinement du béton, et le noyau en béton qui empêche le voilement centripète du tube. Cependant, beaucoup d'études ont prouvé que la performance d'une section remplie de béton ou le tube en acier est carré ou rectangulaire est moins efficace que les sections circulaires. Avec le développement de l'acier de haute résistance[21], l'emploi des tubes à parois minces est devenu très attrayant surtout avec l'élimination du voilement local dans la conception de poteaux mixtes. Par conséquent des mesures de raidissement adéquates pour les tubes remplis de béton carrés ou rectangulaires sont fortement souhaitables (Fig. 1.34).

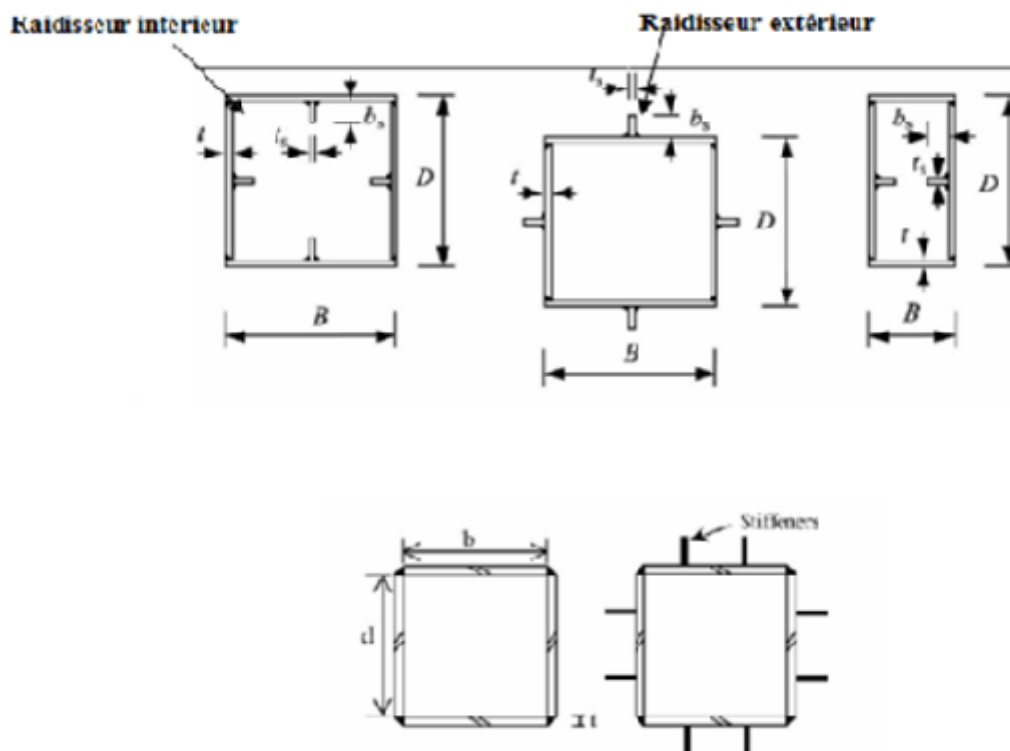


Fig. 1.34: Types de poteaux mixtes avec raidisseurs longitudinaux[21].

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

mais aussi une résistance au feu beaucoup plus importante si les raidisseurs sont soudés intérieurement[21].

Les travaux de Muhammad, Fan, et Nie[31] ont présentés une étude expérimentale sur le comportement à la rupture des poteaux mixtes tubulaires remplis de béton axialement chargés en compression, plusieurs sections transversales ont été examinés pour étudier la capacité portante de charge des poteaux remplis de béton armé de barres métalliques superposées croisées comme l'indique la Fig.1.35.

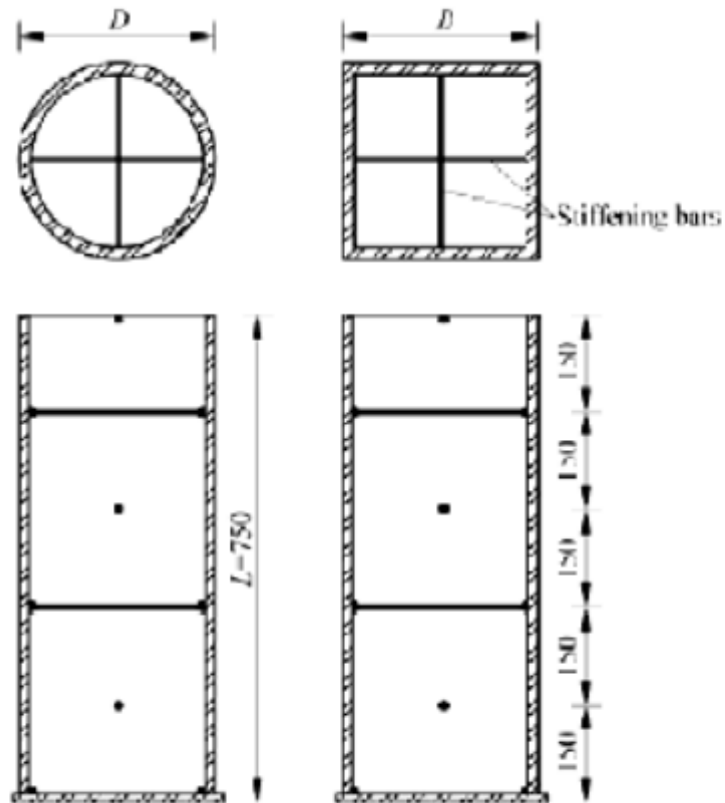


Fig. 1.35 : Détail des poteaux mixtes de section à barres croisées[31].

En 2004 Teng [49] a récemment proposé la nouvelle pièce FRP de charpente tubulaire hybride en double-peau acier béton. Le nouvel élément hybride se compose d'un tube en acier à l'extérieur, d'un tube de FRP à l'intérieur, et du béton à l'intermédiaire. Le vide intérieur peut être rempli de béton si désiré. Le tube de FRP est équipé de fibres qui sont principalement orientées dans la direction circulaire pour fournir un meilleur confinement au béton. Le nouvel membre hybride est une tentative de combiner les avantages de chacun des trois matériaux constitutifs et ceux de la forme structurale de DSTC, afin de réaliser une nouvelle pièce de charpente structurale à rendement élevé du membre mixte (Fig. 1.36).

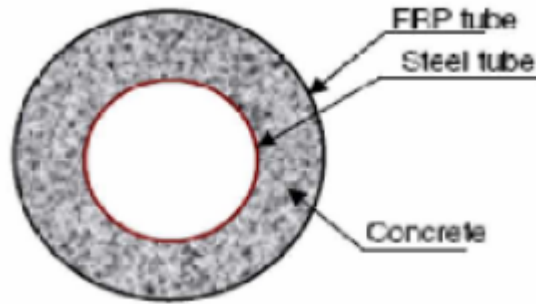


Fig. I.36 Section droite des poteaux mixtes en double peaux[49].

Ceci est censé pour avoir une bonne performance sismique et bien d'autres avantages. Un tel élément peut être employé comme poutre, ses avantages sont plus évidents une fois utilisé. Un modèle analytique pour déterminer le comportement axial et la capacité portante des poteaux mixtes enrobés de béton est proposé par Cheng et Nan³ (Fig. I.37). On conclut qu'en plus des armatures latérales, la section d'acier de construction peut fournir un effet de confinement sur le béton et augmenter la résistance axiale du poteau et sa capacité portante.

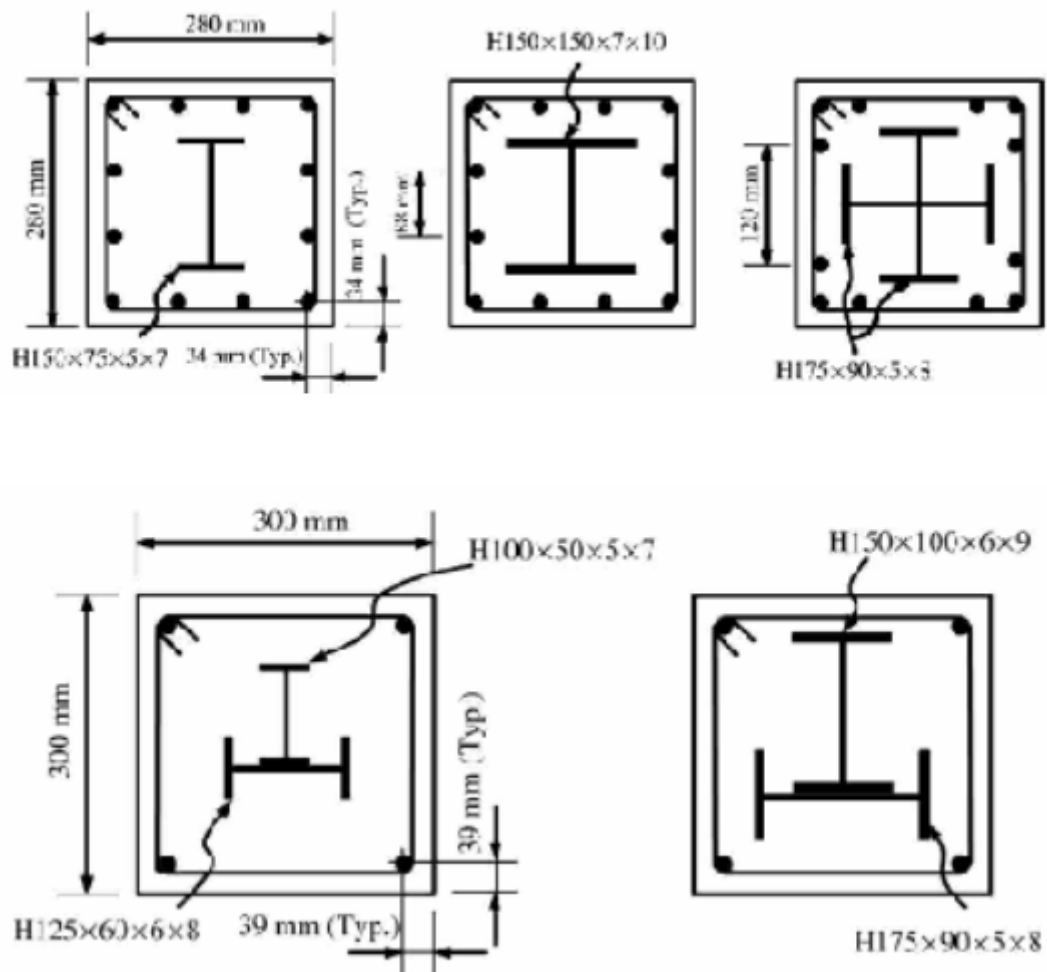


Fig. I.37 : Sections droites des poteaux métalliques en I, ou en H enrobés de béton[50].

Ces sections ont un comportement un peu identique à celui des poteaux tubulaires remplis de béton, en termes de chargement axiales, grâce aux contraintes de confinement fournies par les profilés métalliques à la section du béton.

14 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 basée 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.

14.1 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.

En outre, il est à noter un autre mécanisme de ruine qui est le déversement, ce mécanisme global est causé par un autre phénomène, en effet ce mécanisme est du en générale à une flexion déviée, ou la partie comprimée d'une poutre se déverse latéralement sous l'effet de la combinaison des deux moments axiaux.

14.1.1 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 et 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. Le flambement est qualifié d'élastique lorsqu'il ne cause aucune plastification du poteau avant sa rupture, ce qui survient lorsque la contrainte critique de flambement est inférieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression.

Dans ce cas, le flambement n'est pas fonction de la limite élastique de l'acier mais de l'élançement du poteau ainsi que du module d'élasticité de l'acier. Ce type de flambement ne survient que pour des poteaux très élancés.

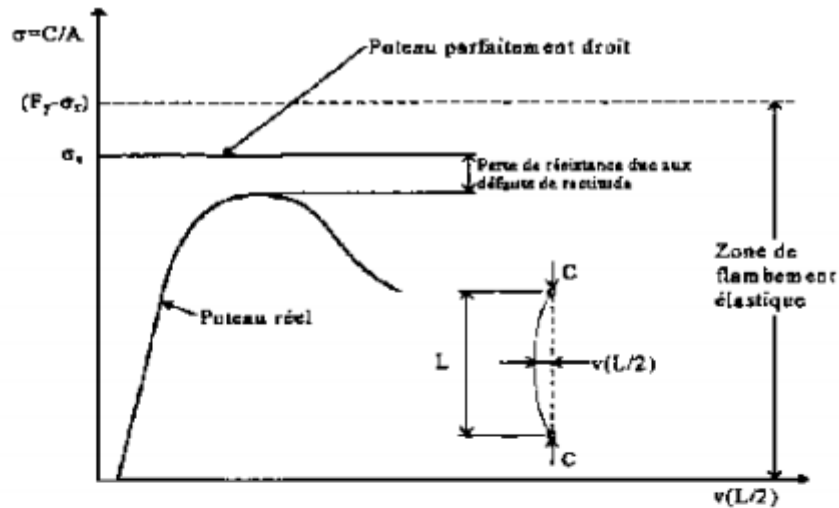
Le flambement est qualifié d'inélastique lorsque le poteau subit une plastification avant d'atteindre sa charge ultime. Ceci se produit lorsque la contrainte critique de flambement n'est pas inférieure à la Limite élastique de l'acier mais supérieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude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

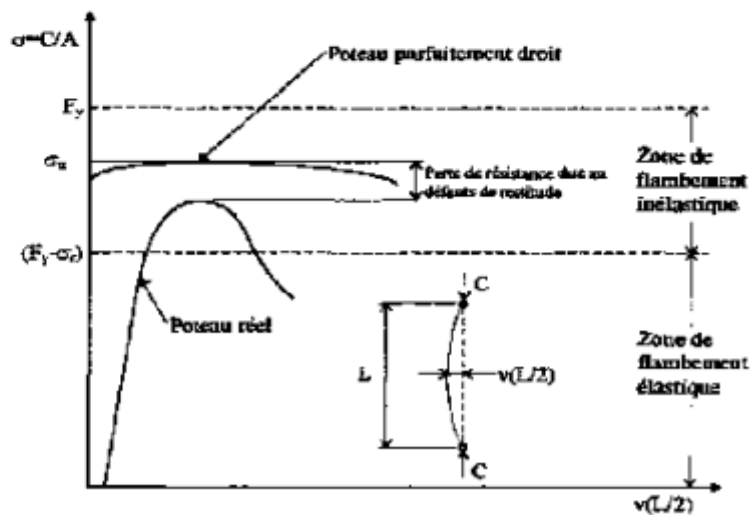
La présence de défauts de rectitude modifie ce comportement en initiant la déformation transversale. L'augmentation de la déformée transversale au milieu du poteau cause un moment qui augmente les contraintes dues à la charge axiale et entraîne ainsi une rupture prématurée.

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. I.38.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. I.38.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

Fig. I.38: Courbes de flambement des poteaux[25].

14.1.2 Équation de calcul pour le flambement

L'approche de conception de l'EC4¹¹ pour le flambement d'un poteau est donnée par l'équation suivante :

$$S_d \chi N_{pl,rd} \quad (I.9)$$

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

Le coefficient de réduction au flambement est calculé suivant

$$\lambda = \frac{1}{[\phi + \phi^2 - \lambda^2]^{1/2}} \leq 1 \quad (I.10)$$

$$\text{Où } = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)\bar{\lambda}^2] \quad (I.11)$$

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

14.1.3 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.

Les phénomènes de flambement et de voilement ne sont donc pas toujours liés, mais il arrive qu'une plaque qui subit un voilement 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, elle 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):

$$\sigma_v = K_{12}(1 - \nu^2)^{0.5} E (B_0/t)^2 \quad (I.12)$$

Où :

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_0/t : Rapport d'élancement d'une plaque.

Dans le cas des poteaux mixtes enrobés de béton, le voilement de l'aile sera le mode de rupture envisagé pour l'acier puisque la grande inertie de la section limite le flambement et que le voilement de l'âme est empêché par la présence du béton. Le mode global de voilement (d'Euler) se produit dans les colonnes minces comporte un déplacement latéral soudain sans déformation de la section transversale [16].

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

$$P_E = \frac{EI}{(KL/\pi)^2} \quad (I.13)$$

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

$$P_c = K_i P_l \quad (I.14)$$

Où P_l est la charge de la colonne courte, et le facteur de résistance k_i dans l'équation du au mode d'interaction est donnée par l'équation suivante :

$$K_i = K_\lambda - \sqrt{(K_\lambda^2 - 1/C\lambda^2)} \quad (I.15)$$

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

$$K_\lambda = (1 + 1/\lambda)/2C \quad (I.16)$$

Et λ est l'élanement défini par :

$$\lambda = K_L/\pi\sqrt{(P_L/EI)} \quad (I.17)$$

L'objectif de l'étude d'Ever.J.Barbero[16] est de déterminer le coefficient d'interaction des modes de voilement.

Les poteaux mixtes circulaires à parois minces beaucoup utilisés 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 une économie considérable sur le coût matériel. Un tube en acier rempli de béton a une capacité de voilement local avantageuse d'environ 50% par rapport à celle d'un tube en métallique[17].

14.2 Comportement 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.

14.2.1 Confinement

Lorsque les déformations transversales associées au coefficient de Poisson d'un béton chargé axialement ne sont pas libres de prendre place due à une retenue latérale, on remarque une augmentation de la résistance en compression du béton. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton. En empêchant le béton de se déformer transversalement [22, 23, 24, 30, 48, 49, 50] , l'acier applique des efforts latéraux sur le béton qui créent la pression de confinement. De façon générale l'augmentation de résistance due à la pression de confinement d'un cylindre de béton peut être représentée grâce à l'équation suivante (Richard et al-, 1928) :

$$f_{cc} = f_{c0} + 4.1f_1 \quad (I.18)$$

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.39 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 ($\epsilon_{cc} > \epsilon_{c0}$) [25, 30, 50, 54].

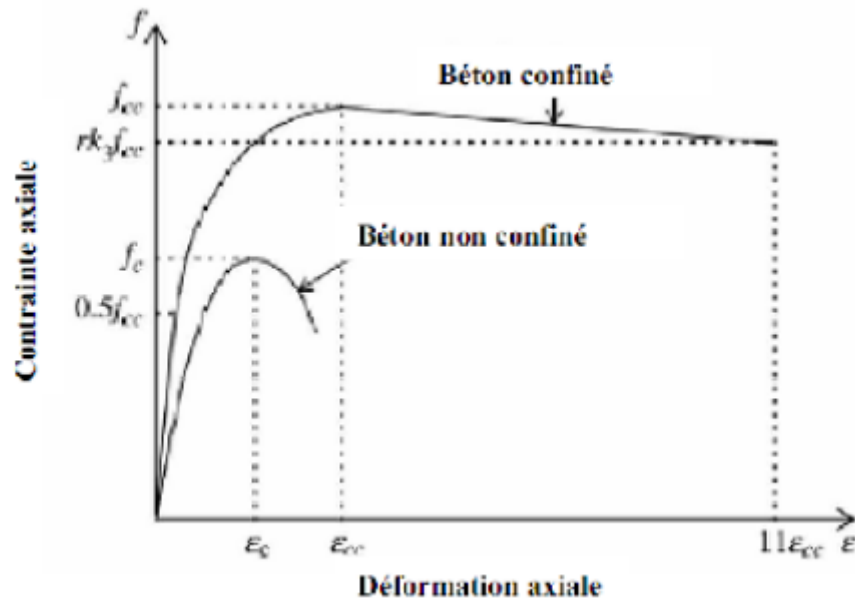


Fig. I.39: Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné [30].

Pour un poteau en béton armé conventionnel, 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 inférieur à celle du 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 (Fig. I.40) [26].

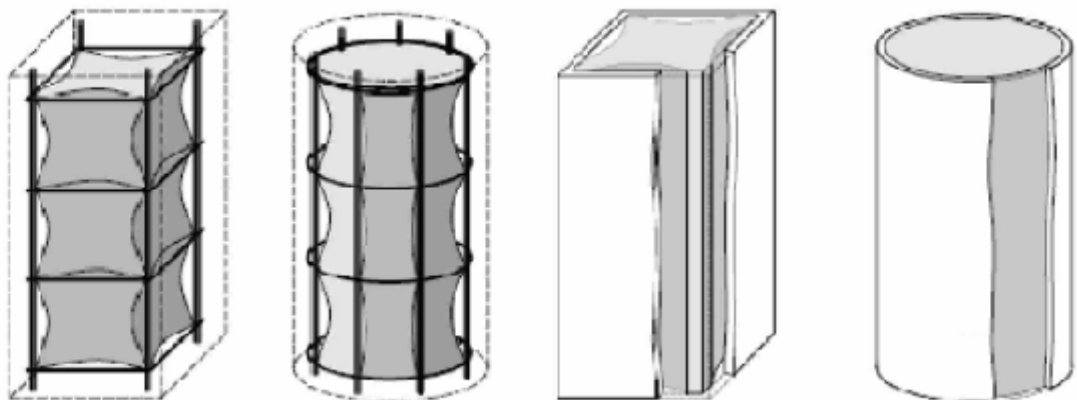


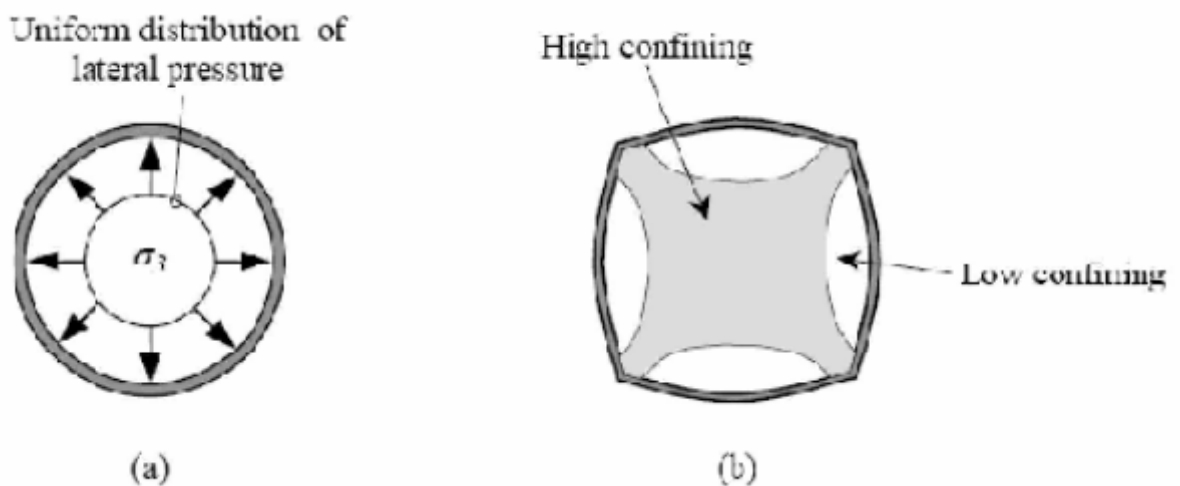
Fig. I.40 : Béton efficacement confiné pour les poteaux en béton armé par convention et poteaux mixtes remplis de béton [26].

Le béton dans la compression est habituellement caractérisé avec un rapport de contrainte déformation obtenu par des essais de compressibilité standard uniaxial.

Cependant, la plupart des éléments de structure en béton sont soumis à un état multiaxial de contrainte. On a noté qu'une petite pression de confinement d'environ 10% de la résistance uniaxiale d'un cylindre à la compression était suffisante pour augmenter la capacité portante du spécimen d'au moins 50%. D'autre part, un petit effort de traction latérale d'environ 5 % de la résistance uniaxiale à la compression était suffisant pour réduire la capacité par la même quantité[26].

En 1928 Richart[25] était le premier à observer que le béton confiné montrait une augmentation considérable de la résistance maximale à la compression, une rigidité accrue, et une déformation prolongée maximale prolongée. Le béton peut ainsi soutenir une grande déformation sans une réduction substantielle de la capacité portante et échoue graduellement d'une manière malléable. Un grand nombre d'études expérimentales et théoriques sur le béton de résistance normale soumis à des états multiaxiaux d'effort ont été exécutés[26, 52, 53].

Les sections circulaires peuvent développer une tension circulaire efficace pour fournir une distribution uniforme de pression latérale de confinement (Fig. I.41a). 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. I.41b).



(a) dans la section circulaire

(b) dans la section rectangulaire.

Fig. I.41 : distribution de la pression latérale de confinement [26]

14.3 Effet du béton sur l'acier

Lorsque le béton tend à prendre de l'expansion dans la direction transversale au chargement dû à l'effet de Poisson, il engendre des efforts dans l'acier qui s'opposent à cette expansion. Le confinement, 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 en béton qui est retenu latéralement par le tube en acier. Cette augmentation de résistance du 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[25].

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 local de l'acier et cela vaudrait généralement pour des poteaux où la limite de l'élanement est petite.

14.4 Interaction entre le noyau béton et le tube en acier

14.4.1 Mécanismes de transfert de charge

Dans le type de structures étudiées par Johanson[26], 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. Il y a toujours une sollicitation plus grande dans les régions de la discontinuité géométrique comme des raccords et des appuis de base. Moins de contraintes d'adhérence ont été exigées dans les raccords là où les éléments pénètrent le noyau béton que dans un raccordement fixé juste à l'acier.

En 1984 Kennedy²³ a identifié la façon dont la charge a été transférée entre le noyau en 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 en 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. 1.22). 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 avec la diminution de la longueur de la colonne 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[26].

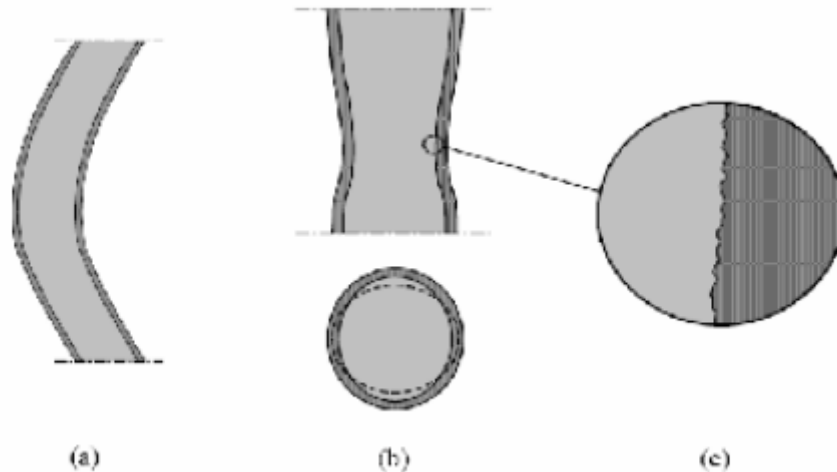


Fig. 1.42 : Effets de liaison dus (a) à la courbure et (b) aux variations de la forme du tube en acier (c) Micro-interlocking dû aux irrégularités extérieures[26].

14.4.2 Implication de l'application de la charge pour le comportement mécanique

Comme indiqué dans la section antérieure, l'efficacité de confinement passif dépend de la différence dans l'expansion latérale du tube en acier et du noyau en béton. Cette expansion est reliée à la répartition de la charge entre le tube en acier et le noyau en béton. En conséquence, le comportement mécanique d'un poteau court rempli de béton 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. 1.43)³⁰.

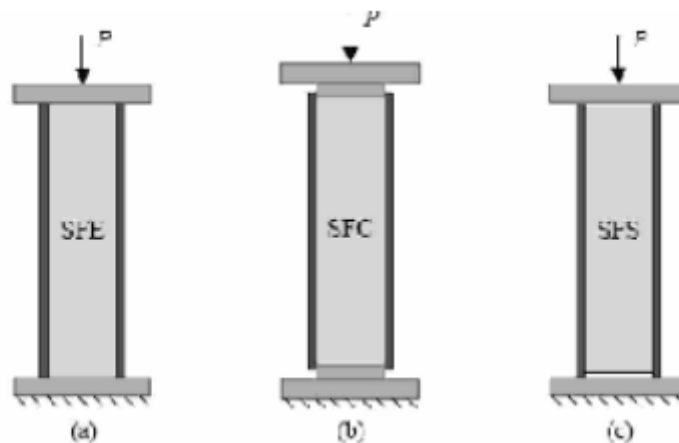


Fig. 1.43 : Charge appliquée : (a) la section entière, (b) la section béton, et (c) section acier[26].

14.4.3 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. 1.44) [33].

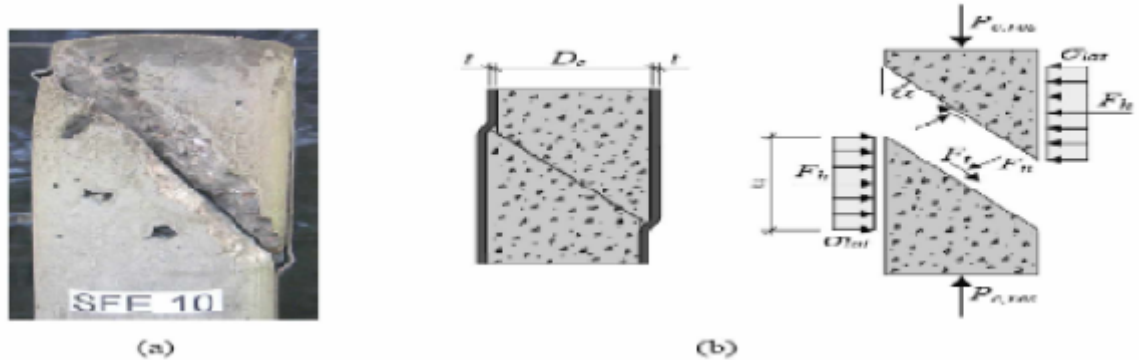


Fig. 1.44 : (a) mode typique de rupture de cisaillement dans le poteau circulaire remplis de béton court, (b) cisaillement idéalisé modèle plat pour prévoir la charge résiduelle dans le noyau béton[33].

14.4.4 Mécanismes de transfert de cisaillement

Les mécanismes par lesquels des efforts de cisaillement peuvent être transférés sur l'interface entre le tube en acier et le noyau du béton sont l'adhérence, l'enclenchée d'interface, et le frottement (Fig. 1.45). Ces trois mécanismes désignés souvent sous le nom du lien normal. Les deux derniers peuvent être considérés comme un seul type de phénomène, et la résistance au cisaillement par ces deux derniers peut être additionnée. Si le lien normal n'est pas suffisant 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-glissement ; relations obtenues à partir des essais de poussée.

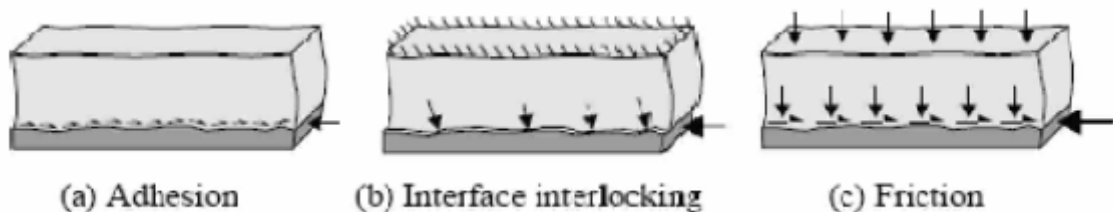


Fig. 1.45: mécanisme de transfert de cisaillement[33].

14.4.5 Adhérence

Le lien initial est fourni par l'adhérence entre l'acier et le béton (Fig. 1.45a); qui est souvent appelé 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 au terme du rétrécissement. Cependant, ceci exige de grandes pressions, peu susceptible de se produire dans la plupart des conditions pratiques; le rétrécissement dominera et l'adhérence sera réduite significativement.

14.4.5.1 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. De plus; le tube en acier enferme le noyau béton dans un poteau tubulaire, si 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 (Fig. I.45b). Par conséquent, le contact d'interface est partiellement un phénomène de friction. Le contact d'interface contribue à une rigidité initiale typique de la relation charge glissement obtenue à partir des essais de poussée. Selon Virdi et Dowling²³, 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.

14.4.6 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 et la longueur de transfert (Fig. I.46) [53]. L'effort de cisaillement de conception est donné par l'équation suivante :

$$\tau_{sd} = \frac{N_{c,sd}}{U_{g,lv}} \quad (I.19)$$

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

$$\frac{N_{c,sd}}{N_{sd}} = 1 - \frac{A_a f_y}{N_{sd}} \quad (1.20)$$

Avec :

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

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

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

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

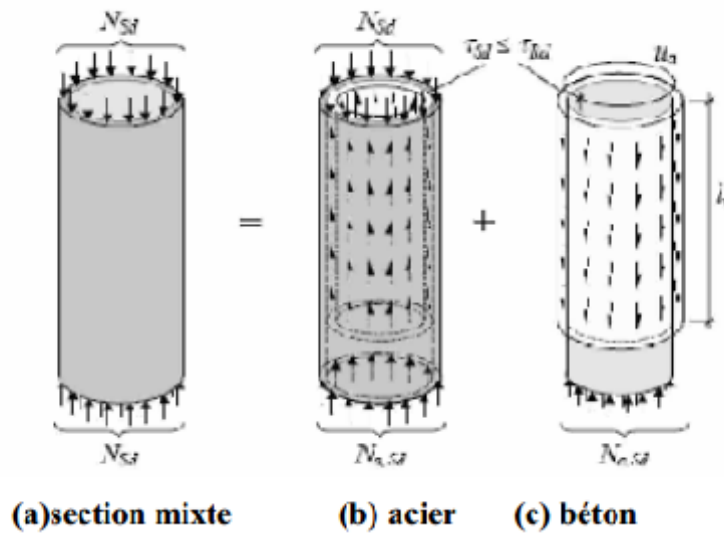


Fig. I.46 : Transfert de cisaillement entre le tube en acier et le noyau béton[53].

Conclusion

Les éléments mixtes sont d'une grande utilité et présentent un vaste éventail d'utilisation, leurs capacités portantes bien supérieures à celles du béton armé et éléments métalliques conventionnel en font un système d'avenir. Malheureusement la documentation sur ce type d'éléments reste insuffisante et incomplète, mais l'attrait économique de ce type de section attire de plus en plus de recherches en Europe et afin d'améliorer les systèmes existants, ces recherches ont permis d'améliorer et de développer de nouvelles technologies dans le domaine des constructions mixtes, de nouveaux types de plancher, d'assemblages et même de profilés ont été développés afin de minimiser les temps d'érection et d'assemblages de ce type de structures.

Afin d'assimiler le comportement d'éléments mixtes il est nécessaire de comprendre le comportement des différents matériaux qui la composent, en l'occurrence l'acier et le béton dans notre cas. Les comportements de l'acier et du béton sont étudiés et reliés à leurs fonctions dans un poteau mixte.

En conclusion, les mécanismes de transfert d'efforts de cisaillement à l'interface béton-acier sont détaillés ; la section d'un poteau tubulaire remplie de béton est principalement soumise aux charges de compression. Mais, elle peut être soumise aussi 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 régisse les forces de compression et que le tube en acier agit en tant qu'armatures longitudinales et latérales du noyau de béton ainsi que d'élément de confinement, bien que le tube en acier, puisse aussi porter une grande partie de la charge de compression.

1 Introduction

Toute construction mixte contient des assemblages divers et spécifiques, ce chapitre est consacré aux généralités concernant les assemblages rencontrés dans les ossatures de bâtiments métalliques et/ou mixtes. Avant de présenter les différentes formes et moyens d'assemblages rencontrés dans les structures métalliques ou mixtes, nous allons définir les rôles ainsi que l'importance des assemblages dans ce type de structure en nous basant sur les assemblages poteaux-poutres.

2 Définition et rôle d'un assemblage

Les assemblages de structures en acier ou structures mixtes assurent la continuité et le transfert de charges entre les éléments tels que les poteaux et les poutres, ces zones de discontinuité nécessitant l'introduction d'assemblages ont une influence sur le comportement global de la structure. La caractérisation du comportement des assemblages n'est pas simple à cause de leurs complexités géométrique et mécanique résultants du nombre d'éléments intermédiaires utilisés (boulons, platine, cornière...) ainsi que des formes géométriques variées et des propriétés matérielles différentes. Elle engendre de fortes discontinuités et conduit à un comportement global non linéaire de l'assemblage.

Traditionnellement, les assemblages sont considérés rigides ou articulés. En réalité, les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une rotation relative des pièces assemblées. La prise en compte de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures. Ce concept permet d'approcher le comportement réel des assemblages dans l'analyse des structures et offre une très grande souplesse dans le choix des assemblages et dans leurs dimensionnements.

La construction métallique et mixte utilise principalement deux types d'assemblages : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés.

Les assemblages boulonnés par platine d'about sont largement utilisés dans les structures métalliques (Trahair 2007, Owens 1989, Kulak 1987)[55,56]. En général, ces assemblages boulonnés par platine d'about ont des configurations géométriques variées du fait de la variation du nombre de rangées de boulons, de l'espacement des boulons, des dimensions de la platine d'about qui peut-être débordante ou non débordante, de la présence des raidisseurs, des dimensions des poteaux et des poutres, de la force de précontrainte dans les boulons, des propriétés mécaniques de l'acier et des surfaces de contact. Ces détails de conception entraînent des variations des caractéristiques de l'assemblage et affectent leur comportement, ce qui rend leur analyse extrêmement complexes.

Bien que dans la dernière décennie, plusieurs travaux de recherches expérimentales, analytiques et numériques ont été effectués pour étudier l'influence des détails des assemblages sur leur comportement, ils ne fournissent, dans certains cas, que des informations limitées vu le nombre de paramètres à considérer.

3 Modes d'assemblages

Il existe en réalité plusieurs modes d'assemblages, mais ils sont dérivés de trois grandes familles, ces modes d'assemblages sont :

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 3.1).

3.1.1 Rivetage à chaud

Ce type de rivetage fréquemment utilisé au début du siècle dernier, aujourd'hui utilisé pour la rénovation des anciennes bâtisses telles que la tour Eiffel ou le Golden Gate, est l'un des premiers moyens d'assemblage en construction métallique. Le procédé consiste à chauffer à blanc une tige en acier de l'introduire dans un trou reliant les deux plaques et d'aplatir les deux côtés de la tige, en refroidissant les rivets se rétracte et serre les plaques l'une contre l'autre.

3.1.2 Rivets à anneau

Les rivets à anneau (rivelons) 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.

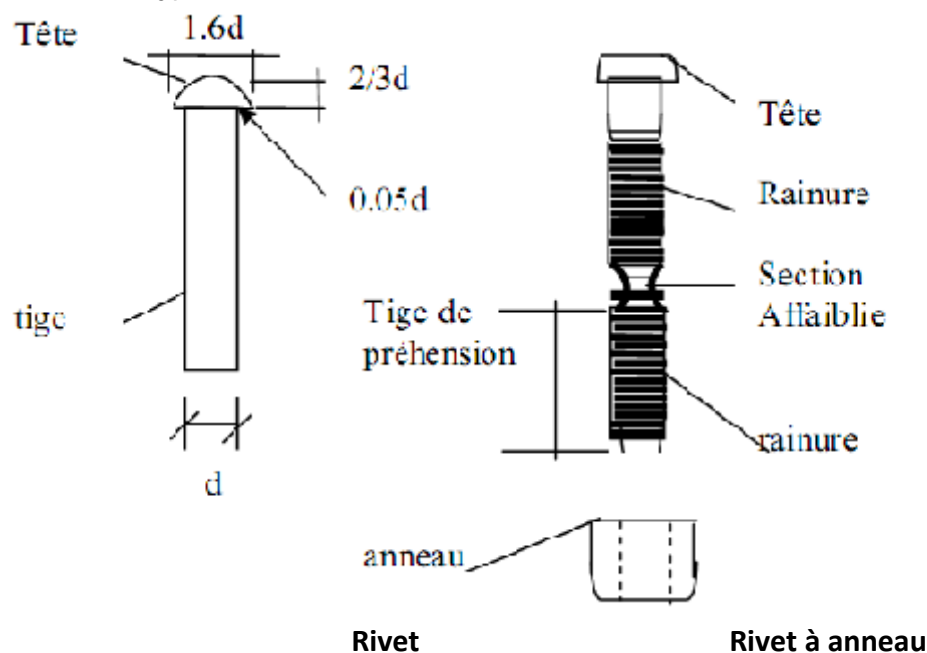


Fig. II.1: Rivet et rivet à anneau[57].

3.1.2 Le boulonnage

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons représentées sur le tableau II.1 qui présente 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.

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

Tab. II.1: Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons[58].

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 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 II.2 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 la 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.

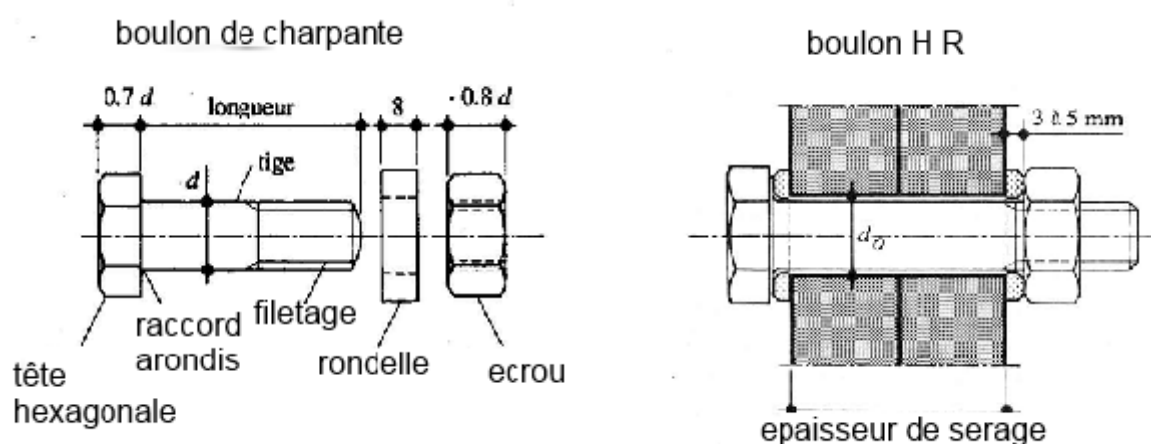


Fig.II.2 : boulon de charpente et boulon a haute résistance[59].

3.1.3 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 II.2 :

Diamètre nominal (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
Diamètre de la rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur de la rondelle (mm)	2.5	2.5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur de l'écrou (mm)	6.8	8.4	10.8	12.8	14.8	15.8	18	19.4	21.5	28.8	25.6
Hauteur de la 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 de résistance A _s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tab. II.2 : principales caractéristiques géométriques[60].

3.1.4 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 II.3:

Diamètre du boulon (mm)	Épaisseur de tôles de profilés (mm)	Cornière de largeur d'aile (mm)	Ailes de U de hauteur (mm)	Ailes de profilés en H de dimension nominale (mm)
8	2	30		
10	3	35		
12	4	40,45	80	
14	5	50	100 à 130	100,120
16	6	60	140 à 160	140
18	7	70	175,180	150,160
20	8	80,90	200,220	180
22	10 à 14	100,120	240 à 300	200 à 240
24	>14	>120		>240

Tab. II.3 : Choix du diamètre des boulons[60].

- **Longueur des tiges**

L'extrémité du boulon doit au minimum dépasser de deux tours de 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 :

$$\begin{aligned} d_0 &= d+2\text{mm} && \text{pour } d \leq 24\text{mm} \\ d_0 &= d+3\text{mm} && \text{pour } d > 24\text{mm} \end{aligned}$$

L'Eurocode 3[13] propose les mêmes diamètres de trous, sauf pour les diamètres de boulon $d = 14 \text{ mm}$.

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

Dans certains cas, un jeu plus petit peut être exigé. On parle de boulons ajustés, lorsque le jeu est de 0.03 mm seulement. L'emploi de ce dernier offre l'avantage de créer des assemblages avec un mouvement relatif possible très petit, donc des structures très peu déformable.

- **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 (Figure II.3).
- 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 II.3).

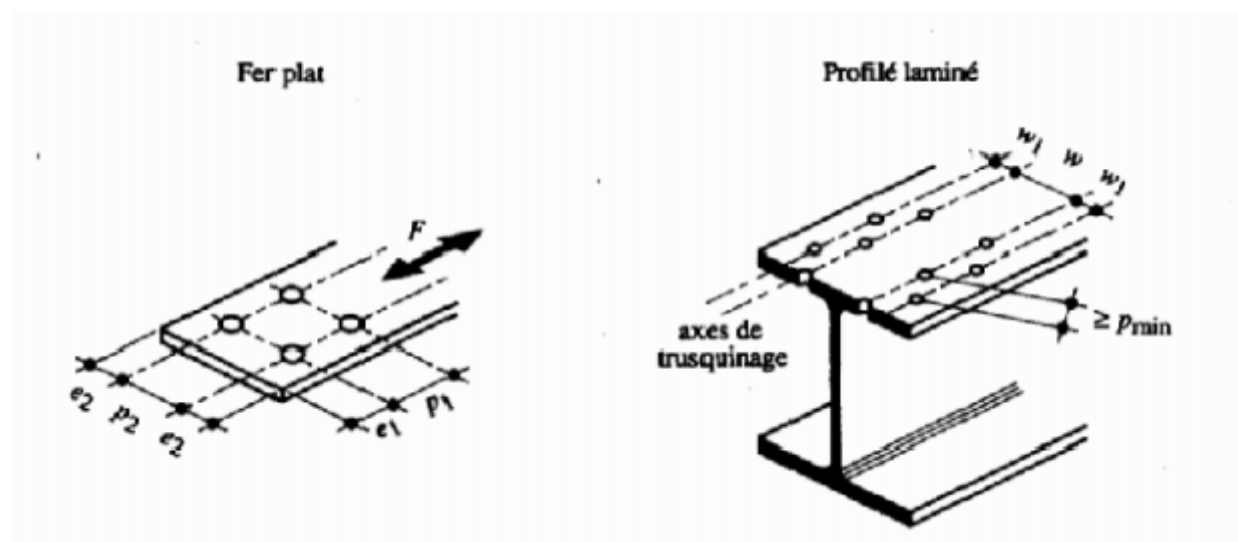


Fig.II.3 : Désignation des entraxes et des pinces en fonction de la direction de l'effort[58].

Le tableau II.4 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.

Boulon	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	p_1, p_2	e_1	e_2	p_1, p_2	e_1	e_2
M12	40	25	20	35	20	15
M16	50	35	25	40	25	20
M20	60	40	30	45	30	25
M24	70	50	40	55	35	30
M27	80	55	45	65	40	35

Tab.II.4 : Entraxes des boulons et pinces[60].

L'Eurocode 3[13] donne les valeurs minimales suivantes (d_0 le diamètre de trou) :

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

3.2 Le soudage[49]

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

3.2.1 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 entaille 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.

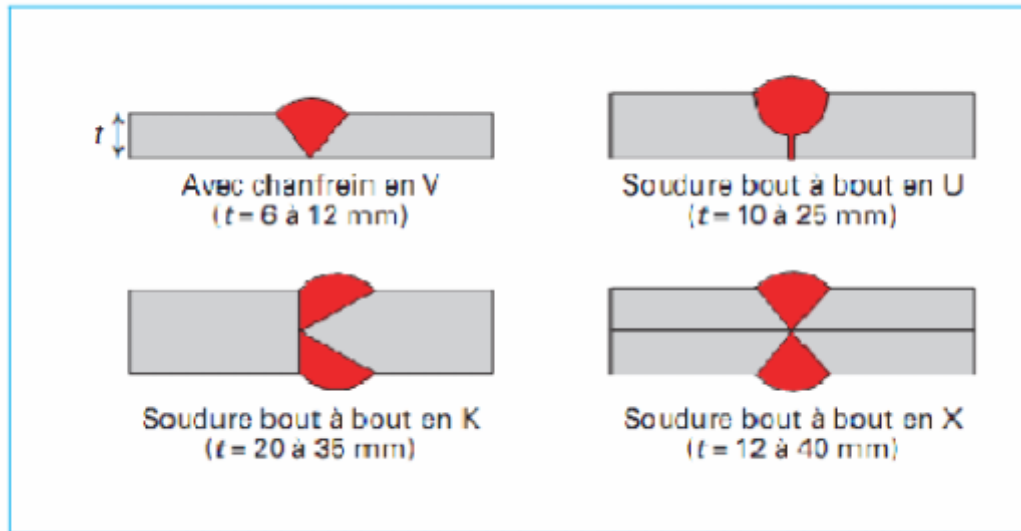


Fig.II.4 : Préparation des plats pour soudures bout à bout à plein pénétration[57].

▪ **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 (Figure II.5) :

- 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.

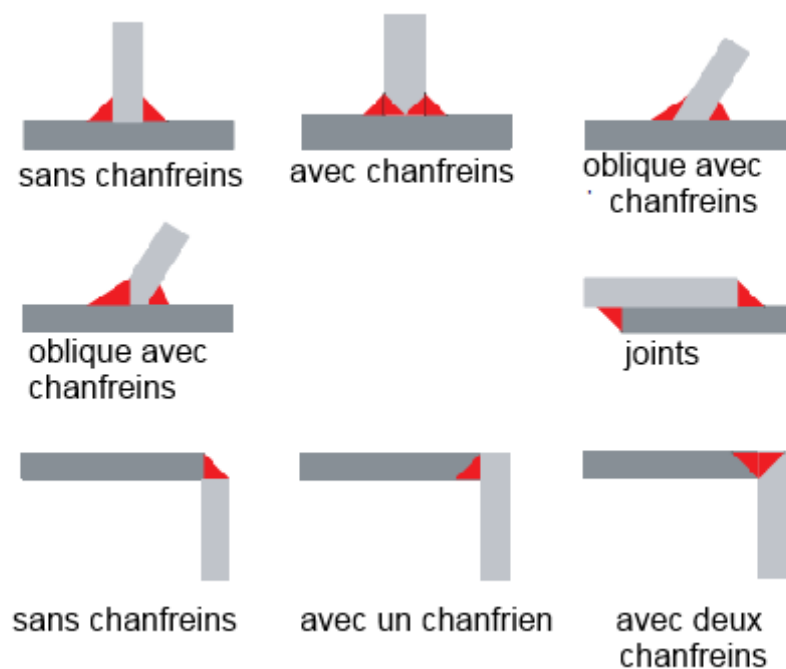


Fig.II.5 : Soudure d'angle[57].

- **Soudures en bouchon et en entaille**

Les soudures en entaille et en bouchon (Figure II.6) 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.

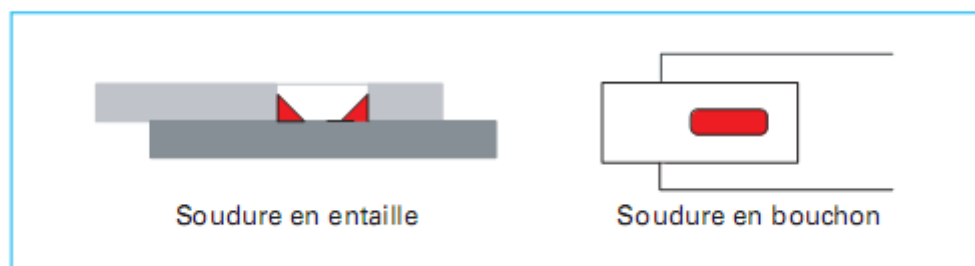


Fig.II.6 : Soudure en bouchon et en entaille[57].

- **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[61]

- **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.

5 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[59]. 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[55,56,62,63,64,65]. 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 structures¹⁰. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure II.7). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau.

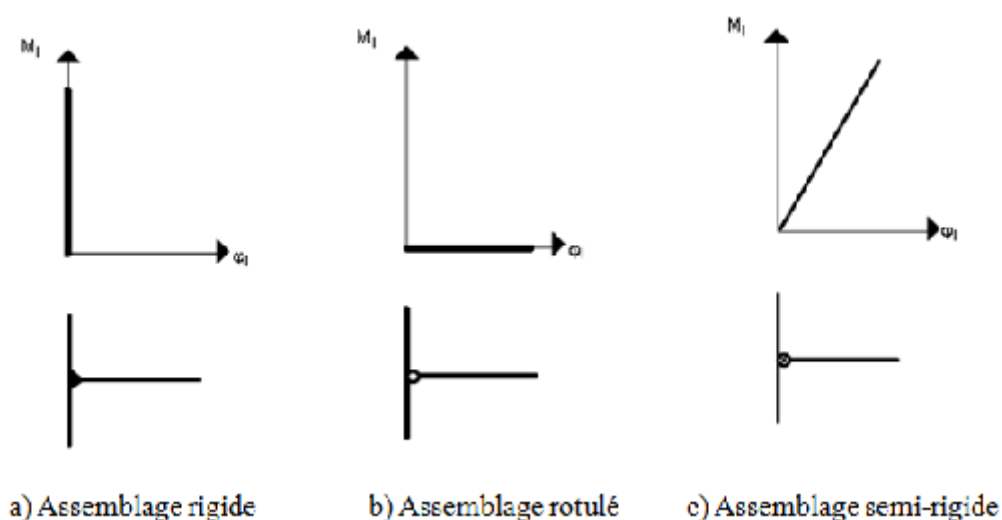


Fig.II.7 : Comportement des assemblages métalliques[61].

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 II.8.

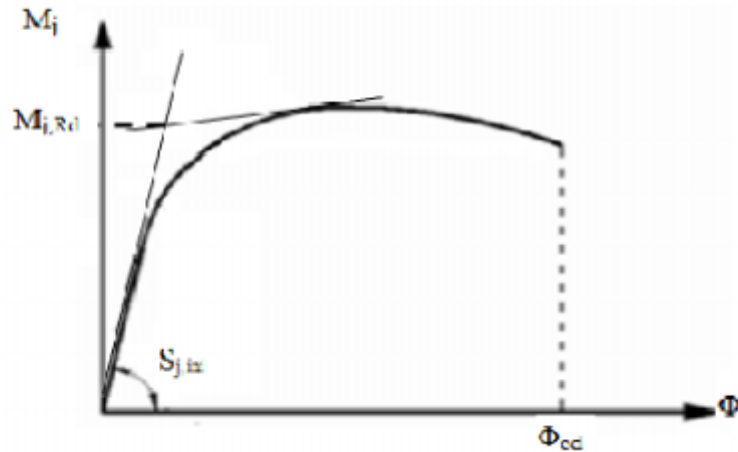


Fig.II.8 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique[61].

Il a été démontré[66,67] 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.

6 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.

6.1 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 II.9).

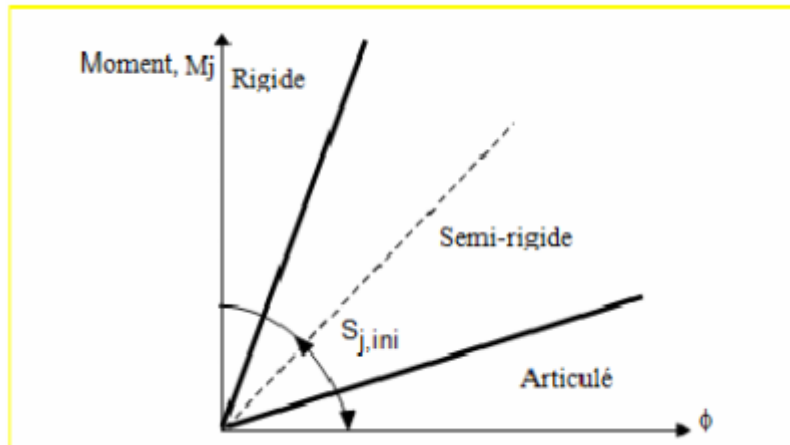


Fig. II.9 : Limites de classification de rigidité[62].

En outre, l'EC3 permet un calcul analytique de la rigidité à l'aide de la méthode des composantes. Cette méthode suppose que chaque composante est représentée par un ressort qui travaille en compression ou traction, avec une rigidité propre. Pour obtenir la rigidité globale de l'assemblage, ces ressorts sont groupés en série ou en parallèle selon le type d'assemblage concerné.

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 ($E \cdot I_b$) et de sa longueur (L_b). Les valeurs limites de rigidité sont les suivantes :

- Assemblage considéré comme rigide : $S_{j,ini} \geq \frac{8EI_{\delta}}{L_{\delta}}$

$$:S_{j,ini} \geq \frac{25EI_{\delta}}{L_b}$$

- Assemblage considéré articulé : $S_{j,ini} < \frac{0.5EI_b}{L_b}$

Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide.

6.2 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 (Figure II.10) :

- 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.

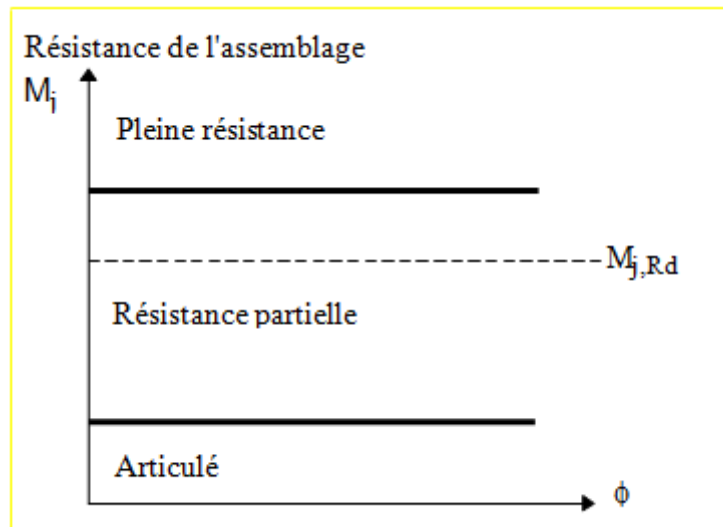


Fig.II.10 : Limites de classification en résistance[61].

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.

L'assemblage doit posséder une ductilité suffisante qui assure sa déformation lors de la formation de la rotule plastique. Même un assemblage à résistance complète, dont la résistance est inférieure à 1,2 fois celle de la poutre attachée, doit posséder une ductilité suffisante nécessaire, au cas où, pour des raisons de sur-résistance (over-strength), la rotule se formerait dans l'assemblage. En effet, si le matériau des éléments attachés a des résistances beaucoup plus élevées que les valeurs nominales, le calcul conduit alors à la sous-estimation de la résistance des éléments structuraux assemblés (poutre, poteau) et donc à l'éventuelle formation, en réalité, de la rotule plastique dans l'assemblage alors qu'on l'attend dans la poutre, par exemple.

6.3 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 [68,69] 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 II.11).

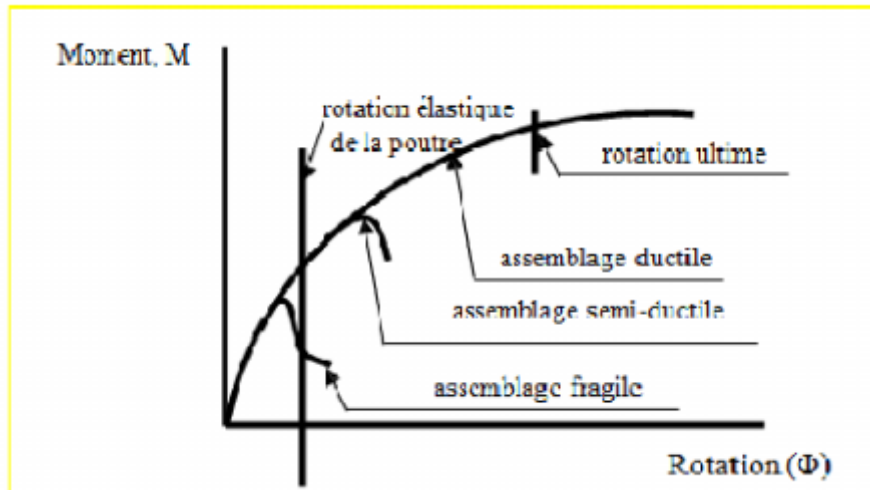


Fig.II.11 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation[61].

Un comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Le comportement ductile est caractérisé par une non-linéarité bien distinguée de la courbe moment-rotation avec un plateau étendu avant la rupture. Ce plateau indique généralement l'apparition de déformations plastiques. La semi-ductilité se situe entre les comportements fragile et ductile.

7 Modélisation des assemblages en vue de l'analyse globale des structures

Le comportement des assemblages affecte le comportement global des structures. La prise en compte du comportement des assemblages permet d'avoir différents types de modèles de structures à savoir les structures simples, continues et semi-continues correspondant respectivement aux modèles d'assemblages articulés, rigides et semi-rigides. Actuellement, dans la pratique courante, les assemblages sont considérés dans le calcul des structures comme rigides ou articulés. A cet effet, ils doivent être calculés pour satisfaire les classifications des assemblages rigides ou articulés. Réellement, les assemblages sont semi-rigides. Ils peuvent être modélisés sous forme de ressorts en spirale présentant des relations moment-rotation pouvant aller du type linéaire élastique au type non linéaire qui tient compte de la capacité de rotation (Fig. II .13). L'utilisation d'un modèle d'analyse globale de la structure linéaire élastique impose une modélisation linéaire élastique des assemblages. Pour l'analyse élastique parfaitement plastique, un modèle d'assemblage bilinéaire est nécessaire. Par conséquent, le type d'analyse de la structure utilisé a un effet direct sur le degré de complexité du modèle d'assemblage à considérer, particulièrement lorsqu'une analyse plastique est utilisée et que la formation de rotules dans les assemblages est autorisée. Dans le cas d'une analyse globale élastique de la structure, seules les caractéristiques de rigidité sont utilisées pour la modélisation des assemblages. Dans le cas d'une analyse rigide plastique, la caractéristique principale est la résistance. Dans tous les autres cas, ce sont à la fois les caractéristiques de rigidité et de résistance qui gouvernent la manière dont il convient de modéliser les assemblages. Ces possibilités sont illustrées dans le tableau II.5 suivant :

analyse globale	Type d'assemblage utilisé		
	Articulation	Rigide	Semi-rigide
Elastique	Articulation	Rigide	Semi-rigide
Rigide plastique	Articulation	Résistance complète	Résistance partielle
Elastique plastique	Articulation	Rigide et résistance complète	<ul style="list-style-type: none"> • Semi-rigide, résistance complète • Semi-rigide résistance totale • Rigide, résistance partielle
Modélisation de structure	simple	continue	Semi-continue

Tabl.II.5 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure[62].

En vue d'une analyse globale de la structure, trois types de calcul peuvent être effectués. Ils sont liés à la classification de l'assemblage : un assemblage rigide assure la continuité des moments de la liaison, un assemblage semi-rigide assure seulement une continuité partielle et un assemblage articulé n'assure pas de continuité entre les éléments.

Les assemblages rigide et articulé sont les cas conventionnels qui conduisent à un calcul simple mais les assemblages réels sont situés entre ces deux cas. Ainsi, pour une analyse élastique-plastique globale de la structure, l'assemblage peut être représenté par un ressort flexionnel [65] qui tient compte de ses sources de déformabilité (Fig. II.12).

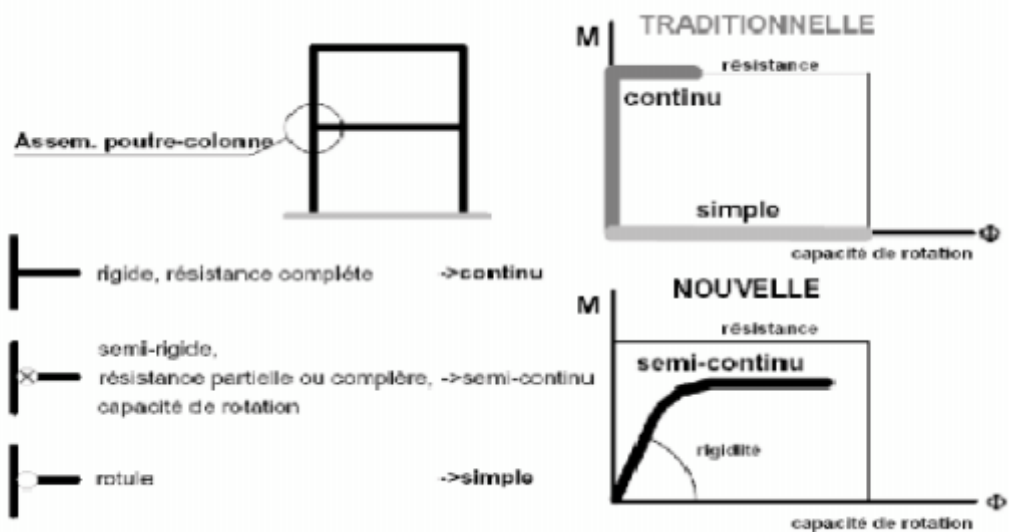


Fig. II.12 : Modélisation d'un assemblage[70].

8 Modélisation des courbes Moment-Rotation

Le comportement moment-rotation des assemblages est généralement décrit à l'aide d'une courbe non-linéaire (Figure II.13). Cependant, l'utilisation de ce type de courbes demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués. Afin de permettre un calcul simple des structures, les courbes moment-rotation des assemblages peuvent être idéalisées, selon l'EC3, par des modèles tri linéaires, bilinéaires ou linéaires. Le choix d'une idéalisation est lié à la méthode d'analyse utilisée et aux outils de calcul disponibles : analyse élastique, analyse rigide-plastique ou analyse élastique-plastique (Figure II.13). Cependant, l'idéalisation bilinéaire est la solution la plus utilisée.

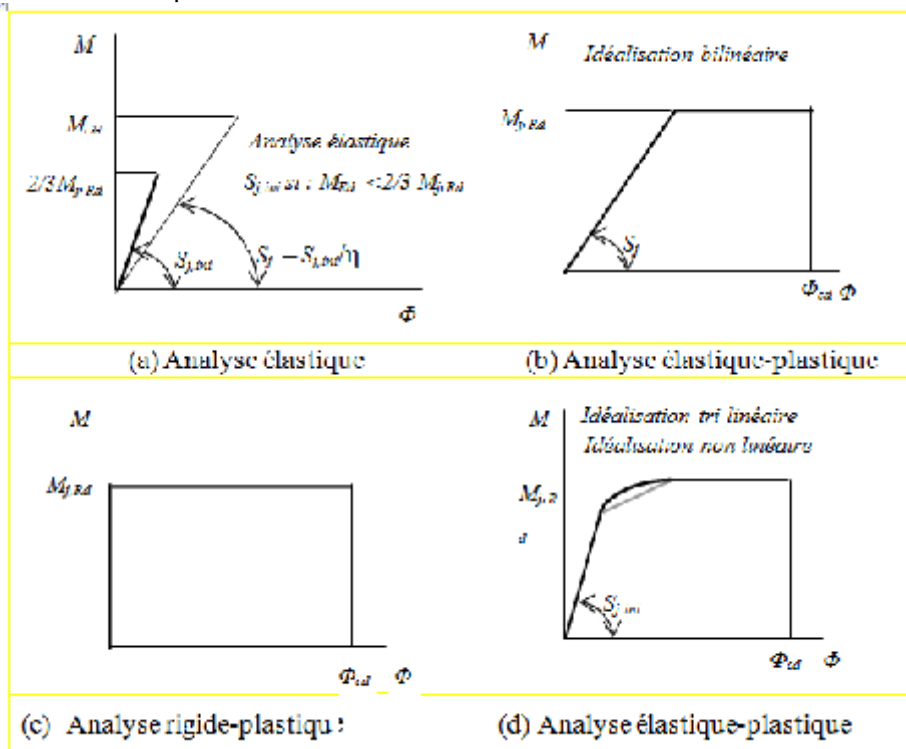


Fig.II.13 : Idéalisation de courbes Moment-Rotation de l'assemblage[61].

Il est à signaler que η est le coefficient de modification de la rigidité ($\eta = 2$ pour les assemblages poutre-poteau). Il permet de déterminer la rigidité sécante qui correspond au moment résistant de l'assemblage à partir de sa rigidité initiale. Dans une analyse élastique-plastique, l'EC3 propose une courbe de comportement global $M-\Phi$ constituée de trois parties. La première partie représente le comportement élastique en considérant les valeurs du moment inférieures à $2/3 M_{j,Rd}$. La deuxième partie de la courbe représente le comportement non linéaire jusqu'à la valeur du moment résistant $M_{j,Rd}$. Dans la troisième partie, un palier plastique est considéré. La deuxième partie non linéaire de la courbe $M-\Phi$, comprise entre $2/3 M_{j,Rd}$ et $M_{j,Rd}$ est définie. Ainsi, l'évaluation de la rigidité initiale et du moment résistant, sans écrouissage, permet de déterminer la courbe moment-rotation de l'assemblage par platine d'about.

Conclusion

Les assemblages occupent une place importante dans les structures mixtes, en effet ceux-ci sont le maillon faible de la structure et nécessitent une précaution particulière. Dans le but d'améliorer leur capacité, des méthodes avancées de calcul ont été mises au point, ces méthodes considèrent les assemblages en tant qu'éléments à part entière, ce faisant, leurs capacités de résistance est optimisée ainsi que l'aspect économique de ces éléments.

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 [66].

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 [5].

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 constitutifs, 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 **[71]** :

- 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

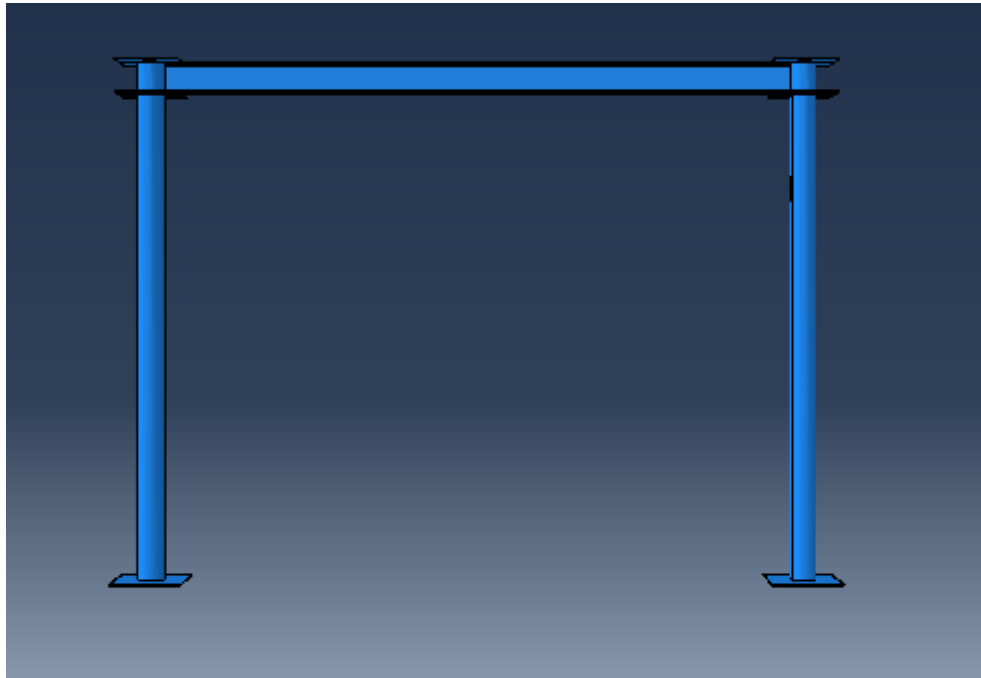


Fig. III.1 exemple de portique étudié

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

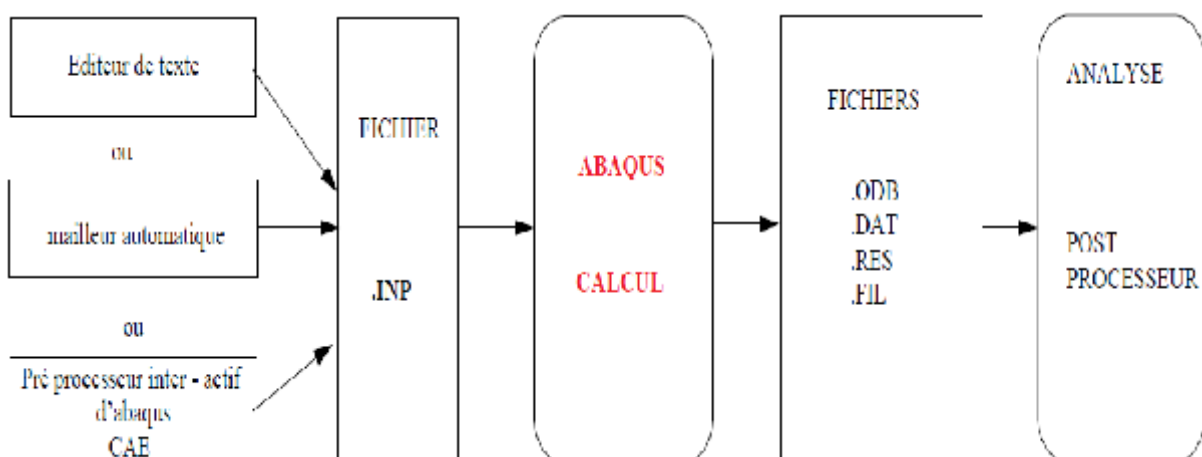


Fig. III.2 structure

3.2 Création du fichier d'entrée .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 ASSIGNMENT

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 créé 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^{ème} dimension par extrusion. On a utilisé un Shell déformable en 3D comme indiqué sur les figures au dessus :

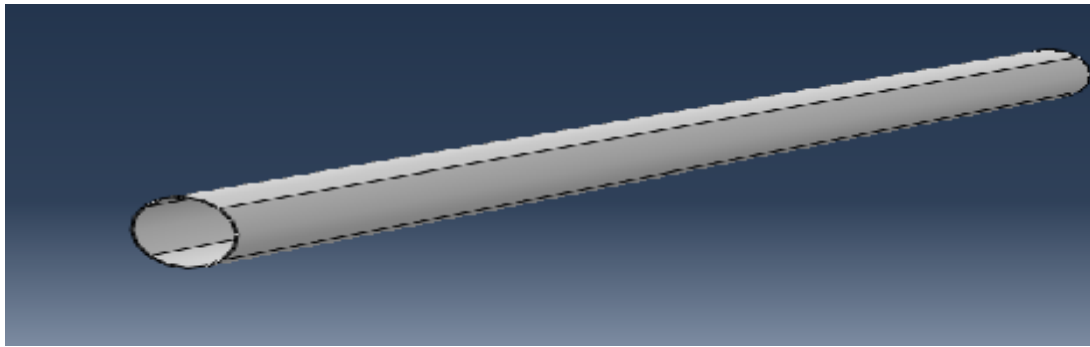


Fig. III.3 poteau en 3D

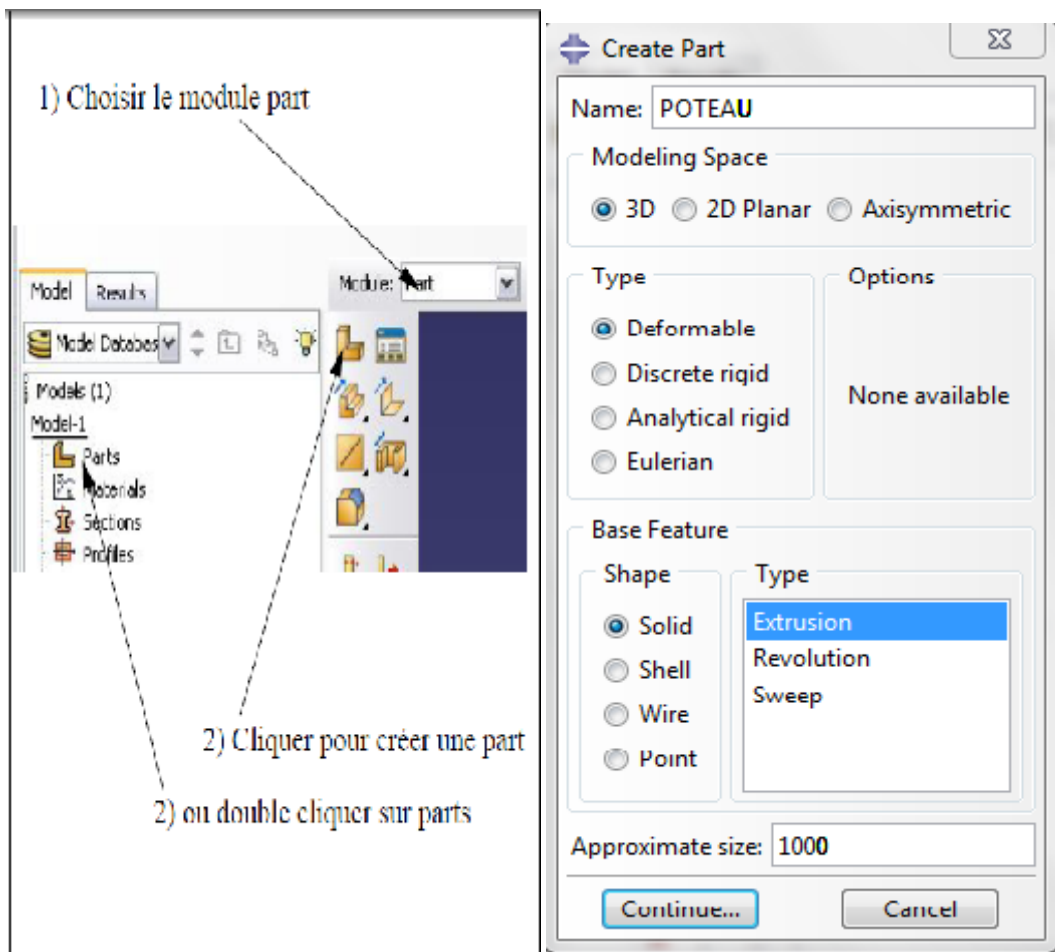


Fig. III.4 modélisation d'un profilé tubulaire

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.

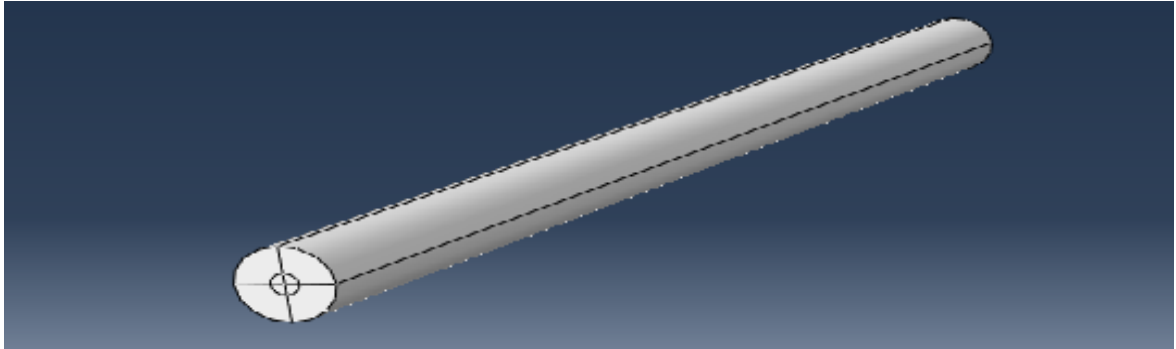


Fig. III.5 béton en 3D

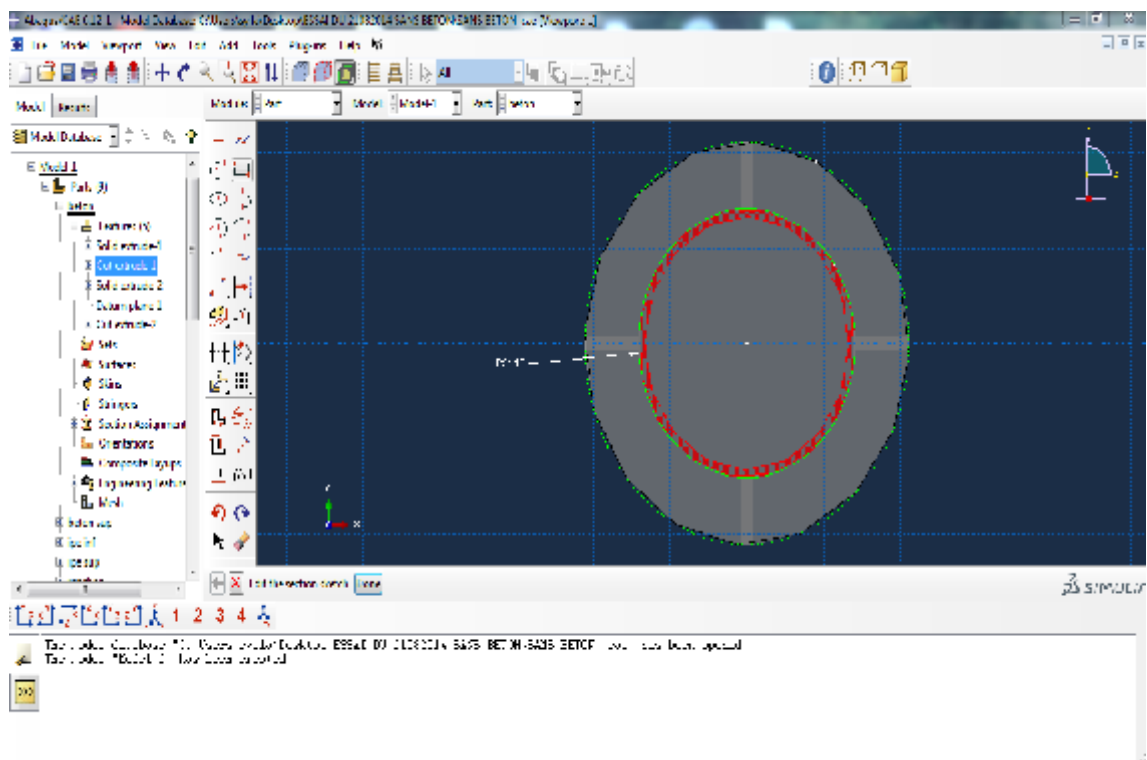
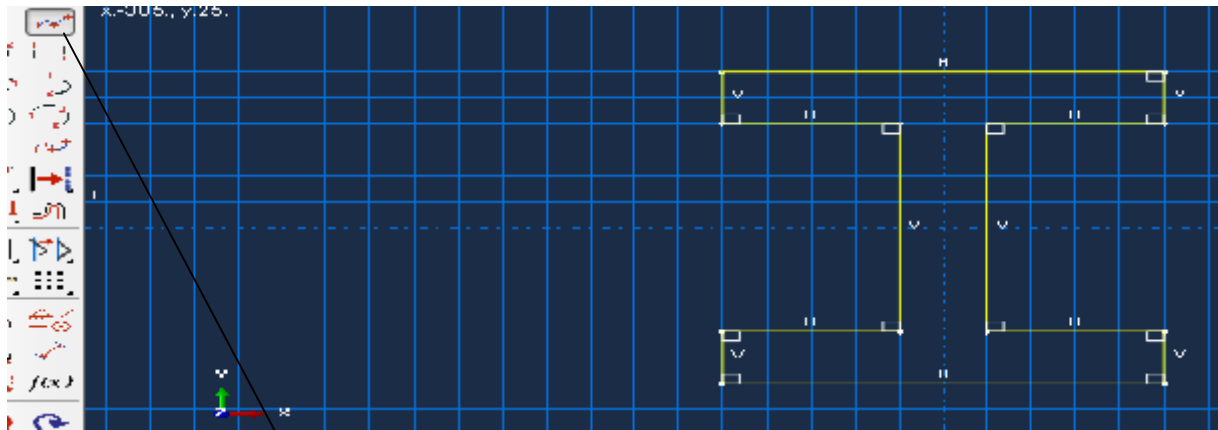


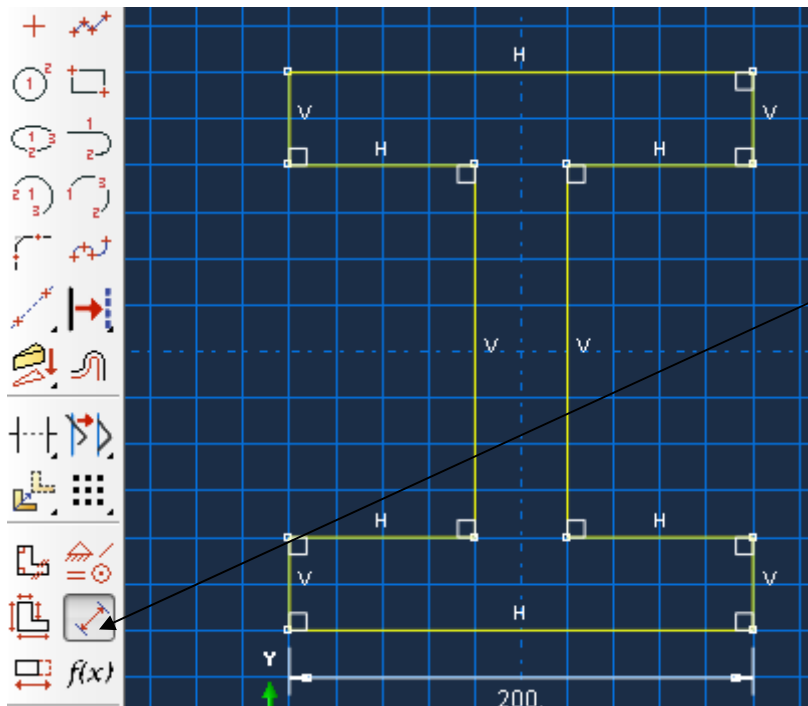
Fig. III.6 modélisation du béton

- 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 :



On utilise l'outil ligne pour tracer les lignes centrales



Ensuite on utilise l'outil dimensions pour indiquer les différentes distances ainsi que le rayon de courbure

Fig. III.7 modélisation de l'IPE

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 :

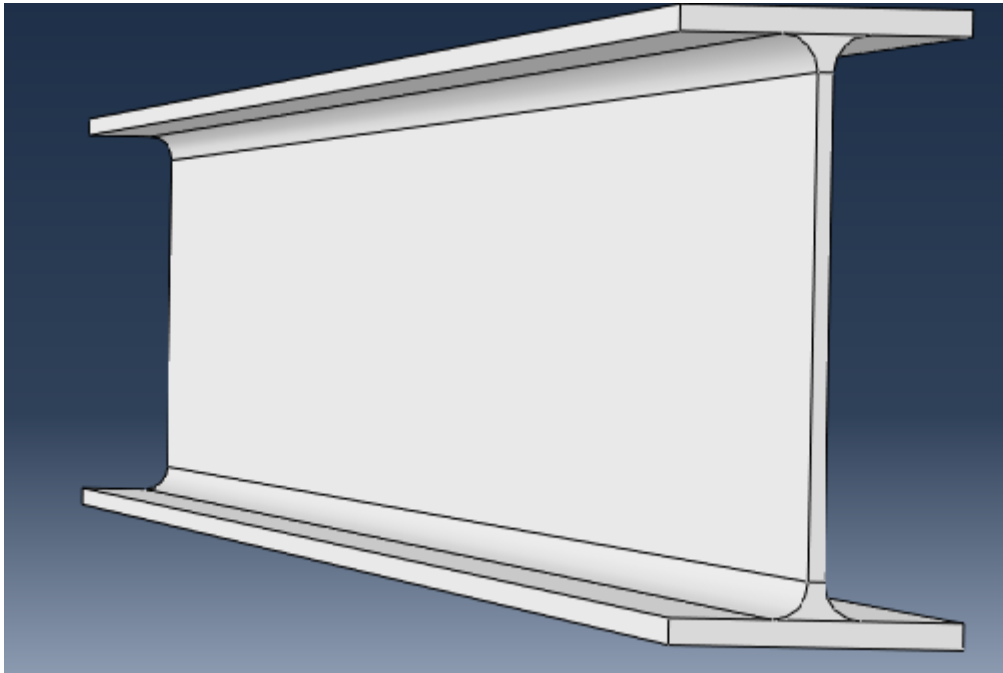


Fig. III.8 IPE en 3D

3.3.2 Module matériel :

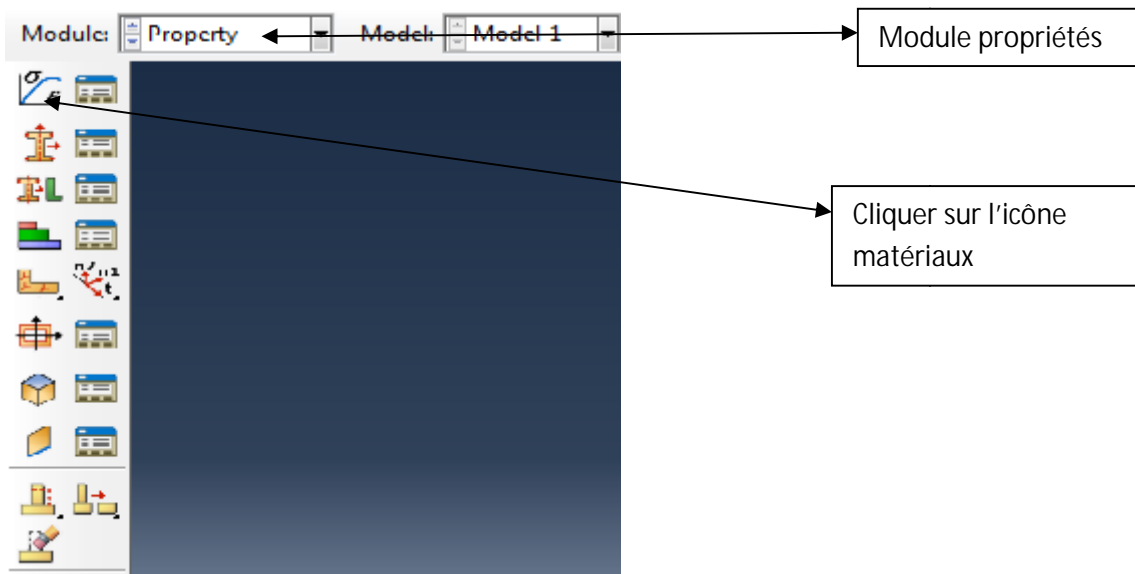
- Création d'un matériau élastique linéaire :

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.

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 :

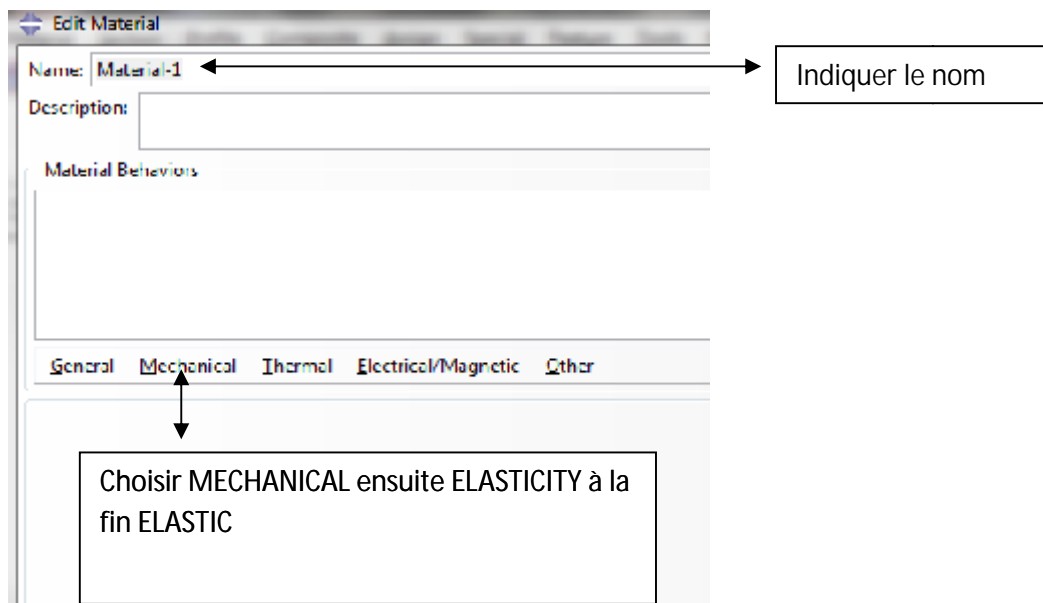


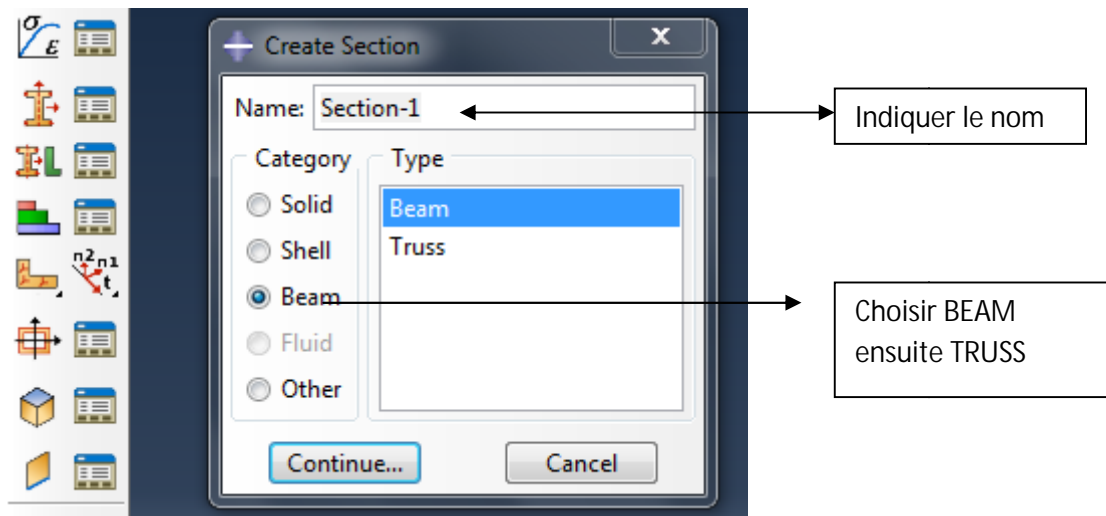
Fig. III.9 création d'un materiau

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...

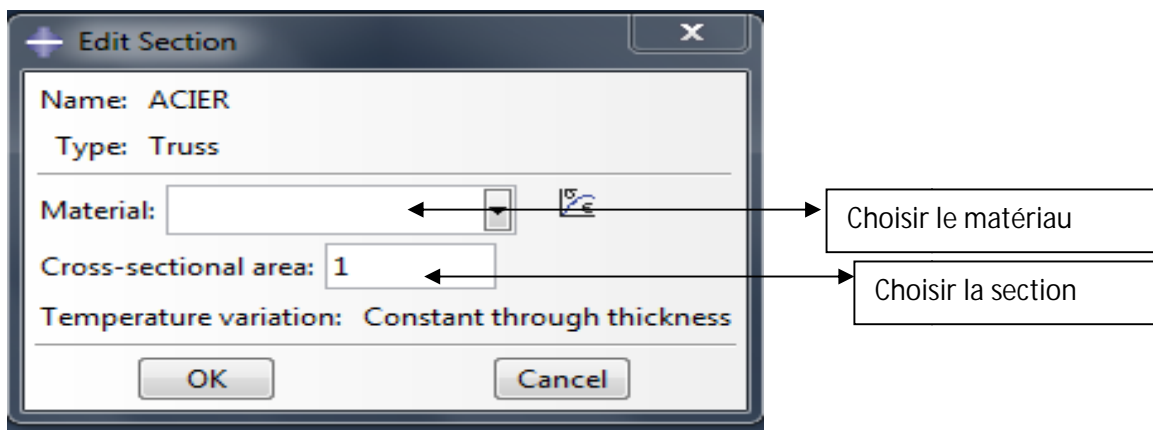


Fig. III.10 création d'une section

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

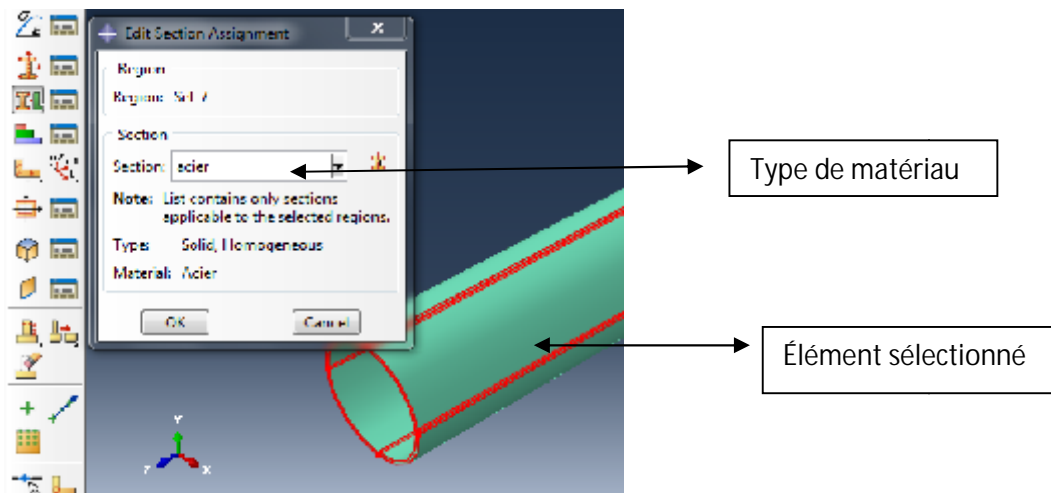


Fig. III.11 assignation d'un matériau a une section

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.

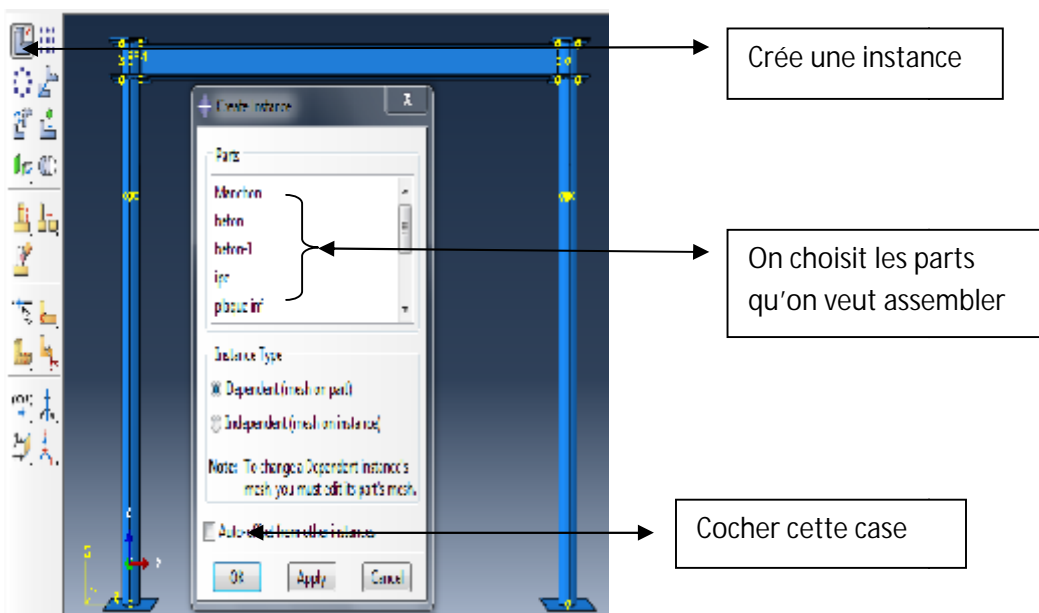


Fig. III.12 insertion des instances pour l'assemblage

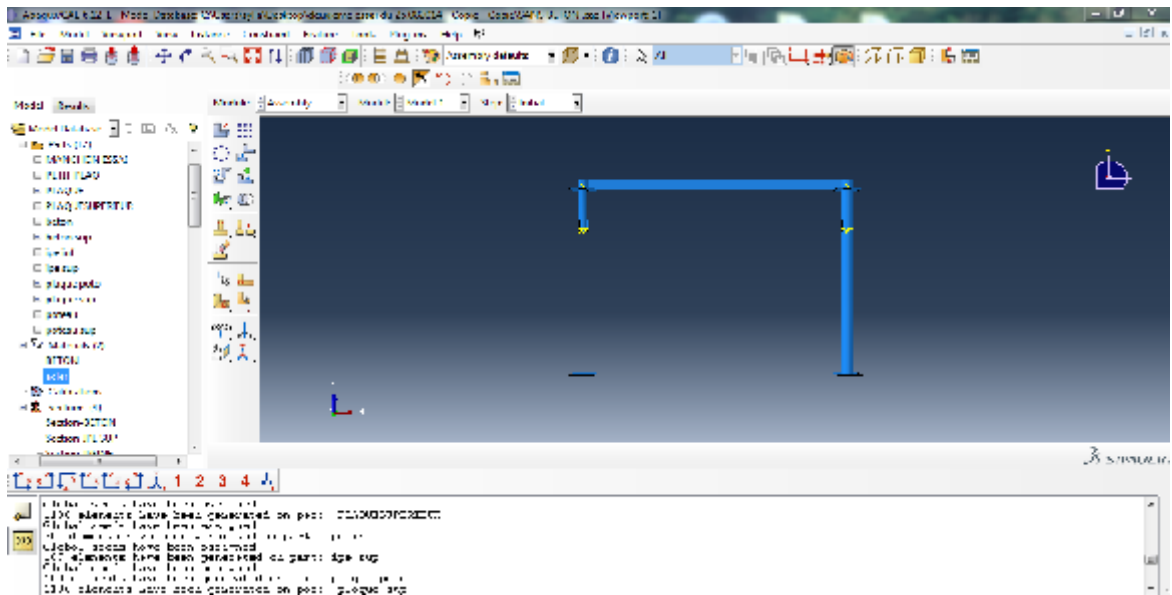


Fig. III.13 méthode d'assemblage

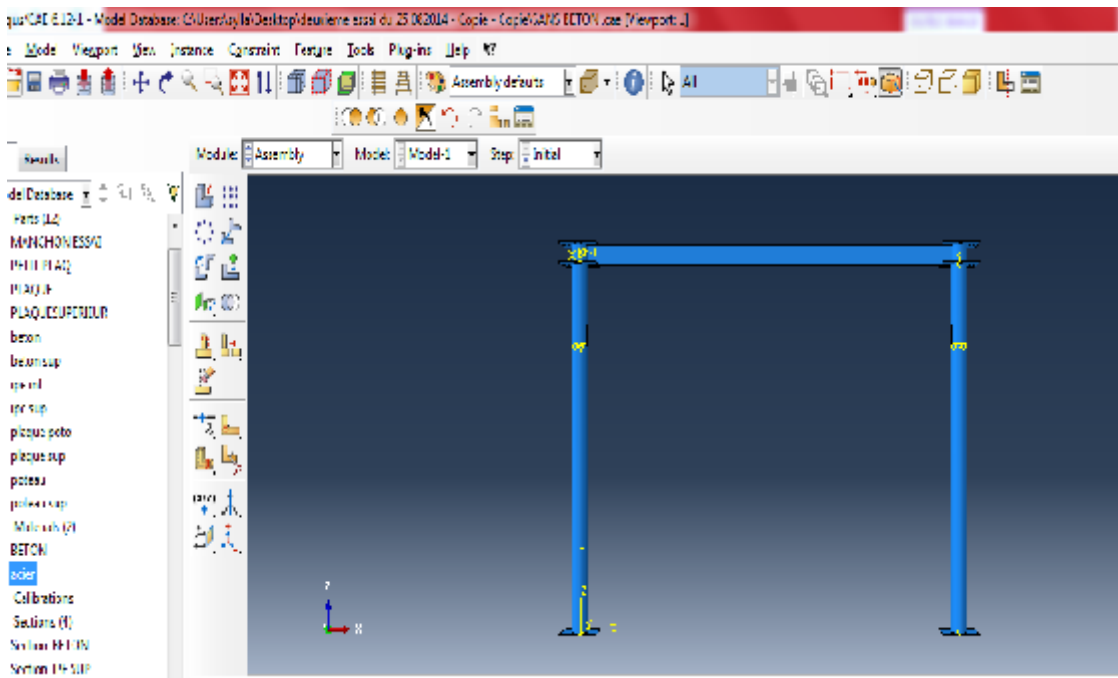


Fig. III.14 portique après assemblage

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.

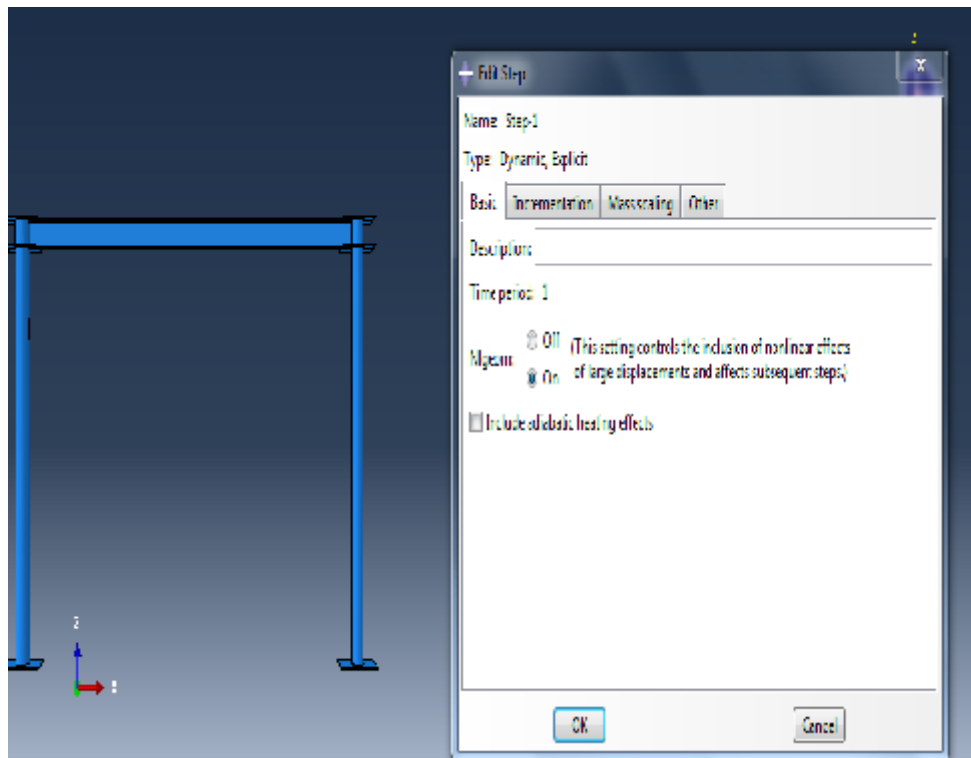


Fig. III.15 création des steps

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.

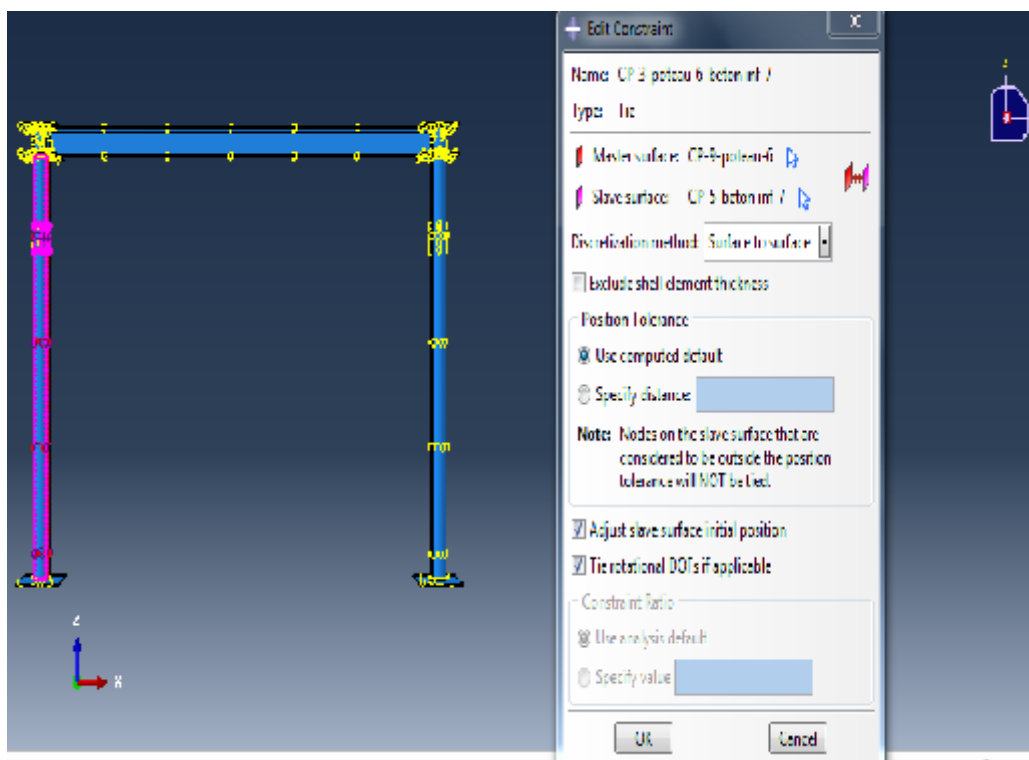
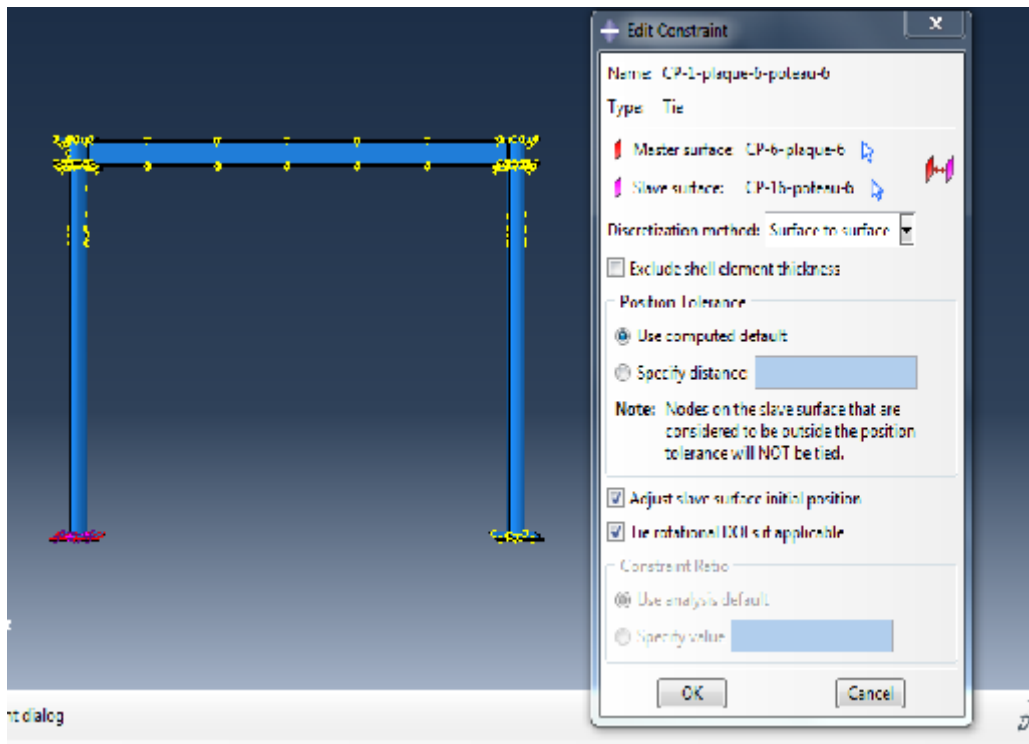


Fig. III.16 création d'un contacte

3.3.6 Définition des conditions aux limites (module LOAD) :

Les conditions aux limites 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.

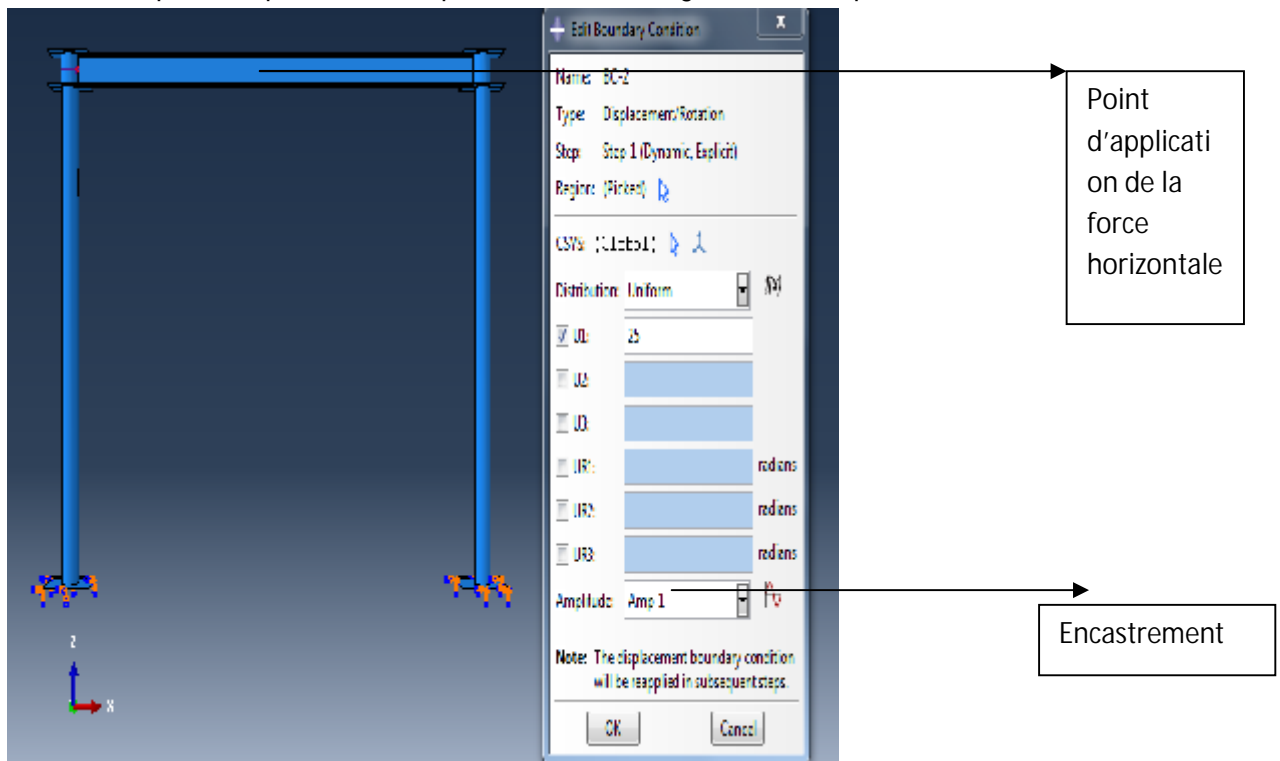


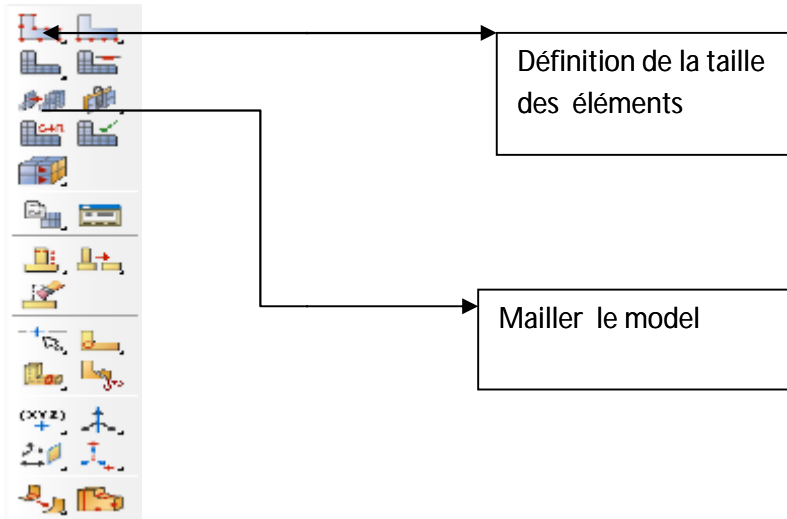
Fig. III.17 définition des conditions limites

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

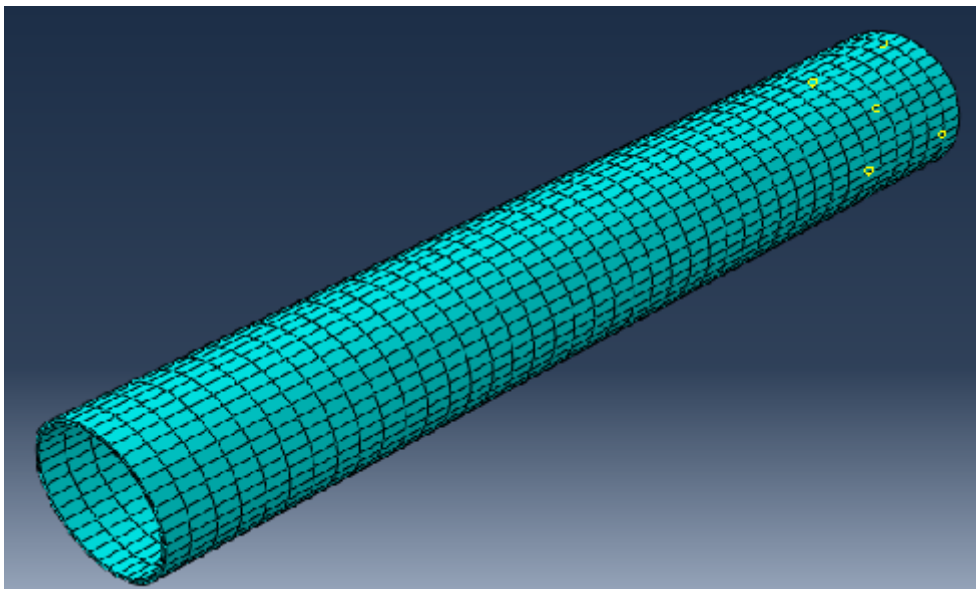
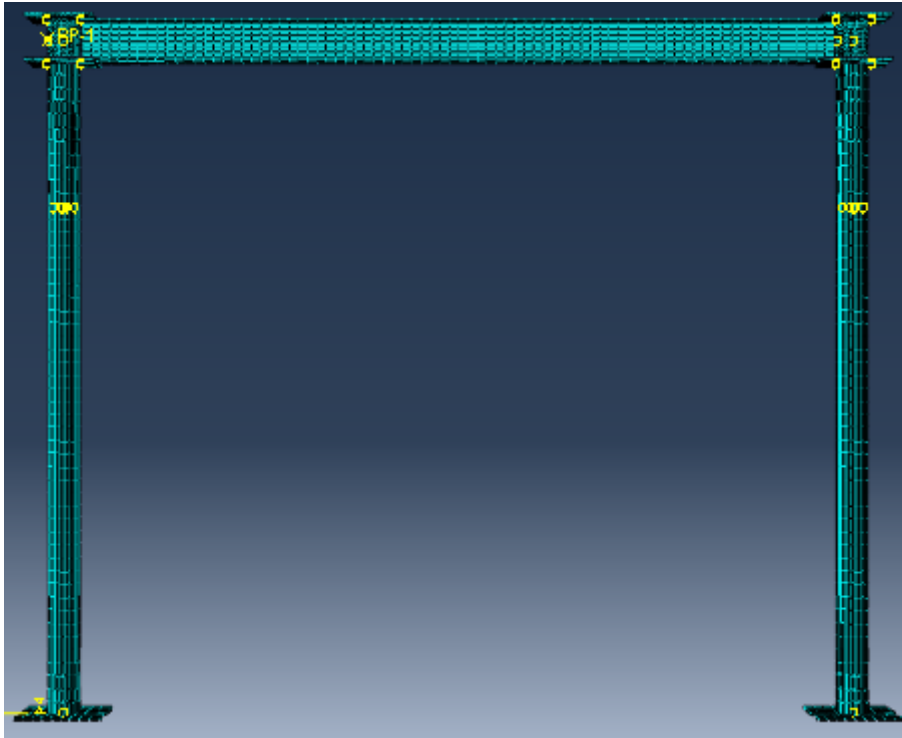


Fig. III.18 définition du maillage

- Maillage du portique

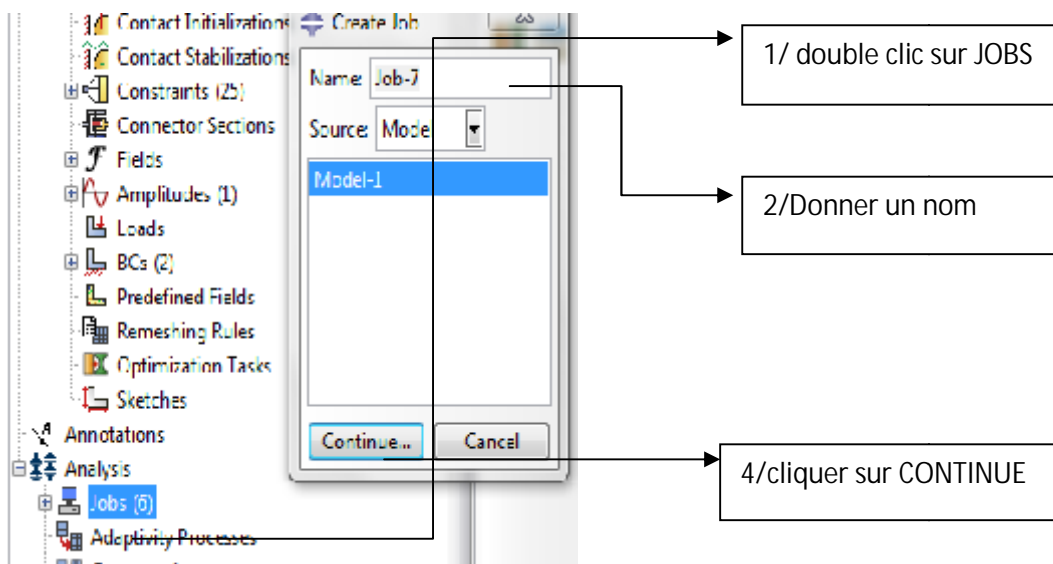
Pour le maillage du portique on a utilisé des éléments quadratiques à 8 nœuds avec une taille approximative de façons à avoir un maillage stable et symétrique pour s'approcher des résultats réels et la symétrie pour éviter le voilement.

Comme indiqué sur la figure ci-dessous :



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".



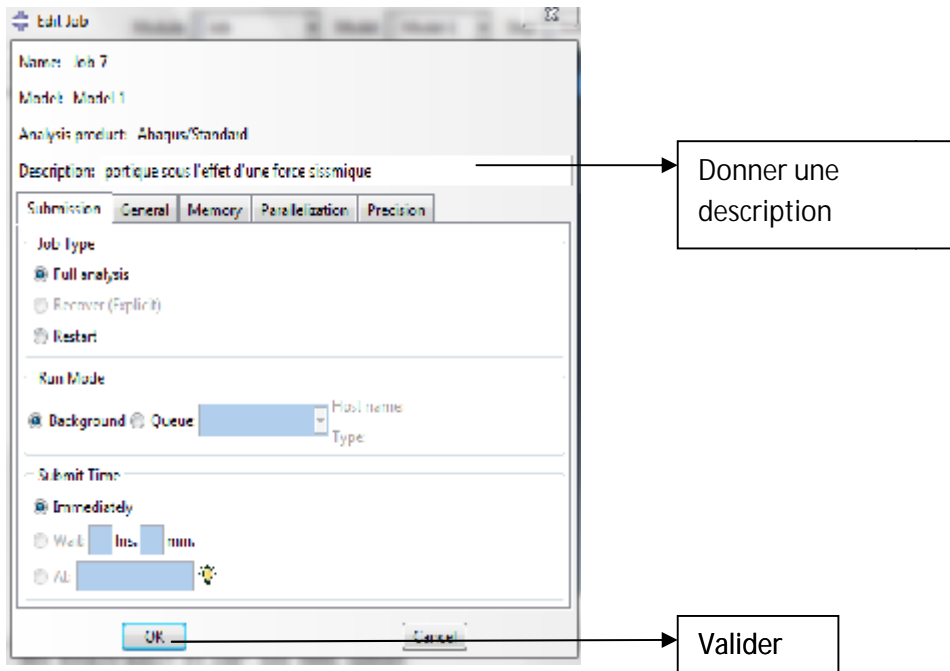




Fig. III.19 création du job

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

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.

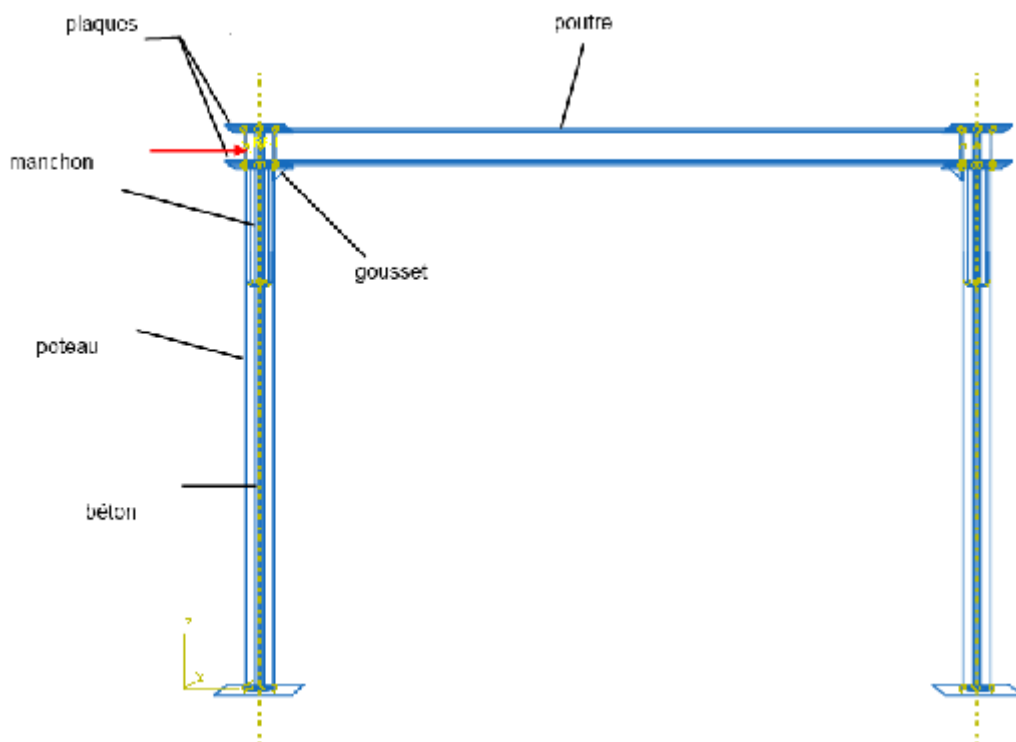
PARTIE B : Résultats et interprétations

4 Etude comparative des résultats

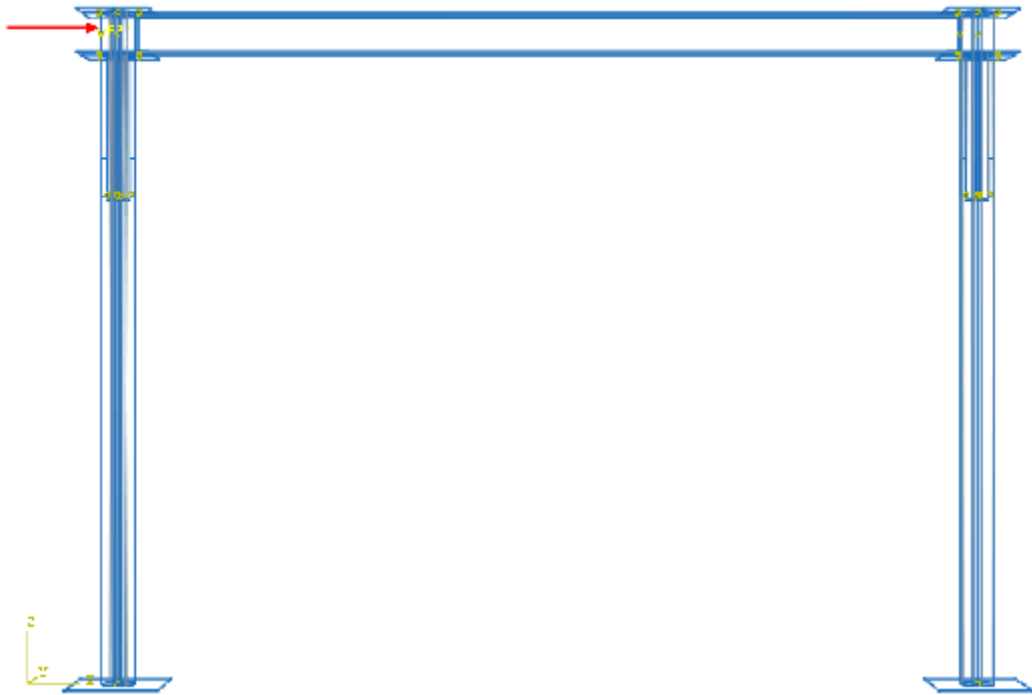
Dans cette partie, on s'intéresse aux résultats des deux modèles simulés après vérification de l'effet du gousset. La zone étudiée est représentée dans sur la figure III.20. Nous avons pris des éléments qui coïncident avec le nœud.

Notre travail consiste à étudier cette zone en terme de :

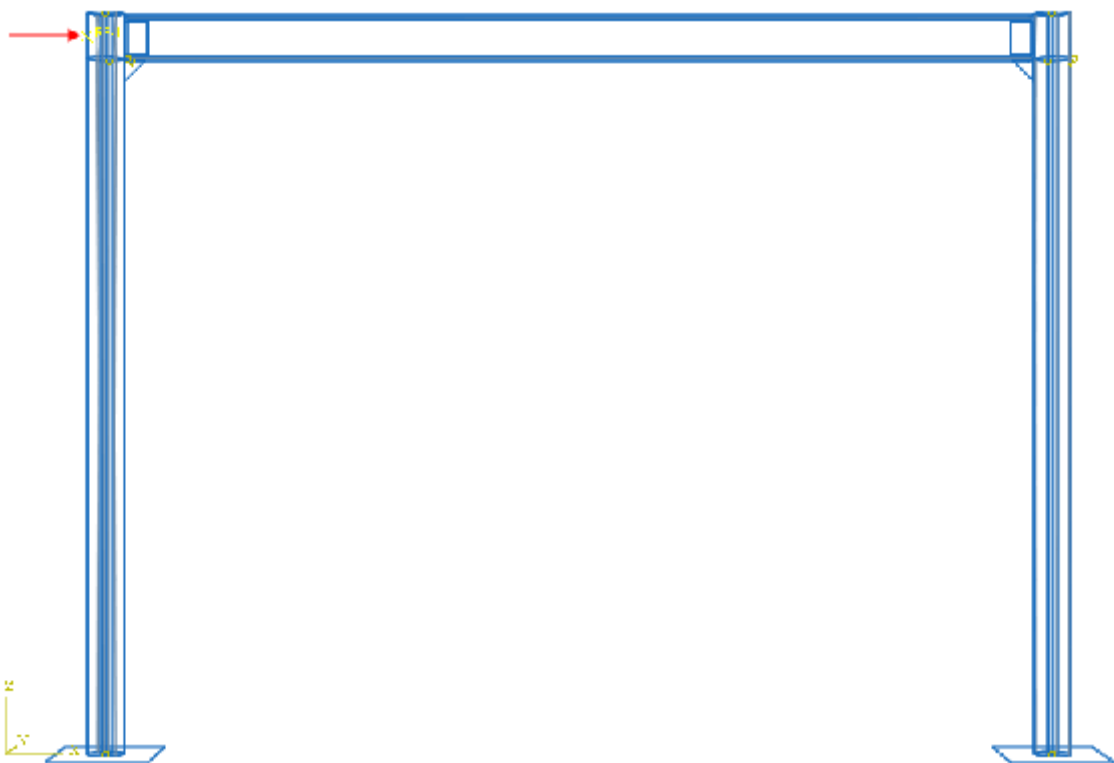
- Déplacements ;
- Contraintes ;
- Déformations ;
- Déformations plastiques ;
- Contraintes-déformations ;



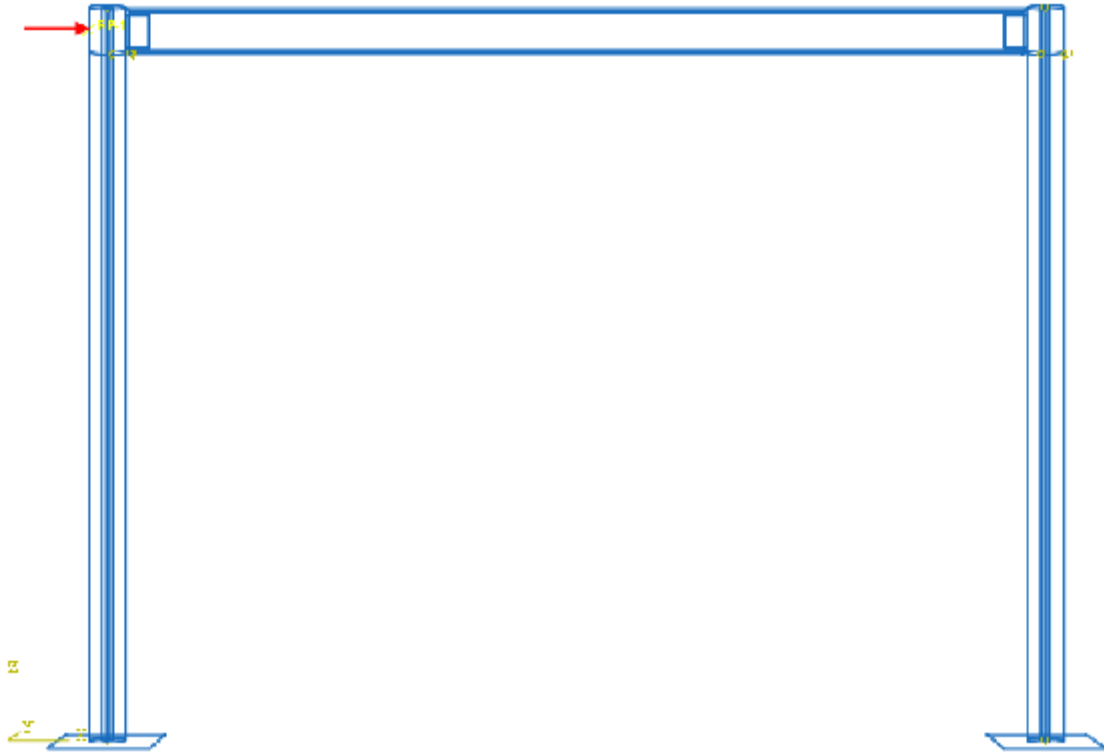
Portique A avec plaques et gousset



Portique B avec plaques sans gousset



Portique C sans plaques avec gousset



Portique D sans plaques sans gousset

Fig. III.20: Portiques étudiés.

Les portiques sont sollicités par un effort horizontal à leurs sommets. Le chargement et les conditions limites sont représentés dans la figure III.20

Le modèle utilisé dans la simulation est élasto-plastique pour le béton confiné et l'acier.

Les deux modèles, dans leurs deux versions, sont implantés dans le logiciel de calcul par éléments finis Abaqus. **[5]**

Les lois de comportement utilisé pour un comportement plastique du béton est damage concrete plasticity.

Un chargement, sous forme de déplacement horizontal, est imposé au sommet de chaque portique en statique. Les paramètres des modèles utilisés sont regroupés dans le tableau III.2, le tableau III.3 et le tableau III.4 suivants :

- **Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Module de Young E	210000 MPa
Coefficient de Poisson μ	0.3
La densité	7.85^{E-6}
Limite d'élasticité	400 MPa
Limite de plasticité	530 MPa

Tab. III.2: Propriétés des aciers utilisés pour la simulation.

Contraintes	Déformations
407.66	0
409.95	0.000286
412.23	0.000557
414.51	0.000829
437.43	0.00354
460.47	0.00623
483.64	0.00892
506.92	0.0116
530.32	0.0143

Tab. III.3 : Valeur introduite dans Abaqus.

- **Caractéristiques mécaniques du béton**

Module de Young E	32000MPa
Coefficient de Poisson ν	0,18
La densité ρ	$2,4^{E-6}$

Tab .III.4 : Propriétés du béton.

Les propriétés géométriques du portique sont résumées dans le tableau III.5, le tableau III.6 et le tableau III.7 suivants :

	Manchon	Poteau
Hauteur (mm)	700	3060+200
Diamètre intérieur (mm)	108.3	162.3
Diamètre extérieur (mm)	114.3	168.3

Tab. III.5 : Propriétés géométriques du portique mixte.

	Béton
Hauteur (mm)	3260
Diamètre (mm)	162.3

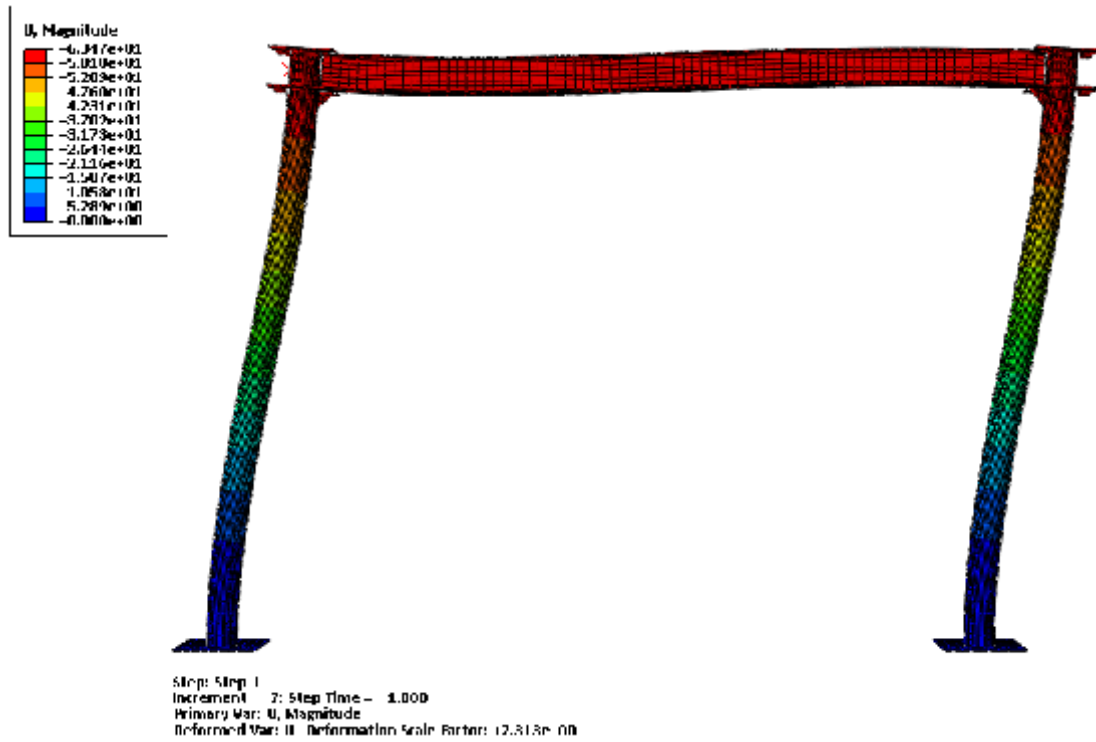
Tab. III.6 : Propriétés géométriques du béton.

Autres caractéristiques géométriques (mm) :

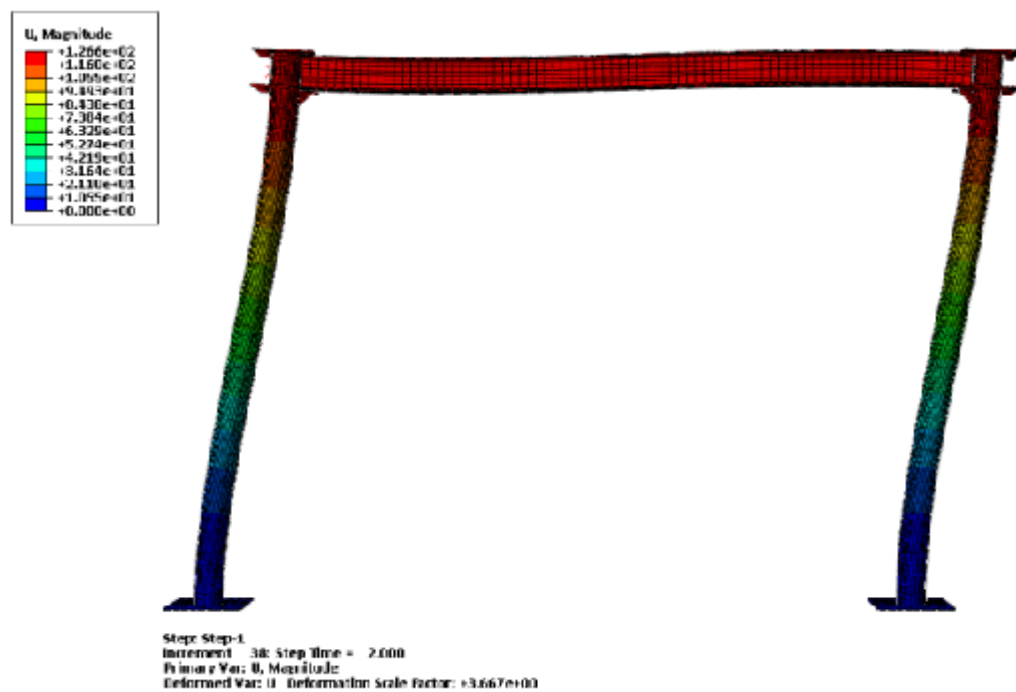
- Plaques : 40*40*8, avec un trou de $\phi=54.3$ pour la plaque inferieure
- Manchon : 350* $\phi=54.3$, e=3
- Poutre : IPE 200*4000
- Gousset : triangle droit 90*90*8
- Plaques assemblage : 100*150*8
- Plaques unidirectionnelles : 180*20*8
- Plaque d'encastrement : 450*450*8

5 Présentation des résultats dans le repère global

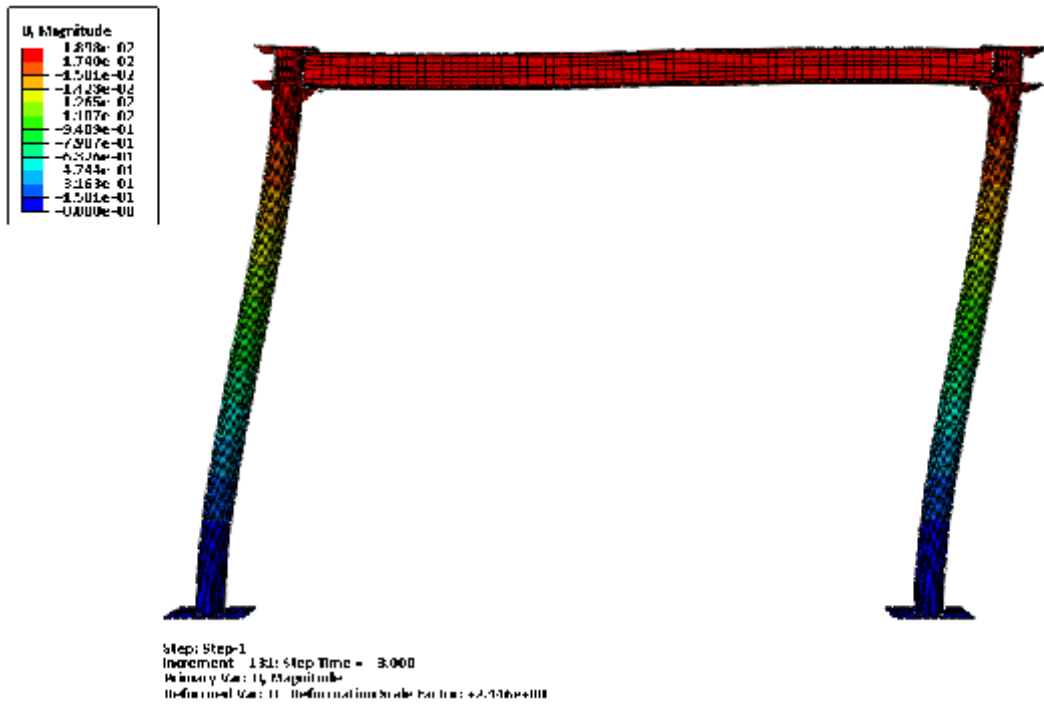
5.1 Propagation des déplacements dans les quatre portiques



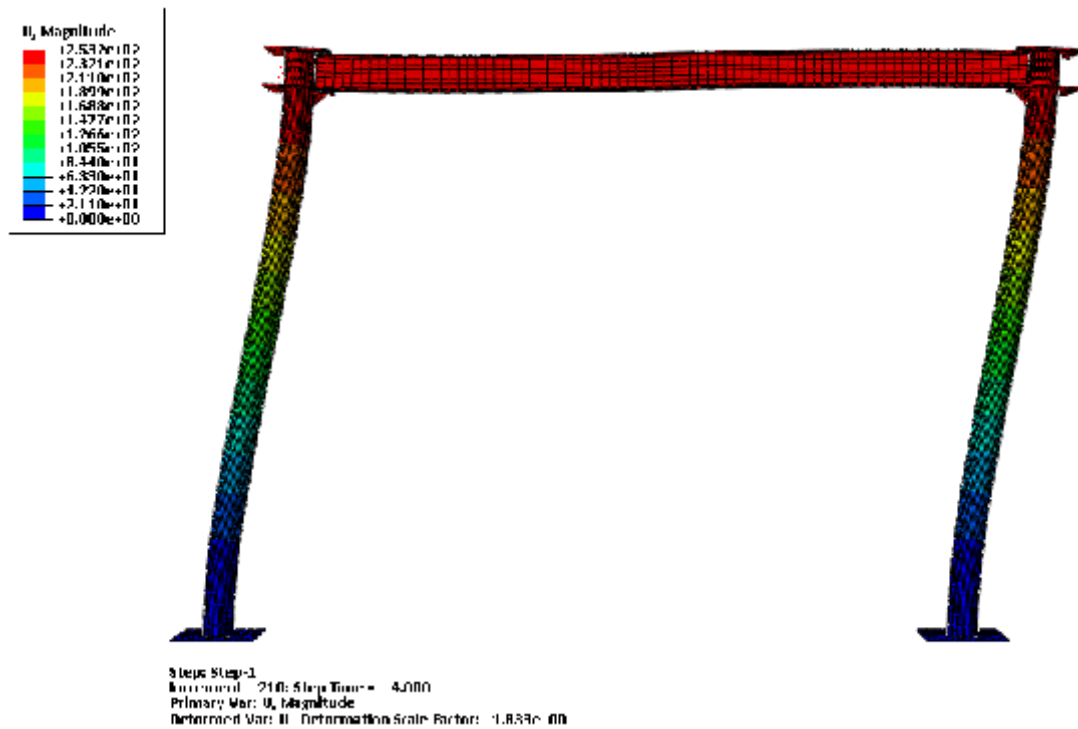
T=1S



T=2S

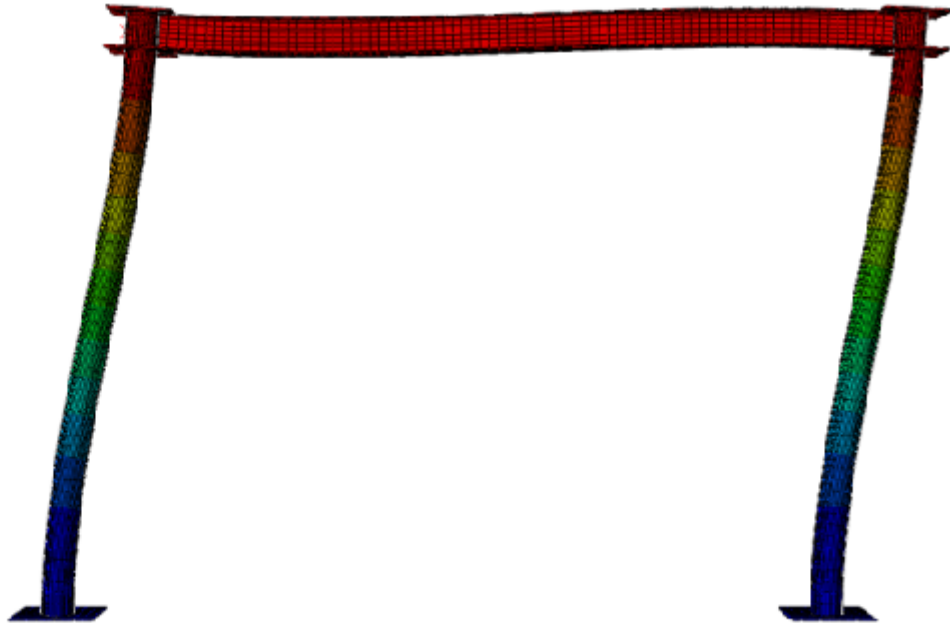
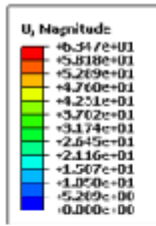


T=3S



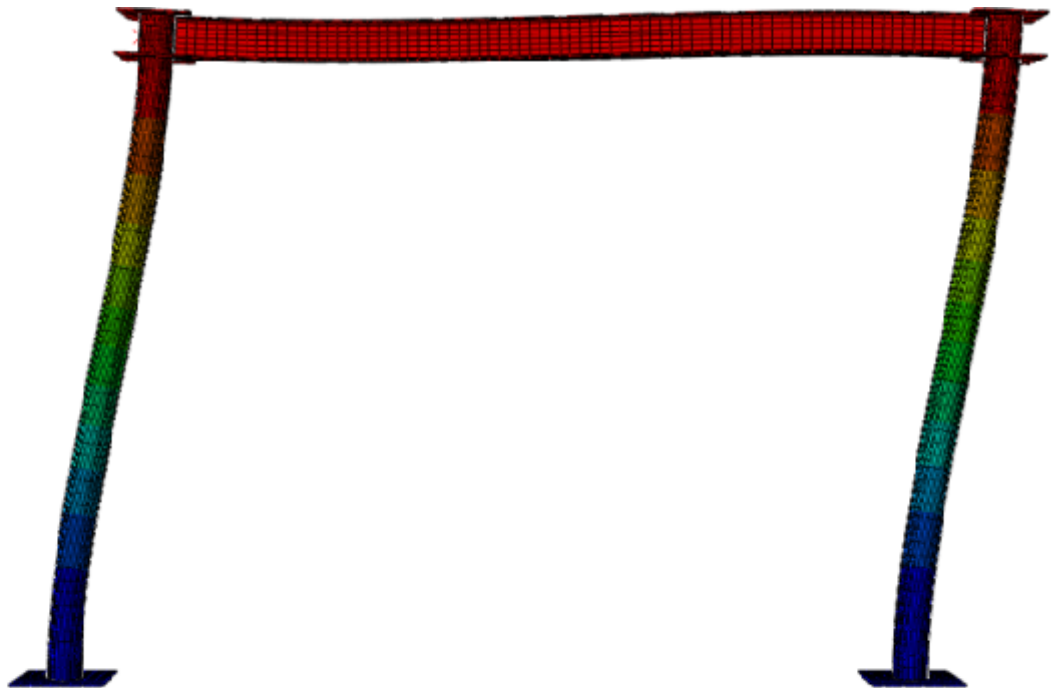
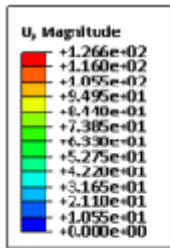
T=4S

Fig. III.21a: propagation des déplacements dans le portique A.



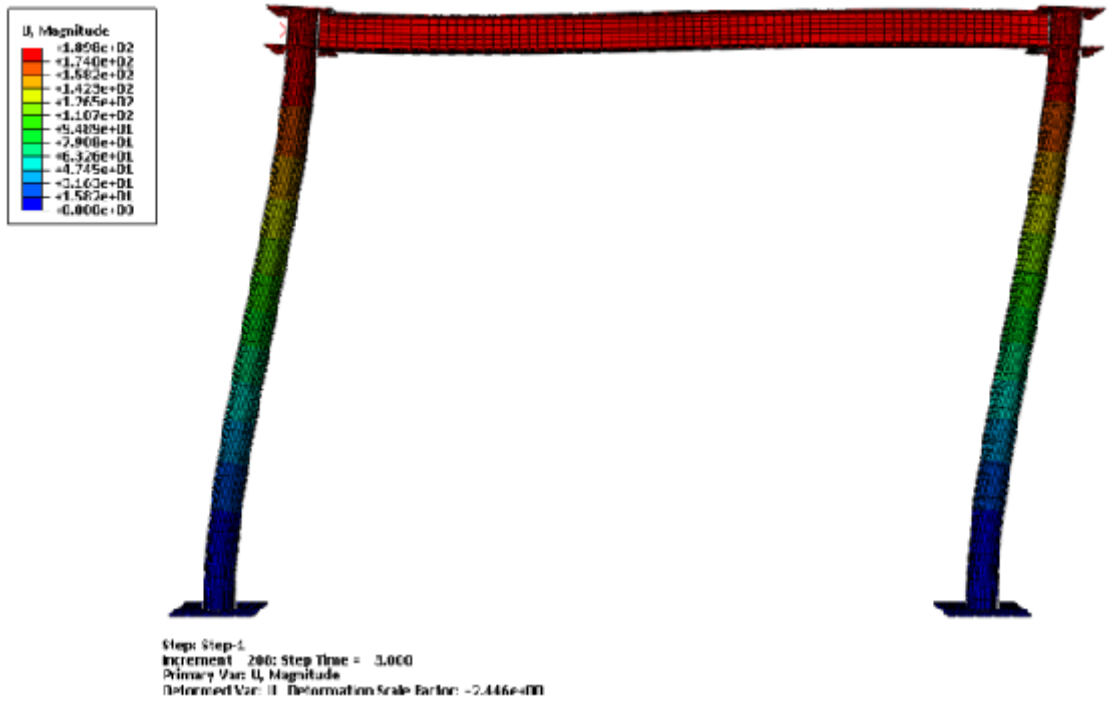
Step: Step-1
 Increment: 7; Step time = 1.000
 Primary Var: U, Magnitude
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +7.312e+00

T=1 S

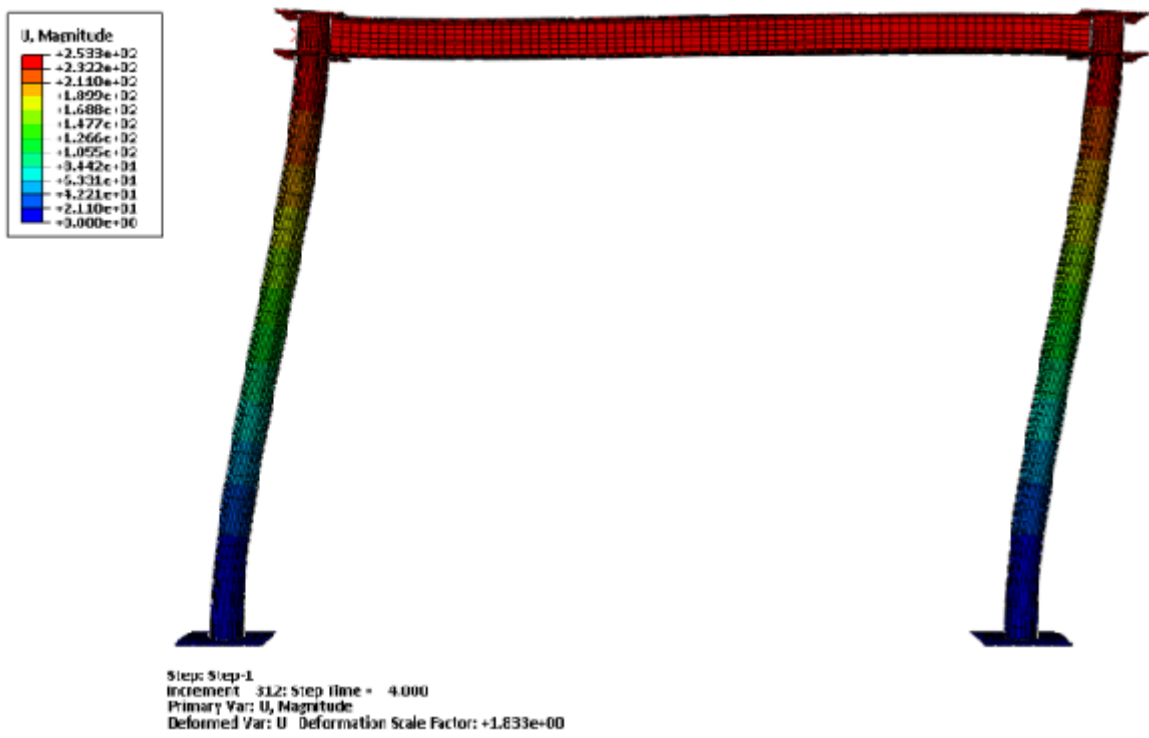


Step: Step-1
 Increment: 107; Step Time = 2.000
 Primary Var: U, Magnitude
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +3.666e+00

T=2 S

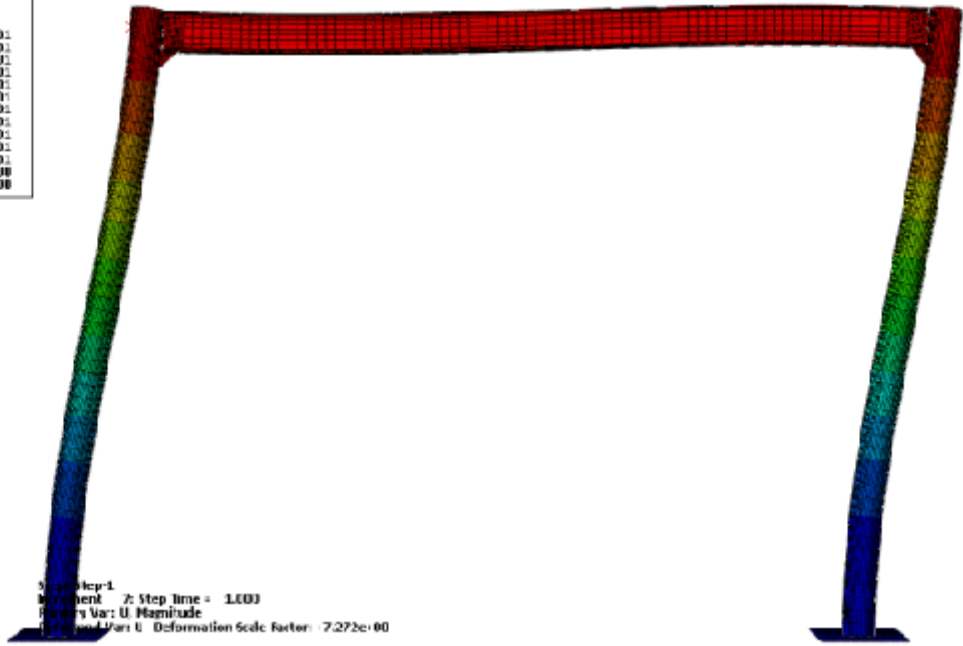
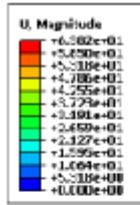


T=3 S

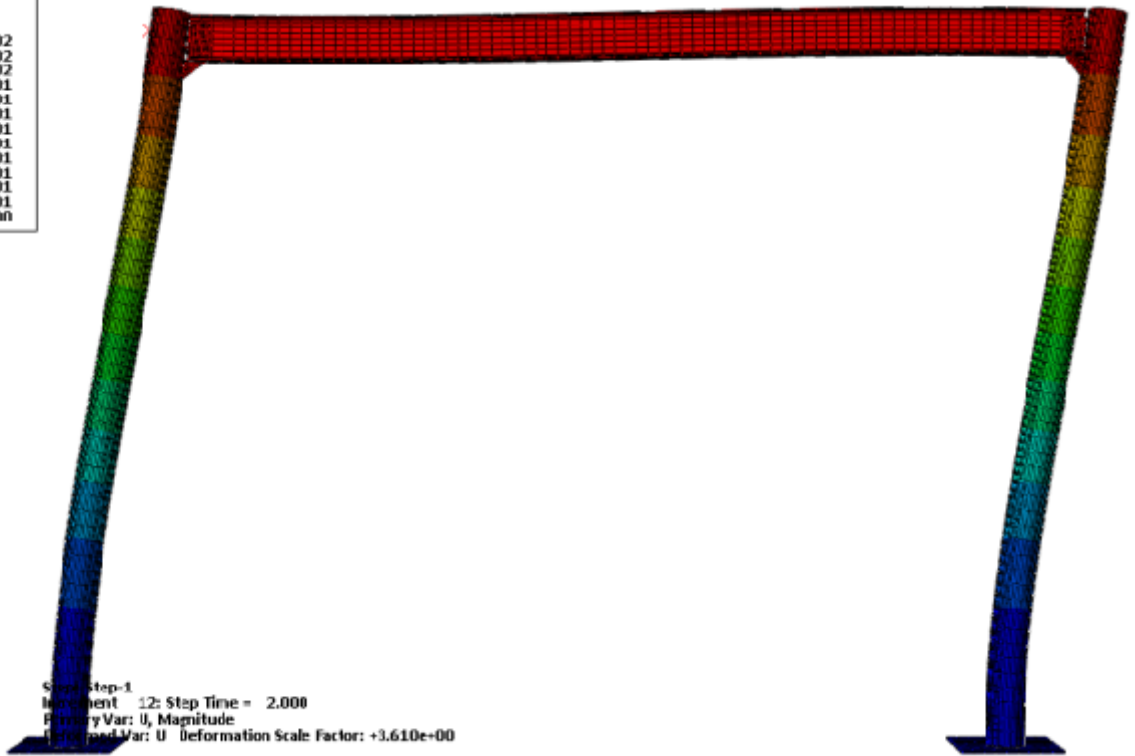
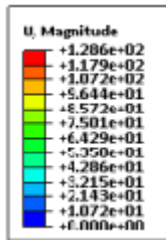


T=4 S

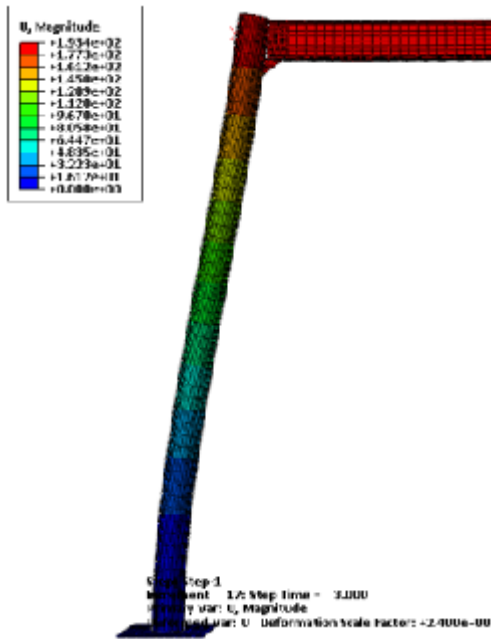
Fig. III.21b: propagation des déplacements dans le portique B.



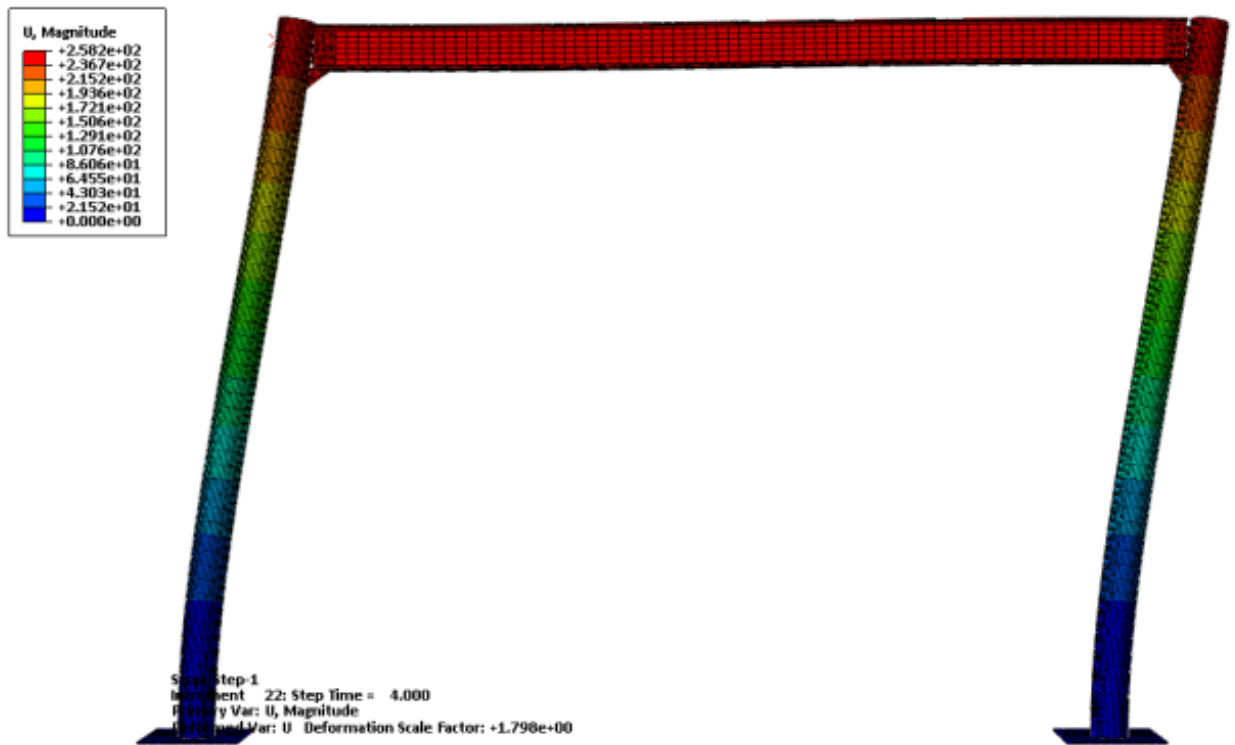
T=1 S



T=2 S

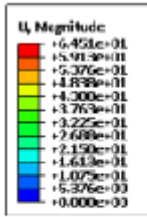


T=3 S



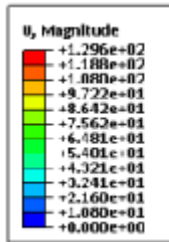
T=4 S

Fig. III.21c propagation des déplacements dans le portique C.



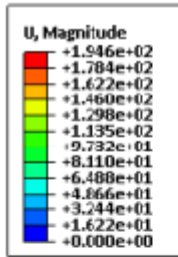
Step: Step-1
 Increment: 22; Step Time = 1.000
 Primary Var: U, Magnitude
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +7.196e+00

T=1 S



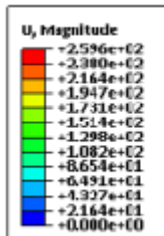
Step: Step-1
 Increment: 42; Step Time = 2.000
 Primary Var: U, Magnitude
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +3.581e+00

T=2 S



Step: Step-1
 Increment: 62; Step Time = 3.000
 Primary Var: U, Magnitude
 Deformed Var: U Deformation Scale factor: +2.385e+00

T=3 S



Step: Step-1
 Increment: 82; Step Time = 4.000
 Primary Var: U, Magnitude
 Deformed Var: U Deformation scale factor: +1.788e+00

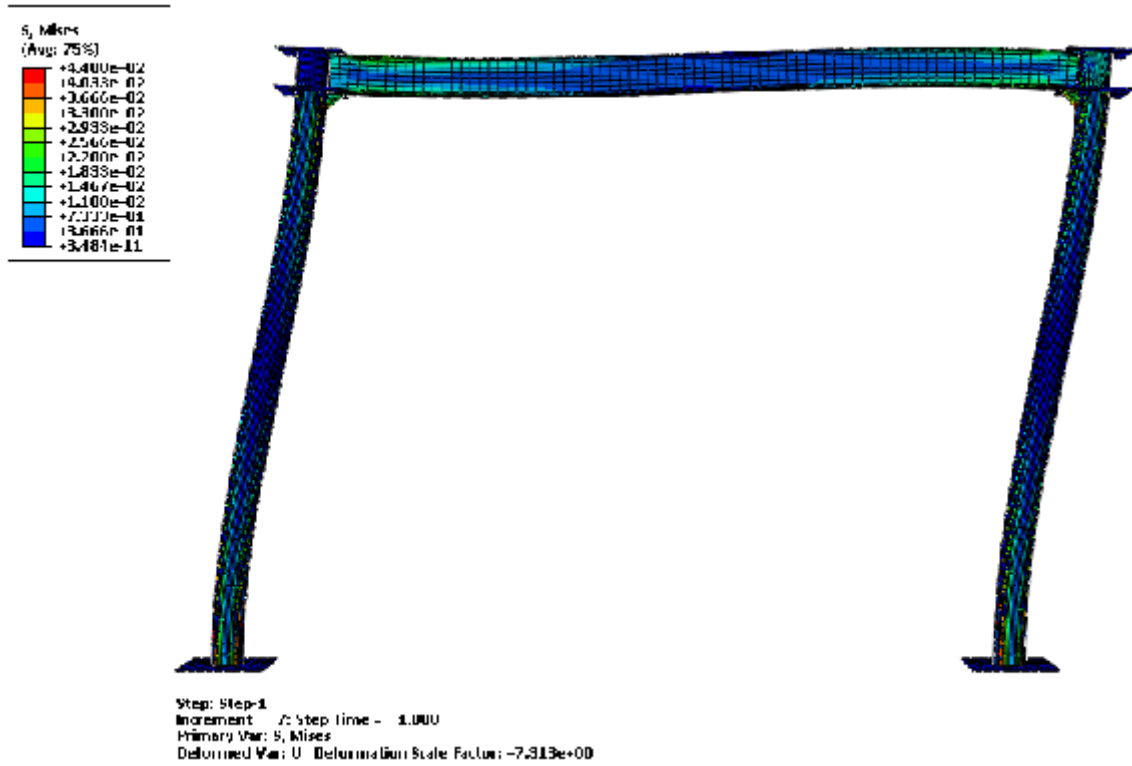
T=4 S

Fig. III.21d: propagation des déplacements dans le portique D.

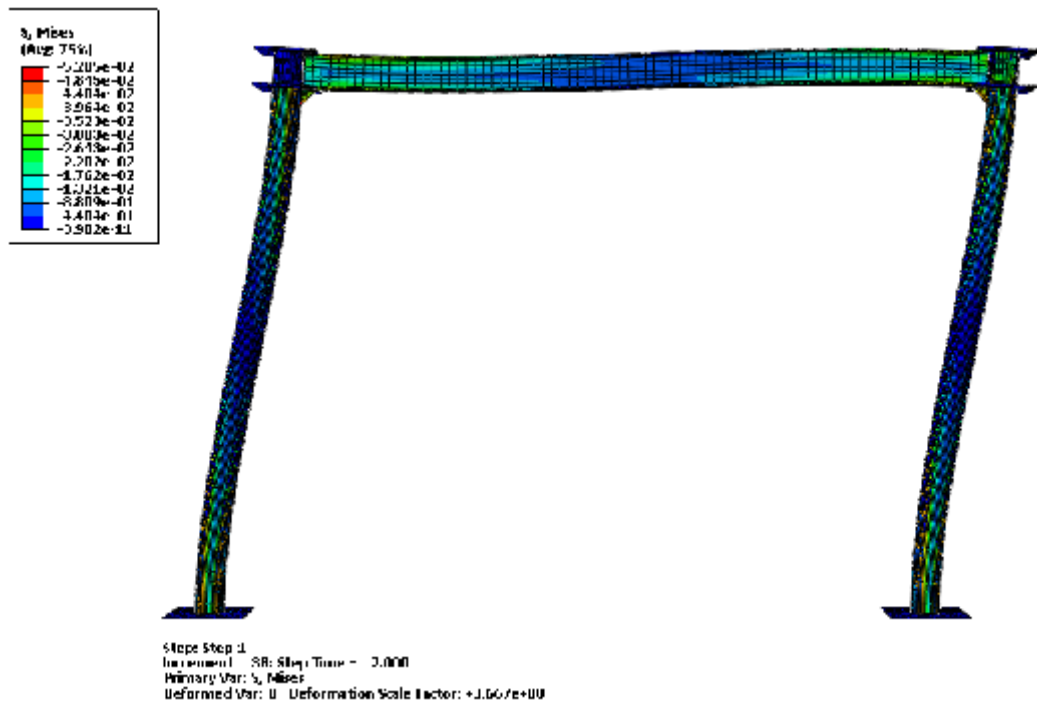
La figure III.21 dans ses quatre parties montre clairement que les quatre portiques atteignent le déplacement imposé (250mm), voir plus au dernier incrément de chargement. On remarque que la déformation dans la poutre est beaucoup plus importante dans les portiques avec plaques, on remarque aussi que dans les modèles sans plaques, une déformation visible et beaucoup plus importante dans la poutre de celui avec gousset est apparente.

5.2 Propagation des contraintes et déformations dans les portiques

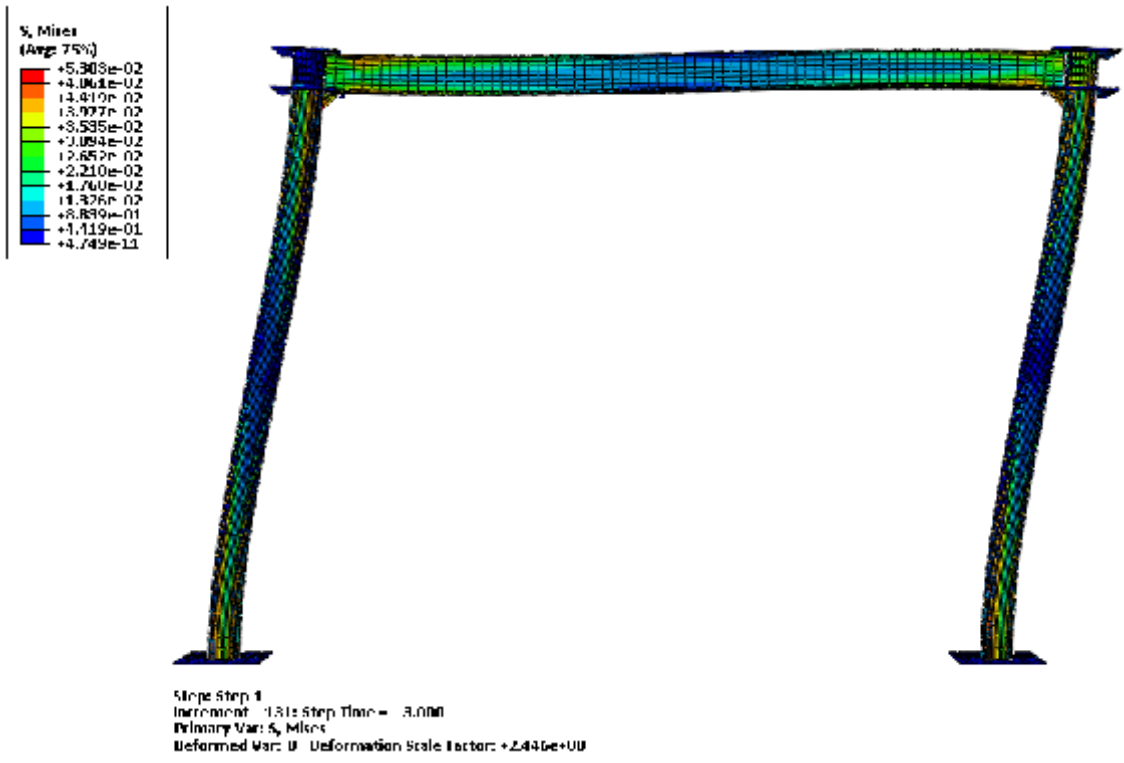
5.2.1 Propagation des contraintes



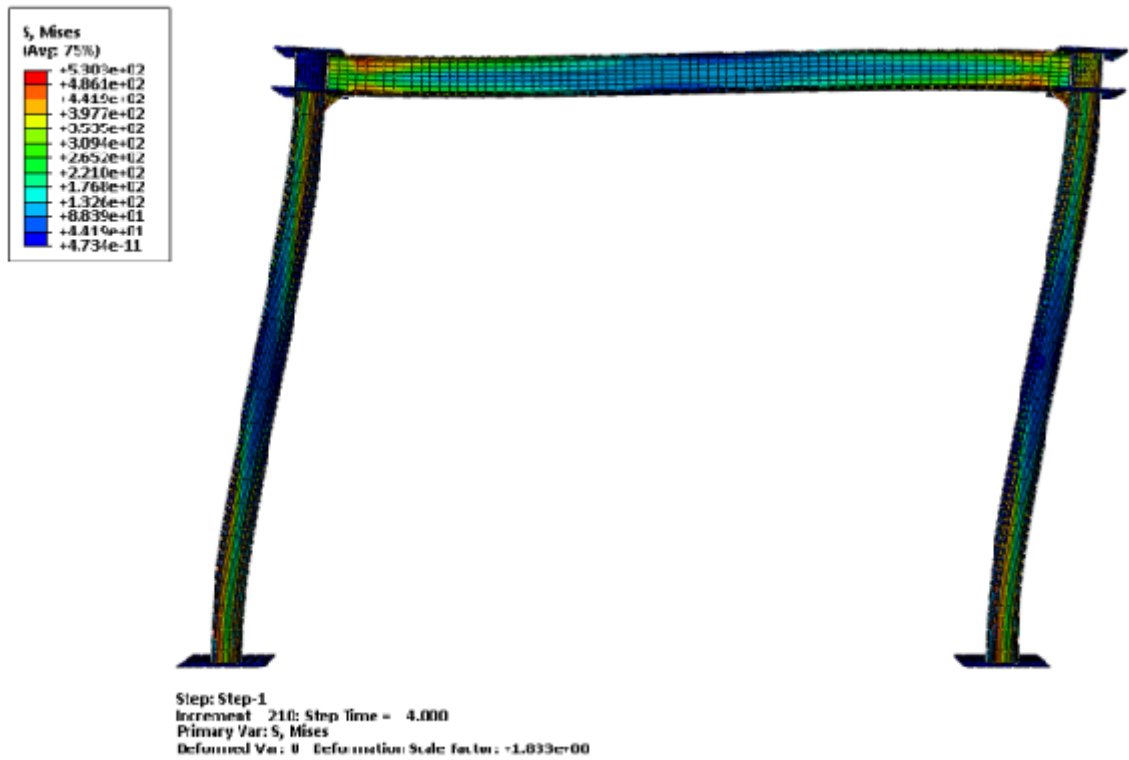
T=1S



T=2S

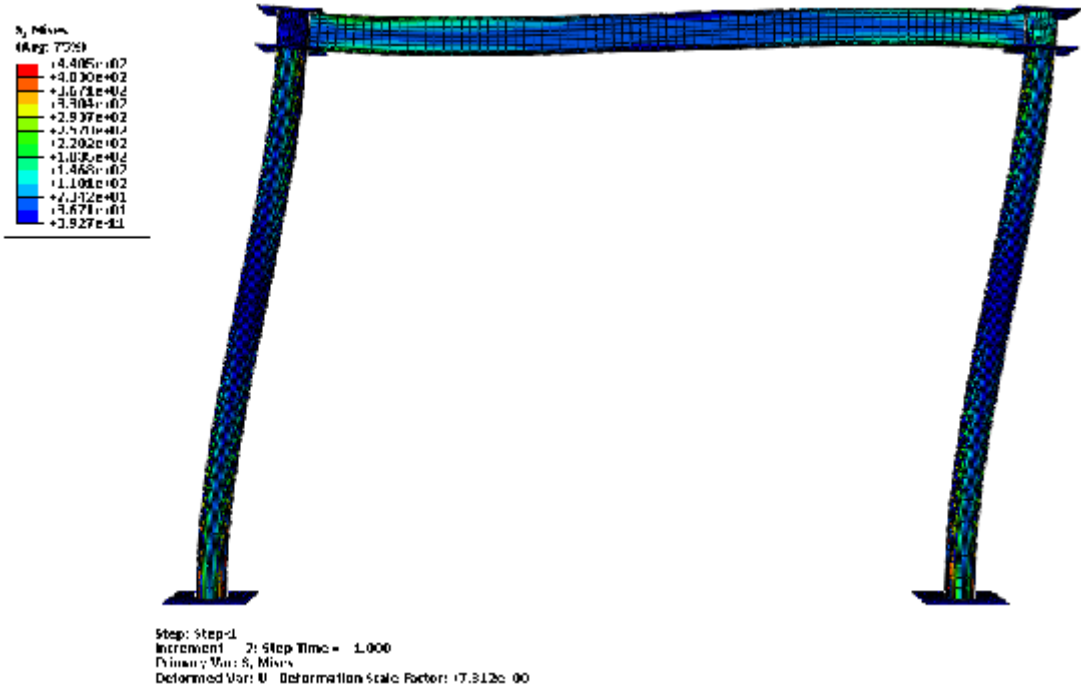


T=3S

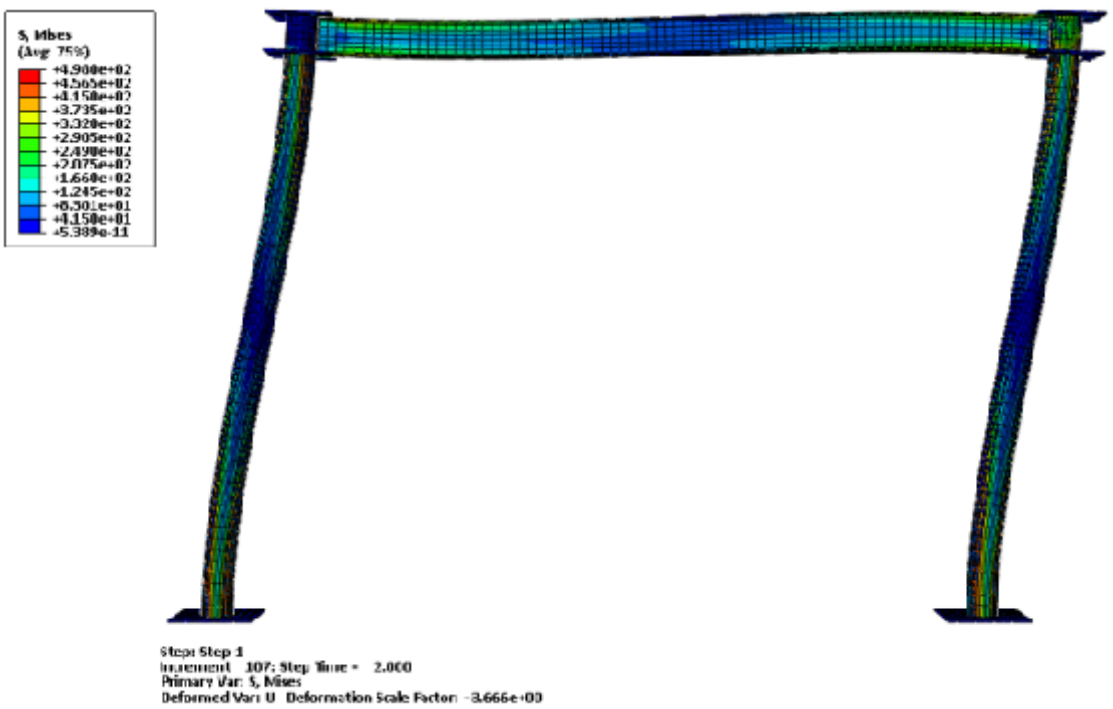


T=4S

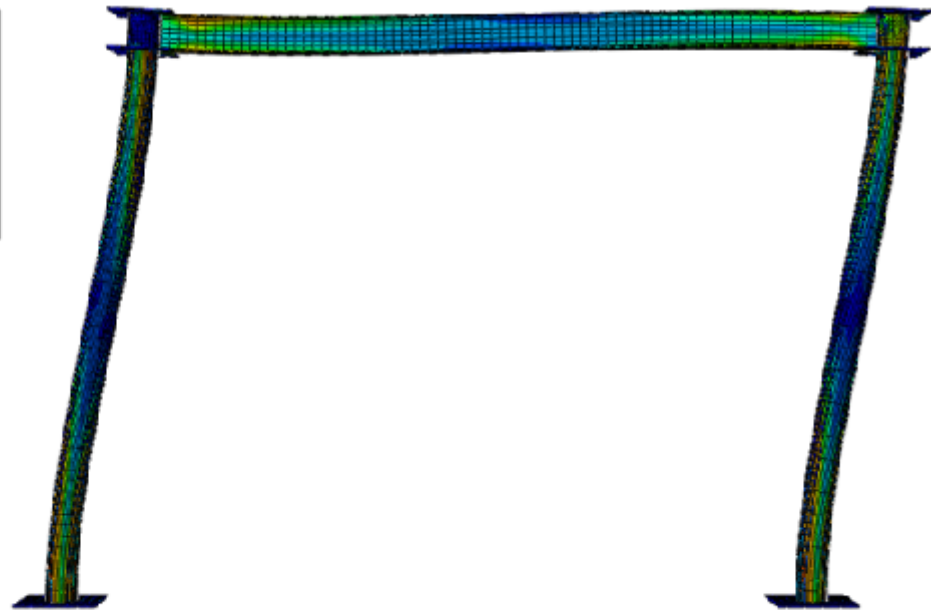
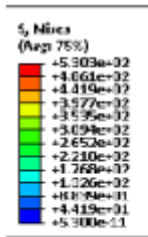
Fig. III.22a: Propagation des contraintes dans les aciers du portique A.



T=1S

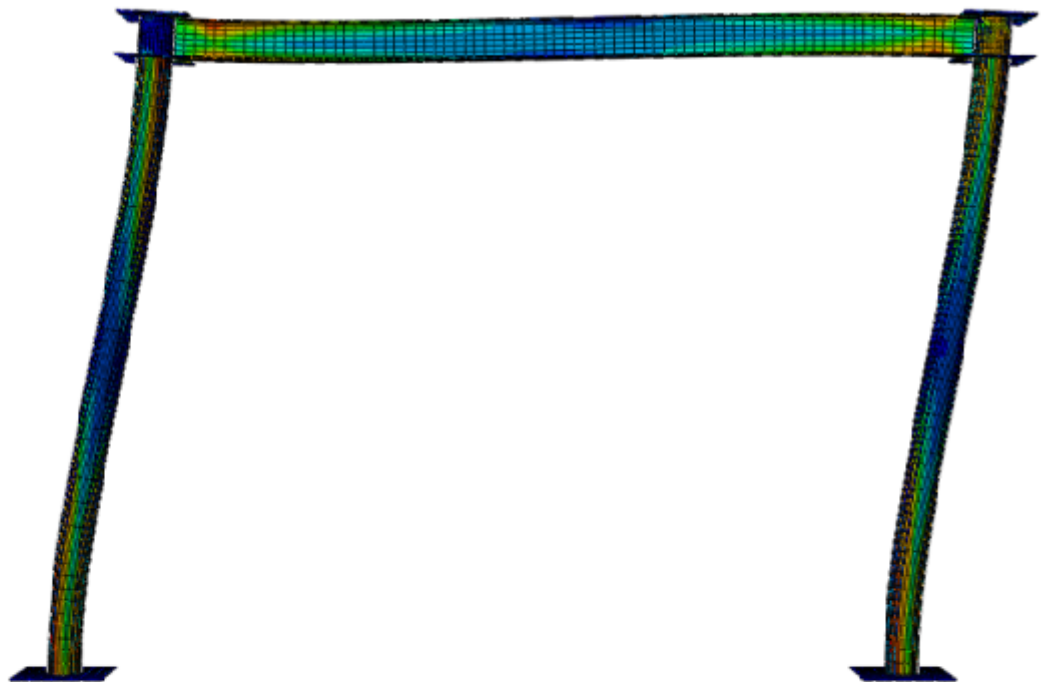
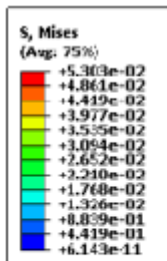


T=2S



Step: Step-1
 Increment: 208; Step Time = 3.000
 Primary Var: S₁, Mises
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +2.446e+00

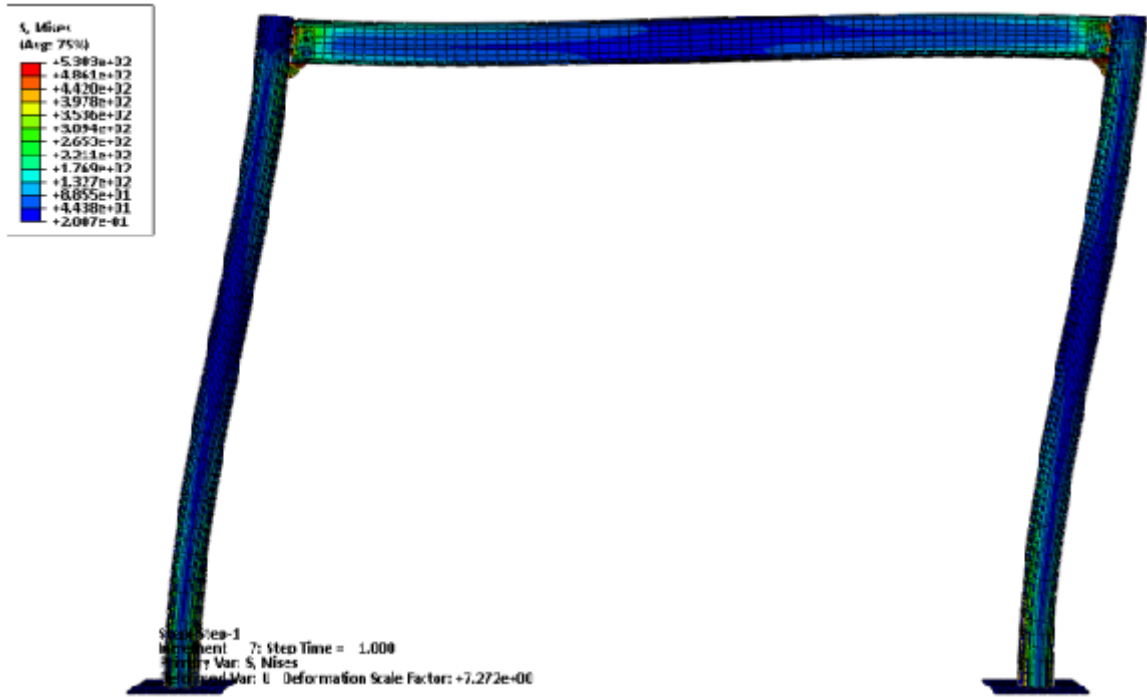
T=3S



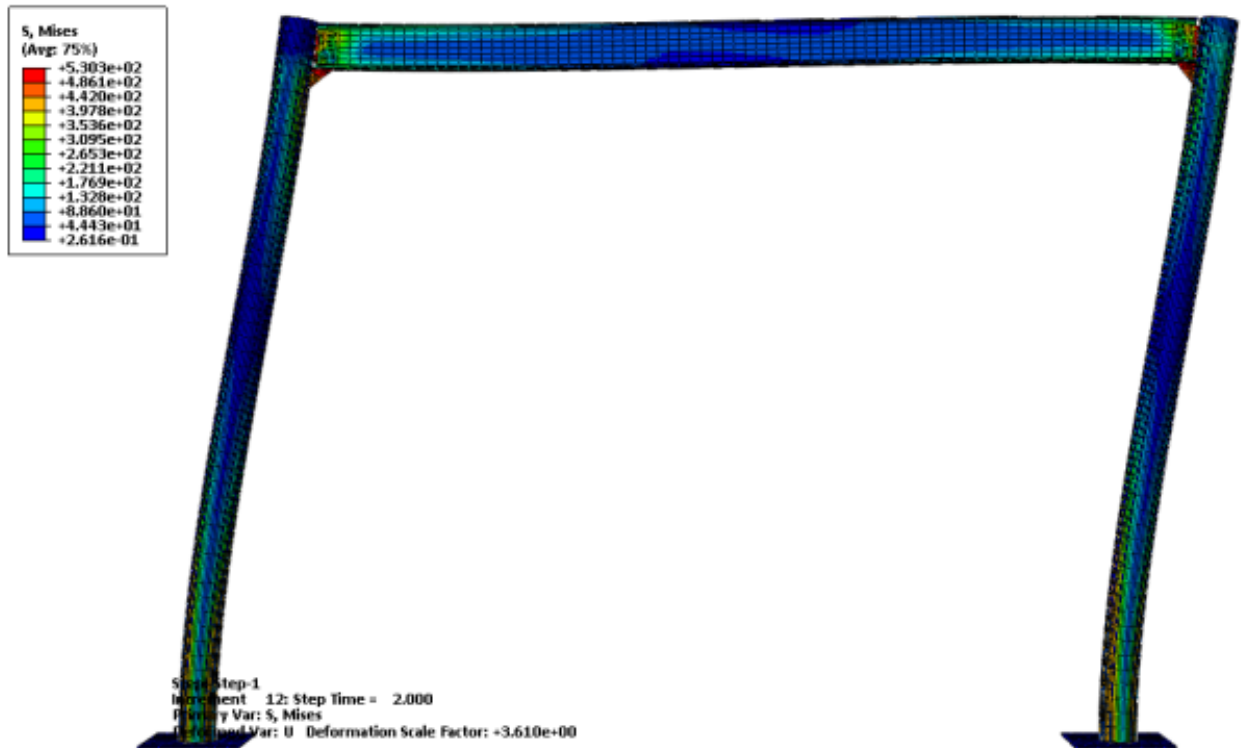
Step: Step-1
 Increment: 312; Step Time = 4.000
 Primary Var: S₁, Mises
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +1.833e+00

T=4S

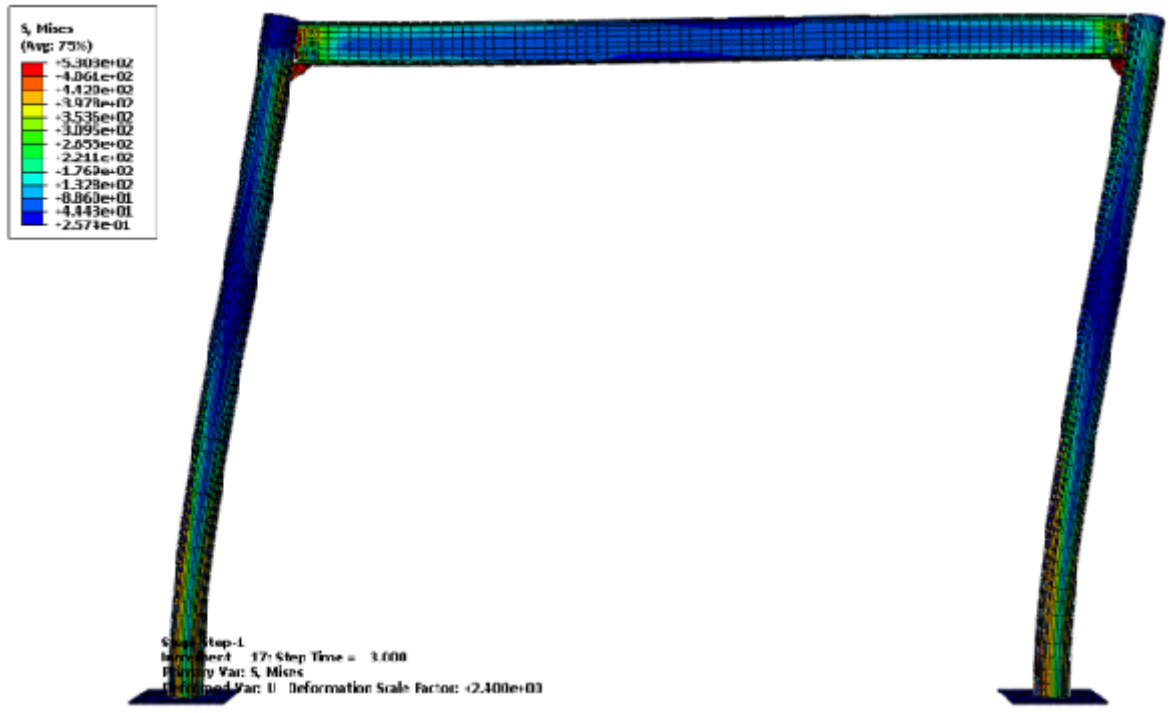
Fig. III.22b: Propagation des contraintes dans les aciers du portique B.



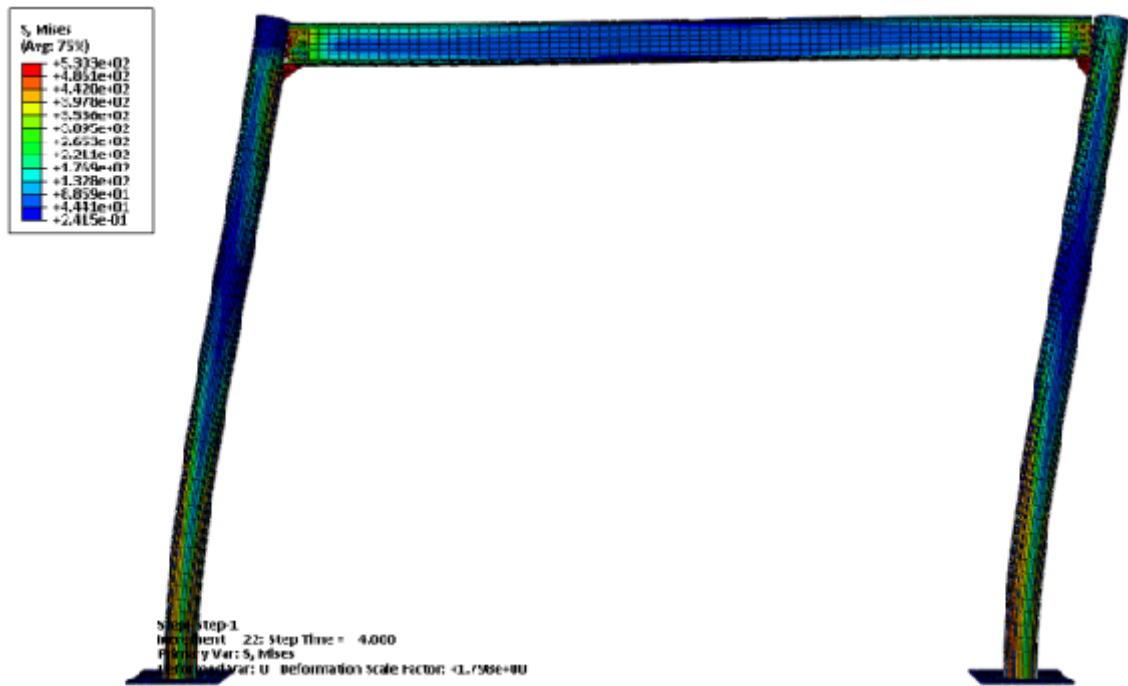
T=1S



T=2S

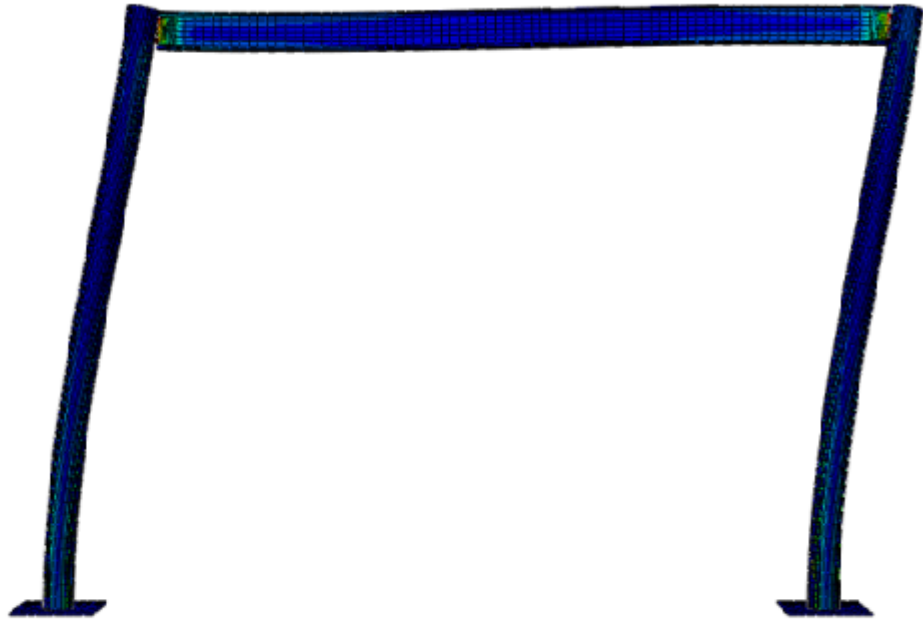
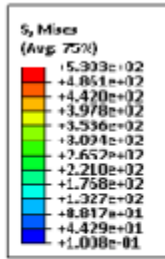


T=3S



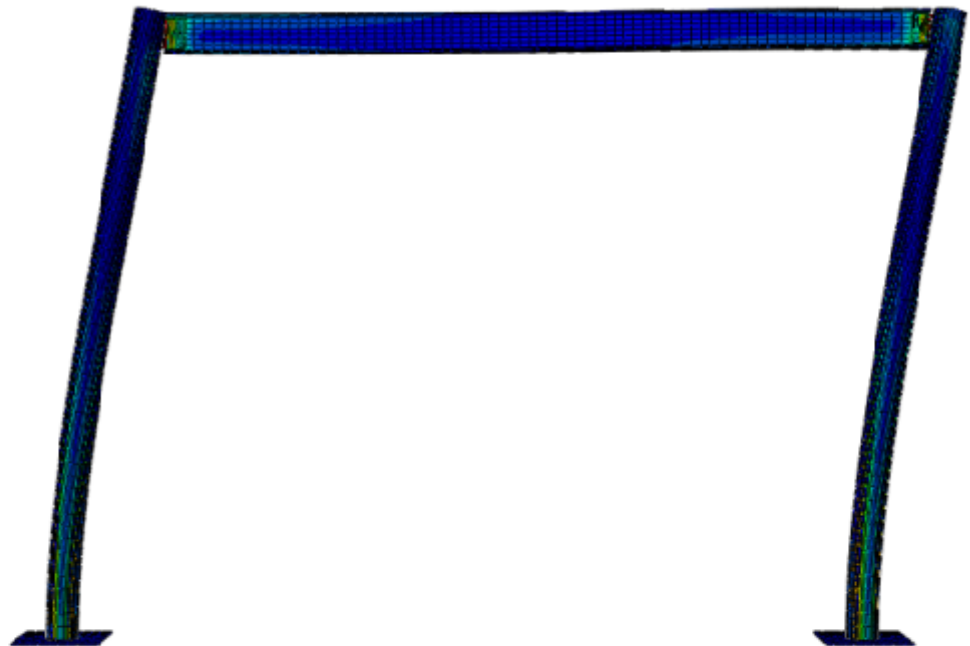
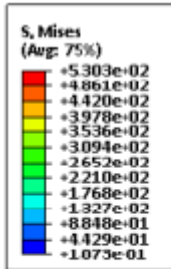
T=4S

Fig. III.22c: Propagation des contraintes dans les aciers du portique C.



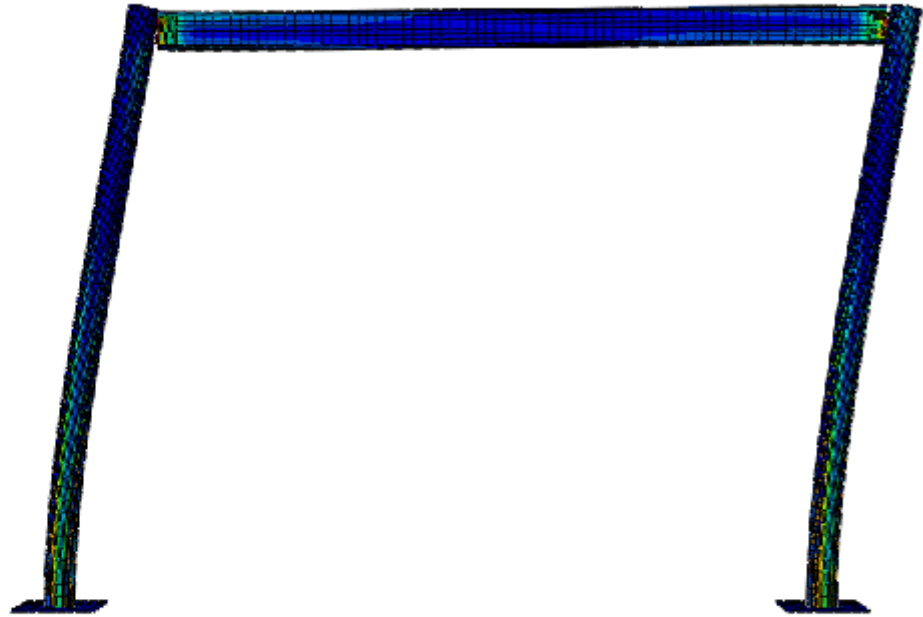
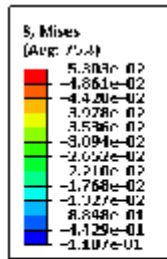
Step: Step-1
 Increment 22: Step Time = 1.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +7.196e+00

T=1S



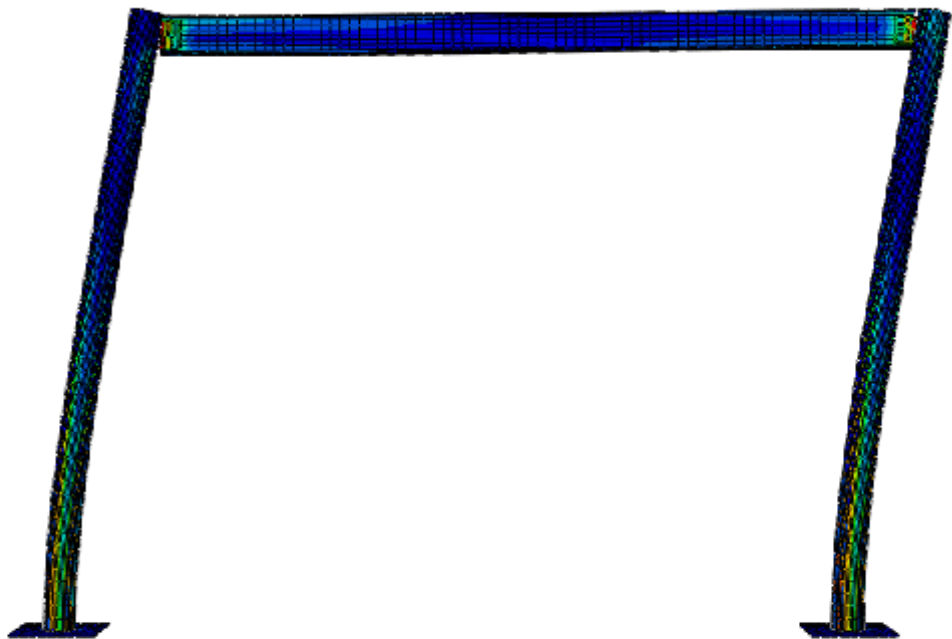
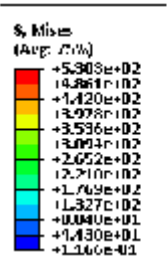
Step: Step-1
 Increment 42: Step Time = 2.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +3.581e+00

T=2S



Step: Step-1
 Increment: 62; Step Time = 3.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +2.000e+00

T=3S

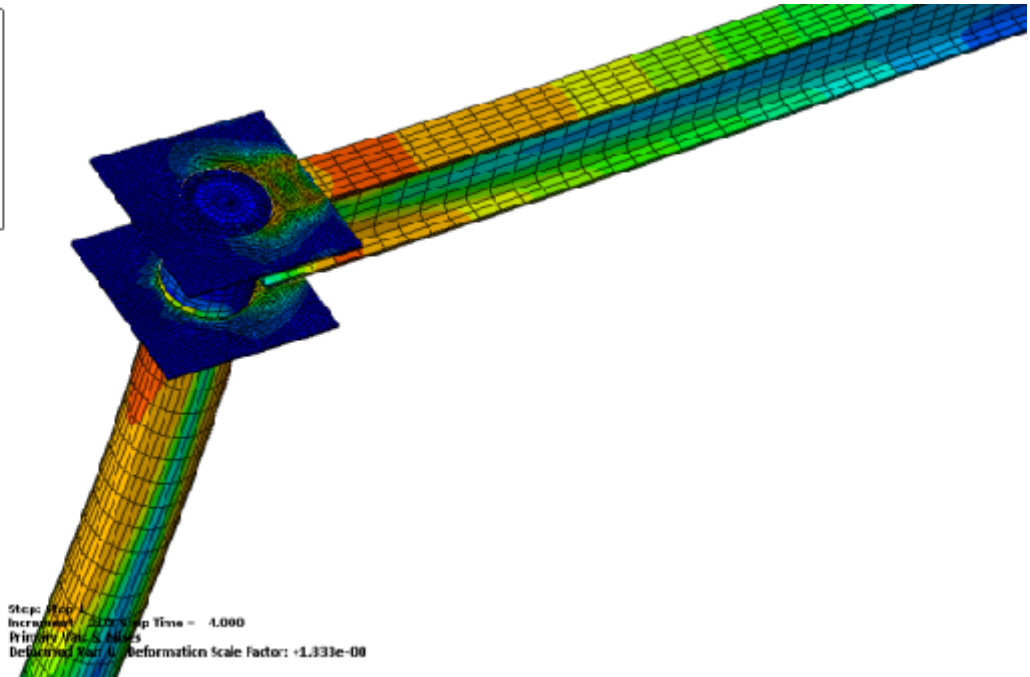
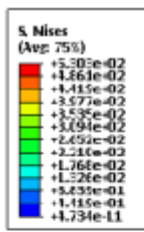


Step: Step-1
 Increment: 82; Step Time = 4.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.700e+00

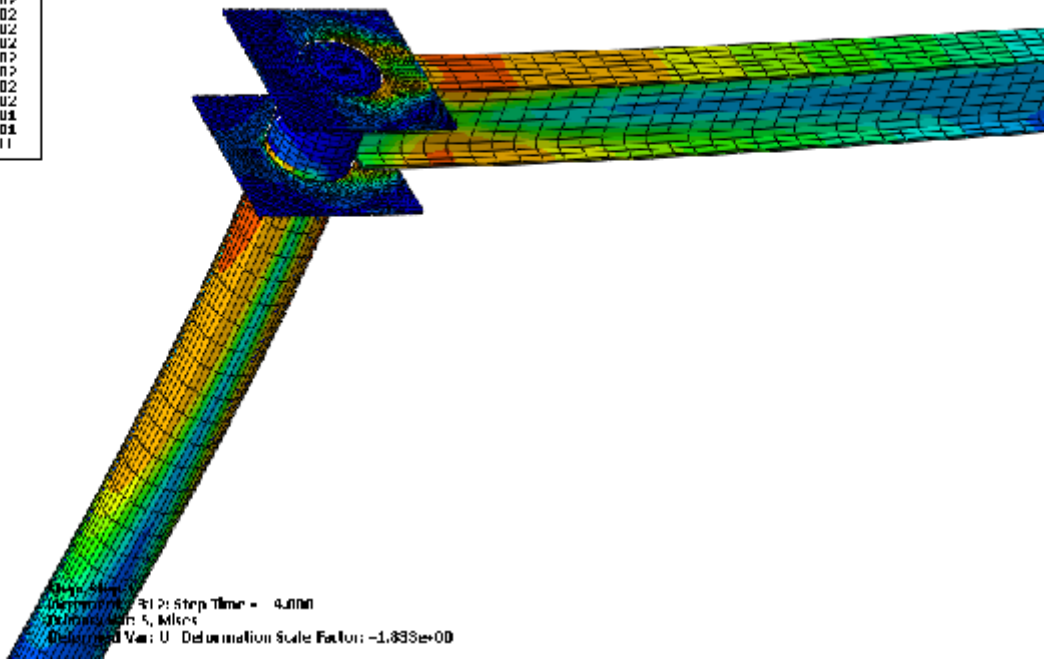
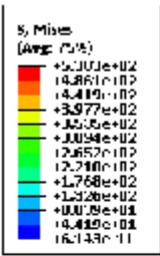
T=4S

Fig. III.22d: Propagation des contraintes dans les aciers du portique D.

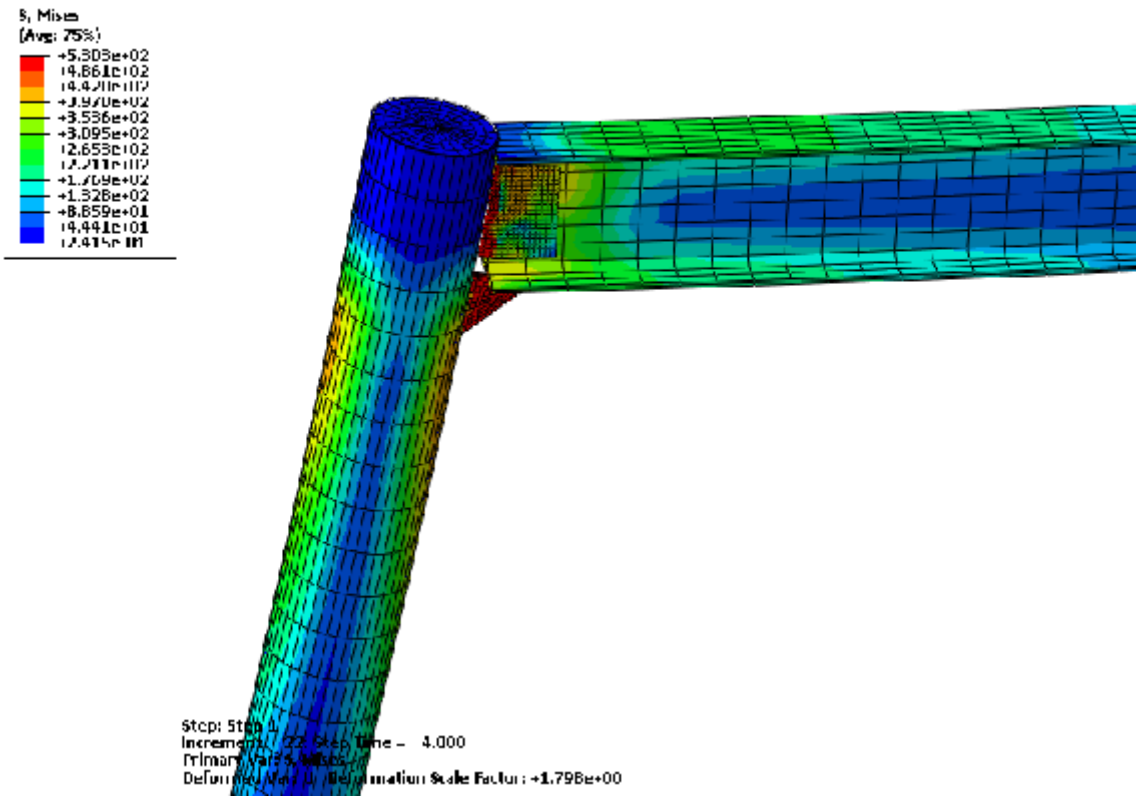
La figure III.22 dans ses quatre parties représente, d'une manière globale, l'évolution des contraintes, il est aisé de déduire a vue d'œil que les poutres des portiques avec plaques sont plus sollicités, ce qui indique un meilleur transfert des contraintes aux niveaux des assemblages. Il est à noter que si le gousset n'a aucun effet apparent sur le portique avec plaques il n'en reste pas moins efficace sur le portique sans plaque.



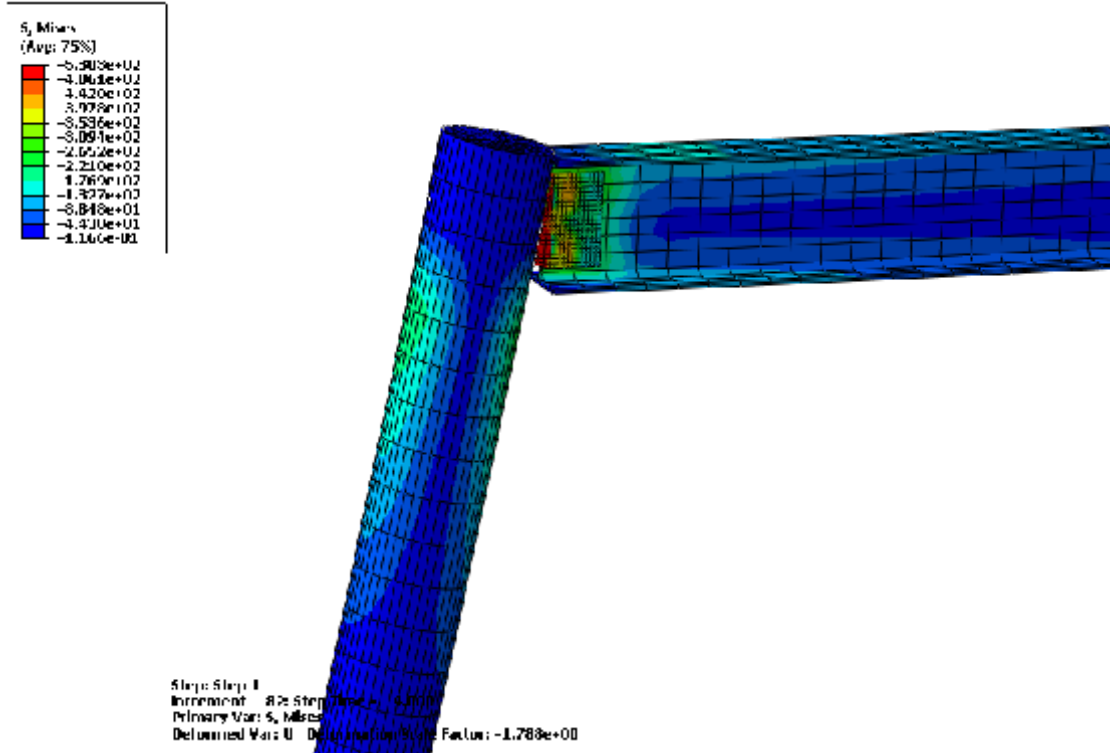
Portique A



Portique B



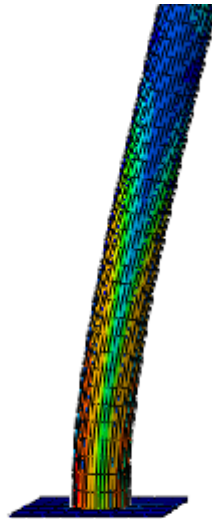
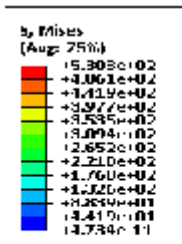
Portique C



Portique D

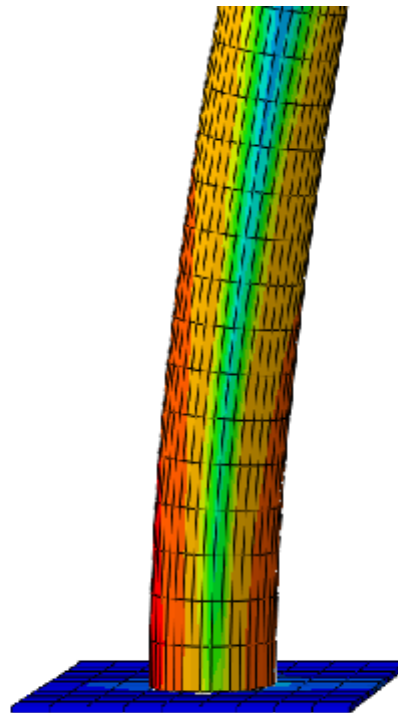
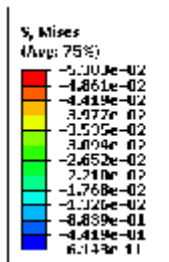
Fig. III.23: Propagation des contraintes a la tête des portiques.

La figure III.23 montre les contraintes en tête des quatre portiques, il est clair que les assemblages des portiques sans plaques ont cédé face à la charge appliquée, en outre, il est clair que le transfert de charge vers la poutre va en crescendo du portique D au portique A dans l'ordre.



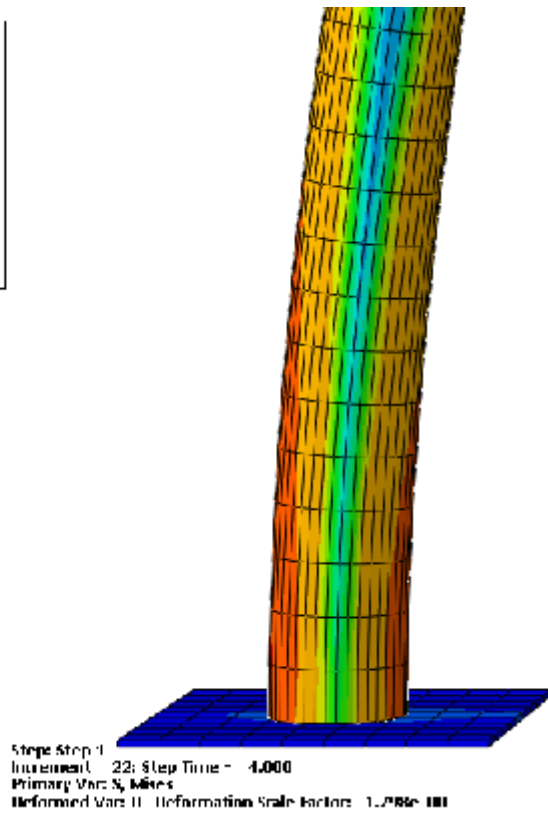
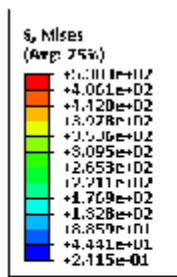
Step: Step-1
 Increment: 210; Step Time = 4.000
 Primary Var: S_y Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.003e+00

Portique A

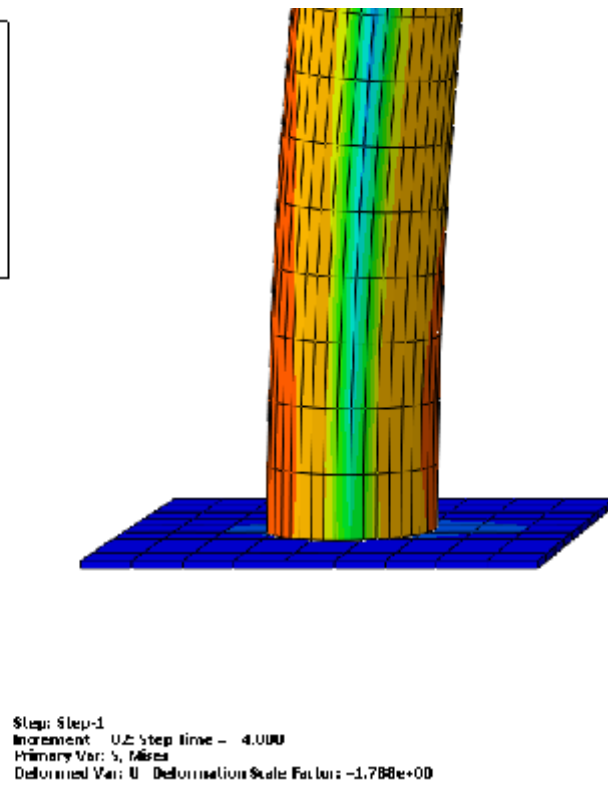
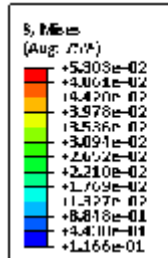


Step: Step-1
 Increment: 812; Step Time = 1.000
 Primary Var: S_y Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.833e+00

Portique B



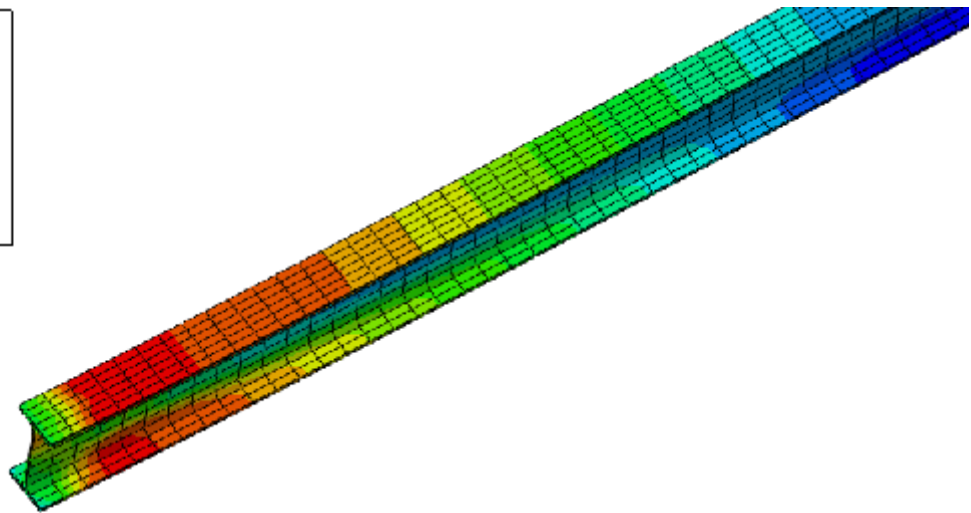
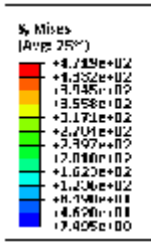
Portique C



Portique D

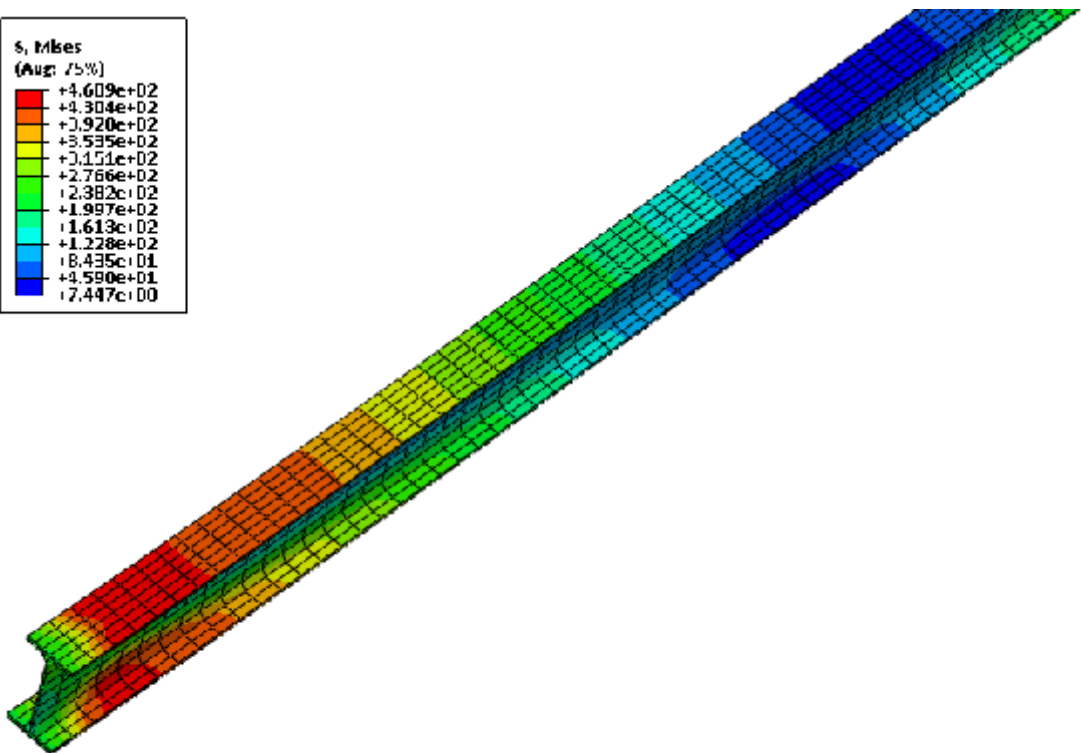
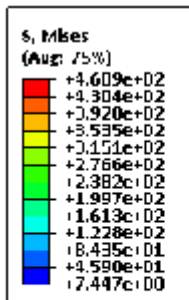
Fig. III.24: Propagation des contraintes a la base des portiques.

La figure III.24 montre les contraintes à la base des portiques, celles-ci sont localisées au niveau de l'assemblage avec la plaque d'encastrement pour les portiques C et D, elles sont plus répandues sur les portiques A et B ce qui indique une meilleure dispersion des contraintes dans le poteau.



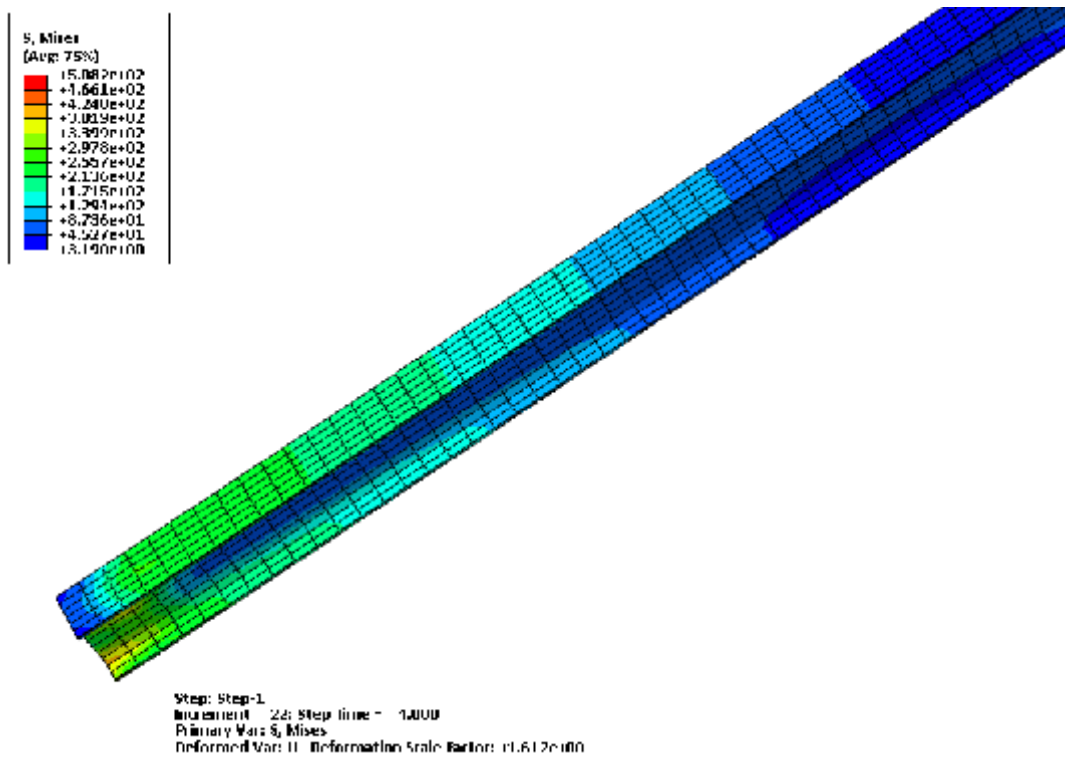
Step: Step 1
 Increment: 220; Step time = 1.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: 1.583e-00

Portique A

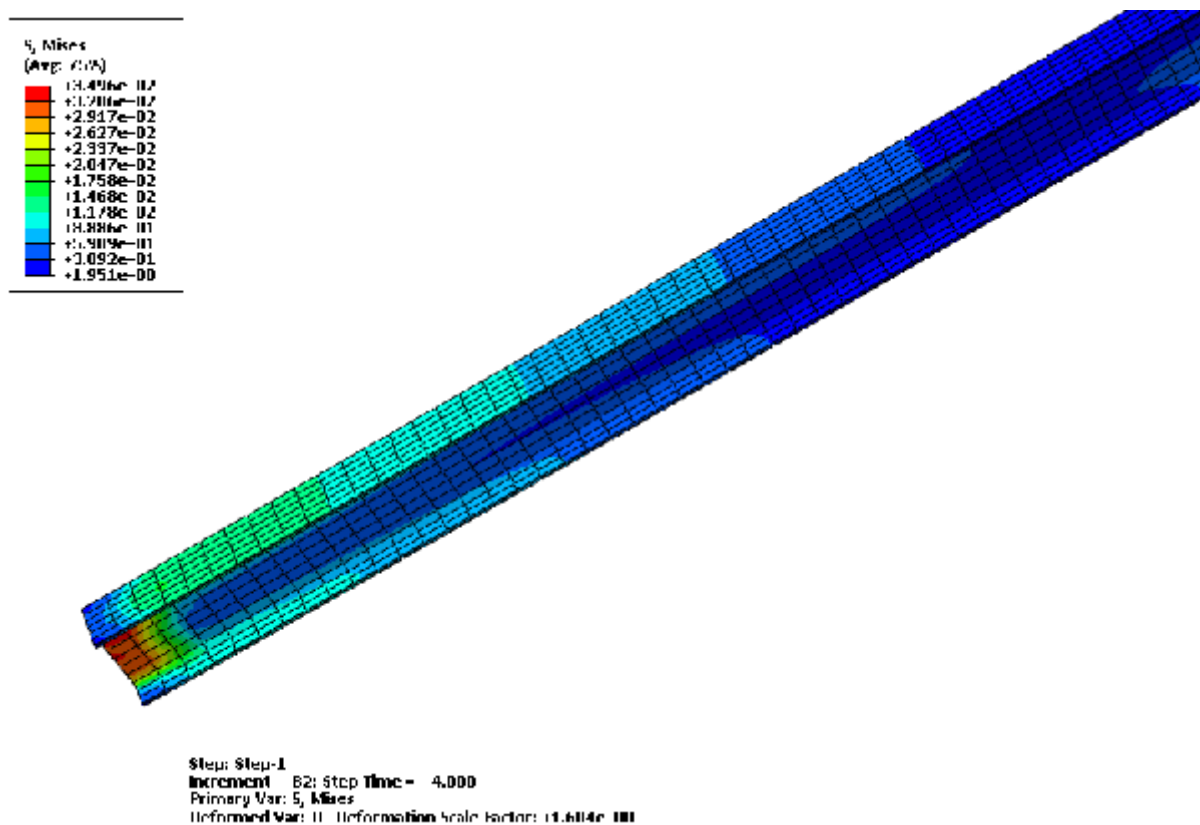


Step: Step-1
 Increment: 312; Step time = 1.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: -1.583e-00

Portique B



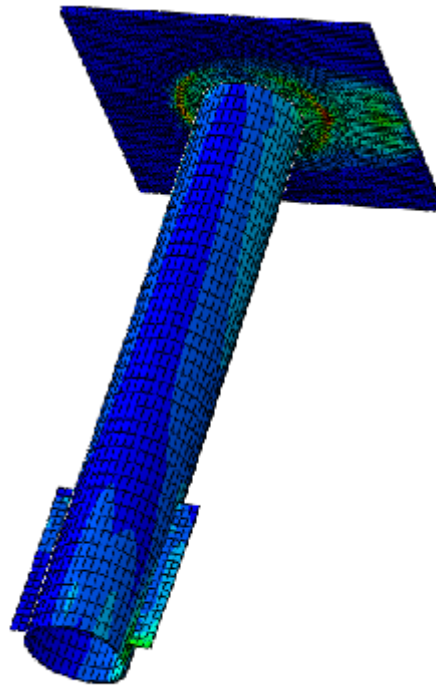
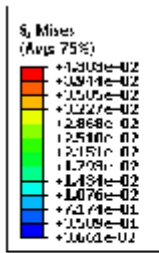
Portique C



Portique D

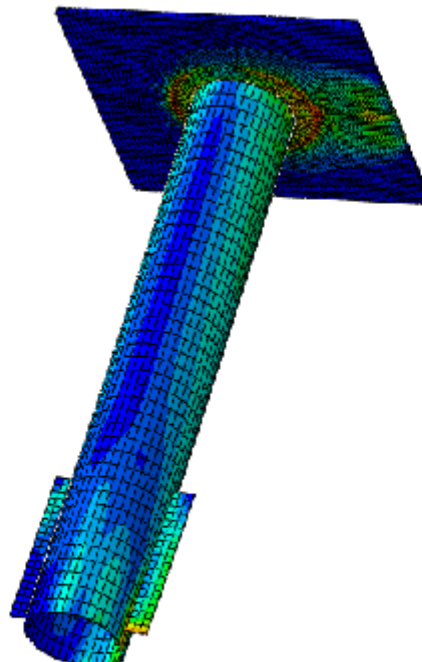
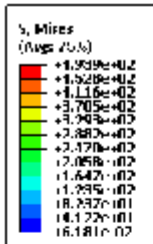
Fig. III.25 : contraintes dans la poutre des quatre portiques.

La figure III.25 montre la propagation des contraintes dans les quatre portiques, le portique A atteint 470 MPa et le portique B s'en approche alors que les deux autres portiques dépassent à peine les 350 MPa. Ceci indique que le transfert des charges vers la poutre est plus effectif dans les portiques A et B sans atteindre la rupture.



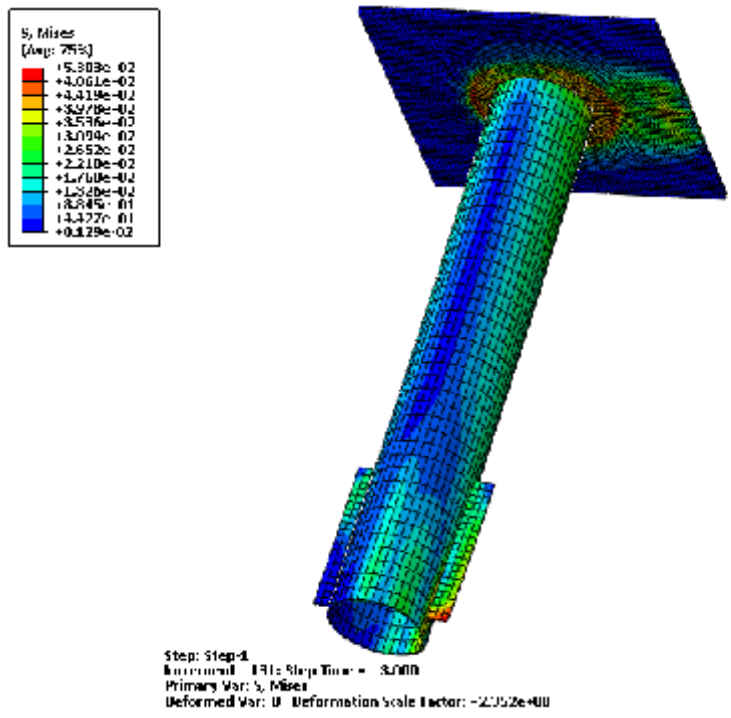
Step: Step-1
 Increment: 25 Step Time = 1.0000
 Primary Var: S_v Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +7.075e-00

T=1S

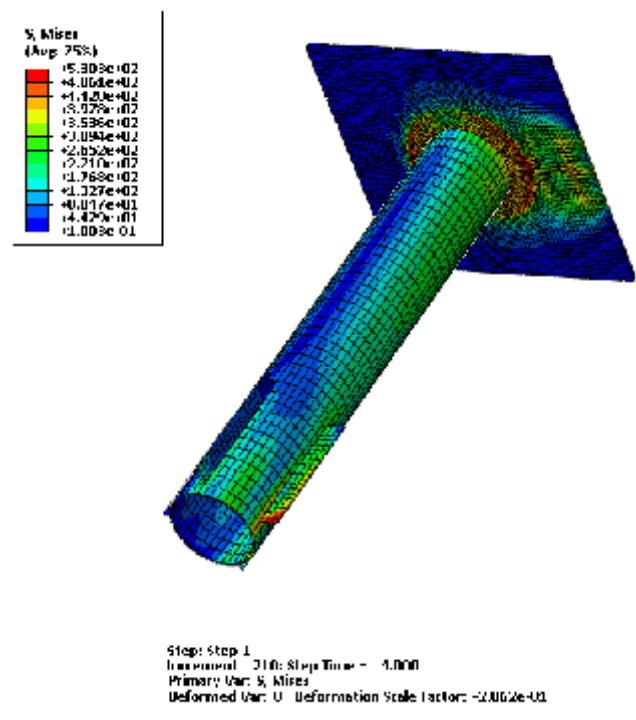


Step: Step-1
 Increment: 88 Step Time = 2.0000
 Primary Var: S_v Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: -1.5228e-00

T=2S

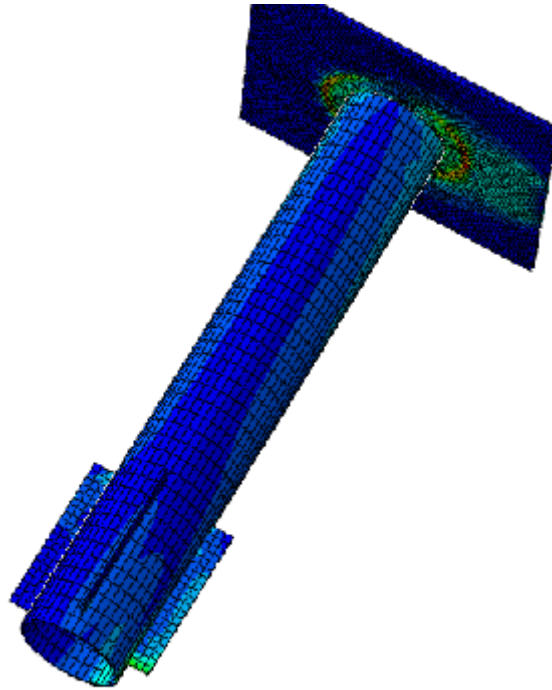
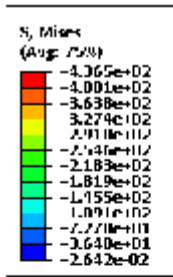


T=3S



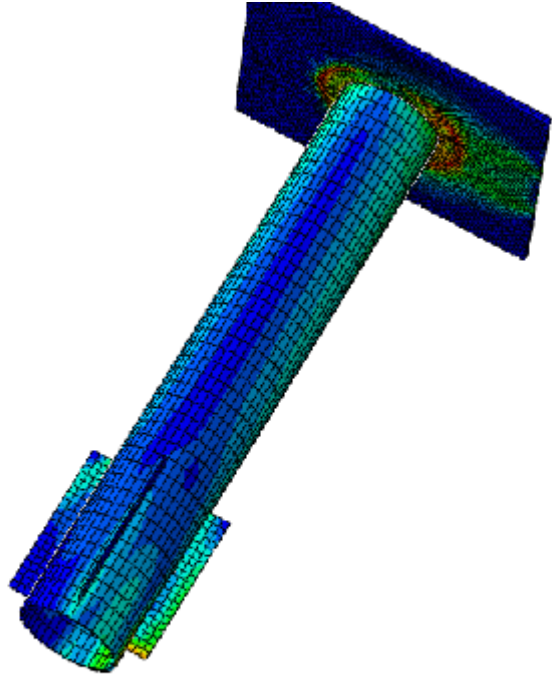
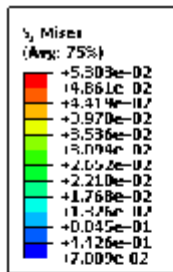
T=4S

Fig. III.26 a: Propagation des contraintes dans le manchon et la plaque du portique A.



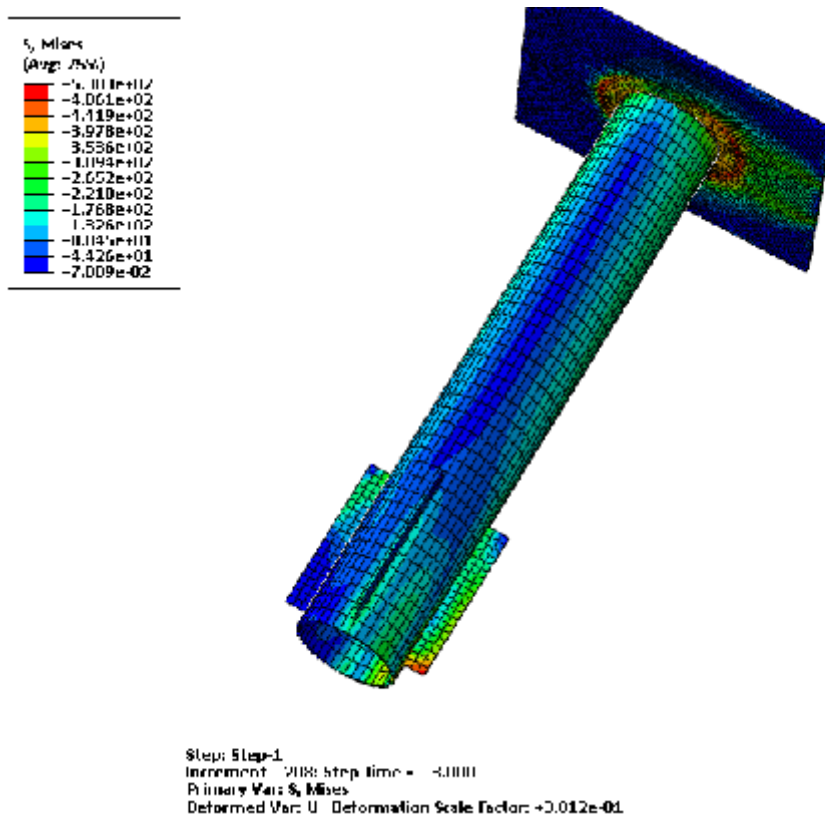
Step: Step 1
Increment: 7; Step Time = 1.000
Primary Var: S_y Mises
Deformed Var: U - Deformation Scale Factor: +1.117e+00

T=1S

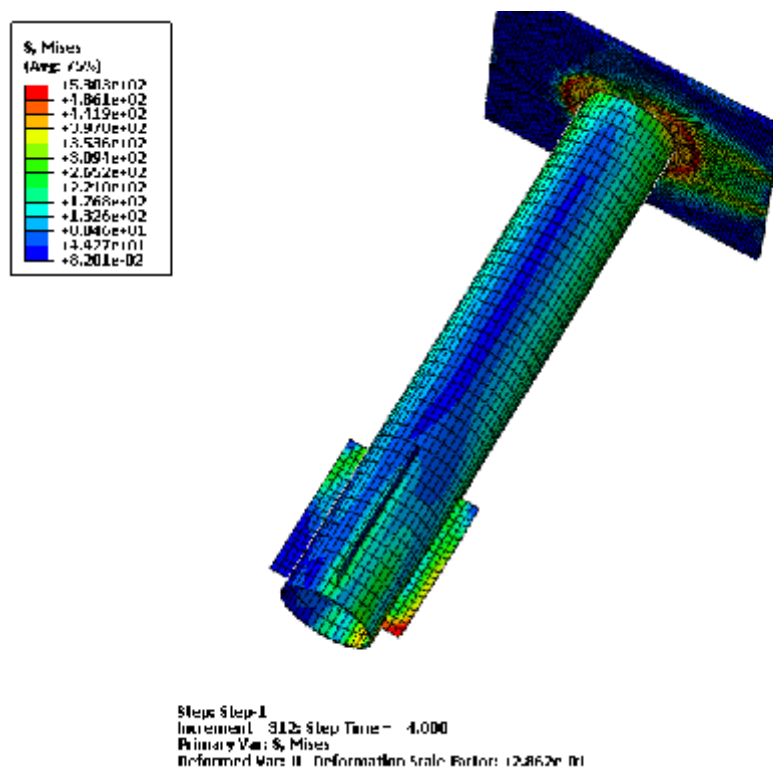


Step: Step 1
Increment: 107; Step Time = 2.000
Primary Var: S_y Mises
Deformed Var: U - Deformation Scale Factor: +1.721e+01

T=2S



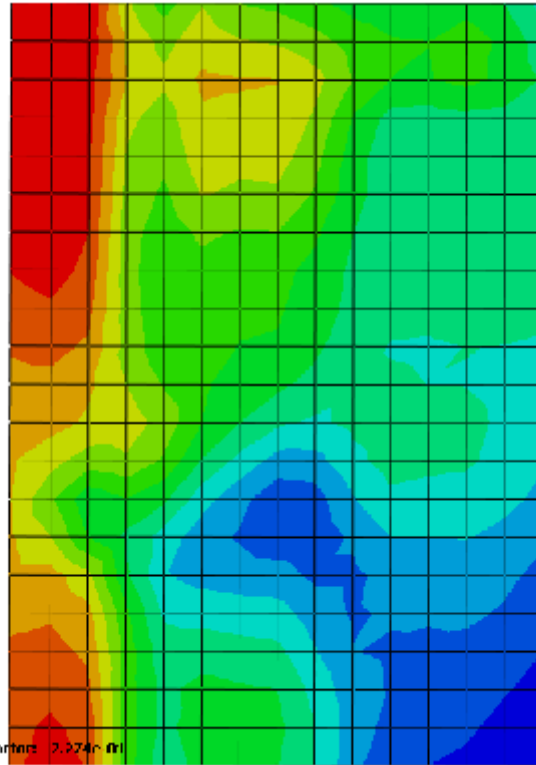
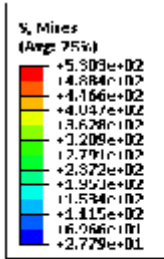
T=3S



T=4S

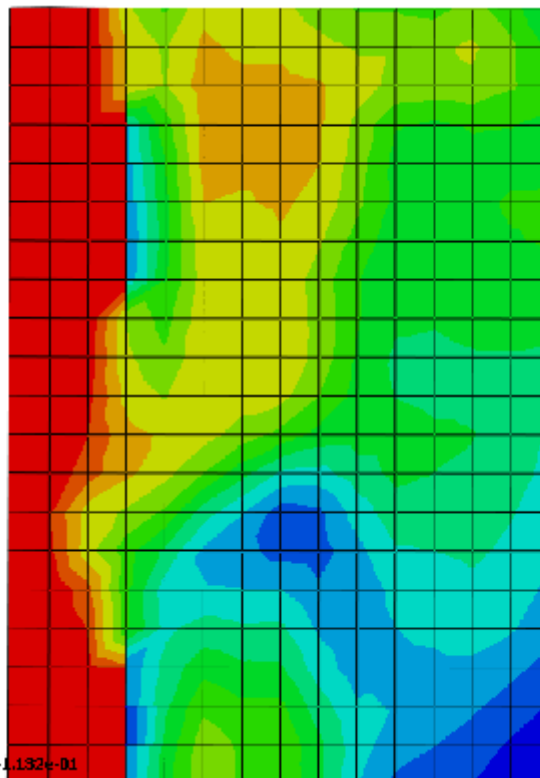
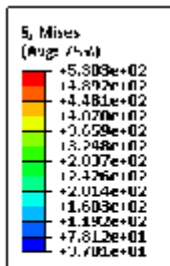
Fig. III.26 b: Propagation des contraintes dans le manchon et la plaque du portique B.

La figure III.26 montre la propagation des contraintes dans les manchons et les plaques, on remarque que le manchon n'atteint pas la contrainte de rupture, mais une rupture est constatée sur la plaque autour du manchon, elle apparaît après une seconde de chargement et se généralise au fil du temps. On note la zone de rupture prend plus d'ampleur sur le portique B.



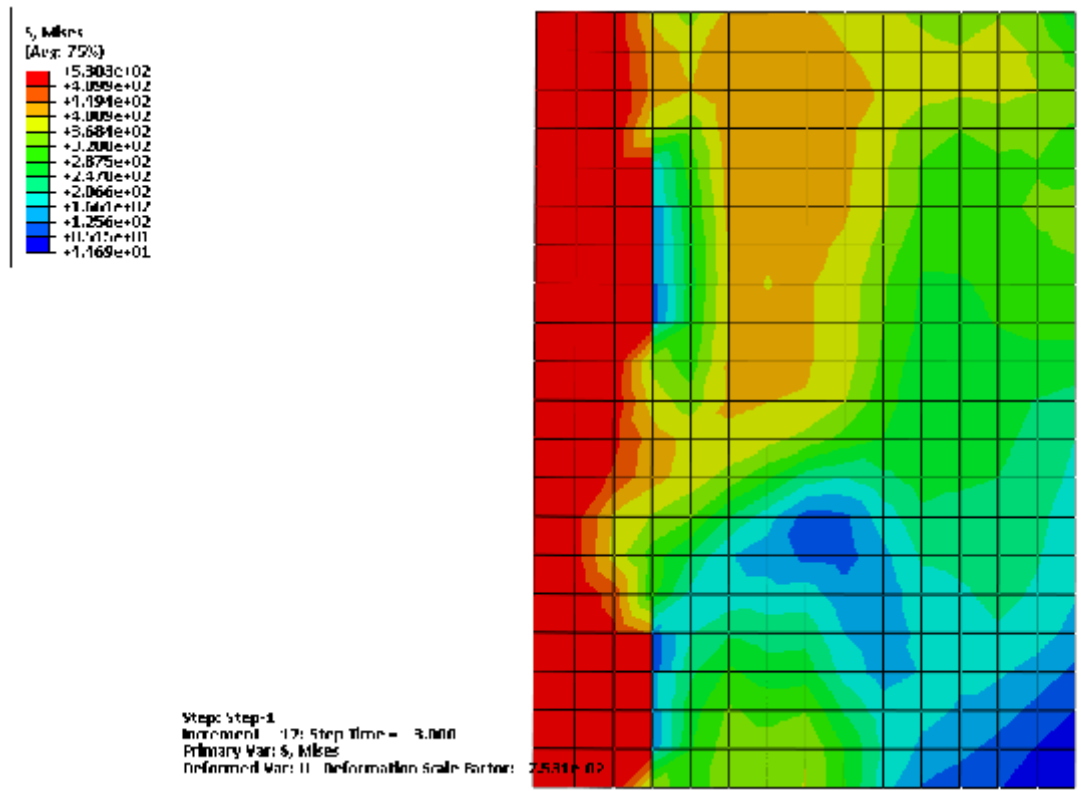
Step: Step 1
Increment: 7; Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U - Deformation Scale Factor: 2.274e-01

T=1S

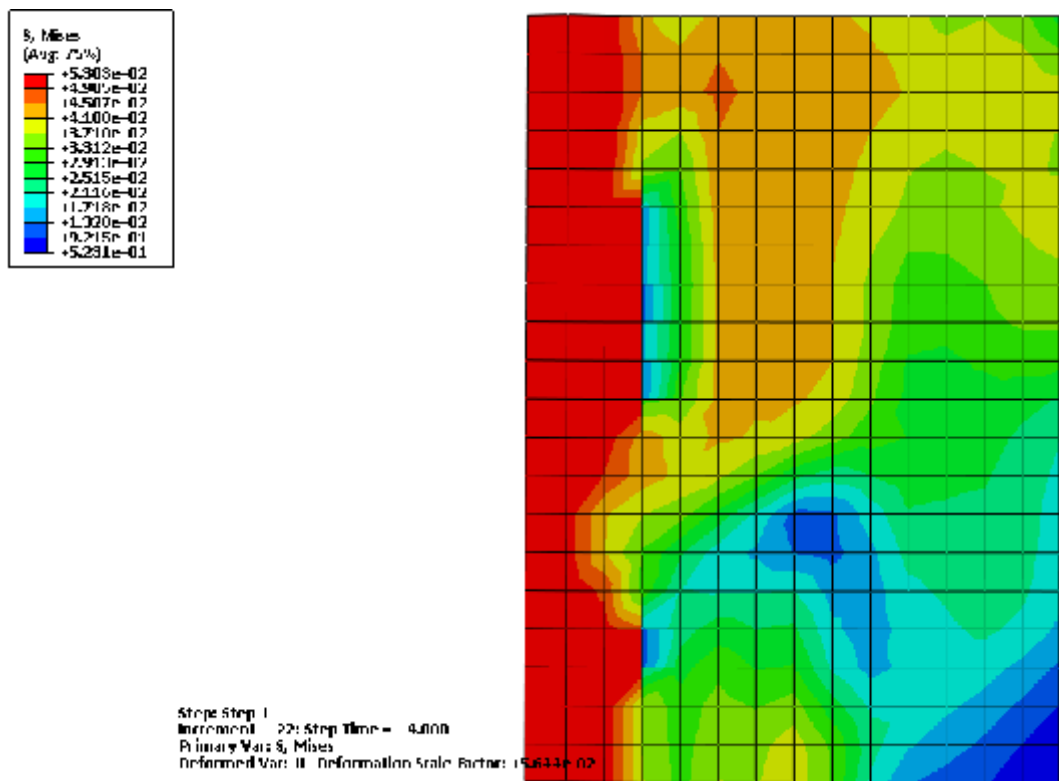


Step: Step 1
Increment: 12; Step Time = 2.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U - Deformation Scale Factor: 4.132e-01

T=2S

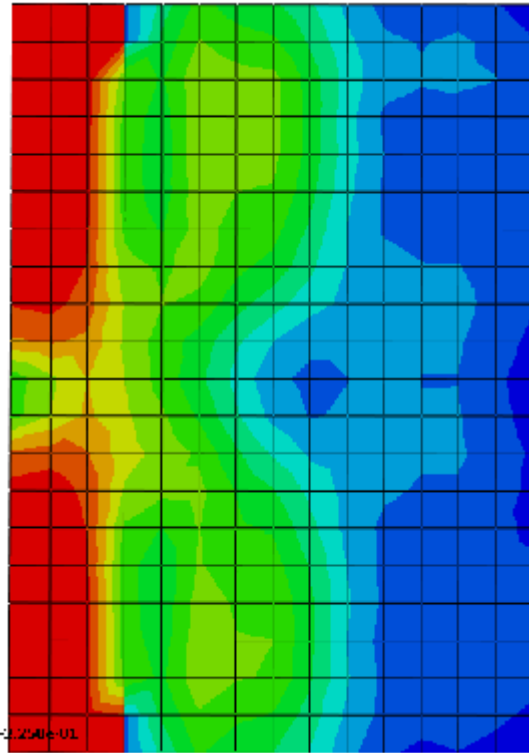
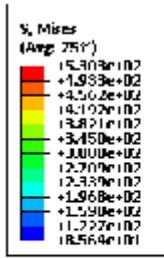


T=3S



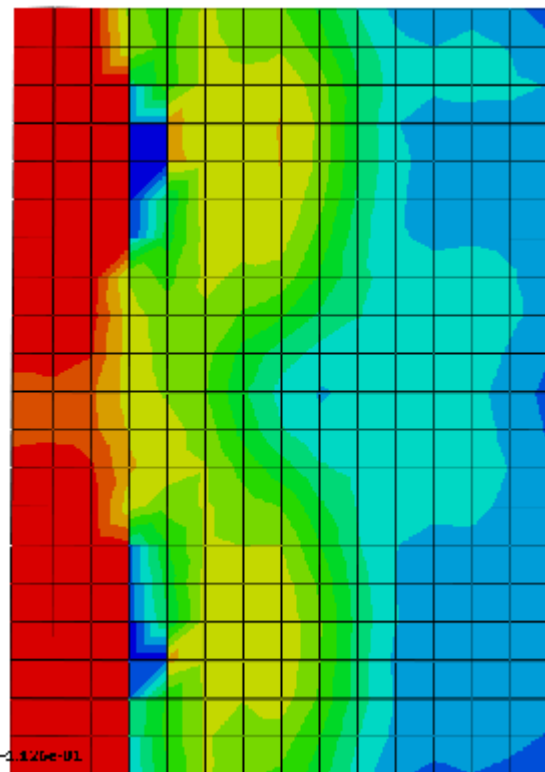
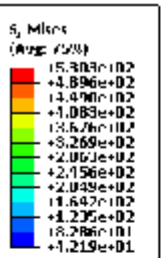
T=4S

Fig. III.27 c: Propagation des contraintes dans la plaque d'assemblage du portique C.



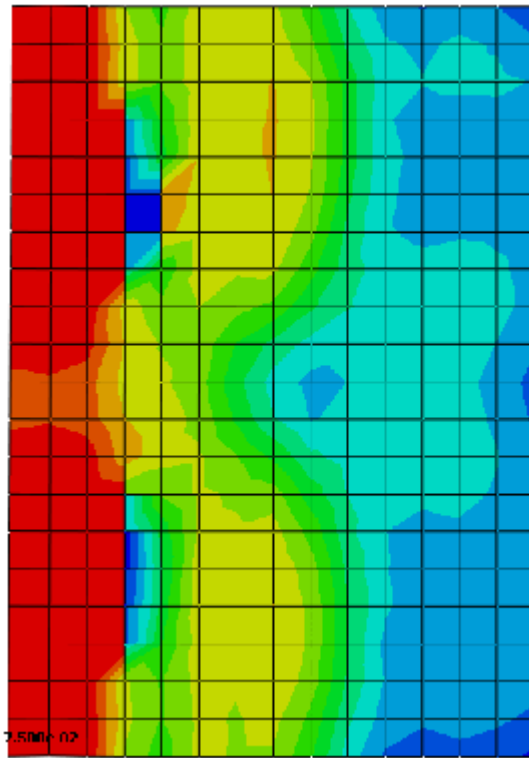
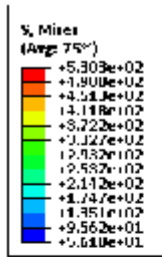
Step: Step-1
Increment: 22; Step Time = 1.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: -2.250e-01

T=1S

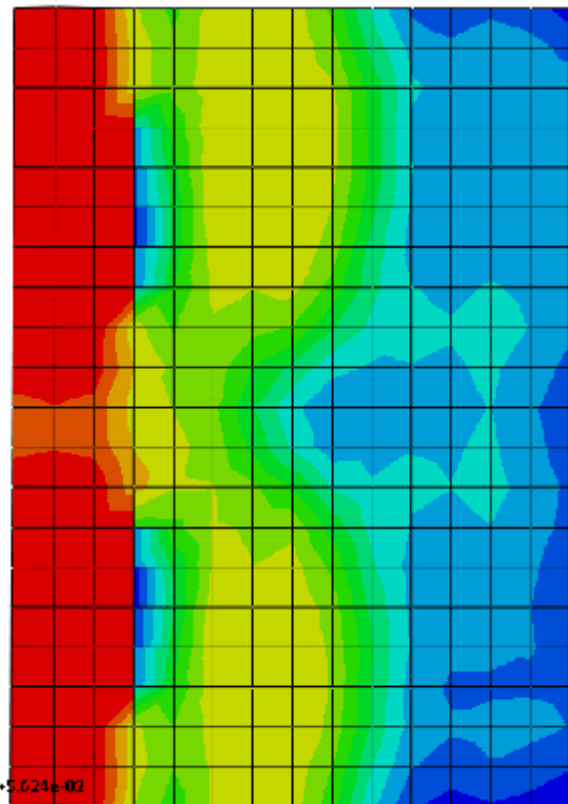
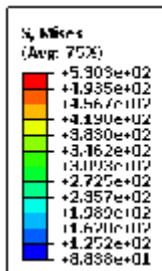


Step: Step-1
Increment: 42; Step Time = 2.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: -2.126e-01

T=2S



T=3S



T=4S

Fig. III.27 d: Propagation des contraintes dans la plaque d'assemblage du portique D.

La figure III.27 montre les contraintes dans les plaques d'assemblage des portiques C et D. on remarque une rupture sur quasiment toute la hauteur deux plaques après la première seconde de chargement, même si elle est plus importante sur la plaque du portique D, la rupture se généralise a la deuxième seconde de chargement.

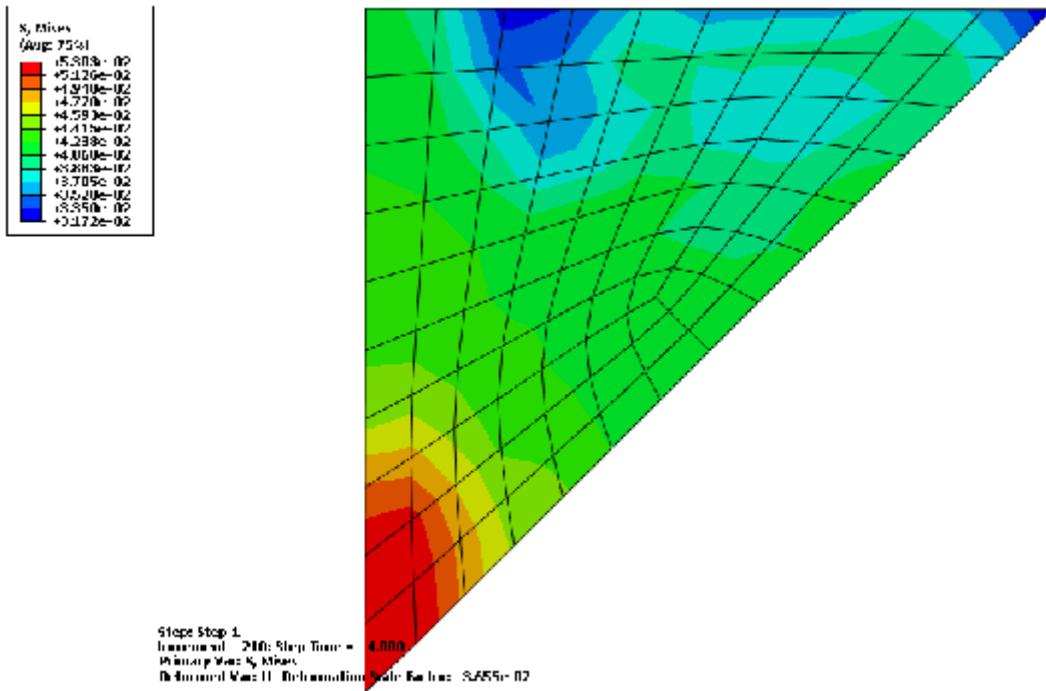


Fig. III.28 a: contraintes dans le gousset du portique A.

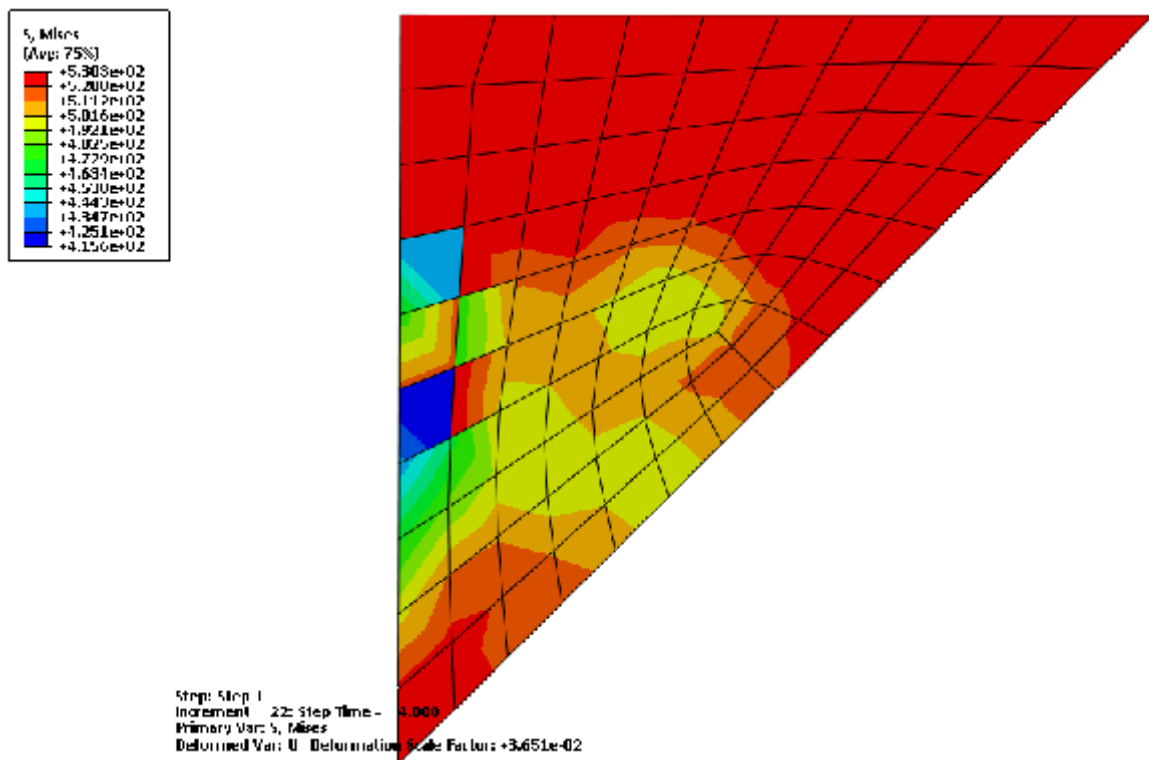
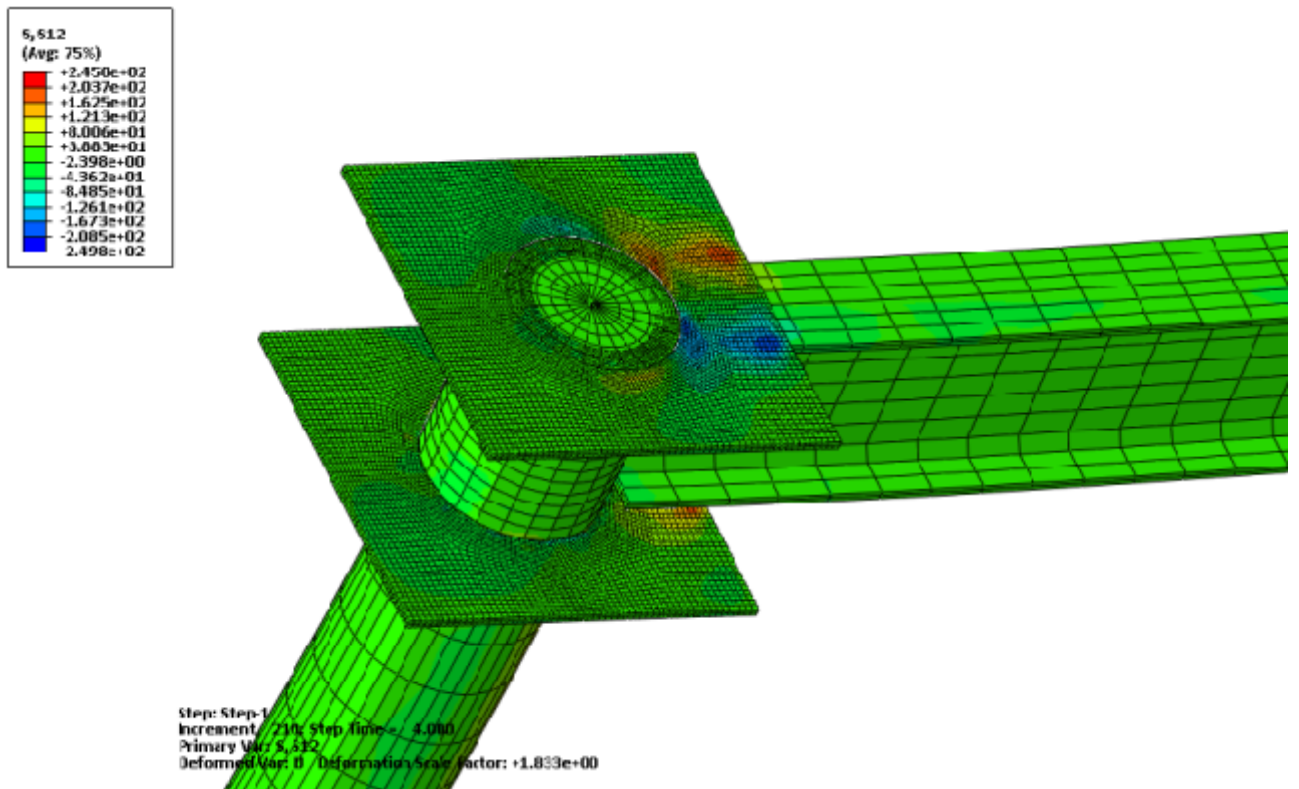


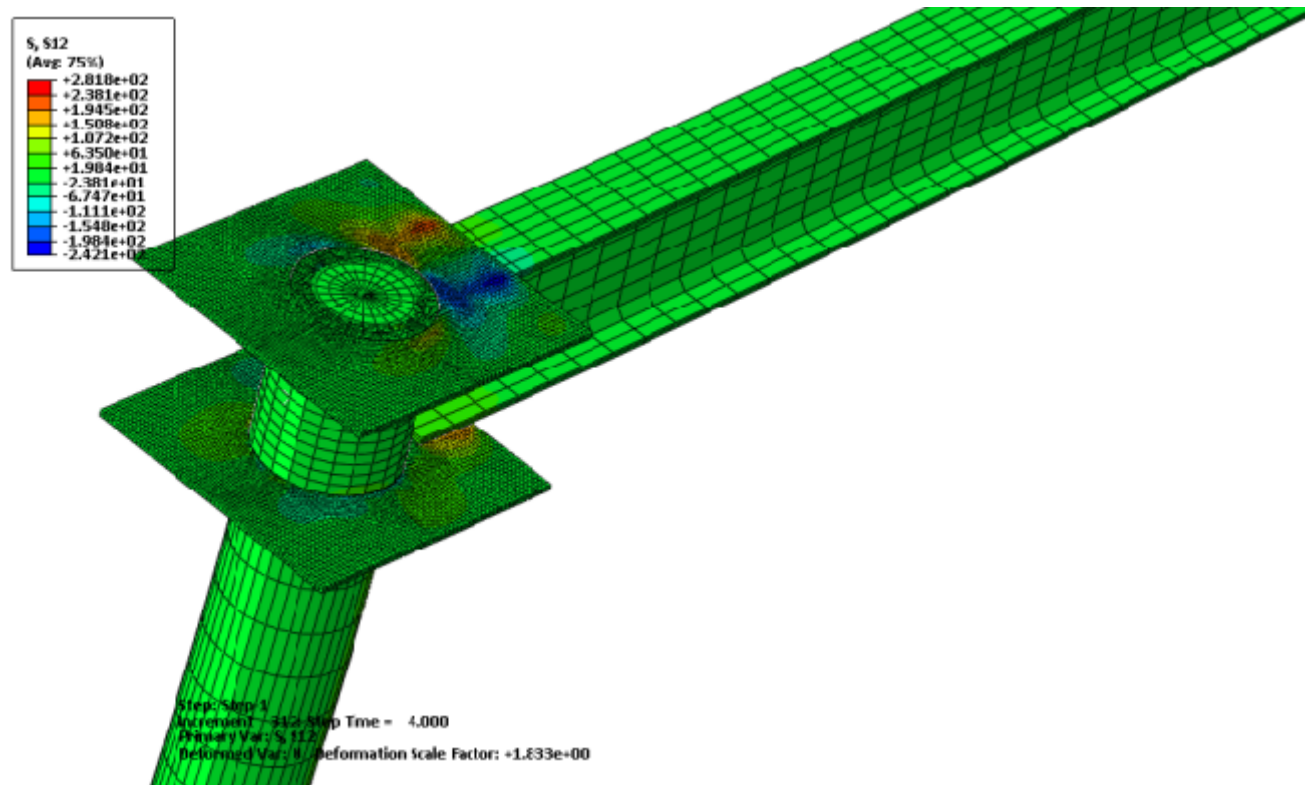
Fig. III.28 c: contraintes dans le gousset du portique C.

La figure III.28 montre la propagation des contraintes dans les goussets des portiques A et C, il est clair que la zone de rupture dans le gousset du portique A est très petite par rapport à celle du gousset du portique C qui est quasi entièrement en situation de rupture.

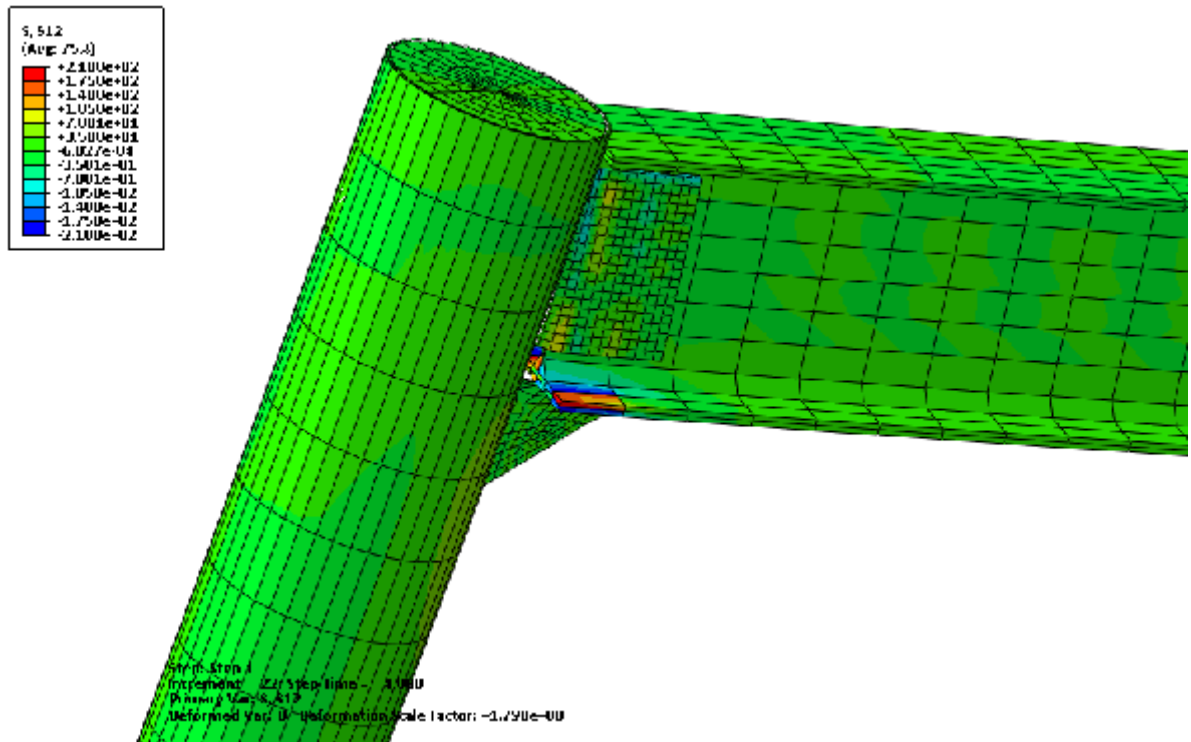
5.2 .2 contraintes de cisailement



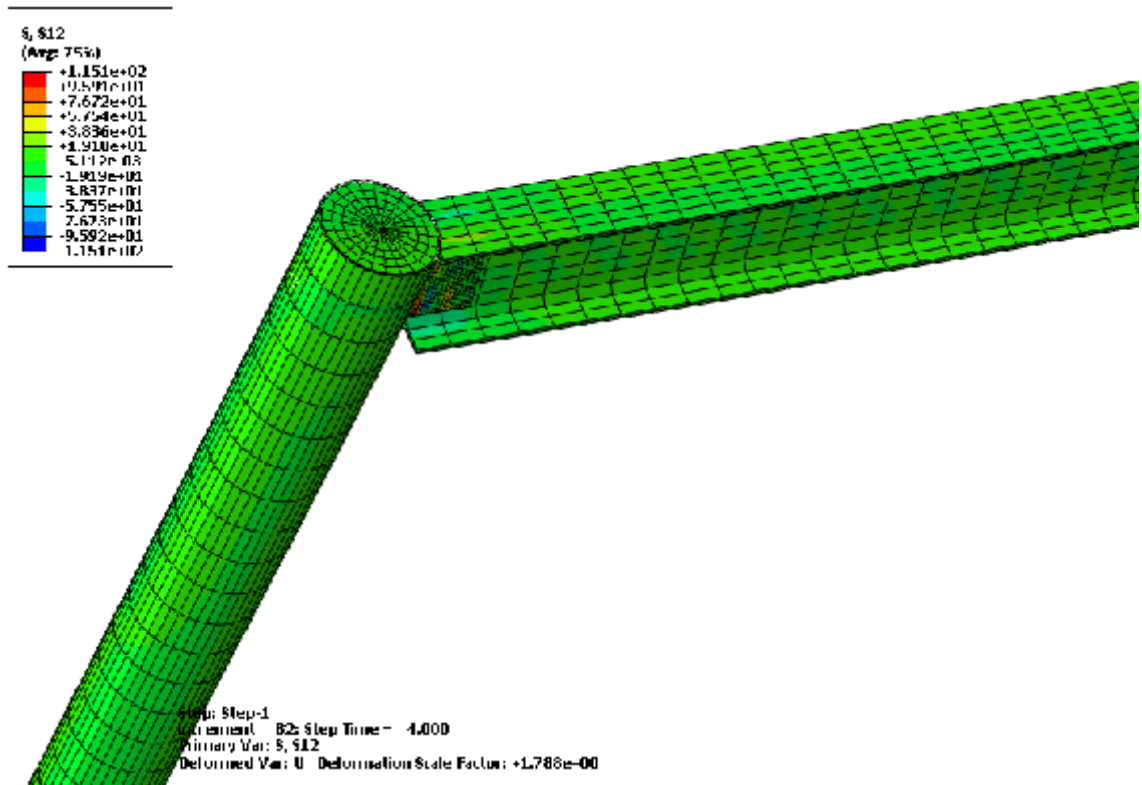
Portique A



Portique B

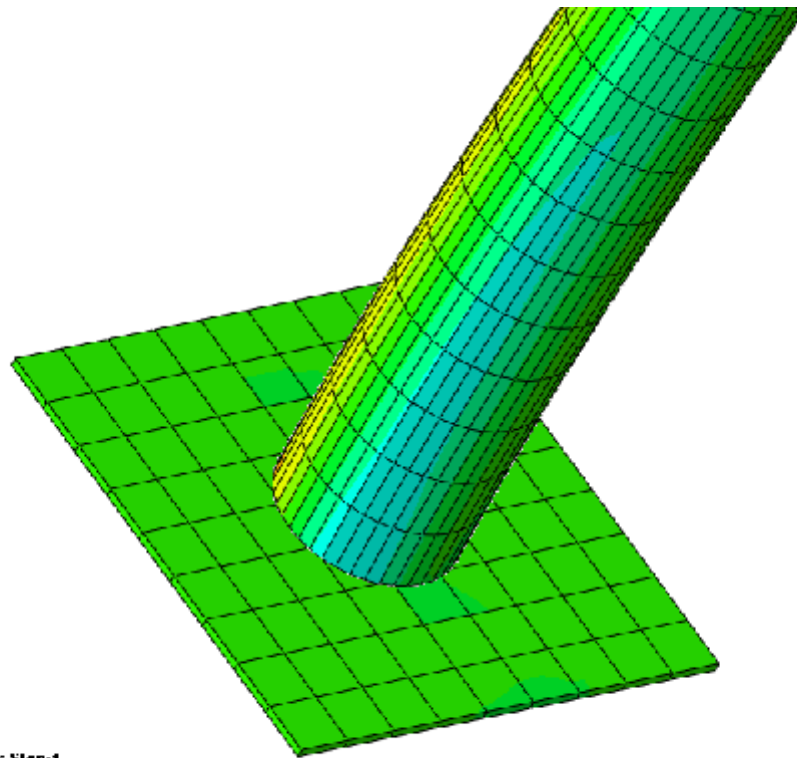
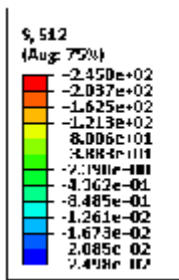


Portique C



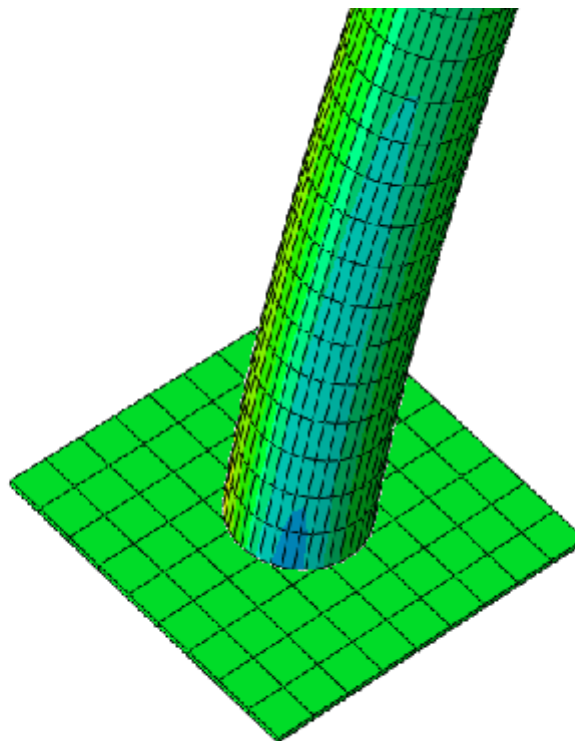
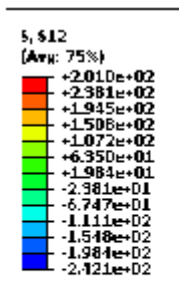
Portique D

Fig. III.29.1: Propagation des contraintes de cisailment a la tête des quatre portiques.



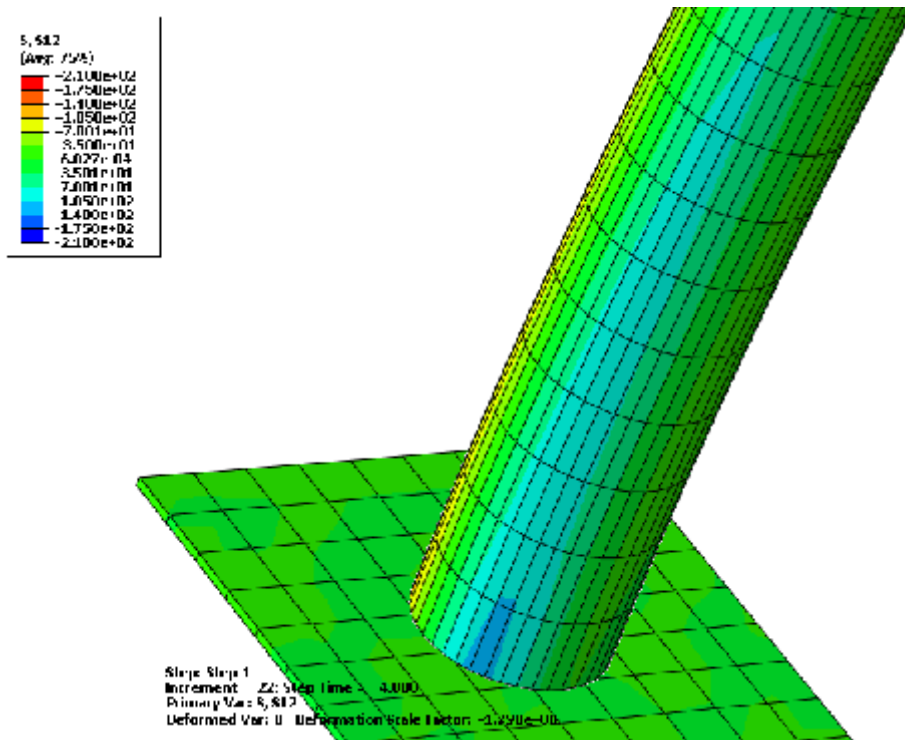
Step: Step-1
 Increment: 210; Step Time = 4.000
 Primary Var: S, S12
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.833e+00

Portique A

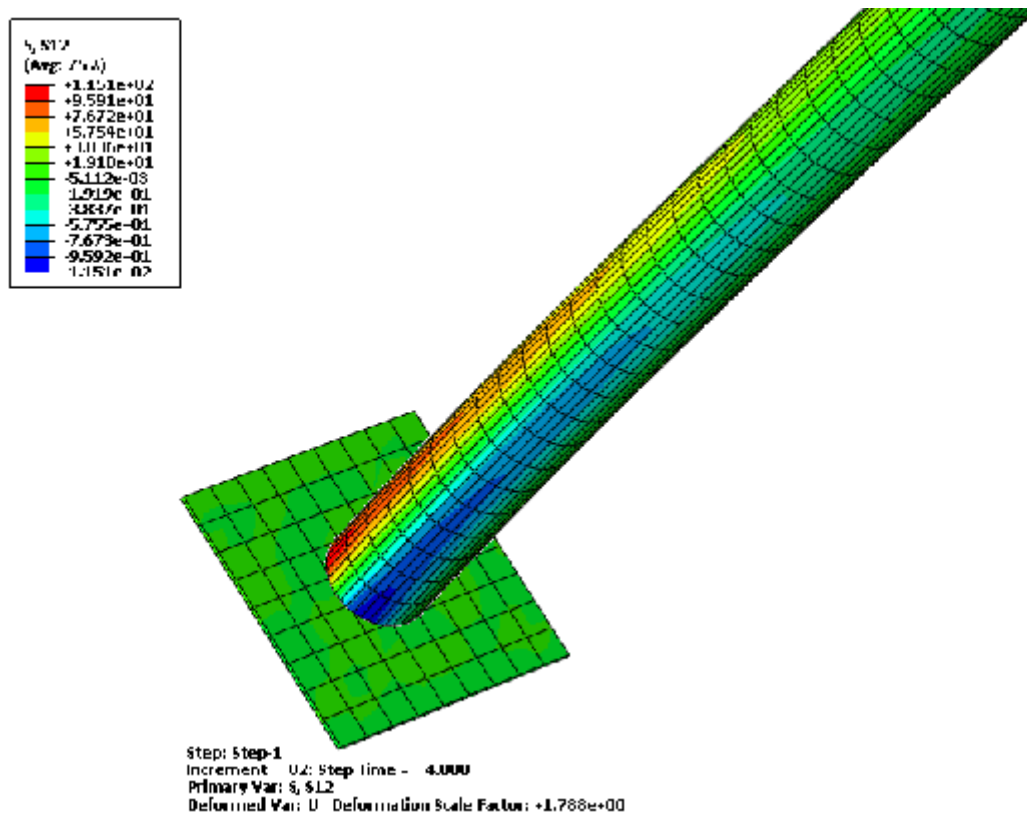


Step: Step-1
 Increment: 012; Step Time = 4.000
 Primary Var: S, S12
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.855e+00

Portique B



Portique C

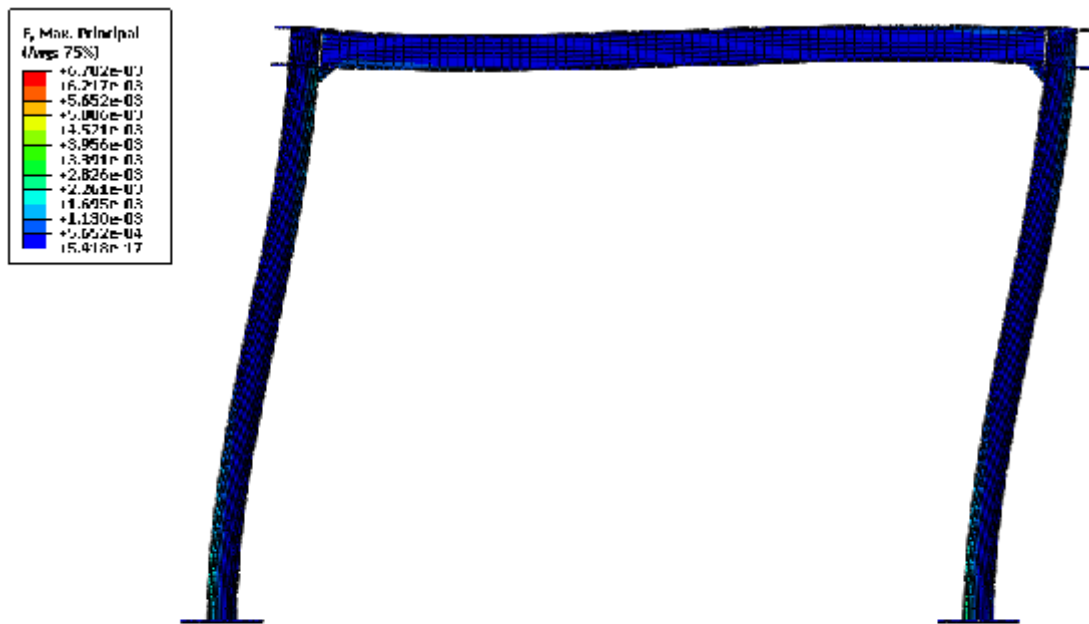


Portique D

Fig. III.29.2: Propagation des contraintes de cisailment a la base des quatre portiques

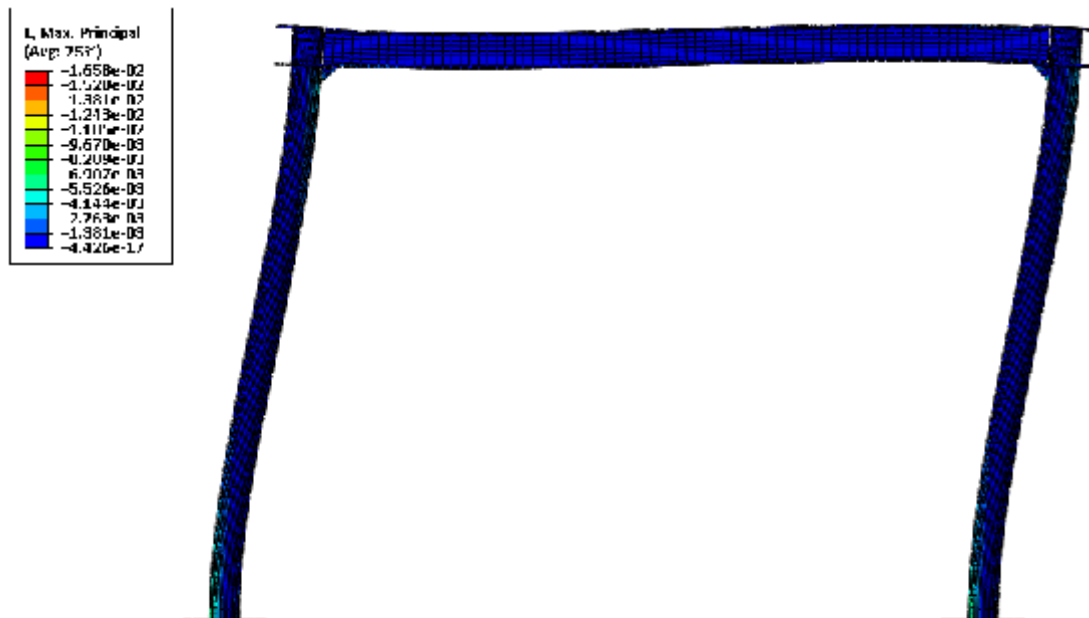
La figure III.29 montre les contraintes de cisaillement a la tête et a la base des portiques, ces contraintes sont plus importantes dans les plaques d'assemblages des portiques A et B au niveau de la soudure des poutres, mais elles sont moins importantes en base de ces portiques par rapport aux deux autres, ceci indiquant une meilleur répartition des contrainte surtout concernant les poteaux.

5.2.3 Propagation des déformations



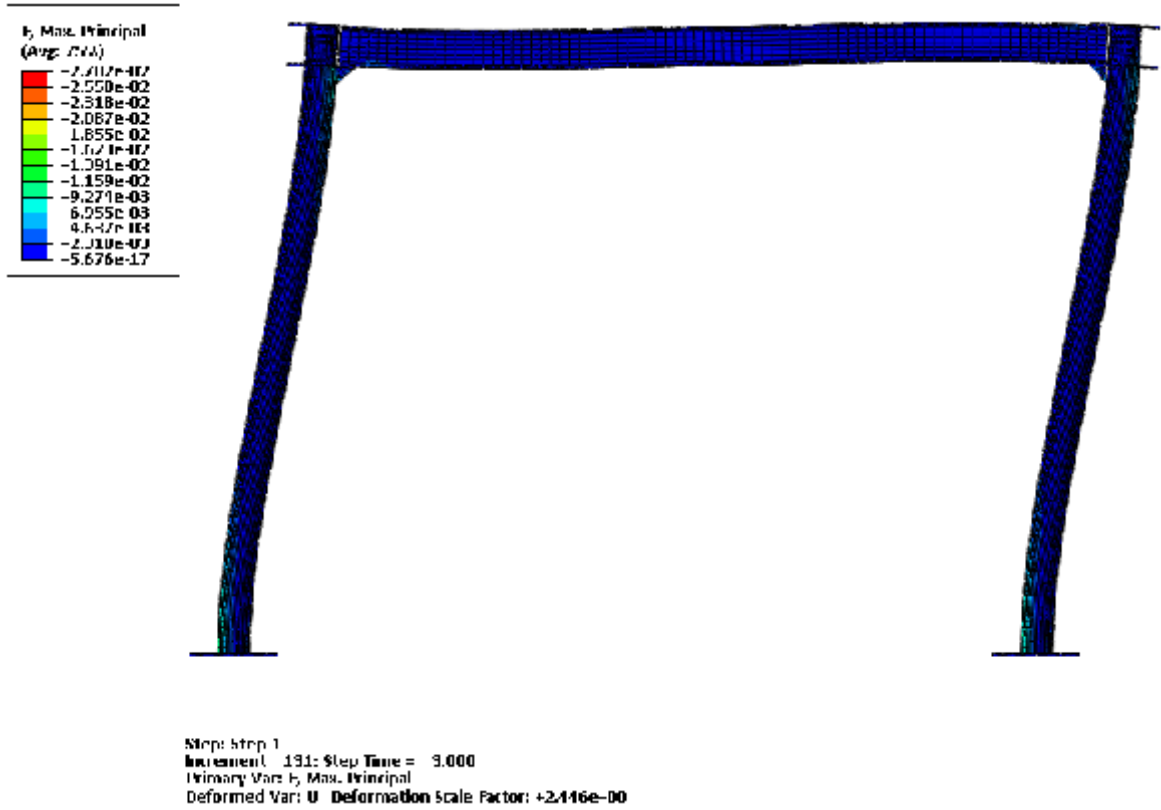
Step: Step-1
 Increment: 7; Step time = 1.000
 Primary Var: L, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +7.813e+00

T=1S

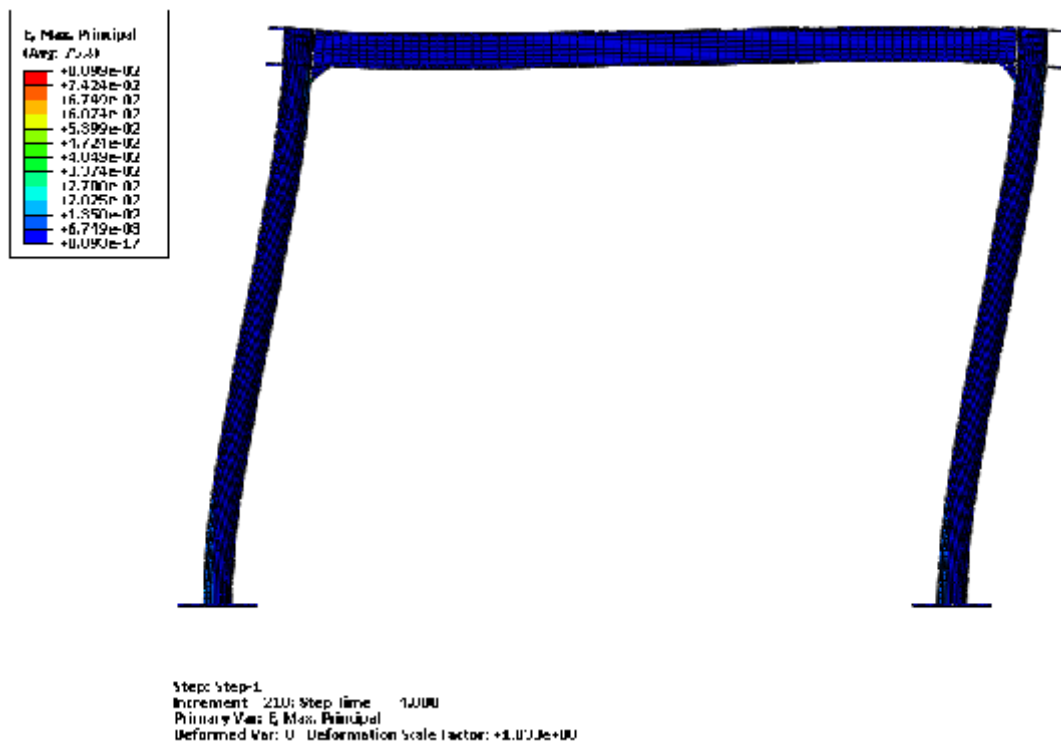


Step: Step-1
 Increment: 20; Step time = 2.000
 Primary Var: L, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +8.667e+00

T=2S

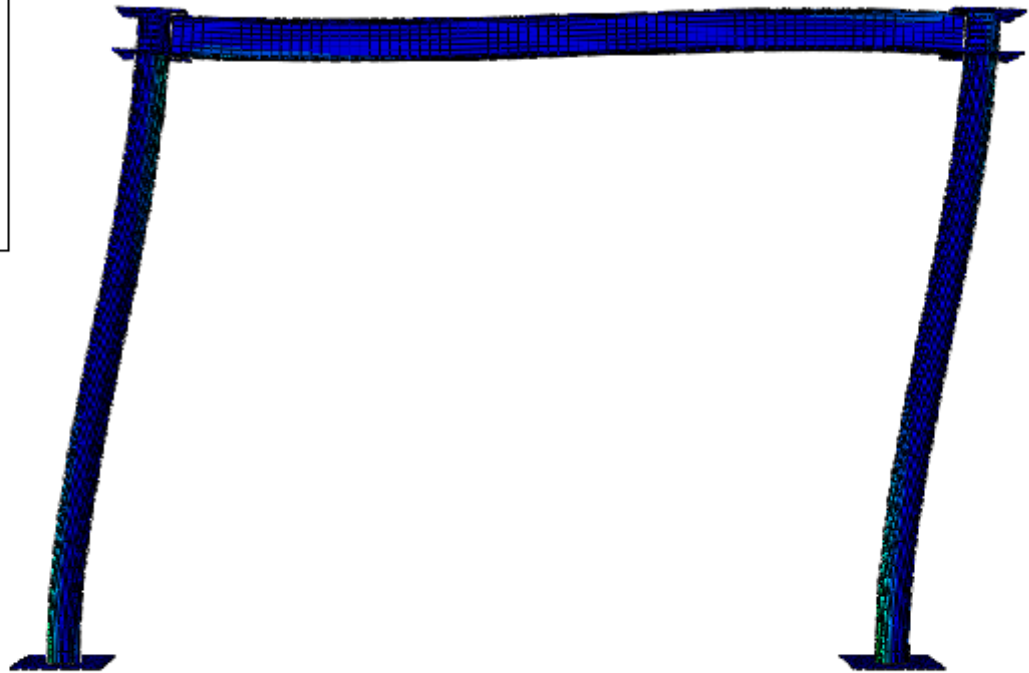
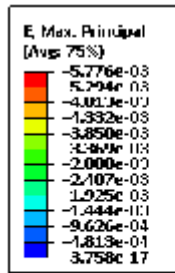


T=3S



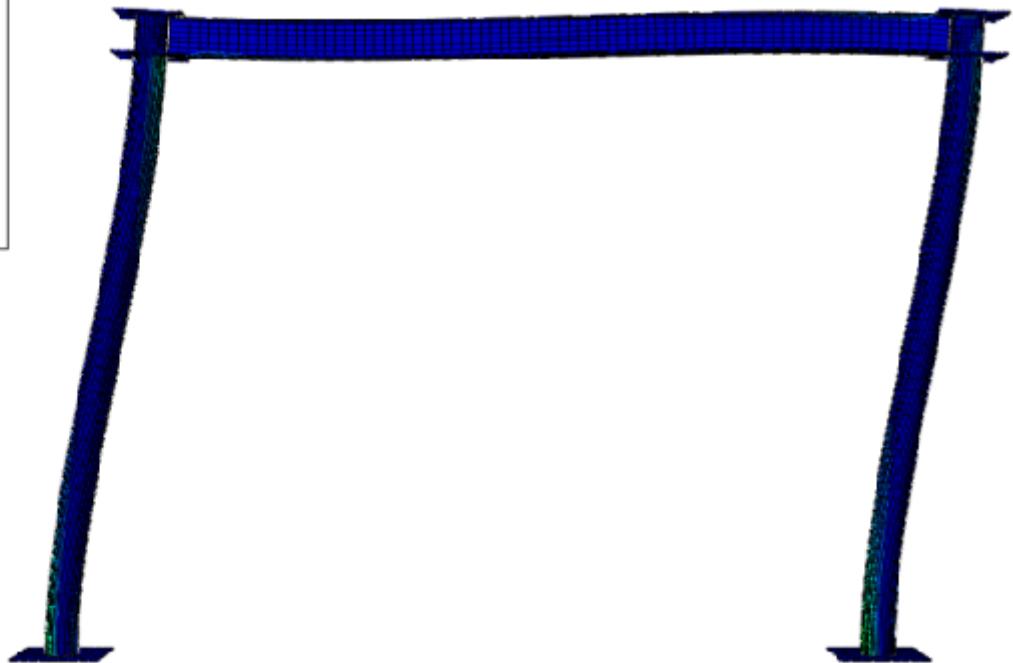
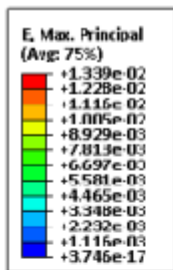
T=4S

Fig. III.30 a: Propagation des déformations dans les aciers du portique A.



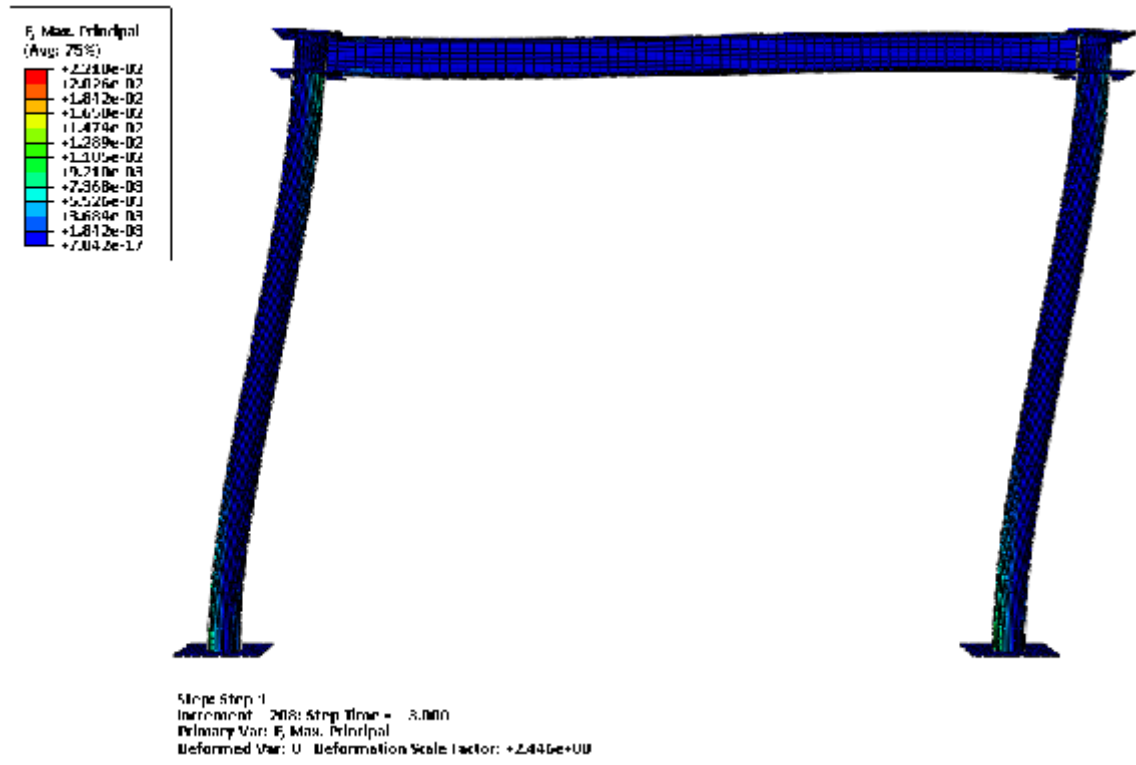
Step: Step 1
 Increment: 7; Step Time = 1.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: 7.312e-00

T=1S

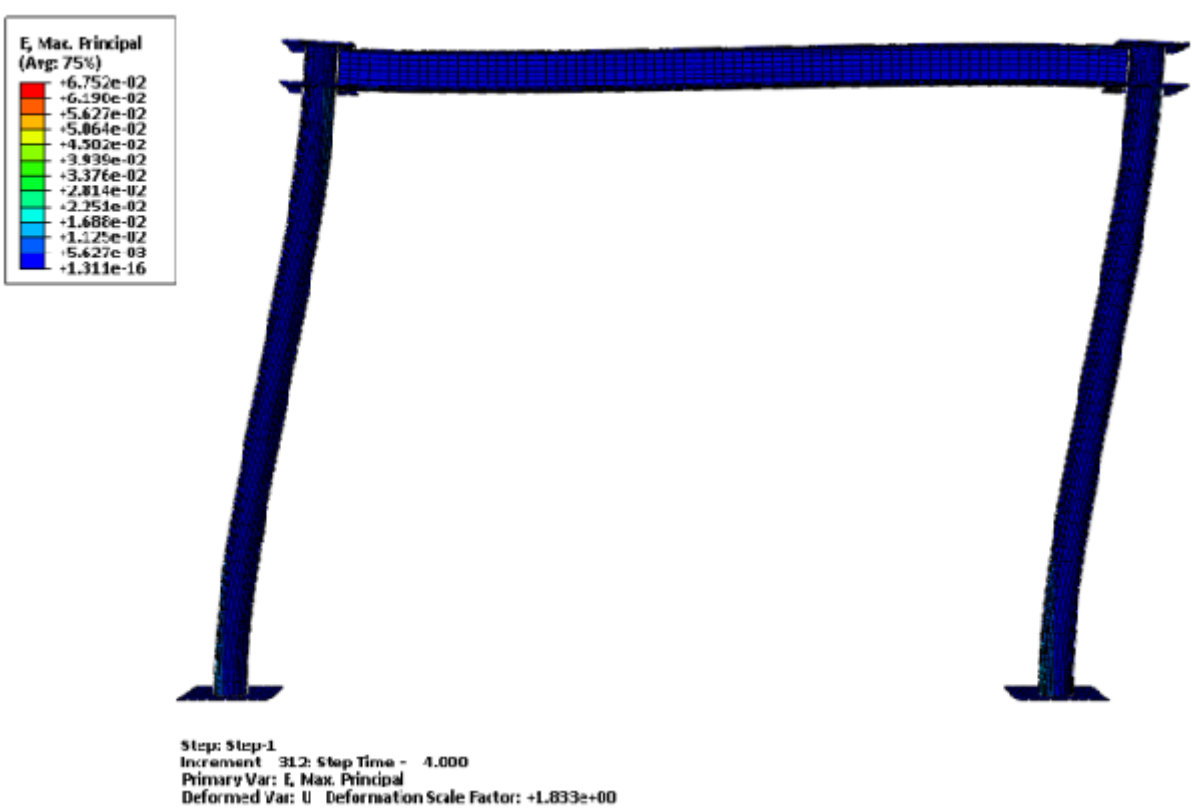


Step: Step-1
 Increment: 107; Step Time = 2.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +3.660e+00

T=2S

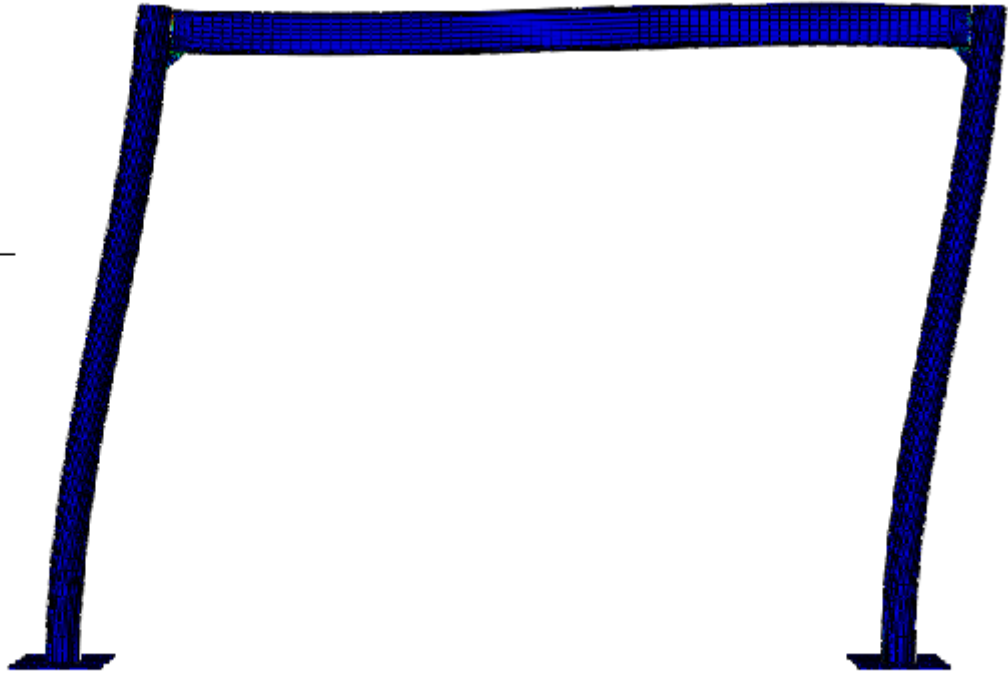
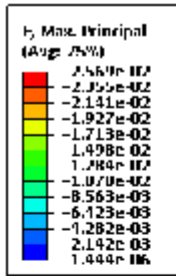


T=3S



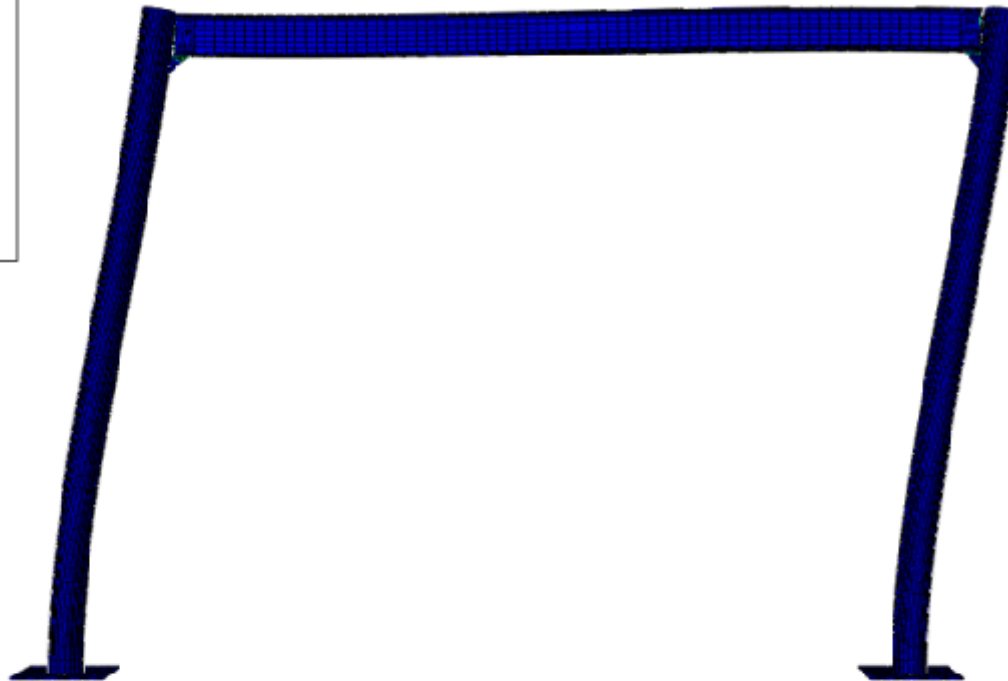
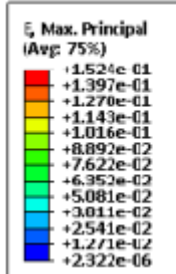
T=4S

Fig. III.30 b: Propagation des déformations dans les aciers du portique B.



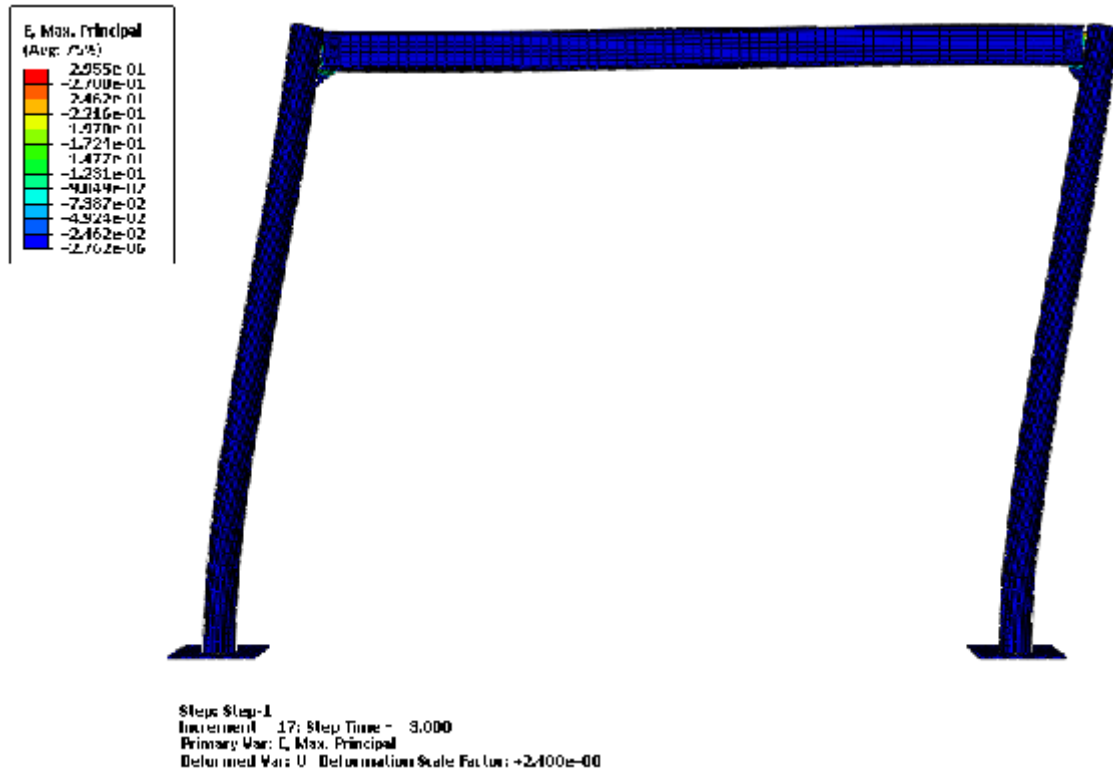
Step: Step-1
 Increment: 7: Step Time = 1.000
 Primary Var: ϵ_y Max. Principal
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: -7.272e+00

T=1S

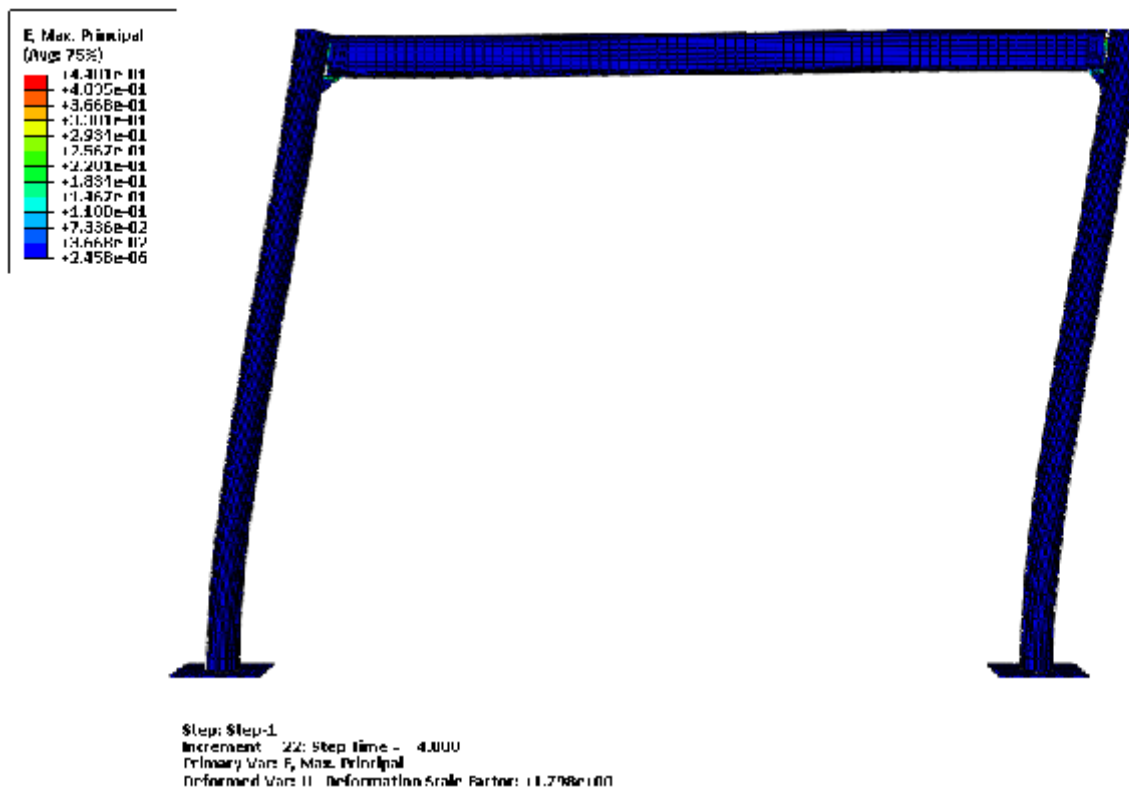


Step: Step-1
 Increment: 12: Step Time = 2.000
 Primary Var: ϵ_x Max. Principal
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +3.610e+00

T=2S

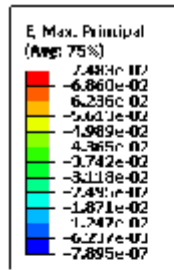


T=3S



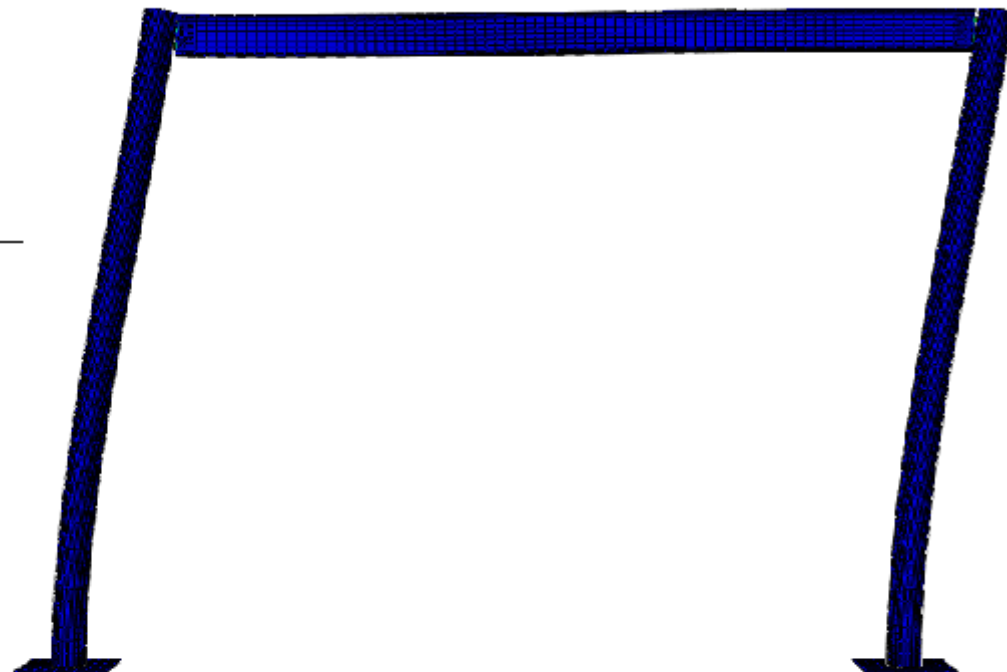
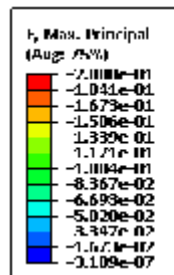
T=4S

Fig. III.30 c: Propagation des déformations dans les aciers du portique C.



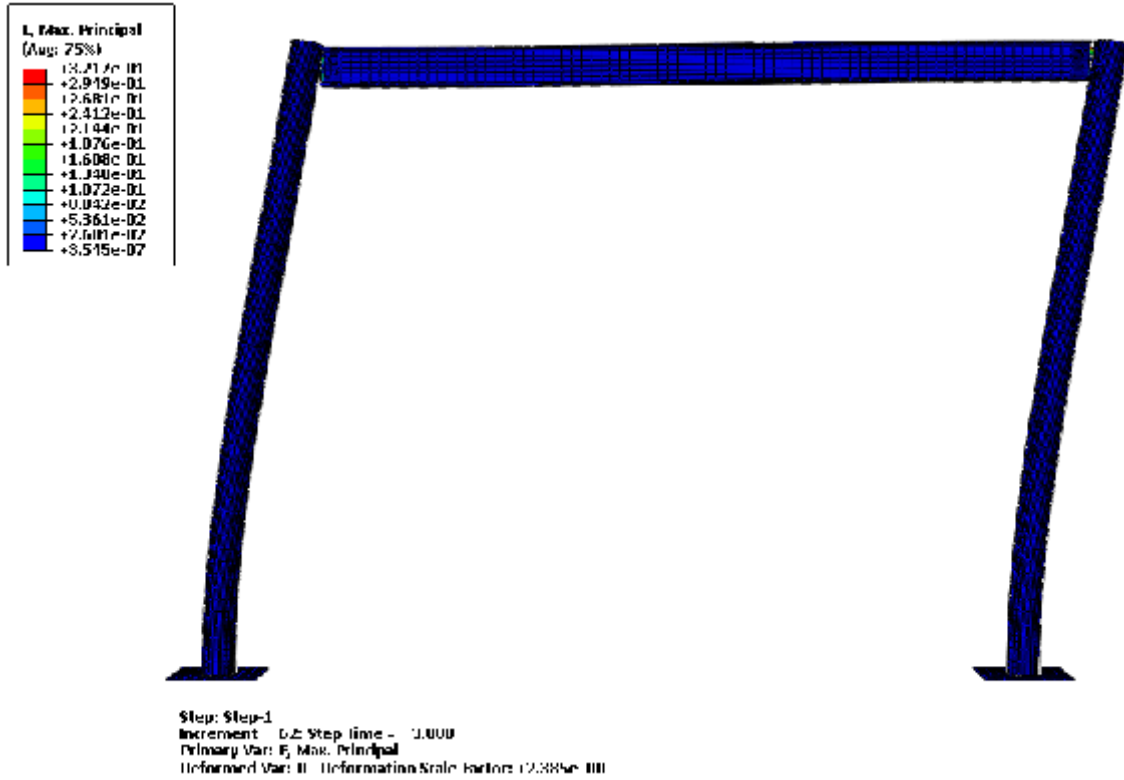
Step: Step-1
 Increment: 22; Step Time = 1.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +7.196e+00

T=1S

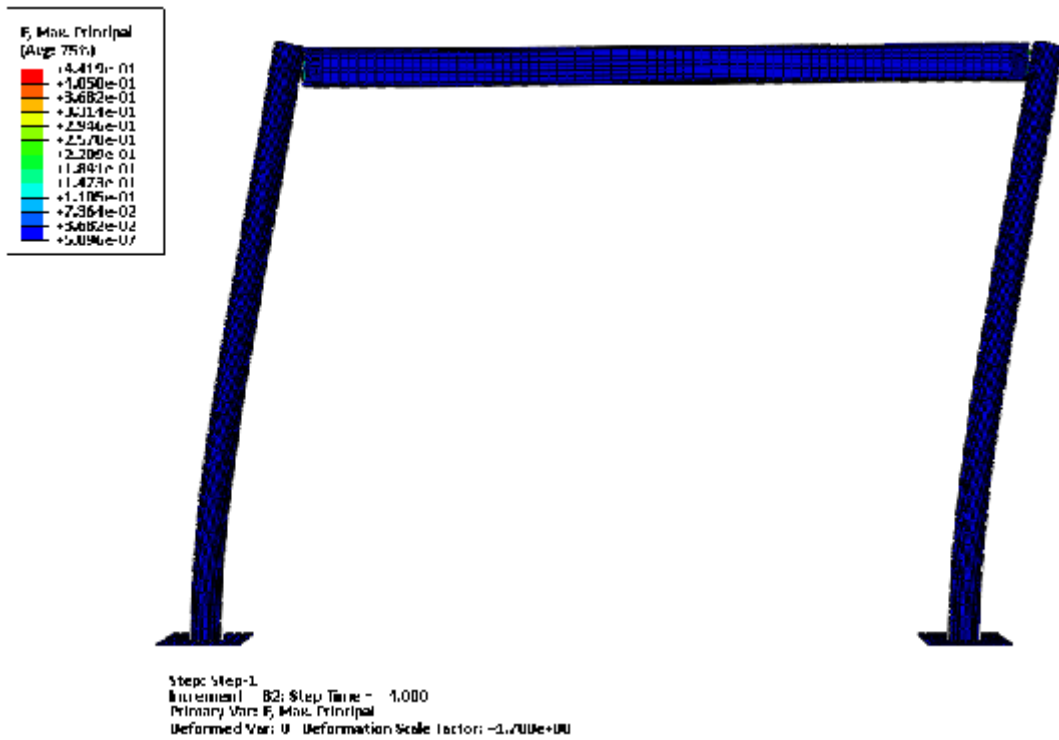


Step: Step-1
 Increment: 42; Step Time = 2.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: -3.501e+00

T=2S



T=3S



T=4S

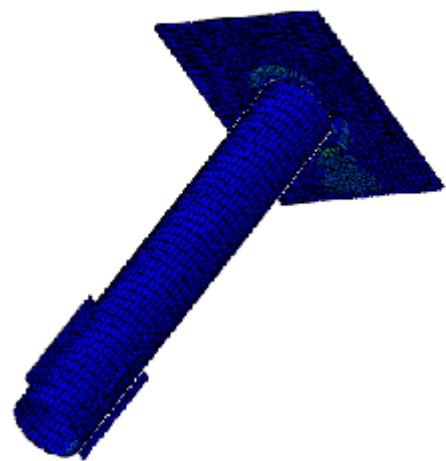
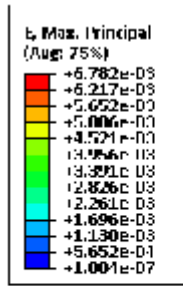
Fig. III.30 d: Propagation des déformations dans les aciers du portique D.

En observant la figure III.30 on constate une grande différence des valeurs de déformation entre les deux premiers portiques et les deux derniers, en effet les valeurs suivantes le montrent :

- Portique A : 0.08099 mm
- Portique B : 0.06752 mm
- Portique C : 0.401 mm
- Portique D : 0.419 mm

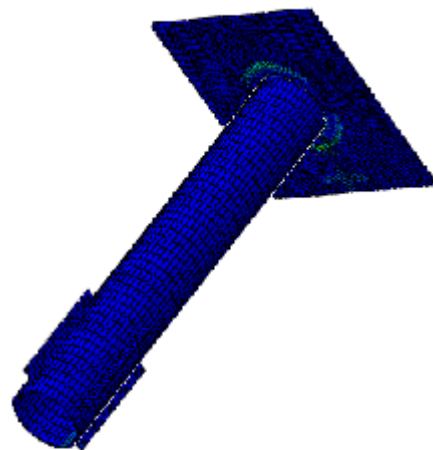
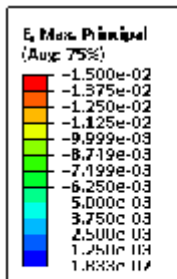
On constate aussi que ces déformations sont concentrées dans les zones d'assemblages, autrement dit les zones de formation des rotules plastiques, ceci permet d'affirmer leur formation.

Il est à noter que la déformation plastique maximale du portique A est concentrée sur le gousset qui n'est pas un élément principale d'assemblage, la figure suivante montre clairement que le manchon et la plaque d'assemblage du portique A est moins importante que celle du portique B.



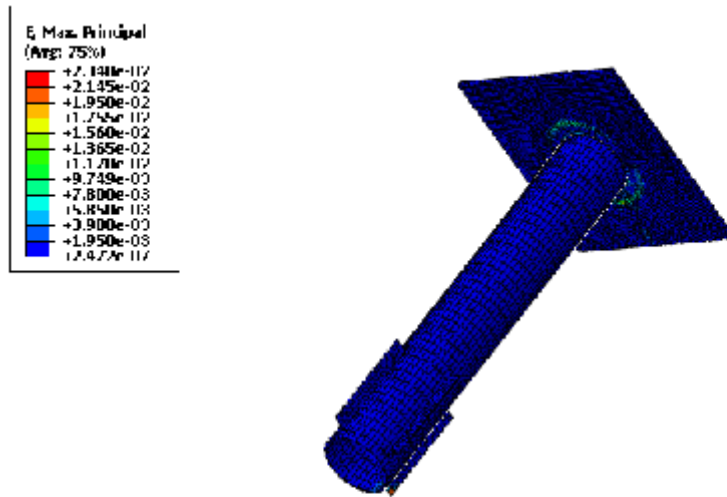
Step: Step 1
 Increment 7: Step Time = 1.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: 1.1497e+00

T=1S



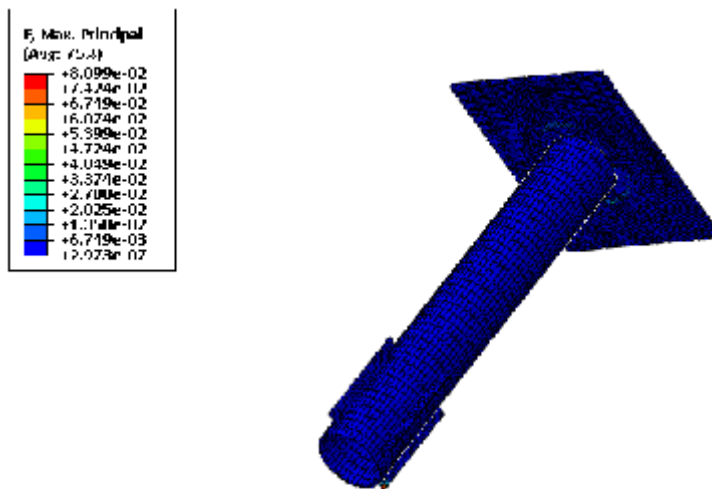
Step: Step-1
 Increment 38: Step Time = 2.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: 15.722e+01

T=2S



Step: Step-1
 Increment: 131; Step Time = 3.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: II - Deformation Scale Factor: 13.813e-01

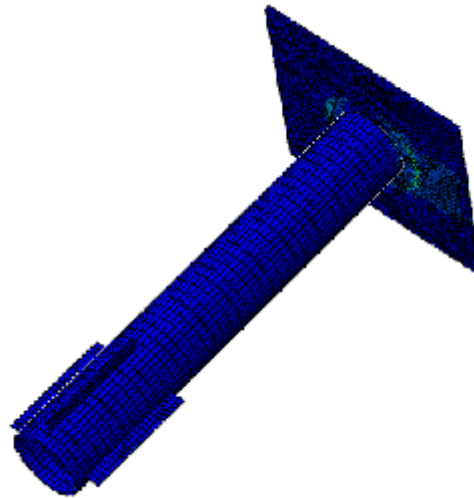
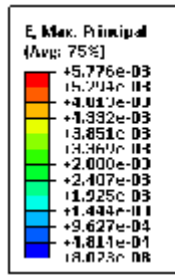
T=3S



Step: Step-1
 Increment: 240; Step Time = 4.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: II - Deformation Scale Factor: +2.0162e-01

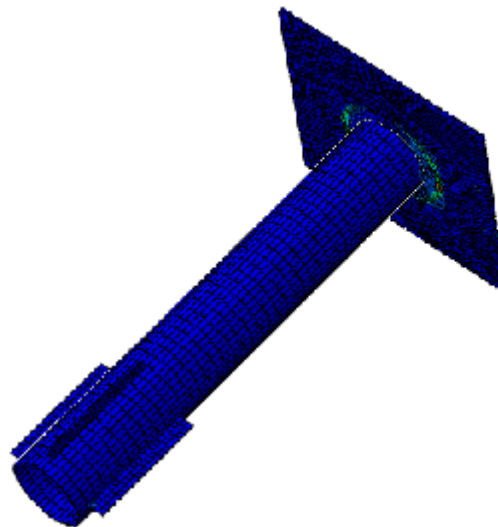
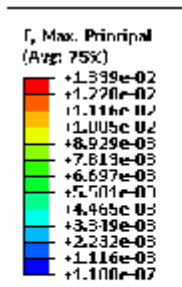
T=4S

Fig. III.31 a: Propagation des déformations dans le gousset du portique A.



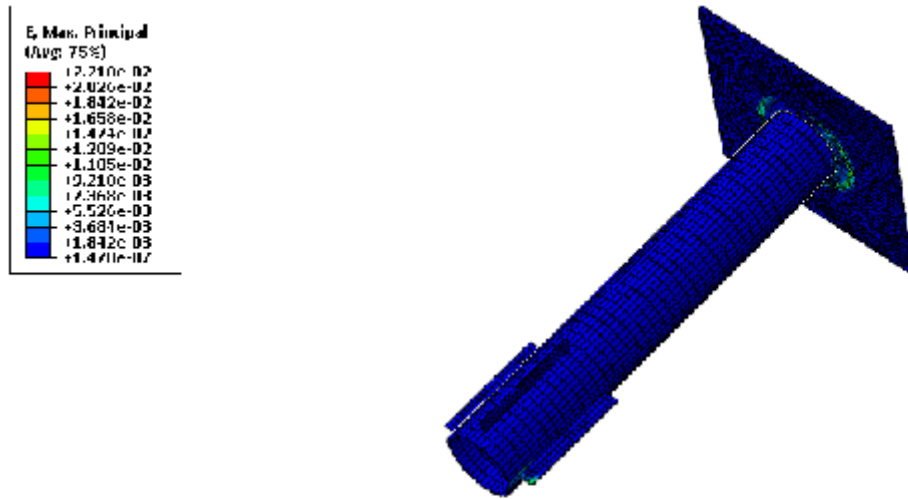
Step: Step-1
Increment: 7; Step Time = 1.000
Primary Var: E, Max. Principal
Deformed Var: U; Deformation Scale Factors: 1.142e-00

T=1S



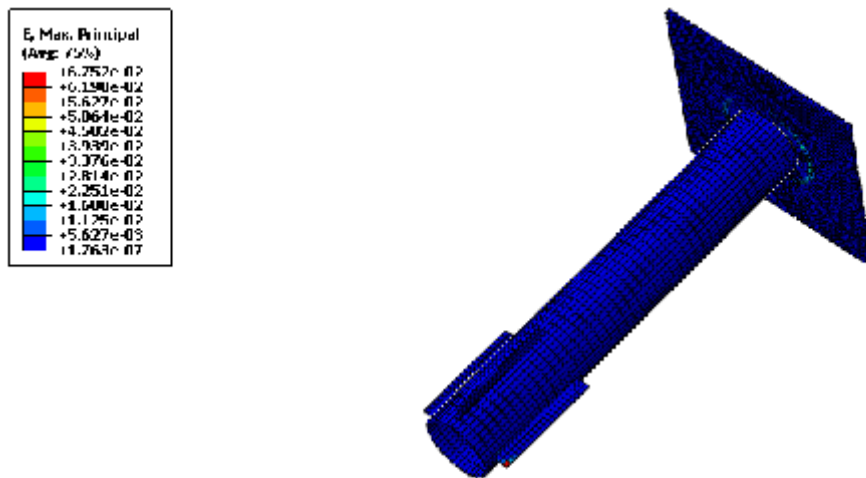
Step: Step-1
Increment: 107; Step Time = 2.000
Primary Var: E, Max. Principal
Deformed Var: U; Deformation Scale Factors: 15.721e-01

T=2S



Step: Step-1
 Increment: 208; Step Time = 3.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: 6.0012e-03

T=3S

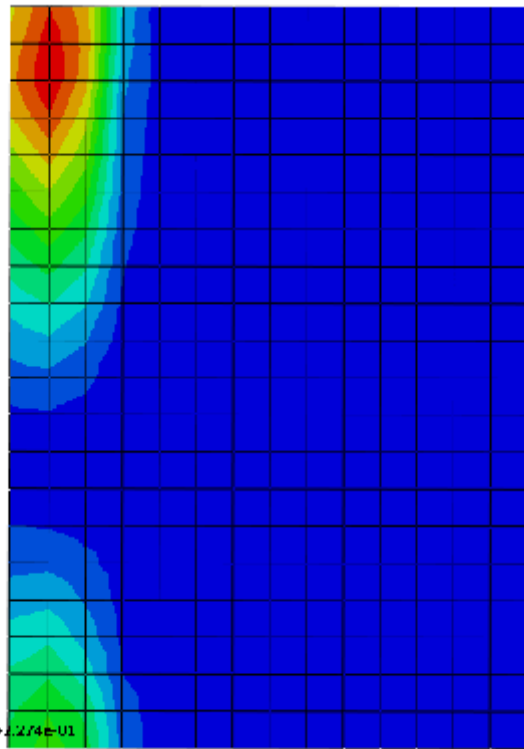
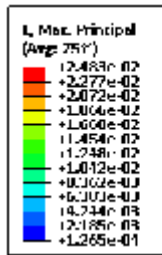


Step: Step-1
 Increment: 312; Step Time = 4.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +2.862e-01

T=4S

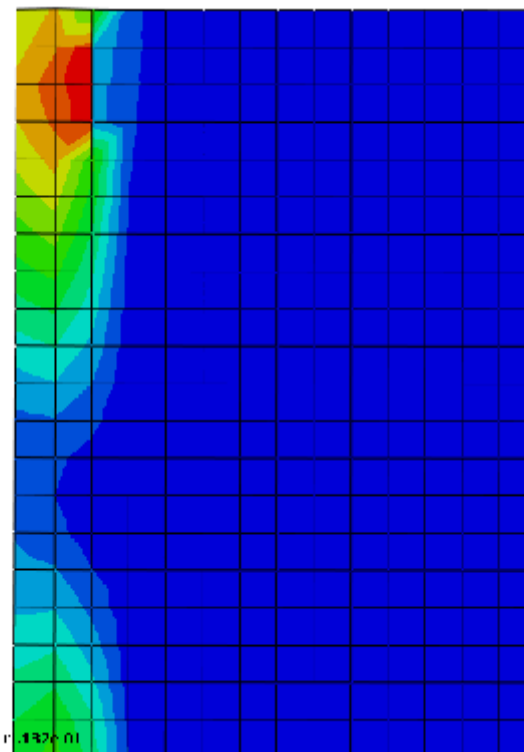
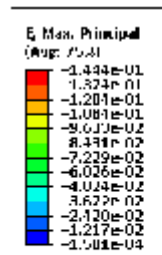
Fig. III.31 b: Propagation des déformations dans le gousset du portique B.

La figure III.31 montre clairement que les déformations des plaques d'assemblages et du manchon du portique B se produisent bien avant celle du portique A, ces déformations sont aussi plus importantes dans le portique B.



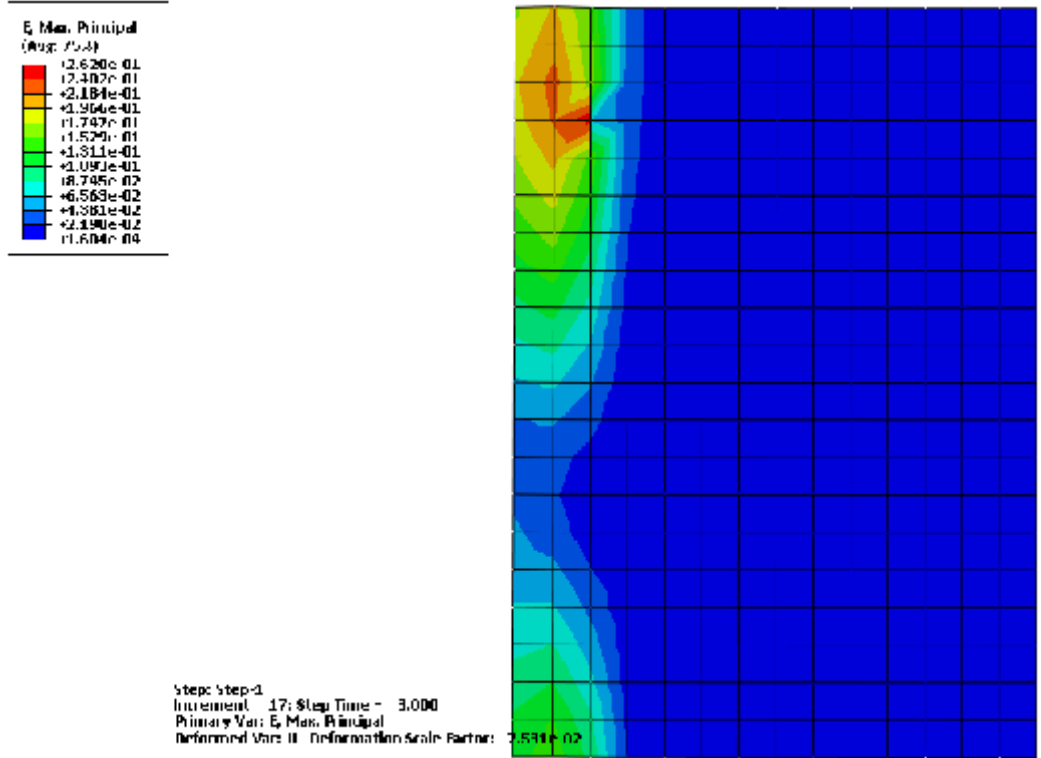
Step: Step-1
Increment: 2 Step Time = 1.000
Primary Var: U, Max. Principal
Reformed Var: U Deformation Scale Factor: +2.274e-01

T=1S

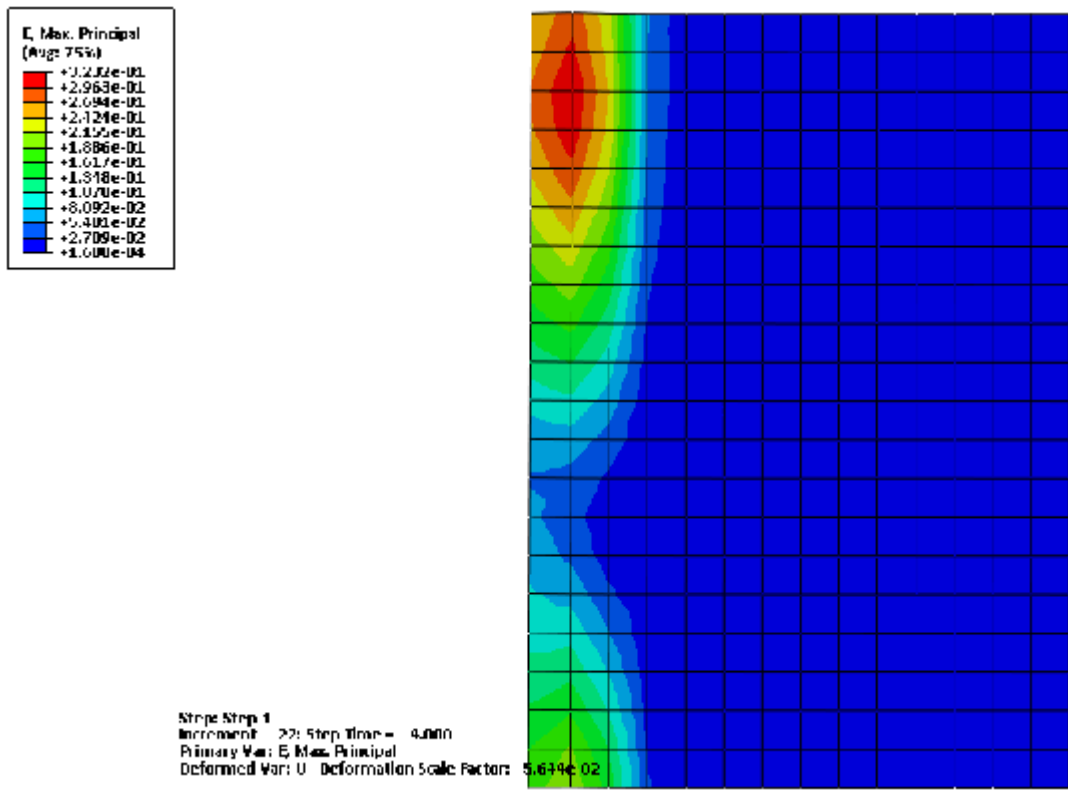


Step: Step-1
Increment: 12 Step Time = 2.000
Primary Var: E, Max. Principal
Reformed Var: E Deformation Scale Factor: +1.137e-01

T=2S

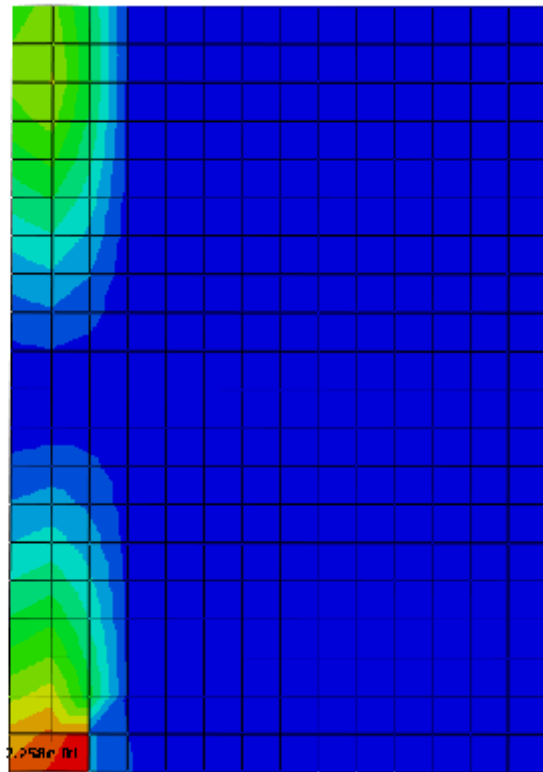
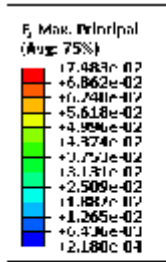


T=3S



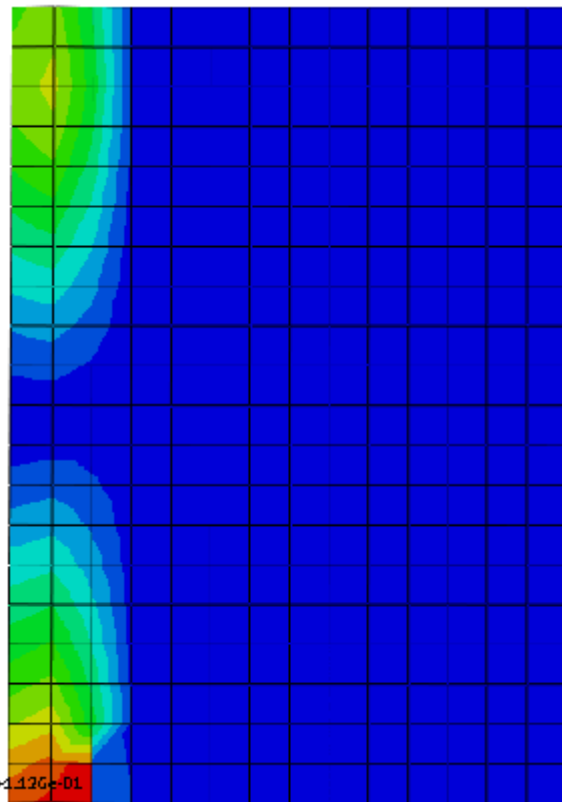
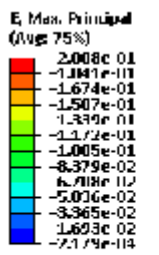
T=4S

Fig. III.32 c: Propagation des déformations dans les plaques d'assemblage du portique C.



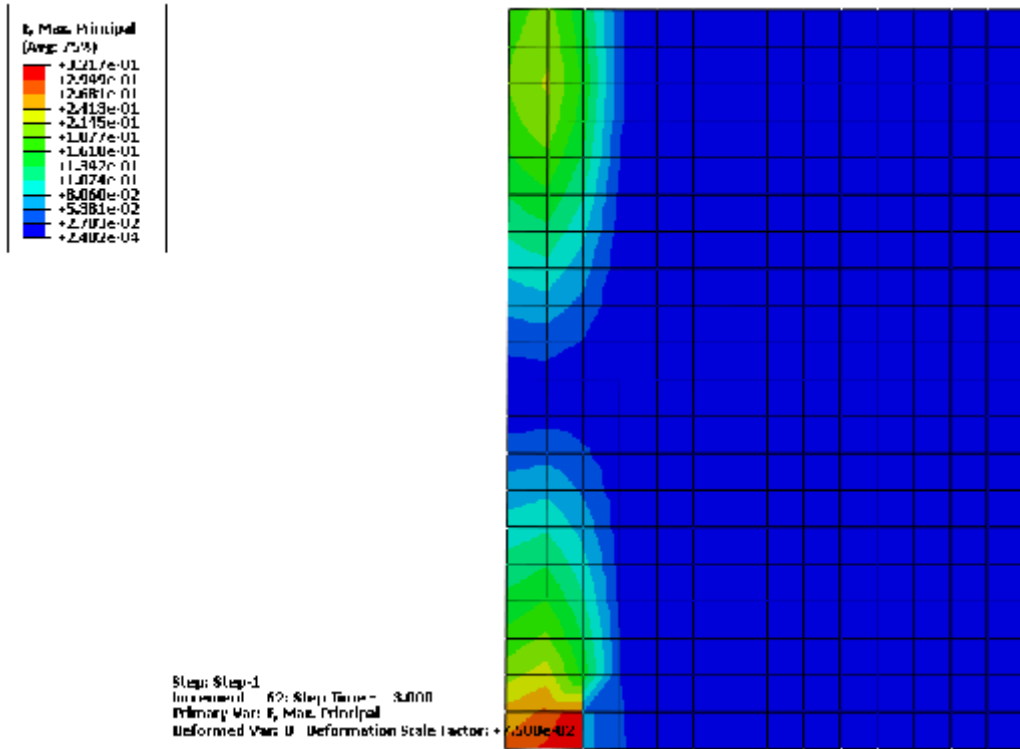
Step: Step-1
Increment: 22; Step Time = 1.000
Primary Var: E, Max. Principal
Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: 2.258e-01

T=1S

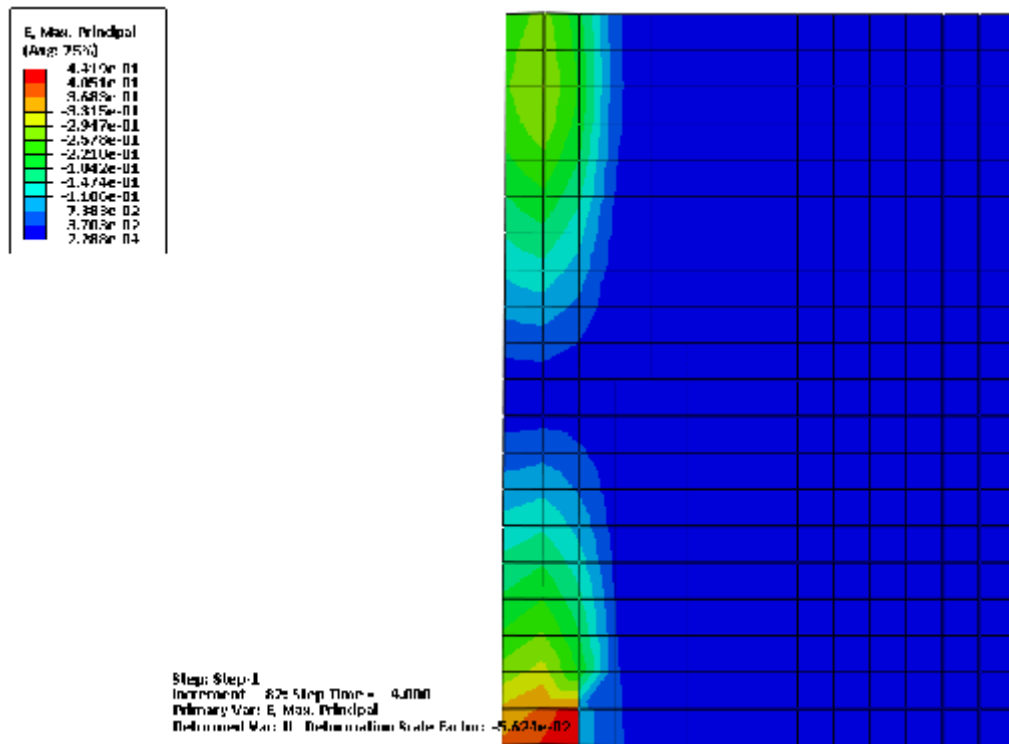


Step: Step-1
Increment: 42; Step Time = 2.000
Primary Var: E, Max. Principal
Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +1.122e-01

T=2S



T=3S

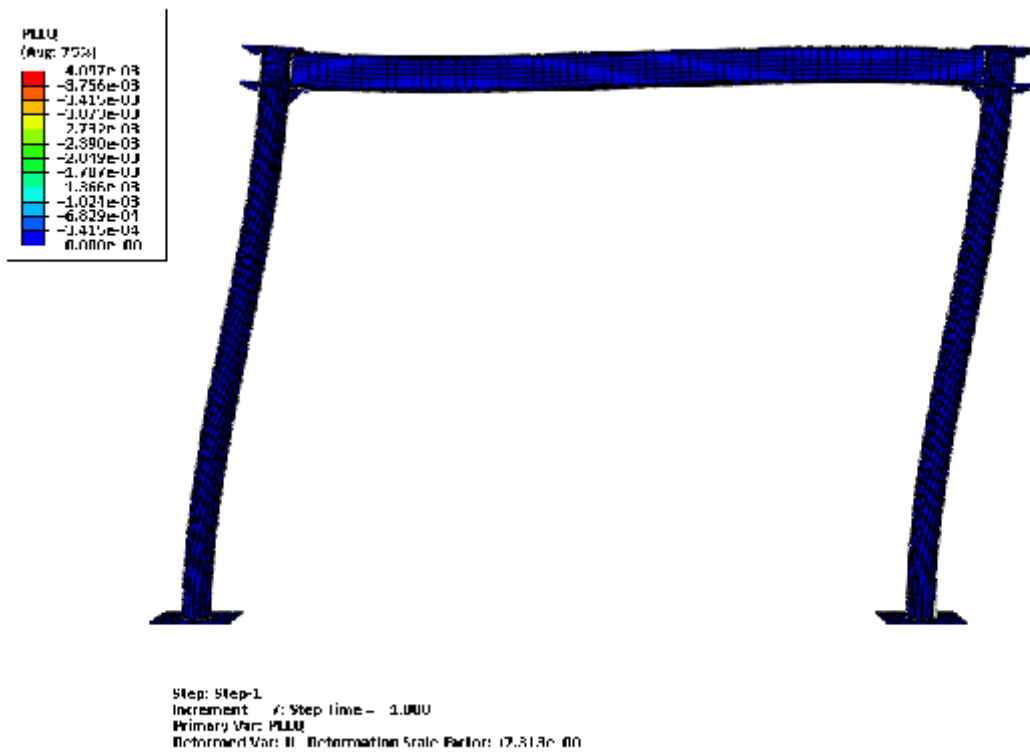


T=4S

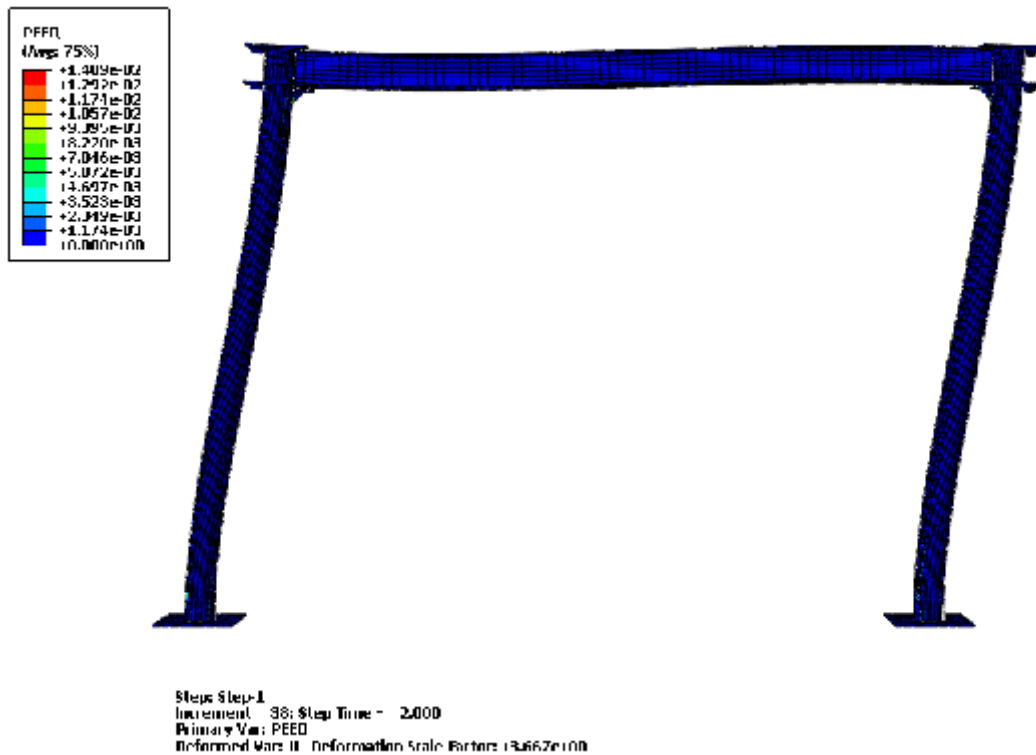
Fig. III.32 d: Propagation des déformations dans les plaques d'assemblages du portique D.

La figure III.32 montre les déformations dans les plaques d'assemblages des portiques C et D. on remarque que la plaque du portique C subit une déformation axée dans sa partie supérieure, cette déformation d'une valeur de 0.3232 est inférieure à celle que subit la plaque du portique D, la déformation subie par la plaque du portique D s'élève à 0.4419

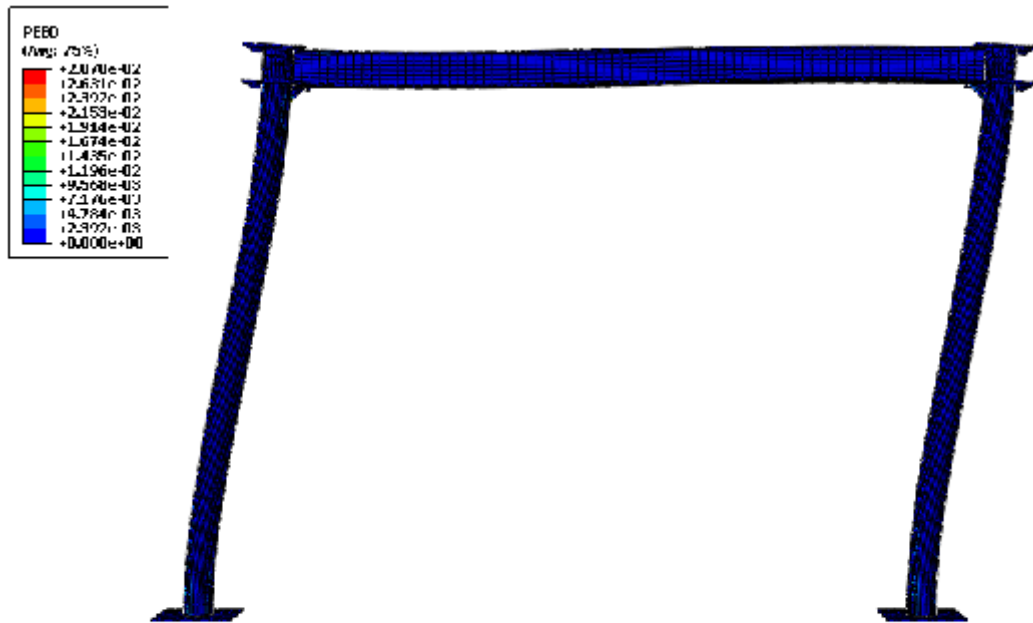
5.2.4 Propagation des déformations plastiques dans les portiques



T=1S

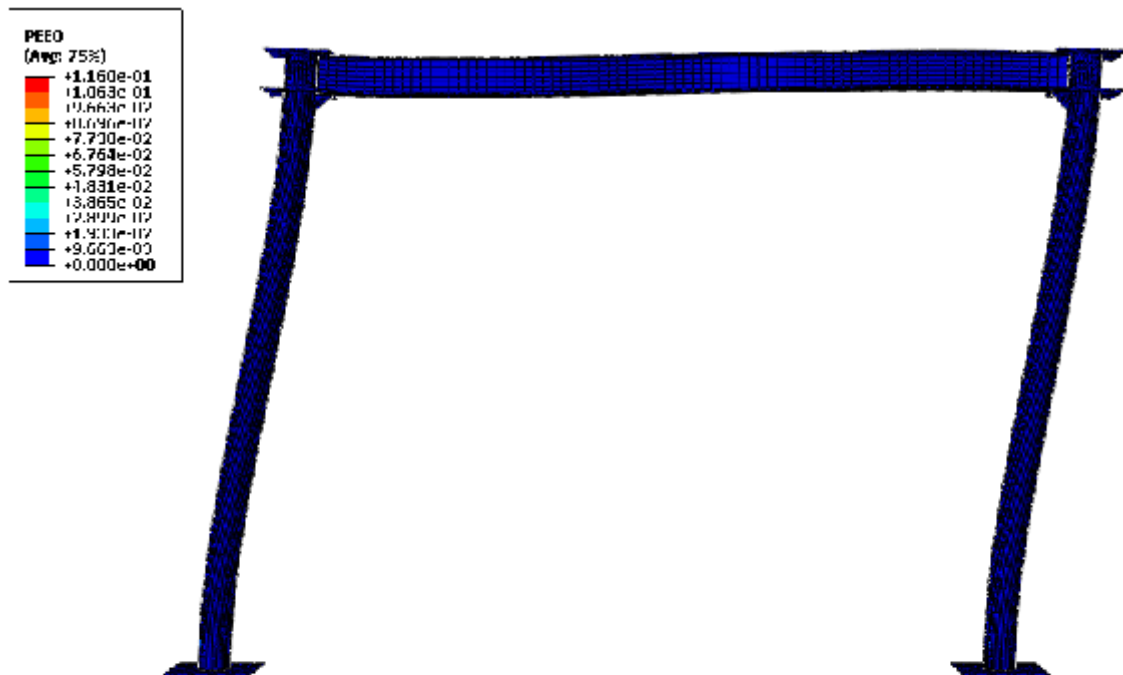


T=2S



Step: Step-1
 Increment: 131; Step time = 3.000
 Primary Var: PLEU
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: 1.2446e+00

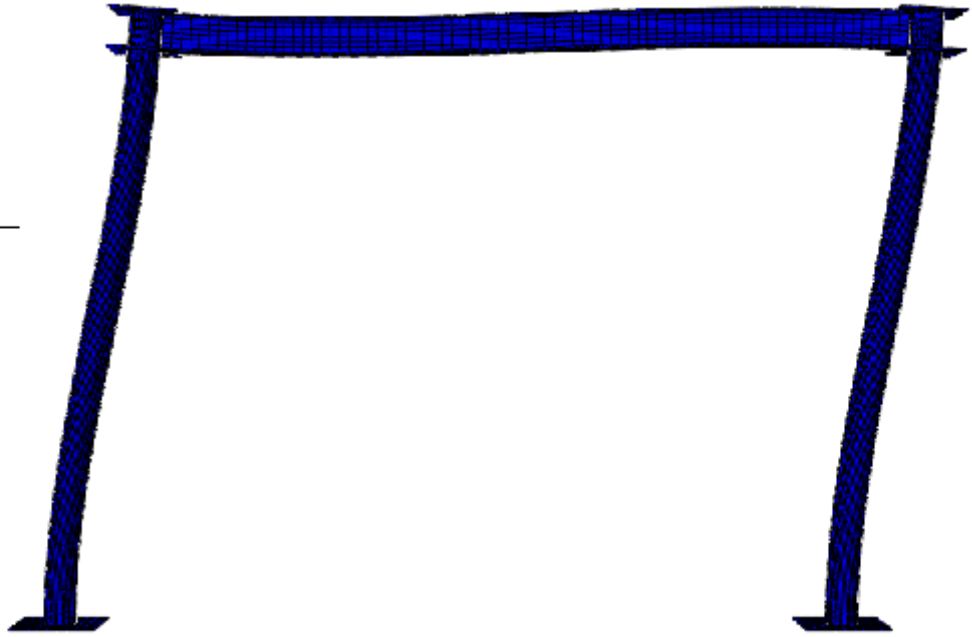
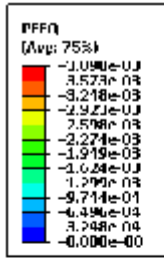
T=3S



Step: Step-1
 Increment: 241; Step time = 4.000
 Primary Var: PEEQ
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: 1.000e+00

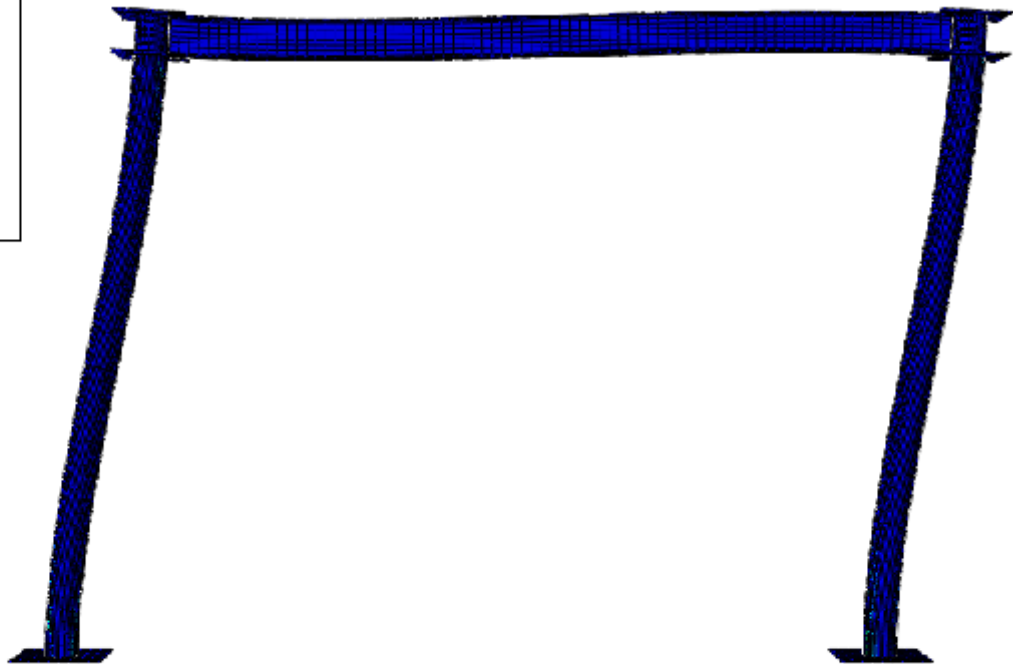
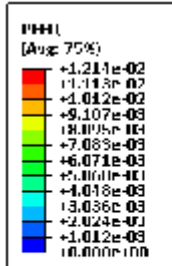
T=4S

Fig. III.33 a: Propagation des déformations plastiques dans les aciers du portique A.



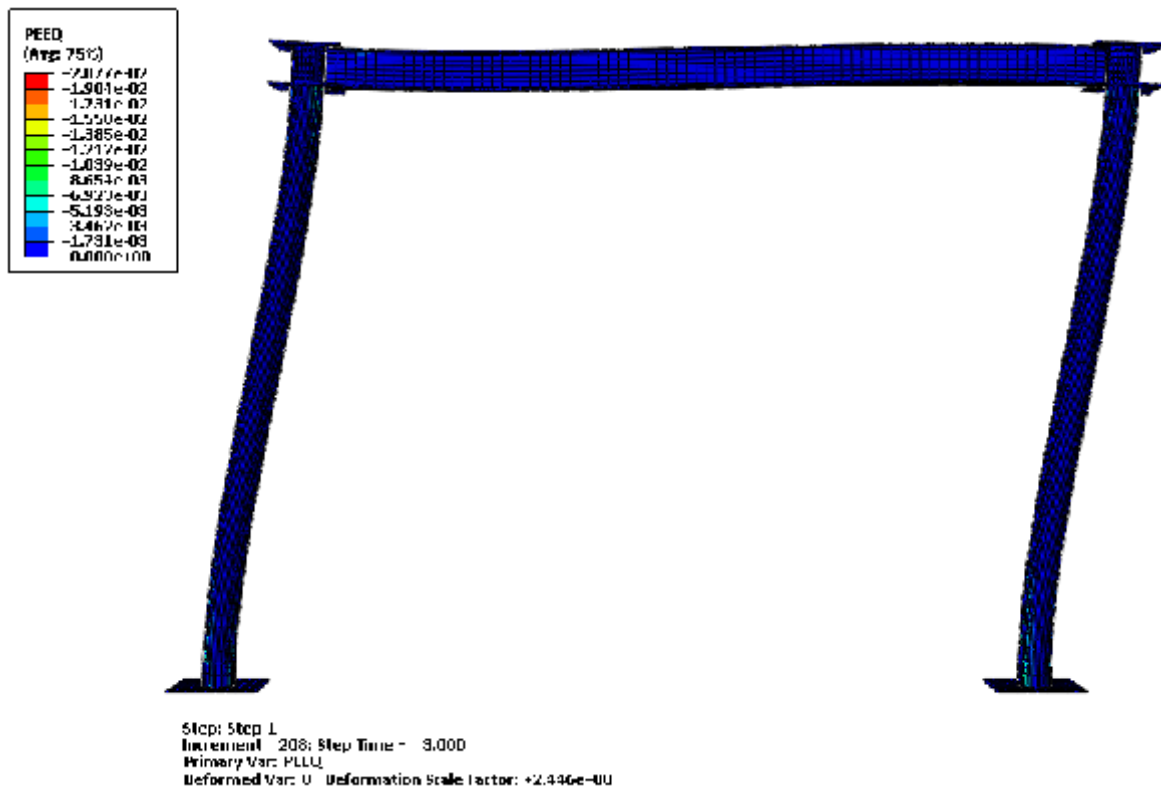
Step: Step 1
 Increment: 2; Step Time = 1.000
 Primary Var: PFFQ
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +7.032e-00

T=1S

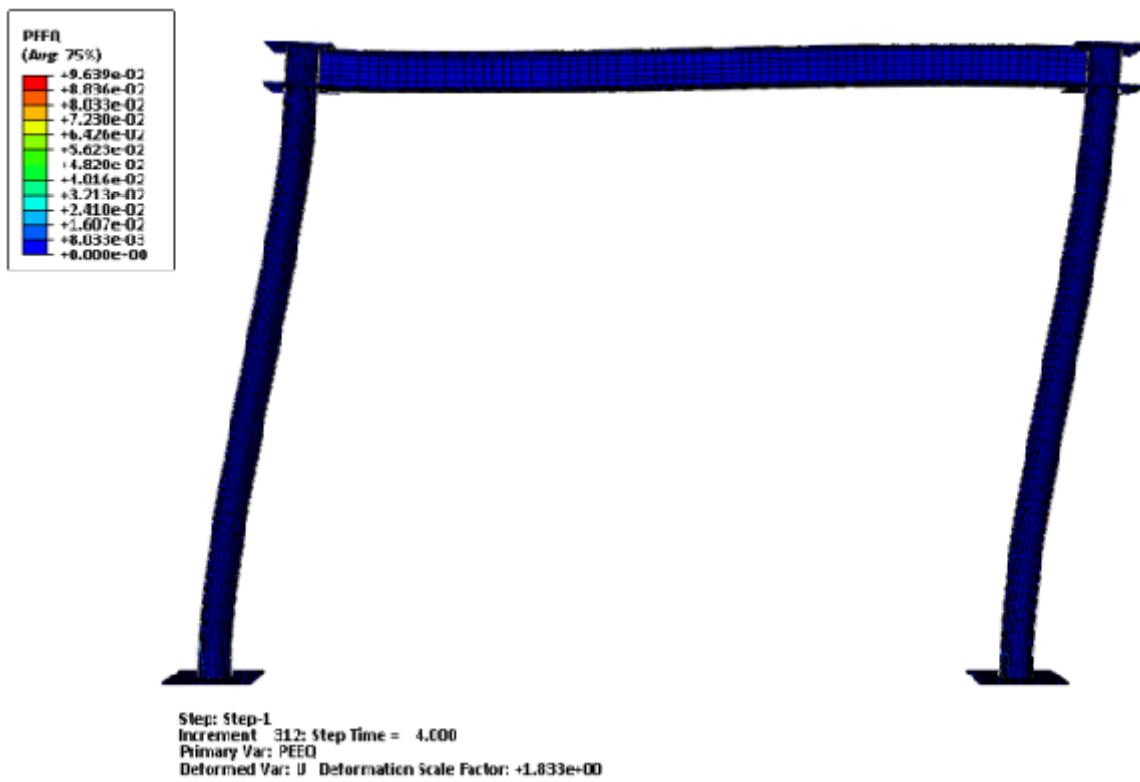


Step: Step 1
 Increment: 107; Step Time = 2.000
 Primary Var: PIII
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +0.006e+00

T=2S

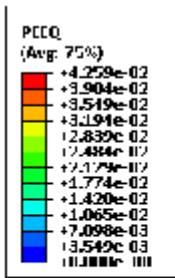


T=3S



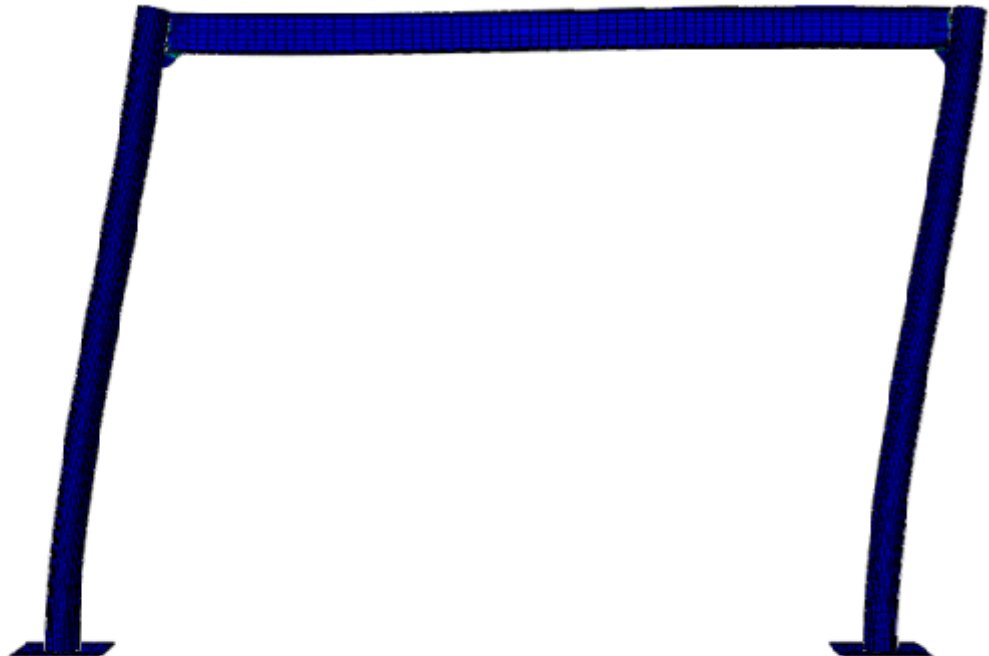
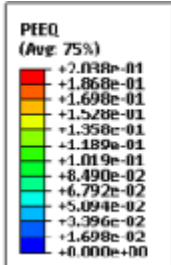
T=4S

Fig. III.33 b: Propagation des déformations plastiques dans les aciers du portique B.



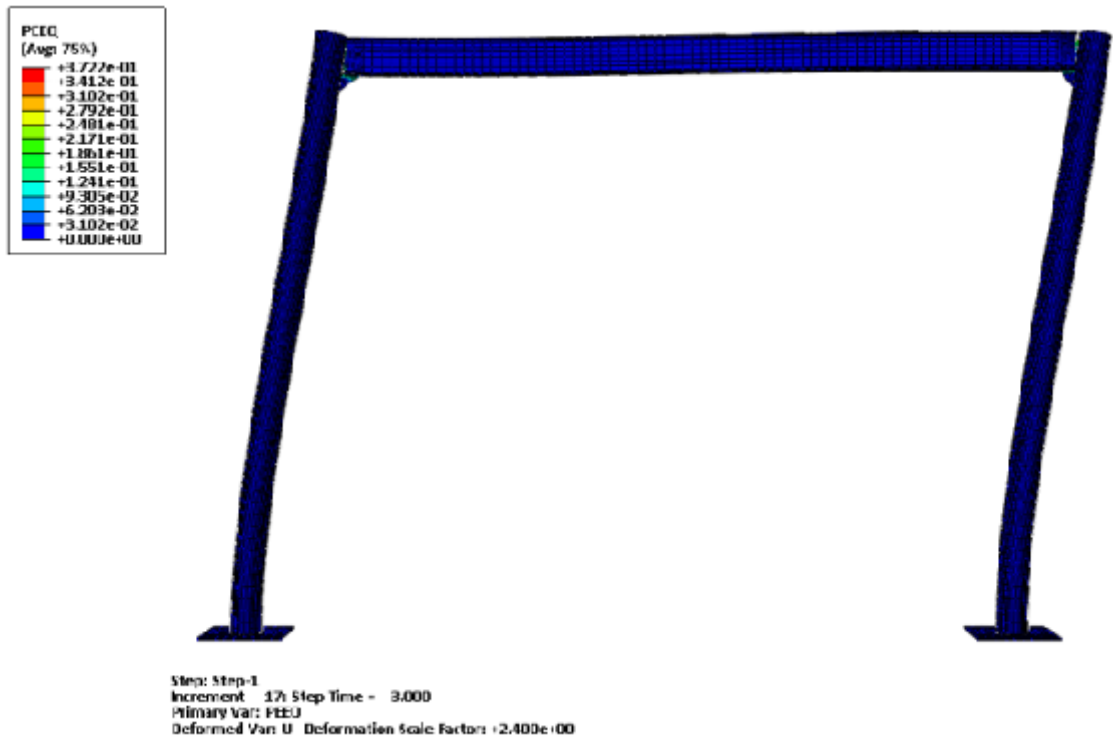
Step: Step-1
 Increment 7: Step Time = 1.000
 Primary Var: PEEQ
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +7.272e+00

T=1S

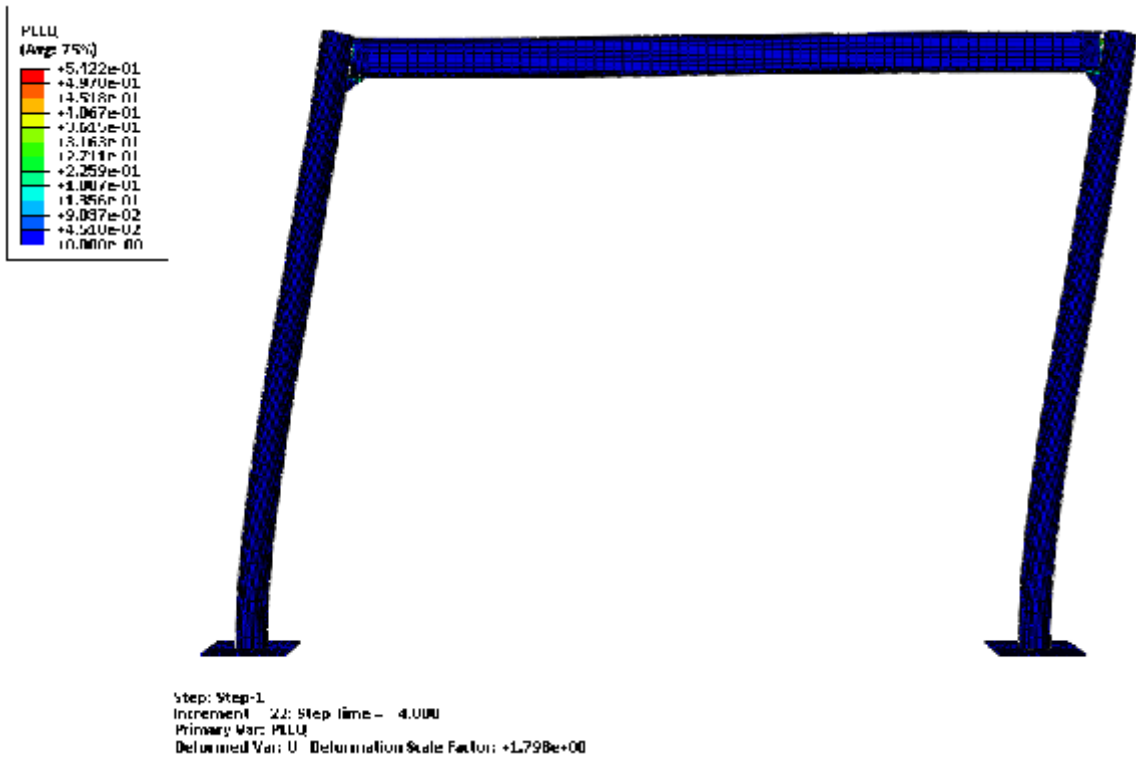


Step: Step-1
 Increment 12: Step Time = 2.000
 Primary Var: PEEQ
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +3.610e+00

T=2S

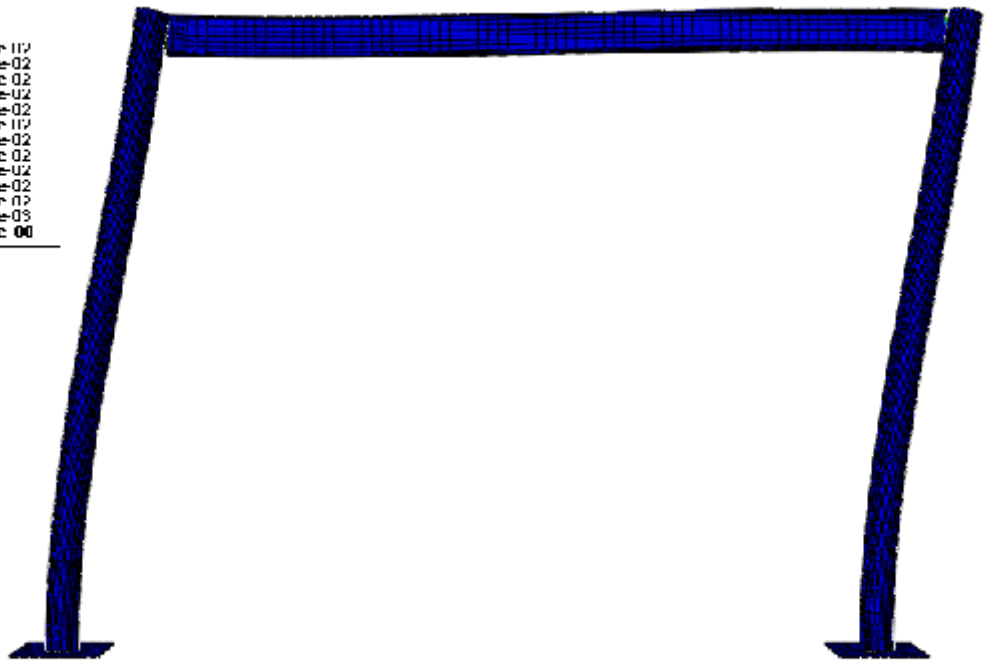
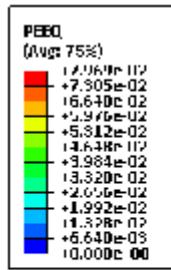


T=3S



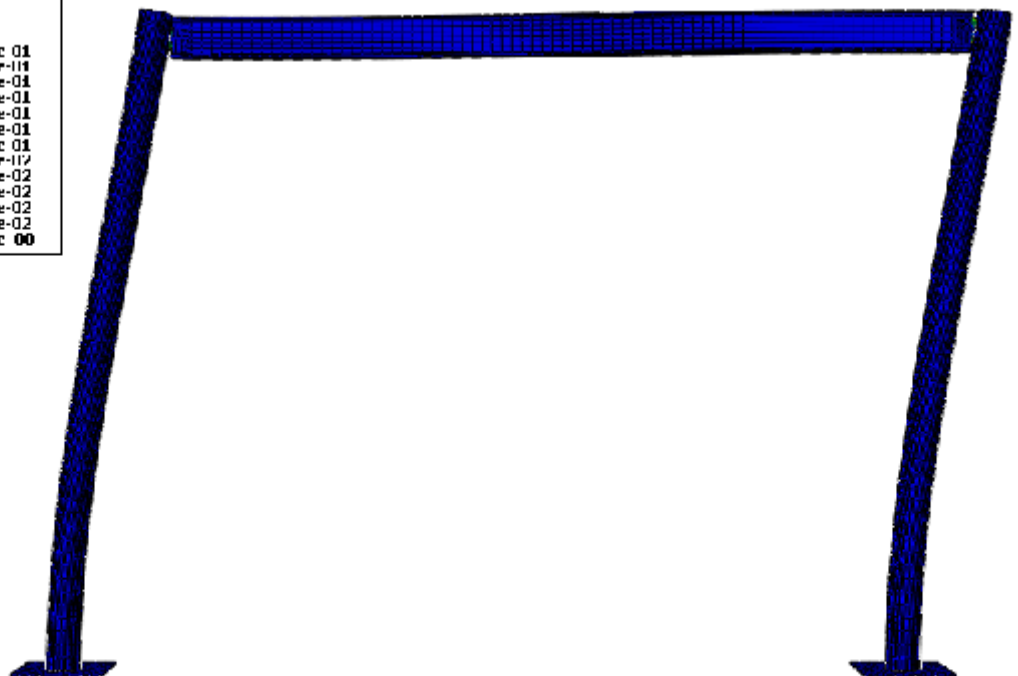
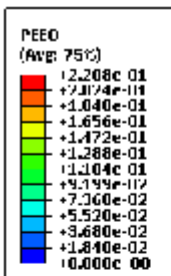
T=4S

Fig. III.33 c: Propagation des déformations plastiques dans les aciers du portique C.



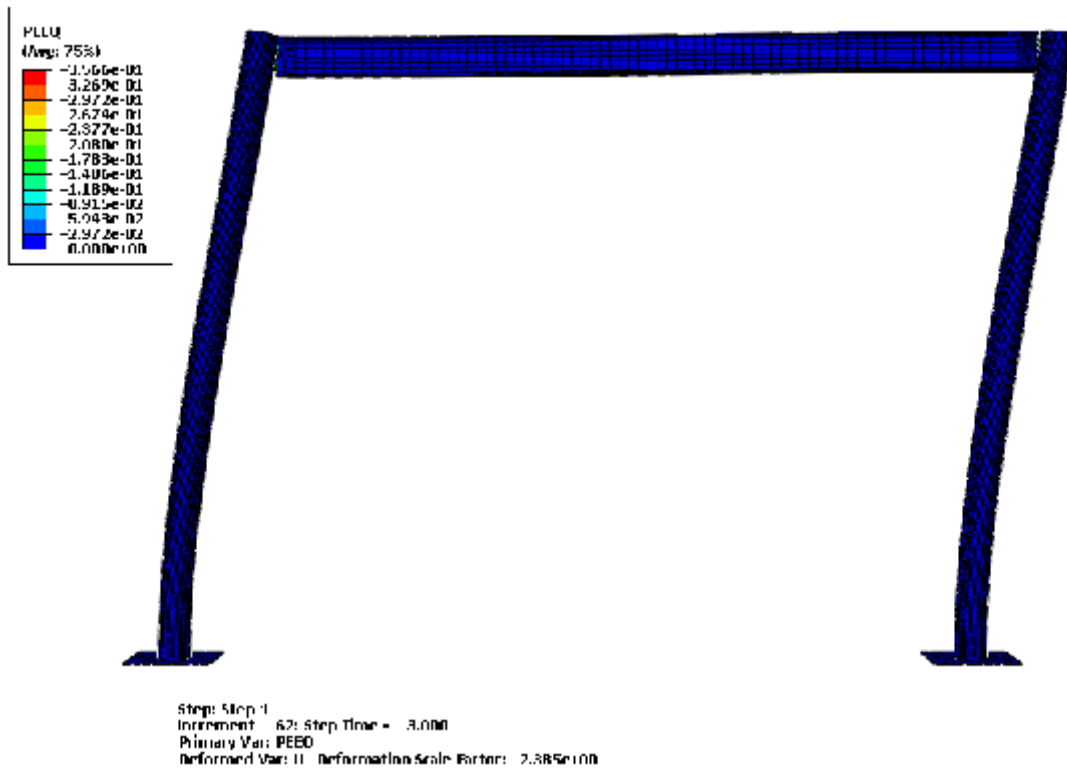
Step: Step-1
 Increment: 22: Step Time = 1.000
 Primary Var: P1111
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +7.196e+00

T=1S

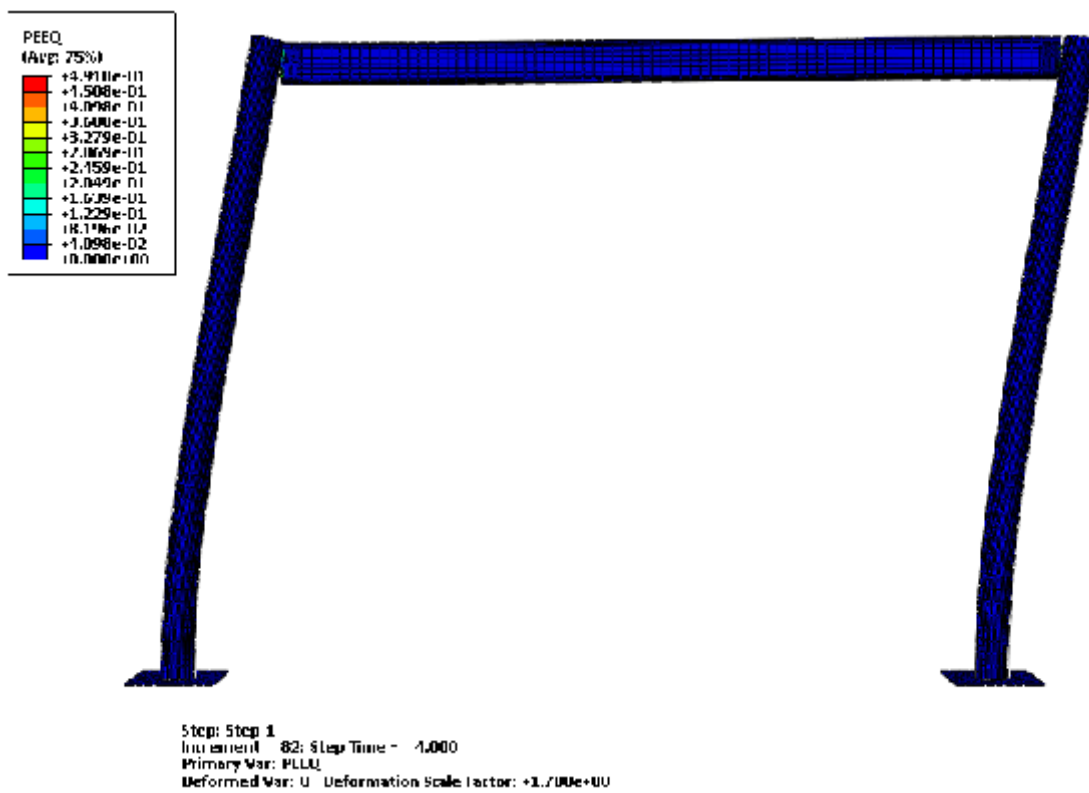


Step: Step 1
 Increment: 42: Step Time = 2.000
 Primary Var: PEEQ
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +3.581e+00

T=2S



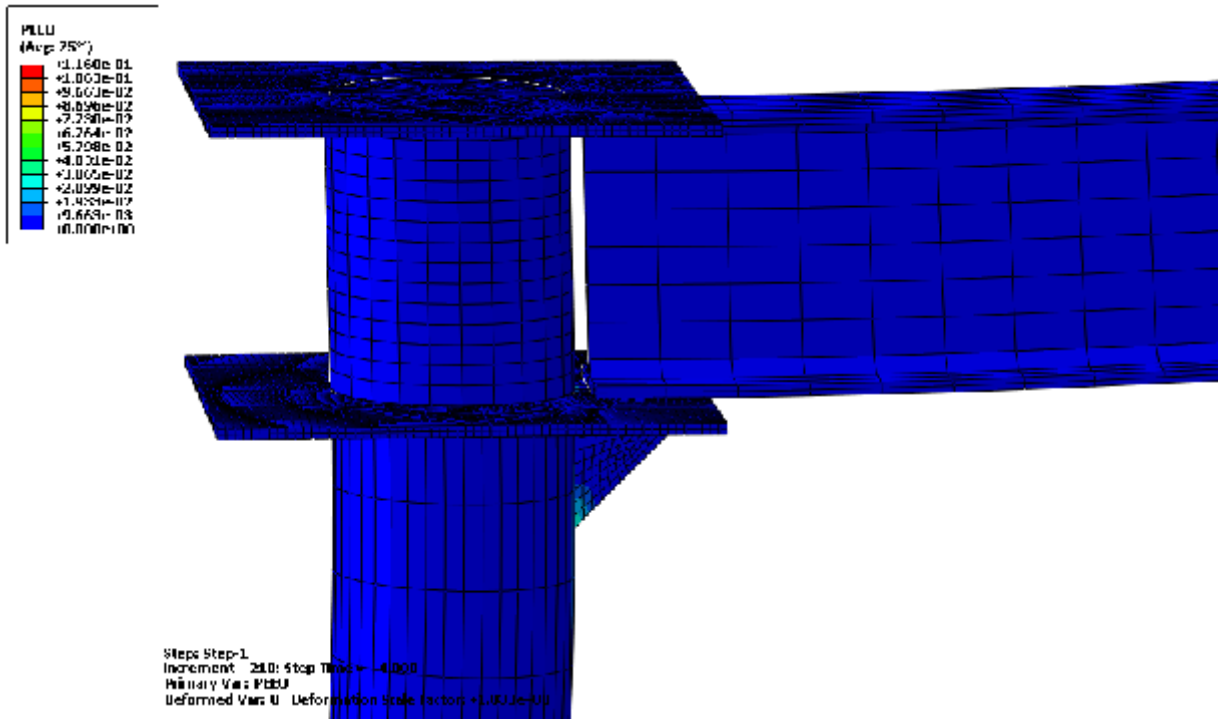
T=3S



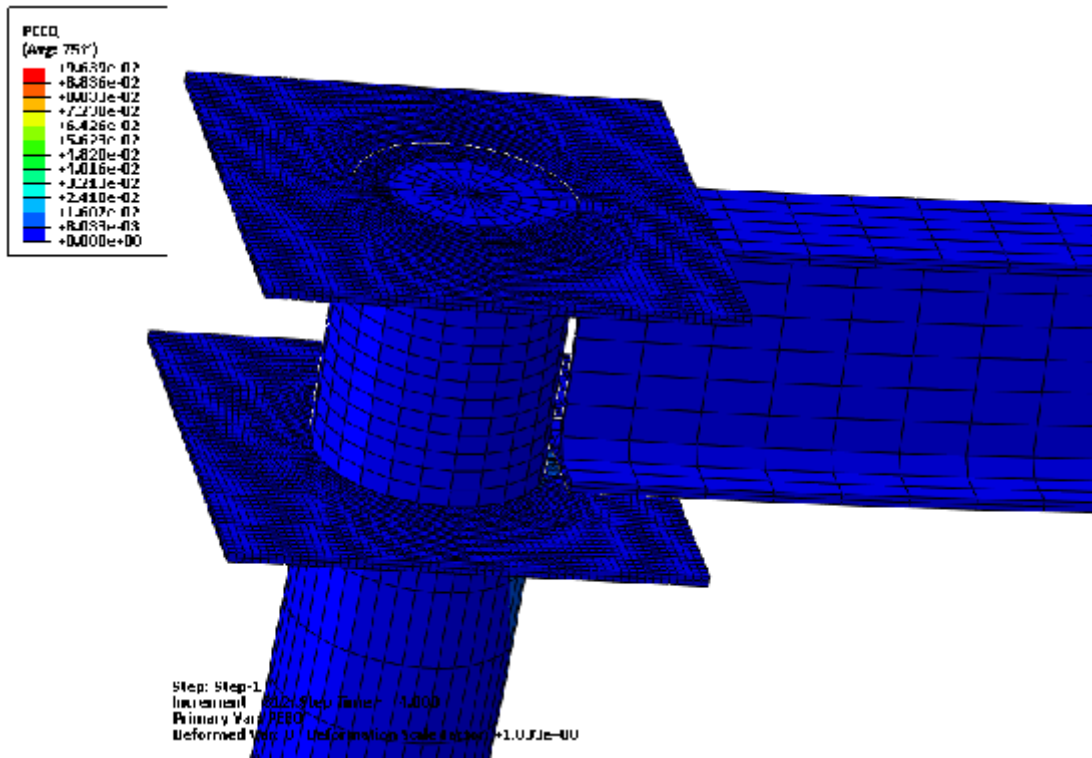
T=4S

Fig. III.33 d: Propagation des déformations plastiques dans les aciers du portique D.

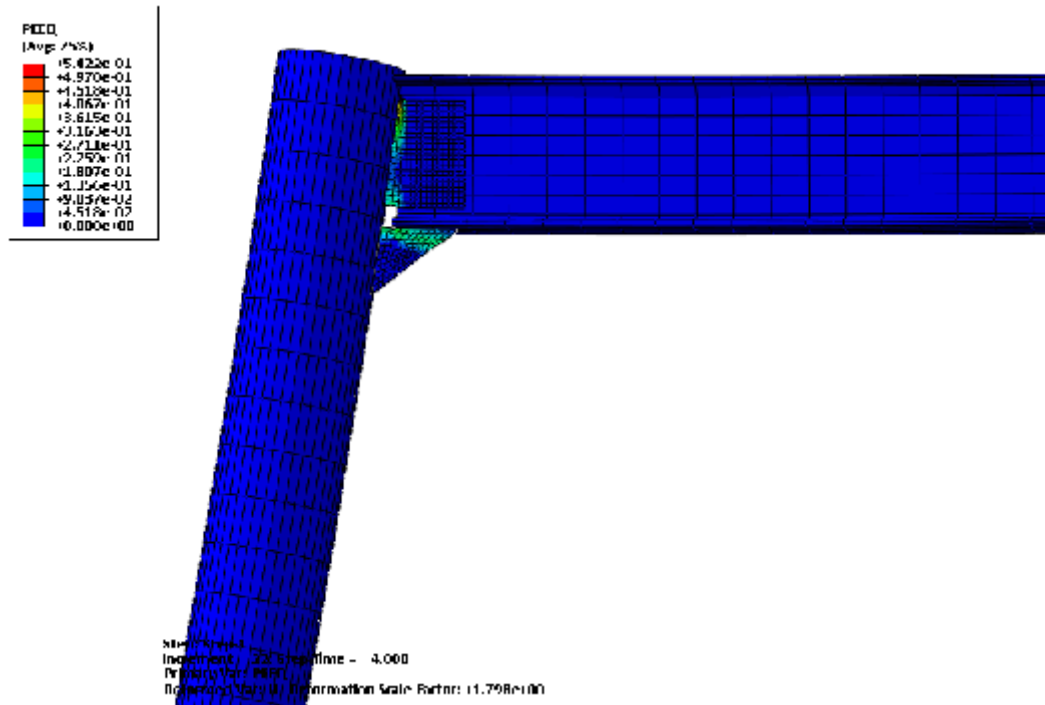
Comme pour les déformations élastiques, les déformations plastiques sont beaucoup plus importantes dans les portiques C et D. le portique A montre une déformation plus importante que le portique B, celle-ci est encore une fois due a l'énorme déformation subie par le gousset.



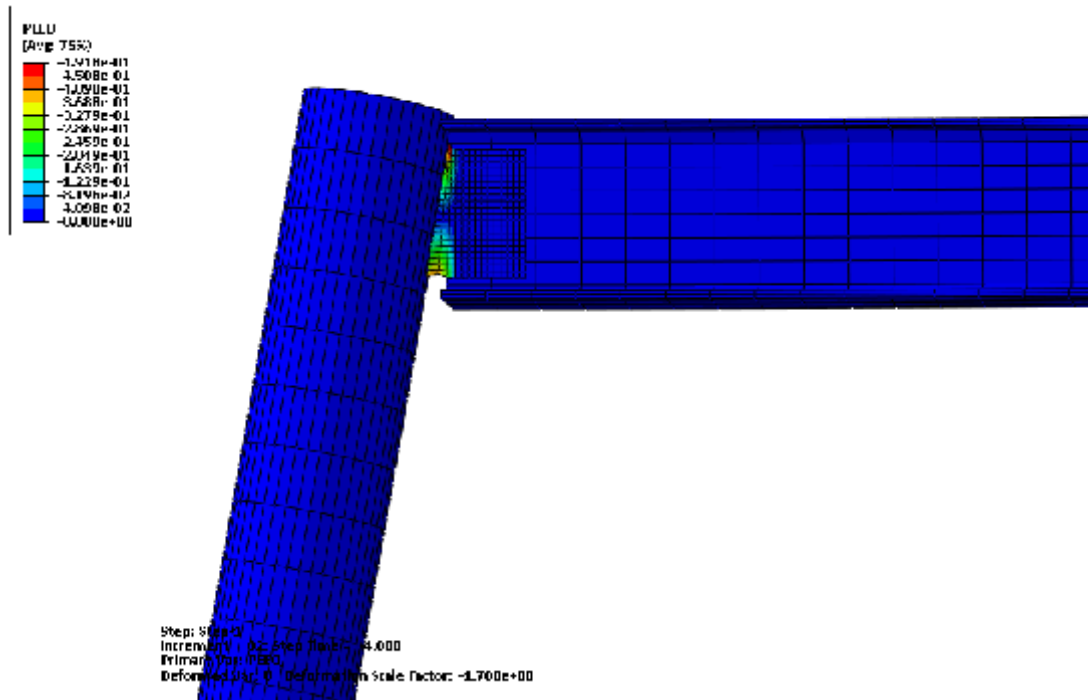
Portique A



Portique B

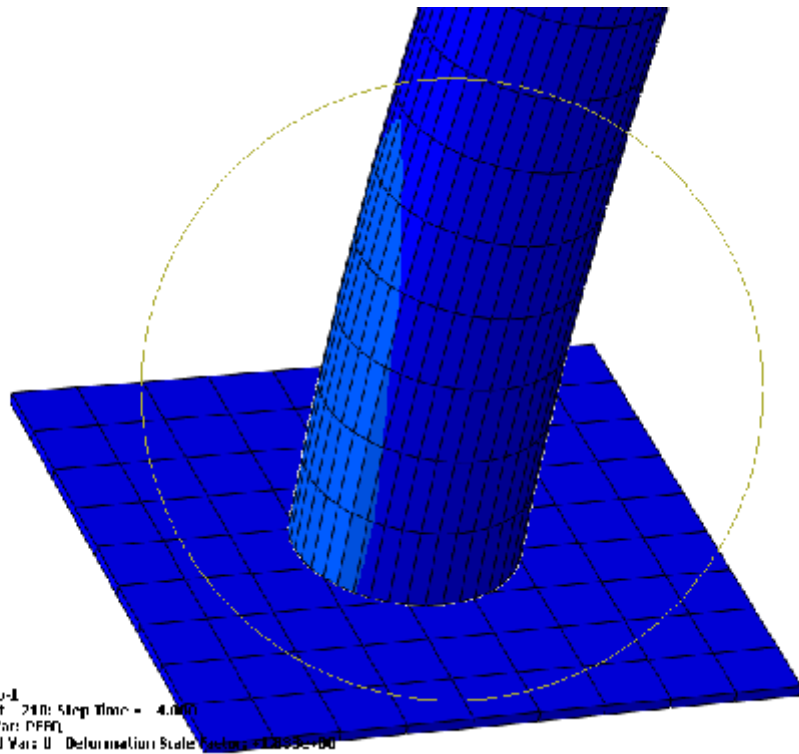
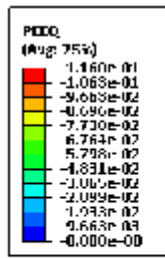


Portique C

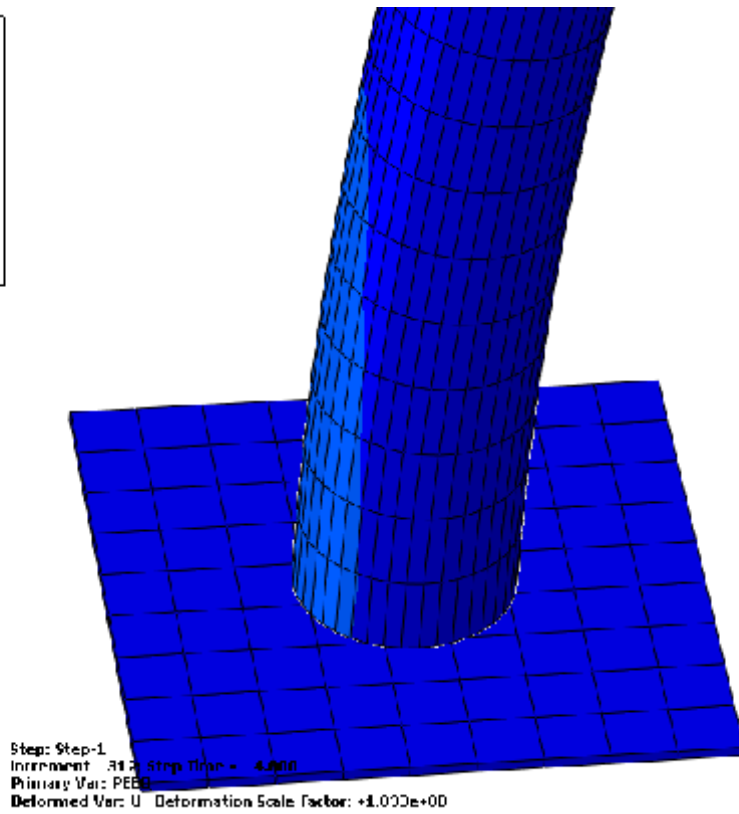
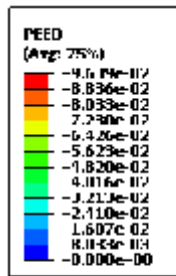


Portique D

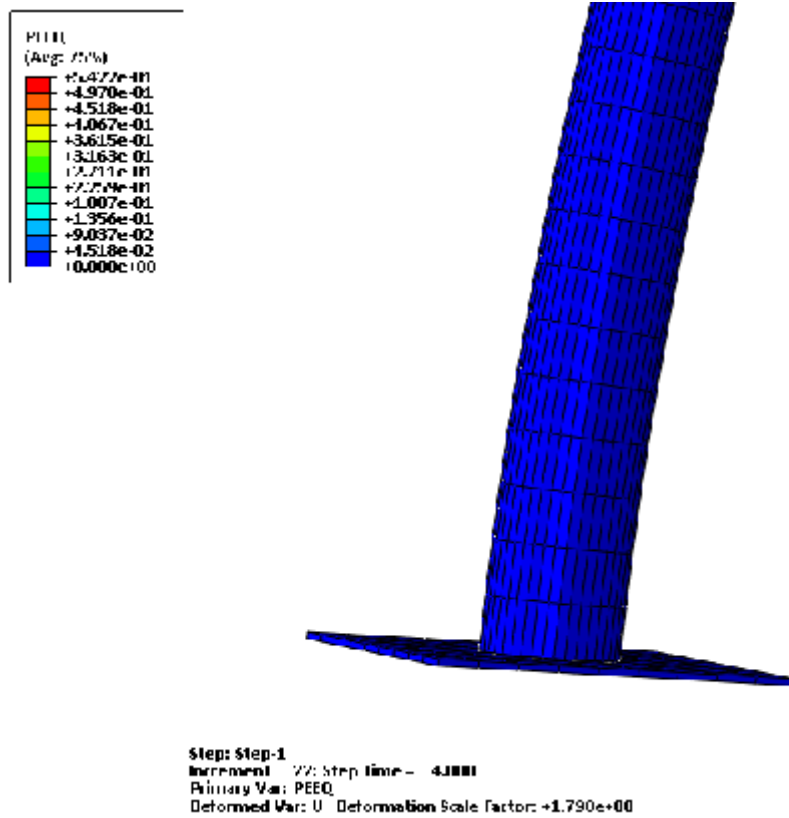
Fig. III.34.1: Propagation des déformations plastique a la tête des portiques.



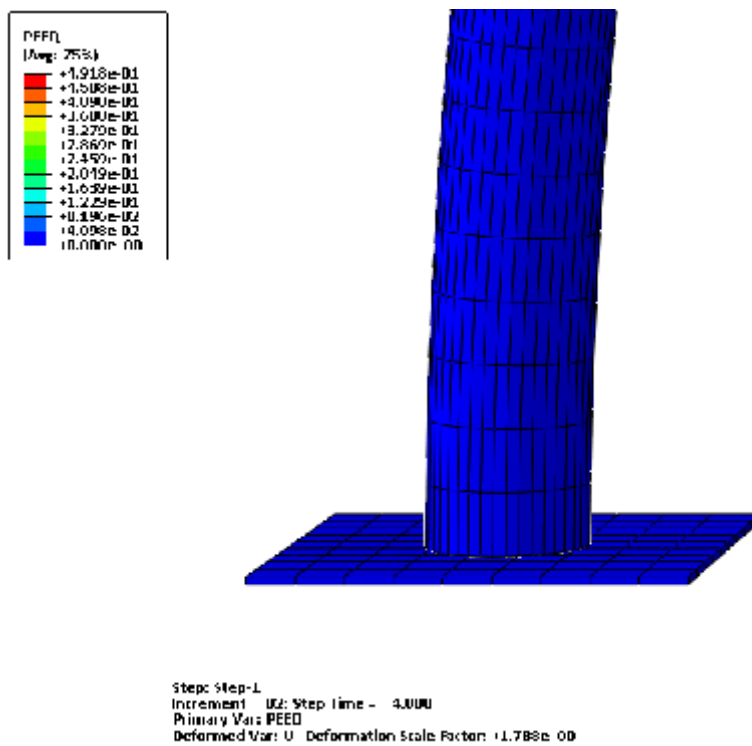
Portique A



Portique B



Portique C

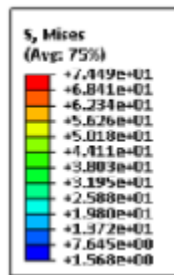


Portique D

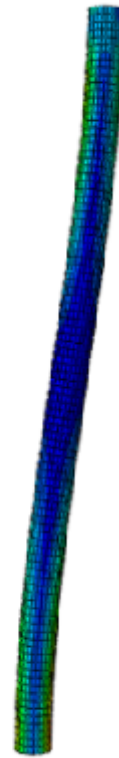
Fig. III.34.2: Propagation des déformations plastique à la base des portiques.

La figure montre clairement l'importance des contraintes au niveau des assemblages des portiques C et D ainsi qu'au niveau du gousset du portique A. A la base des portiques les contraintes sont plus importantes sur le portique D.

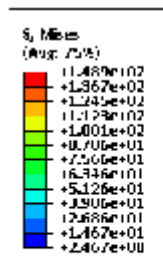
5.2.5 Propagation des contraintes dans le béton



Step: Step-1
Increment: 7; Step Time = 1.000
Primary Var: S_i Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.186e+00



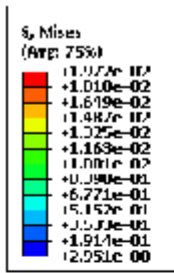
T=1S



Step: Step-1
Increment: 38; Step Time = 2.000
Primary Var: S_i Mises
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: 12.592e+00

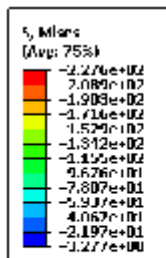


T=2S



Step: Step-1
 Increment: 181; Step time = 3.0000
 Primary Var: S_e Mises
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: -1.733e+00

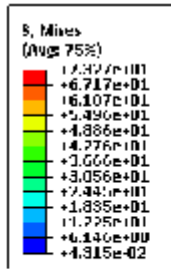
T=3S



Step: Step-1
 Increment: 210; Step Time = 4.000
 Primary Var: S_e Mises
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: -1.299e+00

T=4S

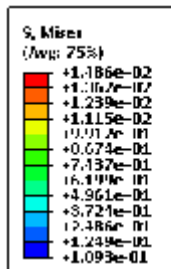
Fig. III.35a: Propagation des contraintes dans le béton du portique A.



Step: Step-1
 Increment 7% Step Time = 1.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.163e+00



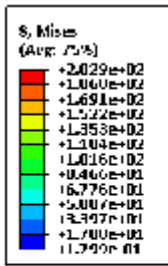
T=1S



Step: Step-1
 Increment 10% Step Time = 2.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +2.500e+00



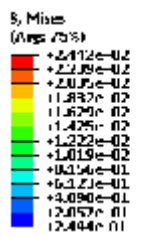
T=2S



Step: Step-1
Increment: 208; Step Time = 3.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +1.727e+00



T=3S

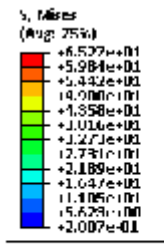


Step: Step-1
Increment: 312; Step Time = 4.000
Primary Var: S, Mises
Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +1.291e+00



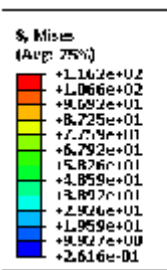
T=4S

Fig. III.35b: Propagation des contraintes dans le béton du portique B.



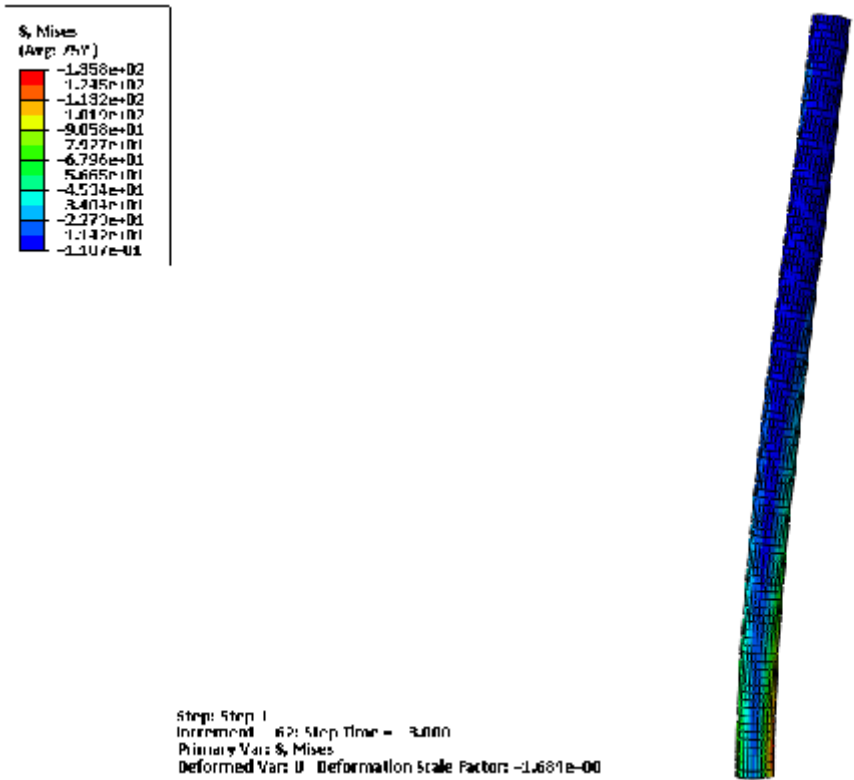
Step: Step-1
 Increment: 29 Step Time = 1.000
 Primary Var: S_e Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +5.174e+00

T=1S

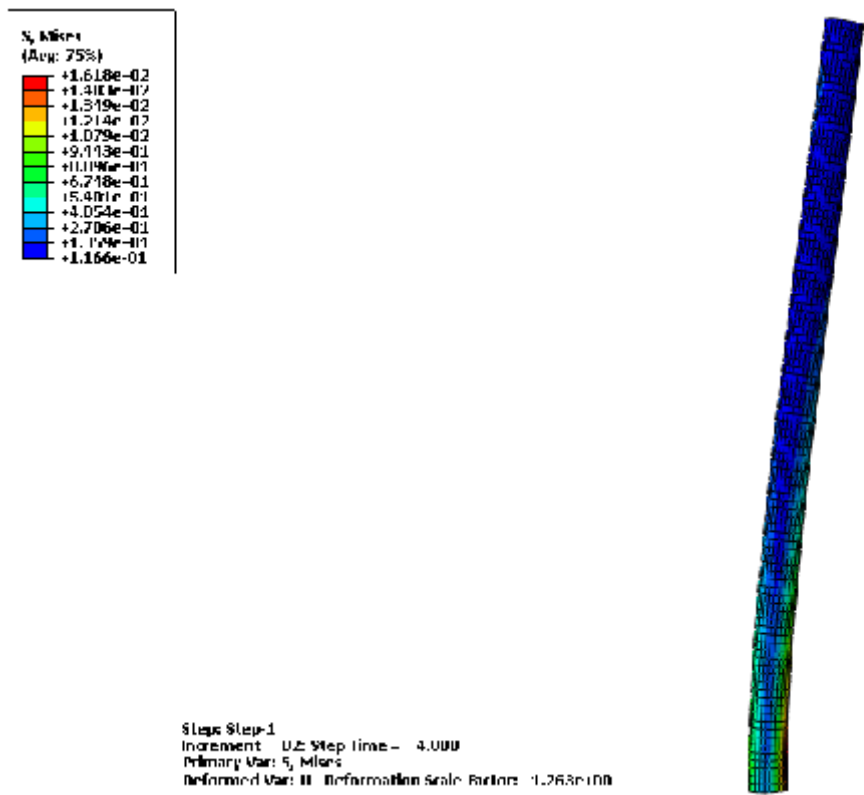


Step: Step-1
 Increment: 126 Step Time = 2.000
 Primary Var: S_e Mises
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: -2.519e+00

T=2S



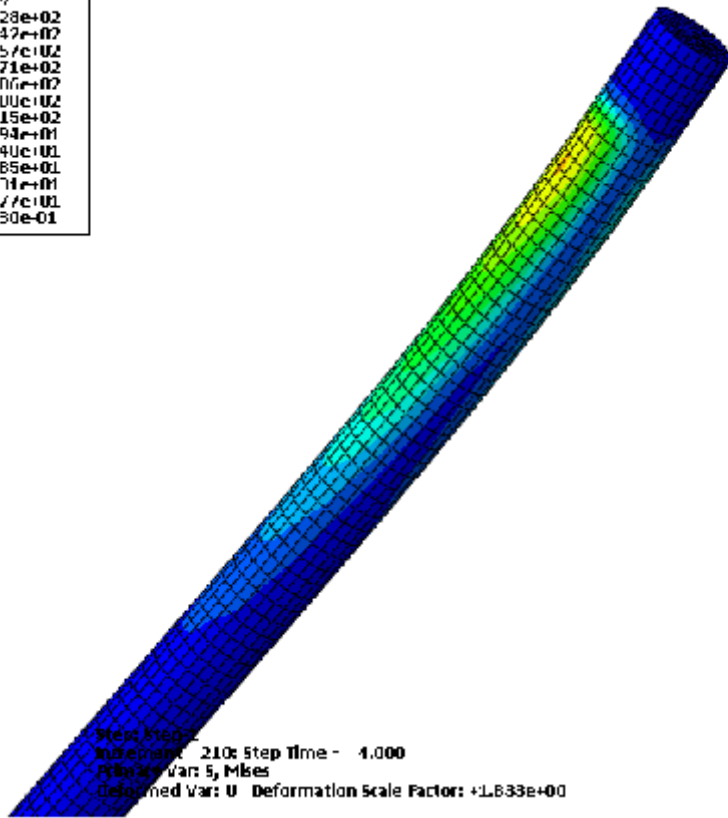
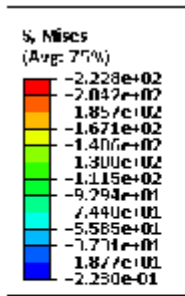
T=3S



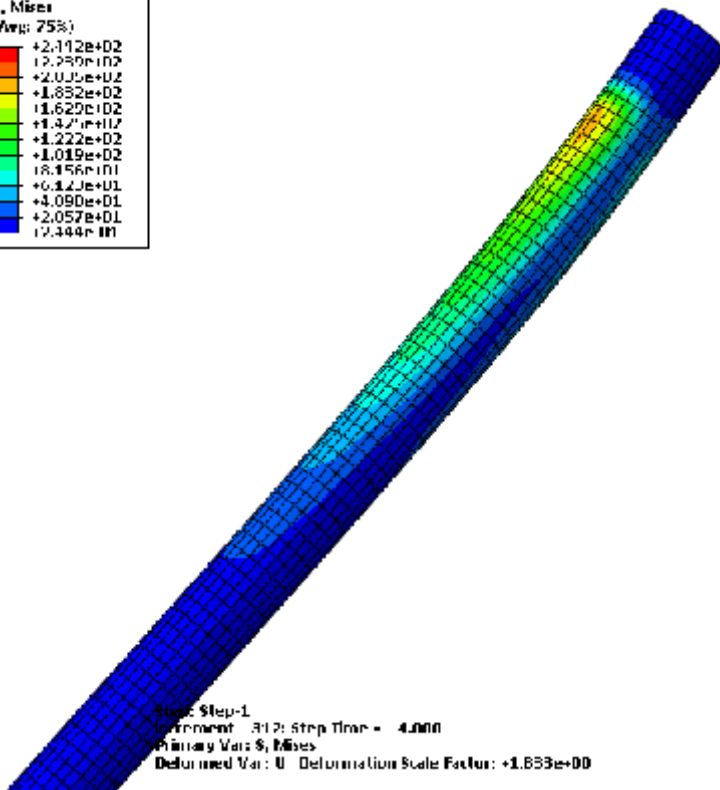
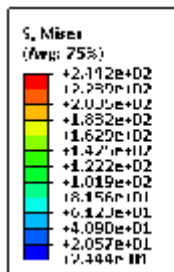
T=4S

Fig. III.35c: Propagation des contraintes dans le béton du portique C.

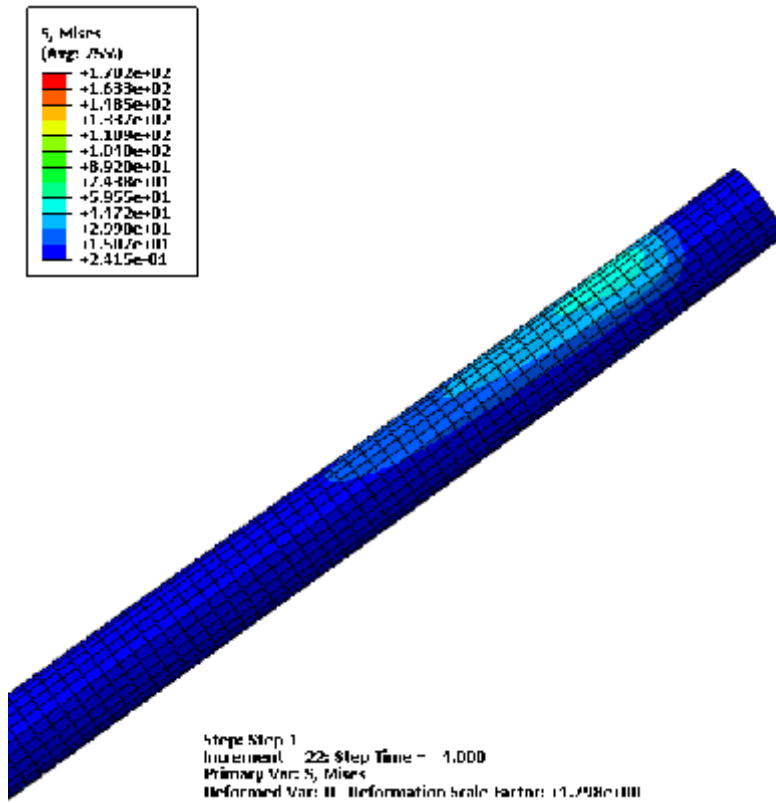
La figure III.35 montre les contraintes dans le béton des portiques, on remarque que les contraintes sont concentrées a la tête et a la base des portiques A et B, contrairement aux portiques C et D ou les contraintes sont concentrées a la base de portiques uniquement.



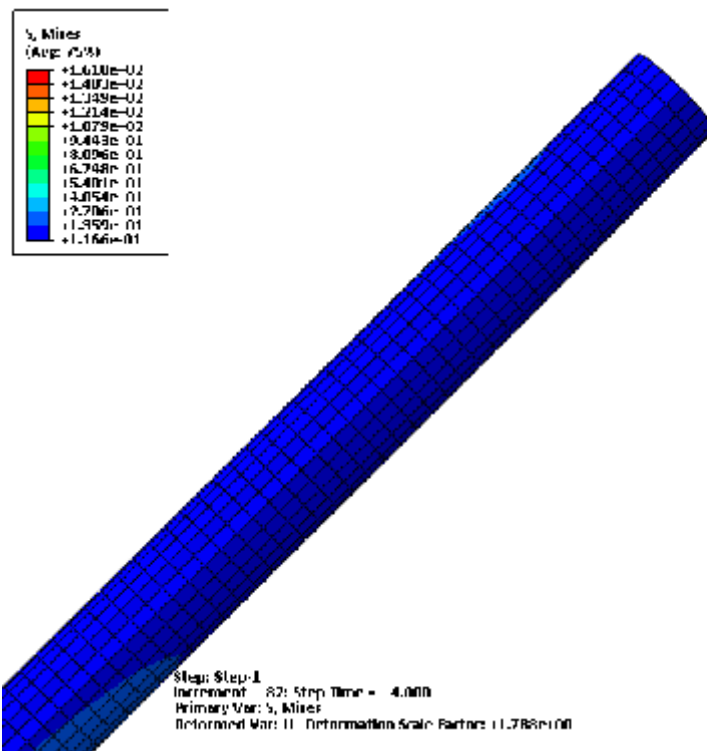
Portique A



Portique B

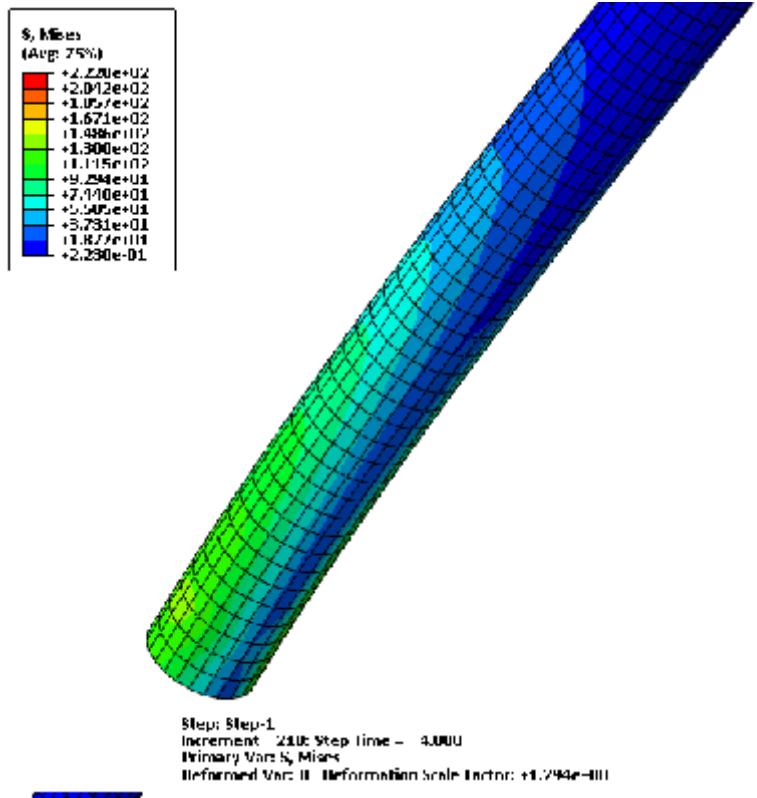


Portique C

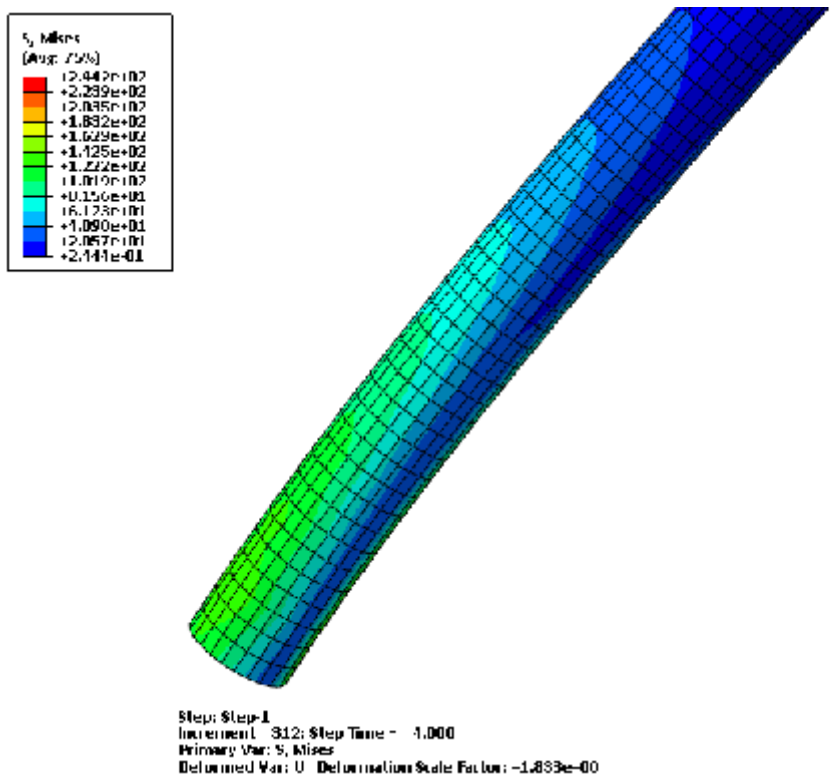


Portique D

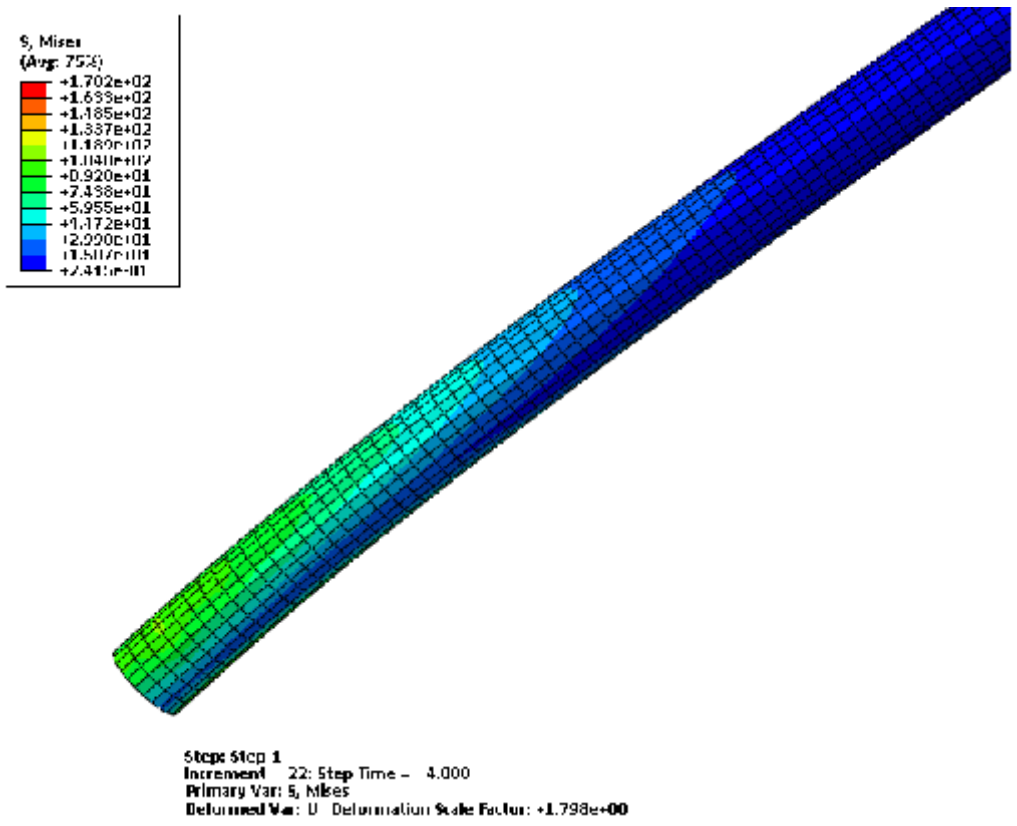
Fig. III.36.1: Propagation des contraintes du béton a la tête des portiques.



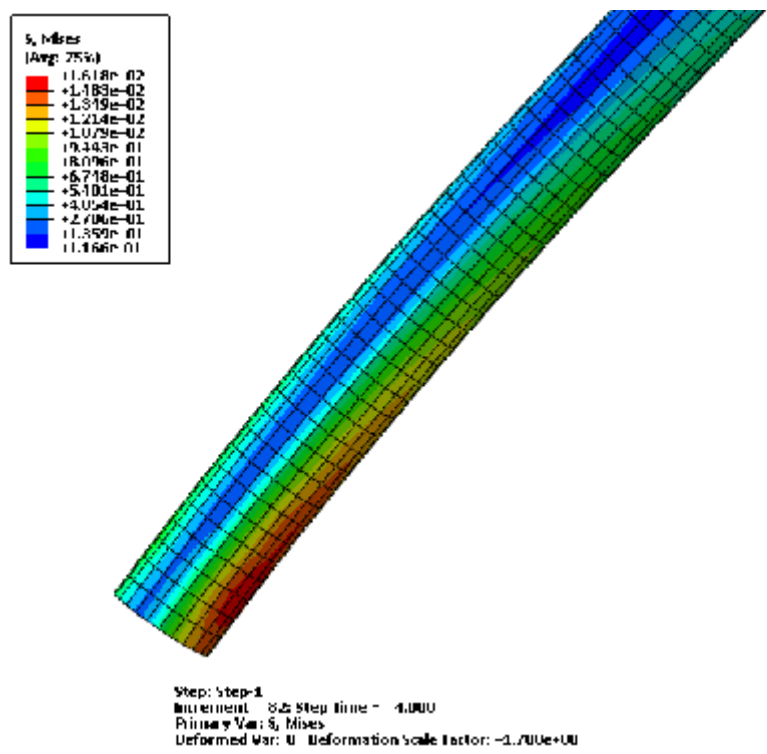
Portique A



Portique B



Portique C

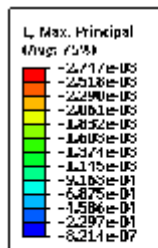


Portique D

Fig. III.36.2 : Propagation des contraintes du béton a la base des portiques.

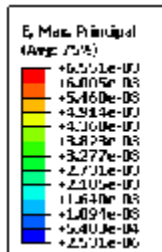
La figure III.36 confirme l'observation de la figure précédente, en effet on remarque la concentration des contraintes a la base des poteaux des portiques C et D alors que dans les portiques A et B les contraintes sont répartie entre la tête et la base des poteaux.

5.2.5 Propagation des déformations dans le béton



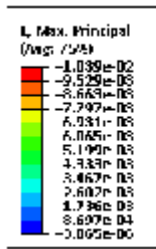
Step: Step-1
Increment: 7; Step Time = 1.000
Primary Var: L, Max. Principal
Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: 0.5163e+00

T=1S

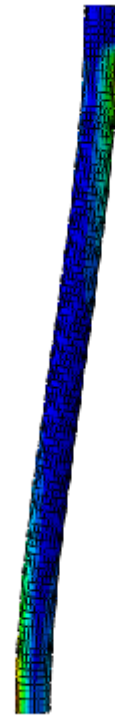


Step: Step-1
Increment: 38; Step Time = 2.000
Primary Var: L, Max. Principal
Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +2.589e+00

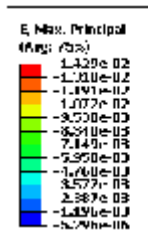
T=2S



Step: Step-1
 Increment: 1.0; Step time = 3.000
 Primary Var: L, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: -1.222e+00



T=3S

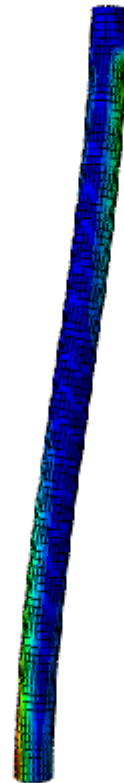
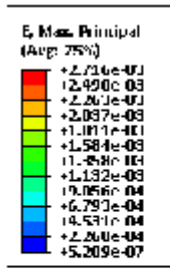


Step: Step-1
 Increment: 210; Step time = 4.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: -1.294e+00



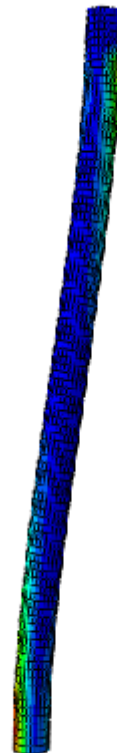
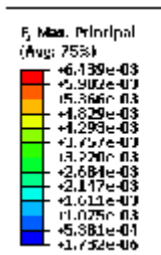
T=4S

Fig. III.37a: Propagation des déformations dans le béton du portique A.



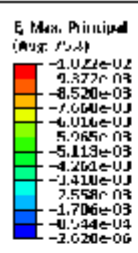
Step: Step-1
 Increment 1/ Step time = 1.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: II - Deformation Scale Factor: 5.163e+00

T=1S

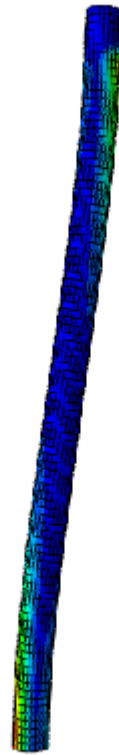


Step: Step-1
 Increment 10/ Step time = 2.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: II - Deformation Scale Factor: 2.588e+00

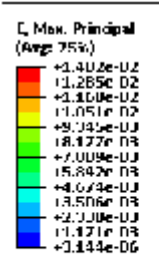
T=2S



Step: Step-1
Increment: 208; Step Time = 3.000
Primary Var: E, Max. Principal
Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +1.727e+00



T=3S



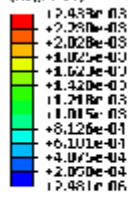
Step: Step-1
Increment: 312; Step Time = 4.000
Primary Var: E, Max. Principal
Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +1.294e+00



T=4S

Fig. III.37b: Propagation des déformations dans le béton du portique B.

C, Max. Principal
(Avg: 75%)

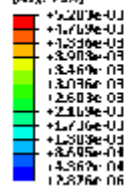


Step: Step-1
Increment: 2; Step time = 1.000
Primary Var: C, Max. Principal
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: -5.181e+00

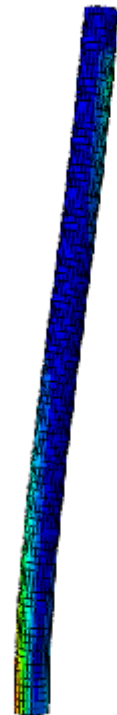


T=1S

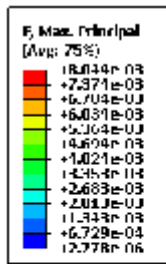
F_y Max. Principal
(Avg: 75%)



Step: Step-1
Increment: 12; Step time = 2.000
Primary Var: F_y Max. Principal
Deformed Var: U Deformation Scale Factor: -2.519e+00



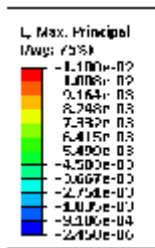
T=2S



Step: Step-1
 Increment: 17; Step Time = 3.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: -1.695e+00



T=3S

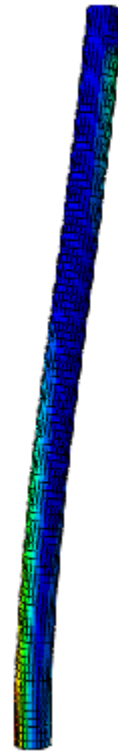
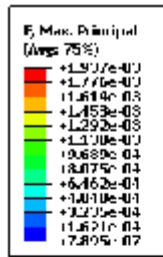


Step: Step-1
 Increment: 22; Step Time = 4.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: -1.270e+00



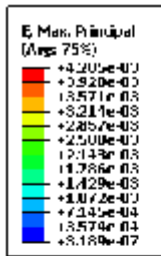
T=4S

Fig. III.37c: Propagation des déformations dans le béton du portique C.



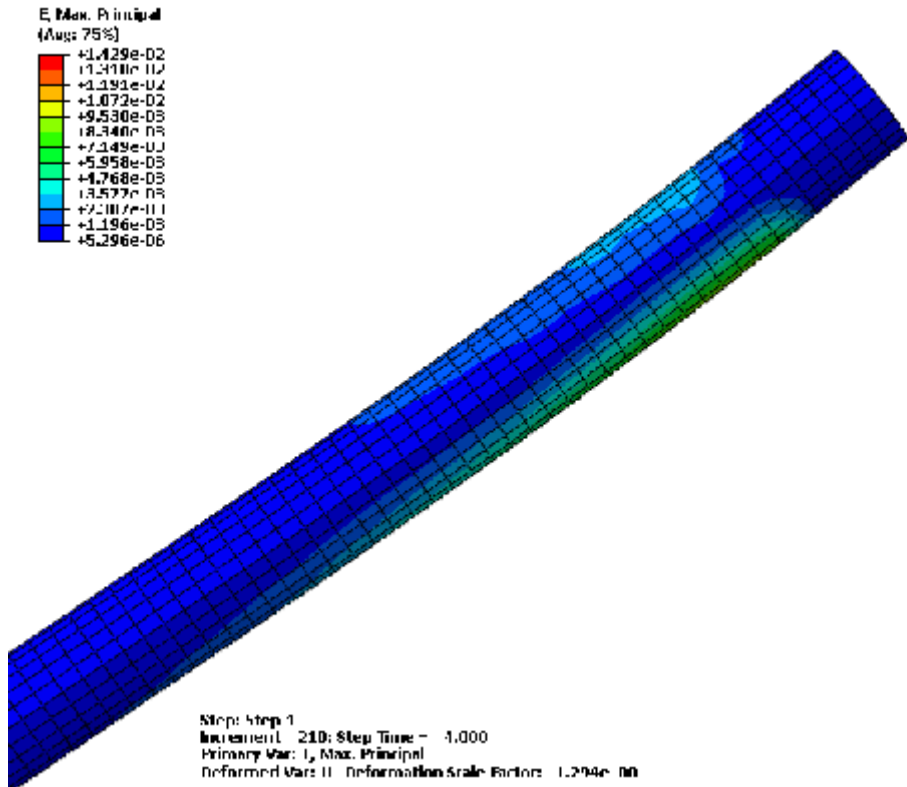
Step: Step-1
 Increment: 22; Step Time = 1.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U, Deformation Scale factor: +5.001e+00

T=1S

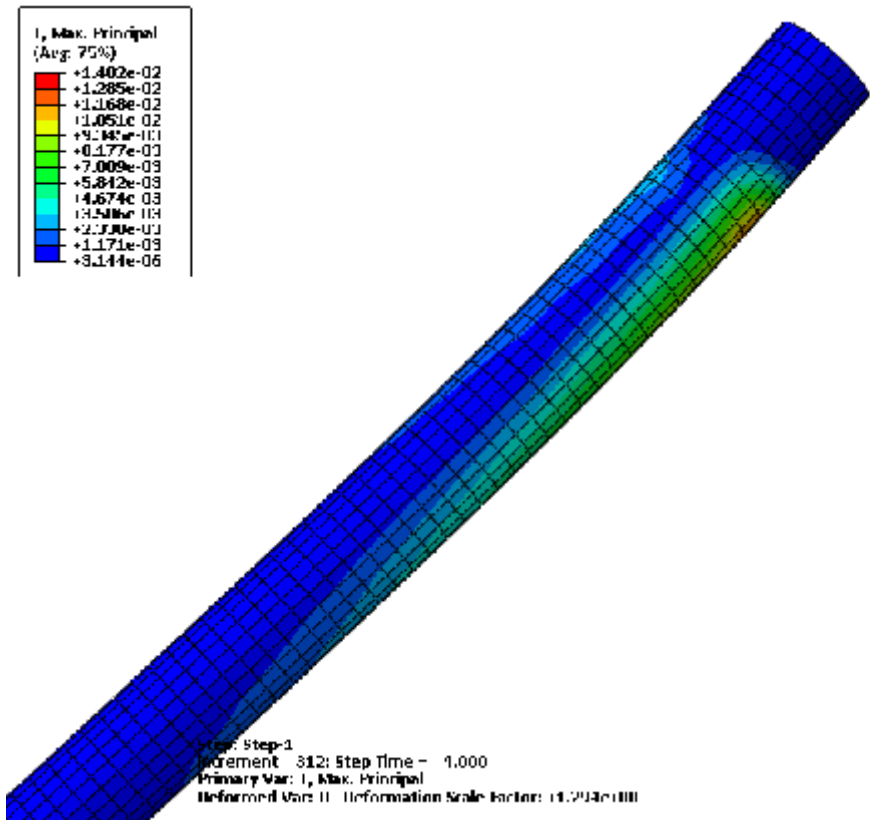


Step: Step-1
 Increment: 42; Step Time = 2.000
 Primary Var: E, Max. Principal
 Deformed Var: U, Deformation Scale factor: +2.5229e+00

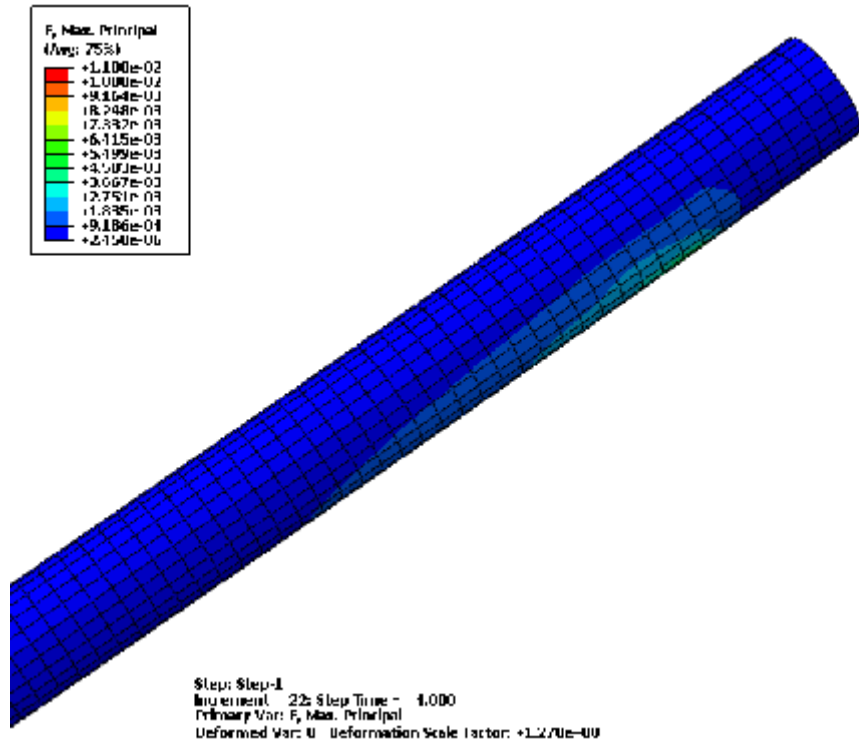
T=2S



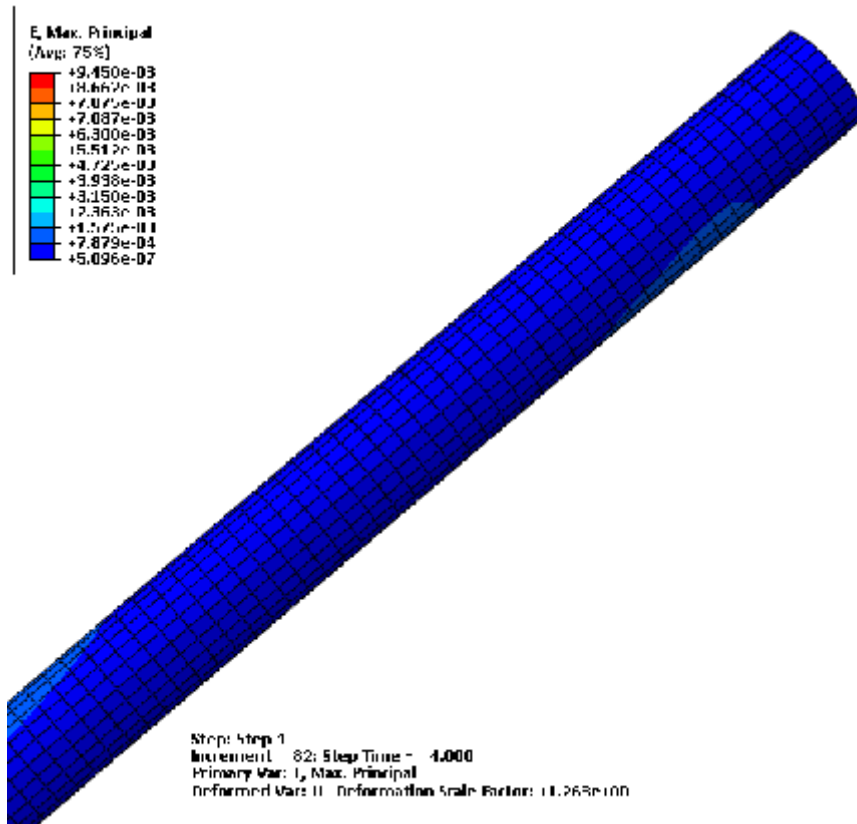
Portique A



Portique B

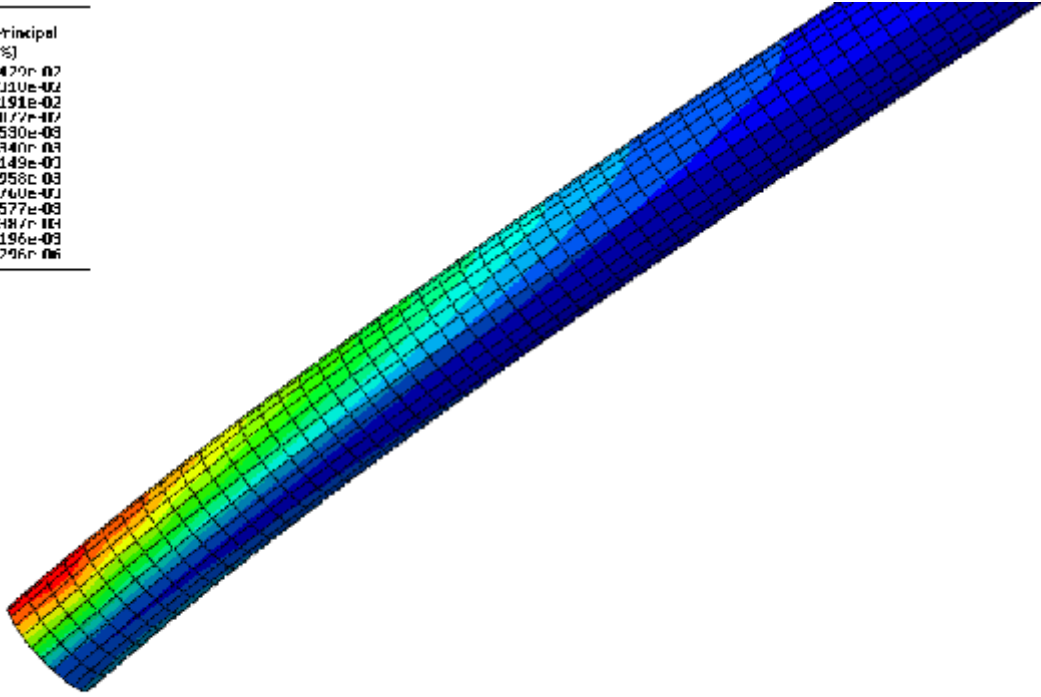
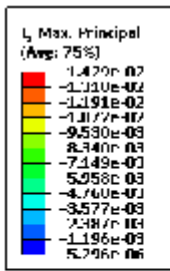


Portique C



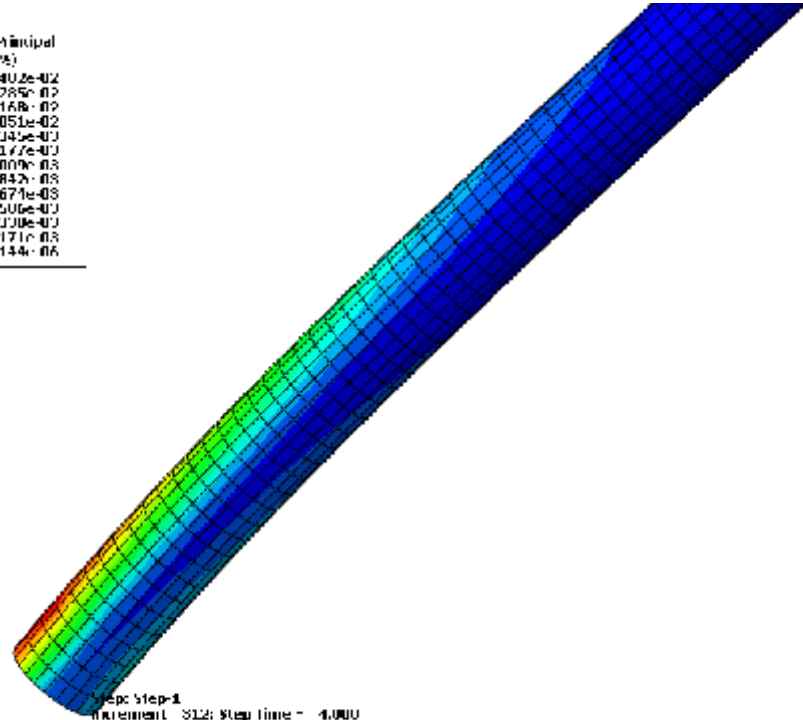
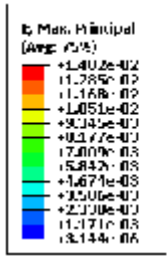
Portique D

Fig. III.38.1: Propagation des déformations a la tête des portiques.



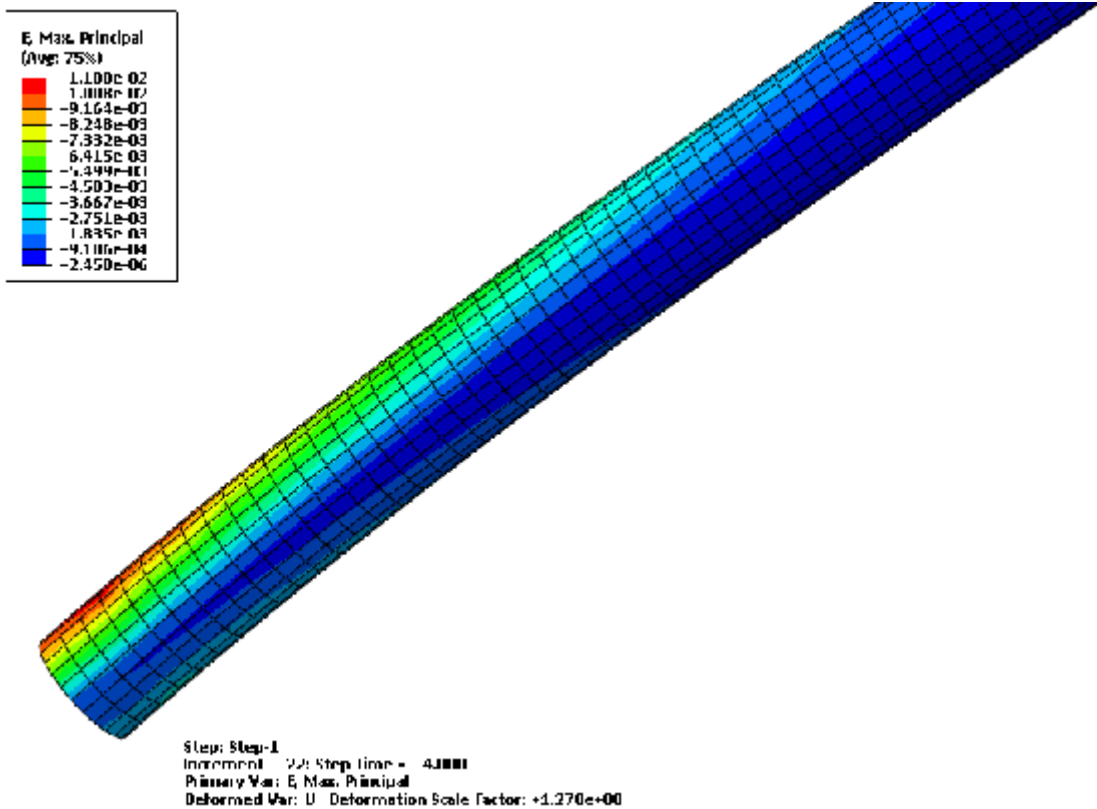
Step: Step-1
 Increment: 210; Step time = 4.000
 Primary Var: E Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: 11.294e-00

Portique A

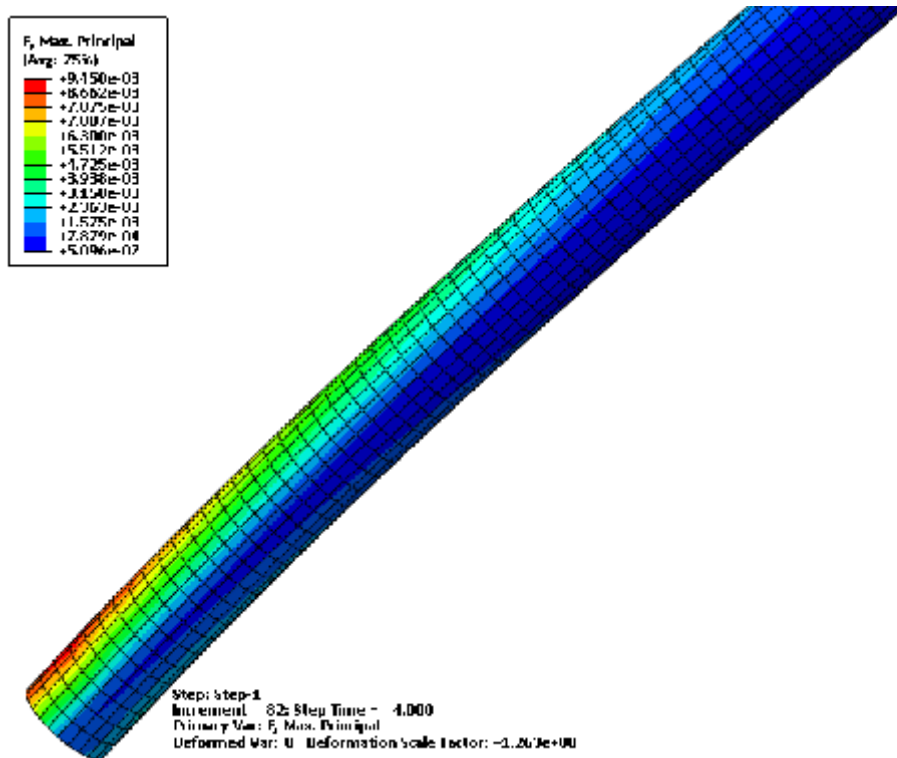


Step: Step-1
 Increment: 312; Step time = 4.000
 Primary Var: E Max. Principal
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +1.294e+00

Portique B



Portique C



Portique D

Fig. III.38.2: Propagation des déformations a la base des portiques.

Les figures III.37 et III.38 montrent clairement que les déformations dans le béton sont réparties à la base et à la tête des portiques A et B, pour les portiques C et D on constate que les contraintes sont concentrées à la base des poteaux. On remarque que les déformations coïncident avec les contraintes, ainsi les déformations sont proportionnelles aux contraintes. Il est aisé de déduire que les portiques A et B ont une meilleure répartition des contraintes pour le béton.

6 Présentation des résultats dans le repère Local

6.1 Courbe force-déplacement

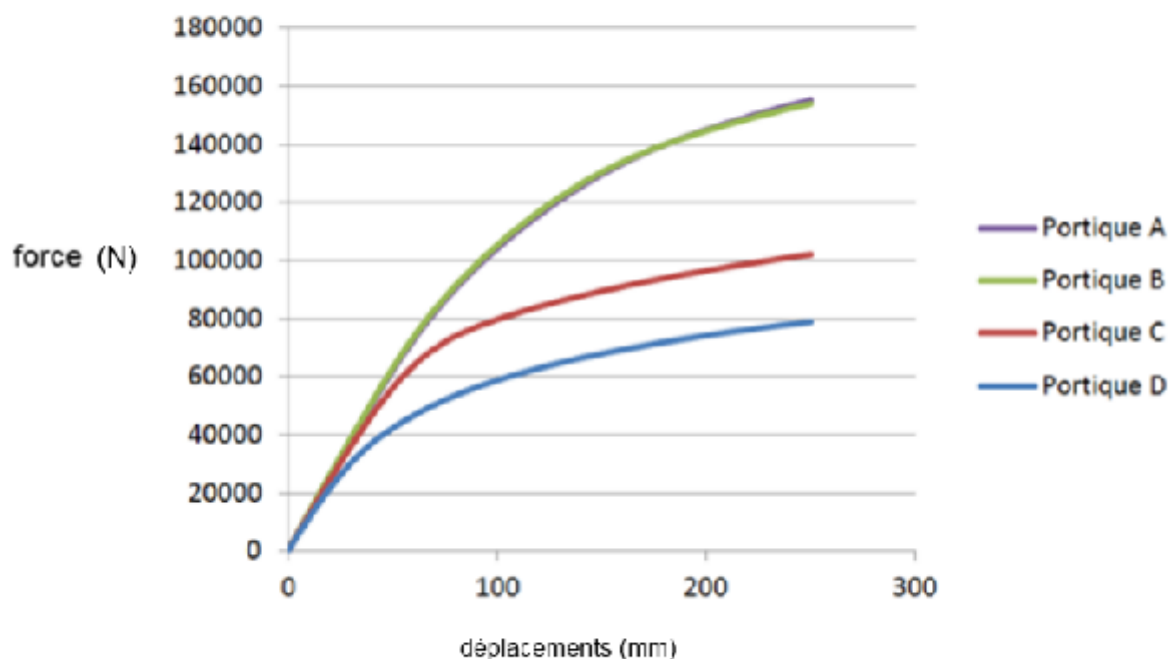


Fig. III.39 courbes forces déplacements dans les portiques.

La figure III.39 montre que les portiques C et D (sans plaques) ont un comportement linéaire pour un déplacement respectif de 75mm et de 50 mm, ils rentrent ensuite dans leurs domaines inélastique, ils subissent ainsi des déformations irréversibles, dans cette période ils atteignent une capacité de chargement de 80KN pour le portique D et un peu plus de 100KN pour le portique C pour le déplacement imposé, cette capacité représente la force nécessaire pour atteindre ce déplacement, on remarque que les courbes se rapprochent du plan horizontale progressivement, autrement dit les déplacements augmentent de plus en plus pour un même surplus de force, c'est le comportement ductile de l'acier.

Pour les portiques avec plaques (A et B) les courbes sont quasi superposées, la limite du comportement élastique survient progressivement, et est atteinte après un déplacement de 175mm. Ils atteignent un chargement de 155KN pour le déplacement imposé.

On note un gain de capacité de 55% par rapport au portique C et de près de 100% par rapport au portique D.

Ces courbes révèlent l'apport des plaques et du gousset dans l'assemblage, si le gousset n'apporte pratiquement rien au portique avec plaques, il augmente la capacité du portique sans plaques de plus de 25%, quant aux plaques, la divergence des courbes démontre clairement l'efficacité des plaques en matière de répartition des efforts dans le portique, elles rigidifient le portique de manière efficace et prolonge le domaine élastique du portique.

La divergence des courbes permet d'affirmer que le modèle avec plaques est bien plus efficace que celui sans plaques.

6.2 Courbe contraintes déformations (élastique) des aciers

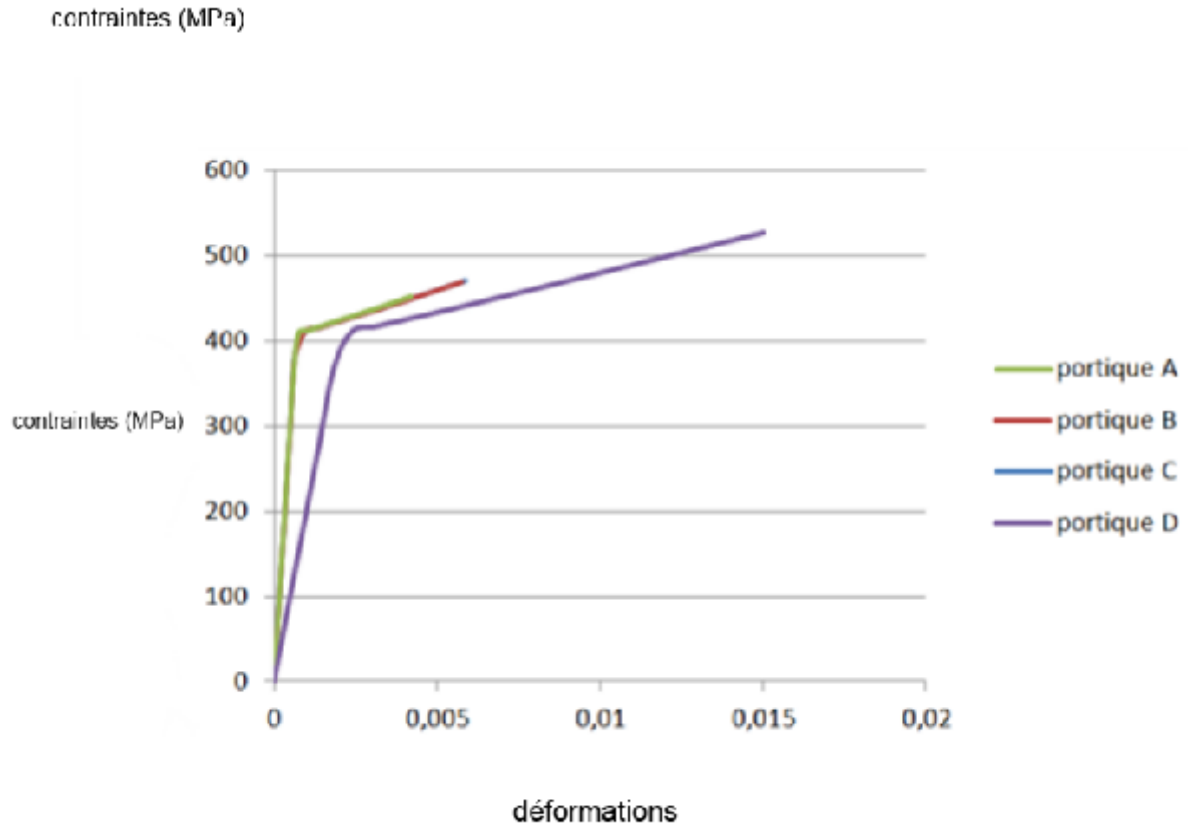


Fig. III.40 courbes contraintes déformations a la base du portique (tube métallique).

D'après la Figure III.40, initialement, les courbes "contraintes-déformations" ont une allure linéaire jusque à une valeur proche de 410 MPa pour les deux modèles, ce qui signifie qu'ils travaillent dans le domaine élastique. Les poteaux A, B et C ont le même comportement élastique pour un taux de déformation qui est proche de 0.001, quant au portique D, la déformation s'approche de 0.003.

Dans le domaine plastique, alors que le portique A atteint une contrainte maximale inférieure à 460 MPa pour une déformation inférieure à 0.005, les portiques B et C la dépassent sans atteindre la rupture ; ce qui n'est pas le cas du portique C qui s'approche de la rupture et atteint une déformation de 0.015.

On peut en déduire que les plaques et les goussets jouent un rôle dans la propagation des efforts.

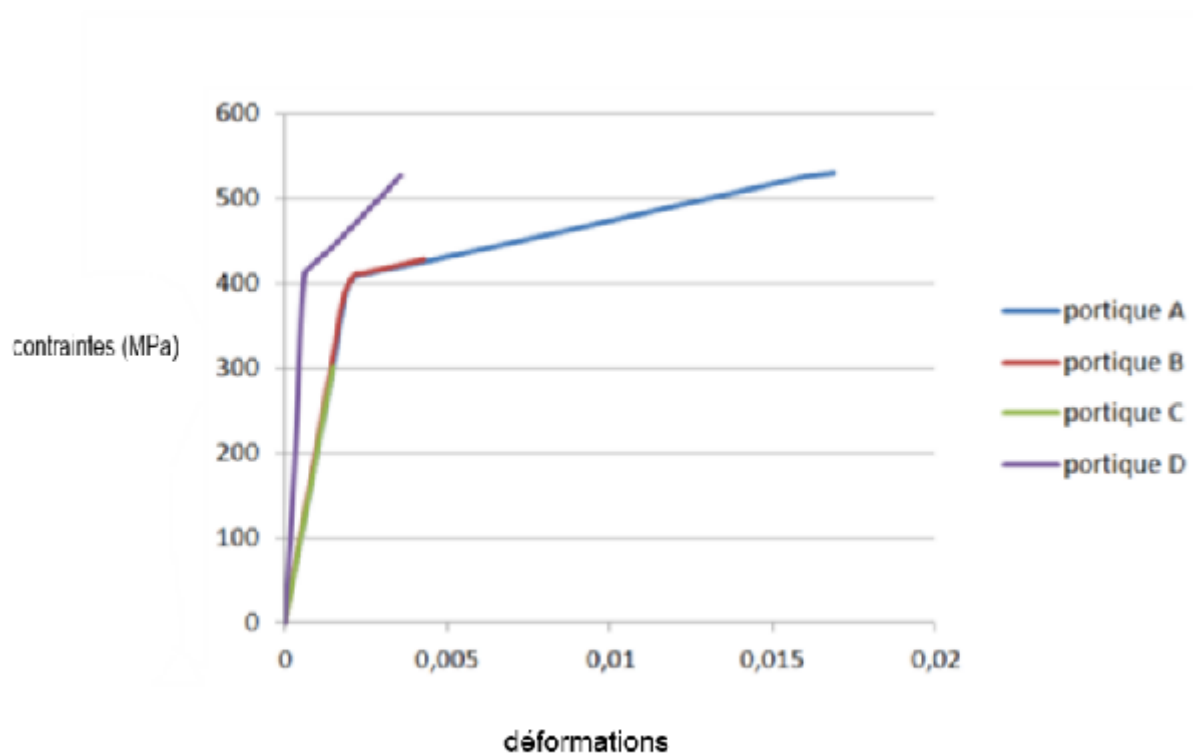
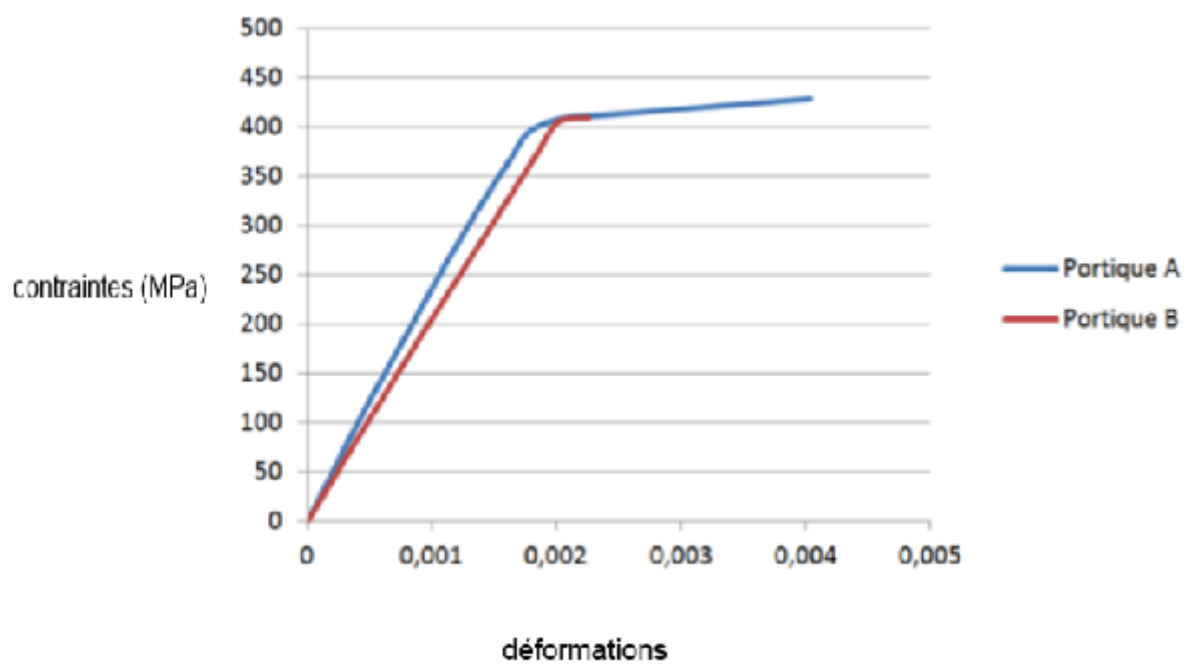


Fig. III.41 courbes contraintes déformations à la tête du portique (tube métallique).

Les courbes sont contraires a celles de la figure III.40 ce qui indique une grande rigidité des assemblages dans les portiques A, B et C alors que l'assemblage du portique D montre un grand manque de rigidité ; d'une manière plus détaillée, les portiques A, B et C ont un comportement élastique identique, le portique A atteint une déformation de 0.015 et atteint la rupture, le portique B n'atteint pas la rupture et se déforme de 0.005 et le portique D reste dans le domaine élastique ; quant au portique D il sort du domaine élastique pour une déformation qui s'approche de 0.001 et atteint la rupture pour une déformation de 0.05.

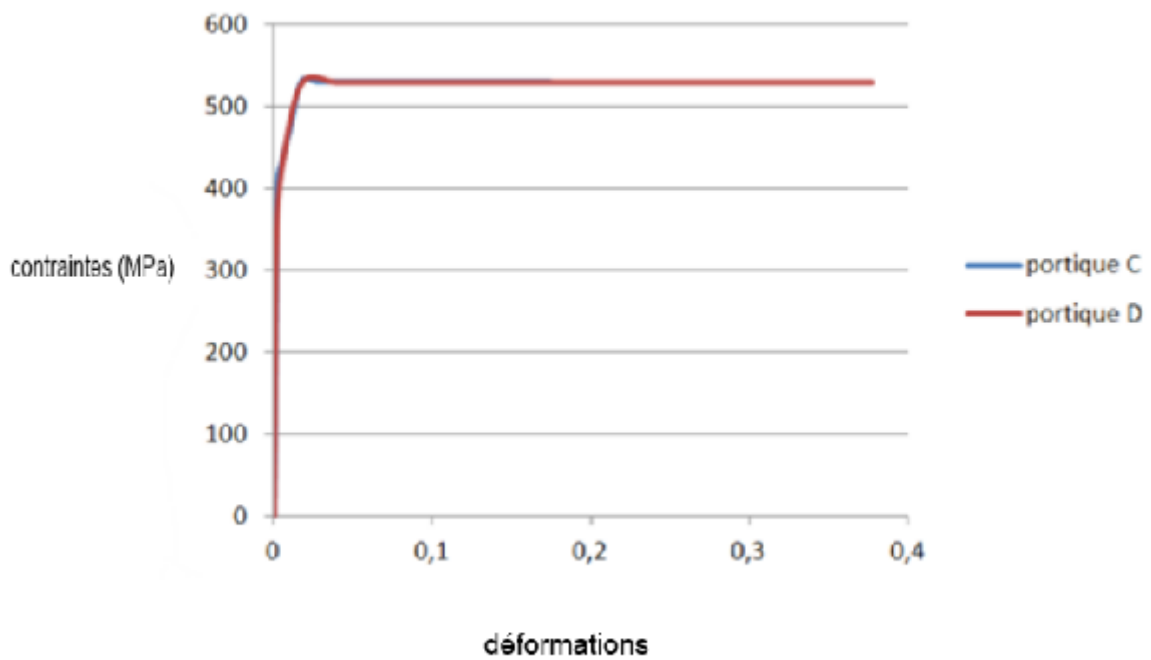
Les courbes montrent clairement que les assemblages avec plaques sont plus rigides que l'encastrement a la base de portiques contrairement aux portiques sans plaques.



III.42 courbes contraintes déformations en tête du manchon.

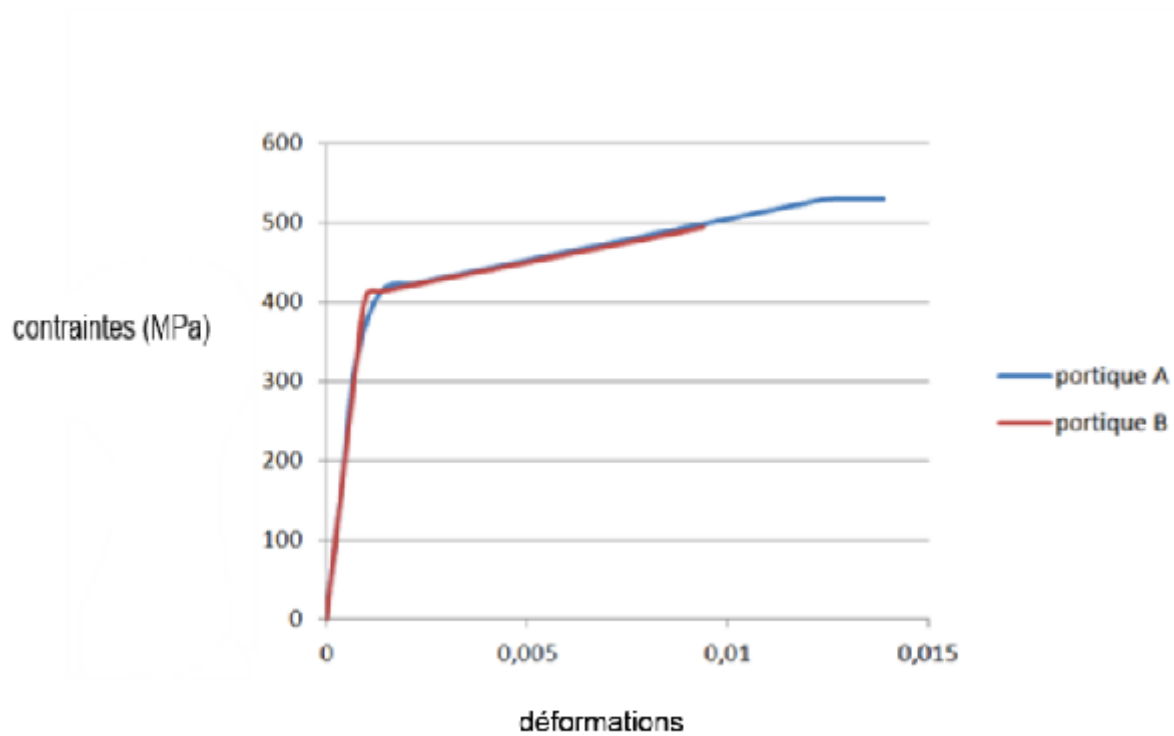
Les courbes indiquent que le manchon du portique A reprend plus d'effort que le manchon du portique B, et ce sans attendre la rupture, ceci indique une meilleure répartition des efforts dans le portique avec gousset.

On note que l'introduction du gousset dans le portique avec plaques provoque certaines différences localisées entre les portiques, comme le montre la figure III.42 où le manchon du portique A atteint une déformation de 0.0041 pour une contrainte de 425 MPa alors que celui du portique B atteint une déformation de 0.0025 pour une contrainte de 410 MPa.

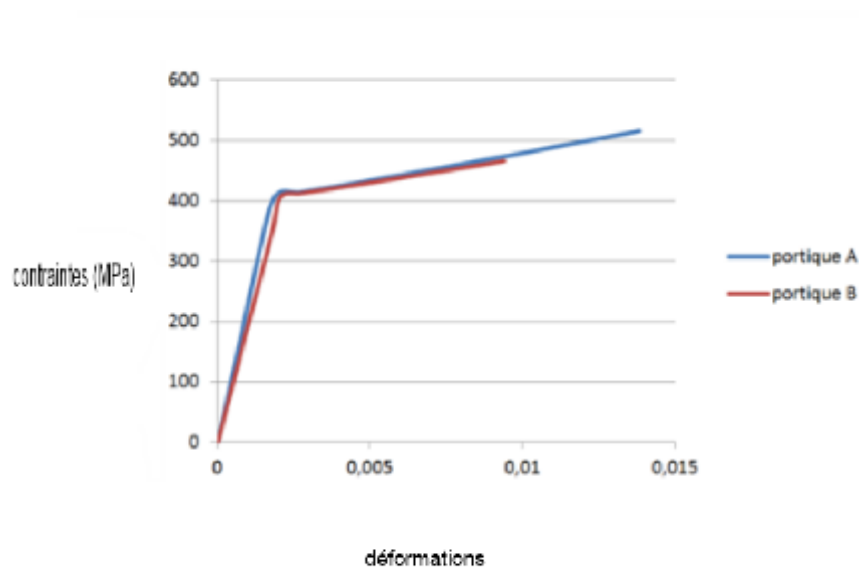


III.44 courbes contraintes déformations dans les plaques d'assemblage.

Les courbes montre que les plaques des deux portiques ont un comportement similaire et atteigne la rupture pour une déformation de 0.02, ceci est synonyme de rupture précoce. Cette rupture indique une grande lacune en rigidité de l'assemblage et donc de non transfert des efforts des poteaux vers les portiques.

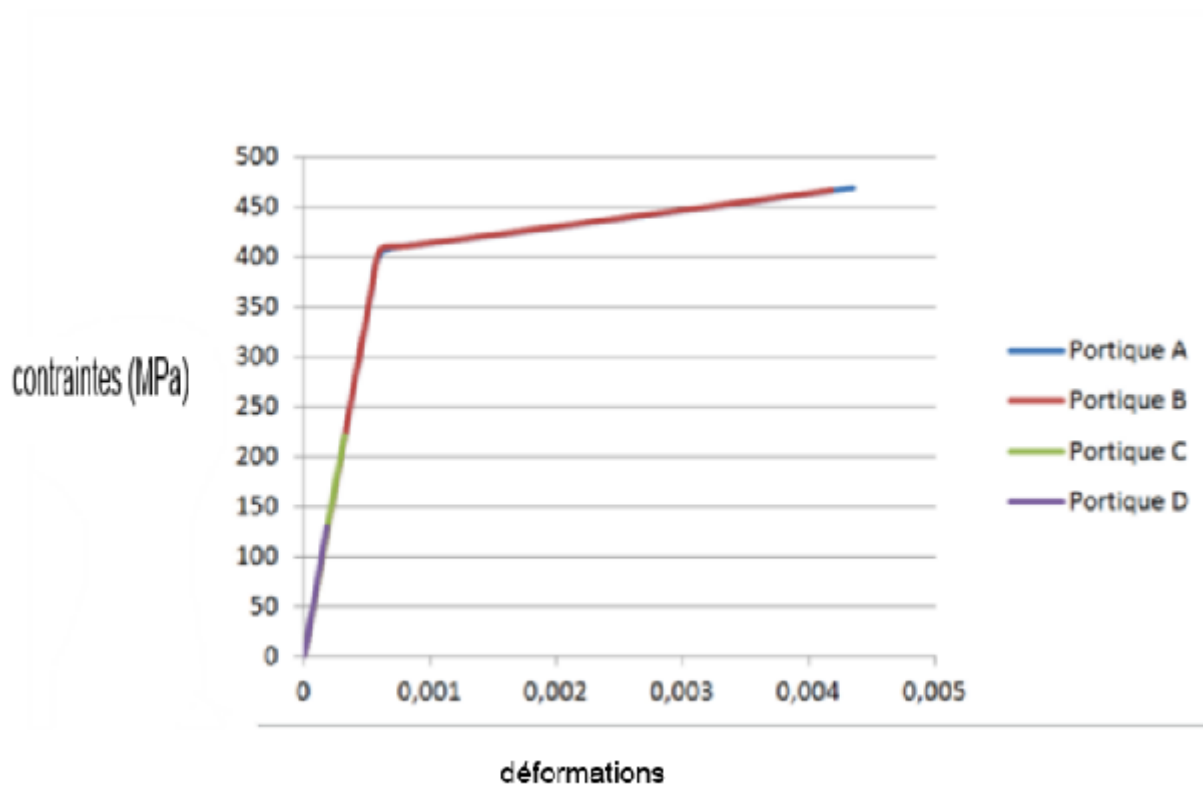


III.43 a courbes contraintes déformations dans les plaques supérieures.



III.43 a courbes contraintes déformations dans les plaques inférieures.

Les courbes sont quasi identiques pour les plaques supérieures ou inférieures, on note que les plaques du portique A encaissent plus d'efforts que celles du portique B, et la plaque supérieur atteint une rupture localisée, au niveau de la soudure avec le manchon, dans le portique A. cette différence ne peut être due qu'à la présence du gousset.



III.45 courbes contraintes déformations la poutre des portiques.

Les courbes contrainte-déformation des poutres montrent un comportement similaire pour les quatre portiques mais avec des sollicitations très différentes. En effet si les poutres des portiques C et D restent dans le comportement linéaire avec des contraintes de 225MPa pour le portique C et 125MPa pour le portique D, celles des portiques A et B atteignent respectivement des contrainte de 470 et 460 MPa pour des déformations supérieurs à 0.004 contrairement aux deux autres portiques qui sont en dessous de 0.0005.

Ceci démontre clairement qu'il y a un transfert d'efforts bien plus important dans les portiques A et B comparés aux portiques C et D, il en ressort clairement que :

1. Le gousset améliore faiblement le transfert des contraintes au travers de l'assemblage.
2. Le système d'assemblages avec plaques est bien plus efficace en termes de transfert de contrainte et de rigidité.

6.3 Courbe contraintes déformations du béton

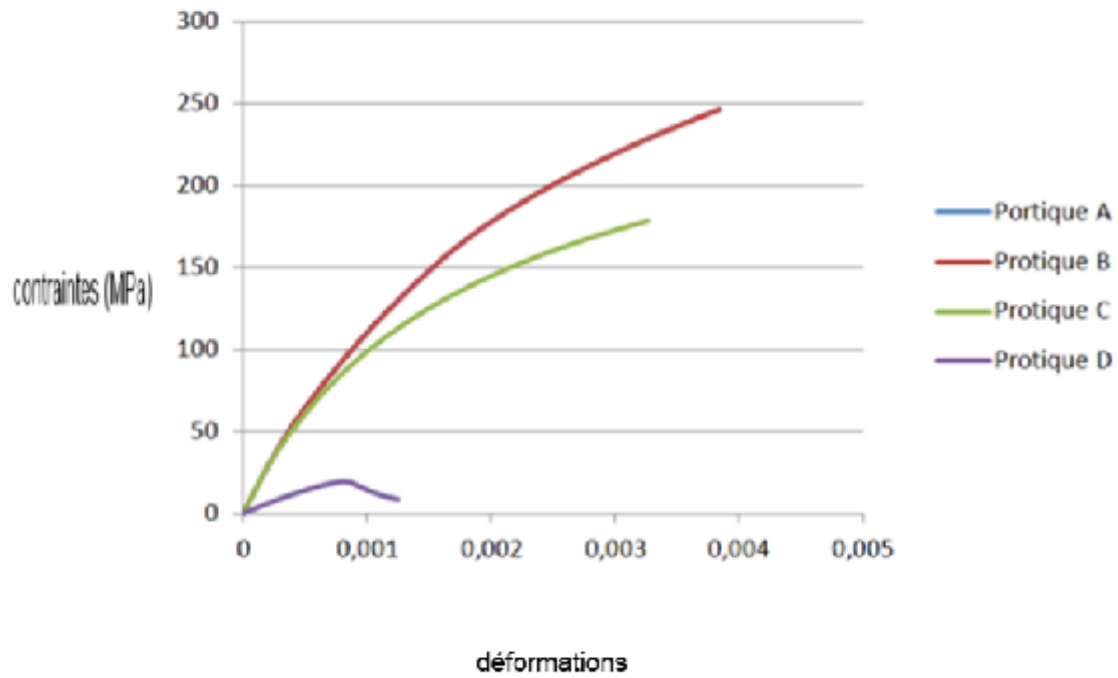


Fig. III.46 a courbes contraintes déformations à la tête du portique (béton).

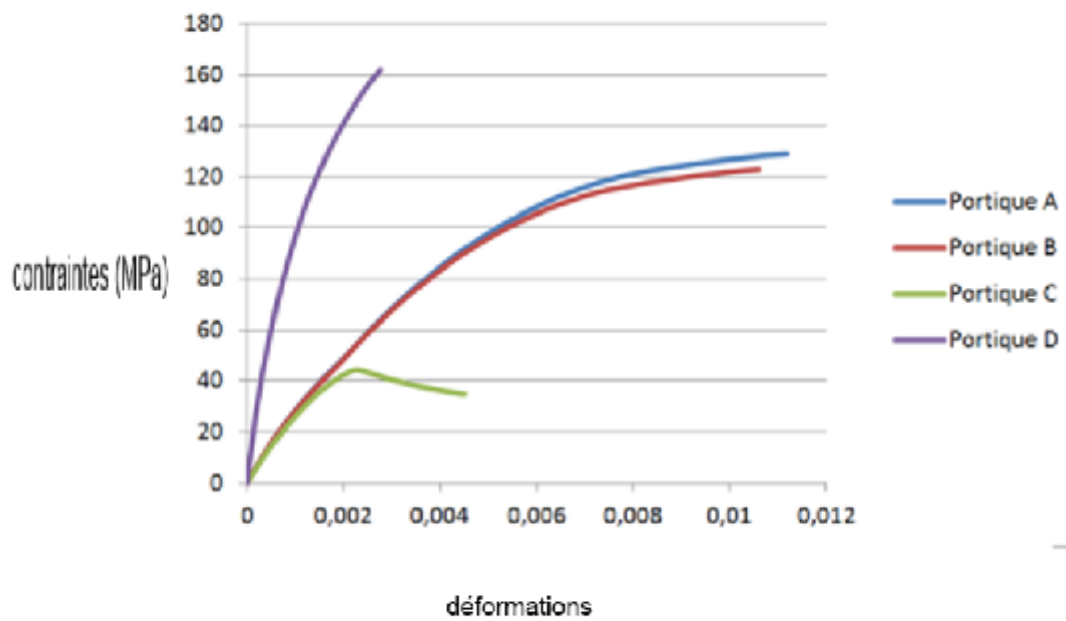


Fig. III.46b courbes contrainte déformation a la base du portique (béton).

En comparant les courbes on remarque qu'à la base des portiques les portiques A et B suivent une évolution similaire, ils atteignent des contraintes approchant 130 MPa et une déformation de 0.012, le portique C atteint une contrainte de 45MPa avant de redescendre à 35, ceci est dû à la rupture de l'assemblage, en effet à la rupture de l'assemblage la déformation du poteau change, enfin dans le portique D on atteint une contrainte de 165MPa pour une déformation de 0.003, si le béton supporte cette contrainte c'est parce qu'il est confiné.

On remarque que les goussets ont un effet sur le béton des deux portiques (A et B). En effet le nœud du portique A est plus rigide que celui du portique B ce qui implique une augmentation des contraintes à la base de ce portique. Concernant le portique C, on remarque que l'assemblage résiste bien mieux que celui du portique D, ainsi les contraintes à la tête du béton du portique C sont bien supérieures à celle du portique D, ce qui implique une meilleure répartition des contraintes dans le béton.

Il est aisé de déduire que le meilleur comportement est celui des portiques avec plaques, en particulier le portique A, ils atteignent des déformations considérables (ductilité) sans encaisser des déformations importantes, ce qui est signe d'une meilleure répartition des efforts dans le portique.

6.4 Courbe déformations (plastique) par rapport au temps

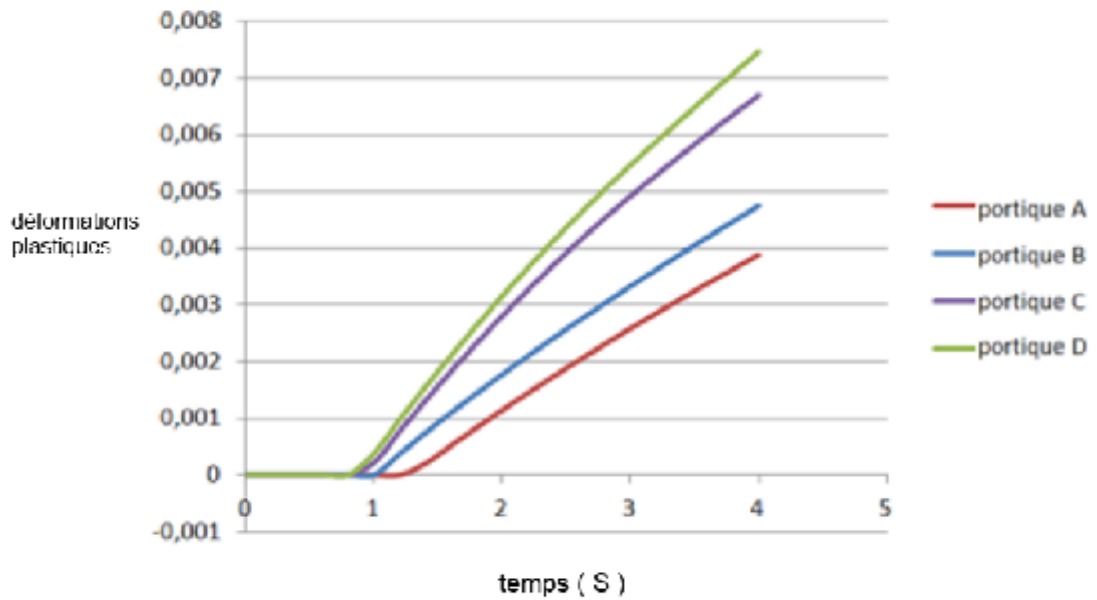


Fig. III.47a courbes des déformations plastiques en base du portique (tube métallique).

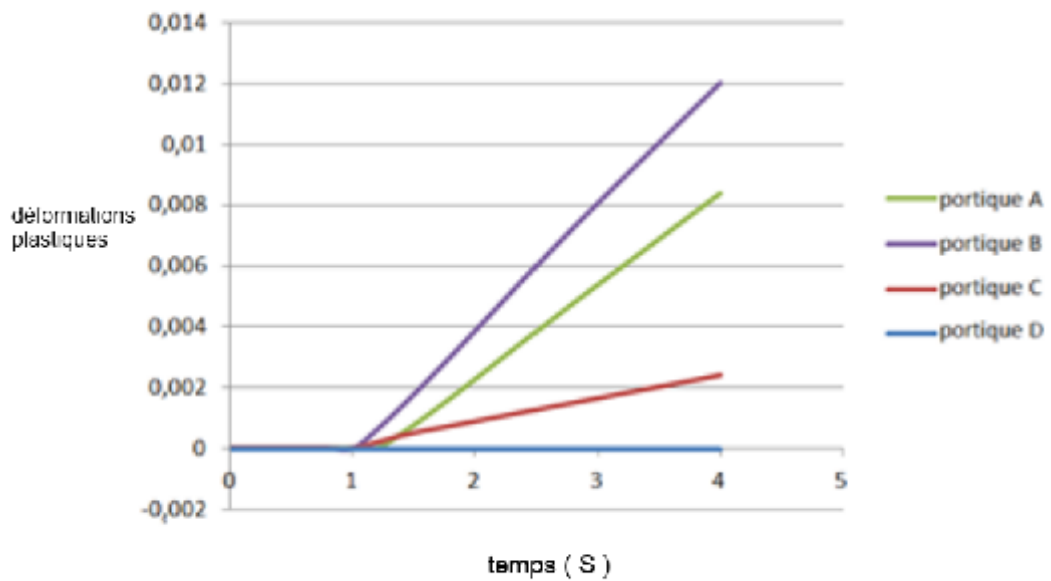


Fig. III.47b courbes des déformations plastiques à la tête du portique (tube métallique)

Les courbes montrent clairement que les déformations à la base des portiques augmentent du portique A au portique D : 0.0038 pour le portique A, 0.0047 pour le portique B, 0.0067 pour le portique C et 0.012 pour le portique D, le contraire se produit à la tête des portiques, à une différence près : le portique B se déforme plus que le portique A ce qui tend à montrer l'efficacité des plaques et des goussets dans les portiques.

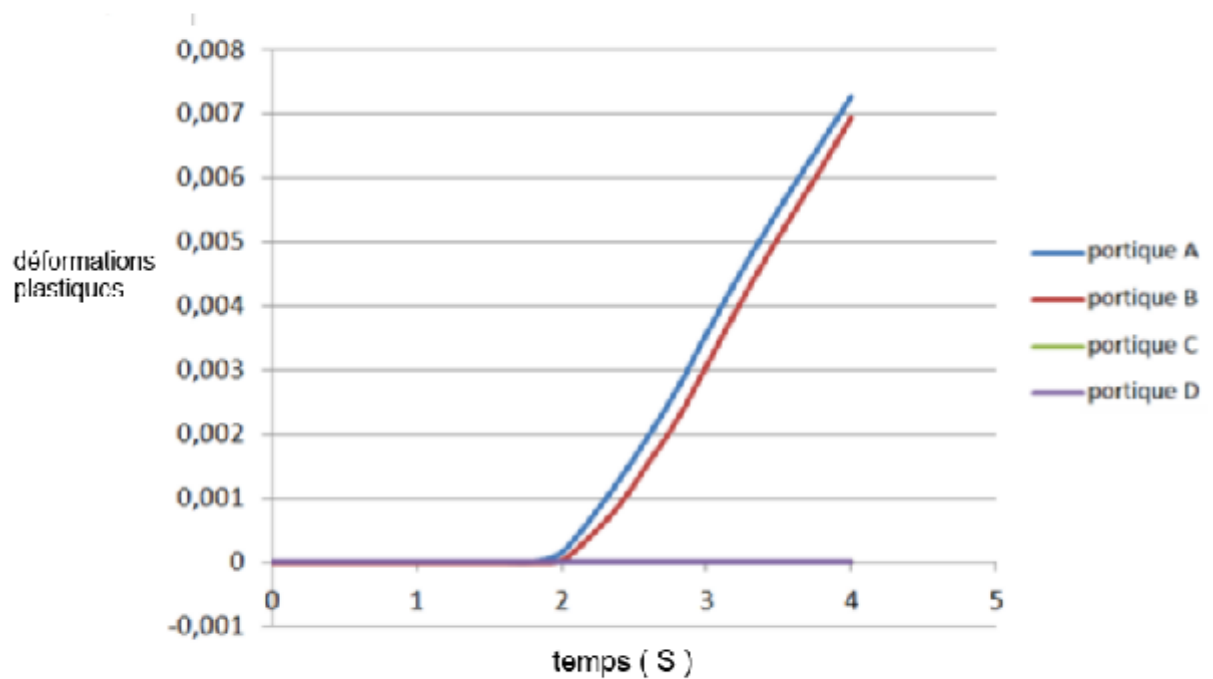


Fig. III.48 courbes des déformations plastiques dans les poutres.

La figure montre des déformations plastiques dans le portique A (0.0072) plus importante que dans le portique B (0.0069), alors que les portiques C et D n'atteignent pas la phase plastique et restent dans le domaine élastique, ceci est encore une preuve de la non transmission des efforts dans ces derniers.

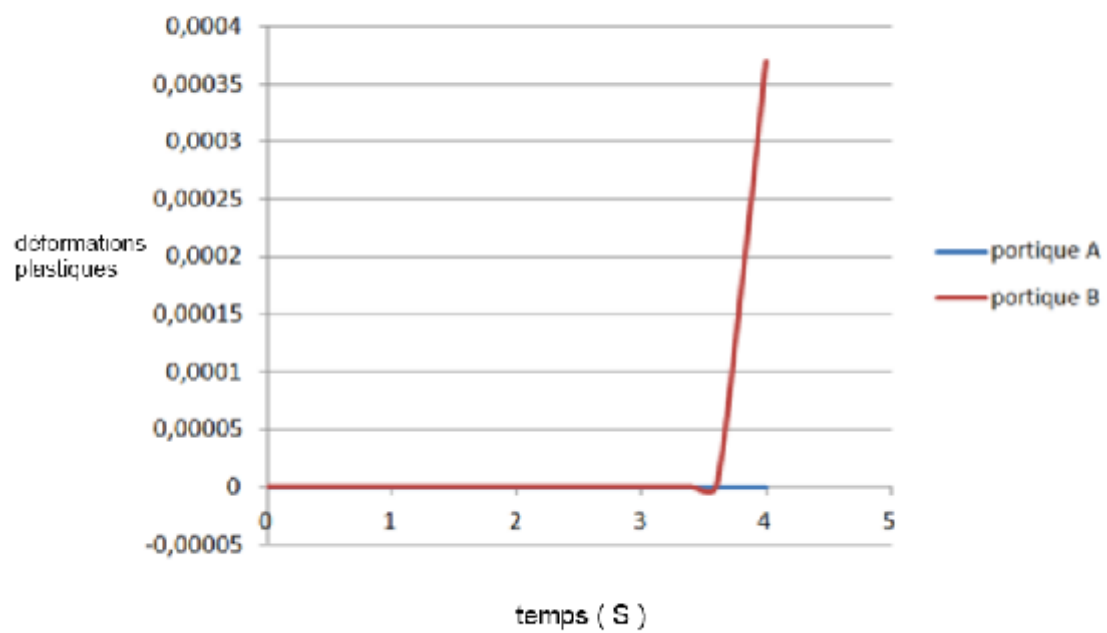


Fig. III.49a courbes des déformations plastiques dans les manchons.

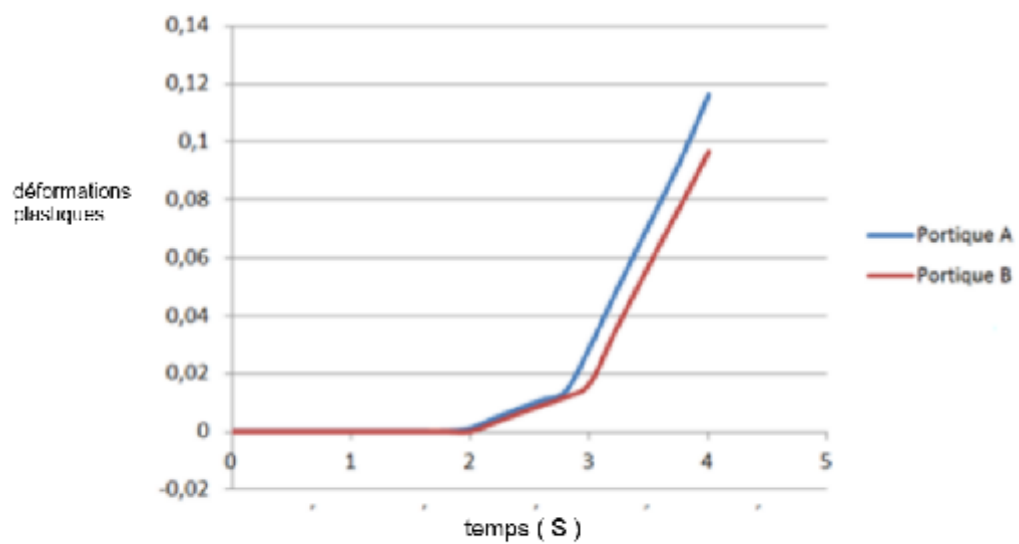


Fig. III.49b courbes des déformations plastiques dans les plaques unidimensionnelles.

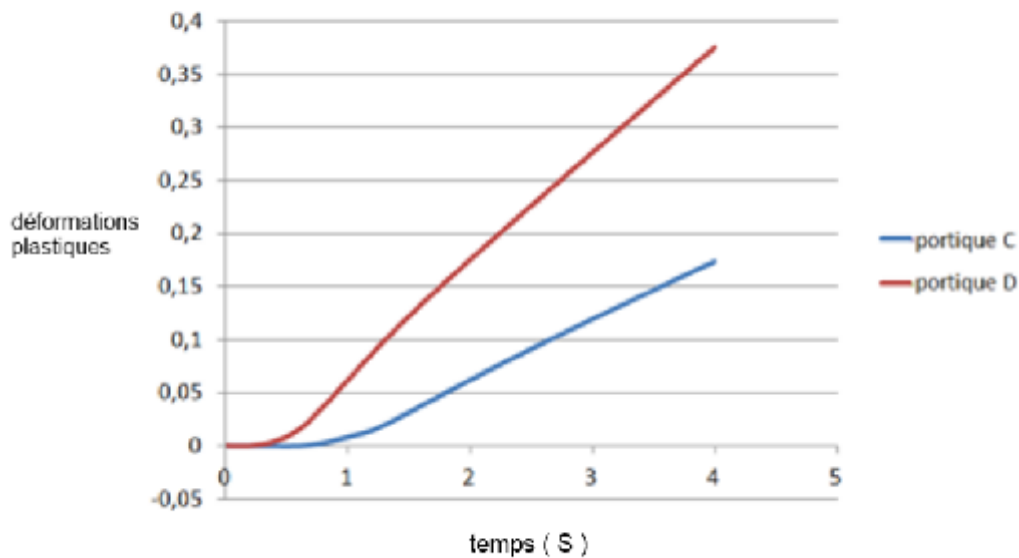


Fig. III.49c courbes des déformations plastiques dans les plaques d'assemblage.

Les courbes de la figure III.49 montrent clairement l'efficacité des goussets sur les deux modèles (avec et sans plaques), en effet le manchon du portique A reste dans le domaine élastique alors que celui du portique B rentre dans la phase plastique à $T=3.5$ S, mais la plaque unidimensionnelle est plus sollicitée, ce qui n'est pas néfaste vu que leur rôle important est de garder le manchon verticale lors du bétonnage, quant aux plaques d'assemblage des modèles sans plaques, il est claire celle du portique C (avec gousset) subit une déformation plastique moindre (0.17mm) par rapport a celle du portique D (0.38mm).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la modélisation et la simulation de quatre portiques a ossature mixte, afin d'étudier deux types d'assemblages ainsi que l'effet d'un gousset su chacun d'entre eux. Les calculs ont été fait en utilisant un modèle élasto-plastique pour l'acier et le béton. Les modèles ont été implantés dans le logiciel de calcul a éléments finis ABAQUS.

A la lumière des résultats obtenus nous pouvons affirmer que les modèles avec plaques sont bien plus performants que ceux sans plaques et que le gousset s'avère efficace sur les deux portiques.

Par manque d'essais expérimentaux réalisés sur le système d'assemblage, nous avons fixé comme objectif de travail la réalisation d'une étude comparative entre quatre portiques en utilisant deux systèmes d'assemblages différents et en incorporant un gousset à chacun d'entre eux. Les portiques sont soumis à, leurs sommets, à un effort horizontal sous la forme d'un déplacement.

La simulation du nœud (poutre-poteau) nous a permis d'observer le comportement non linéaire à travers le logiciel ABAQUS, en termes de contraintes, de déformations, de déplacements, et de mettre en évidence l'apport de ces renforts sur le portique.

Sur la base des résultats obtenus, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

Comparaison locale

▪ A la base du portique

Les contraintes dans les aciers :

- Portique A : 450 MPa
- Portique B : 475 MPa
- Portique C : 480 MPa
- Portique D : 530 MPa

Les déformations dans les aciers :

- Portique A : 0.004 mm
- Portique B : 0.006 mm
- Portique C : 0.006 mm
- Portique D : 0.015 mm

Les contraintes dans le béton :

- Portique A : 130 MPa
- Portique B : 130 MPa
- Portique C : 35 MPa
- Portique D : 170 MPa

Les déformations dans le béton :

- Portique A : 0.015 mm
- Portique B : 0.010 mm
- Portique C : 0.005 mm
- Portique D : 0.003 mm

Ces valeurs nous indiquent une rupture sur le portique sans plaques et sans gousset alors que le portique avec plaques et sans gousset montre une contrainte maximale de 450MPa, valeur inférieure à celles des autres portiques. Concernant le béton, on remarque que les portiques A et B encaissent de plus grandes contraintes avec des déformations conséquentes. Le comportement du portique C indique une rupture au niveau de l'assemblage tandis que le béton du portique D se cisaille

- **En haut du portique**
 - Portique A : 530 MPa
 - Portique B : 430 MPa
 - Portique C : 300 MPa
 - Portique D : 530 MPa

Les déformations dans les aciers :

- Portique A : 0.017 mm
- Portique B : 0.005 mm
- Portique C : 0.005 mm
- Portique D : 0.002 mm

Les contraintes dans le béton :

- Portique A : 250 MPa
- Portique B : 250 MPa
- Portique C : 170 MPa
- Portique D : 10 MPa

Les déformations dans le béton :

- Portique A : 0.004 mm
- Portique B : 0.005 mm
- Portique C : 0.035 mm
- Portique D : 0.012 mm

Les valeurs montre clairement un transfert des efforts a la tête des portiques A et B, ce qui implique la rigidité de l'assemblage, l'assemblage du portique A étant le plus rigide grâce a l'incorporation du gousset, le gousset se montre aussi très efficace sur le portique C ou il encaisse une partie des efforts, ce qui a pour conséquences la non rupture de l'acier du poteau, contrairement a ce qui se produit sur le portique D.

En terme de déformations on remarque que les aciers des portiques les plus rigides (A et B) se déforment plus que ceux des portiques les moins rigides (C et D), alors que le béton des portiques les plus rigides se déforme moins que celui des portiques les moins rigides, ceci indique que les aciers des premiers portiques confinent mieux le béton, la rigidité de l'assemblage en est la cause.

- **Au niveau du manchon**

Le manchon du portique A indique des contraintes et des déformations plus importantes que celle du portique B, ceci est du a la présence du gousset qui rigidifie l'assemblage, ainsi donc l'assemblage reprend plus de contraintes avec la présence du gousset.

- **Au niveau de la poutre (IPE)**

Nous observons une augmentation des contraintes sur les portiques A, B et C par rapport au portique D de 380% pour le portique A, de 368% pour le portique B et enfin de 90% pour le portique C, ce qui démontre clairement l'ordre de transfert des efforts dans les portiques.

En terme de déformations, le constat est le même, le portique A gagne 800% par rapport au portique D, le portique B en fait pratiquement de même quant au portique C lui gagne 100% de déformation ; il est a noter que les poutres des portiques A et B rentrent dans la phase plastique, ceci est important car irréversible, mais d'un point de vue pratique ces même portiques résistent au chargement ce qui n'est pas le cas des deux autres.

Comparaison global

▪ **En termes de déplacements**

Le renforcement du portique avec les plaques et le gousset (portique A) modifie fortement le comportement du nœud. Ainsi, par rapport au modèle de référence (portique D), on note que pour un même déplacement du portique la charge appliquée varie du pareil au double.

▪ **En termes de contraintes et déformations**

Les plaques et le gousset ont permis des réductions de contrainte allant de 10% à 15%, la valeur maximale étant entre le portique conventionnel sans gousset et le portique avec plaques et gousset.

En terme de déformation la réduction est 60% entre le portique A et D, elle est moindre pour les deux autres portiques mais reste importante : 40%

Concernant le béton les contraintes et déformation augmentent de manière substantielle ceci est la preuve qu'une rigidité d'assemblage implique un transfert des efforts plus important vers le béton, ce dernier étant confiné, sa capacité portante et sa limite élastique se voient quadruplées

Les domaines élastiques se voient prolongés pour les portiques avec plaques, ceci est dû au transfert des efforts vers la poutre et le béton, on a ainsi une plus grande surface qui encaisse les efforts, les efforts mieux repartis permettent un prolongement de la limite élastique et une limite de chargement plus importante.

Les courbes forces déplacement montrent que les portiques sans plaques ont un comportement proche de la ductilité contrairement aux deux autres qui sont beaucoup plus rigides.

Les plaques améliorent le comportement du portique car elles rigidifient l'assemblage et par conséquent le portique, d'où la différence de capacité portante entre les portiques.

Les résultats obtenus montrent clairement que les plaques influencent positivement le comportement des portiques, même si l'effet du gousset n'est pas énorme il n'en reste pas moins utile dans un portique car il apporte une rigidité supplémentaire au portique.

Perspectives

Afin de compléter les résultats obtenus et de mieux cerner le comportement mécanique des modèles, 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 et de l'assemblage.
- Tester expérimentalement 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.
- Faire d'autres essais où, on peut entrer d'autres paramètres qui gouvernent le comportement des systèmes mixtes (effets du fluage, la température...), il serait intéressant de refaire cette étude d'un autre point de vue, en jouant sur la limite d'élasticité de la poutre et du poteau et d'étudier toutes les zones critiques du portique pour avoir le comportement global de la structure et en prenant en considération d'autres paramètres. On peut aussi varier le diamètre des poteaux tubulaires pour avoir d'autres résultats et d'autres pourcentages. Toutefois il reste toujours de nombreux points à éclaircir par des études théoriques et expérimentales, afin de pouvoir définir la technique judicieuse.
- effectuer les mêmes essais sur des assemblages boulonnés et non soudés

-
- [1]HAOUAM, Nouredine, «System for building in steel-reinforced concrete», "WO/2010/048966", (Cité du 08 Mai 1945 Bat 35 N° 04 Bab-Ezzouar, Alger, 16110, DZ)",(2010).
- [2]Mimoune Fatima Zahra, Mimoune Mostefa « construction métallique, règlements calculs et vérification », O.P.U 06-2011 I.S.B.N : 978.9961.0.1493.6.
- [3] LA FARGE histoire du béton.
- [4]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).
- [5]RENE Maquoi, RIK Dubruykere, JEAN-FRANÇOIS Demonceau et LincyPyl « Guide de construction métallique (construction mixte) ».
- [6] cours Planchers de bâtiments en construction métallique et mixte par Daniel BITAR
- [7]Arval - Guide Des Planchers juillet 2007
- [8] catalogue Arcelor-Mital
- [9] document Centre suisse de la construction métallique (SZS)
- [10]P. Boeraeve – les constructions mixtes dans les bâtiments
- [11]Bibliothèque tekla structures
- [12] EUROCODES 2 « Structuraux Bases de calcul des structures : Eurocode- Basis of structural design : 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 Standardization, Final Draft, (2003).
- [15]WANG.Y.C, «Tests on slender composite columns» .Journal of Constructional Steel Research 49, 25–41. (1999).
- [16]EVER.J.BARBERO. «Prediction of buckling mode interaction in composite columns».ACI Journal December 10, (1999).
- [17]SHANMUGAN. N.E, .Lakshmi B, « State of art report on steel Concrete composite columns». Journal of Constructional Steel. Research 57, 1041–1080, (2001).
- [18]LIN-HAI HAN, YOU-FU Yang, «Cyclic performance of concrete- filled steel CHS columns under flexural loading». Journal of Constructional Steel». Research 61, 423–452. (2005).
- [19] LANDOWSKI Marc, LEMOINE Bertrand, M é m e n t o s « a c i e r Concevoir et construire en acier»,2005.
- [20]Pyramide du louvre

[21] KEFENG.T, JOHN.M.N, XINCHENG.P. «Mechanical properties of high strength concrete filled steel tubular columns»; Part1: Concentrically loaded». ACI Journal 22 April 2003.

[22] ZHONG.T, LIN.HAI.H, ZHI-BIN.Wang , «Experimental behaviour of stiffened concrete filled thin walled hollow structural (HSS) stub column» ;Journal of Constructional Steel. Research 61, 962–983. (2005).

[23] MOULI. M, KHELAFI .H. « Strength of short composite rectangular hollow section columns filled with lightweight aggregate concrete». Engineering Structures, doi:10.1016/j.engstruct.2006.10.00, (2006).

[24] DALIN Liu, «Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns. Journal of Constructional Steel». Research 61 ,902–911. (2005).

[25] 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).

[26] JOHANSSON Mathias, «Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel- Concrete Columns». Steel and Composite Structures.

[27] JOHANSSON M. and ÅKESSON. M, «Finite Element Study of Concrete-Filled Steel Tubes Using a New Confinement-Sensitive Concrete Compression Model». Nordic Concrete Research, Publication No. 27, 2/2001, Oslo, 43-62. January 2002.

[28] Provisions for Structural Steel Buildings. AISC 97, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, (1997).

[29] David Nethercot - 2003 - Technology & Engineering British Standards Institution (1994) BS 5950: Part 4, Structural Use of Steel in Building. Code of Practice for Design of Composite Slabs with Profiled Steel Sheeting, 5 Zandonini, R. (1989) Semi-rigid composite joints, in Connections: Stability ... (1978) BS 5400: Part 5, Steel Concrete and Composite Bridges, London. Steel Concrete and Composite Bridges Code of Practice for Design. British Standards Institution, BS 5400 Part 5 B S, London, (1989).

[30] ELLOBODY Ehab, Ben Young, Dennis, «Lam Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns». Journal of Constructional Steel Research 62, 706–715. (2006).

[31] MURSI Mohanad , UY Brian, «Strength of slender concrete filled high strength steel box columns». Journal of Constructional Steel Research 60, 1825–1848. (2004)

[32] N A S E E M B A I G Muhammad, F A N J i a n s h e n g , N I E J i a n g u o , «Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns». ISSN 1007-0214 05/15 pp657-666 Volume 11, Number 6, December 2006.

[33] JOHANSSON.M. And G Y L L T O F T . K , « Mechanical B e h a v i o u r of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns». Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 8, ASCE, 1073-1081. (2002).

[34] MARINOPOULOU.A.A, BALOPOULOS.V.D, Kalfas.C.N, «Simulation of partially encased composite steel–concrete columns with steel columns». Journal of constructional Steel Research, (2006).

[35] N.E.Shanmugan, B.Lakshmi "State of art report on steel –concrete composite columns". Journal of Constructional Steel. Research 57 (2001) 1041–1080

[36] AZZOUZ Assia, « Etude comparative relative au ferrailage sur des voiles moyennement élancés en béton armé », Master 2 Génie Civil, (2014).

[37] AMRANI Djamila, «Influence du ferrailage sur le comportement des voiles élancés », Master 2 Génie Civil, (2013).

[38] CHEN W.F, «Plasticity in reinforced concrete». New York: McGraw-Hill Bookstore, 456p, (1982).

[39] 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).

[40] BERTHAUD Y, « Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore ». Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6, 1988. 175p, (1988).

[41] LORRAIN M., « Contribution à l'étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton ». Thèse de doctorat, Université de Toulouse, (1974).

[42] 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].

[43]ROBINSON S.R. « Methods of detecting the formation and propagation of microcracks in concrete Proceedings», (1965).

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

[45]MacGregor Limit States Design of Concrete Structures. ACI 318, American Concrete Institute, (1999).] Reinforced concrete: mechanics and design concrete

[46]Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC 97, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, (1997).

[47]Federico Mazzolani - 2000 - Technology & Engineering Design and Reliability .Standard for Limit State Design of Steel Structures (draft). Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1990 (AIJLSD-90). ... The definition of seismic action is treated scarcely (AIJLSD- 90)). AIJLSD-90, Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1990 AIJ 90.

[48]WENG .C.C, YEN S.I, « Comparisons of concrete-encased composite column strength provisions of ACI code and AISC specification». Engineering Structures 24, 59–72. (2002).

[49]Yu.T, WONG.Y.L, TENG.J.G and DONG.S.L, «Structural Behaviour of Hybrid FRP-Concrete-Steel Double-Skin Tubular Columns». The Hong Kong Polytechnic University (Project No: 1-ZE06) the National Science Foundation of China (Project No. 50329802).

[50]Cheng-Chih Chen, Nan-Jiao Lin. «Analytical model for predicting axial capacity and behaviour of concrete encased steel composite stub columns». *Journal of Constructional Steel Research* 62, 424–433. (2006).

[51]JOHANSSON M. and GYLLTOFT K. «Structural Behaviour of Slender Circular Steel-Concrete Composite Columns under Various Means of Load Application”. *Steel and Composite Structures*, Vol. 1, No. 4, Techno-Press, 393-410, (2001) .

[52]Johansson M, «The Efficiency of Passive Confinement in CFT Columns .*Steel and Composite Structures*», Vol. 2, No. 5, Techno- Press, 379-396. (2002).

[53]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.

[54]Ehab Ellobody, Ben Young, « Nonlinear analysis of concrete- filled steel SHS and RHS columns». *Thin-Walled Structures* 44 919–930, (2006).

[55]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).

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

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

[58]Cours charpente metalique

[59]JASPART J.P., «General report: session on connections, *Journal of Constructional*

[60]JEAN-MOREL, « *Calcul Des Structures Métallique Selon l'Eurocode 3* » ,1994.

[61]ABIDELAH Anis , « *Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques–Approche numérique et validation expérimentale* », (2009) .

[62]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).

[63]ATTIOGBE E. and MORRIS G. «Moment–rotation functions for steel connections». *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, N° 6, pp. 1703–1718. (1991).

[64]CHEN W.F. and LUI F.M., «*Stability design of steel frames*», Boca Raton (FL): CRC Press. (1991).

[65]CHEN W.F., « *Practical analysis for semi-rigid frame design*», Singapore, World Scientific. (2000).

[66]American institute of steel construction (AISC), «*Load and resistance factor design specification for structural steel buildings*». Chicago. (1986).

[67]Colson A and Bojorhovde R. «*Intérêt économique des assemblages semi-rigide*, » *Construction Métallique* N° 2, pp. 37-41. (1992)

[68]GOMES F.C.T., KUHLMANN U., DE MATTEIS G. And M A N D A R R A A., « *Recent developments on classification of joints- COST C1*», *Int. Conf.*, Liege, Belgium, September (17-19), pp. 10. (1998).

[69]DA SILVA L. S., A. SANTIAGO and VILA REAL P., «Post-limit stiffness and ductility of end- plate beam-to-column steel joints», Computers and Structures 80, pp.515–531. (2002).

[70]JASPAR J.P., « Élément de stabilité des structures de bâtiments métalliques», notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand. (1998).

[71]ABBAS Mickaël, «Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement », Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC- CNRS

[72]JULIEN BRICHE, Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS

³⁴ AMRANI Djamila, «Influence du ferrailage sur le comportement des voiles élancés », Master 2 Génie Civil, (2013).

³ Cheng-Chih Chen, Nan-^{Jiao} Lin. «Analytical model for predicting axial capacity and behaviour of concrete encased steel composite stub columns». Journal of Constructional Steel Research 62, 424–433. (2006).

[1]HAOUAM, Nouredine, «System for building in steel-reinforced concrete», "WO/2010/048966", (Cité du 08 Mai 1945 Bat 35 N° 04 Bab-Ezzouar, Alger, 16110, DZ)",(2010).

[2]Mimoune Fatima Zahra, Mimoune Mostefa « construction métallique, règlements calculs et vérification », O.P.U 06-2011 I.S.B.N : 978.9961.0.1493.6.

[3] LA FARGE histoire du béton.

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

[5]RENE Maquoi, RIK Dubruykere, JEAN-FRANÇOIS Demonceau et LincyPyl « Guide de construction métallique (construction mixte) ».

[6] cours **Planchers de bâtiments en construction métallique et mixte** par Daniel BITAR

[7]Arval - Guide Des Planchers juillet 2007

[8] catalogue **Arcelor-Mital**

[9] document Centre suisse de la construction métallique (SZS)

[10]P. Boeraeve – les constructions mixtes dans les bâtiments

[11]Bibliothèque tekla structures

[12] EUROCODES 2 « Structuraux Bases de calcul des structures : Eurocode- Basis of structural design : 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 Standardization, Final Draft, (2003).

[15]WANG.Y.C, «Tests on slender composite columns» .Journal of Constructional Steel Research 49, 25–41. (1999).

[16]EVER.J.BARBERO. «Prediction of buckling mode interaction in composite columns».ACI Journal December 10, (1999).

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

[18]LIN-HAI HAN, YOU-FU Yang, «Cyclic performance of concrete- filled steel CHS columns under flexural loading». Journal of Constructional Steel». Research 61, 423–452. (2005).

[19] LANDOWSKI Marc, LEMOINE Bertrand, M é m e n t o s « a c i e r Concevoir et construire en acier»,2005.

[20]Pyramide du louvre

[21] KEFENG.T, JOHN.M.N, XINCHENG.P.«Mechanical properties of high.«Mechanical properties of high strength concrete filled steel tubular columns»; Part1: Concentrically loaded".ACI Journal 22 April 2003.

[22] ZHONG.T, LIN.HAI.H, ZHI-BIN.Wang , «Experimental behaviour of stiffened concrete filled thin walled hollow structural (HSS) stub column» ;Journal of Constructional Steel. Research 61, 962–983. (2005).

[23] MOULI. M, KHELAFI .H. « Strength of short composite rectangular hollow section columns filled with lightweight aggregate concrete». Engineering Structures, doi:10.1016/j.engstruct.2006.10.00, (2006).

[24] DALIN Liu, «Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns. Journal of Constructional Steel». Research 61 ,902–911. (2005).

[25] 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).

[26] JOHANSSON Mathias, «Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel- Concrete Columns». Steel and Composite Structures.

[27] JOHANSSON M. and ÅKESSON. M, «Finite Element Study of Concrete-Filled Steel Tubes Using a New Confinement-Sensitive Concrete Compression Model». Nordic Concrete Research, Publication No. 27, 2/2001, Oslo, 43-62. January 2002.

[28]Provisions for Structural Steel Buildings. AISC 97, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, (1997).

[29] David Nethercot - 2003 - Technology & Engineering British Standards Institution (1994) BS 5950: Part 4, Structural Use of Steel in Building. Code of Practice for Design of Composite Slabs with Profiled Steel Sheeting, 5 Zandonini, R. (1989) Semi-rigid composite joints, in Connections: Stability ... (1978) BS 5400: Part 5, Steel Concrete and Composite Bridges, London. Steel Concrete and Composite Bridges Code of Practice for Design. British Standards Institution, BS 5400 Part 5 B S, London, (1989).

[30] ELLOBODY Ehab, Ben Young, Dennis, «Lam Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns». Journal of Constructional Steel Research 62, 706–715. (2006).

[31] MURSI Mohanad , UY Brian, «Strength of slender concrete filled high strength steel box columns».Journal of Constructional Steel Research 60, 1825–1848. (2004)

-
- [32]** N A S E E M B A I G Muhammad, F A N J i a n s h e n g , N I E J i a n g u o , «Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns». ISSN 1007-0214 05/15 pp657-666 Volume 11, Number 6, December 2006.
- [33]** JOHANSSON.M. And G Y L L T O F T . K , « Mechanical B e h a v i o u r of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns». Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 8, ASCE, 1073-1081. (2002).
- [34]** MARINOPOULOU.A.A, BALOPOULOS.V.D, Kalfas.C.N, «Simulation of partially encased composite steel–concrete columns with steel columns». Journal of constructional Steel Research, (2006).
- [35]** N.E.Shanmugan, B.Lakshmi “State of art report on steel –concrete composite columns”. Journal of Constructional Steel. Research 57 (2001) 1041–1080
- [36]** AZZOUZ Assia, « Etude comparative relative au ferrailage sur des voiles moyennement élancés en béton armé », Master 2 Génie Civil, (2014).
- [37]** AMRANI Djamila, «Influence du ferrailage sur le comportement des voiles élancés », Master 2 Génie Civil, (2013).
- [38]** CHEN W.F, «Plasticity in reinforced concrete». New York: McGraw-Hill Bookstore, 456p, (1982).
- [39]** 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).
- [40]** BERTHAUD Y, « Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore ». Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6, 1988. 175p, (1988).
- [41]** LORRAIN M., « Contribution à l'étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton ». Thèse de doctorat, Université de Toulouse, (1974).
- [42]** 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].
- [43]**ROBINSON S.R. « Methods of detecting the formation and propagation of microcracks in concrete Proceedings», (1965).

-
- [44]RAMTANI .S. « Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral ». These de doctorat. (1990).
- [45]MacGregor Limit States Design of Concrete Structures. ACI 318, American Concrete Institute, (1999).] Reinforced concrete: mechanics and design concrete
- [46]Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC 97, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, (1997).
- [47]Federico Mazzolani - 2000 - Technology & Engineering Design and Reliability .Standard for Limit State Design of Steel Structures (draft). Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1990 (AIJLSD-90). ... The definition of seismic action is treated scarcely (AIJLSD- 90)). AIJLSD-90, Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1990 AIJ 90.
- [48]WENG .C.C, YEN S.I, « Comparisons of concrete-encased composite column strength provisions of ACI code and AISC specification». Engineering Structures 24, 59–72. (2002).
- [49]Yu.T, WONG.Y.L, TENG.J.G and DONG.S.L, «Structural Behaviour of Hybrid FRP-Concrete-Steel Double-Skin Tubular Columns». The Hong Kong Polytechnic University (Project No: 1-ZE06) the National Science Foundation of China (Project No. 50329802).
- [50]Cheng-Chih Chen, Nan-Jiao Lin. «Analytical model for predicting axial capacity and behaviour of concrete encased steel composite stub columns». Journal of Constructional Steel Research 62, 424–433. (2006).
- [51]JOHANSSON M. and GYLLTOFT K. «Structural Behaviour of Slender Circular Steel-Concrete Composite Columns under Various Means of Load Application”. Steel and Composite Structures, V o l . 1, No. 4, Techno-Press, 393-410, (2 0 0 1) .
- [52]Johansson M, «The Efficiency of Passive Confinement in CFT Columns .Steel and Composite Structures», Vol. 2, No. 5, Techno- Press, 379-396. (2002).
- [53]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.
- [54]Ehab Ellobody, Ben Young, « Nonlinear analysis of concrete- filled steel SHS and RHS columns». Thin-Walled Structures 44 919–930, (2006).
- [55]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).
- [56]OWENS, G. W. AND CHEAL, B. D. « Comprehensive coverage of several aspects of connection behaviour and design Structural Steelwork Connections», 1st Edition. (1989).
- [57]MANFRED.A, HIRT ROFT BEZ, « Traite De Génie Civil De L'école polytechnique Fédérale De Lausanne Volume 10 ». (1994).

[58]Cours charpente metalique

[59]JASPART J.P., «General report: session on connections, Journal of Constructional

[60]JEAN-MOREL, « Calcul Des Structures Métallique Selon l'Eurocode 3 » ,1994.

[61]ABIDELAH Anis , « Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques–Approche numérique et validation expérimentale », (2009) .

[62]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).

[63]ATTIOGBE E. and MORRIS G. «Moment–rotation functions for steel connections». Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 6, pp. 1703–1718. (1991).

[64]CHEN W.F. and LUI F.M., «Stability design of steel frames», Boca Raton (FL): CRC Press. (1991).

[65]CHEN W.F., « Practical analysis for semi-rigid frame design», Singapore, World Scientific. (2000).

[66]American institute of steel construction (AISC), «Load and resistance factor design specification for structural steel buildings». Chicago. (1986).

[67]Colson A and Bojorhovde R. «Intérêt économique des assemblages semi-rigide, » Construction Métallique N° 2, pp. 37-41. (1992)

[68]GOMES F.C.T., KUHLALMANN U., DE MATTEIS G. And M A N D A R R A A., « Recent developments on classification of joints- COST C1», Int. Conf., Liege, Belgium, September (17-19), pp. 10. (1998).

[69]DA SILVA L. S., A. SANTIAGO and VILA REAL P., «Post-limit stiffness and ductility of end- plate beam-to-column steel joints», Computers and Structures 80, pp.515–531. (2002).

[70]JASPAR J.P., « Élément de stabilité des structures de bâtiments métalliques», notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand. (1998).

[71] **ABBAS Mickaël**, «Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement »,
Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC- CNRS

[72] **JULIEN BRICHE**, Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS