



UNIVERSITÉ DE REIMS CHAMPAGNE-ARDENNE
ÉCOLE DOCTORALE SCIENCES DU NUMÉRIQUE ET DE L'INGÉNIEUR (SNI)

THÈSE EN CO-TUTELLE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE UNIVERSITE DE TECHNOLOGIE CHIMIQUE ET DE METALLURGIE-BULGARIE

***Discipline* : 5.1. Génie Mécanique appliquée"**

Et

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE REIMS CHAMPAGNE-ARDENNE

***Discipline* : GENIE CIVIL**

***Spécialité* : Matériaux, mécanique, structures**

Présentée et soutenue publiquement par

Veselin STANKOV

Le 20 septembre 2021

**Étude du comportement mécanique d'un assemblage poteau-console courte en
béton armé renforcé ou réparé par collage de matériaux composites**

**Thèse dirigée par M. Dimitar DONTCHEV, Prof. Dr., UNIVERSITE DE TECHNOLOGIE CHIMIQUE ET DE
METALLURGIE - BULGARIE**

**Et par M. Jules ASSIH, Maître de conférences, HDR, UNIVERSITÉ DE REIMS CHAMPAGNE-
ARDENNE**

JURY

M. Kantcho POPOV,
M. Jules ASSIH,
M. Dimitar DONTCHEV,
Mme Fatma KHELOUI-TAOUCHE,
M. Kliment HADJOV,
Mme Isabelle TITEUX-PETH,
M. Firas AL MAHMOUD,
M. Cheikhna DIAGANA,
Mme Ivelina IVANOVA,

Professeur, Université Technologique Chimie Métallurgique, Bulgarie
Maître de Conférences HDR, Université Reims Champagne Ardenne, France
Professeur, Université Technologique Chimie Métallurgique, Bulgarie
Maître de Conférences HDR, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie
Professeur, Université Technologique Chimie Métallurgique, Bulgarie
Professeur, Université Reims Champagne Ardenne, France
Maître de Conférences HDR, Université de Nancy, France
Maître de Conférences, Université Reims Champagne Ardenne, France,
Maître de Conférences, Université Technologique Chimie Métallurgique, Bulgarie

Examineur
Directeur de thèse
Co-Directeur de thèse
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Invité
Examineur

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer mes remerciements et reconnaissance à mes deux directeurs -Monsieur Jules ASSIH, Maître de conférences, HDR à l'Université de Reims Champagne-Ardenne et Monsieur Dimitar DONTCHEV, Professeur à l'Université de Technologie Chimique et de Métallurgie (Bulgarie), d'avoir accepté m'accueillir dans cette thèse en cotutelle et pour leurs patiences ce qui m'a permis d'aller jusqu'au bout de ce projet de recherche. Ces conseils m'ont enrichi et m'ont donné un nouveau point de vue. Ils m'ont encadré tout au long de cette thèse et ils m'ont fait partager leurs connaissances.

Je remercie également mon co-encadreur Me Ivelina IVANOVA, Dr, Maître-Assistant, à l'Université de Technologie Chimique et de Métallurgie (Bulgarie), qui m'a prodigué de nombreux conseils tout au long de mes travaux de thèse et pour la vie quotidienne à Reims. Elle m'a encouragé et aidé tout le long de la thèse.

J'exprime ma gratitude à Mr Patrick JUPILLAT, Technicien au laboratoire de Génie civil à l'ITheMM, parce que sans son aide et le sérieux travail, les manipulations n'auraient pas pu aboutir.

Enfin, un grand merci à ma famille qui m'a toujours soutenu et a été présente pour moi, même à distance. À ma fille, pour l'aide à domicile pendant mon absence. À mon fils qui devrait se débrouiller sans son père et à ma femme, qu'elle ait supporté patiemment mon absence et m'a toujours encouragé, motivé à continuer.

Résumé

L'objectif de cette thèse en cotutelle est d'étudier le comportement mécanique de l'assemblage poteau-console courte en béton armé renforcé ou réparé par des matériaux composites en tissus de fibres de carbone. Cette étude est une continuation des travaux effectués sur les consoles courtes en béton armé au sein de l'Institut de Thermique, Mécanique, Matériaux, iTheMM EA 7548 de l'axe génie civil de l'université de Reims champagne Ardenne, URCA. Une étude expérimentale sur le comportement mécanique de l'assemblage poteau de 267 cm de haut, de console courte en béton armé de 25cm de long à l'aide d'une dalle de flexion d'une capacité portante de 100 tonnes a été réalisée. De plus la structure a été instrumentée par des jauges des déformations pour mesurer les déformations locales. L'étude numérique par éléments finis est réalisée en utilisant un schéma de résolution Dynamique-explicite. Des analyses comparatives sont effectuées pour déterminer les paramètres d'endommagement des matériaux constitutifs et pour choisir la meilleure stratégie de simulation. Cela nous a permis de bien calibrer les modèles. Une fois les modèles validés par l'étude expérimentale, nous avons prolongé le poteau pour obtenir notre modèle d'assemblage poteau-console courte. Les résultats ont montré que le modèle proposé simule avec succès les réponses expérimentales de la structure hybride poteau-console en BA renforcée par tissus de matériaux composites en termes de résistance au cisaillement, flexion et flambement. Les différents modes de rupture ont été étudiés et comparés avec ceux observés lors des tests expérimentaux. Une étude paramétrique a été ensuite réalisée sur la base du modèle proposé.

Mots-clefs : Poteau, console courte, renforcement, matériau composite, béton armé, comportement mécanique, endommagement, comportement non linéaire, rupture, éléments finis, modélisation numérique par EF.

Abstract

The objective of this doctoral project is to study the mechanical behavior of this assembly reinforced with carbon fabric composite materials. This study is a sequel of the previous one on corbels carried out in the 'Institute of Thermal, Mechanics, Materials iTheMM, - EA 7548 at the University of Reims. An experimental study was conducted on the mechanical behavior of the column of 267 cm high, and an 25cm long corbel joint along with an experimental setup with a capacity of 1000kN and a support distance of 20 m. In addition, sensors that detect local deformations were glued to the structure.

Computational modeling by the finite element method was conducted, using a dynamic explicit system for solving the equations. A comparative analysis of the parameters of the materials' defectiveness was carried out to be selected the appropriate modeling strategy. This enabled the model to be calibrated properly. After validating, the simulation along to the experimental data, we extended the column length to obtain the required assembly.

The obtained results observe that the proposed simulation successfully represents the behavior of the joint reinforced with composite materials, in terms of shear, bending and buckling modes. Different types of defectiveness were considered and compared with the experimental tests. Subsequently, a parametric study was carried out, based upon the proposed numerical model.

Keywords: Column, corbel, strengthening, reinforced concrete, composite material, mechanical behavior, Nonlinear behavior, Damage, Failure, FE modeling, finite element.

Liste des abréviations

a ou a_v	Distance du point d'application de la charge jusqu'au poteau
A_S	Aire des barres principales en traction
A_n	Aire de renforcement en traction
A_V	Aire des cadres
A_p	Aire de la plaque composite
b	Largeur de la console courte
V_u	Force ultime de cisaillement
d	Hauteur effective
f'_c	Résistance cylindrique du béton en compression
H	Charge horizontale
V	Charge verticale
F_t	Force de traction
ρ	Taux d'armature
F	Charge appliquée
F_0	Charge nominale du début de la fissuration
σ_{st}	Contrainte de traction des armatures supérieures
q	Pente de la droite
A_{sv}	Surface totale de section transversale de renfort à travers l'interface console – poteau
f_y	Limite élastique de l'acier
α_f	Angle de frottement interne déterminé obtenu par l'essai
μ	Coefficient de frottement utilisé dans les calculs de frottement de cisaillement
j	Bras de levier entre la force résultante de traction et celle de compression à l'interface poteau-console
A_{vf}	Aire de la section transversale du renfort vertical
A_t	Aire acier nécessaire pour reprendre la force horizontale N_u
A_f	Aire acier nécessaire pour reprendre la force horizontale M_u
c	Contrainte apparente cohésive
σ_{bc}	Contrainte moyenne dans la bielle comprimée
f_c	Résistance du béton en compression
f_t	Contrainte admissible du béton en traction
f_{sd}	Limite d'élasticité de la barre d'acier
n	Rapport des modules d'Young acier et du béton
f_y	Limite élastique de l'acier
λ	Facteur de réduction de la résistance
Δh	Distance de charge horizontale jusqu'au tirant
D	Force de compression dans la bielle
P	Force externe
I	Force interne

\ddot{u}	Vecteur d'accélération nodale
M	Matrice globale de masse
L_e	Longueur caractéristique d'un élément fini ;
C_d	Vitesse de dilatation d'onde dans le matériau ;
E_I	Énergie interne
E_s	Module d'Young de l'acier
E_V	Énergie visqueuse dissipée
E_{FD}	Énergie de friction dissipée
E_{KE}	Énergie cinétique
E_{IHE}	Énergie thermique interne
E_W	Travail effectué par les charges appliquées à l'extérieur
E_{PW}	Travail effectué en pénalité de contact
E_{CW}	Travail effectué en pénalité de contrainte
E_{MW}	Travail effectué en propulsant la masse ajoutée
f_{adm}	Résistance admissible en traction du tirant
ε^{n+1}	Déformations à l'incrément $n+1$
ε^n	Déformation à l'incrément n
ΔR	Tenseur de rotation incrémentiel
$\Delta \varepsilon$	Déformation incrémentale totale de l'incrément n à $n+1$
n_i	Étirements principaux
λ_i	Direction principale d'étirement dans la direction i
L	Longueur de jauge
L_0	Longueur de jauge initiale
ε^p	Déformation plastique
$\overline{\varepsilon^p}$	Déformation équivalente plastique
d	Variable scalaire d'endommagement
E_0	Rigidité élastique initiale du béton non endommagé
\overline{p}	Contrainte de pression hydrostatique
$\overline{\sigma_c}$	Contrainte de cohésion effective en compression
$\overline{\sigma_t}$	Contrainte de cohésion effective en traction
\overline{q}	Contrainte équivalente effective de Von Mises
\overline{s}	Déviateur de contrainte effective
K_c	Rapport du deuxième invariant de contrainte sur le méridien de traction $q_{(TM)}$ à celui sur le méridien compressif $q_{(CM)}$
$\epsilon(\theta, f_i)$	Paramètre nommé excentricité, qui permet d'ajuster la forme de la fonction potentielle
G_{ch}	Énergie de fissuration
$\psi(\theta, f_i)$	Angle de dilatation mesuré dans le plan p-q
l_{eq}	Longueur caractéristique, qui dépend de la taille du maillage, du type d'élément fini et de la direction de la fissure

V_m	Fraction volumique de la matrice
E_m	Module d'Young de la matrice
V_f	Fraction volumique des fibres
V_u	Contrainte de cisaillement
N_u	Contrainte nominale
E_f	Module d'Young des fibres
E_a	Module d'Young de l'adhésif
E_b	Module d'Young du béton
t_a	Épaisseur de l'adhésif
t_f	Épaisseur de la fibre en carbone.
z	Hauteur utile égale à 0,85d

Glossaire

ACI : American Concrete Institute
BCM : Brittle Cracking Model
Bielle : Section en béton reprenant les efforts de compression dans la console courte
C0 : Console courte en béton armé de référence
Cadre : Barre d'acier repliée reprenant les efforts de cisaillement
CB1u : Console courte en béton armé renforcée par Bandage d'1 couche de tissu de carbone
CB2u : Console courte en béton armé renforcée par Bandage de 2 couches de tissus de carbone
CB3u : Console courte en béton armé renforcée par Bandage de 3 couches de tissus de carbone
CB5u : Console courte en béton armé renforcée par Bandage de 5 couches de tissus de carbone
CCNR : Console Courte en béton armé Non Renforcée
CCR : Console Courte en béton armé Renforcée
CDP : Plasticité du béton endommagé (Concrete Damaged Plastivity)
CEB : Comité Européenne du Béton,
CEB-FIB : Comite Européen du Béton-Fédération Internationale du Béton
CFRP: Carbon Fiber Reinforced Polymer
FRP : Fiber Reinforced Polymer
PCNR : Poteau-Console en béton armé Non Renforcé
PCR : Poteau-console en béton armé renforcé
SCM: Smeared Crack Concrète
Tirant : Barre d'acier principale reprenant les efforts de traction

Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	14
I. PARTIE 1: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	17
I.1 INTRODUCTION	18
I.2 ÉLÉMENTS DE STRUCTURES	18
I.2.1 Poteaux.....	18
I.2.2 Console courte	21
I.2.2.1 Revue historique de console courte	21
Bielle-tirant - théorie.....	36
Méthodes de calcul de la capacité portante	37
Méthodes de dimensionnement.....	39
Conclusion.....	49
I.2.3 Assemblage Poteau-console courte	50
I.3 ÉTUDE NUMÉRIQUE	57
I.3.1 Procédure de la modélisation numérique	58
I.3.2 Logiciel utilisé.....	61
I.3.2.1 Types d'analyse	61
I.3.2.1.1 Analyse « Standard/Implicite »	61
I.3.2.1.2 Analyse Explicite	62
I.3.2.1.3 Analyse Explicite quasi-statique.....	63
I.3.2.2 Mesure des déformations	67
I.3.3 Conclusion.....	68
I.3.4 Modèles des matériaux utilisés.....	69
I.3.4.1 Béton.....	69
I.3.4.1.1 Compression	69
I.3.4.1.2 Traction.....	75
I.3.4.1.3 Critère de Plasticité et fonction d'écrouissage	80
I.3.4.1.4 Règle d'écoulement	81
I.3.4.1.5 Identification des paramètres d'endommagement	82
I.3.4.1.6 Les essais uniaxiaux sur le béton	82
I.3.4.1.6.1 Compression	82
I.3.4.1.6.2 Traction.....	83
I.3.4.2 Paramètres d'endommagement	86
I.4 CONCLUSION	86
II. PARTIE 2: CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX ET MISE AU POINT DU CORPS D'ÉPREUVE	87
II.1 INTRODUCTION	88

II.2	DISPOSITIFS DE CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS	88
II.2.1	Système d'acquisition des données.....	88
II.2.2	Détermination du module d'Young du béton.....	89
II.2.3	Détermination expérimentale du module d'élasticité.....	89
II.2.4	Détermination théorique des contraintes superficielles	90
II.2.4.1	Cas d'une jauge de contrainte unique orientée dans une direction L	90
II.2.4.2	Cas d'une rosette à deux jauges à 90° orthogonales (L) et (P).....	91
II.2.5	Détermination des contraintes admissibles dans le béton	91
II.2.5.1	Contraintes normales.....	91
II.2.5.2	Contraintes de cisaillement.....	91
II.3	LES ESSAIS MÉCANIQUES	93
II.3.1	Béton.....	93
II.3.2	Acier pour le béton armé	96
II.3.3	Matériaux composites	100
II.3.3.1	Tissus en fibres de carbone	101
II.3.3.2	Plaques composites.....	102
II.3.4	Adhésifs.....	104
II.3.5	Influence de la température	105
II.4	CONCLUSION	106
III.	PARTIE 3: ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE POTEAU-CONSOLE COURTE EN BÉTON ARMÉ	107
III.1	INTRODUCTION	108
III.2	MODÈLE EXPÉRIMENTAL	108
III.3	RÉALISATION DE POTEAU-CONSOLE COURTE EN BÉTON ARMÉ	110
III.3.1	Préparation des cages d'armatures.	111
III.3.2	Mise en place des jauges de déformation sur les barres d'acier.....	111
III.3.3	Préparation des surfaces du béton	112
III.3.4	Collage des matériaux composites.....	113
III.4	DISPOSITIF ET PARAMÈTRES EXPÉRIMENTAUX ÉTUDIÉS.....	114
III.4.1	Dispositif expérimental	114
III.4.2	Résultats et analyses.....	117
III.4.2.1	Influence du renforcement sur la charge ultime	117
III.4.2.2	Comportement mécanique d'un Poteau-console.....	117
III.5	CONCLUSION	124
IV.	PARTIE 4: MODÉLISATION NUMÉRIQUE POTEAU-CONSOLE	126
IV.1	INTRODUCTION	127
IV.2	MODÉLISATION	127

IV.2.1	Béton.....	127
IV.2.1.1	Étude des paramètres de CDP.....	129
IV.2.2	Barres d'Acier.....	130
IV.2.3	Matériaux composites en fibres de carbone.....	131
IV.2.3.1	Règle de mélange.....	132
IV.2.3.1.1	Détermination de E_1	133
IV.2.3.1.2	Détermination de E_2	133
IV.2.3.1.3	Détermination de ν_{12}	134
IV.2.3.1.4	Détermination de G_{12}	134
IV.2.3.1.5	Détermination de ν_{21}	134
IV.2.3.2	Adhésif.....	135
IV.2.3.2.1	Énergie de rupture.....	135
IV.2.3.2.2	La loi de traction-séparation.....	135
IV.2.3.3	Propriétés des matériaux.....	137
IV.2.3.3.1	Endommagement.....	138
IV.2.3.3.2	Définition du mode mixte.....	139
IV.2.3.3.3	Évolution d'endommagement.....	140
IV.2.3.3.4	Définition de l'énergie dissipée.....	142
IV.2.3.3.5	Temps stable incrémental.....	142
IV.2.3.3.6	Comportement constitutive en termes de traction-séparation.....	143
IV.2.3.3.7	Contact.....	144
IV.3	MAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE ÉTUDIÉE.....	145
IV.3.1	Béton.....	145
IV.3.2	Barres d'Acier.....	146
IV.3.3	Matériau composite en fibres de carbone.....	147
IV.3.4	Adhésif.....	147
IV.4	ETUDE DE LA CONSOLE COURTE EN BÉTON ARMÉ.....	148
IV.4.1	Géométrie.....	148
IV.4.2	Maillage.....	149
IV.4.3	Conditions aux limites.....	149
IV.4.4	Conditions de chargement.....	150
IV.4.5	Analyse et résultats.....	151
IV.4.5.1	Déformée.....	151
IV.4.5.2	Déformation du tirant dans la section d'encastrement.....	152
IV.5	CONSOLE COURTE EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉE.....	153
IV.5.1	Déformée.....	153
IV.5.2	Déformation du tirant dans la section d'encastrement.....	154
IV.6	CALAGE NUMÉRIQUE/EXPÉRIMENTAL.....	155
IV.6.1	Étude de la taille de maillage.....	155

IV.6.2	<i>Étude de type de contact entre le béton et le composite</i>	157
IV.6.3	<i>L'influence de l'échelle de masse et de temps critique</i>	158
IV.7	COMPARAISON DES RÉSULTATS NUMÉRIQUES ET EXPÉRIMENTAUX APRÈS CALAGE	159
IV.7.1	<i>Console courte sans renforcement</i>	159
IV.7.2	<i>Console courte renforcée</i>	160
IV.7.2.1	<i>Influence de l'épaisseur de plaque composite</i>	161
IV.8	ÉTUDE NUMÉRIQUE DE L'ASSEMBLAGE POTEAU-CONSOLE	163
IV.8.1	<i>Comportement global</i>	163
IV.8.2	<i>Influence de l'épaisseur de la plaque</i>	167
IV.9	CONCLUSION	168
CONCLUSION GÉNÉRALE		169
PERSPECTIVES		173
BIBLIOGRAPHIE		174
ANNEXES		180
ANNEXE 1. PRÉSENTATION DU LOGICIEL ABAQUS		182
ANNEXE 2. MODÉLISATION PAR ABAQUS DE LA CONSOLE COURTE EN BÉTON ARMÉ		184
I.	INTRODUCTION	185
II.	MODULE PART	187
II.1.	CRÉATION DES ARMATURES	188
II.2.	CRÉATION DE LA CONSOLE COURTE EN BÉTON.....	190
III.	MODULE PROPERTY	190
III.1.	DÉFINITION DES MATÉRIAUX	190
III.1.1.	<i>Acier</i>	191
III.1.2.	<i>Béton</i>	191
III.2.	DÉFINITION DES SECTIONS	193
III.2.1.	<i>Béton :</i>	194
III.2.2.	<i>Aciers</i>	194
III.2.3.	<i>Attribution des sections</i>	194
IV.	MODULE ASSEMBLY	195
V.	MODULE STEP	206
VI.	MODULE INTERACTION	211
VII.	MODULE LOAD	212
VIII.	MODULE MESH	215

IX. MODULE JOB	217
X. TRAITEMENT DES DONNÉES.....	218
ANNEXE 3. PROPRIÉTÉS PHYSIQUES ET MÉCANIQUES MATÉRIAUX COMPOSITES	221
TABLE DES FIGURES	223
TABLE DES TABLEAUX	228

Introduction Générale

Les structures en béton armé ou béton précontrainte sont conçues pour une durée de vie plus de 50 ans. Au cours d'exploitation quotidienne elles subissent différentes modifications importantes, qui peuvent réduire leurs capacités portantes. Les problèmes rencontrés dans les structures peuvent être produits par des charges excessives, corrosion, changement de la fonction de la structure ou de l'ouvrage, changement des codes de calcul et des erreurs de dimensionnement ou d'exécution.

L'une des solutions est le renforcement de ces structures par matériaux composites à l'aide d'un adhésif structural. Le sujet de cette thèse doctorale porte sur « L'Étude du comportement mécanique d'un assemblage poteau-console courte en béton armé renforcé ou réparé par collage de matériaux composites ».

L'assemblage étudié est composé par deux éléments - un poteau et deux consoles courtes disposées symétriquement des deux côtés du poteau. Ces éléments peuvent être souvent retrouvés dans des structures industrielles, les ouvrages d'art et dans les bâtiments. Dans la littérature il y a des études qui sont faites sur des poteaux et sur des consoles courtes et en plus une étude de console courte est déjà effectuée au sein du laboratoire de génie civil à l'université du Reims Champagne Ardenne. Ces deux éléments constatifs ont différents comportements mécaniques. Les poteaux supportent plus des charges en compression et on peut avoir des problèmes de flambement alors que les consoles courtes sont soumises en traction, en compression et en cisaillement. Afin de parvenir à une meilleure compréhension des mécanismes d'effondrement de tel type d'assemblage, il est vraiment très important d'étudier le comportement de ces deux éléments unis. L'objectif de ce projet doctoral est de mener conjointement les études tant expérimentalement que numériquement à l'aide des éléments finis « ABAQUS » en utilisant des méthodes avancées. Il existe différentes méthodes pour réparer ou renforcer une structure ou une partie de celle-ci pour leur bonne fonctionnalité, parfois pour leur sécurité, vis à vis de son comportement en flexion, en cisaillement ou en compression. Les méthodes couramment utilisées sont :

- réparation par béton projeté ;
- renforcement par collage de plaques métalliques ;
- renforcement par précontrainte additionnelle ;
- renforcement par matériaux composites.

Aujourd'hui, les avancements des travaux de recherche et le développement considérable sur la technique du renforcement et de la réparation de structure en béton armé permettent aux industriels d'ouvrir une nouvelle voie. Les avantages sont évidents pour les industries parce

qu'il est bien parfois économiquement souhaitable de renforcer un pont en déficit au niveau mécanique que de le remplacer par un pont neuf. Cependant, l'insuffisance de connaissance sur le comportement mécanique d'une structure en béton armé renforcée par collage des matériaux composites empêche les industries d'aller renforcer ou réparer les ouvrages d'art. Les études effectuées sur le renforcement et la réparation à la flexion et à l'effort tranchant dans nos laboratoires de recherche montrent bien que le comportement mécanique de structures en béton armé renforcées dépend de plusieurs paramètres, en particulier la géométrie de la structure, le type de la colle, la qualité du collage, l'état de surface de matériau, la résistance mécanique de matériaux utilisés et le type de renforcement. Après avoir étudié une structure en béton armé renforcée ou réparée à la flexion et à l'effort tranchant sur une dimension réduite, il est logique de faire une étude sur le renforcement et la réparation d'une structure de grandes dimensions.

Nous proposons ce manuscrit en quatre parties, dont la première partie présentera une bibliographie sur les travaux de recherches sur les structures en béton armé, les modèles numériques décrivant le comportement mécanique des matériaux et structures.

Dans une deuxième partie, nous présenterons la caractérisation mécanique des matériaux utilisés afin de décrire leurs comportements mécaniques global et local à l'aide des jauges de contraintes.

Dans une troisième partie, sera concentrée à l'étude expérimentale du modèle poteau-console courte. En fin une quatrième partie sera concentrée à la modélisation numérique à l'aide du logiciel ABAQUS.

I. PARTIE 1: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Un ouvrage ou une construction en génie civil est un assemblage de différents éléments de structure tels que poutre en béton armé, poteau, mur, voile, prédalle, dalle, Généralement ces éléments indépendamment font l'objet d'études approfondies sur leurs comportements mécanique, physique ou chimique; leurs fissurations et les modes de rupture, sous sollicitation statique ou dynamique. La structure étudiée est un assemblage en béton armé de poteau et de consoles courtes encastrees de part et d'autre du poteau. En effet, un état des lieux des travaux sur les différents éléments de la structure que sont le poteau et la console courte, permettrait d'appréhender et de comprendre le comportement global de l'assemblage.

Outre l'aspect fonctionnel de la structure, son exploitation peut être compromise par différents facteurs tels que la corrosion des armatures, des accidents, le vieillissement; la surexploitation ou la modification de l'exploitation, le problème de conception ...

Cette première partie du projet doctoral présente une étude bibliographique sur les éléments de l'assemblage poteau-consoles courtes, des différents modèles utiles dans le cadre d'une étude analytique, expérimentale et numérique.

I.2 Éléments de structures

I.2.1 Poteaux

Les poteaux en béton armé sont des éléments structuraux élancés qui transmettent les charges aux éléments de fondations. Dans un poteau on peut avoir les :

- Effets des actions calculés en ne tenant pas compte de l'effet des déformations de la structure mais en incluant les imperfections géométriques appelées “Effets du premier ordre” (EN1992-1, 1992)
- Effets additionnels des actions provoqués par les déformations de la structure appelés “Effets du second ordre” (EN1992-1, 1992). Les effets du second ordre peuvent être négligés si le coefficient d'élancement λ est inférieur à λ_{min} .

L'Eurocode 2 (EN1992-1, 1992) 5.8.3 prescrit différentes méthodes de dimensionnement des poteaux :

- méthode générale basée sur une analyse non-linéaire incluant la non-linéarité géométrique
- méthode simplifiée basée sur la rigidité nominale

- méthode simplifiée basée sur la courbure nominale.

Lorsqu'un poteau est soumis sous une charge verticale, les endommagements observés sur la structure, sont produits par compression ou par flambement. En revanche, lorsque les poteaux sont soumis aux excitations sismiques, les endommagements sont produits par cisaillement ou par flexion. Les flambements des poteaux se produisent lorsqu'il y a plastification des aciers ou écrasement du béton. En revanche, les cisaillements peuvent se produire tout au long des poteaux, principalement à cause des grandes déformations plastiques dans la zone critique; l'enrobage s'éclate, il apparaît alors des fissures et rupture des armatures transversales.

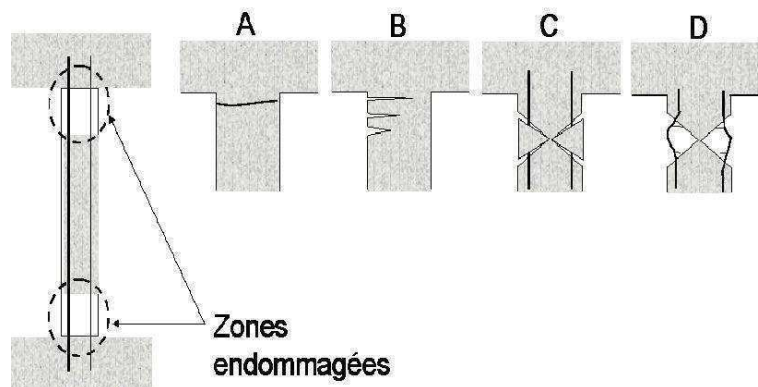


Figure I-1 Endommagements des poteaux courants

Sur la Figure I-1, sont présentés les dommages décrits par (DAVIDOVICI, 1999). La Figure I-1A décrit des dommages produits par manque de continuité dans les barres longitudinales ou à cause d'une mauvaise exploitation. Les dommages présentés sur la Figure I-1B, se produisent lorsqu'on a de grandes déformations longitudinales en traction, qui s'accompagne globalement d'une ouverture de fissures. Les fissures en croix se produisent lorsqu'on a des sollicitations sismiques Figure I-1C. Et enfin lorsque les cadres transversaux sont insuffisants, l'armature longitudinale est subit une compression et les dommages sont visibles comme le montre la Figure I-1D.

Ces dommages correspondent à la formation de la rotule plastique et ils sont accompagnés par une dislocation du béton. Les zones critiques des poteaux sont localisées aux extrémités.

Cet effet est bien illustré par (MONTI, 2003) sur la Figure I-2 en représentant la cage d'armature et les sollicitations d'une pile de pont. La Figure I-3 illustre l'état d'un poteau pendant le séisme de Northridge en 1994. En effet, durant les sollicitations dynamiques, il se produit une perte d'enrobage dans la zone en compression d'un côté et des fissures de flexion de l'autre.

Lorsque la section de béton se réduit et les fissures de flexion continuent à se propager, on peut observer le flambement sur l'armature longitudinale.

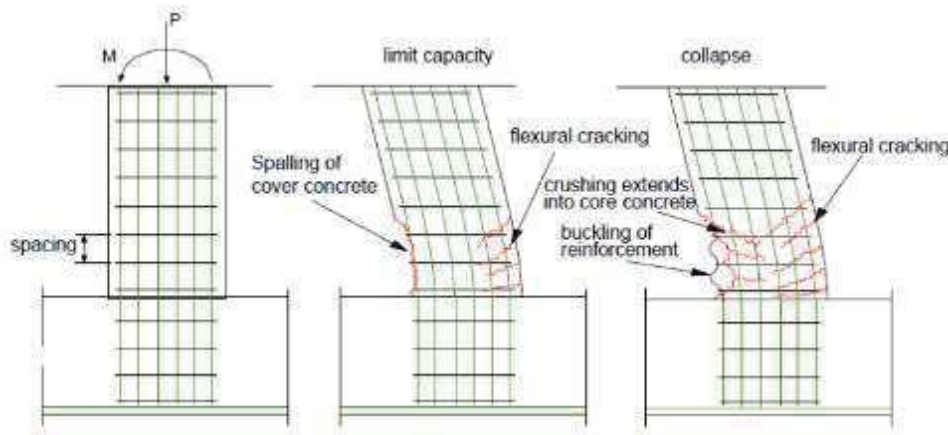


Figure I-2 : Rupture par plastification des aciers de la zone critique du poteau courant, mécanisme de ruine



Figure I-3 : Rupture d'une pile de pont lors du séisme de Northridge 1994

❖ Types de ruptures

Les différents types de ruines des structures peuvent être comme suit:

- Démolition des bâtiments provoqués par écrasement du niveau RDS, Rez-de-chaussée.
- Verticalité de certains bâtiments.
- Déformation plastiques des poteaux.
- Cisaillement des poteaux courts.
- Détérioration de la maçonnerie ou des façades.
- Flambement des poteaux.

- Écrasement sous l'effort normal dans les voiles de contreventement composant le noyau du bâtiment (cage d'ascenseur ou d'escaliers).

- Décollement du béton d'enrobage sur une partie ou sur toute la longueur des poteaux.
- Éclatement local du béton, fissuration et rupture de section dans certains voiles
- Dommages causés par les entrechoquements entre blocs adjacents dus à l'insuffisance du joint sismique.

Les irrégularités horizontales (irrégularité dans le plan) sont dues à la différence entre les centres de masse et de rigidité.

I.2.2 Console courte

La console courte en béton armé est généralement définie comme un corbeau (cantilever) où le rapport entre sa portée et la hauteur est inférieur ou égale à 1. Ces éléments, monolithique, sont largement utilisées dans la construction préfabriquée pour supporter des poutres préfabriquées au niveau de la colonne.

I.2.2.1 Revue historique de console courte

Les premiers travaux sur les consoles courtes en béton armé sont effectués par (CHAMBAUD, et al., 1953) suivi de (HOANG, 1968) et de (ROBINSON, 1969). Ce dernier a proposé une méthode fondée sur la transmission des charges dans la section d'encastrement par des bielles inclinées de 45° comme sur la Figure I-4. Il a recommandé de répartir les aciers horizontaux sur toute la hauteur de section de la console.

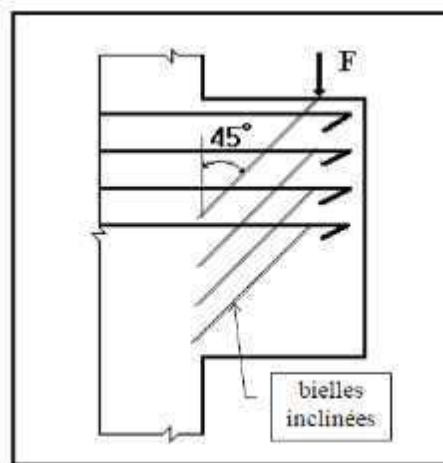


Figure I-4 : Transmission des efforts par des bielles inclinées de 45° .

Les efforts en traction sont repris par les barres principales nommées « tirant », les efforts en compression sont repris par la section en béton – bielle et les efforts en cisaillement – par les cadres. Dans l'approche traditionnelle du renforcement des consoles, certains disposaient

les armatures comme l'indique dans la Figure I-5, afin de reprendre substantiellement les efforts de cisaillement. La résistance au cisaillement devient alors un facteur très important. La sollicitation en flexion de la structure peut la mettre sous contrainte en cisaillement, en compression et en traction.

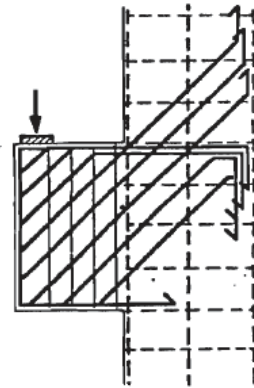
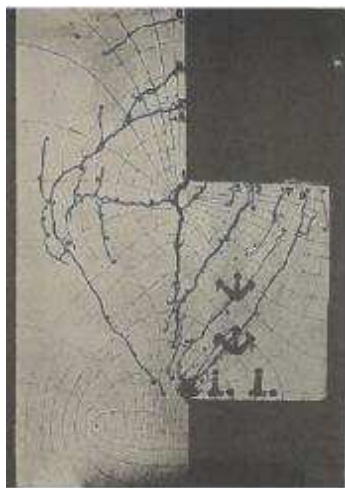


Figure I-5: Renforcement des consoles courtes aux contraintes de cisaillement.

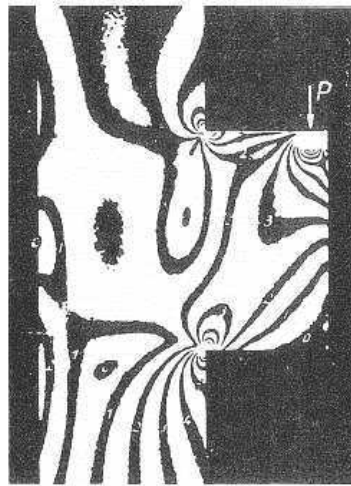
En 1961 (NIEDENHOFF, 1961) a utilisé dans ses travaux de doctorat, une technique avancée pour déterminer les traces isostatiques en compression et en traction d'une console courte en béton armé. Il a utilisé la méthode de la photoélasticité, qui lui a permis de déterminer l'état de déformation à la surface de la structure recouverte de revêtements photoélastiques minces, par la mesure en lumière polarisée de la biréfringence créée dans les recouvrements. Il a utilisé un polariscope par réflexion, qui lui a permis de déterminer à partir de l'état de déformation par application des lois de comportement du matériau composant la structure.

La Figure I-6 montre les résultats expérimentaux de l'étude effectuée par (NIEDENHOFF, 1961). Les résultats de la photoélasticimétrie, Figure I-6b dans le domaine élastique linéaire montre une concentration des efforts en traction dans le coin supérieur gauche de la console courte, alors que les efforts en compression sont concentrés dans le coin inférieur gauche. Sur le coin supérieur droit on observe une concentration de contraintes sous la plaque de chargement, tandis que dans le coin inférieur droit les contraintes sont presque égales à zéro. Sur la Figure I-6a sont présentés les contours isostatiques tracés sur la console courte endommagée. La Figure I-6c montre le mécanisme de fissuration et l'ordre de propagation des fissures.

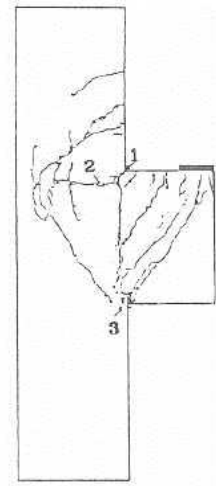
(NIEDENHOFF, 1961) utilise cette méthode pour déterminer les tracés des isostatiques de traction et de compression au cours du chargement d'une console courte en béton armé. À partir de ces tracés, il obtient les schémas de distribution des efforts internes dans les parties non fissurées de la console.



a) Fissuration et isostatique des efforts



b) Photoélasticité dans le domaine élastique linéaire



c) Fissures après l'endommagement

Figure I-6 Résultats des essais de (NIEDENHOFF, 1961)

La console courte est soumise sous une charge verticale concentrée par l'intermédiaire d'un appui en néoprène. Les tracés isostatiques sont présentés par des traits pleins pour les efforts en traction et en pointillés pour les efforts en compression - Figure I-7:

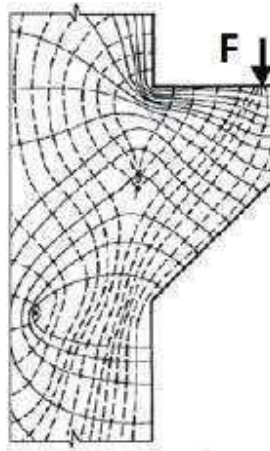


Figure I-7 : Tracés des isostatiques de traction et de compression d'une console courte en béton armé

Par ailleurs, Nieldenhoff a développé un mécanisme de fonctionnement de la console courte en béton armé après sa fissuration. Ce modèle représente un système triangulaire composé par un tirant horizontal constitué par des armatures supérieures tendues et une bielle inclinée de béton comprimé - Figure I-8.

Le bras de levier (z) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} z = k_z d \\ 0.5 \leq k_z < 1 \end{cases} \quad (\text{I-1})$$

Où k_z est un coefficient qui dépend des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure.

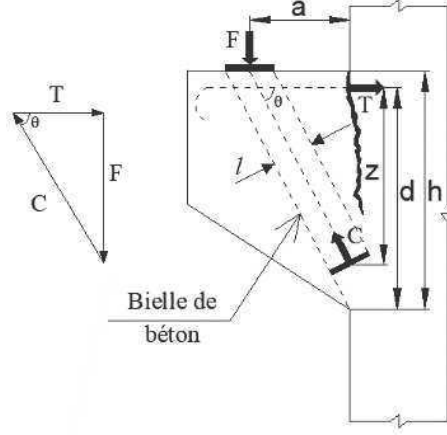


Figure I-8 Mécanisme de fonctionnement d'une console courte en béton armé.

Les isostatiques montrent que la zone, la plus sollicitée en compression, peut être modélisée par une bielle de béton comprimé dont la base est située dans la zone de concentration des contraintes de compression. Les contraintes de compression, à la base de la bielle inclinée, sont sensiblement constantes sur toute la largeur l de la bielle. Cette largeur est déterminée par l'expression suivante :

$$l = 2(d - z)\cos\theta \quad (\text{I-2})$$

où θ est l'angle d'inclinaison de la bielle par rapport aux armatures du tirant.

La résultante des efforts de compression C (Figure I-7) dans la bielle inclinée d'un angle θ est :

$$C = lb\sigma_{bc} = 2(d - z)b\sigma_{bc}\cos\theta \quad (\text{I-3})$$

où σ_{bc} est la contrainte moyenne dans la bielle comprimée.

L'équilibre statique du système triangulé entraîne :

$$\begin{cases} C \sin\theta - F = 0 \\ C \cos\theta - T = 0 \end{cases} \quad (\text{I-4})$$

Si on remplace C et T par leurs expressions données on obtient :

$$\begin{cases} \frac{2k_z d(1 - k_z)\lambda}{k_z^2 + \lambda_z^2} b\sigma_{bc} - F = 0 \\ \frac{2d(1 - k_z)\lambda^2}{k_z^2 + \lambda_z^2} b\sigma_{bc} - A_s\sigma_{st} = 0 \end{cases} \quad (\text{I-5})$$

La résolution de ce système permet de trouver les inconnues F et k_z qui dépendent de l'état de contraintes dans le tirant et dans la bielle de béton :

$$F = \frac{k_z}{\lambda} A_s \sigma_{st} \quad (\text{I-6})$$

Avec

$$k_z = -\left(\frac{\lambda^2 \sigma_{bc}}{\rho_s \sigma_{st}}\right) + \sqrt{\left(\frac{\lambda^2 \sigma_{bc}}{\rho_s \sigma_{st}}\right)^2 + 2\left(\frac{\lambda^2 \sigma_{bc}}{\rho_s \sigma_{st}}\right) - \lambda^2} \text{ et } \lambda \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\rho_s}{\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{st}} - \rho_s}}$$

Pour déterminer la charge appliquée correspondante à une contrainte dans le tirant σ_{st} donnée, il faut connaître la valeur de k_z . Mais on ne peut pas déterminer k_z car on ne connaît pas la contrainte dans la bielle de béton correspondante une contrainte dans le tirant donnée. Néanmoins, nous pouvons vérifier si, à l'état ultime de rupture, le fonctionnement d'une console courte correspond réellement à un système triangulé tel qu'il a été décrit ci-dessus.

Le modèle de Niedenhoff ne permet pas de décrire le comportement mécanique du tirant. Il ne permet pas non plus de prévoir les fissures pouvant survenir à l'intérieur du triangle constitué par la section d'encastrement, la bielle inclinée et le tirant. Par contre, on peut l'utiliser pour dimensionner les consoles courtes à l'état ultime de rupture. Pour cela, Niedenhoff suggère de renforcer les consoles courtes par des armatures réparties, sous forme de cadres horizontaux, afin de coudre les fissures et de frotter la bielle inclinée. Ces cadres horizontaux doivent avoir une section totale suffisamment grande pour que la contrainte de compression dans la bielle atteigne sa limite ultime après la plastification des armatures du tirant. Dans ce cas, le modèle de Niedenhoff permet de déterminer une limite inférieure de la charge de rupture. Si on remplace σ_{st} par f_y et σ_{bc} par f_c on obtienne :

$$F_u = \left(\sqrt{\left(\lambda \frac{f_c}{f_y} \right)^2 + 2\rho_s \frac{f_c}{f_y} - \rho_s^2} - \lambda \frac{f_c}{f_y} \right) b d f_y \quad (\text{I-7})$$

$$\text{Avec } \lambda \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\rho_s}{\frac{f_c}{f_y} - \rho_s}}$$

Cependant, cette relation sous-estime largement la charge de rupture (IVANOVA, 2013)

En 1963, Franz and Niedenhoff (FRANZ, et al., 1963) ont considéré les consoles courtes comme un système bielle-tirant simple soumise sous une force externe V . Leurs résultats obtenus montrent que :

- La contrainte en traction dans le bord supérieur de la console courte est relativement constante le long de a_v ;
- une bielle de force légèrement inclinée s'est développée entre le point de chargement et la section inférieur d'encadrement où les contraintes sont relativement constantes;

- une concentration de contraintes est constatée dans la zone inférieure d'encastrement (en compression) et dans la partie supérieure (en traction);
- la forme de la console a peu d'influence sur l'état de la contrainte à l'intérieur de la console courte.

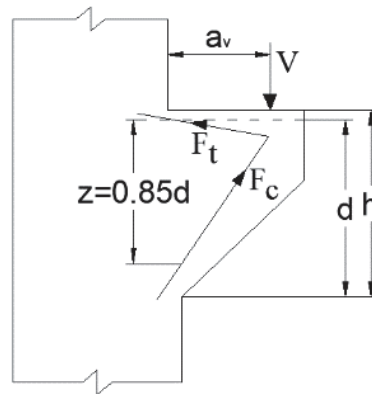


Figure I-9 : Le système bielle-tirant pour dimensionner les consoles courtes

La force inclinée F_t est considérée horizontale **Figure I-9**

$$F_t = \frac{V \cdot a_v}{z} \quad (\text{I-8})$$

F_t – force en traction

$z = 0,85d$

V – charge verticale

Renfort nécessaire est donc $A_{st} = \frac{F}{f_{adm}}$

Où f_{adm} est la résistance admissible en traction du tirant.

Ils montrent, que l'ancrage de la barre principale peut être effectué par un crochet horizontal. En outre, ils ont constaté également que les barres inclinées ne sont pas économiques ou convenables, sauf dans les cas où la charge est appliquée sur la face inférieure de la console courte.

Franz and Niedenhoff recommandent que :

- le renforcement d'être placé dans la zone en compression
- la surface de l'armature horizontale ou inclinée doit être supérieure à 25% de l'armature principale,
- les renforcements du poteau soient supplémentaires dans la zone en traction de la console courte,

- une distinction doit être faite si le chargement est imposé – en haut ou en bas de la console courte.

Avec le modèle de **Franz and Nidenhoff** on ne peut pas décrire le comportement mécanique du tirant ou de prévoir les fissures qui peuvent se produire dans la zone formée par la section d'encastrement, le tirant et la bielle inclinée. Ce modèle peut être utilisé pour un dimensionnement à l'état ultime de rupture. C'est pour cette raison qu'il a proposé de renforcer les consoles courtes par des armatures réparties sous la forme de cadres pour diminuer les fissures et pour fretter la bielle. Cette dernière doit atteindre sa limite ultime de contrainte en compression après la plastification des barres d'acier (tirant), donc les armatures réparties doivent y avoir une section suffisante.

(KRIZ, et al., 1965) ont eu pour objectif de développer des critères de dimensionnement des consoles courtes en 1965. Ils ont testé 195 éléments, 124 d'eux sont soumis sous une charge verticale et 71 sous une charge verticale et horizontale. Les dimensions des éprouvettes sont données sur la **Figure I-10** en pouces. Ils ont proposé différentes configurations des barres d'acier. Sur la **Figure I-11 a**, est présentée la barre de tirant droit, ancré par des barres de diamètre égal soudées à leurs extrémités. Dans la deuxième configuration ils ont ajouté des cadres repartis - **Figure I-11b**. La troisième configuration est prévue d'être soumise sous une combinaison de charge verticale et horizontale, c'est pour cela qu'ils ont décidé de souder la plaque d'appui avec la barre de tirant - **Figure I-11c**.

Les paramètres étudiés sont :

- Le rapport a/d
- La résistance du béton
- Le rapport entre la charge horizontale et la charge verticale
- La quantité des barres principales et les cadres.

Au sujet de la charge ultime atteinte d'éléments ils notent que :

- Les forces horizontales réduisent significativement la capacité portante ;
- La résistance de la console courte soumise à une charge verticale, peut être augmentée par ajout de barre d'acier en tension et/ou des cadres

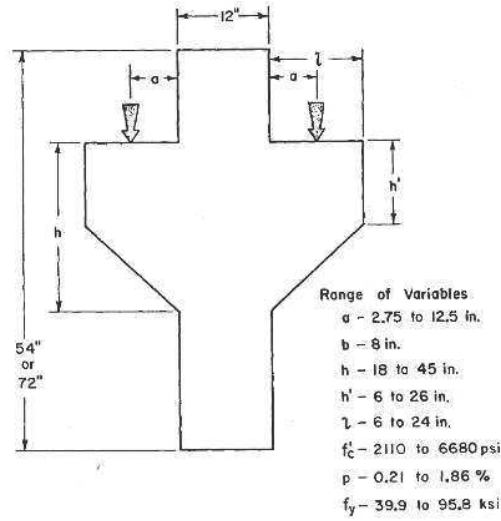


Figure I-10 : Dimensions d'éprouvette de (KRIZ, et al., 1965)

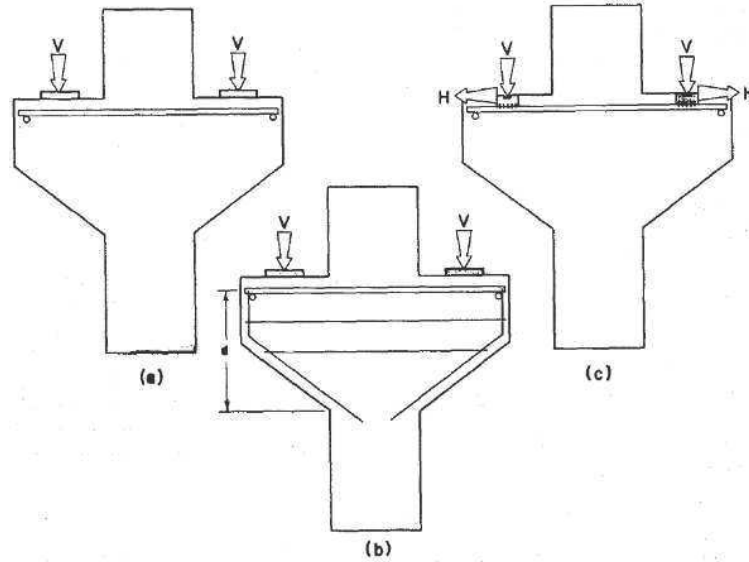


Figure I-11 : Configuration des barres d'acier proposée par (KRIZ, et al., 1965)

Ils proposent des équations empiriques pour le dimensionnement, à partir des courbes expérimentales :

- pour les consoles soumises seulement à une charge verticale

$$V_u = 6,5 \cdot b \cdot d \sqrt{f'_c} (1 - 0,5^{d/a}) (1000 \cdot \rho)^{1/3} \quad (\text{I-9})$$

- pour les consoles soumises aux charges horizontale et verticale

$$V_u = 6,5 \cdot b \cdot d \sqrt{f'_c} (1 - 0,5^{d/a}) \left(\frac{(1000 \cdot \rho)^{\left(\frac{1}{3} + 0,4 \left(\frac{H}{V}\right)\right)}}{10^{0,8 \left(\frac{H}{V}\right)}} \right) \quad (\text{I-10})$$

où V_u = charge ultime ;

b = largeur de la console courte ;

d = hauteur effective ;

f'_c = résistance cylindrique du béton en compression ;

a = distance entre la section du poteau et la charge verticale appliquée;

H = charge horizontale ;

V = charge verticale ;

ρ = taux d'armature.

Le taux d'armature, ρ est défini différemment dans chacune des équations comme suit :

$$\text{si } \frac{H}{V} = 0 \rightarrow \rho = \left(\frac{A_s + A_v}{bd} \right) \quad (\text{I-11})$$

$$\text{si } \frac{H}{V} \neq 0 \rightarrow \rho = \left(\frac{A_s}{bd} \right) \quad (\text{I-12})$$

A_s = aire des armatures principales en traction

A_v = aire des cadres

Cette méthode est applicable lorsque :

- Le rapport $a/d \leq 1$;
- L'aire des barres principales en traction $A_s < 0,004bd$
- L'aire totale des cadres soit supérieure à $0,5A_s$
- Pour éviter une défaillance secondaire il faut prendre des mesures décalées.

Ils (KRIZ, et al., 1965) ont modélisé le comportement mécanique de tirant dans la zone d'encastrement. Selon eux, Figure I-12, on peut distinguer trois phases :

- La première phase est linéaire jusqu'au début de fissuration du béton dans la zone d'encastrement tendue
- La deuxième phase, après la fissuration du béton tendu, correspond à la ligne droite jusqu'à la plastification d'acier (du tirant). Dans cette phase les efforts en traction sont repris par les barres de tirant.
- La troisième phase peut exister si la console courte peut supporter une augmentation de charge après la plastification de tirant – c'est-à-dire que la résistance du béton et la quantité des cadres réparties sont suffisantes. Les contraintes en traction sont reprises et sont égales à la limite élastique de l'acier (f_y).

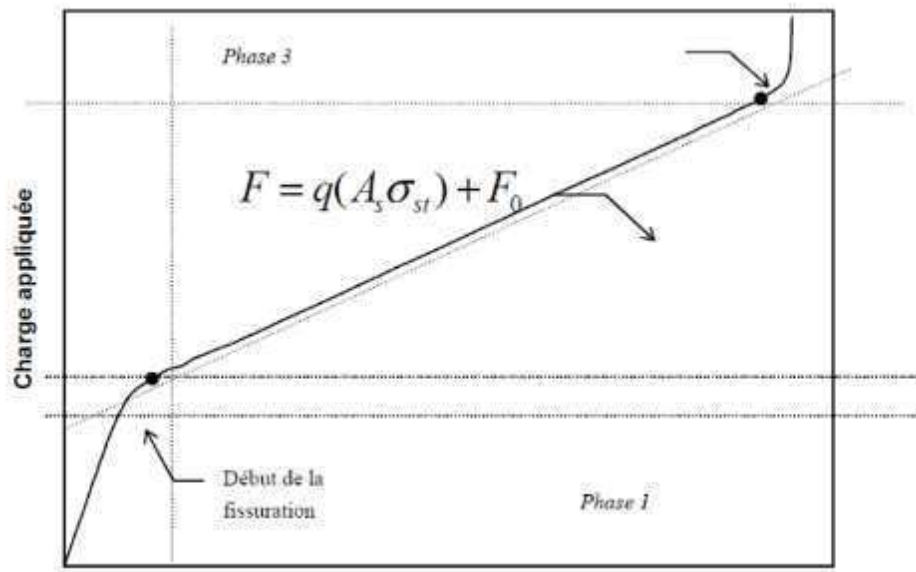


Figure I-12 Comportement mécanique de tirant dans la zone d'encastrement.

Ils considèrent que c'est l'état limite ultime peut être modélisé par l'équation suivante :

$$F = q A_s \sigma_{st} + F_0 \quad (\text{I-13})$$

F : charge appliquée

F_0 : charge nominale du début de la fissuration

σ_{st} : contrainte de traction des armatures supérieures (tirant)

q : pente de la droite

A la base des recherches de (KRIZ, et al., 1965), (KHADRAOUI, 1998) démontre plus clairement les trois phases de comportement mécanique de tirant dans la zone d'encastrement.

(MAST, 1968) a introduit une technique basée sur la théorie de cisaillement par friction pour dimensionner différents types de connections en béton armé. Tout d'abord il applique cette technique pour dimensionner les connexions d'interface sur les poutres composites et ensuite sur les consoles courtes. Pour valider sa théorie il inclut les données obtenues par l'étude expérimentale de (KRIZ, et al., 1965). Mast considère un spécimen en béton fissuré, soumis à une compression normale à travers la fissure et à une force de cisaillement le long de la fissure **Figure I-13**.

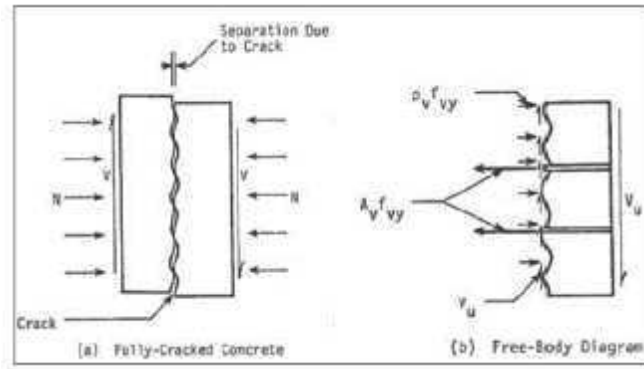


Figure I-13 Schéma basic de la théorie de cisaillement par friction par (MAST, 1968)

Mast proposa la théorie du cisaillement par friction à partir des travaux de Kriz et Rathes.

Il montra que :

- la théorie du cisaillement par friction peut être appliquée directement aux consoles lorsque le rapport a/d est inférieur à 0,7.
- Lorsque le rapport a/d est supérieur à 0,7, la rupture de la console courte peut être provoquée par flexion.
- Des renforcements en acier de traction doivent être placés dans la moitié supérieure de l'encorbellement afin d'empêcher le fractionnement prématuré de l'encorbellement.

Mast a proposé l'équation suivante pour déterminer la charge ultime V_u :

$$V_u = (A_{sv}f_y - H)\tan(\alpha_f) \quad (I-14)$$

où H : force horizontale

A_{sv} : surface totale de section transversale de renfort à travers l'interface console-poteau,

f_y : limite élastique de l'acier,

α_f : angle de frottement interne déterminé à partir des essais,

- α_f : 1,4 ; interface béton-béton (surface rugueuse)

- α_f : 1,0 ; interface béton-acier (section mixte)

L'équation précédente est valable lorsque les conditions suivantes sont assurées :

- ✓ pas de fissures d'interface entre l'acier et le béton,
- ✓ la résistance de cohésion du béton est négligée,
- ✓ l'angle de frottement interne est indépendant à la fois du béton et de la contrainte appliquée sur le béton.

D'après les études expérimentales de Mattock, (MATTOCK, 1974), sur les contraintes de cisaillement dans le béton, il démontre que la théorie par friction peut être étendue. Il l'applique dans les cas où les renforcements sont obliques par rapport au plan de cisaillement - **Figure I-14**.

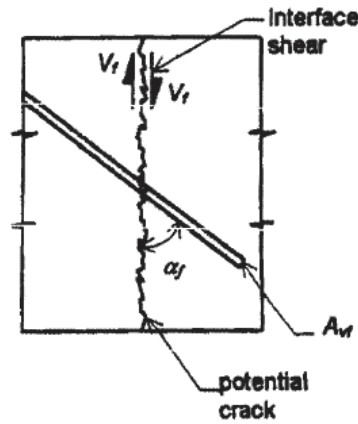


Figure I-14 : Renforcements oblique par rapport au plan de cisaillement

Il propose l'équation déterminant la capacité maximale de fissuration autrement dit la charge ultime de cisaillement équation.

$$V_u = A_{vf} f_y (\mu \sin(\alpha_f) + \cos(\alpha_f)) \quad (I-15)$$

V_u - charge ultime de cisaillement

A_{vf} – surface de section transversale du renfort verticale

f_y – limite d'élasticité de l'acier d'armature

μ - coefficient de frottement utilisé dans les calculs de frottement de cisaillement

α_f - angle entre l'armature et le plan de cisaillement.

Il montre que le moment appliqué dans la section fissurée ne réduit pas le cisaillement transféré à travers les fissures. Mattock (MATTOCK, 1974a) considère que la limite $a/d \leq 0,5$ n'est pas liée au dimensionnement. Dans son modèle, Il propose de séparer le poteau et le corps de la console portant les charges verticale et horizontale. La solution est basée sur les équations statiques d'équilibre à partir de la **Figure I-15**.

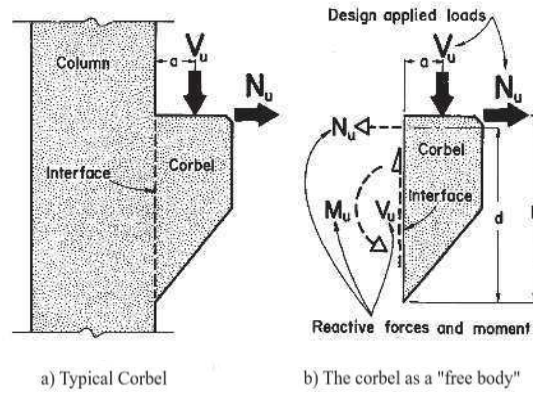


Figure I-15 : Modèle en flexion proposé par (MATTOCK, 1974a)

En effet, sur la **Figure I-15a**, la console courte est encastree dans le poteau et soumise sous charges verticale et horizontale. Alors que le modèle proposé par Mattock comme le montre la **Figure I-15b**, la console courte est séparée du poteau et les réactions qui assurent l'équilibre de la structure sont appliquées dans la zone d'encastrement.

Pour que la console courte soit en équilibre statique, les réactions V_u et N_u , respectivement charges verticale et horizontale et le moment permettent d'écrire :

$$M_u = V_u a + N_u (h - d) \quad (I-16)$$

Pour les sections totales d'acier il propose :

$$A_f > \frac{2}{3A_{vf}} \rightarrow A_s = A_f + A_n \quad (I-17)$$

$$A_f < \frac{2}{3A_{vf}} \rightarrow A_s = \frac{2}{3A_{vf}} + A_n \quad (I-18)$$

A_n – section d'acier nécessaire pour reprendre l'effort normal N_u

A_f – section d'acier nécessaire pour reprendre l'effort de flexion M_u

A_{vf} – section d'acier nécessaire pour reprendre l'effort tranchant V_u

A_s – section d'air acier totale

Pour simplifier le dimensionnement, Mattock proposa un abaque de courbes grâce à qui les ingénieurs peuvent facilement obtenir les quantités d'armature tendue et de cadres nécessaires. Par ailleurs, il proposa également un logiciel pour calculer et dimensionner poteau - console courte en béton armé en utilisant les recommandations du code ACI 318-71.

(HERMANSEN, et al., 1974), ont comparé la théorie de cisaillement modifiée et la théorie du cisaillement par frottement. Ils ont constaté que la théorie de cisaillement modifiée est plus précise que la théorie du cisaillement par frottement et proposèrent principalement trois

modes de ruptures : rupture par cisaillement, rupture en flexion et ruptures secondaires (ancrage, appuis).

- Rupture par cisaillement

Ils sont beaucoup plus susceptibles à se produire dans un cadre bien défini. Les travaux de (MATTOCK, 1974a) et de (HERMANSEN, et al., 1974), montrent que la contrainte de cisaillement ultime V_u , qui va initier la rupture par cisaillement pur d'une console courte en béton armé non fissurée est égale à :

$$V_u = 4 + 0,8\rho f_y \quad (I-19)$$

L'équation ci-dessus peut être écrite sous la forme générale :

$$V_u = c + 0,8\rho f_y \tan(\alpha_f) \quad (I-20)$$

c : contrainte apparente cohésive

ρ : taux d'armature

$\tan(\alpha_f)$: coefficient de frottement.

V_u [N/mm²].

La section de renforts nécessaires pour empêcher une rupture par cisaillement avec une charge V_u est :

$$A_{sm} = \frac{V_u - cbd}{\tan(\alpha) f_y} \quad (I-21)$$

- Rupture par flexion

Elles peuvent se produire soit par déformations plastiques des tirants soit par écrasement ou déformation du béton à la compression. Si le rapport $a/d < 2,0$ on peut calculer l'effort avec une précision raisonnable. Par analogie aux treillis, la section des aciers A_{sf} résistant à la rupture par flexion, est donnée par :

$$A_{sf} = \frac{V_u a}{d f_y} \quad (I-22)$$

(HERMANSEN, et al., 1974), (HERMANSEN, et al., 1975) indiquent que les défaillances secondaires (l'ancrage de renforcement et écrasement du béton dans la zone d'appuis) peuvent être éliminées par des détails appropriées concernant l'ancrage, la forme et les appuis.

Mattock estime dans ses travaux (MATTOCK, 1974a), qu'il n'y a pas une limite pour ρf_y . Par conséquent, il ne serait pas garanti que le renforcement principal atteigne sa résistance potentielle. Ainsi, le modèle de cisaillement par frottement est remplacé par une équation

empirique basée considérant qu'il n'existe pas de fissures sur le béton initial alors qu'elles existent dans le plan de cisaillement avant que le béton soit soumis au cisaillement.

Globalement la méthode de dimensionnement de Mattock se repose sur un concept est simple et évite des équations empiriques complexes par rapport à la méthode du cisaillement par frottement. Le modèle prédit des résultats moins conservateurs.

(PARK, et al., 1975) ont développé une méthode simplifiée en supposant que la résistance de la console courte soit la plus grande. Cette condition peut être satisfaite, lorsque les barres d'acier horizontales supplémentaires sont disposées dans les deux-tiers supérieure de la console courte. Dans la plupart des cas, le bras de levier interne peut être estimé à $z = 0,85d$; **Figure I-16.**

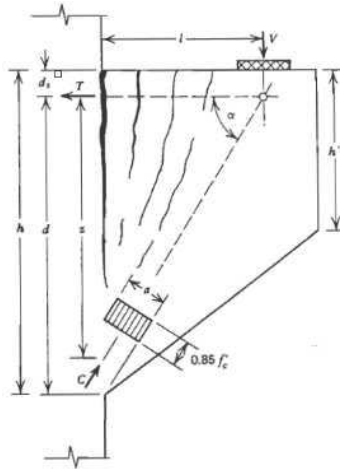


Figure I-16: Model utilisé par (PARK, et al., 1975)

La force en compression inclinée à un angle α **Figure I-16**, est donnée par l'équation suivante :

$$C = 0.85abf'_c = \frac{T}{\cos \alpha} = \frac{A_s f_y}{\cos \alpha} = \frac{V}{\sin \alpha} \quad (\text{I-23})$$

où b est la largeur de console courte,

$$a = \frac{A_s}{0.85d \cos \alpha} \frac{f_y}{f'_c} ; z = d - \frac{a}{2 \cos \alpha} ; \tan (\alpha) = \frac{z}{l}$$

d'où la section d'armature principale nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{Vl}{zf_y} \quad (\text{I-24})$$

Toutes ces équations peuvent être résolues par itérations. Il a suggéré de placer des barres d'aciers horizontaux supplémentaires avec une section $A_h \geq 0,25A_s$. La procédure de dimensionnement proposée est basée sur les recherches de (KRIZ, et al., 1965). Dans cette approche, les contraintes nominale et de cisaillement à travers la section la plus profonde sont

liées avec N_u , V_u , contenant le taux d'acier $\rho = \frac{A_s}{bd}$, résistance du béton et le rapport $\frac{l}{d}$. La formule simplifiée de cette relation empirique est donnée par :

$$v_u = \left(6,5 - 5,1 \sqrt{\frac{N_u}{V_u}} \right) \left(1 - \frac{l}{2d} \right) \left\{ 1 + \left[64 + 160 \sqrt{\left(\frac{N_u}{V_u} \right)^3} \right] \rho \right\} \sqrt{f_c} \quad (I-25)$$

L'utilisation de cette équation selon les restrictions suivantes :

- $\frac{l}{d} \leq 1$
- $d \leq 2h$
- $0,04 \leq \rho \left(\frac{f_y}{f_c} \right) \leq 0,13$
- $\frac{N_u}{V_u} \geq 0,2$

N_u : contrainte nominale, V_u : contrainte de cisaillement

- $0,5 \leq \frac{A_h}{A_s} \leq 1$

où A_h est le renforcement parallèle au renforcement principal A_s .

Bielle-tirant - théorie

(SOMERVILLE, 1974), en tenant compte des études antérieures, suggère les idées suivantes :

- la simple approche bielle-tirant constitue le meilleur modèle physique du comportement d'une console courte
- le comportement d'une console courte en béton armé **Figure I-17** est influencé par :
 - le rapport a/d
 - le pourcentage de renforcement
 - la résistance du béton
- de nombreux types de défaillances secondaires de consoles courtes peuvent être évités en faisant particulièrement attention sur :
 - les proportions de la console courte
 - la méthode d'ancrage du tirant
 - les renforts secondaires à prévoir
- Les forces horizontales ont une influence sur les efforts intérieurs et le comportement.

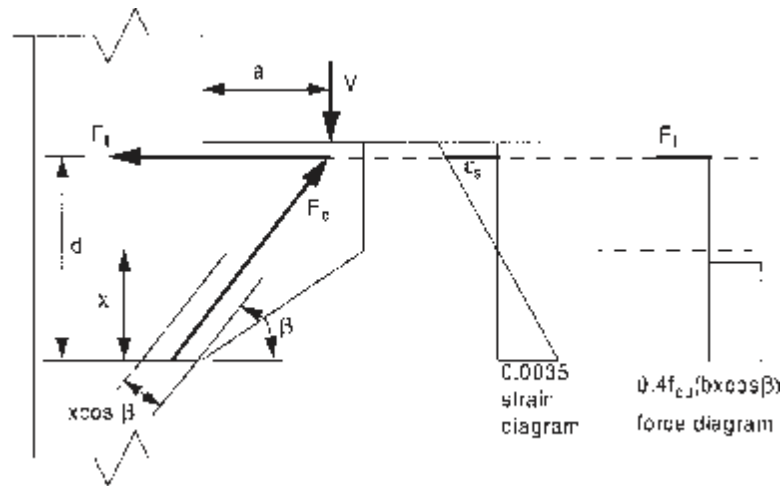


Figure I-17 : Model bielle-tirant proposé par (SOMERVILLE, 1974)

L'état des forces et les diagrammes des déformations et contraintes sont présentés à la Figure I-17.

Méthodes de calcul de la capacité portante

La capacité portante d'une console courte en béton armé peut être calculée par :

- Théorie de cisaillement par friction
- Modèle bielle-tirant
- Méthode d'éléments finis

La théorie de cisaillement par friction est plus souvent utilisée en États-Unis par le code de calcul (ACI Committee 318, 2014). Dans les pays d'Union Européen le modèle bielle-tirant est recommandé par (EN1992-1, 1992). Avec le développement informatique, la méthode numérique par les éléments finis est de plus en plus utilisée.

Dans les codes (EN1992-1, 1992), les consoles courtes sont dimensionnées par un modèle bielle-tirant tel que décrit en section 6.5 de (EN1992-1, 1992) -Figure I-18. Ce modèle montre la transmission de la charge dans les sections de la structure.

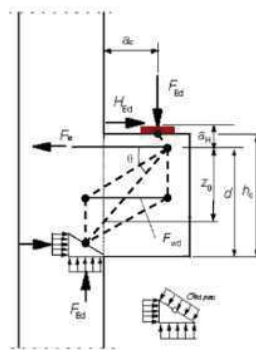
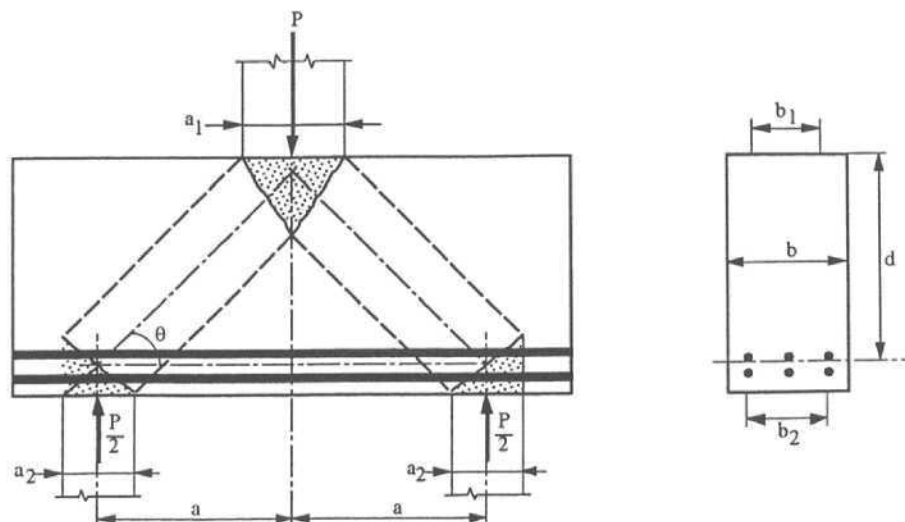


Figure I-18 Modèle bielle-tirant pour un corbeau (EN1992-1, 1992)

The diagram illustrates a beam of total length $2D$ subjected to a central point load. The beam is divided into three sections: a central 'B-region' of length $2d$ and two end 'D-regions' of length D each. The beam is filled with diagonal hatching lines. A vertical arrow points downwards at the center of the beam, representing the point load.

La **Figure I-19** montre sur une poutre en flexion simple où on peut voir les zones de B-régions et D-régions.



38

$$\sin(\theta) = \frac{\frac{P}{2}}{P_c}; P_c = \frac{P}{2 \cdot \sin(\theta)} \quad (I-26)$$

- La charge répartie dans les barres en traction :

$$\tan(\theta) = \frac{\frac{P}{2}}{P_t}; P_t = \frac{P}{2 \cdot \tan(\theta)} \quad (I-27)$$

Pour les consoles courtes, Eurocode 2 (EN1992-1, 1992), les calculs se font par les points 6.2.2 et 6.2.3 à l'aide de la Figure I-18. Les points à suivre pour déterminer le système approprié, sont les suivants :

- Chaque fois que l'orientation de la charge change, on ajoute un nœud dans le système bielle-tirant
- Le tirant doit être orienté tel que les barres d'acier soient dans une bonne disposition
- Le modèle bielle-tirant soit le plus simple possible, avec une longueur optimale des aciers de renfort en traction. Il faut suivre le critère d'énergie minimale.

Le modèle proposé est une combinaison entre deux systèmes bielle-tirant

- Une bielle directe caractérisée par l'angle d'inclinaison θ ;
- Un système secondaire avec un tirant horizontal, qui tient compte de la forme réelle de la bielle

L'inclinaison de la bielle est limitée par $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$ – soit par $45^\circ \leq \theta \leq 68,2^\circ$.

Si l'inclinaison de l'angle de la bielle est très petite, le modèle avec une bielle n'est pas approprié et la console courte doit être traitée comme poutre "cantilever".

Si $a_c \leq 0,5 \cdot h_c$ - il faut prévoir des liens horizontaux ou inclinés, fermés en additionnant les renforcements principaux en traction.

$$A_{s, \text{lnk}} \geq 0,25 A_{s, \text{main}} \quad (I-28)$$

Si $a_c < 0,5 h_c$ et $F_{Ed} > V_{Rd, c}$ alors il faut prévoir des liens verticaux fermés en additionnant les renforcements principaux en traction

$$A_{s, \text{lnk}} \geq 0,5 \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} \quad (I-29)$$

Méthodes de dimensionnement

L'Eurocode 2 (EN1992-1, 1992) a différentes exigences pour dimensionner le poteau et la console courte. La méthode de dimensionnement peut être décrite en 5 points.

- 1.) Calcul de l'effort nominal maximal v_{\max} avec l'équation

$$v_{max} = \frac{2v_c d}{a} \quad (I-30)$$

Considérant $a/d \leq 2$ et v_c est l'effort maximal en compression du béton.

- 2.) Calcul de la surface d'appui avec la résistance en compression du béton égale à $0,85f_{cu}$.
- 3.) Calcul de la section du tirant avec le modèle bielle-tirant
 - Les forces internes en compression, F_c et en traction F_t sont calculées par le modèle bielle-tirant
 - La position d'axe neutre (y) est calculée par :

$$0,4f_{cu}b\cos(\beta) = \frac{V_u}{\sin(\beta)} \quad (I-31)$$

On suppose initialement que $\beta = \tan^{-1}(\frac{0,8d}{a})$ et la force de traction F_t est calculée par :

$$F_t = \frac{V_u a}{\left(d - \frac{y}{2}\right)} \quad (I-32)$$

- 4.) Le renforcement en traction est calculé en utilisant les données de (Cement and Concrete Association (UK))
- 5.) Traitement d'ancrage et les détails.

(HAGBERG, 1983) propose un modèle de bielle-tirant en utilisant la méthode géométrique pour la distribution des forces. Les avantages de ce modèle sont :

- Il fournit une base rationnelle pour les détails ;
- il est adapté à la conception assistée par ordinateur
- La possibilité de prédire la capacité portante de la console courte ;

Les hypothèses prévues par (HAGBERG, 1983) sont :

- L'endommagement est causé par la déformation du renfort ou par l'écrasement du béton ;
- L'endommagement par cisaillement n'est pas considéré comme un critère de rupture ;
- les propriétés des matériaux sont déterminées par des essais uniaxiaux ;
- Il utilise la résistance en compression obtenue à partir d'éprouvettes cylindriques du béton ;
- la résistance en traction du béton est négligée
- la géométrie de la console courte est convenable au modèle mathématique.

Hagberg a basé son étude (HAGBERG, 1983) sur le modèle du Franz and Niedenhoff (FRANZ, et al., 1963). Comme hypothèse, il suppose que le béton se comporte comme une bielle inclinée entre les fissures et qu'il ne transmet que des forces en compression, comme présenté sur la Figure I-21. L'armature est supposée d'agir comme un élément de tension linéaire et l'effet du goujon est négligé.

L'effet du goujon fait référence à un mécanisme complémentaire de résistance au cisaillement attribué au béton armé fissuré. Ce mécanisme de transfert de cisaillement se produit lorsque les fissures se propagent et traversent les barres longitudinales, ce qui augmente la résistance mécanique au cisaillement. Ensuite, les fissures transfèrent les contraintes de cisaillement aux renforts. Cependant, une flexion et un cisaillement locaux aux armatures ont été observés.

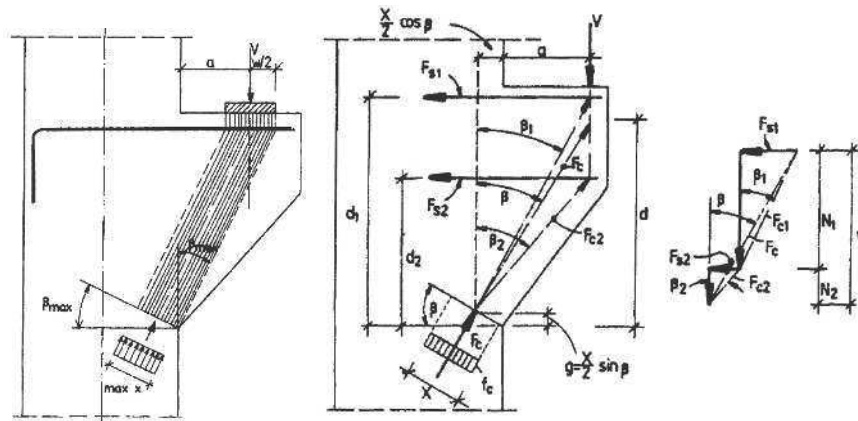


Figure I-21: Les forces internes considérées dans le model du (HAGBERG, 1983)

Pour une console courte en béton armé avec des cadres horizontaux il considère les équations suivantes :

Condition d'équilibre

$$F_c = \frac{V}{\cos(\beta)} \quad (I-33)$$

$$F_t = V \tan(\beta) \quad (I-34)$$

Où β est l'angle d'inclinaison de la bielle

$$F_s = F_{s1} + F_{s2} \quad (I-35)$$

$$V = N_1 + N_2 = \frac{F_{s1}}{\tan(\beta_1)} + \frac{F_{s2}}{\tan(\beta_2)} \quad (I-36)$$

La géométrie

$$\tan(\beta_1) = \frac{a + 0,5 x \cos(\beta)}{d_1 - 0,5 \sin(\beta)} \quad (I-37)$$

$$\tan(\beta_1) = \frac{a + 0,5 x \cos(\beta)}{d_2 - 0,5 \sin(\beta)} \quad (I-38)$$

Résistance des matériaux

$$F_c = f'_c b x \quad (I-39)$$

$$F_{s1} = A_{s1} f_{s1} \quad (I-40)$$

$$F_{s2} = A_{s2} f_{s2} \quad (I-41)$$

où A_{s1} est la surface du tirant et A_{s2} est la surface des cadres repartis.

L'équation d'équilibre devient :

$$\left(1 - \frac{2f'_c b d}{F_s}\right) \tan(\beta)^2 + \frac{2f'_c b a}{F_s} \tan(\beta) + 1 = 0 \quad (I-42)$$

$$\text{où } d = \frac{d_1 F_{s1}}{F_s} + \frac{d_2 F_{s2}}{F_s} \text{ et } x = \frac{F_s}{f'_c b \sin(\beta)}$$

La résistance en compression de la console courte dépend de la résistance en compression du béton, de la géométrie dimensionnelle et de sa résistance en traction des tirants.

$$V_{max} = f'_c b w \cos^2(\beta_{max}) \quad (I-43)$$

$$\tan(\beta_{max}) = \frac{a + \frac{w}{2}}{d} \quad (I-44)$$

La défaillance dans les consoles courtes en béton armé selon (HAGBERG, 1983), se produit simultanément par écrouissage de tirant et rupture du béton. En effet, le dimensionnement proposé s'articule autour la satisfaction de cette condition. Les différentes étapes du dimensionnement sont les suivantes:

- Connaissant la largeur de la console courte on calcule la largeur minimale de la plaque d'appui :

$$w = \frac{V}{\lambda f_{cd} b} \quad (I-45)$$

où f_{cd} est la résistance en compression du béton et λ est le facteur de réduction de la résistance tel que $\lambda < 1$.

- Détermination de la **hauteur effective** (d) pour une console courte soumise seulement à une charge verticale :

$$d \geq \left(a + \frac{w}{2}\right) \sqrt{\frac{V}{f_{cd} b w - V}} \quad (I-46)$$

Pour les consoles courtes soumises à des charges horizontale et verticale :

$$d \geq \left(a + \frac{w}{2} + h - d\right) \tan \alpha \sqrt{\frac{V}{2d_{cd}b \left(\frac{w}{2} - t \tan \alpha\right) - V}} \quad (I-47)$$

où t est l'épaisseur de la plaque d'appuis

La **section** des barres d'aciers nécessaires pour une console courte soumise seulement sous charge verticale se détermine par :

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{sd}} bw \sin(\beta_{max}) \cos(\beta_{max}) \quad (I-48)$$

Pour consoles courtes soumissent à des charges horizontale et verticale :

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{sd}} 2b \left(\frac{w}{2} - t \tan(\alpha)\right) \tan(\alpha) + \frac{a + \frac{w}{2} + (h - d) \tan(\alpha)}{d} \cos^2 \beta_{max} \quad (I-49)$$

où f_{sd} est la limite d'élasticité de la barre d'acier

- La force de traction (armature) est située à une distance «d» du bord de la zone de compression. Si la capacité des cadres doit être prise en compte, alors il faudrait que la proportion des cadres représente 25% du taux des armatures principales.

Bref, le modèle de **Hangberg** (HAGBERG, 1983) est valable pour un rapport $0,15 < a/d < 1$.

De l'hypothèse précédente de Hangberg, (HAGBERG, 1983), Young et al dans leur travaux de de recherche (YONG, et al., 1985), applique le modèle bielle-tirant à l'aide du code de calcul ACI-318 sur les consoles courtes en béton armé avec une résistance du béton à plus de 41,5 MPa. Huit consoles courtes, réparties en quatre séries, ont été chargées monotonement jusqu'au l'endommagement final.

Les paramètres étudiés sont :

- La résistance du béton comprise entre 41,7MPa et 82,7MPa ;
- Rapport a/d est égal à 0,393 ;

Ils conclurent, que les exigences dans ACI-318 sont conservatives pour le béton de haute résistance de compression. En plus, les résultats obtenus par le modèle bielle-tirant sont assez fiables. Ils ont montré également que lorsque la valeur du rapport a/d est plus élevée, les exigences de ACI-318 ne sont pas très conservatives.

Solanki & Sabnis, (SOLANKI, et al., 1987) présentent leur méthode de dimensionnement simplifié basant sur le modèle bielle-tirant. Mais cette étude est basée sur près de 398 tests de 16 différents de travaux de recherches. Le model utilisé est basé sur le modèle **Leonhardt & Mönnig** (LEONHARDT, et al., 1975) où ils considèrent que :

- le béton agit comme une bielle inclinée entre les fissures et il ne supporte que des efforts de compression,
- les efforts en cisaillement transmissent à travers les fissures sont négligeables,
- les effets locaux causés par les réactions ou par les charges sont aussi négligeables,
- les conditions d'équilibre sont satisfaites,
- l'endommagement se produit par plastification du tirant à l'encastrement ou par écrasement du béton comprimé,
- la résistance en traction du béton est négligée,
- la déformation maximale du béton est de 0,003;
- la résistance en compression du béton est obtenue à partir des éprouvettes cylindriques.

L'état des forces est présenté sur la **Figure I-22**.

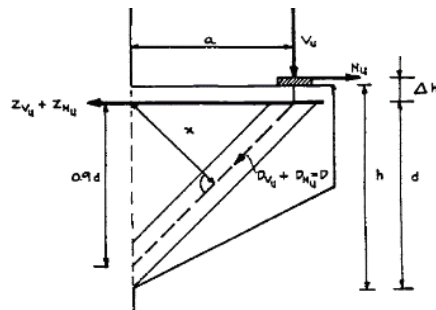


Figure I-22 Modèle bielle-tirant présenté par Solanki & Sabnis (SOLANKI, et al., 1987)

L'équation d'équilibre est donnée par :

$$Dx = V_u a + N_u \Delta h \quad (\text{I-50})$$

où x est la largeur de section de la bielle inclinée

$$x = \frac{0,9 \cdot a \cdot d}{\sqrt{(0,9 \cdot d)^2 + a^2}} \quad (\text{I-51})$$

A: la distance du point d'application de la charge jusqu'à la section d'encastrement

Δh: la distance du point d'application de la charge horizontale jusqu'au tirant

D: la force de compression dans la bielle

$$D = 0,25bd\beta_1 f'_c \quad (\text{I-52})$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,08 \left(\frac{f'_c - 30}{10} \right) \geq 0,65 \quad (\text{I-53})$$

En remplaçant les deux dernières dans l'équation I-49, on obtient :

$$\frac{b \cdot d \cdot f'_c}{V_u} = \frac{4,45}{\beta_1} \left(1 + \frac{N_u \Delta h}{V_u a} \right) \sqrt{(0,9 \cdot d)^2 + a^2} \quad (I-54)$$

Si $\Delta h/a = 0,3$ alors on obtient

$$\frac{b \cdot d \cdot f'_c}{V_u} = \frac{4,45}{\beta_1} \left(1 + \frac{0,3 N_u}{V_u} \right) \sqrt{(0,9 d)^2 + a^2} \quad (I-55)$$

Il faut noter que N_u/V_u est compris entre 0 et 0,2; avec pour conséquence $\frac{b d f'_c}{V_u}$ compris entre 0 et 6%, on peut donc écrire la dernière équation I-54 de façon suivante :

$$\frac{b d f'_c}{V_u} = \frac{4,45}{\beta_1} \sqrt{(0,9 d)^2 + a^2} \quad (I-56)$$

Le dimensionnement d'une console courte se fait en passant par les étapes suivantes :

- 1.) Estimation de d à partir de l'équation I-45 ou I-46,
- 2.) La surface de renforcement en cisaillement A_v est calculée par l'équation proposée par **Mattock**, (MATTOCK, 1976)

$$A_v = \frac{V_u a + N_u (h - d)}{j d f_y} \quad (I-57)$$

où j est le bras de levier entre la force résultante de traction résultante et la force de compression agissant sur l'interface console courte – poteau.

- 3.) La surface de renforcement en traction (A_n) est calculée par

$$A_n = \frac{N_u}{f_y} \quad (I-58)$$

- 4.) Pour le renforcement la section totale est donnée par:

$$A_s = A_v + A_n \quad (I-59)$$

- 5.) La console courte est convenablement détaillée

Cette méthode est valable pour :

- Rapport $0,1 < a/d < 1$
- Toutes les combinaisons des charges verticale et/ou horizontale
- Cadres horizontaux ou inclinés.

À partir des travaux de recherche effectués sur des consoles courtes en béton armé d'une hauteur de 690 mm et d'une largeur de 300 mm, Zellier a montré que lorsque l'angle d'inclinaison de la bielle est moins de 45° , les cadres verticaux sont plus efficaces, (ZELLER, 1991). Cependant, les cadres horizontaux sont plus efficaces pour dans les consoles courtes qui ont des rapports a/d moins de 0,7.

(PRASAD, et al., 1993) ont étudié les consoles courtes en béton armé par la méthode d'éléments finis, par une analyse non-linéaire. Ils ont montré que les résultats obtenus par la méthode d'éléments finis étaient satisfaisants pour décrire le comportement, la distribution des fissures et des contraintes dans la béton l'acier, dans la structures. L'approche par éléments finis est considérée comme une méthode d'analyse et de conception réalisable et parfaitement admissible. Un autre avantage non négligeable est la possibilité d'éviter des études expérimentales très couteuses et qui demandent beaucoup plus de temps également.

(SIAO, 1994) a décrit une méthode pour analyser la résistance au cisaillement de voiles béton armé avec un rapport hauteur/longueur inférieur ou égal à 1, poutres-voiles et consoles courtes. Une bielle de compression est présentée dans les trois éléments, où la force de cisaillement est transmise aux appuis par un système bielle-tirant. Par ce système bielle-tirant - **Figure I-23**, il est possible de déterminer la résistance en cisaillement par l'équation suivante :

$$V_u = 1,8. f_t. b. d \quad (I-60)$$

où f_t est la contrainte admissible en traction. (SIAO, 1994) considère deux cas:

- Pour le cas où la section est non-fissurée f_t est donné par l'équation suivante:

$$f_t = 7. \sqrt{f_c}. [1 + n(\rho_h. \sin^2 \theta + \rho_v. \cos^2 \theta)] \quad (I-61)$$

- Pour la section est fissurée f_t est donné par l'équation suivante:

$$f_t = (\rho_h. \sin^2 \theta + \rho_v. \cos^2 \theta. f_y) \quad (I-62)$$

où f_y est la limite d'élastique de l'acier

$n = \frac{E_s}{E_c}$ est le rapport des modules d'Young d'acier et du béton

ρ_h est le taux des barres horizontales

ρ_v est le taux barres verticales

θ est l'angle d'inclinaison de la bielle

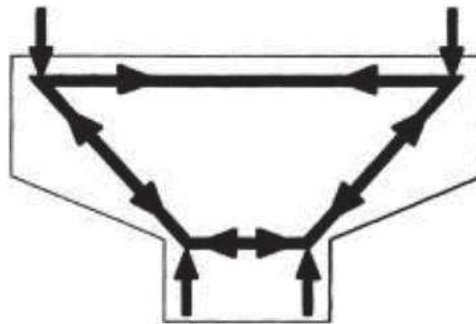


Figure I-23 système bielle-tirant par (SIAO, 1994)

(HWANG, et al., 2000) proposent un modèle bielle-tirant adouci, qui permet de déterminer la résistance en cisaillement des consoles courtes en béton armé. Ils ont confronté les résultats de leur modèle à ceux expérimentaux de 178 consoles courtes décrites dans la littérature. Les paramètres étudiés sont: l'influence du rapport (a_v/d), du renforcement horizontal entre autres. Leurs résultats confirment, que lorsque le rapport $a_v/d \leq 1$ les cadres verticaux ne sont pas nécessaires. Dans le modèle de (HWANG, et al., 2000) les renforcements horizontaux ont deux rôles principaux. Le premier est de constituer le tirant et de fournir le schéma de distribution de cisaillement. Le deuxième est de contrôler la taille de fissuration et de retarder le processus d'adoucissement du béton fissuré. Le modèle et l'état des forces de (HWANG, et al., 2000) sont présentés sur la **Figure I-24**. Ils ont fait varier les paramètres suivants:

- $0 \leq (\rho_h f_{yh}) \leq 8 \text{ MPa}$
- $1/4 \leq (a_v/d) \leq 1$
- $f'_c = 30 \text{ MPa et } 70 \text{ MPa}$

La résistance du béton semble définir la valeur limite supérieure de $(\rho_h f_{yh})$. Cette limite croît avec l'augmentation de la résistance du béton.

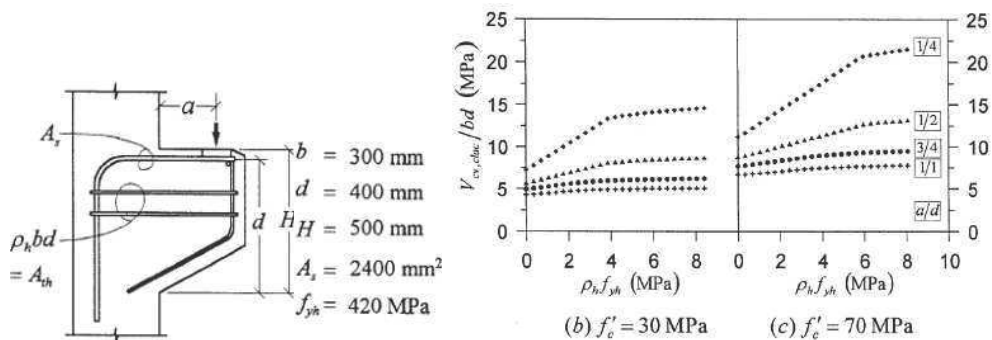


Figure I-24 : Modèle de (HWANG, et al., 2000)

(AHMAD, et al., 2010) ont mené une étude expérimentale sur le renforcement à l'effort de cisaillement par des matériaux composites en fibres de carbone (CFRP) des consoles courtes en béton armé, figure I-25. Neuf consoles courtes ont été testées dont 2 comme références (sans renforcement).

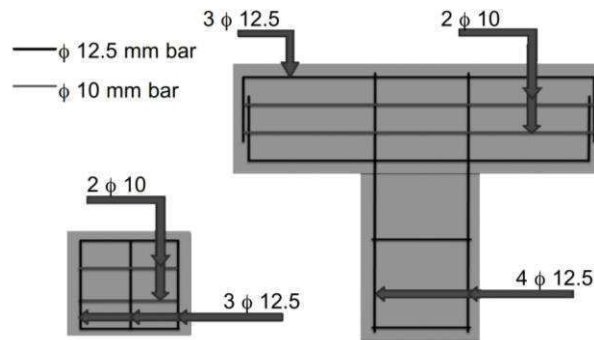


Figure I-25: Géométrie et armature de console courte (AHMAD, et al., 2010)

Rappelons simplement que la console courte est utilisée dans les structures en béton armé principalement pour transmettre les charges des poutres ou des dalles aux poteaux ou colonnes ou piliers. De par sa géométrie, le bras de levier est très court, ce qui implique que le mode de rupture prédominant reste le cisaillement plutôt que la flexion. Dans de telles structures, la théorie des poutres n'est pas applicable (BOURGET , et al., 2001). Les objectifs de cette étude étaient de vérifier l'effet du CFRP sur le cisaillement.

Les objectifs de la présente recherche étaient de vérifier l'effet des matériaux composites CFRP sur le cisaillement d'une console en béton armé, d'explorer l'efficacité des différentes configurations CFRP sur la résistance au cisaillement de la console, d'étudier les modes de rupture, de se rendre compte des performances des consoles renforcées par collage des CFRP. Ils montrent dans leurs travaux que le renforcement par les CFRP permet d'augmenter de 8 à 25% la résistance au cisaillement des consoles.

IVANOVA a mené en 2011, une campagne de 35 consoles en béton armé renforcées ou réparées par collage de tissus en fibres de carbone (IVANOVA, 2013). Plusieurs paramètres ont été explorés tels que l'épaisseur de la plaque composite, la longueur d'ancrage de la plaque composite, le type de tissus en fibres de carbone (unidirectionnelles, bidirectionnelles, verre, ...) sur la capacité portante d'une console en béton armé, Figure I-26. Ses travaux montrent que trois couches de tissus de fibres de carbone noyées dans un adhésif époxyde, a permis d'augmenter sensiblement la charge portante de la console courte de près de 82% par rapport à celle non renforcée. Ses résultats montrent qu'après un million de cycles, les consoles renforcées ne présentent pas de fissures nouvelles.

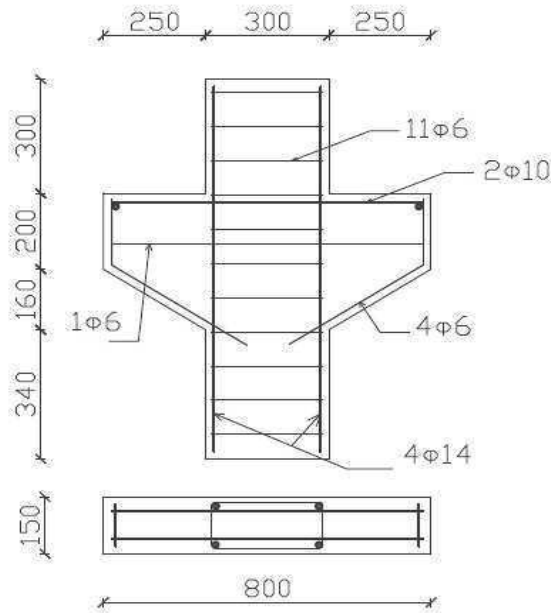


Figure I-26: Modèle expérimental de la console courte (IVANOVA, 2013)

Les objectifs de cette recherche sont :

- évaluer l'effet de renforcement par les tissus en fibres de carbone (CFRP, carbodur, ...)
- sur la résistance des consoles courtes en béton armé
- étudier l'efficacité de renforcement par différentes configurations des CFRP
 - étudier les modes d'endommagements et de ruptures
 - étudier les résistances des consoles courtes renforcées par collage extérieur des CFRP

Ils montrent que le renforcement par des plaques composites a une influence directe sur la résistance en cisaillement des consoles courtes en béton armé. La résistance de cisaillement augmente sur toutes les structures renforcées par les matériaux composites. La meilleure résistance obtenue est celle renforcée par bandage.

Conclusion

Ces différents travaux de recherche ont permis de dimensionner convenablement selon différentes méthodes les consoles courtes en béton armé ; de les renforcer par différentes techniques, par rajout d'acier appelé tirant, ou par des matériaux composites en fibres de carbone. Le renforcement par des tissus en fibres de carbone permet d'augmenter la charge portante de la structure, augmenter la résistance au cisaillement de la structure.

I.2.3 Assemblage Poteau-console courte

(ARAUJO, et al., 2018) ont travaillé sur les connexions dans des structures préfabriquées durant l'étape d'assemblage. Leur recherche était basée sur les travaux de (Oliveira Júnior, et al., 2017), leur permettant de réaliser une étude expérimentale sur deux modèles cruciformes: l'un en béton préfabriqué et l'autre en béton coulé sur place. Ces deux modèles servent de référence, pour étudier les performances d'une liaison poteau-poutre rigide et pour analyser le mécanisme de transfert des efforts dans la connexion lorsqu'elle est soumise à des charges cycliques et dynamiques. (ARAUJO, et al., 2018) proposent une connexion temporaire poteau-poutre, constitué d'une console courte avec un U profile en acier intégré dans le poteau et un tube cantilever en acier intégré dans la poutre. La console courte en acier est formée par des tôles d'acier soudées en U-forme qui sert de support à la fixation latérale d'un profilé en acier à la section rectangulaire en tôles d'acier soudées et encastrées à l'extrémité de la poutre. L'objectif de cette recherche était d'évaluer par des tests expérimentaux et par éléments finis la résistance de la liaison poteau-poutre, à l'étape d'assemblage et de proposer des modifications pour avoir une connexion plus appropriée selon les formes superficielles des structures.

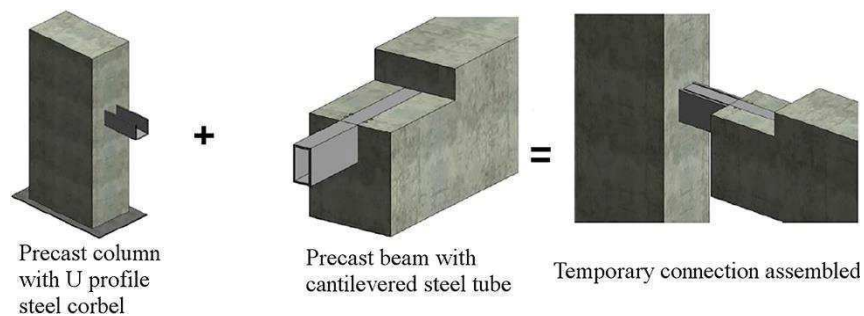


Figure I-27 Assemblage proposé par A. (ARAUJO, et al., 2018)

Ils présentent une étude d'une connexion poutre-poteau pour l'étape d'assemblage composée d'une console courte en acier profilé en U noyé dans le poteau qui supporte un tube en acier en porte-à-faux à l'extrémité de la poutre, appelé dispositif Cazaly-Hanger.

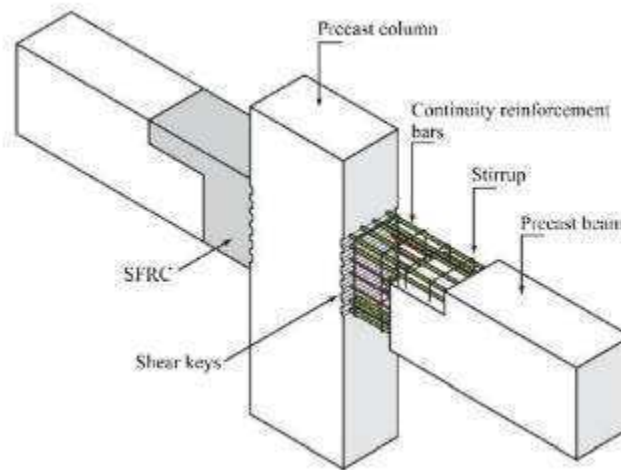


Figure I-28 Assemblage proposé par (OLIVEIRA, et al., 2018)

Le but de recherche de (OLIVEIRA, et al., 2018) est d'étudier le comportement de l'assemblage poteau-console courte en béton armé avec différents types de connexion entre les poteaux et les poutres, dans un scénario de perte du poteau intermédiaire causé par une explosion. Son objectif est de développer un modèle par éléments finis, qui permettra de prédire le comportement de la structure préfabriquée en béton précontraint ou non-précontraint, lorsque l'un des poteaux est manquant. Le modèle développé est validé par des résultats de l'étude expérimentale. Pour réaliser cela trois échantillons à demi-échelle, testés dans le cadre d'un scénario de retrait de colonne, ont été utilisés. Deux des trois spécimens sont avec des poutres préfabriquées non-précontraintes. Le troisième échantillon est monolithique (collé ensemble) avec des renforcements inférieur et supérieur continus à travers la région du joint. La différence entre le premier PC-A et le deuxième PC-B éprouvette est dans les détails d'assemblages. Sur l'éprouvette PC-A ils ont utilisé des plaques néoprène attachées sur la console courte. Dans l'éprouvette PC-B ils ont utilisé des plaques d'aciers soudées sur deux profils d'acier L 200x75x10 – l'une attachée à l'extrémité de la poutre et l'autre apposée sur la console avant la coulée du béton. L'exposition d'un bâtiment peut produire un retrait soudain d'un poteau, ce qui peut entraîner l'effondrement progressif de la structure. Ils ont simulé cet effet par éléments finis avec le logiciel « Adina ». Une charge dynamique est appliquée avec une vitesse de 100mm/s sur le poteau intermédiaire. Sur la simulation numérique ils ont utilisé l'approche « Smeared crack » pour la loi de comportement du béton. Dans le logiciel il y a des modèles des matériaux intégrés et donc ils ont utilisé pour le béton le « type 159 » et pour les barres d'acier le « type 24 ». Les éléments finis utilisés pour la section en béton sont des hexaèdres solides à 8 nœuds avec intégration réduite. Pour les barres d'aciers 2-noeuds « Hughes-Liu »

barre éléments sont utilisés. La taille des éléments finis est de 5mm à 100mm. Le contact automatique surface-surface est utilisé pour connecter les poutres, les poteaux et les plaques néoprène. Pour la connexion des poutres avec les poteaux, un coefficient de friction égal à 0,6 est utilisé, alors que pour les éléments néoprène, ce coefficient est égal à 0,4. Ils ont étudié trois cas d'éléments finis pour calibrer le contact entre les surfaces. Dans le premier cas ils ont utilisé le contact parfait. Dans le deuxième cas ils ont considéré les contraintes du béton dans la partie d'écrouissage par les équations suivantes :

$$NFLS = 0.2\sqrt{f'_c} \quad (I-63)$$

$$SFLS = 0.62\sqrt{f'_c} \quad (I-64)$$

Où NFLS et SFLS sont les contraintes ultimes normales et en cisaillement respectivement et f'_c est la résistance du béton obtenue à partir des éprouvettes cylindriques.

Dans le troisième cas les contraintes de cisaillement sont réduites de manière qu'elles soient égales aux contraintes normales. Sur les courbes charge-déplacement ils observent que, dans la première et le deuxième cas, le pic de charge aussi comme la rigidité sont surestimés de façon significative. Le cas où $NFLS = SFLS = 0,62\sqrt{f'_c} (MPa)$ a donné le meilleur ajustement aux résultats expérimentaux en termes de caractéristiques de charge-déplacement. À partir des contours de déformation ils observent que les modes de défaillance prédits par l'analyse numérique correspondent très bien aux expériences effectuées. Ils observent un bon accord pour les force-déplacement sur les poteaux intermédiaires et les modes d'endommagement. La modélisation éléments finis validée, a été étendue pour étudier l'effet de différents détails révisés des connexions préfabriquées sur le comportement des trames testées. Ils ont révisé quatre détails à la base d'assemblage de type PC-A et trois détails à la base d'assemblage de type PC-B. Les changements effectués sur les détails révisés sont :

- PC-A-WA – même comme PC-A, mais la plaque néoprène est remplacée par 20mm plaque d'acier soudée sur deux profils d'acier L 200x75x10 - l'une attachée à l'extrémité de la poutre et l'autre apposée sur la console courte avant, que le béton soit coulé.
- PC-A-PBA – même comme PC-A-WA, mais avec l'hypothèse de liaison parfaite à l'interface angle-béton
- PC-A-PBA-G - même comme PC-A-PBA, mais avec remplissage de l'espace entre les poutres et les poteaux avec du mortier sans retrait de ciment
- PC-A-PBA-G-TA - même comme PC-A-PBA-G, mais ils ajoutent de l'angle en acier soudé aux deux angles en acier parfaitement liés avec l'extrémité supérieure de la poutre et la plaque en acier parfaitement liée au béton du poteau.

- PC-B-PBA - même comme PC-B, mais le contact entre la surface du béton et les angles en acier est considéré comme contact parfait
- PC-B-PBA-G - même comme PC-B-PBA, mais avec remplissage de l'espace entre les poutres et les poteaux avec du mortier sans retrait de ciment
- PC-B-PBA-G-TA - même comme PC-B-PBA-G, mais ils ajoutent de l'angle en acier soudé aux deux angles en acier parfaitement liés avec l'extrémité supérieure de la poutre et la plaque en acier parfaitement liée au béton du poteau

Ils concluent que :

- l'échantillon monolithique avec des renforcements inférieur et supérieur continus, supporte plus une charge ultime plus importante. Le développement de l'action caténaire a été inhibée en raison de la discontinuité des poutres au-delà des poteaux extérieurs et de la retenue insuffisante fournie par les poteaux extérieurs.
- Les connexions poutres-poteaux préfabriquées existantes sont très vulnérables à un effondrement progressif une fois le poteau retiré soudainement lors d'un cas extrême. Il est donc fortement recommandé d'améliorer leurs détails de connexion à l'aide de plaques d'acier, d'angles et de tiges pour relier les extrémités de la poutre avec la console courte et le poteau. En plus de ces modifications, il est également recommandé de combler l'écart entre les poutres et les colonnes avec du mortier de ciment.
- Sur l'éprouvette avec section de poutre réduite, la charge ultime obtenue est significativement plus élevée, que les autres.
- Ils introduisent deux nouveaux paramètres, nommés efficacité de charge - η_p et efficacité d'énergie - η_E , qui sont utilisés pour comparer la performance des structures préfabriquées. Ils ont comparé la charge ultime et l'énergie dissipée. En effet, la plus effective éprouvette au niveau de la charge ultime – 65%, est PC-A-PBA-G-TA. Le meilleur rendement énergétique de 38% a été atteint avec l'éprouvette PC-B-PBA-G-TA. Les deux connexions sont recommandées à utiliser dans des structures préfabriquées en béton armé.
- L'efficacité énergétique limitée fournie par les connexions révisées étudiées dans cette étude (maximum de 38%) nécessite la recherche d'une conception innovante, pour reprendre le moment dans les structures préfabriquées dans lesquelles la continuité est assurée en utilisant des barres d'armature supérieure et inférieure traversant la région du joint.

- Besoin de renforcement
- Procédure très compliquée pour obtenir la capacité portante de la console courte.

Ils ont testé trois différents types de consoles courtes A, B et C. Sur les **Figure I-29** et **Figure I-30** sont présentées les schémas d'armatures des spécimens testés par (URBAN, et al., 2017)

Figure 1 consists of four schematic diagrams of test specimens, labeled (a) and (b).
 (a) Specimens A-0 and A-1: The side view shows a vertical column with a height of 300 mm and a width of 250 mm. A horizontal load F_{ax} is applied at the top, and a vertical load $F_{ay} = 150$ kN is applied at the base. A 30° angle is indicated for the load application. The cross-section A-A shows a 200 mm diameter and 12 mm reinforcement bars.
 (b) Specimens B-0 and B-1: The side view shows a vertical column with a height of 300 mm and a width of 250 mm. A horizontal load F_{ax} is applied at the top, and a vertical load $F_{ay} = 150$ kN is applied at the base. A 30° angle is indicated for the load application. The cross-section B-B shows a 200 mm diameter and 12 mm reinforcement bars.

54

spécimen est chargé séparément de la console de plus de 150kN. Après la console courte est chargée avec un incrément de 10kN.

Les spécimens renforcés sont testés en trois étapes. Dans la première étape, la précharge sur le poteau est appliquée puis un chargement de la console jusqu'à la charge d'exploitation. La charge appliquée provoque une déformation dans la barre tendue (tirant) de 2‰.

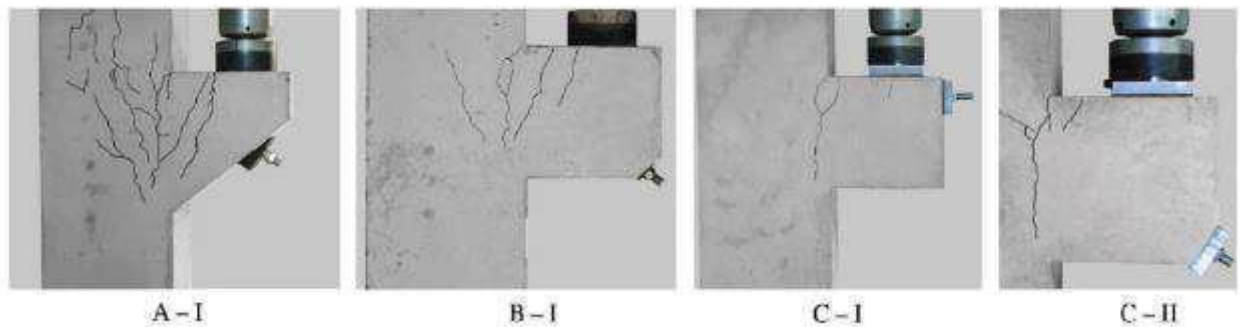


Figure I-31 Les spécimens testés après le renforcement par (URBAN, et al., 2017)

Dans la deuxième étape la charge sur le poteau est partiellement enlevée. Après dans la console, est percé le vide et la barre de renforcement est mise en place. La **Figure I-31** montre les spécimens renforcés.

Resultats

Grâce au renforcement de la barre principale atteint sa limite élastique plus tard que dans la console non renforcée.

Dans les consoles courtes des séries A et B renforcées, les déformations se produisent plus lentement, que dans les consoles non renforcées. Dans les séries C la barre principale atteint sa limite d'élasticité avant la barre de renforcement. Le déchargement partiel a permis de réduire la contrainte et après l'application d'adhésif, la pente de la courbe force-déformation a augmenté.

Les fissures

La première fissure apparaît dans la zone de liaison entre la console courte et le poteau. Les fissures commencent à apparaître lorsque la charge appliquée atteint 18% de la capacité portante de la structure non renforcée. La défaillance de la structure commence lorsque la limite élastique de la barre (du tirant) est atteinte et accompagnée par l'accroissement de la taille des fissures. Le spécimen B I a des fissures visibles dans la zone de renforcement additionnel. La démolition d'éprouvette est produite par les efforts locaux excessifs dans la plaque d'ancrage. Pour éviter l'écrasement local du béton, les dimensions de la plaque d'ancrage sont augmentées pour les éprouvettes C. L'effondrement du spécimen C commence par la propagation des

fissures dans la surface où la charge est appliquée. Cet effet est accompagné par d'importantes déformations dans la barre de renforcement jusqu'à la rupture.

Étude analytique à partir des résultats expérimentaux

Ils ont considéré que :

- La bielle inclinée est perpendiculaire à nœud 1 ;
- Trois différentes configurations des cadres sont supposées (avec barre ou tirant – barre principale, avec deux cadres ou avec trois cadres) ;
- Les critères de défaillance en compression dans le nœud 2 sont vérifiés en assurant que les efforts sont moins de $\sigma_{R,max}$;
- Pour approuver qu'il est possible de prédire la défaillance de la console courte en utilisant un modèle simple et pour être le plus proche possible des résultats expérimentaux. Les données expérimentales des matériaux sont utilisées.

Calculs de la charge critique par rapport (EN1992-1, 1992)

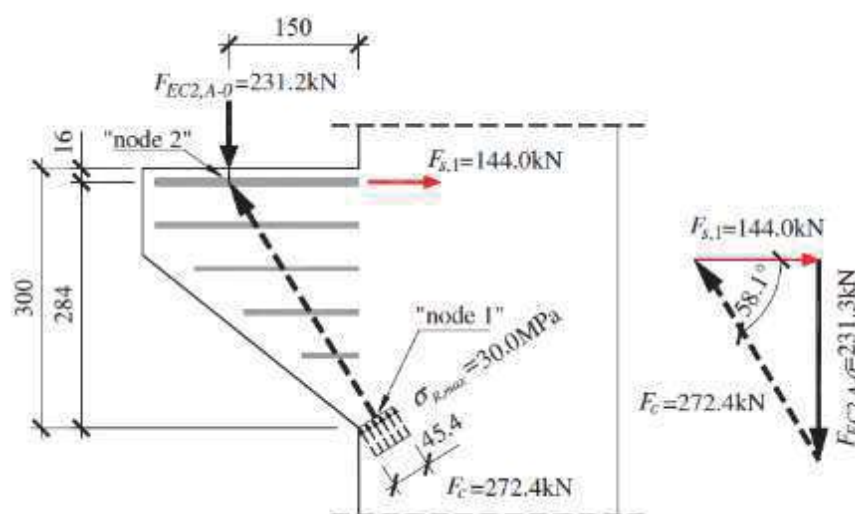


Figure I-32 Analyse de la capacité portante de console courte A-0, (EN1992-1, 1992)

La contrainte maximale dans le nœud 1 est calculée par la formule suivante **Figure I-32**:

$$\sigma_{R,max} = k_1 \left(1 - \frac{f_{cm}}{250} \right) f_{cm} \quad (I-65)$$

($f_{cm}, \sigma_{R,max}$ en MPa)

$k_1 = 1$ d'après EN 2 6.5.4 (4a)

La contrainte maximale dans le nœud 2 est calculée par la formule suivante :

$F_{N,2} = A_p \sigma_{R,max,2}$ d'où on obtient;

$$\sigma_{R,max,2} = k_2 \left(1 - \frac{f_{cm}}{250} \right) f_{cm} \quad (I-66)$$

A_p – surface de la plaque.

Ils ont confirmé que les cadres horizontaux augmentent la capacité portante de la console courte et que la capacité portante de la console est mieux estimée quand les cadres horizontaux sont pris en compte.

$$F_{E,1} = \frac{F_x}{\tan(\beta)} + F_{s,diag} \sin(\alpha) \quad (I-67)$$

$$F_x = F_{s,n} + F_{s,link} + F_{s,diag} \cdot \cos(\alpha) \quad (I-68)$$

$$\left[1 - 2 \frac{f_{cm} d_{avg} b}{F_x} \right] (\tan \beta)^2 + 2 f_{cm} a_c \frac{b}{F_x} \tan(\beta) + 1 = 0 \quad (I-69)$$

$$d_{avg} = \frac{d_n \cdot F_{s,n} + d_{link} \cdot F_{s,link} + d_{diag} \cdot F_{s,diag} \cdot \cos \alpha}{F_x} \quad (I-70)$$

$$\tan(\beta_{max}) = \frac{a_c + 0.5w}{d_{avg}} \quad (I-71)$$

$$F_{E,2} = f_{cm} \cdot b \cdot w \cdot \cos^2(\beta_{max}) + F_{s,diag} \sin(\alpha) \quad (I-72)$$

$F_{E,1}$ - Défaillance de traction

$F_{E,2}$ - Défaillance de compression

F_E -Charge critique

La méthode décrite est rapide et facile à appliquer. Le renforcement est effectif et ne limite pas la capacité portante de la console courte. Dans les cas où la plaque de charge est faiblement chargée, il est recommandé de considérer une distribution latérale sous la plaque de charge pour s'approcher des résultats expérimentaux. La zone d'ancrage des barres additionnelles doit être vérifiée à la compression locale.

I.3 Étude numérique

L'assemblage poteau-console courte en béton armé est une structure très complexe. Pour développer un modèle numérique par éléments finis à une telle structure, tout d'abord il faudrait la décomposer en plusieurs éléments, qui seront connectés ensuite aux points nodaux associés. À chaque élément sont attribués ses propres géométries, propriétés des matériaux et

comportements mécaniques. Bien sûr, les éléments auront également leurs propres fonctions de variables dépendantes selon le modèle de comportement mécanique choisi. Ces fonctions peuvent être interpolées à l'aide de fonctions de forme et décrire la réponse de l'élément en termes de valeur de variables dépendantes sur un ensemble de points nodaux. Ces fonctions et la géométrie réelle de l'élément sont utilisés pour déterminer les équations d'équilibre qui expriment le déplacement qui se produit à chaque nœud en termes de forces externes agissant sur l'élément. Les déplacements inconnus sont déterminés en résolvant un système d'équations d'éléments finis générés, avec les matrices de masses (matrices rigidité – selon le type d'analyse) des éléments, par les équations d'équilibre et les contraintes-déformations.

I.3.1 Procédure de la modélisation numérique

La procédure de la modélisation numérique consiste en trois phases de base :

- **Prétraitement des données** – cette phase est très importante. Selon l'objectif de la simulation et les problèmes à résoudre on prépare l'introduction des éléments, les interactions et les conditions aux limites avant de les introduire dans le modèle. Il faut définir correctement les types d'éléments finis convenables et le maillage suffisamment raffiné. Les processus des définitions de maillage, conditions aux limites, choix des éléments finis on appelle discrétisation des problèmes physiques.

- Dans la phase suivante on définit le type d'analyse, les sorties des données à capturer et la précision des résultats obtenus. C'est la phase d'analyse et de solutions.

- La troisième phase consiste en post-traitement des données. C'est la phase finale qui fournit un environnement de visualisation des résultats à l'aide d'un logiciel de post-traitement. Les résultats peuvent être affichés pour obtenir une meilleure évaluation et interprétation des résultats de la simulation. Cependant, l'interprétation des résultats doit être effectué avec soin afin de vérifier la fiabilité des résultats et d'évaluer si les hypothèses retenues lors de la simulation sont satisfaites et précises. Les hypothèses liées avec la géométrie, conditions aux limites, cas de chargement, propriétés des matériaux et les interactions entre les différentes parties du modèle et la taille de maillage pouvant avoir des effets importants sur la solution prévue.

- Procédure de développement du modèle

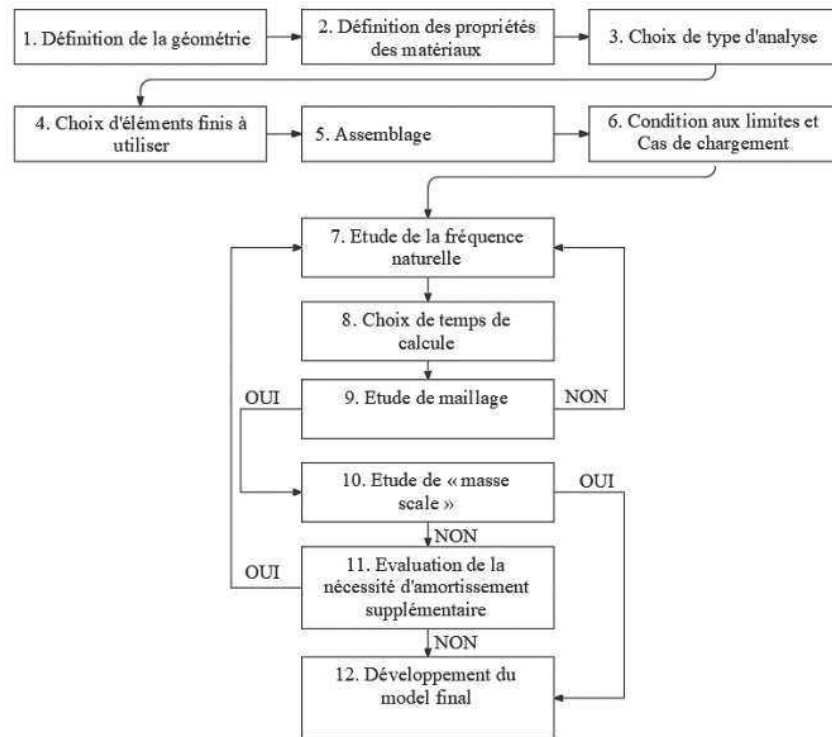


Figure I-33 : Procédure de modélisation développée

La procédure de développement du modèle **Figure I-33** consiste en 12 étapes:

- 1.) Dans la première étape on divise la structure en éléments simples pour simplifier l'introduction. Chaque partie possède ses dimensions, sections et types d'éléments;
- 2.) La deuxième étape consiste à définir les propriétés des matériaux. Dans cette étape, tout d'abord on choisit les modèles de comportement et à partir de cela on définit les propriétés plastiques, limites de déformation et endommagement. Lorsque les propriétés sont définies, on les attribue aux parties pertinentes ;
- 3.) L'étape suivante est la définition du type d'analyse selon l'objectif de la simulation et la sortie de données désirée;
- 4.) Le choix des éléments finis est lié avec le type d'analyse, car la base de données disponible est selon le type d'analyse. Chacun des éléments finis de la base de données possède ces propres avantages et désavantages; donc il est aussi important de faire ces choix attentivement;
- 5.) Cette étape consiste à la mise en place de toutes les parties constituant la structure.
- 6.) Les conditions aux limites et le cas de chargement sont aussi importants dans la simulation. On doit être le plus proche possible des conditions réelles de la structure;

- 7.) Cette étape dépend du type d'analyse choisi précédemment. L'étude de la fréquence naturelle est obligatoire lorsque l'analyse a une nature dynamique. Pour l'autre cas d'analyse on n'a pas besoin de cette étude;
- 8.) Selon les résultats obtenus par l'étude de la fréquence naturelle on choisit le temps de calcul. Dans une analyse statique, le temps de calcul est un compromis virtuel, mais dans notre cas – dynamique/explicite, le temps de calcul détermine la nature d'analyse, qui peut être quasi-statique ou dynamique;
- 9.) Dans cette étape on doit préciser le maillage selon notre besoin et en même temps, d'avoir une solution stable et fiable. Si le rapport entre énergie cinétique totale par rapport l'énergie de déformation interne totale, dépasser 5%, on doit changer le maillage et retourner à l'étape 7.). Lorsque cette condition est satisfaite, on peut passer à l'étape suivante;
- 10.) L'étude d'échelle de masse et une procédure de stabilisation de la solution. Dans certains cas l'analyse n'arrive pas jusqu'au but, car les endommagements provoquent la déstabilisation ou bien des effets dynamiques dans la structure. Cette étude peut s'effectuer ensemble avec l'étude de temps stable, parce que la masse et le temps sont liés dans l'équation des ondes produits - voir IV.2.3.3.5;
- 11.) Évaluation de la nécessité d'amortissement supplémentaire – si la condition de rapport d'énergie est satisfaite, on peut ajouter un amortissement supplémentaire selon « Rayleigh Dumping ». Au début de développement du modèle nous avons aussi utilisé amortissement supplémentaire, mais on a réussi à stabiliser la solution avec amélioration de CDP modèle en contrainte de pression visqueuse. Lorsqu'on introduit un amortissement supplémentaire il faut refaire l'étude de la fréquence naturelle.

Abaqus est un logicielle sans unité, c'est-à-dire que l'utilisateur doit définir ses unités. Dans la **Figure I-34** montre les grandeurs et unités utilisées dans notre modèle.

Grandeur	Unité (SI)
Longueur	mm
Force	N
Masse	tonne
Temps	s

Contrainte	MPa
Énergie	10^{-3} J
Densité	tonne/mm ³

Figure I-34 : Unités utilisées

I.3.2 Logiciel utilisé

(BEN FTIMA, 2005) a effectué une analyse comparative entre ABAQUS (6.4.1), ADINA (version 8.1) et ANSYS. Il a basé ces critères de comparaison sur les étapes de développement de modèle, les types d'analyses et les post-traitements. Comme notre structure est en béton armé les arguments qui pèsent sont liés avec la modélisation de telles structures. Le logiciel Abaqus a les avantages suivants (BEN FTIMA, 2005) :

- Des outils à importer des fichiers DWG et DXF (Autocad), cela permettra d'introduire des éléments avec des formes complexes
- La Résolution des problèmes non-linéaires d'endommagement et de fissuration
- La possibilité de disperser les barres d'acier dans les éléments volumiques
- L'analyse explicite
- La possibilité de personnaliser la flexibilité.

I.3.2.1 Types d'analyse

Plusieurs types d'analyse sont disponibles dans le logiciel. Deux de ces méthodes sont de plus en plus utilisées – méthode Standard/Implicite et Dynamique/Explicite

I.3.2.1.1 Analyse « Standard/Implicite »

Cette méthode de résolution des problèmes non-linéaires par éléments finis FE a une formulation implicite itérative où les équations d'équilibre sont résolues de manière itérative jusqu'à la convergence :

$$P - I = 0 \quad (I-73)$$

P – force externe

I – force interne

Il y a deux méthodes principales de résolution implicite – méthode Newton-Raphson et méthode Riks (Riks 1979) connue encore comme la méthode de longueur d'arc - **Figure I-35** . Les méthodes par éléments finis de leurs natures sont des méthodes de vérification, voilà pourquoi des itérations sont utilisées jusqu'à la convergence (satisfaction des équations

d'équilibre $P-I=0$). Les critères de convergence peuvent être basés sur les forces ou sur les déplacements ou bien sur la combinaison des deux.

Dans la méthode Newton-Raphson le logiciel cherche l'incrément de déplacement ΔU ou ΔP l'incrément de la force. Cependant, lorsqu'on pilote en charge le logiciel ne peut pas dépasser le pic (point critique), donc au-delà de ce point il faut utiliser la méthode de longueur d'arc connue ou piloter en déplacement.

La méthode Riks est convenable lorsque les structures sont soumises sous une perte de stabilité ou d'effondrement. Les incréments de déplacement et de force sont les inconnus à trouver dans la méthode de longueur d'arc connue, alors qu'on a l'incrément de la longueur d'arc $\Delta\lambda$.

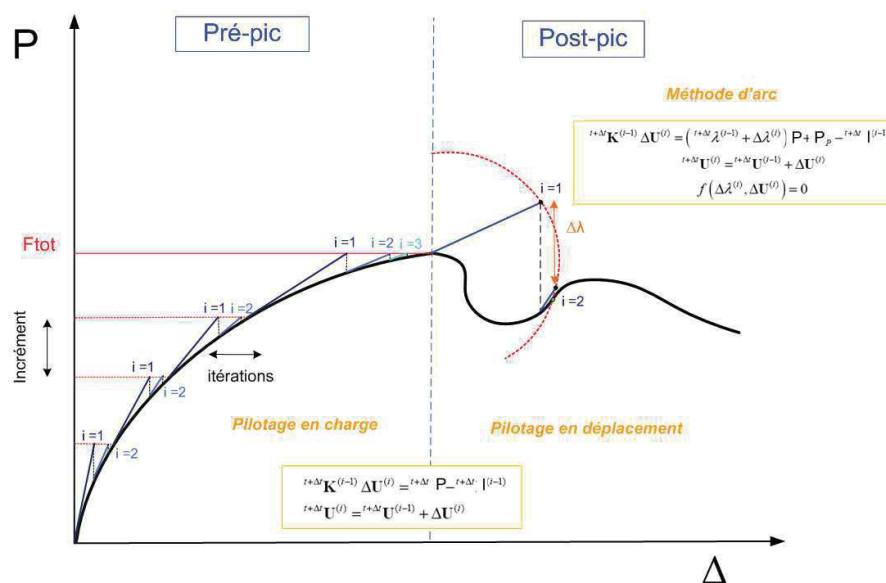


Figure I-35 Méthode "Standart Implicite" et méthode Riks.

I.3.2.1.2 Analyse Explicite

L'analyse Explicite de sa nature est une procédure dynamique. Ce type d'analyse a été développé pour modéliser des grandes vitesses impactes où l'inertie est avec une grande importance. Les résolutions se réalisent avancent explicitement dans le temps et on considère le système comme dynamique même si le problème à résoudre est statique. Dans le cas où l'analyse est dynamique le temps a une valeur réelle, mais lorsqu'on a des problèmes quasi-statiques le temps est virtuel. Dans la méthode Explicite les équations d'équilibre deviennent des équations dynamiques où la résolution se fait sans itération.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} = \mathbf{P} - \mathbf{I} \quad (\text{I-74})$$

$\ddot{\mathbf{u}}$ – vecteur d'accélération nodale

M – matrice globale de masse

En intégrant deux fois cette équation on obtient le vecteur de translation nodale :

$$\dot{u}\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = \dot{u}\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \frac{\Delta t(t + \Delta t) + \Delta t(t)}{2} \ddot{u}(t) \quad (I-75)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t(t + \Delta t) \dot{u}\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \quad (I-76)$$

L'étape suivante nécessaire est de calculer la croissance de déformation $d\epsilon$ au niveau des éléments, étant donné $\dot{\epsilon}$. Au-delà de cela on peut calculer les contraintes, avec les lois constitutives de comportement des matériaux

$$\sigma(t + \Delta t) = f(\sigma(t), d\epsilon) \quad (I-77)$$

Donc la différence principale entre les deux méthodes d'analyse est, que dans la méthode Explicite, la force nodale est remplacée par l'accélération nodale.

Dans ce cas, Abaqus fait une estimation conservative en supposant que la plus grande fréquence de la structure est inférieure à la fréquence du plus petit élément de maillage. Donc la stabilité d'analyse est gouvernée par la taille du plus petit élément fini et cela est le critère de stabilité présentée par Δt_{stable} :

$$\Delta t_{stable} = \min\left(\frac{L_e}{C_d}\right) \quad (I-78)$$

L_e – longueur caractéristique d'élément fini ;

C_d – la vitesse de dilatation d'onde dans le matériau ;

$$C_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (I-79)$$

Les avantages de la procédure Explicite sont :

- Une grande facilité pour résoudre les problèmes de contact complexes ;
- Elle nécessite moins de ressources informatiques que la procédure Implicite ;
- En connaissant Δt stable on peut déterminer directement le temps de calcul nécessaire ;
- Abaqus/Explicite résout certains types de problèmes quasi-statiques plus facilement que Abaqus/Standard.

I.3.2.1.3 Analyse Explicite quasi-statique

La nature de ce type d'analyse est dynamique. Les forces se propagent sous forme d'ondes de contraintes entre les éléments adjacents. Comme l'incrément de temps stable minimum est généralement assez petit, la plupart des problèmes nécessitent un grand nombre d'incréments. La vitesse de l'analyse peut souvent être considérablement augmentée sans dégrader gravement la qualité de la solution quasi-statique. Le résultat final du cas lent et celui du cas peu accéléré,

sont presque les mêmes. Cependant, si la vitesse d'analyse est rapide en un point où les effets inertiels dominent, la solution a tendance à être localisée et les résultats sont différents de la solution quasi-statique.

Abaqus définit la limite de stabilité en termes de fréquence la plus élevée du système (ω_{max}). Sans avoir un amortissement, la limite de stabilité se définit par l'expression :

$$\Delta t_{stable} = \frac{2}{\omega_{max}} \quad (I-80)$$

Avec amortissement :

$$\Delta t_{stable} = \frac{2}{\omega_{max}} (\sqrt{1 + \xi^2} - \xi) \quad (I-81)$$

Où ξ est la fraction d'amortissement critique dans le mode avec la fréquence la plus élevée. L'amortissement critique définit la limite entre le mouvement oscillatoire et non oscillant dans le contexte de vibrations amorties librement. Abaqus / Explicit introduit toujours une petite quantité d'amortissement sous la forme d'une viscosité apparente pour contrôler les oscillations à haute fréquence. L'amortissement réduit toujours la limite de stabilité. Raison pour laquelle apparaissent parfois des oscillations dans les résultats. La limite de stabilité est le temps de traversée d'une onde de dilatation sur la distance définie par la longueur caractéristique d'un élément. Si nous connaissons la taille de la plus petite dimension et la vitesse de propagation dans le matériau, nous pouvons estimer la limite de stabilité.

La balance d'énergie est une grandeur très importante également. Le moyen le plus général d'évaluer si une simulation donne ou non une réponse quasi-statique appropriée, consiste à étudier les différentes énergies des modèles définis. L'équation du bilan énergétique dans Abaqus / Explicit s'écrit :

$$E_I + E_V + E_{FD} + E_{KE} + E_{IHE} - E_W - E_{PW} - E_{CW} - E_{MW} - E_{HF} = E_{total} = \text{constante} \quad (I-82)$$

Où E_I est l'énergie interne, E_V est l'énergie visqueuse dissipée, E_{FD} est l'énergie de friction dissipée, E_{KE} est l'énergie cinétique, E_{IHE} est l'énergie thermique interne, E_W est le travail effectué par les charges appliquées à l'extérieur, E_{PW} , E_{CW} , E_{MW} sont respectivement le travail effectué en pénalités de contact, en pénalités de contrainte et en propulsant la masse ajoutée. E_{HF} est l'énergie thermique externe à travers les flux externes.

L'historique énergétique doit apparaître comme indiqué dans la **Figure I-36**.

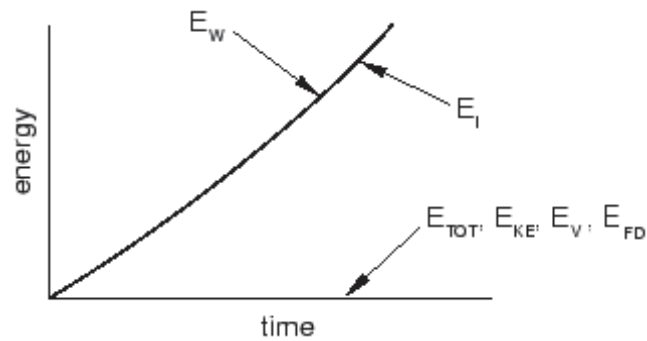


Figure I-36 L'historique énergétique d'analyse quasi-statique

Dans ce type d'analyse, le temps est un paramètre très important parce que c'est un temps réel d'application de charge. Ainsi donc, pour obtenir le temps de pas, il faut effectuer une analyse de la fréquence naturelle. Pour que l'analyse soit quasi-statique, l'énergie cinétique totale par rapport l'énergie de déformation interne totale, ne doit pas dépasser 5% (SIMULIA ABAQUS 6.13). Abaqus nous conseille d'examiner attentivement ce rapport et d'utiliser un temps de pas de calcul entre 10 et 50 fois la fréquence naturelle. Même avec ces valeurs utilisées le rapport peut dépasser 5%. Ce problème se produit à cause de la vitesse d'application de charge. Lorsque les charges ne sont pas appliquées plus lentement, ceci produit des grandes ondes qui dépendent de l'énergie cinétique. C'est pour cela qu'une des recommandations d'Abaqus est d'utiliser l'outil « **Smooth Step** ». C'est pour cette raison qu'on a défini une amplitude de type « Smooth Step ». Si on n'utilise pas cette fonction, la charge totale sera appliquée en début de chargement ce qui peut causer des effets indésirables dans l'assemblage. Une analyse de pas de temps est aussi effectuée. La valeur optimale obtenue est une seconde.

L'amplitude définie est indiquée dans la **Figure I-37**.

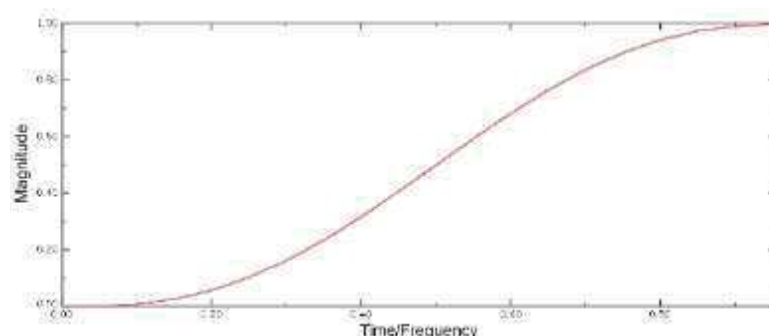


Figure I-37 : Amplitude de chargement

Une autre façon de réduire le rapport entre énergie cinétique totale et l'énergie de déformation interne est d'utiliser une pression visqueuse (HABBITT, et al., 2011), (MILLS-

BRIA, et al., 2006). On applique donc une pression visqueuse de petite valeur sur la surface de la structure, qui nous permet de réduire les ondes de propagation.

Le choix d'approche convenable pour résoudre les équations de méthodes des éléments finis sur les problèmes spécifiques est vraiment très important, parce que un choix inapproprié peut conduire à de solutions incorrectes ou mobiliser trop de ressources informatiques. Deux méthodes de résolution des problèmes par les éléments finis ont été intégrées dans le code de calcul Abaqus – Explicite et Implicite. Les deux méthodes contiennent des schémas d'intégration directe numériquement du temps pour déterminer le déplacement inconnu à la fin de pas de temps. La méthode Standard/Implicite est utilisée pour résolution des problèmes statiques, harmoniques ou d'analyse modale où le temps n'est pas un facteur significatif de solution. Alors que la méthode Explicite est utilisée dans les cas où il existe des facteurs dépendant du temps. De plus Abaqus permet l'utilisation d'approche Implicite pour l'analyse dynamique et de prendre en compte l'effet d'inertie. On peut également utiliser la méthode Explicite pour résolutions des problèmes quasi-statique, lorsqu'on a des problèmes de convergence dans la méthode Explicite (SIMULIA ABAQUS 6.13).

La procédure dynamique d'intégration directe dans Abaqus/Standard permet le choix d'opérateur implicite en utilisant Hilber-Hughes-Taylor opérateur d'intégration d'équations de mouvements, lorsque Abaqus/Explicite utilise opérateur de différence-centrale. Si on a une analyse Implicite dynamique la matrice intégrale doit être inversée et le groupe des équations doit être calculé pour chaque pas de temps. Dans une analyse Explicite, les déplacements et les accélérations sont calculés dans des conditions de données connues au début de chaque pas. En effet, les matrices globales de masse et de rigidité doivent être formées et inversées, ce qui prend moins de temps que la méthode Implicite. Toutefois, l'incrément temporel dans l'analyse dynamique explicite est limité, parce que l'opérateur de mouvement centrale est conditionnellement stable, tandis que les options d'opérateur Implicite disponibles dans Abaqus / Standard sont inconditionnellement stables. Par conséquent, il n'y a pas de limite au pas de temps pour la plupart des analyses Abaqus / Standard, en d'autres termes, la précision conduit à des incréments de temps dans Abaqus.

L'analyse Explicite est stable lorsque la taille de pas de temps est moins que le pas de temps critique. Cette exigence nous dit, qu'il est préférable de l'utiliser dans une situation à court terme. Mais bien que le nombre de pas de temps peut être plus grand que dans analyse Implicite, l'analyse Explicite peut être plus effective, puisque aucune inversion de matrice n'est requise. L'approche Implicite demande un temps de calcul considérable, un espace de disque

dur et de mémoire conséquents, en raison de la procédure itérative impliquant l'inversion d'une grande matrice de stabilité globale. Voilà pourquoi le choix pertinent et judicieux d'une méthode explicite, empêcherait l'inversion de la matrice de rigidité. Les problèmes liés à la propagation des ondes de contraintes peuvent être plus efficaces en calcul dans Abaqus/Explicite que dans Abaqus/Standard.

I.3.2.2 Mesure des déformations

Nous pouvons mesurer la déformation comme un rapport d'étirement λ . Ce rapport est une adéquate des mesures de déformation pour certains problèmes. Dans les cas où le matériau est élastique le rapport λ peut avoir une valeur supérieure ou égale à 2, mais dans notre cas, nous avons des barres d'acier avec rapport d'étirement $\lambda=1,001$ en traction et $\lambda=0,999$ en compression (SIMULIA ABAQUS 6.13). C'est pour cela qu'il ne serait pas judicieux d'utiliser le rapport d'étirement λ dans notre cas. Ainsi, on définit la déformation comme fonction de λ . Lorsqu'il n'existe pas des contraintes dans le matériau la déformation est nulle sinon le rapport d'étirement $\lambda=1$. Dans le cas d'utilisation d'une jauge, la déformation est donc définie comme un rapport d'étirement sur la longueur initiale.

$$\varepsilon = f(\lambda) \quad (I-83)$$

On peut présenter la déformation ε par la série de Taylor pour le cas où il n'y a pas des contraintes:

$$\varepsilon = f(\lambda) + (\lambda - 1) \frac{df}{d\lambda} + \frac{1}{2!} (\lambda - 1)^2 \frac{d^2f}{d\lambda^2} + \dots \quad (I-84)$$

Si $\lambda = 1$, nous avons $f(1) = 0$, donc $\varepsilon = 0$ et $\frac{df}{d\lambda} = 1$ qui représente l'accroissement de longueur par unité de longueur.

Dans le logiciel Abaqus pour l'analyse géométrique non linéaire, il existe un grand nombre de mesures de déformations différentes. Par défaut, la sortie de déformation dans ABAQUS/Standard est la déformation totale « intégrée ». Il existe deux autres mesures de la déformation totale : la déformation logarithmique et la déformation nominale. La déformation logarithmique est la sortie par défaut dans ABAQUS/Explicite. La déformation totale « Total (integrated) strain » obtenue en intégrant numériquement le taux de déformation du matériau :

$$\varepsilon^{n+1} = \Delta R \cdot \varepsilon^n \cdot \Delta R^T + \Delta \varepsilon \quad (I-85)$$

où ε^{n+1} et ε^n sont respectivement les déformations dans l'incrément $n+1$ et n ;

ΔR est le tenseur de rotation incrémentielle ;

$\Delta \epsilon$ est la déformation incrémentale totale de l'incrément n à $n+1$.

L'équation précédente peut être simplifiée comme suit :

$$\epsilon^{n+1} = \epsilon^n + \Delta \epsilon \quad (I-86)$$

La déformation incrémentale est obtenue par intégration du taux de déformation \mathbf{D} sur l'incrément de temps:

$$\Delta \epsilon = \int_{t^n}^{t^{n+1}} \mathbf{D} dt \quad (I-87)$$

Dans les analyses par éléments finis il y a beaucoup des approximations et simplifications.

- La notion de "Grande déformation" est associée avec le comportement non-linéaire des matériaux c'est-à-dire que la relation force-déformation est non-linéaire. Le traitement par éléments finis utilise deux approches - non-linéaire Explicite et non-linéaire Implicite. L'analyse non-linéaire Explicite est avec intégration directe et il est préférable pour résoudre des problèmes quasi-statique et pour étudier l'instabilité comme le flambement. L'analyse non-linéaire Implicite utilise une approche incrémentielle en chargement et en déplacement et traite des problèmes statiques et quasi-statiques avec la non-linéarité des matériaux. Pour les deux types d'analyse, la matrice de masse et la matrice de rigidité doivent être actualisées à chaque incrément et cela nécessite d'inclure l'option NLGEOM dans le logiciel. Les grandes déformations peuvent produire de grands déplacements, sinon, l'option NLGEOM va tenir compte quand même de la non-linéarité de matériau.
- La notion de "Grand déplacement" est associée à la non-linéarité géométrique. Les grands déplacements peuvent produire de grandes déformations. S'ils ne produisent pas des grandes déformations dans la plupart des cas on peut utiliser les formulations linéaires, mais en utilisant l'approche incrémentale en chargement et avec matrice améliorée en conséquence. Donc lorsque l'option **NLGEOM** est activée on peut tenir en compte de la non-linéarité géométrique associée à des grands déplacements.

I.3.3 Conclusion

En conclusion s'il nous faut inclure les changements de géométries lors de l'analyse de manière à prendre en compte les effets de raidissement, on doit activer l'option **NLGEOM**. Lorsque cette option est active, le logiciel nous donne des déformations logarithmiques

- Les déformations logarithmiques sont très souvent utilisées dans le domaine de plasticité métallique (SIMULIA ABAQUS 6.13):

$$\boldsymbol{\varepsilon}^L = \ln V = \sum_{i=1}^3 \ln \lambda_i \mathbf{n}_i \mathbf{n}_i^T \quad (\text{I-88})$$

$V = \sqrt{\mathbf{F} \cdot \mathbf{F}^t}$ - tenseur d'étirement gauche

λ_i - étirements principaux

\mathbf{n}_i - directions principales d'étirement dans la configuration actuelle

Selon (MARTÍNEZ, et al., 2016) l'équation (V-16) peut être représentée aussi par :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \int_{L_0}^L \frac{dL}{L} = \ln \left(\frac{L}{L_0} \right) = \ln(1 + \boldsymbol{\varepsilon}^{nom}) \quad (\text{I-89})$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{nom} = \frac{L - L_0}{L_0} \quad (\text{I-90})$$

- L - Longueur actuelle de la jauge
- L_0 - Longueur initiale de la jauge
- $\boldsymbol{\varepsilon}^{nom}$ - Déformation nominale

I.3.4 Modèles des matériaux utilisés

Dans les poteaux il y a des armatures longitudinales et transversales. Les armatures transversales sont aussi appelées des cadres. Ils empêchent l'expansion transversale du béton (l'effet Poisson). Ils servent aussi à empêcher le flambement des armatures longitudinales. On suppose que les barres d'armatures longitudinales ont des déformations inélastiques, mais que les armatures transversales et les bielles inclinées du béton restent en régime élastique. Le béton confiné peut avoir des déformations supérieures à celles du béton non armé. Cette hypothèse est très importante, parce que les effondrements des poteaux sont gouvernés par les ruptures des cadres. Raison pour laquelle, l'Eurocode 2 (EN1992-1, 1992) et l'Eurocode 8 (EN1998-1, 1998) donnent une attention particulière aux armatures transversales.

I.3.4.1 Béton

I.3.4.1.1 Compression

Le comportement uniaxial du béton est obtenu par des essais expérimentaux sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le comportement uniaxial non-linéaire du béton en compression est présenté sur la Figure I-38.

On distingue sur la courbe force-déformation du béton en compression trois parties :

- La première partie est linéaire élastique. Le comportement du béton est presque élastique entre 30 et 60% de la résistance à la compression f_c . Les déformations à ce niveau sont réversibles et il apparait des fissures locales mais qui ne se propagent pas.

- La deuxième partie est non-linéaire plastique où on peut observer l'effet d'écroutissage ce qui est typique pour cette zone. Lorsqu'on dépasse la limite élastique les déformations ne sont plus réversibles et la courbe force-déformation change la pente. Le comportement du béton est non-linéaire jusqu'au pic de la contrainte appliquée. Les fissures continuent de se propager de façon lente en fonction de la charge appliquée. Dans cette phase, les fissures produisent une augmentation du volume et un accroissement latéral associé dû à l'effet du Poisson.
- La troisième partie est après le pic où la chute des contraintes commence. L'accroissement latéral augmente considérablement avec la croissance des fissures. L'énergie libérée lors de l'accroissement des fissures est plus grande que celle nécessaire pour la propagation des fissures. La rigidité de l'éprouvette se réduit et la courbe décroît. Le contour de la courbe force-déformation dépend de la résistance du béton. Les bétons avec haute résistance ont une courbe décroissante avec une pente plus raide et une rupture fragile.

À partir des résultats expérimentaux simples, résistance à la compression et le module d'Young, on peut utiliser des modèles analytiques permettant de déterminer les paramètres nécessaires pour une étude par éléments finis, pour définir la courbe complète du comportement du béton.

DESAYI & KRISHNAN, 1964 ont proposé une équation simplifiée décrivant la partie croissante et décroissante de la courbe force-déformation :

$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2} \quad (\text{I-91})$$

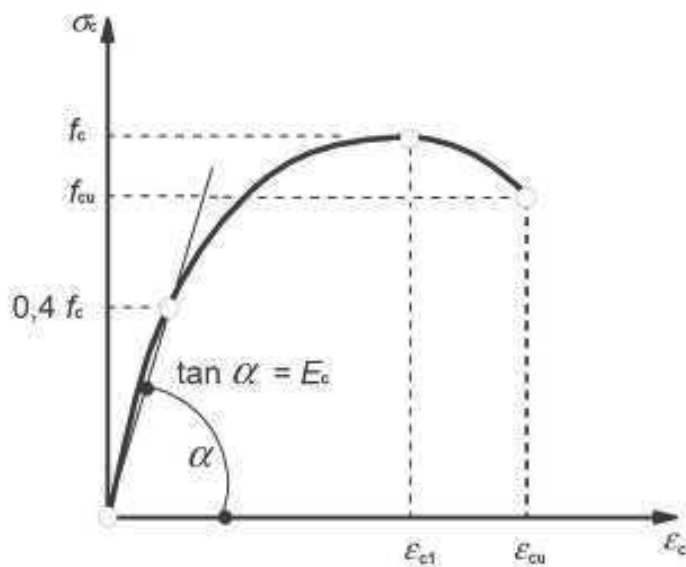


Figure I-38 : Courbe contrainte – déformation en compression uniaxiale du béton

L'équation conventionnelle est acceptée par le « Comité Européen du Béton » (CEB-FIB), reconnue comme « Madrid parabola ». C'est une équation parabolique, qui permet de définir la courbe contrainte-déformation, lorsque la structure est soumise à une sollicitation uniaxiale en compression.

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) \right] \quad (I-92)$$

Une vaste recherche sur les propriétés mécaniques du béton est effectuée par (KMIECIK, et al., 2011). Ils mentionnent que la fonction de « Madrid parabola » n'est pas suffisamment flexible pour décrire correctement les performances du béton. Pour assurer une valeur plus précise de f_c , ils sous estiment la valeur de E_c .

Selon EC2 (EN1992-1, 1992), la zone élastique commence de zéro jusqu'au $0.4f_c$. Ensuite, la contrainte de compression σ_c pour la partie d'écrouissage et pour la partie d'adoucissement, est définie en fonction de la déformation ε_c en utilisant la résistance en compression du béton f_c . Cette fonction est exprimée par :

$$\sigma_c = f_c \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (I-93)$$

Où $k = 1,1 E_c \varepsilon_c / f_c$ et $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

(EN1992-1, 1992) donne une équation pour la déformation ε_{c1} au pic de la contrainte :

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 f_c 0,31 \quad (I-94)$$

La constante pour la déformation relative ultime du béton en compression $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ peut être utilisée pour une résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jour $f_{ck} < 55\text{MPa}$, donc pour $f_{ck} \geq 55\text{MPa}$ la déformation relative ultime du béton est remplacée par:

$$\varepsilon_{cu} = 2,8 + 27 \left[\frac{98 - f_c}{100} \right]^4 \quad (I-95)$$

La partie décroissante de la courbe contrainte-déformation pour $f_{ck} > 50\text{MPa}$ est formulée par:

$$\sigma_c = \frac{f_c}{\left[1 + \left\{ \frac{(\eta_1 - 1)}{\eta_2} - 1 \right\}^2 \right]} \quad (I-96)$$

Où $\eta_1 = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ et $\eta_2 = (\varepsilon_c + \varepsilon_{c0}) / \varepsilon_{c1}$ sont les paramètres pour un béton à haute résistance. La résistance en compression du béton est estimée par $f_c = f_{ck} + 8$.

PAVLOVIC, et al., 2013 considèrent que la courbe de plasticité du béton décrit en (EN1992-1-1, 1992), est seulement définie jusqu'à la déformation nominale ultime $\varepsilon_{cul} = 0,0035$; qui peut être considérée comme une surestimation irréaliste de la résistance à l'écrasement du béton. Voilà pourquoi ils ont prolongé la courbe contrainte-déformation présentée sur la Figure I-39.

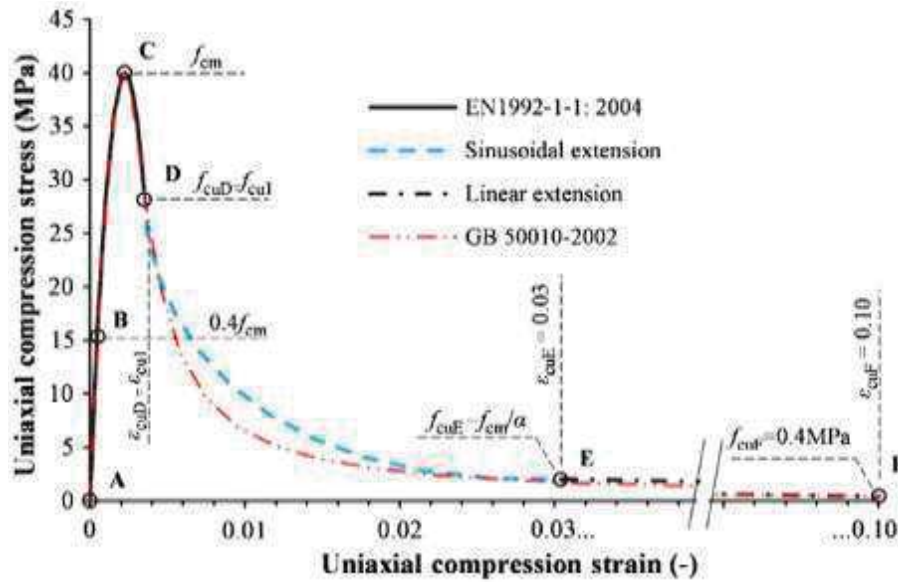


Figure I-39 courbe contrainte-déformation uniaxiale en compression du béton

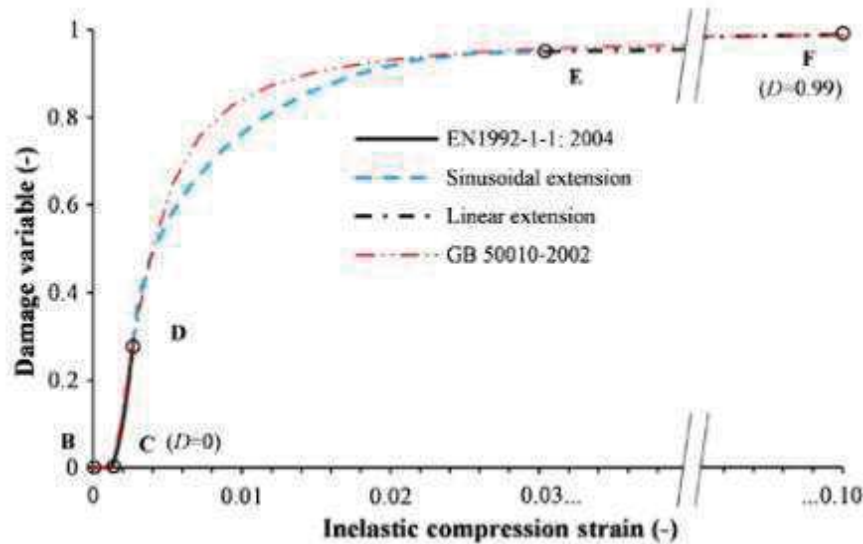


Figure I-40 : Paramètre d'endommagement en compression du béton

L'extension de la courbe est divisée en deux parties. La première partie, entre les points D-E, est déterminée par l'équation I-96. La deuxième partie entre les points E-F est linéaire.

$$\sigma_c = f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\sin(\mu^{\alpha_{tD}} \cdot \alpha_{tE} \pi / 2)}{\beta \cdot \sin(\alpha_{tE} \pi / 2)} + \frac{\mu}{2} \right], \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cuE} \quad (I-97)$$

Où $\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD}) / (\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD})$ est la déformation relative entre les points C-D et $\beta = f_{cm} / f_{cu1}$. Le point D est défini par $\varepsilon_{cuD} = \varepsilon_{cu1}$ et $f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c \varepsilon_{cu1}$. Le point E est la fin de la partie 1 descendante avec déformation ε_{cuE} avec résistance réduite f_{cuE} par le facteur $\alpha = f_{cm} / f_{cuE}$. La résistance résiduelle finale du béton est $f_{cuF} = 0,4 MPa$. Le facteur de réduction $\alpha = 20$ et la déformation $\varepsilon_{cuE} = 0,03$ sont calibrés à partir d'une étude expérimentale. Les facteurs $\alpha_{tD} = 0,5$ et $\alpha_{tE} = 1,0$ représentent les angles tangentiels de la partie E-D entre les points D et E, sont choisis de manière à lisser la courbe contrainte-déformation.

Courbe de code chinois (GB50010-2002, 2002) permet de définir la résistance uniaxiale du béton dans les conditions de grandes déformations. Les parties croissante et décroissante de la courbe force-déformation sont décrites par deux différents paramètres liés à la résistance des matériaux et ils varient entre 0,4 et 2,0. Suivant le code chinois (GB50010-2002, 2002) la courbe contrainte-déformation uniaxiale du béton est formulée par l'équation suivant :

$$\begin{cases} \sigma_c = f_c [\alpha_a \eta + (3 - 2\alpha_a) \eta^2 + (\alpha_a - 2) \eta^3], & \eta \leq 1 \\ \sigma_c = \frac{f_c \eta}{[\alpha_d (\eta - 1)^2 + \eta]}, & \eta > 1 \end{cases} \quad (I-98)$$

Où $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$, tandis que α_a et α_d représentent les paramètres d'adoucissements croissant et décroissant et ils dépendent de la résistance du béton f_c :

$$\alpha_a = 0,0475 f_c \quad (I-99)$$

$$\alpha_d = 0,0485 f_c \quad (I-100)$$

(WANG. T., et al., 2001) proposent deux équations décrivant les parties croissante et décroissante de la courbe contrainte-déformation du béton et exprimées en termes de résistance à la compression du béton f_c . Pour la déformation relative en compression du béton au pic de contrainte f_c , ils considèrent $\varepsilon_{cu1} = 0,002$. Un coefficient d'adoucissement ζ est introduit qui est fonction du rapport de renforcement dans les deux directions x et y. Ce coefficient représente la réduction des contraintes en compression à l'effet de la localisation des barres d'armature dans la zone comprimée. Lorsqu'on ne considère pas de renforcement $\zeta = 1,0$. Pour éviter des problèmes numériques (WANG. T., et al., 2001) considèrent une valeur minimale de $0,2 \zeta f_c$ de contraintes en compression dans la partie décroissante de la courbe contrainte-déformation.

$$\begin{cases} \sigma_c = \zeta f_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} \right)^2 \right], & \text{si } \frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} \leq 1 \\ \sigma_c = \zeta f_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} \right)^2 \right], & \text{si } \frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} > 1 \end{cases} \quad (\text{I-101})$$

(EN1992-1, 1992) considère que la limite élastique du béton égale $0,4f_c$. (MAJEWSKI, 2003) montre que la limite élastique augmente avec la résistance uniaxiale en compression. Il considère que cette limite peut être exprimée par un facteur, ce dernier est calculé comme un pourcentage de la contrainte de la résistance du béton suivant l'équation suivante :

$$e_{lim} = 1 - \exp\left(-\frac{f_c}{80}\right) \quad (\text{I-102})$$

Par conséquence, il a adapté la relation contrainte-déformation en considérant les contraintes initiales ($\sigma_c \leq e_{lim}f_c$). Au-delà de cette limite, les parties d'écrouissage et d'adoucissement sont décrites par des relations non linéaires, qui dépendent de différents paramètres incluant la limite élastique :

$$\begin{cases} \sigma_c = E_c, & \text{si } \sigma_c \leq e_{lim}f_c \\ \sigma_c = f_c \frac{(e_{lim} - 2)^2}{4(e_{lim} - 1)} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 - \frac{(e_{lim} - 2)^2}{2(e_{lim} - 1)} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) + f_c \frac{e_{lim}^2}{4(e_{lim} - 1)}, & \text{si } \sigma_c > e_{lim}f_c \end{cases} \quad (\text{I-103})$$

Sur la base d'études expérimentales (MAJEWSKI, 2003) propose les équations suivantes pour ε_{c1} et ε_{cu} :

$$\begin{cases} \varepsilon_{cu} = 0,004 - 0,0011[1 - \exp(-0,0215f_c)] \\ \varepsilon_{c1} = 0,0014[2 - \exp(-0,024f_c) - \exp(-0,140f_c)] \end{cases} \quad (\text{I-104})$$

(KRATZIG, et al., 2004) considèrent, que le comportement uniaxial en compression du béton peut être divisé en trois parties. Ils supposent que la contrainte initiale est égale à un tiers de la résistance en compression f_c , d'où la condition initiale :

$$\alpha_c(q_c^* = 0) = f_{cy} = \frac{1}{3}f_c \quad (\text{I-105})$$

Ainsi, trois formulations ont été dérivées et exprimées comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_c = E_c \varepsilon_c, & \text{si } \sigma_c \leq \frac{f_c}{3} \\ \sigma_c = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_c} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \frac{\left(E_{ci} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c} - 2 \right) \varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} f_c, & \text{si } \frac{f_c}{3} < \sigma_c \leq f_c \\ \sigma_c = \left(\frac{2 + \gamma_c f_c \varepsilon_{c1}}{2 f_c} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\gamma_c \varepsilon_c^2}{2 \varepsilon_{c1}} \right)^{-1}, & \text{si } \sigma_c > f_c \end{array} \right. \quad (\text{I-106})$$

Dans la partie d'écrouissage le module E_{ci} est utilisé pour garantir, que la courbe contrainte-déformation va passer par le point $(\varepsilon_{cy}, f_{cy})$, où ε_{cy} est la déformation au point d'ordonnée $f_c/3$. Ce module est défini comme le Module d'élasticité sécant.

$$E_{ci} = \frac{1}{2E_c} \left(\frac{f_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 - \frac{f_c}{\varepsilon_{c1}} + \frac{3}{2} E_c \quad (\text{I-107})$$

Dans la partie d'écrouissage, la fonction γ_c permet de tenir compte de la partie descendant de la pièce sur la géométrie de l'éprouvette. Cela assure l'indépendance de solution par rapport au maillage, parce que γ_c contrôle la surface de la courbe contrainte-déformation. Cette fonction dépend de l'énergie de fissuration localisée G_{cl} et longueur caractéristique l_c . La longueur caractéristique, dépend de la taille du maillage, du type d'élément fini et de la direction de la fissure.

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_c \varepsilon_{c1}}{2 \left[\frac{G_{cl}}{l_c} - \frac{1}{2} f_c \left(\varepsilon_{c1} (1 - b_c) + b_c \frac{f_c}{E_c} \right) \right]^2} \quad (\text{I-108})$$

Où b_c est un facteur constant supposé égal au rapport de la déformation plastique à la déformation inélastique ($\varepsilon_c^{pl} = b_c \varepsilon_c^{in}$) avec $0 < b_c \leq 1$.

I.3.4.1.2 Traction

(WANG. T., et al., 2001) distinguent sur la courbe contrainte-déformation en traction deux parties. La première partie décrit un comportement élastique, alors que la deuxième partie indique l'adoucissement donné en termes de résistance de fissuration du béton f_{cr} et la déformation du béton fissuré ε_{cr} .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_t = E_c \varepsilon_c & \text{si } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr} \\ \sigma_t = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_1} \right)^{0,4} & \text{si } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr} \end{array} \right. \quad (\text{I-109})$$

où E_c est le module d'Young du béton et f_{cr} est la contrainte de fissuration.

La courbe contrainte-déformation uniaxiale en traction du code chinois (**GB50010-2002**) est aussi divisée en deux parties. Une fois que la contrainte de traction atteint f_t et que les

contraintes augmentent, la réponse du béton devient non linéaire et la courbe contrainte-déformation de l'adoucissement recommandée est donnée en termes de déformation de fissuration ε_{cr} par l'équation suivante :

$$\sigma_t = f_t \frac{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cr}}\right)}{\alpha_t \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cr}}\right)^{1.7} + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cr}}} \quad (I-110)$$

où α_t est un coefficient dans la partie d'adoucissement de la courbe force-déformation en traction du béton et peut être déterminé par :

$$\alpha_t = 0,312 f_t \quad (I-111)$$

(KRATZIG, et al., 2004) considèrent, que le comportement du béton en traction est linéaire jusqu'à f_t et qu'à partir de la déformation ε_{cr} les fissures commencent à se propager quand les contraintes dépassent f_t . Par la suite, une courbe exponentielle descendante a été adoptée pour représenter le comportement de l'adoucissement du béton en traction après la propagation de fissures. Leur relation contrainte-déformation en traction après la fissuration peut être exprimée comme suit :

$$\sigma_t = f_t e^{(\varepsilon_{cr} - \varepsilon_t)/\gamma_t} \quad (I-112)$$

Dans l'équation ci-dessus γ_t est le paramètre qui contrôle la surface de la courbe contrainte-déformation et dépend de l'énergie de fissuration G_f et la longueur caractéristique l_t :

$$\gamma_t = \varepsilon'_{cr} - \frac{\varepsilon_{cr}}{2} \quad (I-113)$$

où ε'_{cr} est la déformation au-delà de laquelle les fissures se propagent et on peut l'estimer par l'expression suivante :

$$\varepsilon'_{cr} = \frac{G_f}{l_t f_t} \quad (I-114)$$

Pour définir le comportement uniaxiale en traction du béton, l'approche de balance d'énergie peut être aussi utilisée. Cette approche montre un accord raisonnable avec les résultats d'essai de traction selon (HILLERBORG, et al., 1976). Ils supposent, que la réponse du béton sous tension est linéaire jusqu'à ce que la surface de rupture soit atteinte et qu'une pente d'adoucissement linéaire au-delà de la fissuration est adoptée. Par conséquent, le comportement du béton après la fissuration est gouverné par le critère d'énergie de rupture équivalent qui est basé sur la quantité d'énergie absorbée par le processus de formation d'une région unitaire de surface de fissure. Les fissures apparaissent dans des plans perpendiculaires à la direction de la contrainte de traction maximale lorsque la résistance maximale à la traction du béton est atteinte, elles présentent une forme très irrégulière en suivant le chemin le plus faible du

matériau. Dans le modèle de (HILLERBORG, et al., 1976), l'énergie de fissuration G_f est considérée comme caractéristique du matériau et elle est représentée par la surface sous la relation contrainte-fissure d'ouverture :

$$G_f = \int \sigma dw \quad (I-115)$$

De nos jours, ce modèle est présenté dans la plupart des codes d'éléments finis et est utilisé pour garantir l'indépendance des mailles car la quantité d'énergie absorbée n'est pas très sensible à la taille des mailles. Cela permet d'effectuer une analyse par éléments finis avec un maillage plutôt grossier et de traiter des problèmes complexes avec un coût de calcul limité.

L'équation pour une charge uniaxiale en traction le plus simplifié est proposé par (HORDIJK, 1992). Il a basé son équation sur le principe proposé par (HILLERBORG, et al., 1976), qui tient en compte la géométrie de la structure. La relation contrainte-déformation en traction correspondante comprend une partie linéaire jusqu'à la résistance en traction f_t et une partie descendante non linéaire qui est dérivée de la relation suivante :

$$\sigma_t = f_t \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (I-116)$$

(HORDIJK, 1992) a utilisé des données de la littérature pour déterminer les variables inconnues sur la relation contrainte-fissure. Les meilleures valeurs obtenues sont pour $c_1 = 3$, $c_2 = 6.93$ et $w_c = 160\mu m$ (ouverture de fissure critique). L'énergie de fissuration donnée par (HORDIJK, 1992) peut être calculée par l'équation suivante :

$$G_f = f_t w_c \left[\frac{1}{c_2} \left\{ 1 + 6 \left(\frac{c_1}{c_2} \right)^3 \right\} - \left\{ \frac{1}{c_2} + c_1^3 \left(\frac{1}{c_2} + \frac{3}{c_2^2} + \frac{6}{c_2^3} + \frac{6}{c_2^4} \right) + \frac{1}{2} (1 + c_1^3) \right\} \exp(-c_2) \right] \quad (I-117)$$

En remplacement de c_1 et c_2 par les valeurs mentionnées précédemment, l'énergie de fissuration peut être estimée par :

$$G_f = 0,195 w_c f_t \quad (I-118)$$

Le modèle de (CEB-FIP, 2010) propose une relation entre l'énergie de fissuration et la résistance en compression du béton. L'énergie de fissuration G_f est calculée en termes de Mode I de rupture (en N/mm) incluant le coefficient α_f , qui dépend de la taille du gravillon d_{max} .

$$G_f = \alpha_f \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0,7} \quad (I-119)$$

Avec f_c représentant la résistance à la compression du béton en MPa et

$\alpha_f = (1,25 d_{max} + 10) \cdot 10^{-3}$, où $2 < d_{max} < 32 mm$.

Sur la base de nombreux résultats expérimentaux, (BAZANT, et al., 1983) ont proposé une équation de l'énergie de rupture du béton en fonction du module d'Young E_c , de la résistance en traction f_t et de la taille de gravillon d_{max} .

$$G_f = \frac{((0,3044f_t + 2,72)f_t^2 d_{\max})}{E_c} \quad (I-120)$$

Dans le logiciel Abaqus il existe trois modèles décrivant le comportement mécanique du béton : CDP (*Concrete Damaged Plasticity*), SCM (*Smeared Cracking model*) et BCM (*Brittle Cracking Model*) (SIMULIA ABAQUS 6.13).

Cependant, notons que le modèle «*Smeared Crack Concrete*» permet aussi de modéliser évidemment le béton et autres matériaux dans tous types de structures. Par exemple ce modèle peut être utilisé pour modéliser l'acier dans le béton armé. Il est développé pour des modèles dans lesquelles le béton est soumis à une contrainte essentiellement monotone à faible pression de confinement. Il se compose d'une surface de rendement de durcissement isotrope qui est active lorsque la résistance est principalement compressive et une "surface de détection de fissure" indépendante qui détermine si c'est un point rupture par fissuration. Dans ce cas, il utilise les concepts d'élasticité endommagés orientés (craquage imprégné) pour décrire la partie réversible de la réponse des matériaux après une panne de craquage d'où une orientation locale requise. Ce modèle est disponible seulement dans ABAQUS/Standard.

Le modèle «*Brittle crack concrete*» permet de modéliser le béton et d'autres matériaux de tous les types de structures également. Mais Il permet de modéliser des matériaux comme les céramiques ou les roches fragiles. Ce modèle est développé pour les matériaux dont le comportement est dominé par des fissures à la traction. Dans ce modèle, on suppose que le comportement en compression est toujours élastique linéaire.

Le modèle le plus convenable pour notre cas est le CDP (*Concrete Damaged Plasticity*), parce qu'il permet de modéliser le béton en tenant compte de l'endommagement continu et de la plasticité du béton. Il suppose que les deux principaux mécanismes de rupture sont la fissuration par traction et l'écrasement par compression du matériau en béton. Deux variables d'écrouissage, déformation plastique équivalente en traction et la déformation plastique équivalente en compression, permettent de contrôler l'évolution de la surface d'élasticité ou de rupture pour représenter le comportement inélastique du béton. Le modèle suppose que la réponse uniaxiale en traction et en compression du béton est caractérisée par une plasticité endommagée. Il permet de reproduire les déformations irréversibles.

Le model CDP est le fruit des travaux de (LUBLINER, et al., 1989) pour une charge monotone et modifiés par (LEE, et al., 1998) pour étudier les cas de chargement dynamiques et cycliques. La loi constitutive est comme la suit :

$$\sigma = (1 - d)E_0(\varepsilon - \varepsilon^{\bar{p}l}) \quad (I-121)$$

ε – déformation plastique

$\widetilde{\varepsilon}^{pl}$ – déformation équivalente plastique

d – variable scalaire d'endommagement

E_0 - rigidité élastique initiale du béton non endommagé

Pour représenter le comportement inélastique du béton le model CDP, on utilise une approche isotrope pour la plasticité et pour l'endommagement. Le processus de fissuration, de rupture ou de dégradation de la rigidité élastique se produisent lorsque la structure est soumise sous traction ou bien en compression. Pour décrire les dégradations de la rigidité en traction ou en compression deux variables scalaires sont introduites respectivement par d_t et d_c . Ces variables décrivent l'évolution du module d'Young lorsque la loi de Hooke n'est plus valable (après la limite élastique) et prennent des valeurs de zéro (lors que le matériau est non endommagé) à 1 (lorsque le matériau est totalement endommagé). Les comportements en compression uniaxiale et en traction uniaxiale sont représentés sur la **Figure I-41**.

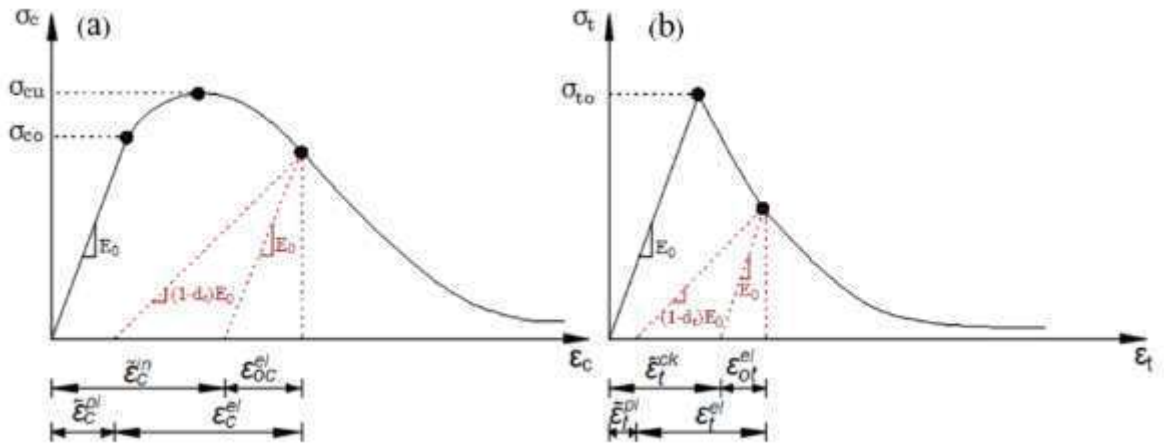


Figure I-41 : Comportements en compression (a) et en traction (b) uniaxiales

Les comportements en traction et en compression uniaxiales sont définis par la relation contrainte en fonction des déformations inélastiques $\widetilde{\varepsilon}_t^{ck}$ et $\widetilde{\varepsilon}_c^{in}$ respectivement en traction et en compression. Selon (SIMULIA ABAQUS 6.13) on peut les calculer par les équations suivantes:

$$\widetilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (I-122)$$

$$\widetilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (I-123)$$

Le logiciel automatiquement convertit les déformations de fissures en déformations plastiques par les relations suivantes :

$$\widetilde{\varepsilon}_c^{pl} = \widetilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c \sigma_c}{(1 - d_c) E_0} \quad (I-124)$$

$$\widetilde{\varepsilon}_t^{pl} = \widetilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t \sigma_t}{(1 - d_t) E_0} \quad (I-125)$$

I.3.4.1.3 Critère de Plasticité et fonction d'écrouissage

L'évolution de la surface d'écrouissage est gouvernée par les variables de durcissement $\widetilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\widetilde{\varepsilon}_c^{pl}$. Les contraintes effectives prennent donc la forme suivante :

$$\mathbf{F} = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\widetilde{\varepsilon}^{pl})\langle\widehat{\sigma}_{\max}\rangle - \gamma\langle-\widehat{\sigma}_{\max}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\widetilde{\varepsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (I-126)$$

Avec : $0 \leq \alpha \leq 0,5$

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1} \quad (I-127)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\widetilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\widetilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (I-128)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (I-129)$$

$\widehat{\sigma}_{\max}$: contrainte principale maximale effective

σ_{b0}/σ_{c0} : rapport entre la résistance initiale biaxiale en compression et la résistance initiale en compression du béton, fixé par défaut à 1,16 par (SIMULIA ABAQUS 6.13).

$\bar{p} = -\frac{1}{3} \text{trace}(\bar{\sigma})$: la contrainte de pression hydrostatique

$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{1-d_c}$: la contrainte de cohésion effective en compression

$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{1-d_c}$: la contrainte de cohésion effective en traction

$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}(\bar{S}:\bar{S})}$: la contrainte équivalente effective de Von Mises

$\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}\mathbf{I}$: le déviateur de contraintes effectives.

K_c - est le rapport du deuxième invariant de contrainte sur le méridien de traction $q_{(TM)}$ et celui sur le méridien compressif $q_{(CM)}$ au écrouissage initial pour toute valeur donnée de l'invariant de pression \bar{p} lorsque la contrainte principale maximale effective est négative $\widehat{\sigma}_{\max} < 0$. Il doit satisfaire la condition $0,5 < K_c < 1$. La valeur par défaut est $K_c = 2/3$ – **Figure I-42.**

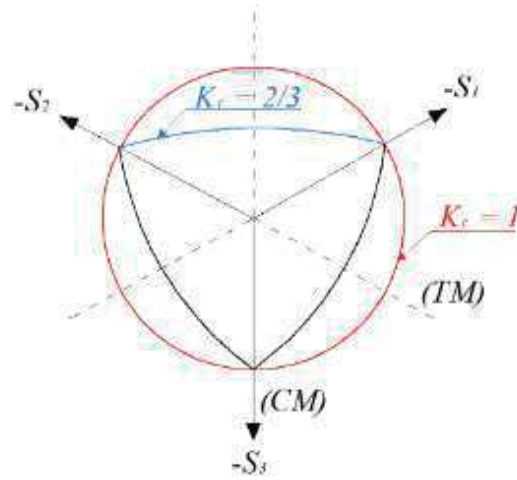


Figure I-42 : Plan déviatorique correspondant à différentes valeurs de K_c

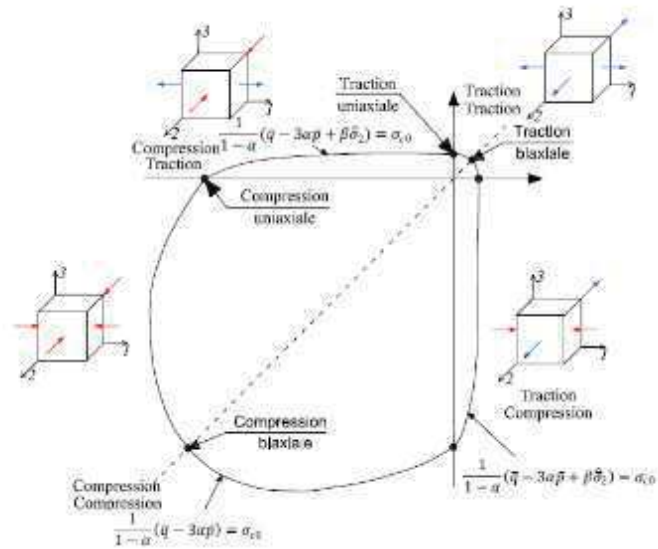


Figure I-43 : La forme de la surface de chargement à la rupture.

I.3.4.1.4 Règle d'écoulement

On suppose un écoulement plastique potentiel non associé. Le potentiel d'écoulement G est la fonction hyperbolique de Drucker-Prager.

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan(\psi))^2 + q^{-2}} - \bar{p} \tan(\psi) \quad (I-130)$$

$\psi(\theta, f_i)$: angle de dilatation mesuré dans le plan $\mathbf{p-q}$ dans une pression confinée

$\sigma_{t0}(\theta, f_i) = \sigma_t|_{\dot{\epsilon}_t^{pl}=0, \dot{\epsilon}_t^{pl}=0}$: contrainte de traction uniaxiale à la rupture, spécifiée par l'utilisateur

$\epsilon(\theta, f_i)$ – paramètre nommé excentricité, qui permet d'ajuster la forme de la fonction potentielle. La valeur par défaut est $\epsilon = 0,1$. Cette valeur suppose que le matériau au même

angle de dilatation sur une large gamme de valeurs de contraintes, produit par la pression de confinement **Figure I-44**.

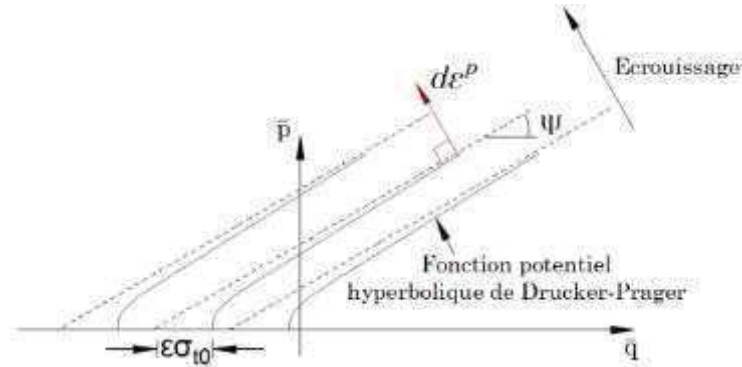


Figure I-44 : Illutation de l'angle de dilatation et l'excentricité

I.3.4.1.5 Identification des paramètres d'endommagement

Plusieurs chercheurs ont travaillé sur identification des paramètres d'endommagement (CARREIRA, et al., 1985), (TAO, et al., 2015), (KAMIŃSKA, et al., 2017), (GRASSL, et al.), (SÜMER, et al., 2015), (JANKOWIAK, et al., 2005) (ALFARAH, et al., 2017), (MAZARS, 1984) etc. Trois différentes approches sont utilisées dans notre simulation et les résultats sont présentées plus loin dans ce document. Le modèle qui convient le plus est celui de (ALFARAH, et al., 2017), mais avec une modification apportée.

I.3.4.1.6 Les essais uniaxiaux sur le béton

I.3.4.1.6.1 Compression

La courbe force-déformation est divisée en trois parties **Figure I-45**

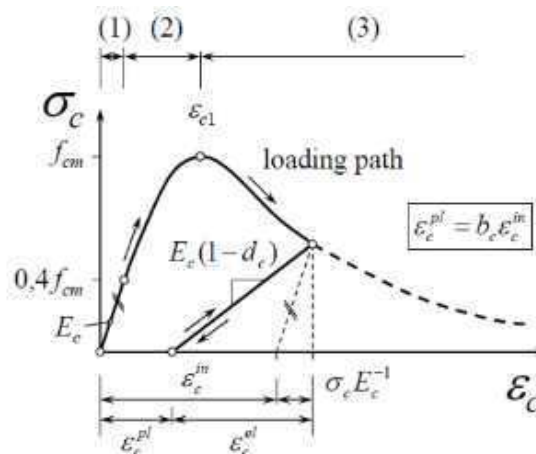


Figure I-45 : Courbe force-déformation en compression

La première partie est linéaire $\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c$ jusqu'au $0,4f_{cm}$. La deuxième, ascendante, est définie par $0,4f_{cm} < \sigma_{c(2)} < f_{cm}$ selon CEB-FIP 2010 :

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} f_{cm} \quad (I-131)$$

Avec

$E_{ci} = 10000 \cdot f_{cm}^{1/3}$: module de déformation du béton pour une contrainte nulle

$E_0 = E_{ci}(0,8 + 0,2f_{cm}/88)$: module sécant qui correspond à $0,4f_{cm}$

La troisième partie descendante est donnée par :

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2 \varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (I-132)$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1 - b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (I-133)$$

$$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (I-134)$$

Avec:

G_{ch} - énergie de fissuration

l_{eq} - longueur caractéristique, qui dépend de la taille du maillage, du type d'éléments finis et de la direction de la fissure.

On suppose une valeur initiale pour $b=0,9$; mais la valeur réelle on va obtenir de manière itérative jusqu'à la convergence.

I.3.4.1.6.2 Traction

La relation contrainte-déformation en traction consiste deux parties. La première partie est ascendant linéairement jusqu'à f_{ct} . La deuxième partie nonlinéairement descendante est donnée par la relation contrainte-longueur de fissure (CEB-FIP, 2010).

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (I-135)$$

Dans cette équation w_c représente l'ouverture de fissure critique, mais on peut le considérer aussi comme l'ouverture de fissure de rupture. (HORDIJK, 1992) propose l'équation ci-dessous qui fait liaison avec la résistance à la traction f_{tm} et l'énergie de rupture G_f .

$$w_c = \frac{5,14 G_f}{f_{tm}} \quad (I-136)$$

Selon (CEB-FIP, 2010)

$$G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18} \quad (I-137)$$

c_1 et c_2 sont des coefficients définis par (ALFARAH, et al., 2017) selon (HORDIJK, 1992).

L'analyse de l'influence des différents coefficients dans les sections précédentes permet de retenir la méthode décrite par (CEB-FIP, 2010).

Les critères d'endommagement sont donnés par :

$$\alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \sqrt{\frac{J_3}{f_{cm}}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 \quad (I-138)$$

Où

$$\lambda = c_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \arccos(c_2 \cdot \cos 3\theta) \right] \text{ et } \cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{\frac{3}{2}}}$$

Les invariantes de tenseur d'effort (I_1) et les déviateurs d'effort (J_2 et J_3) peuvent être calculé comme suit :

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (I-139)$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (I-140)$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m) \cdot (\sigma_2 - \sigma_m) \cdot (\sigma_3 - \sigma_m) \quad (I-141)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (I-142)$$

Les coefficients α , β , c_1 et c_2 sont des paramètres de matériau qui dépend des résistances uniaxiales f_{cm} , f_{ctm} , et biaxiale f_{c2m} et de la résistance en compression triaxiale dans un point du méridien ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) décrite par σ_{com} et τ_{com} qui peuvent se calculer par:

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \quad (I-143)$$

$$F_{2c} = \frac{f_{c2m}}{f_{cm}} \quad (I-144)$$

$$x = \frac{\sigma_{com}}{f_{cm}} \quad (I-145)$$

$$y = \frac{\tau_{com}}{f_{cm}} \quad (I-146)$$

$$h = -\frac{\sqrt{2} \cdot x + y}{\frac{y}{\sqrt{2}} - \frac{1}{3}} \quad (I-147)$$

$$\alpha = \frac{h.\beta - \sqrt{2}}{y} \quad \beta = \frac{\sqrt{2} - \frac{3.y}{k.f_{2c}}}{h - \frac{9.y}{f_{2c} - k}} \quad (\text{I-148})$$

$$\lambda_c = \lambda(\theta = 60^\circ) = \left(1 - \frac{h}{3.y}\right) \cdot \sqrt{3}.\beta + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}.y} \quad (\text{I-149})$$

$$\lambda_t = \lambda(\theta = 0^\circ) = \left(2.\sqrt{3} - \frac{f_{2c}.h}{\sqrt{3}.y}\right)\beta + \frac{\sqrt{3}}{f_{2c}} + \frac{\sqrt{2}.f_{2c}}{\sqrt{3}.y} \quad (\text{I-150})$$

$$f_{c2c} = \left(1.2 - \frac{f_c}{1000}\right) \cdot f_c \quad (\text{I-151})$$

Où $f_c = f_{cm}$ pour $f_{c2c} = f_{c2m}$

$f_c = f_{ck}$ pour $f_{c2c} = f_{c2k}$

$$\tau_{com} = \left[185 - 180.\frac{f_{cm}}{100} + 260.\left(\frac{f_{cm}}{100}\right)^2 - 84.\left(\frac{f_{cm}}{100}\right)^3\right] \quad (\text{I-152})$$

pour $\frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2}$

$$c_1 = [2.\cos\theta - 1].\lambda_t + 4.[1 - \cos\theta].\lambda_c \quad (\text{I-153})$$

pour $\frac{\lambda_c}{\lambda_t} \geq \frac{1}{2}$

$$c_1 = \frac{\lambda_c}{\cos\left(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3}.\arccos(c_2)\right)} \quad (\text{I-154})$$

pour $\frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2}$

$$c_2 = 1 \quad (\text{I-155})$$

pour $\frac{\lambda_c}{\lambda_t} \geq \frac{1}{2}$

$$c_2 = \cos\left\{3.\arctan\left[\frac{(2.\frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1)}{\sqrt{3}}\right]\right\} \quad (\text{I-156})$$

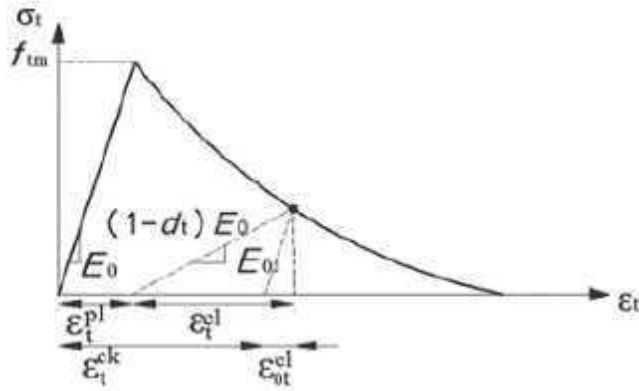


Figure I-46 : Courbe force-déformation en compression

I.3.4.2 Paramètres d'endommagement

Les paramètres d'endommagement sont donnés par les équations suivantes :

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c} [2(1 + a_c) \exp(-b_c \epsilon_c^{ch}) - a_c \exp(-2b_c \epsilon_c^{ch})] \quad (I-157)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t} [2(1 + a_t) \exp(-b_t \epsilon_t^{ck}) - a_t \exp(-2b_t \epsilon_t^{ck})] \quad (I-158)$$

Avec :

$$b_c = \frac{f_{c0} l_{eq}}{G_{ch}} \left(1 + \frac{a_c}{2}\right) = \frac{1.97(f_{ck} + 8)}{G_{ch}} l_{eq} \quad (I-159)$$

$$b_t = \frac{f_{t0} l_{eq}}{G_f} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right) = \frac{0.453 f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{G_f} l_{eq} \quad (I-160)$$

Avec $a_c = 7,873$; $a_t = 1$;

I.4 Conclusion

L'endommagement introduit dans le modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity) permet de simuler la dégradation de la rigidité élastique et la récupération de rigidité pendant l'ouverture et la fermeture des fissures lorsqu'on a un chargement dynamique ou cyclique. Il suppose que les mécanismes principaux de défaillance sont la fissuration en traction et écrasement en compression du matériau. Ce modèle permet de contrôler les effets de récupération de la rigidité pendant les inversions de charges cycliques. C'est la raison pour laquelle, ce modèle CDP est intéressant et adapté à notre cas de modélisation de l'assemblage poteau-console courte.

II. PARTIE 2: CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX ET MISE AU POINT DU CORPS D'ÉPREUVE

II.1 Introduction

L'interprétation des résultats des tests du corps d'épreuve nécessite une connaissance précise des propriétés mécaniques des différents constituants, notamment: le béton, l'acier d'armature, l'adhésif et les matériaux composites en fibres de carbone. Le comportement du béton est complexe et justifie en partie une attention particulière dans la fabrication de ce matériau jusqu'à sa caractérisation mécanique. Le corps d'épreuve *Poteau-console*, est constitué d'un poteau et de deux consoles courtes en béton armé. Ce choix de deux consoles est fait pour des raisons pratiques des tests. Dans ce chapitre on présentera les essais réalisés sur ces matériaux : compression, traction et flexion. Ces essais permettront de déterminer les comportements de ces matériaux et leurs caractéristiques mécaniques telles que le module d'Young, le coefficient de Poisson, les résistances à la traction et à la compression. Les résultats de ces tests mécaniques sont nécessaires lors de la simulation numérique par la méthode des éléments finis et de comprendre les modes de ruptures de la structure.

II.2 Dispositifs de caractéristiques des matériaux utilisés

Les jauges de contrainte (Figure II-1) sont utilisées pour mesurer l'allongement relatif selon une direction définie en un point de la surface extérieure du solide. De cet allongement relatif, une déformation est définie, puis associée à l'effort appliqué dans une direction donnée. Des données ainsi obtenues permettent de déterminer : le module d'Young et le coefficient de Poisson.

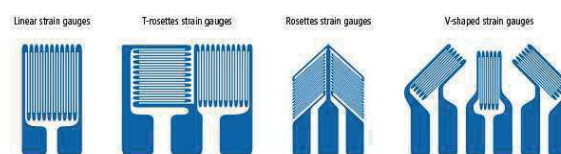


Figure II-1 : Jauges d'extensiométrie

II.2.1 Système d'acquisition des données

Le "SYSTEM 5000" de chez Vishay est utilisé pour l'acquisition des microdéformations. Il est constitué d'une chaîne d'acquisition pilotée par un ordinateur, à l'aide du logiciel SYS 5000. Ce dernier permet d'acquérir et de traiter les données enregistrées simultanément sur 24 voies différentes.



Figure II-2 : Chaîne d'acquisition des microdéformations

II.2.2 Détermination du module d'Young du béton

La figure ci-dessous constitue le dispositif expérimental de détermination du module d'élasticité et de coefficient de poisson, composé de trois capteurs LVDT qu'on vient fixer sur l'éprouvette cylindrique du béton à l'aide d'une cage métallique. Les trois capteurs font entre eux un angle de 120 degrés. Les résultats sont donnés à 30% de la charge de rupture du béton en compression.

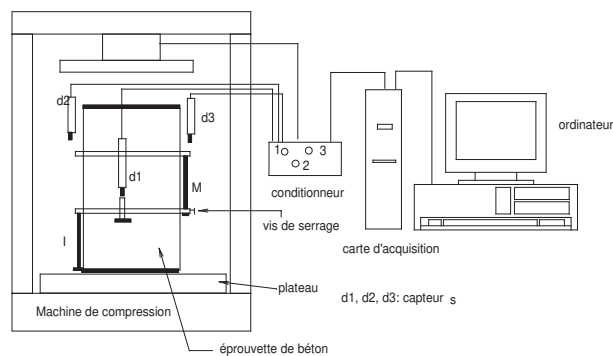


Figure II-3 : Dispositif de mesure du module d'élasticité

II.2.3 Détermination expérimentale du module d'élasticité

Graphiquement, par la méthode conventionnelle, on détermine le module d'élasticité et la limite d'élasticité à partir des diagrammes contraintes - déformations obtenus. On détermine la valeur du module d'élasticité par la détermination de la pente de la droite (σ , ϵ) après lissage, comme le montre la Figure II-4.

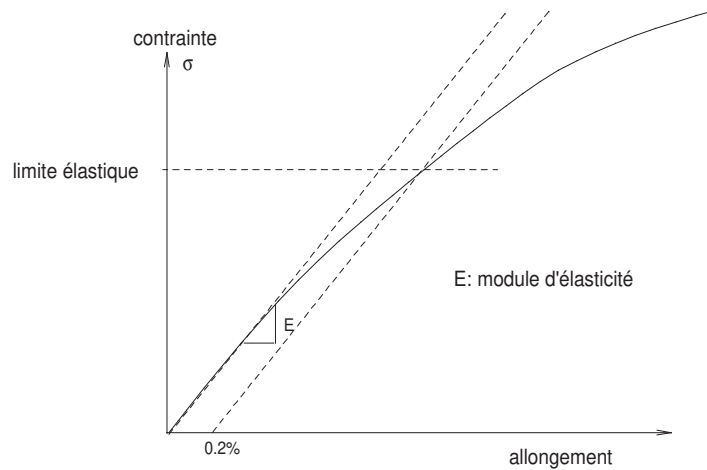


Figure II-4 : Schéma de détermination du module d'élasticité

Le rapport $-\frac{\Delta \epsilon_t}{\Delta \epsilon_l}$, après lissage, permet de déterminer le coefficient de Poisson. $\Delta \epsilon_l$ représente le taux de variation de l'allongement relatif longitudinal, $\Delta \epsilon_t$ représente le taux de variation de l'allongement relatif transversal.

II.2.4 Détermination théorique des contraintes superficielles

II.2.4.1 Cas d'une jauge de contrainte unique orientée dans une direction L

La loi de comportement élastique linéaire générale est donnée par :

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{pmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & \nu \\ - & 1 & \nu \\ - & - & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \end{pmatrix} \quad (\text{II-1})$$

Les extensomètres de type (L) sont placés suivant la direction 0x de la sollicitation. L'expression de la contrainte principale est ci-dessous où E et ν sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient du matériau :

$$\sigma = \frac{E \epsilon_L}{1 - \nu^2} \quad (\text{II-2})$$

Le principe des jauges consiste à considérer que les brins de fil constituant la jauge, alignés suivant une direction donnée, subissent les mêmes déformations que s'ils étaient tendus par ses extrémités.

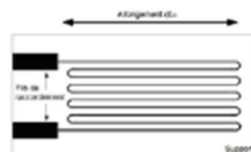


Figure II-5 : Jauge de contrainte uniaxiale.

II.2.4.2 Cas d'une rosette à deux jauges à 90° orthogonales (L) et (P)

Une rosette (Figure II-6) composée de d'un support pelliculaire sur lequel deux jauges de contraintes perpendiculaires l'une de l'autre de 90°, est collé sur la surface de l'éprouvette étudiée.

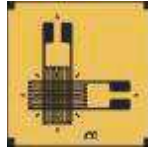


Figure II-6 : Rosette de jauges de contrainte biaxiales à 90°

Considérons la jauge L orientée suivant l'axe 0x parallèle à l'effort de compression (ou de traction) appliqué. Soient ε_L et ε_P les déformations relatives mesurées sur l'éprouvette, les contraintes calculées respectivement sont d'après :

$$\sigma_L = \frac{E}{1 - \nu^2} (\varepsilon_L + \nu \varepsilon_P) \quad (\text{II-3})$$

$$\sigma_P = \frac{E}{1 - \nu^2} (\varepsilon_P + \nu \varepsilon_L) \quad (\text{II-4})$$

II.2.5 Détermination des contraintes admissibles dans le béton

Le béton est généralement le constituant le moins résistant de nos assemblages collés, il est donc intéressant d'évaluer ses contraintes admissibles σ_c , σ_t , τ_b pour des sollicitations élémentaires, respectivement de compression, de traction et de cisaillement.

II.2.5.1 Contraintes normales

À partir des essais normalisés décrits précédemment, on peut déduire aisément les contraintes σ_c , et σ_t . En revanche, la détermination de τ_b n'est pas usuelle. Les expériences de cisaillement direct ou de double cisaillement ne permettent pas d'évaluer la résistance réelle au cisaillement du matériau testé car, malgré leur apparente simplicité de principe, elles soulèvent de nombreuses difficultés théoriques ou techniques telles que : la répartition non uniforme des contraintes, la flexion des plaques de chargement, les plans de rupture imposés, etc... Nous calculerons donc une valeur approchée de τ_b par une méthode analytique indirecte faisant intervenir les seules quantités σ_c et σ_t .

II.2.5.2 Contraintes de cisaillement

La courbe intrinsèque d'un béton est obtenue en traçant l'enveloppe des cercles de Mohr obtenus par une série d'expériences à triple étreinte. La forme de la courbe intrinsèque d'après

Caquot est une parabole cubique reliant les contraintes normales σ et les contraintes de cisaillement τ par une relation de la forme :

$$\tau^3 = \lambda(\theta + \sigma)^2 \quad (\text{II-5})$$

Connaissant les contraintes σ_c et σ_t de compression et de traction simple d'un béton donné, la détermination des paramètres λ et θ reste possible en admettant quelques hypothèses simplificatrices.

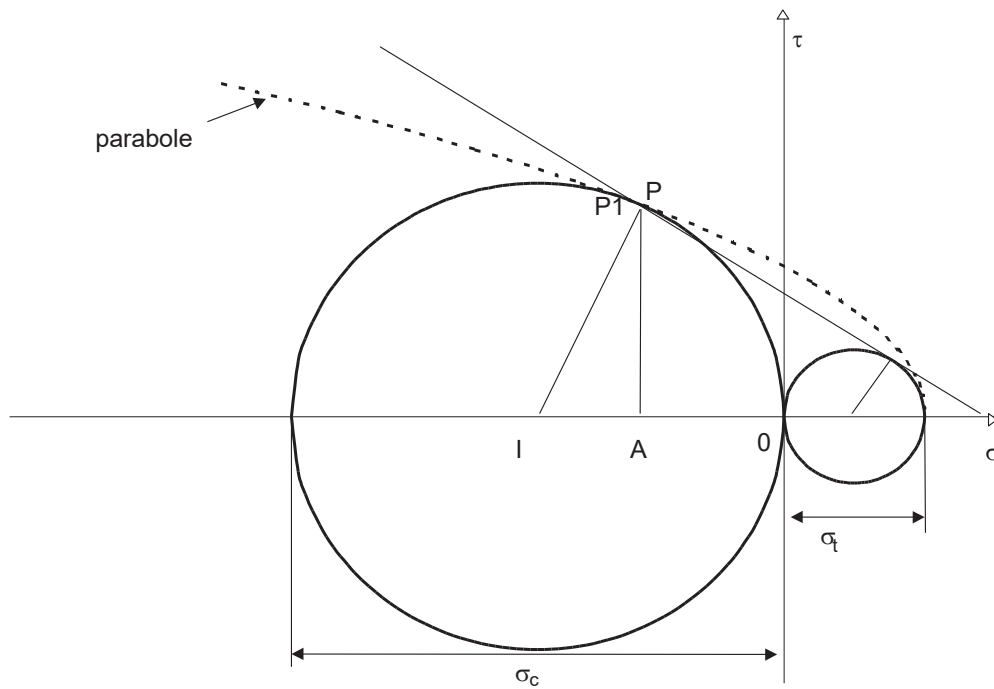


Figure II-7 : Représentation schématique de l'équation II-5

On admet que :

- la courbe intrinsèque passe par le point de contact P du cercle de compression simple et par la tangente commune aux deux cercles de traction et de compression simple (Figure II-7);
- le sommet I de la courbe intrinsèque est confondu avec l'extrémité du diamètre horizontal du cercle de traction, autrement dit la résistance réelle en traction hydrostatique θ est très proche de la résistance en traction simple σ_t , donc $\theta = \sigma_t$ (l'erreur introduite ne dépasserait pas 0,5% en considérant cette simplification).

L'équation de la courbe intrinsèque s'écrit donc :

$$\tau^3 = \lambda(\sigma_t + \sigma)^2 \quad (\text{II-6})$$

On détermine le paramètre λ en remplaçant les coordonnées du point de contact

$P(\sigma_p = \frac{\sigma_c \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \text{ et } \tau_p = \frac{\sigma_c \sqrt{\sigma_c \sigma_t}}{\sigma_c + \sigma_t})$, dans l'équation II-6, on obtient :

$$\tau^3 = \frac{\sigma_c^4 \sqrt{\sigma_c \sigma_t}}{\sigma_t (\sigma_c + \sigma_c) (2\sigma_c + \sigma_t)^2} (\sigma_t + \sigma)^2 \quad (\text{II-7})$$

En posant $\sigma_c = \kappa \sigma_t$ et en annulant σ dans la relation (II-7), on obtient la contrainte admissible en cisaillement pur :

$$\tau_{adm} = \frac{\sqrt{k}}{(k+1)^{\frac{1}{3}} (2k+1)^{\frac{2}{3}}} \sigma_c \quad (\text{II-8})$$

soit

$$\tau_c = \gamma \sigma_c \quad (\text{II-9})$$

Avec

$$\gamma = \frac{\sqrt{k}}{(k+1)^{\frac{1}{3}} (2k+1)^{\frac{2}{3}}} \quad (\text{II-10})$$

II.3 Les essais mécaniques

II.3.1 Béton

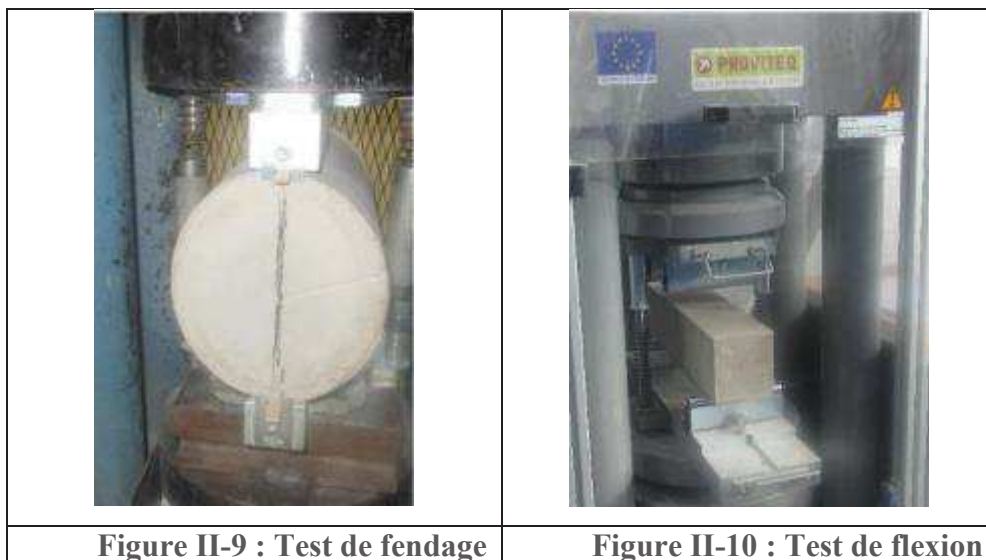
Le matériau béton ordinaire utilisé est caractérisé mécaniquement par les essais de compression (Figure II-8), de fendage (Figure II-9) et de flexion quatre points (Figure II-10). La machine de compression PROVITEQ a une capacité de charge maximale de 3000kN et la vitesse de chargement appliquée est de 10kN/s. La cellule de charge d'une capacité maximale de 25kN avec une course de la traverse de $\pm 50\text{mm}$. Les essais sont effectués à température ambiante.

Ces tests sont effectués sur des éprouvettes normalisées (les éprouvettes cylindriques de dimensions 16 cm de diamètre et de hauteur 32cm, et celles parallélépipèdes rectangle 10x10x40 cm). Avant les tests, les éprouvettes sont conservées pendant 28 jours dans une chambre à température constante de 20°C dans un bac d'eau (100 % du taux d'humidité). Les éprouvettes sont testées en compression selon le mode opératoire (normes NF P18-406) et en traction par flexion selon la norme NF-P 18-407. L'objectif est de déterminer ou de contrôler les résistances mécaniques caractéristiques avec une probabilité de 85 à 90% réellement atteintes ou dépassées.

Les résultats des tests de compression sont reportés dans le Tableau II-1. Les deux surfaces des éprouvettes cylindriques en béton sont rectifiées à l'aide d'une scie électrique pour obtenir des surfaces lisses pour un parfait contact entre les plateaux et l'éprouvette pour un meilleur transfert des efforts.



Figure II-8 : Essai de compression sur béton.



Un béton est défini par une valeur moyenne de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, appelée valeur caractéristique requise et notée : f_{b28} .

La contrainte de rupture à j jours est donnée par la formule ci-dessous aux états limites ultimes :

$$f_{tj} = \frac{1,8P}{a^2} \quad (\text{II-11})$$

où P est la charge de rupture en flexion

a est la distance entre l'appui simple et le point de la charge appliquée.

L'éprouvette cylindrique instrumenté par des quatre capteurs de déplacement LVDT, d'une cage cylindrique comme indiqué sur la **Figure II-8**. Trois capteurs LVDT sont disposés

verticalement afin de mesurer les déformations longitudinales et un capteur horizontalement pour les déformations transversales. La cage est disposée au tiers central de l'éprouvette. Le logiciel correspondant permet d'obtenir de façon automatique le module d'élasticité et le coefficient de Poisson de notre matériau Béton. Les résultats obtenus sur une moyenne de 5 éprouvettes sont reportés dans le Tableau II-1.

<i>Symbole</i>	Désignation	Valeur
f_{bc}	Résistance à la compression	$33,0 \pm 1,8$ MPa
f_{bt}	Résistance à la traction	$3,65 \pm 0,50$ MPa
E_b	Module d'Young	30200 ± 196 Mpa
ν_b	Coefficient de Poisson	$0,25 \pm 0,02$

Tableau II-1 : Caractéristiques mécaniques du béton

La **Figure II-11** montre la courbe « Contrainte-Déformation » en compression du béton. La courbe montre la plasticité du matériau béton avec une partie élastique courte en début de courbe. La rupture typique d'une éprouvette cylindrique en béton, sous forme conique (Figure II-12), conséquence de l'effet du frettage entre les surfaces de la machine et des éprouvettes.

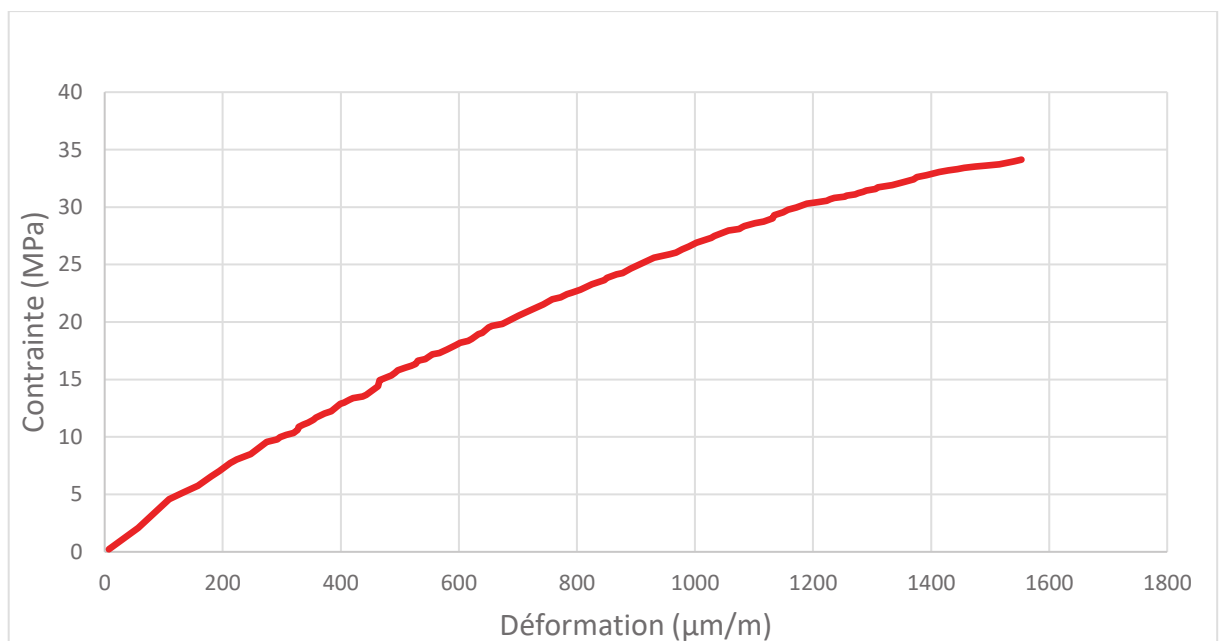


Figure II-11 : Comportement mécanique en compression du béton



Figure II-12 : État de rupture des éprouvettes cylindrique, 16x32, en béton courant

En **conclusion**, les caractéristiques mécaniques principales obtenues à partir des résultats expérimentaux et des formules (II-8) et (II-11) sont conformes aux valeurs indiquées dans la littérature (Tableau II-1). Chaque valeur du tableau représente la valeur moyenne de cinq essais sur des éprouvettes cylindriques et parallélépipédiques en béton.

Caractéristiques	f_{bc28} (MPa)	f_{bt28} (MPa)	E_{28} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	ν
Béton courant	$42,2 \pm 1,8$	$2,9 \pm 0,5$	36500 ± 196	6,6	$0,22 \pm 0,02$

Tableau II-2 : Caractéristiques mécaniques du béton testé.

II.3.2 Acier pour le béton armé

Le matériau acier est un alliage de fer avec du carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé de nuance douce, contiennent 0,15 à 0,25 % de carbone, ceux de nuance mi-dure et dure contiennent, quant à eux, entre 0,25 et 0,40 % de carbone. Acier fabriqué sous forme de barres cylindriques par laminage à chaud, suivi d'un écrouissage par torsion ou traction améliorant ses propriétés mécaniques. Les nuances d'acier pour béton armé utilisées en France sont essentiellement le FeE 235 (barres d'acier lisse) et le FeE 500 (barres et treillis soudés à haute adhérence). Les valeurs minimales garanties selon [BAEL 91] modifié, qui sont données dans le Tableau II-3 ci-dessous.

Dans notre corps d'épreuve, nous avons utilisé les barres d'acier FeE 500, de diamètres différents : 6, 8, 10 et 14 mm qui sont caractérisées chacun par un essai de traction simple. Les essais de tractions simples sont réalisés sur des barres d'acier de 6mm de diamètre de type lisses, de 10 et 14mm de diamètre en haute adhérence (HA).

Types d'aciers				
Caractéristiques	Doux et lisses symbole: ϕ (NF A 35015)		A Haute Adhérence Symbole: HA (NF A 35016)	
Dénomination	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500
Limite d'élasticité garantie en MPa	$f_e=215$	$f_e=235$	$f_e=400$	$f_e=500$
Résistance à la rupture en MPa	$\sigma_r \geq 330$	$\sigma_r \geq 410$	$\sigma_r=480$	$\sigma_r=550$
Allongement à la rupture	22 %		14 %	12 %
Diamètre nominal en mm	6-8-10-12		6-8-10-12-14 16-20-25-32-40	

Tableau II-3 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour le béton

Les essais sont effectués à l'aide d'une machine de traction simple MTS d'une capacité maximale de 250 kN - Figure II-13. Les déformations locales, dans les sens longitudinal et transversal, lors des essais, sont obtenues à l'aide des jauges de contraintes notamment des rosettes à 90°, Figure II-14. La Figure II-13 nous montre le comportement global force—déplacement d'une barre d'acier des essais réalisés sur les barres d'acier de 10 mm de diamètre.



Figure II-13 : Dispositif expérimental d'un essai de traction simple

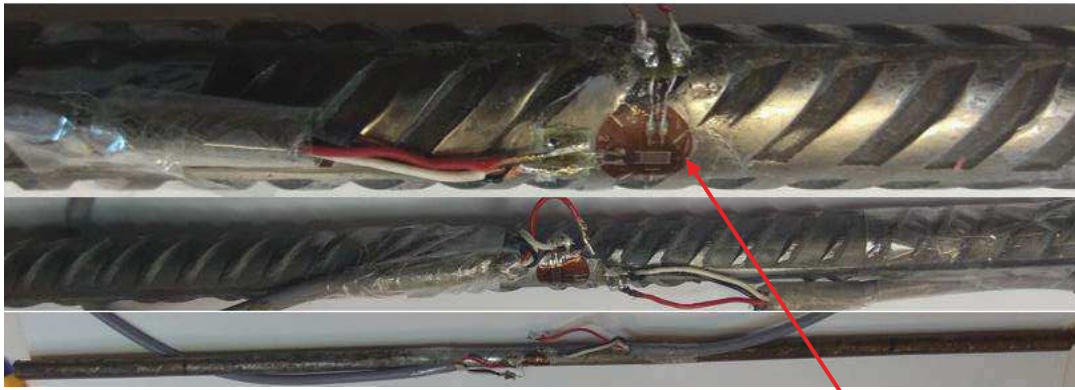


Figure II-14: Instrumentation d'une barre d'acier d'une rosette à 90°.

Trois éprouvettes de chaque diamètre sont testées. Les résultats obtenus à partir des tests ont permis d'obtenir les valeurs suivantes sachant que la limite élastique est déterminée par la méthode conventionnelle prise à 0,2 % de la déformation. La limite élastique f_e est alors égale à 465 MPa. Le module d'élasticité E_a est égal à 205 000 MPa, le coefficient de Poisson est de 0,29 et la contrainte de rupture est prise à 524 MPa, Figure II-17. L'allongement à la rupture est de 8,54 %. La vitesse de chargement appliquée est de 0,5mm/s. Le sont présenté les résultats obtenus par les essais de traction simple.

Les résultats montrent sur la Figure II-15, le comportement mécanique global force-déplacement d'une barre d'acier de 10mm de diamètre. Le comportement est plutôt élasto-plastique. On peut distinguer trois zones bien distinctes :

- I. Zone "A" – Les déformations sont linéaires, élastiques et réversibles, c'est-à-dire, une fois la charge appliquée levée, les déformations reviennent à zéro. Bien évidemment, dans ce domaine la Loi de Hooke est valable. La pente à la droite donne le module d'élasticité ou le module d'Young, caractéristique du matériau.
- II. Zone "B" – les déformations ne sont plus linéaires, début de l'écrouissage jusqu'à la force ultime correspondante à la force de rupture. Les déformations ne sont plus réversibles. La loi de Hooke n'est plus valable.
- III. Zone "C" – les déformations augmentent lorsque la force décroît. Le matériau a perdu de son élasticité et le processus de la plasticité arrive à un niveau physique de déformée visible localement, phénomène de striction. Évidemment, les déformations sont irréversibles. Cependant, lorsque la force appliquée décroît, les déformations augmentent jusqu'à la rupture. La Figure II-16 montre bien le phénomène de striction des barres d'acier, à cause des déformations locales longitudinales et transversales, mise en évidence de l'effet de Coefficient de Poisson.



Figure II-15 : Comportement d'une barre d'acier en traction simple



Déformation locale

Figure II-16 : Striction de barres d'acier lors d'un essai de traction

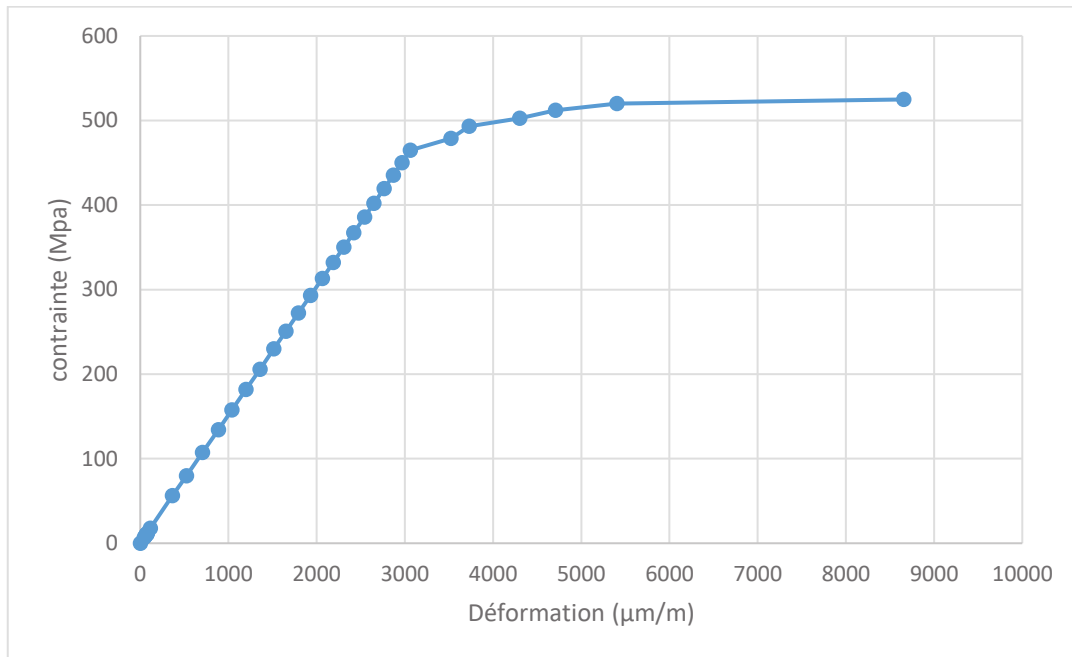


Figure II-17 : Courbe contrainte-déformation en traction d'une barre d'armature de diamètre $\phi 10$ à l'aide de jauge de contrainte.

II.3.3 Matériaux composites

Les matériaux composites ne sont pas une nouveauté. Citons pour exemples le bois et le torchis, matériaux de la vie quotidienne, utilisés dès l'antiquité par l'homme. On appelle « matériau composite » des arrangements de fibres d'un matériau résistant (renfort) noyées dans une matrice dont la résistance mécanique est beaucoup plus faible. La matrice conserve aux fibres leur disposition géométrique et leur transmet les sollicitations auxquelles est soumise la pièce.

Il est fondamental de prévoir et de connaître aussi précisément que possible les caractéristiques géométriques et mécaniques du mélange « renfort + matrice », qui est la structure de base de nos plaques composites. La description de leur mise en place et de leurs caractéristiques mécaniques constituent l'objet essentiel de cette partie.

Les caractéristiques mécaniques du mélange renfort/matrice peuvent être estimées à partir des caractéristiques de chacun des constituants, annexe II. On trouve à ce sujet dans la littérature, (BERTHELOT, 2012), (GAY, 1997), (BILLOET, 1993), un certain nombre de relations obtenues par voie théorique ou semi-empirique, et dont les résultats ne concordent pas toujours avec les valeurs déduites des essais. L'une des raisons en est que les fibres elles-mêmes présentent, suivant leur nature, une anisotropie plus ou moins marquée.

Deux types de matériaux composites ont été utilisés dans cette investigation, notamment ; les tissus de fibres de carbone et les plaques composites en fibres de carbone appelées encore « carbodur ». Ces plaques composites en fibres de carbone unidirectionnelles et bidirectionnelles sont une fois durcies sablées. Les plaques composites unidirectionnelles sont utilisées pour renforcer les poutres présentant une grande flèche, alors que les autres bidirectionnelles sont particulièrement utilisées dans l'étude du renforcement à l'effort tranchant des poutres.

II.3.3.1 Tissus en fibres de carbone

Le matériau composite est constitué de fibres de carbone de haute résistance incorporées à l'intérieur d'une matrice de résine polymère époxyde. Plusieurs configurations ont été vues. On a testé le tissu en fibres de carbone seul, et la plaque composite dans laquelle le tissu est noyé dans une matrice adhésive. Les Figure II-18, Figure II-19 montrent respectivement le tissu en fibre de carbone unidirectionnelle et les plaques composites dans les moules.



Figure II-18 : Tissu en fibres de carbone unidirectionnelle



Figure II-19 : Préparation de plaques composites de tissus en fibres de carbone unidirectionnelles dans les moules

La Figure II-20 montre les courbes force-déformation d'éprouvettes de 3 couches de tissus en fibres de carbone unidirectionnelles instrumentalisées par des rosettes à 90°. Les résultats des matériaux testés montrent un comportement linéaire jusqu'à la rupture.

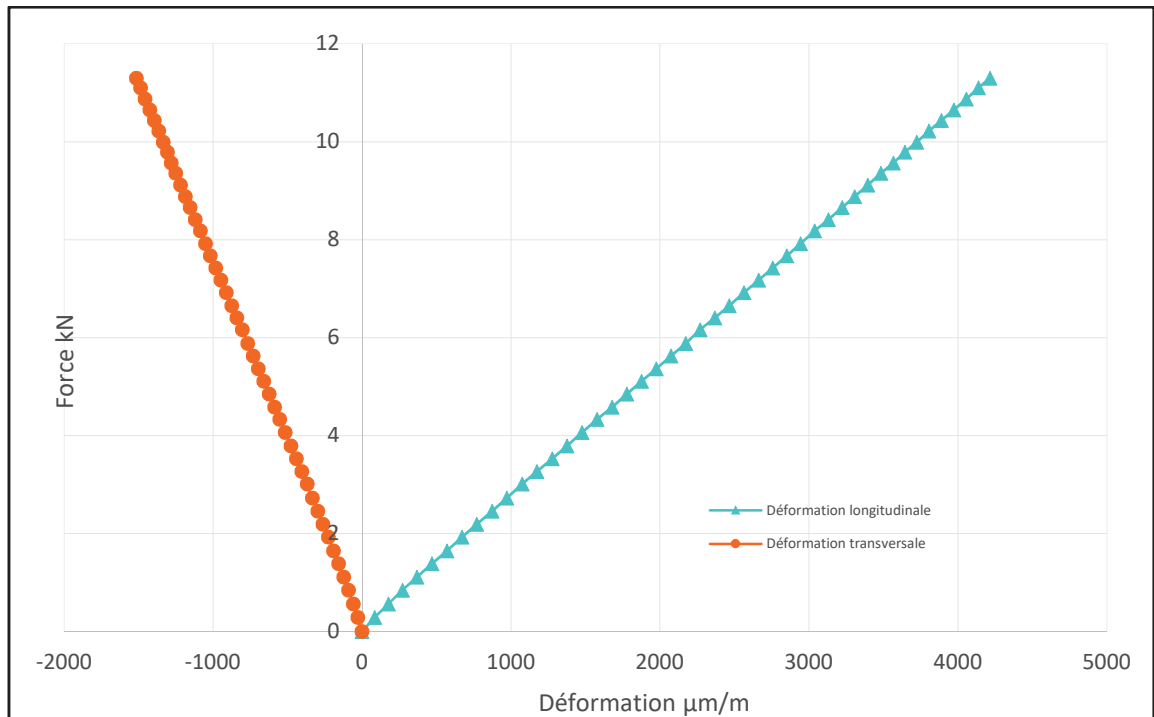


Figure II-20 : Courbes force-déformation de matériau composite en tissus de fibres de carbone unidirectionnelles instrumenté par une rosette à 90° .

II.3.3.2 Plaques composites

Nous nous sommes également intéressés aux fibres de carbone pour faire les plaques composites. Les fibres de type T300 unidirectionnelles et bidirectionnelles sont utilisées. Les éprouvettes sur la Figure II-21 et la Figure II-22, représentent les différentes fibres de carbone noyées dans la résine époxy. Après 7 jours, l'éprouvette est équipée de jauges électriques, permettant de mesurer la contrainte et la déformation à la rupture. Les éprouvettes sont sollicitées en traction simple.

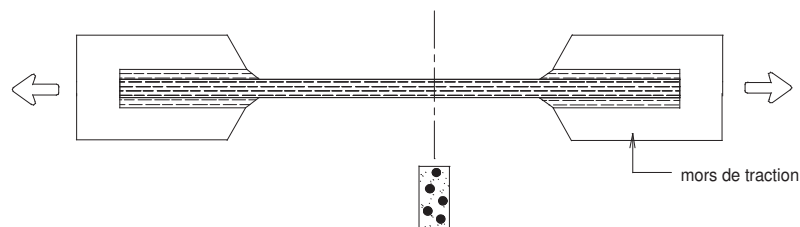


Figure II-21 : Schématisation d'une plaque composite en fibres de carbone sollicitée en traction simple

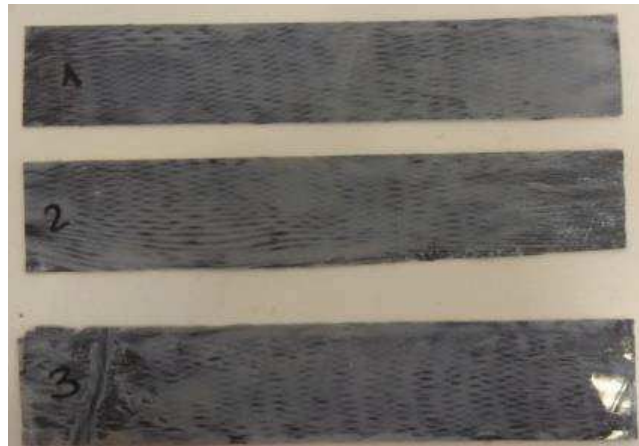


Figure II-22 Plaques composites en tissu de fibres de carbone unidirectionnelles

Les résultats de l'essai de traction (NFT 51-034) sont donnés dans le Tableau II-4. Les plaques composites présentent une structure hétérogène : dans le sens transversal, leurs propriétés mécaniques sont médiocres, si bien que la direction des sollicitations doit impérativement correspondre à celles des fibres.

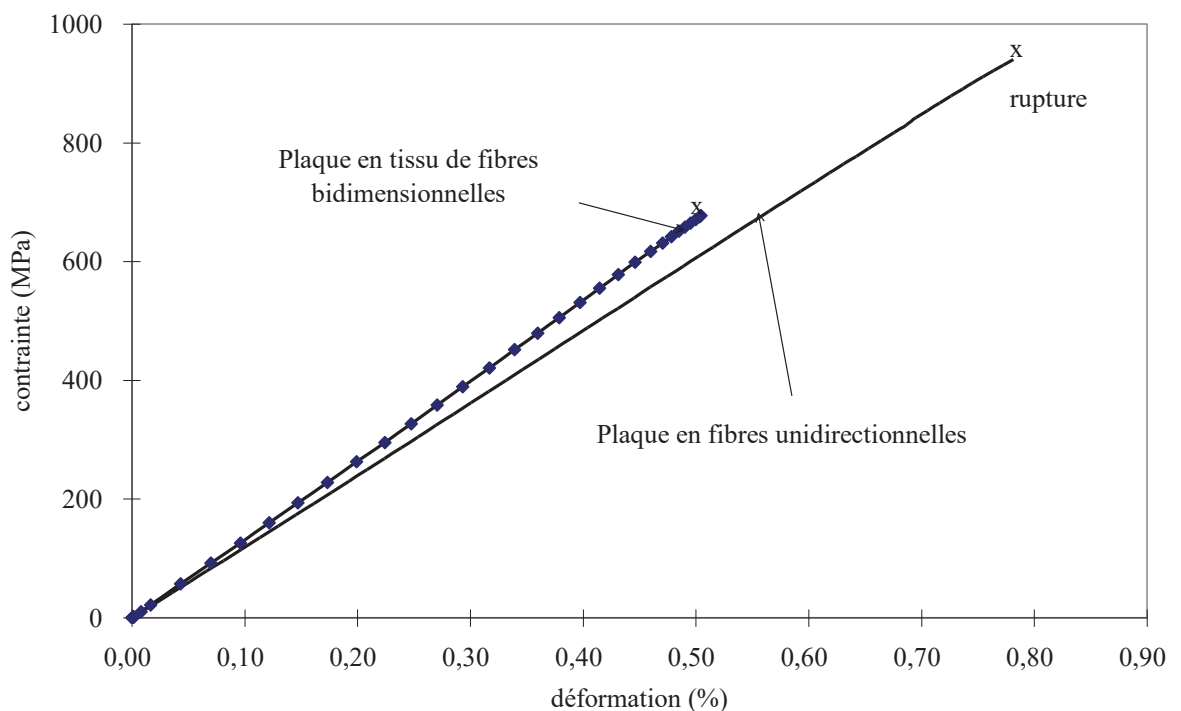


Figure II-23 : Courbes contrainte-déformation des plaques composites utilisées

Les plaques composites unidirectionnelles ont un module d'élasticité longitudinal de 120000 MPa, un coefficient de Poisson de 0,31 et une contrainte de rupture en traction de 960 MPa. Alors que les plaques composites bidirectionnelles ont un module d'élasticité longitudinal

de 134000 MPa, un coefficient de Poisson de 0,25 et une contrainte de rupture en traction de 720 MPa.

Propriétés	Fibre T300	Matrice	P _{fu}	P _{fb}
Module d'élasticité [N/mm ²]	235000	2500	120000	134000
Résistance en traction [N/mm ²]	2230	30	960	720
Densité [g/cm ³]	1.76	1.5	1.40	1.50
Allongement [%]	1.5	1.45	0.8 %	0.5
Fraction de volume des fibres [%]			70-80	70-75

Tableau II-4 : Propriétés mécaniques de la fibre de carbone, de la matrice et de la plaque composite

La limite élastique correspond à celle de la contrainte de rupture, car les plaques ont un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture. La déformation à la rupture est de 0,8 % pour la plaque en fibres unidirectionnelles et de 0,5 % pour la plaque en fibres bidirectionnelles.

II.3.4 Adhésifs

Un cahier des charges très complet pour les colles et collages de structures a été élaboré par le Centre d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics (C.E.B.T.P.) afin d'établir les caractéristiques auxquelles doivent satisfaire les adhésifs pour béton, dans "Le collage industriel.

ADHESIF	Sikadur31 colle	Sikadur30 colle
Module d'élasticité [N/mm ²]	6200	8700
Résistance à la traction [N/mm ²]	22	19
Résistance au cisaillement [N/mm ²]	-	28*
Résistance à la compression [N/mm ²]	70-80*	100
Résistance à la traction par flexion [N/mm ²]	30-40*	-
Densité [g/cm ³]	1,5*	1,5*
déformation [%]	0,48	0,2
Coefficient de Poisson	0,28	0,35

Tableau II-5 : Propriétés physiques et mécaniques des adhésifs utilisés ; *: valeurs données par le fournisseur

Les adhésifs utilisés dans cette étude sont tous composés de résines époxydes et d'un durcisseur. Ils contiennent des charges minérales dont la géométrie et la nature chimique varient

en fonction de l'adhésif. Ces adhésifs d'une part, pour la Sikadur31 colle et la Sikadur30 colle sont fournis par la société Sika France.

À partir des essais effectués, ils ont établi un critère de rupture simple dépendant de quatre paramètres intrinsèques aux matériaux : le coefficient de friction, la cohésion, la contrainte de traction et la contrainte de compression.

Dans le Tableau II-5 ci-dessous, nous présentons les caractéristiques mécaniques principales des différents adhésifs utilisés.

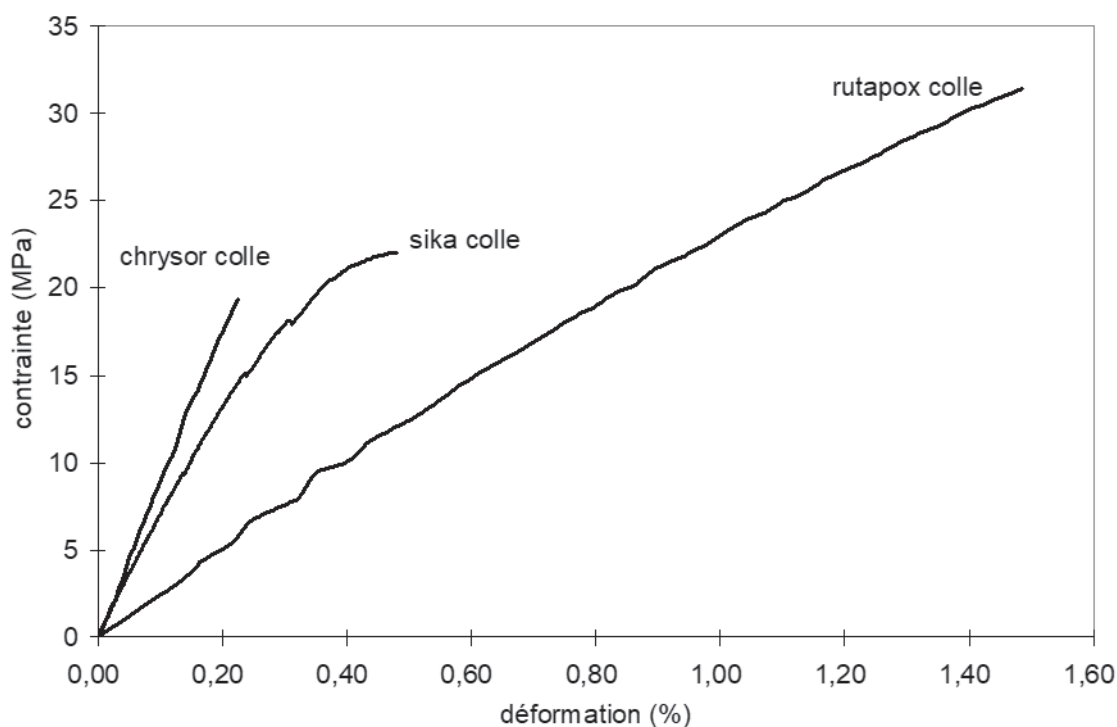


Figure II-24 : Courbes contrainte-déformation des trois adhésifs globalement plus utilisés dans le renforcement structural

La Figure II-24 décrit le comportement mécanique des adhésifs rigides (Sikadur31) ou des adhésifs souples tel que rutapox colle. A l'exception de la Sikadur31 colle, les autres colles ont un comportement élastique linéaire. Le collage béton-plaque composite requiert l'utilisation d'adhésif conservant de bonnes qualités d'adhérence et un bon comportement à température relativement élevée.

II.3.5 Influence de la température

Les résines époxy présentent une très faible stabilité aux variations de température. Lorsque cette dernière avoisine la température du verre, soit environ 60 °C, on observe une brusque dégradation du module de glissement, comme le montre la Figure II-25. Afin d'éviter

des conséquences catastrophiques, il est nécessairement indispensable de connaître l'effet de la température sur les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans ce type de renforcement.

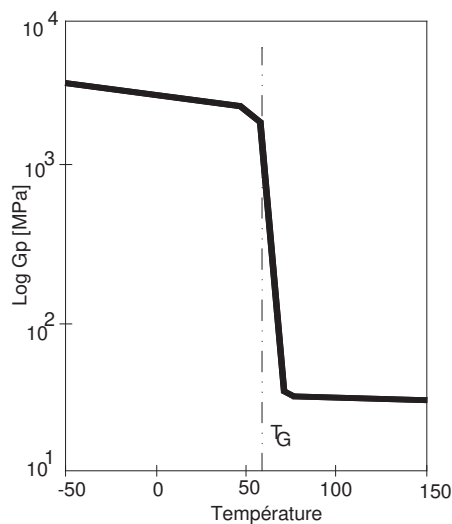


Figure II-24 Diagramme du module de glissement en fonction de la température

II.4 Conclusion

Des jauges électriques ont permis de mesurer les déformations unitaires du béton, de l'armature et du composite et de connaître leur comportement sous des sollicitations simples (traction simple, compression, cisaillement).

Le modèle expérimental est sous-dimensionné afin de mettre en évidence l'effet du renforcement par collage des plaques composites en fibres de carbone.

La méconnaissance de l'influence des différents paramètres sur le comportement de notre corps d'épreuve nous conduit dans le chapitre suivant à examiner l'effet de la variation de l'épaisseur de la plaque et du joint adhésif, la longueur de la plaque composite de même que la nature des adhésifs et des bétons.

III. PARTIE 3: ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE POTEAU-CONSOLE COURTE EN BÉTON ARMÉ

III.1 Introduction

Il s'agit dans ce chapitre de mener une étude expérimentale sur un modèle assemblé Poteau-console courte en béton armé afin d'étudier le comportement mécanique de cet assemblage Poteau et consoles inhabituellement étudié. En effet, les travaux antérieurs sur le consoles courtes en béton armé servent de références dans le dimensionnement et l'analyse des essais qui seront réalisés.

La problématique est le prolongement du poteau de la console courte, a-t-il un effet sur le comportement mécanique de la console courte en béton armé sans le poteau ? Nous avons effectué des essais sur des éprouvettes, Poteau-console courte en béton armé, Poteau-console courte en béton armé renforcé, la réparation de Poteau-console courte en béton armé endommagé et l'endommagement de Poteau-console courte en béton armé renforcé. Toutes les éprouvettes sont instrumentalisées par des jauges électriques. L'objectif est de mieux comprendre les phénomènes de fissuration et de rupture; et de faire une analyse plus fine du comportement du tirant à l'encastrement.

Nous présentons et interprétons, dans ce chapitre, les résultats de ces essais où nous montrons l'influence du poteau sur le comportement global de la structure, l'effet de la réparation et l'effet de l'endommagement sur la structure renforcée, avec comme indicateurs la charge appliquée (charge initiale de fissuration ou ultime de rupture) et la déformation (jauge de contraintes ou capteur de déplacement

En fin nous décrivons dans un premier temps le modèle expérimental, ensuite le dispositif pour la réalisation des différents essais.

III.2 Modèle expérimental

Le modèle expérimental est constitué par deux consoles identiques encastrees dans un poteau symétriquement par rapport à son axe vertical (Figure III-1). Le poteau a pour dimensions 15x30x2700 cm (Figure III-2) et est suffisamment rigidifié par des armatures longitudinales et transversales afin d'assurer une parfaite transmission des efforts verticaux aux consoles. Le corps d'épreuve est soumis à un essai de flexion en position inversée par rapport à la réalité.

Les consoles courtes en béton armé sont de forme trapézoïdale et ont la même géométrie avec une épaisseur de 15 cm (Figure III-1). L'inclinaison de la face inférieure est choisie de telle manière que la hauteur de la section, contenant le point d'application de la résultante des

charges, soit supérieure ou égale à la moitié de la hauteur de la section d'encastrement pour toutes les portées de cisaillement testées.

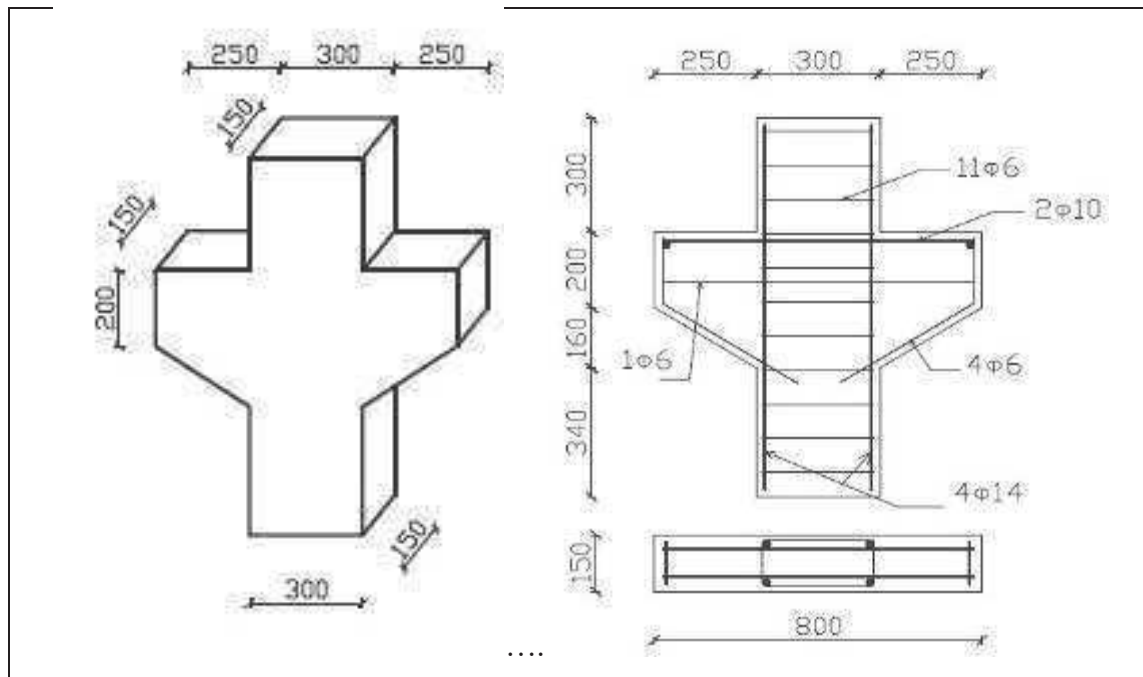


Figure III-1: Géométrie et dimensions des consoles courtes en béton armé (IVANOVA, 2013)

Les armatures du tirant de l'une des deux consoles d'un corps d'épreuve traversent le poteau horizontalement pour constituer les armatures du tirant de l'autre console. Cette disposition assure, d'une part, un ancrage droit suffisant compte tenu de la longueur de la section du poteau, et d'autre part, une meilleure symétrie des efforts de traction transmis aux consoles. L'ancrage des armatures du tirant, du côté de la face libre de la console, est constitué par une barre de même diamètre que celles-ci. Cette barre est soudée perpendiculairement aux armatures du tirant. Les armatures réparties sont des cadres horizontaux et les armatures de montage sont disposées comme indiqué à la Figure III-1.

La géométrie et les dimensions du modèle Poteau-console courte en béton armé sont représentées sur la Figure III-2.

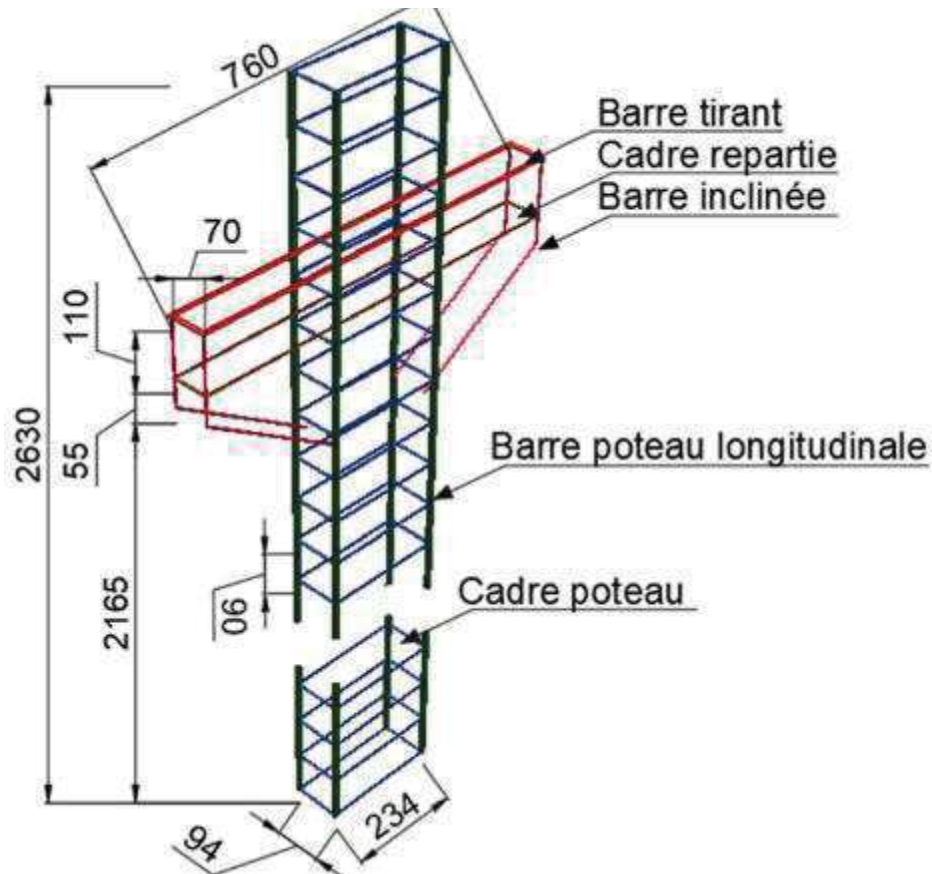


Figure III-2 : Propriétés géométriques du Poteau-console courte en béton armé

III.3 Réalisation de Poteau-console courte en béton armé

Nous avons réalisé des éprouvettes Poteau-console courte en béton armé. Toutes les éprouvettes sont de mêmes dimensions et les matériaux de renforcement que sont les matériaux composites en tissus de fibres de carbone.

Dans ce paragraphe, notons le suivi technique des travaux d'élaboration des éprouvettes Poteau-console courte en béton armé, est présenté suivant un ordre chronologique par des étapes principales suivantes :

- Préparation des armatures en acier
- Mise en place des jauges de déformation sur la surface de l'acier et protection
- Mise en place du béton
- Traitement de surface de la console courte en béton armé afin d'assurer une bonne adhérence entre le béton et le renforcement en matériaux composites
- Mise en place du renforcement par collage de matériaux composites
- Mise en place des jauges de déformation sur la surface de matériaux composites et sur le béton.

III.3.1 Préparation des cages d'armatures.

Le modèle expérimental de la Figure III-3(b) a fait déjà l'objet de référence pour les travaux de (IVANOVA, 2013) sur le comportement mécanique de console courte en béton armé. Deux barres d'acier HA10 sont utilisées comme tirant. Les barres d'acier lisses de diamètre 6mm ont constitué les cadres d'acier. La Figure III-3(a) illustre l'armature et le coffrage prêt à recevoir le béton.

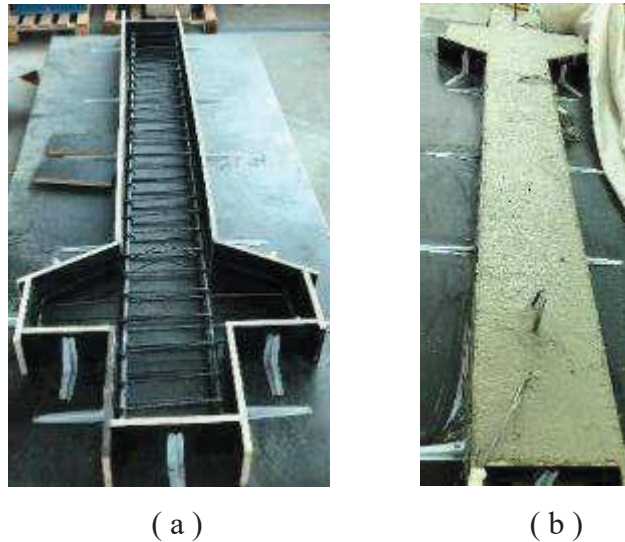


Figure III-3 : Réalisation de l'éprouvette Poteau-console courte en béton armé

III.3.2 Mise en place des jauges de déformation sur les barres d'acier

Nous préparons les surfaces (de façon minutieuse) qui vont recevoir les jauges de déformation à l'aide de papier abrasif et des produits nécessaires pour une adhésion parfaite de la jauge. Le collage des jauges nécessite une préparation minutieuse de la surface de l'acier. La nécessité d'avoir une très bonne adhérence entre la jauge de déformation et la surface d'acier impose un dégraissage de la barre en acier en profondeur, et une attention particulière à ne pas poser sa main sur l'endroit nettoyé.

Les jauges d'extension sont utilisées pour effectuer des mesures locales de déformation de l'acier ou du béton. Nous respectons les recommandations de chez « Vishay » pour le collage des jauges de contraintes. En fin, on a utilisé successivement :

- un conditionneur (M- Prep Conditionner A /a water based acidic surface cleaner/),
- ensuite le neutraliseur (M- Prep Neutralizer 5A /a water based alkaline surface cleaner/), dont l'action assure le dégraissage en profondeur et un neutraliseur pour éviter l'action du conditionneur sur la jauge de déformation collée. La surface de la jauge de

déformation est ensuite traitée par un produit qui permet d'accélérer l'action de la colle (M200 Catalyst-C).

- Et finalement la jauge est collée par M- BOND 200 ADHESIVE. Tous les produits utilisés, dans la procédure du collage des jauges de déformation sont de type "Vishay Micromeasurements".

Ensuite on câble les jauges en soudant les fils qui seront reliés à un conditionneur pour la mesure des déformations (Figure III-4). Un câblage à trois fils est utilisé pour réduire les parasites induits lors des essais par d'autres machines.

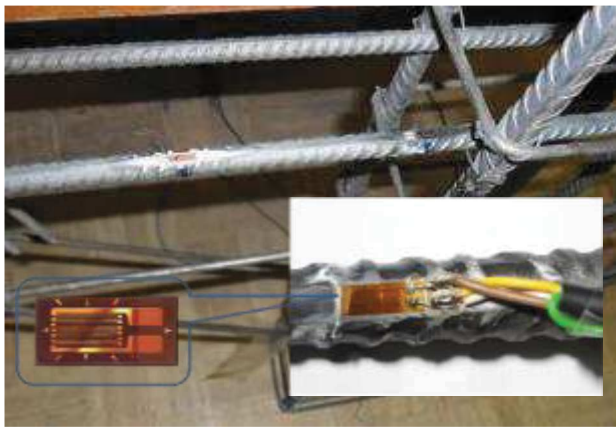


Figure III-4 : Mise en place des jauges



Figure III-5 : Protection des jauges

Toutes les jauges collées sont ensuite protégées par des produits spéciaux afin d'éviter leur endommagement par l'action de l'humidité et des actions mécaniques pendant le coulage du béton comme les vibrations comme sur la Figure III-5.

III.3.3 Préparation des surfaces du béton

La préparation de surface qui va recevoir les plaques composites est d'une importance primordiale et demande beaucoup de soins. La préparation des surfaces de béton doit être effectuée par l'élimination de toute matière comme : l'huile, la graisse, etc. Différentes techniques existent : brossage mécanique, sablage à l'aide de sable de grains fins. etc.

Dans notre cas, nous avons sablé toutes nos consoles courtes en béton armé à l'aide de sable de grains fins de diamètre de l'ordre du micron. Les empreintes de ces grains de sable sur la surface de la console, vont recevoir après application de la colle les charges (composition de la résine) qui contribuent grandement à la résistance mécanique de l'ensemble collé. Les quatre coins de la console sont arrondis afin de réduire la diminution de la résistance et pour éviter la déchirure prématurée du matériau composite. Préparation de la surface doit être effectuée juste

avant l'opération de soudage pour empêcher toute contamination. Après, la contamination peut être évitée par l'application de la colle sur le béton.

III.3.4 Collage des matériaux composites

La surface du béton est sablée et présente un aspect un peu rugueux. Elle est prête à recevoir le matériau composite. Nous avons utilisé l'adhésif époxy "Sikadure-330" composée d'une résine époxy A et d'un durcisseur B. La résine et le durcisseur ont été soigneusement mélangés dans un rapport de 4:1.

Le mélange est appliqué en premier sur le béton à l'aide d'une brosse comme indiqué sur la Figure III-6b. Ensuite, le tissu en fibres de carbone est placé sur la surface qui a reçu la colle. De la même façon, on réalise la plaque désirée. Une pression à l'aide d'un rouleau métallique doit être appliquée sans abimer les fibres de carbone, pour faire extirper l'excès de colle, Figure III-6a (IVANOVA, 2013).



a) Sortie excès de colle



b) Application à l'aide d'un pinceau de la colle

Figure III-6: Collage de tissu en fibres de carbone

Le tissu de fibres de carbone est appliqué à l'aide d'une brosse (Figure III-6). La pression doit être appliquée pour faire sortir l'excès de colle et de maintenir la plaque en place jusqu'à ce que la colle durcisse.

Mise en place des jauges de déformation sur le béton et les matériaux composites.

Pour le besoin de cette étude, les jauges d'extension sont collées sur la plaque composite et sur le béton. La Figure III-7 montre les 3 points judicieusement choisis, où sont collées les jauges de 5mm sur la plaque composite renforcé par bandage et des jauges de 30mm sur le béton.

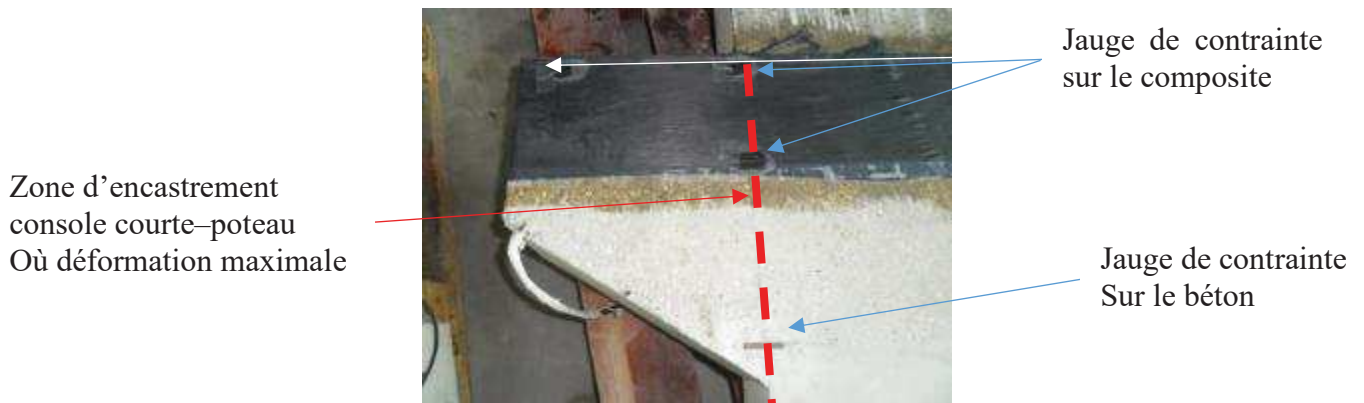


Figure III-7 : Mise en place des jauges de contrainte sur matériau composite et sur béton

Après cette opération de collage des jauges, le câblage de ces derniers est nécessaire afin de les connecter au système d'acquisition où ces données sont transformées en microdéformations ($\mu\text{m/m}$). Les jauges utilisées sont de type 120 ohms et nous disposons d'une chaîne d'acquisition « système 4000 » de 10 voies pour acquérir toutes les données.

III.4 Dispositif et paramètres expérimentaux étudiés

III.4.1 Dispositif expérimental

Nous disposons d'une presse de compression d'un vérin d'une capacité de 3000 kN, d'un Bâti de flexion avec un vérin hydraulique de capacité nominale de 1000 kN, Figure III-8 et Figure III-9 du l'Institut Thermique et Mécanique des matériaux EA 7548 de l'URCA. Le corps d'épreuve est soumis ainsi à un essai de flexion en position inversée par rapport à la réalité. La charge est appliquée au corps d'épreuve par la base du poteau au moyen d'un vérin alimenté par le groupe hydraulique. La vitesse de chargement moyenne est de 0,02 kN/s.

Chaque console du corps d'épreuve est soumise à une charge verticale équivalente à la réaction du dispositif d'appui, soit la moitié de la charge du vérin. Le dispositif d'appui est constitué par un demi-cylindre en acier. La plaque de bois est centrée sur ce cylindre. Pour éviter l'écrasement local du béton sous l'appui, on interpose entre la console et l'appui une plaque de bois dur d'épaisseur 3mm.



Figure III-8 : Mise en place d'une console courte en béton armé



Figure III-9 : Mise en place du Poteau-console courte en béton armé



(a)



(b)

Figure III-10 : Mise en place de l'éprouvette de référence (a) et celle renforcée (b) par de tissus en fibres de carbone.

Nous présentons dans les paragraphes suivants les différents paramètres étudiés et les résultats et les discussions qui en découlent. La Figure III-11 présente la position des jauges de contrainte dans la structure.

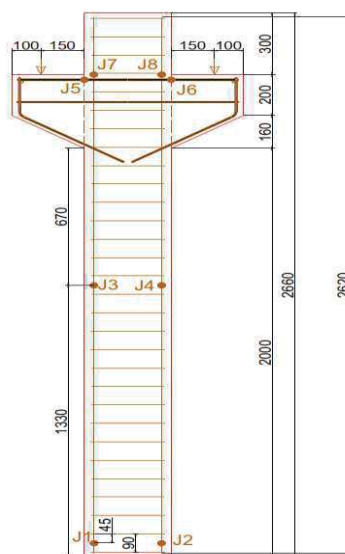


Figure III-11 : Position des jauges de contrainte

III.4.2 Résultats et analyses

Dans cette partie, nous présentons les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux sur la charge portante maximale (résistance ultime) de l'éprouvette (structure) non renforcée, renforcée et réparée, la relation charge-déformation.

Des courbes $F = f(\varepsilon)$ décrivant le comportement local de la plaque composite, l'acier et le matériau béton sont présentées (F est la force appliquée et ε la déformation relative indiquée par la jauge placée à l'abscisse x). Nous déterminons les changements de pentes $dF/d\varepsilon$ qui correspond à l'apparition de microfissures ou un changement d'état. Nous attribuons le changement de signe de $dF/d\varepsilon$ à l'amorçage de la propagation rapide des fissures au voisinage de la rupture ultime de la structure.

Les consoles courtes ont été testées jusqu'à la rupture sous une charge monotone avec une vitesse de chargement moyenne de 0,05 kN/s. La reproduction des résultats des tests est assurée par des travaux antérieurs sur le béton élaboré au sein du laboratoire, avec un système d'acquisition et de transmission des données acceptable 0,1seconde, 1% sur la charge appliquée.

III.4.2.1 Influence du renforcement sur la charge ultime

Les résultats expérimentaux de tests de flexion sur l'éprouvette poteau-console en béton armé, montrent une augmentation de 260 kN à 531 kN de la charge ultime soit un gain de 104%. Cependant, notons que l'étude sur les consoles courtes en béton armé (IVANOVA, 2013) montre une charge ultime de 357 kN pour l'éprouvette non renforcée et de 651 kN pour les consoles en béton armé renforcée par bandage de tissus en fibres de carbone. En effet, les résultats montrent un gain de +82%. En revanche, si on compare la charge ultime de la console courte à l'assemblage poteau-console, on note une diminution de 27%. Ce taux diminue de 18% lorsque les deux éprouvettes sont renforcées.

III.4.2.2 Comportement mécanique d'un Poteau-console

La Figure III-12 met en évidence l'effet du renforcement par des tissus de fibres de carbone sur le comportement mécanique de l'assemblage poteau-console. On compare l'éprouvette de référence (poteau-console) à celle renforcée par des tissus en carbone. Les courbes obtenues sont issues des jauges de contraintes collées localement sur les tirants et le composite dans la section d'encastrement poteau console. Les résultats ne montrent pas une

rigidité remarquable comparée à une poutre renforcée. En revanche, on distingue principalement deux grands domaines et un troisième relativement court et soudain : domaine élastique limité par la fissuration du béton et reprise des efforts par les tirants, ceci définit ainsi le deuxième domaine. Ce dernier est caractérisé par l'accroissement des fissures de flexion jusqu'à l'apparition et l'ouverture des fissures obliques. Dans le cas de l'éprouvette renforcée, à une charge appliquée constante, la plaque composite se déforme plus à cause probablement du fait du bandage de tissus.

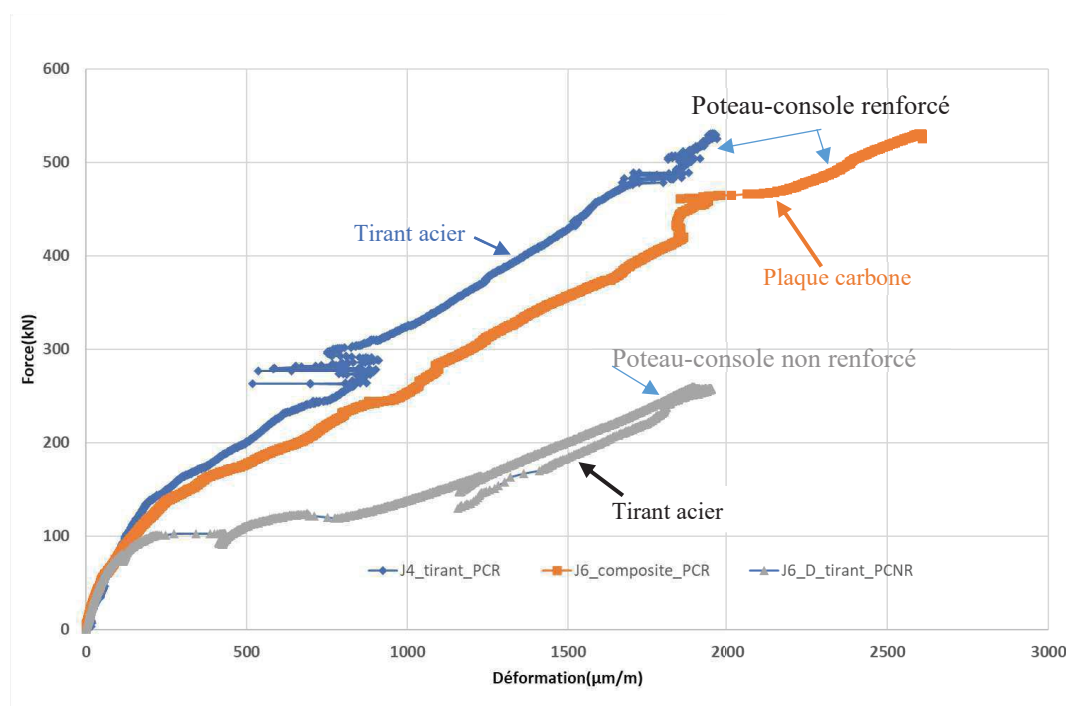


Figure III-12 : Comportements du tirant de l'assemblage poteau-console non renforcé(PCNR) et renforcé(PCR)

La Figure III-13 présente l'éprouvette de référence (en noir), une éprouvette réparée après l'avoir complètement endommagée et une éprouvette renforcée sans avoir subi d'endommagement. Les résultats montrent que l'endommagement a une influence sensible sur le domaine élastique global de la structure mais montrent une augmentation de 20% de la charge ultime. Les déformations obtenues sont celles de la section d'encastrement. L'endommagement du béton modifie significativement le comportement du tirant surtout à l'approche de la charge ultime ou de rupture.

Le comportement mécanique du tirant acier, Figure II-17, montre bien la contribution de la plaque composite dans les courbes obtenues Figure III-13, avec une reprise des efforts après plastification des aciers. Dans le cas d'un endommagement important, le renforcement par

bandage complète est plus efficace. L'état de plastification antérieure de l'acier modifie sensiblement le comportement de l'acier à la rupture de la structure ainsi renforcée. Dans tous les cas, le renforcement améliore remarquablement l'état de la structure poteau-console en béton armé.

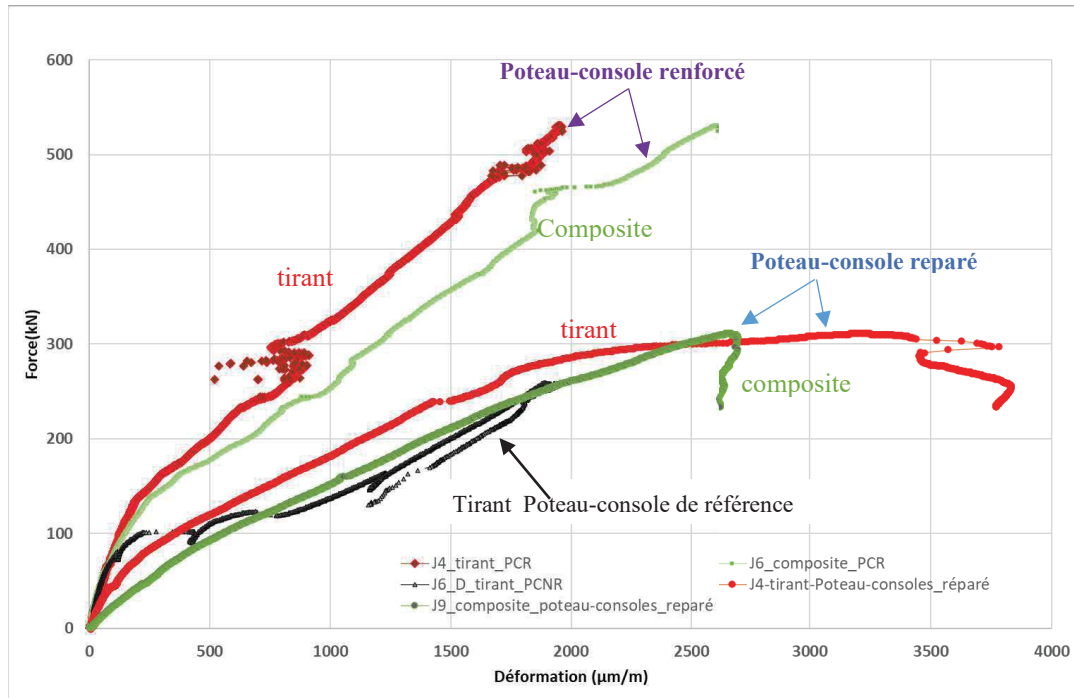


Figure III-13 : Courbes force-déformations des structures renforcées et réparées.

La Figure III-14 montre les courbes « Force-Déformation » du tirant, de la plaque composite et du béton de la structure non renforcée, qui sert de référence. La charge ultime de rupture de l'assemblage Poteau-console en béton armé est de 260,1 kN avec une précision de 1% sur les mesures de charge. Cette charge ultime est inférieure à celle obtenue d'une console courte en béton armé sans le poteau qui est de 357kN (IVANOVA, 2013) soit une baisse de 27%.

Les résultats expérimentaux montrent que les déformations le long du poteau restent presque nulles -100μm/m. En effet, le poteau joue un rôle de transmetteur des efforts aux tirants des deux consoles courtes en béton armé. En revanche, notons, la symétrie presque parfaite des deux tirants en bleu et vert. Par conséquent, une jauge sur un seul tirant suffirait pour l'interprétation ou la description du comportement mécanique de la structure.

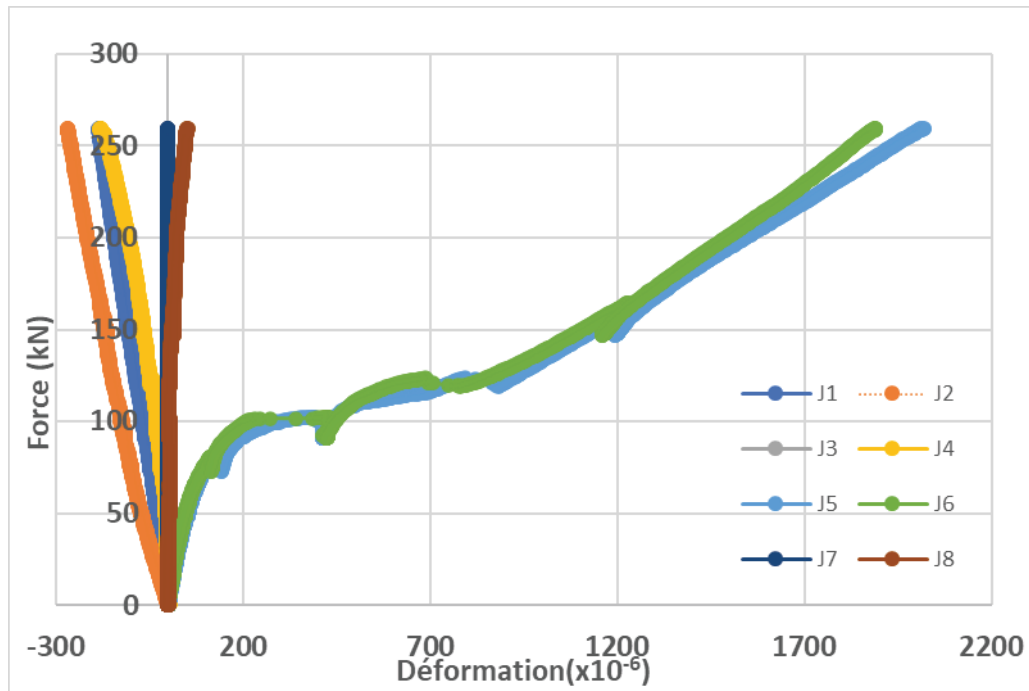


Figure III-14 : Courbes force-déformation d'assemblage poteau-console non renforcé.

La déformation du béton en orange montre que la zone est bien comprimée. Les tirants sont bien en traction (en vert et bleu). En revanche, on distingue la phase élastique limitée ($\sim 80\text{kN}$) par le début de fissuration du béton. Les déformations augmentent linéairement en fonction de la charge appliquée. Puis apparait la phase de fissuration et propagation des fissures limitée par la plastification des tirants et la phase instable avec un changement de pente jusqu'à la ruine complète de la structure. La rupture (Figure III-15), survient lorsqu'une ou deux fissures obliques apparaissent brutalement.

Les sections d'encastrement constituent les points où les déformations sont importantes. Raison pour laquelle on a collé une jauge sur l'une des deux barres de l'armature supérieure, ce qui permet d'obtenir les déformations locales sur le tirant. Par ailleurs, elle permet aussi de mesurer les allongements relatifs des armatures. La barre d'acier (tirant) est soumise à des contraintes en traction et est la position la plus éloignée de l'axe neutre.



Figure III-15 : Fissuration et rupture (a) Poteau-console, (b) Console (b)

La structure de la Figure III-15 est ensuite réparée par une colle spéciale offerte par Sika-France comme le montre la Figure III-16, avant d'être renforcée puis testée de nouveau. Avant de la tester, la structure est instrumentalisée par les jauges de contraintes, Figure III-17. Les résultats des déformations des tirants, du béton et du composite sont présentés sur la Figure III-18. La charge de rupture de la structure réparée puis renforcée est de 312 kN soit + 20% par rapport à la rupture d'une structure non renforcée. Notons par ailleurs, sur la Figure III-13, la disparition de la partie élastique linéaire.

L'objectif de ce dernier test est d'évaluer l'effet de l'endommagement mécanique sur le comportement mécanique de la structure renforcée. Les résultats montrent la perte de l'élasticité du béton et la reprise des efforts par les tirants et le matériau composite. La charge ultime de la structure poteau-console renforcé de 538 kN soit +107% par rapport à la même structure non renforcée. Les résultats montrent des déformations dans le poteau, inférieures à 400 μ m/m et aucun flambement du poteau ne fut observé. Malgré l'état d'endommagement très avancé des

consoles avant la réparation, Figure III-17b, le renforcement par bandage a permis d'augmenter la charge ultime de rupture de 20%.



(a)



(b)

Figure III-16 : États de la structure (a) avant et (b) après la réparation de poteau-console



Figure III-17 : État de fissuration et de rupture de poteau-console réparé, renforcé et instrumenté par les jauges de contrainte.

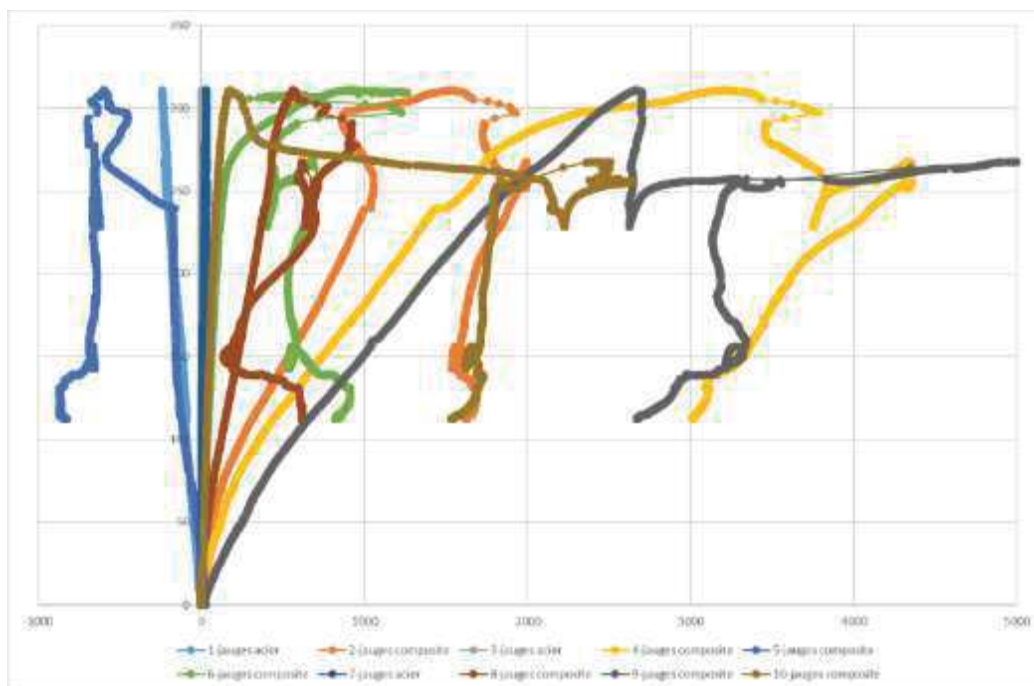


Figure III-18 : Courbes charge-déformation dans la section d'encastrement du Poteau-console réparée

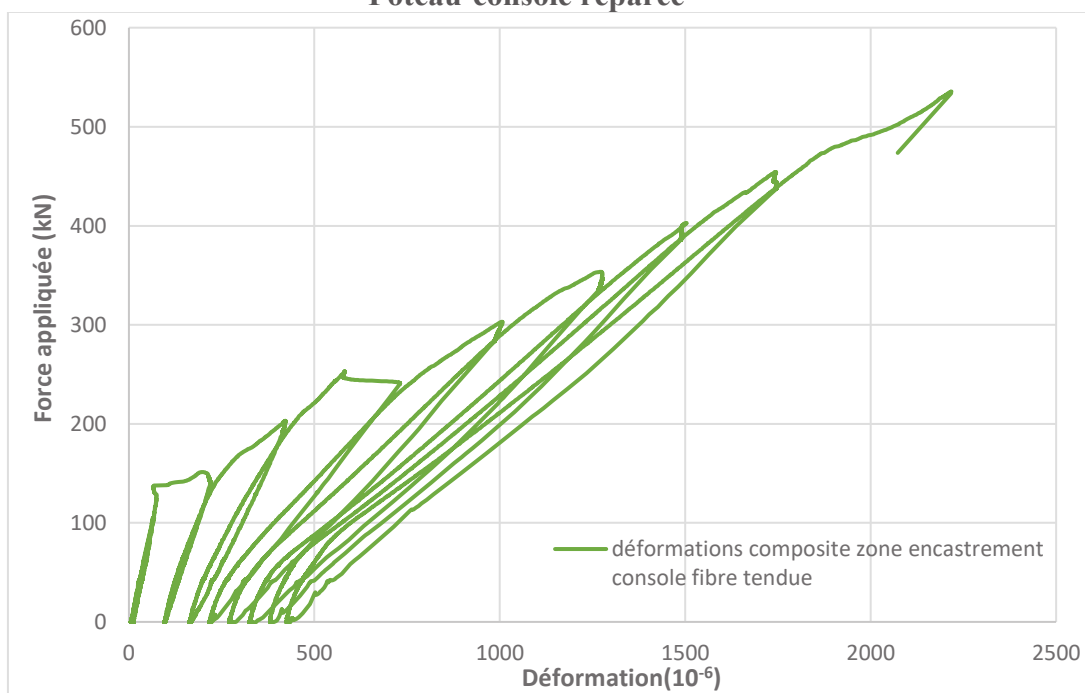


Figure III-19 : Courbe charge-décharge jusqu'à rupture de la structure Poteau-console renforcée

Figure III-19 présente une série de charge et décharge croissante jusqu'à la rupture. Les crete à chaque étape de chargement décrit parfaitement le comportement de l'assemblage poteau-console renforcé chargé de façon continue jusqu'à la rupture. Ces résultats permettent de définir la rigidité de l'assemblage et la non linéarité de la structure.

La présence du poteau modifie sensiblement l'état de fissuration des deux structures:
Figure III-20, (a) poteau-console et (b) console courte en béton armé.

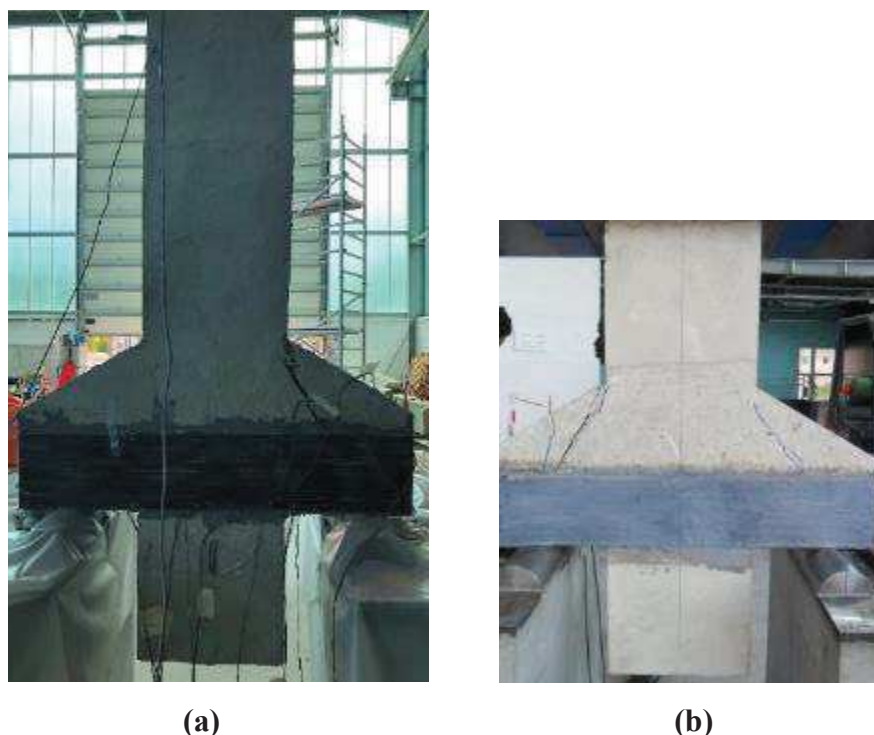


Figure III-20 : Fissuration et rupture des éprouvettes renforcées de (a) Poteau-console et de (b) console

III.5 Conclusion

Les résultats montrent que considérer la structure entière modifie la capacité portante de 27%, ce qui est significatif tout de même. La technique de renforcement par collage permet d'augmenter de plus du double la charge portante de la structure soit +107%.

L'endommagement réduit remarquablement la phase élastique de la structure. En analysant les courbes données par les jauges de déformation, les charges ultimes et les modes de ruptures, on peut conclure que lorsqu'un Poteau-console courte en béton armé renforcé ou réparé par des tissus en fibres de carbone, est soumise à la charge croissante, le comportement de la structure renforcée permet de distinguer trois différentes phases :

- **Phase élastique globale**

Dans cette phase, le béton tendu, la plaque composite et l'acier se déforment de la même façon en fonction de la charge appliquée. Cette phase est terminée par l'apparition des fissures dans zone du béton tendu dues à la flexion.

- **Propagation de fissures**

Lorsque la contrainte de traction sur la fibre inférieure atteint sa limite, le béton se fissure. Cependant, la valeur de la contrainte reste assez faible. Après la fissuration du béton, le béton en compression, l'acier et la plaque composite continuent à se comporter élastiquement suivant l'augmentation de la charge.

Notons par ailleurs que l'augmentation de la charge entraîne l'ouverture de la fissure due à la flexion. Dans cette phase, la contribution de plaque composite en fibres de carbone à la résistance est plus importante que cela de l'acier.

Cette phase s'achève à l'apparition de la fissure diagonale due à l'effort tranchant. La plaque composite reprend donc tous les efforts.

- **Domaine instable, ouverture des fissures rupture par la fissure diagonale**

Après le renforcement, la structure devient plus rigide, cependant la rupture ductile est caractérisée par une fissure diagonale. La fissure diagonale s'ouvre progressivement suivant l'augmentation de la charge.

IV. PARTIE 4: MODÉLISATION NUMÉRIQUE POTEAU-CONSOLE

IV.1 Introduction

L'objectif de ce projet doctoral est de proposer une modélisation numérique de nos structures renforcées notamment la console courtes en béton armé renforcée ou pas en se servant de la des résultats obtenus des tests expérimentaux. Selon la fiabilité du modèle numérique, investiguer l'assemblage poteau-consolés. Une large investigation expérimentale contribue à la connaissance plus exacte du comportement de nos différents matériaux. De nombreux modèles dans le domaine élastique existent et dérivent plutôt bien les comportements des matériaux étudiés. En revanche, les études dans le domaine non linéaire des matériaux reste un grand champ surtout pour des matériaux complexe comme le béton ou des matériaux orthotropes comme le bois. L'assemblage de matériaux divers de nature et comportements différents constitue un défi. Et ce projet s'inscrit dans ce défi. Nous avons choisi le logiciel ABAQUS pour des raisons pragmatiques car il existe déjà au sein du laboratoire et beaucoup de travaux l'utilise déjà.

IV.2 Modélisation

IV.2.1 Béton

Les résultats des courbes décrivant le comportement en compression et en traction sont présentés sur la Figure IV-1.

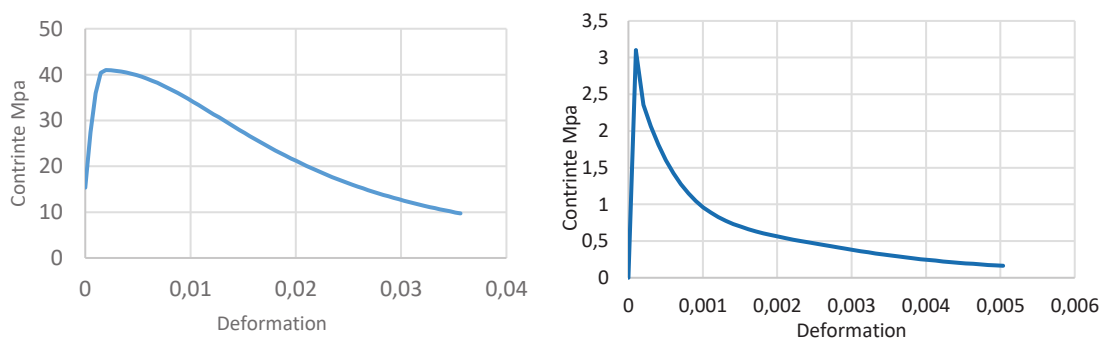


Figure IV-1 : Courbes décrivant les comportements en compression et en traction

En revanche les courbes décrivent les paramètres d'endommagement sont présentées sur la Figure IV-2.

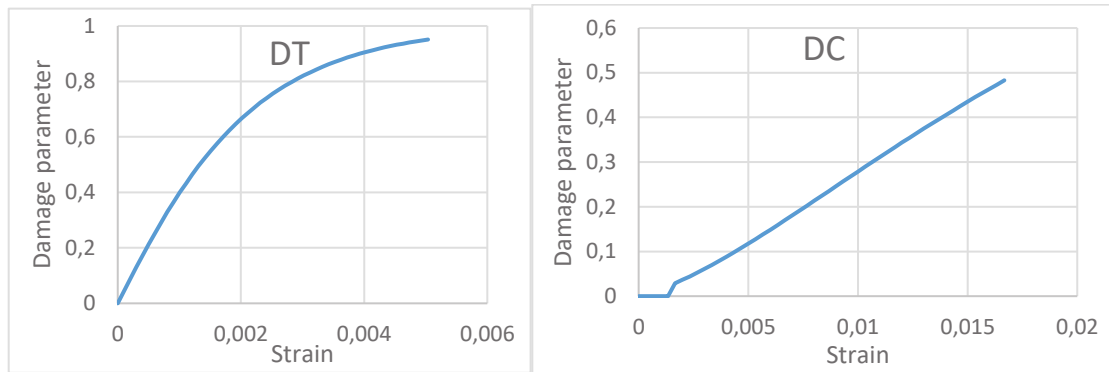


Figure IV-2 : Variation des paramètres d'endommagement D_t et D_c en fonction des déformations

Densité (ton/mm ³)	$2,40 \cdot 10^{-9}$
Module d'Young (N/mm ²)	25971,95
Coefficient de Poisson ν	0,15
Angle de dilation	36
Excentricité	0,1
f_{bo}/f_{co}	1,16
K	0,667
Paramètre de viscosité	0,001

Tableau IV-1 : Paramètres d'endommagement du béton

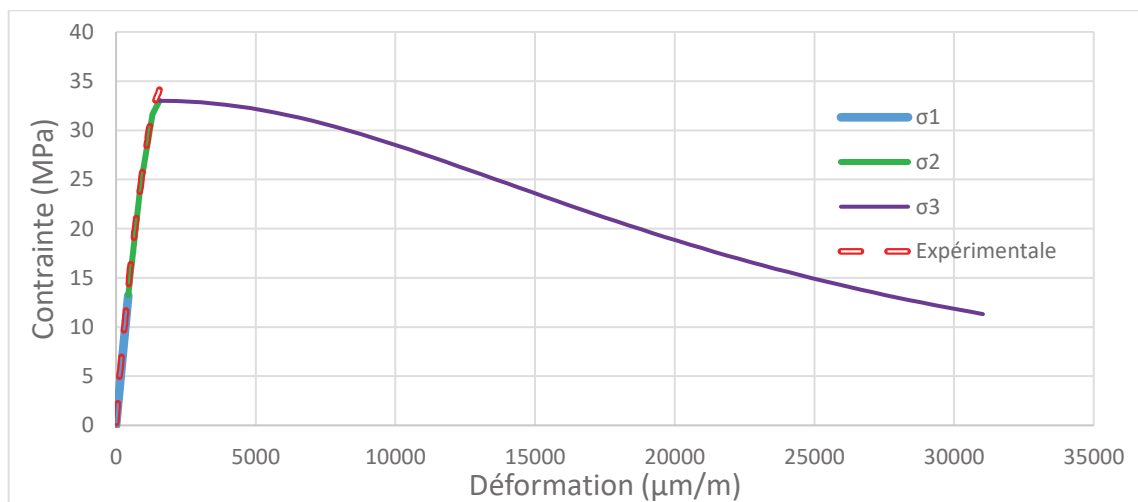


Figure IV-3 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle CDP.

Sur la **Figure IV-3** on compare les résultats expérimentaux et le modèle CDP développé. σ_1 représente la partie linéaire en bleu jusqu'à la valeur de contrainte égale à $0,4f_c$. La deuxième partie est exponentielle croissante jusqu'à σ_2 en vert. La troisième partie est décroissante exponentiellement jusqu'à σ_3 en violet. En rouge pointillé le résultat obtenu par l'étude

expérimentale. On voit bien une bonne corrélation entre les résultats numériques obtenus par le modèle CDP et les résultats obtenus expérimentalement.

IV.2.1.1 Étude des paramètres de CDP

Nous présentons les résultats obtenus sur les Figure IV-4, Figure IV-5, Figure IV-6 et Figure IV-7, à partir des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985). Sur la Figure IV-7, les résultats des deux modèles d'endommagement sont comparés. Les résultats montrent que dans notre cas, le modèle de (ALFARAH, et al., 2017) donne une fissuration plus proche des résultats expérimentaux obtenus, que ceux de (CARREIRA, et al., 1985).

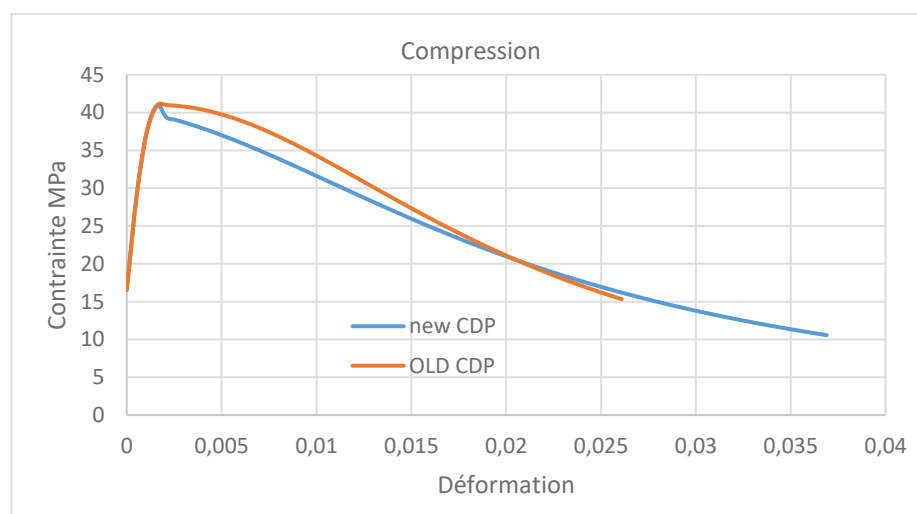


Figure IV-4 : Comparaison des comportements en compression uniaxiale du béton des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985)

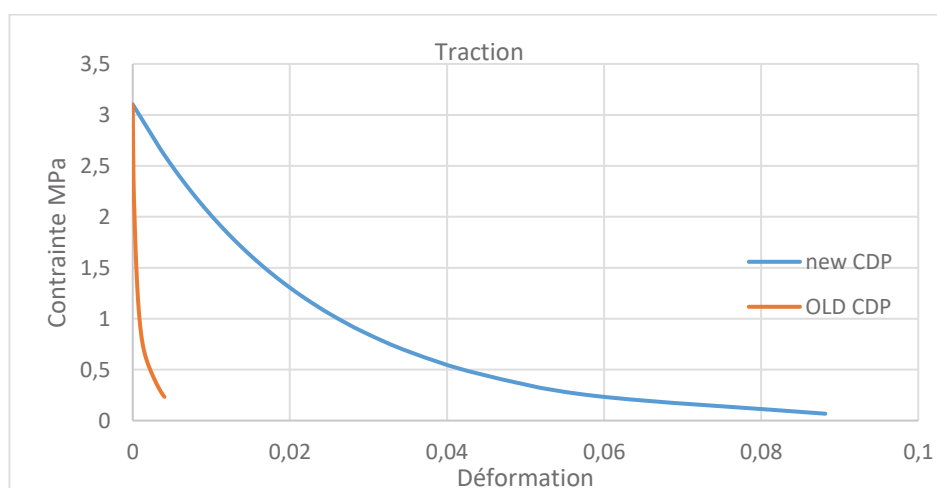


Figure IV-5 : Comparaison des comportements en traction uniaxiale du béton des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985)

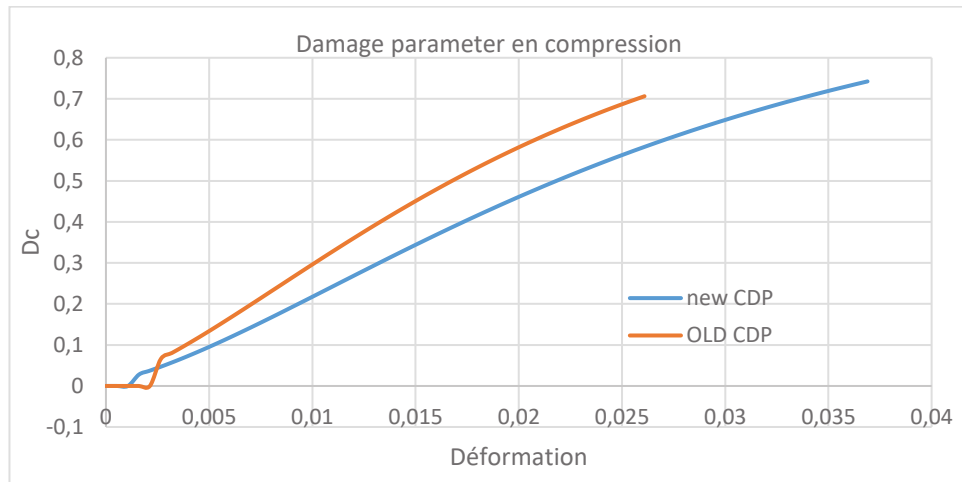


Figure IV-6 : Comparaison des paramètres d'endommagement en compression D_c du béton des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985)

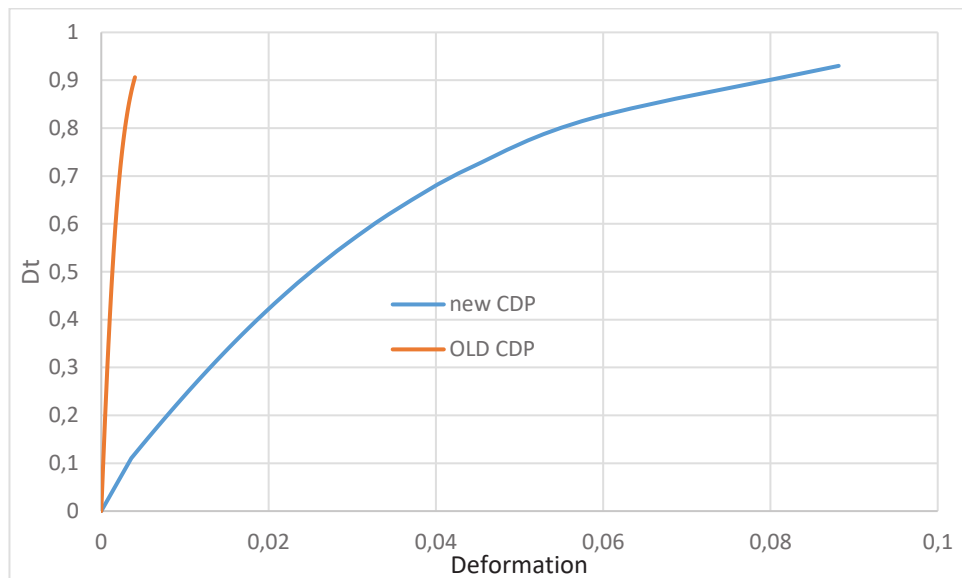


Figure IV-7 : Comparaison des paramètres d'endommagement en traction D_t du béton des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985)

IV.2.2 Barres d'Acier

L'ossature de la console courte est constituée de barres d'acier de haute adhérence. La limite élastique de l'acier est de $548,5 \pm 12,0$ MPa. On considère le comportement de l'acier comme élastique linéaire parfaitement plastique comme le montre la Figure IV-8.

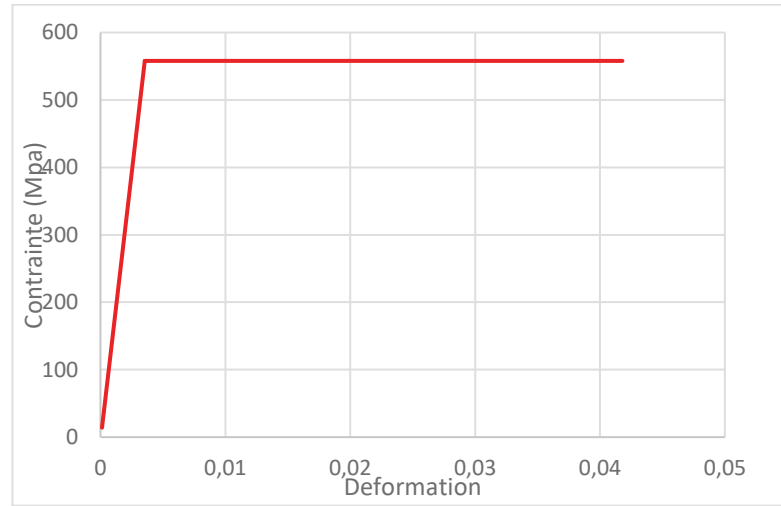


Figure IV-8 : Comportement élastique linéaire parfaitement plastique

IV.2.3 Matériaux composites en fibres de carbone

Le matériau composite est constitué par deux parties : la matrice et le renfort. Le renfort peut être des fibres de carbone, fibres de verre ou fibres de Kevlar. La matrice est généralement une résine polymère, comme époxy résine, qui sert de à lier les renforts ensemble. On suppose que les propriétés mécaniques doivent dépendre des propriétés mécaniques de ces deux matériaux.

La loi d'élasticité est donnée par :

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{23} \\ \epsilon_{12} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{-\nu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E_1}{E_1} & \frac{E_1}{E_1} & \frac{E_1}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{13}}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_3} & \frac{1+\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{2G_{13}} & 0 \\ \frac{E_1}{E_1} & \frac{E_1}{E_1} & \frac{E_3}{E_3} & \frac{0}{E_1} & \frac{2G_{13}}{2G_{13}} & \frac{0}{2G_{13}} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \end{Bmatrix} \quad (IV-1)$$

On considère une isotropie transversale présentée par :

$$E_1 = E_2, \frac{\nu_{13}}{E_1} = \frac{\nu_{23}}{E_2}, G_{13} = G_{23}, 2G_{12} = \frac{E_1}{1 + \nu_{12}} \quad (IV-2)$$

IV.2.3.1 Règle de mélange

On suppose que le contact à l'interface entre les fibres et la matrice est parfait, aucun glissement. Cela veut dire le renfort et la matrice ont les mêmes déformations.

Le module d'Young le long de la direction des fibres peut être déterminé par la règle de mélange. Dans cette règle, on suppose que lorsqu'on applique une charge axiale dans la direction longitudinale, la charge est répartie entre la fibre et la matrice (JONES, 1975) **Figure IV-9.**

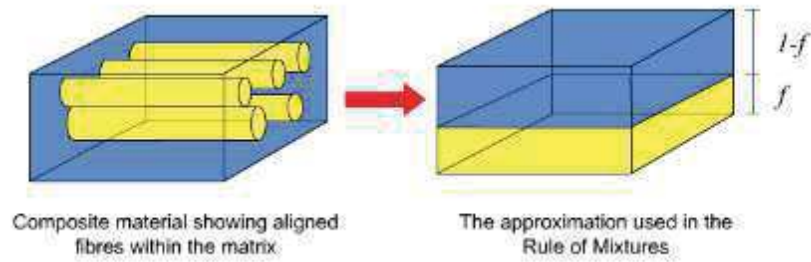


Figure IV-9 : Règle de mélange

La condition "le contact renfort et l'adhésif parfait, même déformation" se traduit par :

$$\epsilon_c = \epsilon_f = \epsilon_m \quad (IV-3)$$

$$P_c = P_f = P_m \quad (IV-4)$$

d'où

$$\sigma_c A_c = \sigma_f A_f + \sigma_m A_m \quad (IV-5)$$

Ces équations peuvent être simplifiées comme suite :

$$E_c = E_f V_f + E_m (1 - V_f) = E_{11} \quad (IV-6)$$

Lorsque les matériaux composites sont avec les fibres orientées dans le sens de la charge appliquée le module élastique net est :

$$E_c = V_m E_m + V_f E_f \quad (IV-7)$$

V_m – fraction volumique de la matrice

E_m – module d'Yung de la matrice

V_f – fraction volumique des fibres

E_f - module d'Young des fibres

Avec $V_m = \frac{\text{Volume de la matrice}}{\text{Volume totale}}$ et $V_f = \frac{\text{Volume des fibres}}{\text{Volume totale}}$

Dans la modélisation numérique, on a 3 couches de CFRP et 2 couches d'adhésif. Alors le module équivalent est donné par :

$$E_{e,CFRP} = \frac{E_a t_a + E_f t_f}{t_a + t_f} \quad (IV-8)$$

E_a – module en traction de l'adhésif

E_f – module en traction de fibre en carbone

t_a – épaisseur de l'adhésif

t_f - épaisseur du tissu de fibre en carbone.

La plaque composite ainsi obtenue (Les tissus de carbone unidirectionnels avec un adhésif époxyde) constitue une couche équivalente. Mais la couche adhésive entre la surface du béton et le matériau composite est exclue de la couche équivalente (AL-ZAND, et al., 2017) (AL-ZUBAIDY, et al., 2013) (FAWZIA, et al., 2006). On suppose que les différentes couches adhésives ont les mêmes épaisseurs. Les propriétés mécaniques peuvent donc être estimées par les formules suivantes :

$$t_{cfrp.patch} = (n \times t_{cfrp.sheet}) + ((n - 1) \times t_{ad}) \quad (IV-9)$$

$$\sigma_{cfrp.patch} = \frac{(n \times t_{cfrp.sheet} \times \sigma_{cfrp.sheet}) + ((n - 1) \times t_{ad} \times \sigma_{ad})}{t_{cfrp.patch}} \quad (IV-10)$$

$$E_{cfrp.patch} = \frac{(n \times t_{cfrp.sheet} \times E_{cfrp.sheet}) + ((n - 1) \times t_{ad} \times E_{ad})}{t_{cfrp.patch}} \quad (IV-11)$$

IV.2.3.1.1 Détermination de E_1

E_1 est déterminé par la règle de mélange :

$$E_1 = V_m E_m + V_f E_f \quad (IV-12)$$

E_f – module des fibres

V_f – fraction de volume de fibres

E_m – module de la matrice

$V_m = 1 - V_f$.

IV.2.3.1.2 Détermination de E_2

Ce module est difficile à déterminer. On considère la même contrainte transversale dans la fibre que dans la matrice, ce qui permet d'utiliser l'expression suivante de la mécanique des matériaux, qui donne une valeur limite inférieure du module de Young E_2 .

$$E_2 = \frac{E_f E_m}{V_m E_f + V_f E_m} \text{ ou } \frac{1}{E_2} = \frac{V_m}{E_m} + \frac{V_f}{E_f} \quad (\text{IV-13})$$

Plus précisément on peut déterminer E_2 par les équations de Halpin-Tsai (HALPIN, 1969) (HALPIN, et al., 1976)

$$\frac{E_2}{E_m} = \frac{1 + \zeta \eta V_f}{1 - \eta V_f} \quad (\text{IV-14})$$

où

ζ – est le paramètre géométrique du renforcement

$$\eta = \frac{\frac{E_f}{E_m} - 1}{\frac{E_f}{E_m} + \zeta} \quad (\text{IV-15})$$

IV.2.3.1.3 Détermination de ν_{12}

Le coefficient de Poisson ν_{12} est déterminé par la règle des mélanges résultant des deux hypothèses précédentes selon lesquelles la fibre et la matrice se déforment de façon identique le long de la direction de la fibre et que la contrainte transversale σ est nulle.

$$\nu_{12} = \nu_m E_m + \nu_f E_f \quad (\text{IV-16})$$

IV.2.3.1.4 Détermination de G_{12}

Le module de cisaillement G_{12} est déterminé en supposant que la contrainte de cisaillement de la fibre et de la matrice sont identiques.

$$G_{12} = \frac{G_f G_m}{V_m G_f + V_f G_m} \text{ ou } \frac{1}{G_{12}} = \frac{V_m}{G_m} + \frac{V_f}{G_f} \quad (\text{IV-17})$$

$$\text{Avec } G_f = \frac{E_f}{2(1+\nu_f)} \text{ et } G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu_m)}$$

Plus précisément G_{12} peut être déterminé par les équations de Halpin-Tsai

$$\frac{G_{12}}{G_m} = \frac{1 + \zeta \eta V_f}{1 - \eta V_f} \quad (\text{IV-18})$$

$$\text{où } \eta = \frac{\frac{G_f}{G_m} - 1}{\frac{G_f}{G_m} + \zeta}$$

Le paramètre ζ dépend de la géométrie des fibres, la distribution et les conditions de chargement.

IV.2.3.1.5 Détermination de ν_{21}

À partir de l'équation suivante :

$$\frac{\nu_{12}}{E_1} = \frac{\nu_{21}}{E_2} \quad (\text{IV-19})$$

On en déduit :

$$\nu_{12} = \frac{\nu_{12}}{E_1} E_2 \quad (\text{IV-20})$$

IV.2.3.2 Adhésif

La zone cohésive est une représentation mathématique de la zone de processus de fracture ou le comportement mécanique peut être décrit comme une loi cohésive.

IV.2.3.2.1 Énergie de rupture

L'énergie de rupture est l'énergie consommée par unité de surface pendant le processus de rupture lorsque la fissure progresse.

Considérons les trois modes de rupture - Figure IV-10, l'ouverture propre normale au pic de la fissure (Mode I), glissement, déplacements tangentiels de la face de la fissure (Mode II) et rupture en dehors du plan de fissuration (Mode III). On peut considérer aussi que la fissuration se produit lorsqu'il y a combinaison des trois modes de rupture. Dans ce dernier cas, on appelle de Modes mixtes.

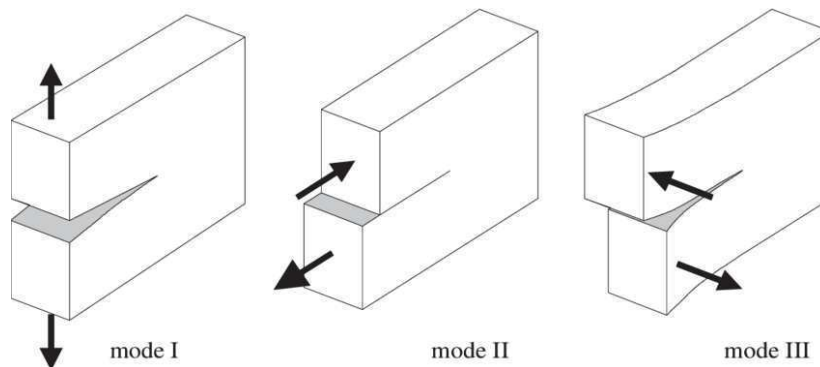


Figure IV-10 : Modes de rupture

IV.2.3.2.2 La loi de traction-séparation.

Le modèle de comportement des éléments cohésifs le plus souvent utilisés est la loi de traction-séparation. Ce modèle composé de trois composantes de séparation - une normale et deux parallèles à l'interface. Les éléments cohésifs ont que la translation de degrés de libertés. Il existe plusieurs types de lois de traction-séparation, mais la base de ce modèle est montrée sur la **Figure IV-11**. La courbe contrainte-déplacement (ou déformation) commence par une

augmentation linéaire des contraintes jusqu'à une condition maximale, puis on a une perte de rigidité de la structure et une réduction de la contrainte σ . La surface fermée par la courbe nous donne l'énergie de fracture. En raison du travail externe effectué, l'énergie du système atteint les forces de matériau cohésif et donc on arrive jusqu'au point d'endommagement initiale. Après ce point les dommages progressent

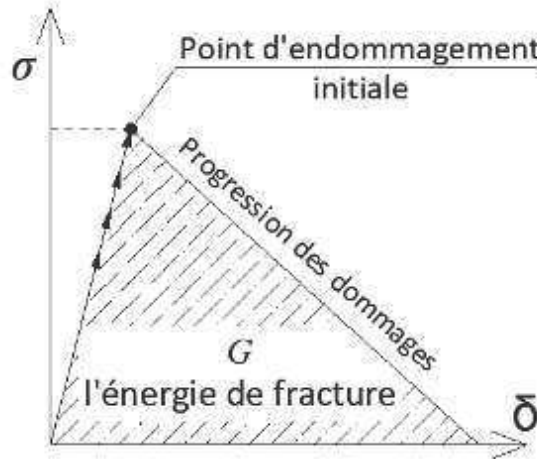


Figure IV-11 : Loi de traction-séparation.

Il est possible d'utiliser les éléments cohésifs lorsqu'on atteint les propagations des fissures. Mais l'espace précis d'initiation des fissures exige de déterminer en avance leurs évolutions caractéristiques. On suppose donc que les fissures se propagent seulement le long de la couche d'éléments cohésifs **Figure IV-12**.

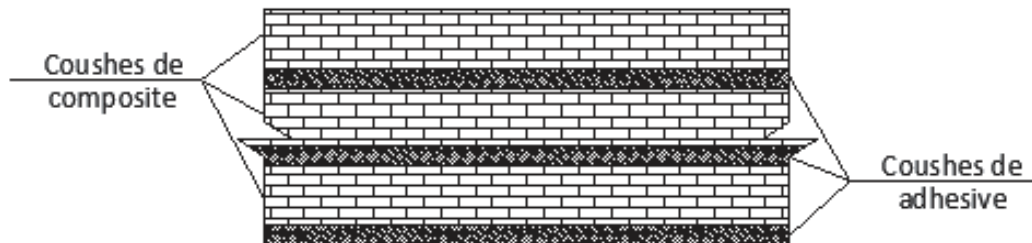


Figure IV-12 : Matériau composite avec des couches d'adhésif

$$\left(\frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0}\right)^2 + \left(\frac{t_s}{t_s^0}\right)^2 + \left(\frac{t_t}{t_t^0}\right)^2 = 1 \quad (\text{IV-21})$$

$$G^c = G_n^c + (G_s^c - G_n^c) \left(\frac{G_s}{G_T}\right)^\eta \quad (\text{IV-22})$$

Lorsque ces éléments sont utilisés comme adhésifs, des résultats locaux plus précis sont généralement obtenus avec la zone cohésive plus raffinée que les éléments du composant environnant. Si un contact « master-slave » est utilisé, la surface des éléments cohésifs doit globalement être la surface « slave » et la surface de la partie voisine doit être la surface « master ». Les éléments cohésifs sont aussi utilisés lorsque les nœuds du maillage ne

coïncident pas avec les éléments adjacents. Quand les faces supérieure et inférieure de l'élément cohésif ne se déplacent pas significativement tangentiellement par rapport à l'autre pendant la déformation. En d'autres termes, pour modéliser la situation décrite ci-dessus, la déformation des éléments cohésifs doit être limitée à «small sliding». On considère que le comportement initial d'élément cohésif est linéaire. Quand les critères d'endommagement sont satisfaits, l'endommagement du matériau se produisent selon la loi d'évolution définie – **Figure IV-13**.

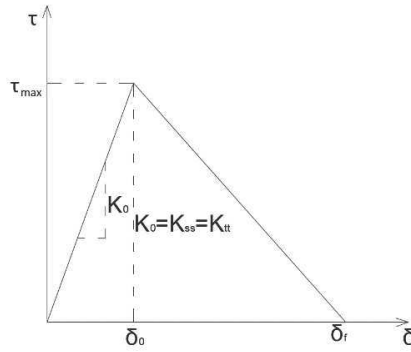


Figure IV-13 : Réponse de la traction-séparation.

On suppose que le dommage se produit lorsque le rapport de contrainte nominale maximale égal à 1. Ce critère est représenté par :

$$\max \left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1 \quad (\text{IV-23})$$

t_n^0 , t_s^0 , et t_t^0 représente la plus haute valeur du contrainte nominale quand la déformation est soit normale à l'interface, soit dans la première ou deuxième direction de cisaillement.

IV.2.3.3 Propriétés des matériaux

Le déplacement d'une bille de longueur L , de rigidité élastique E et de surface A soumise à une charge axiale P , est donné par :

$$\delta = \frac{PL}{AE} \quad (\text{IV-24})$$

On peut réécrire cette équation de la façon suivante :

$$\delta = \frac{S}{K} \quad (\text{IV-25})$$

Avec $S=P/A$ – contrainte nominale et $K=E/L$ – rigidité décrivant la liaison entre la contrainte nominale et les déplacements. La masse totale de la bielle avec une densité ρ est donnée par :

$$m = \rho AL = \bar{\rho} A \quad (\text{IV-26})$$

On considère la longueur $L=1$ pour assurer l'équivalence de la déformation et du déplacement. Dans l'équation, la densité ρ est exprimée en masse par unité de surface A au lieu de la masse par unité de volume.

Cette hypothèse peut être appliquée sur une couche d'adhésif avec pour épaisseur initiale t_c . Si la rigidité et la densité de matériau adhésif sont respectivement E_a et ρ , alors la rigidité et la densité à l'interface sont respectivement $E_c = \left(\frac{E_a}{t_c}\right) t_0$ et $\bar{\rho} = \rho_c t_c$. Cette formulation permet d'estimer les paramètres nécessaires pour modéliser le comportement mécanique du matériau adhésif dans la zone d'interface.

IV.2.3.3.1 Endommagement

Par comparaison Abaqus/Standard et Abaqus/Explicit (SIMULIA ABAQUS 6.13) seulement Abaqus/Explicit permet de modéliser l'endommagement progressif et les défaillances des éléments cohésifs des matériaux conventionnels. La modélisation permet la combinaison de plusieurs mécanismes d'endommagement agissant simultanément sur le même matériau. On a trois mécanismes d'endommagement qui contiennent des critères d'initiation des dommages, la loi d'évolution des dommages et la suppression d'éléments quand il atteint un état complètement endommagé. La réponse initiale d'élément cohésif est linéaire. Lorsque les critères d'endommagement sont satisfaits, les dommages du matériau se produisent selon l'évolution définie – **Figure IV-14**.

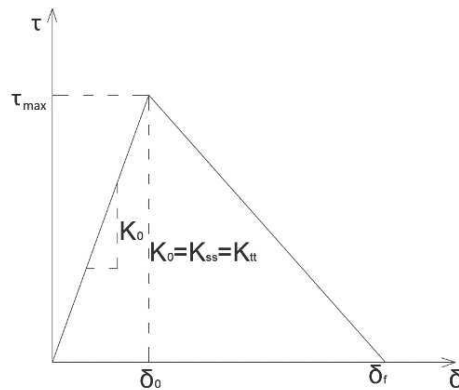


Figure IV-14 : La réponse de la Traction-séparation

Le logiciel propose quatre critères d'initiation de l'endommagement :

- « Maximum nominal stress » - on suppose que l'endommagement de l'adhésif commence lorsque la contrainte nominale maximale atteint la capacité maximale de l'adhésif,
- « Maximum nominal strain » - on suppose que l'endommagement de l'adhésif commence lorsque la déformation nominale maximale atteint la capacité maximale de l'adhésif,

- « Quadratic nominal stress » on suppose que les dommages commencent lorsqu'une fonction d'interaction quadratique impliquant les contraintes nominales atteint une valeur de 1,
- « Quadratic nominal strain » on suppose que les dommages commencent lorsqu'une fonction d'interaction quadratique impliquant les rapports de déformation atteint une valeur de 1.

Les parties unit sont soumis à un état de contrainte complexe (contrainte normale et contrainte de cisaillement) et ces contraintes contribuent à la rupture de l'adhésif (KABIR, et al., 2016).

Dans notre simulation numérique, nous avons utilisé le critère d'endommagement par traction quadratique, (KABIR, et al., 2016), et (YASMEEN, 2011). Ce critère est représenté par :

$$\left\{ \frac{\langle \varepsilon_n \rangle}{\varepsilon_n^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s^0} \right\} + \left\{ \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_t^0} \right\}^2 = 1 \quad (\text{IV-27})$$

Il est utile d'introduire un déplacement efficace pour décrire l'évolution des dommages sous une combinaison de déformation normale et de cisaillement à travers l'interface (CAMANHO, et al., 2002)

$$\delta_m = \sqrt{\langle \delta_n \rangle^2 + \delta_s^2 + \delta_t^2} \quad (\text{IV-28})$$

IV.2.3.3.2 Définition du mode mixte

Abaqus utilise deux mesures dans ce mode, l'une basée sur les énergies et l'autre sur les tractions. Le travail effectué par la force de traction et les déplacements relatifs liés dans les directions normales, première et deuxième cisaillement, sont G_n , G_s et G_t respectivement. Considérons $G_T = G_n + G_s + G_t$. La définition donc du mode mixte est comme suit :

$$m_1 = \frac{G_n}{G_T} \quad (\text{IV-29})$$

$$m_2 = \frac{G_s}{G_T} \quad (\text{IV-30})$$

$$m_3 = \frac{G_t}{G_T} \quad (\text{IV-31})$$

Le logiciel calcule les quantités d'énergie soit sur la base de l'état actuel de déformation soit sur la base de l'historique de la déformation à un point d'intégration. La première approche est utile dans les simulations en mode mixte où le mécanisme de dissipation d'énergie primaire

est associé à la création de nouvelles surfaces en raison d'une défaillance dans la zone cohésive. Deuxième approche fournit une autre façon de définir le mode-mixte et peut être utile dans des situations où d'autres mécanismes de dissipation importants régissent également la réponse structurelle globale.

La définition de mode mixte en termes de composants en traction est donnée par :

$$\phi_1 = \left(\frac{2}{\pi}\right) \tan^{-1} \left(\frac{\tau}{\langle t_n \rangle} \right) \quad (\text{IV-32})$$

$$\phi_2 = \left(\frac{2}{\pi}\right) \tan^{-1} \left(\left| \frac{t_t}{t_s} \right| \right) \quad (\text{IV-33})$$

Avec $\tau = \sqrt{t_s^2 + t_t^2}$ est une mesure de la traction effective par cisaillement **Figure IV-15**.

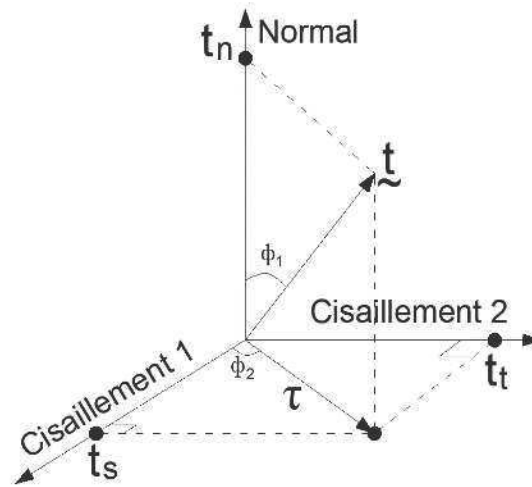


Figure IV-15 : Mesures angulaires de la traction effective par cisaillement

On peut avoir le cas où on a un matériau avec un comportement couplé traction-séparation, les tractions normales et le cisaillement peuvent avoir une valeur différente de zéro pour une déformation dans la direction normale. Dans ce cas, la définition du mode mixte basé sur les énergies indiquerait une déformation normale, alors que la définition basée sur des tractions suggérerait un mixte de déformation normale et de cisaillement.

IV.2.3.3 Évolution d'endommagement

L'évolution d'endommagement en deux parties sont à définir. La première partie consiste à spécifier le déplacement effectif à la rupture complète δ_m^f par rapport au déplacement effectif au début de l'endommagement δ_m^0 ou l'énergie dissipée lors l'endommagement G^C **Figure IV-16**.

IV.2.3.3.4 Définition de l'énergie dissipée.

La dépendance de l'énergie de rupture du mode mixte peut être déterminée comme critère de rupture de la loi de puissance. Ce critère de la loi de puissance stipule que la défaillance dans les conditions de mode mixte est régie par l'interaction de force des énergies nécessaires pour provoquer la rupture dans les modes individuels. Les modes individuels sont : un normal et deux cisaillements et ils sont donnés par :

$$\left\{\frac{G_n}{G_n^C}\right\}^\alpha + \left\{\frac{G_s}{G_s^C}\right\}^\alpha + \left\{\frac{G_t}{G_t^C}\right\}^\alpha = 1 \quad (\text{IV-34})$$

Dans les modes mixtes l'énergie de rupture est donnée par:

$$G^C = G_T \quad (\text{IV-35})$$

Lorsque l'équation ci-dessus est satisfaite, on a :

$$G^C = \frac{1}{\left(\left\{\frac{m_1}{G_n^C}\right\}^\alpha + \left\{\frac{m_2}{G_s^C}\right\}^\alpha + \left\{\frac{m_3}{G_t^C}\right\}^\alpha\right)^{\frac{1}{\alpha}}} = 1 \quad (\text{IV-36})$$

G_n^C , G_s^C et G_t^C représentent l'énergie de rupture critique requise pour provoquer une rupture dans la normale, la première et la seconde direction de cisaillement, respectivement.

Lorsque les énergies critiques de rupture pendant la déformation purement le long des première et deuxième direction de cisaillement sont les mêmes $G_s^C = G_t^C$ on peut utiliser le critère de fracture de Benzeggagh-Kenane (BENZEGGAGH, et al., 1996). Ils proposent l'équation suivante :

$$G_n^C + (G_s^C - G_n^C) \left\{\frac{G_s}{G_T}\right\}^\eta = G^C \quad (\text{IV-37})$$

Avec $G_s = G_s + G_t$, $G_T = G_n + G_s$ et η est un paramètre de matériau.

IV.2.3.3.5 Temps stable incrémental

Le temps stable incrémental pour un élément cohésif Δt , nécessaire pour que l'onde propagée par la force appliquée traverse l'épaisseur t_c , d'élément cohésif est donné par :

$$\Delta t = \frac{t_c}{c} \quad (\text{IV-38})$$

Ou $c = \sqrt{\frac{E_c}{\rho_c}}$ est la vitesse d'onde. E_c est la rigidité volumique (bulk siffness) et ρ_c est la densité du matériau cohésif.

Le temps stable incrémental est décrit par :

$$\Delta t = T_c \sqrt{\frac{\rho_c}{E_c}} \quad (\text{IV-39})$$

Quand on utilise la loi de traction-séparation la pente qui représente la liaison, est $K_c = E_c/t_c$ et la densité est spécifié en masse par surface $\overline{\rho_c} = \rho_c t_c$ d'où on obtient l'équation suivante :

$$\Delta t = \sqrt{\frac{\overline{\rho_c}}{K_c}} \quad (\text{IV-40})$$

Le temps stable incrémental pour des éléments cohésifs peut être augmenté par :

- une augmentation de l'épaisseur, t_c ;
- une augmentation de la densité, ρ_c ;
- une réduction de la rigidité, E_c ;
- une combinaison des éléments ci-dessus.

L'augmentation de la densité est l'option de « mass scaling », c'est-à-dire l'échelle de masse. Si l'épaisseur de l'élément cohésif est très petite, l'échelle de masse nécessaire pour obtenir un temps incrémental raisonnable peut affecter les résultats de manière significative. Dans ce cas, il est donc possible de réduire l'échelle de masse. Si la résistance maximale et l'énergie de rupture restent presque les mêmes, la réponse globale du modèle ne sera pas affectée de manière significative.

IV.2.3.3.6 Comportement constitutive en termes de traction-séparation

Le rapport de temps stable incrémental d'élément cohésif (avec indice c) et les éléments adjacents (avec indice e) est donné par l'expression suivante :

$$\frac{\Delta t_c}{\Delta t_e} = \sqrt{\left(\frac{\overline{\rho_c}}{\overline{\rho_e}}\right) \left(\frac{K_e}{K_c}\right)} \quad (\text{IV-41})$$

Une façon de garantir que les éléments cohésifs n'auront aucun effet négatif sur l'incrément de temps stable est de choisir des propriétés de matériau telles que $\Delta t_c = \Delta t_e$. Ce qui implique :

$$\frac{\overline{\rho_c}}{\overline{\rho_e}} = \frac{K_c}{K_e} \quad (\text{IV-42})$$

Cela peut être accompli lorsque la rigidité d'élément cohésif et la densité par unité de surface sont choisies tels que

$$K_c = \frac{E_c}{T_c} = \frac{1}{10} \frac{E_e}{T_e} = 0,1K_e \quad (\text{IV-43})$$

$$\overline{\rho}_c = \rho_c T_c = \frac{1}{10} \rho_e T_e = 0,1\overline{\rho}_e \quad (\text{IV-44})$$

T_e – représente la longueur caractéristique d'élément adjacent non-cohésif. Si on suppose pour $K_c = 0,1E_e$ la rigidité dans la couche cohésive par rapport aux éléments adjacents sera similaire à la rigidité par défaut utilisée par le contact de pénalité dans Abaqus / Explicit. Cette approche n'affecte pas de manière significative parce que la résistance maximale et l'énergie de rupture restent inchangées (SIMULIA ABAQUS 6.13).

IV.2.3.3.7 Contact

Le contact en Abaqus/Standart peut être basé sur une surface ou sur les éléments, alors qu'en Abaqus/Explicite, il est basé seulement sur une surface.

Le contact basé sur une surface peut être utilisé comme un contact généralement « automatique » où on ne définit pas les surfaces à connecter mais par un algorithme, qui exige à définir les surfaces potentielles d'entrer en contact. Les deux algorithmes requièrent la spécification des propriétés de contact entre les deux surfaces.

L'interaction entre les surfaces en contact se compose de deux composants – une normale et une tangentielle aux surfaces.

Dans le logiciel il y a différents modèles de contact d'interactions. Pour lier deux surfaces on peut utiliser les contraintes « Tie ». Dans ce type de contact on doit définir une surface principale et une surface secondaire. Les nœuds de surface secondaire ont le même déplacement comme les nœuds de la surface principale. Dans ce cas, la surface principale est toujours celle avec la plus grande rigidité.

Dans le logiciel sont intégrés également le contact avec un comportement cohésif et le contact basé sur les éléments finis supplémentaires de type cohésif.

Dans le contact avec un comportement cohésif, les calculs s'effectuent individuellement selon les restrictions appliquées dans les nœuds. Ces restrictions peuvent être basées sur le comportement normal, tangentiel, endommageable, amortissant etc. L'épaisseur de la colle adhésive est nulle ($t = 0$) et par conséquent, on ne peut pas la faire varier. Le nombre des restrictions potentielles est presque égal au nombre de nœuds.

Dans le contact avec les éléments finis supplémentaires de type cohésif, les calculs s'effectuent jusqu'à terme du matériau. Ce type de contact nous permet d'utiliser un maillage plus raffiné et d'améliorer les résultats. Le comportement normal de ce type de contact est l'effet provoqué par la destruction complète d'éléments cohésifs. Ce type de contact n'a pas

d'autre analogie, parce qu'il est défini entre deux surfaces adjacentes et en plus ils ont des éléments cohésifs entre eux.

IV.3 Maillage des éléments de la structure étudiée

Une des raisons du choix Abaqus comme logiciel est la richesse d'éléments finis disponibles. Le choix des types d'éléments finis utilisés est une part importante de la simulation numérique. Le but est de trouver un équilibre entre une solution fiable et stable; de même comme un logiciel qui utilise des ressources informatiques acceptables. Le choix des éléments finis s'articule autour des hypothèses observées dans les études expérimentales (les conditions aux limites, cas de chargement, endommagement etc.).

IV.3.1 Béton

L'étude bibliographique montre, que les éléments le plus souvent utilisés pour modéliser la section en béton sont C3D8R et C3D8.

Abaqus prescrit différentes méthodes pour stabiliser la solution d'analyse. On peut utiliser soit « mass scaling »(échelle de masse), « smooth step » ou bien utiliser des éléments finis sans intégration réduite, alors qu'il existe d'autres méthodes qui peuvent assurer la stabilité de solution. Ces méthodes ne sont pas directement liées avec la stabilité, mais elles exercent une influence importante. L'une de ces méthodes est « Rayleigh Damping ». Dans cette méthode on choisit le pourcentage d'amortissement, parce que dans les équations il y a plusieurs inconnues et c'est une procédure itérative. Les paramètres à introduire sont :

- Temps de simulation
- Amortissement de la rigidité
- Amortissement de la masse
- Temps incrémental

Dans ce cas il faut faire varier ces paramètres, jusqu'à ce qu'on obtienne un rapport d'énergie acceptable.

Une autre façon pour améliorer la stabilité de solution est en utilisant la viscosité des matériaux. Il existe deux façons d'appliquer cette méthode. On peut introduire la viscosité comme une charge appliquée sur toute la surface de la structure ou bien comme caractéristique des propriétés d'éléments finis.

Les éléments finis avec intégration réduite possèdent un seul point d'intégration. Ce type d'élément peut réduire considérablement le temps de calcul, mais ils peuvent également poser un autre problème. Lorsqu'on utilise des éléments finis avec intégration réduite le logiciel ne

peut pas prendre en compte les déformations obtenues avec énergie nulle. Ce phénomène est appelé mode d'Hourglass. Pour éliminer ce problème, des algorithmes de contrôle sont introduits appelés « Hourglass controls ».

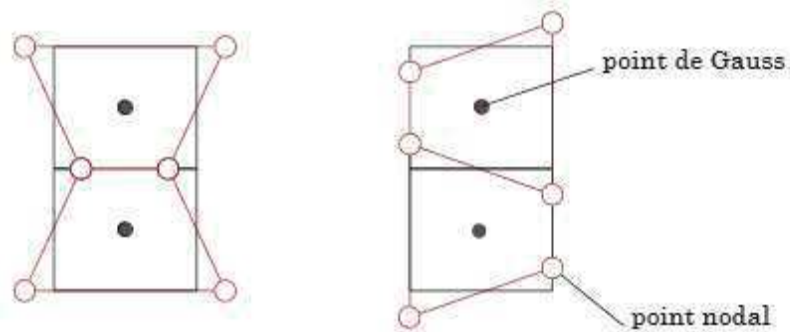


Figure IV-18 Mécanisme de Hourglass, les deux points d'intégration ne sont soumis à aucun déplacement (Nana, 2017)

La stabilité de la solution peut être améliorée aussi par changement de la densité des matériaux. L'analyse Explicite de sa nature est une analyse dynamique et donc la densité joue un rôle vraiment important sur la solution. La densité est liée par la masse de la structure et les efforts nécessaires pour provoquer un déplacement dépendent donc de celle-ci.

IV.3.2 Barres d'Acier

Dans le logiciel Abaqus, deux types d'éléments finis pour modéliser les barres d'acier sont disponibles - élément de barre ou élément de treillis « Truss ».

Nous avons utilisé les éléments de types « Truss » T3D2 pour modéliser les barres d'acier. Ce sont des éléments de forme tridimensionnels ayant deux degrés de liberté. Les éléments treillis sont utilisés en deux et trois dimensions pour modéliser des structures élancées en forme de ligne qui ne supportent le chargement que le long de l'axe ou de la ligne centrale de l'élément. Un élément à 2 nœuds, qui utilise une interpolation linéaire pour la position et le déplacement, a une contrainte constante. Il est défini que la section transversale associée à l'élément de forme fait partie de la définition de la section. Lorsque des formes sont utilisées dans l'analyse de grands déplacements, la section transversale mise à jour est calculée en supposant que la forme est constituée d'un matériau incompressible, quelle que soit la définition réelle du matériau. Les éléments treillis ont une rigidité non initiale pour résister au chargement perpendiculaire à leur axe.

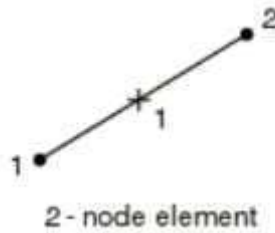


Figure IV-19 T3D2 élément finit de type « truss »

IV.3.3 Matériau composite en fibres de carbone

S4R est un élément de type coque à 4 nœuds, quadrilatère, contrainte / déplacement avec une intégration réduite et une formulation à grande déformation.

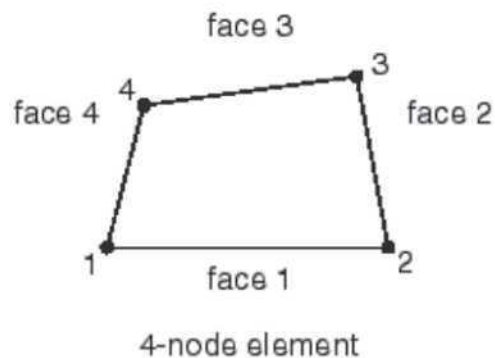


Figure IV-20 - S4R élément fini de type « shell »

La formulation d'éléments finis considérée est celle de la déformation à membrane finie, par conséquent, ces éléments peuvent être utilisés pour effectuer des analyses de déformations importantes. Ils sont largement utilisés pour les applications industrielles car ils conviennent à la fois aux coques fines et épaisses.

L'élément S4R utilise une règle d'intégration réduite avec un point d'intégration qui rend cet élément moins coûteux en calcul. La stabilisation du « hourglass » est effectuée par un paramètre de contrôle.

IV.3.4 Adhésif

Nous avons déjà présenté la loi de traction – séparation, utilisée dans la formulation des éléments cohésifs. Dans le model, nous avons utilisé l'élément COH3D8 – 8 nœuds 3D élément cohésif Figure IV-21: 8 nœuds 3D élément cohésif COH3D8, Figure IV-21.

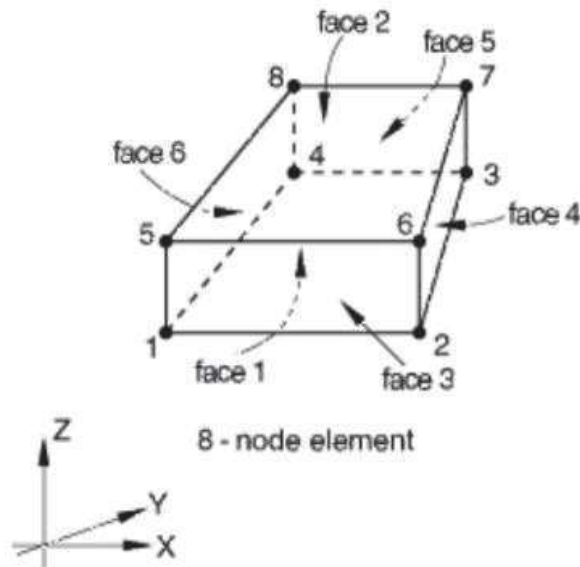


Figure IV-21: 8 nœuds 3D élément cohésif COH3D8.
Ce type d'éléments finis possède 6 degrés de liberté dans chaque nœud.

IV.4 Etude de la console courte en béton armé

Nous disposons des données expérimentales effectuées lors des travaux de thèse de (IVANOVA, 2013). Alors le premier objectif fut de la modéliser afin de valider le modèle numérique. Les difficultés sont nombreuses, la modélisation des cadres (en 3D), les effets d'échelles des différents matériaux (par exemple le joint adhésif de l'ordre du millimètre, alors que le poteau en béton armé de l'ordre du mètre, le problème d'interface.

IV.4.1 Géométrie

Le modèle expérimental utilisé par (IVANOVA, 2013) est constitué de deux consoles et un poteau relativement court pour des raisons pratiques et de mise en place technique. La géométrie et l'ossature d'armature est présentées sur Figure IV-22 et Figure IV-23.

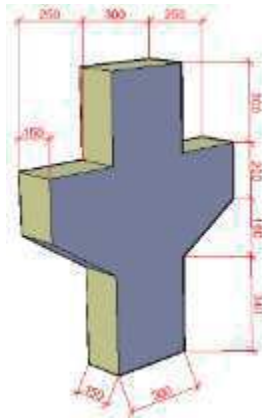


Figure IV-22 : Géométrie Console courte en BA

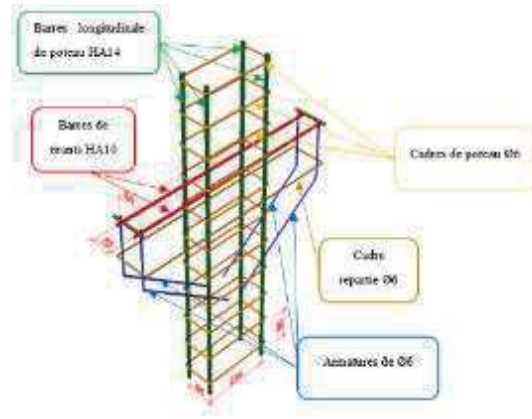


Figure IV-23 : Armature de la console courte en BA

IV.4.2 Maillage

Le modèle ainsi défini est constitué de 5432 éléments au total. Le béton est constitué de 3600 éléments quadratiques à 8 nœuds nommés C3D8R. Ce type d'élément finis représente une brique linéaire (c'est-à-dire qu'il utilise interpolation linéaire dans chaque sens) avec un point d'intégration réduite. En revanche, les armatures sont représentées par 920 éléments linéaires de type barre avec 2 nœuds soit T3D2. Ce type d'élément a deux degrés de liberté. Il peut transmettre seulement des forces axiales et ils n'ont pas de résistance en flexion, donc ce type élément est convenable pour modéliser des barres d'acier qui sont soumises à traction. Le matériau composite en fibre de carbone est constitué par 456 éléments de type coques S4R à 4 nœuds, quadrilatères, contrainte / déplacement avec une intégration réduite. La colle adhésive est définie par 456 éléments COH3D8 - 8 nœuds 3D éléments cohésifs. Le nombre total de nœuds est de 6668. Le pas dimensionnel pour les deux types d'éléments est de 20mm. Les barres d'acier sont divisées de telle façon, que les nœuds de la section en béton coïncident avec les nœuds des barres.

IV.4.3 Conditions aux limites

En ce qui concerne les conditions aux limites dans la structure, nous avons bloqué le déplacement dans la direction Y aux appuis, qui se trouvent à 150 mm de l'extrémité du poteau, comme le montre la Figure IV-24.

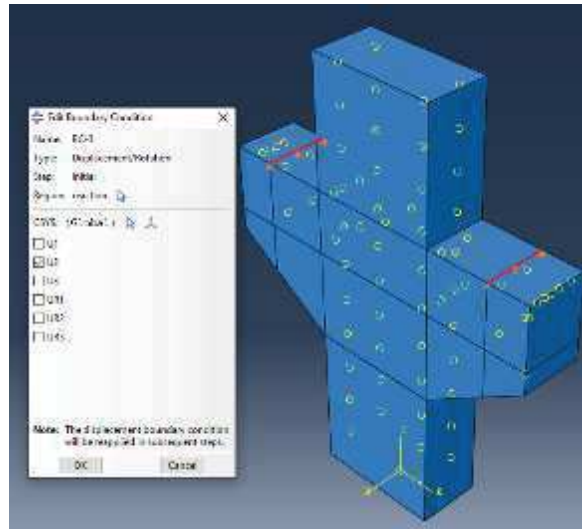


Figure IV-24 : Conditions aux limites du modèle.

IV.4.4 Conditions de chargement

Pour la console courte en BA non-renforcée on a appliqué une charge en compression de 7,93 MPa dans le pied de poteau. Cette charge sera répartie sur les deux consoles courtes comme réaction, avec une valeur de 178 500N pour chaque console courte.

Sur la console courte en BA renforcées par les matériaux composites on a appliqué la charge équivalente.

Le type d'analyse effectuée est quasi-statique « Explicite », de nature dynamique. En effet, la force appliquée produit une énergie cinétique dans la structure globale. Dans ce type d'analyse le temps est un paramètre très important car il s'agit d'un temps réel d'application de la charge. Pour obtenir le temps de pas, une analyse de la fréquence naturelle a été effectuée. Pour que l'analyse soit quasi-statique, énergie cinétique totale par rapport l'énergie de déformation interne totale, ne doit pas dépasser 5% (SIMULIA ABAQUS 6.13). Selon Abaqus, le temps de pas de calcul entre 10 et 50 fois la fréquence naturelle. On a obtenu 986 Hz soit 0,001s. Le temps maximal de pas utilisé dans l'analyse est donc compris entre 0,01s et 0,05s. Même avec ces valeurs utilisées le rapport a dépassé 5%. Ce problème se produit au cours de la vitesse d'application de la charge. En effet, les charges sont appliquées plus lentement pour éviter d'induire des grandes ondes qui créent de l'énergie cinétique. C'est pour cela qu'une des recommandations d'Abaqus est d'utiliser une amplitude de type « Smooth Step ». Si on n'utilise pas cette fonction, la charge totale sera appliquée au début qui peut causer des effets indésirables dans l'assemblage.

Une analyse de pas de temps est aussi effectuée. La valeur optimale obtenue est 1s. L'amplitude définie est représentée sur la **Figure IV-25**.

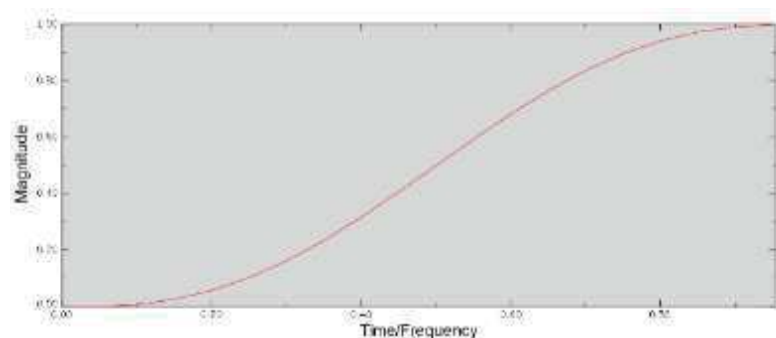


Figure IV-25 Amplitude de chargement.

IV.4.5 Analyse et résultats

L'analyse est effectuée avec un schéma de résolution explicite. Le temps de calcul varie entre 10 et 45 minutes selon la mise à l'échelle de masse et le temps critique. Les calculs sont effectués par 8 cœurs en parallèles.

Les résultats obtenus sont présentés séparément pour la console courte en BA non renforcée et une console courte en BA renforcée. L'objectif est de déterminer la charge ultime à la rupture et de déterminer les déformations dans la section d'encastrement entre la console et le poteau et décrire le comportement de la barre d'acier en traction (tirant) et les modes d'endommagement.

Les modèles CDP ont permis de décrire correctement le comportement mécanique du béton comparé aux résultats expérimentaux, les charges ultimes, le comportement des tirants, les modes d'endommagement dont les paramètres sont à préciser. La définition des paramètres d'endommagement est décrite dans l'annexe de la thèse.

IV.4.5.1 Déformée

La Figure IV-26 présente les contraintes principales dans la section d'encastrement de la console en BA et le poteau. A $t = 0$ aucune charge n'est appliquée on voit, que la valeur est nulle comme le montre la Figure IV-26a. Quand on commence à charger la structure, après 25% (step = 0,25) dans les valeurs des chargements correspondant à 90 kN - Figure IV-26b. Après cette charge on voit plus clairement, que les zones supérieures des consoles courtes sont en traction. Après 35 % de charge appliquée les valeurs contraintes en traction augmentent très rapidement et vers 40-45 % qui correspondent respectivement à 140-160 kN. La position de l'axe neutre est mise en évidence par les contrastes des zones comprimées et tendues comme le

montre la Figure IV-26c. Après 70% du chargement, la stabilité du modèle est perdue - Figure IV-26d.

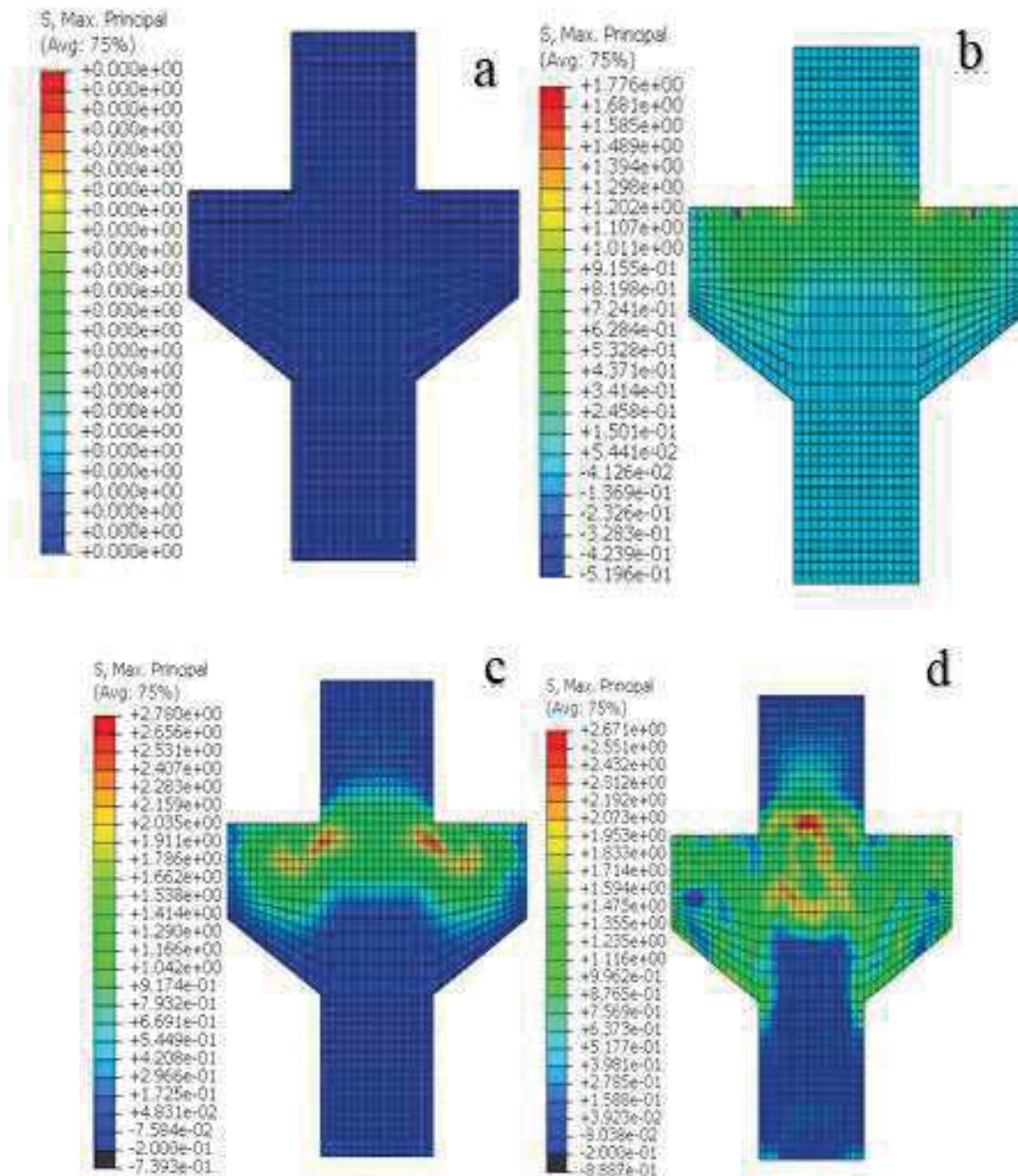


Figure IV-26 : Contrainte principale dans la section en béton CCNR ((a) – t=0, (b)- t=0.25, (c)- t=0.45, (d)-t=0.70)

IV.4.5.2 Déformation du tirant dans la section d'encastrement

La courbe force-déformation du tirant dans la section d'encastrement est présentée sur la **Figure IV-27**. Nous pouvons observer une zone élastique jusqu'au 110 kN, après on a un changement de la pente qui représente le début de la fissuration et de la plastification du tirant, qui

correspondre aux résultats des travaux de (IVANOVA, 2013). Notons un changement de la pente à 250 kN. Sur la Figure IV-27, trois zones se distinguent comme expérimentalement : zone – élastique, zone de fissuration jusqu’au 250 kN et zone de l’apparition d’une fissure diagonale.

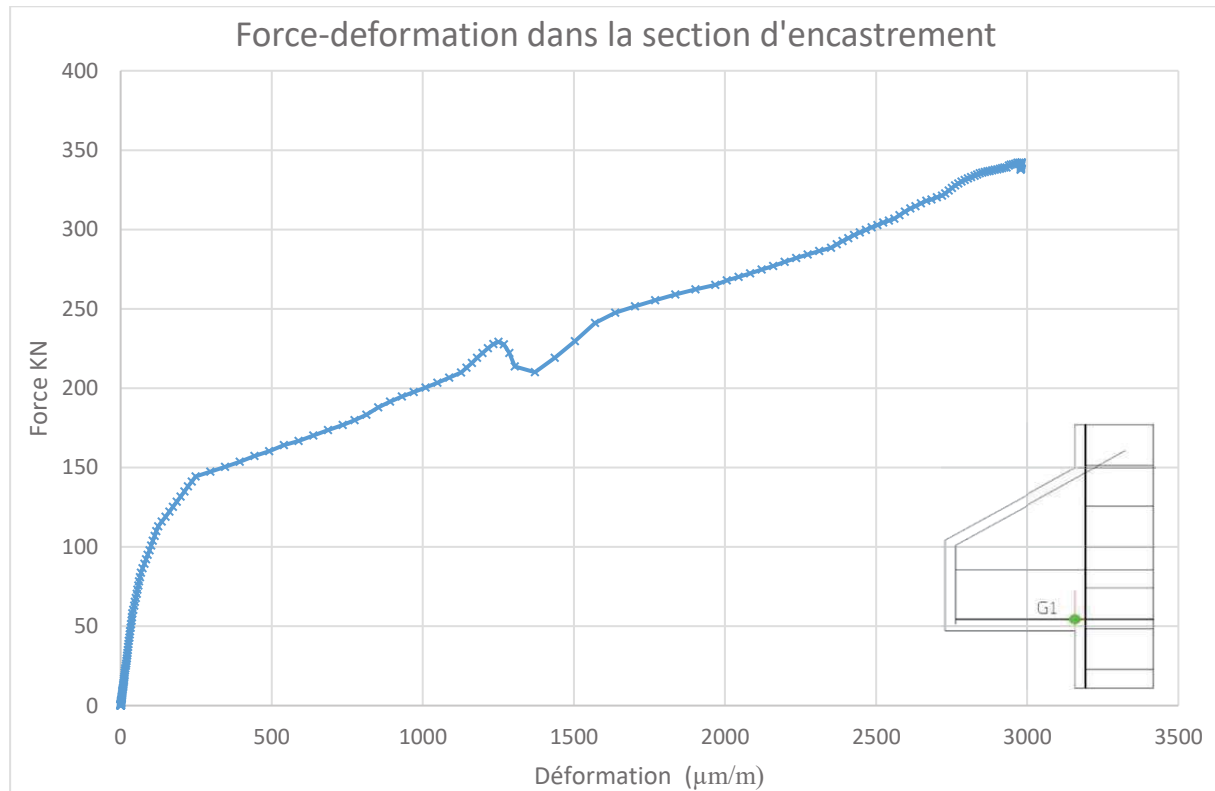


Figure IV-27 : Courbe force-déformation du tirant dans la section d'encastrement.

IV.5 Console courte en béton armé renforcée

Le modèle étudié est constitué d'une console courte en béton armé renforcée par trois couches en tissus en fibres de carbone et d'un adhésif structural époxyde "sikadur31". Les matériaux sont les mêmes en dehors du matériau composite en fibres de carbone. Les conditions aux limites sont identiques à celles de la console non renforcée ; de même que les conditions de chargement. Les résultats obtenus sont présentés ci-après.

IV.5.1 Déformée

Lorsque la console courte en béton armé n'est pas chargée c'est-à-dire que le pas de temps égal à 0, les valeurs de contraintes sont nulles. La Figure IV-28a montre les contraintes principales dans la section en béton dont la valeur maximale est aussi égale à zero. Quand le chargement croît, les valeurs dans les zones supérieures des consoles courtes croît aussi positivement (en traction), donc ce sont bien les fibres tendues. Après 35% c'est-à-dire lorsque

le pas est égal à 0.35, la charge appliquée est de 150kN, Figure IV-28b. On distingue clairement que la zone supérieure de la console tendue et la zone inférieure comprimée.

La zone tendue s'élargie même dans le poteau (correspondant à l'intervalle de chargement 323-386kN), Figure IV-28c, ce qui entraîne le déplacement de la position de l'axe neutre. Après 85% les déformations locales dans les zones des appuis sont visibles et on perd la stabilité du modèle - Figure IV-28d.

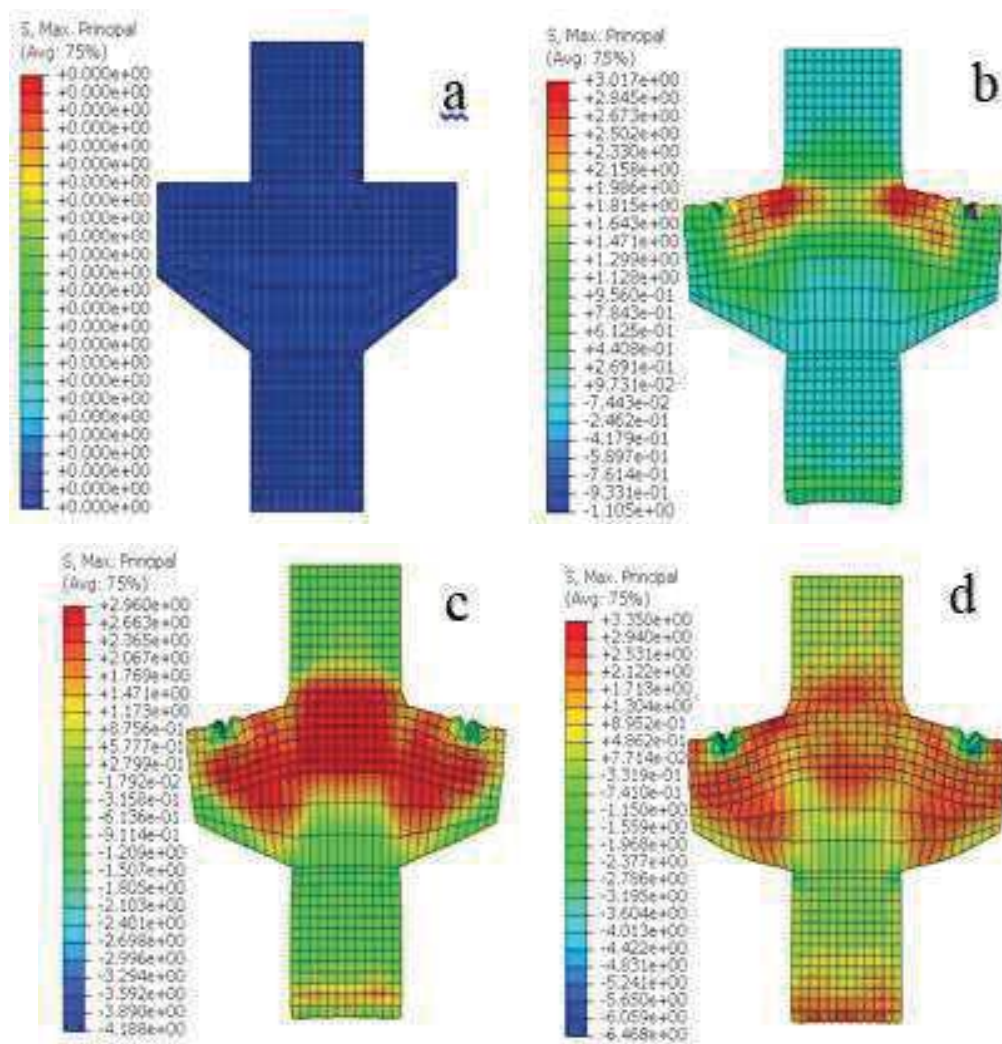


Figure IV-28 : Contraintes principales dans la section en béton CCR (a – t=0, b-t=0.35, c- t=0.55, d-t=0.85)

IV.5.2 Déformation du tirant dans la section d'encastrement

La courbe force-déformation du tirant dans la section d'encastrement est représentée sur la Figure IV-29. Le début de la courbe est élastique jusqu'au 40 kN. Après nous avons le début de fissuration jusqu'au 105 kN, principalement les fissures de flexion. Ensuite, la propagation

de ces fissures avec apparition des fissures inclinées, marqué par la plastification des cadres et des tirants.

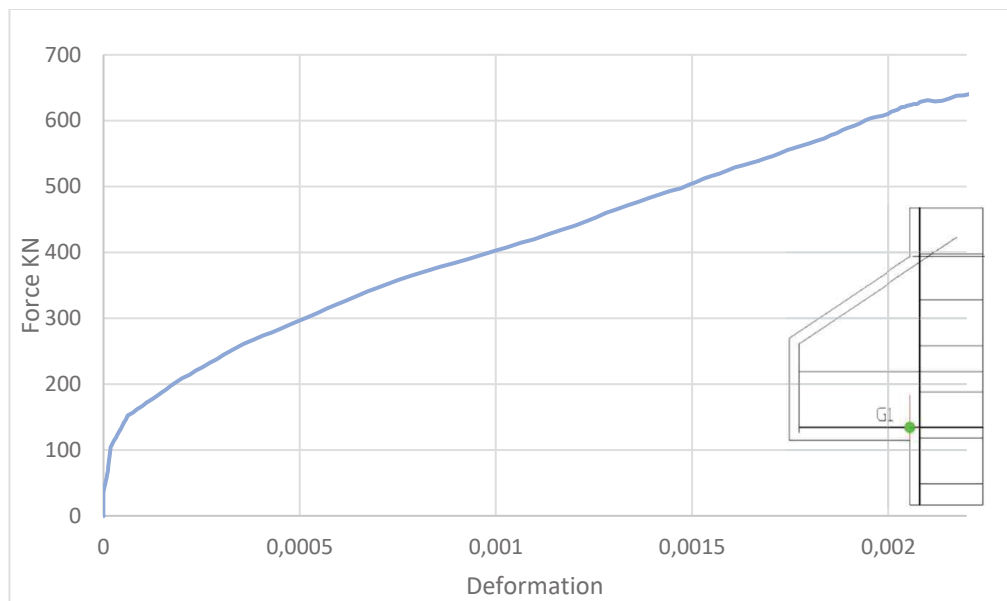


Figure IV-29 : Courbe force-déformation du tirant dans la section d'encastrement

IV.6 Calage numérique/expérimental

Pour la calibration des modèles certains paramètres sur la pertinence du modèle numérique sont étudiés comme :

- la taille de maillage
- les Paramètres de modèle du béton CDP (Concrete Damaged Plasticity)
- le type de contact entre la section en béton et matériau composite
- l'échelle de masse et l'influence de temps critique

IV.6.1 Étude de la taille de maillage

Lorsqu'on a un schéma de résolution explicite il faut trouver un équilibre entre la taille de maillage et la stabilité de la structure, parce que l'analyse est gouvernée par la taille du plus petit élément fini. De plus la structure possède des contours inclinés et on doit éviter des éléments trapézoïdaux. La Figure IV-30 montre le comportement du tirant dans la zone d'encastrement. L'étude du maillage montre que 20 mm est la taille la plus convenable.

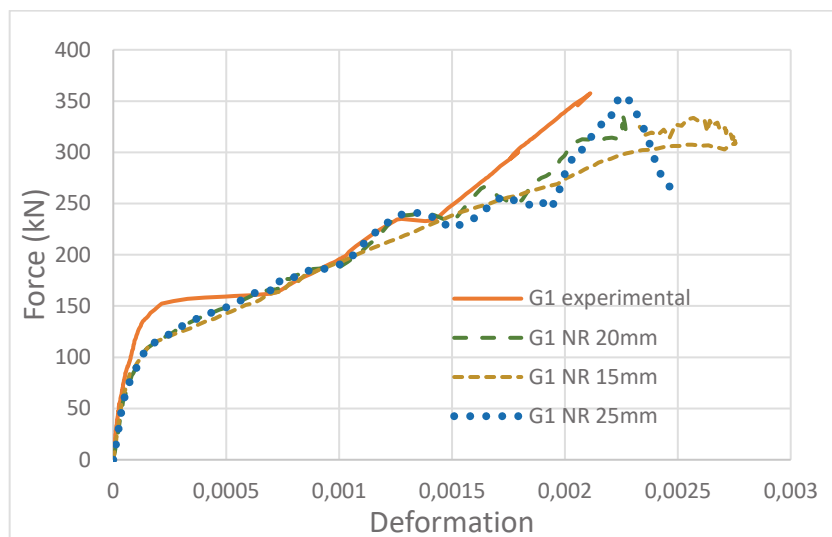


Figure IV-30 : Étude du maillage

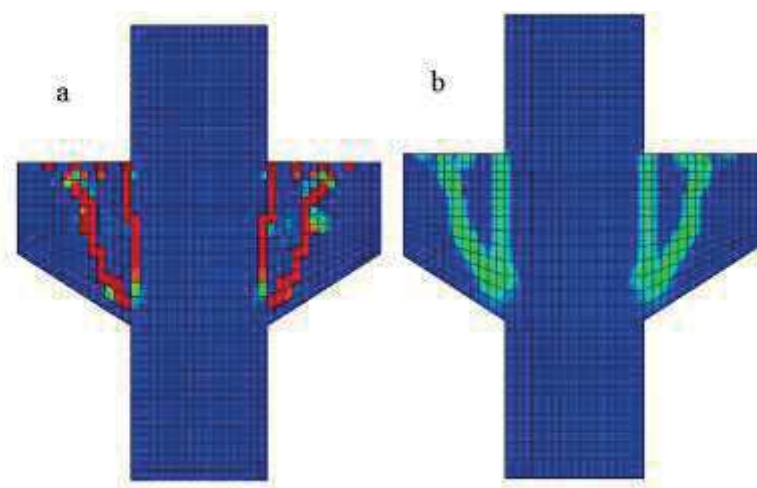


Figure IV-31 : Résultats numériques en utilisant les modèles d'endommagement en traction du béton de (a) (ALFARAH, et al., 2017) et de (b) (CARREIRA, et al., 1985)

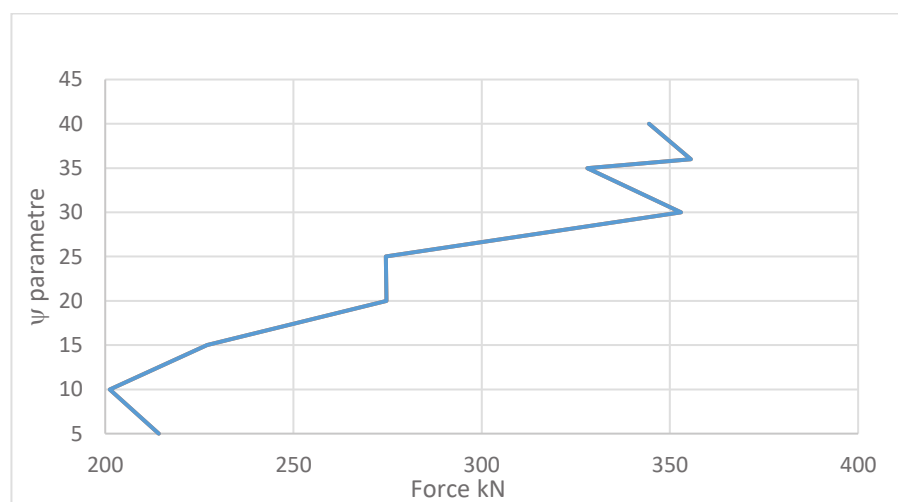


Figure IV-32 : La réaction en fonction de l'angle de dilation ψ .

La réaction en fonction de l'angle de dilation est présentée sur la Figure IV-32. L'angle de dilation varie de 5 à 45°. La première réaction obtenue est 214,22 kN, Tableau IV-2.

Pour angle de dilation égale à 10°, la charge obtenue est de 201,21 kN. Jusqu'à 20° la courbe croît. Pour 25°, on note une petite baisse de la charge et entre 25 et 30° la courbe croît de nouveau. Pour 35° la charge obtenue est 328,07 kN et ensuite la courbe reste croissante.

ψ	Réaction (kN)	Temps de calcul (minute)
5	214,222	16
10	201,211	15
15	227,085	14
20	274,734	15
25	274,556	15
30	352,974	15
35	328,067	14
40	344,439	15
45	352,974	17

Tableau IV-2 : L'angle de dilation en fonction de la charge

IV.6.2 Étude de type de contact entre le béton et le composite

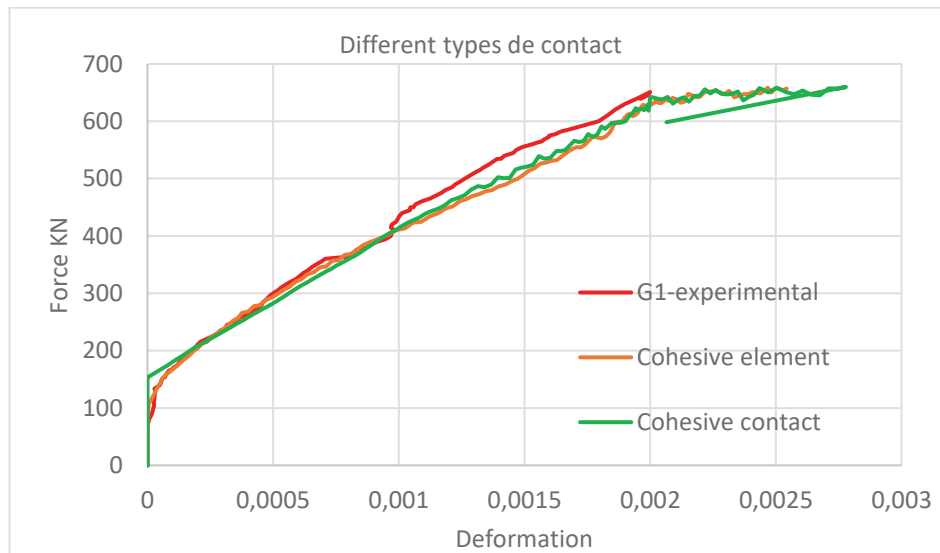


Figure IV-33: Influence du type de contacts sur le comportement de structures

Sur la **Figure IV-33**, sont présentés les deux modèles développés avec différents types de contacts. Les résultats montrent une bonne corrélation avec ceux obtenus

expérimentalement. En revanche, il est important de bien simuler l'effet du béton confiné. L'effet du béton confiné est visible dans la première partie de la courbe force-déformation où la charge augmente sans avoir des déformations visibles.

IV.6.3 L'influence de l'échelle de masse et de temps critique

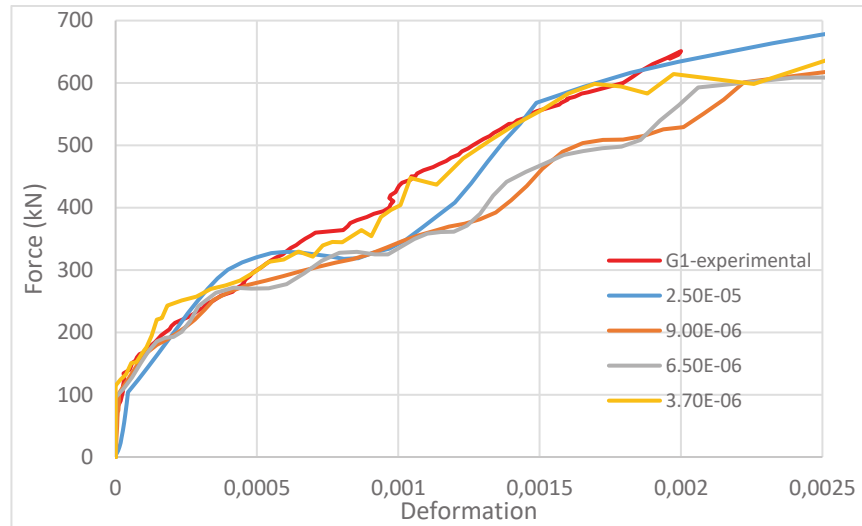


Figure IV-34 : L'influence du temps critique

Une étude de l'influence de temps critique est aussi effectuée, Figure IV-34. Le temps critique, qui donne des résultats plus proches de l'étude expérimentale est $3,7 \cdot 10^{-6}$.

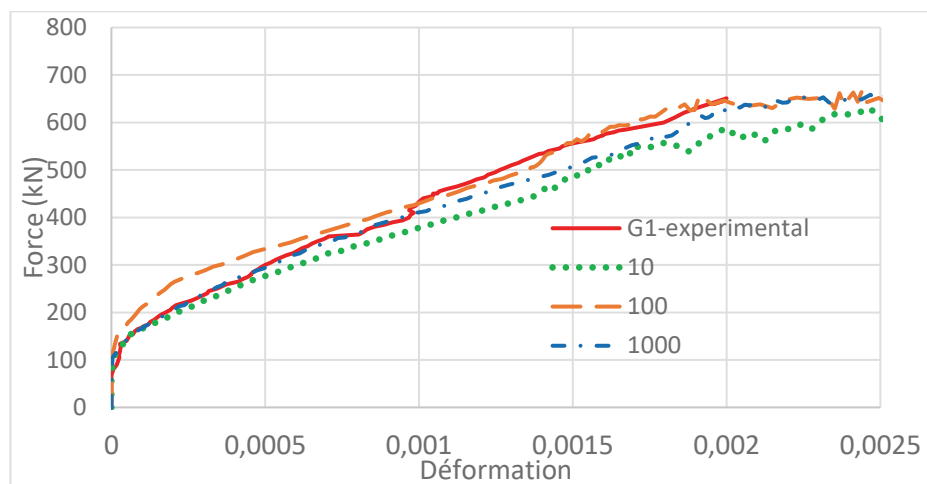


Figure IV-35 : L'influence de l'échelle de masse

Une autre méthode de calage du modèle est d'utiliser l'échelle de masse. Sur la Figure IV-35 sont représentés les résultats obtenus. On a fait varier l'échelle de masse entre 0 et 10000. Les résultats montrent le meilleur à la valeur de 1000.

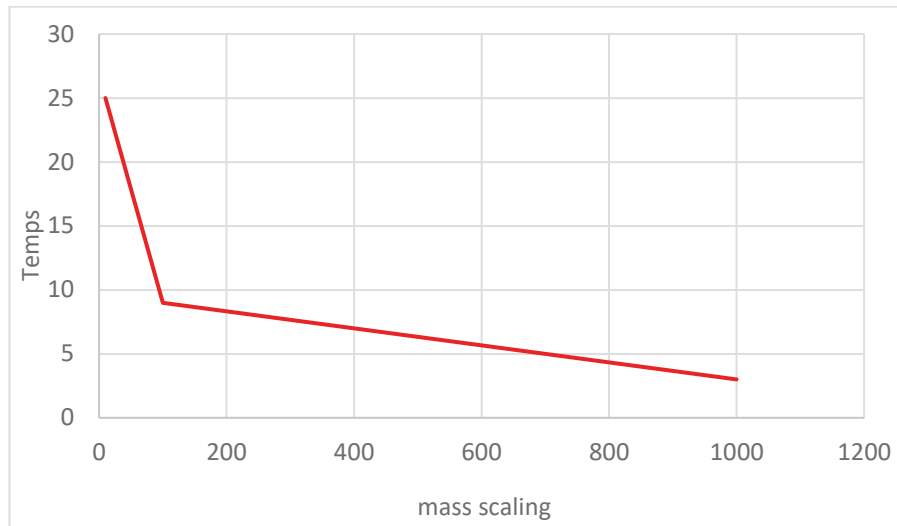


Figure IV-36 : Influence de « mass scaling » sur le temps de calcul

Sur la **Figure IV-36**, l'effet de l'échelle de masse sur le temps de calcul prise égal à 1000 donne des résultats satisfaisants.

IV.7 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux après calage

Après le calage des paramètres, nous comparons les résultats numériques et expérimentaux des consoles courtes en béton armé non renforcées et renforcées par des matériaux composites en fibres de carbone.

IV.7.1 Console courte sans renforcement

La comparaison des résultats expérimentaux est montrée sur la Figure IV-37 et Figure IV-38. Les résultats obtenus sont satisfaisants. Après la charge appliquée 250 kN les deux courbes commencent à diverger. Probablement liée à la propagation et l'ouverture de la fissure oblique, ce qui entraîne une perte de stabilité de la solution. La force ultime obtenue est de 355 kN comparée à celle obtenue expérimentalement soit 357 kN.

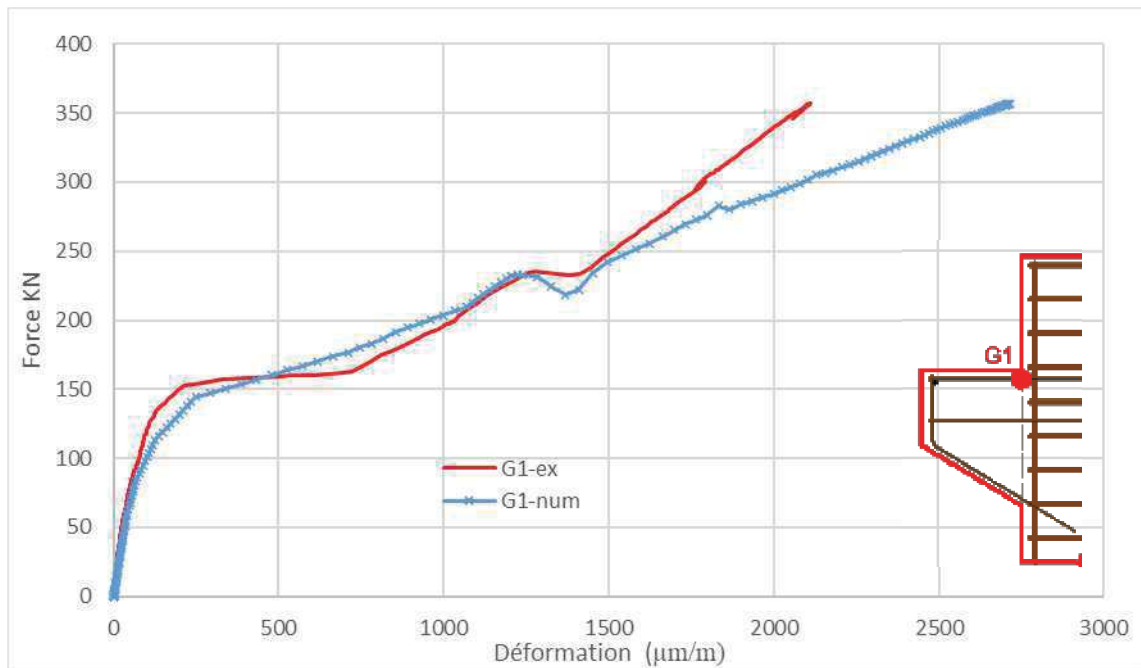


Figure IV-37 : Comportement du tirant de la console dans la section encastrement.

L'état de fissuration à la rupture de la console courte en béton armé est présenté sur la Figure IV-38. Les résultats sont satisfaisants. La première fissure apparaitre dans la zone d'encastrement et elle se propage vers le poteau. La deuxième fissure inclinée, commence du point d'application de la charge et se propage aussi vers le poteau. L'écrasement du béton dans la zone d'appuis mis aussi en évidence.

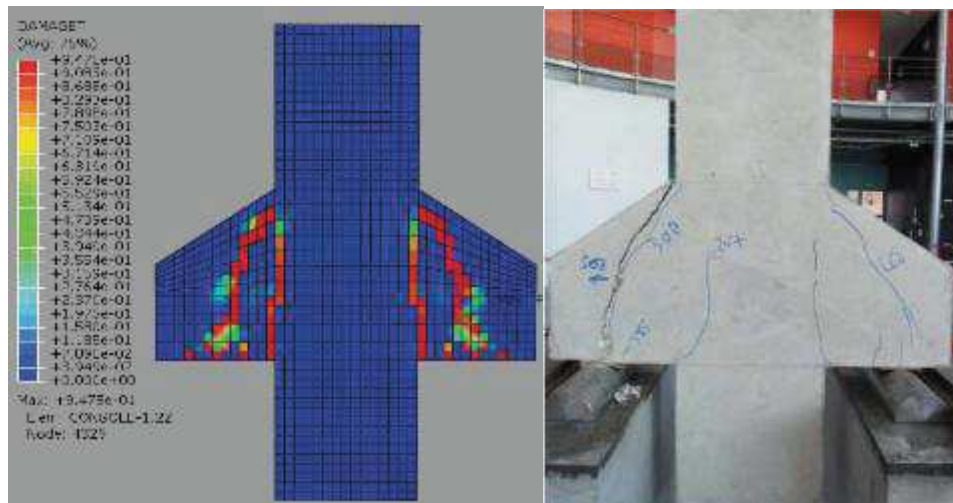


Figure IV-38 : État de fissuration du CCNR

IV.7.2 Console courte renforcée

La comparaison des résultats expérimentaux avec des résultats numériques est montrée sur la Figure IV-39 et la Figure IV-40. Sur la Figure IV-39 sont présentées les courbes

expérimentale et numérique de charge-déformation du tirant acier dans la zone d'encastrement. La courbe de l'étude numérique commence de bien suivre la courbe expérimentale à la fois dans la zone de confinement et la zone de plastification de la barre de tirant. Bonne corrélation des deux courbes en début de chargement jusqu'à 400 kN.

À partir de 400 kN les résultats montrent une différence de 20kN jusqu'à une rupture ultime de 631kN, comparée à celle expérimentale de 651kN. Le résultat est satisfaisant.

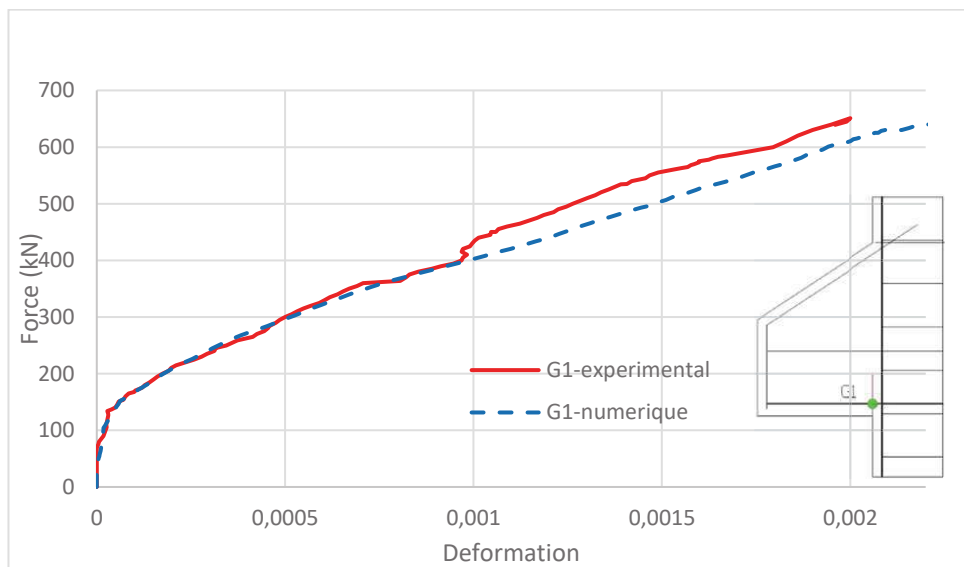


Figure IV-39 : Comparaison des résultats expérimental et numérique des déformations du tirant de la console courte renforcée

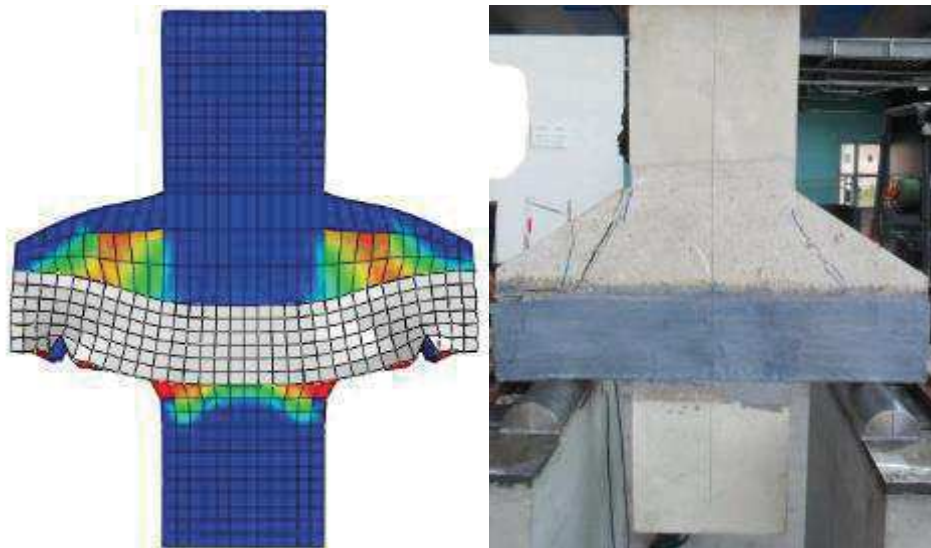


Figure IV-40 : Comparaison de l'état de fissuration à la rupture de la console courte renforcée.

IV.7.2.1 Influence de l'épaisseur de plaque composite

Pour étudier l'influence de l'épaisseur de plaque composite sur la capacité portante des consoles courtes, 5 modèles numériques ont été développés. Comme on avait présenté précédemment, on a défini les propriétés d'une couche de matériau composite en fibres de carbone et on les attribue selon le nombre de couches désiré.

Désignation	Nombre couches	F _u Numérique (kN)	F _u Expérimentale (kN)	Différence %
C0	0	355,57	357,00	0,40
CB1u	1	494,15	488,00	-1,26
CB2u	2	514,50	508,00	-1,28
CB3u	3	666,81	651,00	-2,43
CB5u	5	631,80	626,00	-0,93

Tableau IV-3 : Influence de l'épaisseur de plaque composite sur la charge ultime

Désignation	Nombre couches	F _u Numérique (kN)	F _u Expérimentale (kN)	Différence %
C0	0	355,57	357,00	0,40
CB1u	1	494,15	488,00	-1,26
CB2u	2	514,50	508,00	-1,28
CB3u	3	666,81	651,00	-2,43
CB5u	5	631,80	626,00	-0,93

Tableau IV-3 montre les résultats de l'influence de l'épaisseur de plaque composite sur la charge ultime de rupture des consoles renforcées. La différence obtenue entre l'étude expérimentale et l'étude numérique est maximale à 2,43 %. La Figure IV-41 met en évidence graphiquement le résultat. Selon (IVANOVA, 2013) le renforcement optimal est obtenu pour plaque composite composée de 3 couches de tissus. Les résultats sont satisfaisants.

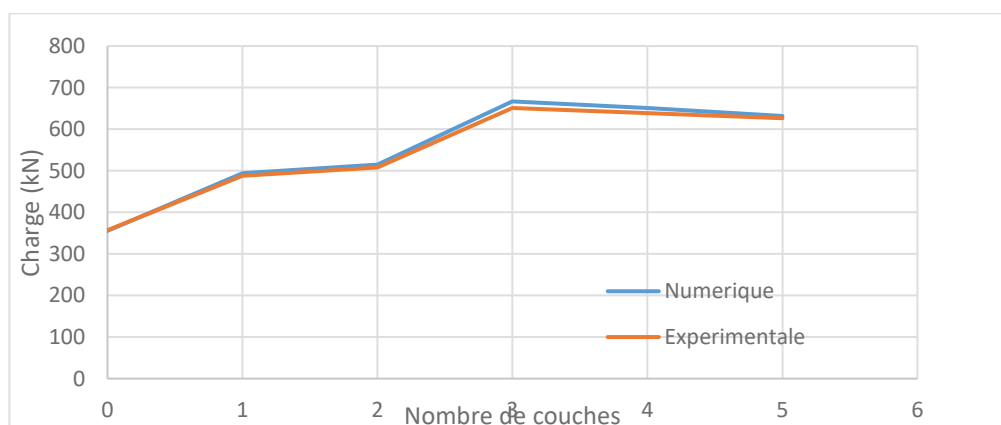


Figure IV-41 : Charge ultime en fonction du nombre de couches

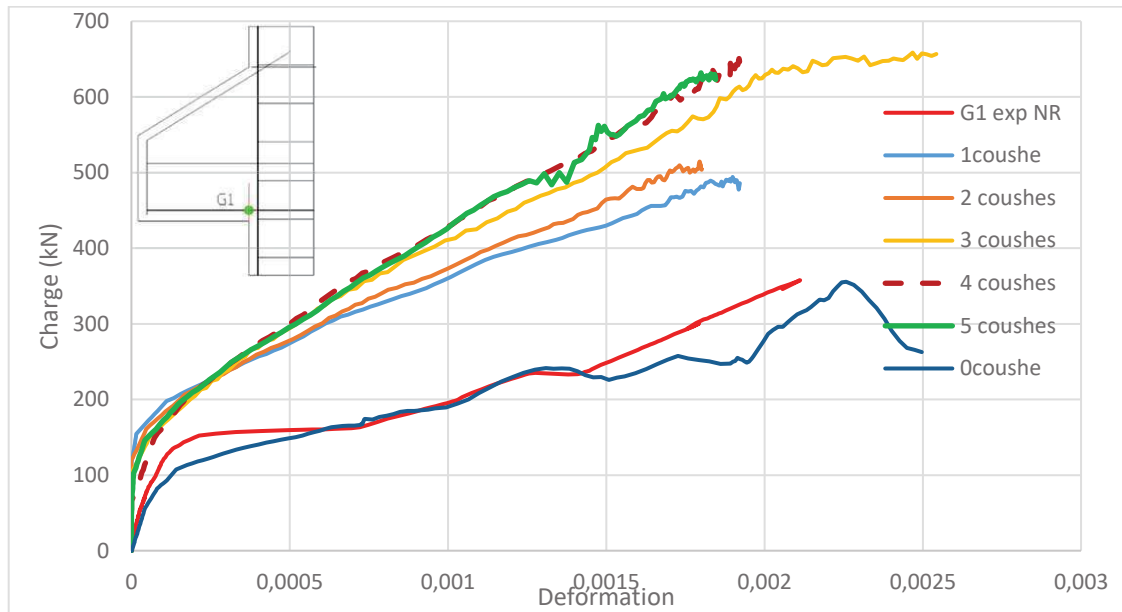


Figure IV-42 : Comportements mécaniques des tirants dans la section d'encastrement en fonction du nombre de couches.

Les résultats, Figure IV-42, montrent l'influence de l'épaisseur de la plaque composite sur le comportement mécanique des consoles renforcées. Il y a une bonne corrélation des résultats obtenus numériquement et expérimentalement.

IV.8 Étude numérique de l'assemblage Poteau-console

IV.8.1 Comportement global

Pour le cas d'un poteau-console courte en béton armé, les objectifs étaient de voir si l'existence du poteau avait une influence sur le comportement de la console courte et sur l'état de fissuration et de rupture de telles structures ? En fin, le troisième objectif était de proposer un modèle numérique fiable, au vu des bases de données expérimentales disponibles sur de telles structures. Le dimensionnement à l'aide de l'Eurocode a permis de prolonger le poteau, vis-à-vis du flambement ou de la flexion du poteau. L'approche numérique reste identique en prenant en compte tous les différents points précédents.

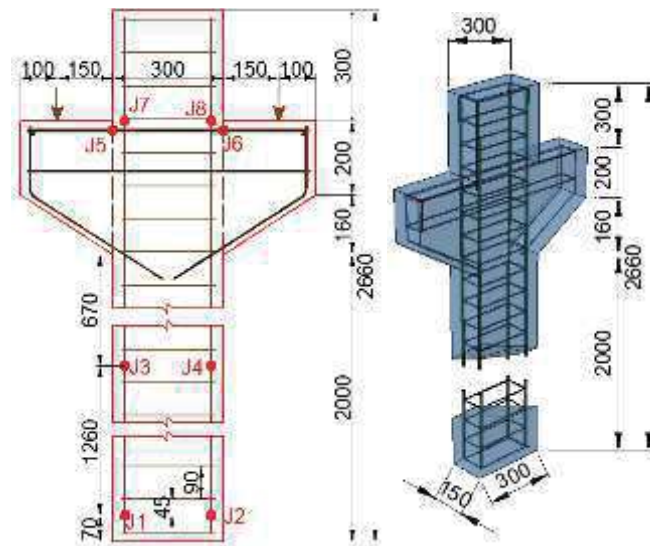


Figure IV-43 : Dimensions de Poteau-console étudié

Sur la Figure IV-43 montre la géométrie de l'assemblage poteau-console avec le positionnement judicieux des jauges de contrainte afin de mesurer les déformations locales du tirant, de la plaque composite et du béton.

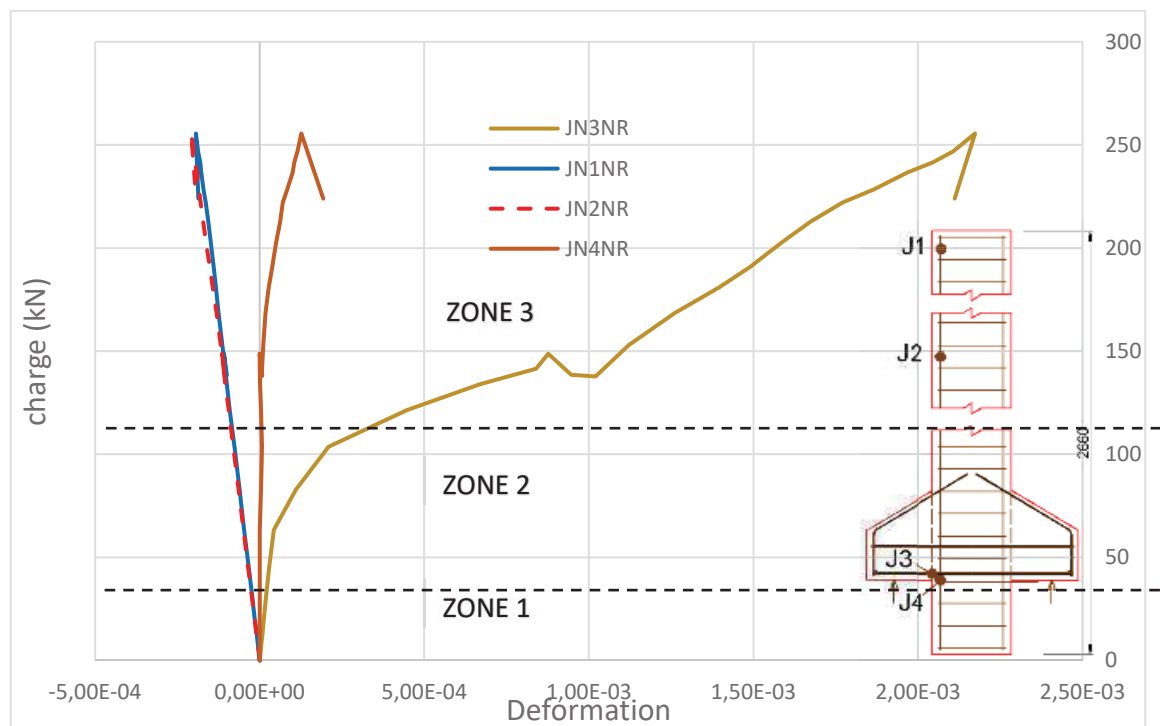


Figure IV-44 : Comportement du tirant dans la section d'encastrement de l'assemblage poteau-console courte en béton armé

Nous présentons ici les déformations au point 6 sur la Figure IV-43. Ce point représente l'endroit où les déformations locales sont importantes dans la section d'encastrement entre la console et le poteau. Les courbes obtenues sont présentées sur la Figure IV-44.

Les comportements globaux obtenus à l'aide des jauges de contraintes décrivent les zones (comprimée ou tendue) de fonctionnement obtenu expérimentalement. La symétrie géométrique est respectée.

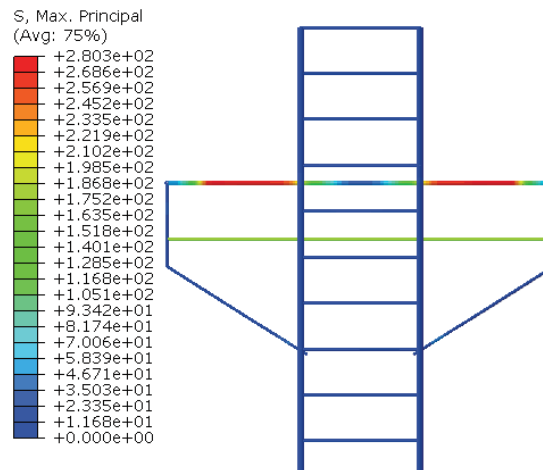


Figure IV-45 Contraintes principales maximales dans le tirant et cadre de la console courte non renforcée

Sur la **Figure IV-45** sont présentées les contraintes maximales principales dans les barres d'acier. Le tirant ou la barre d'acier montre les contraintes dans la section d'encastree plus importantes positivement. Les déformations du cadre sont moins importantes que celles du tirant.

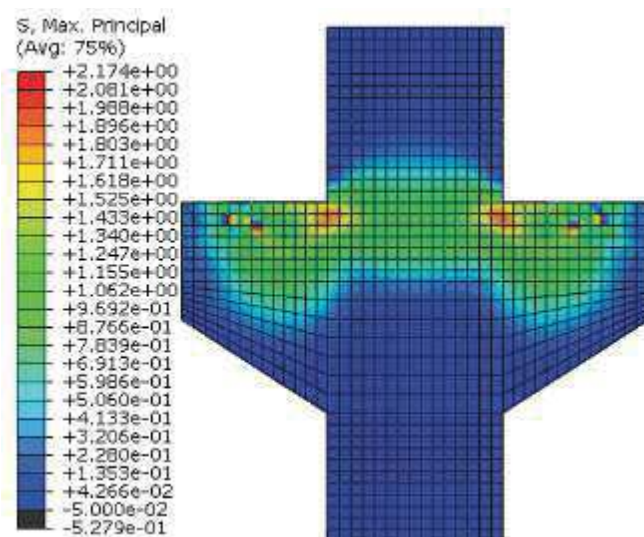


Figure IV-46 : Contraintes maximales principales dans la section du béton

La Figure IV-46 montre la répartition des contraintes maximales principales dans le béton avant la rupture totale de la structure. La répartition des efforts en traction arrive presque jusqu'à la fin de l'encorbellement. Dans la zone d'appui on a une concentration des efforts de compression, alors que dans la zone d'encastrement on observe des efforts en traction.

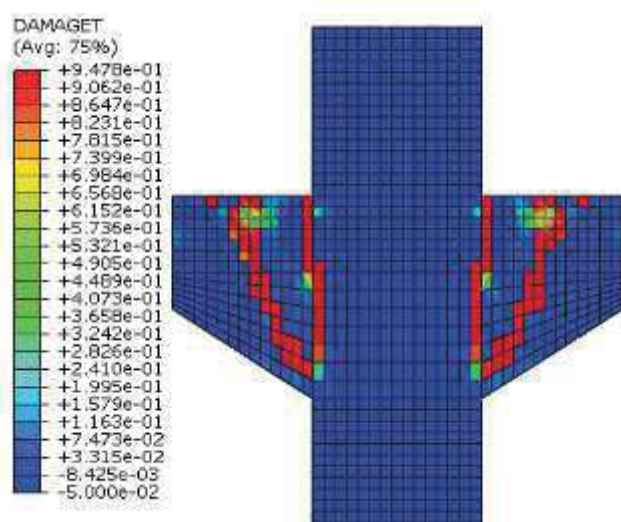


Figure IV-47 : L'état d'endommagement dans l'assemblage poteau-console courte

La Figure IV-47 montre l'endommagement dans l'assemblage poteau-console courte en béton armé. La première fissure apparaît dans la zone d'encastrement et se propage vers le poteau. La deuxième fissure oblique apparaît et se propage vers le poteau. La rupture complète de la structure survient par écrasement du béton dans la section d'appui.

IV.8.2 Influence de l'épaisseur de la plaque

Une étude de l'épaisseur de la plaque composite sur l'assemblage poteau-console courte en béton armé a été effectuée. Cinq modèles numériques ont été développés pour différentes plaques composites de 1,2,3,4 et 5 couches de tissus de carbone. Les résultats sont montrés dans le Tableau IV-4.

Les résultats sont présentés graphiquement sur la Figure IV-48. Les résultats montrent clairement, que le nombre de couches optimal sur assemblage est 3 couches.

Nombre de couches	Charge ultime Numerique (kN)
0	255.56
1	379.23
2	473.56
3	527.51
4	532.08
5	554.50

Tableau IV-4 : Influence de l'épaisseur de la plaque sur la charge ultime

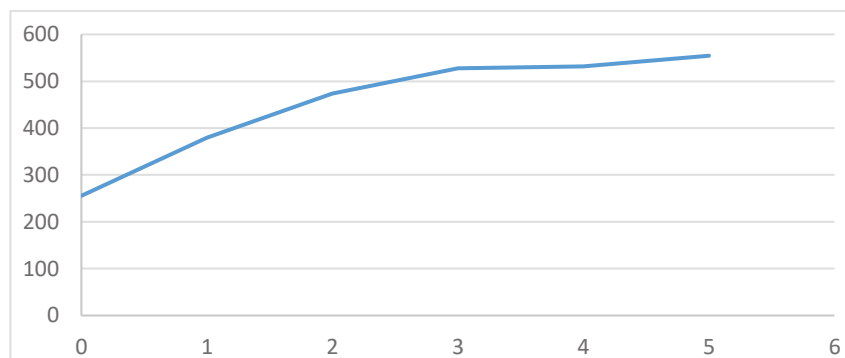


Figure IV-48 Charge ultime de rupture en fonction du nombre de couches de l'assemblage poteau-console courte

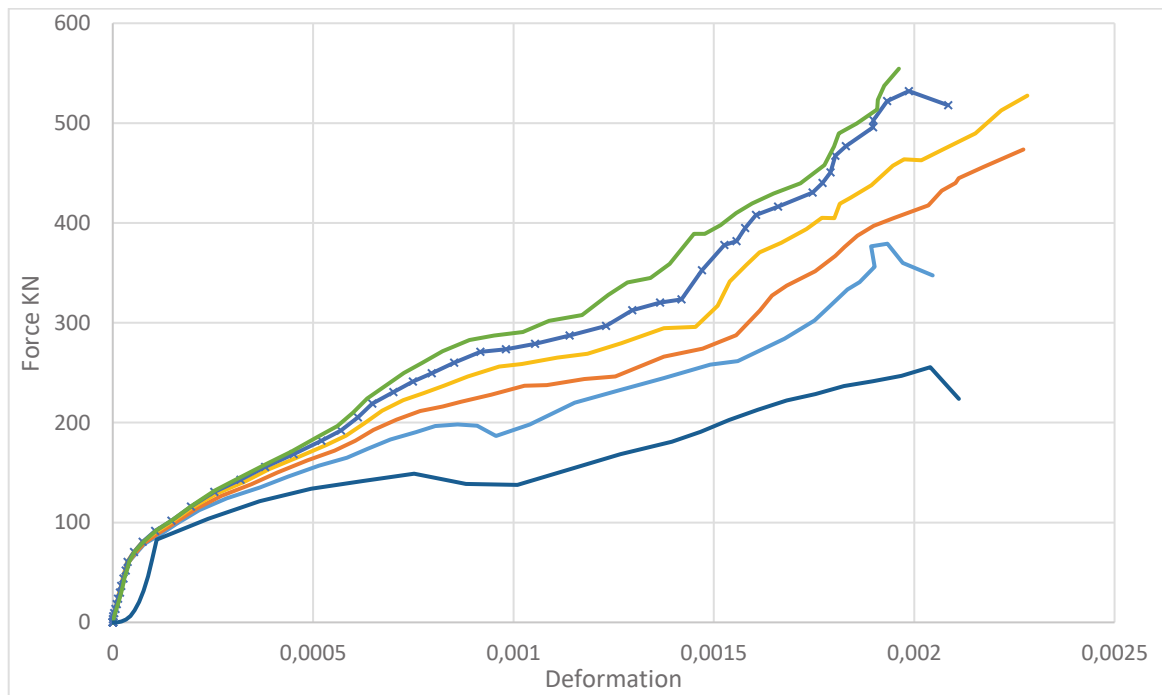


Figure IV-49 : Influence de l'épaisseur (1,2,3,4, et 5 couches) de la plaque composite sur le comportement de l'assemblage poteau-console courte.

Sur la Figure IV-49, sont présentées les courbes charge-déformations du modèle poteau-console courte renforcé par 1,2,3,4, et 5 couches de matériaux composites. Les résultats montrent une bonne corrélation.

IV.9 Conclusion

L'approche numérique a permis de proposer un modèle numérique tenant compte de l'endommagement du béton avec le modèle "Concrete Damaged Plasticity", CDP implanté dans Abaqus et le choix des éléments spéciaux pour les matériaux utilisés, sans oublier les éléments de contact à l'interface béton-matériau composite ou acier-béton ou adhésif-fibres de carbone. La confrontation des résultats obtenus est bonne et satisfaisante.

Conclusion Générale

Cette étude a porté sur le renforcement de Poteau-console courte en béton armé par collage de matériaux composites en fibres de carbone. Afin d'étudier le rôle de chacun des paramètres qui a une influence sur la tenue mécanique et la durabilité de l'assemblage poteau-console renforcées, nous avons retenu l'essai de flexion quatre points. Nous nous sommes intéressés particulièrement aux cas des consoles courtes en béton armé présentant un défaut tel qu'un sous-dimensionnement des aciers tendus et d'un poteau normalement dimensionné.

L'étude bibliographique montre que pour le renforcement des consoles, ce sont les fibres de carbone qui possèdent les meilleures propriétés mécaniques, physiques et chimiques alors que les fibres de verre sont très sensibles à l'action du rayonnement ultra-violet et les fibres de kevlar à l'action de l'eau.

Nous avons caractérisé à l'aide des essais simples tels que la traction, la compression, la flexion simple nos différents matériaux comme le béton (avec une composition normale), l'acier et le matériau composite. Les caractéristiques mécaniques du béton utilisé sont obtenues par des essais expérimentaux.

Nous avons ensuite décrit la préparation des surfaces (béton et plaque composite) destinées à recevoir l'adhésif, et la mise au point de notre corps d'épreuve. Ce dernier est instrumenté par des capteurs à jauges électriques, ce qui nous a permis de suivre les déformations superficielles en divers points judicieusement choisis.

Dans nos premières expériences sur nos Poteau-console courte en béton courant armé renforcées par les tissus composites en fibres de carbone, nous avons constaté une nette amélioration de la charge portante ultime pouvant atteindre le double de la valeur obtenue par une console non renforcée (207% soit + 107%) et une augmentation du tiers de la rigidité de la console renforcée par bandage.

Cette étude montre également qu'il est possible de réparer les consoles partiellement endommagées, puis les renforcer et avoir des gains en charge de plus 20%. Cette investigation montre que l'endommagement mécanique statique affecte principalement plus la phase élastique linéaire que sur la charge de rupture de la structure.

Dans le cas présent nous avons observé différents modes de rupture :

- rupture par flexion – cisaillement,
- rupture par cisaillement,
- rupture par compression du béton,

L'endommagement réduit remarquablement la phase élastique de la structure.

En analysant les courbes données par les jauges de déformation, les charges ultimes et les modes de ruptures, on peut conclure que lorsqu'un Poteau-console courte en béton armé renforcé ou réparé par des tissus en fibres de carbone, est soumise à la charge croissante, le comportement de la structure renforcée permet de distinguer trois différentes phases:

- **Phase élastique globale**

Dans cette phase, le béton tendu, la plaque composite et l'acier se déforment de la même façon en fonction de la charge appliquée. Cette phase est terminée par l'apparition des fissures dans zone du béton tendu dues à la flexion.

- **Propagation de fissures**

Lorsque la contrainte de traction sur la fibre inférieure atteint sa limite, le béton se fissure. Cependant, la valeur de la contrainte reste assez faible. Après la fissuration du béton, le béton en compression, l'acier et la plaque composite continuent à se comporter élastiquement suivant l'augmentation de la charge.

Notons par ailleurs que l'augmentation de la charge entraîne l'ouverture de la fissure due à la flexion. Dans cette phase, la contribution de plaque composite en fibres de carbone à la résistance est plus importante que cela de l'acier.

Cette phase s'achève à l'apparition de la fissure diagonale due à l'effort tranchant. La plaque composite reprend donc tous les efforts.

- **Domaine instable, ouverture des fissures rupture par la fissure diagonale**

Après le renforcement, la structure devient plus rigide, cependant la rupture ductile est caractérisée par une fissure diagonale. La fissure diagonale s'ouvre progressivement suivant l'augmentation de la charge.

La charge ultime de la console courte en béton armé non renforcée peut être correctement estimée en utilisant des modèles analytiques. L'écart entre les valeurs obtenues par le test et le calcul est très faible. En revanche, la valeur de la charge de la rupture calculée par un modèle analytique sur une console courte renforcée est relativement complexe. L'écart entre les valeurs obtenues par le test et le calcul est assez important. L'amélioration de ce modèle est nécessaire.

Nous avons proposé un modèle qui simule le comportement mécanique de la console courte en béton armé renforcée et endommagée. Dans ce modèle, nous avons considéré qu'au voisinage de la section d'encastrement, les sections planes restent planes après déformation. Le modèle proposé, par le fait qu'il tient compte de l'endommagement du béton, a permis de

montrer l'influence de la charge appliquée sur l'évolution et la propagation de l'endommagement à la section d'encastrement. De plus il permet de décrire le comportement local et la variation de déformation en fonction de la charge ainsi les trois phases du comportement de la console renforcée. Les différentes comparaisons que nous avons effectuées avec l'expérience confirment la validité de ce modèle et montrent l'intérêt de l'utiliser pour dimensionner les consoles courtes en béton armé avec ou sans armatures réparties.

Perspectives

En se basant sur les travaux effectués et les résultats obtenus, il est fortement recommandé de développer un modèle analytique qui permet d'estimer correctement la charge ultime des consoles courtes renforcées par des différentes méthodes. Il est utile de noter que les paramètres qui influencent le comportement mécanique et la charge ultime de la console renforcée sont nombreux. Le modèle développé doit être applicable aux différents types de renforcement.

Il est nécessaire également d'analyser et simuler le comportement mécanique de la console courte renforcée en développant notre modèle analytique. C'est toujours difficile d'évaluer théoriquement l'influence du type du renforcement, en particulier l'influence du renforcement par bandage.

L'étude dans ce travail sur le problème de fatigue n'est pas complète. Il est utile d'effectuer davantage des essais expérimentaux et des analyses analytiques en variant les principaux paramètres.

Bibliographie

Cement and Concrete Association (UK). (*Handbook on the Unified Code for structural concrete (CP110: 1972)*).

ACI Committee 318. 2014. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary*. Farmington Hills, USA : American Concrete Institute 38800 , 2014. pp. Ch. 16, pp. (214-219). ACI 318M-14.

AHMAD, S., et al. 2010. *Shear Strengthening of Corbels with Carbon Fibre Reinforced Polymers (CFRP)*. s.l. : Materiales de Construcción, 2010. pp. 79-97. Vol. 60, 299.

ALFARAH, F., LÓPEZ-ALMANSA, F. et OLLER, S. 2017. *New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures*. s.l. : Engineering Structures, 2017. pp. 132 (2017) 70–86.

AL-ZAND, A. W., et al. 2017. *Modelling the delamination failure along the cfrp-cfst beam interaction surface using different finite element techniques*. s.l. : Journal of Engineering Science and Technology, 2017. pp. 12(1), 214-228. Vol. 12(1), 214-228.

AL-ZUBAIDY, HAIDER, AL-MAHAIDI, RIADH et ZHAO, XIAO-LING. 2013. *Finite element modelling of CFRP/steel double strap joints subjected to dynamic tensile loadings*. s.l. : Composite Structures, 2013. pp. 99:48–61.

ARAUJO, Daniel de Lima, et al. 2018. *Temporary beam-to-column connection for precast concrete frame assembly*. s.l. : Engineering Structures, 2018. pp. 529-544. Vol. 171.

BAZANT, Z. et OH, B. 1983. *Crack band theory for fracture of concrete*. s.l. : Matériaux et Constructions, 1983. pp. 155-177. Vol. 16(93).

BEN FTIMA, MAHDI. 2005. *Comparaison des trois logiciels d'éléments finis: ANSYS, ADINA et ABAQUS*. s.l. : Rapport interne, École Polytechnique de Montréal, 2005.

BENZEGGAGH, M. L. et KENANE, M. 1996. *Measurement of Mixed-Mode Delamination Fracture Toughness of Unidirectional Glass/Epoxy Composites with Mixed - Mode Bending Apparatus*. s.l. : Composites Science and Technology, 1996. pp. vol. 56, pp. 439–449.

BERTHELOT, J. -M. 2012. *Matériaux composites, Comportement mécanique et analyse des structures*. s.l. : Tec&Doc, 2012. ISBN : 978-2-7430-1450-6.

BILLOET, Jean Louis. 1993. *Introduction aux Matériaux Composites à haute performance*. s.l. : Teknea, 1993.

BOURGET , M., DELMAS, Y. et TOULEMONDE, F. 2001. Experimental study of the behavior of Reinforced high strength concrete. 2001, Vol. 34, pp. 155-162.

CAMANHO, P. P. et DAVILA, C. G. . 2002. *Mixed-Mode Decohesion Finite Elements for the Simulation of Delamination in Composite Materials*. s.l. : NASA/TM-2002–211737, 2002. pp. pp. 1 –37.

CARREIRA, DJ et CHU, KH. 1985. *Stress-Strain Relationship for plain concrete in compression*. s.l. : Journal of the American Concrete Institute, 1985. pp. vol. 82 no. 6, pp. 797-804.

CEB-FIP. 2010. *Model Code*. London : Thomas Telford, 2010.

CHAMBAUD et Lebelle. 1953. *Formulaire du béton armé, S.D.T. Ed. PARIS*. Paris : s.n., 1953. Vol. 1-ere edition.

DAVIDOVICI, V. 1999. *La construction en zone sismique. Approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*. s.l. : Éditions du Moniteur, 1999. ISBN 978-2-281-11180-4.

EN1992-1. 1992. *Eurocode 2: 2: Calcul des structures en béton- Partie 1: Règles générales et règles pour les bâtiments, Afnor*. s.l. : CEN, 1992. EN 1992-1.

EN1998-1. 1998. *Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 Règles générales, actions sismiques et règles pour le bâtiment*. s.l. : CEN, 1998. EN 1998-1.

FAWZIA, S., AL-MAHAIDI, R. et ZHAO, XIAO-LING. 2006. *Experimental and finite element analysis of a double strap joint between steel plates and normal modulus*. s.l. : Composite Structures, 2006. pp. 75(1-4), 156-162.

FRANZ, G. et NIEDENHOFF, H. 1963. *The Reinforcement of Brackets and Short Deep Beams*. s.l. : A translation of the article in German that appeared in Beton-und Stahlbetonbau., 1963. Vol. Vol. 58, No. 5, 1963. pp 112-120. London, Cement and Concrete Association, Publication 61.114. 1964. PP 17.

GAY, Daniel. 1997. *Matériaux composites*. 4è ed. Paris. s.l. : Hermes, 1997. ISBN 2-86601-586-X.

GB50010-2002. 2002. *Code for design of concrete structures development of China*. s.l. : Ministry of housing and urban-rural, 2002.

GRASSL, PETER et XENOS, DIMITRIOS. CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete. s.l. : International Journal of Solids and Structures. pp. Volume 50, Issue 24, November 2013, Pages 3805-3816.

HABBITT, KARLSSON et SORENSON. 2011. *Abaqus/Standart and Explicit. A Standart and Explicite dynamic finite element program.* s.l. : SIMULIA, Abaqus Theory Manual , 2011.

HAGBERG, T. 1983. *Design of Concrete Brackets: On the Application of the Truss Analogy.* s.l. : ACI Journal, 1983. pp. 3-12. Vol. 80, No. 1, Jan.-Feb 1983.

HALPIN, J. C. 1969. *Effect of Environmental Factors on Composite Materials.* s.l. : US Air Force Material Laboratory, Technical Report AFML-TR-67-423, June 1969, 1969.

HALPIN, J. C. et KARDOS , J. L. 1976. *Halpin-Tsai equations:A review.* s.l. : Polymer Engineering and Science, 1976, v16, N5, pp 344-352, 1976.

HERMANSEN, B.R. et COWAN, J. 1974. *Modified Shear-Friction Theory for Bracket Design.* s.l. : ACI Jurnal, 1974. pp. pp.55-60. Vol. v.71, №2, Feb. 1974.

—, **1975.** *Second Thoughts on Shear-Friction.* s.l. : Concrete (UK), 1975. pp. pp.31-32. Vol. Aug. 1975.

HILLERBORG, A., MODÉERP, M. et PETERSSON, E. 1976. *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements.* s.l. : Cement and Concrete Research, 1976. pp. 773-781. Vol. Volume 6, Issue 6, November 1976.

HOANG, L. H. 1968. *Recherche expérimentale sur les consoles courte en béton armé.* Paris : Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des sciences de l'Université de Paris, Non publiée, 1968.

HORDIJK, D.A. . 1992. *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses.* s.l. : Heron, 1992. pp. 1-37. Vol. 37(1).

HWANG, S. J., LU, W. Y. et LEE, H. J. 2000. *Shear Strength Prediction for Reinforced Concrete Corbels.* s.l. : ACI Structural Journal, 2000. pp. 543-552. Vol. V. 97, No. 4, July-August.

IVANOVA, Ivelina. 2013. *Comportement mécanique de console courte en béton armé renforcée ou réparée par collage des matériaux composites.* Reims, France : Thèse de doctorat, Université de Reims Champagne-Ardenne, 2013.

JANKOWIAK, TOMASZ et LODYGOWSKI, TOMASZ. 2005. *Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model.* s.l. : Publishing House of Poznan University of Technology, Poznan 2005, 2005.

JONES, R. M. 1975. *Mechanics of composite materials.* s.l. : New York: Hemisphere Publishing., 1975.

KABIR, M. H., et al. 2016. *Numerical studies on CFRP strengthened steel circular members under marine environment.* s.l. : Materials and Structures/Materiaux et Constructions, 2016. pp. 49(10), pp. 4201- 4216.

KAMIŃSKA, INEZ et SZWED, ALEKSANDER. 2017. *Modification of Concrete Damaged Plasticity model. Part II: Formulation and numerical tests.* s.l. : XXVI R-S-P Seminar 2017, Theoretical Foundation of Civil Engineering, 2017.

KHADRAOUI, Abdelghani. 1998. *Analyse et modélisation du comportement mécaniquedes consoles courtes en béton armé.* Reims, France : Thèse de doctorat, UFR Sciences de Reims, 1998.

KRATZIG, W. et POLLING, R. 2004. *An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters.* s.l. : Computers and Structures, 2004. pp. 1201-1215. Vol. 82.

KRIZ, L. B. et Raths, C. H. 1965. *Connections in Precast Concrete - Strength of Corbels.* s.l. : PCI Journal, 1965. pp. Vol. 10, No. 1, 1965, pp 16-61.

LEE, J. et FENVES, G. L. 1998. *Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures.* s.l. : Journal of Engineering Mechanics, 1998. pp. vol. 124, no. 8, pp. 892–900.

LEONHARDT, F. et MONNING, E. 1975. *Lectures on Concrete Construction {Voresung uber Massivbau) Part 2,* Springer-Verlag,. New York : s.n., 1975.

LUBLINER, J., et al. 1989. *A Plastic-Damage Model for Concrete.* s.l. : International Journal of Solids and Structures, 1989. pp. vol. 25, pp. 299–329.

MAJEWSKI, S. 2003. *The mechanics of structural concrete in terms of elasto-plasticity.* s.l. : Technical report, Silesian Polytechnic Publishing House, Gliwice,, 2003.

MARTÍNEZ, ÁLVARO JOSÉ et MENÉNDEZ, MARÍA ROMERO. 2016. *Metallic plasticity modelling – abaqus fem code.* s.l. : ISM2006, 2016.

MAST, R.F. 1968. *Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections.* s.l. : Proceeding of tin American Society of Civil Engineers, 1968. pp. No. ST6, June 1968, pp 1485-1501. Vol. Vol. 94.

MATTOCK, A.H. 1974a. *Discussion of the paper "Modified shear friction theory" by B. R. Hermansen and J. Cowan,.* s.l. : ACI Journal, 1974a. Vol. August, 1974 V.71, N° 8, pp. 421-423.

—. **1974.** *Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear Plane.* Detroit, Michigan : A.C.I. Special Publication 42, Shear in reinforced concrete, 1974. pp. pp. 17-42.

MATTOCK, H. 1976. *The Behavior of Reinforced Concrete Corbels.* s.l. : PCI JOURNAL, 1976. pp. 52-77.

MAZARS, J. 1984. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure.* Thèse de doctorat d'Etat, . s.l. : Université Pierre et Marie Curie - Laboratoire de mécanique et technologie, 1984.

MILLS-BRIA, BARBARA, et al. 2006. *State-of-practice for the nonlinear analysis of concrete dams at the Bureau of Reclamation.* s.l. : Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 2006.

MONTI, G. 2003. *Seismic upgrade of reinforced concrete columns with FRP.* s.l. : Seminar on: Seismic Retrofitting of the South Tower, Tehran, Iran, 2003.

Nana, W.S.A. 2017. *Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé sous chargement de cisaillement et interaction cisaillement/effet de membrane : Application aux bâtiments nucléaires.* Lyon, France : Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2017.

NGUYEN, Khuong Le. 2015. *Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes.* s.l. : Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 2015.

NIEDENHOFF, H. 1961. *Untersuchen über das Traverhalten von Konsolen und Kurzen Tragarmen.* Karlsruhe : Thèse de Docteur-Ingénieur, Technische Hochschule , 1961.

Oliveira Júnior, LA, et al. 2017. *Precast beam-to-column connection subjected to cyclic and dynamic loadings.* s.l. : Structural Engineering International, 2017. pp. 114-126. Vol. 27.

OLIVEIRA, JÚNIOR LÁ, et al. 2018. *Precast beam-to-column connection subjected to cyclic and dynamic loadings.* s.l. : Structural Engineering International, 2018. pp. 114-126.

PARK, R. et PAULAY, T.: 1975. *Reinforced Concrete Structures.* s.l. : John Wiley & Sons.Inc., 1975. pp. 690-697.

PAVLOVIC, M., et al. 2013. *Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests.* s.l. : Journal of Constructional Steel Research, 2013. pp. 134-149. Vol. 88.

PRASAD, H. N. R., et al. 1993. *Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Corbel.* s.l. : Computers & Structures, 1993. pp. 343-354. Vol. V. 46, No. 2.

ROBINSON, J.R. 1969. *L'armature des consoles courtes. Aus theorie und praxis des stahlbetonbaues.* s.l. : Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin/München, 1969.

SIAO, W. B. 1994. *Shear Strength of Short Reinforced Concrete Walls, Corbels, and Deep Beams.* s.l. : ACI Structural Journal, 1994. pp. 123-132. Vol. V. 91, No. 2, March-April.

SIMULIA ABAQUS 6.13. s.l. : ABAQUS Analysis User's Guide.

SOLANKI, H. et SABNIS, G. M. 1987. *Reinforced Concrete Corbels - Simplified*. s.l. : ACI Structural Journal, 1987. pp. 428-432. Vol. V. 84, I. 5, Sep.-Oct.

SOMERVILLE, G. 1974. The Behavior and Design of Reinforced Concrete Corbels. *Shear in reinforced concrete*. Detroit : American Concrete Institute, 1974, Vol. sp-42, pp. 477-502.

SÜMER, YUSUF et AKTAŞ, MUHARREM. 2015. *Defining parameters for concrete damage plasticity mode*. s.l. : Challenge Journal of Structural Mechanics, 2015. pp. 1 (3) (2015) 149–155.

TAO, Y., CHEN, J.F. et M.ASCE. 2015. *Concrete Damage Plasticity Model for Modeling FRP-to-Concrete Bond Behavior*. s.l. : Journal of Composites for construction, 2015. pp. Volume 19 Issue 1 - February 2015.

URBAN, T. et KRAWCZYK, Ł. 2017. *Strengthening corbels using post-installed threaded rods*. s.l. : Structural Concrete <https://doi.org/10.1002/suco.201500215>, 2017.

WANG, T. et HSU, T. . 2001. *Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models*. s.l. : Computers & Structures, 2001. pp. 2781-2791. Vol. Volume 79, Issue 32.

YASMEEN, Taleb Obaidat. 2011. *STRUCTURAL RETROFITTING OF CONCRETE BEAMS USING FRP - Debonding Issues*. s.l. : Lund University, Doctoral Thesis, Division of Structural Mechanics, 2011.

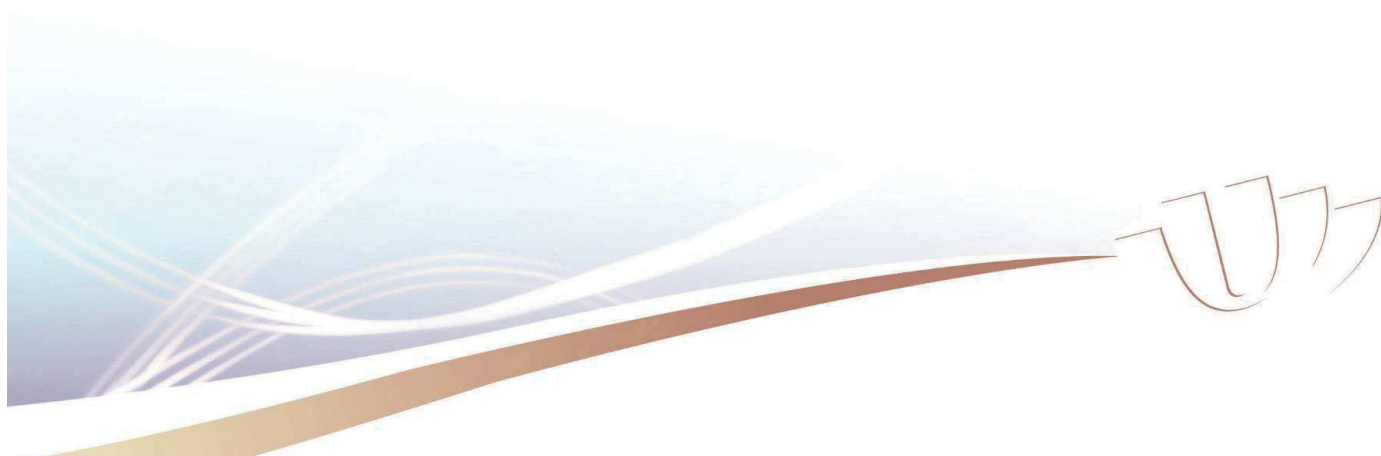
YONG, Y. K., MCCLOSKEY, D. H. et NAWY, E. G. 1985. *Reinforced Corbels of High-Strength Concrete*. s.l. : American Concrete Institute, Detroit, 1985. pp. 197-212. Vol. SP-87-11.

ZELLER, W. 1991. *Conclusions from Tests on Corbels*. Stuttgart : IABSE Colloquium, Structural Concrete, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1991. pp. 577-582.

ZHELYAZOV, T. 2008. *Renforcement des structures en béton arme par collage de matériaux composites -comportement mécanique des structures sollicitées à la flexion*. s.l. : Thèse de doctorat, l'Université de Reims Champagne Ardenne, 2008.

Annexes

ANNEXE 1. PRÉSENTATION DU LOGICIEL ABAQUS	182
ANNEXE 2. MODÉLISATION PAR ABAQUS DE LA CONSOLE COURTE EN BÉTON ARMÉ	184
ANNEXE 3. PROPRIÉTÉS PHYSIQUES ET MÉCANIQUES MATÉRIAUX COMPOSITES.....	221



Annexe 1. Présentation du logiciel ABAQUS

Le logiciel est construit à partir d'une série de programmes puissants basés sur la méthode EF et offrant une grande quantité de fonctionnalités de prétraitement et post-traitement. Abaqus est divisé en modules. Chaque module définit une étape fondamentale du processus de modélisation et permet de construire un modèle EF en effectuant un passage successif dans les modules. Les étapes nécessaires à la création d'un modèle sont :

- « **Part module** » La structure globale peut être divisé en plusieurs parties. La définition d'eux peut être effectué par importation faite par logiciel complémentaire ou designer avec les outilles 2D inclut dans le module.

- « **Property module** » Les comportements et propriétés mécaniques des matériaux peuvent être spécifiées dans ce module. Le comportement des matériaux les plus typiques peut être simulé avec Abaqus, qui comprend des métaux, du béton, des composites, des polymères, etc. Les propriétés de section de la structure physique doit être également définies dans ce module. Chaque section est associée à un matériau et attribuer à une partie correspondante de la géométrie.

- « **Assembly module** » Les outilles mit dans ce module concerne l'assemble de tous les éléments définissent précédemment dans le module « Part », leur disposition dans l'espace 2D ou 3D, façonne de les diviser et des points spécifiques. La géométrie du modèle est définie en créant des instances de chaque pièce indépendante les unes des autres. Les instances sont positionnées les unes par rapport aux autres dans un système de coordonnées global afin d'assembler le modèle.

- « **Step module** » Le type d'analyse doit être défini dépendent le problème numérique à résoudre. Abaqus peut être utilisé pour résoudre des problèmes de réponse statiques et dynamiques généraux et il est composé de deux produits d'analyse principaux, Abaqus / Standard et Abaqus / Explicit. Abaqus / Standard permet de réaliser des analyses statiques et résout un système d'équations couplées implicitement à chaque incrément. Abaqus / Explicit est particulièrement utilisé pour simuler des événements dynamiques et quasi-statique en utilisent une formulation explicite pour effectuer un grand nombre de petits incréments de temps sans qu'il soit nécessaire de résoudre un système d'équations à chaque incrément. L'ensemble de la procédure d'analyse peut comprendre une ou plusieurs étapes.

- « **Interaction module** » dans ce module on peut définir l'interaction et les contraintes entre différentes parties ou surfaces du modèle. Abaqus fournit deux algorithmes de simulation de contact, algorithme général de contact permettant de définir le contact entre toutes les régions du modèle et algorithme de paires de contacts décrivant le contact entre deux surfaces. Les propriétés d'interaction sont utilisées pour améliorer la modélisation du contact. Le comportement normal ou tangentiel peut être défini avec le frottement ou l'amortissement du contact. Abaqus inclut également plusieurs types

de contraintes, tels que les corps rigides, les contraintes de couplage et les liaisons basées sur la surface. Les contraintes sont utilisées pour coupler le mouvement d'un groupe de nœuds au mouvement d'autres nœuds.

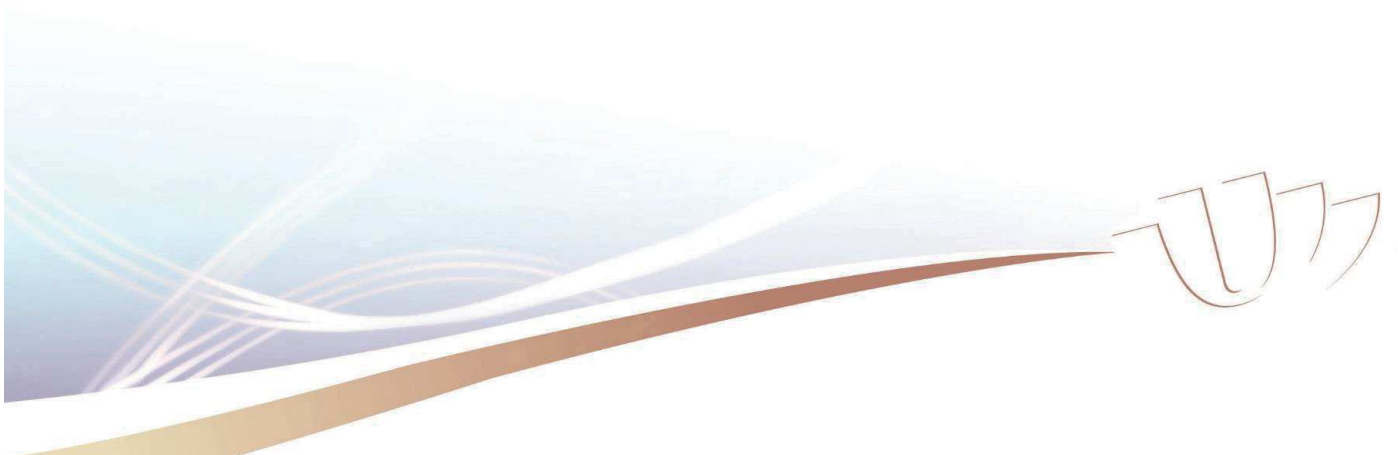
- « **Load module** » dans ce module on peut spécifier les conditions aux limites, condition initiales et l'application de charges à la structure dépendent des étapes. La plupart des charges ou conditions aux limites peuvent suivre une courbe d'amplitude variant avec le temps. Les conditions initiales non nulles peuvent également être spécifiées comme des domaines prédéfinis, notamment les contraintes initiales, les vitesses ou les températures.

- « **Mesh module** » la génération de maillage peut s'effectuer dans ce module de manière automatique ou manuellement. Le maillage implique de choisir les types d'éléments et la densité de maillage appropriés. Différents types d'éléments géométriques pouvant modéliser pratiquement toutes les géométries et ils sont disponibles dans la bibliothèque d'éléments Abaqus. Tous les éléments utilisent l'intégration numérique et doivent faire référence à une définition de propriété de section.

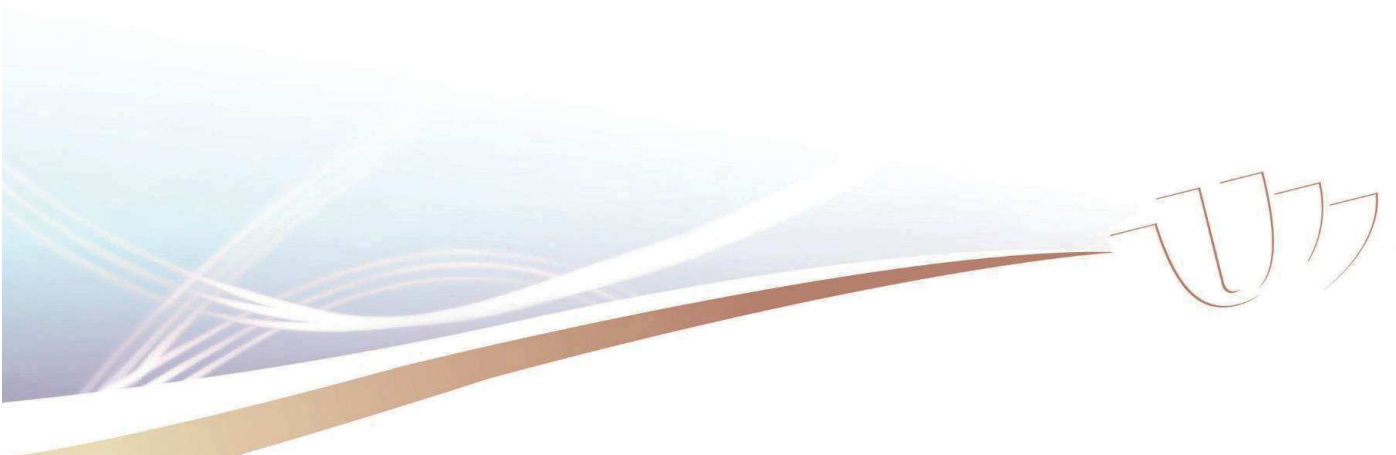
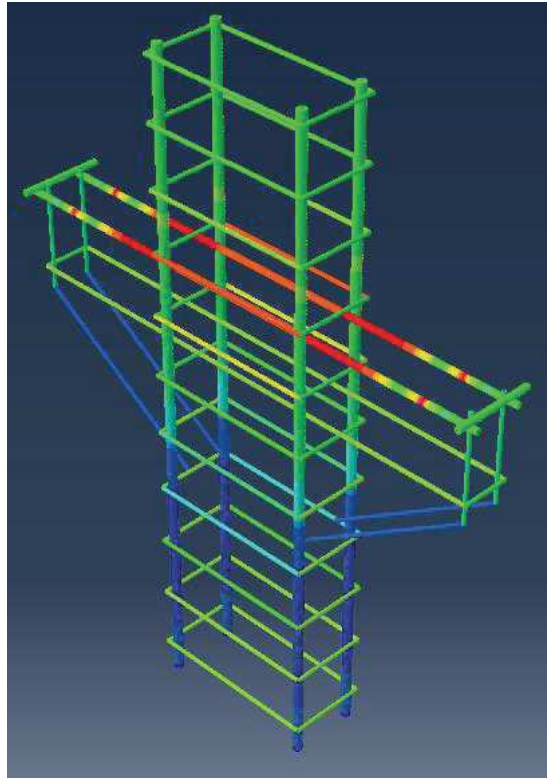
- « **Output control module** » Une grande quantité de variables de sortie peuvent être générées avec une simulation Abaqus, elles dépendent de l'analyse et des types d'éléments utilisés. La sortie est spécifiée avec les gestionnaires de sortie « Field » et « History » qui génèrent une requête de sortie par défaut, mais permettent également de contrôler et gérer la sortie d'analyse demandée afin de ne produire que des résultats devant être interprétés et d'éviter un espace disque excessif.

- « **Job module** » La soumission des fichiers d'entrée peut être effectuée via Abaqus / CAE ou manuellement à partir de l'invite de commande. Abaqus offre la possibilité de vérifier les données incorrectes ou manquantes grâce à une analyse de contrôle de données pouvant être utilisée avant l'exécution d'une simulation et aidant à réduire au minimum la probabilité d'erreur dans le modèle.

- « **Visualization module** » L'évaluation des résultats est effectuée de manière interactive à l'aide du programme Abaqus / viewer, qui permet de visualiser et d'afficher les résultats liés au modèle via diverses options, notamment le contour de couleur, X-Y et les courbes de formes déformées. De plus, un script Python peut être utilisé pour lire les données d'un fichier (.odb) et rassembler des résultats numériques sous forme de tableaux, de graphiques ou d'animations.



Modélisation d'une console courte en béton armé par la méthode des éléments finis avec le logiciel ABAQUS



I. INTRODUCTION

Abaqus est un logiciel de calcul par élément finis, qui permet de simuler le comportement mécanique des structures et de prise en compte de la non-linéarité des matériaux.

On va simuler le comportement mécanique d'une console courte en béton armé avec les dimensions présentées sur la fig.1

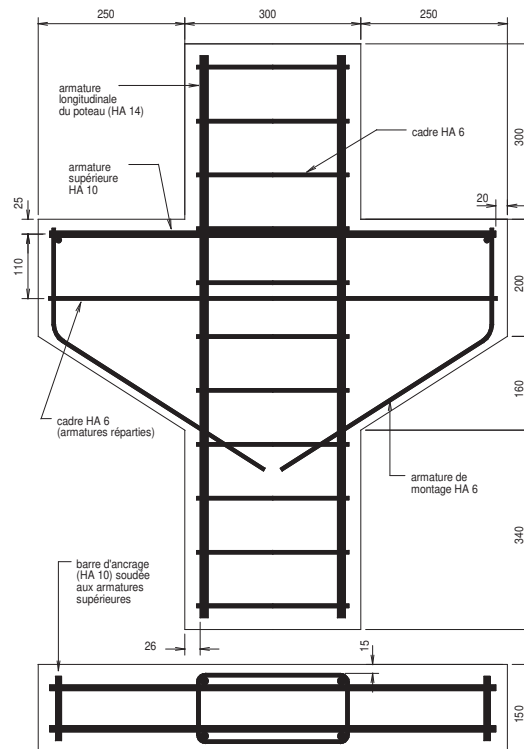


Fig. 1 : Dimensions et ferrailage du corps d'épreuve

Dans le logiciel il n'y a pas des unités, donc c'est l'utilisateur, qui doit tenir en compte d'unités correct. Sur la figure 2 on peut voir les unités utilisées dans Abaqus. On va travailler en **mm**.

Grandeur	Longueur	Force	Masse	temps	Contrainte	Énergie	Densité
SI	m	N	kg	s	Pa (N/m ²)	J	kg/m ³
SI (mm)	mm	N	Tonne (10 ³ kg)	s	MPa (N/mm ²)	mJ (10 ⁻³ J)	tonne/mm ³

Tab. 1 : Grandeurs et Unités utilisées

En lançant le logiciel il apparaît la fenêtre de fig.2 duquel on peut lancer un nouveau projet avec modèle Standart/Explicite, de travailler avec modèle "CFD" ou bien avec modèle "Electromagnetic". On peut ouvrir un fichier déjà enregistré, lancer un script ou regarde le tutorial.



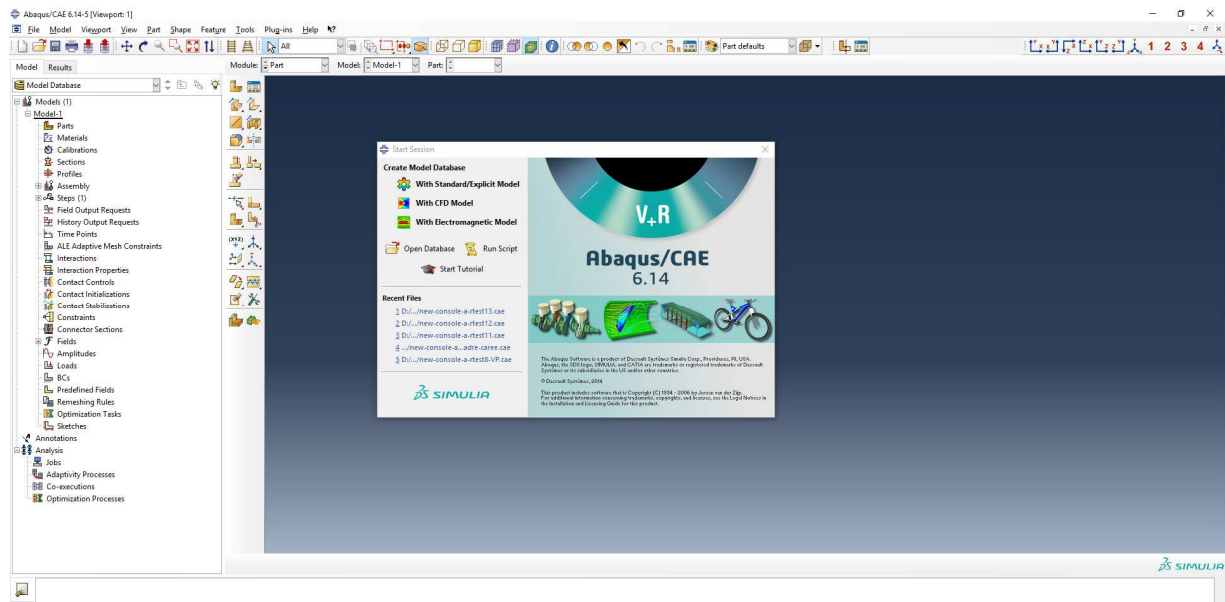


Fig. 2 : Fenêtre d'accueil de logiciel Abaqus

En cliquant sur « With Standart/Explicite Model » dans la fig.2, on peut observer l'interface d'accueil d'Abaqus:

- **Barre de menu** – il contient tous les menus disponibles, c'est-à-dire toutes les fonctionnalités du logiciel ;
- **Module** – le logiciel est séparé en différents modules et de là, on peut passer d'un module à l'autre.
- **Barre d'outils** - Les barres d'outils permettent d'accéder rapidement aux commandes qui sont disponibles dans les menus.
- **Arborescence de modèle** - fournit une vue graphique du modèle et les objets qu'il contient, comme des pièces, des matières, des étapes, des chargements et des demandes de sortie. Si la base de données de modèles contient plusieurs modèles, on peut utiliser l'arborescence du modèle pour passer d'un modèle à l'autre.

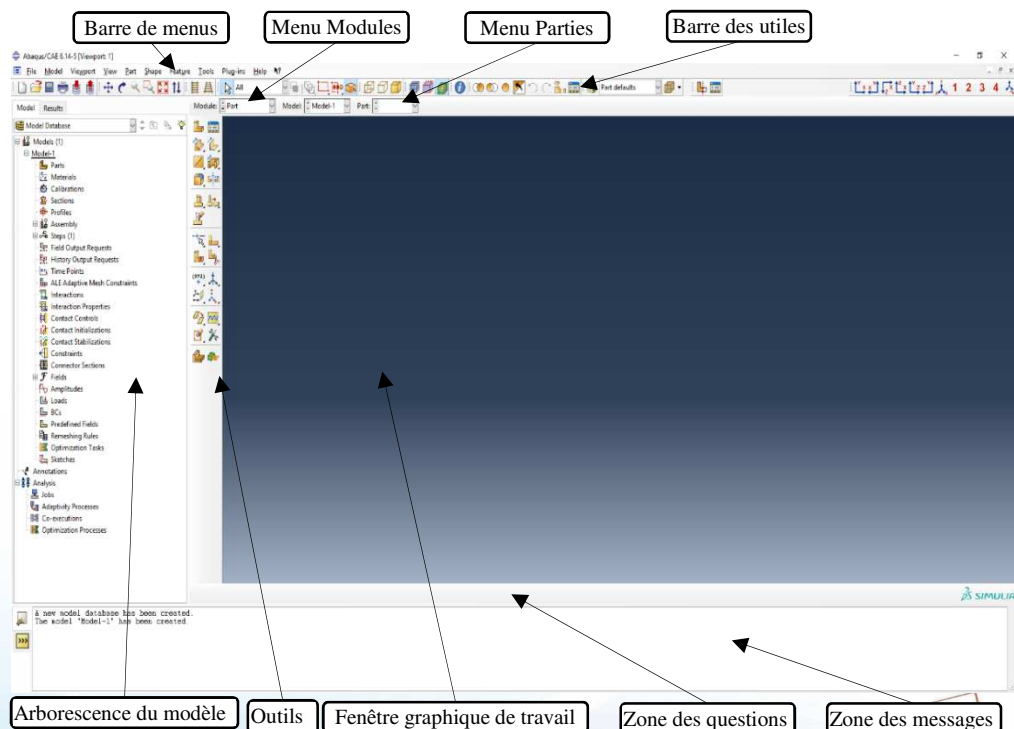


Fig. 3 : Interface d'Abaqus

- **Outils** – lorsqu'on est dans un module, il s'affiche les outils appropriés pour ce dernier, d'où on peut accéder rapidement à des fonctionnalités disponibles aussi dans le barre de menus

- **Fenêtres graphiques de travail** – Cette zone correspond à l'espace de travail et de visualisation.
- **Zone des questions** – il s'affiche les instructions à suivre pendant une procédure.
- **Zone des messages** – affiche des informations sur état du modèle

Chaque projet contient les fichiers texte suivant :

- Fichier avec extension **inp** – contient les informations sur les géométries, les matériaux, les conditions aux limites, condition de chargement, etc.
- Fichier avec extension **odb** – contient les résultats obtenus par les calculs ;
- Fichier avec extension **dat** – contient un résumé de simulation, message d'avertissements et d'erreur ;
- Fichier avec extension **dat** – contient le résumé des calculs en cours et messages d'erreur ;

Pour construire un modèle, on doit passer successivement par les modules suivants :

- Module **Part** ;
- Module **Property** ;
- Module **Assembly** ;
- Module **Step** ;
- Module **Interaction** ;
- Module **Load** ;
- Module **Mesh** ;
- Module **Job** ;

II. MODULE PART

Définition des éléments qui composent la structure

Pour éviter des problèmes liés à la réalisation des certains objets complexes, il est conseiller de réaliser d'abord le dessin sur un logiciel CAO/DAO. On a utilisé Autocad d'où on a obtenu les dimensions et les coordonnées de chaque élément composant la structure – fig.5.

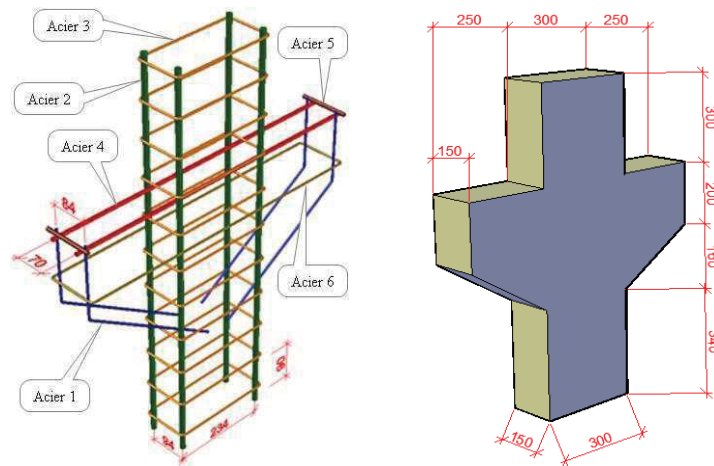
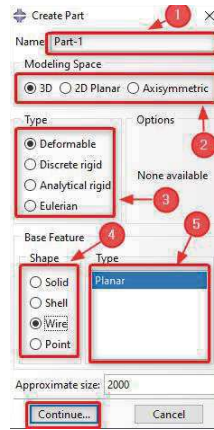
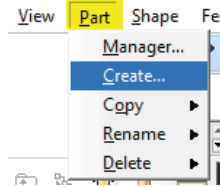


Fig. 4 : Dessin réalisé sur AutoCAD

On a divisé la structure en 7 parties. Le module ouvert par défaut est le Module **Part**.

- Dans la barre d'outils verticale, on clique sur l'icône  "Create part" (fig. 5a) ou dans le menu Part, on choisit "Create" (fig. 5b) et il apparait l'invité de création de Part (fig. 5c)



- Dans la zone
- ① inscrire le nom de l'élément
 - ② choisir la modélisation "3D"
 - ③ choisir "Deformable" comme type d'élément
 - ④ choisir "Solid" pour les éléments volumiques (pour le béton) et "wire" pour les éléments linéaires (barres)
- On clique sur "continue" pour l'étape suivante.

a


b

c - Create part


Fig. 5

II.1. Création des armatures

Barres inclinées (acier 1)

Dans la barre d'outils, on choisit "Create lines" en cliquant sur l'icône  ① (fig. 6) et on commence à tracer l'élément. Il y a deux façons de le faire :

- En saisissant les coordonnées absolues des points
- En traçant directement les lignes à l'aide de la souris et ensuite les dimensionner.

Ici, on a choisi la seconde méthode en traçant les deux lignes qui forment cette barre inclinée (fig. 7) et après on clique sur  (fig. 8) de la "Zone de questions" pour valider les lignes tracées.

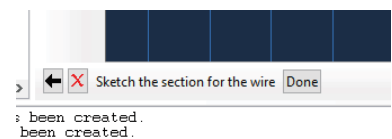
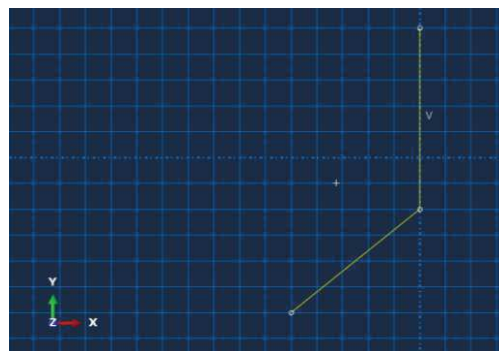







Fig. 6

Fig. 7

Fig. 8

Pour donner les bonnes longueurs aux lignes tracées, on clique sur l'icône "Add dimension"  ② dans la barre d'outils (fig. 6) puis cliquer sur la ligne verticale tracée et déplacer la souris vers la droite et faire encore un clic. Dans la "Zone de questions" il faut donner la longueur de la ligne égale à 158.53. Après on clique sur  "Auto-Fite View" pour voir tout l'élément (fig. 9). Pour la partie inclinée, cliquer encore sur

 puis successivement sur les points hauts et bas de la ligne. Déplacer la souris vers droite et la longueur 170 s'affiche. Avec la commande toujours activée, sélectionner les mêmes points dans le même ordre que précédemment, mais cette fois-ci on déplace la souris vers le bas et on saisit la valeur 256. Après on clique sur l'icône  et puis sur  (fig. 8) pour finir la création de l'élément.

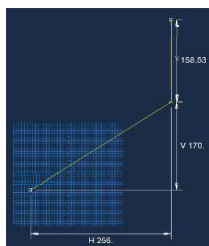


Fig. 9

Pour les autres barres, on procède de la même manière pour les créer

barre de
poteau (acier
2)



Fig. 10

barre
soudée
(acier 5)



Fig. 11

barre tirant (acier 4)

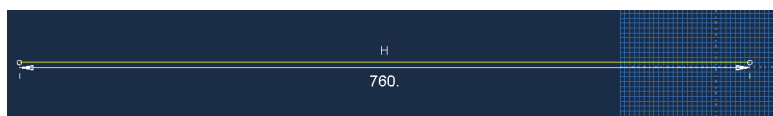



Fig. 12

Cadre de poteau (acier 6) : dans la barre d'outils (fig. 6) choisir l'icône 

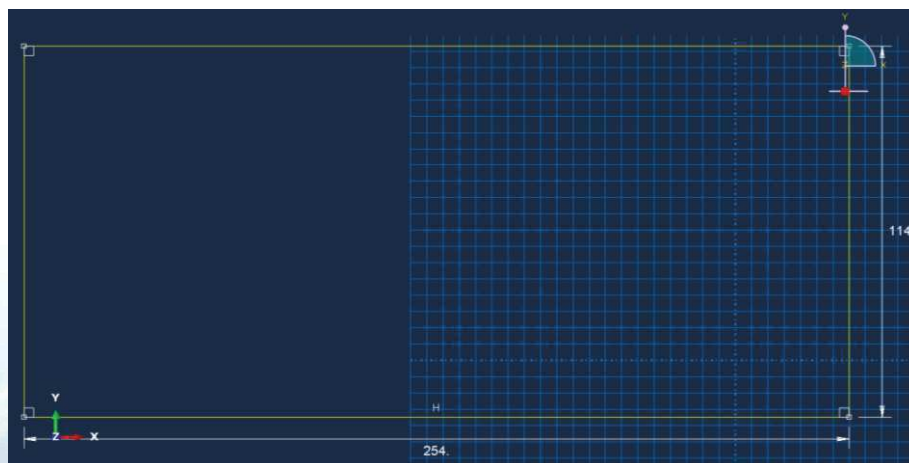


Fig. 13

Cadre répartie (acier 3)

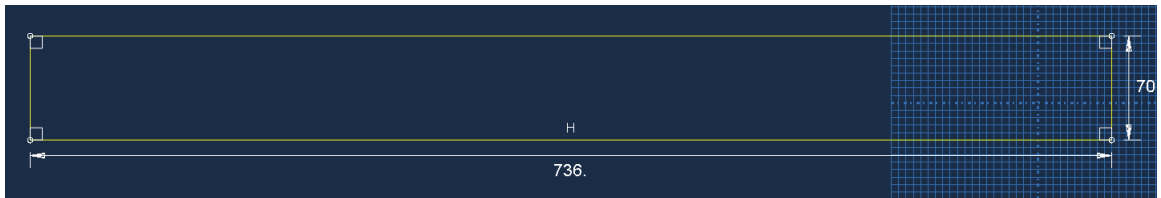



Fig. 14

II.2. Création de la console courte en béton.

On procède de la même manière que les barres. Sur la fig.5-c, on choisit dans la zone ④ "Solid" et "Extrusion" dans la zone ⑤. Cliquer sur "Continue".

Dans la barre d'outils (fig. 6) cliquer sur . Pour cette partie, on va saisir les coordonnées absolues des points qui constituent l'élément. Pour commencer, saisir (0,0) dans la "Zone de questions" (fig. 15) puis valider par la touche Entrée. On continue la réalisation par la saisie des coordonnées suivantes (après chaque saisie de coordonnées, valider avec touche Entrée): 250,0 ; 250,300 ; 550,300 ; 550,0 ; 800,0 ; 800,-200 ; 550,-360 ; 550,-700 ; 250,-700 ; 250,-360 ; 0,-200 ; 0,0.

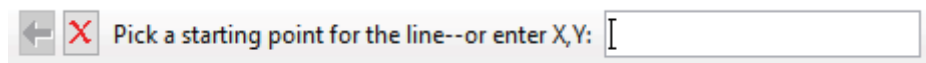




Fig. 15

Une fois le dernier point saisi, on clique sur l'icône  (Fig.15) et puis sur  pour finir la création du contour (Fig.16). Il apparaît la fenêtre (Fig.17) où on doit saisir l'épaisseur de la structure 150 puis valider en cliquant "Ok", on obtient le dessin de la fig. 18.

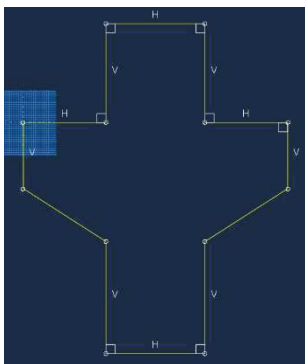


Fig. 16

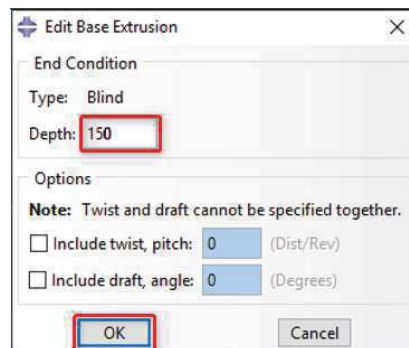


Fig. 17

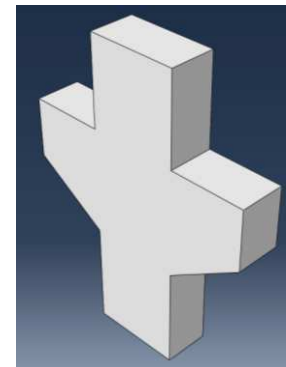


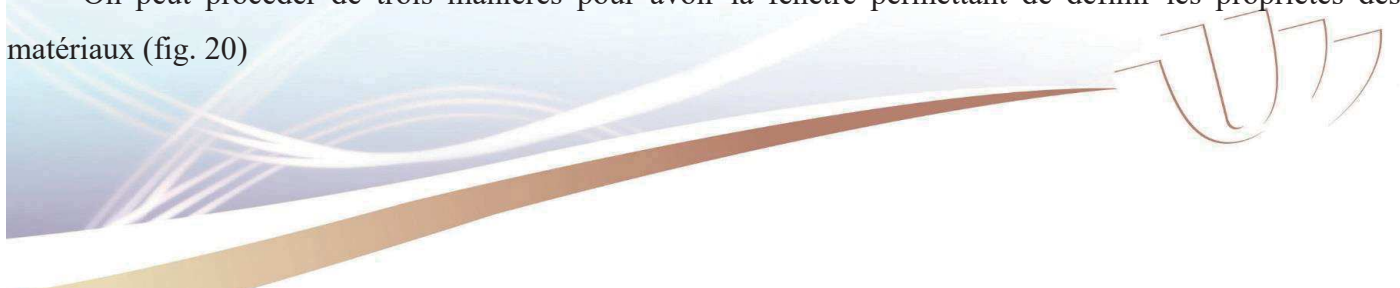
Fig. 18

III. MODULE PROPERTY

Après avoir créé les différents éléments de la structure, on va maintenant définir les propriétés des matériaux (béton et acier) qui la constituent.

III.1. Définition des matériaux

On peut procéder de trois manières pour avoir la fenêtre permettant de définir les propriétés des matériaux (fig. 20)



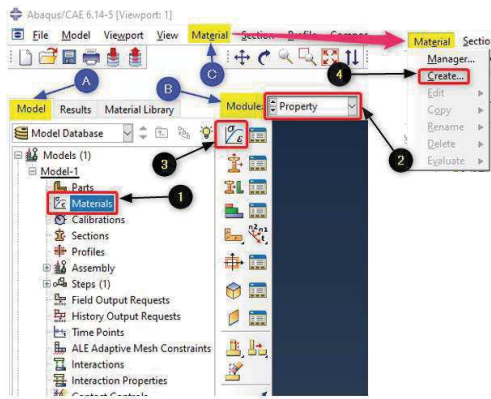


Fig. 19

1 – En cliquant sur l'onglet "Model" ① et dans l'arborescence double-cliquer sur "Materials" ①

2 – Dans le module ② choisir "Property"

②

- puis dans la barre d'outils, cliquer sur ③ ou

- Dans le menu "Material" ③, choisir "Create" ④

III.1.1. Acier

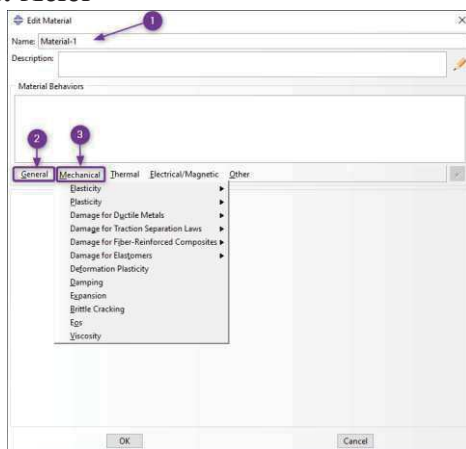


Fig. 20

- Dans la zone ①, on donne le nom du matériau (Acier).
- Dans Onglet "**General**" ②, choisir "**Density**" et saisir la valeur $7.85E-9$ tonne/mm³ (masse volumique de l'acier).
- Dans l'onglet "**Mechanical**" ③, choisir "**Elasticity**" puis "**Elastic**" et saisir le module de Young (200000 MPa) et coefficient de Poisson (0.3)
- Dans l'onglet "**Mechanical**" ③, choisir "**Plasticity**" puis "**Plastic**" et saisir dans la colonne "**Yield Stress**" 600 MPa et pour "**Plastic Strain**", la valeur 0.
- Pour finir, appuyer sur "**OK**".

III.1.2. Béton

Saisir la masse volumique ($2.4E9$), le module de Young (25972 MPa) et le coefficient de Poisson (0.15) de la même manière que l'acier.

L'étape suivante consiste à introduire le comportement plastique du béton. Pour cela, cliquer sur l'onglet "**Mechanical**" puis choisir "**Plasticity**" et en fin "**Concrete damaged plasticity**". La fig. 22 apparait dans la même fenêtre.



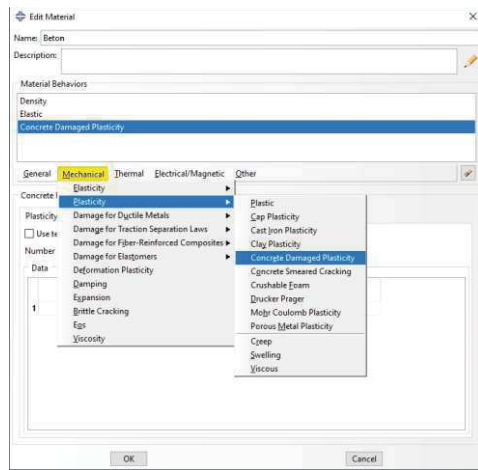


Fig. 21

Cliquer sur l'onglet "Plasticity" ① de la fig. 22 et remplir comme ci-dessous (fig. 23)

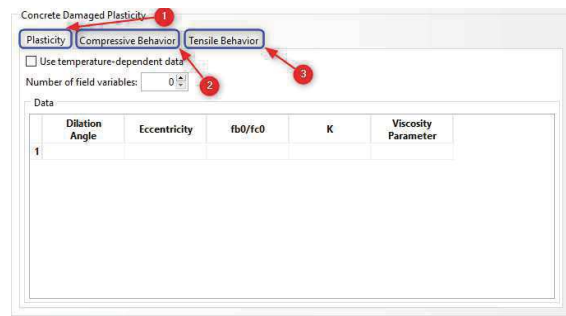


Fig. 22

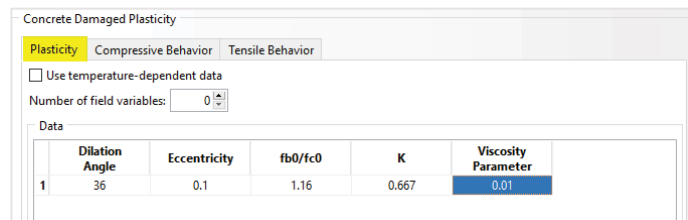


Fig. 23

Cliquer sur l'onglet "Compressive Behavior" ② de la fig. 22

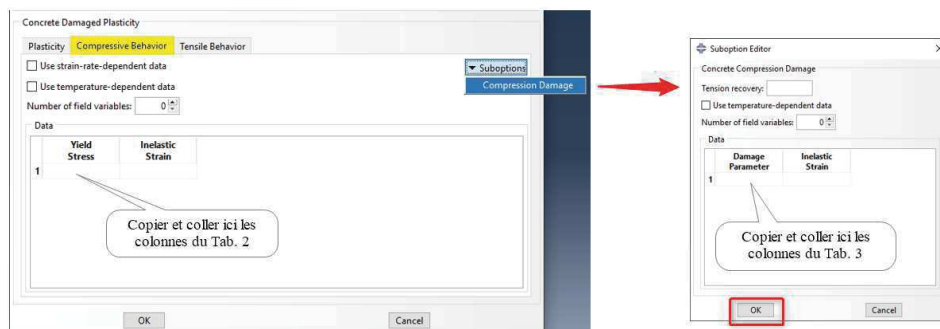


Fig. 24

Cliquer sur l'onglet "Tensile Behavior" ② de la fig. 22

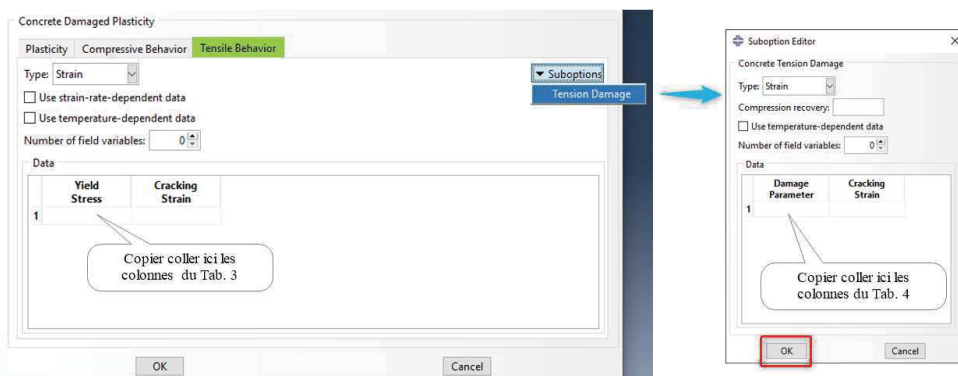


Fig. 25

Yield Stress	Inelastic Strain
11.41556	0
19.06992	0.00031
25.37189	0.00063

Damage Parameter	Inelastic Strain
0	0
0	0.00031
0	0.00063

Yield Stress	Cracking Strain
3.3	0
1.83079	0.00013
1.29706	0.00025

Damage Parameter	Cracking Strain
0	0
0.44522	0.00013
0.60695	0.00025

29.81359	0.00094	0	0.00094	1.01569	0.00038	0.69221	0.00038
32.27405	0.00126	0	0.00126	0.84021	0.00051	0.74539	0.00051
33	0.00157	0	0.00157	0.71959	0.00064	0.78194	0.00064
31.99118	0.00189	0.03057	0.00189	0.63122	0.00076	0.80872	0.00076
29.44041	0.0022	0.10787	0.0022	0.56349	0.00089	0.82924	0.00089
26.11258	0.00251	0.20871	0.00251	0.50981	0.00102	0.84551	0.00102
22.62534	0.00283	0.31438	0.00283	0.46614	0.00114	0.85875	0.00114
19.35192	0.00314	0.41358	0.00314	0.42986	0.00127	0.86974	0.00127
16.46052	0.00346	0.5012	0.00346	0.39922	0.0014	0.87902	0.0014
13.99139	0.00377	0.57602	0.00377	0.37296	0.00152	0.88698	0.00152
11.92021	0.00408	0.63878	0.00408	0.35019	0.00165	0.89388	0.00165
10.1971	0.0044	0.691	0.0044	0.33025	0.00178	0.89993	0.00178
8.76701	0.00471	0.73433	0.00471	0.31262	0.00191	0.90527	0.00191
7.57874	0.00503	0.77034	0.00503	0.29692	0.00203	0.91003	0.00203
6.58817	0.00534	0.80036	0.00534	0.28283	0.00216	0.91429	0.00216
5.75871	0.00566	0.82549	0.00566	0.27013	0.00229	0.91814	0.00229
5.06059	0.00597	0.84665	0.00597	0.25861	0.00241	0.92163	0.00241
4.46982	0.00628	0.86455	0.00628	0.2481	0.00254	0.92482	0.00254
3.96713	0.0066	0.87978	0.0066	0.23848	0.00267	0.92773	0.00267
3.53707	0.00691	0.89282	0.00691	0.22964	0.0028	0.93041	0.0028
3.1672	0.00723	0.90402	0.00723	0.22148	0.00292	0.93288	0.00292
2.84746	0.00754	0.91371	0.00754	0.21393	0.00305	0.93517	0.00305
2.56972	0.00785	0.92213	0.00785	0.20691	0.00318	0.9373	0.00318
2.32733	0.00817	0.92947	0.00817	0.20038	0.0033	0.93928	0.0033
2.11486	0.00848	0.93591	0.00848	0.19428	0.00343	0.94113	0.00343
1.92783	0.0088	0.94158	0.0088	0.18857	0.00356	0.94286	0.00356
1.76255	0.00911	0.94659	0.00911	0.18321	0.00368	0.94448	0.00368
1.61593	0.00943	0.95103	0.00943	0.17818	0.00381	0.94601	0.00381
1.4854	0.00974	0.95499	0.00974	0.17343	0.00394	0.94744	0.00394
1.36881	0.01005	0.95852	0.01005	0.16896	0.00407	0.9488	0.00407
1.26433	0.01037	0.96169	0.01037	0.16472	0.00419	0.95008	0.00419
1.17042	0.01068	0.96453	0.01068	0.16071	0.00432	0.9513	0.00432
1.08576	0.011	0.9671	0.011	0.15691	0.00445	0.95245	0.00445
1.00924	0.01131	0.96942	0.01131	0.1533	0.00457	0.95355	0.00457
0.93988	0.01162	0.97152	0.01162	0.14986	0.0047	0.95459	0.0047
0.87687	0.01194	0.97343	0.01194	0.14659	0.00483	0.95558	0.00483
0.81949	0.01225	0.97517	0.01225	0.14347	0.00496	0.95652	0.00496
0.76711	0.01257						
0.7192	0.01288						
0.67529	0.0132						
0.63496	0.01351						
0.59785	0.01382						
0.56364	0.01414						
0.53205	0.01445						
0.50283	0.01477						
0.47576	0.01508						
0.45065	0.01539						

Tab. 2

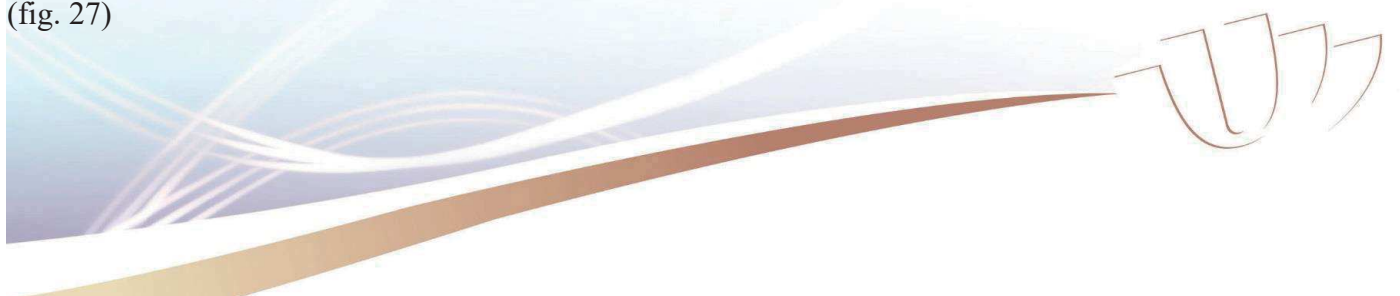
Tab. 3

Tab. 4

Tab. 5

III.2. Définition des sections

On peut procéder de trois manières pour avoir la fenêtre permettant de définir les sections des éléments (fig. 27)



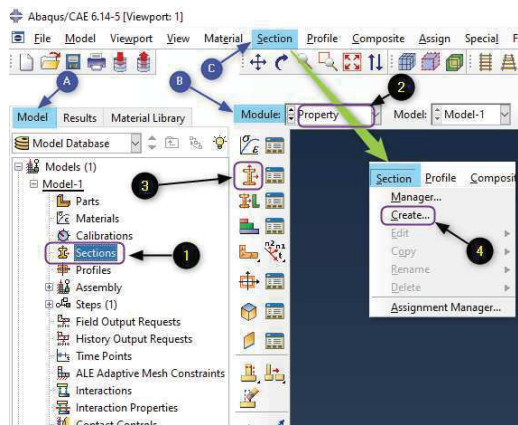


Fig. 26

- 1 – En cliquant sur l'onglet "Model" ① et dans l'arborescence double-cliquer sur "Sections" ①
- 2 – Dans le module ② choisir "Property" ②
- dans la barre d'outils, cliquer sur ③ ou
- Dans le menu "Section" ③, choisir "Create" ④

III.2.1. Béton :

Dans la figure 27, donner le nom de la section dans la zone ① (béton), cocher "Solid" dans la zone ② puis sélectionner dans ③ "Homogeneous" et cliquer sur "Continue" ④. Dans la fenêtre qui s'ouvre, choisir dans ⑤ le matériau (béton) associé à la section. Dans la zone ⑥, laisser la valeur 1 et cliquer "OK"

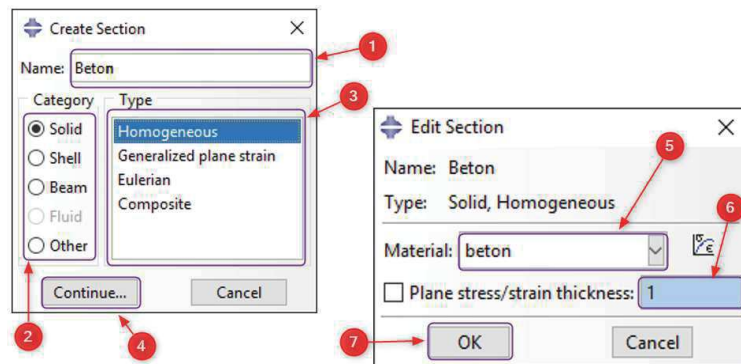


Fig. 27

III.2.2.Aciers

On a trois barres de diamètres 6, 10 et 14 mm auxquelles on donnera respectivement les noms HA6, HA10 et HA14. Pour chacune, on doit créer une section.

On procède de la même manière que le béton mais en choisissant (fig. 27) "Beam" dans la zone ② puis "Truss" dans ③. Choisir dans la zone ⑤ "Acier" comme matériau puis saisir la section de la barre en mm² dans la zone ⑥ et appuyer sur "OK"

III.2.3.Attribution des sections

Sur la fig. 28, en restant dans Module "Property" ①, choisir à quelle partie attribuer une section ②.

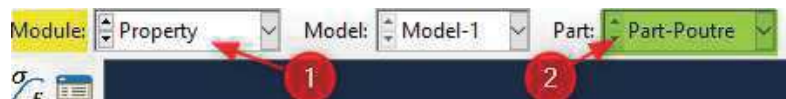
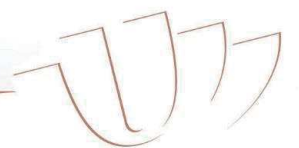



Fig. 28

Attribution de section à la console :



L'attribution des sections se fait soit à partir de la barre d'outils du Module "Property" en cliquant sur l'icône  ou à partir du menu "Assign" => "Section".

Sélectionner la console dans la "**Fenêtre graphique de travail**" puis appuyer sur le bouton "**Done**" de la "**Zone de questions**". Dans la fenêtre qui apparaît (fig. 29), on choisit dans la zone ① "**Béton**" puis on clique "**OK**". Le couleur de l'élément change.

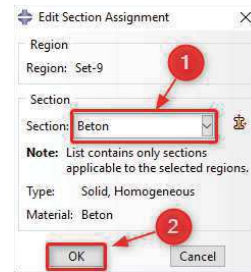


Fig. 29 : Edit Section

Pour les autres éléments, faire le choix dans la zone ② de la fig. 28 et répéter la procédure de l'attribution des sections.

IV. MODULE ASSEMBLY

Dans cette partie, on va unir les parties en respectant la position de chacune dans l'assemblage.

Dans Module ① (fig.30), choisir "**Assembly**" ③ et faire un des deux choix ci-dessous pour avoir la fig. 31

- cliquer sur l'icône ④
- ou
- dans le menu "Instance" ②, choisir "Create" ⑤

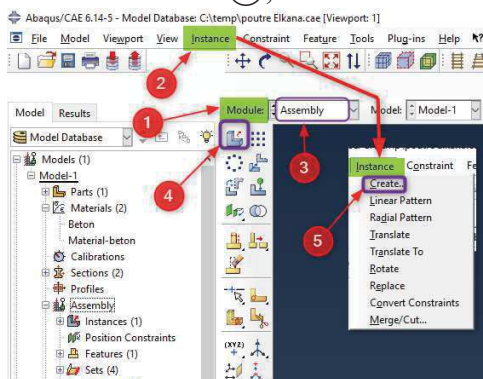


Fig. 30

Dans la figure 31, choisir "**barre inclinée**" puis cliquer **OK** et la barre inclinée apparaît dans la "**Fenêtre graphique de travail**" comme le montre la fig.32.

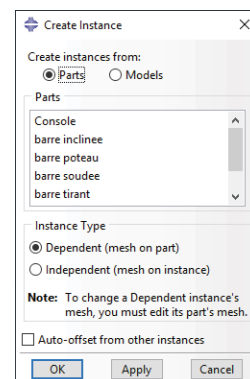


Fig. 31 : Create Instance

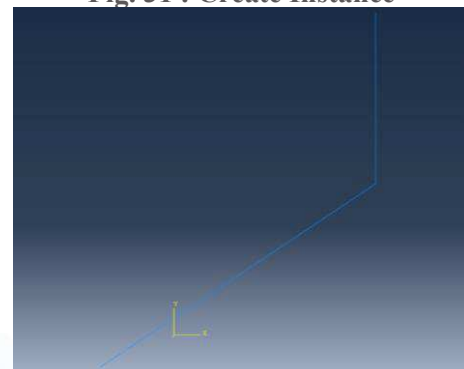


Fig. 32

Dans la Barre d'outils choisir l'icône "**Apply ISO View**"  pour voir l'élément en 3D – fig. 33

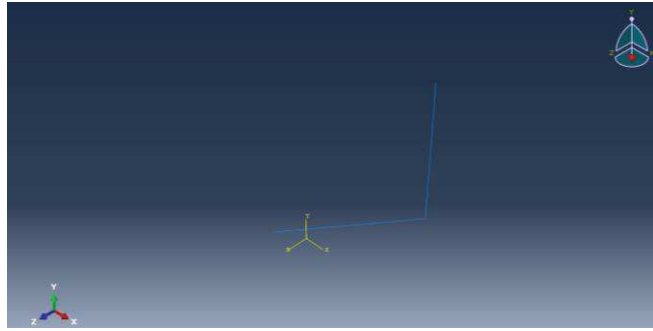


Fig. 33

On va copier cet élément en allant dans le menu **"Instance"** => **"Linear Pattern"**. Sélectionner l'élément puis cliquer sur **"Done"**. La fenêtre sur la fig. 34 apparaît.

Dans la **"Direction 1"** mettre dans **"Number"** = 2 et **"Offset"** = 200 et pour la **"Direction 2"** la même chose puis cliquer sur **"Ok"**.

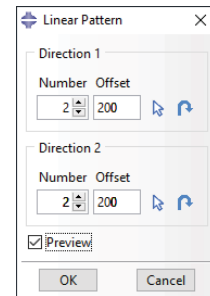



Fig. 34

On clique sur l'icône **"Auto-Fit View"**  de la Barre d'outils pour mieux voir les éléments copiés – fig. 35.

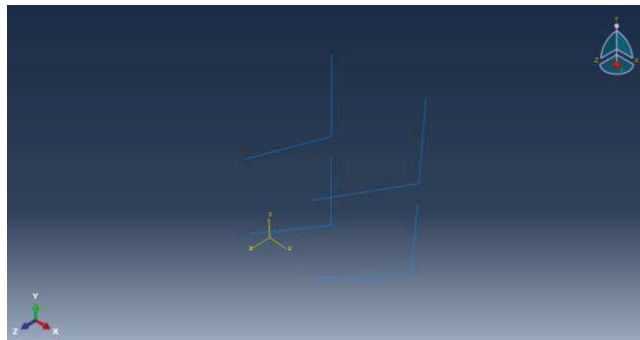


Fig. 35

Maintenant on va déplacer les éléments un par un. À partir de la barre de menus, on choisit **"Instance/Translate"** et on sélectionne le premier élément – fig.36 suivi d'un clic sur **"Done"**. La **"Fenêtre graphique de travail"** change comme le montre la fig. 37. On sélectionne le point montré en rose sur la fig. 38 et dans la **"Zone de questions"** on saisit **362.,690.,28** puis on valide avec la touche **"Entrée"** et puis **"OK"** dans la même zone - fig.39. Après on sélectionne l'élément suivante et de la même façon on sélectionne le point en rose – fig.40. Les nouvelles coordonnées sont **362.,690.,-28** – voir fig. 41.

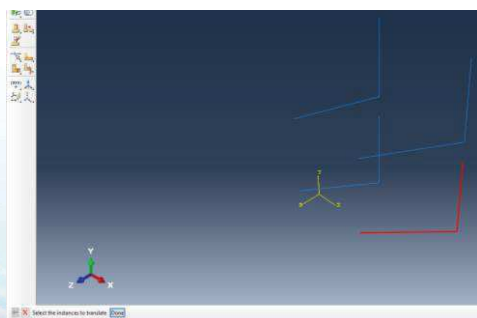


Fig. 36

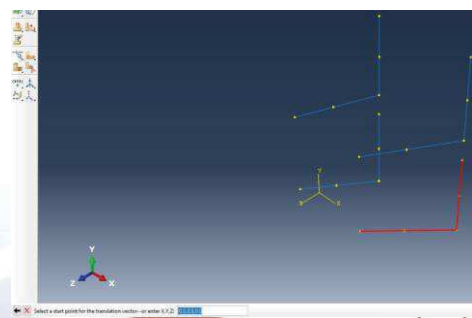


Fig. 37

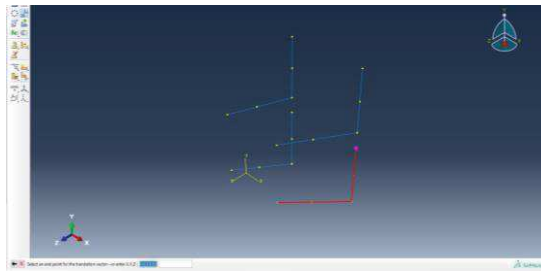


Fig. 38

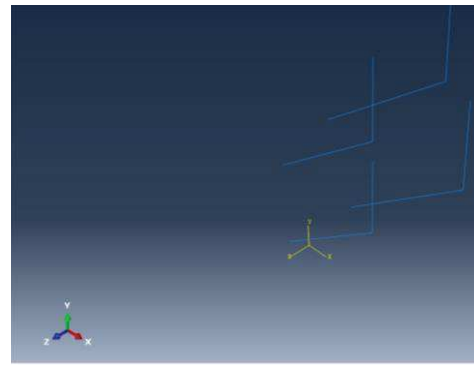


Fig. 39

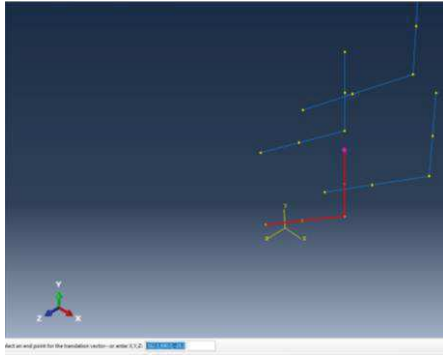


Fig. 40

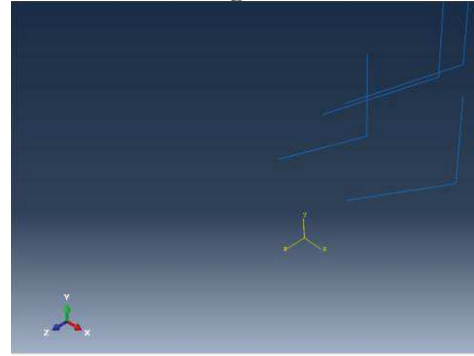


Fig. 41

Maintenant on va faire tourner les deux autres barres. Dans la Barre de menus, choisir "**Instance**" => "**Rotate**" et on sélectionne une des barres restantes suivi de clic "**Done**", après on sélectionne les deux points en rose -fig.42. Dans la "**Zone de questions**" on saisit 180° comme angle de rotation puis "**Entrée**" et "**OK**". Répéter la même procédure pour la dernière barre.

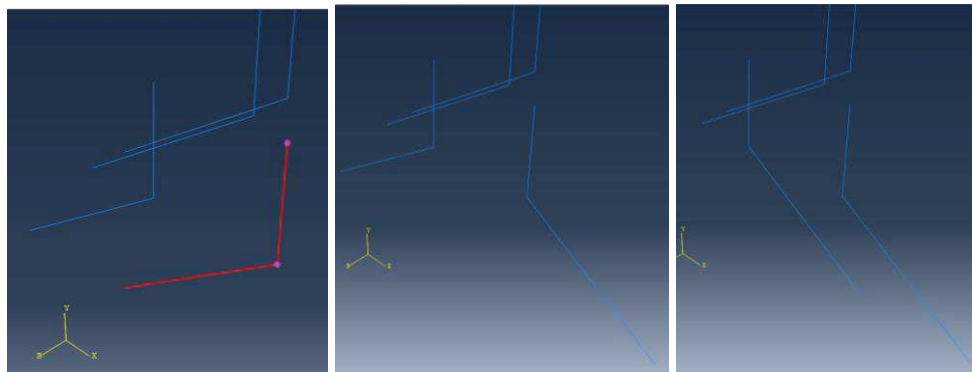


Fig. 42

Maintenant on va déplacer les deux derniers éléments aussi un par un. Aller dans le menu "**Instance**" => "**Translate**" et on sélectionne l'élément – fig.43 suivi d'un clic sur "**Done**". La "**Fenêtre graphique de travail**" change comme le montre la fig. 44. On sélectionne le point montré en rose sur la fig. 45 et dans la "**Zone de questions**" on saisit **-362.,690.,28** puis valider avec la touche "**Entrée**" et cliquer sur "**OK**" dans la même zone - fig.46. Après on sélectionne l'élément suivant et de la même façon on sélectionne le point en rose – fig.47. Les nouvelles coordonnées sont **-362.,690.,-28**.

On clique sur "**Auto-Fit View**" dans la **Barre d'utilitaires** pour mieux voir les éléments - fig. 48.

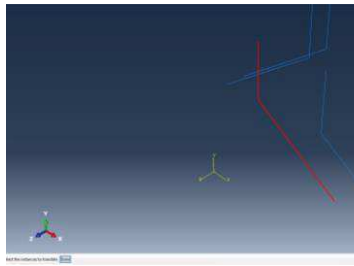


Fig. 43

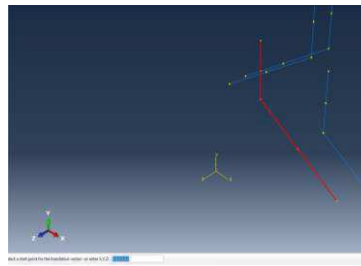


Fig. 44

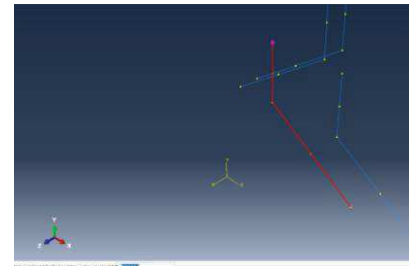


Fig. 45

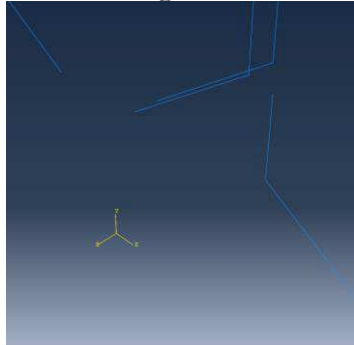


Fig. 46

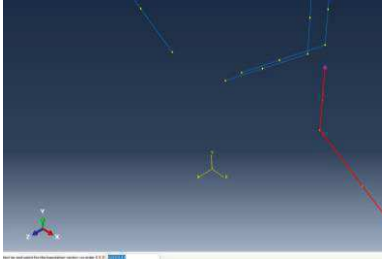


Fig. 47

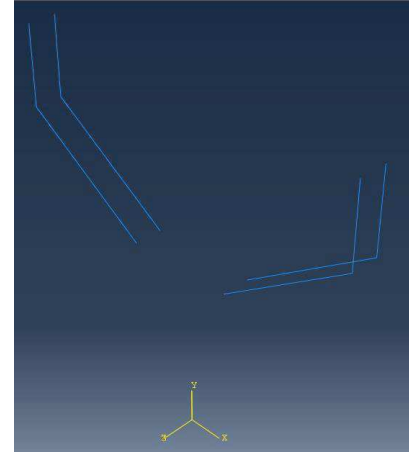


Fig. 48

On va continuer l'élément **"barre poteau"**. Dans la Barre de menus on choisit **"Instance" => "Create..."** et la fenêtre de la fig.49 apparait.

On sélectionne **"barre poteau"** suivi d'un clic sur **"OK"** et la barre de poteau apparait dans **"Fenêtre graphique de travail"** comme le montre la fig.50

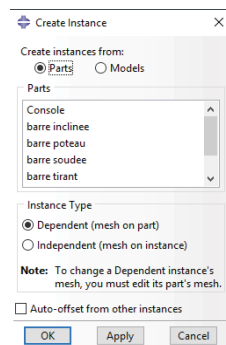


Fig. 49 : Create Instance

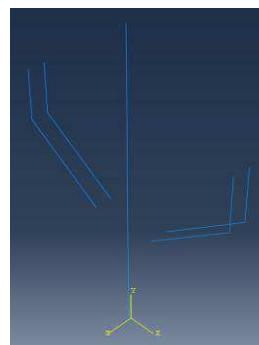


Fig. 50

On va copier cet élément en allant dans le menu **"Instance" => "Linear Pattern"**. On sélectionne l'élément suivi d'un clic sur **"Done"**. La fenêtre sur la fig. 51 apparait. Les distances entre les barres sont 234 mm suivant l'axe X et 94 mm suivant l'axe Z. Donc dans la direction 1 on met 2 barres avec distance **"Offset"** 234 mm et pour la direction 2 on met aussi 2 barres avec distance 94 mm. Après on clique sur la flèche **"Direction"** et on sélectionne l'axe X fig.51 coloré en rose. On doit faire la même chose pour la Direction 2, mais on sélectionne l'axe Z on clique sur **"OK"**. Le résultat est montré sur la dernière image de la fig.51.

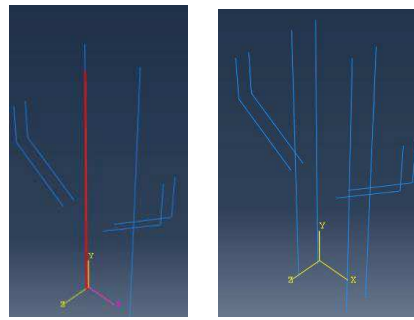
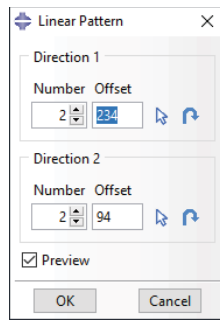


Fig. 51

Maintenant on va déplacer les éléments. Dans la barre de menus, on choisit **"Instance" => "Translate"** et on sélectionne les éléments – fig.52 et on clique sur **"Done"**. La **"Fenêtre graphique de travail"** change comme le montre fig. 53. On sélectionne le point montré en rose sur la fig. 54 et dans la **"Zone de questions"** on saisit **-117.,980.,47** puis on valide avec la touche **"Entrée"** et puis **"OK"**.

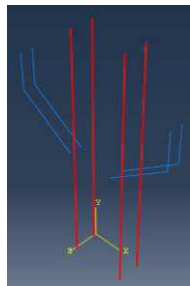


Fig. 52

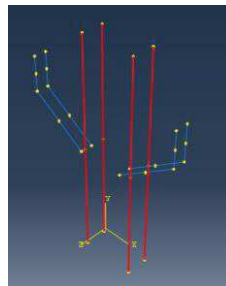


Fig. 53

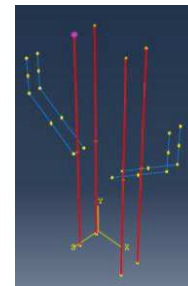


Fig. 54

On va continuer avec l'élément **"barre soudée"**. À partir de la barre de menus, on choisit **"Instance" => "Create..."** et la fig.55 apparaît.

On sélectionne **"barre soudée"** suivi d'un clic sur **"OK"** et la barre de poteau apparaît dans la **"Fenêtre graphique de travail"** comme le montre la fig.56

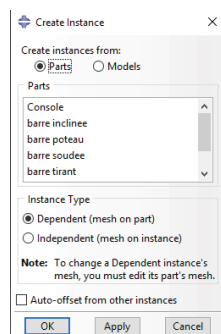


Fig. 55 : Create Instance

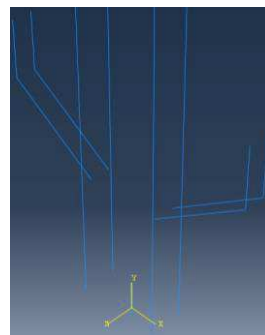
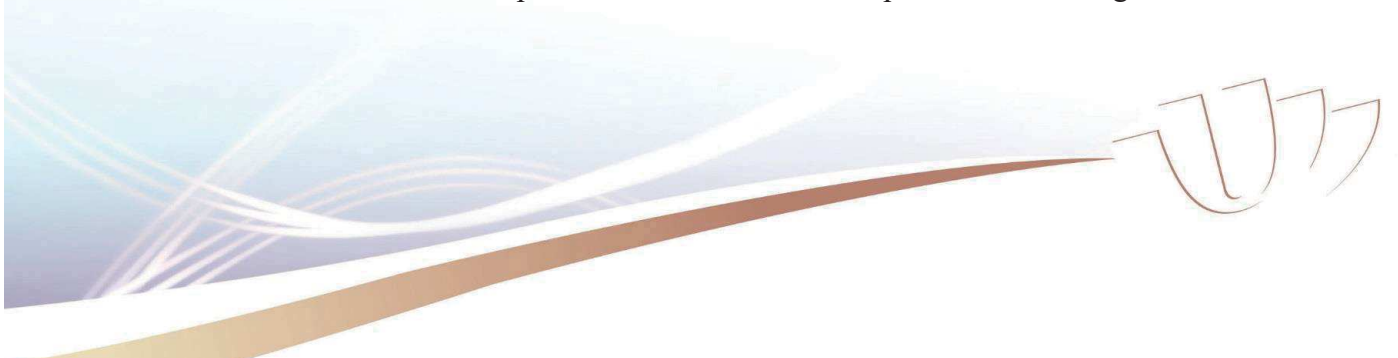


Fig. 56

Pour faire tourner l'élément, on choisit dans la barre de menu **"Instance" => "Rotate"**. On sélectionne l'élément suivi d'un clic sur **"Done"** et après on sélectionne les deux points en rose – fig.57.



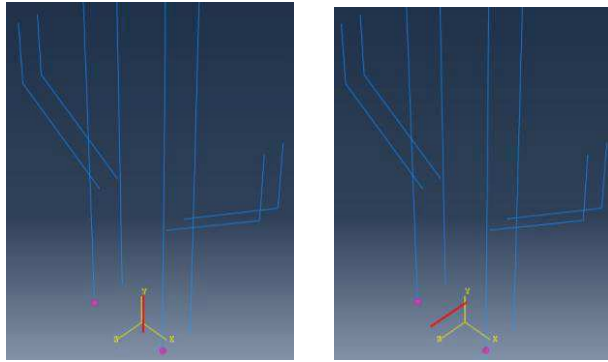


Fig. 57

L'angle de rotation est 90° suivi de "**Entrée**" et puis "**OK**".

On va copier cet élément en allant dans le menu "**Instance**" => "**Linear Pattern**". On sélectionne l'élément suivi de clic "**Done**". La fig. 58 apparaît. La distance entre les barres est 740 mm suivant l'axe X. Donc dans la direction 1 on met 2 barres avec distance "**Offset**" 740 mm et pour la direction 2 on met 1 barre. Après on clique sur la flèche "**Direction**" et on sélectionne l'axe X – fig.58 colorée en rose et puis on clique sur l'autre flèche "**Flip**" pour changer la direction suivie de "**OK**".

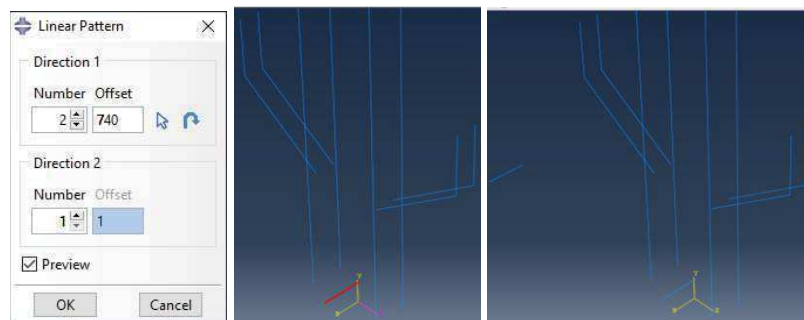


Fig. 58

Maintenant on va déplacer les éléments. Dans le menu "**Instance**" => "**Translate**", on sélectionne les éléments (avec l'aide de Shift du clavier) – fig.59 suivi d'un clic sur "**Done**". La "**Fenêtre graphique de travail**" change comme le montre la fig. 60. On sélectionne le point montré en rose sur la fig. 61 et dans la "**Zone de questions**" on saisit -370.,685.,60 puis valider avec la touche "**Entrée**" et puis "**OK**".

Dans la barre d'outils, on clique sur "**Auto-Fit View**" pour mieux voir les éléments - fig. 62.

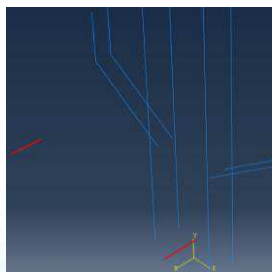


Fig. 59

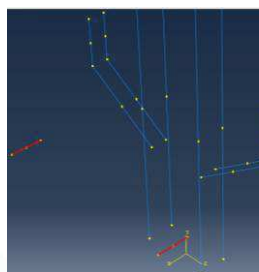


Fig. 60

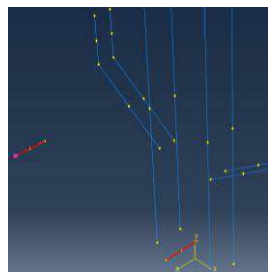


Fig. 61

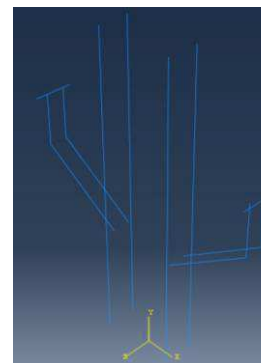


Fig. 62

On va continuer avec l'élément "**cadre poteau**". À partir de la barre de menus, on choisit "**Instance**" => "**Create...**" et la fig.63 apparaît.

On sélectionne "**cadre poteau**" suivi de clic "**OK**" et la cadre de poteau apparaît dans la "**Fenêtres graphique de travail**" comme le montre la fig.64

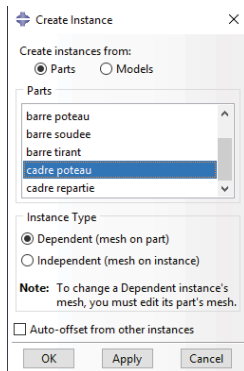


Fig. 63 : Create Instance

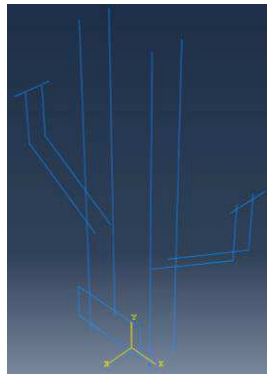


Fig. 64

Maintenant on va faire tourner l'élément. Dans la barre de menus, on choisit "**Instance**" => "**Rotate**" et on sélectionne l'élément suivi de clic "**Done**", après on sélectionne les deux points en rose -fig.65.

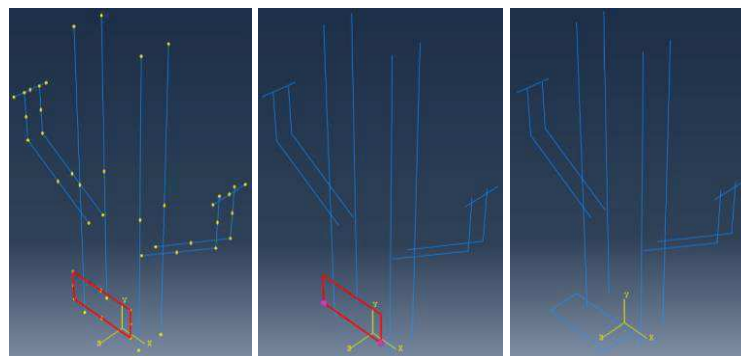
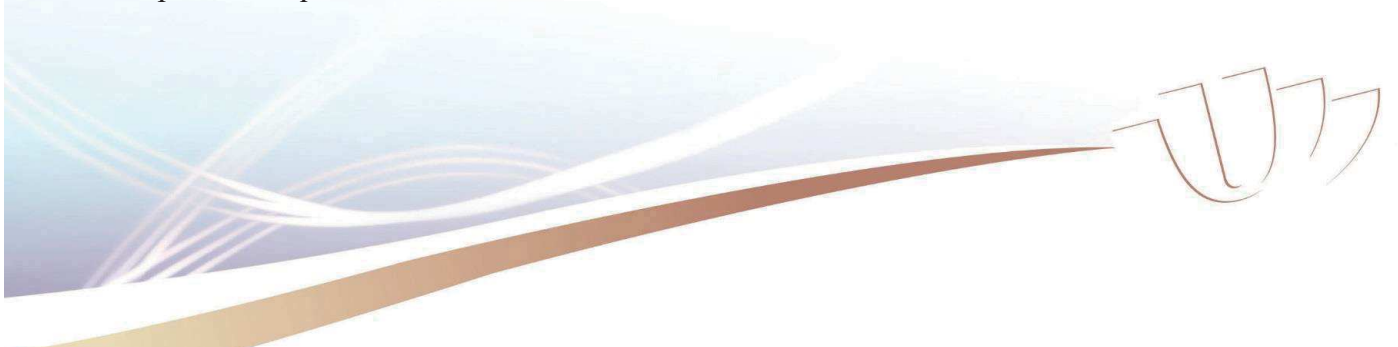


Fig. 65

L'angle de rotation est 90° suivi de "**Entrée**" et puis "**OK**".

On va copier cet élément en allant dans le menu "**Instance**" => "**Linear Pattern**". On sélectionne l'élément suivi de clic "**Done**". La fenêtre sur la fig. 66 apparaît. La distance entre les cadres est 90 mm suivant l'axe Y. Donc dans la direction 2 on met 11 cadres avec distance "**Offset**" 90 mm et pour la direction 1 on met 1 barre puis on clique sur "**OK**".



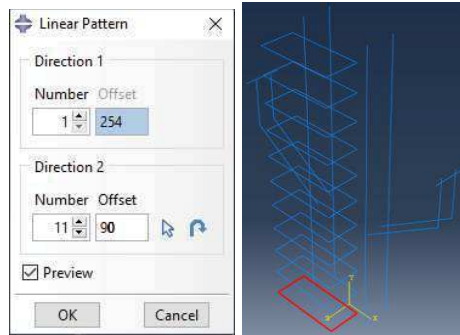


Fig. 66

Maintenant on va déplacer les éléments. Dans le menu **"Instance" => "Translate"**, on sélectionne les éléments (avec l'aide de Shift du clavier) – fig.67 suivi d'un clic sur **"Done"**. La **"Fenêtre graphique de travail"** change comme le montre la fig. 68. On sélectionne le point montré en rose sur la fig. 69 et dans la **"Zone de questions"** on saisit **-127.,965.,57** puis on valide avec la touche **"Entrée"** et puis **"OK"**.

On clique sur **"Auto-Fit View"** dans la **"Barre d'utilitaires"** pour mieux voir les éléments - fig. 70.

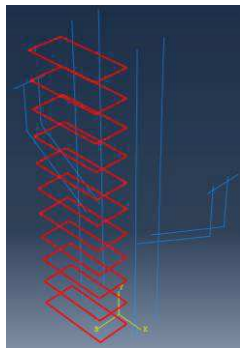


Fig. 67

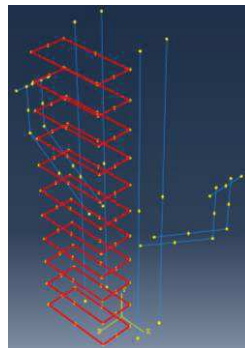


Fig. 68

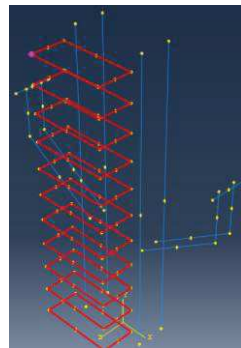


Fig. 69

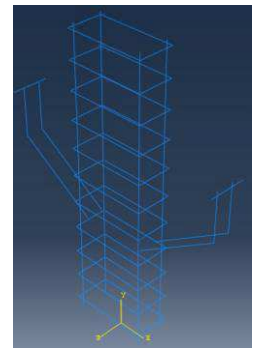


Fig. 70

On va continuer avec l'élément **"cadre repartie"**. On choisit le menu **"Instance" => "Create..."** et la fig.71 apparait.

On sélectionne **"cadre repartie"** suivi de clic **"OK"** et le cadre apparait dans la **"Fenêtre graphique de travail"** comme le montre la fig.72

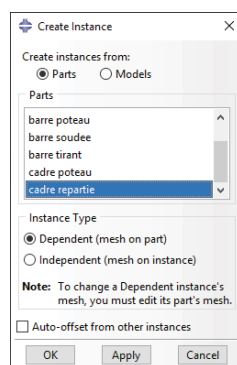


Fig. 71 : Create Instance

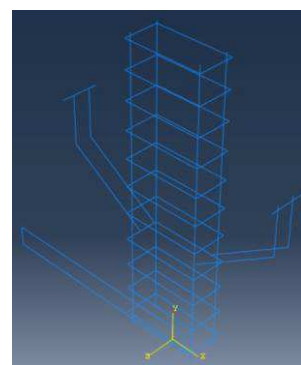
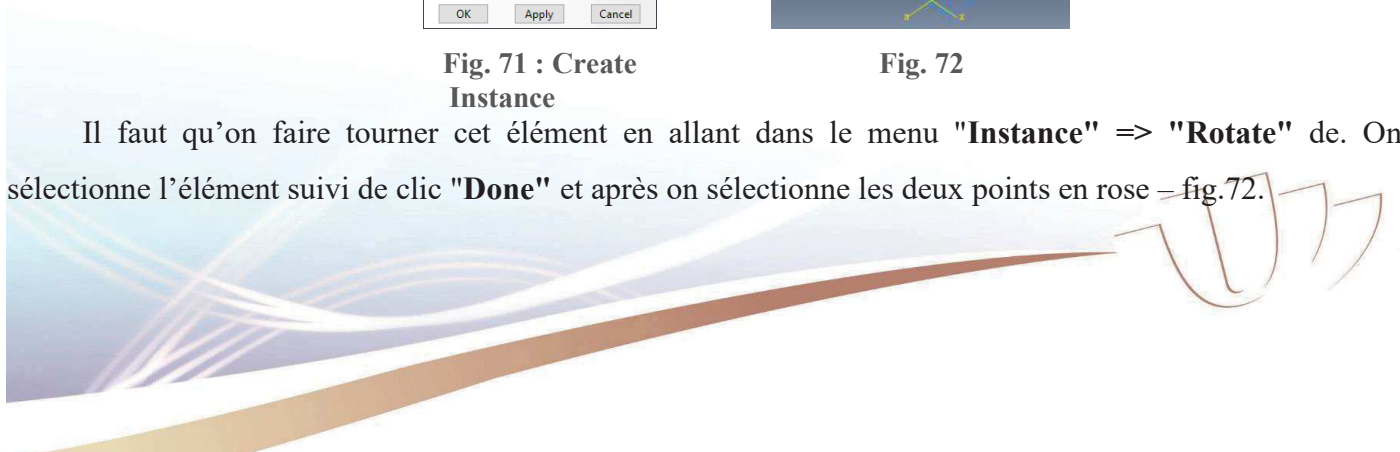


Fig. 72

Il faut qu'on faire tourner cet élément en allant dans le menu **"Instance" => "Rotate"** de. On sélectionne l'élément suivi de clic **"Done"** et après on sélectionne les deux points en rose – fig.72.



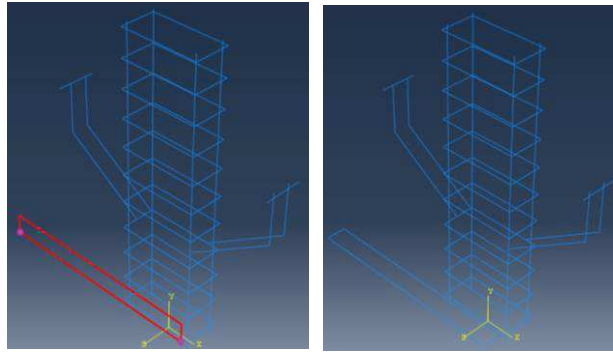


fig.72

Saisir l'angle de rotation 90° suivi de "**Entrée**" et puis "**OK**".

Maintenant on va déplacer les éléments. Dans le menu "**Instance**" => "**Translate**" on sélectionne les éléments – fig.73 suivi de clic "**Done**". La "**Fenêtre graphique de travail**" change comme le montre la fig. 74. On sélectionne le point montré en rose sur la fig. 75 et dans la "**Zone de questions**" on saisit **-368.,565.,35** puis valider avec la touche "**Entrée**" et puis "**OK**".

On clique sur "**Auto-Fit View**" pour mieux voir les éléments - fig. 76.

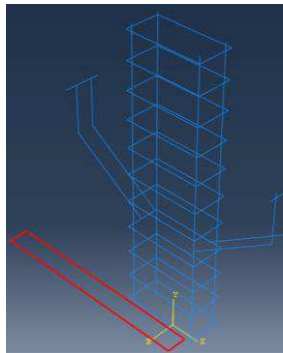


Fig. 73

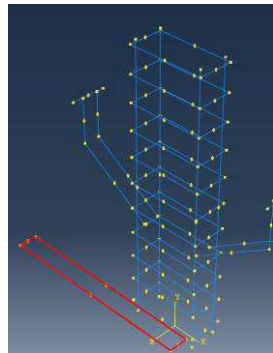


Fig. 74

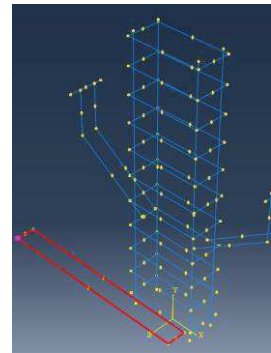


Fig. 75

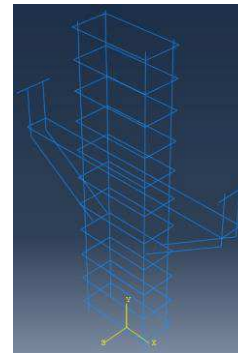


Fig. 76

On va continuer avec l'élément "**barre tirant**". On choisit le menu "**Instance**" => "**Create...**" et la fig.77 apparait.

On sélectionne "**barre tirant**" suivi de clic "**OK**" et la barre apparait dans la "**Fenêtre graphique de travail**" comme le montre la fig.78

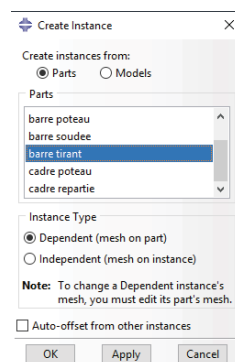


Fig. 77 : Create Instance

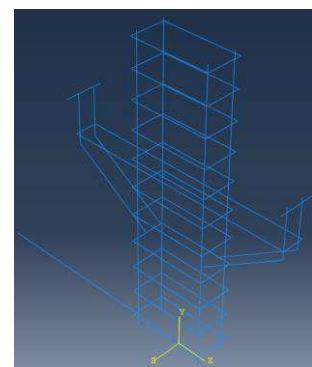


Fig. 78

On va copier cet élément en allant dans le menu "**Instance**" => "**Linear Pattern**". On sélectionne l'élément suivi d'un clic sur "**Done**". La fenêtre de la fig. 79 apparait. La distance entre les barres est 70 mm suivant l'axe Z. Donc, dans la direction 1 on met 2 barres avec distance "**Offset**" 70 mm et pour la direction

2 on met 1 barre. Comme la distance est par rapport à l'axe Z, on doit appuyer sur la flèche "**Direction**" et sélectionner l'axe Z puis cliquer "OK".

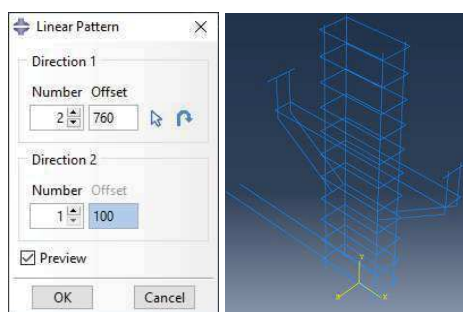


Fig. 79

Maintenant on va déplacer les éléments. Dans le menu "**Instance**" => "**Translate**" on sélectionne les éléments (avec l'aide de Shift du clavier) – fig.80 suivi de clic sur "**Done**". La "**Fenêtre graphique de travail**" change comme on peut le constater sur la fig. 81. On sélectionne le point montré en rose sur la fig. 82 et dans la "**Zone de questions**" on saisit **-380.,675.,35** puis valider avec la touche "**Entrée**" et puis "**OK**".

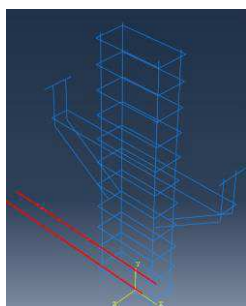


Fig. 80

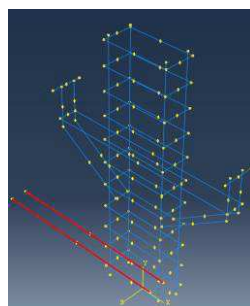


Fig. 81

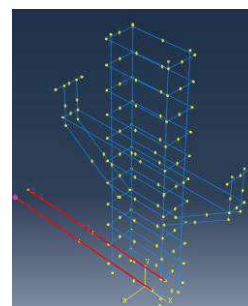

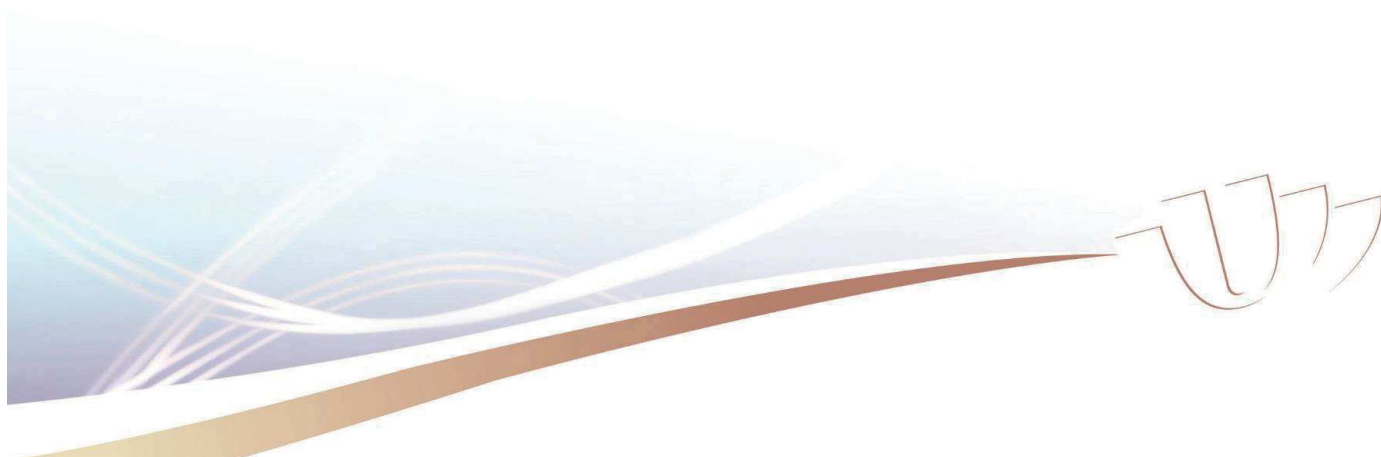


Fig. 82

Dans la Barre de menus, cliquer sur "**View**" => "**Assembly Display Options...**" (fig. 83) dans l'onglet "**General**" on clique "**Render beam profiles**" suivi de clic "OK" (fig.84). Dans la Barre d'outils cliquer sur l'icône "**Auto-Fit View**"  pour mieux voir les éléments - fig. 85.



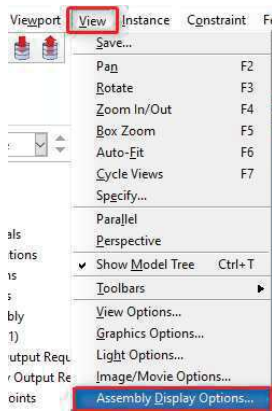


Fig. 83

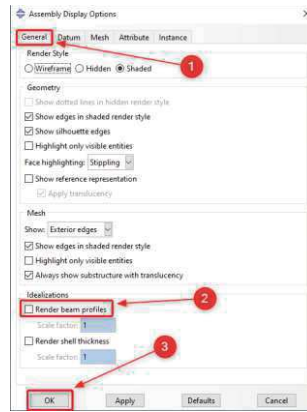


Fig. 84

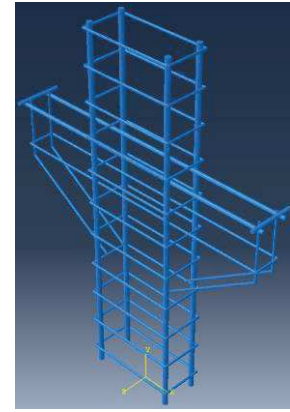


Fig. 85

Pour finir l'assemblage, on va mettre en place l'élément "Console". Dans la barre de menus, on choisit "Instance" => "Create..." et la fig.86 apparaît.

On sélectionne "Console" puis clic sur "OK" l'élément console apparaît dans la "Fenêtre graphique de travail" comme on peut le voir sur la fig.87

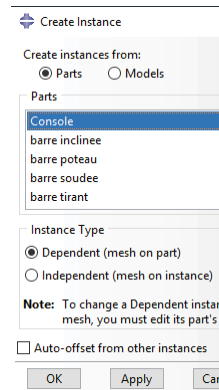


Fig. 86

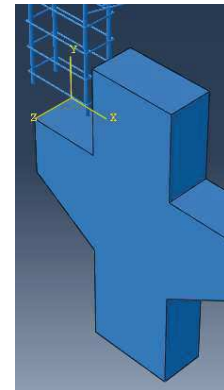


Fig. 87

Maintenant on va positionner l'élément. Dans le menu "Instance" => "Translate" on sélectionne l'élément – fig.88 puis clic sur "Done". La "Fenêtre graphique de travail" change comme le montre la fig. 89. On sélectionne le point montré en rose sur la fig. 90 et dans la "Zone de questions" on saisit 400.,700.,75 puis on valide avec la touche "Entrée" et puis "OK".

Si on clique sur l'icône "Render Model Wireframe"  de la barre d'outils, la structure se présentera comme fig.91



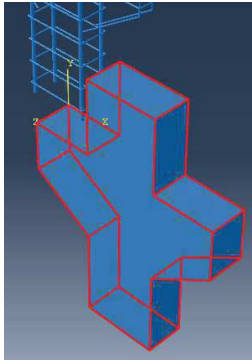


Fig. 88

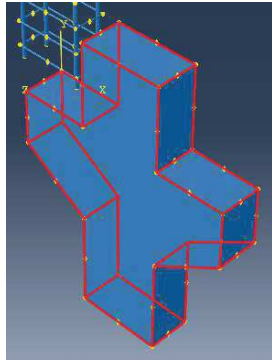


Fig. 89

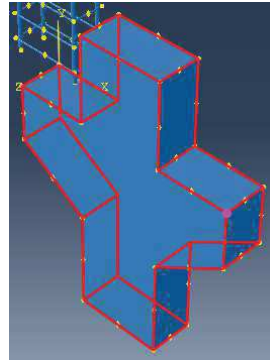


Fig. 90

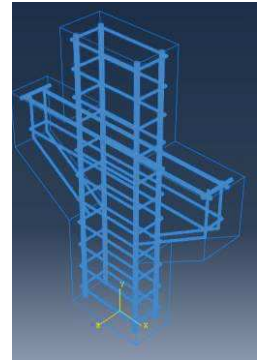


Fig. 91

V. MODULE STEP

Dans cette étape on va définir le type d'analyse et les grandeurs à sortir.

Dans "Module" ①, choisir dans la zone ② "Step".

- dans la barre d'outils, cliquer sur "Step/Create..." ③
- ou
- dans la barre de menus, choisir "Step" ④

La fig. 93 apparaît.

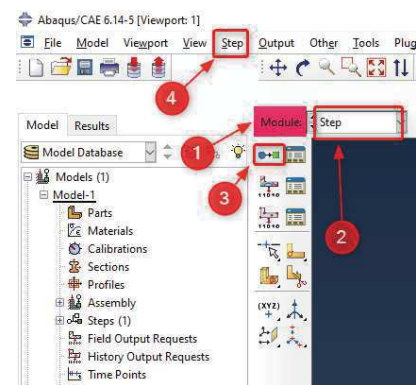


Fig. 92

On nomme l'analyse et on choisit "Dynamic, Explicit" puis on clique "Continue..." et la fig. 94 apparaît.

Dans l'onglet "Basic" on saisit 0,5 (c'est en seconde) pour le temps de calcul "Time period".

Dans (fig. 95) l'onglet "Mass scaling" ① on coche ② puis clique sur "Create..." ③. La fenêtre "Edit Mass Scaling" (fig. 96) apparaît. Pour "Scale by factor" on donne la valeur 10 puis on clique sur "OK" deux fois.

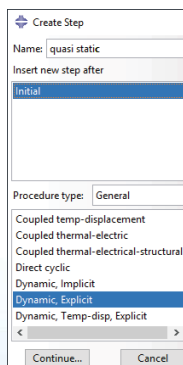


Fig. 93

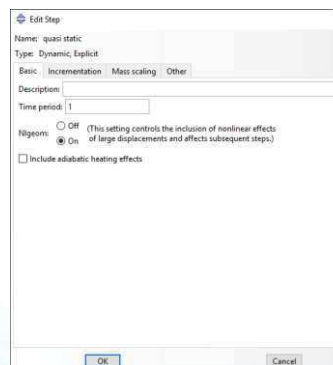


Fig. 94

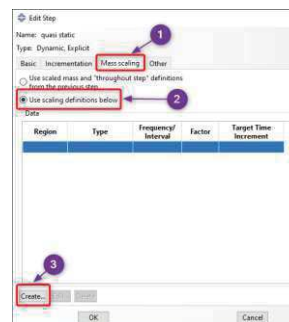


Fig. 95

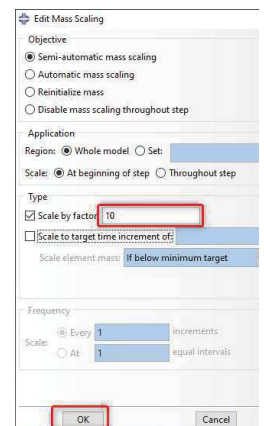



Fig. 96



Avant de continuer de définir les grandeurs à sortir, on va partitionner l'élément en béton pour créer les points d'appuis. Pour cela, on retourne dans le Module "Property"=> "Part" puis on choisit l'élément "Console" (fig. 97)



Fig. 97

Dans la barre d'outils, on clique sur l'icône "**Partition Face : Sketch**" , après dans la "**Fenêtre graphique de travail**" on sélectionne la partie de l'élément comme sur la fig. 98, suivi de clic sur "**Done**" et on sélectionne la ligne colorée en rose.

On clique sur l'icône "**Auto-Fit View**"  de la barre d'outils pour mieux voir l'élément – fig.98.

Dans la barre d'outils, on clique sur l'icône "**Create lines : connected**"  et on trace quatre lignes comme dans la fig.99. Après chaque ligne on clique sur  de la "**Zone de questions**" et on répète la procédure.

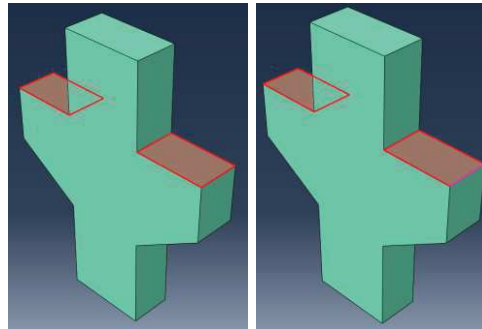


Fig. 98

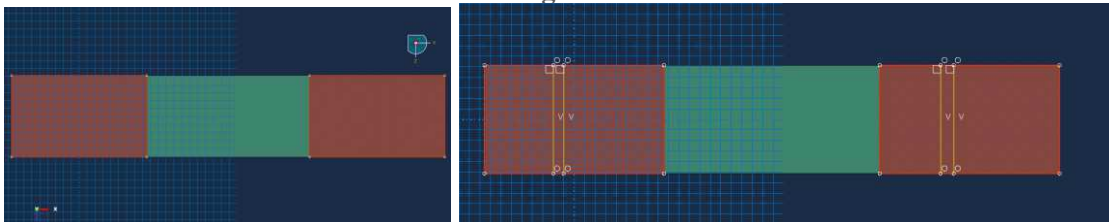



Fig. 99

On clique sur l'icône "**Add dimension**"  de la barre d'outils et on sélectionne le nœud 1 et nœud 2 (fig.10). Dans la "**Zone de questions**" on saisit la longueur 95 mm suivi de la touche "**Entrée**". Après on répète la même chose avec les nœuds 3 et 4 et on saisit pour longueur 145 mm. On répète la même procédure pour l'autre côté avec nœuds 5,6,7 et 8 - fig.100.

Une fois fini avec la procédure, on clique sur  de la "**Zone de questions**" et puis sur "**Done**" une fois pour rester dans la commande.

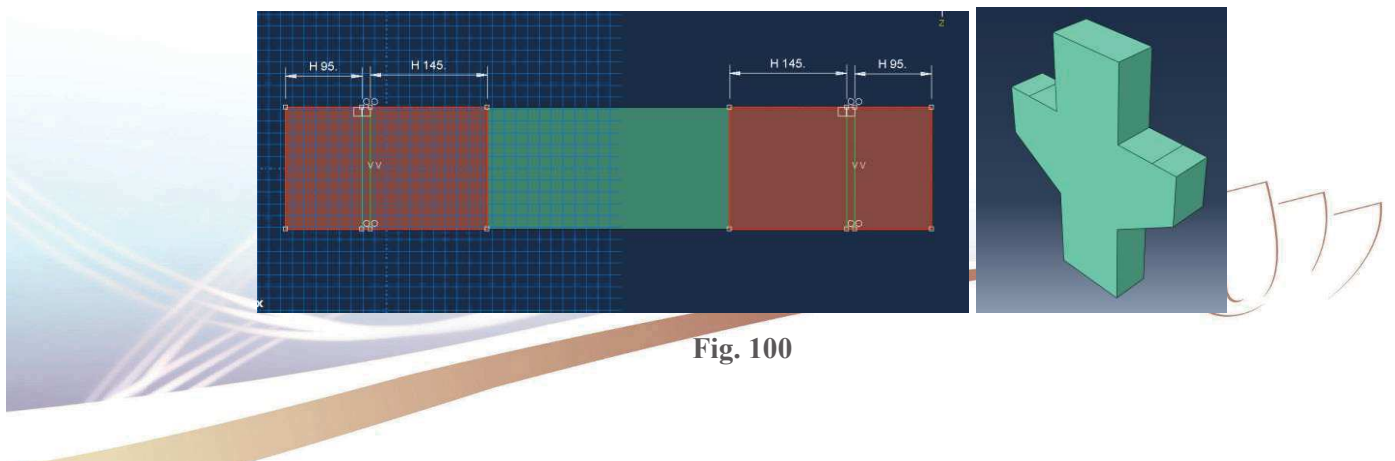


Fig. 100

Sans sortir de la commande, on sélectionne la surface comme dans la fig.101, puis on clique sur **"Done"** et après on sélectionne la ligne en rose.

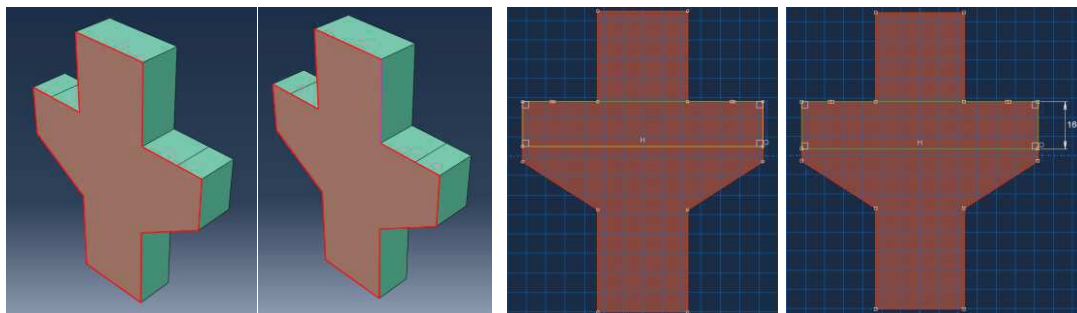







Fig. 101

Dans la barre d'outils on clique sur l'icône **"Create lines : Rectangle"**  et on trace un rectangle comme dans la fig. 101. Après on clique sur  de la **"Zone de questions"**.

On clique sur l'icône **"Add dimension"**  dans la barre d'outils et on sélectionne le nœud 1 et nœud 2 (fig.101). Dans **"Zone de questions"** on saisit la longueur 160 mm suivie de la touche **"Entrée"**. Après on clique sur  de la **"Zone de questions"** et 2 fois sur **"Done"**.

On a partagé la surface et maintenant on va couper la structure. Dans la barre d'outils, on clique sur l'icône **"Partition Sell : define Cutting Plane"** . Dans la **"Zone de questions"** on clique sur **"Point & Normal"** et on sélectionne le point en rouge – voir fig.102. La surface à couper peut être définie par point et une ligne, donc on sélectionne la droite comme dans la fig.102 et puis on clique sur **"Create Partition"** dans la **"Zone de questions"**.

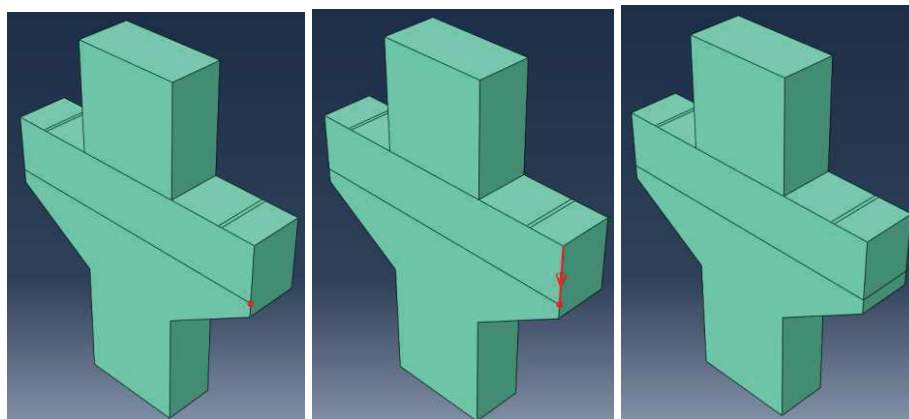


Fig. 102

Sans cliquer sur **"Done"**, on sélectionne toute la structure suivie d'un clic sur **"Done"** et on clique sur **"Point & Normal"** dans **"Zone de questions"**, puis le point suivant et la droite à partager – fig.103. On clique sur **"Create Partition"** dans la **"Zone des questions"**.



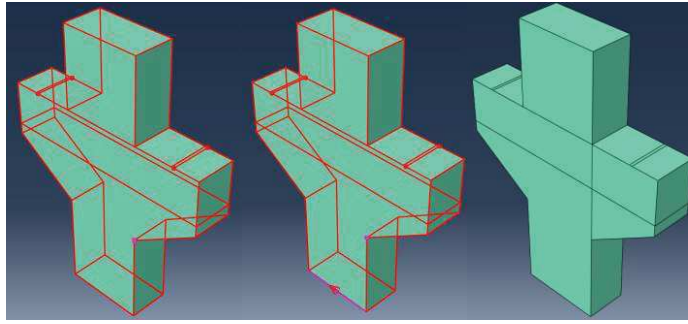


Fig. 103

Sans cliquer sur **"Done"** on sélectionne toute la structure suivie d'un clic sur **"Done"** et on clique sur **"Point & Normal"** dans **"Zone des questions"**, puis le point suivant et la droite à partager – fig.104. On clique sur **"Create Partition"** dans la **"Zone des questions"**.

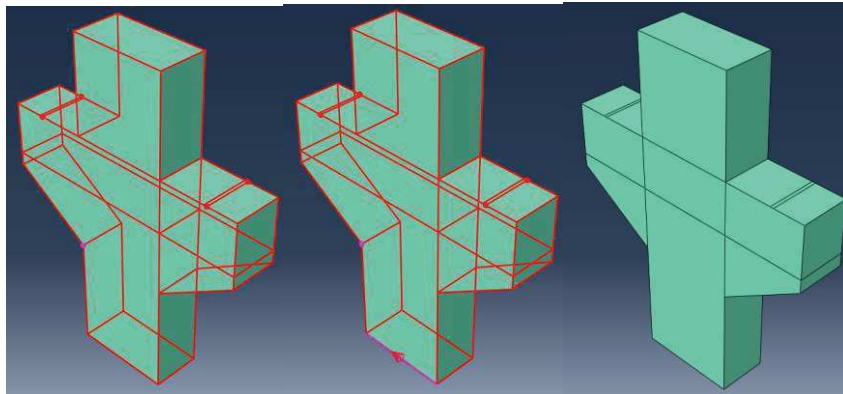


Fig. 104

Sans cliquer sur **"Done"** on sélectionne toute la structure suivie d'un clic sur **"Done"** et on clique sur **"Point & Normal"** dans **"Zone des questions"**, puis le point suivant et la droite à partager – fig.105. On clique sur **"Create Partition"** dans la **"Zone des questions"**.

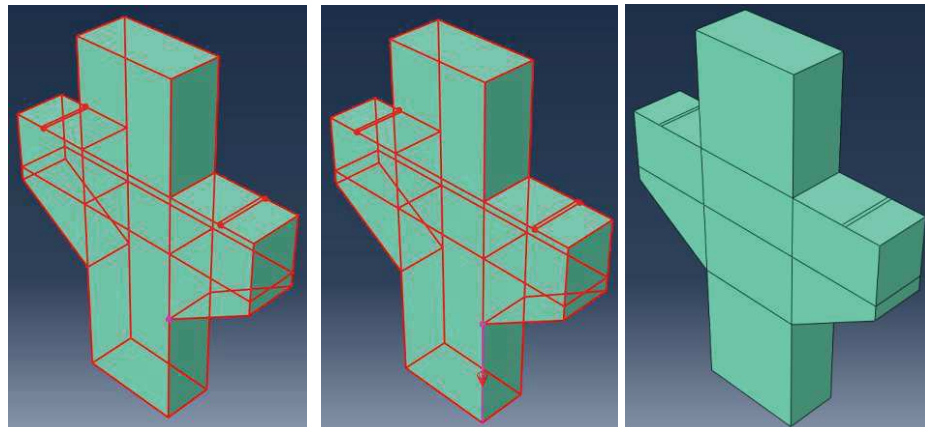
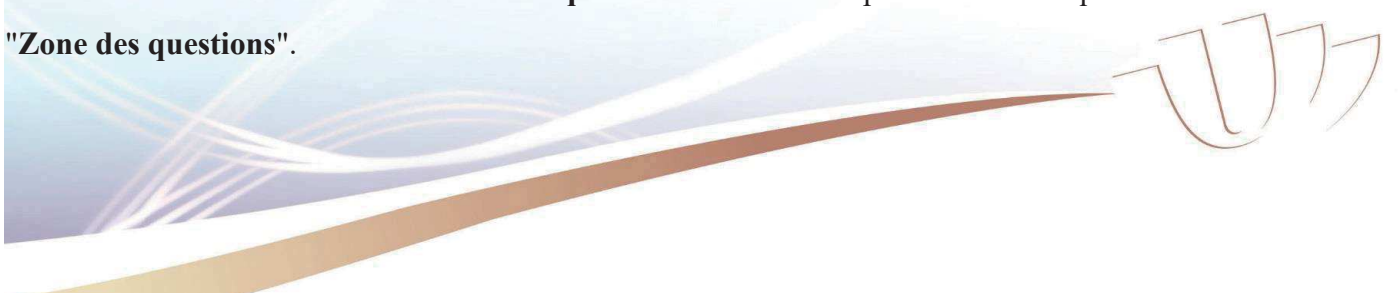


Fig. 105

Sans cliquer sur **"Done"** on sélectionne toute la structure suivie d'un clic sur **"Done"** et on clique sur **"Point & Normal"** dans **"Zone des questions"**, puis le point suivant et la droite à partager – fig.106. On clique sur **"Create Partition"** dans la **"Zone des questions"**. On finit la procédure en cliquant sur **"Done"** dans la **"Zone des questions"**.



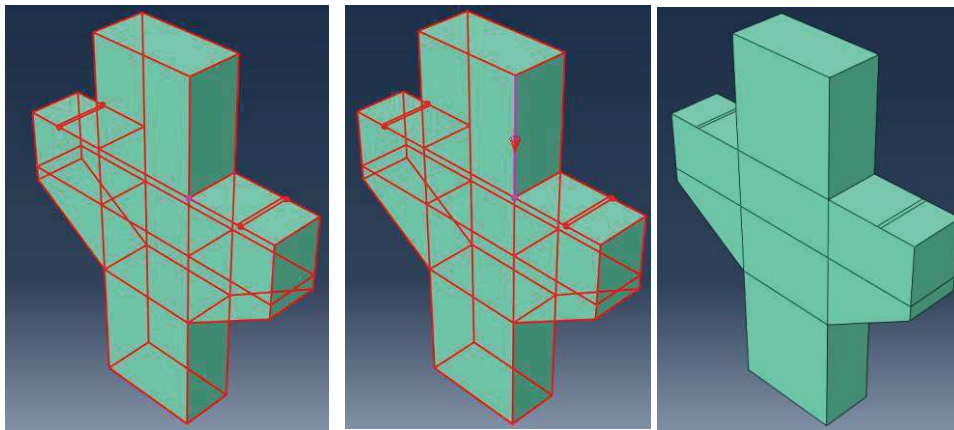


Fig. 106

Dans le menu Module ① (fig.107), choisir "Step" ② puis dans la barre de menus, cliquer sur "Tools" ③ => "Set" ④ => "Create..." ⑤ et la fenêtre "Create Set" apparaît fig.108. On saisit "Reaction" pour "Name" et on clique sur "Continue..."

Dans la "Fenêtre graphique de travail" on sélectionne les deux lignes (avec Shift) comme on peut le voir sur la fig.109, suivi de clic sur "Done" dans la "Zone de questions"

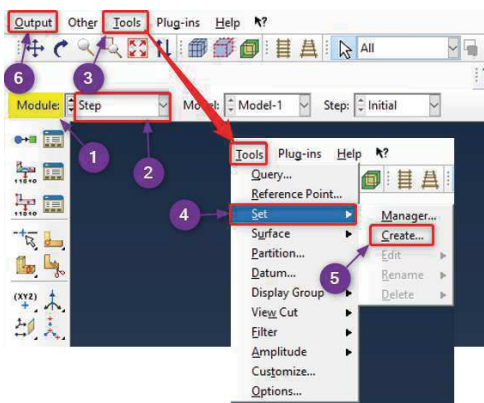


Fig. 107

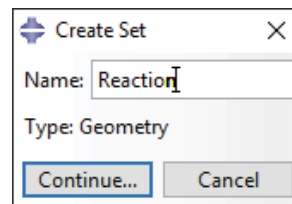


Fig. 108

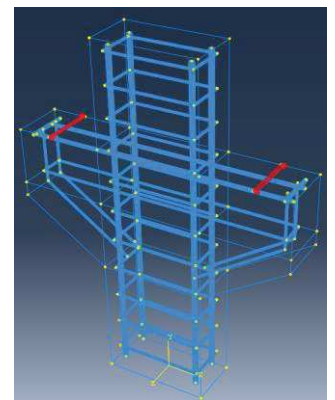


Fig. 109

Maintenant on va définir les grandeurs à sortir. Choisir le menu "Output" ⑥ (fig. 107) puis "Field Output Request" => "Create" en laissant le nom par défaut, on clique sur "Continue" la fig. 110 apparaît. On désélectionne tout puis on sélectionne "S, Stress components and invariants" et "LE, Logarithmic strain components" suivi du clic sur "OK"

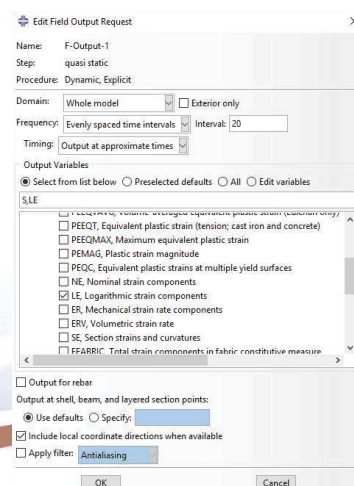
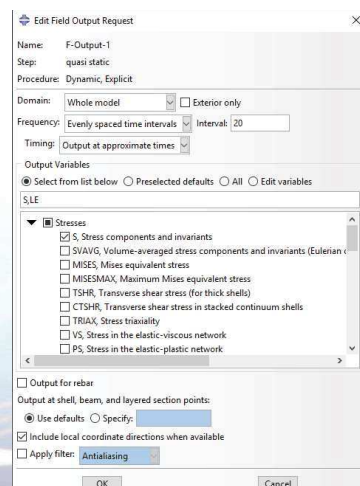


Fig. 110

Dans "Output" ⑥ (fig. 107) choisir "Output/History Output Request" => "Edit/H-Output-1" – fig. 111. On clique sur "Domain" et sélectionne "Set": "Reaction". Après de on sélectionne "Forces/Reactions RF2" et "Energy/ ALLEN,All energy totals/ALLIE/ALLKE" suivi d'un clic sur "OK"

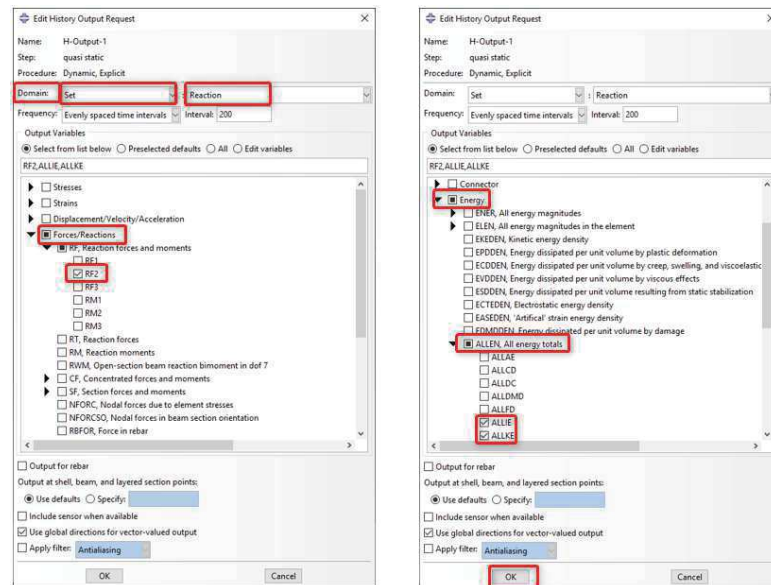


Fig. 111

VI. MODULE INTERACTION

On va définir dans cette partie l'interaction entre les barres d'aciers et le béton.

Dans le **Module** ① (fig. 112) choisir "Interaction" ② et faire un des deux choix ci-dessous:

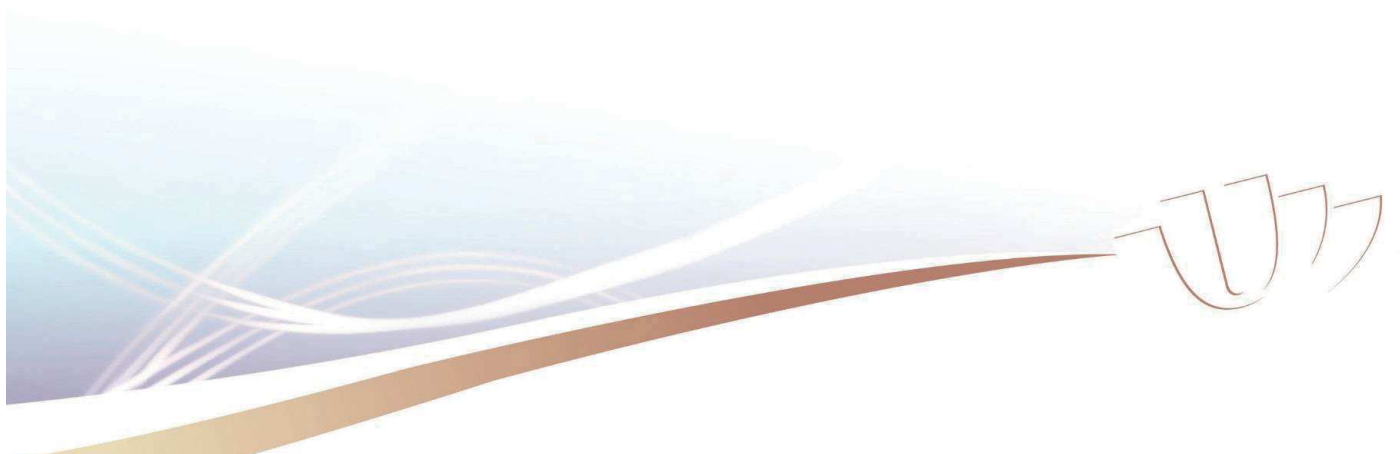
- dans la barre d'outils, cliquer sur ③

ou

- dans la barre de menus, choisir "Constraint" ④ => "Create" ⑤

La fig. 113 apparait et sur cette dernière, on nomme la contrainte ① puis on choisit "Embedded region" ② et on clique sur "Continue..." ③.

Dans la barre de menus, on choisit "View" => "Assembly Display Options" la fig.114 apparait. Dans l'onglet "Instance" désélectionner "Console-1" puis cliquer sur "Apply".



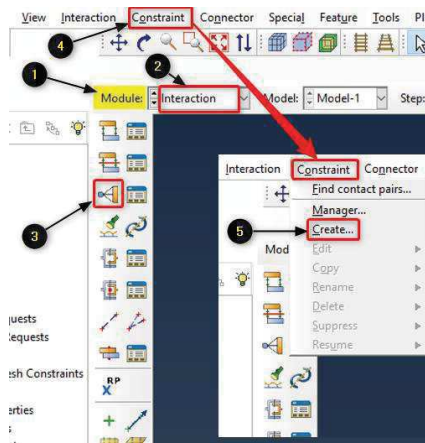


Fig. 112

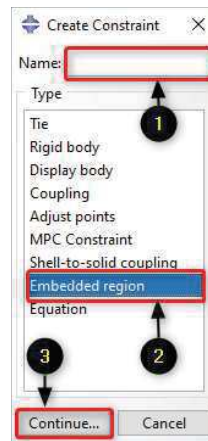


Fig. 113

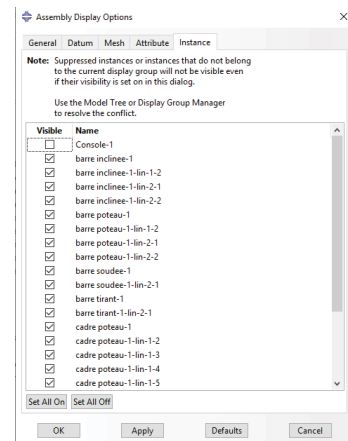


Fig. 114

Maintenant on peut sélectionner toutes les barres d'acier dans la "Fenêtre graphique de travail" suivi du clic sur "Done" dans la "Zone de questions". La sélection peut être nommée dans la "Zone de questions" par exemple "Acier". Après on retourne dans le "View" => "Assembly Display Options" on désélectionne tous les éléments et on sélectionne l'élément "Console-1" puis on clique sur "Apply". Sur la "Fenêtre graphique de travail" il doit rester seulement l'élément en béton. Dans la "Zone de questions" on clique sur "Select Region" et puis on sélectionne l'élément dans la "Fenêtre graphique de travail" et on peut nommer la sélection "beton" puis on clique sur "Done". La fig.115 apparaît, on laisse les données par défaut et cliquer sur "OK".

Dans la fenêtre "Assembly Display Options" on sélectionne tous les éléments et on clique sur "OK".

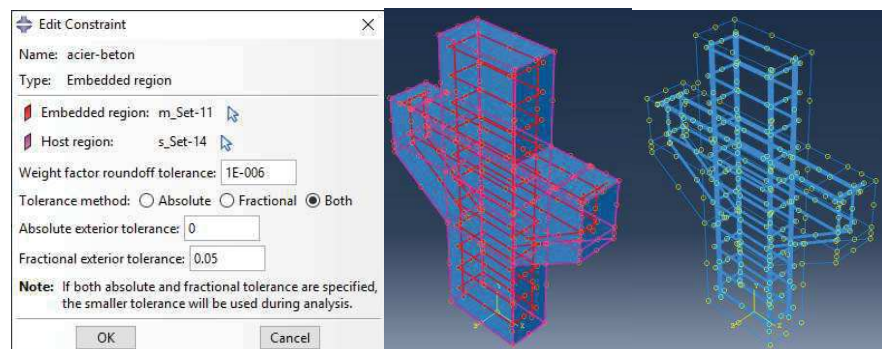


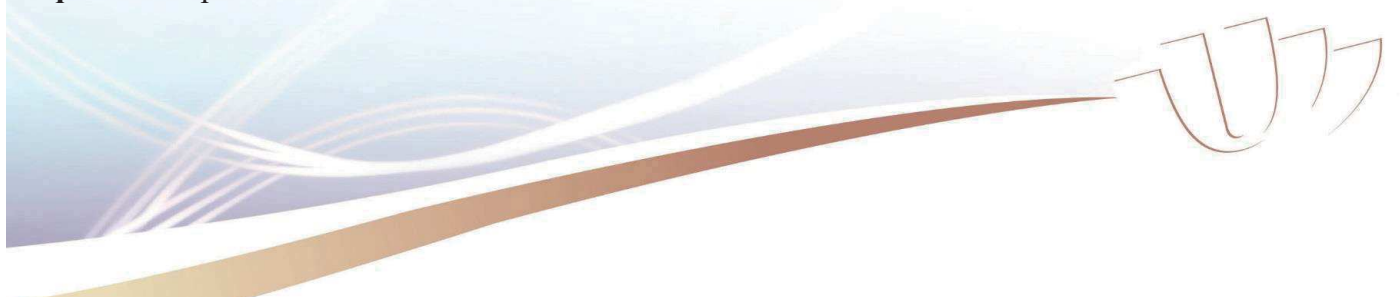


Fig. 115

VII. MODULE LOAD

On va maintenant s'intéresser aux conditions aux limites. Dans le Module, on choisit "Load". Dans la barre d'outils, on clique sur l'icône "Rotate View"  et on fait tourner tous les éléments avec la souris de façon à avoir accès aux parties inférieures de la structure – fig. 116. Après on clique sur  de la "Zone de questions" pour finir la commande.



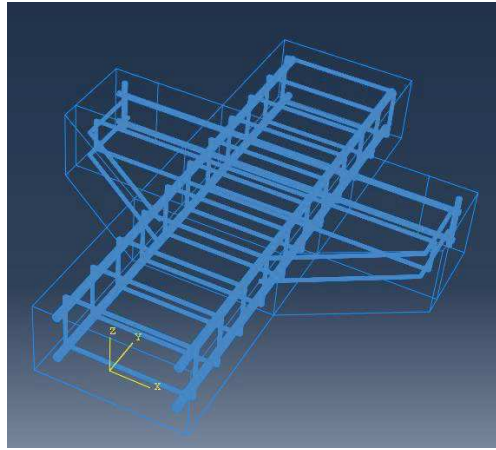


Fig. 116

Dans la barre de menus, on choisit "**Load**" => "**Create...**". Sur la fig. 117, on saisit "**Pressure**" dans la case "**Name**" ① et on sélectionne "**Pressure**" ③ puis on clique sur "**Continue...**" ④. Dans la "**Fenêtre graphique de travail**" on sélectionne la partie inférieure du poteau ⑤ comme dans la figure 117 et après on clique sur "**Done**" dans la "**Zone de questions**". Pour "**Magnitude**" ⑥ on saisit 7,933MPa et puis on clique sur "**Create Amplitude**" ⑦

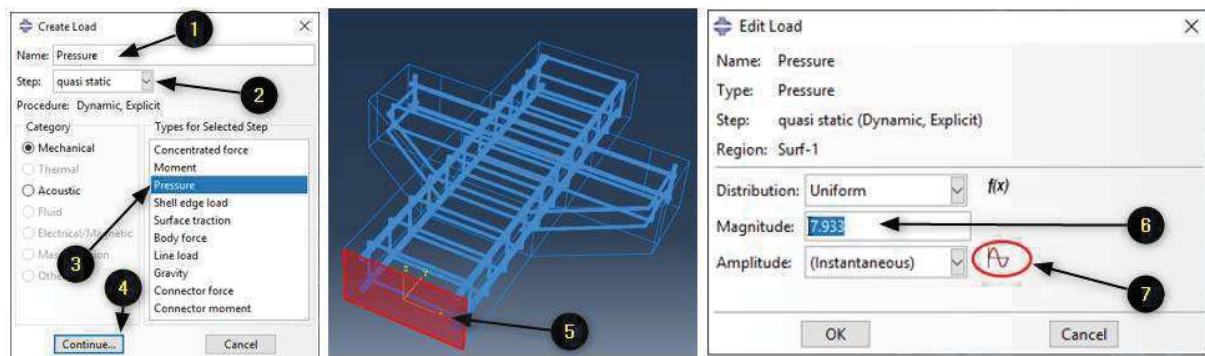


Fig. 117

La fig.118 apparait, dans la case "**Name**" on saisit "**Smooth step**" et on sélectionne "**Smooth step**" puis on clique sur "**Continue...**". Les valeurs qu'on introduit sont comme la figure 118 et après on clique sur "**OK**". Comme on a défini l'amplitude on doit l'activer ou bien de la sélectionner puis on clique sur "**OK**".

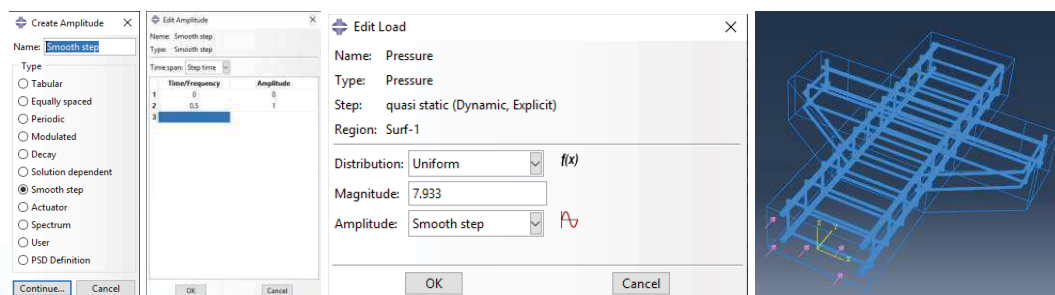




Fig. 118

Dans la barre d'outils, on clique sur l'icône "**Rotate View**"  et on fait tourner tous les éléments à l'aide de la souris afin de pouvoir accéder à la partie supérieure de la structure – fig. 119. Après on clique sur le  dans la "**Zone de questions**" pour finir la commande.

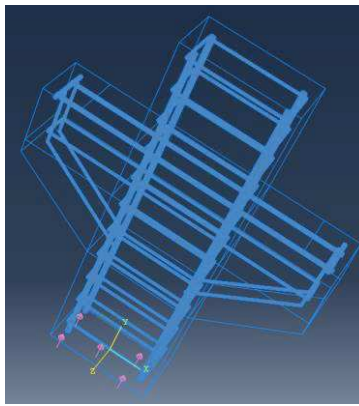


Fig. 119

Dans la barre de menus, on choisit "BC" => "Create..." et la fig.120 apparaît.

On sélectionne "**Displacement/Rotation**" puis on clique sur "**Continue...**". On appuie sur la touche "Shift" du clavier et on sélectionne les deux petites surfaces en rouge (comme est montré dans la fig.121) puis on clique sur "**Done**". On coche la case "**U2**" puis saisir la valeur "**0**" (fig. 122) et on clique sur "**OK**"

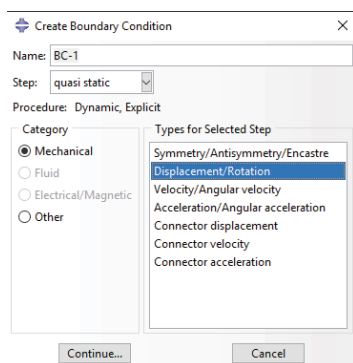


Fig. 120

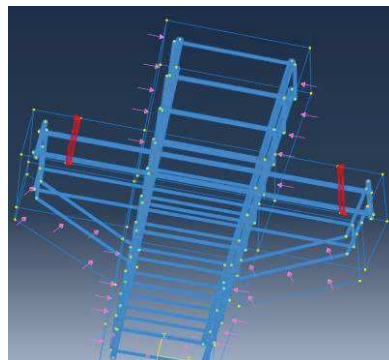


Fig. 121

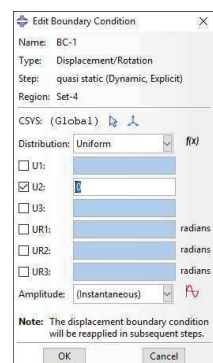




Fig. 122

Dans la barre d'outils, on clique sur l'icône "**Rotate View**"  et on fait tourner tous les éléments à l'aide de la souris pour avoir la configuration de la fig. 123. Après on clique sur le  dans la "**Zone de questions**" pour finir la commande.

On va dans le menu "**View**" => "**Assembly Display Options**" la fig.124 s'affiche. Dans l'onglet "**Instance**" on laisse active seulement "**Console-1**" puis on clique sur "**Apply**".

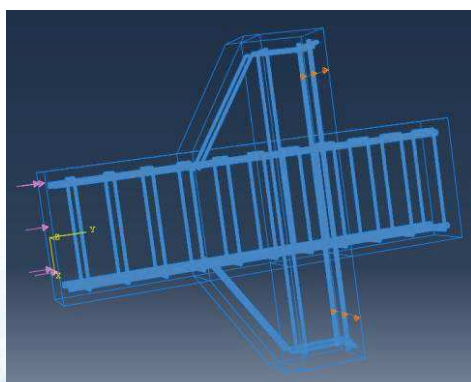


Fig. 123

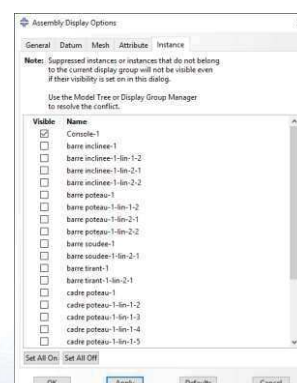


Fig. 124

Dans la barre de menus, on choisit "**Load**" => "**Create...**", la fig.125 apparaît. On saisit "**Viscous Pressure**" dans case "**Name :**" et on sélectionne "**Pressure**" puis on clique sur "**Continue...**". Dans la

"Fenêtre graphique de travail" on sélectionne l'élément sans les parties supérieure et inférieure du poteau fig. 126 et après on clique sur "Done" dans la "Zone de questions". Sur la fig. 127, choisir "Viscous" dans "Distribution" et pour "Magnitude" on met 0.03MPa et puis on sélectionne "Smooth step" (précédemment défini) dans amplitude. Cliquer sur "OK".

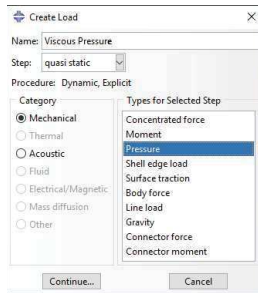


Fig. 125

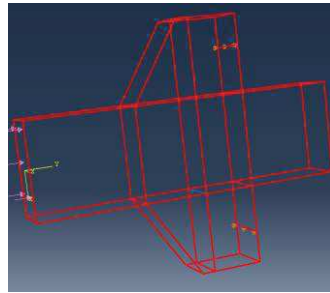


Fig. 126

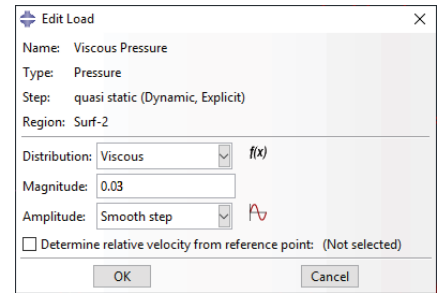


Fig. 127

VIII. MODULE MESH

Dans le Module, on choisit "Mesh". Sur la même ligne, dans "Part" on choisit l'élément "Console".

Dans la barre de menus, on choisit "Mesh" => "Control..." puis on sélectionne l'élément dans la "Fenêtre graphique de travail" puis on clique sur "Done". La fig.128 apparaît. On sélectionne "Hex" sous "Element Shape" et "Structured" sous "Technique" puis on clique successivement "OK" et "Done".

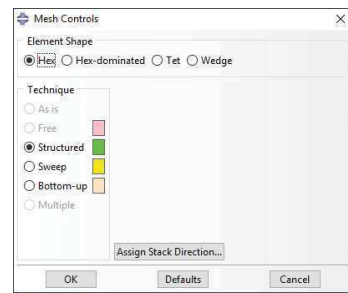


Fig. 128

Dans la barre de menus, on choisit "Seed" => "Part..." et apparaît la fig. 129. Dans la case "Approximate global size" on saisit 20 mm puis on clique sur "OK".

Dans la barre de menus, on choisit "Mesh" => "Element type..." puis on sélectionne l'élément dans la "Fenêtre graphique de travail" suivi d'un clic sur "Done". La fig. 130 apparaît. Sous "Element Library", on choisit "Explicit" puis "3D Stress" sous "Family". Sous "Geometric Order", on choisit "Linear". Ne pas cocher "Reducet integration" et choisir "Yes" pour "Distortion control" pour finir, on clique sur "OK" pour valider les changements. Dans la barre de menus, on clique sur "Mesh" => "Part..." et sur "OK".



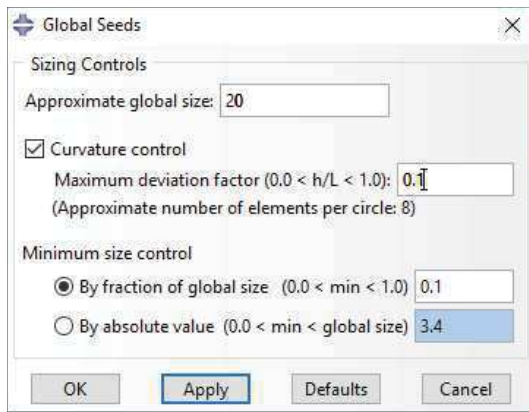


Fig. 129

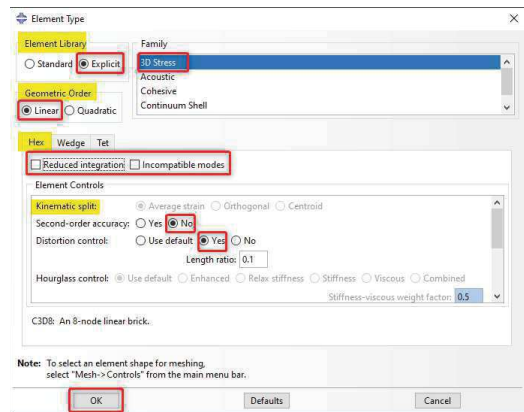
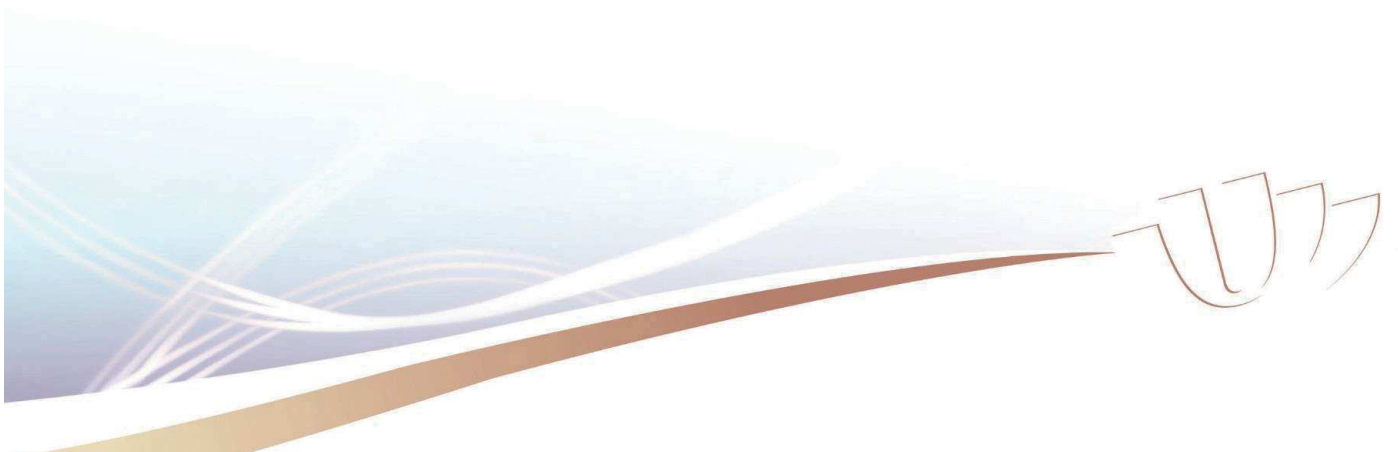


Fig. 130

Pour les barres, après avoir choisi l'élément, on clique le menu "Mesh" => "Element type..." puis on sélectionne l'élément dans la "Fenêtre graphique de travail" puis on clique sur "Done". La fig.131 apparait. Sous "Element Library", on choisit "Explicit" puis "Truss" sous "Family". Sous "Geometric Order", on choisit "Linear" puis on clique sur "Ok".

Dans la barre de menus, on clique sur "Seed"

- Pour les barres inclinées, barres soudées, cadres poteau et cadres repartis, on choisit "Edges..." puis on sélectionne l'élément suivi d'un clic sur "Done" et la fig. 132 apparait. Pour "Method" on coche "By Number" et pour "Sizing Controls" on met 1 et on clique sur "OK" puis sur "Done".
- Pour les autres barres, on choisit "Part" et la fig. 133 apparait, dans la case "Approximate global size" on saisit 10 mm puis on clique sur "OK".



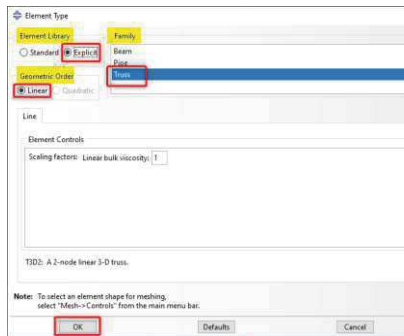


Fig. 131

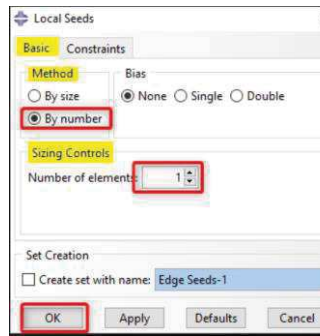


Fig. 132

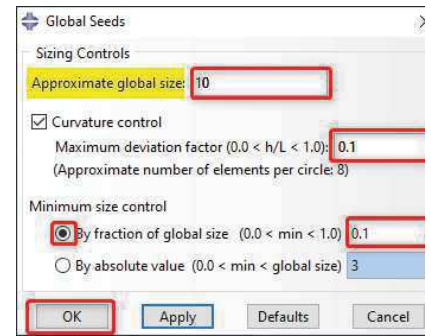


Fig. 133

IX. MODULE JOB

Pour la création d'un "Job" on peut aller dans (fig. 134)

- l'onglet "Model" ① puis dans l'arborescence, on double clic sur "Job" ②
- ou
- "Module" ③, on choisit "Job" ④
 - Dans la barre d'outils, on clique sur l'icône "Create Job" ⑤
 - ou
 - Dans le menu "Job" ⑥, on choisit "Create" ⑦

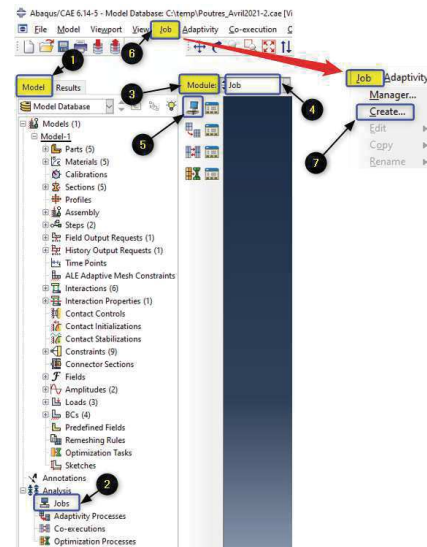


Fig. 134

La fig. 135 apparait.

On donne un nom au calcul "description" puis on clique sur "Continue..." et la fig. 136 apparait.

Dans l'onglet "Parallelization", on croche sur "Use multiple processors" et on met le nombre des cœurs qu'on a et puis clique sur "OK".

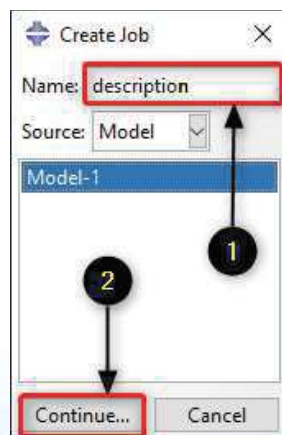


Fig. 135

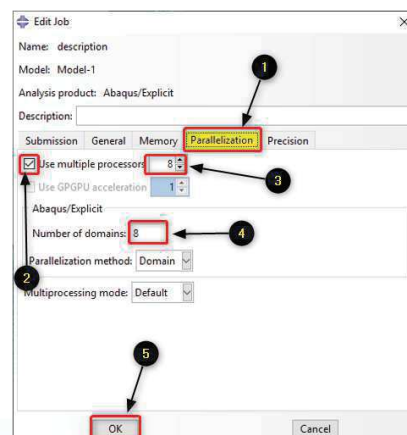


Fig. 136

Pour lancer les calculs, aller dans le menu "Job" ⑥ (fig. 134) puis cliquer sur "Submit" => "description"

X. TRAITEMENT DES DONNÉES

Une fois les calculs finis il faut extraire les données. Dans le menu "**Module**", on choisit "**Visualisation**". Dans la barre de menus on choisit "**Results**" => "**History Output...**" et la fig. 137 apparait.

On sélectionne "**Internal energy**" et "**Kinetic energy**" suivi d'un clic sur "**Plot**". Le résultat apparait dans la "**Fenêtre graphique de travail**" comme le montre la fig.138

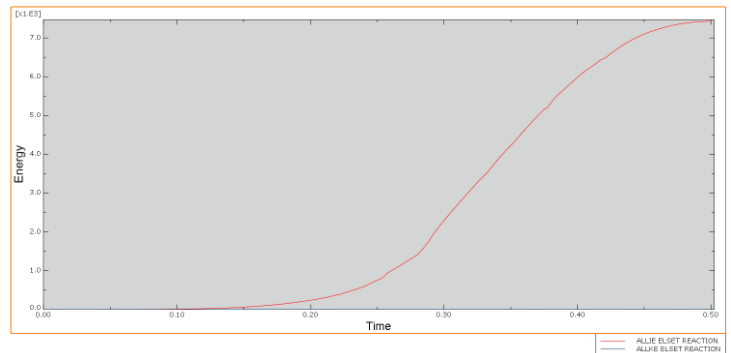
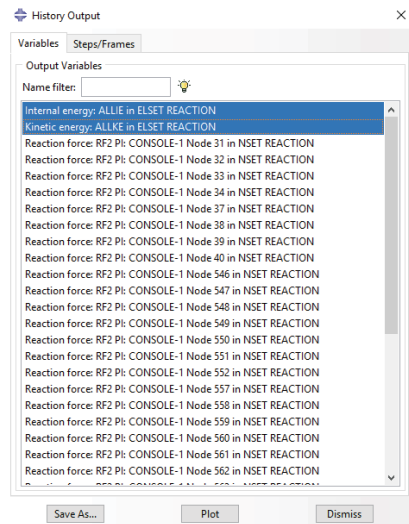


Fig. 138

Fig. 137

Après on répète en allant dans le menu "**Results**" => "**History Output...**". Dans la fenêtre qui s'ouvre (fig. 137) on sélectionne toutes les lignes sauf "**Internal energy**" et "**Kinetic energy**" puis on clique sur le bouton "**Save as...**" et la fig. 139 apparait. Ensuite on sélectionne "**sum ((XY,XY,...))**" et on clique sur "**OK**" on obtient fig.140.

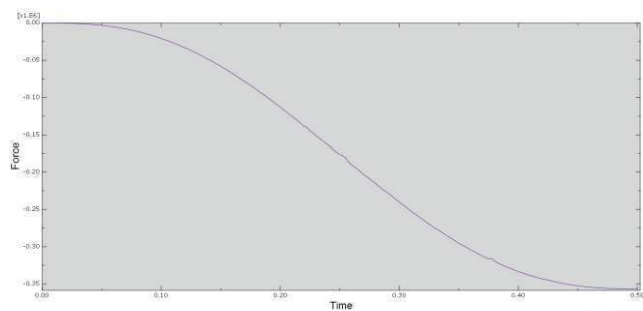
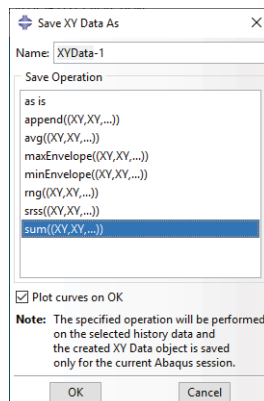





Fig. 140

Fig. 139

Dans la barre d'outils, on clique sur l'icône "**Plot Contours on Deformed Shape**"  ensuite on clique sur l'icône "**Activate/Deactivate View Cut**"  fig. 141 et puis sur "**Cut Manager**"  – fig.142



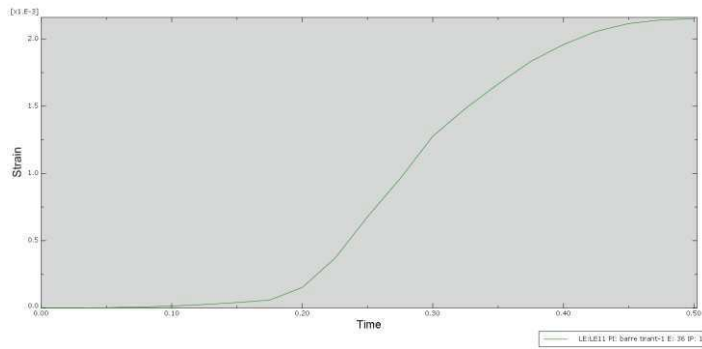



Fig. 147

La fig.147 montre la courbe tracée par rapport au temps. Maintenant on va unir les courbes de fig. 140 et fig.147.

Dans la barre d'outils, on clique sur **"XY Data"**  puis (fig 148) on coche **"Operate on XY data"** suivi de **"Continue..."**. On clique une fois sur **"Combine (X,Y)"**, après on fait double clic sur **"_LE:LE11 PI"** et sur **"XYData-1"** et on ajoute le signe "-" avant **"XYData-1"** et puis on clique sur **"Plot Expression"**

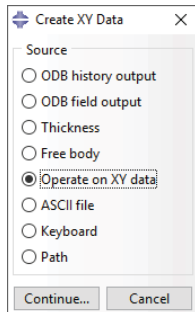


Fig. 148

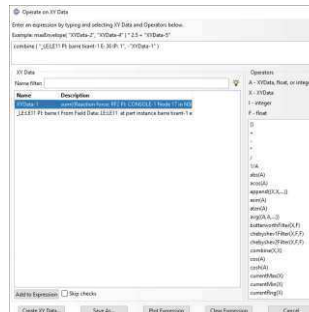


Fig. 149

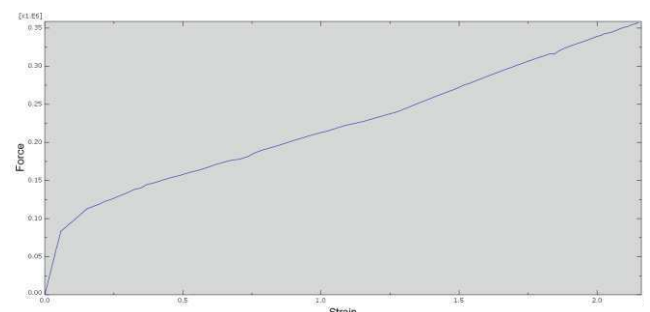


Fig. 150

Dans la barre de menus, on clique sur **"Tools" => "XY Data" => "Edit_temp_2"** fig. 151 apparait. On peut copier toutes les données et de les coller sur un fichier Excel.

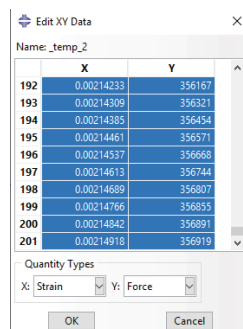


Fig. 151

Annexe 3. Propriétés physiques et mécaniques matériaux composites

Tableau X-1 : Propriété élastique de matériau composite

*Cette valeur n'est utilisée que pour la théorie Tsai-Wu

E_1 [MPa]	140000	Contrainte en traction longitudinale	3100
E_2 [MPa]	10000	Contrainte en compression longitudinale	2300
ν_{12}	0,3	Contrainte en traction transversale	3100
G_{12} [MPa]	57142	Contrainte en compression transversale	2300
G_{13} [MPa]	28571	Résistance en cisaillement	10
G_{23} [MPa]	28571	Coefficient en termes de produits croisés*	0,5
		Contrainte limites	3100

Tableau X-2 : Propriété d'endommagement de matériau composite (Hashin damage)

Résistance longitudinale en traction [MPa]	1041	Énergie de rupture longitudinale en traction [N.mm]	2000
Résistance longitudinale en compression [MPa]	100	Énergie de rupture longitudinale en compression [N.mm]	1000
Résistance transversale en traction [MPa]	5209	Énergie de rupture transversale en traction [N.mm]	70
Résistance transversale en compression [MPa]	50	Énergie de rupture transversale en compression [N.mm]	300
Résistance longitudinale au cisaillement [MPa]	500		
Résistance transversale au cisaillement [MPa]	200		

Tableau X-3 : « Mass Damaged » propriété d'élément cohésif.

Contrainte nominale en Mode normal uniquement [MPa]	3,09	Énergie de rupture mode normale	0,09	E [MPa]	1800
Contrainte nominale première direction	0,6	Énergie de rupture en cisaillement première direction	0,9	G_1 [MPa]	500
Contrainte nominale deuxième direction	0,6	Énergie de rupture en cisaillement seconde direction	0,9	G_2 [MPa]	500

Endommagement selon la loi de séparation par traction

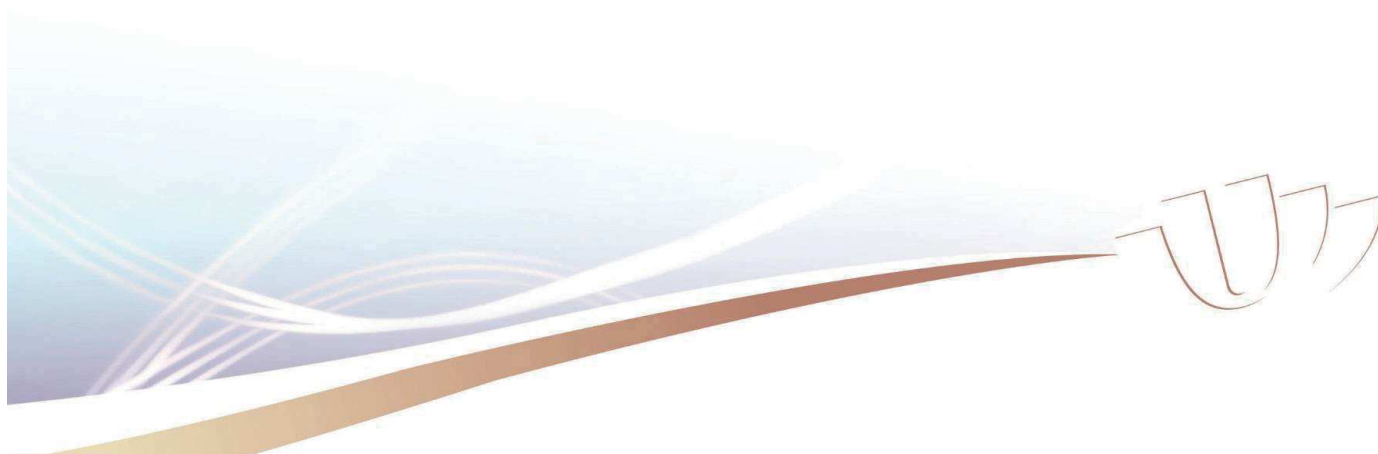




Table des figures

Figure I-1 Endommagements des poteaux courants.....	19
Figure I-2 : Rupture par plastification des aciers de la zone critique du poteau courant, mécanisme de ruine	20
Figure I-3 : Rupture d'une pile de pont lors du séisme de Northridge 1994.....	20
Figure I-4 : Transmission des efforts par des bielles inclinées de 45°.	21
Figure I-5: Renforcement des consoles courtes aux contraintes de cisaillement.	22
Figure I-6 Résultats des essais de (NIEDENHOFF, 1961)	23
Figure I-7 : Tracés des isostatiques de traction et de compression d'une console courte en béton armé	23
Figure I-8 Mécanisme de fonctionnement d'une console courte en béton armé.....	24
Figure I-9 : Le système bielle-tirant pour dimensionner les consoles courtes	26
Figure I-10 : Dimensions d'éprouvette de (KRIZ, et al., 1965)	28
Figure I-11 : Configuration des barres d'acier proposée par (KRIZ, et al., 1965).....	28
Figure I-12 Comportement mécanique de tirant dans la zone d'encastrement.	30
Figure I-13 Schéma basic de la théorie de cisaillement par friction par (MAST, 1968)	31
Figure I-14 : Renforcements oblique par rapport au plan de cisaillement	32
Figure I-15 : Modèle en flexion proposé par (MATTOCK, 1974a).....	33
Figure I-16: Model utilisé par (PARK, et al., 1975)	35
Figure I-17 : Model bielle-tirant propose par (SOMERVILLE, 1974).....	37
Figure I-18 Modèle bielle-tirant pour un corbeau (EN1992-1, 1992).....	37
Figure I-19 : Les zones de B-régions et D-régions.....	38
Figure I-20 Modèle bielle-tirant dans une poutre profonde.	38
Figure I-21: Les forces internes considérées dans le model du (HAGBERG, 1983).....	41
Figure I-22 Modèle bielle-tirant présenté par Solanki & Sabnis (SOLANKI, et al., 1987).....	44
Figure I-23 système bielle-tirant par (SIAO, 1994)	46
Figure I-24 : Modèle de (HWANG, et al., 2000)	47
Figure I-25: Géométrie et armature de console courte (AHMAD, et al., 2010)	48
Figure I-26: Modèle expérimental de la console courte (IVANOVA, 2013).....	49
Figure I-27 Assemblage proposé par A. (ARAUJO, et al., 2018).....	50
Figure I-28 Assemblage proposé par (OLIVEIRA, et al., 2018)	51
Figure I-29 Les spécimens testés par (URBAN, et al., 2017)	54
Figure I-30 Les spécimens testés par (URBAN, et al., 2017)	54

Figure I-31 Les spécimens testés après le renforcement par (URBAN, et al., 2017)	55
Figure I-32 Analyse de la capacité portante de console courte A-0, (EN1992-1, 1992)	56
Figure I-33 : Procédure de modélisation développée	59
Figure I-34 : Unités utilisées	61
Figure I-35 Méthode “Standart Implicite” et méthode Riks.	62
Figure I-36 L’historique énergétique d’analyse quasi-statique	65
Figure I-37 : Amplitude de chargement	65
Figure I-38 : Courbe contrainte – déformation en compression uniaxiale du béton	70
Figure I-39 courbe contrainte-déformation uniaxiale en compression du béton	72
Figure I-40 : Paramètre d’endommagement en compression du béton	72
Figure I-41 : Comportements en compression (a) et en traction (b) uniaxiales	79
Figure I-42 : Plan déviatorique correspondant à différentes valeurs de K_c	81
Figure I-43 : La forme de la surface de chargement à la rupture.	81
Figure I-44 : Illutution de l'angle de dilatation et l'excentricité.....	82
Figure I-45 : Courbe force-déformation en compression	82
Figure I-46 : Courbe force-déformation en compression	86
Figure II-1 : Jauges d'extensiométrie.....	88
Figure II-2 : Chaîne d'acquisition des microdéformations	89
Figure II-3 : Dispositif de mesure du module d'élasticité	89
Figure II-4 : Schéma de détermination du module d'élasticité	90
Figure II-5 : Jauge de contrainte uniaxiale.	90
Figure II-6 : Rosette de jauges de contrainte biaxiales à 90°	91
Figure II-7 : Représentation schématique de l'équation II-5.....	92
Figure II-8 : Essai de compression sur béton.	94
Figure II-9 : Test de fendage	94
Figure II-10 : Test de flexion.....	94
Figure II-11 : Comportement mécanique en compression du béton	95
Figure II-12 : État de rupture des éprouvettes cylindrique, 16x32, en béton courant	96
Figure II-13 : Dispositif expérimental d'un essai de traction simple.....	97
Figure II-14: Instrumentation d’une barre d’acier d’une rosette à 90°	98
Figure II-15 : Comportement d'une barre d'acier en traction simple	99
Figure II-16 : Striction de barres d'acier lors d'un essai de traction	99
Figure II-17 : Courbe contrainte-déformation en traction d'une barre d'armature de diamètre $\phi 10$ à l'aide de jauge de contrainte.	100
Figure II-18 : Tissu en fibres de carbone unidirectionnelle	101

Figure II-19 : Préparation de plaques composites de tissus en fibres de carbone unidirectionnelles dans les moules.....	101
Figure II-20 : Courbes force-déformation de matériau composite en tissus de fibres de carbone unidirectionnelles instrumenté par une rosette à 90°.	102
Figure II-21 : Schématisation d'une plaque composite en fibres de carbone sollicitée en traction simple	102
Figure II-22 Plaques composites en tissu de fibres de carbone unidirectionnelles	103
Figure II-23 : Courbes contrainte-déformation des plaques composites utilisées.....	103
Figure II-24 : Courbes contrainte-déformation des trois adhésifs globalement plus utilisés dans le renforcement structural	105
Figure II-25 : Diagramme du module de glissement en fonction de la température	106
Figure III-1: Géométrie et dimensions des consoles courtes en béton armé (IVANOVA, 2013).....	109
Figure III-2 : Propriétés géométriques du Poteau-console courte en béton armé	110
Figure III-3 : Réalisation de l'éprouvette Poteau-console courte en béton armé	111
Figure III-4 : Mise en place des jauges	112
Figure III-5 : Protection des jauges	112
Figure III-6: Collage de tissu en fibres de carbone	113
Figure III-7 : Mise en place des jauges de contrainte sur matériau composite et sur béton.....	114
Figure III-8 : Mise en place d'une console courte en béton armé.....	115
Figure III-9 : Mise en place du Poteau-console courte en béton armé	115
Figure III-10 : Mise en place de l'éprouvette de référence (a) et celle renforcée (b) par de tissus en fibres de carbone.	116
Figure III-11 : Position des jauges de contrainte.....	116
Figure III-12 : Comportements du tirant de l'assemblage poteau-console non renforcé(PCNR) et renforcé(PCR)	118
Figure III-13 : Courbes force-déformations des structures renforcées et réparées.	119
Figure III-14 : Courbes force-déformation d'assemblage poteau-console non renforcé.	120
Figure III-15 : Fissuration et rupture (a) Poteau-console, (b) Console (b).....	121
Figure III-16 : États de la structure (a) avant et (b) après la réparation de poteau-console	122
Figure III-17 : État de fissuration et de rupture de poteau-console réparé, renforcé et instrumenté par les jauges de contrainte.....	122
Figure III-18 : Courbes charge-déformation dans la section d'encastrement du Poteau-console réparée	123
Figure III-19 : Courbe charge-décharge jusqu'à rupture de la structure Poteau-console renforcée	123
Figure III-20 : Fissuration et rupture des éprouvettes renforcées de (a) Poteau-console et de (b) console	124

Figure IV-1 : Courbes décrivant les comportements en compression et en traction.....	127
Figure IV-2 : Variation des paramètres d'endommagement D_t et D_c en fonction des déformations ...	128
Figure IV-3 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle CDP.....	128
Figure IV-4 : Comparaison des comportements en compression uniaxiale du béton des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985).....	129
Figure IV-5 : Comparaison des comportements en traction uniaxiale du béton des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985).....	129
Figure IV-6 : Comparaison des paramètres d'endommagement en compression D_c du béton des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985).....	130
Figure IV-7 : Comparaison des paramètres d'endommagement en traction D_t du béton des modèles de (ALFARAH, et al., 2017) et (CARREIRA, et al., 1985).....	130
Figure IV-8 : Comportement élastique linéaire parfaitement plastique	131
Figure IV-9 : Règle de mélange	132
Figure IV-10 : Modes de rupture.....	135
Figure IV-11 : Loi de traction-séparation.....	136
Figure IV-12 : Matériau composite avec des couches d'adhésif.....	136
Figure IV-13 : Réponse de la traction-séparation.....	137
Figure IV-14 : La réponse de la Traction-séparation	138
Figure IV-15 : Mesures angulaires de la traction effective par cisaillement.....	140
Figure IV-16 : Évolution des dommages linéaires	141
Figure IV-17 : Réponse en mode mixte dans les éléments cohésifs	141
Figure IV-18 Mécanisme de Hourglass, les deux points d'intégration ne sont soumis à aucun déplacement (Nana, 2017)	146
Figure IV-19 T3D2 élément fini de type « truss »	147
Figure IV-20 - S4R élément fini de type « shell »	147
Figure IV-21: 8 nœuds 3D élément cohésif COH3D8.	148
Figure IV-22 : Géométrie Console courte en BA.....	149
Figure IV-23 : Armature de la console courte en BA	149
Figure IV-24 : Conditions aux limites du modèle.	150
Figure IV-25 Amplitude de chargement.....	151
Figure IV-26 : Contrainte principale dans la section en béton CCNR ((a) – $t=0$, (b)- $t=0.25$, (c)- $t=0.45$, (d)- $t=0.70$).....	152
Figure IV-27 : Courbe force-déformation du tirant dans la section d'encastrement.....	153
Figure IV-28 : Contraintes principales dans la section en béton CCR (a – $t=0$, b- $t=0.35$, c- $t=0.55$, d- $t=0.85$).....	154
Figure IV-29 : Courbe force-déformation du tirant dans la section d'encastrement.....	155

Figure IV-30 : Étude du maillage	156
Figure IV-31 : Résultats numériques en utilisant les modèles d'endommagement en traction du béton de (a) (ALFARAH, et al., 2017) et de (b) (CARREIRA, et al., 1985).....	156
Figure IV-32 : La réaction en fonction de l'angle de dilation ψ	156
Figure IV-33: Influence du type de contacts sur le comportement de structures	157
Figure IV-34 : L'influence du temps critique.....	158
Figure IV-35 : L'influence de l'échelle de masse	158
Figure IV-36 : Influence de « mass scaling » sur le temps de calcul	159
Figure IV-37 : Comportement du tirant de la console dans la section encastrement.	160
Figure IV-38 : État de fissuration du CCNR	160
Figure IV-39 : Comparaison des résultats expérimental et numérique des déformations du tirant de la console courte renforcée	161
Figure IV-40 : Comparaison de l'état de fissuration à la rupture de la console courte renforcée.	161
Figure IV-41 : Charge ultime en fonction du nombre de couches	162
Figure IV-42 : Comportements mécaniques des tirants dans la section d'encastrement en fonction du nombre de couches.....	163
Figure IV-43 : Dimensions de Poteau-console étudié.....	164
Figure IV-44 : Comportement du tirant dans la section d'encastrement de l'assemblage poteau-console courte en béton armé.....	164
Figure IV-45 Contraintes principales maximales dans le tirant et cadre de la console courte non renforcée	165
Figure IV-46 : Contraintes maximales principales dans la section du béton	166
Figure IV-47 : L'état d'endommagement dans l'assemblage poteau-console courte	166
Figure IV-48 Charge ultime de rupture en fonction du nombre de couches de l'assemblage poteau-console courte	167
Figure IV-49 : Influence de l'épaisseur (1,2,3,4, et 5couches) de la plaque composite sur le comportement de l'assemblage poteau-console courte.	168

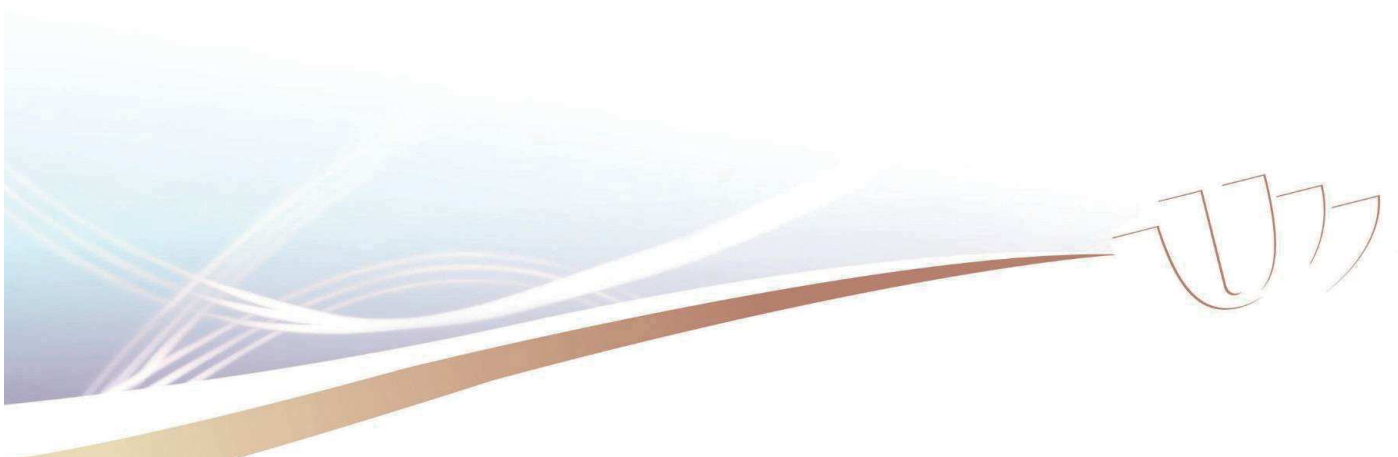


Table des tableaux

Tableau II-1 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	95
Tableau II-2 : Caractéristiques mécaniques du béton testé.	96
Tableau II-3 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour le béton.....	97
Tableau II-4 : Propriétés mécaniques de la fibre de carbone, de la matrice et de la plaque composite	104
Tableau II-5 : Propriétés physiques et mécaniques des adhésifs utilisés ; *: valeurs données par le fournisseur.....	104
Tableau IV-1 : Paramètres d'endommagement du béton	128
Tableau IV-5 : L'angle de dilation en fonction de la charge.....	157
Tableau IV-6 : Influence de l'épaisseur de plaque composite sur la charge ultime.....	162
Tableau IV-7 : Influence de l'épaisseur de la plaque sur la charge ultime	167
Tableau X-1 : Propriété élastique de matériau composite.....	221
Tableau X-2 : Propriété d'endommagement de matériau composite (Hashin damage).....	221
Tableau IV-4 : « Mass Damaged » propriété d'élément cohésif.....	221

