

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة – د. الطاهر مولاي –

UNIVERSITÉ DESAÏDA– Dr MOULAY TAHAR – Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Hydraulique



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de **Master en Génie Civil**

Spécialité : « Structures »

THEME

Analyse numérique par la méthode des éléments finis des structures en béton armé

Présenté par :

BAHLOULI Hayat.

Soutenu le 30/09/2026 devant le jury composé de :

P ^r . L. REZGANI	Professeur	Université Dr. TAHAR Moulay de Saida	Président
P ^r . M.M. BOUZIANE	Professeur	Université Dr. TAHAR Moulay de Saida	Examineur
D ^r . M. BENTAHAR	(MCA)	Université Dr. TAHAR Moulay de Saida	Encadreur

Année universitaire 2025/2026

Remerciement

Je rends grâce à Dieu Tout-Puissant qui m'a accordé la santé, la force et la volonté nécessaires pour réussir ce travail de recherche et l'achever.

J'exprime ma profonde gratitude à Monsieur BENTAHAR Mohammed pour la qualité exceptionnelle de son encadrement, sa patience, sa rigueur et son dévouement, qui ont constitué un appui fondamental tout au long de la préparation de ce mémoire.

Je tiens également à remercier les membres du jury pour l'intérêt porté à ce travail et pour avoir accepté de l'évaluer et de l'enrichir par leurs observations précieuses.

Je n'oublie pas de remercier toutes les personnes qui m'ont aidé, que ce soit par leurs connaissances spécialisées, leurs conseils avisés ou leurs encouragements constants.

J'adresse une reconnaissance particulière à ma famille et à mes amis, qui ont été mon soutien par leurs prières, leur patience et leur motivation.

Je dédie ce mémoire à toutes les personnes qui ont eu confiance en mes compétences et qui ont contribué à la réalisation de ce projet.

Dédicaces.

Au nom de Dieu, le Tout Miséricordieux, le Très Clément. Louange à

*Celui qui a enseigné par la plume, qui a donné à l'homme la
connaissance et la force d'accomplir ce travail humble.*

*Au Prophète Mohammed — que la paix et les bénédictions de Dieu
soient sur lui — qui a dit : « Cherchez le savoir du berceau jusqu'à la
tombe ». Ses paroles nous rappellent que la quête du savoir est une
lumière qui guide l'humanité vers l'élévation.*

*À mes chers parents, je dédie ce travail en signe de fidélité et de
gratitude pour votre amour et vos sacrifices. Vous êtes la prière qui ne
s'interrompt jamais et le soutien qui ne faiblit pas. Que Dieu vous
protège et vous bénisse.*

*À mes frères et sœurs bien-aimés : Abdelkader, Slimane, Halima et
Wahiba. Vous avez été mon appui et ma force, la présence qui a rendu
le chemin moins ardu. Ce travail est autant le vôtre que le mien.*

*Enfin, ce mémoire est le fruit d'un effort partagé, né de l'amour
familial, de la force des prières et de la bénédiction du savoir que le
Prophète nous a exhortés à rechercher.*

تتناول هذه الدراسة التحليل العددي للسلوك الميكانيكي لكمرية من الخرسانة المسلحة باستخدام طريقة العناصر المحددة (MEF) وبرنامج Abaqus. ويهدف العمل أساساً إلى تقييم استجابة المنشأ تحت تأثير التحميل الميكانيكي وتحليل سلوك الخرسانة ومختلف عناصر التسليح. تم تطوير نموذج عددي ثلاثي الأبعاد مع الأخذ بعين الاعتبار الخصائص الميكانيكية للمواد، وشروط الحدود، والتفاعل بين الخرسانة والتسليح، وظروف التحميل. كما أجريت دراسة للشبكة باستخدام أحجام كلية مختلفة للعناصر لتقييم تأثيرها على النتائج العددية، مما أدى إلى اختيار شبكة بحجم 12 مم للتحليلات النهائية. كذلك، أجريت دراسة مقارنة لمختلف أنواع العناصر المستخدمة في نمذجة الخرسانة C3D8R وC3D20R وC3D10 والتسليح T3D2 وT3D3، بهدف تقييم تأثيرها على توزيع إجهادات Von Mises وتركز التحليل بشكل خاص على الإجهادات والانفعالات والإزاحات في التسليح الطولي والعرضي إلا في تغيير العناصر اختصرت الدراسة على الإجهاد. وتسمح النتائج بتحديد توزيع الإجهادات وفهم الاستجابة الميكانيكية العامة للكمرة الخرسانية المسلحة بصورة أفضل. تم اعتماد معامل احتكاك قدره 0.5 في المحاكاة العددية من أجل نمذجة تفاعلات التلامس بين الأسطح.

الكلمات المفتاحية: كمرة خرسانية مسلحة؛ طريقة العناصر المحددة؛ Abaqus؛ دراسة الشبكة؛ أنواع العناصر؛ إجهاد von Mises؛ التسليح الطولي والعرضي.

Abstract

This study focuses on the numerical analysis of the mechanical behavior of a reinforced concrete beam using the finite element method (FEM) and the Abaqus software. The main objective is to evaluate the structural response under mechanical loading and to analyze the behavior of concrete and the different reinforcement components. A three-dimensional numerical model was developed by considering the mechanical properties of the materials, boundary conditions, concrete–reinforcement interactions, and loading conditions. A mesh study was conducted using different global mesh sizes to evaluate their influence on the numerical results, leading to the selection of a 12 mm mesh for the final analyses. A comparative study of the different element types used for concrete (C3D20R, C3D8R, and C3D10) and reinforcement (T3D2 and T3D3) was also carried out to evaluate their influence on the distribution of von Mises stresses. The analysis focuses particularly on stresses, strains, and displacements in the longitudinal and transverse reinforcement. With the exception of the variables, the study was limited to stress. The results make it possible to characterize the distribution of stresses and better understand the overall mechanical response of the reinforced concrete beam. A friction coefficient of 0.5 was adopted in the numerical simulation to model the contact interactions.

Keywords : Reinforced concrete beam ; finite element method ; Abaqus ; mesh study ; element types ; von Mises stress ; longitudinal and transverse reinforcement.

Résumé :

Cette étude porte sur l'analyse numérique du comportement mécanique d'une poutre en béton armé à l'aide de la méthode des éléments finis (MEF) par l'utilisation du code de calcul numérique ABAQUS. L'objectif principal est d'évaluer la réponse de la structure sous chargement mécanique et d'analyser le comportement du béton ainsi que des différentes armatures. Un modèle numérique tridimensionnel a été développé en tenant compte des propriétés mécaniques des matériaux, des conditions aux limites, des interactions béton armatures et des conditions de chargement. Une étude de maillage a été réalisée à partir de différentes tailles globales afin d'évaluer leur influence sur les résultats, conduisant à la sélection d'un maillage de 12 mm pour les

analyses finales. Une étude comparative des différents types d'éléments utilisés pour le béton (C3D20R, C3D8R et C3D10) et les armatures (T3D2 et T3D3) a également été menée afin d'évaluer leur influence sur la distribution des contraintes de Von Mises. L'analyse porte notamment sur les contraintes, les déformations et les déplacements dans les armatures longitudinales et transversales. Excepté la modification des éléments, l'étude s'est concentrée sur la contrainte de Von Mises. Un coefficient de frottement de 0,5 a été adopté dans la simulation numérique afin de modéliser les interactions de contact.

Mots-clés : Poutre en béton armé ; méthode des éléments finis ; Abaqus ; étude de maillage ; types d'éléments ; contrainte de Von Mises ; armatures longitudinale set transversale.

Symboles et notations:

Symboles	Unité	Symboles	Unité
N : Effort normal	(N)	P.q. : Charge concentrée	(N)
T : Effort tranchant	(N)	A et B : Réactions d'appuis concentrées	(N)
M _f : Moment fléchissant	(N.mm)	→ : Force horizontale	(N)
F/X : Translation horizontale	(N/M)	↑ : Force verticale	(N)
F/Y : Translation verticale	(N/M)	θ : Angle de rotation	(degré)
M _z : Rotation	(N.m)	M : Masse	(Kg)
M _t : Moment de Torsion	(KN.m)	b : Largeur	(cm)
G : Centre de gravite	(cm)	L : Longueur	(cm)
e : Epaisseur	(cm)	E : Module de Young	(MPa)
h : Hauteur	(cm)	S : Surface	(mm ²)
I : Moment d'inertie	(mm ⁴)	Y _{max} : Distance maximale entre le plan moyen et la fibre la plus éloignée	(mm)
σ : Contrainte normale	(MPa)	W : charge (N)	(N)
X : Valeur mesurée de la grandeur	(cm)	S : Moment statique	(mm ³)
S : Coef de sécurité	(S.U)	τ : Contrainte de cisaillement	(MPa)
Re : résistance élastique	(MPa)	I _z : Moment quadratique de la section droite S par rapport à l'axe (G, z)	(mm ⁴)
Rpe : résistance pratique à l'extantion	(MPa)	ε : Déformation	(S.U)
N : Effort interne	(KN)	Δ: Déplacement	(mm)
Q : Charge d'exploitation	(KN/m ²)	Ec : Module d'élasticité	(MPa)
G : Charge permanente	(KN/m ²)	T : Effort de cohésion	(KN)
τ: Contrainte tangentielle	(MPa)	η: Coef de fissuration	(S.U)

Table des matières:

<i>Remerciement</i>	2
<i>Dédicaces</i>	3
Symboles et notations:	6
Table des matières:	7
Liste de figure	11
Liste de tableaux	14
INTRODUCTION GÉNÉRALE	16
Chapitre 1 GÉNÉRALITÉS SUR LES STRUCTURES ET LES SOLlicitATIONS MÉCANIQUES	20
1.1. INTRODUCTION	20
1.2. GÉNÉRALITÉS SUR LES STRUCTURES	20
1.2.1. Définition d'une structures	20
1.2.2. Classification des structures	20
1.2.2.1. Structures en béton armé.....	21
1.2.2.2. Structures métalliques.....	21
1.2.2.3. Structures en bois.....	21
1.2.2.4. Structures mixtes.....	21
1.2.3. Les principaux éléments structuraux	21
1.2.3.1. Poutre	22
1.2.3.2. Poteau.....	22
1.2.3.3. Dalle.....	22
1.2.3.4. Voile.....	22
1.2.3.5. Fondation	22
1.2.3.6. Mur porteur	22
1.2.3.7. Les portiques.....	22
1.3. LES SOLlicitATIONS MÉCANIQUES.....	23
1.3.1. TRACTION ET COMPRESSION	23
1.3.2. FLEXION SIMPLE :	24
1.3.3. LE CISAILLEMENT :	24
1.3.4. Torsion :	25
1.4. COMPORTEMENT MECANIQUE DES POUTRES EN FLEXION.....	26
1.4.1. Contrainte tangentielle en flexion.....	26
1.4.2. Efforts intérieurs	27
1.4.3. Efforts tranchants	28
1.4.4. Moments fléchissant	28
1.4.5. Diagrammes de l'effort tranchant t et le moment fléchissant M_f :	28
1.4.6. Condition de résistance en flexion.....	29
1.5. LES CHARGES APPLIQUÉES AUX STRUCTURES.....	29

1.5.1.	Les charges permanentes	30
1.5.2.	Les charges d'exploitation	30
1.5.3.	Les charges climatiques (environnementales)	30
1.5.4.	Les charges sismiques.....	30
1.5.5.	Les charges accidentelles	30
1.5.6.	Les charges concentrées et réparties	30
1.6.	UNE POUTRE.....	31
1.7.	TYPES DE POUTRES	32
1.7.1.	Poutre simple.....	32
1.7.2.	Poutre console	32
1.7.3.	Poutre avec Porte-à-faux	32
1.7.4.	Poutre encastree et supportee :	33
1.7.5.	Poutre continue.....	33
1.7.6.	Poutre à double encastrement.....	33
1.7.7.	Poutre supportee à double encastrement :	33
1.8.	LIAISON DU CORPS SOLIDE ET LEURS RÉACTIONS.....	34
1.8.1.	Appui simple	34
1.8.2	Appui double	34
1.8.3.	Encastrement :	34
1.9.	Principes du comportement mécanique	35
1.9.1.	Contrainte.....	35
1.9.2.	Déformation	35
1.9.3.	Déplacement :	35
1.10.	CONCLUSION.....	36
Chapitre 2	GENERALITES SUR LE BETON ARME	38
2.1.	INTRODUCTION	38
2.2.	DEFINITION ET PRINCIPE DU BETON ARME.....	38
2.2.1.	Définition du béton armé	38
2.2.2.	Principe de l'association béton-acier.....	39
2.2.3.	Rôle du béton et rôle des armatures	39
2.2.4.	Adhérence béton-acier.....	40
2.3.	CONSTITUANTS DU BETON ARME.....	41
2.4.	PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON.....	41
2.4.1.	Résistance à la compression.....	41
2.4.2.	Résistance à la traction.....	42
2.4.3.	Module d'élasticité.....	42
2.4.4.	Relation contrainte-déformation	42
2.4.5.	Fissuration.....	42
2.4.6.	Retrait et fluage.....	43
2.5.	Propriétés mécaniques de l'acier d'armature	43
2.5.1.	Limite d'élasticité :	43
2.6.	NOTIONS D'ÉTATS LIMITES	44
2.6.1.	États limites de service (ELS) :	44
2.6.2.	États limites ultimes (ELU) :	44

2.6.3.	États limites de fatigue (FLS) :	45
2.6.4.	États limites accidentels (ALS) :	45
2.6.5.	État-limite ultime de résistance :	45
2.7.	Dispositions constructives et armatures	52
2.7.1.	Armatures longitudinales	52
2.7.2.	Armatures transversales	53
2.7.3.	Enrobage	53
2.7.4.	Espacement des armatures	54
2.8.	MODÈLES CONSTITUTIFS POUR L'ANALYSE NUMÉRIQUE.....	54
2.9.	CONCLUSION.....	54
Chapitre 3	MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE NUMÉRIQUE.....	57
3.1.	INTRODUCTION	57
3.2.	ORGANIGRAMME DE LA METHODOLOGIE NUMERIQUE.....	57
3.3.	MODELE GEOMETRIQUE ET NUMERIQUE.....	58
3.4.	PROPRIETES DES MATERIAUX	59
3.5.	MODELISATION NUMERIQUE	60
3.5.1.	Les différentes pièces du modèle	60
3.5.2.	Assemblage des différentes parties du modèle	61
3.5.3.	Procédure de modélisation numérique	61
3.5.4.	Définition des interactions et des conditions aux limites	62
3.5.5.	Module Interaction	62
3.5.6.	Définition des interactions et du contact	62
3.5.7.	Conditions aux limites et les chargements appliqués.....	64
3.6.	MAILLAGE DU MODELE	64
3.6.1.	Paramètres des différents maillages.	65
3.6.2.	Différents modèles correspondant aux différentes tailles de maillage	66
3.6.3.	Analyse de convergence du maillage	67
3.7.	ANALYSE NUMERIQUE.....	69
3.7.1.	Analyses des contraintes	69
3.7.2.	Analyse des déformations	70
3.7.3.	Analyse des forces de Réaction.....	70
3.7.4.	Analyses des déplacements	71
3.8.	CONCLUSION	72
Chapitre 4	ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS	75
4.1.	INTRODUCTION	75
4.2.	INFLUENCE DE LA TAILLE DU MAILLAGE SUR LES RESULTATS NUMERIQUES	75
4.2.1.	Influence de la taille du maillage sur la distribution des contraintes	75
4.2.2.	Influence de la taille du maillage sur les déplacements	76
4.2.3.	Influence de la taille du maillage sur la déformation	77
4.2.4.	Influence de la taille du maillage sur l'évolution de la force.....	78
4.3.	CHOIX DU MODELE DE MAILLAGE RETENU	79
4.4.	ANALYSE DU COMPORTEMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES POUR LE MAILLAGE 12mm.....	79

4.4.1. Analyse de la déformation des armatures	79
4.4.2. Analyse des déplacements des armatures.....	80
4.5. Analyse du comportement mécanique des étriers pour le maillage 12mm ...	81
4.5.1. Analyse de la contrainte des étriers.....	82
4.5.2. Analyses de la déformation des étriers.....	82
4.5.3. Analyse des déplacements des étriers	83
4.6. Influence du type d'élément sur la distribution des contraintes	83
4.7. CONCLUSION	85
CONCLUSION GÉNÉRALE :.....	86
Perspectives.....	87
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	88

Liste de figure

Figure 1.1 Classifications des structures	21
Figure 1.2 Exemples de différents systèmes structuraux	23
Figure 1.3 Illustration les deux sollicitations; a) traction simple et b) compression simple	23
Figure 1.4 Fibre neutre de section d'une poutre quelconque	24
Figure 1.5 Un modèle de poutre soumise a des déferents types de cisaillement [13]	24
Figure 1.6 Illustration de Torsion [13]	25
Figure 1.7 Illustration de torseur associé aux forces de cohésion [13]	25
Figure 1.8 Contrainte tangentielle en flexion	27
Figure 1.9 Illustration de l'effort intérieur	27
Figure 1.10 Illustration de l'effort tranchant	28
Figure 1.11 Illustration du moment fléchissant M_f	28
Figure 1.12 Classification des actions appliquées aux structures	31
Figure 1.13 Schéma d'une poutre [14]	31
Figure 1.14 Schéma d'une poutre simple [15]	32
Figure 1.15 Schéma d'une poutre console [16]	32
Figure 1.16 Schéma d'une poutre avec Port-à-Faux[16]	32
Figure 1.17 Schéma d'une poutre encastrée et supportée [16]	33
Figure 1.18 Schéma d'une poutre continue [15]	33
Figure 1.19 Schéma d'une poutre à double encastrement [16]	33
Figure 1.20 Schéma d'une poutre supportée à double encastrement [16]	34
Figure 1.21 Appui simple [17]	34
Figure 1.22 Appui double [17]	34
Figure 1.23 Encastrement	35
Figure 1.24 Courbe contrainte-déformation caractéristique et principales phases du comportement mécanique d'une matériau	36
Figure 2.1 Principe de répartition des rôles du béton et des armatures dans une poutre en béton armé soumise à la flexion.	40
Figure 2.2 Mécanisme d'adhérence entre le béton et les armatures.	40
Figure 2.3 Principaux constituants du béton armé.	41
Figure 2.4 Relation contrainte-déformation de l'acier d'armature[9]	43
Figure 2.5 Diagramme parabole rectangle du béton	46
Figure 2.6 Explication du diagramme rectangulaire simplifié du béton	46
Figure 2.7 illustration du diagramme déformation limites de la section en béton armé(règle des trois pivots).	47
Figure 2.8 illustration du diagramme déformation-contraintes de calcul de l'acier.	47
Figure 2.9 Illustration du diagramme expérimental (contraintes- déformations) d'une cas en traction simple et diagramme conventionnel de calcul. [37]	52

Figure 2.10 Illustration d'une armature longitudinale	53
Figure 2.11 Illustration d'une armature transversale.....	53
Figure 2.12 Illustration d'une enrobage	54
Figure 2.13 Illustration des espacements des armatures	54
Figure 3.1 Organigramme de la méthodologie numérique.....	58
Figure 3.2 Modèle géométrique.....	58
Figure 3.3 Modèle numérique	59
Figure 3.4 Modèle numérique concernant les trois pièces	60
Figure 3.5 Les différentes parties de notre modèle; a) poutre, b) plaque, c) treilles et d) armatures	60
Figure 3.6 L'assemblage des différentes parties du modèle en 3D.....	61
Figure 3.7 L'assemblage des différentes parties du modèle; plaques, étiers et armatures	61
Figure 3.8 La partie de l'interaction	62
Figure 3.9 Les différentes régions intégrées	62
Figure 3.10 Edite l'interaction de contact; a) Master Slave et b) Master Slave plaque 1	63
Figure 3.11 Illustration des différentes conditions aux limites.....	64
Figure 3.12 Maillage du modèle; a) C3D8R, b) C3D8R, c) T3D2 et d) T3D2	65
Figure 3.13 Modèle FEM (maillage)	65
Figure 3.14 Différents modèles correspondant aux différentes tailles de maillage : (a) 4 mm, (b) 8 mm, (c) 12 mm, (d) 16 mm, (e) 24 mm et (f) 32 mm.....	67
Figure 3.15 Contrainte maximale de von Mises -- S-Mises en fonction de la taille du maillage.....	68
Figure 3.16 Variation relative de S-Mises entre deux maillages successifs	68
Figure 3.17 Analyse de contrainte pour le maillage de 12 mm; a) (-mises) b)(σ_{11}), c)(σ_{22}) et d)(σ_{33}).....	69
Figure 3.18 Analyse de déformation pour le maillage de 12 mm; a)(ϵ_{11}), b)(ϵ_{22}), et c) (ϵ_{33})	70
Figure 3.19 Analyse des forces de réaction pour le maillage de 12 mm; a) RF_1 , b) RF_2 et c) RF_3	71
Figure 3.20 Analyse de déplacements pour le maillage de 12 mm ;a) U_1 , b) U_2 et c) U_3 .	72
Figure 4.1 Influence de la taille du maillage sur la distribution des contraintes, a) σ . Mises, σ_{11} , σ_{22} et σ_{33}	75
Figure 4.2 Influence de la taille du maillage sur les déplacements ϵ_{11} , ϵ_{22} et ϵ_{33}	76
Figure 4.3 L'influence de la taille du maillage sur la déformation : a) ϵ_{11} , b) ϵ_{22} et c) ϵ_{33} ...	77
Figure 4.4 Influence de la taille du maillage sur l'évolution de la force en fonction de la distance réelle le long du chemin (<i>True Distance Along Path</i>).....	78
Figure 4.5 Poutre avec le maillage retenu de 12 mm.....	79

Figure 4.6 La Distribution de la contrainte équivalente de von Mises et de la contrainte longitudinale dans les armatures supérieure et inférieure(maillage 12mm).....	79
Figure 4.7 La Distribution de la déformation longitudinale dans les armatures supérieure et inférieure (maillage 12mm)	80
Figure 4.8 La Distribution des déplacements dans les armatures supérieure et inférieure : a) U_1 , b) U_2 et c) U_3 (maillage 12mm).....	81
Figure 4.9 Illustration des d'étriers Etrier-1, Etrier-11 et Etrier-21.	81
Figure 4.10 Distribution de la contrainte dans les trois étriers: a) σ_{11} et b) la contrainte de von Mises (maillage 12mm)	82
Figure 4.11 Distribution de la déformation ε_{11} dans les trois étriers(maillage 12mm).....	82
Figure 4.12 Comparaison des déplacements des étriers Etrier-1, Etrier-11 et Etrier-21(maillage 12mm)	83
Figure 4.13 Distribution de la contrainte de von Mises le long des différents chemins : (a) béton, (b) armatures longitudinales supérieures, (c) armatures longitudinales inférieures et (d) armatures transversales (étriers)(maillage 12mm).....	84

Liste de tableaux

Tableau 1.1 Présentation des différentes sollicitations	26
Tableau 2.1 Différentes valeurs de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours [35]	42
Tableau 2.2 Résistances du béton à la traction à l'âge de 28 jours [27].....	42
Tableau 2.3 Explication de les deux coefficients (γ_b et θ) [30].....	45
Tableau 2.4 caractéristique mécanique de béton armé [35].....	52
Tableau 3.1 les caractéristiques des matériaux	59
Tableau 3.2 Contraintes et déformations plastiques des aciers de renforcement	59
Tableau 3.3 Paramètres des différents maillages.....	65
Tableau 3.4 Étude de convergence du maillage en fonction de la taille globale des éléments.	67

INTRODUCTION
INTRODUCTION
GÉNÉRALE
GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le béton armé constitue l'un des matériaux les plus utilisés dans le domaine du génie civil en raison de sa disponibilité, de sa résistance mécanique, de sa durabilité et de sa capacité à répondre à une grande diversité d'applications structurales [1]. Son comportement repose sur l'association du béton, qui assure principalement la reprise des efforts de compression, et des armatures en acier, qui permettent notamment de reprendre les efforts de traction et d'améliorer la ductilité de la structure. La conception et l'évaluation des structures en béton armé nécessitent ainsi une compréhension précise de l'interaction entre ces deux matériaux et de leur réponse sous différentes sollicitations.

La mécanique du béton armé est cependant très complexe du fait de la nature hétérogène du béton, de la non linéarité de son comportement et de l'évolution progressive de phénomènes tels que la fissuration, la dégradation et la rupture. La formation de fissures en particulier est l'un des principaux mécanismes qui affectent la rigidité, la résistance, la durabilité et la capacité de charge des structures en béton [2]. Les dernières recherches consacrées à la mécanique de la rupture du béton indiquent que l'initiation et la propagation de la fissure dépendent de multiples facteurs mécaniques, géométriques et de chargement ce qui rend leur prédiction très importante pour l'évaluation du comportement de la structure [3].

Aujourd'hui, les méthodes numériques sont devenues indispensables pour compléter les approches analytiques et expérimentales. La méthode des éléments finis (MEF) domine largement l'analyse des structures en béton armé. Avec elle, on peut représenter la géométrie d'une structure, ses propriétés mécaniques, les conditions aux limites et tous les cas de chargement. Elle donne aussi accès à une vision détaillée des contraintes, des déformations et des déplacements [3,4]. Les progrès récents dans la modélisation numérique ont permis de mieux décrire les phénomènes de fissuration et de rupture dans des matériaux quasi-fragiles comme le béton [3].

Pour modéliser numériquement des structures en béton armé, il faut bien choisir les modèles de comportement pour le béton et l'acier, le type d'éléments finis, la façon de créer le maillage, ainsi que les paramètres qui traduisent l'interaction entre le béton et les armatures. La façon de concevoir le maillage compte vraiment, surtout dans les zones où les contraintes et les déformations changent vite, comme près des fissures ou dans les parties très sollicitées. C'est pourquoi il faut toujours analyser la sensibilité du maillage et vérifier la convergence numérique, histoire d'être sûr de la fiabilité des résultats obtenus [3,4]. Les recommandations modernes relatives aux structures en béton accordent également une importance croissante à l'analyse du comportement structural sur l'ensemble du cycle de vie. Le fib Model Code for Concrete Structures 2020 intègre ainsi des développements concernant non seulement la conception et

INTRODUCTION GÉNÉRALE

l'analyse des structures neuves, mais également l'évaluation des structures existantes, la durabilité, le suivi structural et les interventions destinées à prolonger leur durée de service [1]. Des documents complémentaires du fib MC2020 soulignent également l'importance de la fissuration dans les états limites de service et présentent l'utilisation croissante des méthodes numériques pour leur évaluation [5].

Par ailleurs, les recherches récentes montrent que la modélisation de la propagation des fissures dans le béton peut être abordée à travers différentes méthodes numériques, notamment la méthode des éléments finis, la mécanique de l'endommagement continu, les méthodes discrètes et les approches hybrides [3]. Une revue récente publiée en 2024 présente notamment les principales approches utilisées pour simuler la propagation des fissures dans le béton et souligne leur intérêt pour l'analyse structurale, l'optimisation de la conception et l'évaluation des structures existantes [3].

Dans ce cadre, le présent travail porte sur l'analyse numérique par la méthode des éléments finis d'une structure en béton armé. L'objectif principal est de développer un modèle numérique permettant d'étudier le comportement mécanique de la structure sous différentes conditions de chargement. L'analyse porte notamment sur les déplacements, les contraintes, les déformations ainsi que l'évolution de la réaction de force. Une attention particulière est accordée à la définition des propriétés des matériaux, à la représentation des armatures, au choix du maillage et à la vérification de la convergence du modèle numérique.

Enfin, une étude paramétrique peut être réalisée afin d'évaluer l'influence de différents paramètres géométriques, mécaniques et structuraux sur la réponse de la structure. Les résultats obtenus permettront de mieux comprendre le comportement du béton armé et d'évaluer la capacité de la méthode des éléments finis (MEF) à reproduire les principaux mécanismes observés dans les structures réelles.

Plan de ce mémoire

Ce mémoire sera organisé de la manière suivante :

Le premier chapitre a présenté les généralités sur les structures et les sollicitations mécaniques, en abordant leur définition, leur importance dans le domaine du génie civil ainsi que les principaux types de structures et les sollicitations auxquelles elles peuvent être soumises.

Le deuxième chapitre s'est consacré aux généralités sur le béton armé, en présentant les caractéristiques du béton et de l'acier, le principe de leur association, les différents types d'armatures ainsi que leur rôle dans le comportement mécanique des poutres en béton armé.

Le troisième chapitre a porté sur la modélisation géométrique et numérique de la poutre en béton armé à l'aide de la méthode des éléments finis et du logiciel ABAQUS. Il a présenté la définition

INTRODUCTION GÉNÉRALE

de la géométrie, des matériaux, des armatures, des interactions, des conditions aux limites, du maillage et des différents types d'éléments utilisés dans l'étude numérique.

Le quatrième chapitre a été consacré à l'analyse et à la discussion des résultats numériques obtenus. Une comparaison des différents types d'éléments a été réalisée à travers l'évolution des contraintes, des déformations et des déplacements dans les différents composants de la poutre. L'étude de convergence du maillage a également permis de retenir une taille de maillage appropriée pour la suite de l'analyse.

Chapitre 1

GÉNÉRALITÉS

SUR

LES STRUCTURES ET

LES SOLlicitATIONS

MÉCANIQUES

Chapitre 1 GÉNÉRALITÉS SUR LES STRUCTURES ET LES SOLLICITATIONS MÉCANIQUES

1.1. INTRODUCTION

Dans le domaine du génie civil, les structures peuvent être constituées de différents matériaux, notamment le béton armé, l'acier, le bois ou des matériaux composites. Le choix du système structural dépend de la fonction de l'ouvrage, de sa géométrie, des charges appliquées, des conditions environnementales et des exigences de conception [6].

Du point de vue mécanique, une structure est soumise à différentes actions telles que les charges permanentes, les charges d'exploitation, les actions climatiques et, selon le cas, les actions sismiques. Ces actions génèrent principalement des efforts internes, notamment l'effort normal, l'effort tranchant, le moment fléchissant et le moment de torsion [6,7].

Le comportement d'une structure sous chargement dépend de ses caractéristiques géométriques, des propriétés des matériaux, des conditions d'appui et des interactions entre ses différents éléments. L'analyse structurale vise ainsi à déterminer les déplacements, les déformations, les contraintes et les efforts internes, afin d'évaluer la sécurité et la capacité de la structure à supporter les sollicitations imposées [7]. Dans ce chapitre, sont présentées les principales notions relatives aux structures.

1.2. GÉNÉRALITÉS SUR LES STRUCTURES

1.2.1. Définition d'une structures

Une structure est un ensemble d'éléments résistants assemblés de manière à assurer la stabilité et à transmettre les différentes actions mécaniques vers les appuis et, finalement, vers le sol. Elle doit satisfaire simultanément des exigences de résistance, de stabilité et de déformabilité, tout en assurant un niveau de sécurité compatible avec son usage [8,7].

Dans le cas des structures en béton armé, l'analyse devient plus complexe en raison du comportement différent du béton et de l'acier, ainsi que de l'apparition progressive de la fissuration et de la plastification lorsque le niveau de chargement augmente. L'utilisation de méthodes numériques, notamment la méthode des éléments finis, permet alors d'étudier ces phénomènes avec un niveau de détail adapté à l'objectif de l'analyse [9,10].

1.2.2. Classification des structures

Les structures peuvent être classées selon le matériau principal utilisé pour leur réalisation [1].

Voir la figure 1.1.

CHAPITRE 1 GÉNÉRALITÉS SUR LES STRUCTURES ET LES SOLlicitATIONS MÉCANIQUES

1.2.2.1. Structures en béton armé

Elles associent le béton, principalement résistant à la compression, et les armatures en acier, destinées notamment à reprendre les efforts de traction. Cette association permet d'obtenir des structures résistantes et durables [1].

1.2.2.2. Structures métalliques

Elles sont principalement constituées d'éléments en acier. Elles présentent une bonne résistance mécanique et permettent la réalisation de structures relativement légères.

1.2.2.3. Structures en bois

Elles utilisent le bois comme matériau structural principal. Leur comportement dépend notamment de l'essence, de l'humidité et de la direction des fibres.

1.2.2.4. Structures mixtes

Elles associent plusieurs matériaux, par exemple acier-béton, afin de bénéficier de leurs propriétés mécaniques complémentaires.



1 : Système hybride bois massif-acier
Poteaux en acier/Poutres en bois lamellé-collé/Planchers en CLT



2 : Structure entièrement en bois massif
Poutres et poteaux en bois lamellé-collé/planchers en CLT



3 : Structure entièrement en acier
Poutres et poteaux en acier /dalle collaborante métallique en béton



4 : Béton précontraint par post-tension
Poteaux en béton armé/dalle en béton précontraint par post-tension

Figure 1.1 Classifications des structures

1.2.3. Les principaux éléments structuraux

Les éléments structuraux forment la base d'une structure porteuse. Leur rôle ? Prendre en charge, transmettre et répartir les charges jusqu'aux fondations, tout en maintenant l'ensemble stable et solide. On parle surtout ici des poutres, poteaux, dalles, voiles, murs porteurs et, bien sûr, des fondations. La figure 1.2 montre où se placent ces éléments et comment ils s'organisent dans la structure.

1.2.3.1. Poutre

Une poutre est un élément structural principalement horizontal, destiné à reprendre et à transmettre les charges qui lui sont appliquées vers les éléments porteurs, tels que les poteaux ou les murs. Elle est généralement soumise principalement à la flexion et au cisaillement.

1.2.3.2. Poteau

Un poteau est un élément structural généralement vertical qui reçoit les charges provenant des poutres, des planchers ou d'autres éléments et les transmet aux fondations. Il est principalement soumis à des efforts de compression, pouvant être accompagnés de flexion.

1.2.3.3. Dalle

Une dalle est un élément structural généralement horizontal, de faible épaisseur par rapport à ses dimensions en plan. Elle supporte les charges permanentes et d'exploitation et les transmet aux poutres, aux murs ou directement aux poteaux.

1.2.3.4. Voile

Un voile est un élément structural vertical, généralement de forme plane, destiné à reprendre des charges verticales et surtout à assurer la résistance de la structure aux actions horizontales, telles que le vent ou les actions sismiques.

1.2.3.5. Fondation

Une fondation est un élément structural situé à la base d'une construction. Elle assure la transmission des charges de la structure au sol et permet de répartir ces charges sur une surface compatible avec la capacité portante du terrain.

1.2.3.6. Mur porteur

Un mur porteur est un élément vertical qui participe directement à la reprise des charges de la structure et à leur transmission vers les fondations. Contrairement à une simple cloison, il contribue au fonctionnement mécanique global de la construction.

1.2.3.7. Les portiques

Les portiques constituent des systèmes structuraux formés par l'association de poutres et de poteaux. Les éléments sont généralement liés de manière à assurer une continuité mécanique entre eux. Les portiques permettent ainsi de transmettre les charges verticales vers les fondations et de contribuer à la stabilité de la structure sous l'effet des actions horizontales.

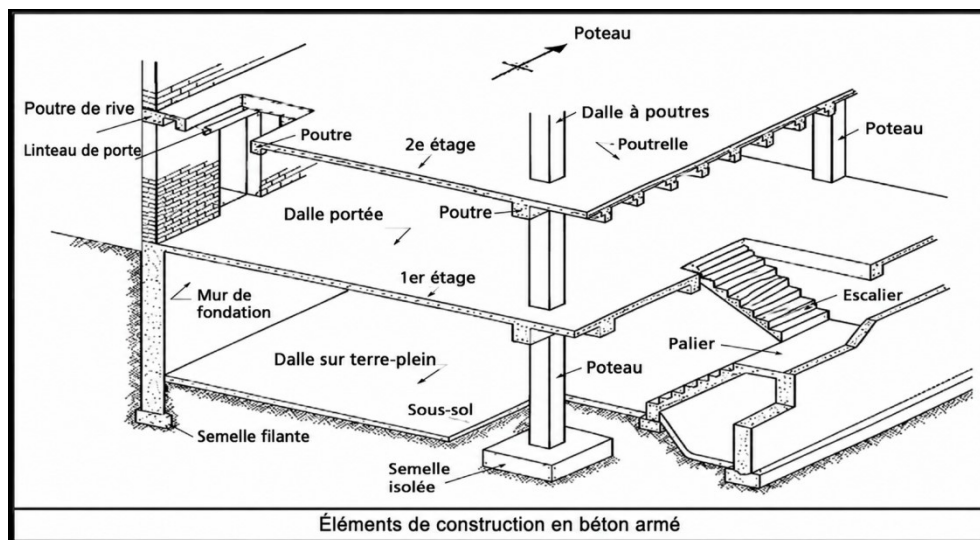


Figure 1.2 Exemples de différents systèmes structuraux

1.3. LES SOLLICITATIONS MÉCANIQUES

Les sollicitations mécaniques correspondent aux différentes actions exercées sur les éléments d'une structure et susceptibles de provoquer des contraintes et des déformations. Elles dépendent notamment de la nature, de l'intensité et du mode d'application des charges. L'étude de ces sollicitations permet de comprendre le comportement mécanique des structures et de vérifier leur résistance et leur stabilité. Les principales sollicitations mécaniques sont la traction, la compression, la flexion, le cisaillement et la torsion.

1.3.1. TRACTION ET COMPRESSION

Ces deux sollicitations simples sont distinctes et un certain nombre de matériaux ont un comportement différent en extension et en compression (par exemple, la fonte grise). Cependant dans les deux cas nous arriverons aux mêmes relations de contraintes et de déformations. Dans un grand nombre d'applications l'une de ces sollicitations sur une pièce entraîne l'autre sollicitation.

Un solide est sollicité :

-En traction simple lorsqu'il est soumis à deux forces directement opposées situées sur la ligne moyenne et qui tendent à l'allonger.

-En compression simple lorsqu'il est soumis à deux forces directement opposées situées sur la ligne moyenne et qui tendent à le raccourcir. [11]

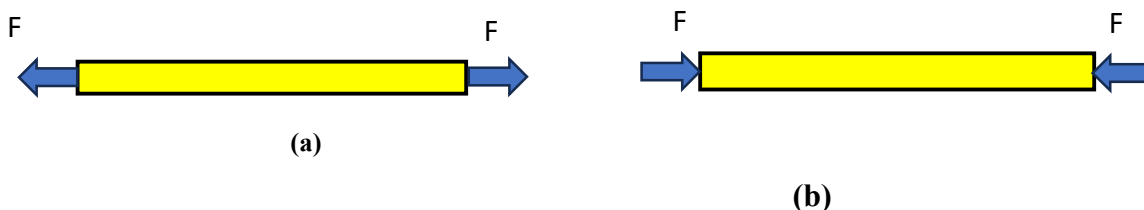


Figure 1.3 Illustration les deux sollicitations; a) traction simple et b) compression simple

1.3.2. FLEXION SIMPLE :

La flexion est la déformation d'un objet qui se traduit par une courbure. Dans le cas d'une poutre, elle tend à rapprocher les deux extrémités de la poutre.

En théories des poutres, on considère des fibres, c'est-à-dire des petits cylindres de matières générés par une portion et une courbe parallèle à la courbe moyenne (la « direction de la poutre ») ; la courbe moyenne passe par les centres de gravité des sections droites (sections perpendiculaires à la courbe moyenne). La fibre générée par la courbe moyenne est appelée « fibre neutre ». Elle garde sa longueur lors de la flexion.

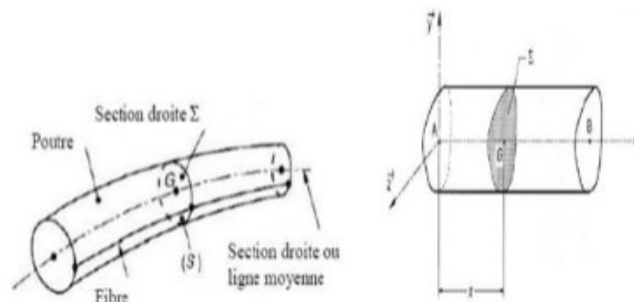


Figure 1.4 Fibre neutre de section d'une poutre quelconque

Une poutre est sollicitée en flexion simple quand toutes les forces appliquées à la poutre, que ce soient les forces à distance ou les forces élémentaires de liaison, sont perpendiculaires à la ligne moyenne, et soit situées dans le plan de symétrie, soit réparties symétriquement par rapport à celui-ci, ou concentrées en un point ou réparties suivant une loi. [12]

1.3.3. LE CISAILLEMENT :

Une poutre est sollicitée au cisaillement simple lorsqu'elle est soumise à deux forces directement opposées, perpendiculaire à la ligne moyenne, et qui tendent la cisailier.[13]

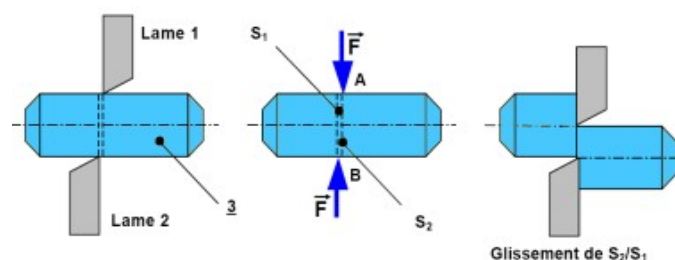


Figure 1.5 Un modèle de poutre soumise a des déférents types de cisaillement [13]

Dans le cas de la sollicitation en traction, le torseur des efforts de cohésion s'explicite selon :

$$[\tau]_G = \begin{bmatrix} T \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ T_y & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

(1.1)

1.3.4. Torsion :

Une poutre est sollicitée en torsion simple lorsqu'elle est soumise à ses deux extrémités à des liaisons dont les torseurs associés se réduisent à deux torseurs couples opposés dont les moments sont parallèles à l'axe de la poutre.[13]

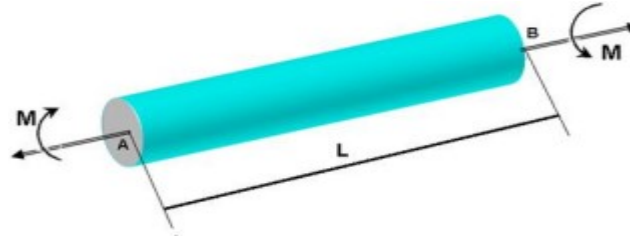


Figure 1.6 Illustration de Torsion [13]

Le torseur associé aux forces de cohésion est donné par :

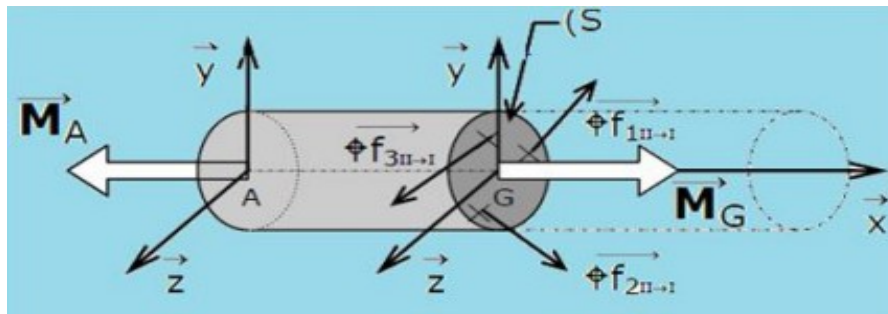


Figure 1.7 Illustration de torseur associé aux forces de cohésion [13]

Dans un système d axes Gxyz, on a :

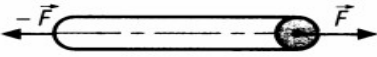
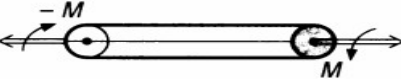
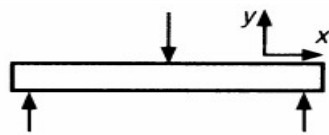
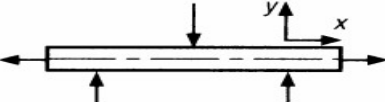
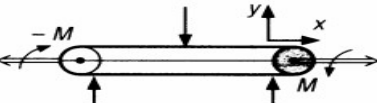
$$[c] = \begin{bmatrix} 0 & M_{tx} \\ T_y & 0 \\ 0 & 0M_{fz} \end{bmatrix} \quad (1.2)$$

Remarque :

$$\begin{aligned} N &= 0, T_y = 0, T_z = 0 \\ M_{tx} &\neq 0, M_{ty} = 0, M_{tz} = 0 \end{aligned} \quad (1.3)$$

Le tableau 1.1 résume les principales sollicitations mécaniques rencontrées dans les structures, en précisant leur nature et leurs effets sur les éléments structuraux.

Tableau 1.1 Présentation des différentes sollicitations

Traction ou Extension / Compression		${}_{G_S} \{T_{coh}\}_R = \begin{Bmatrix} N & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{Bmatrix}_R$
CISAILLEMENT		${}_{G_S} \{T_{coh}\}_R = \begin{Bmatrix} 0 & 0 \\ T_y & 0 \\ T_z & 0 \end{Bmatrix}_R$
Torsion		${}_{G_S} \{T_{coh}\}_R = \begin{Bmatrix} 0 & Mt \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{Bmatrix}_R$
Flexion pure		${}_{G_S} \{T_{coh}\}_R = \begin{Bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & Mfz \end{Bmatrix}_R$
Flexion simple		${}_{G_S} \{T_{coh}\}_R = \begin{Bmatrix} 0 & 0 \\ T_y & 0 \\ 0 & Mfz \end{Bmatrix}_R$
Flexion + traction		${}_{G_S} \{T_{coh}\}_R = \begin{Bmatrix} N & 0 \\ T_y & 0 \\ 0 & Mfz \end{Bmatrix}_R$
Flexion + torsion		${}_{G_S} \{T_{coh}\}_R = \begin{Bmatrix} 0 & Mt \\ T_y & 0 \\ 0 & Mfz \end{Bmatrix}_R$

1.4. COMPORTEMENT MECANIQUE DES POUTRES EN FLEXION

1.4.1. Contrainte tangentielle en flexion

Dans le cas d'une flexion simple ou plane, en plus des contraintes normales, des contraintes Tangentielles apparaissent aussi au niveau des sections droites la contrainte tangentielle moyenne s'explique selon:

$$\sigma_{moy} = \frac{M_{f \max}}{I_z} \times y \quad (1.4)$$

Ou bien

$$\tau = \frac{T \ S / x}{I_{xx} \cdot b} \quad (1.5)$$

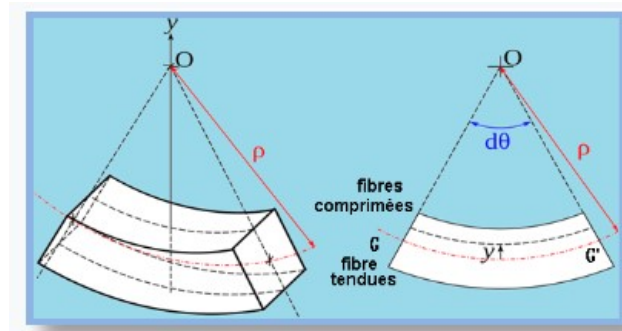


Figure 1.8 Contrainte tangentielle en flexion

Dans une poutre sollicitée en flexion plane simple la contrainte tangentielle moyenne s'exprime sous la forme suivante:

$$\tau_{\text{moy}} = \frac{T_y}{S} \quad (1.6)$$

Avec :

τ_{moy} [MPa] ou [daN/mm²] : contrainte tangentielle moyenne.

T_y : effort tranchant.

S [mm²] : moment statique.

1.4.2. Efforts intérieurs

Dans le cas de la flexion, les efforts intérieurs dans n'importe quelle section droite se réduisent à un effort tranchant T (perpendiculaire à la ligne moyenne) et à un moment fléchissant M_f (perpendiculaire à la ligne moyenne et à T).

Pour faire apparaître les efforts intérieurs, on effectue une coupure fictive à la distance (x) de l'origine (A). En isolant le tronçon (1), on obtient l'effort tranchant (T) et le moment fléchissant M_f (on obtient en fait respectivement $-T$ et $-M_f$).

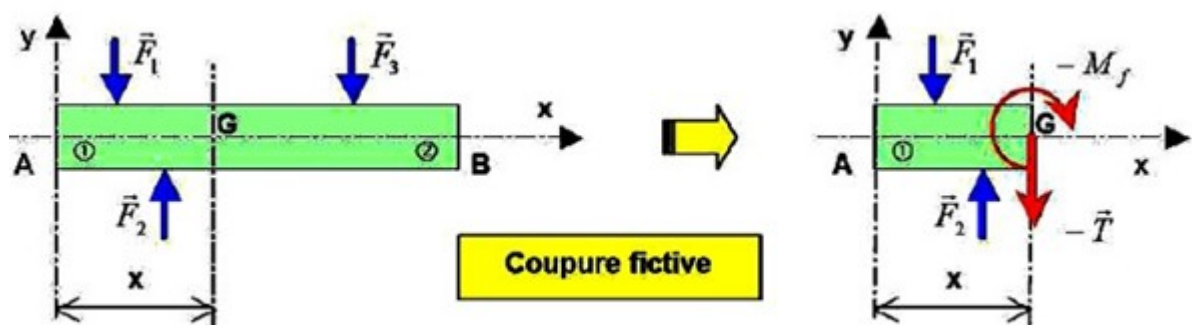


Figure 1.9 Illustration de l'effort intérieur

$\vec{T}$ somme vectorielle de toutes les forces extérieures transversales situées à gauche de la section fictive :

$$\vec{T} = \vec{F}_1 + \vec{F}_2 \quad (1.7)$$

M_f : moment résultant en G de toutes les actions extérieures situées à gauche de la section fictive

$$\vec{M}_G = \vec{M}_G(\vec{F}_1) + \vec{M}_G(\vec{F}_2) \quad (1.8)$$

Remarque: le cas $M_f \neq 0$ avec $T=0$ correspond à de la flexion pure, alors que le cas $M_f \neq 0$ avec $(T) \neq 0$ correspond à de la flexion simple.

1.4.3. Efforts tranchants

Les forces transversales Q_z , et Q_y sont les sommes des projections de toutes les forces intérieures dans la section sur les axes centraux principaux de cette dernière. Ces efforts tranchants provoquent le cisaillement des bords de la section respectivement dans la direction des axes (Z) et (Y). Le sens de (Q) sur le plan est positif par convention quand il tend à faire tourner un élément entre deux sections dans le sens des aiguilles d'une montre.

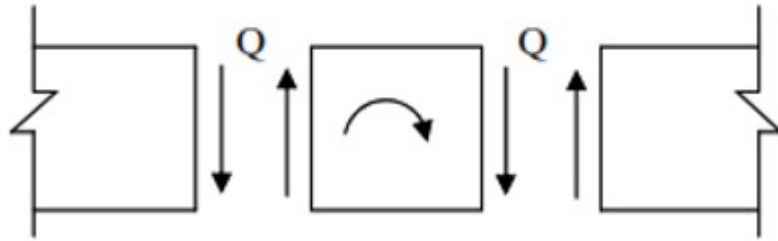


Figure 1.10 Illustration de l'effort tranchant

1.4.4. Moments fléchissant

Les composantes M_y et M_z du vecteur moment résultant représentent les sommes des moments de toutes les forces intérieures dans la section, par rapport aux axes d'inertie principaux de cette dernière Y et Z respectivement. Le sens positif des moments dans le plan qui par convention tend les fibres inférieures et comprime les fibres supérieures de la section.

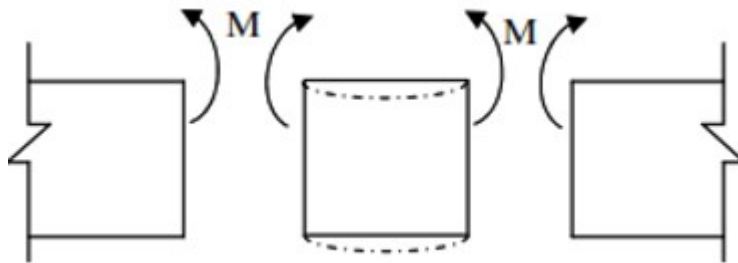


Figure 1.11 Illustration du moment fléchissant M_f

1.4.5. Diagrammes de l'effort tranchant t et le moment fléchissant M_f :

Les diagrammes des éléments de réduction permettent de localiser les sections les plus sollicitées (sièges des contraintes les plus élevées) et servent au dimensionnement des différents éléments des structures.

Dans la construction des diagrammes, les valeurs positives et négatives sont portées de part et d'autre d'un axe-origine. Par ailleurs, pour le diagramme du moment fléchissant, on a pour habitude de porter les ordonnées toujours du côté des fibres tendues. Considérant une poutre en appui simple soumise à des efforts verticaux P_1 et P_2 . On suppose que la poutre possède un plan de symétrie axial tel que les poutres circulaire, rectangulaire et des profilé en T, I et U.

1.4.6. Condition de résistance en flexion

Pour les poutres en flexion, on doit limiter les déformations afin d'assurer une rigidité convenable de la structure, on impose une limite à la contrainte normale à partir de la condition de résistance.

On a :

$$\sigma_{\max} \leq R_{pe}$$

Avec :

R_{pe} : résistance pratique $R_{pe} = \frac{R_e}{s}$

R_e: la limite élastique et S le coefficient de sécurité adopté)

R_{pe} : Résistance pratique à l'extension (MPa)

R_e : résistance élastique (MPa)

S : coefficient de sécurité.

Le coefficient de sécurité S permet de prendre en compte les défauts des matériaux utilisés qui ont tendance à affaiblir les pièces. Ils sont donnés par le cahier des charges et sont souvent spécifiques aux métiers (aéronautique, ponts, bâtiments, mécaniques...)

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{I_z} y_{\max} \quad (1.9)$$

Et :

$$R_{pe} = \left([\sigma^-] \text{ ou } [\sigma^+] \right) \quad (1.10)$$

Donc :

$$|\sigma_{\max}| = \left| \frac{M}{I_z} y_{\max} \right| \leq R_{pe} = \left([\sigma^-] \text{ ou } [\sigma^+] \right) \quad (1.11)$$

$\frac{M}{I_z}$ [mm³]: Module de flexion.

$y_{\max}$ [mm] : Distance maximale entre le plan moyen et la fibre la plus éloignée.

1.5. LES CHARGES APPLIQUÉES AUX STRUCTURES

Les structures sont soumises à différentes charges qui influencent directement leur comportement mécanique et leur stabilité. Ces charges peuvent varier selon leur nature, leur intensité, leur mode d'application et leur durée d'action. Leur identification et leur prise en compte sont essentielles pour assurer la résistance et la sécurité des ouvrages. Les principales charges appliquées aux structures comprennent notamment les charges permanentes, les charges d'exploitation ainsi que les charges concentrées et réparties. Voir la figure (1.11).

1.5.1. Les charges permanentes

Les charges permanentes correspondent aux actions dont l'intensité et la position restent pratiquement constantes durant la durée de vie de la structure. Elles comprennent notamment le poids propre des éléments structuraux, les revêtements, les cloisons fixes et les équipements permanents.

1.5.2. Les charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont liées à l'utilisation normale de la structure. Elles peuvent varier en fonction de l'occupation et de l'usage du bâtiment ou de l'ouvrage. Elles comprennent, par exemple, le poids des personnes, du mobilier, des équipements mobiles et des matériaux stockés.

1.5.3. Les charges climatiques (environnementales)

Les charges climatiques résultent principalement des conditions environnementales auxquelles la structure est exposée. Elles comprennent notamment les actions du vent, de la neige et, selon le contexte, les effets de la température. Leur intensité peut varier dans le temps et dépend des caractéristiques du site.

1.5.4. Les charges sismiques

Les charges sismiques sont des actions dynamiques provoquées par les mouvements du sol lors d'un séisme. Elles génèrent des forces principalement horizontales, mais peuvent également produire des effets verticaux. Leur prise en compte est essentielle pour assurer la sécurité et la stabilité des structures situées dans les zones sismiques.

1.5.5. Les charges accidentelles

Les charges accidentelles correspondent à des actions exceptionnelles, généralement de courte durée, pouvant affecter une structure au cours de son exploitation. Elles peuvent être associées, par exemple, aux chocs, aux impacts, aux explosions ou à certaines situations accidentelles. Leur prise en compte vise à limiter les conséquences d'événements imprévus.

1.5.6. Les charges concentrées et réparties

Selon leur mode d'application, les charges peuvent être concentrées, lorsqu'elles sont appliquées sur une zone réduite, ou réparties, lorsqu'elles sont distribuées sur une longueur, une surface ou un volume. Cette distinction est particulièrement importante dans la modélisation numérique par éléments finis, car le type de chargement influence directement la distribution des contraintes et des déformations dans la structure.

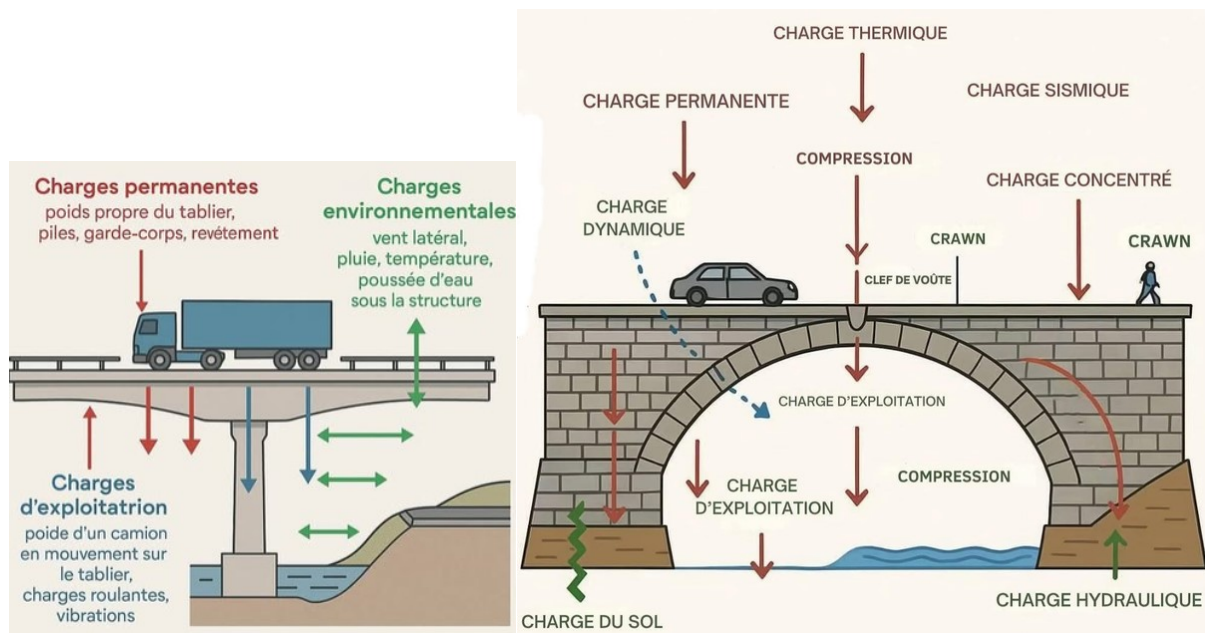


Figure 1.12 Classification des actions appliquées aux structures

1.6. UNE POUTRE

Une poutre est une structure ou un solide dont une dimension est plus grande que les deux autres (en général dimensions de la section).

On appelle poutre une barre, généralement rectiligne, qui travaille principalement en flexion. La réduction des efforts extérieurs au centre de gravité des sections droites fait apparaître principalement des moments fléchissant accompagnés d'efforts tranchants. [14]

Schématisation d'une poutre :

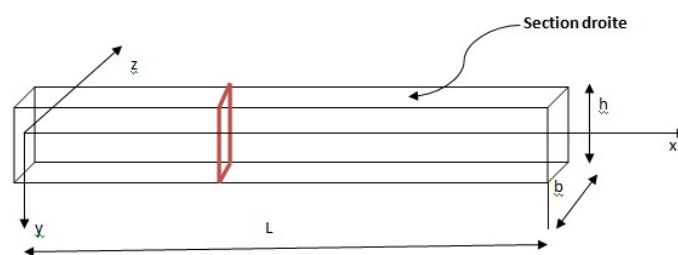


Figure 1.13 Schéma d'une poutre [14]

L : longueur.

h, b : dimensions de la section.

Dans les schémas de calcul, la poutre est représentée par son axe, qui est par convention l'axe 'x'.

La section est l'intersection de la poutre avec un plan perpendiculaire à son axe. Celle-ci peut avoir plusieurs formes. [14]

1.7. TYPES DE POUTRES

1.7.1. Poutre simple

Une poutre simple est une poutre qui repose sur deux supports et où aucune flexion n'est transférée de la poutre au support.

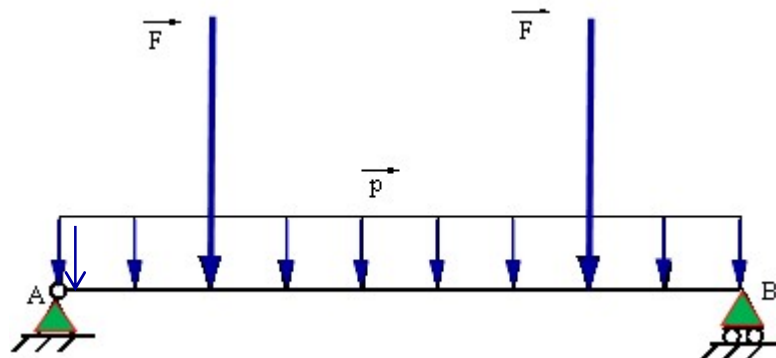


Figure 1.14 Schéma d'une poutre simple [15]

1.7.2. Poutre console

C'est une poutre encastrée dans un mur à une extrémité. L'extrémité encastrée ne bouge pas pendant la flexion, tandis que l'autre extrémité est entièrement libre. On appelle aussi cette poutre, poutre en porte-à-faux ou poutre encastrée à une extrémité. On montre une poutre console. [16]

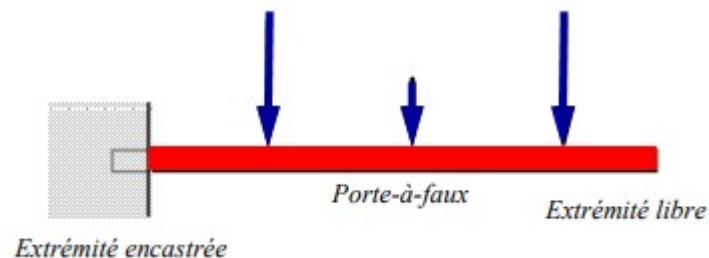


Figure 1.15 Schéma d'une poutre console [16]

1.7.3. Poutre avec Porte-à-faux

C'est une poutre qui repose sur deux appuis (un simple et l'autre double) et a une ou deux extrémités qui dépassent de façon appréciable les appuis (porte-à-faux). On appelle aussi cette poutre; poutre en porte-à-faux d'extrémité (overhanging). [16]

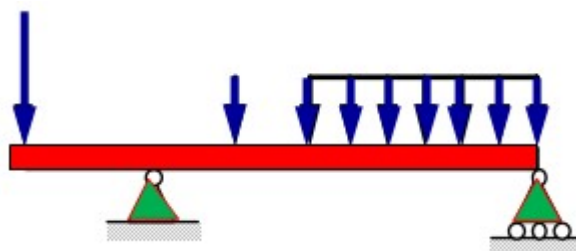


Figure 1.16 Schéma d'une poutre avec Port-à-Faux[16]

Les poutres sont classées suivant leurs appuis. Les trois types de poutres précédentes entrent dans la catégorie des poutres statiquement déterminées (poutre isostatique). Car ces poutres possèdent

CHAPITRE 1 GÉNÉRALITÉS SUR LES STRUCTURES ET LES SOLLICITATIONS MÉCANIQUES

trois inconnues reliées aux trois degrés de liberté et par le fait même aux trois équations d'équilibre.

Équilibre de translation:

1)- $\sum F_x = 0$ translation horizontale

2)- $\sum F_y = 0$ translation verticale

Équilibre de rotation:

3)- $\sum M_z = 0$ rotation par rapport à n'importe lequel axe perpendiculaire au plan des forces xy.

1.7.4. Poutre encastrée et supportée :

C'est une combinaison des types A et B. On note que la poutre est liée quatre fois (4 inconnues), c'est donc une poutre en équilibre hyperstatique. [16]

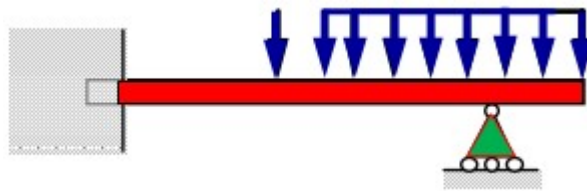


Figure 1.17 Schéma d'une poutre encastrée et supportée [16]

1.7.5. Poutre continue

C'est une poutre supportée par plus de deux supports, c'est donc une poutre en équilibre hyperstatique. [16]

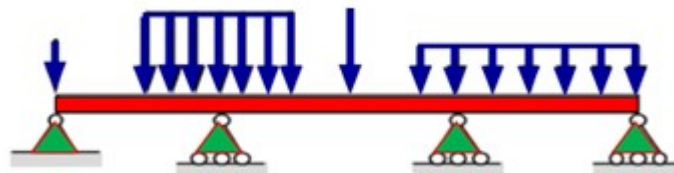


Figure 1.18 Schéma d'une poutre continue [15]

1.7.6. Poutre à double encastrement

C'est une poutre supportée par deux encastrement, c'est donc une poutre en équilibre hyperstatique. [16]

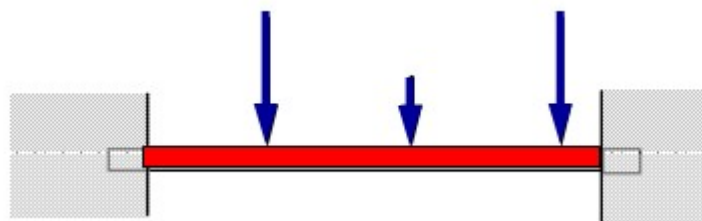


Figure 1.19 Schéma d'une poutre à double encastrement [16]

1.7.7. Poutre supportée à double encastrement :

C'est une poutre soutenue par deux encastrement et supportée par un ou plusieurs supports, c'est donc une poutre en équilibre hyperstatique. [16]

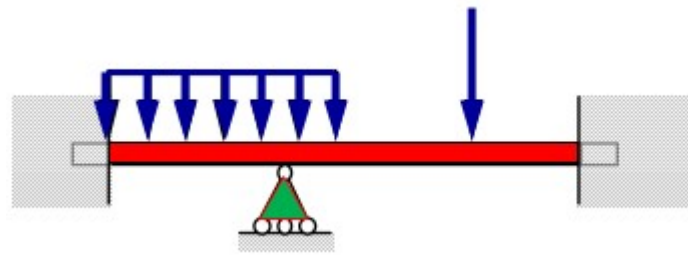


Figure 1.20 Schéma d'une poutre supportée à double encastrement [16]

-Les poutres à double encastrement et à double supportée encastrement sont des poutres hyperstatiques. Elles ont plus de fixations ou supports que nécessaires. Cependant, ces supports augmentent la capacité portante de la poutre. Les équations de la statique ne suffisent pas pour analyser ces poutres. On a recourt à différentes méthodes.

1.8. LIAISON DU CORPS SOLIDE ET LEURS RÉACTIONS

Nous appellerons liaison tout ce qui limite les déplacements d'un corps donné dans l'espace. On les appelle aussi appuis, ils se divisent en trois types :

1.8.1. Appui simple

Parmi les trois mouvements possibles, dans le plan (2 translation +1 rotation), l'appui simple ne peut bloquer que le mouvement de translation qui est perpendiculaire à son plan d'appui. [17]

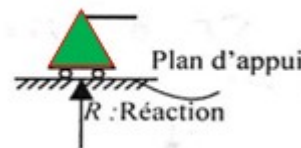


Figure 1.21 Appui simple [17]

1.8.2 Appui double

L'appui double admet la rotation et empêche les mouvements de translation, perpendiculaire et parallèle à son plan d'appui. Il est représenté schématiquement par la figure. Sa réaction peut être décomposée en deux composantes (R_v et R_h). [17]

R_v : est perpendiculaire au plan d'appui

R_h : est parallèle au plan d'appui

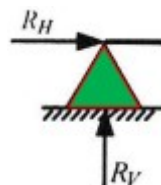


Figure 1.22 Appui double [17]

1.8.3. Encastrement :

Les trois mouvements possibles dans le plan sont bloqués. Par ce type d'appui. [17]

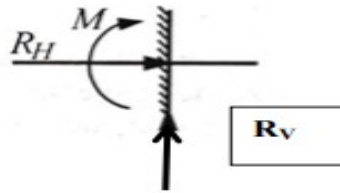


Figure 1.23 Encastrement

1.9. Principes du comportement mécanique

Le comportement mécanique d'une structure décrit sa réponse sous l'effet des différentes sollicitations et charges qui lui sont appliquées. Cette réponse se traduit notamment par des contraintes, des déformations et des déplacements au sein des éléments structuraux. L'étude de ces phénomènes permet d'évaluer la résistance, la rigidité et la stabilité de la structure et de mieux comprendre son fonctionnement sous différentes conditions de chargement. Voir la figure 1.23.

1.9.1. Contrainte

La contrainte représente l'intensité des efforts internes développés dans un matériau lorsqu'il est soumis à une charge. Elle correspond au rapport entre une force et la surface sur laquelle elle s'exerce. Elle est généralement exprimée en Pa ou en MPa.

1.9.2. Déformation

La déformation caractérise la modification de la forme ou des dimensions d'un élément sous l'effet d'une sollicitation mécanique. Elle est généralement exprimée sous forme adimensionnelle ou en pourcentage.

1.9.3. Déplacement :

Le déplacement correspond au changement de position d'un point ou d'une partie de la structure sous l'effet des charges appliquées. Il permet notamment d'évaluer la rigidité et la réponse globale de la structure.

Élasticité :

L'élasticité désigne la capacité d'un matériau à retrouver sa forme initiale après la suppression des charges, tant que les sollicitations restent dans le domaine élastique.

Plasticité :

La plasticité correspond à la capacité d'un matériau à subir des déformations permanentes après dépassement de sa limite élastique. Une partie de la déformation subsiste alors après déchargement.

Rigidité :

La rigidité caractérise la capacité d'un élément structural à s'opposer aux déformations et aux déplacements lorsqu'il est soumis à des charges. Elle dépend notamment des propriétés du matériau et de la géométrie de l'élément.

Résistance :

La résistance représente la capacité d'un élément ou d'un matériau à supporter les sollicitations mécaniques sans atteindre un état de rupture ou de défaillance.

Stabilité :

La stabilité correspond à la capacité d'une structure à conserver son équilibre et sa configuration sous l'action des charges appliquées, notamment en présence de phénomènes tels que le flambement.

Relation contrainte-déformation :

La relation contrainte-déformation décrit le comportement du matériau sous chargement. Dans le domaine élastique linéaire, elle est généralement représentée par la loi de Hooke, selon laquelle la contrainte est proportionnelle à la déformation.

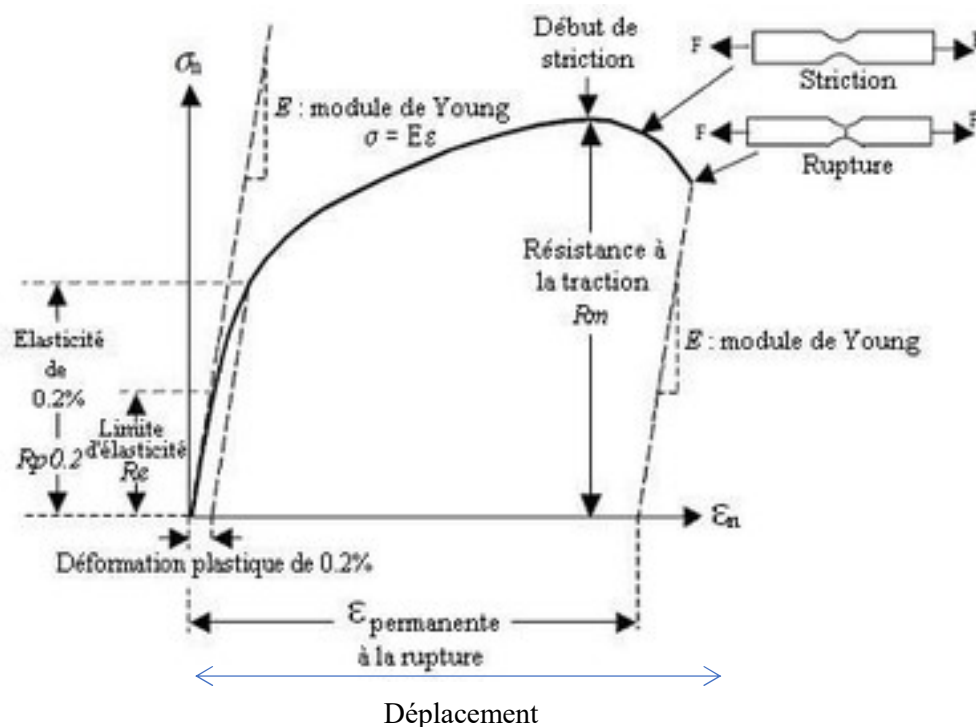


Figure 1.24 Courbe contrainte-déformation caractéristique et principales phases du comportement mécanique d'un matériau

1.10. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les notions générales relatives aux structures et à leur comportement mécanique. Les principaux éléments structuraux, ainsi que les différentes sollicitations mécaniques auxquelles ils peuvent être soumis, ont été décrits. Cette présentation constitue une base nécessaire pour comprendre le rôle et le comportement des différents composants d'une structure. Le chapitre suivant sera consacré plus spécifiquement à l'étude des poutres en béton armé, en abordant leurs caractéristiques, leur fonctionnement mécanique et les principaux paramètres qui influencent leur comportement.

Chapitre II

Généralités

sur

le béton armé

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

Chapitre 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

2.1.INTRODUCTION

Le béton armé est un matériau composite obtenu par l'association du béton et d'armatures en acier, conçue pour assurer une résistance structurale adaptée aux différentes sollicitations mécaniques. Cette association repose principalement sur la complémentarité des propriétés mécaniques des deux matériaux : le béton possède une bonne résistance à la compression, tandis que l'acier présente une résistance élevée à la traction et une capacité importante de déformation [1,18]. Le béton est constitué principalement de ciment, d'eau et de granulats, auxquels peuvent être ajoutés différents adjuvants ou additions afin d'améliorer certaines propriétés à l'état frais ou durci. Ses performances mécaniques dépendent notamment de sa composition, de son rapport eau/ciment, des conditions de cure et de son âge [1,19]. Les armatures sont généralement constituées de barres ou de treillis en acier disposés dans les zones de la structure où les efforts de traction sont importants. Leur présence permet d'améliorer la résistance à la traction, la ductilité et la capacité de redistribution des efforts de l'élément en béton armé [1,18]. Le comportement du béton armé dépend également de la liaison béton–acier. L'adhérence et le transfert des efforts entre les deux matériaux permettent d'assurer une action composite et une transmission efficace des contraintes. Cette interaction joue notamment un rôle important dans le développement et le contrôle de la fissuration [1,20]. Ainsi, le béton armé présente un comportement complexe qui évolue avec le niveau de chargement, depuis une réponse initialement quasi élastique jusqu'à la fissuration, la plastification des armatures et éventuellement la rupture. La compréhension de ces mécanismes constitue une étape essentielle avant la mise en œuvre d'une modélisation numérique par éléments finis [1, 20,21].

2.2.DEFINITION ET PRINCIPE DU BETON ARME

2.2.1. Définition du béton armé

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et d'armatures en acier, associés de manière à assurer un fonctionnement mécanique solidaire de l'ensemble. Le béton présente une bonne résistance à la compression, tandis que l'acier contribue principalement à la reprise des efforts de traction. Cette association repose sur l'adhérence entre le béton et les armatures, qui permet le transfert des efforts et une interaction efficace entre les deux matériaux [9,22,23]. Le béton armé constitue ainsi l'un des principaux matériaux utilisés dans les structures de génie civil, notamment pour les poutres, les poteaux, les dalles et les fondations [9,22].

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

2.2.2. Principe de l'association béton–acier

Le Principe du béton armé repose sur la complémentarité des propriétés mécaniques du béton et de l'acier. Le béton possède une bonne résistance à la compression, mais une résistance à la traction relativement faible, tandis que l'acier présente une capacité importante à reprendre les efforts de traction et peut également contribuer à la résistance en compression. L'association de ces deux matériaux permet ainsi de tirer parti de leurs propriétés complémentaires au sein d'un même élément structural [9, 22].

Le transfert des efforts entre le béton et les armatures est principalement assuré par l'adhérence à l'interface béton–acier. Cette interaction garantit une déformation compatible entre les deux matériaux et permet aux armatures de participer efficacement à la reprise des sollicitations après l'apparition de fissures dans le béton tendu [9,24]. La disposition, le diamètre, l'ancrage et l'enrobage des armatures sont donc des paramètres essentiels pour assurer une transmission adéquate des efforts et un comportement satisfaisant de l'élément en béton armé [9].

Ainsi, sous l'effet d'une sollicitation de flexion, le béton contribue principalement à la reprise des contraintes de compression, tandis que les armatures longitudinales reprennent une part importante des contraintes de traction. Cette complémentarité constitue le principe fondamental du fonctionnement des éléments en béton armé [9, 22].

2.2.3. Rôle du béton et rôle des armatures

Dans un élément en béton armé, le béton et les armatures en acier assurent des fonctions mécaniques complémentaires. Le béton contribue principalement à la reprise des contraintes de compression grâce à sa résistance élevée en compression. Il assure également une partie de la rigidité de l'élément, participe à la protection des armatures contre les agressions du milieu extérieur et contribue à la durabilité de la structure [9,22]. La figure 2.1 explique

Les armatures en acier sont principalement destinées à reprendre les contraintes de traction auxquelles le béton résiste relativement peu. Elles permettent également de limiter l'ouverture des fissures, d'améliorer la ductilité de l'élément et de contribuer à sa résistance vis-à-vis des différentes sollicitations mécaniques [9,24].

Dans une poutre soumise à la flexion, cette complémentarité est particulièrement importante : le béton situé dans la zone comprimée participe principalement à la reprise de la compression, tandis que les armatures longitudinales situées dans la zone tendue reprennent principalement les efforts de traction. Le fonctionnement conjoint du béton et de l'acier est rendu possible par l'adhérence entre les deux matériaux, qui assure le transfert des efforts et leur déformation compatible [9,24]. Ainsi, le comportement global d'un élément en béton armé résulte de l'interaction entre les propriétés mécaniques du béton, celles de l'acier et la qualité de leur liaison à l'interface [9, 22,24].

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

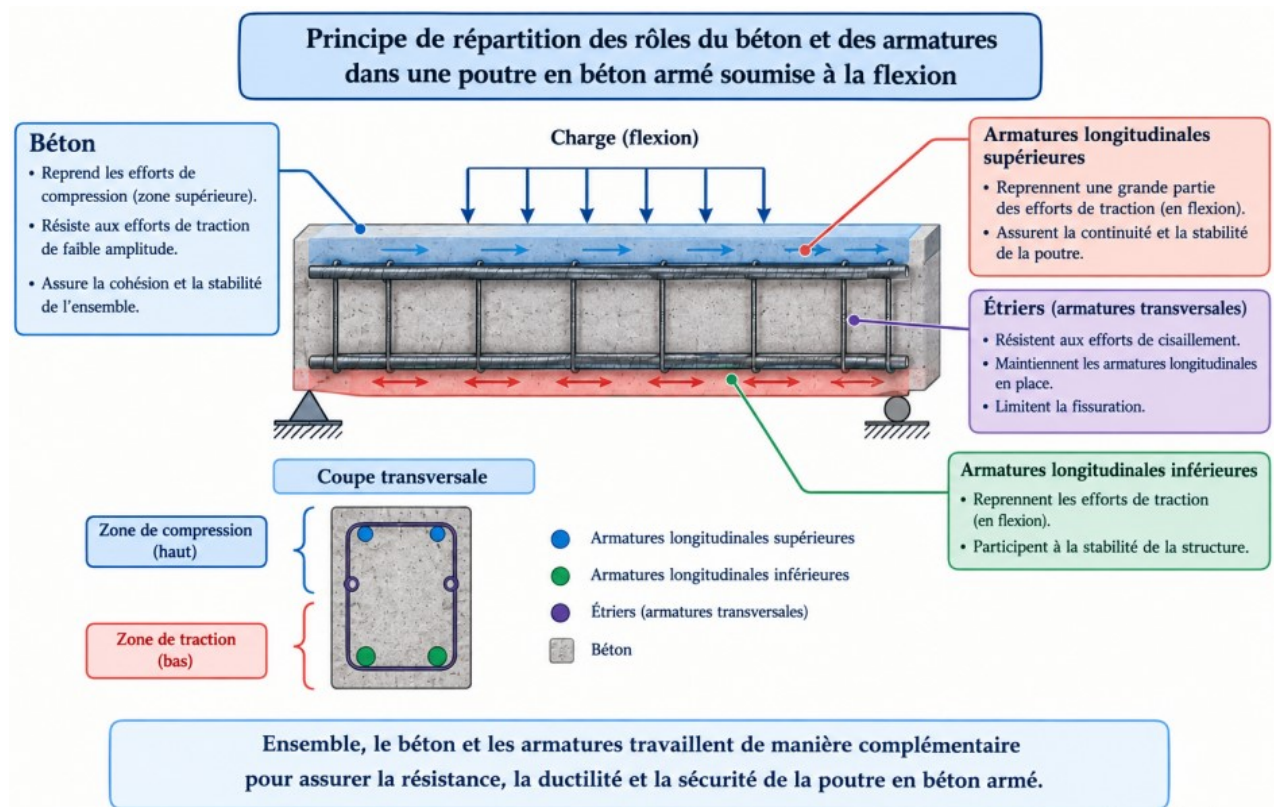


Figure 2.1 Principe de répartition des rôles du béton et des armatures dans une poutre en béton armé soumise à la flexion.

2.2.4. Adhérence béton–acier

L'adhérence béton–acier désigne les mécanismes permettant le transfert des efforts entre le béton et les armatures et assurant leur fonctionnement conjoint. Elle résulte principalement de l'adhésion, du frottement et de l'engrènement mécanique entre les armatures et le béton environnant. Une adhérence suffisante limite le glissement relatif et garantit une bonne transmission des contraintes entre les deux matériaux [9,24].

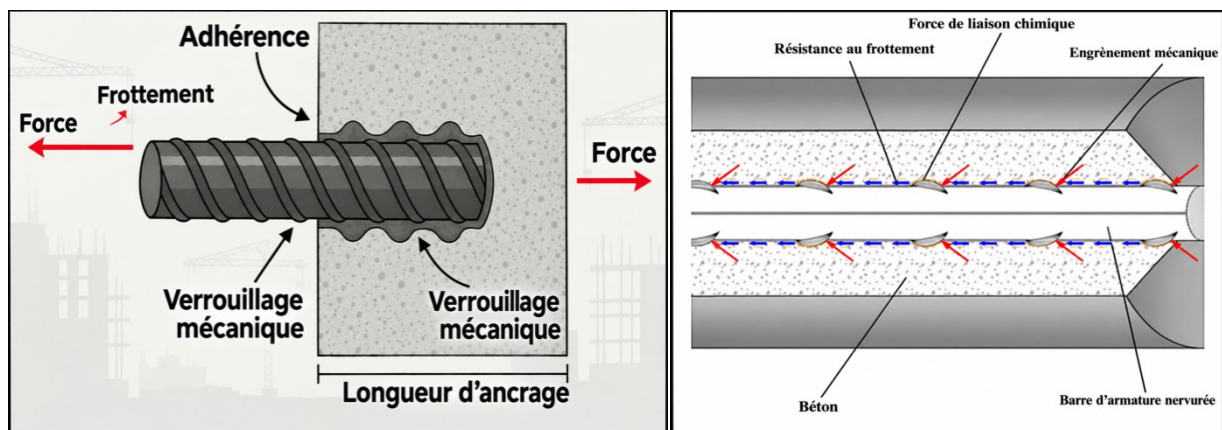


Figure 2.2 Mécanisme d'adhérence entre le béton et les armatures.

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

2.3.CONSTITUANTS DU BETON ARME

Le béton armé est un matériau composite constitué de **béton et d'armatures en acier**. Le béton comprend principalement le **ciment, l'eau et les granulats**, auxquels peuvent être ajoutés des adjuvants ou des additions pour améliorer certaines propriétés. Les armatures en acier sont disposées dans le béton afin de reprendre principalement les **efforts de traction** et d'assurer le fonctionnement conjoint des deux matériaux [9, 25,26].

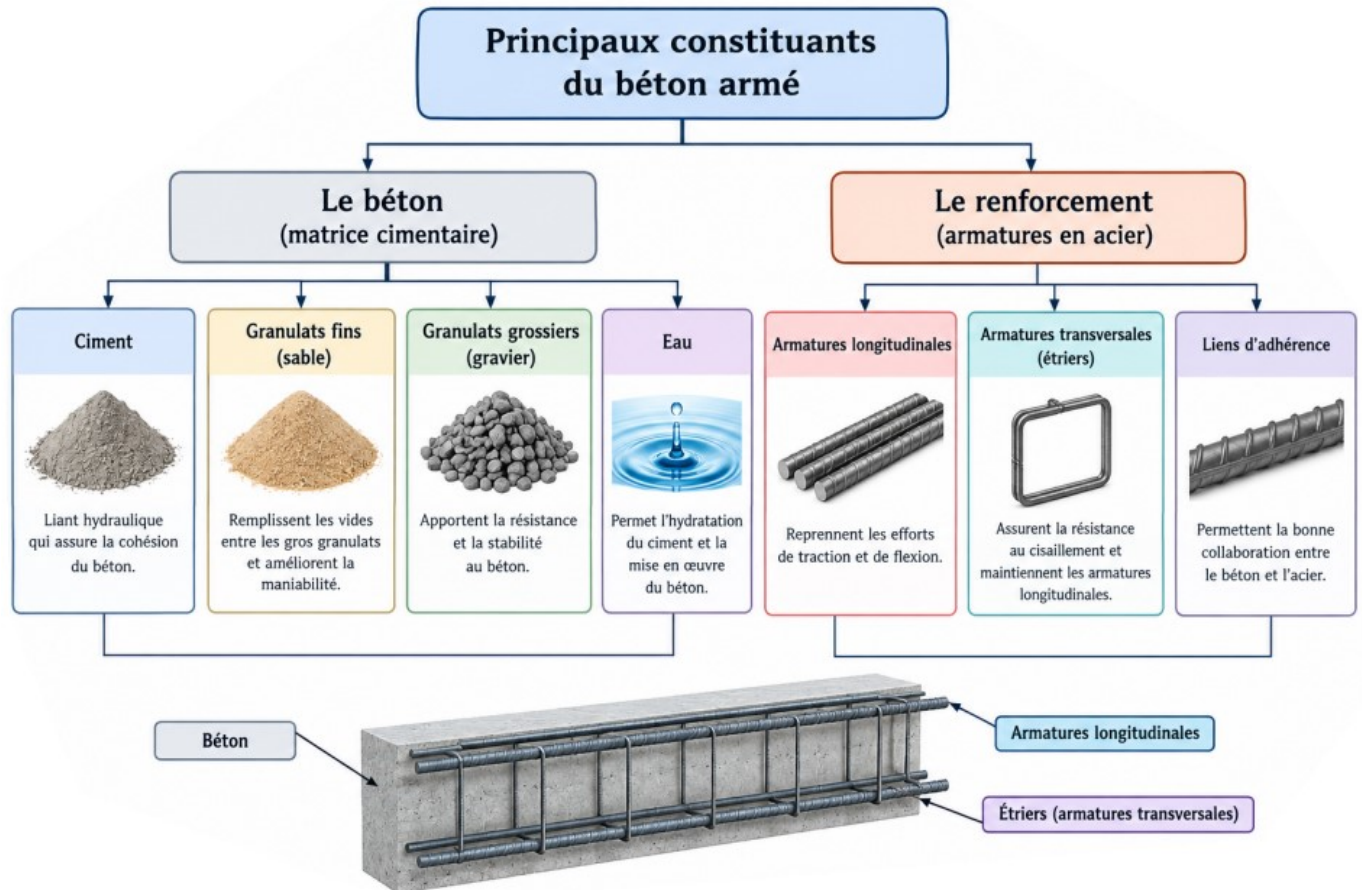


Figure 2.3 Principaux constituants du béton armé.

2.4.PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON

Les principales propriétés mécaniques du béton permettant de caractériser son comportement sous chargement sont la résistance à la compression, la résistance à la traction, le module d'élasticité, la relation contrainte-déformation, la fissuration, ainsi que le retrait et le fluage [9,22,24].

2.4.1. Résistance à la compression

Résistance à la compression : elle représente la capacité du béton à supporter des contraintes de compression avant la rupture. Elle constitue généralement sa principale propriété mécanique et est caractérisée par la résistance caractéristique f_{ck} [9,22].

Tableau 2.1 Différentes valeurs de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours [35]

Condition	$f_{c28} \leq 40MPa$	$f_{c28} > 40MPa$
$j < 60 \text{ jours}$	$f_{cj} = j / (4.76 + 0.83j)$	/
$j > 60 \text{ jours}$	$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$	/
$j < 28 \text{ jours}$	/	$f_{cj} = j / (1.4 + 0.95j)$
$j > 28 \text{ jours}$	/	$f_{cj} = f_{c28}$

2.4.2. Résistance à la traction

elle caractérise la capacité du béton à résister aux efforts de traction. Elle est relativement faible par rapport à la résistance en compression et intervient notamment dans l'apparition des fissures [9,22].

Tableau 2.2 Résistances du béton à la traction à l'âge de 28 jours [27].

Condition	$f_{c28} < 60MPa$	$f_{c28} > 60MPa$
1	$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$	/
2	/	$f_{tj} = 0.275 \times f_{cj}^{2/3}$

2.4.3. Module d'élasticité

le module d'élasticité E_c caractérise la rigidité du béton dans le domaine élastique. Il correspond au rapport entre la contrainte et la déformation dans la partie élastique de la courbe contrainte-déformation [9].

2.4.4. Relation contrainte-déformation

elle décrit l'évolution de la déformation du béton en fonction de la contrainte appliquée. En compression, le comportement est non linéaire lorsque la charge augmente et devient progressivement irréversible après le domaine élastique [9,22].

2.4.5. Fissuration

en raison de sa faible résistance à la traction, le béton peut développer des fissures lorsque la contrainte de traction dépasse sa résistance. La fissuration influence notamment la rigidité et la durabilité des éléments en béton armé [9,24].

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

2.4.6. Retrait et fluage

le retrait correspond à une diminution de volume du béton au cours du temps, notamment en raison de la perte d'eau, tandis que le fluage désigne l'augmentation progressive de la déformation sous une contrainte maintenue constante. Ces phénomènes sont importants pour l'évaluation des déformations à long terme [9,22].

2.5. Propriétés mécaniques de l'acier d'armature

Les armatures en acier présentent des propriétés mécaniques adaptées à la reprise des efforts de traction dans les éléments en béton armé. Les principales propriétés sont la limite d'élasticité, la résistance à la traction, le module d'élasticité et le comportement élastoplastique [9–3].

2.5.1. Limite d'élasticité :

elle correspond à la contrainte à partir de laquelle l'acier commence à subir des déformations plastiques permanentes. Elle est généralement notée (f_y) [9,24].

Résistance à la traction : elle représente la contrainte maximale que l'acier peut atteindre avant la rupture et est notée (f_u) [9,24].

Module d'élasticité : le module d'élasticité E_s caractérise la rigidité de l'acier dans le domaine élastique. Pour les aciers d'armature, sa valeur conventionnelle est généralement de l'ordre de 200 GPa [9,22].

Relation contrainte-déformation : elle décrit l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation. Elle permet d'identifier les différentes phases du comportement de l'acier, notamment les domaines élastique et plastique [9,24].

Comportement élastoplastique : après le domaine élastique, l'acier peut subir des déformations plastiques importantes tout en conservant une capacité portante. Cette ductilité constitue une propriété importante des armatures dans les structures en béton armé [9,24].

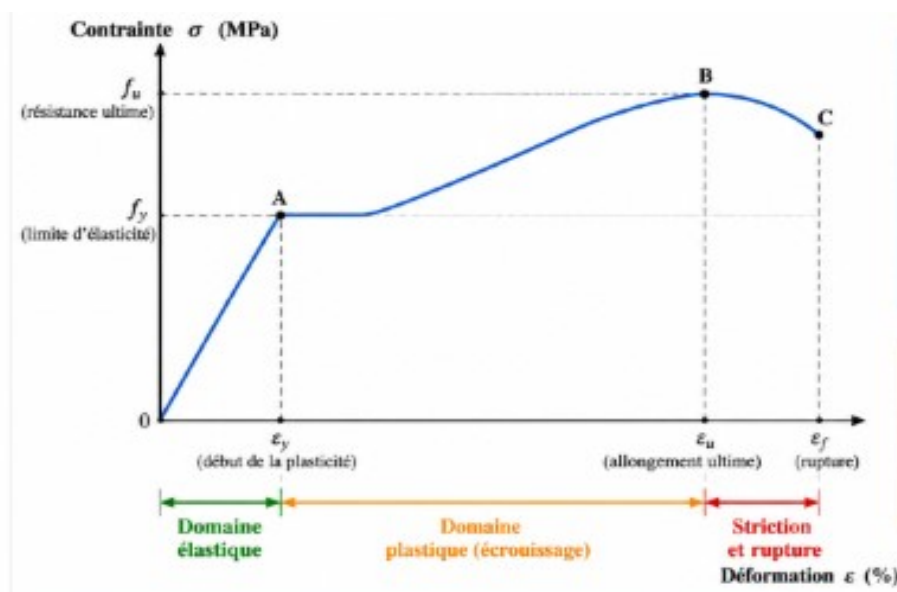


Figure 2.4 Relation contrainte-déformation de l'acier d'armature[9]

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

2.6.NOTIONS D'ÉTATS LIMITES

La performance d'une structure et de ses composants est décrite à l'aide de fonctions d'état limite qui séparent les états souhaités des états indésirables. Les effets physiques du dépassement d'un état limite peuvent être réversibles ou irréversibles. Pour le cas réversible, la suppression de la cause du dépassement permet à la structure de revenir à un état souhaité. Pour le cas irréversible, il n'en va pas de même et certaines conséquences, comme des dommages, peuvent survenir selon la nature de l'état limite. Les conséquences peuvent, à leur tour, être récupérables ou irrécupérables à partir de l'état déformé. Par exemple, si le dommage est limité, disons, sous la forme d'un ensemble permanent localisé dans un cas où celui-ci n'est pas souhaité, la condition peut être réparable, par exemple, en remplaçant les pièces affectées. Les états limites sont généralement classés en quatre types [28].

2.6.1. États limites de service (ELS) :

Qui représentent des critères régissant une utilisation fonctionnelle ou opérationnelle normale. Ils sont relatifs aux conditions d'exploitation ou de durabilité afin de limiter:

- La contrainte de compression du béton;
- la formation de fissure préjudiciables et les risques de corrosion des armatures;
- les déformations excessives d'éléments porteurs tels que les poutres, les planchers par limitation des flèches. Les critères de conception de l'état limite de service (ELS):
- Contraintes limitées du béton et de l'acier ;
- calculs de type élastique allongement-contrainte tenant compte du module d'élasticité des matériaux.

2.6.2. États limites ultimes (ELU) :

qui représentent la défaillance de la structure et de ses composants généralement lorsqu'ils sont soumis à des valeurs extrêmes d'actions ou d'effets d'action. En outre, ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique.
- de la résistance de l'un des matériaux.
- ou de la stabilité de forme

Ils sont basés sur l'atteinte maximale de la capacité portante de l'ouvrage sans risque de rupture par écrasement, renversement, déformation excessive.

Les critères de conception états limites ultimes (ELU):

- **utilisation de diagrammes déformations-contraintes proches du comportement des matériaux allongements et raccourcissements limites des matériaux ;**
- **application de coefficients de sécurité en fonction de la durée d'application des charges.**

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

2.6.3. États limites de fatigue (FLS) :

Qui représentent l'accumulation de dommages (conduisant à la fissuration lorsque certaines limites sont dépassées) sous des actions répétitives.

2.6.4. États limites accidentels (ALS) :

Qui représentent des situations d'événements accidentels ou anormaux. Dans l'évaluation des états limites, ces différents états limites sont pris en compte par rapport à différents niveaux de sécurité cibles ; la cible à atteindre pour tout type particulier d'état limite est fonction des conséquences et de la facilité de rétablissement à partir de cet état.

2.6.5. État-limite ultime de résistance :

-Hypothèses de calcul :

On peut citer les différentes hypothèses de calcul:

1-Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

2-La résistance à la traction du béton est négligée.

3-Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple [29].

a-Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton :

-Le diagramme contraintes-déformations du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole -rectangle" (Figure 2.5). IL comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ϵ_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰ et 3,5 ‰ de la déformation ϵ_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées

(III.1)

Tableau 2.3Explication de les deux coefficients (γ_b et θ) [30]

Le coefficient γ_b	Combinaisons	Le coefficient θ	T
1,5	Fondamentales	1	$t > 24h$
1,15	Accidentelles	0.9	$24h > t > 1h$
		0.85	$t < 1h$

Avec t: la durée probable d'application de la combinaison d'actions

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

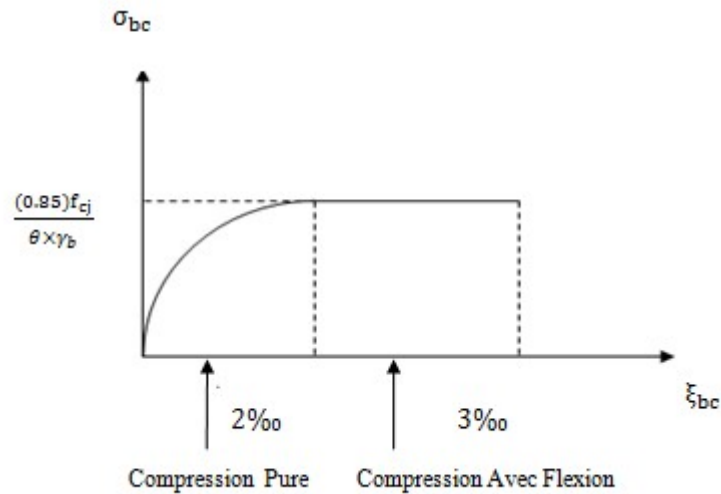


Figure 2.5 Diagramme parabole rectangle du béton

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, il est permis d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié défini sur la figure 2.6, dans laquelle ***Yu*** désigne la distance de l'axe neutre de la déformation à la fibre la plus comprimée [31]. Sur une distance ***0,2 Yu*** à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle, et sur la distance ***0,8 Yu***, la contrainte vaut $\frac{(0.8 \text{ Ou } 0.95)f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres les plus comprimées et $\frac{(0.8 \text{ Ou } 0.95)f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces mêmes fibres.

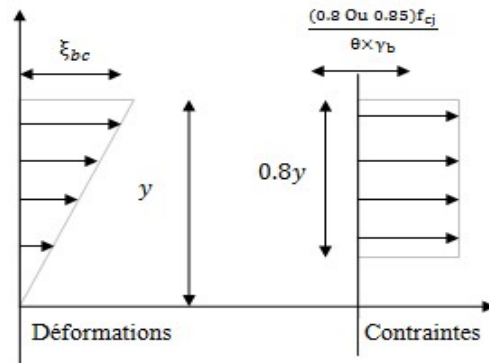


Figure 2.6 Explication du diagramme rectangulaire simplifié du béton

b- Diagramme des déformations limites de la section en béton armé (règle des trois pivots) :

Le diagramme des déformations limite de la section en béton armé, est les diagrammes possibles résultant des déformations limites fixées pour les matériaux, sont définis à partir des pivots A, B, et C. Dans le domaine 1 le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité. Dans le domaine 2 le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de $3,5\text{‰}$ de la fibre la plus comprimée. Dans le domaine 3 le diagramme passe par le point C qui

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

correspond à un raccourcissement de 2 ‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section.

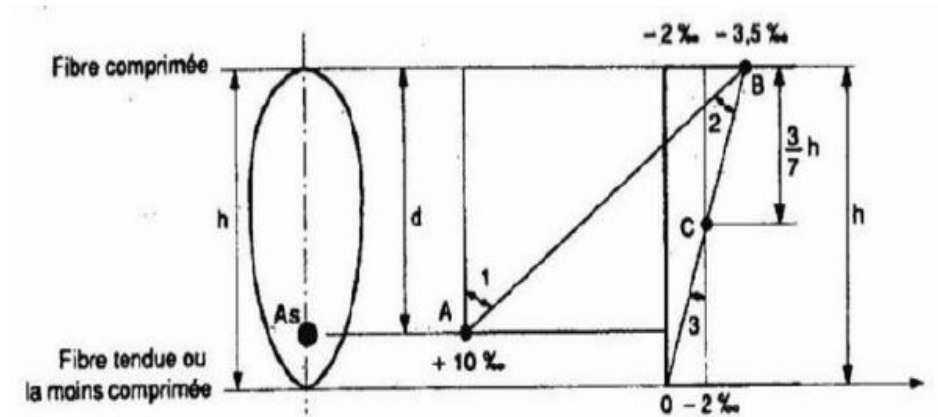


Figure 2.7 illustration du diagramme déformation limites de la section en béton armé (règle des trois pivots).

c- Diagramme déformations-contraintes de calcul de l'acier :

Le calcul des aciers est représenté sur le diagramme (voir la figure 2.8)

Pour les combinaisons fondamentales le coefficient $\gamma_s = 1,15$

Pour les combinaisons accidentelles le coefficient $\gamma_s = 1$.

-On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

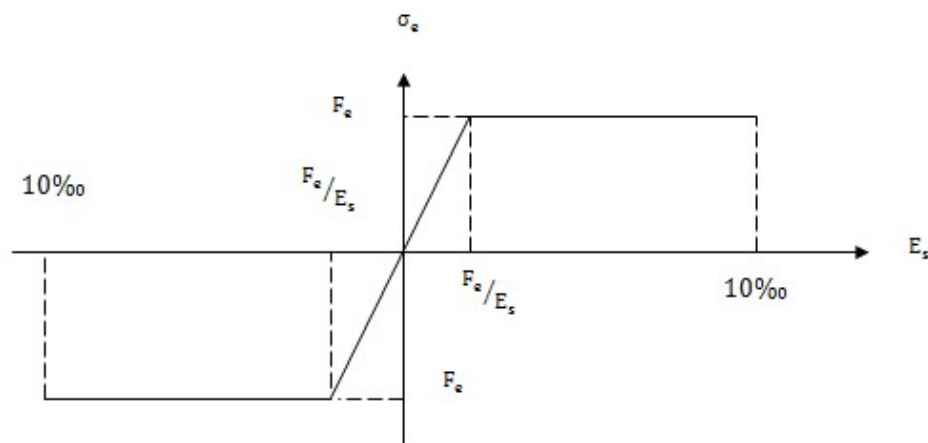


Figure 2.8 illustration du diagramme déformation-contraintes de calcul de l'acier.

1-1-7/Etats-limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure:

Les vérifications à effectuer portent généralement sur un état limite de compression du béton et sur un état limite d'ouverture des fissures.

Hypothèses de calcul :

Les calculs sont conduits en considérant les hypothèses suivantes :

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

-Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.

-Le béton tendu est négligé.

-Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

-Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15 à long terme.

- On ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

-On suppose, concentrée en son centre de gravité, l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures, pourvu que l'erreur ainsi commise ne dépasse pas 15 %.

1-1-8/ Etat -limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} [30]$$

1-1-9/L'état limite de service d'ouverture des fissures :

On limite les fissures, pour la durabilité et la sécurité des ouvrages.

3 cas peuvent se présenter :

a-Fissuration préjudiciable :

lorsque les éléments de structure sont soumis aux intempéries, à des condensations ou peuvent être alternativement noyés ou immergés en eau douce .Dans ce on cas limite la contrainte de traction des armatures à :

$$; 110 f_{tj} \} \quad \text{en MPa}$$

Avec :

f_e : la limite élastique des aciers utilisés.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa.

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration qui vaut :

$\eta = 1$, pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3

-Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm.

-Dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et $2h$ (h désignant l'épaisseur totale de l'élément). [32]

b-Fissuration est peu préjudiciable :

Les règles minimales à appliquer sont les suivantes :

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

- Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient de concevoir des éléments non fragiles et de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau.
- Certains éléments font l'objet de règles forfaitaires consacrées par l'expérience. Il s'agit notamment des dalles sur appuis continus (A.7.2.), des poutres (A.7.3.) et de certaines parties de bâtiments courants (B.5.) [33].

c-Fissuration est très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments étudiés sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité.

-La contrainte de traction des armatures, a pour valeur :

en **MPa**

- Le diamètre des armatures est au moins égal à 8 mm.
- Pour les poutres de grande hauteur, les armatures de peau, ont une section au moins égale à 5 cm² par mètre de longueur de parement.
- Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 3 fois leur diamètre.
- Dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 20 cm et 1,5 h (h épaisseur totale de l'élément). [29]

1-1-10/ Les différents types d'actions et sollicitations :

1/ Les actions :

On appelle actions, les forces et charges appliquées aux déformations imposées. On distingue trois types d'actions :

- **Actions permanents.**
- **Actions variables (d'exploitations).**
- **Actions accidentelles.**

a-Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions continues dans l'intensité est constantes ou très peu variables dans le temps. Exemple : le poids propre.

b-Actions variables(Q) :

Ce sont des actions dans l'intensité varié fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'applications est très faible par rapport aux durées de vie de construction. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.

c-Actions accidentelles (Fa) :

Ce sont les actions provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application. Exemple : Vent, séisme... [34]

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

2/ Les notions des sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées. Les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales. [30]

b-Règles générales :

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la résistance des matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques de toute nature, les calculs sont conduits à partir des sections brutes, c'est-à-dire sans déduction des vides qui peuvent être réservés dans certaines sections [33]. Dans tous les cas, les sollicitations sont déterminées à partir des méthodes de la résistance des matériaux, pour la section du béton seul. Elles sont donc appliquées au niveau du centre de gravité de la section du béton seul.

c-Simplifications admises :

- Lorsque les inconnues hyperstatiques ne dépendent pas de la valeur du module d'élasticité, il est permis d'introduire (dans les équations qui servent à leur détermination), les constantes mécaniques (aires et moments d'inertie par exemple) calculées sur les sections du béton seul des pièces supposées non fissurées et abstraction faite de leurs armatures; cette approximation n'est cependant valable que dans la mesure où les rapports des déformabilités des différentes pièces composant la structure ne sont pas fondamentalement changés.
- Les sollicitations dites du second ordre peuvent souvent être négligées, sauf lorsqu'il s'agit de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme.
- Pour les éléments dont les conditions d'encastrement sur appuis peuvent s'écarter considérablement des conditions correspondant au modèle élastique et linéaire, il est admis d'évaluer les moments d'encastrement à des fractions forfaitaires des moments maximaux qui seraient supportés par la pièce si elle était articulée sur ces appuis.
- Pour la vérification à l'état limite ultime, il est souvent possible de négliger les sollicitations dues aux déformations imposées dans la mesure où la ductilité des pièces en cause et la souplesse de leurs attaches l'autorise.
- Il est permis d'avoir recours, en certains domaines à des méthodes de calcul simplifiées. [33]

1-2/L'Acier :

Au cours des premières décennies de l'histoire du béton armé, les armatures étaient constituées de barres d'acier doux, lisses, de section circulaire dont la limite d'élasticité était habituellement comprise entre 215 et 235 **MPa**. Ce type d'acier n'est pratiquement plus utilisé. On utilise désormais des aciers de limite d'élasticité plus élevée afin de réduire les sections d'armatures. Pour améliorer l'adhérence des armatures au béton on crée à la fabrication des aspérités en saillie

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

ou en creux. Les aspérités en saillie inclinées par rapport à l'axe de la barre sont appelées « verrous ». Les aspérités en creux sont appelées « empreintes ». Ces aciers sont dits à Haute Adhérence (HA) et ont couramment une limite élastique de 500MPa.

1-2-1/Production des aciers pour béton :

La haute limite d'élasticité peut être obtenue par différents moyens :

- en jouant sur la composition chimique, en particulier en augmentant la teneur en carbone.
- _ Ce type d'acier présente des inconvénients notamment dans les domaines de l'aptitude au façonnage et au soudage. Il est maintenant abandonné en Europe;
- par écrouissage, par étirage et ou laminage à froid de barres ou fils d'acier doux ;
- par traitement thermique (trempe et auto revenu) de barres ou fils d'acier doux.
- _ Les aciers se présentent sous forme de barres de grande longueur (souvent 12 m) ou de fils en couronnes. Les cycles de productions utilisés aujourd'hui sont en annexe.
- _ Les diamètres commerciaux des barres indépendantes sont (en mm)

6 8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont comprises entre 12 et 18 m. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,40x6, 00 pour la plupart. (Voir annexe). Pour les barres de diamètre 6, 8, 10 et 12 mm, la livraison est également possible en couronne. Dans ce cas les armatures sont redressées à l'aide d'une machine appelée "redresseuse".

1-2-2/Normes et documents de définition :

Les produits en acier pour béton armé sont essentiellement définis par des normes. Les nuances définies dans ces normes sont désignées par des lettres Fe E, Fe TE (acier tréfilé), TLE (acier à très haute limite élastique) suivies d'un nombre indiquant la valeur spécifiée de limite d'élasticité exprimée en **MPa**. Exemples : Fe E 235 ou Fe E 500. De plus les barres et fils à haute adhérence, bénéficiant d'une homologation font l'objet d'une fiche d'identification.

1-2-3/Caractéristiques mécaniques de béton armé :

Les caractéristiques mécaniques servant de base aux calculs des éléments de béton armé sont:

La limite élastique garantie notée $f_{e, Fe}$: $f_{e, Fe} = 500$ **MPa** Suivant les types d'acier, cette limite peut être apparente (acier doux, naturellement durs) ou fixée conventionnellement à 2.10-3 d'allongement rémanent (fils tréfilés lisses). Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à

$E_s = 200.000$. [35]

-Les caractéristiques servant de base aux justifications sont La limite d'élasticité garantie $f_{e, Fe}$, définie en **MPa**:

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

Tableau 2.4caractéristique mécanique de béton armé [35]

Types	Nuances	f (M Pa)
Ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Haute adhérence (H.A.)	FeE400	400
	FeE500	500
Fils HA	FeTE500	500
Fils tréfilés	TSL500	500

1-2-4/ Explication du diagramme contrainte - déformation de l'acier :

Comme pour le béton, il faut distinguer le diagramme contrainte - déformation réel du diagramme conventionnel de calcul à l'ELU qui sera utilisé pour le dimensionnement des éléments de béton armé [36].

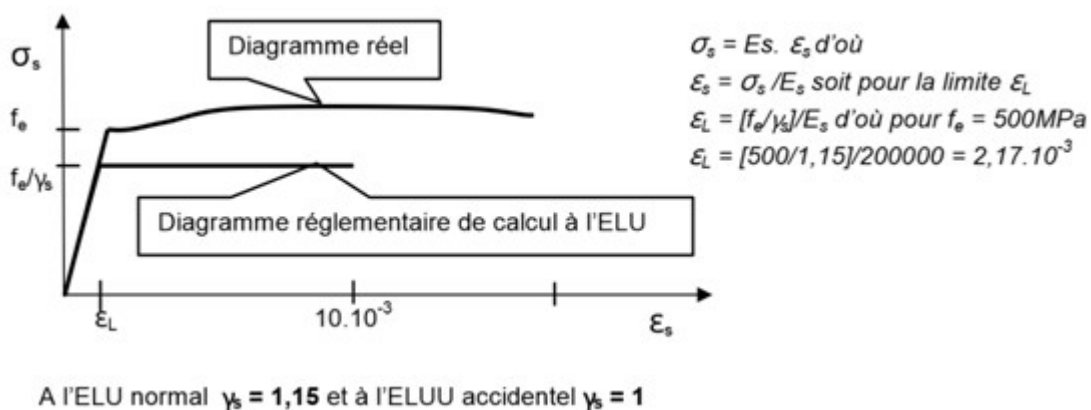


Figure 2.9 Illustration du diagramme expérimental (contraintes- déformations) d'une cas en traction simple et diagramme conventionnel de calcul. [37]

2.7.Dispositions constructives et armatures

Les dispositions constructives des armatures constituent un aspect essentiel de la conception des structures en béton armé. Elles permettent d'assurer une bonne collaboration entre le béton et l'acier, ainsi que la résistance et la durabilité des éléments structuraux. Le choix, la disposition et l'espacement des armatures doivent répondre aux exigences de conception et aux règles de construction en vigueur. Parmi les principales dispositions constructives, on distingue les armatures longitudinales et transversales, l'enrobage, l'espacement des barres, ainsi que les longueurs d'ancrage et de recouvrement. Ces différents éléments contribuent à garantir le bon comportement mécanique et la sécurité des structures en béton armé.

2.7.1. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont des barres d'acier disposées principalement dans le sens

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

longitudinal de la poutre. Elles reprennent essentiellement les efforts de traction et contribuent à la résistance à la flexion.

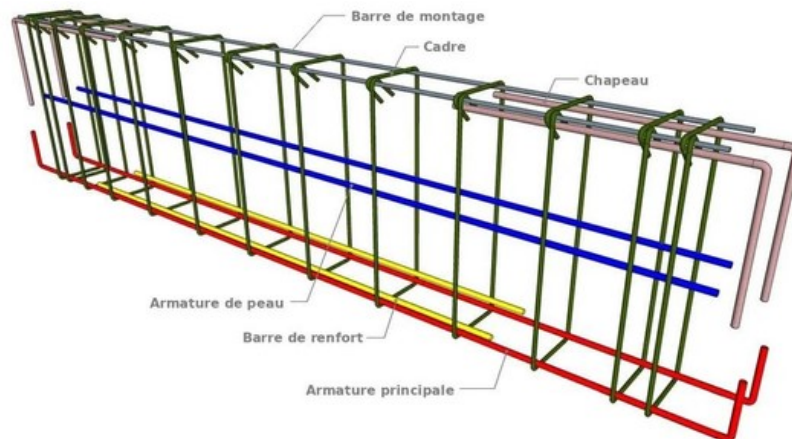


Figure 2.10 Illustration d'une armature longitudinale

2.7.2. Armatures transversales

Les armatures transversales, généralement appelées **étriers**, entourent les armatures longitudinales et contribuent principalement à la reprise des efforts tranchants ainsi qu'au maintien des armatures.

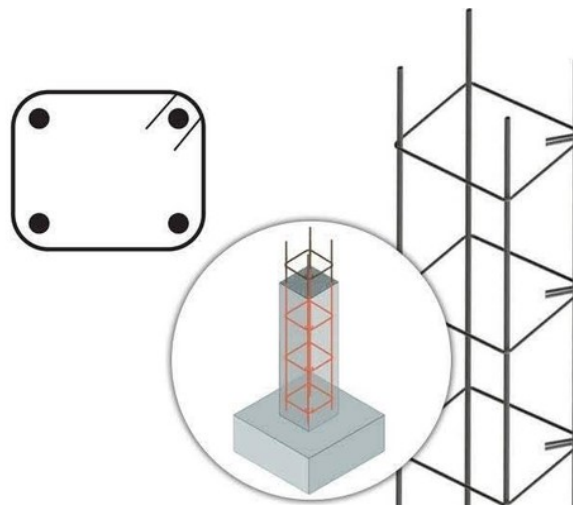


Figure 2.11 Illustration d'une armature transversale

2.7.3. Enrobage

L'enrobage est l'épaisseur de béton située entre la surface extérieure de l'élément et la surface de l'armature la plus proche. Il assure notamment la protection des aciers et leur durabilité.

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

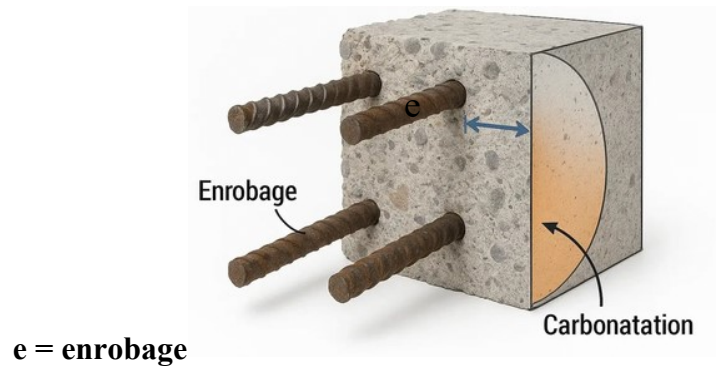


Figure 2.12 Illustration d'une enrobage

2.7.4. Espacement des armatures

L'espacement correspond à la distance entre deux armatures successives. Il doit être suffisamment important pour permettre une bonne mise en place et un bon compactage du béton.

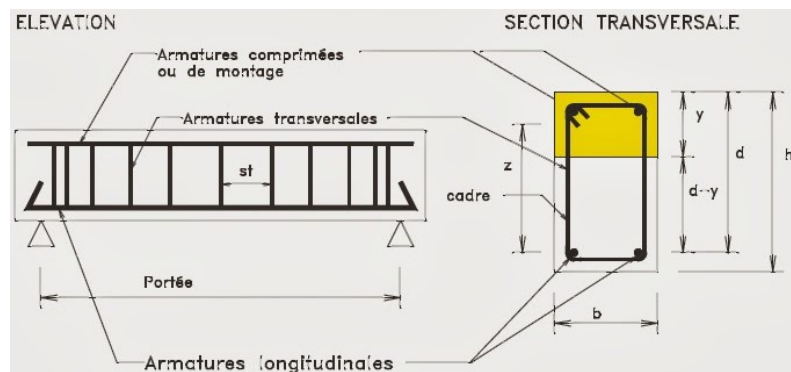


Figure 2.13 Illustration des espacements des armatures

2.8. MODÈLES CONSTITUTIFS POUR L'ANALYSE NUMÉRIQUE

Dans l'analyse numérique des structures en béton armé, le choix des modèles constitutifs est essentiel pour représenter correctement le comportement mécanique des différents matériaux et leurs interactions. La modélisation doit notamment tenir compte du comportement du béton en compression et en traction, de la réponse élastoplastique de l'acier, ainsi que des phénomènes d'endommagement et de fissuration du béton. L'interaction entre le béton et les armatures joue également un rôle important dans la transmission des efforts et le comportement global de la structure. Les principaux aspects considérés sont présentés ci-dessous dans les deux chapitres 3 et 4.

2.9. CONCLUSION

Ce chapitre a présenté les principaux éléments nécessaires à la compréhension du comportement mécanique des structures en béton armé. Les différents types de poutres, les sollicitations et les charges appliquées aux structures ont été décrits, ainsi que le rôle des éléments structuraux et les principales dispositions constructives des armatures. Une attention particulière a également été accordée aux propriétés mécaniques du béton et de l'acier, ainsi qu'aux modèles constitutifs

CHAPITRE 2 GENERALITES SUR LE BETON ARME

utilisés pour représenter leur comportement dans une analyse numérique. Enfin, les phénomènes d'endommagement, de fissuration du béton et d'interaction béton–acier ont été abordés. Ces notions constituent une base essentielle pour la mise en œuvre de la modélisation numérique de la poutre en béton armé présentée dans le chapitre suivant.

Chapitre 3

MODÉLISATION

ET

MÉTHODOLOGIE

*Chapitre 3
MODÉLISATION
ET*

*MÉTHODOLOGIE
NUMÉRIQUE*

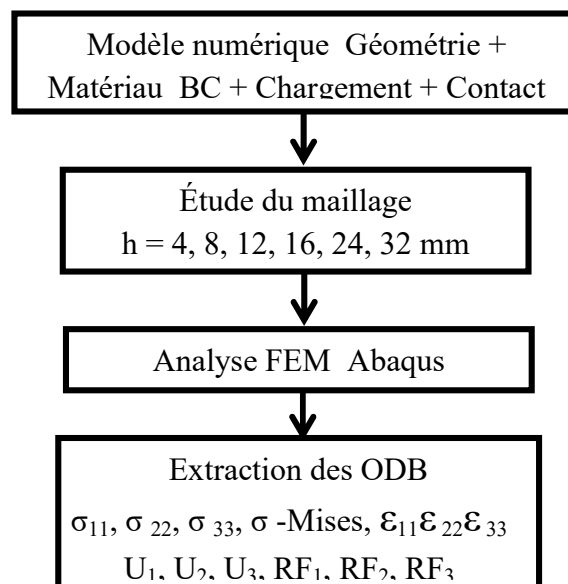
Chapitre 3 MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE NUMÉRIQUE

3.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre propose la présentation de la modélisation et de la méthodologie numérique retenues pour l'étude du comportement des éléments constitutifs de la structure en béton armé. L'objectif est d'exposer progressivement les différentes phases de la mise en œuvre du modèle numérique dans le logiciel Abaqus. Dans un premier temps, il s'agit de déterminer les propriétés mécaniques des matériaux mis en œuvre ; dans un second temps, de réaliser les différentes pièces constituant le modèle et leur assemblage. Les interactions entre les différents composants, les conditions de contact, les conditions aux limites ainsi que les chargements appliqués sont ensuite précisés. Une attention spéciale est portée lors de la génération du maillage, surtout les paramètres des différentes tailles de maillage, ainsi que les modèles correspondants. Une étude de convergence a aussi lieu pour définir une taille de maillage adéquate pour les analyses numériques. Enfin les principales grandeurs mécaniques sorties du modèle, les contraintes, les déformations, les déplacements ainsi que les forces de réaction, sont présentées. L'ensemble de cette démarche constitue la base numérique nécessaire à l'analyse et à la discussion des résultats présentées dans le chapitre suivant.

3.2. ORGANIGRAMME DE LA METHODOLOGIE NUMERIQUE

La méthode numérique utilisée dans cette étude est représentée par l'organigramme de flux de la méthode numérique et cela permet de comprendre toutes les différentes étapes prises en compte dans l'analyse par éléments finis. Cela comprend la description de la géométrie et des propriétés des matériaux, la description des conditions aux limites et des charges, la description du comportement de contact, la génération du maillage et son analyse de sensibilité. Après la convergence du maillage est confirmée, le modèle numérique choisi est appliqué à l'analyse des quantités mécaniques d'intérêt.



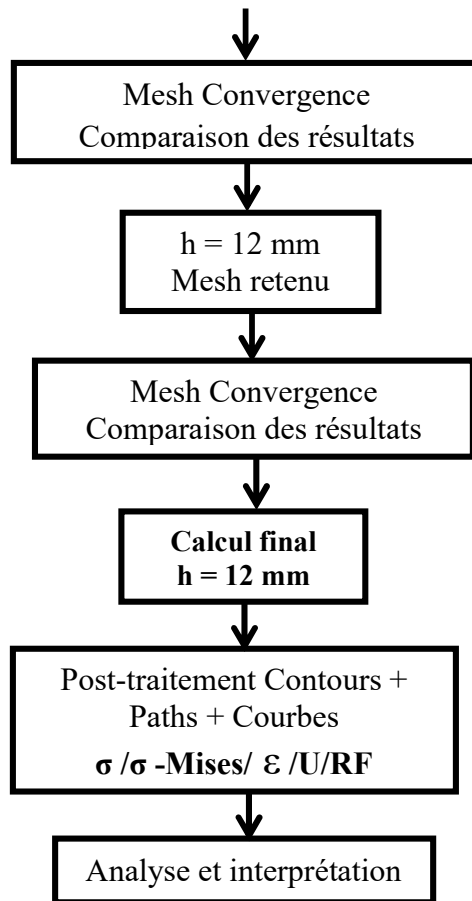


Figure 3.1 Organigramme de la méthodologie numérique

3.3. MODELE GEOMETRIQUE ET NUMERIQUE

Le modèle numérique considéré dans cette étude correspond à une poutre en béton armé dont la géométrie et les principales dimensions sont présentées à la Figure 3.1.

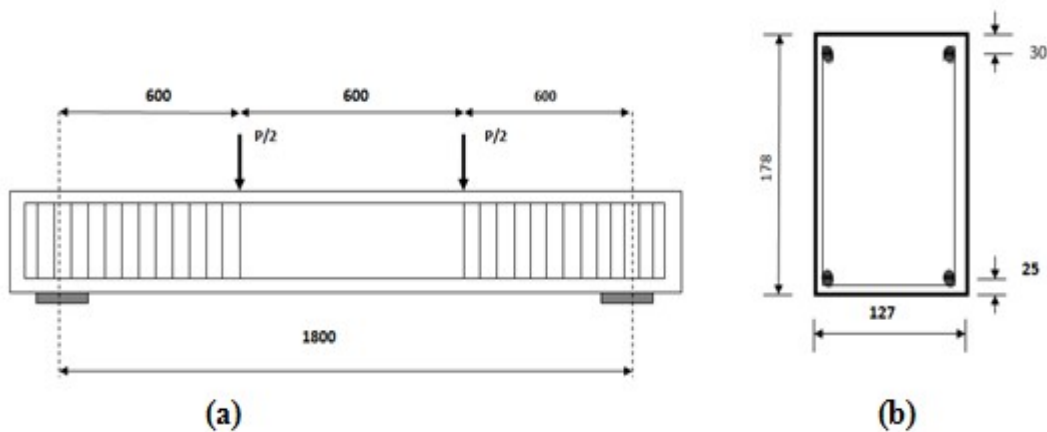


Figure 3.2 Modèle géométrique

CHAPITRE 3 MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE NUMÉRIQUE

Pour la modélisation de la poutre et des plaques, des éléments tridimensionnels hexaédriques linéaires à huit nœuds, avec intégration réduite, de type C3D8R, ont été utilisés. Les armatures ont été représentées à l'aide d'éléments de treillis à deux nœuds de type T3D2. Le modèle initial comporte 2777 nœuds et 1851 éléments **Figure 3.2**.

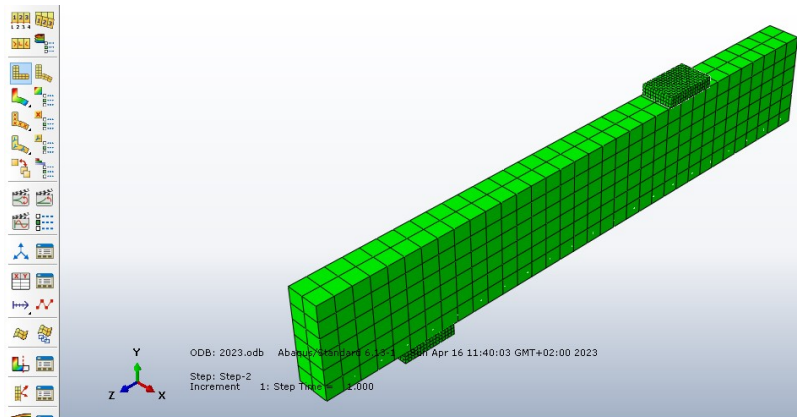


Figure 3.3 Modèle numérique

3.4 PROPRIETES DES MATERIAUX

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, notamment celles du béton et des armatures, sont présentées dans les Tableaux 3.1 et 3.2.

Tableau 3.1les caractéristiques des matériaux

	Masse volumique	Modulue de young	Coefficient de Poisson
Acier linéaire	7.5E-9	200000	0.3
Acier non linéaire armature	7.5 ^E -009	200000	0.3
Béton linéaire	2.4 E ⁻⁹	28100	0.235
Béton non linéaire	2.4 ^e ^9		
Acier non linéaire treilles	7.5E-009	200000	0.3
Acier linéaire treilles	7.5 E-009	200000	0.3

Tableau 3.2 Contraintes et déformations plastiques des aciers de renforcement

	Contrainte d'écoulement		Déformation plastique	
Acier non linéaire treilles	1	340	1	0
	2	440	2	0.1
	3	0.1	3	0.11
Acier non linéaire armature	1	461	1	0
	2	676	2	0.1
	3	0.1	3	0.11

3.5. MODELISATION NUMERIQUE

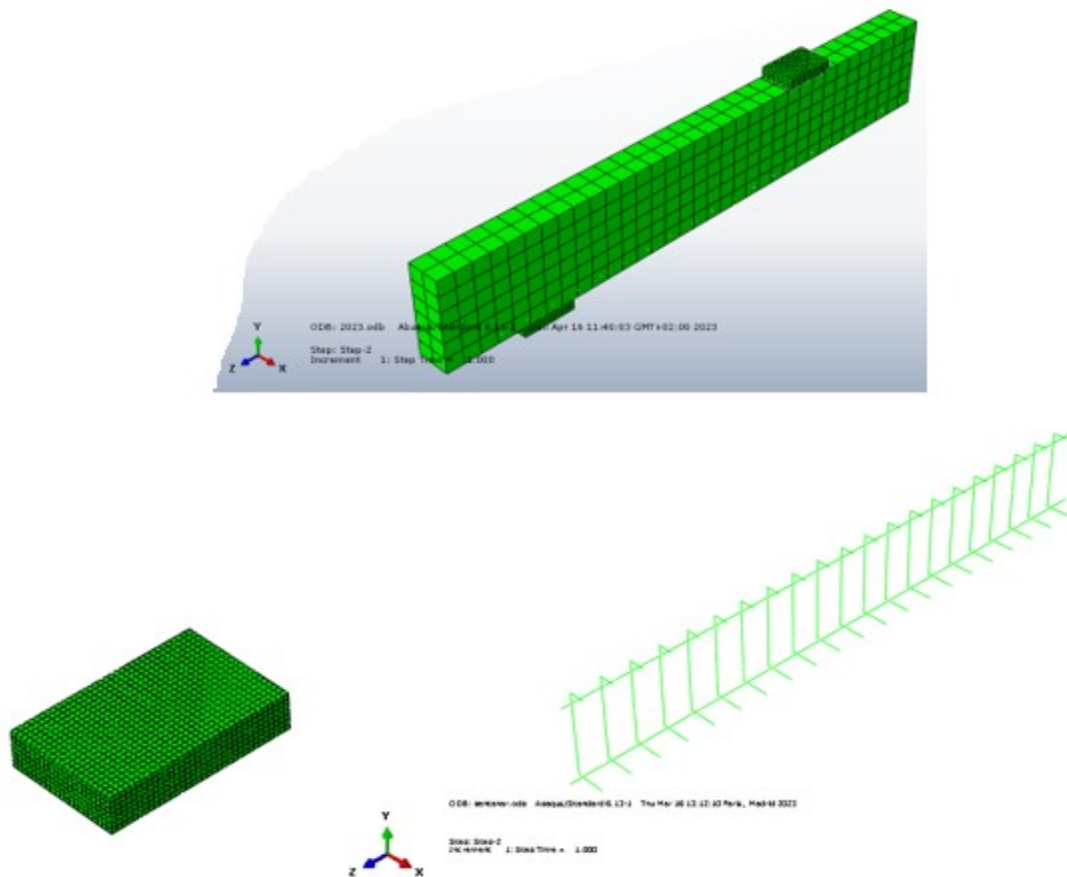


Figure 3.4 Modèle numérique concernant les trois pièces

3.5.1. Les différentes pièces du modèle

Dans cette partie nous avons présenté les différentes pièces qui comportent le modèle de modélisation d'une poutre à des comportements linéaires, tels que la poutre, les deux plaques, les treilles et les armatures.

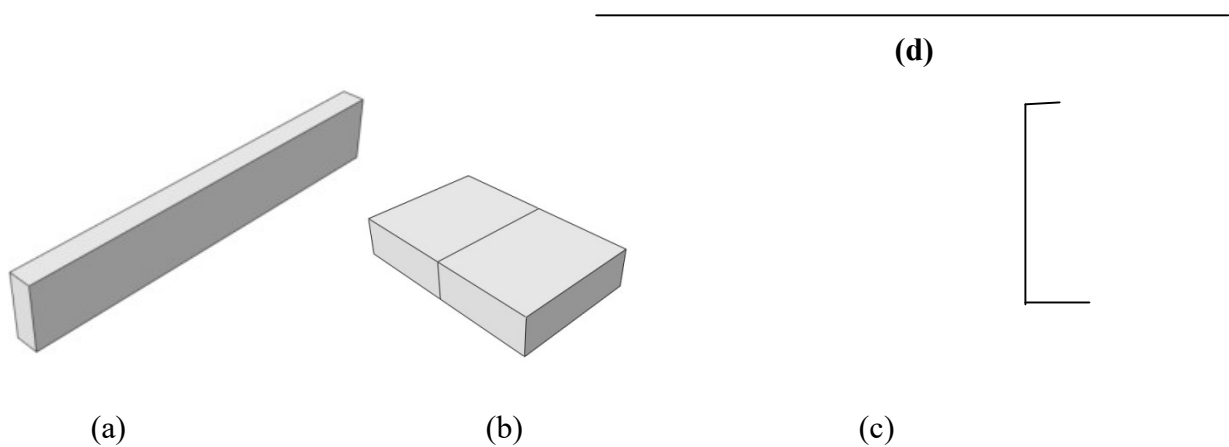


Figure 3.5 Les différentes parties de notre modèle; a) poutre, b) plaque, c) treilles et d) armatures

3.5.2. Assemblage des différentes parties du modèle

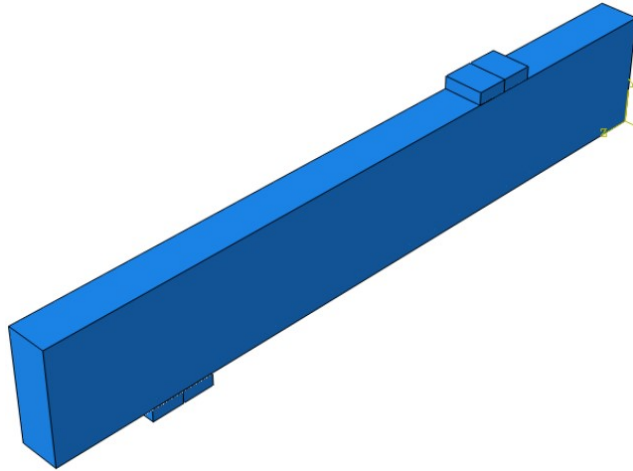


Figure 3.6 L'assemblage des différentes parties du modèle en 3D

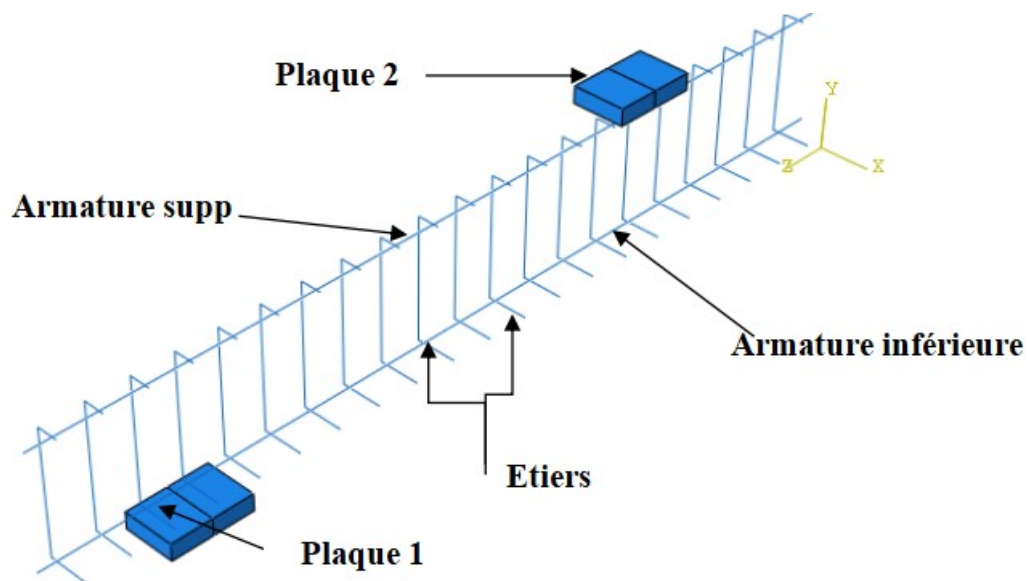


Figure 3.7 L'assemblage des différentes parties du modèle; plaques, étiers et armatures

3.5.3. Procédure de modélisation numérique

Dans cette partie, on peut présenter en détail la modélisation numérique de notre travail. On commence par la conception des pièces, l'assemblage, l'interaction (contact) entre les différentes pièces, les conditions aux limites (load), le maillage (mesh) et on se termine par l'obtention des différents résultats par le module (job). Un coefficient de frottement de 0,5 a été adopté dans la simulation numérique afin de modéliser les interactions de contact entre les armatures

longitudinales, les étriers et la plaque. Ce paramètre a été défini dans les propriétés de contact du modèle numérique sous Abaque.

Grâce ce module, il est possible de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, qu'elles soient mécaniques, thermiques ou autres. Le passage par ce module n'est obligatoire que s'il y'a plusieurs instances qui sont en contact.

Le module Interaction permet de définir les relations et les interactions entre les différentes composantes du modèle numérique. Dans cette étude, il est utilisé notamment pour définir les conditions de contact et d'interaction entre les différents éléments de la poutre en béton armé.



Figure 3.9 Les différentes régions intégrées

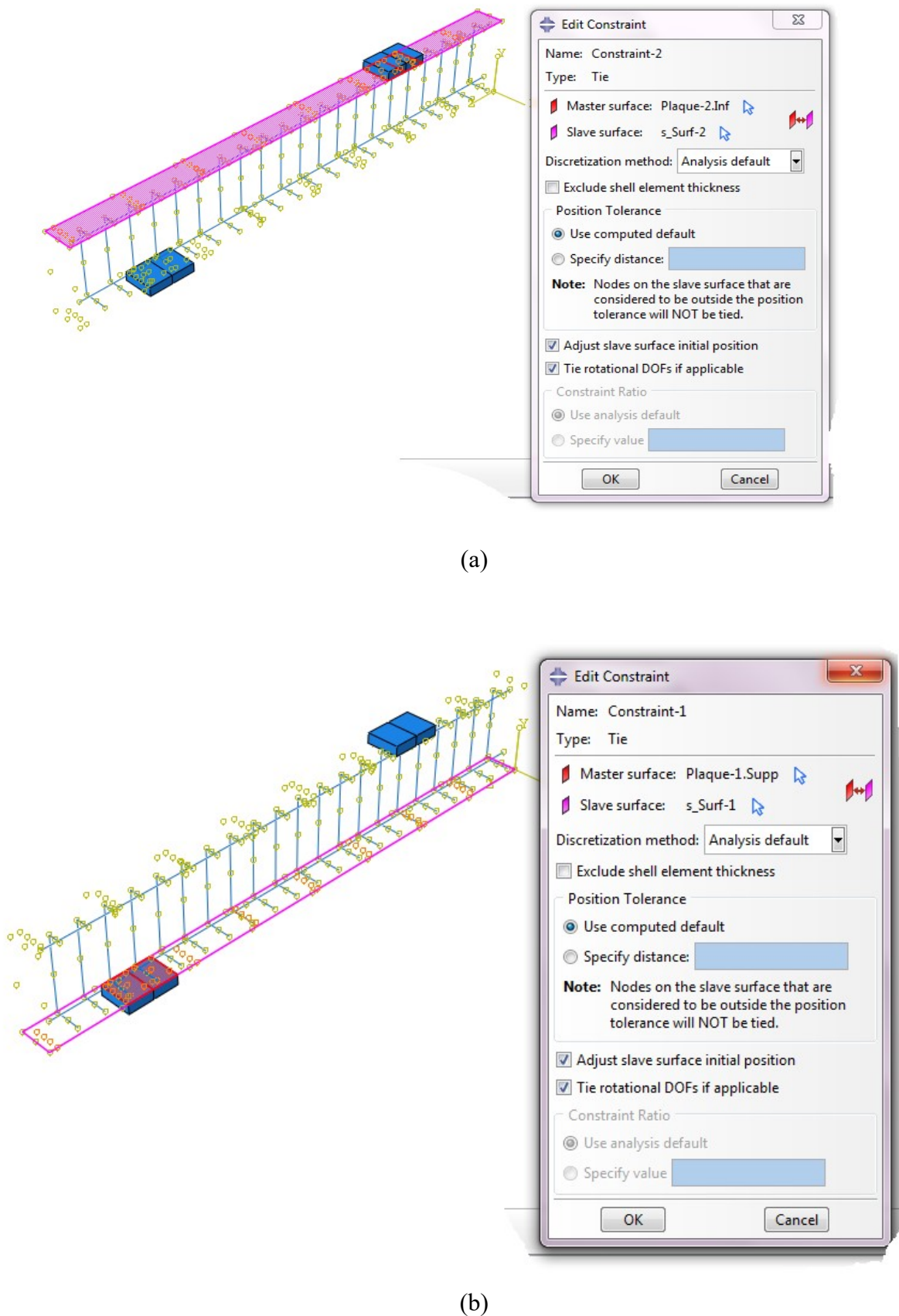


Figure 3.10 Edite l'interaction de contact; a) Master Slave et b) Master Slave plaque 1

3.5.7. Conditions aux limites et les chargements appliqués

Une attention particulière a également été accordée à la définition des conditions aux limites afin de reproduire les conditions de chargement et d'appui considérées dans l'étude. Un encastrement a été appliqué sur la surface inférieure de la poutre, avec les degrés de liberté $U1 = UR2 = UR3 = 0$. Une condition de blocage a également été imposée sur la bordure droite de la poutre, avec $U3 = UR1 = UR2 = 0$. La surface supérieure de la poutre est soumise à une charge de contrainte σ . Pour la plaque inférieure, un appui fixe est appliqué, tandis qu'un déplacement imposé de $U2 = -50$ est appliqué dans la direction considérée. L'ensemble des conditions aux limites et des chargements appliqués est présenté à la Figure 3.11.

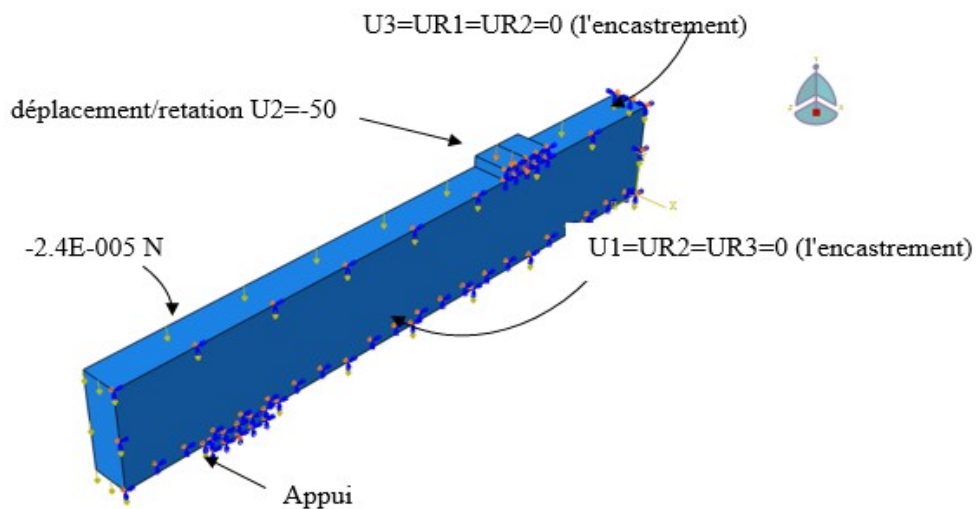


Figure 3.11 Illustration des différentes conditions aux limites

3.6. MAILLAGE DU MODELE

La création du maillage est une étape importante dans la modélisation numérique puisque la précision des résultats en dépend directement ainsi que le coût des calculs. Notre étude s'est basée sur la technique du maillage qui adapte la géométrie de l'objet et de ses composants afin d'avoir une bonne représentation du comportement de la poutre en béton armé. Les types C3D8R ont été utilisés pour la modélisation de la poutre et des plaques, les armatures ont été représentées à l'aide d'éléments de treillis à deux nœuds de type T3D2.

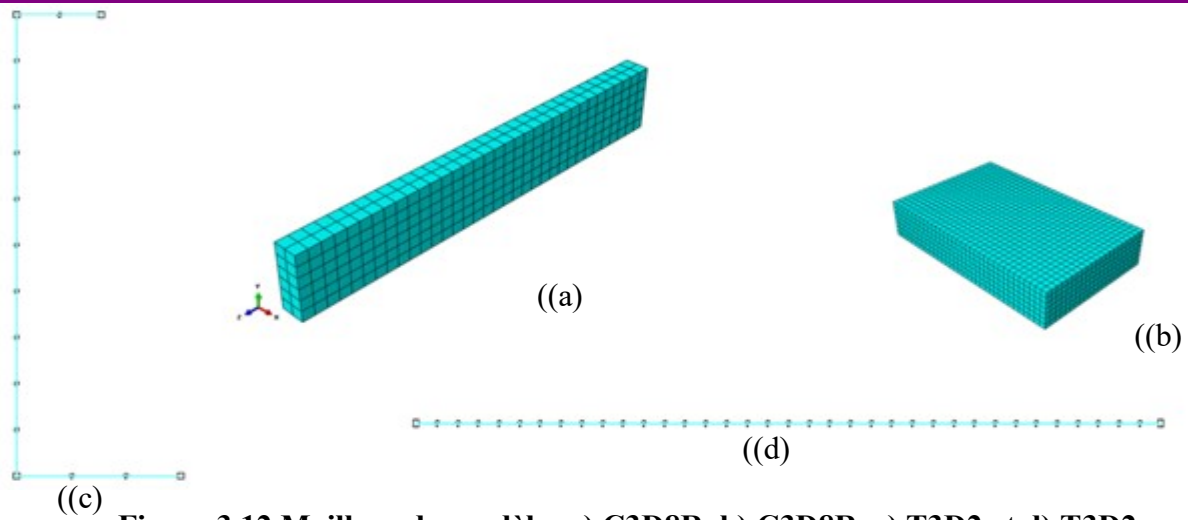


Figure 3.12 Maillage du modèle; a) C3D8R, b) C3D8R, c) T3D2 et d) T3D2

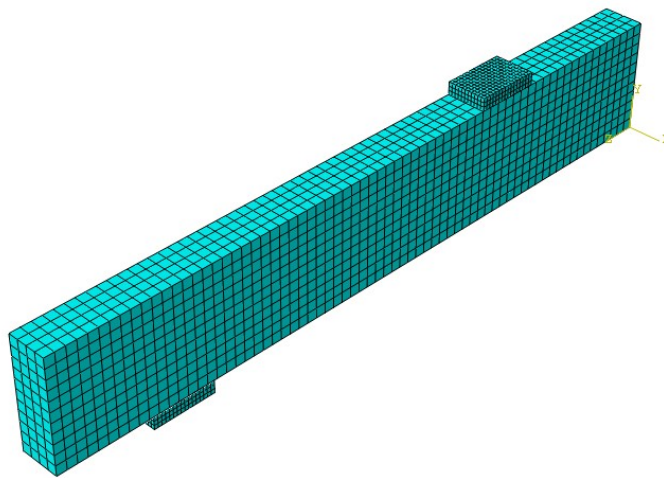


Figure 3.13 Modèle FEM (maillage)

3.6.1. Paramètres des différents maillages.

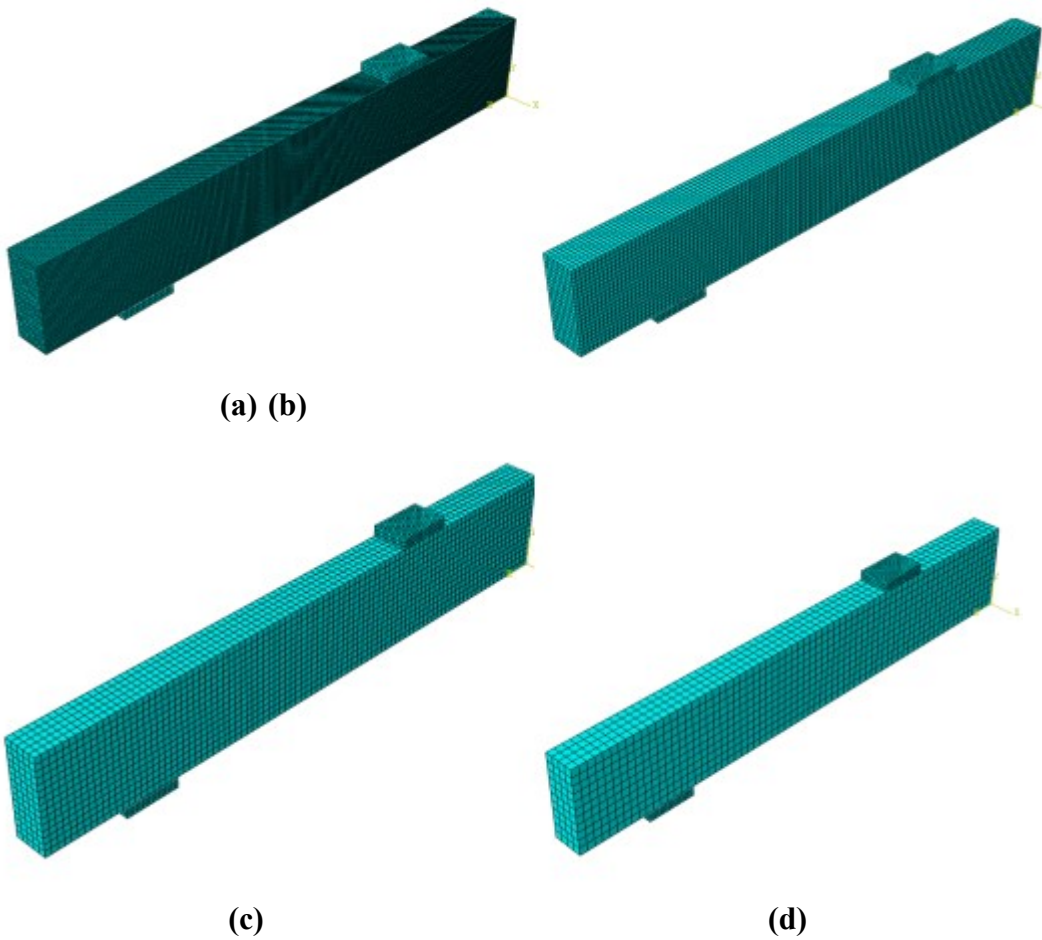
Cette partie présente les principaux paramètres associés aux différents maillages utilisés dans l'étude. Le tableau 3.3. regroupe notamment la taille globale du maillage, le nombre d'éléments et le nombre de nœuds correspondant à chaque modèle numérique.

Tableau 3.3 Paramètres des différents maillages.

Taille de maillage globale	Nœuds	Éléments
32	2777	1851
24	3546	2409
16	6242	4479
12	10970	8343
8	30815	25731
4	217874	199443

3.6.2. Différents modèles correspondant aux différentes tailles de maillage

Afin d'évaluer l'influence de la taille du maillage sur la réponse numérique, plusieurs modèles correspondant à différentes discrétisations ont été réalisés. Ces modèles permettent de comparer la précision des résultats obtenus et d'identifier une taille de maillage adaptée à l'analyse de la poutre en béton armé. Pour la poutre, différentes tailles globales ont été utilisées, notamment 4, 8, 12, 16, 24 et 32 mm. Chaque taille de maillage correspond à un modèle numérique distinct, permettant de comparer le nombre de nœuds, le nombre d'éléments et les réponses mécaniques obtenues. Les différents modèles correspondant aux différentes tailles de maillage sont présentés dans la Figure 3.14.,.



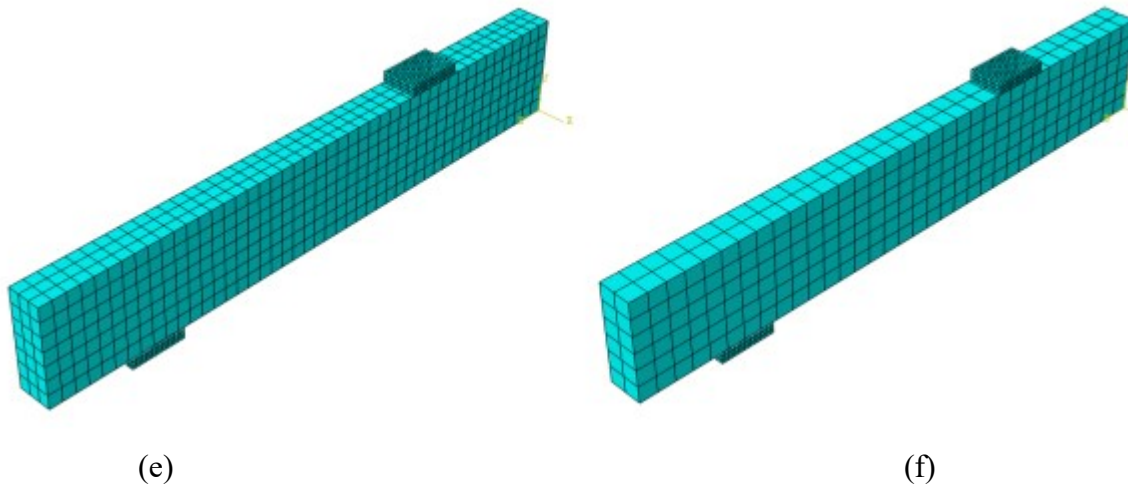


Figure 3.14 Différents modèles correspondant aux différentes tailles de maillage : (a) 4 mm, (b) 8 mm, (c) 12 mm, (d) 16 mm, (e) 24 mm et (f) 32 mm.

3.6.3. Analyse de convergence du maillage

Afin de garantir la fiabilité des résultats numériques et de limiter le coût de calcul, une analyse de convergence du maillage global a été effectuée sur l'ensemble de la poutre en béton armé. Plusieurs tailles globales d'éléments, comprises entre 32 et 4 mm, ont été considérées. Pour chaque niveau de raffinement, la contrainte maximale de von Mises obtenue sur l'ensemble du modèle de la poutre a été relevée. La variation relative entre deux maillages successifs a ensuite été calculée.

Tableau 3.4 Étude de convergence du maillage en fonction de la taille globale des éléments.

Global mesh size (mm)	Max. von Mises stress	Variation par rapport au maillage précédent
32	1198	—
24	2463	105.59 %
16	2374	3.61 %
12	2379	0.21 %
8	2377	0.08 %
4	2362	0.63 %

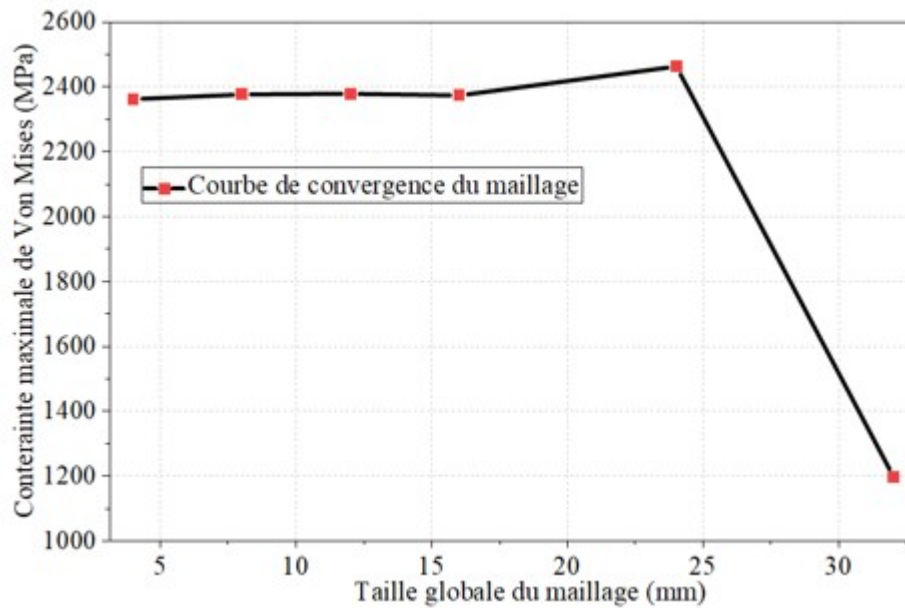


Figure 3.15 Contrainte maximale de von Mises -- S-Mises en fonction de la taille du maillage

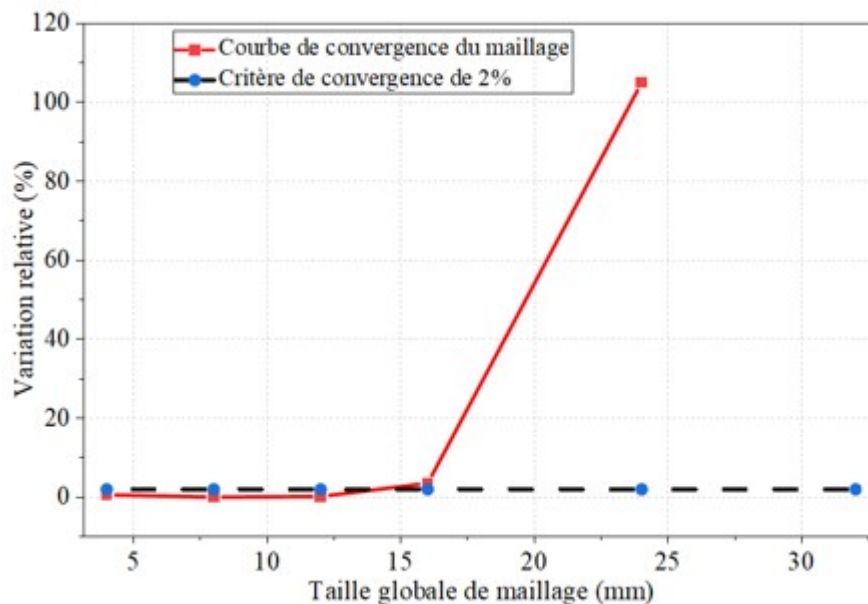


Figure 3.16 Variation relative de S-Mises entre deux maillages successifs

Une forte variation de la contrainte maximale est observée lors du passage d'un maillage de 32 à 24 mm, avec une augmentation de 105,59 %. La section suivante décrit les paramètres clés pour chacun des maillages utilisés durant ce travail. Le tableau suivant en particulier résume la taille du maillage, le nombre d'éléments et le nombre de nœuds pour chaque modèle numérique.

En revanche, à partir d'une taille de 16 mm, les résultats deviennent progressivement stables. La variation est de 3,61 % entre 24 et 16 mm, puis elle diminue à 0,21 % entre 16 et 12 mm. Elle reste très faible pour les raffinements suivants, avec seulement 0,08 % entre 12 et 8 mm et 0,63 % entre 8 et 4 mm.

Ces résultats montrent donc une stabilisation de la solution numérique à partir d'une taille de maillage de l'ordre de 12 à 16 mm. En considérant un critère de convergence basé sur une

CHAPITRE 3 MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE NUMÉRIQUE

variation inférieure à 2 %, le maillage de 12 mm satisfait largement ce critère. Il est ainsi retenu pour les simulations suivantes comme compromis entre précision numérique et coût computationnel.

Il convient également de souligner que le maillage de 4 mm ~~ne produit pas~~ une amélioration significative de la valeur maximale de von Mises par rapport au maillage de 12 mm. La différence n'est que de 0,71 % entre les valeurs obtenues avec 12 et 4 mm. Le raffinement supplémentaire n'apporte donc pas de gain notable en termes de réponse globale de la poutre.

3.7. ANALYSE NUMERIQUE

Dans ce partie, nous présentons l'analyse numérique d'une poutre à l'aide du logiciel Abaqus, basé sur la méthode des éléments finis. Après avoir défini la géométrie, les propriétés des matériaux, les conditions aux limites et les chargements, la simulation permet d'analyser le comportement mécanique de la poutre sous différentes sollicitations. Les résultats obtenus (déplacements, contraintes, déformations) sont ensuite discutés.

3.7.1. Analyses des contraintes

La figure 3.14 présente la simulation numérique de la distribution des contraintes (Stresses) au sein d'une poutre soumise à une flexion à mi-portée. Ce calcul par éléments finis permet d'identifier les zones critiques de concentration d'efforts afin de prévenir les risques de fissuration ou de rupture de la structure.

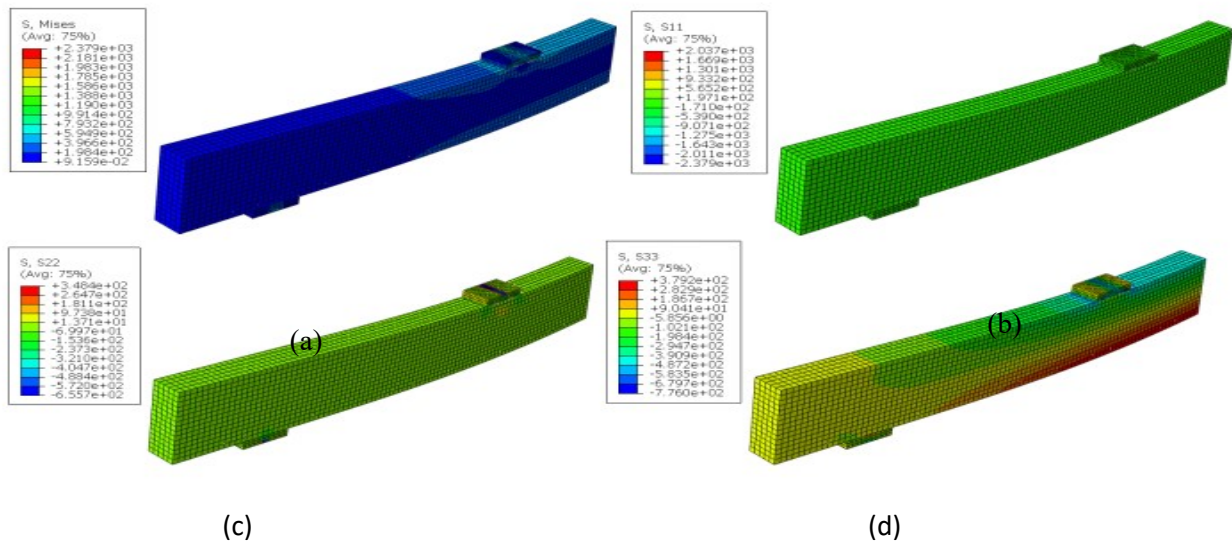


Figure 3.17 Analyse de contrainte pour le maillage de 12 mm; a) (-mises) b)(σ_{11}), c)(σ_{22}) et d)(σ_{33})

On observe une nette distinction entre la partie supérieure de la poutre, soumise à des contraintes de compression (directement sous le point d'application de la charge), et la partie inférieure, soumise à des contraintes de traction dans le cas du comportement en flexion. Par ailleurs, Les quatre vues illustrent les différentes composantes du tenseur des contraintes. La contrainte

CHAPITRE 3 MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE NUMÉRIQUE

longitudinale reste la plus déterminante pour évaluer la résistance globale de la poutre face au moment fléchissant dans le cas des composantes axiales.

3.7.2. Analyse des déformations

La Figure 3.17 est dédiée à l'étude des déformations locales (Strains) de la poutre pour un maillage de 12 mm. L'analyse est divisée en trois composantes principales : la déformation longitudinale (ϵ_{11}), la déformation verticale (ϵ_{22}) et la déformation transversale ou de cisaillement (ϵ_{33}).

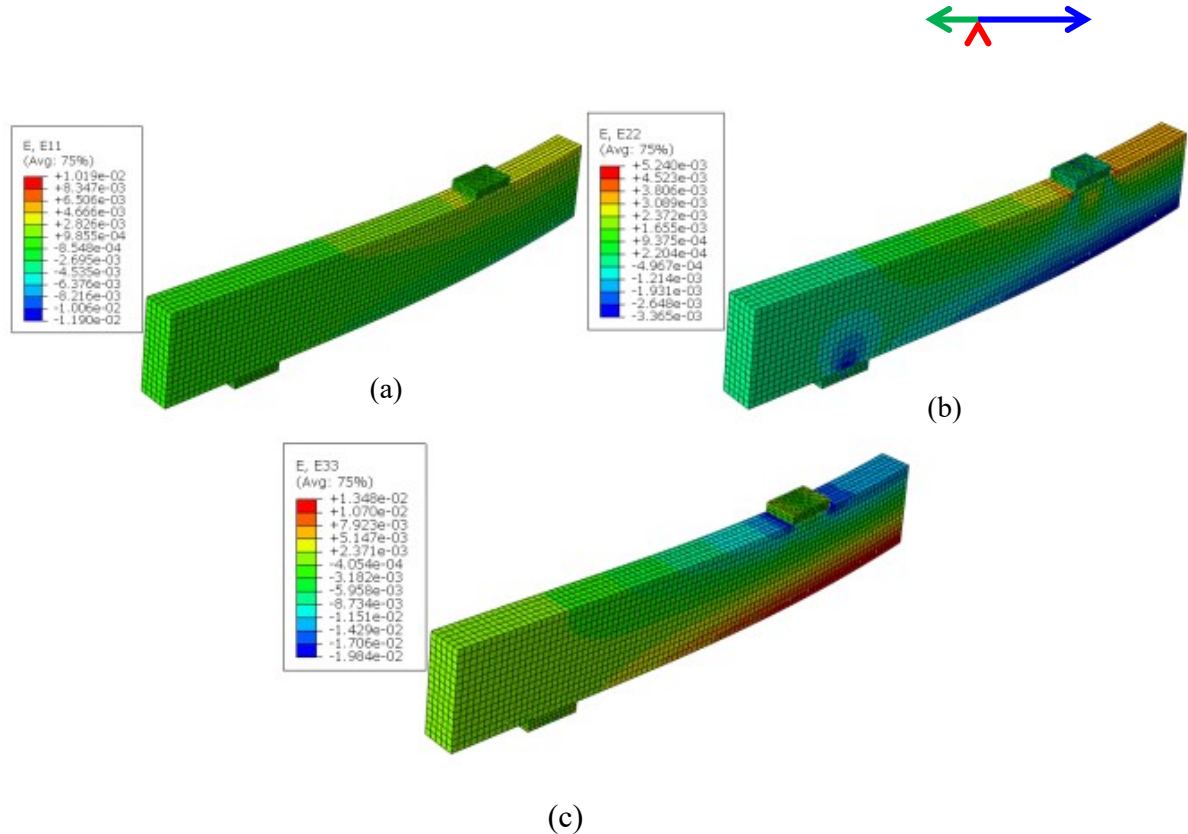


Figure 3.18 Analyse de déformation pour le maillage de 12 mm; a)(ϵ_{11}), b)(ϵ_{22}), et c) (ϵ_{33})

L'analyse de déformation met en évidence l'allongement des fibres inférieures (traction) et le raccourcissement des fibres supérieures (compression), ce qui est caractéristique d'un comportement de flexion pure, concernant la composante (ϵ_{11}).

D'autre part, les déformations verticales maximales se concentrent localement autour de la zone d'impact de la charge et des points d'appui concernant la composante (ϵ_{22}).

La composante (ϵ_{33}) illustre l'effet de Poisson, où la variation de la section transversale de la poutre découle directement des déformations subies dans le sens de la longueur.

3.7.3. Analyse des forces de Réaction

Pour la vérification de l'équilibre statique du système et aussi pour connaître les forces agissant sur la fondation ou la structure de support dans les trois directions (RF_1 , RF_2 et RF_3), cette procédure est vitale.

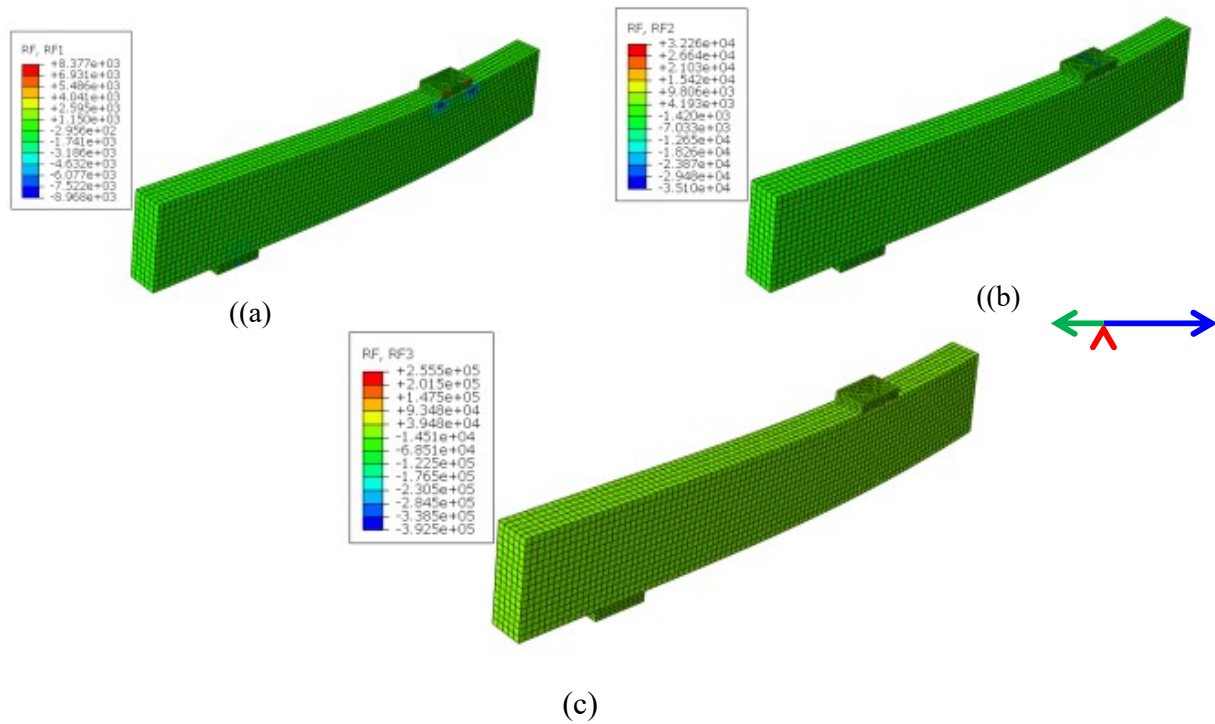


Figure 3.19 Analyse des forces de réaction pour le maillage de 12 mm; a) RF_1 , b) RF_2 et c) RF_3

Réactions verticales (RF_2) : Il est évident que le pic se produit à la fin de la poutre (les points de soutien), ce qui équilibre la force verticale agissant au centre de la poutre. Réactions horizontales (RF_1 et RF_3) : lorsque la force est strictement verticale, ces forces de réaction seront très faibles ou nulles, mais leur rôle est limité à empêcher un déplacement horizontal.

3.7.4. Analyses des déplacements

La figure 3.20 expose les résultats relatifs aux déplacements et flèches (Displacements - U) de la structure. L'analyse permet de mesurer la déformée globale de la poutre dans l'espace via ses composantes spatiales : (U_1 horizontal), (U_2 vertical) et (U_3 transversal).

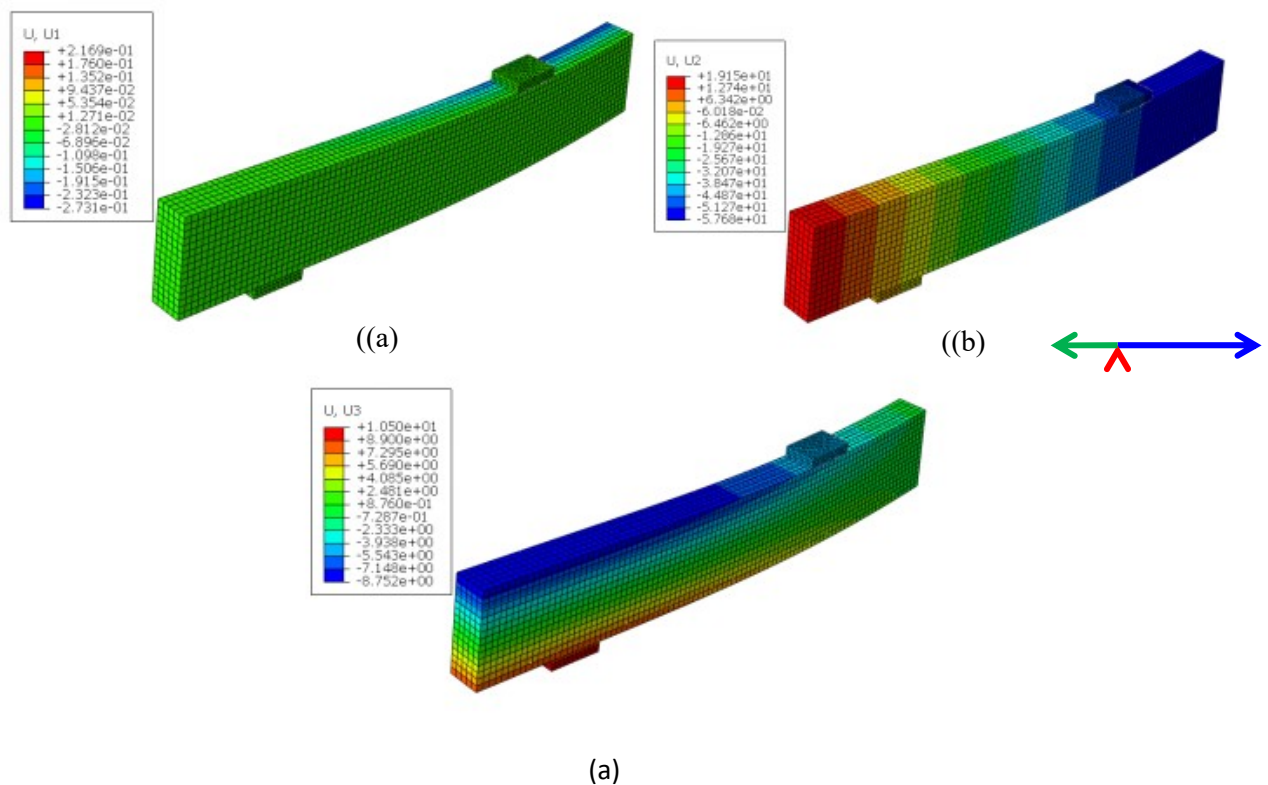


Figure 3.20 Analyse de déplacements pour le maillage de 12 mm ;a) U_1 , b) U_2 et c) U_3 .

La déformation verticale (U_2) est représentée sur la figure 3.19(a), la gradation de couleur utilisée pour représenter la flèche du faisceau illustre un dérapage nul aux appuis avec une augmentation progressive du dérapage pour atteindre un maximum absolu au milieu de l'encombrement. Ceci est l'une des conditions les plus importantes pour la vérification de l'état de serviceabilité (ELS) de la structure. Les déformations longitudinales (U_1 et U_3) sont représentées sur les figures 3.19(b) et 3.19(c). Ces déformations illustrent de très petites valeurs et une symétrie dans leur répartition du fait du léger comportement de rotation du faisceau sous la flexion.

3.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a décrit de façon progressive l'approche numérique utilisée pour analyser la structure en béton armé. Les propriétés des matériaux, la création de différents composants et leur assemblage ont permis l'établissement du modèle numérique. Les interactions des composants, les conditions de contact, les conditions aux limites et la charge ont également été définies afin de prendre en compte les conditions de fonctionnement. L'approche de maillage a été présentée à travers la détermination des paramètres des différents maillages et la modélisation de différents modèles correspondant à différentes tailles d'éléments. L'analyse de la convergence du maillage a été effectuée afin de choisir une approche de maillage qui puisse faire un équilibre optimal entre la précision des résultats et le coût du calcul, qui a été fixé à 12 mm. Finalement les contraintes, les déformations, les déplacements et les forces de réaction ont été choisis comme les principales

CHAPITRE 3 MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE NUMÉRIQUE

grandeurs. Ces éléments constituent ainsi la base de l'analyse numérique dont les résultats et l'interprétation sont présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre 4

ANALYSE

ET

DISCUSSIONS

DES RÉSULTATS

*Chapitre 4
ANALYSE
ET
DISCUSSIONS
DES RÉSULTATS*

4.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente la modélisation numérique de la poutre en béton armé. Il définit les différentes étapes de la simulation par la méthode des éléments finis. On décrit la géométrie du modèle, les propriétés des matériaux, les conditions aux limites, les chargements ainsi que les interactions entre les différents composants de la structure. On porte une attention particulière à la génération du maillage ainsi qu'à l'analyse préliminaire pour différentes tailles de maillage. Cette étude permet de comparer les résultats numériques obtenus et de choisir le modèle de maillage le plus adapté pour les analyses suivantes. Le modèle retenu est ensuite utilisé pour l'étude numérique du comportement des armatures longitudinales et des étriers.

4.2. INFLUENCE DE LA TAILLE DU MAILLAGE SUR LES RESULTATS

NUMERIQUES

4.2. 1. Influence de la taille du maillage sur la distribution des contraintes

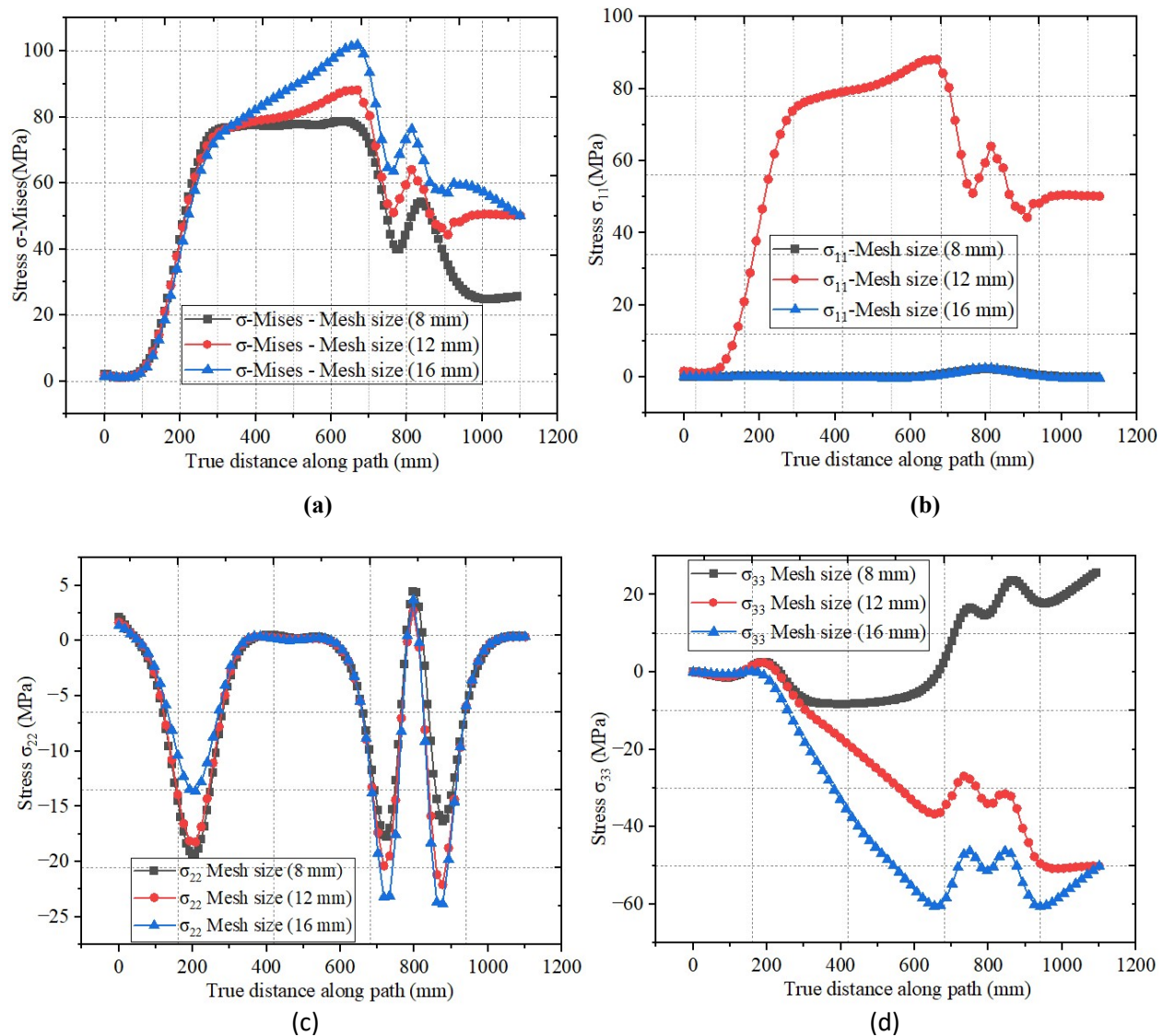


Figure 4.1 Influence de la taille du maillage sur la distribution des contraintes, a) σ -Mises, σ_{11} , σ_{22} et σ_{33}

CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

La figure 4.1 présente l'influence de la taille du maillage sur la distribution des contraintes pour des tailles d'éléments de 8, 12 et 16 mm. En général, les trois maillages montrent des évolutions similaires. Cela montre que la réponse mécanique du modèle reste stable, même si la taille des éléments change. Toutefois, quelques écarts apparaissent localement dans les zones caractérisées par de fortes variations de contraintes.

Cette tendance est d'abord observée pour la contrainte équivalente de Von Mises (figure 4.1(a)), où les trois courbes présentent une évolution comparable. Le maillage de 16 mm montre cependant quelques écarts au niveau des pics de contrainte, tandis que les résultats obtenus avec les maillages de 8 et 12 mm restent relativement proches.

De manière similaire, la contrainte σ_{11} (figure 4.1(b)) présente une évolution globalement identique pour les trois tailles de maillage. Les principales différences apparaissent dans la zone centrale, correspondant aux valeurs maximales de contrainte. Cette observation se retrouve également pour la contrainte σ_{22} (figure 4.1(c)), pour laquelle les principales zones de compression ainsi que la position des minima restent proches, malgré quelques variations dans les valeurs locales. En revanche, la contrainte σ_{33} (figure 4.1(d)) montre une sensibilité légèrement plus importante à la taille du maillage. Les écarts entre les courbes sont principalement observés dans la partie centrale et vers la fin du chemin considéré. Cette différence peut être associée à la variation locale du champ de contraintes dans ces régions. L'ensemble de ces observations montre ainsi que le raffinement du maillage de 16 à 12 puis à 8 mm entraîne des variations relativement limitées dans la distribution globale des contraintes. Le maillage de 12 mm fournit des résultats suffisamment proches de ceux obtenus avec le maillage plus fin de 8 mm, tout en nécessitant un nombre d'éléments et un coût de calcul inférieurs. Il est donc retenu pour la suite de l'étude comme un compromis entre la précision des résultats et le coût computationnel.

4.2.2. Influence de la taille du maillage sur les déplacements

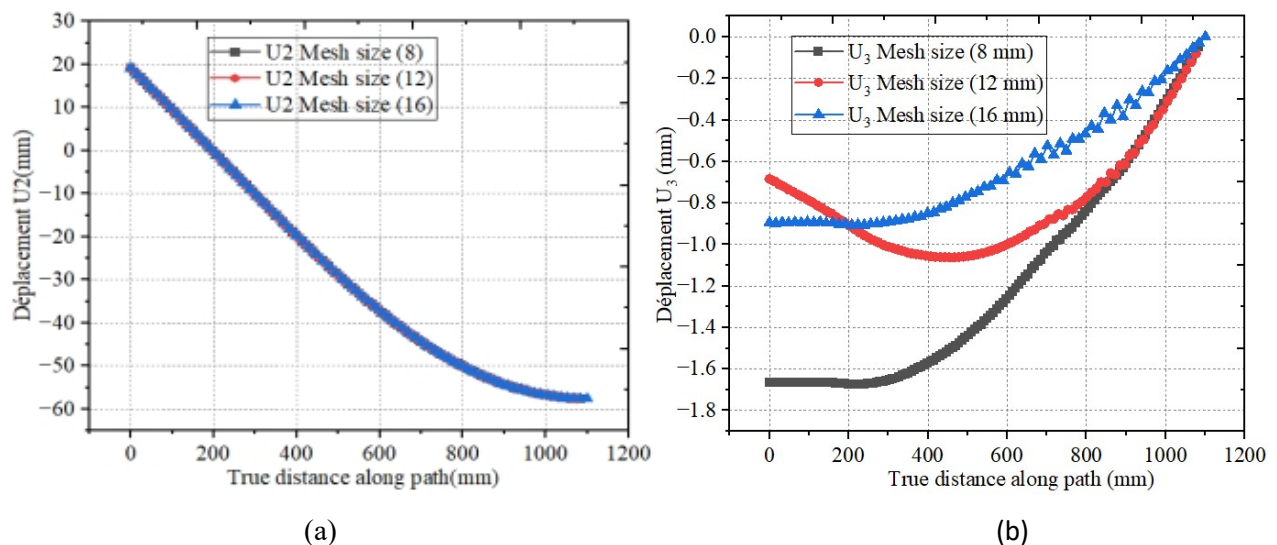


Figure 4.2 Influence de la taille du maillage sur les déplacements ϵ_{11} , ϵ_{22} et ϵ_{33}

CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

La figure 4.2 montre l'influence de la taille du maillage sur les déplacements U_2 et U_3 . On peut remarquer que les trois courbes de déplacement U_2 sont pratiquement confondues sur toute la longueur du chemin (la figure 4.2a). Le déplacement évolue progressivement d'environ (+20 mm à -60 mm). Cette excellente concordance entre les trois maillages indique que le déplacement U_2 est peu sensible à la taille du maillage. Il s'agit donc d'une grandeur globale relativement stable numériquement. D'autre part, la figure 4.2b montre l'influence de la taille du maillage sur le déplacement U_3 . On peut observer que

Le comportement de U_3 est différent. Les trois courbes présentent des amplitudes et des formes différentes. Le maillage 8 atteint environ (-1,7 mm), tandis que le maillage 12 présente un minimum voisin de -1,1 mm et le maillage 16 environ (-0,9 mm). La sensibilité plus importante de U_3 traduit une réponse locale différente suivant la discrétisation.

4.2.3. Influence de la taille du maillage sur la déformation

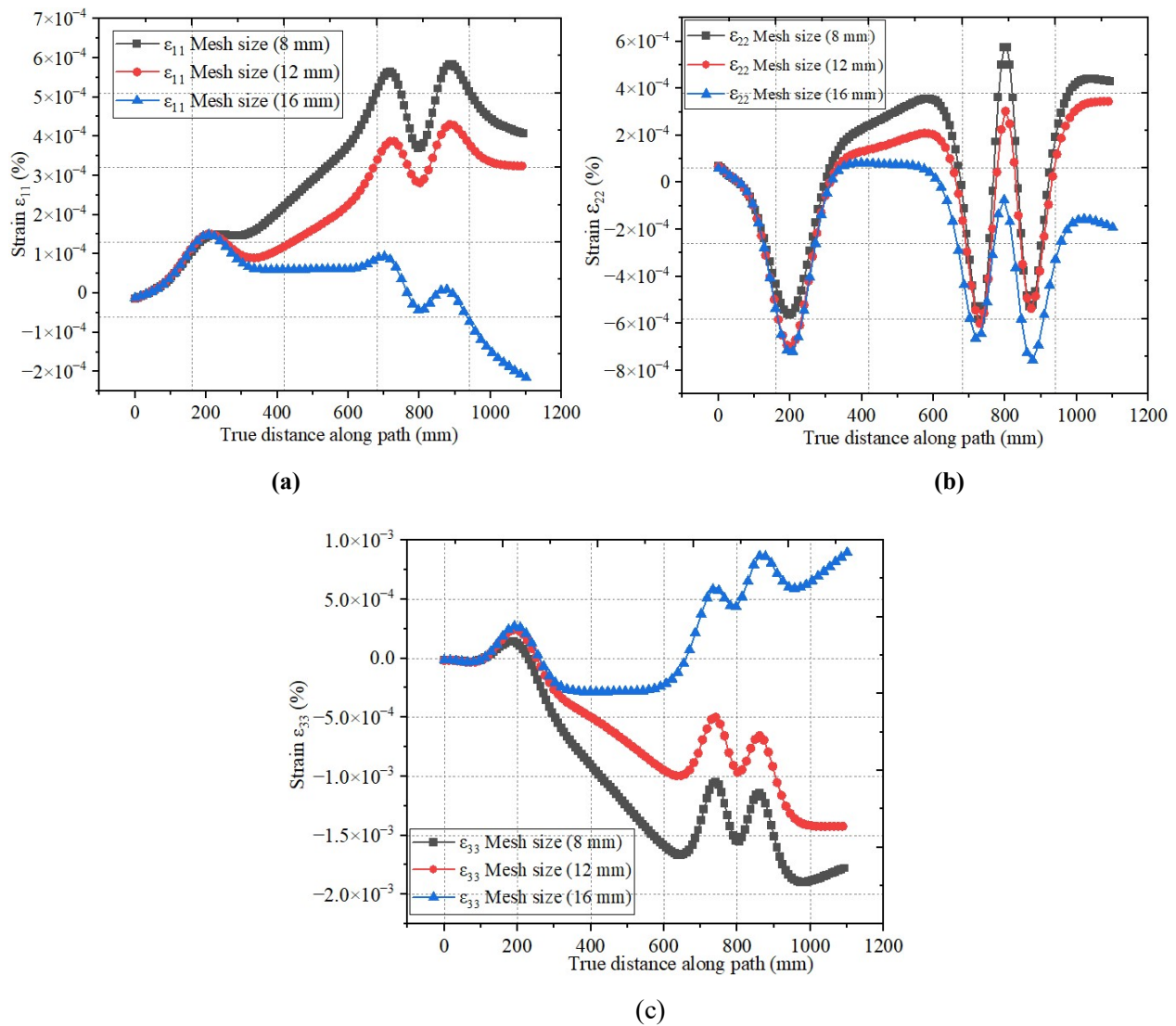


Figure 4.3 L'influence de la taille du maillage sur la déformation : a) ϵ_{11} , b) ϵ_{22} et c) ϵ_{33}

On voit bien sur la figure 4.3 que la taille du maillage influe sur les déformations ϵ_{11} , ϵ_{22} , et ϵ_{33} . Pour la déformation longitudinale ϵ_{11} , les différences sautent aux yeux d'un maillage à l'autre. Le maillage 8 donne des valeurs autour de 6×10^{-4} , alors que les maillages 12 et 16 s'en écartent

CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

nettement. Entre 600 et 1000 mm, la courbe ondule beaucoup, signe que la déformation varie pas mal dans cette zone. Pour ε_{22} , il y a aussi pas mal de bosses et de creux. Tous les maillages arrivent à repérer les principales zones de variation, mais les amplitudes ne sont pas les mêmes. Selon la configuration, les valeurs négatives descendent jusqu'à environ -8×10^{-4} . Ça montre que la réponse reste bien non uniforme tout au long du parcours. En ce qui concerne ε_{33} , la taille du maillage change carrément la donne. Avec le maillage 8, les valeurs négatives tombent près de -2×10^{-3} , alors que le maillage 16 part franchement vers du positif et dépasse 5×10^{-4} à la fin. Concis, ε_{33} est très sensible au choix du maillage, surtout dans les zones où la déformation change vite.

4.2.4. Influence de la taille du maillage sur l'évolution de la force

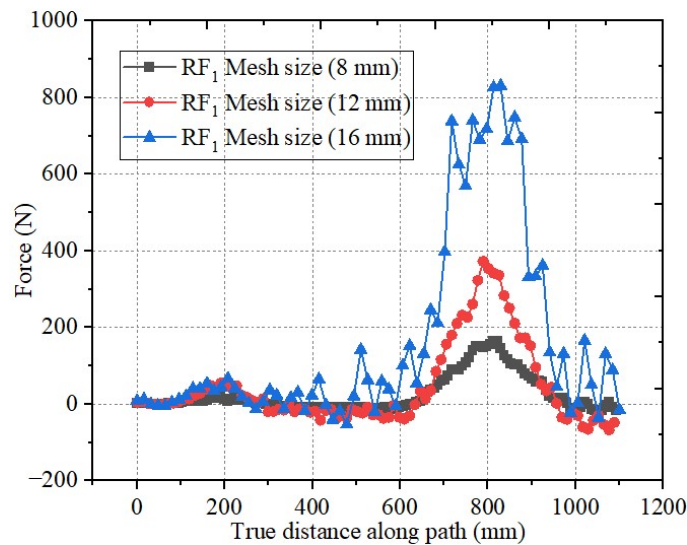


Figure 4.4 Influence de la taille du maillage sur l'évolution de la force en fonction de la distance réelle le long du chemin (*True Distance Along Path*)

La figure 4.4 montre comment la force évolue avec les trois tailles de maillage. Au début du parcours, les forces restent plutôt basses et fluctuent un peu. Mais à partir d'environ 650 à 700 mm, elles augmentent franchement. Avec le maillage 16, le pic est le plus haut : il monte à 800–850 N. Pour les maillages 12 et 8, les pics sont nettement plus bas, à environ 350 N et 150 N. Cet écart important prouve que la discrétisation influence beaucoup la force extraite, surtout dans la zone où les contraintes deviennent élevées. On remarque aussi que les valeurs sont très dispersées autour du maximum, ce qui veut dire qu'il faut vraiment faire attention au choix du maillage pour cette région.

Après avoir analysé trois tailles de maillage différentes, Nous avons comparé les résultats numériques pour choisir le modèle le plus adapté aux simulations finales. Il s'avère que le maillage de 12 mm donne une image assez fidèle du comportement mécanique de la poutre, sans pour autant alourdir les calculs. Nous avons donc choisi ce maillage comme référence pour la suite, en particulier pour étudier le comportement des armatures longitudinales et des étriers.

CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

4.3. CHOIX DU MODELE DE MAILLAGE RETENU

Après l'étude de convergence du maillage, une taille globale de **12 mm** a été retenue pour la modélisation numérique de la poutre. Ce choix permet d'obtenir un compromis satisfaisant entre la précision des résultats et le coût de calcul. La poutre ainsi maillée constitue le modèle de référence utilisé pour les différentes analyses numériques présentées dans ce chapitre.

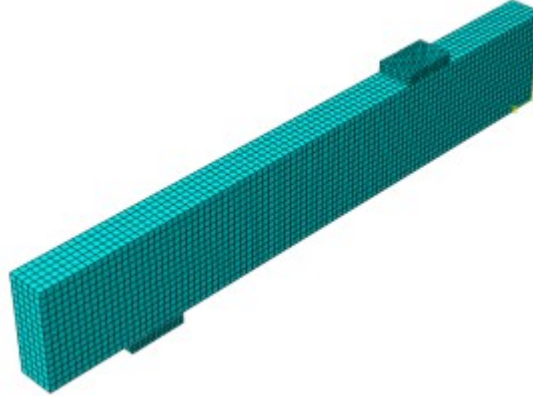


Figure 4.5 Poutre avec le maillage retenu de 12 mm.

4.4. ANALYSE DU COMPORTEMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES POUR LE MAILLAGE 12mm

4.4.1. Analyse de la déformation des armatures

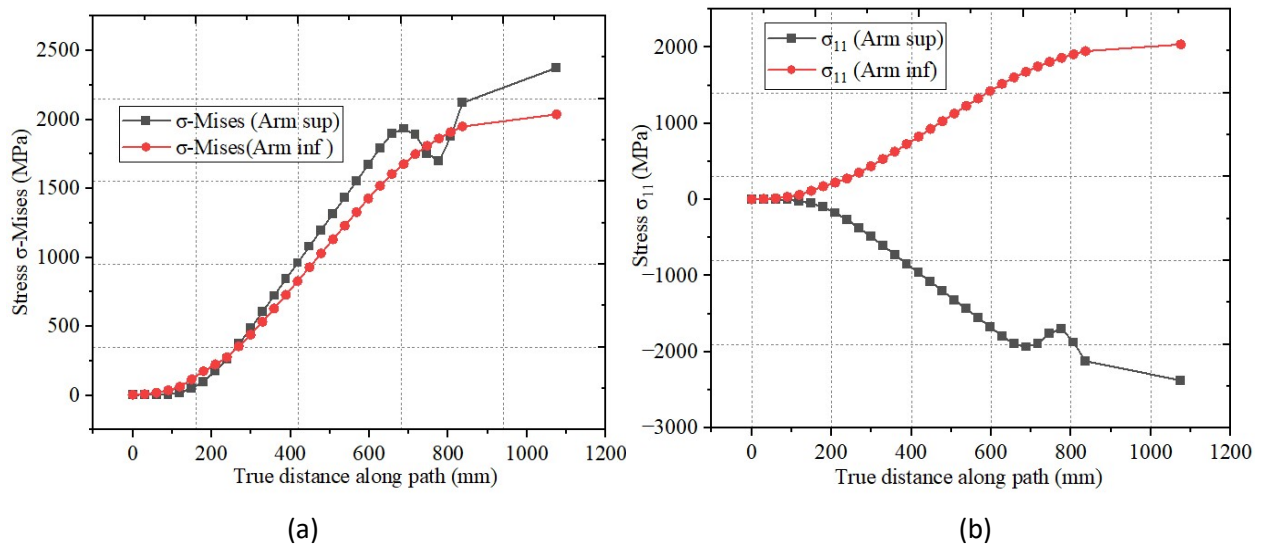


Figure 4.6 La Distribution de la contrainte équivalente de von Mises et de la contrainte longitudinale dans les armatures supérieure et inférieure (maillage 12mm)

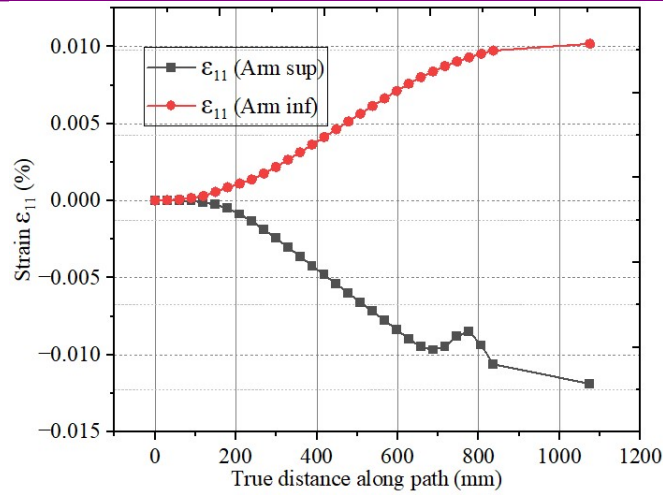
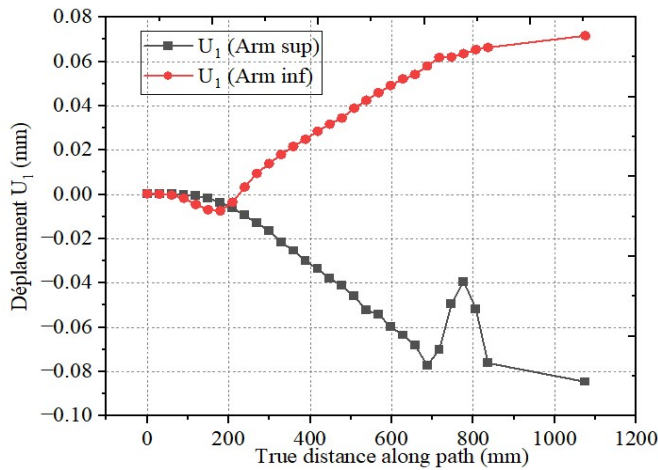


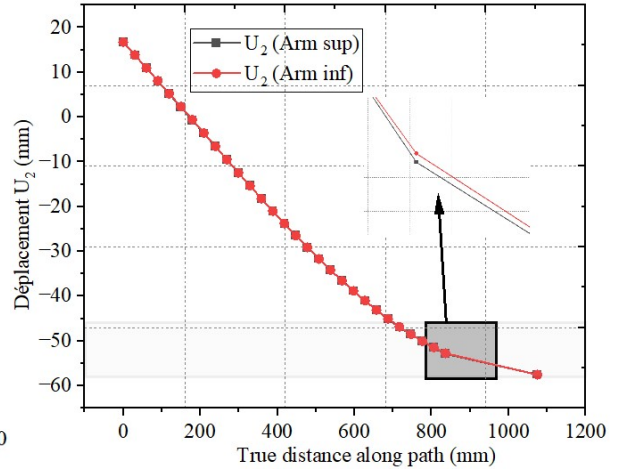
Figure 4.7 La Distribution de la déformation longitudinale dans les armatures supérieure et inférieure (maillage 12mm)

La figure 4.7 montre que les déformations longitudinales ϵ_{11} des armatures supérieure et inférieure évoluent en sens opposés. D'autre part, l'armature inférieure présente une déformation positive qui atteint environ **0,01**, tandis que l'armature supérieure développe une déformation négative pouvant atteindre environ **-0,012**. Dans ce cas, l'évolution opposée est cohérente avec une réponse en flexion, ainsi, on peut dire que les deux zones d'armatures sont soumises à des états de déformation de signe différent.

4.4.2. Analyse des déplacements des armatures



(a)



(b)

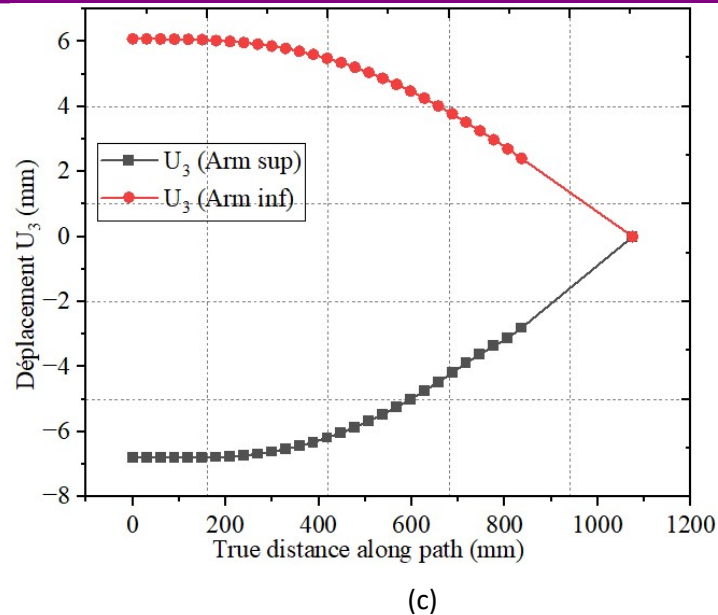


Figure 4.8 La Distribution des déplacements dans les armatures supérieure et inférieure : a) U_1 , b) U_2 et c) U_3 (maillage 12mm)

La figure 4.8 montre que les déplacements U_1 des deux armatures évoluent en sens opposés. On observe que l'armature inférieure atteint environ +0,07 mm, tandis que l'armature supérieure atteint environ -0,085 mm.

La différence devient plus importante après environ 200 mm. La figure 4.8(b) montre les déplacements U_2 . Dans ce cas-là, la composante U_3 montre une différence beaucoup plus importante entre les deux armatures. L'armature inférieure atteint environ +6 mm, alors que l'armature supérieure atteint environ -7 mm. Cette évolution opposée indique une déformation spatiale significative du système d'armatures.

Les deux courbes U_2 restent très proches sur une grande partie du chemin. Elles diminuent progressivement d'environ +17 mm à -50 mm, avant de présenter une légère divergence dans la partie finale. L'encart de la figure met précisément en évidence cette zone locale de divergence.

4.5. Analyse du comportement mécanique des étriers pour le maillage 12mm

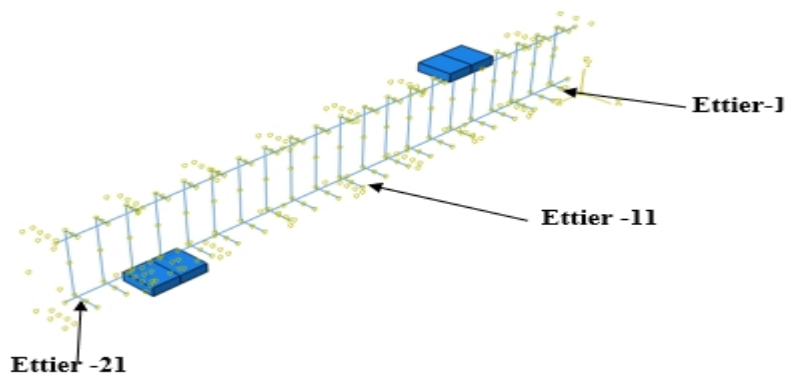


Figure 4.9 Illustration des d'étriers Etrier-1, Etrier-11 et Etrier-21.

CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

La Figure 4.9 présente la localisation des trois lignes d'étriers considérées dans l'analyse

Cette configuration permet de comparer la réponse mécanique des étriers situés à différentes positions longitudinales dans la structure.

4.5.1. Analyse de la contrainte des étriers

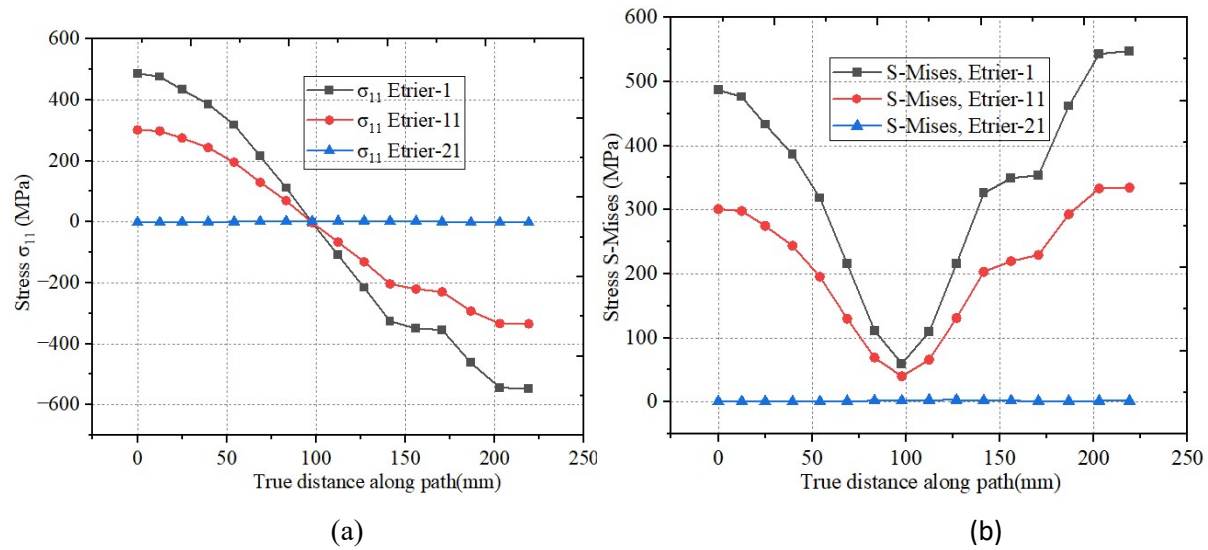


Figure 4.10 Distribution de la contrainte dans les trois étriers: a) σ_{11} et b) la contrainte de von Mises (maillage 12mm)

La Figure 4.10 présent la distribution des contraintes longitudinales σ_{11} sont différentes pour les trois étriers. la plus forte amplitude à été présenté dans L'Etrier-1, avec une évolution allant approximativement de +500 MPa à -550 MPa. L'Etrier-11 présente une amplitude intermédiaire, tandis que l'Etrier-21 reste pratiquement autour de zéro. Cette différence montre que la position de l'étrier influence fortement son état de contrainte. D'autre, part la figure 4.10b montre la distribution de la contrainte de Von Mises confirme cette tendance. On peut remarquer que l'Etrier-1 présente les valeurs les plus élevées, atteignant environ 550 MPa, tandis que l'Etrier-11 atteint environ 330 MPa. L'Etrier-21 reste proche de zéro sur toute la longueur.

4.5.2. Analyses de la déformation des étriers

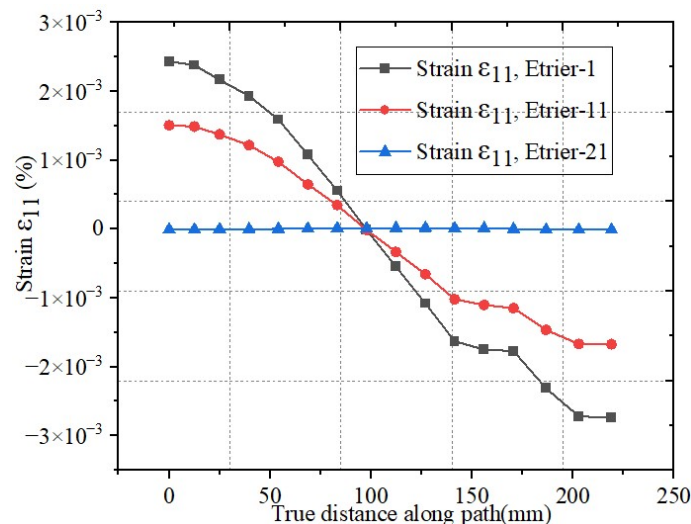


Figure 4.11 Distribution de la déformation ϵ_{11} dans les trois étriers (maillage 12mm)

CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

D'après l'analyse de la figure 4.11, on observe que la déformation ε_{11} suit également une distribution différente selon l'étrier. L'Etrier-1 présente les amplitudes les plus importantes, atteignant environ $\pm 3 \times 10^{-3}$, alors que l'Etrier-11 présente une amplitude plus faible. L'étrier-21 reste pratiquement nul. D'autre part, ces résultats montrent clairement que la position longitudinale des étriers joue un rôle important dans leur niveau de sollicitation mécanique.

4.5.3. Analyse des déplacements des étriers

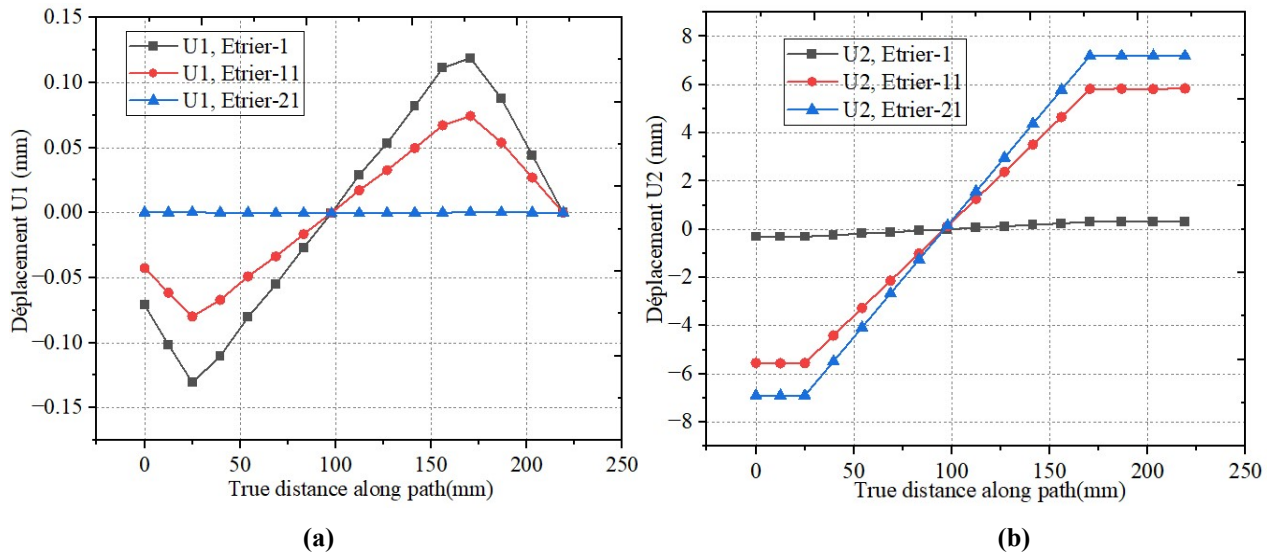


Figure 4.12 Comparaison des déplacements des étriers Etrier-1, Etrier-11 et Etrier-21 (maillage 12mm)

La figure 4.12 met en lumière les comparaisons des déplacements des différents étriers Etrier-1, Etrier-11 et Etrier-21 pendant l'ensemble de leurs trois cas de déplacements. Ces résultats montrent que l'étrier-21 atteint une valeur d'environ +7 mm, l'étrier-11 une valeur de +6 mm, et dans la première portion de trajectoire, des valeurs négatives. Ceci témoigne du fait que la réponse hors plan U_3 dépend fortement de la position des étriers. Les tendances observées précédemment pour les trois étriers sont confirmées dans la figure 4.12. Pour U_1 , l'étrier-1 présente l'amplitude la plus forte, alors que l'étrier-21 demeure pratiquement nul. Pour U_2 , les déplacements sont pratiquement constants pour les trois étriers, mais différents dans leurs niveaux. Pour U_3 , les étriers-11 et étriers-21 présentent des variations très importantes tandis que l'étrier-1 est proche de 0. Par conséquent, les résultats obtenus sur la figure 4.12 révèle une réponse cinématique dépendant fortement de la position des étriers, notamment pour les déplacements U_1 et U_3 .

4.6. Influence du type d'élément sur la distribution des contraintes

Afin d'évaluer l'influence du choix des éléments finis sur les résultats numériques, une comparaison des différents types d'éléments utilisés pour la modélisation du béton et des armatures a été réalisée. L'analyse porte principalement sur l'évolution de la contrainte de von Mises le long des chemins sélectionnés, afin d'identifier les éventuelles différences entre les formulations élémentaires utilisées.

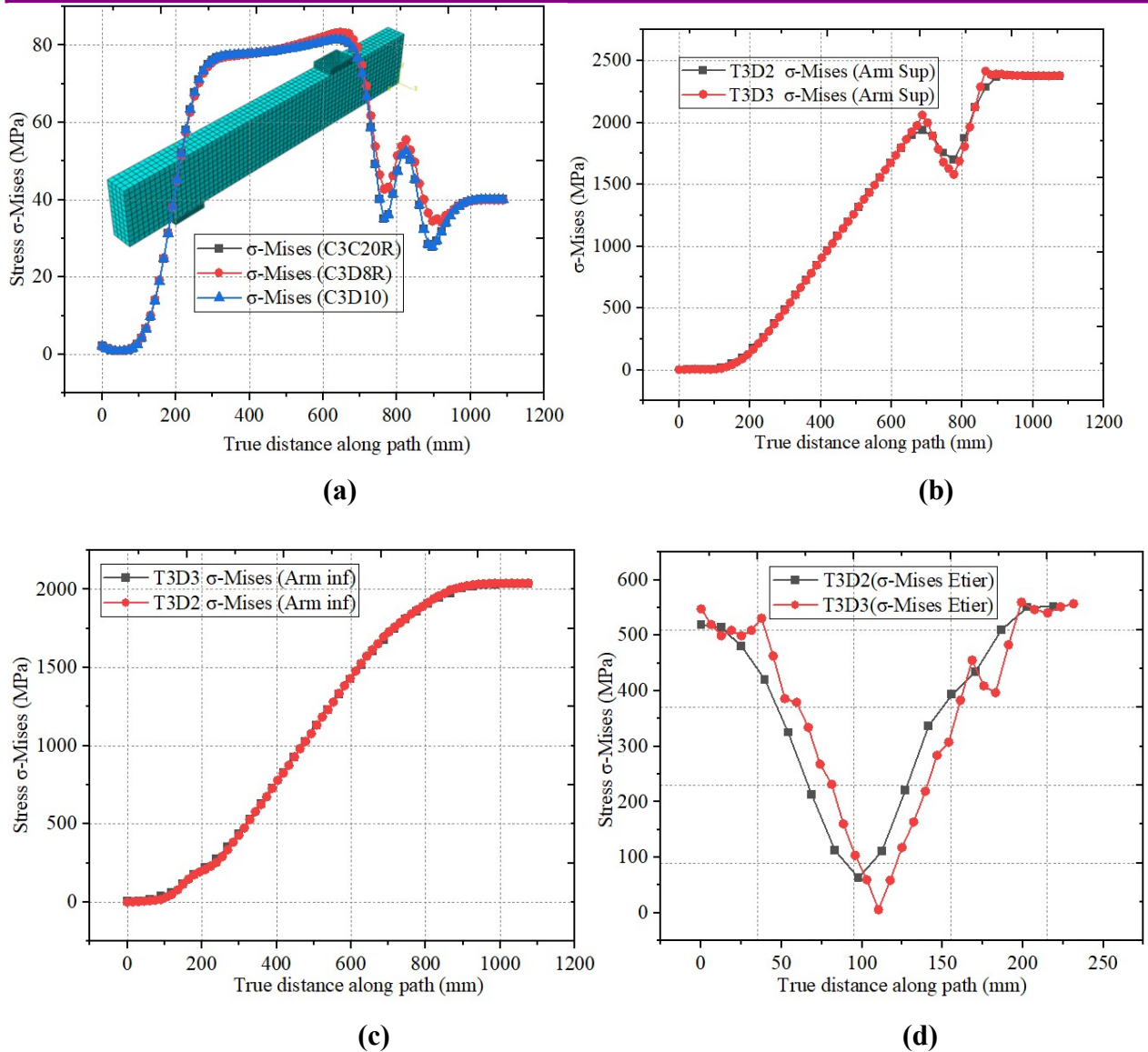


Figure 4.13 Distribution de la contrainte de von Mises le long des différents chemins : (a) béton, (b) armatures longitudinales supérieures, (c) armatures longitudinales inférieures et (d) armatures transversales (étriers)(maillage 12mm)

La Figure 4.13 présente la distribution de la contrainte de von Mises sur le long de différents chemins dans la poutre en béton armé. Pour le béton, les éléments C3D20R, C3D8R et C3D10 donnent une évolution globalement similaire des contraintes. Les armatures longitudinales présentent des niveaux de contraintes plus élevés, avec une évolution progressive dans l'armature inférieure et des variations locales dans l'armature supérieure. Dans les étriers, la contrainte diminue jusqu'à une valeur minimale dans la zone centrale avant d'augmenter de nouveau. D'autre part, les éléments T3D2 et T3D3 conduisent à des résultats globalement proches pour les armatures.

Cette cohérence confirme la stabilité des résultats numériques obtenus avec les différents types d'éléments. Les résultats obtenus sont également cohérents avec les travaux antérieurs utilisant les éléments C3D8R pour le béton et T3D2 pour les armatures comme les travaux de [38–41].

CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

L'étude [38] a notamment montré une bonne concordance entre les simulations ABAQUS et les résultats expérimentaux.

Les travaux de [39–41] soulignent également l'importance du choix du maillage et des éléments dans la modélisation tridimensionnelle des poutres en béton armé. Enfin, [42] confirme la pertinence de la modélisation tridimensionnelle non linéaire pour l'analyse des poutres en flexion et en cisaillement, avec ou sans étriers.

4.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons expliqué comment on construit le modèle numérique d'une poutre en béton armé. Nous avons commencé par définir la forme et les propriétés des matériaux, puis on applique les conditions aux limites, les charges, et on gère les interactions entre différents éléments. J'ai aussi mené une étude préalable sur plusieurs tailles de maillage pour voir laquelle donnait les meilleurs résultats numériques. Après avoir comparé, nous avons choisi un maillage de 12 mm – il offre le bon équilibre entre précision et temps de calcul. La comparaison des éléments utilisés pour la modélisation du béton (C3D20R, C3D8R et C3D10) montre une évolution globalement similaire de la contrainte.

CONCLUSTION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE :

L'objet de ce mémoire a été l'analyse numérique du comportement mécanique d'une poutre en béton armé avec la méthode des éléments finis, en utilisant ABAQUS. Le but, c'était surtout de construire un modèle numérique fiable pour représenter la façon dont la structure réagit sous charge, et voir comment le béton ainsi que les armatures longitudinales et transversales se comportent.

Au début, on a passé en revue les bases : le comportement mécanique du béton armé, les caractéristiques des matériaux, les efforts subis, et les principes de la méthode des éléments finis. Une étude préliminaire de la taille du maillage a été réalisée en comparant plusieurs modèles afin d'évaluer son influence sur les résultats numériques. Cette analyse a conduit à retenir une taille globale de maillage de **12 mm** pour les simulations finales. Ce choix a permis de disposer d'un modèle adapté à l'analyse du comportement mécanique de la poutre tout en maintenant un coût de calcul raisonnable.

Les résultats obtenus ont ensuite permis d'examiner les déplacements, les contraintes et les déformations dans les différents composants de la structure. Une attention particulière a été accordée au comportement des armatures longitudinales et des étriers situés à différentes positions dans la poutre. Les comparaisons effectuées ont permis de mettre en évidence la variation de leur réponse mécanique selon leur localisation et leur rôle dans la reprise des sollicitations.

Au fond, cette étude prouve à quel point la modélisation par éléments finis est précieuse pour examiner de près le comportement des poutres en béton armé. Le modèle numérique mis en place sert aussi de point de départ pour aller plus loin : on peut s'intéresser à l'influence des propriétés des matériaux, des conditions de chargement, de la disposition des armatures ou même de la taille du maillage. On peut aussi suivre de près comment les fissures apparaissent et comment le béton s'endommage avec le temps. Dans l'ensemble, les résultats montrent que la réponse en contrainte dépend de la taille du maillage, particulièrement dans les zones caractérisées par de forts gradients et des variations locales. Les positions générales des zones de concentration restent toutefois identifiables, ce qui permet de localiser les régions critiques de la structure.

Contrairement à U_3 , le déplacement U_2 présente une excellente stabilité vis-à-vis du raffinement du maillage. Cette différence souligne l'importance de distinguer les réponses globales des réponses locales lors de l'évaluation de la sensibilité du maillage. La comparaison des éléments utilisés pour la modélisation du béton (C3D20R, C3D8R et C3D10) montre une évolution globalement similaire de la contrainte.

Ces résultats montrent clairement que la position longitudinale des étriers joue un rôle important dans leur niveau de sollicitation mécanique.

Perspectives

Dans cette étude, nous proposons quelques axes de recherche :

- Application de la méthode des éléments finis pour la simulation de l'influence du diamètre des armatures longitudinales et transversales.
 - On peut aussi l'appliquer pour la simulation d'espacement, sur la distribution des contraintes, les déformations, les déplacements et la force de réaction de la structure en 3D.
 - Une étude paramétrique pourrait également être menée en faisant varier les propriétés mécaniques du béton et de l'acier ainsi que les conditions aux limites, le chargement et d'appui.
- Enfin, une confrontation des résultats obtenus par le code de calcul ABAQUS avec des résultats expérimentaux ou analytiques permettrait de renforcer la validation du modèle numérique et d'améliorer la compréhension du comportement des structures en béton armé.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

- [1] Fédération Internationale du Béton (fib). *fib Model Code for Concrete Structures 2020*. fib, Lausanne, 2020, version publiée/actualisée 2024. ISBN 978-2-88394-175-5.
- [2] Fédération Internationale du Béton (fib). *Serviceability Limit States of Concrete Structures – Background Document of fib MC2020*. fib Bulletin 114. Ce document traite notamment de la fissuration et de son importance pour la fonctionnalité et la durabilité des structures en béton.
- [3] Mukhtar, F., & El-Tohfa, A. *A review on fracture propagation in concrete: Models, methods, and benchmark tests*. **Construction and Building Materials**, 2023. Cette revue analyse les différentes approches numériques utilisées pour la modélisation de la rupture et de la propagation des fissures dans le béton.
- [4] Salim Barbhuiya, Bibhuti Bhusan Das, Fragkoulis Kanavaris, *A review of fracture propagation in concrete: fundamentals, experimental techniques, modelling and applications*, *Magazine of Concrete Research*, Volume 76, Issue 10, 2024, Pages 482-514, <https://doi.org/10.1680/jmacr.23.00143>.
- [5] Matthews, S. L. *fib Model Code 2020: Enabling advances for new and existing concrete structures*. **Structural Concrete**, 24(4), 4341–4351, 2023. DOI: **10.1002/suco.202201139**.
- [6] EN 1991-1-1 (2002) (English): Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
- [7] Megson, T.H.G. (2005). *Structural and Stress Analysis*, 2nd ed., Elsevier, Oxford.
- [8] CEN. (2002). *EN 1990: Eurocode — Basis of Structural Design*. European Committee for Standardization, Brussels.
- [9] CEN. (2004). *EN 1992-1-1: Eurocode 2 — Design of Concrete Structures — Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization, Brussels.
- [10] Dassault Systèmes. *Abaqus Documentation — Concrete Damaged Plasticity Model*. SIMULIA.
- [11] MAMINIRINA James Daniel, MEMOIRE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE LICENCE Titre : DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE EN BÉTON ARMÉ À L'INTÉRIEUR D'UN BÂTIMENT, Année universitaire : 2022 – 2023
- [12] A. ALLICHE , Maître de Conférences Paris 6
- [13] YAHIA L. Socle Commun Science Et Technologie-Université Batna 2.
- [14] M. HADJ MILOUD. UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF Polycopié de cours RESISTANCE DES MATERIAUX-2Dr.
- [15] http://lesitegc.free.fr/cours/cours_terminale/nvm/Poutre.php

- [16] <https://appx.cchic.ca/svilleneuve/materiaux/chap7.pdf>
- [17] https://elearning.univ-msila.dz/moodle/pluginfile.php/115565/mod_resource/content/1/chapitre%201%20.pdf
- [18] Matthews, S., Bigaj-van Vliet, A., & Dieteren, G., “Outlook upon fib Model Code for Concrete Structures (2020),” *Structural Concrete*, 24(4), 4334–4335, 2023. DOI: 10.1002/suco.202370004.
- [19] Neville, A. M., *Properties of Concrete*, 5th ed., Pearson Education, 2011. — Référence fondamentale pour les propriétés et le comportement du béton.
- [20] fib, *Bond of Reinforcement in Concrete – State-of-the-Art Report*, fib Bulletin. Fédération Internationale du Béton. (2000).
- [21] Vladimir Cervenka, Jan Cervenka, Jiri Rymes “Numerical simulation of concrete structures—From research to engineering application,” *Structural Concrete*, 25(2), 751–772, 2024. DOI: 10.1002/suco.202300016
- [22] Neville, A. M., & Brooks, J. J. (2010). *Concrete Technology*, 2nd ed., Pearson Education.
- [23] Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M. (2014). *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*, 4th ed., McGraw-Hill Education.
- [24] fib. (2013). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, Berlin.
- [25] American Cement Association. *Design and Control of Concrete Mixtures*, 17th ed., Skokie, IL, USA.
- [26] American Cement Association. *Introduction to Concrete – Design and Control of Concrete Mixtures*. Portland Cement Association, Chapter 1.
- [27] Cour de béton armé –proffesseur Redha yeghnem.
- [28] cour béton armé-licence travaux publics –faculté d’architecture et de genie civil – D Taïbi Houria et ainai- Université d’oran Mohamed boudiaf.
- [29] cour fissuration en béton avec référence particulière au béton à haut performance.par Touhami TAHENNI USTHB ,algerie –magister en génie civil 2006.
- [30] cour béton armé _Dr.MADI Rafik septembre 2014.
- [31] BOUCHAREB MOHAMED NACER Analyse modale d’une poutre encastré-libre MEMOIRE PRESENTE EN VUE DE L’OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER Année: 2016/2017 UNIVERSITY-ANNABA MOKHTAR BADJI UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA DIRECTEUR DU MEMOIRE :DR. RAMDANE YOUNES

- [32] DTR6BC2 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- [33] cours béton armé TEC 185 Mr BARAKA Abdelhak –centre universitaire de Béchar département de génie civil et d’architecture A.U 2005/2006.
- [34] cours les matériaux de béton armé gerald-hivin@ujf-grenoble.fr.
- [35] Chap2 Matériaux du béton armé 13 gerald.hivin@ujf-grenoble.fr.
- [36] Introduction à ABAQUS , Ignacio Romero ETSI Industrials, Universidad Politecnica de Madrid.
- [37] Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf Faculté de Génie Mécanique Département de Génie Maritime SUPPORT DE COURS EN RESISTANCE DES MATERIAUX ELABORE PAR : Dr. HADJAZI Khamis
- [38] Rahman, R., Akbar, I., & Rofriantona, R. 3D Finite Element Model for Shear-dominant Failure of Reinforced Concrete Beams. *Journal of Applied Materials and Technology*, 3(1), 2022, 12–21. DOI: 10.31258/Jamt.3.1.12-21.
- [39] Chandra, N., Ridwan, R., & Ikhsan, M. Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Beam Strengthened with Embedded Steel Reinforcement Bars. *Journal of Applied Materials and Technology*, 1(1), 2019, 38–45. DOI: 10.31258/Jamt.1.1.38-45.
- [40] Melesse, G., Behailu, T., & Kassa, H. K. Finite Element Analysis of a Reinforced Concrete Dapped-End Beam under the Effects of Impact Velocity and Dapped-End Beam Cross-Section Geometry. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2023, Article 5869552. DOI: 10.1155/2023/5869552.
- [41] Kadhim et al. Combined Flexural and Shear Strengthening of RC T-Beams with FRP and TRM: Experimental Study and Parametric Finite Element Analyses. *Buildings*, 2021, 11, 520.
- [42] Dudziak, S. Numerically Efficient Three-Dimensional Model for Non-Linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. *Materials*, 2021, 14(7), 1578. DOI: 10.3390/ma14071578.

