

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عمار ثليجي بالأغواط
UNIVERSITE AMMAR TELIDJI LAGHOUAT
كلية الهندسة المدنية والهندسة المعمارية
FACULTE DE GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de Master

Domaine: Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Option : Structure

Réalisé par :
Belmecheri Ibrahim El Khalil

THEME

**Etude paramétrique de la flexion à quatre (04)
Points d'une poutre en béton armé à l'aide d'un
logiciel Eléments Finis ANSYS**

Mme Benmiloud Meriam	MAA	Présidente
Mr Zaidi Ali	Pr	Examineur
Mr Mouattah Kadour	Pr	Rapporteur
Mme Bellakehal Hizia	MCA	Co-rapporteur

Année Universitaire 2021/2022

Remerciement

Je remercie de prime abord Allah de sa bénédiction.

Cette thèse doit beaucoup aux nombreuses personnes qui m'ont soutenu encouragé au long de toutes ces années; qu'elles trouvent dans ce travail l'expression de mes plus sincères remerciements

Je remercie mon directeur de thèse le professeur **Mouattah Kadour** pour son aide, ses conseils, son soutien et sa patience du sujet très intéressant qu'il m'a proposé et qui m'a permis d'approfondir mes connaissances sur un sujet d'actualité, , ainsi que **Dr. Bellakehal Hizia**.

Je tiens à remercier le **Dr. BenMiloud Meriam** Présidente de Jury pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider ce jury. Je tiens aussi à remercier le membre de Jury le **Pr. ZAI-DI Ali** d'avoir accepté d'examiner notre modeste travail.

Je voudrais signifier toute ma gratitude a tout mes professeurs durant toute ma scolarité merci de m'avoir transmis leur savoir avec dévouements, d'avoir enrichi mes connaissances et de m'avoir donné le goût de l'apprentissage.

De peur d'en avoir oublié, je souhaite remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de ce parcours universitaire.

J'adresse mes sincères remerciements à ma famille, et plus particulièrement à mon père et ma mère , mes frères et sœurs qui m'ont encouragé et gratifié de leur amour dans les moments les plus difficiles.

Je remercie ma grande famille et amis qui m'ont soutenu et aidé.

Dédicace :

A la mémoire de mon père hadj Mohamed, mon chère grand père Khemilli Belkacem ,
ma tante Nacera, mon cousin Moussa paix à leurs âmes.

A mon cher père

A ma mère la lumière de notre vie

A mes frères et sœurs, mes neveux et nièces

A ma famille et mes amis

Je dédie ce modeste travail.

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux.

‘‘Et ma réussite ne dépend que d'Allah. En Lui je place ma confiance, et c'est vers Lui
que je reviens repentant ‘‘ (Houd, 88)

ملخص:

إن الغرض من هذا العمل هو دراسة تأثير معامل نقل القص ومعامل يونغ على سلوك الدعامة الخرسانية المسلحة المعرضة للانحناء-أربع نقاط حتى الانهيار. وعليه فقد تم اعتماد نموذج اللدونة المزوجة مع التلف لتحديد سلوك العارضة. يتم ذلك عن طريق نموذج Willam-Warnke المثبت في برنامج ANSYS المستخدم في هذه الدراسة. فهي، إذن، دراسة وسيطية ستسلط الضوء على أهمية معاملات المنشأة في جميع الحسابات الرقمية. تظهر النتائج التي تم الحصول عليها بوضوح أهمية معامل نقل القص في استجابة الهيكل. يجب أن يكون اختياره مستندا لضمان تقارب الحسابات وكذلك دقتها على حد سواء.

الكلمات المفتاحية: النمذجة ، الانحناء ب 4-نقاط ، معامل نقل القص ، اللدونة مع التلف ، ANSYS

Abstract:

The purpose of this work is the study of the effect of the shear transfer coefficient as well as the Young's modulus on the behavior of a reinforced concrete beam subjected to 4-point bending until failure. A damageable elastoplastic model is, therefore, adopted to determine the behavior of the beam. This is done by means of Willam-Warnke model implemented in the ANSYS software used in this study. It is, hence, a parametric study that will highlight the importance of structural parameters in all numerical calculations. The results obtained, clearly, show the importance of the shear transfer coefficient in the response of the structure. Its choice must be dictated to, both, ensure the convergence of the calculation as well as its precision.

Keywords: Modeling, 4-point bending, shear transfer coefficient, elastoplasticity with damage, ANSYS

Résumé :

L'objectif du présent travail est l'étude de l'effet du coefficient de transfert de cisaillement ainsi que le module d'Young sur le comportement d'une poutre en béton armé soumise à la flexion 4-points jusqu'à la ruine. Un modèle élastoplastique endommagable est, donc, adopté pour cerner le comportement de la poutre. Il s'agit du modèle de Willam-Warnke implanté dans le logiciel ANSYS utilisé dans cette étude. C'est une étude paramétrique qui permettra de mettre en évidence l'importance des paramètres de structure dans tous calculs numériques. Les résultats obtenus montrent clairement l'importance du coefficient de transfert de cisaillement dans la réponse de la structure. Son choix doit être dicté pour assurer la convergence du calcul ainsi que sa précision.

Mots-clés : Modélisation, flexion 4-points, coefficient de transfert de cisaillement, élastoplasticité avec endommagement, ANSYS

Liste des tableaux :

Tableau 1.1 : Les principales différences de comportement entre matériaux métalliques et matériaux frictionnels (ou géomatériaux).....	24
Tableau 3.1 Maillage de la poutre.....	53
Tableau 3.2 Paramètres des propriétés du béton.....	59
Tableau 3.3 propriété de l'acier et les plaques d'appuis	60
Tableau 3.4 Les constantes réelles de l'approche de fissures discrettes.....	64
Tableau 4.1 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux pour la poutre armée.....	71
Tableau 4.2 : Valeurs à mi- travée à 100 KN	71
Tableau 4.3 Comparaison entre les résultats numérique et expérimental lors de l'apparition de la première fissure.....	71
Tableau 4.4 charge déformations de la poutre.....	75
Tableau 4.5 charge déformations de la poutre.....	78

Liste des figures :

Figure 1.1 : Lignes de glissement à la surface d'une éprouvette.....	4
Figure 1.2 : Propagation d'une dislocation de coin.	5
Figure 1.3 : Essai de traction monotone typique.	6
Figure 1.4 : Courbe contrainte-déformation pour un métal ductile (LCS) : traction et compression.	7
Figure 1.5 : Différentes définitions de la limite d'élasticité.....	8
Figure 1.6 : La limite d'élasticité conventionnelle.	9
Figure 1.7 : Écrouissage pendant le cycle chargement-déchargement.	10
Figure 1.8: Evolution de la limite d'élasticité par déchargement et chargement successifs d'un alliage.	11
Figure 1.9 : Schéma des deux types d'écrouissage a) isotrope b) cinématique.	11
Figure 1.10 : Effet Bauschinger.....	12
Figure 1.11: Modification de la structure des grains : perte d'isotropie.....	12
Figure 1.12: Courbe de contrainte-déformation en traction à différentes températures.....	13
Figure 1.13 : Effet de la vitesse de déformation : Acier EN25 à 1000° C.....	14
Figure 1.14 : Modèles élastoplastiques a) parfait b) avec écrouissage linéaire.....	15
Figure 1.15: Modèle avec écrouissage exponentiel.....	16
Figure 1.16: Modèle de Ramberg-Osgood.....	17
Figure 1.17: Le critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales.....	18
Figure 1.18 : Le critère de Von-Mise dans l'espace des contraintes principales.	19
Figure 1.19 : Comparaison entre les surfaces de charge initiales de l'acier 304 SS AISI recuit de Von Mises et expérimentale : a) l'éprouvette avec une prédéformation en torsion ; b) l'éprouvette avec une prédéformation combinée.	19
Figure 1.20: Evolution de la surface de charge pour certains matériaux métalliques.	20
Figure 1.21 : Représentation de l'écrouissage dans l'espace des contraintes : a) isotrope b) cinématique.....	20
Figure 1.22 Comportement élastoplastique avec écrouissage combiné.....	23
Figure 2.1: (a) Comportement du béton en compression simple. (b) Déformation axiale, latérale et volumétrique (Chen, 1982).....	28
Figure 2.2: Comportement cyclique du béton en compression uniaxial (Karsan et Jirsa, 1969).....	29

Figure 2.3 : La courbe de compression de contraintes-déformations.	29
Figure 2.4: Relation contrainte-déformation, et la variation du coefficient de Poisson	30
Figure 2.5: Comportement du béton en traction directe (Terrien, 1980).....	32
Figure 2.6: Comportement cyclique du béton en traction (Reinhardt, et al., 1984).....	32
Figure 2.7: Courbe contrainte-déformation sous traction uniaxiale avec différents types d'agrégats (Chen, et al., 1988) (Chen, et al., 1980).	33
Figure 2.8: Courbes contraintes /déformations dans la zone de compression biaxiale (Kupfer, et al., 1973).....	34
Figure 2.9 Courbes contraintes déformations dans la zone traction- compression (Kupfer, et al., 1973)	34
Figure 2.10 Courbes contraintes déformations dans la zone biaxiale. (Kupfer, et al., 1973)	35
Figure 2.11 Enveloppes du critère de rupture du béton (Kupfer, et al., 1973).....	36
Figure 2.12 Test triaxial de compression du béton (Richart, et al., ,1928).	37
Figure 2.13 : Relations contraintes – déformations du béton (Balmer, ,1949).	37
Figure 2.14: Essai de compression hydrostatique du béton (Chen, 1982).	38
Figure 2.15: Résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales (Chen, et al., 1980)	38
Figure 2.16 : a) Le méridien de la surface de rupture, b) Section dans le plan déviatorique (Willam, et al., 1974)	40
Figure 2.17 Représentation du critère dans le plan de Mohr.....	41
Figure 2.18: Comparaison de critère de Hsieh- Ting – Chen avec les données triaxial dans le plan déviatorique, les cercle ouvert.....	43
Figure 2.19: Le modèle de Willam-Warnke à 5 (cinq) paramètres	44
Figure 3.1 ANSYS APDL.....	49
Figure 3.2: Représentation de la méthode itérative initiale.....	51
Figure 3.3 : Montage expérimental de la poutre. (Charif, 1983).....	52
Figure 3.4 La poutre sous ANSYS_APDL	53
Figure 3.5:L'élément SOLID 65.....	54
Figure 3.6L'élément LINK 180.....	54
Figure 3.7:L'élément solid186	54
Figure 3.8 Modèles pour le renforcement dans le béton armé (Rashid, 1968):a) discret, b) réparti.	55
Figure 3.9 Géométrie des poutres dans ANSYS APDL.	56

Figure 3.10 Maillage avec des surfaces	56
Figure 3.11 Maillage avec lignes.....	57
Figure 3.12. Maillage de la poutre.....	57
Figure 3.13 : La courbe déformation-contrainte en compression uniaxiale du béton.	61
Figure 3.14 La courbe de comportement élastoplastique de l'acier.	63
Figure 3.16: Relation constitutive typique pour le béton (adoucissement). – (Bangash, ,1989).....	65
Figure 3.17 Relation constitutive typique pour le béton (post-stiffening). (Bangash, ,1989)	65
Figure 4.1 : Déformation de la poutre $\beta = 0.3$	67
Figure 4.2 : Déformation des armatures.....	68
Figure 4.3 .Courbes Force-Flèche pour différentes valeurs du coefficient β	69
Figure 4.4 : Courbes Force-Flèche expérimentale et numérique avec différentes valeurs du coefficient β	70
Figure 4.5 Schéma de fissuration de la poutre	72
4.6 courbe force-flèche avec différents β avec $f' = 52.4$ MPa.	73
Figure 4.7 fleche pour $E = 30.740$ GPa.....	74
Figure 4.8 comparaison entre la courbe fleche en experimental et les fleches avec diferentes valeurs de E (module de Young).	74
Figure 4.11 :charge -flèche β open 0.2 closed 1.0.....	76
Figure 4.12 :charge-flèche pour open 0.3 closed 1.0.....	76
Figure 4.13 charge -flèche β open 0.3 closed 0.5.....	77
Figure 4.14 la comparaison des courbes charge-flèche avec différentes valeurs open et closed de β	78

Table des matières

Remerciement i

résumé.....v

 Liste des tableaux : vi

Liste des figures : vii

Table des matièresx

Introduction Générale :1

1 Théorie de Plasticité :3

 1.1 Introduction :3

 1.2 La théorie de la plasticité indépendante du temps :3

 1.2.1 La limite d'élasticité :7

 1.2.2 L'écrouissage :9

 1.2.3 L'effet Bauschinger : 11

 1.3 L'effet de la température :13

 1.4 Effet de la vitesse de déformation :13

 1.5 Modélisation du comportement uniaxial :14

 1.6 Plasticité tridimensionnelle17

 1.6.1 Surface de charge17

 1.6.2 L'écrouissage :20

 1.7 Modélisation incrémentale21

 1.7.1 Concepts de base :21

2 Comportement élasto-plastique du béton.....27

 2.1 Comportement uni axiale du béton :27

 2.1.1 Comportement à la compression uniaxiale :27

 2.1.2 Comportement du béton en traction uniaxiale :31

2.2	Comportement biaxial du béton :	33
2.3	Comportement triaxial du béton	36
2.4	Comportement plastique du béton :	39
2.4.1	Critères de rupture	39
2.4.2	Critère de Mohr-Coulomb	40
2.4.3	Le modèle à quatre paramètres de Hsieh- Ting- Chen	41
2.4.4	Le modèle d'Ottosen à 4 paramètres	42
2.4.5	Le modèle de Willam-Warke	43
2.5	L'effet d'échelle	45
2.5.1	Fisuration :	45
2.5.2	Le facteur de transfert du cisaillement :	46
3	Modélisation	48
3.1	Introduction :	48
3.2	Présentation du logiciel Ansys :	48
3.2.1	Environnements logiciels :	48
3.2.2	Types d'analyses effectuées par ANSYS :	49
3.3	Résolution d'un problème	50
3.3.1	Préprocessor :	50
3.3.2	Solveur :	50
3.3.3	Post-processor	50
3.4	Description de la poutre	51
3.4.1	Modèle éléments finis du renforcement en acier	55
3.4.2	Manipulation	55
4	Résultats et discussion :	67
4.1	Les courbes force-flèche :	68
	Conclusion générale :	79
	Bibliographie	80

Introduction Générale :

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton étant lui-même un mélange intelligent de granulats, de ciment et d'eau. Le ciment et l'acier résultent quant à eux de processus de fabrication spécifiques.

Le béton de ciment est, à l'heure actuelle, le matériau de construction le plus utilisé.

Il présente un comportement non-linéaire dû à la plasticité et à la présence de la fissure, De ce fait il est indispensable d'étudier la réponse des structures en béton au-delà du domaine élastique. Pour cela, une multitude d'essais ont été réalisés pour élaborer et améliorer les caractéristiques physiques et chimiques afin de résister aux différentes contraintes. Toutefois, ces essais demandent beaucoup de moyens et de temps pour les réaliser. C'est pour cela que, récemment, beaucoup de chercheurs en génie civil se sont penchés vers d'autres moyens plus rapides et moins coûteux qui est la modélisation par outils informatiques; la disponibilité des logiciels permettant l'utilisation de modèles de plus en plus compliqués, tels que ABAQUS, ADINA ou ANSYS, ont facilité la tâche des concepteurs et analystes et réduit, considérablement, le coût de la modélisation et l'étude du comportement du béton.

L'avantage, donc, de la simulation numérique fiable se traduit par le fait qu'on peut analyser le comportement non linéaire des poutres en béton armé jusqu'à sa défaillance ultime avec moins de temps, une économie de matériau de construction et un meilleur rapport coût-efficacité par rapport à l'expérimentation conventionnelle.

Tous ces logiciels sont basés sur la méthode des éléments finis qui reste, à nos jours, la méthode la plus utilisée et la plus performante.

Notre choix s'est porté sur le logiciel ANSYS qui est un logiciel multiphysics et qui offre un éventail de choix très large quant aux modèles de comportement, aux nombre de types d'éléments finis disponible et fiable ainsi qu'aux techniques de modélisation et ses fonctionnalités.

L'objectif du présent travail est l'étude de l'effet du coefficient de transfert de cisaillement ainsi que le module d'Young sur le comportement d'une poutre en béton armé soumise à la flexion 4-points jusqu'à la ruine. C'est une étude paramétrique qui permettra de mettre en évidence l'importance des paramètres de structure dans tous calculs numériques.

Le présent manuscrit comporte une introduction générale et quatre chapitres suivis par une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la théorie générale de plasticité des métaux en insistant sur les phénomènes qui lui sont imputés.

Le deuxième chapitre est dédié au comportement élastoplastique du béton selon les différents types de chargements : uniaxial, biaxial et triaxial.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation du logiciel ANSYS utilisé dans cette étude ainsi que les étapes de calcul élastoplastique de la flexion 4-points de la poutre en béton armé.

Le quatrième chapitre est dédié aux résultats numériques obtenus et les discussions.

Une conclusion générale et des perspectives sont, enfin, présentées pour les travaux ultérieurs.

1 Théorie de Plasticité : (Mouattah, ,2005)

1.1 Introduction :

Les structures en béton armé sont généralement constituées de deux principaux matériaux qui sont l'acier et le béton avec des propriétés différentes. L'acier peut être considéré comme un matériau homogène alors que le béton lui, est un matériau composite et hétérogène (incluant un squelette de particules), mais au niveau macroscopique REV (Représentative Elementary Volume), il est admis de le considérer comme étant un matériau homogène et isotrope.

En revanche, au niveau microscopique, il a un comportement complexe et est fortement hétérogène : agrégats, liants, vides, etc, dont il faut tenir compte dans les traitements macroscopiques.

Pour être honnête, la charge appliquée est incrémentale : à mesure que cette charge augmente, des microfissures se développent à travers les connexions entre elles pour former des microfissures. Ce phénomène physique peut produire une réduction des contraintes à l'échelle macro-structurelle avec une augmentation simultanée de la déformation.

Il ne suffit pas d'étudier le béton dans le domaine élastique, il faut aller au-delà de ce domaine c'est-à-dire : Explorer son comportement plastique.

Dans ce chapitre, on passera en revue le sujet principal de la plasticité avant d'examiner la plasticité du béton. Dans ce cas ; Seule la plasticité indépendante du temps est considérée alors que les phénomènes de viscosité dépendant du temps ne sont pas pris en compte.

1.2 La théorie de la plasticité indépendante du temps :

La théorie de plasticité est la première théorie qui traite des transformations irréversibles. Étant donné que l'élasticité est la propriété des milieux continus qui, après suppression des sollicitations qui lui sont appliquées, reviennent à leur état initial, libre de contrainte, par le même chemin de chargement, la propriété de plasticité indique la persistance de déformation, dite permanente, après suppression des sollicitations extérieures.

Macroscopiquement parlant, le comportement élastique correspond à des petits déplacements réversibles des atomes constituant le réseau cristallin autour de leur position d'équilibre.

D'un point de vue purement physique, des tests ont montré que l'origine de la déformation plastique dépend de la nature du matériau. Ainsi, pour les géomatériaux, tel le béton, c'est la nucléation et l'initiation des microfissures à l'interface agrégats-mortier ou dans le mortier lui-même qui provoquent ces déformations irréversibles alors que pour les matériaux métalliques, elle est due, principalement, aux glissements relatifs des plans cristallographiques suite aux contraintes de cisaillement le long de ces plans (Figure 1.1). Ce glissement s'opère selon les plans les plus denses. La déformation plastique est d'autant plus importante que le matériau possède un nombre élevé de plans de glissement potentiels.

L'écoulement plastique dans les métaux et alliages peut être expliqué en termes de nucléation et mouvement de dislocations. Elles sont considérées comme les agents responsables de l'écoulement stationnaire. Mais plus la valeur de la déformation augmente plus il est difficile à la déformation plastique d'évoluer. Ce mécanisme est appelé dislocation. Il est clairement expliqué sur la Figure 1.2 pour une propagation de dislocation de coin .

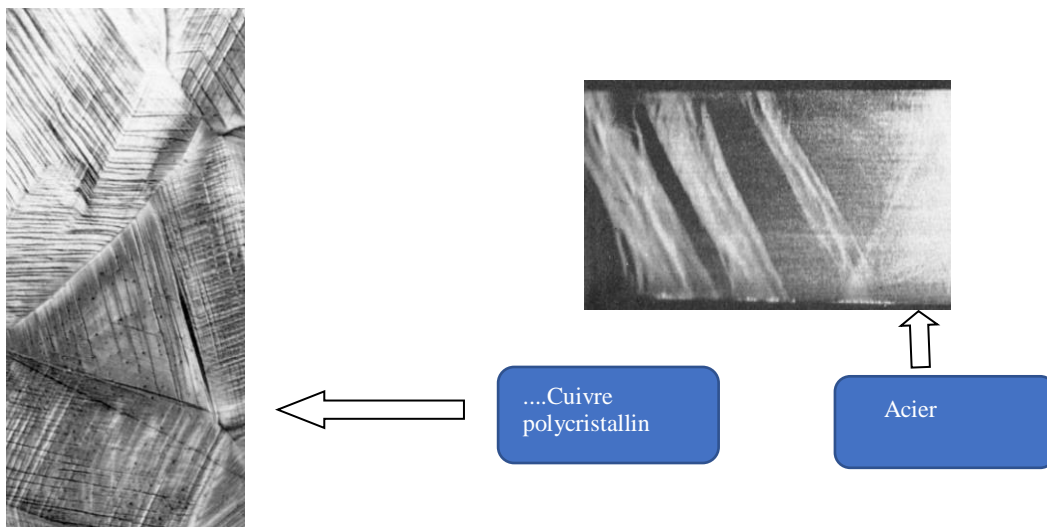


Figure 1.1 : Lignes de glissement à la surface d'une éprouvette

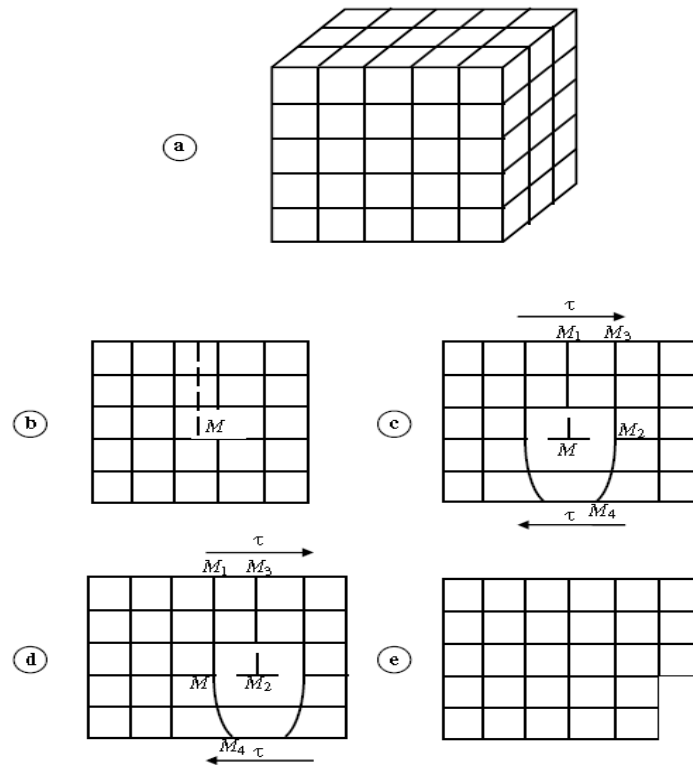


Figure 1.2 : Propagation d'une dislocation de coin.

Historiquement, la théorie de plasticité a été développée suite aux travaux de (Tresca, 1864) sur des expériences d'extrusion et de poinçonnement qui l'ont conduit à établir qu'un métal se déforme plastiquement quand la contrainte de cisaillement maximum atteint une valeur critique d'où son critère. Mais, en réalité, un premier critère a été proposé par Coulomb (1773) pour les sols et qui a été utilisé par Poncelet et Rankine dans le calcul des murs de soutènement et la pression latérale des sols. Puis les travaux se sont succédé, plus particulièrement pour les métaux, et les mécanismes à l'échelle microscopique ont été assez bien appréhendés.

Expérimentalement, il est constaté que, pratiquement, aucune variation de volume ne résulte de la déformation plastique des métaux. Il est, par conséquent, admis qu'elle représente une pure distorsion et, de ce fait, seul le déviateur des contraintes est pris en compte dans l'élaboration de la théorie. Le comportement en traction est identique à celui en compression. L'effet de la contrainte hydrostatique est négligeable sur la plasticité des matériaux. Chose qui n'est pas valable pour les géomatériaux où la contrainte hydrostatique joue un rôle important et pour des métaux où cette approximation classique est mise à défaut.

Dans ce qui suit, certains traits essentiels de la plasticité sont mis en lumière à partir de l'essai de traction uniaxial monotone.

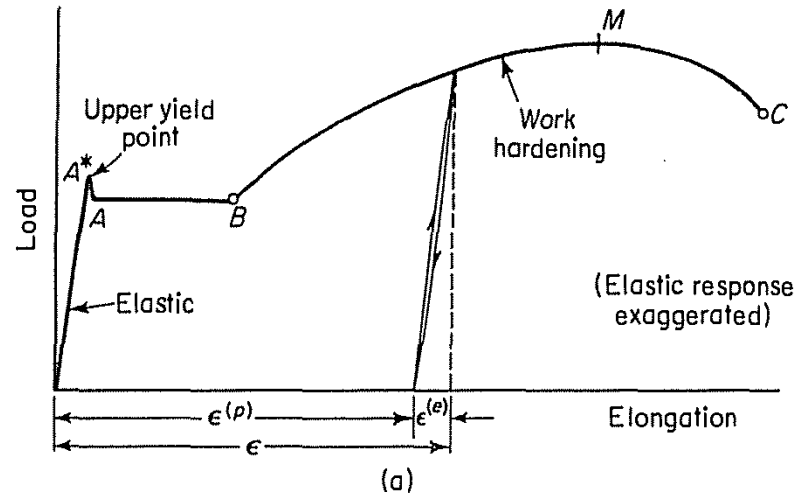


Figure 1.3 : Essai de traction monotone typique.

la Figure 1.3 représente l'essai de la traction monotone typique où on remarque que jusqu'au point **A**, le comportement est purement élastique linéaire réversible. Le point **A** représente la limite de proportionnalité (confondue avec la limite d'élasticité dans cette figure) σ_Y . **OA** représente, donc, le domaine élastique. À partir de **A** et jusqu'au point **B**, l'éprouvette se comporte plastiquement (écoulement plastique). À partir de **B**, l'éprouvette se durcit (écrouissage positif) jusqu'au point **M** puis commence à s'adoucir (écrouissage négatif) marquant ainsi la résistance ultime à la traction σ_u .

- En fait, l'isotropie plastique, c'est à dire la similitude de comportement en traction et en compression n'est visible que si les courbes contrainte-déformation en traction et en compression sont exprimées en termes vrais et non en termes nominaux ce qui est le cas pour un matériau recuit.

La contrainte vraie (ou de Cauchy) est celle obtenue en divisant la force sur la section actuelle alors que la contrainte nominale (ou de Boussinesq) est celle obtenue en divisant la force par la section initiale de l'éprouvette.

La déformation vraie ou naturelle est donnée par :

$$\varepsilon = \ln\left(\frac{l}{l_0}\right) \quad 1.1$$

Où l et l_0 sont, resp., la longueur finale et initiale de l'éprouvette.

La déformation conventionnelle est donnée par :

$$\varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l_0} \quad 1.2$$

Δl est la variation de dimension.

$$\text{Il s'ensuit qu'en traction : } \varepsilon_l = \ln(1 + \varepsilon_e) \quad 1.3$$

$$\text{et en compression } \varepsilon_l = -\ln(1 - \varepsilon_e) \quad 1.4$$

Ce qui fait que la déformation totale ε devient inférieure à ε_e en traction et supérieure à ε_e en compression comme le montre la Figure 1.4 : Courbe contrainte-déformation pour un métal ductile (LCS) : traction et compression. Cette distinction est, bien entendu, inexistante, en HPP où les différentes mesures de contrainte et de déformation sont confondues.

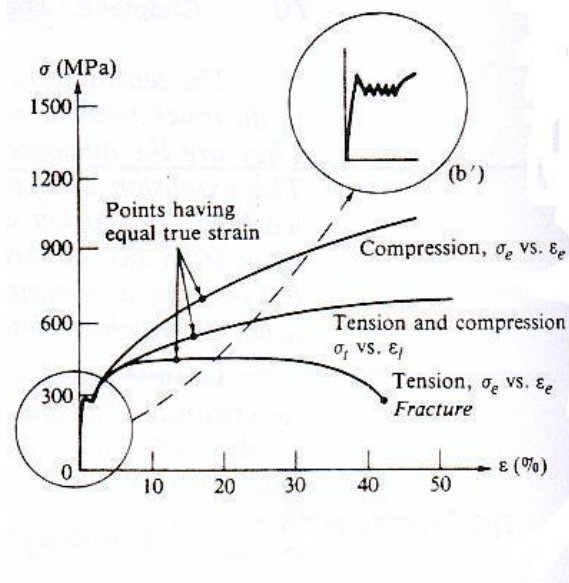


Figure 1.4 : Courbe contrainte-déformation pour un métal ductile (LCS) : traction et compression.

1.2.1 La limite d'élasticité :

Lorsque on atteint la limite d'élasticité, il est possible de poursuivre une augmentation de Chargement, alors le matériau se déformant plastiquement. Généralement, la valeur de la contrainte à un instant donné dépend de toutes les déformations subies auparavant par le

matériau, de la vitesse ainsi que de l'ordre dans lequel les déformations se sont produites, et que de nombreux paramètres physiques comme l'histoire des températures

La détermination de la limite d'élasticité de manière précise n'est pas chose aisée. A l'inverse des matériaux ductiles, il n'est pas toujours facile de distinguer une limite de proportionnalité claire pour les matériaux écrouissables. Il existe, alors, plusieurs définitions de cette limite comme le montre la Figure 1.5. Dans la pratique Il est, alors, fait appel à une définition conventionnelle de cette limite en choisissant la valeur de la contrainte susceptible d'induire une certaine valeur conventionnelle ou « offset » de la déformation permanente de déformation en traçant une droite à partir de cette valeur ayant pour pente le module d'Young E . Les valeurs utilisées sont 0.1% (petite offset) ,0.2% (offset modérée) et 0.5% (grande offset). Or la valeur 0.2% est le plus souvent utilisée et il est indispensable, dans ce cas, de spécifier l'offset utilisé (comme par exemple $\sigma_y (0.2)$). Une valeur moins importante est prise, parfois, dans des problèmes de modélisation structurales, 0.1% par exemple [Lemaitre, 2001]. Certaines valeurs beaucoup moins élevées sont prises dans la détermination de la surface de charge (cf. intra) comme 10μ ou même 5μ .

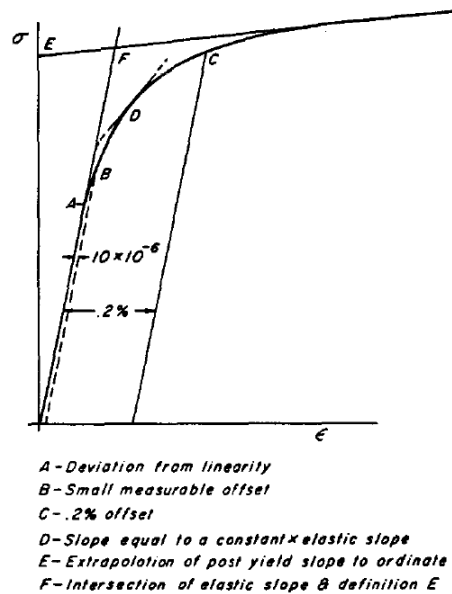


Figure 1.5 : Différentes définitions de la limite d'élasticité.

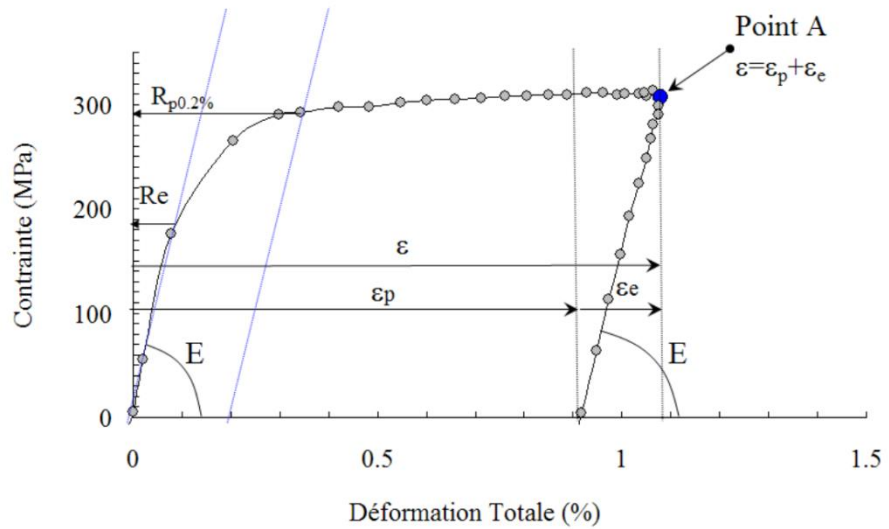


Figure 1.6 : La limite d'élasticité conventionnelle.

1.2.2 L'écrouissage :

Un autre phénomène à décoder est l'écrouissage. Il s'agit de l'évolution du domaine élastique pendant la variation de la déformation plastique. Ainsi, en opérant un déchargement à partir d'un point au-dessus de la limite d'élasticité (point **D**), et en rechargeant encore une fois, il est constaté que la limite d'élasticité a changé et devenue plus élevée (situé au point **D**) (Figure 1.7) L'étendue du domaine élastique est devenue d .

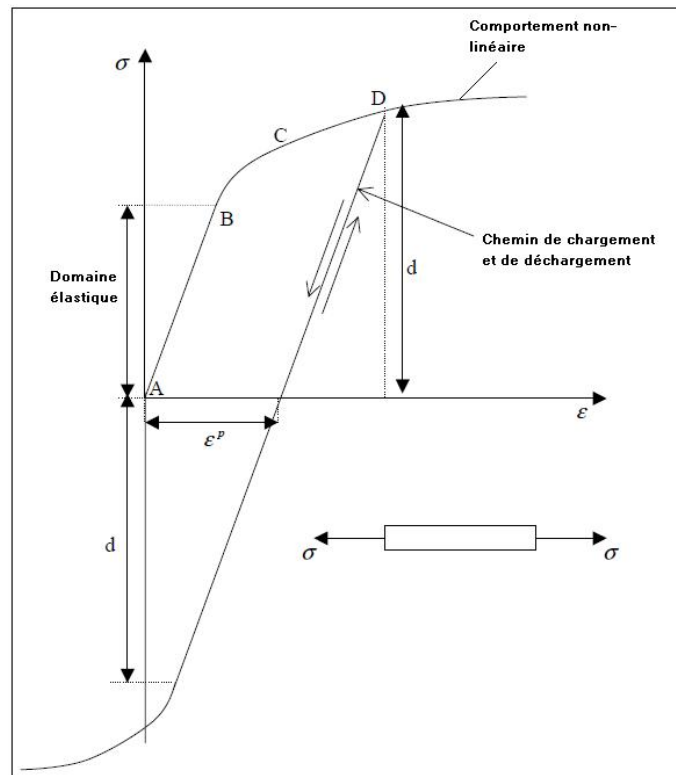


Figure 1.7 : Écrouissage pendant le cycle chargement-déchargement.

Il convient de noter que le chemin déchargement est parallèle à celui de chargement. C'est ce qui est appelé : déchargement élastique. La Figure 1.8 montre bien cette propriété expérimentale.

Cette évolution du domaine élastique s'effectue parfois par une expansion (dilatation) appelée écrouissage isotrope. Elle est, parfois, une pure translation dans l'espace des contraintes appelée écrouissage cinématique (Figure 1.9).

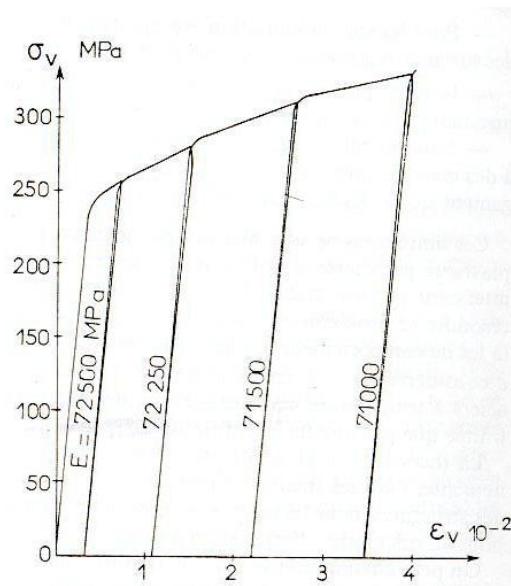


Figure 1.8: Evolution de la limite d'élasticité par déchargement et chargement successifs d'un alliage.

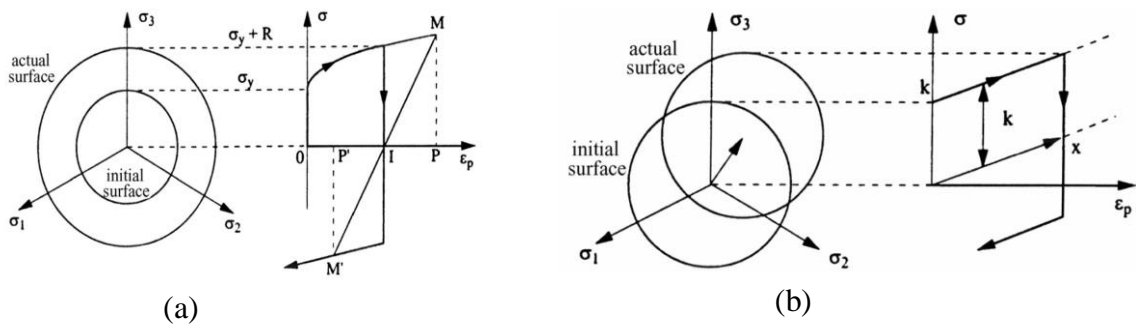


Figure 1.9 : Schéma des deux types d'écrouissage a) isotrope b) cinématique.

1.2.3 L'effet Bauschinger :

C'est un effet où la limite d'élasticité en traction est plus importante que celle en compression pour une éprouvette déjà soumise, au préalable, à un chargement et déchargement à l'état vierge.

Il est observé chaque fois qu'il y a une inversion de la direction de chargement comme lors d'une compression suivie d'une traction (Figure 1.10).

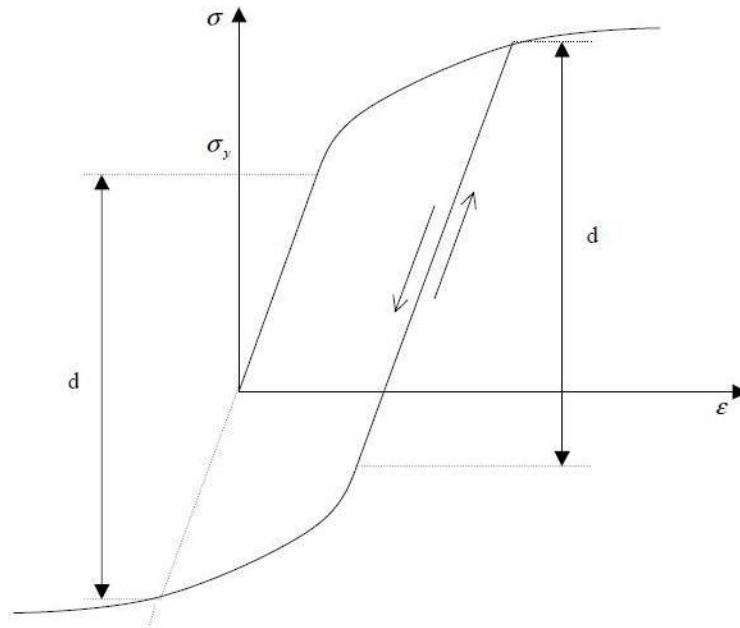


Figure 1.10 : Effet Bauschinger.

L'origine de cet effet est à rechercher dans les contraintes internes liées aux incompatibilités de déformation résultant de la répartition hétérogène des dislocations dans les monocristaux. Ceci est mis en évidence si la courbe force-déplacement d'une structure treillis à trois barres de caractéristiques mécaniques et géométriques identiques est tracée.

La déformation plastique provoque, également, la perte d'isotropie initiale dont il était question auparavant (Figure 1.11).

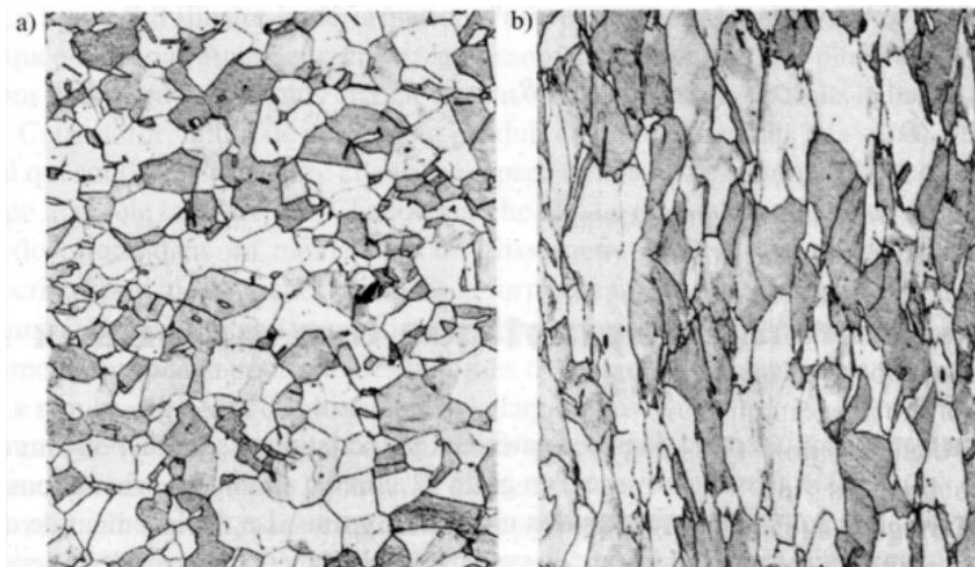


Figure 1.11: Modification de la structure des grains : perte d'isotropie

1.3 L'effet de la température :

Il est clair, au vu de ce qui précède, que la température joue un rôle primordial dans le comportement des métaux. C'est ainsi que certains phénomènes qui sont thermiquement activés vont être passés en revue. Le fluage et la relaxation en sont parmi les plus importants.

La Figure 1.12:montre la sensibilité de la réponse du cuivre recuit vis-à-vis de la température $\dot{\epsilon} = 10^{-3} \text{s}^{-1}$. Le matériau devient de plus en plus mou avec l'augmentation de la température.

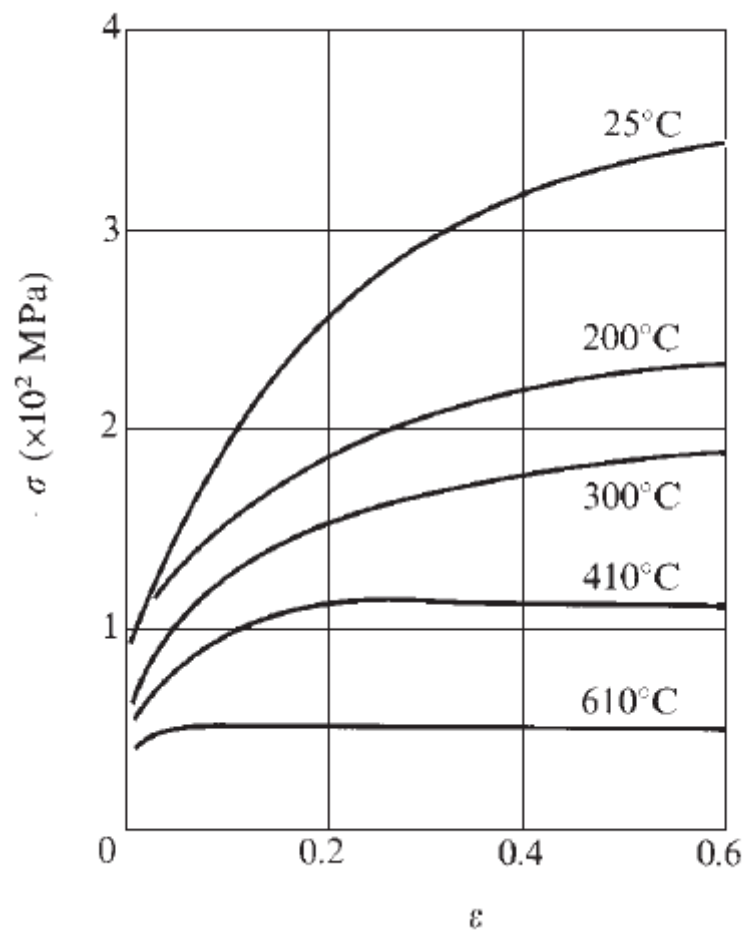


Figure 1.12: Courbe de contrainte-déformation en traction à différentes températures

1.4 Effet de la vitesse de déformation :

Si les essais sont réalisés à des intervalles de temps normaux en température ambiante, les propriétés mécaniques de l'acier et d'autres matériaux réfractaires sont

indépendantes de la vitesse de déformation. Toutefois, cette vitesse joue un rôle important dans les essais sur les matériaux malléables et dans les essais prolongés sur les aciers, cuivre et autres métaux (Figure 1.13). Cet effet est d'autant plus activé avec une température élevée. Ceci illustre le fait que la déformation plastique des métaux durs, dans les conditions normales, n'est pas reliée au mouvement thermique des atomes.

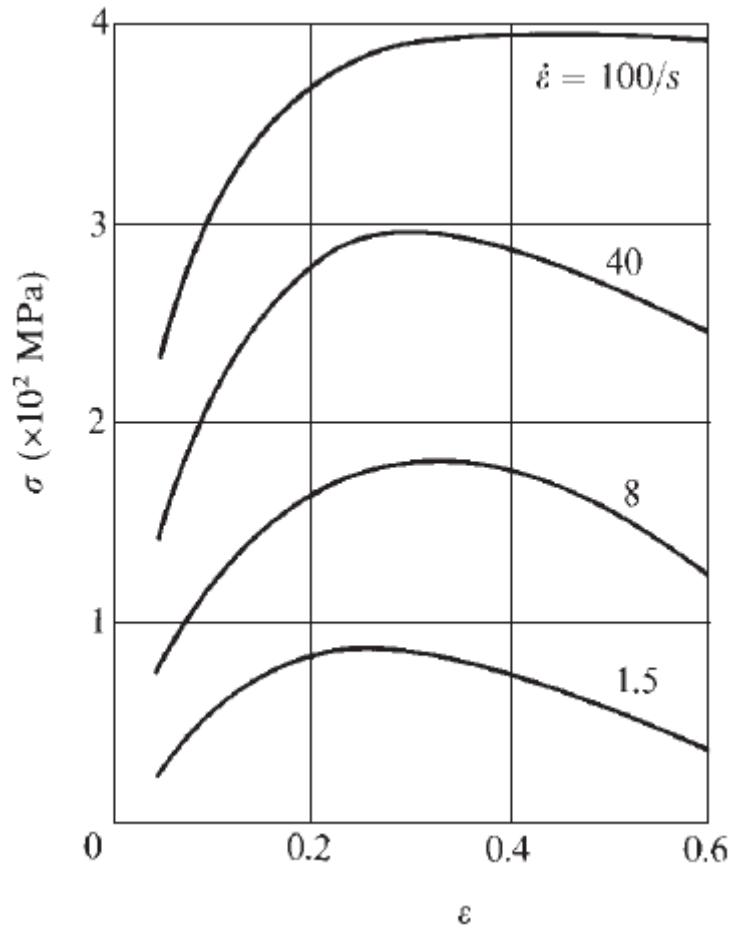


Figure 1.13 : Effet de la vitesse de déformation : Acier EN25 à 1000° C.

1.5 Modélisation du comportement uniaxial :

Afin d'étudier la réponse des structures, il est nécessaire de modéliser leur comportement et ce l'idéalisant, i.e., en avançant certaines hypothèses simplificatrices sur le comportement réel négligeant certains aspects non nécessaires à l'usage auquel la structure en question est vouée. C'est ainsi que le même matériau constituant la structure étudiée pourrait être considérée comme étant élastique, élastique parfaitement plastique, élastoplastique écrouissable ou élastovisco-plastique selon la situation et le degré de raffinement escompté.

a. **Modèle élastique parfaitement plastique** (Figure 1.14-a)

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \text{pour } \sigma < \sigma_y \quad 1.5$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma_y}{E} + \lambda \quad \text{pour } \sigma = \sigma_y \quad 1.6$$

Où E est le module d'Young, λ est un scalaire positif.

Ce modèle est utilisé pour l'acier structural à l'état limite.

b. **Modèle avec écrouissage linéaire** (Figure 1.14-b)

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \text{pour } \sigma \leq \sigma_y \quad 1.7$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma_y}{E} + \frac{1}{E_t}(\sigma - \sigma_y) \quad \text{pour } \sigma > \sigma_y \quad 1.8$$

Où E_T est le module tangent.

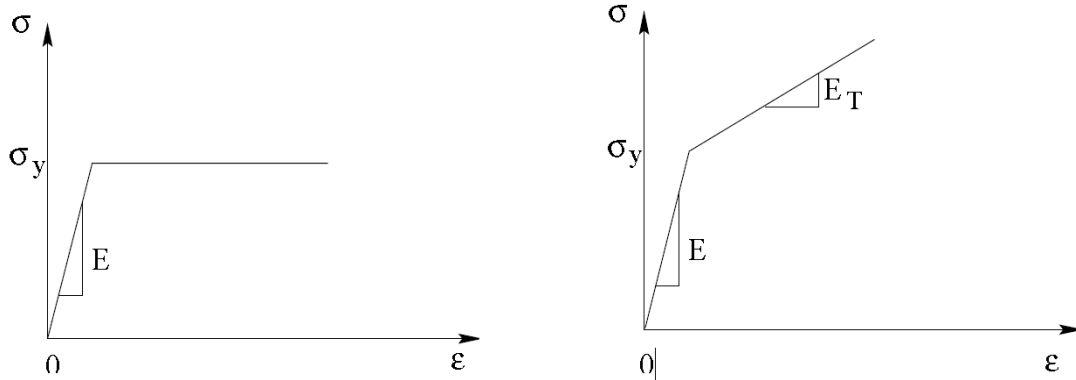


Figure 1.14 : Modèles élastoplastiques a) parfait b) avec écrouissage linéaire.

c. **Modèle avec écrouissage exponentiel** (Figure 1.15:Modèle avec écrouissage exponentiel)

$$\sigma = E \varepsilon \quad \text{pour } \sigma \leq \sigma_y \quad 1.9$$

$$\sigma = K\varepsilon^n \quad \text{pour } \sigma > \sigma_y \quad 1.10$$

où K est un coefficient de résistance et n est un exposant décrivant l'intensité de l'écrouissage compris entre 0 et 0.5.

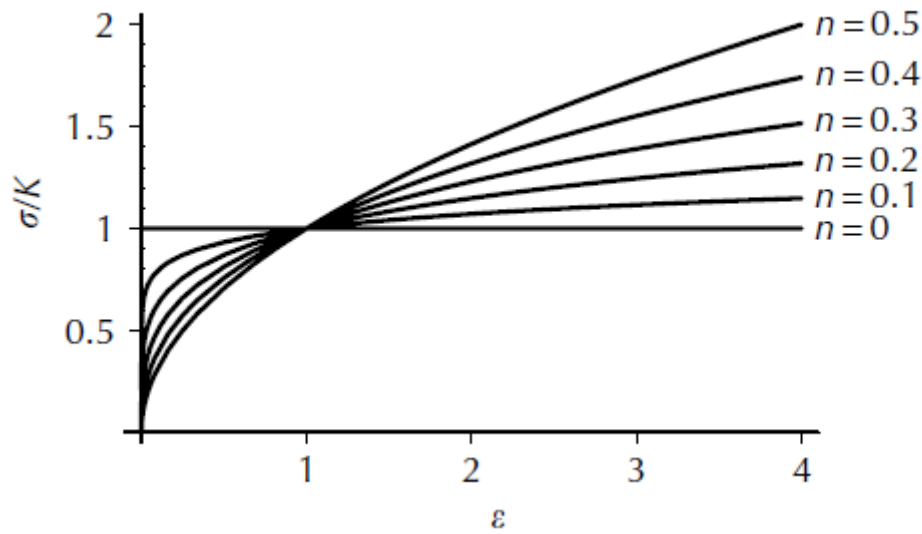


Figure 1.15:Modèle avec écrouissage exponentiel

d. **Le modèle de Ramberg-Osgood** (Figure 1.16)

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + a \left(\frac{\sigma}{b}\right)^n \quad 1.11$$

Où a, b et n sont des paramètres du matériau.

Il est exprimé, également, sous la forme :

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\sigma}{\sigma_y} + \alpha \left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^m \quad 1.12$$

$$\text{où } \alpha = \frac{E(\sigma_y)^{m-1}}{K^m} \text{ et } m = \frac{1}{n} \quad 1.13$$

La Figure 1.16 montre cette relation pour $\alpha = 3/7$.

Ce modèle est tiré en reliant la déformation à la densité de dislocation au niveau macroscopique.

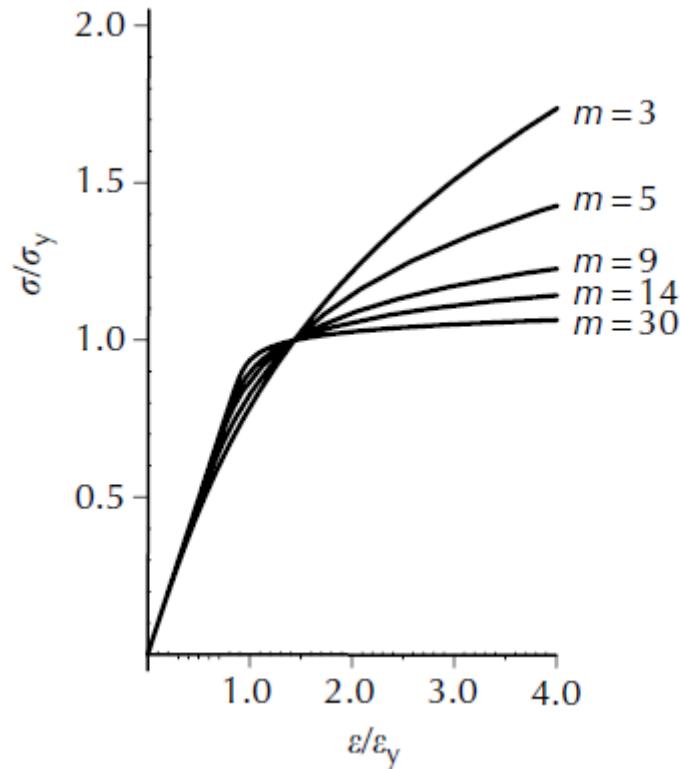


Figure 1.16:Modèle de Ramberg-Osgood

1.6 Plasticité tridimensionnelle

Après avoir passé en revue les notions de plasticité unidimensionnelle, le passage à la plasticité tridimensionnelle est effectué dans ce qui suit. Il s'agirait d'introduire une généralisation desdites notions, à savoir, la limite d'élasticité où l'on parlerait de surface de charge (ou critère de rupture) et la notion d'écrouissage.

1.6.1 Surface de charge

Il prend la forme suivante pour les matériaux non frictionnels isotropes indépendants de la pression hydrostatique comme les métaux, contrairement aux géomatériaux :

$$f(J_2, J_3) = 0 \tag{1.14}$$

Où J_1 et J_2 sont les deux invariants du déviateur de contrainte $\boldsymbol{\sigma}$ donnés par :

$$J_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}'^2) = \frac{1}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} \tag{1.15}$$

$$J_3 = \frac{1}{3} \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}'^3) = \frac{1}{3} \sigma'_{ij} \sigma'_{jk} \sigma'_{ki} \tag{1.16}$$

Plusieurs critères ont été proposés se basant sur la contrainte de cisaillement.

- Critère de Tresca

Le plus ancien en date est le critère de Tresca (1864) ou critère de la cission maximale qui stipule que la limite est atteinte si la contrainte de cisaillement maximum atteint une valeur critique k . il s'écrit pour un matériau parfaitement plastique :

$$\tau_{max} = \text{Max} \left(\frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2|, \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3|, \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| \right) = k \quad 1.17$$

où σ_1, σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales

Où k est déterminé à partir d'un essai et σ_1, σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales. Il est représenté, dans l'espace des contraintes principales, par un prisme hexagonal régulier d'axe (1,1,1) (Figure 1.17)

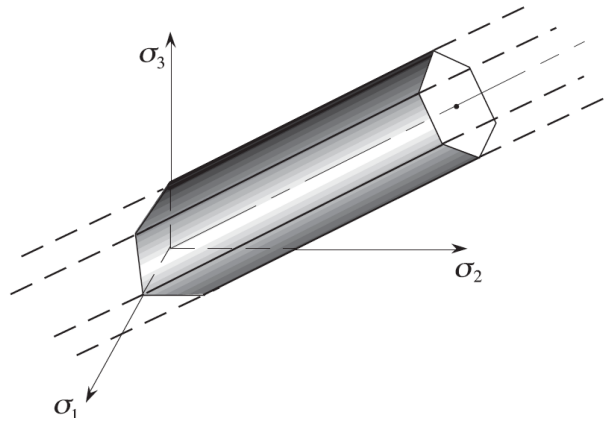


Figure 1.17: Le critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales.

A noter que l'écriture polynomiale du critère est incorrecte car $f(\sigma) = 0$ comporte des points singuliers.

- Critère de Von-Mises (1913) (cission octaédrique)

Il s'agit d'utiliser la contrainte octaédrique ou l'énergie de déformation en distorsion au lieu de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}} J_2 = \frac{2}{3} k \quad 1.18$$

Où k est une constante du matériau et représente la contrainte limite dans un essai de cisaillement pur.

$$f(J_2) = J_2 - K^2 = 0 \quad 1.19$$

D'où sous forme polynomiale (en fonction des contraintes principales) :

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 6k^2 \quad 1.20$$

Dans un essai uniaxial, la limite d'élasticité est atteinte lorsque $\sigma_1 = \sigma_0$ (σ_2 et σ_3 étant nulles) ce qui implique que :

$$k = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \quad 1.21$$

Ce critère est représenté dans l'espace des contraintes principales par un cylindre circulaire droit de rayon $k\sqrt{2}$ et d'axe (1,1,1) :

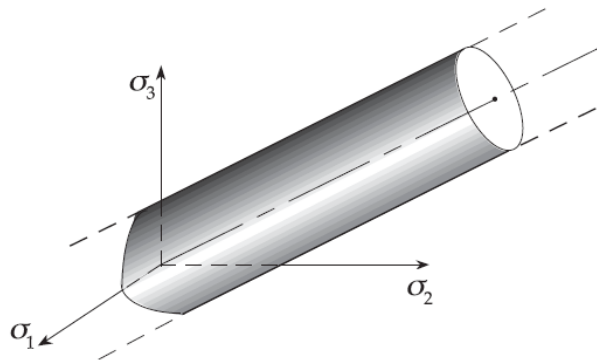
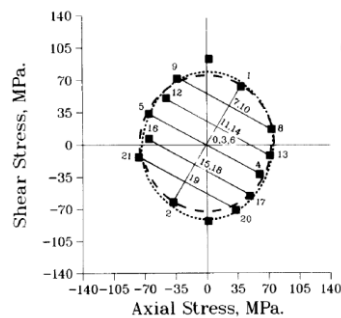
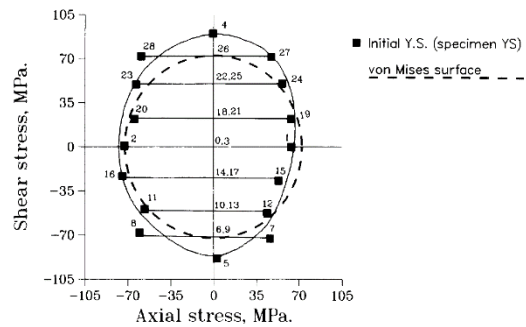


Figure 1.18 : Le critère de Von-Mise dans l'espace des contraintes principales.

La représentation des deux critères montre bien que le critère de Tresca est nettement

plus conservatif que le critère de Von Mises (



(a)

(b)

Figure 1.19). Expérimentalement, ce dernier représente mieux le critère de plasticité initial.

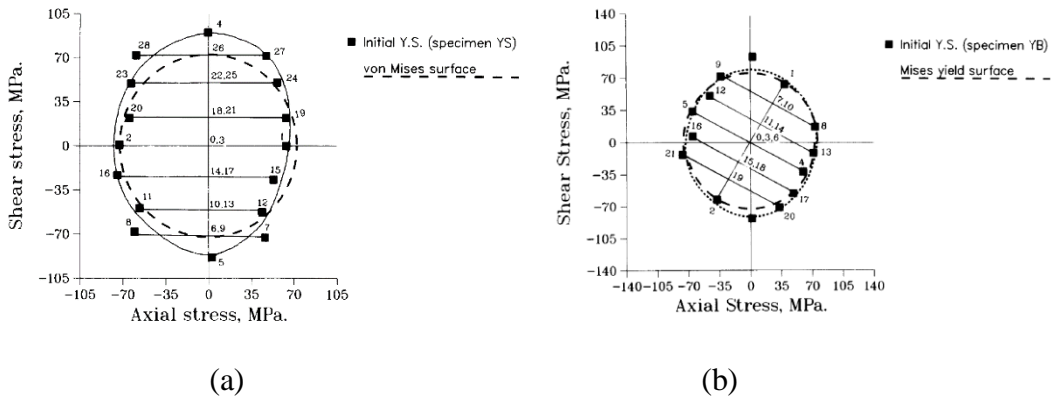


Figure 1.19 : Comparaison entre les surfaces de charge initiales de l'acier 304 SS AISI recuit de Von Mises et expérimentale : a) l'éprouvette avec une prédéformation en torsion ; b) l'éprouvette avec une prédéformation combinée.

Les figures suivantes tirées de Salençon [Salençon, 2002] faisant état des travaux de Bui (1970) où il est clair que la SDC(surface de chargement) initiale a subi une expansion, une translation et une distorsion dues à un écrouissage combiné. Cette distorsion est relatée dans la littérature [Wu & Yeh, 1991] et devrait être, parfois, prise en compte.

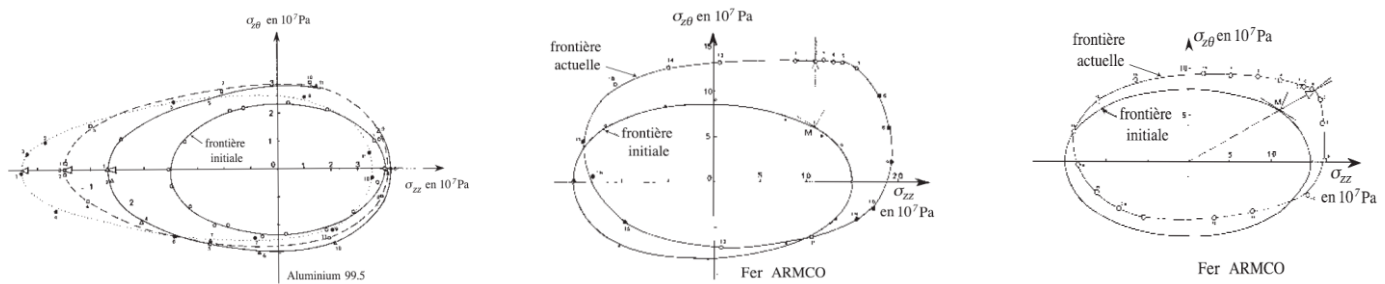


Figure 1.20: Evolution de la surface de charge pour certains matériaux métalliques.

1.6.2 L'écroissage :

Comme il est déjà mentionné précédemment, la notion d'écroissage par déformation (strain-hardening ou work-hardening) en tridimensionnelle prend les formes isotropes, cinématique ou combinée. Des travaux ont montré que la SDC pourrait se transformer par distorsion.

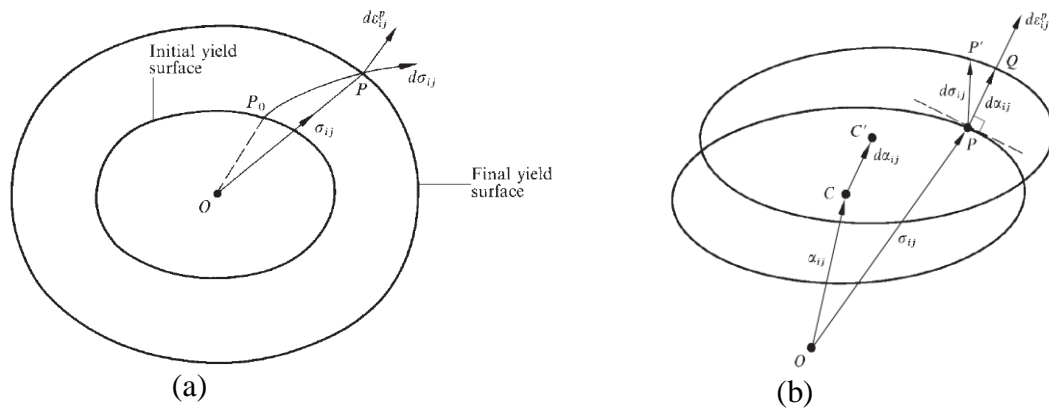


Figure 1.21 : Représentation de l'écroissage dans l'espace des contraintes : a) isotrope
b) cinématique.

1.7 Modélisation incrémentale

Les modèles précédents sont incapables de prendre en compte la dépendance du comportement plastique de l'histoire de chargement. Par conséquent, ces modèles sont limités aux cas de chargements monotones. Pour les problèmes impliquant des déchargements et chargements inverses, les modèles incrémentaux doivent être utilisés.

1.7.1 Concepts de base :

Lors d'un chargement sur un matériau ou sur une structure, plusieurs aspects doivent être mis en lumière :

- 1- Quel type de déformation a eu lieu ? est-ce une déformation élastique ou une déformation anélastique ?
- 2- Dans le second cas, il faut déterminer le signe de la déformation anélastique,

- 3- Éventuellement, dans le cas d'un matériau écrouissables, définir le processus d'évolution du domaine d'élasticité,
- 4- Et à cette fin, enregistrer l'histoire de la déformation plastique origine de cette évolution du domaine d'élasticité,
- 5- De surcroît, pendant la déformation élastoplastique, la condition selon laquelle l'état de contrainte doit rester toujours sur les frontières du domaine d'élasticité doit être imposée.

La théorie de plasticité est fondée sur les concepts suivants :

- 1- Critère de charge,
- 2- Règle d'écoulement,
- 3- Règle d'écrouissage,
- 4- Paramètres d'écrouissage,
- 5- Condition de consistance.

➤ **Critère de charge :**

L'état élastique est défini comme étant l'état où l'état de contrainte est situé à l'intérieur du domaine d'élasticité (surface de charge). L'état plastique est celui situé sur les frontières du même domaine.

Si un incrément $d\sigma$ est imposé sur un état de contrainte plastique σ qui se meut vers l'extérieur du domaine d'élasticité, à cause de $d\sigma$, alors il y a chargement (la déformation élastique et plastique changent). Dans le cas contraire, où l'état de contrainte se meut vers l'intérieur du domaine d'élasticité, il y a déchargement et seule la déformation élastique intervient. La distinction est faite à l'aide d'un critère de chargement. A ce titre, il faut définir une fonction f telle que :

$$f < 0 \text{ Etat élastique} \quad 1.22$$

$$f = 0 \text{ Etat plastique} \quad 1.23$$

Cette fonction est appelée fonction de charge. La condition $f = 0$ désigne limite d'élasticité ou seuil de plasticité.

Le critère de chargement s'exprime sous la forme :

$$f = 0 \text{ et } df > 0 \quad \text{chargement (comportement elastoplastique)}. \quad 1.24$$

$$f = 0 \text{ et } df < 0 \quad \text{déchargement (Etat élastique)}. \quad 1.25$$

La surface représentant cette fonction est convexe. Ce qui est vérifié expérimentalement et à l'aide du principe du travail plastique maximal [Hill, 1950].

➤ Règle d'écoulement

La déformation plastique a lieu lorsque l'état de contrainte actuel σ avec l'incrément de charge $d\sigma$ produisent un état $\sigma+d\sigma$ à l'extérieur du domaine élastique. Les observations expérimentales montrent que le signe de $d\varepsilon^p$ (l'incrément de déformation plastique) coïncide avec celui de $d\sigma$. On introduit un potentiel plastique g tel que :

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad 1.26$$

avec $d\lambda$ un scalaire non négatif appelé multiplicateur plastique à déterminer à l'aide de la condition de consistance $f = 0$. $d\varepsilon^p$ est, alors, perpendiculaire à la surface du potentiel plastique. Cette relation est dite *règle de normalité* qui découle du postulat de stabilité de Drucker (Chen, 1994).

Si $f = g$ on parle, alors, de la plasticité associée. Les matériaux ainsi définis sont dits « matériaux standards généralisés ».

➤ Règle d'écrouissage :

Il s'agit de déterminer la dépendance fonctionnelle de la limite d'élasticité de l'histoire de chargement plastique. On distingue deux types d'écrouissage : isotrope et cinématique comme vu précédemment. Il est, parfois, utile de combiner les deux types pour mieux représenter le comportement réel du matériau (Figure 1.22).

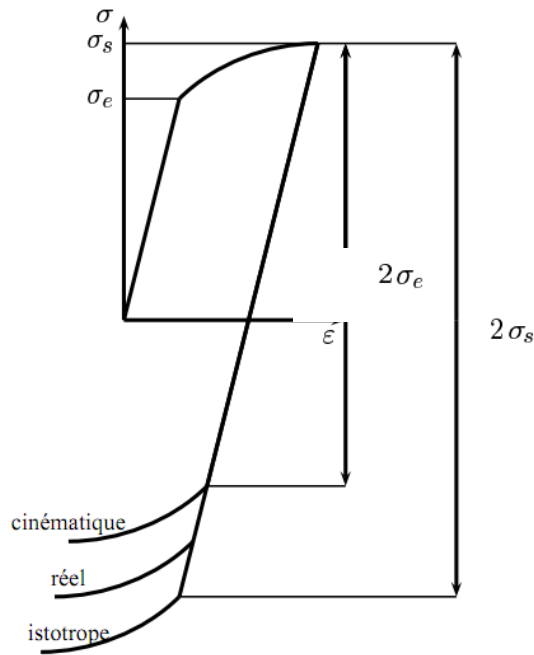


Figure 1.22 Comportement élastoplastique avec écrouissage combiné

En uniaxial, la fonction de charge est écrite sous la forme :

$$f(\sigma, X) = (\sigma, X) - \sigma_0 \tag{1.27}$$

pour l'écrouissage cinématique.

Où X est appelée contrainte de retour (backstress en terminologie anglo-saxonne).

$$f(\sigma, k) = \sigma^2 - k^2 \tag{1.28}$$

Pour l'écrouissage isotrope.

Où k désigne l'évolution de la taille du domaine d'élasticité.

Pour un écrouissage combiné :

$$f(\sigma, X) = (\sigma - X)^2 - k^2 \tag{1.29}$$

➤ **Paramètre d'écrouissage**

Deux hypothèses sont, d'habitude prise. L'une est que le taux d'écrouissage est fonction du travail plastique total par unité de volume. La seconde est celle qui le prend fonction de la déformation plastique équivalente. En général, les deux mesures ne donnent pas les mêmes résultats sauf pour un matériau isotrope et homogène avec le critère de Von Mises. Le paramètre le plus utilisé est la déformation plastique effective (ou cumulée) pour l'écrouissage isotrope définie par :

$$\varepsilon_p = \int_0^t \sqrt{\frac{2}{3} d\varepsilon^p : d\varepsilon^p} \tau \tag{1.30}$$

et une variable cinématique notée α .

➤ **La condition de consistance (ou de cohérence)**

Pendant la déformation plastique, un état de contrainte reste sur les frontières du domaine d'élasticité ($f > 0$ impossible). En d'autres termes, le domaine d'élasticité doit changer pour que l'état actuel reste sur les frontières du domaine lorsque le matériau subit une déformation élastoplastique.

Mathématiquement ceci s'exprime par :

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f}{\partial \mathbf{k}} d\mathbf{k} = \mathbf{0} \tag{1.31}$$

Où \mathbf{K} représente les variables ou paramètres d'écrouissage.

L'écriture d'une loi de comportement élastoplastique doit découler de toutes ces considérations. L'enjeu le plus important est la capacité de pouvoir décrire l'évolution de la surface de charge à l'aide des modèles d'écrouissage isotrope, cinématique ou combiné avec ou non prise en compte de la distorsion de cette surface.

Il est à noter que certaines notions définies précédemment sont propres aux matériaux métalliques. Les géomatériaux (tels le béton, le sol ou les roches) par contre, présentent certains aspects différents de ceux présentés par les métaux.

Le Tableau 1.1 résume les principales différences de comportement entre la plasticité des métaux et la plasticité des géomatériaux.

Tableau 1.1 : Les principales différences de comportement entre matériaux métalliques et matériaux frictionnels (ou géomatériaux).

Métaux	Matériaux frictionnels
1 Le matériau est solide partout	-Le matériau contient des pores ou des vides
2 La densité peut être supposée être la même	-La densité peut varier (à l'état de contrainte nulle)
3 La déformation et la rupture des métaux sont dues aux variations des contraintes	-La déformation et la rupture des matériaux frictionnels dues aux variations des

<p>totales</p>	<p>contraintes effectives qui sont égales aux contraintes totales moins les pressions interstitielles ($\sigma' = \sigma - u$)</p>
<p>4 Les propriétés mécaniques sont constantes et peuvent souvent être répertoriées dans des tableaux</p>	<p>-Les propriétés mécaniques varient et sont souvent caractérisées par rapport à la densité et l'indice des vides</p>
<p>5 Les métaux présentent un comportement élastique initial avec des déformations plastiques non linéaires se produisant uniquement après le dépassement de la limite d'élasticité pour des valeurs des contraintes de cisaillement très élevées</p>	<p>-Les matériaux frictionnels tels que les sols non cimentés présentent un comportement plastique non linéaire même à de très petites variations de contraintes proches de l'état de contrainte isotrope</p>
<p>6 La rigidité et la résistance sont indépendantes de la contrainte normale moyenne</p>	<p>- La rigidité et la résistance augmentent avec contrainte normale moyenne</p>
<p>7 Le volume reste constant au cours du cisaillement</p>	<p>-Des variations de volume importantes sont associées au cisaillement dans des conditions drainées</p>
<p>8 Les résistances à la compression et à la traction sont à peu près égales en magnitudes</p>	<p>- La résistance à la compression est supérieure à la résistance à la traction.</p>
<p>9 La section droite de la surface de rupture tridimensionnelle est presque circulaire avec un axe central le long de l'axe hydrostatique</p>	<p>-La section droite de la surface de rupture tridimensionnelle est triangulaire avec des coins régulièrement arrondis</p>
<p>10 Les métaux présentent une règle d'écoulement associée</p>	<p>- Les matériaux frictionnels présentent des règles d'écoulement non-associées</p>

2 Comportement élasto-plastique du béton

Dans ce chapitre, le comportement mécanique non-linéaire du béton est exposé. Les cas uniaxial, biaxial et triaxial seront présentés pour montrer la nature complexe du béton contrairement aux métaux.

2.1 Comportement uni axiale du béton :

2.1.1 Comportement à la compression uniaxiale :

Le béton est un matériau plus résistant à la compression, et sa réponse uni axiale à certaines charges monotones est régie par l'évolution de divers systèmes de fissures. Le test de compression uni axiale est un test qui a été largement étudié pour comprendre la résistance à la compression du béton.

La Figure 2.1: Comportement du béton en compression simple. (a) Déformation axiale et latérale (b) Déformation volumétrique. illustre une relation contrainte-déformation typique pour le béton en compression, où ce dernier a un comportement élastique quasi-linéaire jusqu'à environ 30 % f'_c . Au-dessus de ce point, la courbe montre une augmentation progressive de la courbure jusqu'à environ $0,75f'_c$ à $0,9f'_c$. Puis la courbe contrainte-déformation continue de décroître jusqu'à ce que l'écrasement se produise à une certaine déformation ultime ϵ_u

La Figure 2.1 (b) représente la déformation volumétrique ($\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$) en fonction de la contrainte. Au début, le changement de volume est presque linéaire jusqu'à environ $0,77 f'_c$ à $0,9f'_c$. À ce stade, la direction du changement de volume est inversée, provoquant une expansion du volume autour ou à f'_c . Pour la déformation volumique minimale ϵ_v , la contrainte est appelée "contrainte critique (Richart, 1929).

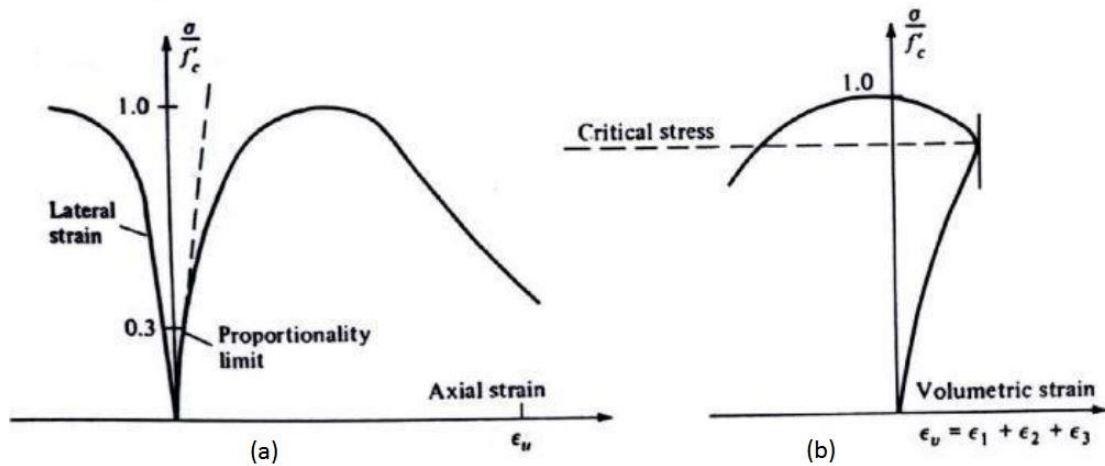


Figure 2.1: Comportement du béton en compression simple. (a) Déformation axiale et latérale (b) Déformation volumétrique (Chen, 1982).

De la Figure 2.2 montre que pour une contrainte qui varie jusqu'à 30% de f'_c , les fissures existant dans le béton avant chargement restent pratiquement inchangées. Pour cela La contrainte d'environ 30% de f'_c , est choisie comme début de fissuration localisée et a été considérée comme limite d'élasticité.

Pour des valeurs de contraintes qui variant entre 30% et 50% de f'_c , et par de la concentration de contraintes aux pointes de fissure on observe la propagation des fissures de liaison mais les fissures de mortier restent négligeables.

Pour des valeurs contraintes variant entre 50 et 75% de f'_c , quelques fissures à la surface d'agrégats proches commencent approfondir sous la forme de fissures de mortier. En même temps, d'autres fissures d'adhérence continuent de croître lentement. Les fissures continuent à se propager avec une vitesse décroissante jusqu'à leur longueur finale pour des charges constantes. Si les contraintes de compression passent 75% de f'_c , les fissures les plus larges atteignent leurs longueurs critiques. Alors, la vitesse de diffusion des fissures augmente et le système devient instable. On appelle 75% de f'_c le début de propagation de rupture ou de contrainte critique instable car il correspond à la valeur minimale de contrainte volumétrique.

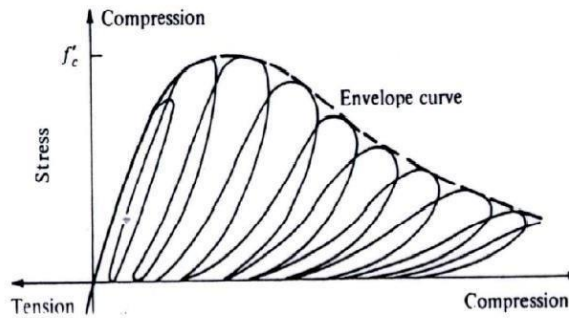


Figure 2.2: Comportement cyclique du béton en compression uniaxial (Karsan et Jirsa, 1969)

Si on décharge dans la partie de contraintes entre 50 et 75% de f'_c (Figure 2.2), la courbe de déchargement devient non linéaire et forme une boucle entre (chargement/déchargement). Cette courbe prend une forme parallèle à la tangente de la courbe originale. D'autre part, pour le déchargement supérieur à 75% de f'_c , les courbes présentent une non-linéarité plus importante. On peut constater une dégradation significative de la rigidité. Le rechargement montre que les propriétés de rigidité du matériau ont changé complètement.

Les microfissures qui traversent le mortier est la cause principale de la faiblesse du béton près de f'_c , une augmentation continue des contraintes de compression va engendrer des dommages accumuler au matériau béton, et le béton entre dans la partie descendante de sa courbe contrainte-déformation, une région marquée par l'apparition de fissures macroscopiques.

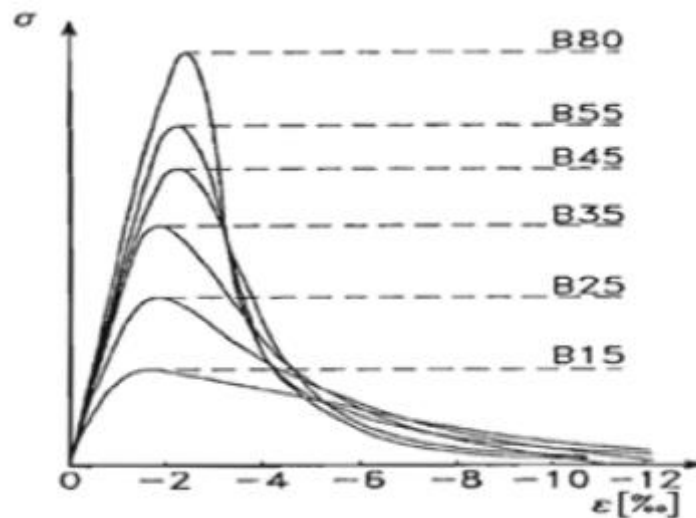


Figure 2.3 : La courbe de compression de contraintes-déformations.

La Figure 2.3 montre que le module initial d'élasticité du béton dépend fortement de la résistance à la compression. Au lieu des données d'essai réelles, le module d'élasticité initial E_0 peut être calculé avec précision à partir de la formule empirique (John, et al., 2010).

$$E_0 = 0.043w^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad 2.1$$

Avec w : la masse volumique (densité) du béton en Kg/m^3 .

$$w=90/160 \text{ lb/ft}^3$$

f'_c : La résistance à la compression uniaxiale en MPa .

$$E_0 = 33w^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (psi) \quad 2.2$$

Avec w : la masse volumique (densité) du béton en lb/ft^3 .

$$w=90/160 \text{ lb/ft}^3$$

f'_c : La résistance à la compression uniaxiale en psi .

La Figure 2.4: Relation contrainte-déformation, et la variation du coefficient de représente la variation de coefficient de Poisson avec des différentes valeurs de f'_c . Elle montre que sous un chargement de compression uniaxiale le coefficient de Poisson du béton varie entre 0.15 et 0.22 et reste constant jusqu'à 80% de f'_c .

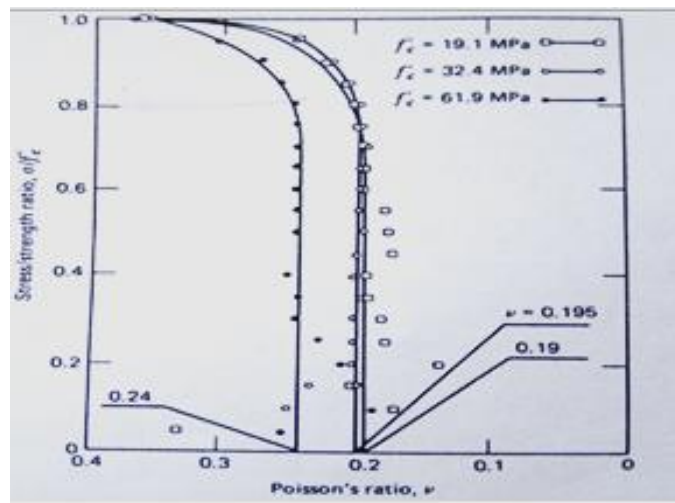


Figure 2.4: Relation contrainte-déformation, et la variation du coefficient de Poisson

2.1.2 Comportement du béton en traction uniaxiale :

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel.

Dans le cas général de la réalisation de ce type d'essais est difficile, pour cela on utilise souvent des essais indirects pour déterminer ce comportement.

La Figure 2.5 montre la courbe contrainte-déformation pour le béton en traction simple essai de traction directe ou on peut distinguer deux phases importantes du comportement du béton.

Dans la première phase, le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre le pic, La forme des courbes présente de nombreuses analogies avec les courbes de compression uniaxiale.

Dans la deuxième phase ou les contraintes inférieures à 60% de la résistance à la traction uniaxiale f_t , la création de nouvelles microfissures est négligeable. Ce niveau de contrainte correspondra à une limite d'élasticité. Si on dépasse ce niveau, les microfissures de liaison commencent à croître. On peut s'attendre à ce que l'intervalle de propagation stable de fissures soit relativement court. Une valeur raisonnable pour l'apparition d'une propagation instable de la fissure sera donc d'environ 75% de f_t .

La direction de propagation de la fissure pour la traction uniaxiale est perpendiculaire à la direction de la contrainte. La croissance de chaque nouvelle fissure réduira la zone de charge disponible et cette réduction entraînera une augmentation des contraintes aux pointes de fissure critique.

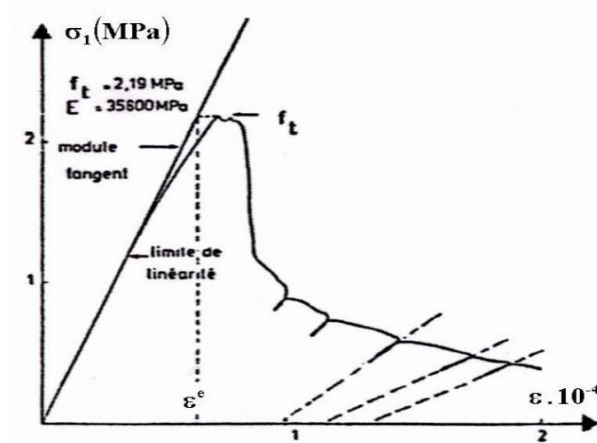


Figure 2.5: Comportement du béton en traction directe (Terrien, 1980)

A partir de la propagation rapide des fissures, il est difficile de suivre la partie descendante de la courbe contrainte-déformation dans un essai expérimental. Le rapport entre la résistance à la traction uniaxiale et la résistance à la compression $\frac{f_t}{f_c}$ peut varier considérablement, mais il est compris, généralement, entre 0.05 et 0.1 (Chen et Suzuki, 1980). Le module d'élasticité sous traction uniaxiale est un peu plus élevé et le coefficient de Poisson est un peu inférieur par rapport à la compression uniaxiale.

L'essai de traction cyclique présenté à la Figure 2.6, permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. On note sur la même figure que les boucles d'hystérésis sont très faibles. Ceci paraît logique si l'on admet qu'elles sont principalement dues à des phénomènes de frottement entre lèvres de microfissures ; phénomènes peu importants dans ce type de sollicitation.

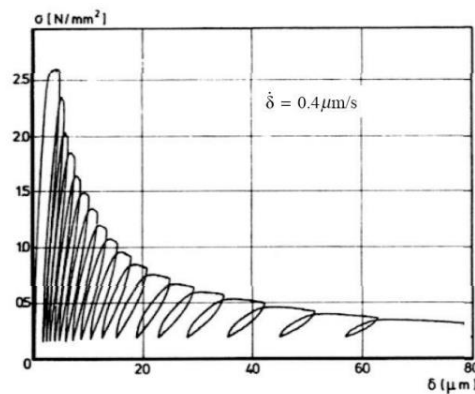


Figure 2.6: Comportement cyclique du béton en traction (Reinhardt, et al., 1984)

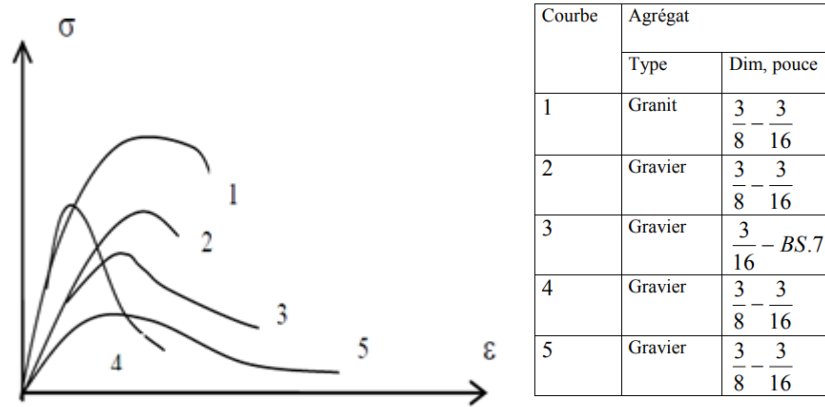


Figure 2.7: Courbe contrainte-déformation sous traction uniaxiale avec différents types d'agrégats (Chen, et al., 1988) (Chen, et al., 1980).

2.2 Comportement biaxial du béton :

Plusieurs recherches ont été faites sur les propriétés mécaniques du béton en chargement biaxial. Les premières expériences ont porté principalement sur la résistance du béton. Des informations expérimentales considérables sont disponibles concernant la résistance

Les figures (Figure 2.8, Figure 2.9 et Figure 2.10) représentent, les contraintes déformations pour le béton sous un état de contraintes biaxiales respectivement dans les régions : compression biaxiale, traction - compression et traction biaxiale. Ces courbes sont obtenues expérimentalement par (Kupfer, et al., 1973)

Les courbes contraintes/déformations sont linéaires jusqu'à 30% de la contrainte de rupture. Ce point est généralement considéré comme la limite élastique. Au-delà de cette valeur, les courbes sont non linéaires. La non linéarité est plus prononcée au niveau du pic de contraintes. Dans le cas d'un état de contraintes biaxiales, on remarque l'existence d'une branche descendante. Ce qui n'est pas le cas pour un état de contraintes tension - compression. On remarque que les déformations ultimes sont environ trois fois plus importantes pour un état de contraintes de compression - compression que pour un état de contraintes traction - compression.

On déduit que le béton possède un comportement ductile sous des contraintes de confinement. Par contre, il présente un comportement fragile en présence de la traction.

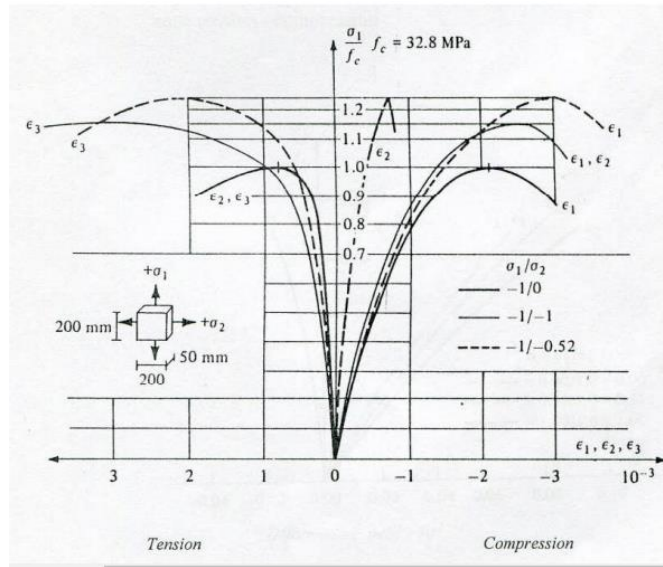


Figure 2.8: Courbes contraintes /déformations dans la zone de compression biaxiale (Kupfer, et al., 1973)

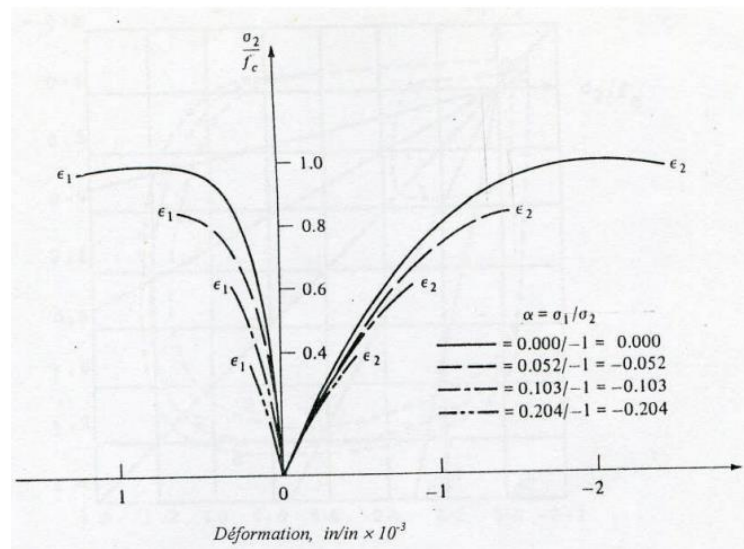


Figure 2.9 Courbes contraintes déformations dans la zone traction– compression (Kupfer, et al., 1973)

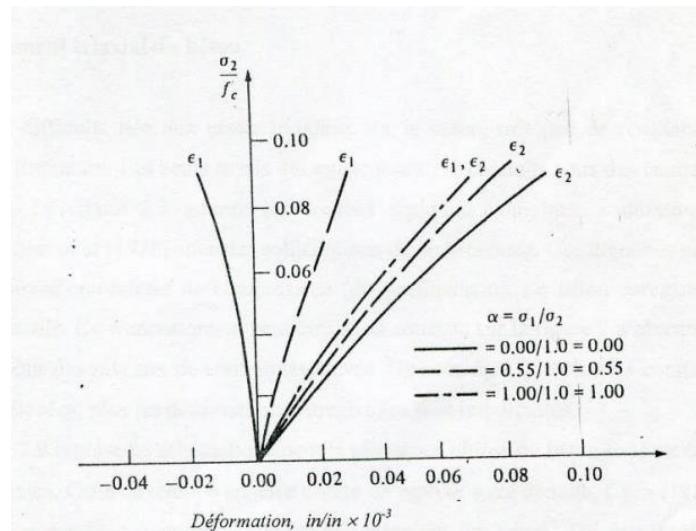


Figure 2.10 Courbes contraintes déformations dans la zone biaxiale. (Kupfer, et al., 1973)

La **Error! Reference source not found.** montre les enveloppes des résistances ultimes de différents bétons obtenues par (Kupfer, et al., 1973). On constate que la résistance ultime du béton sous compression biaxiale est supérieure à celle de la compression uniaxiale. La raison essentielle de cette augmentation est due au confinement des microfissures (Bazant, et al., 1980) (Bazant, et al., 1998) La résistance maximale augmente de 25% pour un rapport de contraintes $\sigma_1 / \sigma_2 = 0.5$ et de 16% pour un rapport de contraintes $\sigma_1 / \sigma_2 = 1$ sous un état de compression biaxiale. Dans la zone traction - compression, la résistance à la compression décroît linéairement quand la contrainte de tension augmente. On remarque aussi que la résistance à la tension biaxiale est approximativement égale à la résistance en tension uniaxiale et les courbes contraintes - déformations sont de formes similaires pour les états de traction uniaxiale et biaxiale

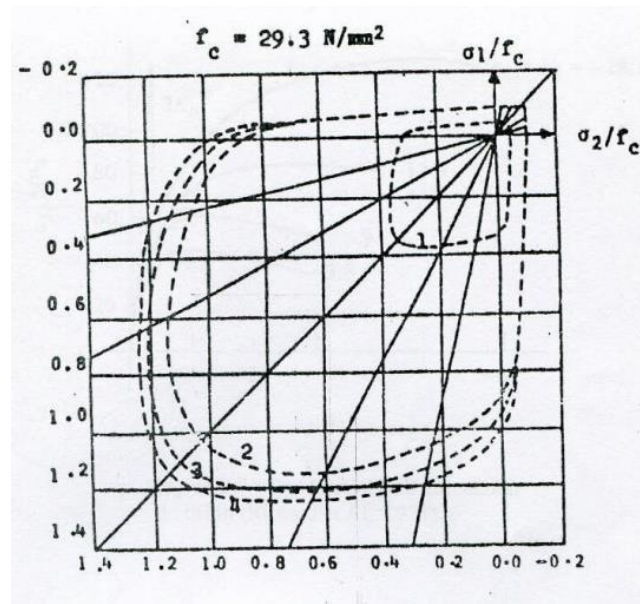


Figure 2.11 : Enveloppes du critère de rupture du béton (Kupfer, et al., 1973).

2.3 Comportement triaxial du béton

Vue la difficulté liée aux essais triaxiaux sur le béton, peu de résultats sont reportés dans la littérature. Les seuls essais qui existent ont été conduits sous des contraintes de compression.

La Figure 2.12 montre les courbes typiques contraintes déformations sous des sollicitations de confinement. Ces dernières ont été réalisées à de basses contraintes de compression (de confinement). Le béton enregistre un comportement ductile. Ce comportement peut être aussi constaté sur la Figure 2.13 pour des niveaux de contraintes élevés. On remarque que plus les contraintes de confinement élevées, plus les déformations enregistrées sont importantes.

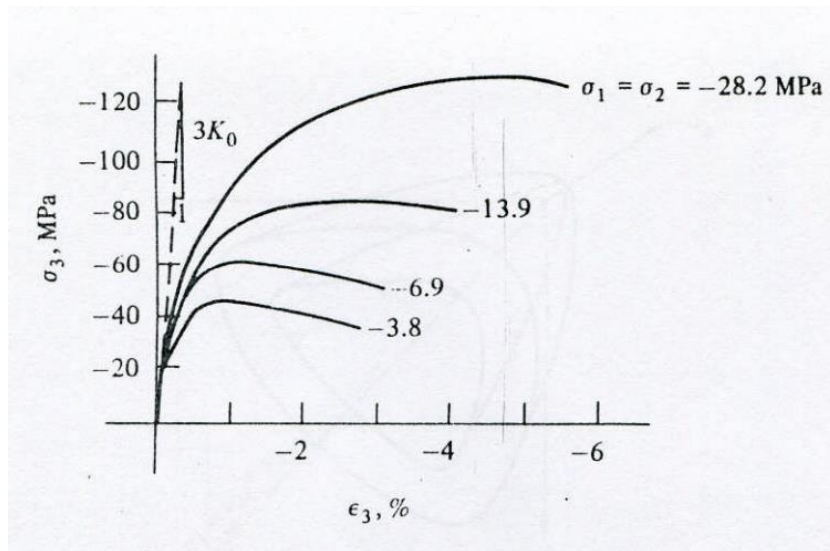


Figure 2.12 : Test triaxial de compression du béton (Richart, et al., ,1928).

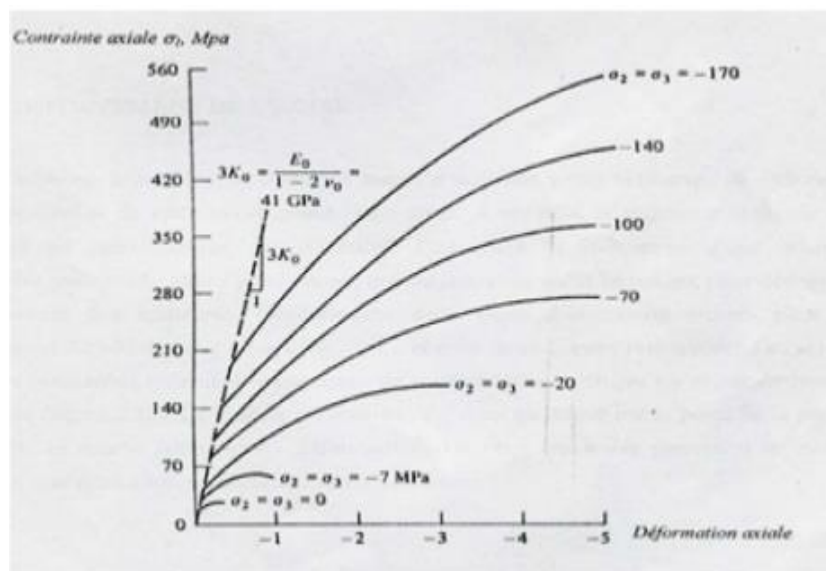


Figure 2.13 :Relations contraintes – déformations du béton (Balmer, ,1949).

La Figure 2.14 montre le comportement contrainte-déformation non-linéaire sous charge de compression hydrostatique. La courbe de pression hydrostatique- volumétrique-déformation présente une inversion de courbure. Lors de déchargement, la pente est presque constante et très proche de la pente pendant le chargement initial.

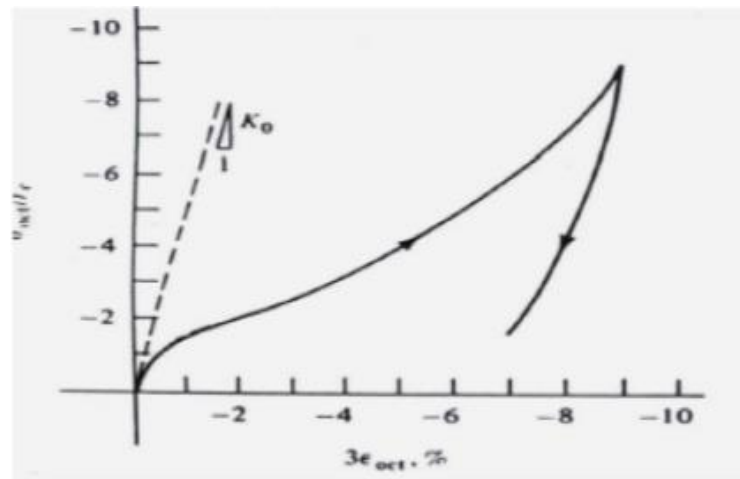


Figure 2.14: Essai de compression hydrostatique du béton (Chen, 1982).

La Figure 2.15 représente schématiquement la résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales. Cette enveloppe appelée critère de rupture a été déduite (Chen, et al., 1980) (Chen, et al., 1988) à partir de tous les essais concernant la résistance triaxiale du béton. On remarque que l'enveloppe du critère de rupture ressemble à un cône ayant une base plus au moins triangulaire à de basses contraintes de confinement évoluant vers une forme plus au moins circulaire à de hautes contraintes de confinement.

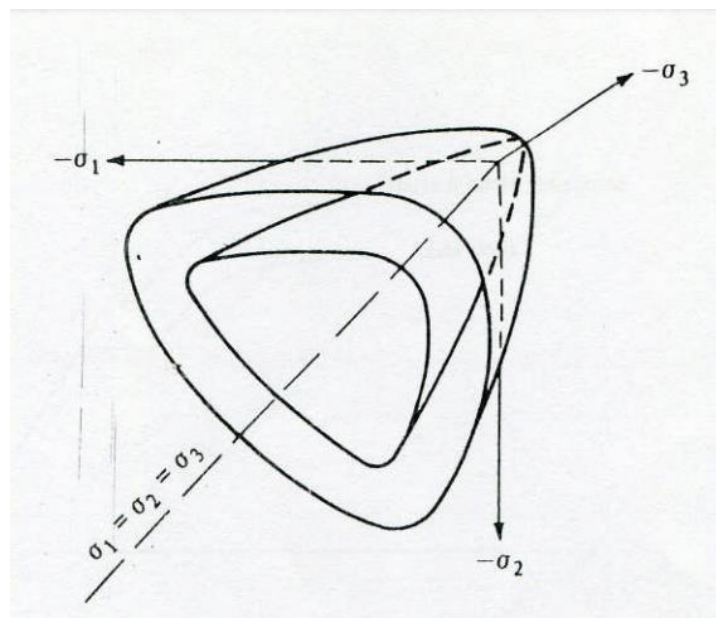


Figure 2.15: Résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales (Chen, et al., 1980)

2.4 Comportement plastique du béton :

Il existe un grand nombre de critères de rupture (exprimés en contraintes) pour le béton. A cet égard l'étude comparative (Wastiels, 1981).effectuée par WASTIELS est très riche en renseignements. L'auteur y passe en revue les différents critères et les tests par rapport aux résultats expérimentaux de (Kupfer, et al., 1973) et (Schickert, et al.). Parmi les critères qui passent bien cette épreuve figure le critère de WILLAM et WARNKE (Willam, et al., 1975).ces critères prennent en compte les spécificités de la théorie de plasticité des géomateriaux.

Pour étudier le comportement plastique du béton, tous les ingrédients déjà expliqués dans la théorie de plasticité vont être utilisés. Le plus important est le critère de rupture :

2.4.1 Critères de rupture

La forme générale d'une surface de rupture d'un matériau isotrope peut être exprimée par :

$$f(I_1, I_2, I_3) = 0 \quad 2.3$$

$$f(\xi, \rho, \theta) = 0 \quad 2.4$$

I_1, I_2, I_3 sont les invariants du tenseur des contraintes.

avec :

$$I_1 = \text{tr}(T_{ij}) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3.$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1.$$

$$I_3 = \det(T_{ij}) = \sigma_1\sigma_2\sigma_3.$$

où ξ = Invariant de contrainte hydrostatique, ρ = Invariant de contrainte déviatorique et θ = Déviatorique angle polaire.

Les données expérimentales définissent la forme explicite de la fonction de rupture.

Dans la littérature, l'essai de résistance du béton est bien documenté, (Kupfur, ,1969)et Tasuji et al, 1978 couvrent toute la zone de contrainte biaxial. Mais dans l'état de contrainte triaxiale nous citons les résultats de Mills et Zimmerman ,1970 ; Launy et Gachon ,1970 et

Gerstle et al,1978 , entre autres. Les caractéristiques essentielles d'une surface de rupture sont clairement indiquées par les données expérimentales disponibles (Figure 2.16).

Le béton possède une surface de rupture avec des courbes méridiennes, ce qui montre que la pression hydrostatique augmente la capacité de cisaillement du matériau (Figure 2.16-a). Le point de départ de méridien c'est le point de rupture de traction hydrostatatique, et s'ouvre dans la direction de l'axe hydrostatatique négatif.

La (Figure 2.16-b) montre une courbe transversale de la surface de rupture dans le plan déviatorique. La surface de rupture de béton possède des courbes méridiennes : le méridien de traction, ρ_t , méridien de cisaillement ρ_s , et le méridien de compression ρ_c , qui correspond à $\theta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$, respectivement. La forme des traces est presque triangulaire pour les contraintes faibles de compression et a une forme pré-circulaire pour des contraintes de compression très élevées.

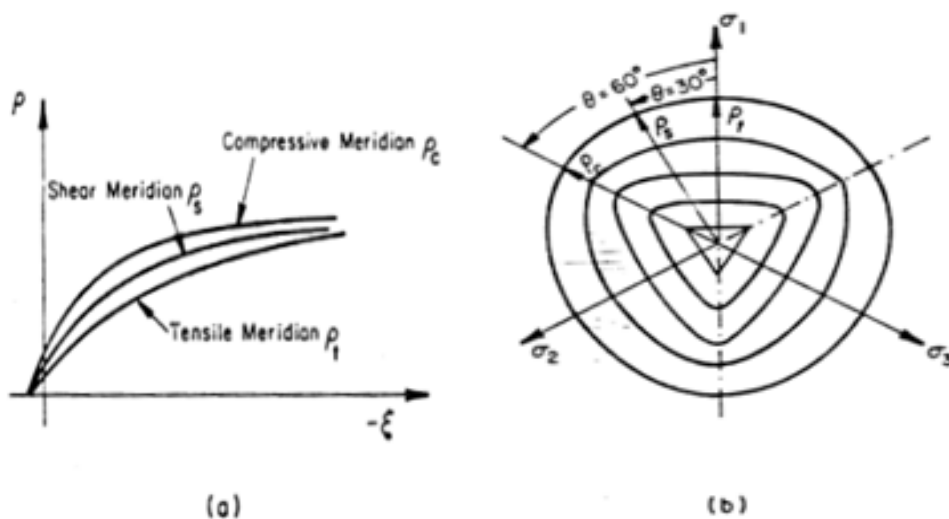


Figure 2.16 : a) Le méridien de la surface de rupture, b) Section dans le plan déviatorique (Willam, et al., 1974).

On expose, très brièvement, les 3 modèles de comportement non-linéaire du béton à savoir : Le modèle de quatre paramètres Hsieh- Ting- Chen Le modèle d'Ottosen à 4 paramètres, et le modèle de Willam-Warnke à 5 paramètres :

2.4.2 Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour les géomatériaux. Il est exprimé par la relation suivante :

$$\tau = f(\sigma) \qquad 2.5$$

Il est basé sur les cercles où la théorie développée par Mohr suppose que la rupture du matériau survient quand le cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque représentée dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte normale σ , contrainte tangentielle τ) par l'équation :

$$\tau = c - \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad 2.6$$

Où

φ : L'angle de frottement interne.

c : La cohésion du matériau.

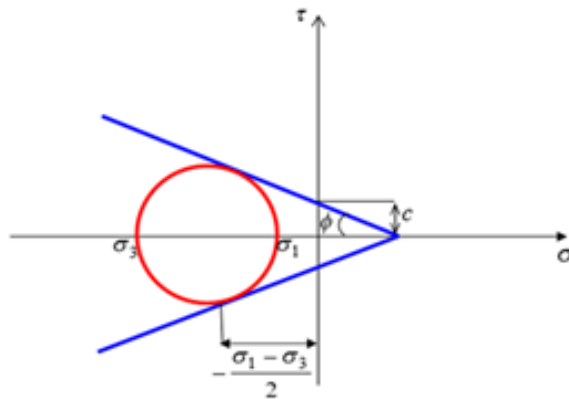


Figure 2.17 :Représentation du critère dans le plan de Mohr.

Les inconvénients de critère de Mohr-Coulomb sont :

- Il ne prend pas en considération la valeur de la contrainte intermédiaire σ_2 dans les calculs.
- La surface de charge est concave.

2.4.3 Le modèle à quatre paramètres de Hsieh- Ting- Chen

Hsieh et al. , sont proposé une fonction de forme simple

$$\lambda(\theta) = b \cos \theta + c \quad 2.7$$

Où b, c des constantes de matériaux.

Avec : $|\theta| \leq 60^\circ$

En remplaçant λ dans l'équation :

$$f(I_1, J_2, \theta) = aJ_2 + \lambda\sqrt{J_2} + bI_1 - 1 = 0 \quad 2.8$$

$$f(\xi, \rho, \theta) = a\rho^2 + (b \cos \theta + c)\rho + d\xi - 1 = 0 \quad 2.9$$

On détermine les quatre paramètres de modèle a, b et d par l'utilisation des essais biaxial de (Kupfur, ,1969).et les essais triaxial de Mills et Zimmerman, 1970, ces paramètres sont déterminé à partir des quatre zone de rupture suivantes :

1. La résistance à la compression uniaxial f'_c
2. La résistance à la traction uniaxial ($f'_t = 0.1f'_c$)
3. La résistance à la compression biaxial $f'_{bc} = 1.15f'_c$
4. La zone de la contrainte ($\sigma_{oct}/f'_c, \tau_{oct}/f'_c$)=(-1.95, 1.6)

2.4.4 Le modèle d'Ottosen à 4 paramètres

(Ottosen 1977) a proposé un critère comprenant trois invariants des contraintes (I_1, J_2, θ)

$$f(I_1, J_2, \theta) = A \frac{J_2}{\sigma_{uc}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{\sigma_{uc}} + B \frac{I_1}{\sigma_{uc}} - 1 = 0 \quad 2.10$$

Avec : λ est la fonction de $\cos 3\theta$:

$$\lambda = \begin{cases} k_1 \cos\left[\frac{1}{3} \cos^{-1}(k_2 \cos 3\theta)\right] & \text{Pour } \cos 3\theta \geq 0 \\ k_1 \cos\left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(-k_2 \cos 3\theta)\right] & \text{Pour } \cos 3\theta \leq 0 \end{cases} \quad 2.11$$

$\lambda_c = \lambda(-1)$ et $\lambda_t = \lambda(1)$ correspondent respectivement au méridien de compression

Avec : a, b, k_1 , k_2 des constantes du matériau, qui peuvent être déterminé en se basant sur les quatre essais sur béton suivants :

1. La résistance à la compression uniaxiale f'_c ($\theta = 60^\circ$)
 2. La résistance à la traction uniaxiale f'_c ($\theta = 0^\circ$)
 3. La résistance à la compression biaxiale ($\theta = 0^\circ$)
- L'état de contrainte triaxial $(\xi/f'_c, \rho/f'_c) = (-5, 4)$

Généralement, ce critère est valable pour un large domaine de combinaison de contrainte (Chen, 1994).

2.4.5 Le modèle de Willam-Warnke

Le modèle de cinq paramètres est illustré dans la Figure 2.18 :

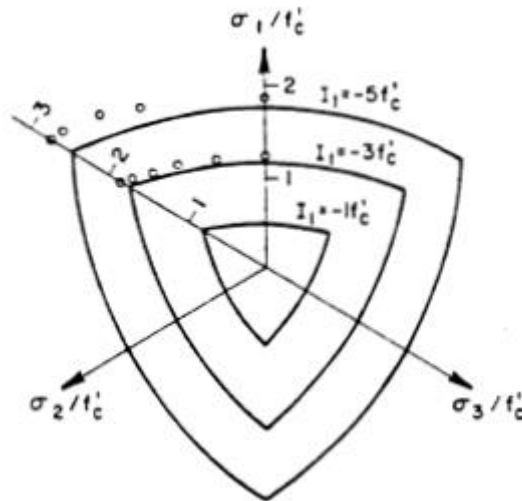


Figure 2.18: Comparaison de critère de Hsieh- Ting – Chen avec les données triaxial dans le plan déviatorique, les cercle ouvert

Le méridien de compression expérimentale avec un parabole déviatorique sous les formes :

$$\sigma_m = a_0 + a_1\rho_t + a_2\rho_t^2 \tag{2.12}$$

$$\sigma_m = b_0 + b_1\rho_c + b_2\rho_c^2 \tag{2.13}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{I_1}{3} : \text{Contrainte moyenne.}$$

ρ_t, ρ_c : Les composantes de contraintes parallèle à l'axe hydrostatique respectivement à ($\theta = 0^\circ$) et ($\theta = 60^\circ$).

Où : $a_0, a_1, a_2, b_0, b_1, b_2$ sont des constants matériels.

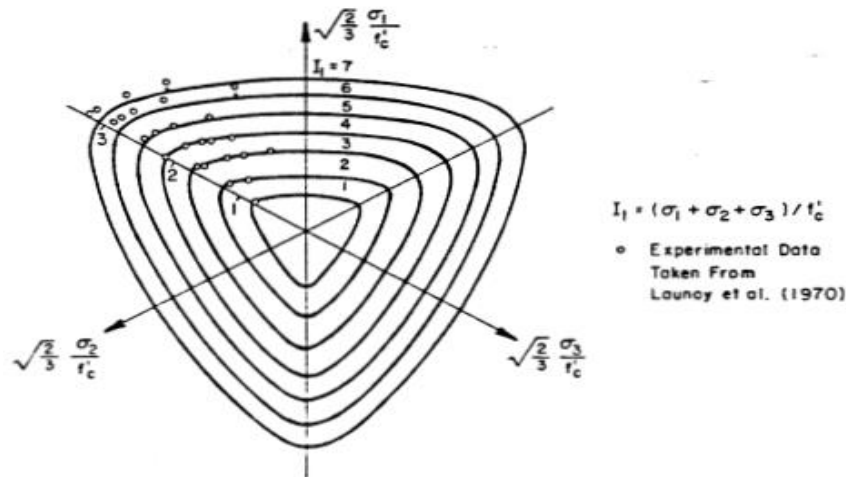


Figure 2.19: Le modèle de Willam-Warnke à 5 (cinq) paramètres

On basant sur les essais biaxiaux de Kupfur et des autres essais triaxial, les 5 (cinq) paramètres de Willam-Warnke sont déterminés par les zones de rupture suivante :

1. La résistance à la compression uniaxiale f'_c
2. La résistance à la traction uniaxiale $f'_t = 0.1f'_c$
3. La résistance biaxial de compression $f'_{bc} = 1.15f'_c$
4. La résistance à la compression biaxial de confinement $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$
5. La résistance à la compression biaxial de confinement $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$

Ce modèle de Willam-Warnke est implanté dans le code de calcul ANSYS.

A toutes ces difficultés relatives au comportement du béton en non-linéarité, il ne faut pas également, perdre de vue un problème lié au comportement des structures du béton qui est l'effet d'échelle qui se manifeste tant à l'échelle du matériau qu'à l'échelle de la structure.

2.5 L'effet d'échelle

Il est bien connu que le comportement mécanique varie selon l'échelle d'étude prise. A cet effet, ce comportement à l'échelle de l'échantillon du matériau n'est pas identique à celui à l'échelle de la structure de fait de la non homogénéité du champ de contrainte au sein de la structure.

Plus encore, un effet d'échelle existe même entre des structures de différentes dimensions.

Cet effet d'échelle doit être, en principe, pris en compte pour avoir un « jugement de valeur » sur les résultats obtenus. Par effet d'échelle, on entend la dépendance des propriétés mécaniques d'une structure des dimensions de celle-ci.

Dans cette étude, on va s'intéresser à l'effet du coefficient de cisaillement qui est introduit dans les études de la manière suivante comme on l'a indiqué précédemment, l'origine de la plasticité du béton est le développement des fissures dues au chargement.

Lors de ces chargements, le béton qui est supposé être vierge commence à se fissurer dans certains endroits lorsque le critère de rupture est atteint.

2.5.1 Fissuration :

Le béton fissuré est traité comme un matériau orthotrope avec des axes d'orthotropie parallèles et normaux à la direction de la fissure. L'effet de Poisson est négligeable à cause du manque d'interaction entre les deux directions orthogonales après fissuration et le module d'élasticité du béton normal à la direction de la fissure est réduit à zéro. Les contraintes totales après fissuration sont données par rapport aux axes de coordonnées locales (n,t) par :

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{nn} \\ \Delta\sigma_{tt} \\ \Delta\sigma_{nt} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_n \\ \Delta\varepsilon_{tt} \\ \Delta\gamma_{nt} \end{Bmatrix} \quad 2.14$$

avec :

E : est le module d'élasticité du béton.

β : le facteur de transfert de cisaillement du béton ($0 < \beta < 1$).

G : le module de cisaillement du béton.

t : la tangente au plan de la fissure

n : la normale au plan de la fissure.

2.5.2 Le facteur de transfert du cisaillement :

Le facteur de transfert de cisaillement, dont la fonction est de rendre compte du frottement entre les deux surfaces d'une fissure. Cette nouvelle fonctionnalité représente une réelle amélioration du modèle d'endommagement permettant de corriger prévision des mécanismes secondaires de résistance au cisaillement des structures

ce paramètre fait référence à la quantité de transfert du cisaillement à travers une fissure. Un facteur de rétention au cisaillement de 0 signifie qu'il n'y a pas d'adhérence des agrégats, tandis que 1 représente une adhérence complète des agrégats. Si la valeur du facteur de transfert de cisaillement est proche de 1, il y a une possibilité de verrouillage des contraintes.

Le transfert de cisaillement, combinée à l'adoucissement de la traction, peut également entraîner une contrainte principale de traction dépassant la résistance à la traction dans une direction autre que normale à la fissure. Ceci explique le raidissement de la réponse post-pic lorsque d'une augmentation de β (Cervera M, 1986)

$$G=(1-\beta s)G_0 \quad 2.15$$

$$\beta_{S,ij}=1 - \left| \frac{\varepsilon_{i,j}}{\varepsilon_{ref}} \right| \geq 0, \quad i \neq j, \quad 2.16$$

avec G une fonction scalaire monotone appropriée. Par conséquent, la loi d'évolution de l'endommagement peut s'exprimer par l'équation de taux comme cela se fait habituellement dans les plasticité. Ce le facteur est pris en compte dans les calculs de deux manières différentes

- a travers une équation traduisant sa variation au cours du chargement d'un certain nombre de formules sont proposées dans la littérature on en cite le coefficient de transfert de cisaillement ngoc linh tran (tran, 2017)

$$\beta = \frac{1}{1+c.(w/I_{ch})} \quad 2.17$$

$$\text{La longueur caractéristique est définie comme } I_{ch} = G_F E_C / f_{ct}^2 \quad 2.18$$

Une constante qui est déterminée en fonction des résultats expérimentaux C

Energie de rupture est calculée selon (*Mari, et al., 2015*)

$$G_F = 0.028 \cdot f_c^{0.18} \cdot a_g^{0.32} \text{ N/mm} \quad 2.19.$$

- A travers les valeurs constantes représentant le taux de transfert, a savoir ,une valeur pour une fissure fermée et une autre pour une fissure ouverte

$$\text{modele de Mahaidi : } \beta = 0.4 \left(1 - \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_n} \right) \quad 2.20$$

$$\text{modele de Sena-cruz : } \beta = \left[1 - \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}} \right]^p \quad 2.21$$

$$\text{modele de Rot : } \beta = 1.0 (1 + 4447 \varepsilon_{nn}^{cr}) \quad 2.22$$

$$\text{modele Kolmar : } \beta = C_3 \frac{-\ln\left(\frac{1000 \varepsilon_{nn}^{cr}}{c_1}\right)}{c_2} \quad 2.23$$

avec $c_1 = c_2 = c_3$

3 Modélisation

3.1 Introduction :

ANSYS est le logiciel utilisé dans la modélisation de cette étude,. Ses produits majeurs sont des logiciels qui sont basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de résoudre une multitude de problèmes dans des différents domaines: la mécanique, thermique, mécanique des fluides, acoustiques ,électromagnétique...etc. les problèmes peuvent être linéaire ou non linéaire ,statique ou dynamique.

ANSYS:ANALYSIS SYSTEMS.

3.2 Présentation du logiciel Ansys :

3.2.1 Environnements logiciels :

Deux environnements logiciels permettent de mettre en œuvre le code ANSYS :

ANSYS « CLASSIC » : c'est la première version de solution logiciel développée par le constructeur dont l'objectif est la construction de modèles éléments finis à la géométrie simple, facile à manipuler à l'aide d'opérations basiques. À partir de cet environnement, et en utilisant le langage de script APDL (*ANSYS Parametric Design Language*) l'utilisateur peut construire directement un modèle d'éléments finis. De ce point de vue *ANSYS classic* est destiné pour les utilisateurs compétents dans le domaine de la simulation numérique.

La seconde forme de ANSYS est nommée « WOEBENCH » où cet environnement propose une approche différente à la première basé sur un interface graphique souple permettant la construction des modèles en réutilisant le code ANSYS initial. Cet environnement est adapté au traitement des cas à géométrie les plus complexes (plusieurs corps et pièces) ainsi permettant à des utilisateurs non confirmés dans le domaine du calcul de travailler dans cet environnement.

La plateforme est chargée de convertir les requêtes entrées par l'utilisateur en code ANSYS avant de lancer la résolution. Le modèle éléments finis généré reste néanmoins manipulable en insérant des commandes propres au code ANSYS.

3.2.2 Types d'analyses effectuées par ANSYS :

Depuis sa création en 1971, le logiciel a connu plusieurs développements, qui ont étendu le champ de son application. La version ANSYS.14 qu'on a utilisé lors de notre étude est capable à satisfaire pratiquement tous les problèmes pratiques de modélisation grâce à ces produits principaux dans divers champs d'utilisation à savoir :

- ANSYS Structural
- ANSYS Mechanical
- ANSYS CFX
- ANSYS AUTODYN et ANSYS LS-DYNA
- ANSYS Electromagnetics et Ansoft
- ANSYS Multiphysics

Avec l'analyse **ANSYS Structural** permet d'effectuer des simulations mécaniques en calcul des structures. Les principales capacités de cette analyse sont Figure 3.1

- L'analyse statique
- L'analyse modale
- L'analyse harmonique (réponse forcée)
- L'analyse temporelle
- La gestion de différentes situations non-linéaires (contacts, plasticité matériaux, grands déplacements ou grandes déformations).

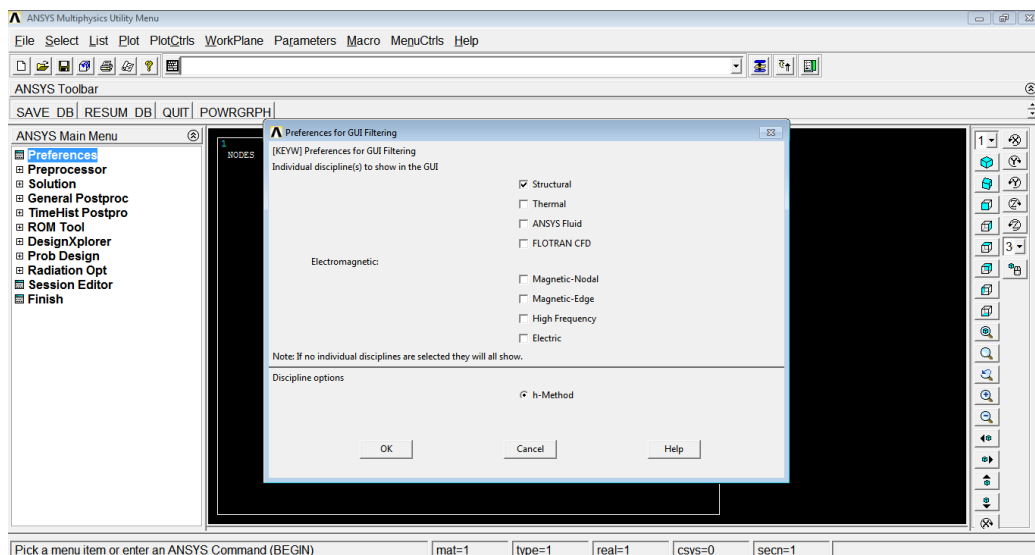


Figure 3.1 ANSYS APDL

3.3 Résolution d'un problème

La modélisation par élément finis présente une méthode numérique qui donne des solutions aux problèmes délicats régis par des équations aux dérivées partielles à l'aide d'une analyse numérique par ANSYS.

La création de modèle d'élément finis dans ANSYS nécessite plusieurs tâches qui doivent être complétées pour que le modèle s'exécute d'une façon correcte.

L'analyse d'une structure par ANSYS comporte trois phases :

3.3.1 Préprocessor :

Dans cette étape, on définit le modèle d'élément finis et les facteurs environnementaux appliqués à savoir :

- Définir le type d'élément, les constantes réelles, les modèles des matériaux.
- Définir les sections des armatures
- Créer la géométrie de poutre
- Maillage d'élément.
- Définir le chargement appliqué
- Appliquer les conditions aux limites et les charges.

3.3.2 Solveur :

- Analyse et solution des modèles des éléments finis :
- Solution.

3.3.3 Post-processor

Cette phase est consacrée à l'analyse et l'exploitation des résultats obtenus dans la phase de résolution, il existe différents algorithmes de résolution pour traiter les problèmes éléments finis. On peut citer deux classes de méthodes :

- -les méthodes de résolution directes.
- -les méthodes itératives

3.3.3.1 Les méthodes itératives :

La solution approchée des méthodes itératives est atteinte en un nombre infini d'opérations convergeant vers la solution analytique. Donc, ces méthodes intègrent un critère d'arrêt, lorsque la solution approchée est suffisamment proche de la solution analytique (Figure 3.2)

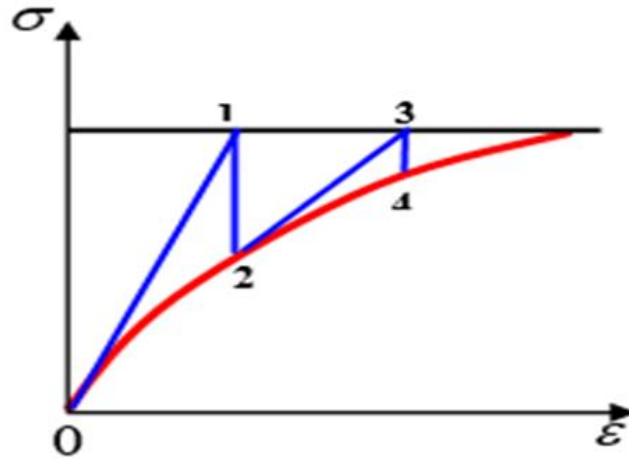


Figure 3.2: Représentation de la méthode itérative initiale.

La méthode de Newton-Raphson pour la résolution des systèmes d'équations non-linéaires, étant donné que le comportement du béton de cette étude est considéré non-linéaire (comportement plastique), l'utilisation de la méthode des éléments finis conduit à un système d'équations non-linéaires qu'il est indispensable de résoudre en ayant recours aux méthodes numériques de résolution des systèmes d'équations non-linéaire. La méthode la plus utilisée est la méthode de Newton-Raphson.

Dans ce qui suit, les étapes de modélisation suivies dans cette étude sont exposées.

3.4 Description de la poutre

La simulation porte sur la flexion 4-points d'une poutre en béton armé dont les caractéristiques géométriques sont montrées sur la Figure 3.3

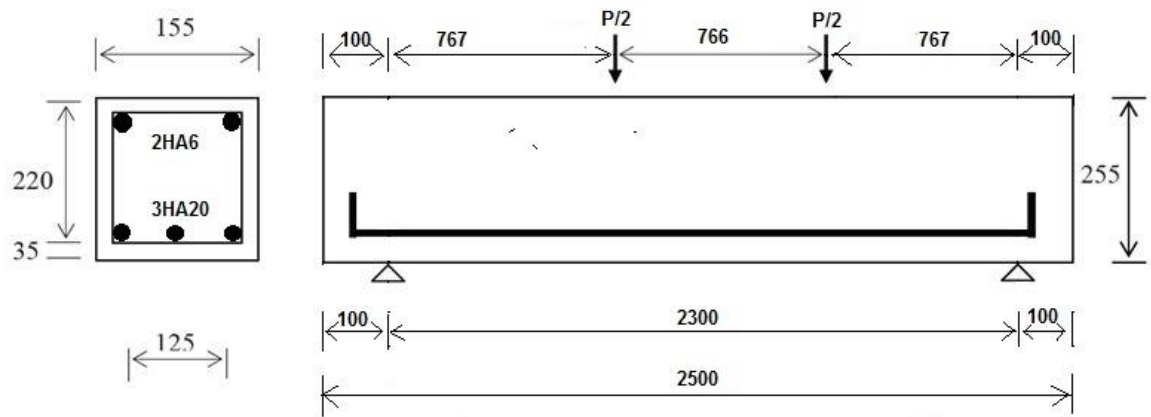


Figure 3.3 : Montage expérimental de la poutre F01. (Charif, 1983)

Les caractéristiques de cette poutre sont les suivantes :

largeur = 155 mm

hauteur = 255 mm

portée = 2300 mm

longueur = 2500 mm

armature tendues $A_s = 3HA20 = 942 \text{ mm}^2$

armature comprimés $A_{s'} = 2 \text{ } \varnothing 6 = 56.52 \text{ mm}^2$

Pour le cas du béton, le logiciel ANSYS le modélise en utilisant l'élément SOLID65, capable d'avoir des déformations plastiques. L'élément SOLID65 est un élément solide à huit (08) nœuds ou chaque nœud de cet élément a trois degrés de liberté (translation dans les directions nodales x , y et z). La géométrie et la position des nœuds de cet élément type sont montrées sur la Figure 3.5.

Pour l'acier l'élément utilisé est le LINK180 représenté sur la Figure 3.6. Cet élément est un élément 3D à deux nœuds avec 03(trois) degrés de libertés pour chaque nœud (translation dans les directions nodales x , y et z). Lors de cette étude il a été considéré une adhérence parfaite entre le béton et l'acier de ferrailage. Ceci implique que le glissement relatif entre l'acier et le béton n'est pas permis et les nœuds de l'élément acier sont confondus avec ceux des éléments du béton adjacents.

En ce qui concerne les points d'appuis sont simulés par l'élément SOLID186 qui est un élément solide 3d qui présente un comportement de déplacement quadratique. L'élément est

défini par 20 nœuds ayant chacun trois degrés de liberté: les translations dans les directions x, y et z du nœud (Figure 3.7).

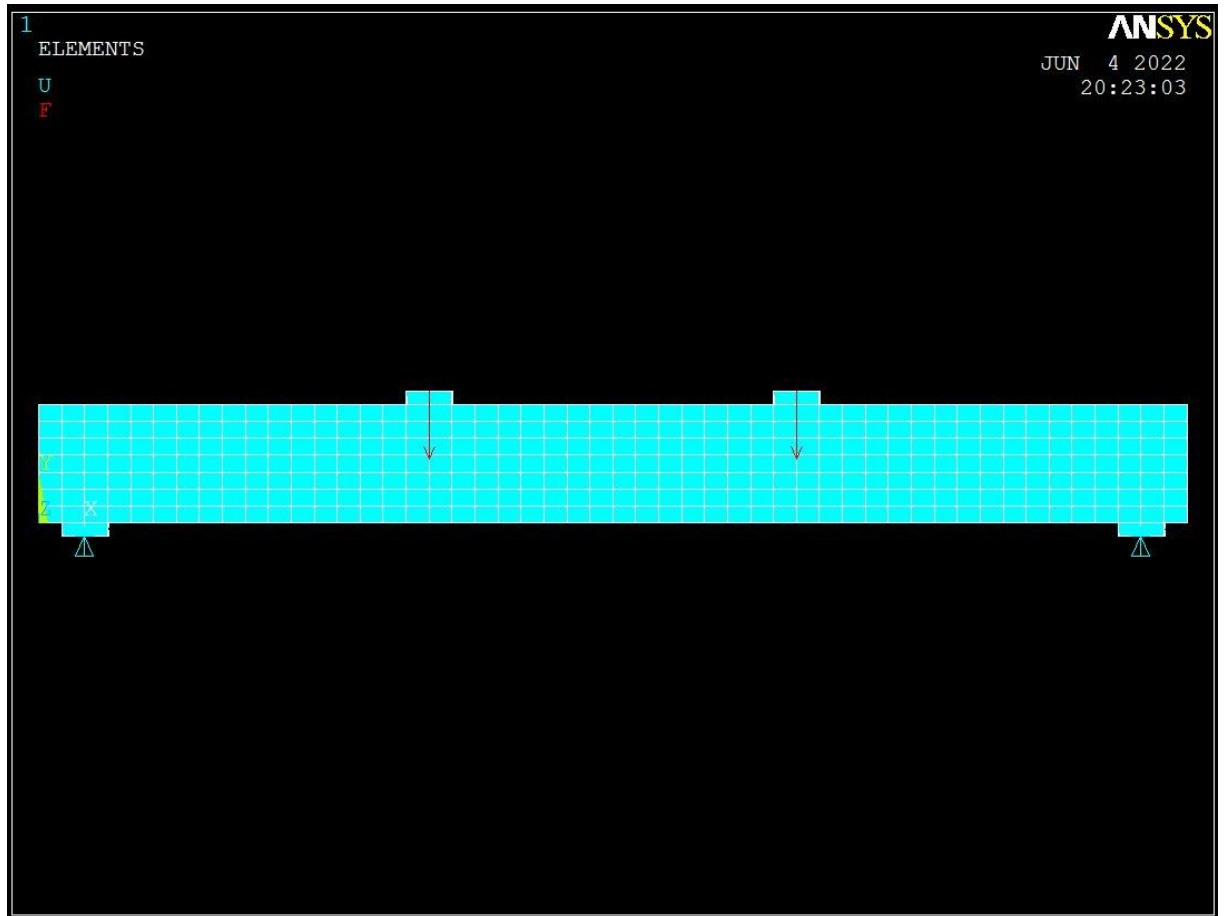


Figure 3.4 La poutre sous ANSYS_APDL

Tableau 3.1 Maillage de la poutre

La poutre	Nombre d'éléments
Solid65	1490
Link180	250

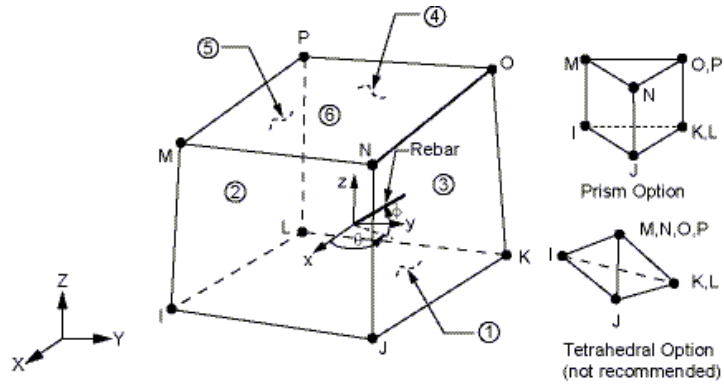


Figure 3.5:L'élément SOLID 65

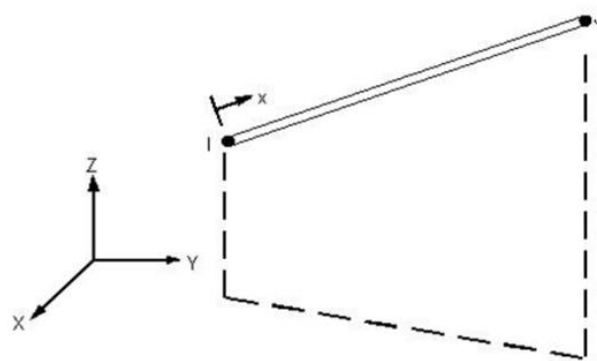


Figure 3.6L'élément LINK 180

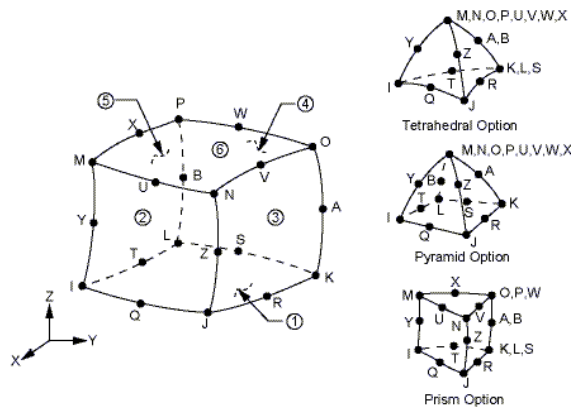


Figure 3.7:L'élément solid186

3.4.1 Modèle éléments finis du renforcement en acier

Pour modéliser le renforcement en acier dans les modèles à éléments finis pour le béton armé, il existe deux approches qui sont traitées, qui sont présentées dans la Figure 3.8: le modèle discret, le modèle réparti (smeared) (Rashid, 1968).

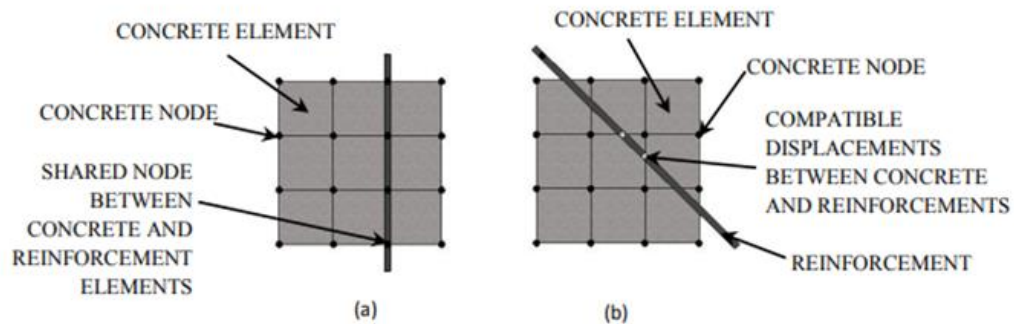


Figure 3.8 Modèles pour le renforcement dans le béton armé (Rashid, 1968):a) discret, b) réparti.

La Figure 3.8 (a) représente le renfort dans le modèle discret qui utilise des éléments de barre ou de poutre qui sont connectés à des nœuds de mailles de béton. Par conséquent, le béton et le maillage de renfort partagent les mêmes nœuds. L'inconvénient de ce modèle qu'il impose l'endroit de la fissuration (sur le côté de l'élément) et qu'il est, par conséquent, indispensable de refaire le maillage. Un autre inconvénient relevé par certains auteurs est la sensibilité vis-à-vis du maillage.

Le modèle réparti (Figure 3.8 (b)) suppose que le renfort soit uniformément réparti dans tous les éléments en béton dans une région définie du maillage. Cette approche est utilisée pour les modèles à grande échelle.

3.4.2 Manipulation

a. Géométrie et coordonnées des points de la section de la poutre modélisée

La figure 3.9 représente la création des coordonnées des points et la conception des poutres sous ANSYS.

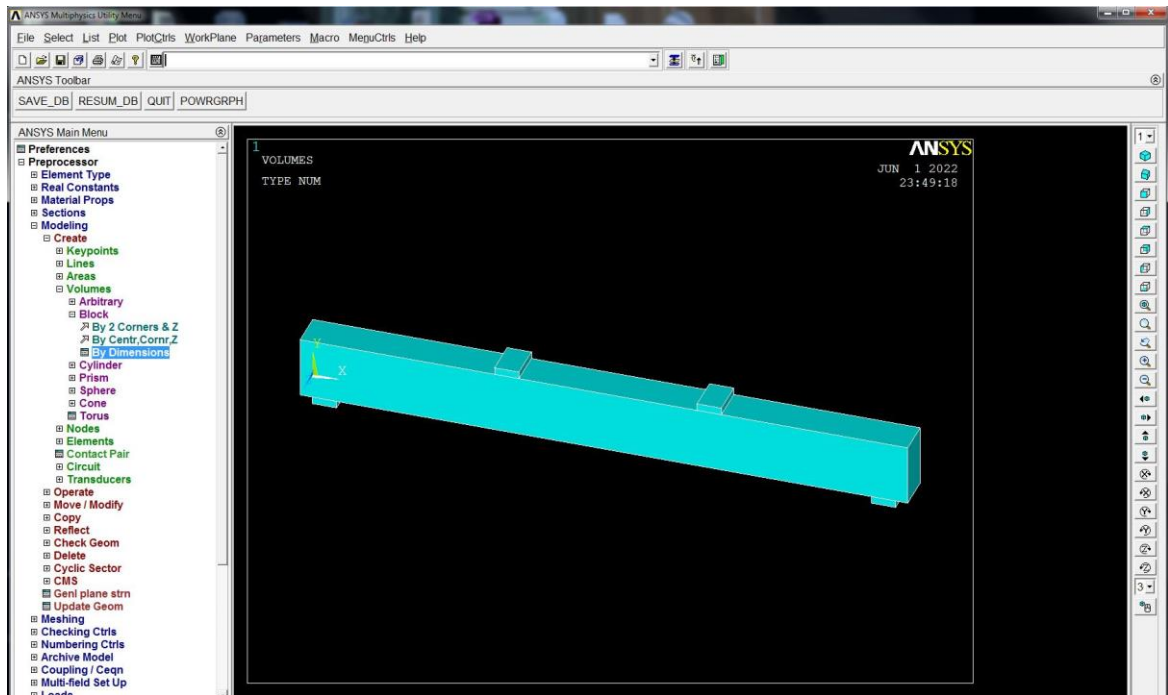


Figure 3.9 Géométrie des poutres dans ANSYS APDL.

b. Maillage

On a généré le maillage en utilisant les éléments SOLID 65 et LINK180 et SOLID 186 de telle sorte que les nœuds des éléments barres d’acier et les éléments du béton partagent les mêmes nœuds.

Nous avons utilisé deux méthodes pour la taille de maillage :

- Avec des surfaces :

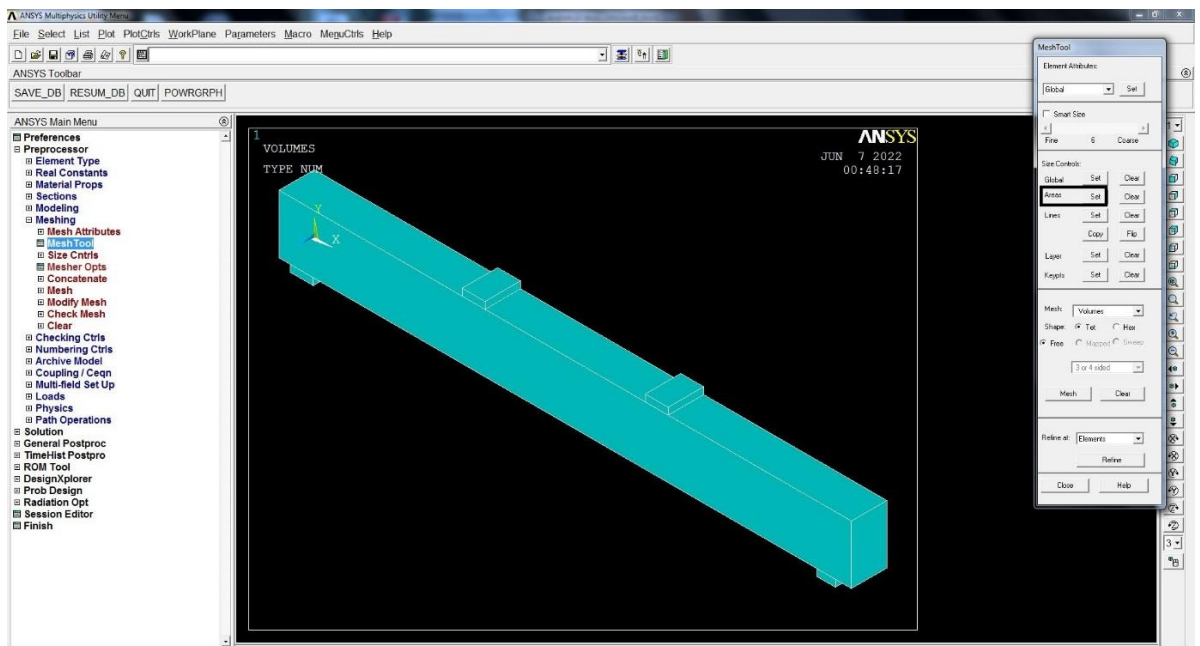


Figure 3.10 Maillage avec des surfaces

- Avec des lignes :

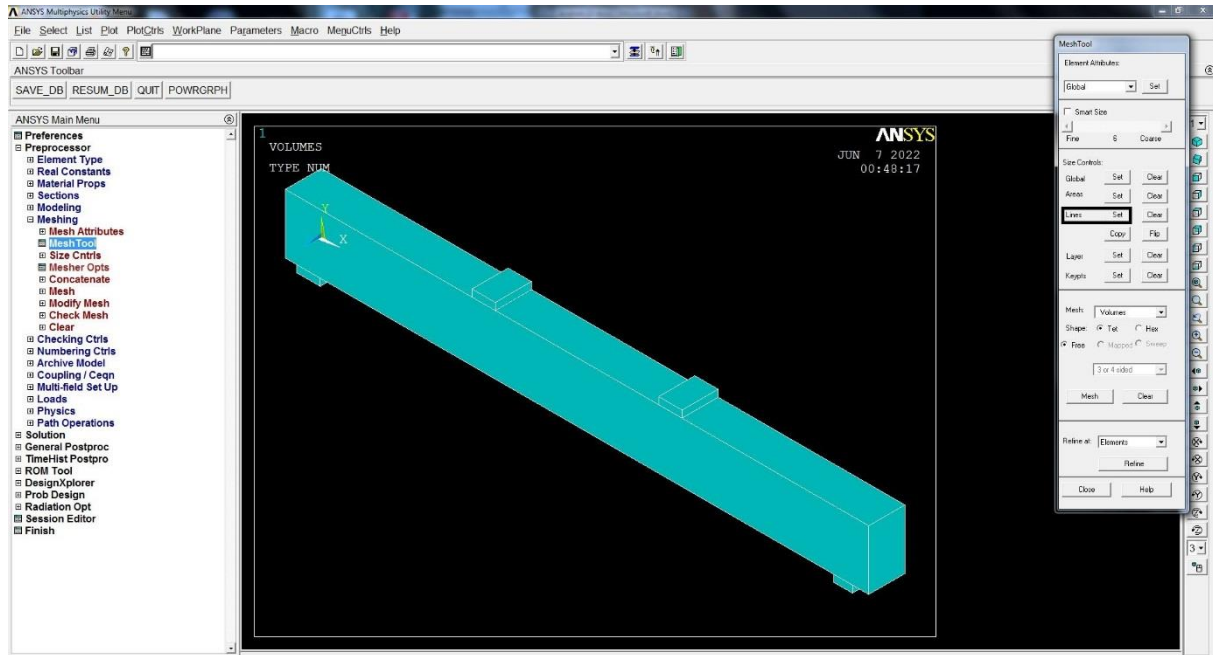


Figure 3.11 Maillage avec lignes

Les dimensions des mailles pour les éléments quadratiques du béton sont (38.78x 36.42 x 50) mm, et pour les éléments linéaires des barres d'acier est 50 mm de longueur.

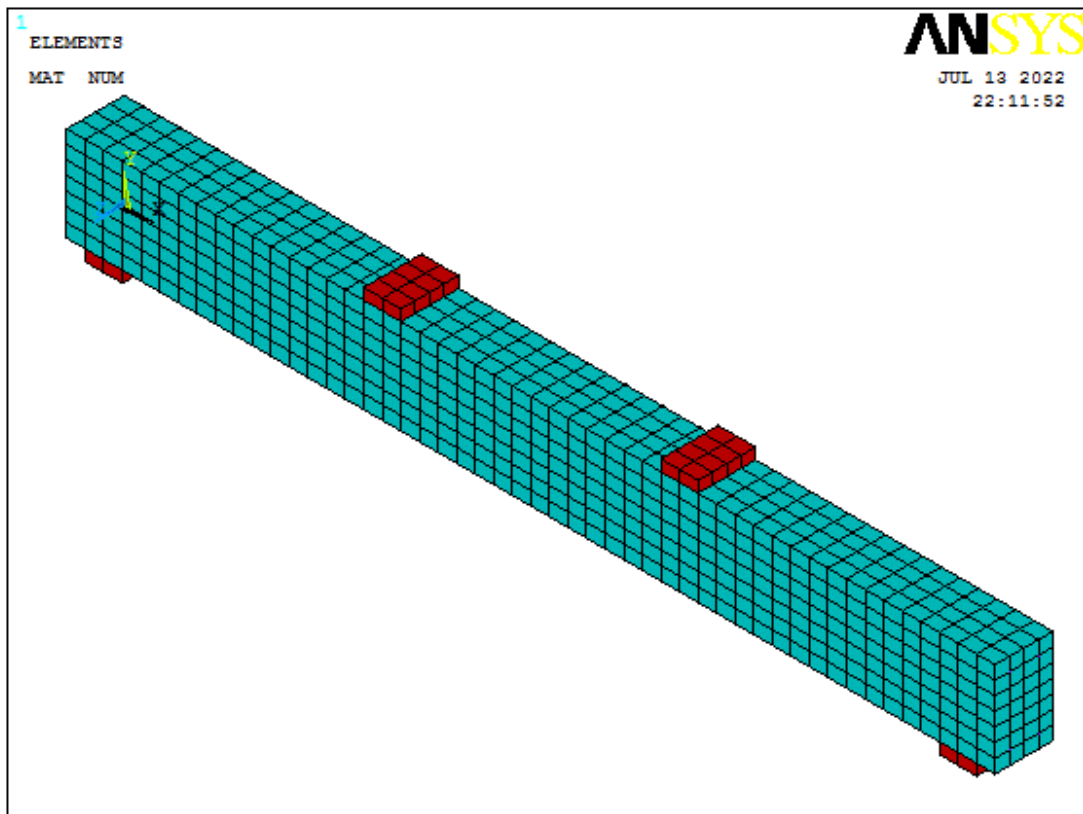


Figure 3.12. Maillage de la poutre

c. Conditions aux limites :

- Appuis :

La poutre repose sur deux appuis c'est-à-dire :

$$U_z = U_y = 0.$$

- Chargement :

La poutre est soumise à des charges monotones statiques transversales. La charge a été incrémentée automatiquement à l'aide du logiciel ANSYS. Toutefois, afin de comparer les flèches dans la poutre avec les résultats expérimentaux obtenus, la charge de 210 kN a été prise comme référence. L'application de la charge a été réalisée de deux manières différentes :

- force répartie aux nœuds
- pression (pressure)

d. Paramètres des matériaux

Le tableau (3.2) représente les différents paramètres nécessaires pour définir les modèles de matériau. Les propriétés des matériaux (acier et béton) sont obtenus par des essais expérimentaux réalisés par Charif, A. (1983).

L'élément (SOLID 65) possède des propriétés linéaires et multilinéaires isotrope pour obtenir un bon modèle du béton.

Tableau 3.2 Paramètres des propriétés du béton.

Numéro d'élément	Type d'élément	Propreté du matériau																																																									
1	SOLID65	<p>Linear Isotropic Material Properties for Material Number 1</p> <table border="1"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">T1</td> </tr> <tr> <td>Temperatures</td> <td></td> </tr> <tr> <td>EX</td> <td>30740</td> </tr> <tr> <td>PRXY</td> <td>0.16</td> </tr> </table> <p>Multilinear Elasticity for Material Number 1</p> <table border="1"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">T1</td> <td style="text-align: center;">0</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">STRAIN</td> <td style="text-align: center;">STRESS</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>0.000511</td> <td>15.72</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.0006</td> <td>17.89</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.0013</td> <td>34.889</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>0.0019</td> <td>44.564</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>0.00243</td> <td>49.533</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>0.00265</td> <td>50.779</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>0.003808</td> <td>52.4</td> </tr> </table> <p>Concrete for Material Number 1</p> <table border="1"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">T1</td> </tr> <tr> <td>Temperature</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Open Shear Transfer Coef</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Closed Shear Transfer Coef</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Uniaxial Cracking Stress</td> <td>4.488</td> </tr> <tr> <td>Uniaxial Crushing Stress</td> <td>-1</td> </tr> <tr> <td>Biaxial Crushing Stress</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Hydrostatic Pressure</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Hydro Biax Crush Stress</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Hydro Uniax Crush Stress</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Tensile Crack Factor</td> <td>0</td> </tr> </table>	T1		Temperatures		EX	30740	PRXY	0.16	T1		0		STRAIN	STRESS	1	0.000511	15.72	2	0.0006	17.89	3	0.0013	34.889	4	0.0019	44.564	5	0.00243	49.533	6	0.00265	50.779	7	0.003808	52.4	T1		Temperature	0	Open Shear Transfer Coef	0.3	Closed Shear Transfer Coef	1	Uniaxial Cracking Stress	4.488	Uniaxial Crushing Stress	-1	Biaxial Crushing Stress	0	Hydrostatic Pressure	0	Hydro Biax Crush Stress	0	Hydro Uniax Crush Stress	0	Tensile Crack Factor	0
T1																																																											
Temperatures																																																											
EX	30740																																																										
PRXY	0.16																																																										
T1		0																																																									
	STRAIN	STRESS																																																									
1	0.000511	15.72																																																									
2	0.0006	17.89																																																									
3	0.0013	34.889																																																									
4	0.0019	44.564																																																									
5	0.00243	49.533																																																									
6	0.00265	50.779																																																									
7	0.003808	52.4																																																									
T1																																																											
Temperature	0																																																										
Open Shear Transfer Coef	0.3																																																										
Closed Shear Transfer Coef	1																																																										
Uniaxial Cracking Stress	4.488																																																										
Uniaxial Crushing Stress	-1																																																										
Biaxial Crushing Stress	0																																																										
Hydrostatic Pressure	0																																																										
Hydro Biax Crush Stress	0																																																										
Hydro Uniax Crush Stress	0																																																										
Tensile Crack Factor	0																																																										

Tableau 3.3 propriété de l'acier et les plaques d'appuis

2	Link180	<p>Linear Isotropic Material Properties for Material Number 2</p> <p>Temperatures T1</p> <p>EX 200000</p> <p>PRXY 0.3</p> <hr/> <p>Bilinear Isotropic Hardening for Material Number 2</p> <p>Temperature T1</p> <p>Yield Stss 430</p> <p>Tang Mod 2000</p>
3	SOLID186	<p>Linear Isotropic Material Properties for Material Number 3</p> <p>Temperatures T1</p> <p>EX 210000</p> <p>PRXY 0.3</p>

Pour définir la rupture du béton, le matériau isotrope multilinéaire basé sur le critère de rupture de Willam-Warnke (Willam, et al., 1975)

Avec : PRXY : le coefficient de poisson (ν)

- EX : module d'élasticité du béton (E_c).

$$E_c = 30740 \text{ MPa} \tag{3.1}$$

Avec : $f'_c = 52.4 \text{ MPa}$.

- $\nu = 0.16$.

Les équations ci-dessous sont utilisées pour obtenir la relation contrainte-déformation uniaxiale pour le béton.

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad 3.2$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad 3.3$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad 3.4$$

Avec : f : contrainte à n'importe quelle ε .

ε : Déformation à une contrainte f .

ε_0 : Déformation à la contrainte de compression ultime f'_c .

Le premier point de la courbe déformation – contrainte multilinéaire isotrope doit satisfaire la loi de Hook :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad 3.5$$

La Figure 3.13 : La courbe déformation-contrainte en compression uniaxiale du béton. montre la courbe contrainte-déformation du béton en compression uniaxiale.

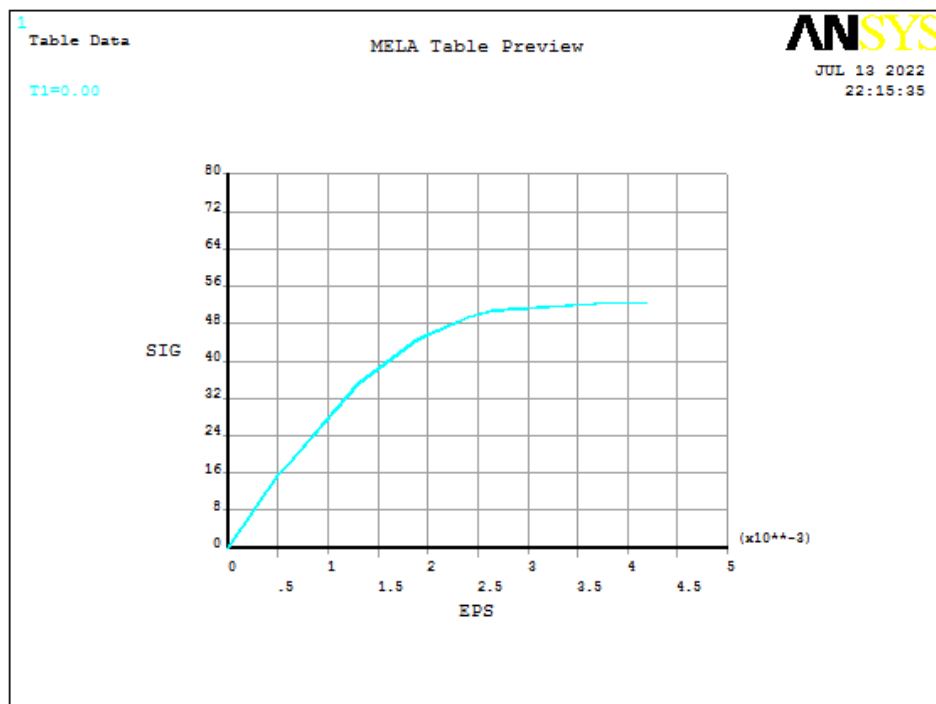


Figure 3.13 : La courbe déformation-contrainte en compression uniaxiale du béton.

On a défini le point 1 par $0.3 f'_c$ à partir de l'équation ($E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$)

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad 3.5) \text{ Les points 2, 3,}$$

4

ε_0 : est obtenue à partir de l'équation $\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c}$)

Le point 6 est défini à f'_c et $\varepsilon_0 = 0.000265$.

Le modèle de Willam-Warnke dans ANSYS nécessite la définition de 9 paramètres :

1. Coefficients de transfert de cisaillement pour une fissure ouverte (β);

2. Coefficients de transfert de cisaillement pour une fissure fermée (α);

3. Contrainte de rupture de traction uniaxiale (f'_t);

4. Contrainte de compression uniaxiale (positive) (f'_c);

5. Contrainte de compression biaxiale (positive) (f'_{cb});

$$f'_{cb} = 1.2 f'_c \quad 3.1$$

6. Etat de contrainte hydrostatique ambiant à utiliser avec les constantes 7 et 8 (σ_h)

$$\sigma_h = \frac{1}{3} (\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) \quad 3.2$$

Avec : σ_{xp}, σ_{yp} et σ_{zp} sont les contraintes principales dans les directions principales.

7. Contrainte de compression biaxiale (positive) sous l'état de contrainte hydrostatique ambiante (constante 6) (f_1) ;

$$(f_1 = 1.45 f'_c) \quad 3.3$$

8. Contrainte de compression uniaxiale (positive) sous l'état de contrainte hydrostatique ambiante (constante 6) (f_2) ;

$$f_2 = 1.725 f'_c \quad 3.4$$

9. Multiplicateur de rigidité pour l'état de fissuration en traction.

Toutefois, la surface de ruine peut être spécifiée à l'aide des deux paramètres f_t et f'_c seulement à condition que :

$$|\sigma_h \leq \sqrt{3} f'_c| \quad 3.5$$

Ce qui est généralement le cas

e

l

,

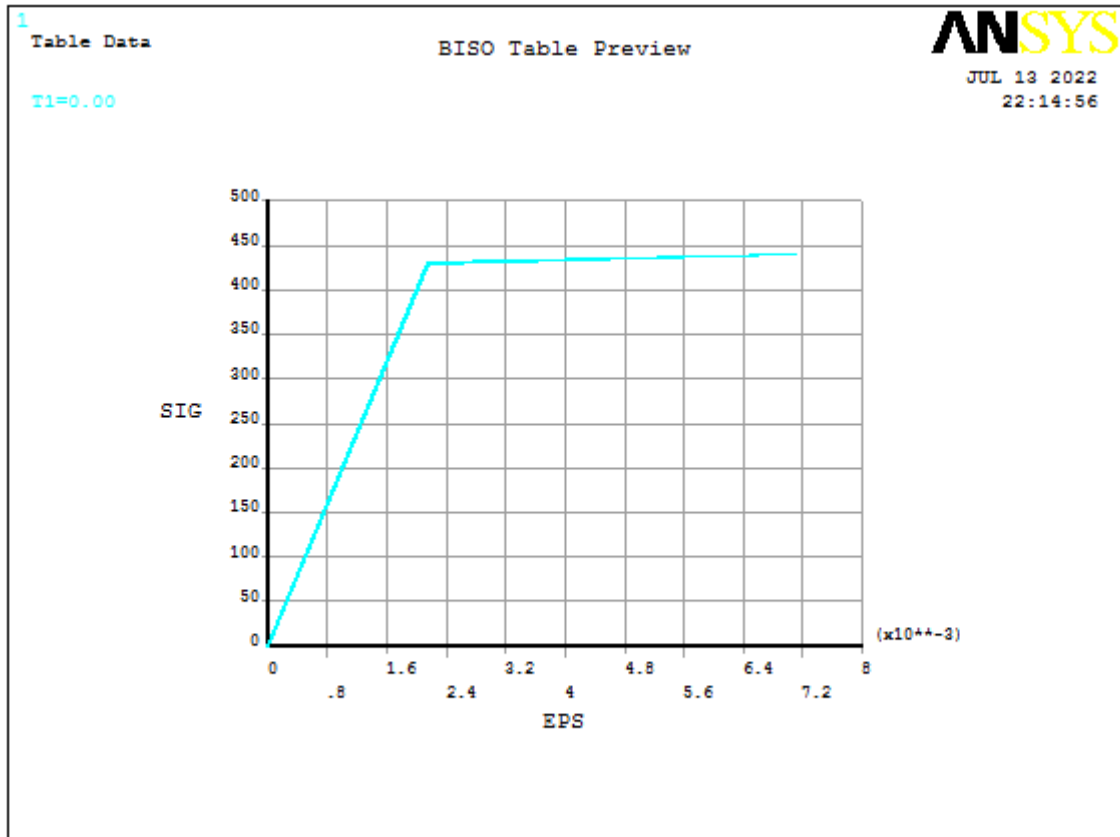


Figure 3.14 : La courbe de comportement élastoplastique de l'acier.

La contrainte de traction uniaxiale été basé sur le module de rupture :

$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c} \text{ (psi)} \quad 3.6$$

La contrainte de compression uniaxiale est basé sur la résistance à la compression f'_c , il prend une valeur de (-1) pour désactiver la capacité de rupture par écrasement et le matériau se fissure là où la contrainte de compression dépasse la valeur maximale f'_c de l'élément en béton (ANSYS, ,2014) ; des problèmes de convergence ont été observés lorsque la capacité de rupture par compression a été activée (Kachlakev, et al., 2001).

Les constantes réelles

Tableau 3.4 : Les constants réelles de l’approche de fissures discrètes

Real constant Set	Element type	Constants																																																						
1	SOLID 65	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Element Type Reference No. 1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Real Constant Set No.</td> <td></td> <td><input type="text" value="1"/></td> </tr> <tr> <td colspan="3">Real constants for rebar 1</td> </tr> <tr> <td>Material number</td> <td>MAT1</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Volume ratio</td> <td>VR1</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Orientation angle</td> <td>THETA1</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Orientation angle</td> <td>PHI1</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td colspan="3">Real constants for rebar 2</td> </tr> <tr> <td>Material number</td> <td>MAT2</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Volume ratio</td> <td>VR2</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Orientation angle</td> <td>THETA2</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Orientation angle</td> <td>PHI2</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td colspan="3">Real constants for rebar 3</td> </tr> <tr> <td>Material number</td> <td>MAT3</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Volume ratio</td> <td>VR3</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Orientation angle</td> <td>THETA3</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Orientation angle</td> <td>PHI3</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Crushed stiffness factor</td> <td>CSTIF</td> <td><input type="text"/></td> </tr> </table>	Element Type Reference No. 1			Real Constant Set No.		<input type="text" value="1"/>	Real constants for rebar 1			Material number	MAT1	<input type="text" value="0"/>	Volume ratio	VR1	<input type="text" value="0"/>	Orientation angle	THETA1	<input type="text" value="0"/>	Orientation angle	PHI1	<input type="text" value="0"/>	Real constants for rebar 2			Material number	MAT2	<input type="text" value="0"/>	Volume ratio	VR2	<input type="text" value="0"/>	Orientation angle	THETA2	<input type="text" value="0"/>	Orientation angle	PHI2	<input type="text" value="0"/>	Real constants for rebar 3			Material number	MAT3	<input type="text" value="0"/>	Volume ratio	VR3	<input type="text" value="0"/>	Orientation angle	THETA3	<input type="text" value="0"/>	Orientation angle	PHI3	<input type="text" value="0"/>	Crushed stiffness factor	CSTIF	<input type="text"/>
Element Type Reference No. 1																																																								
Real Constant Set No.		<input type="text" value="1"/>																																																						
Real constants for rebar 1																																																								
Material number	MAT1	<input type="text" value="0"/>																																																						
Volume ratio	VR1	<input type="text" value="0"/>																																																						
Orientation angle	THETA1	<input type="text" value="0"/>																																																						
Orientation angle	PHI1	<input type="text" value="0"/>																																																						
Real constants for rebar 2																																																								
Material number	MAT2	<input type="text" value="0"/>																																																						
Volume ratio	VR2	<input type="text" value="0"/>																																																						
Orientation angle	THETA2	<input type="text" value="0"/>																																																						
Orientation angle	PHI2	<input type="text" value="0"/>																																																						
Real constants for rebar 3																																																								
Material number	MAT3	<input type="text" value="0"/>																																																						
Volume ratio	VR3	<input type="text" value="0"/>																																																						
Orientation angle	THETA3	<input type="text" value="0"/>																																																						
Orientation angle	PHI3	<input type="text" value="0"/>																																																						
Crushed stiffness factor	CSTIF	<input type="text"/>																																																						
2	LINK180	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Element Type Reference No. 2</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Real Constant Set No.</td> <td></td> <td><input type="text" value="2"/></td> </tr> <tr> <td>Cross-sectional area</td> <td>AREA</td> <td><input type="text" value="314"/></td> </tr> <tr> <td>Added Mass (Mass/Length)</td> <td>ADDMAS</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Tension and compression</td> <td>TENSKEY</td> <td><input type="text" value="Both"/></td> </tr> </table>	Element Type Reference No. 2			Real Constant Set No.		<input type="text" value="2"/>	Cross-sectional area	AREA	<input type="text" value="314"/>	Added Mass (Mass/Length)	ADDMAS	<input type="text" value="0"/>	Tension and compression	TENSKEY	<input type="text" value="Both"/>																																							
Element Type Reference No. 2																																																								
Real Constant Set No.		<input type="text" value="2"/>																																																						
Cross-sectional area	AREA	<input type="text" value="314"/>																																																						
Added Mass (Mass/Length)	ADDMAS	<input type="text" value="0"/>																																																						
Tension and compression	TENSKEY	<input type="text" value="Both"/>																																																						
3	LINK180	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Element Type Reference No. 2</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Real Constant Set No.</td> <td></td> <td><input type="text" value="3"/></td> </tr> <tr> <td>Cross-sectional area</td> <td>AREA</td> <td><input type="text" value="28.26"/></td> </tr> <tr> <td>Added Mass (Mass/Length)</td> <td>ADDMAS</td> <td><input type="text" value="0"/></td> </tr> <tr> <td>Tension and compression</td> <td>TENSKEY</td> <td><input type="text" value="Both"/></td> </tr> </table>	Element Type Reference No. 2			Real Constant Set No.		<input type="text" value="3"/>	Cross-sectional area	AREA	<input type="text" value="28.26"/>	Added Mass (Mass/Length)	ADDMAS	<input type="text" value="0"/>	Tension and compression	TENSKEY	<input type="text" value="Both"/>																																							
Element Type Reference No. 2																																																								
Real Constant Set No.		<input type="text" value="3"/>																																																						
Cross-sectional area	AREA	<input type="text" value="28.26"/>																																																						
Added Mass (Mass/Length)	ADDMAS	<input type="text" value="0"/>																																																						
Tension and compression	TENSKEY	<input type="text" value="Both"/>																																																						

e. Hypothèses de travail

Dans cette étude un certain nombre d'hypothèses simplificatrices ont été avancées. Il s'agit de :

- La non-prise en compte de la branche adoucissante dans le comportement du béton en compression uniaxiale comme le montre Figure 3.15.

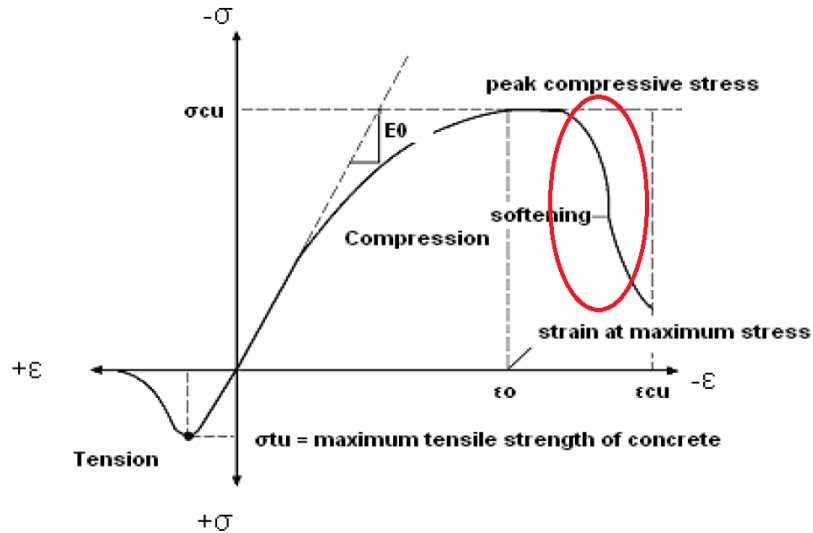


Figure 3.15: Relation constitutive typique pour le béton (adoucissement). – (Bangash, 1989)

- La non-prise en compte de l'effet de post-stiffening (fig.3.17).

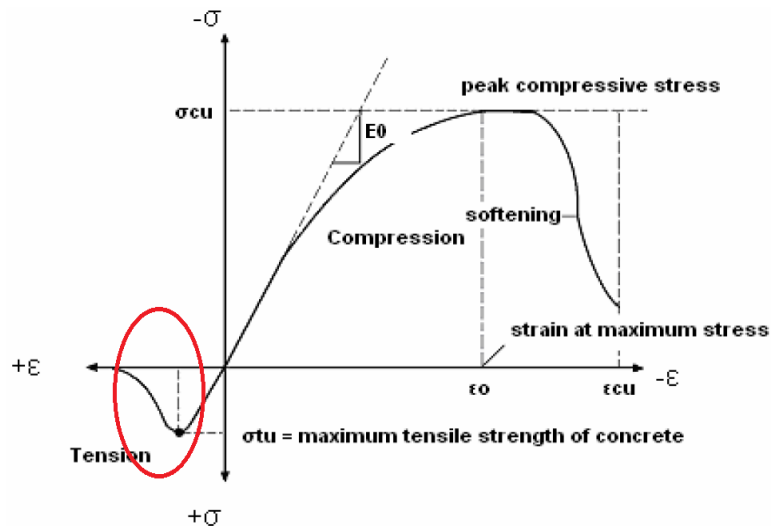


Figure 3.16 Relation constitutive typique pour le béton (post-stiffening). (Bangash, 1989).

f. Exécution et calcul par logiciel ANSYS

Le modèle éléments finis étudié représente une poutre en béton armé appuyée simplement sous charge transversale.

4 Résultats et discussion :

3.5.1 La déformé la poutre en béton armé :

La Figure 4.1 représente la déformée numérique de la poutre. Il montre bien que l'allure de la déformée est semblable à la déformée expérimentale. La Figure 4.2 représente la déformée des armatures.

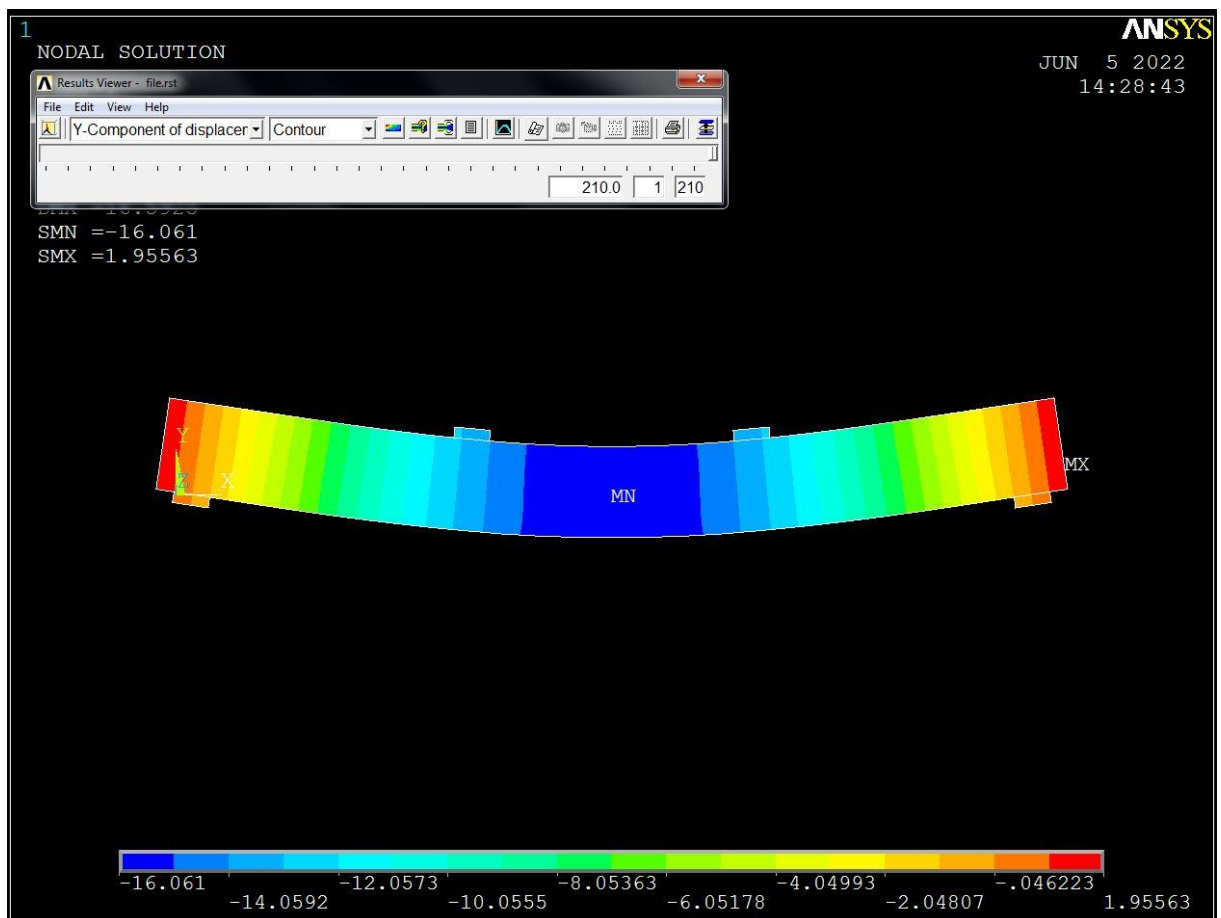


Figure 4.1 : Déformation de la poutre $\beta = 0.3$.

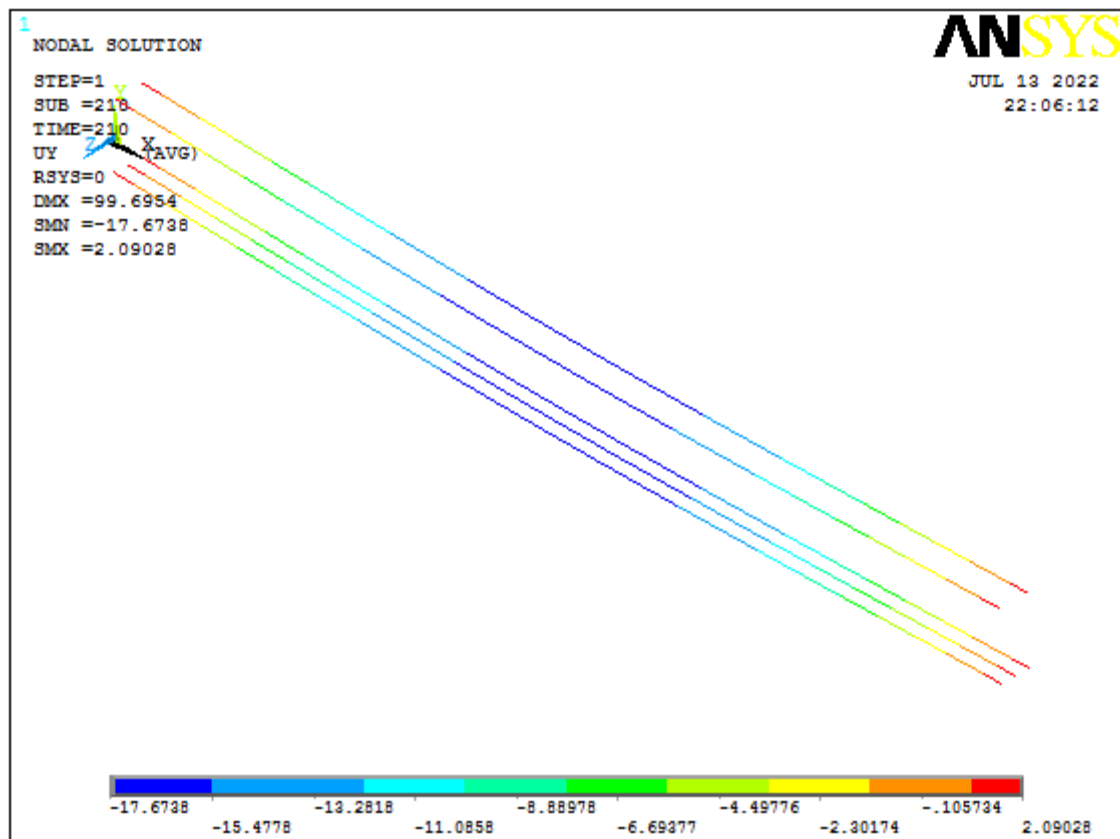


Figure 4.2 : Déformation des armatures.

4.1 Les courbes force-flèche :

- Avec une force répartie sur les nœuds

Les courbes suivantes dans la Figure 4.3 représentent la variation de la flèche en fonction de la force répartie sur les nœuds pour la poutre en béton armé et cela pour différentes valeurs du coefficient β .

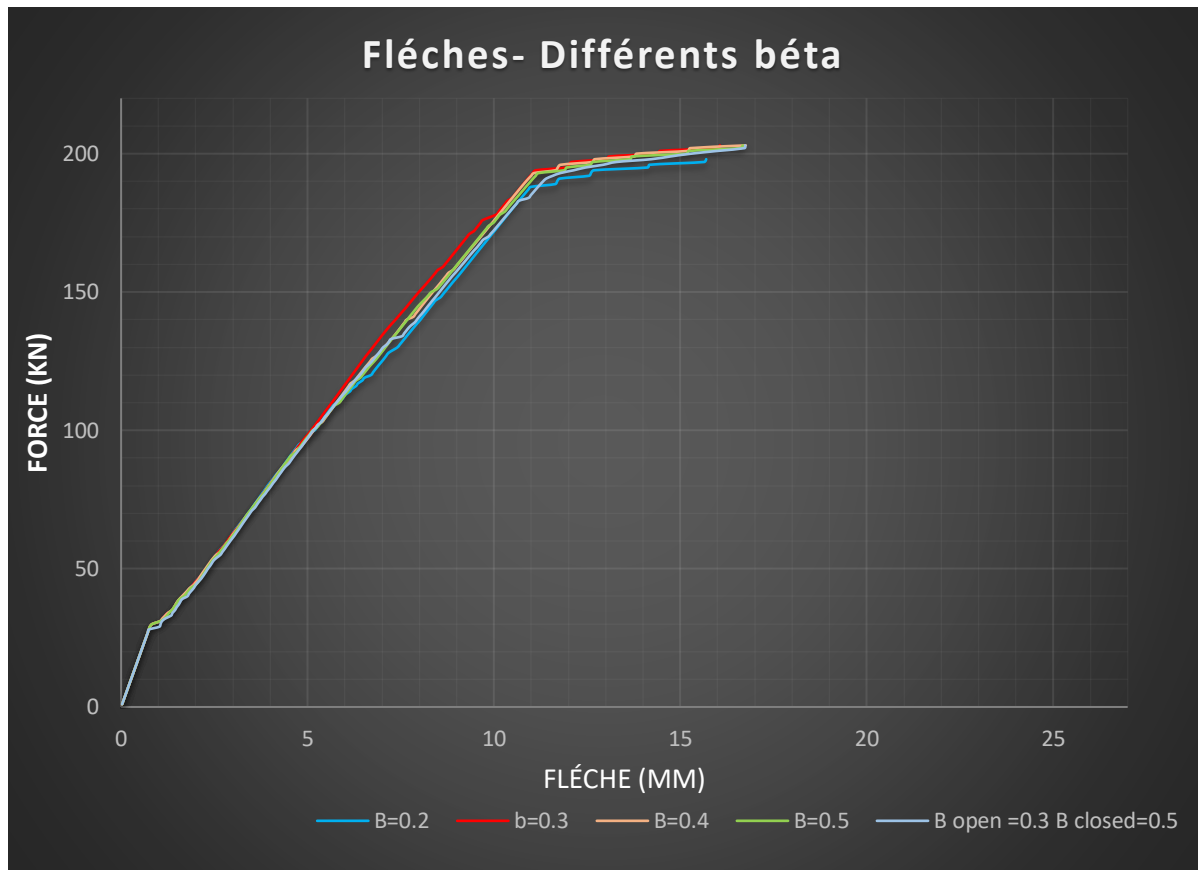


Figure 4.3 :Courbes Force-Flèche pour différentes valeurs du coefficient β .

Nous avons fait de différents calculs sur le modèle de la poutre et cela en variant les valeurs du coefficient β ouvert en fixant β fermé a 1

Dans la Figure 4.3 on constate qu'il y a une partie linéaire du graphe qui reflète la phase d'élasticité et qui est presque identique pour les différentes valeurs du coefficient β .

Dans la région de plasticité l'influence des valeurs de β ouvert avec une valeur de 1 pour le beta fermé influe sur les valeur de la flèche. Plus les valeurs de β sont proches de zéro plus la flèche est faible ($\beta=0.2$ la flèche =15mm)

En comparant les différents courbes obtenus par calcul numérique et celle obtenue expérimentalement (Charif, 1983)la thèse de (Bellakehal, ,2006), on remarque que pour le coefficient β fermé =0.5, β ouvert = 1 la courbe est la plus proche de la valeur expérimentale (Figure 4.4).

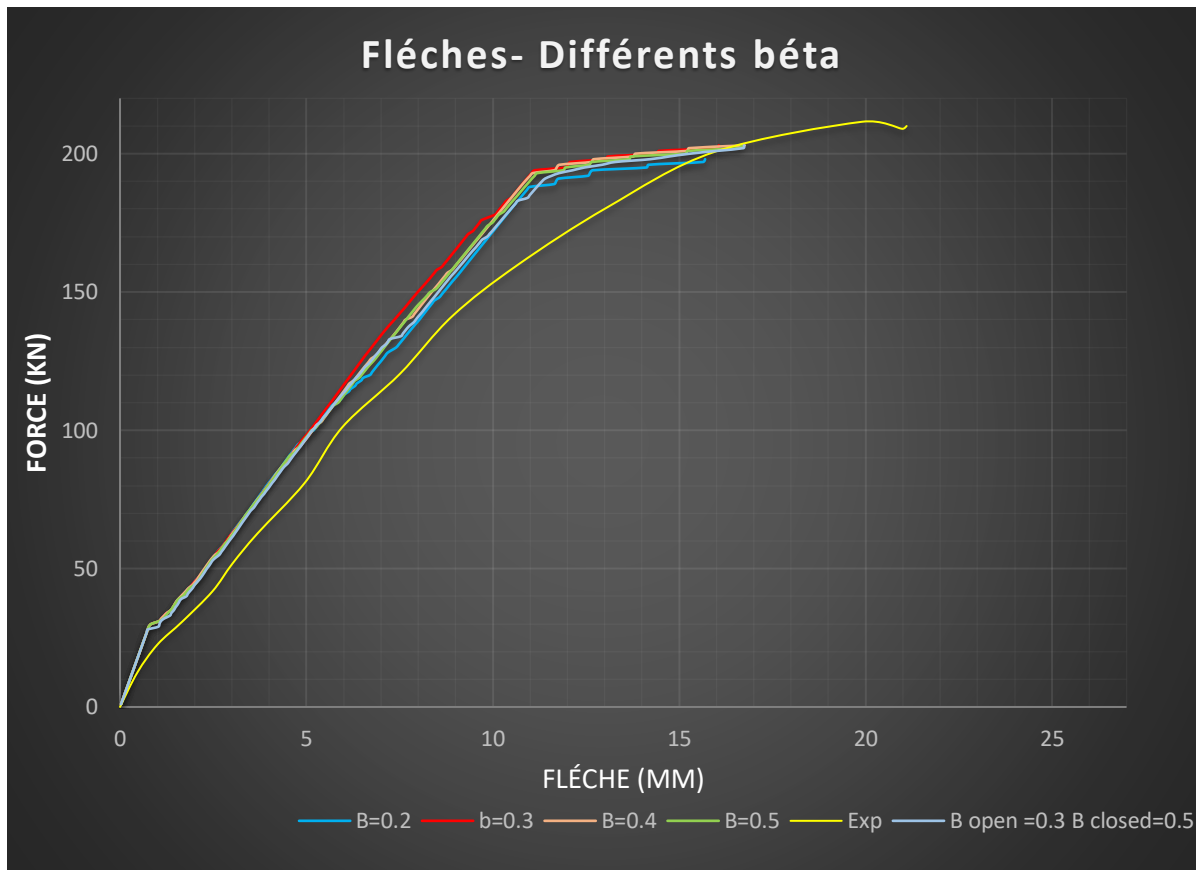


Figure 4.4 : Courbes Force-Flèche expérimentale et numérique avec différentes valeurs du coefficient β .

D'après les résultats obtenus nous concluons que la valeur de β a une influence sur la réponse de la poutre représentée par sa flèche finale. de faibles valeurs de β ouvert donnent des résultats proches au résultats expérimentale. Ainsi, on peut conclure que le paramètre de rétention de cisaillement est un paramètre important et non négligeable à calibrer pour une réponse post-pic.

Tableau 4.1 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux pour lapoutre armée

La poutre	Coefficient de β (ouvert)	Coefficient de β (fermé)	La flèche (mm)	La force (KN)	Erreur (%) Flèche
Exp	/	/	21.1	210	/
Num	0.2	1	15.70	198	25.59%
/	0.3	1	16.06	203	23.88%
/	0.4	1	16.67	203	20.56%
/	0.5	1	16.80	203	20.37%
/	0.3	0.5	16.75	203	20.61%

La valeur de β utilisée dans plusieurs études des structures en béton armé varie entre 0 et 1. Dans la présente étude on a effectué plusieurs calculs pour déterminer la valeur qui nous rapproche le plus des résultats expérimentaux. On a constaté que la valeur du coefficient β fermé = 0.5, β ouvert=1 donne le meilleur résultat.

Tableau 4.2 : Valeurs à mi- travée à 100 KN

	Numérique (mm)	Expérimentale (mm)	Erreur (%)
Flèche (mm)	5.28	6.10	13.44

Tableau 4.3 Comparaison entre les résultats numérique et expérimental lors de l'apparition de la première fissure

La 1 ^{ère} fissure	La force(KN)	Ereur(%)
Exp.	30	/
Num.	28	6.66

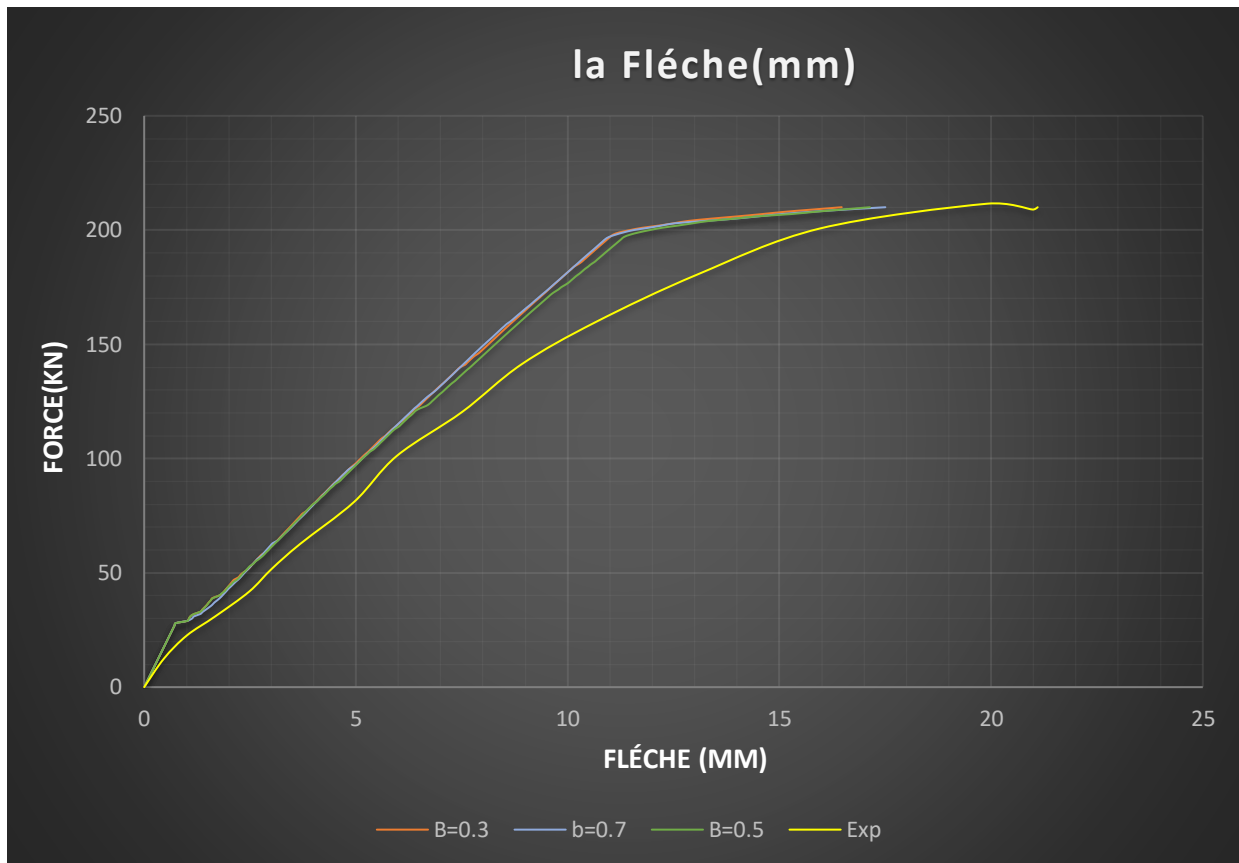
La Figure 4.5 montre les fissures et l'écrasement de la poutre dans le calcul numérique et dans l'expérimentation. Il est clair que la rupture se ferait par fissuration due aux contraintes de cisaillement ce qui concorde avec les résultats expérimentaux.



Figure 4.5 Schéma de fissuration de la poutre simulé et expérimentale

Afin de confirmer le résultat avancé par Kachlakev (Kachlakev, et al., 2001) selon lequel la valeur réelle de f'_c contribue à une ruine prématurée, des calculs ont été faits avec la valeur réelle de $f'_c = 52.4$ en faisant varier le coefficient β .

La figure 4.6 représente la variation de la flèche en fonction de la force pour la poutre en béton armé et cela pour différentes valeurs de coefficient β



4.6 courbe force-flèche avec différents β avec $f' = 52.4$ MPa.

On a changé les valeurs du paramètre β 0.3, 0.5 et 0.7 respectivement ; Les courbes obtenues de force-flèche sont sur la 4.6. Pour les trois valeurs de β le calcul numérique converge alors que pour les autres valeurs de β (0.2, 0.4, 0.6, 0.8...) diverge ; ce qui est conforme aux résultats de (Kachlakev, et al., 2001).

Pour démontrer l'effet du module d'élasticité du béton, nous avons pris des valeurs de $E=25$ GPa, $E=28.646$ GPa ainsi que $E=30.740$ GPa tout en fixant la valeur de β à la valeur de 0.5 ouvert et 1.0 fermé.

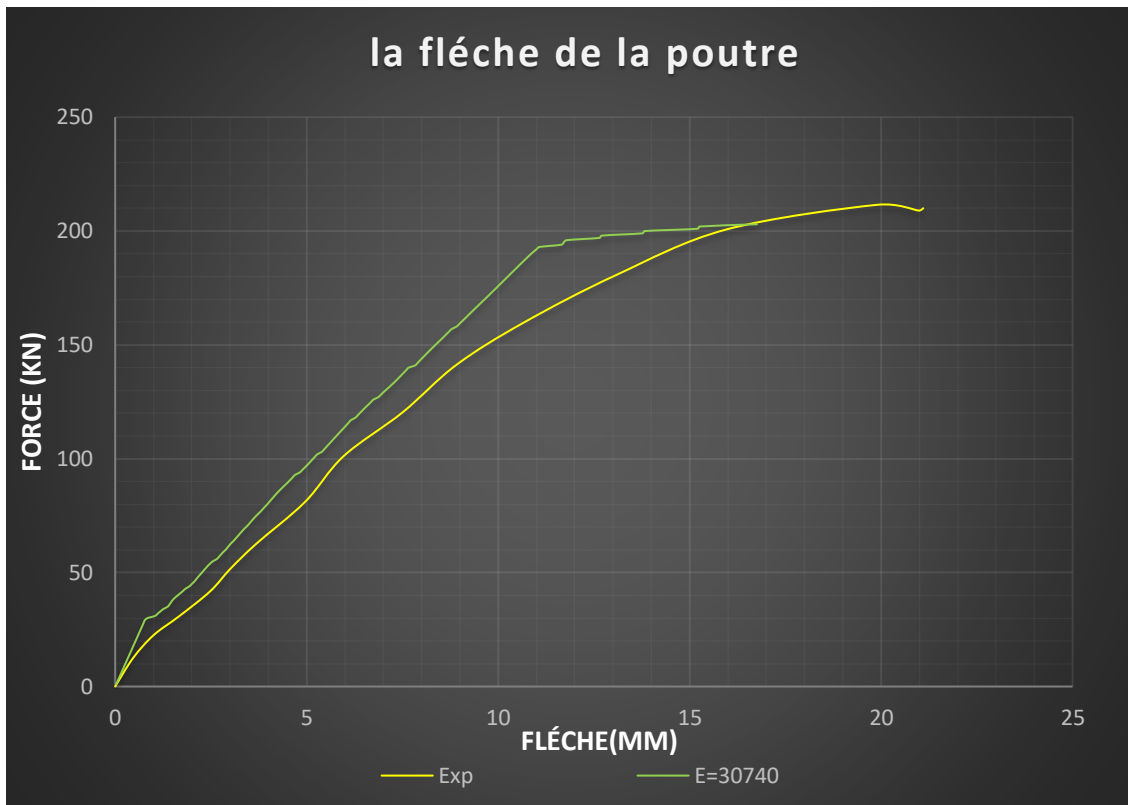


Figure 4.7 : flèche pour E=30.740 GPa.

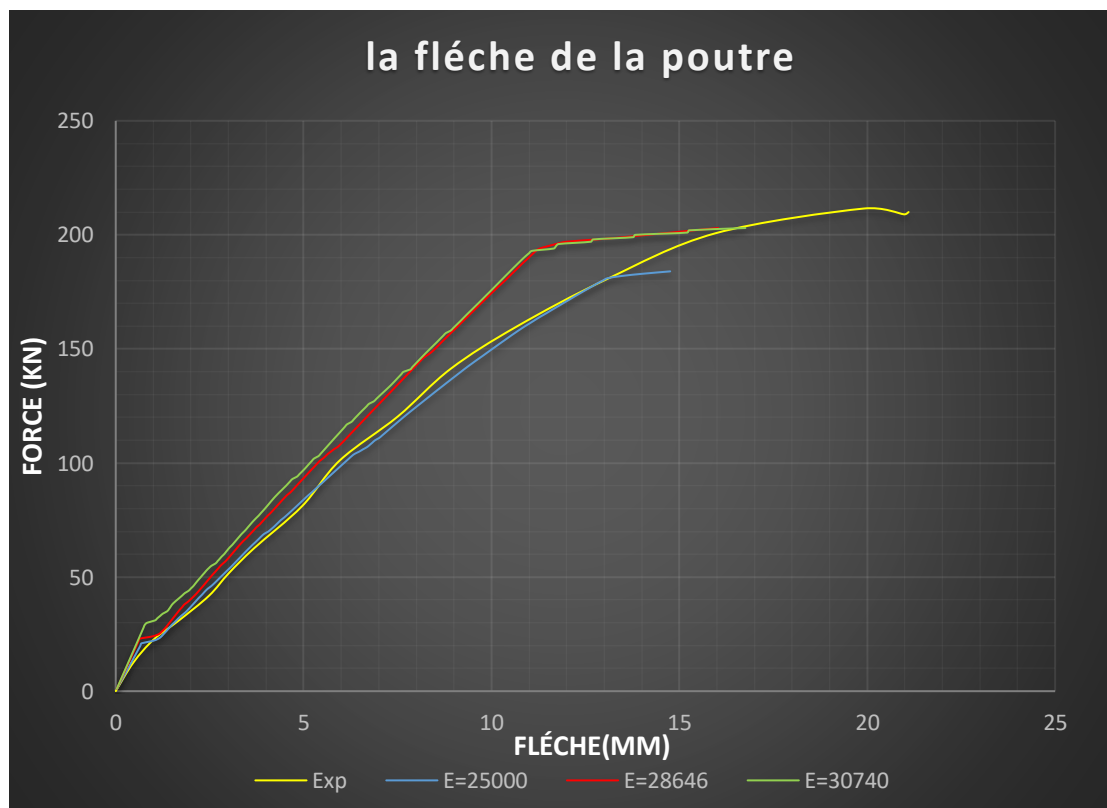


Figure 4.8 comparaison entre la courbe flèche en experimental et les fleches avec diferentes valeurs de E(module de Young).

D’après la Figure 4.8 ($E=25$ GPa on constate que la courbe charge- flèche se superpose à celle de la courbe obtenue en expérimental dans la phase linéaire jusqu’à la valeur de 181 KN, la où on remarque une séparation des deux graphes Dans la phase de plasticité.

On constate aussi que Pour $E=28.646$ GPa et $E=30.740$ GPa ,les deux courbes se superposent dans toutes les parties du graphe ainsi que dans toutes les phases avec une différence dans les valeurs de la flèche.comme nous le montre le Tableau 4.4 suivant

Tableau 4.4 charge déformations de la poutre

Module d’Young (GPa)	Coefficient β ouvert	Coefficient β fermé	Flèche (mm)	Force de rupture	Erreur Flèche
Exp	/	/	21.1	210	/
25.000	0.5	1	14.75	184	30.09%
28.646	0.5	1	16.03	203	24.02%
30.740	0.5	1	16.80	203	20.37%

On constate que pour la valeur de $E=30.740$ GPa, valeur expérimentale, les calculs sous ANSYS donnent les meilleurs résultats.

➤ Avec pression appliquée sur la surface des plaques :

Dans cette partie nous avons appliqué la force sous forme d’une pression, pour mieux comparer les résultats (Charif, 1983) obtenus en expérimentalement avec ceux obtenus grâce au logiciel ANSYS.

Les valeurs de β sont les suivantes :

- ouvert (open) 0.2 et fermé (closed) 1.0 prises par Kasidit (Kasidit et al, 2009).
- Ouvert (open) 0.3 et fermé (closed) 1.0 prises par Wolansky (Wolanski, et al., 2004)
- Ouvert (open 0.3) et fermé (closed) 0.5 prises par Hawileh((R.A. Hawileh, 2010).

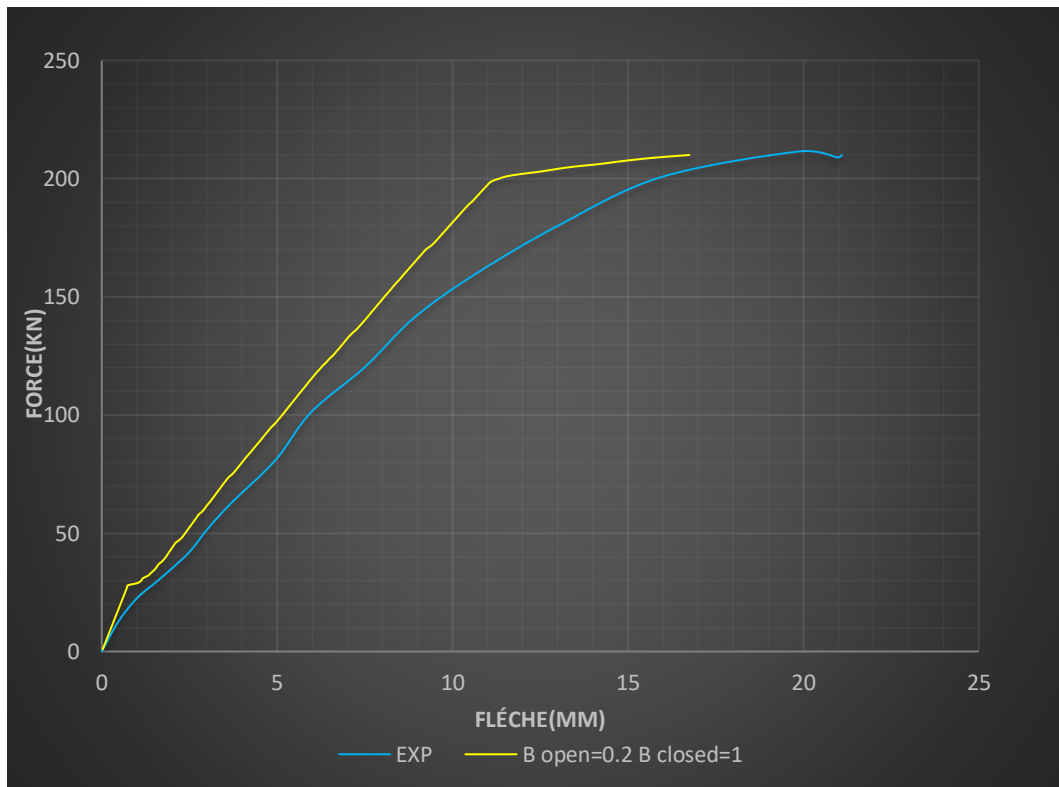


Figure 4.9 :charge -flèche β ouvert 0.2 fermé 1.0.

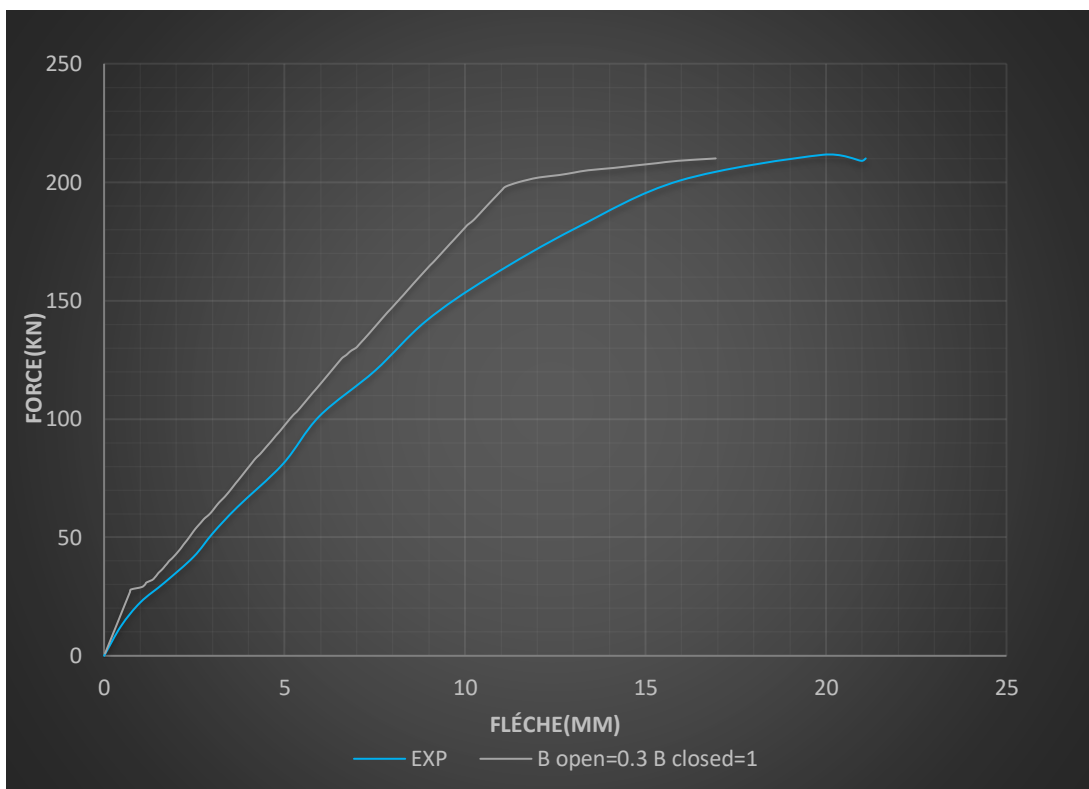


Figure 4.10 :charge-flèche pour ouvert 0.3 fermé 1.0.

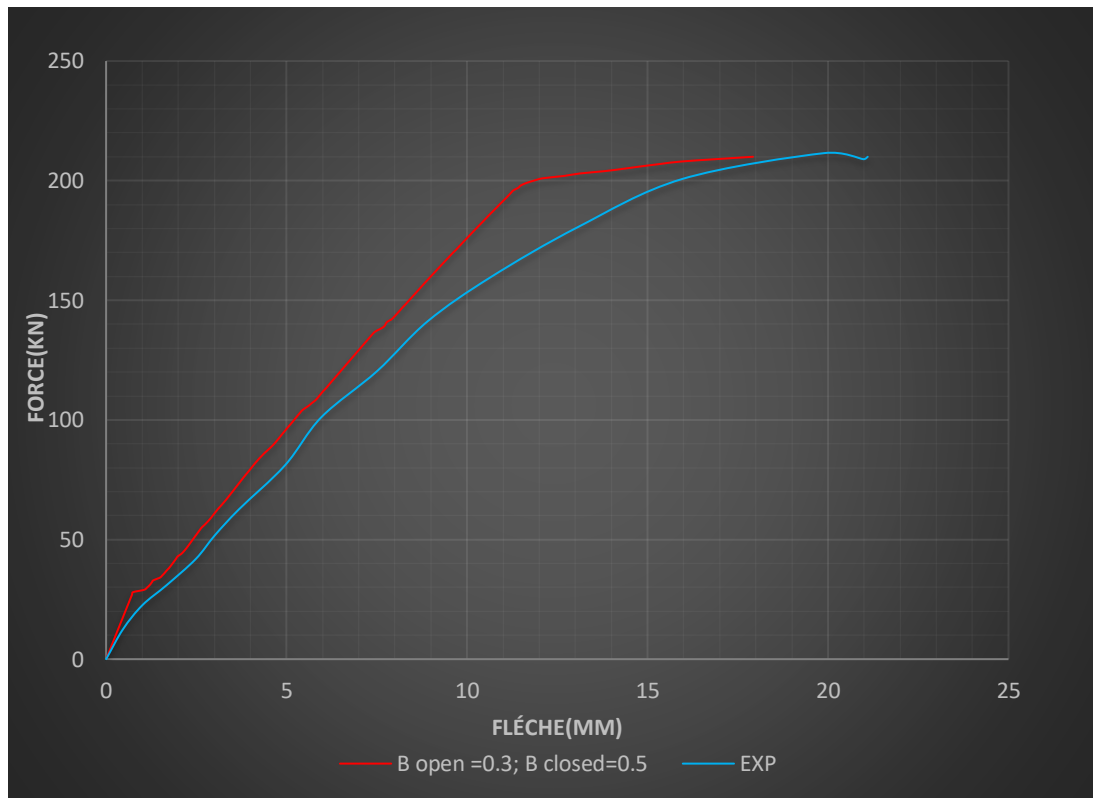


Figure 4.11 charge -flèche β open0.3 closed 0.5

D'après les courbes représentées par les figures ci-dessous (Figure 4.9, Figure 4.10, Figure 4.11) nous avons constaté que la rupture pour l'échantillon (R.A. Hawileh, 2010) ouverte 0.3 ; fermé .0.5 représente le simulation la plus proche de l'expérimental réalisé (Charif, 1983) la thèse de (Bellakehal, ,2006).

La Figure 4.12 : représente des courbes charge-flèche avec différentes valeurs ouvert et fermé de β obtenues en modélisation

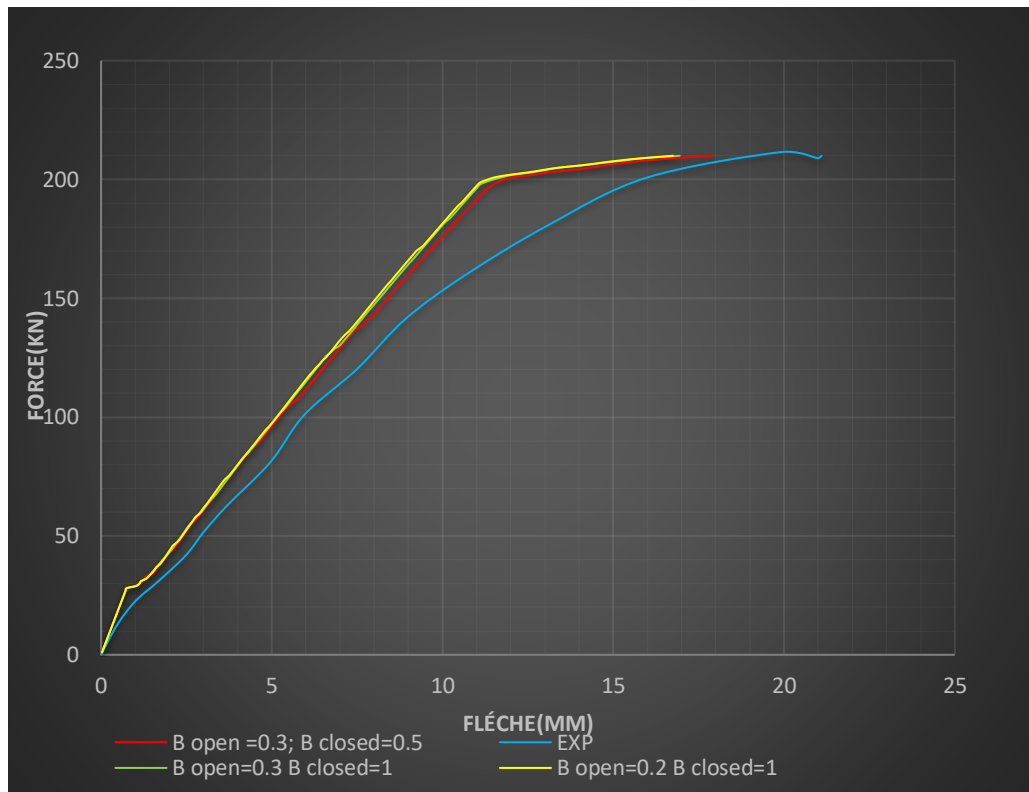


Figure 4.12 :la comparaison des courbes charge-flèche avec différentes valeurs ouvert et fermé de β .

Tableau 4.5 charge déformations de la poutre

La poutre	Coefficient de β ouvert	Coefficient de β fermé	La flèche	La charge	Ereur flèche
Exp	/	/	21.1	210	
Num	0.2	1	16.75	210	20.61%
/	0.3	1	16.92	210	19.81%
/	0.3	0.5	17.92	210	15.07%

Conclusion générale :

L'objectif de cette étude est d'explorer l'effet de certains paramètres sur la réponse numérique d'une poutre en béton armé soumise à la flexion quatre points et ce en utilisant le logiciel ANSYS. Ces paramètres sont le coefficient de transfert de cisaillement suite au développement d'une fissure due à la traction. l'autre paramètre est le module d'élasticité E (module de YOUNG)l'effet de la variation de ces paramètres a été, notamment observé au travers de la flèche finale de la poutre . A l'issus de cette étude, les conclusions suivantes sont tirées :

1. Il a été clairement démontré que le coefficient β joue un rôle prépondérant dans les calculs numérique .en dépit du fait que les valeurs de β prises dans cette étude sont constantes et non variables en fonction de ε_{nn} , des valeurs numériques de la flèche sont obtenue avec une erreur ne dépassant pas (15.07%) avec des valeurs de β de 0.3 et 0.5 pour une fissure ouverte et une fissure fermée respectivement. On remarque, également, que l'application de la force sous forme de pression donne de meilleurs résultats sous ANSYS.
2. Il est à noter également que la valeur de E joue un rôle sur la partie initiale de la courbe force-flèche mais tend à sous-estimer la valeur de la flèche finale.
3. De ce qui précède, il en ressort qu'un choix judicieux et intelligent des paramètres du matériau est nécessaire pour que le calcul numérique puisse refléter de manière acceptable la réponse réelle d'une structure.

Dans la perspective de travaux ultérieurs, nous comptons exploiter un autre modèle implanté dans ANSYS à savoir le modèle de Ménétreay_Warnke ainsi que la prise en compte de l'adoucissement et le post-stiffening du béton.

Bibliographie

ANSYS SAS. finite Element Analysis system,SASIP,inc. - ,2014.

Balmer G. shearing strength of concrete under hiegh triaxial stress-complutation of Mohr's envelope as a curve [Journal] // structural research laboratory . - ,1949.

Bangash M, Y, H., Concrete and Concrete Structures:Numerical Modeling and Applications. [Journal] // Elsevier Science Published Ltd.. - London, England : [s.n.], ,1989.

Barnes H A and Barnes K The yield stress myth [Journal] // Rheologica Acta, Springer. - 1985. - 4 : Vol. 24. - pp. 232-326.

Bazant Z,P, Pfeiffer P,A. Determination of fracture energy from size effect and brittleness number. ACI Materials Jour [Journal] // ACI Materials Jour. - 1987. - Vol. vol. 84. - pp. 463-480.

Bazant Z.P and Gambarova P. Rough cracks in reinforced concretex [Journal] // J,struct. Div. ASCE . - Avril 1980. - ST4 : Vol. 106. - pp. 819-842.

Bazant Z.P. and Planas J Fracture and Size-Effect in Concrete and Quasi-Brittle Materials [Journal] // CRC press, Boca Raton, Fla.. - 1998.

Bellakehal H. Modélisation non linéaire par éléments finis des poutres en BA renorcées par des plaques. [Thése]. - ,2006.

Carpinteri A Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties [Journal] // Mechanics of Materials 18(2). - 1994. - pp. 89-101.

Cervera M Hinton E Non-linear analysis of reinforced plates and shells using a three dimensional model. Computational Modelling of reinforced concrete Structures. [Journal] // Swansea: Pineridge Press. - 1986.

Charif A structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates [Journal] // P.h.D.thesis.sheffield.univ. - 1983.

Chen F.U and Suzuki H Constitutive models for concrete [Journal] // Computers & Structures. - 1980. - Vol. 12. - pp. 23-32.

Chen W, F, Saleeb, A.F Constitutive equations for Engineering materials. [Journal] // Elasticity and Modeling, Elsevier. - 1994. - Vol. 01.

Chen W. F and Han D. J Plasticity for structural engineers [Journal] // Springer Verlag. - New York : [s.n.], 1988.

Chen W.F plasticity in reinforced concrete [Journal] // New York: McGraw-Hill Bookstore,. - 1982. - p. 465.

John W [et al.] Concrete Slender Wall Design – Back to the Future [Journal]. - [s.l.] : SEAOC 2010 CONVENTION PROCEEDINGS, 2010. - 2010.

Kachlakev D.I. [et al.] Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened With FRP Laminates. California Polytechnic State University, San Luis Obispo, CA and Oregon State University, Corvallis, OR for Oregon Department of Transportation [Journal]. - May 2001.

Karsan P. and Jirsa J.O Behavior of concrete under compressive loading [Journal] // J.Struct. Div. ASCE. - 1969. - nST12 : Vol. 95. - pp. 2543-2563.

Kasidit Chansawat Tanarat Potisuk, Thomas H. Miller, Solomon C. Yim, Damian I. Kachlakev FE Models of GFRP and CFRP Strengthening of Reinforced Concrete Beams [Journal] // ", Advances in Civil Engineering,. - 2009. - Vol. 2009. - p. 13.

Kupfer H and Gerstle K.H. Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses [Journal] // Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE. - 1973. - 4 : Vol. 99. - pp. 853-866.

Kupfur H.B, Hilsdorf, H.K, Rusch, H Behavior of concrete under bi-axial stresses. [Journal] // Int. Journal. - Aug ,1969. - pp. 656-666.

Mari A and al et shear-flexural strength mechanical model for design and assesement of reinforced concrete beams [Journal]. - 2015.

Mouattah K.Pr. notes de cours de plasticité. - laghouat : [s.n.], ,2005.

R.A. Hawileh A. Rahman, H. Tabatabai, Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam–column connection subjected to cyclic loads [Journal]. - 2010. - Vol. 34. - pp. 2562-2583.

Rashid Y.R Ultimate Strength Analysis of Pre-stressed Concrete Pressure Vessels [Journal] // Nuclear Engineering and Design. - 1968. - Vol. 7. - pp. 334-344.

Reinhardt H.W and Corneillesen H.A.W Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial in tensile and alternating tensiel and compressive loding [Journal] // Cement and research. - 1984. - Vol. 14. - pp. 1-6..

Richart F.E, brandtzag A and Brown R.L. A study of failure of concrete under combined comperssive stresses [Journal] // Engineering Experiment station Bulletin No . - ,1928.

Richart F.E., Brandtzaeg, A.,and Broun,R.L. ,« The failure of plain and spirally The failure of plain and spirally reinforced concret in compression.. - 1929.

Schickert G and Winkler H. Results of test concerning strength and strain of concrete subjected to multiaxial compressive stresses [Journal] // Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton Berlin. - Berlin : [s.n.]. - 277. - p. 277.

Terrien M Emission acoustique et comportement mécanique post-critiqué'd'un béton sollicité en traction [Journal] // Bulletin de liaison des ponts et chaussées. - 1980. - 105. - p. 65 72.

tran ngoc linh shear retention factor of cracked concrete [Journal] // annual journal on concrete and concrete structures . - december 2017.

Tresca H Mémoire sur l'écoulement des corps solides soumis à de fortes pressions [Journal] // C.R. Acad. Sci. Paris. - 1864. - Vol. 59. - p. p. 754..

Wastiels J. "Failure criteria for concrete subjected to multiaxial stresses" [Report] : rapport interne / université de Bruxelles. - 1981.

Weibull W The phenomenon of rupture in solids. In: Proc. [Journal]. - 1939. - Vol. 153. - pp. 1-55(Stockholm).

Willam K.J and Warnke E.P. Constitutive model for triaxial behaviour of concrete [Journal] // Concrete structures subjected to triaxaial stresses International Association for Bridges and Structural Engineering. - Bergamo,italy. : [s.n.], May 1974.

Willam K.J and Warnke E.P. Modèles constitutifs pour le comportement triaxial du béton [Journal] // Actes de l'Association internationale. pour l'ingénierie des ponts et des structures. - 1975. - Vol. 19. - pp. 1-30..

Wolanski B.S and Anthony J. FLEXURAL BEHAVIOR OF REINFORCED AND PRESTRESSED CONCRETE BEAMS USING FINITE ELEMENT ANALYSIS [Journal]. - May 2004.