



République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Amar Thelidji – Laghouat

FACULTÉ : Génie Civil et Architecture

DÉPARTEMENT : Génie civil

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : REBIAI Djibril
: BOUSSOURI Yassin

Thème

**Étude de la flexion 4 points d'une poutre en béton et en
béton armé sous ABAQUS**

DOMAINE : Sciences et Techniques (ST)

FILIERE : Génie civil

OPTION : Structures

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr.Belaidi Akram Salah Eddine	MCA	Président
Mr.Benferhat Bachir	MAA	Examineur
Mr.Mouattah Kaddour	MCA	Encadreur
Mr.Krobba Benharzallah	MAA	Co-encadreur

Promotion: Juin 2018

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier nos encadrateurs Monsieur Mouattah Kaddour à leurs précieux conseils et leurs aides durant toute la période du travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury :

- *Mr. Belaidi Akram Salah Eddine ; président*
- *Mr. Benferhat Bachir ; examinateur*

Pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

En addition, nos vives et parfaites convictions sont allouées aux enseignants Bachiri Attia et Bellekhal Haizia pour l'assistance et l'accompagnement, pendant la durée de la réalisation de notre travail.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

MERCI

إهداء

أهدي هذا العمل إلى : الوالد العزيز وإلى الوالدة الكريمة وإلى إخوتي
(إبراهيم, عبد الوهاب, كريمة, كريم, أيوب) وإلى أصدقائي (إبراهيم
, محمود, عبد القادر, إبراهيم, محمد, الجبرالي) وإلى زملائي وإخواني
في الدراسة وإلى كل من نسيهم قلبي وحواهم عقلي وكل من شاركوني
هذا العمل ولو بكلمة .

ياسين



Dédicaces

Je dédié ce travail à : Mes très chers parents pour leurs sacrifices, leur patience, leurs encouragements et leurs soutiens morale tout le long de ma formation,

Mes frères, ma sœur chacun par son nom, Mes amis et, Mes enseignants et mes collègues d'étude.

Merci du fond du mon cœur.

Djibril

ملخص:

يهدف هذا البحث إلى دراسة قدرة برنامج العناصر المنتهية ABAQUS على تمثيل استجابة منشأة ممثلة في عارضة: مسلحة وغير مسلحة، تخضع لانحناء 4 نقاط. تم تنفيذ المحاكات باستخدام نموذج CDP (تلف الخرسانة اللدنة) الذي يأخذ بعين الاعتبار تلف اللدونة الموجودة مع هذا البرنامج.

النتائج التي تم الحصول عليها تبين وجود توافق بين النتائج التجريبية وتلك المحصلة عليها باستعمال ANSYS وتلك التي تم الحصول عليها في هذه الدراسة باستعمال ABAQUS.

الكلمات المفتاح:

الخرسانة، السلوك، الانحناء 4 نقطة، ABAQUS، اللدونة.

Abstract:

The objective of this work is to study ABAQUS finite element software ability to account for the response of a structure represented, by a reinforced and non-reinforced concrete beam subjected, to 4 point bending. The modeling was carried out with the CDP (concrete damage plasticity) model implanted with this software.

The results obtained show a good agreement between the experimental results and under ANSYS and those obtained in this study under ABAQUS.

Keywords: Concrete, Behavior, 4-point bending, ABAQUS, Plasticity.

Résumé :

Ce travail vise à étudier la capacité de logiciel des éléments finis ABAQUS à rendre compte de la réponse d'une structure représentée par une poutre armée et non armée, soumise à la flexion 4 points. La modélisation a été effectuée avec le modèle CDP (concret damage plasticité) implanté de ce logiciel.

Les résultats obtenus montre un bon accord entre les résultats expérimentaux et ceux sous ANSYS et ceux obtenus dans cette étude sous ABAQUS.

Mots-clés : Béton, Comportement, Flexion 4 points, ABAQUS, Plasticité.

Liste de symboles

ε_u : Déformation ultime

ε_v : Déformation volumétrique

W : est le poids de béton.

f'_c : La résistance à la compression uniaxiale

E_0 : Module d'élasticité initial

f'_t : Traction uniaxiale

σ : Contrainte

τ_{max} : Contrainte de cisaillement maximum

K : Valeur critique

Φ : angle de frottement interne.

C : Cohésion du matériau

λ : La fonction de $\cos 3\theta$

TABLES DES MATIERES

Introduction général	1
<i>Chapitre I : Comportement mécanique du béton</i>	
I.1 Introduction.....	4
I.2 Comportement Uniaxial de béton	4
I.3. Comportement biaxial du béton.....	8
I.4. Comportement triaxiale du béton.....	10
I.6. Comportement de dilatation du volume.....	13
I.7. Chargements de compression triaxiale	14
I.8. Dégradation d'adoucissement.....	15
I.9. Les critères pour les matériaux métalliques insensibles à la pression hydrostatique	16
I.10. Les critères pour les matériaux sensibles à la pression hydrostatique σ_h	18
I.11. Modèles de comportement du béton	20
I-11-1 Le modèle d'Ottosen à 4 paramètres	20
I-11-2 Le modèle à quatre paramètres de Hsieh- Ting- Chen	21
I.11.3. Le modèle de Willam-Warnke	22
<i>Chapitre II : Elément finis et Description d'ABAQUS</i>	
II.1 Introduction [Mouattah, 2017]	25
II.2 Éléments finis	25
II.2.1 Historique	25
II.2.2 Présentation de la MEF :	25
II.2.3 Choix d'un maillage	28
II.2.4 Types d'éléments	29
II.2.5 Types de problèmes EF	31
II.2.6 Intérêt des méthodes numériques	32
II.2.7 Domaines d'application	33
II.3 Définition de programme.....	33

II.4 Résolution d'un problème	33
II.4.1.ABAQUS/Standard :.....	33
II.4.2.ABAQUS/Explicit :	33
II .5. Aspects caractéristiques du comportement d'un élément :	34
II.5.1.Famille	34
II .5.2.Degrés de liberté (directement liés à la famille d'éléments)	34
II.5.3.Nombre de nœuds	35
II.5.4.Formulation.....	35
II.5.5.L'intégration	36
II.6.Modélisation de la structure sous ABAQUS :.....	36
II.6.1.Fonctionnement du code ABAQUS.....	36
II.6.1.1.ABAQUS :	36
II.6.1.2.Le fichier (« texte ») de données :.....	37
II.6.1.3.Le fichier de résultats :	37
II.6.1.4.Les autres fichiers créés pendant le calcul	37
II.6.2.Réalisation d'une simulation numérique	37
II.6.3.Réalisation d'une simulation numérique	38
II.6.3.1.Passage successif dans choix des modules :.....	38

Chapitre III : Modélisation, résultats et discussions

III.1 .modèle physique.....	43
III.2 Types d'éléments :	44
III.3 Propriétés des matériaux	45
III-3-1 Le béton	45
II-4-2 L'acier	47
II.5 Maillage	48
II.6 Analyse	49
II.6.1 Hypothèses	49
III-7 Résultats.....	50
III-7-1 Poutre non armée	50
III-7-1-1 Déformée de la poutre.....	50

III-8-1-2 Diagramme force-flèche	51
III-7-2 Poutre armée	52
III-7-2-1 Évolution de la déformation de la poutre armée	52
III-7-2-2 Le diagramme force – flèche	53
III-7-3 Comparaison des résultats	56
III-7-3-1 Poutre non armée	56
III-7-3-2 Poutre en béton armé	56
III-8 Discussions des résultats et comparaison	57
III-9 Conclusion	59

Liste Tableau des figures

Figure	Titre de la figure	Page
Figure I-1	Courbe contrainte- déformation pour le béton dans un essai de compression uniaxial (a) déformations axiale et latérale (b) déformation volumétrique ($\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$)	05
Figure I-2	Courbe Contrainte- déformation en compression pour béton avec f'_c	05
Figure I-3	Relation entre contrainte- déformation, σ/f'_c et le coefficient de poisson ν .	06
Figure I-4	Courbe contrainte-déformation sous traction uniaxiale avec différents types d'agrégats	07
Figure I-5	enveloppe de résistance biaxiale du béton	09
Figure I-6	Courbe contrainte –déformation dans la zone de compression biaxiale	09
Figure I-7	Relation contraintes-déformations du béton	10
Figure I-8	Essai de compression hydrostatique du béton	11
Figure I-9	Résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales.	12
Figure I-10	Courbes de déformation sous chargement de compression biaxiale	13
Figure I-11	Contrainte déformation volumétrique sous compression biaxiale	13
Figure I-12	Courbes contrainte-déformation sous contrainte de compression multiaxiale et contrainte positive en compression	14
Figure I-13	Courbe de contrainte-déformation compression uniaxiale cyclique	15
Figure I-14	Le critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales	16
Figure I-15	Le critère de Von-Mise dans l'espace des contraintes principales.	17
Figure I-16	Comparaison entre les surfaces de charge initiales de l'acier 304 SS AISI recuit de Von Mises et expérimentale	17

Figure I-17	Représentation des SDC dans l'espace des contraintes principales.	18
Figure I-18	Représentation du critère dans le plan de Mohr.	19
Figure I-19	Représentation du critère de Mohr-Coulomb et celui de Drucker-Prager dans le repère des contraintes principales.	20
Figure I-20	Comparaison de critère de Hsieh- Ting – Chen avec les données triaxial dans le plan déviatorique, le cercle ouvert.	22
Figure I-21	Le modèle de Willam-Warnke à 5 (cinq) paramètres	23
Figure II-1	Familles d'éléments couramment utilisées.	27
Figure II-2	Eléments linéaires, éléments quadratiques et éléments tétraèdres modifiés.	28
Figure II-3	L'interface d'ABAQUS	28
Figure II-4	organigramme des étapes de calculé par EF	29
Figure II-5	Les éléments sont supposés interconnectés en un nombre fini des points nodaux sur leur frontière.	30
Figure II-6	Interconnexions des éléments aux nœuds	31
Figure II-7	discrétisation des system (nœuds physiques et nœuds du maillage)	32
Figure II-8	Types d'éléments linéiques et plans	33
Figure II-9	Types d'éléments volumiques	34
Figure II-10	Différents types de problèmes physiques en éléments finis	35
Figure II-11	Domaines d'application de la méthode des éléments finis	38
Figure III-1	Schéma de ferrailage	43
Figure III-2	schéma de la partie modélisé	43
Figure III-3	Modèle et conditions aux limites	44
Figure III-4	La géométrie des poutres dans ABAQUS.	44
Figure III-5	La géométrie ferrailage dans ABAQUS.	45
Figure III-6	La géométrie de la poutre armée dans ABAQUS	45
Figure III-7	caractéristiques de matériau donné par le programme CONCRET	46
Figure III-8	Comportement du béton sous compression (a) et traction (b) uniaxiales	46

Figure III-9	La contrainte uniaxiale de béton	47
Figure III-10	La courbe contrainte uniaxiale de béton.	48
Figure III-11	Maillage de poutre	48
Figure III-12	Maillage poutre armée	49
Figure III-13	Relation constitutive typique pour le béton (adoucissement).	49
Figure III-14	Relation constitutive typique pour le béton (post-stiffening).	50
Figure III-15	la poutre avant la déformation	50
Figure III-16	la poutre au cours de la déformation	51
Figure III-17	Courbe force-flèche de la poutre en béton non armé	51
Figure III-18	La Poutre de béton armé avant déformation	52
Figure III-19	La poutre armée pendant la déformation	52
Figure III-20	Courbe force-flèche de la poutre armée	53
Figure III.21	Les points des charges et des appuis	53
Figure III-21	La rupture de la poutre en béton non armé (essai expérimental)	54
Figure III-22	La rupture de la poutre en béton non armé sous ABAQUS	54
Figure III-23	Fissuration dans la poutre armée (essai expérimental)	54
Figure III-24	Fissures dans la poutre armée sous ABAQUS	55
Figure III-25	Courbes force-flèche pour les résultats de simulation numérique 'ABAQUS, ANSYS' et l'essai expérimental	55
Figure III-26	Courbes force-flèche pour les résultats de simulation numérique 'ABAQUS, ANSYS' et expérimental de la poutre en béton armé	57

Liste des tableaux

Tableau III.1 Type d'éléments utilisés	46
Tableau III.2 caractéristiques de l'acier.....	48
Tableau III.3 Apparition de la première fissure en termes De force et flèche pour la poutre en béton non armé.....	58
Tableau III.4 Résultats de première fissure en termes de force et flèche pour la poutre en béton armé.....	59

Introduction générale

Dans le domaine de construction, le béton armé est le matériau le plus utilisé au monde, son comportement vis-à-vis des sollicitations extérieures suscite l'intérêt de tous les chercheurs en génie civil. Il est, souvent, fait appel, dans les codes de calcul, à la théorie d'élasticité pour résoudre les problèmes de structures en béton et en béton armé. Or, il est avéré que cette théorie, à elle seule, ne peut pas rendre compte du comportement complexe de ce matériau. Et c'est pour cette raison que la théorie de plasticité a vu le jour dans les tentatives de compréhension du comportement réel du béton. Cette théorie était élaborée pour caractériser les matériaux métalliques et son application pour les géomatériaux, tels que le béton, nécessite un soin particulier. La littérature est abondante des études qui présentent une grande série d'essais qui ont été conduits sur des éprouvettes en béton et sur des structures pour appréhender le comportement de ce matériau tant en unidimensionnel qu'en multidimensionnel. Toutefois, et étant donné qu'il est très difficile de procéder, à chaque fois, à des essais pour étudier le comportement final d'une structure en raison de leurs coûts et la difficulté de leur mise en œuvre, il y a recours à la modélisation numérique, par le biais de codes de calcul par éléments finis par exemple, pour surmonter cette difficulté.

Le travail présenté dans ce tapuscrit rentre dans cette optique. Il consiste à simuler le comportement d'une poutre en béton et béton armé soumise à la flexion 4 points sous le logiciel éléments finis ABAQUS et comparer les résultats numériques ainsi obtenus aux résultats expérimentaux et numériques sous le logiciel ANSYS obtenus antérieurement afin de conclure sur la capacité des modèles élastoplastiques implantés dans ces codes de rendre compte de la réponse des structures traduites par la courbe charge-flèche ainsi que de la pertinence de l'analyse élément fini menée.

Ce travail est, alors, consiste en une introduction générale, trois chapitres, et une conclusion générale et des perspectives.

Le premier chapitre est consacré au comportement du béton, de l'acier et le composite béton-acier en élasticité et en plasticité en tenant compte des paramètres physiques (module d'élasticité, résistance à la compression. . . etc.), sous différents types d'essais : uniaxiale, biaxiale et triaxiale.

Le deuxième chapitre introduit la méthode des éléments finis et indique les étapes de la modélisation à l'aide du logiciel ABAQUS.

Introduction générale

Le troisième chapitre est dédié aux résultats numériques obtenus grâce à ABAQUS et la comparaison avec ceux obtenus expérimentalement et grâce à ANSYS.

Et en dernier lieu, une conclusion générale et des perspectives seront présentées.

I.1 Introduction

Le béton est un matériau composite constitué d'un agrégat grossier et d'une matrice continue, lui-même composé d'un mélange de pâte de ciment et de particules de sable plus petites. Son comportement physique est assez complexe, étant en grande partie déterminé par la structure du composite, comme le rapport de l'eau au ciment, le rapport du ciment à l'agrégat, la forme et la taille de l'agrégat et le type de ciment utilisé.

En outre, le matériau est développé sur la base d'un homogène habituellement supposé initialement isotrope.

Le béton contient un grand nombre de microfissures surtout à l'interface entre les agrégats et le mortier, avant même l'application de la charge externe. Le comportement contrainte-déformation est attribué au développement de microfissures pendant le chargement.

Il est évident que les comportements du matériau observés à partir des études expérimentales constituent la base du développement général des modèles constitutifs dans l'analyse du béton de structure.

I.2 Comportement Uniaxial de béton

Le béton est un matériau qui résiste beaucoup plus à la compression, sa réponse uniaxiale à certain chargement monotone est contrôlée par l'évolution des divers systèmes de fissures. L'essai de compression uniaxiale est un essai qui a été largement étudié pour connaître la résistance à la compression du béton.

La figure (I-1a) illustre la relation typique contrainte-déformation pour le béton soumis à une 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 graduelle de courbure jusqu'à environ $0.75f'_c$ à $0.9f'_c$. La courbe contrainte-déformation continue de décroître jusqu'à ce que l'écrasement se produise à une certaine déformation ultime ϵ_u .

La figure (I-1b) : représente le développement de la déformation volumétrique ($\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$) en fonction de la contrainte. Au début la variation de volume est presque linéaire jusqu'à environ $0.70f'_c$ à $0.9f'_c$. A ce point, la direction de variation de volume est inversée, ce qui entraîne une dilatation volumétrique au voisinage ou à f'_c . Pour la déformation volumétrique minimal ϵ_v , la contrainte est appelée « contrainte critique ».

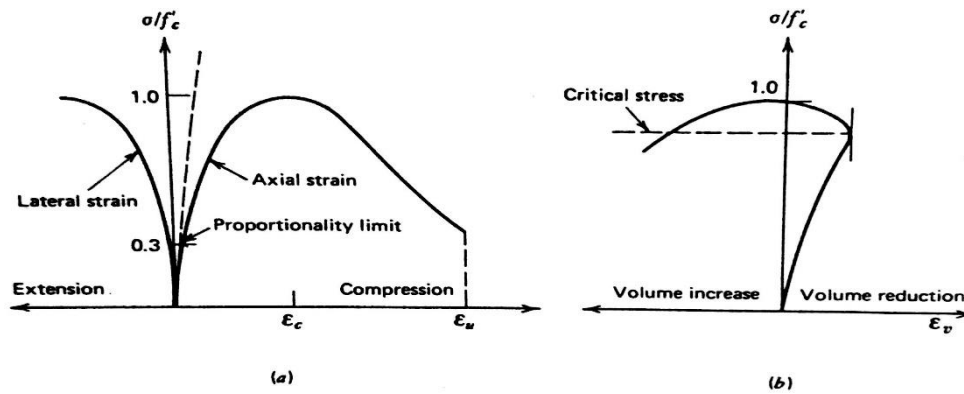


Figure I.1 : Courbe contrainte- déformation pour le béton dans un essai de compression uniaxial (a) déformations axiale et latérale (b) déformation volumétrique ($\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$) (Chen, 2007)

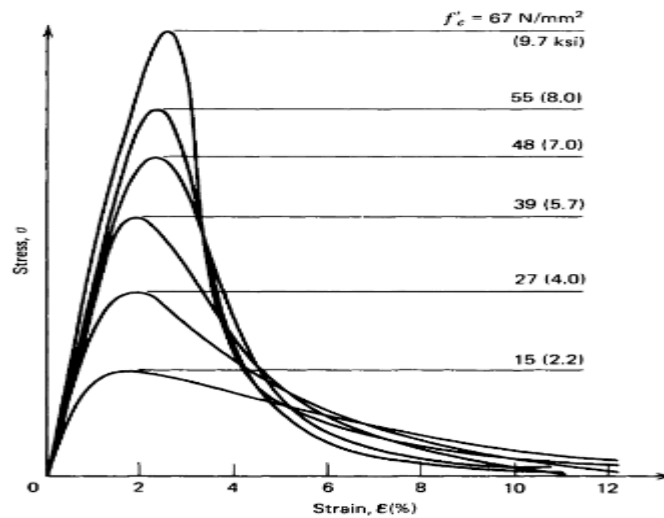


Figure I.2 : Courbe Contrainte- déformation en compression pour béton avec f'_c [Chen, 2007]

Le béton à faible résistance, mais tous les points de pointe sont situés à proximité de la valeur de contrainte de 0,002. Sur la partie descendante de la courbe contrainte-déformation, les bétons de résistance plus élevée ont tendance à se comporter de manière plus fragile, la contrainte diminuant plus fortement que pour le béton de moindre résistance [Chen and Saleeb, 1994].

Les formes des courbes contrainte-déformation de la Figure I.2 sont étroitement associées au mécanisme de la microfissuration interne progressive. Pour une contrainte dans la région jusqu'à environ 30% de f'_c , les fissures existant dans le béton avant le chargement restent pratiquement inchangées. Ceci indique que l'énergie interne disponible est inférieure à l'énergie créée pour créer de nouvelles surfaces de microfissures. Le niveau de contrainte d'environ a été de fissuration localisée », et a été proposé comme limite d'élasticité Pour une traction entre 30

et 50%, les fissures de liaison commencent à augmenter en raison des concentrations de contraintes. Les fissures de mortier restent négligeables jusqu'à un stade de contrainte plus tardif. Pour cette gamme de contraintes, l'énergie interne disponible est approximativement équilibrée par l'énergie nécessaire à la libération de la fissure.

Le module d'élasticité initial du béton est généralement pris pour fonction de la résistance à la compression, f'_c avec une valeur plus élevée du module correspondant à une force de compression plus élevée. Figure I.3 t, le module d'élasticité initial, E_o , peut être calculé avec une précision raisonnable à partir de la formule empirique [ACI, 1977]

$$E_o = 33w^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (\text{psi}) \quad (\text{I.1})$$

Avec w : est le poids de béton.

f'_c : La résistance à la compression uniaxiale.

Le coefficient de Poisson de béton sous chargement de compression uniaxiale varie entre 0.15 et 0.22 et reste constant jusqu'à 80% de f'_c comme le montre la figure (I-3) qui représente la variation du coefficient de Poisson avec des différentes valeurs de f'_c .

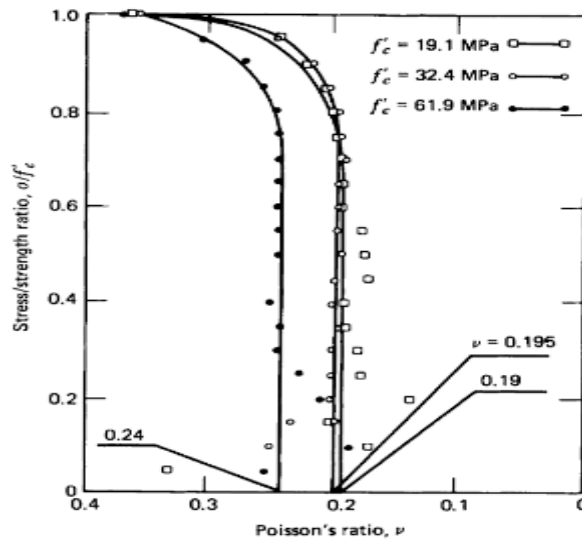


Figure I.3 : Relation entre contrainte- déformation, σ/f'_c et le coefficient de poisson ν . [Chen and Saleeb, 1994]

Les courbes typiques de contrainte-déformation pour le béton en traction uniaxiale sont montrées sur la Figure I.4 (Chen and Saleeb, 1994). Les courbes sont presque linéaires jusqu'à

un niveau de contrainte relativement élevé. Cependant, ces courbes ont une résistance à la traction nettement inférieure f'_t , comparée à la résistance en compression correspondante f'_c . Les principales caractéristiques du comportement du béton dans la traction uniaxiale et le rôle de la microfissuration dans l'influence de ce comportement sont discutées ci-dessous.

Pour des contraintes inférieures à environ 60%, de la résistance à la traction uniaxiale f'_t , la création de nouvelles microfissures est négligeable. Ainsi, son niveau de contrainte correspond à une limite d'élasticité ; Au-dessus de ce niveau, les microfissures commencent à se développer. Parce que l'état de traction uniaxiale tend à arrêter les fissures beaucoup moins fréquemment que sous des états de contrainte de compression, l'intervalle de propagation stable de la fissure sous traction devrait être relativement court. Une valeur raisonnable pour le «début d'une propagation» de fissures instable est donc d'environ 75% de f'_c .

La direction de la propagation de la fissure dans la traction uniaxiale est transversale à la direction de contrainte appliquée. La portion descendante de la courbe contrainte-déformation est généralement difficile à suivre dans un essai expérimental, essai en raison de la propagation rapide des fissures pour des contraintes supérieures à 75% de f'_c

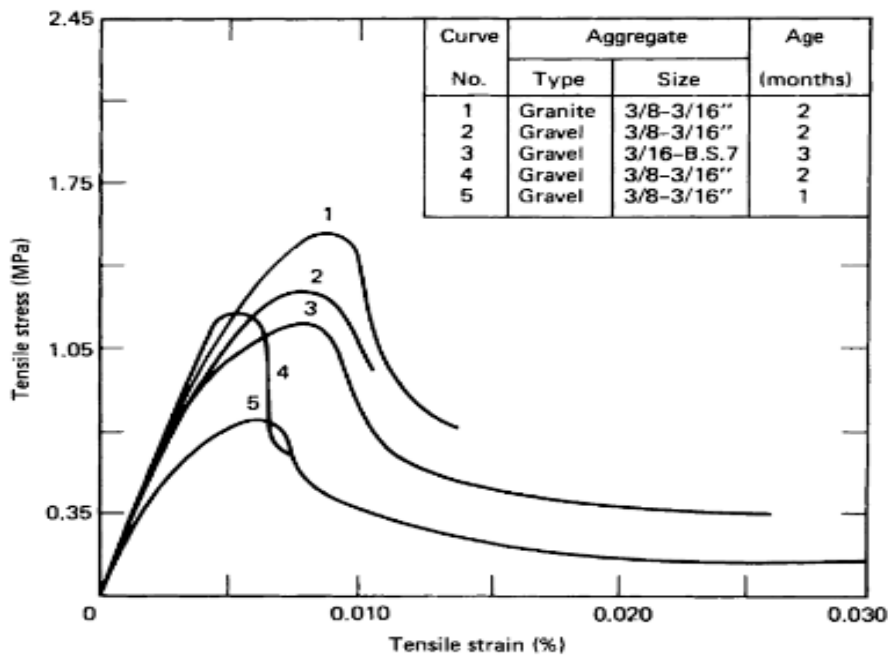


Figure I.4 : Courbe contrainte-déformation sous traction uniaxiale avec différents types d'agrégats
Hughes and Chapman, 1966 [Chen and Saleeb, 1994]

Le rapport entre la résistance à la traction uniaxiale f'_t et la résistance à la compression peut varier considérablement, mais va habituellement de 0,05 à 0,1.

I.3. Comportement biaxial du béton

Une importante littérature a été faite sur les propriétés mécaniques du béton en chargement biaxial. Les premières expériences ont porté principalement sur la résistance du béton. Des données expérimentales considérables sont maintenant disponibles concernant la résistance, les caractéristiques de déformation et le comportement de microfissuration du béton soumis à des contraintes biaxiales. Des études sur ce sujet sont trouvées dans Kupfer, 1969 [Chen and Saleeb, 1994].

La figure I-5 montre des courbes expérimentales typiques de contrainte-déformation pour le béton sous compression bi-axiale [Kupfer et al, 1969].

Tout d'abord, 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. Le non linéarité est plus prononcée au niveau du pic de contrainte. Dans le cas d'un état de contrainte biaxiale, on remarque l'existence d'une branche descendante. Ce qui n'est pas le cas pour un état de contrainte traction –compression où on remarque que les déformations ultimes sont environ trois fois plus importantes pour un état de contraintes compression-compression que pour un état de contraintes traction-compression.

Les principales caractéristiques observées du comportement du béton sous compression biaxiale, traction et compression, et traction biaxiale, sont comme suit :

Comme on peut le voir d'après les résultats de Kupfer et al. (1969) montrés sur la Figure I.6

Le béton "ductilité" sous des états biaxiaux de contrainte a des valeurs différentes selon la nature des états de contrainte de compression ou de traction

Pour une contrainte de compression uniaxiale et biaxiale Figure I.6 la valeur moyenne de la déformation maximale est d'environ 3000 microstrain, et la valeur moyenne de la déformation à la traction maximale varie approximativement de 2000 à 4000 microstructures, La ductilité à la traction est plus grande dans un état de compression biaxiale que dans une compression uniaxiale Figure I.6

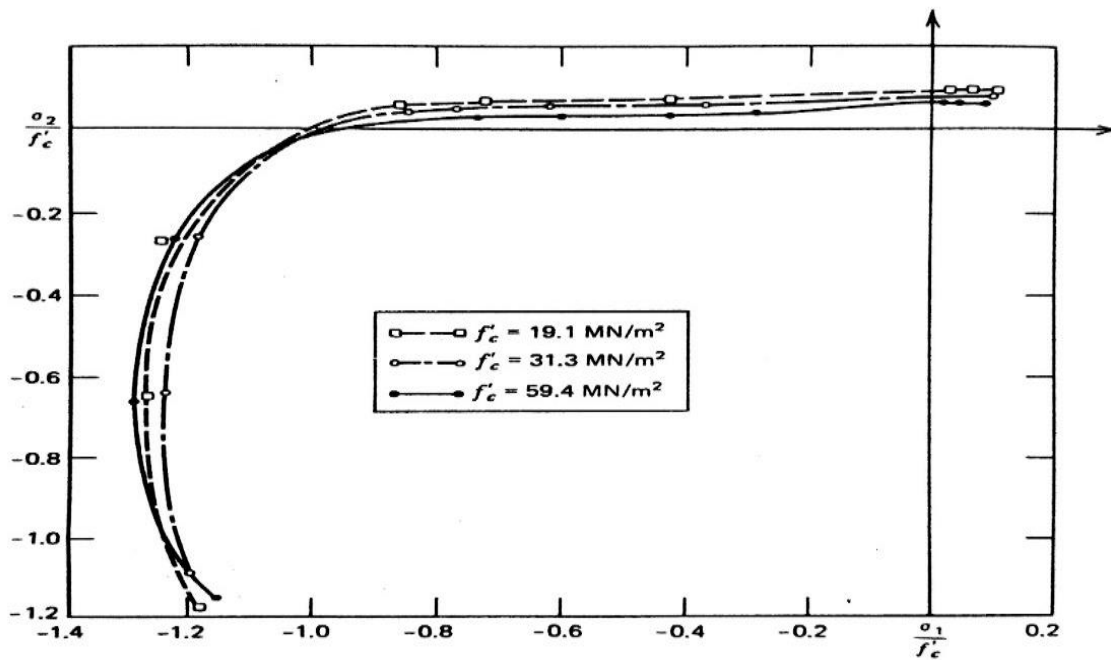


Figure I.5 : enveloppe de résistance biaxiale du béton [Kupfer et al.1969]

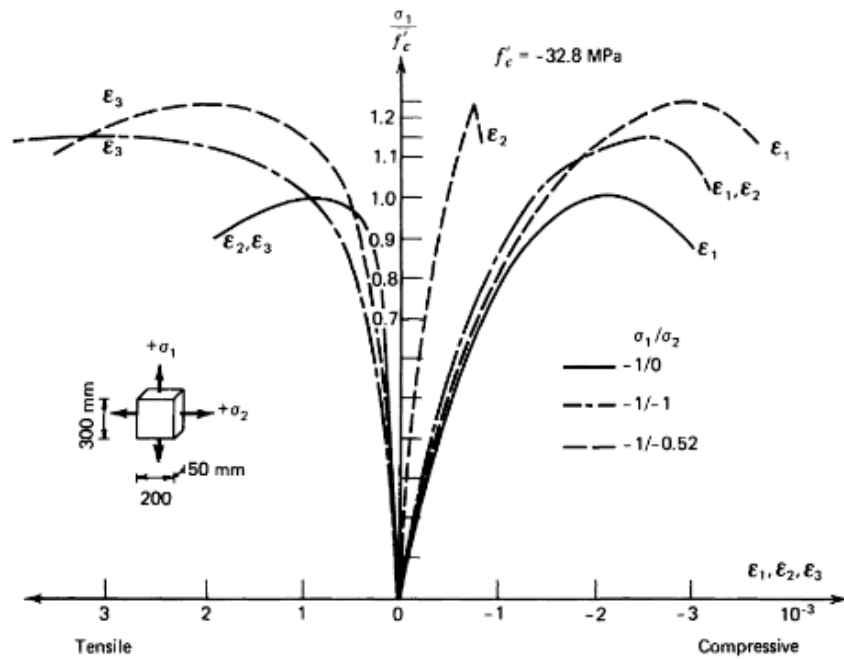


Figure I.6 : Courbe contrainte –déformation dans la zone de compression biaxiale.

[Kupfer et al.1969]

Dans la compression-compression biaxiale, l'amplitude à la rupture de la contrainte de compression principale et de la contrainte de traction principale diminue les augmentations de la contrainte de traction. Dans la traction uniaxiale et biaxiale, la valeur avérée de la contrainte de traction principale maximale est d'environ 80 microstructures.

I.4. Comportement triaxiale du béton

Les essais triaxiaux sur le béton sont très difficiles. Des tests sous contraintes de pression ont été effectués.

Des essais triaxiaux ont été effectués par Richart et al. 1928 [Chen and Saleeb, 1994] à des niveaux des contraintes de confinement élevées figure I-7 Ces courbes montrent que le béton peut se comporter comme un matériau quasi-fragile.

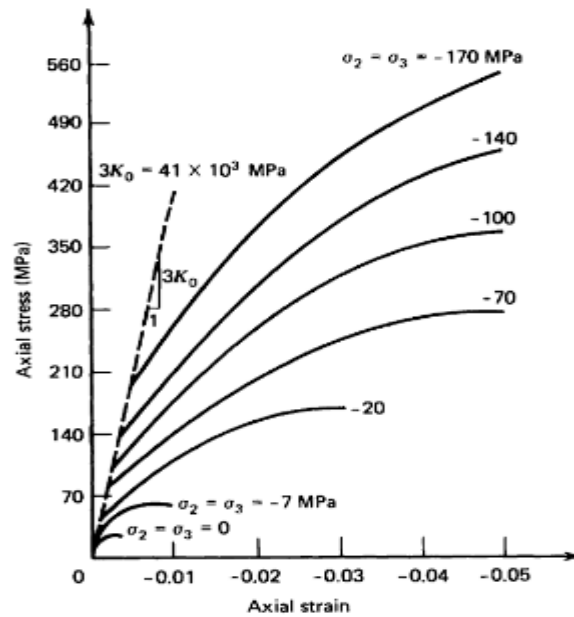


Figure I.7 : Relation contraintes-déformations du béton (Balmer, 1949).

La figure (I-8) 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 initiale.

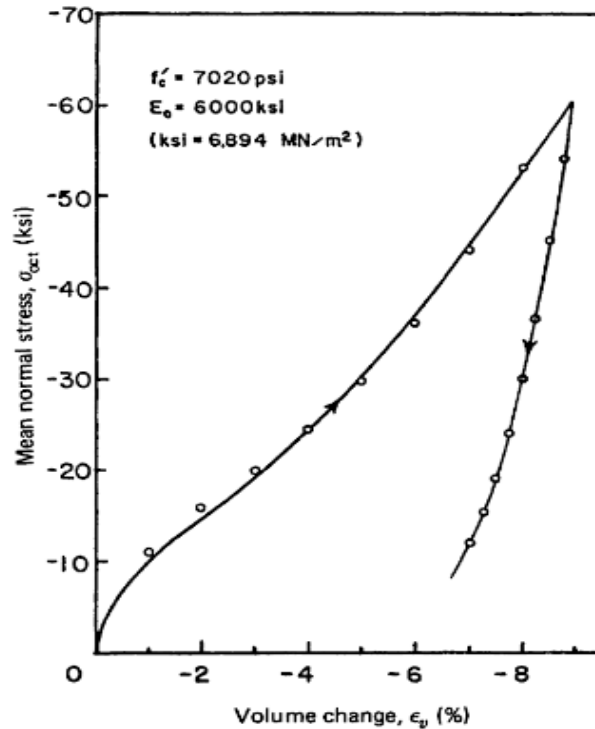


Figure I.8 : Essai de compression hydrostatique du béton (Green and Swanson, 1973).

Sous charge triaxiale, les expériences indiquent que le béton a une surface de rupture assez constante qui est fonction des trois contraintes principales (Gerstl et al., 1978). Si l'on suppose l'isotropie du béton, la limite élastique (début de la propagation stable de la fissure), le début de la propagation de la fissure instable et la limite de rupture peuvent tous être représentés comme surfaces dans l'espace de contrainte principal tridimensionnel. Les formes de la surface limite élastique et de la surface de rupture sont schématisées à la figure (1.9).

Pliages des compressions hydrostatiques (le long de l'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), les sections déviatoriques (plans perpendiculaires à l'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) de la rupture.

La figure (I-9) représente la résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales. A partir de tous les essais sur la résistance triaxiale du béton. On remarque que ce critère ressemble à un cône qui possède une base plus au moins triangulaire à des basses contraintes de confinement qui évoluent vers une forme plus au moins circulaire à de hautes contraintes de confinement.

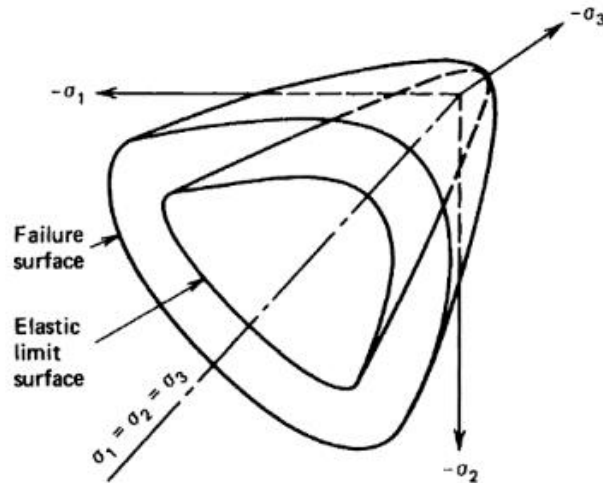


Figure I.9 : Résistance ultime du béton sous un état de contraintes triaxiales.

I.5. Charges de compression uniaxiale et biaxiale

Les courbes de contrainte-déformation typiques pour le béton sous charges de compression sont données par étapes (Figure 10) [Kupfer et al. 1969]. On observe généralement trois stades de déformation (Chen et phase linéairement élastique, stade inélastique et compression de localisation de contrainte 'courbe solide', le premier stade correspond à Yamaguchi, 1985). Dans le cas d'une contrainte dans la région d'environ 30% de la valeur finale f'_c pour les contraintes ci-dessus de 30%, le deuxième stade, la réponse non linéaire est observée et devient plus évidente avec l'augmentation de la contrainte jusqu'à environ 0,70 f'_c à 0,90 f'_c . Au troisième stade, la courbe contrainte-déformation se penche brusquement jusqu'à la contrainte maximale crête f'_c est atteint et chute ensuite de manière significative avec une contrainte croissante.

On considère que la contrainte maximale f'_c est la contrainte de rupture.

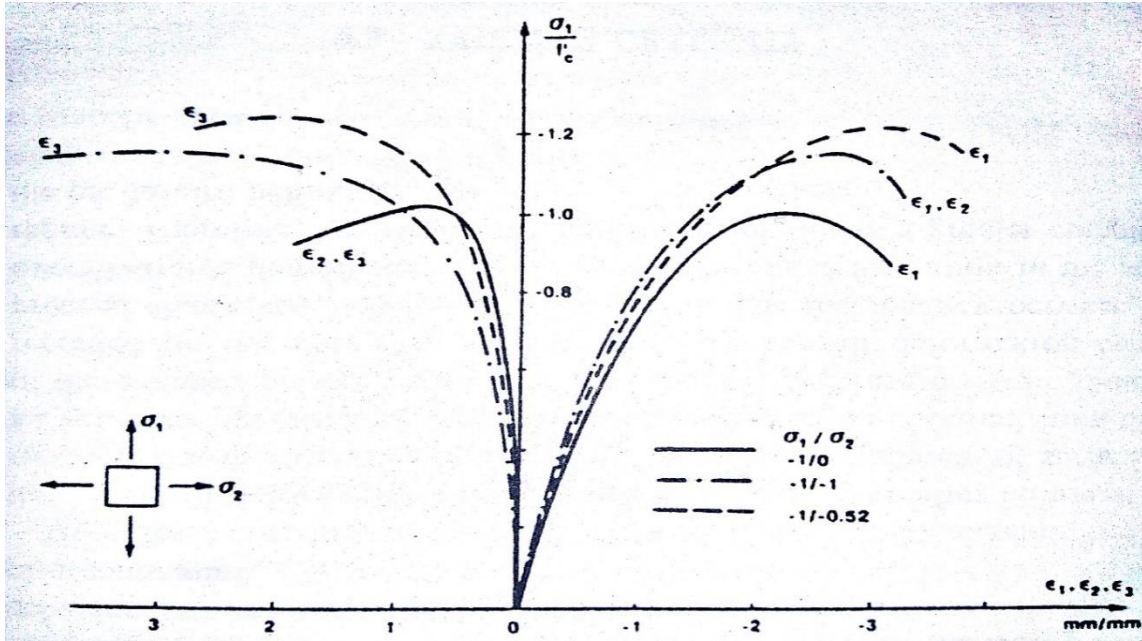


Figure I.10 : Courbes de déformation sous chargement de compression biaxiale (kupfer et al, 1969)

I.6. Comportement de dilatation du volume

Si la contrainte volumétrique est tracée par rapport à la contrainte dans les essais de compression biaxiale figure 11, on peut voir que la déformation diminue jusqu'à environ 0,75 à 0,90 des contraintes ultimes, puis la tendance est inversée avec une contrainte croissante. Le béton sous compression présente une augmentation de volume inélastique près de la rupture. Ce phénomène est appelé 'dilatance volumique'.

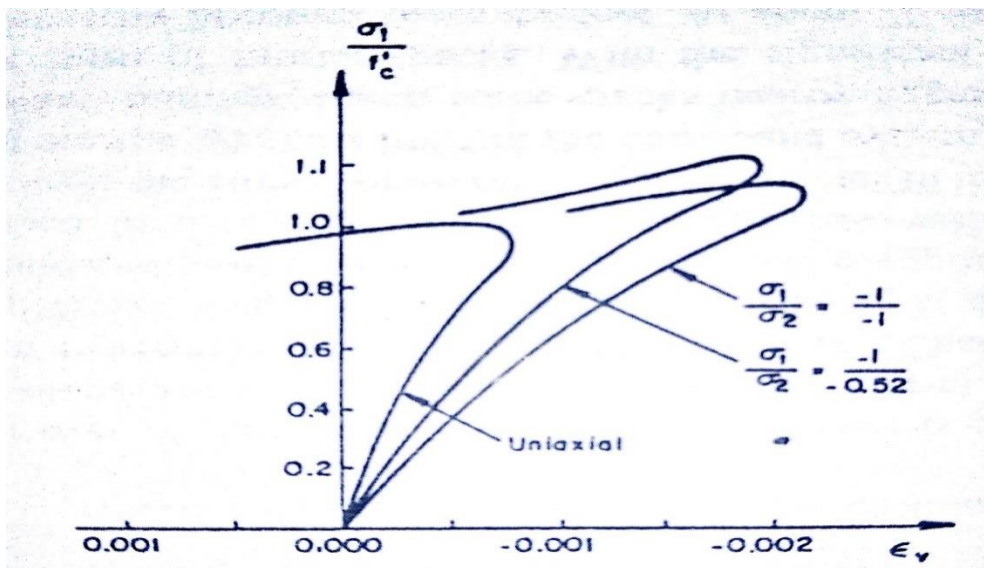


Figure I.11 : Contrainte déformation volumétrique sous compression biaxiale (Kupfer et al. 1969).

I.7. Chargements de compression triaxiale

Les cylindres sont soumis à des pressions latérales constantes, $\sigma_2 = \sigma_3$ la pression axiale σ_1 est augmentée jusqu'à la rupture.

La figure I.12 montre la contrainte axiale-déformation axiale ($\sigma_1 - \varepsilon_1$) courbe la contrainte axiale - déformation latérale ($\sigma_1 - \varepsilon_2$) pour différentes valeurs de pression (latérale) de confinement.

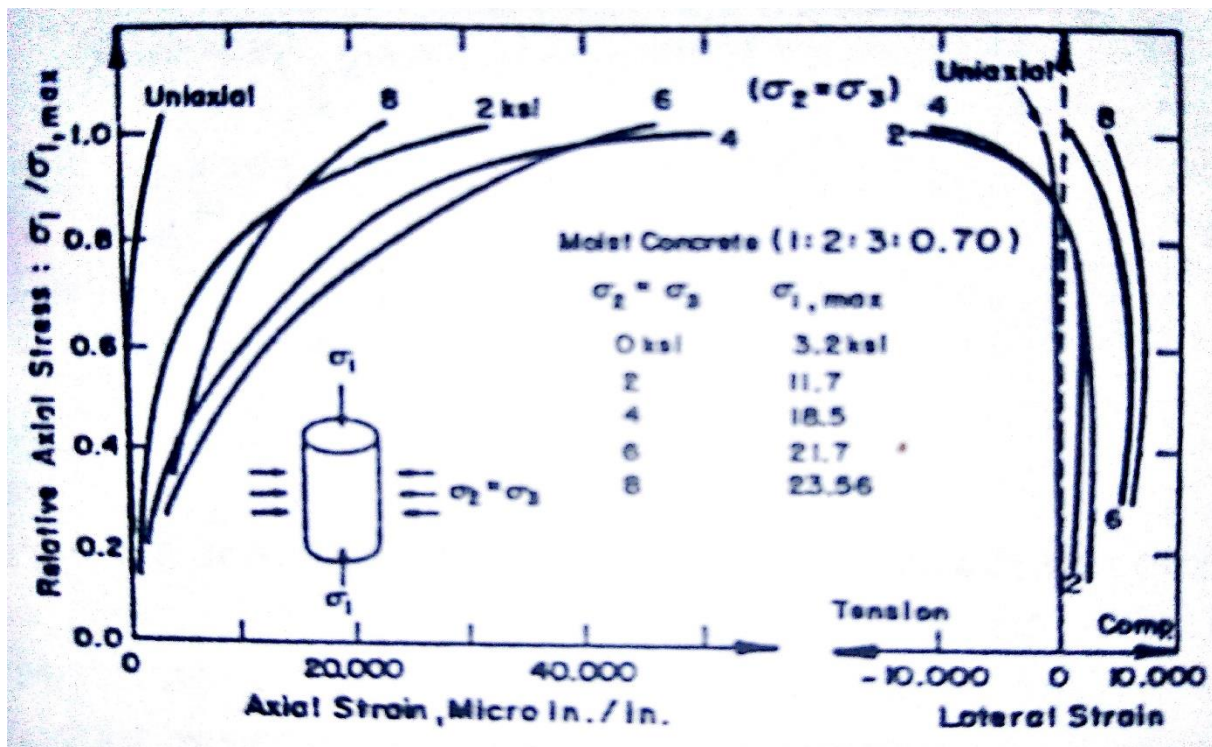


Figure I.12 : Courbes contrainte-déformation sous contrainte de compression multiaxiale et contrainte positive en compression [Chen, 1994]

On peut voir que la pression de confinement, $\sigma_2 = \sigma_3$ a des effets significatifs sur le comportement de déformation de l'échantillon. Comparé au cas de la compression uniaxiale ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$), des déformations beaucoup plus importantes, y compris la déformation axiale ε_1 et les déformations latérales ε_2 et ε_3 , se produisent dans l'échantillon de béton confiné. En d'autres termes, les éprouvettes en béton confiné présentent un certain degré de ductilité avant la rupture. On voit aussi qu'au début, la ductilité augmente avec l'augmentation de la pression de confinement, mais, pour confiner les contraintes au-delà d'une certaine valeur, la tendance est inversée : l'augmentation de la pression latérale diminue la ductilité.

I.8. Dégradation d'adoucissement

La courbe de contrainte-déformation en compression uniaxiale typique du béton sous charge cyclique est illustrée à la figure I.13. Comme on peut le voir, les courbes de déchargement-rechargement ne sont pas des segments de ligne droite mais des boucles de taille variable avec des pentes moyennes décroissantes. On peut supposer que la pente moyenne est la pente d'une ligne droite reliant les points de retournement d'un cycle, et que le comportement du matériau lors du déchargement et du rechargement est linéairement élastique (ligne pointillée sur la figure I.13). Le module d'élasticité moyen (ou la pente) se dégrade avec la déformation croissante. Le comportement de dégradation est lié à certains types de dommages, tels que les microfissures et les microvides.

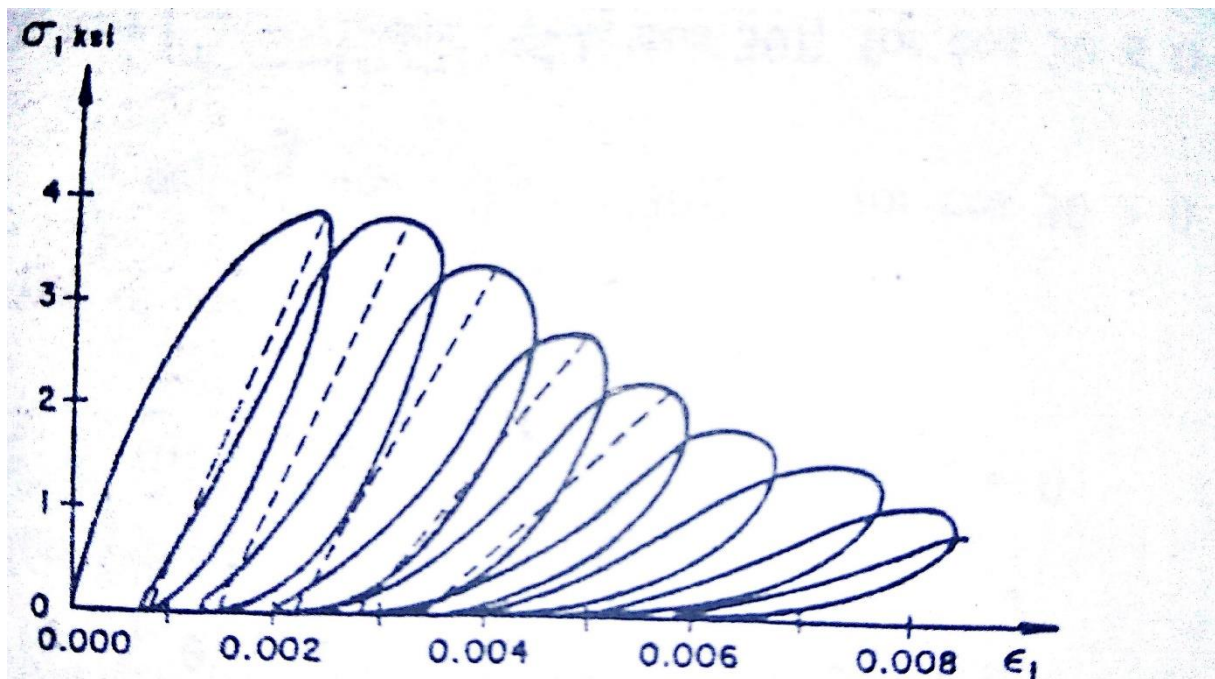


Figure I.13. Courbe de contrainte-déformation compression uniaxiale cyclique [Chen, 1994]

I.9. Les critères pour les matériaux métalliques insensibles à la pression hydrostatique

a. Critère de Tresca

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

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

Où k est déterminé à partir d'un essai uniaxial. Il est représenté, dans l'espace des contraintes principales, par un prisme hexagonal régulier d'axe (1,1,1) (figure I-14)

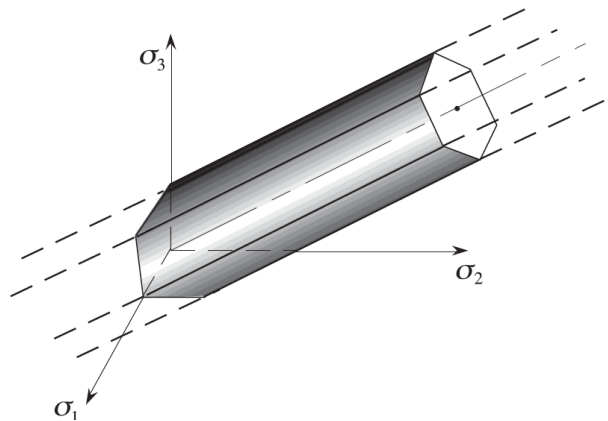


Figure I-14 : Le critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales.

b. Critère de Von-Mises (1913) (cisaillement octaédrique)

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

$$\tau_{\text{oct}} = \sqrt{\frac{2}{3} J_2} = \frac{2}{3} k \quad (\text{I.3})$$

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

$$f(J_2) = J_2 - k^2 = 0 \quad (\text{I.4})$$

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

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 6k^2 \quad (I.5)$$

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 :

$$k = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \quad (I.6)$$

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) :

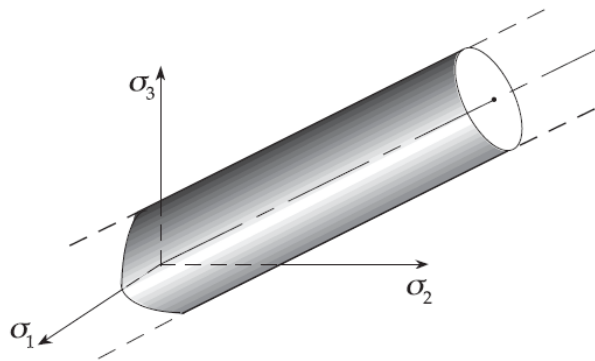


Figure I-15 : Le critère de Von-Mise dans l'espace des contraintes principales.

La représentation des deux critères montre bien que le critère de Tresca est nettement plus conservatif que le critère de Von Mises (figure I-16). Expérimentalement, ce dernier représente mieux le critère de plasticité initial.

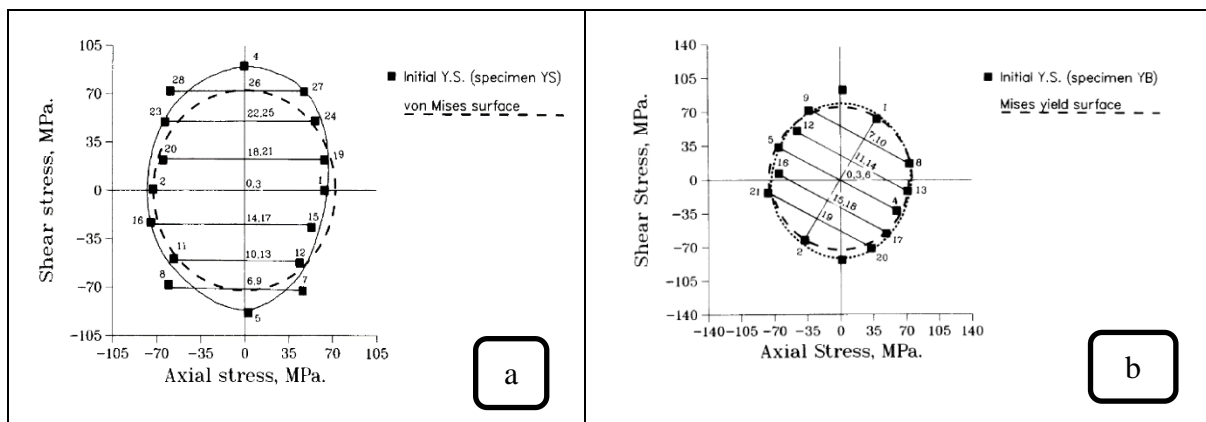


Figure I-16 : Comparaison entre les surfaces de charge initiales de l'acier 304 SS AISI recuit de Von Mises et expérimentale : a) l'éprouvette avec une prédéformation en torsion ; b) l'éprouvette avec une prédéformation combinée.

Un autre critère proposé par Drucker (1962) où le cisaillement effectif est proportionnelle à $(J_2^3 - 2.25J_3^2)^{1/6}$ est un cas intermédiaire entre les deux critères comme le montre la figure I.17 :

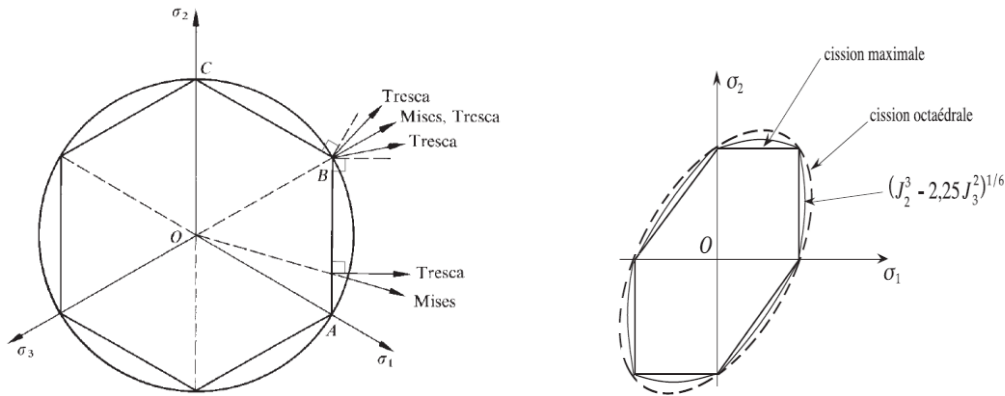


Figure I-17 : Représentation des SDC dans l'espace des contraintes principales.

Les expressions précédentes peuvent être modifiées pour prendre en compte l'érouissage :

$$\text{Max} \left(\frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2|, \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3|, \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| \right) = k(\xi) \quad (\text{I.7})$$

Où ξ représente l'ensemble des paramètres d'érouissage.

I.10. Les critères pour les matériaux sensibles à la pression hydrostatique σ_h

Qui sont les matériaux frictionnels comme le béton, le sol, les roches...etc.

a. Critère de Mohr-Coulomb

Ce critère est généralement utilisé pour les sols, il est exprimé par la relation suivante :

$$\tau = f(\sigma) \quad (\text{I.8})$$

Il est basé sur les cercle sous 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 suivante :

$$\tau = c - \sigma \text{tg}\varphi \quad (\text{I.9})$$

Où : ϕ : angle de frottement interne.

c : Cohésion du matériau.

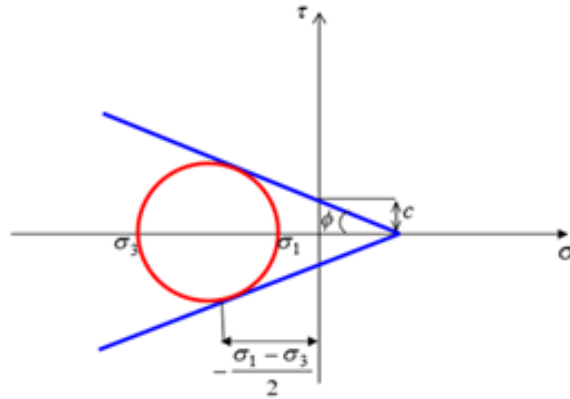


Figure I-18 : Représentation du critère dans le plan de Mohr.

Les inconvénients de critère de Mohr-Coulomb sont :

-Ne prend pas en considération la valeur de la contrainte intermédiaire σ_2 dans les calculs.

-La surface de charge est concave.

b. Critère de Drucker-Prager

Drucker-Prager (1952) représente une approximation du critère de Mohr-Coulomb comme une modification du critère de Von-Mises. Il est généralement utilisé pour le béton.

Le critère s'exprime dans le repère de contraintes principales comme :

$$\alpha I_1 + \sqrt{J_2} = k' \quad (\text{I.10})$$

$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$: étant le premier invariant du tenseur de contraintes.

$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$: étant le deuxième invariant du tenseur déviatorique.

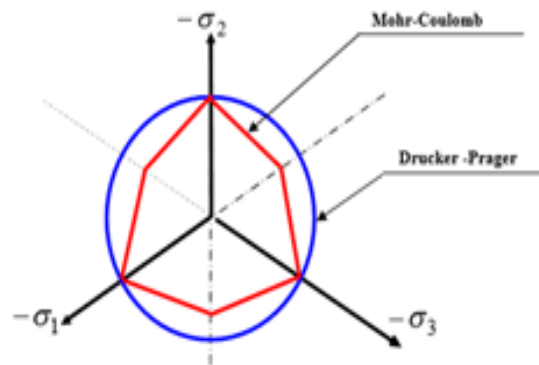


Figure I-19 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb et celui de Drucker-Prager dans le repère des contraintes principales.

I.11. Modèles de comportement du béton

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

I-11-1 Le modèle d'Ottosen à 4 paramètres

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

$$f(I_1, J_2, \theta) = aJ_2 + \lambda\sqrt{J_2} + bI_1 - 1 = 0 \quad (\text{I.11})$$

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

$$\lambda = \begin{cases} k_1 \cos\left[\frac{1}{3} \cos^{-1}(k_2 \cos 3\theta)\right] & \text{Pour } \cos 3\theta \geq 0 \\ k_1 \cos\left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(-k_2 \cos 3\theta)\right] & \text{Pour } \cos 3\theta \leq 0 \end{cases} \quad (\text{I.12})$$

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 $(\xi/f'_t, \rho/f'_c) = (-5, 4)$

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

I-11-2 Le modèle à quatre paramètres de Hsieh- Ting- Chen

Hsieh et al.1982, ont proposé une fonction de forme simple

$$\lambda(\theta) = b \cos \theta + c \quad (\text{I.13})$$

Où b, c des constantes de matériaux.

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

En remplaçant λ dans l'équation :

$$f(I_1, J_2, \theta) = aJ_2 + \lambda\sqrt{J_2} + bI_1 - 1 = 0 \quad (\text{I.14})$$

$$f(\xi, \rho, \theta) = a\rho^2 + (b \cos \theta + c)\rho + d\xi - 1 = 0 \quad (\text{I.15})$$

On détermine les quatre paramètres de modèle a, b et d par l'utilisation des essais biaxial de [Kurpfer et al, 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 uniaxiale f'_c
2. La résistance à la traction uniaxial ($f'_t = 0.1f'_c$)
3. La résistance à la compression biaxiale $f'_{bc} = 1.15f'_c$
4. La zone de la contrainte ($\sigma_{oct}/f'_c, \tau_{oct}/f'_c$)= $(-1.95, 1.6)$

I.11.3. Le modèle de Willam-Warnke

Le modèle de 5(cinq) paramètres est illustré dans la figure I-20 :

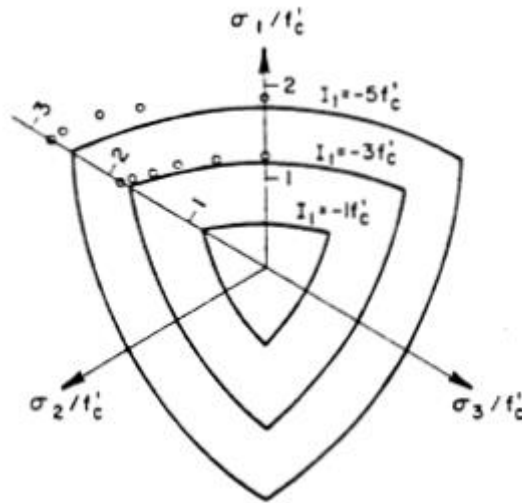


Figure I-20 : Comparaison de critère de Hsieh- Ting – Chen avec les données triaxial dans le plan déviatorique, le cercle ouvert.

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

$$\sigma_m = a_0 + a_1 \rho_t + a_2 \rho_t^2 \quad (\text{I.16})$$

$$\sigma_m = b_0 + b_1 \rho_c + b_2 \rho_c^2 \quad (\text{I.17})$$

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.

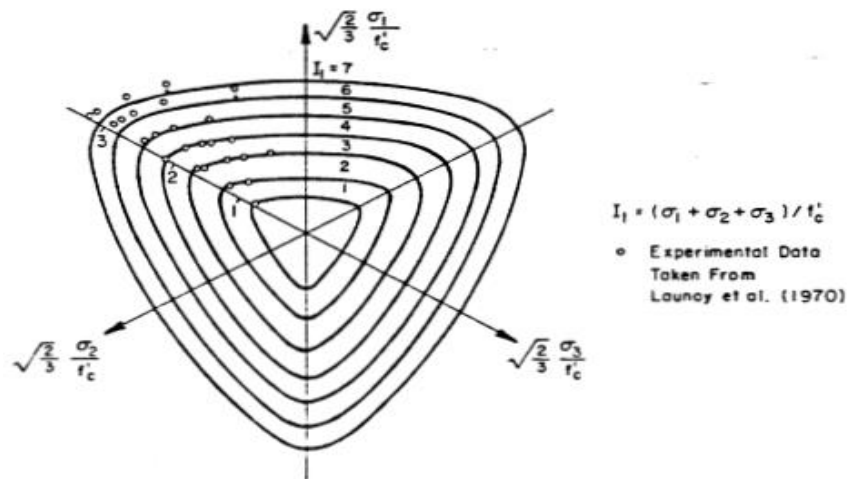


Figure I-21 : Le modèle de Willam-Warnke à 5 (cinq) paramètres

En se basant sur les essais biaxiaux de Kupfer et des autres essais triaxiaux, 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 biaxiale de compression $f'_{bc} = 1.15f'_c$
4. La résistance à la compression biaxiale de confinement $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$
5. La résistance à la compression biaxiale de confinement $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$

Ce modèle de Willam-Warnke est implanté dans le code de calcul ANSYS et a été utilisé dans une précédente étude [Mémoire de PFE Benchioukh et Touihar, 2017].

II.1 Introduction [Mouattah, 2017]

La technique des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées aujourd'hui, vu qu'elle nous permet d'avoir des solutions des équations aux dérivées partielles, qu'on doit préalablement transformer à des systèmes algébriques, c'est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problème stationnaire ou non stationnaire, linéaire ou non linéaire, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions de plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur.

II.2 Éléments finis

II.2.1 Historique

Les mathématiciens et les ingénieurs ont abordé différemment la discrétisation des problèmes continus. Les premiers ont développé des techniques générales s'appliquant directement aux équations différentielles régissant le problème, telle que les approximations aux différences finies, les différents procédés de résidus pondérés ou les techniques approchées de détermination du point stationnaire de fonctionnelle définies de façon adéquate.

De son côté, l'ingénieur a souvent une approche plus intuitive du problème en créant une analogie entre les vrais éléments discrets et des parties finies d'un domaine continu.

Les résultats fondamentaux du domaine d'approximation ont été obtenus sous l'impulsion de RITZ et de GALERKINE en 1915. Puis COURANT établit les bases de la M.E.F en montrant que la résolution de certains problèmes de milieux continus est possible en effectuant une discrétisation du domaine en utilisant les méthodes d'approximation.

Il est important de souligner que l'essor de la méthode des éléments finis a été atteint grâce aux travaux des chercheurs dans le domaine de génie civil d'où les termes tirés de ce domaine et qui persiste d'être utilisés même hors domaine.

II.2.2 Présentation de la MEF :

La MEF nécessite l'utilisation intensive de l'informatique et elle fait appel aux trois domaines suivant :

- Science de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles (mécanique des milieux continus).
- Méthode numérique pour transformer les équations aux dérivées partielles à des équations algébriques.

- Programmation et outil informatique pour coder effectivement le problème sur l'ordinateur.

Le principe de la MEF peut être résumé dans les points suivants :

1. Discrétisation : on fait le choix de l'élément.
2. Calcul de la matrice de rigidité élémentaire.
3. Assemblage : $IK_{globale} = \sum^{n^{\circ} \text{ élés}} K_i^e$
4. Introduction des conditions aux limites.
5. Résolution du système algébrique obtenu
6. Dépouillement et critique des résultats

La MEF peut globalement être représentée par l'organigramme figure II.1 :

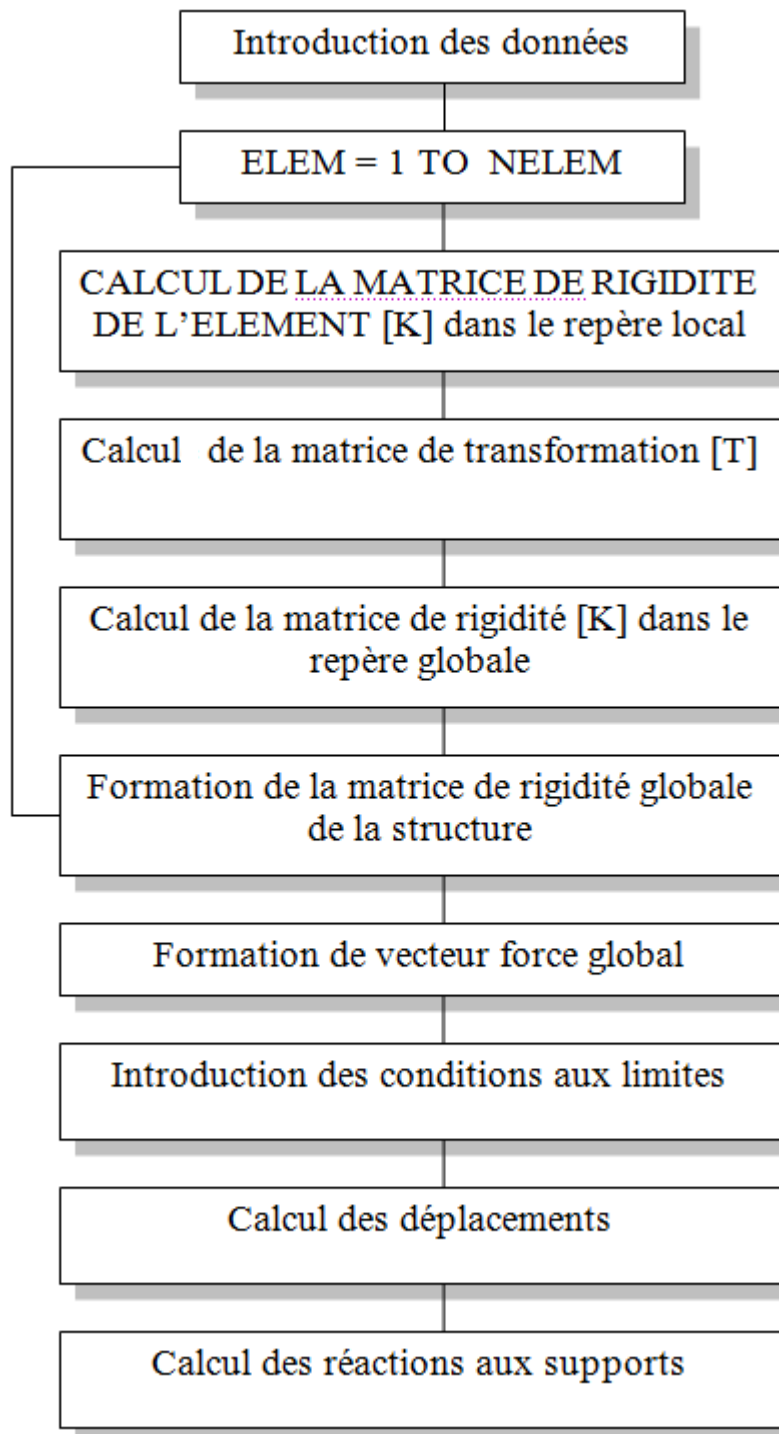


Figure.II.1 organigramme des étapes de calculé par EF

II.2.3 Choix d'un maillage

L'idée fondamentale de la MEF est de subdiviser le domaine en question en un certain nombre d'éléments finis de forme linéaires, quadrilatères, ou cubiques, cette opération est dite maillage figure II.2.

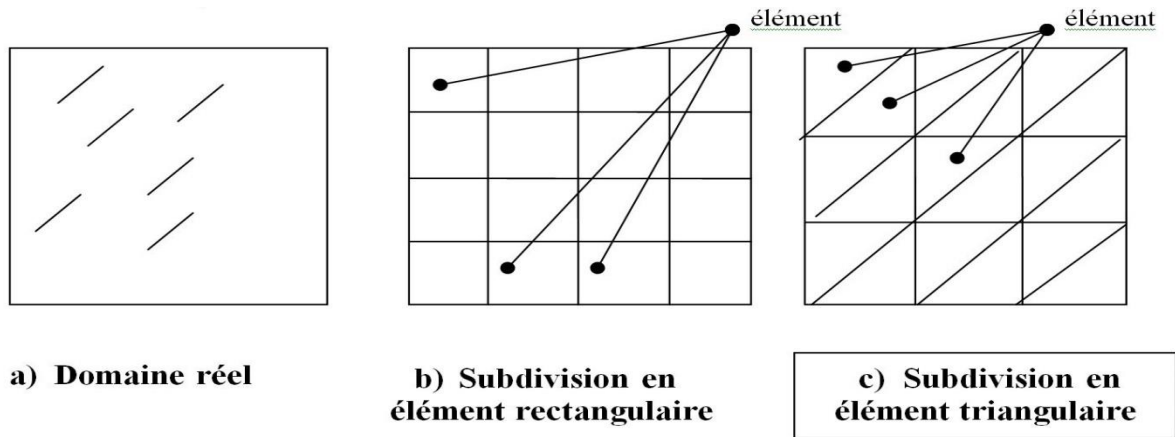


Figure.II.2 Les éléments sont supposés interconnectés en un nombre fini des points nodaux sur leur frontière.

Il n'est pas nécessaire que le maillage soit régulier et l'on a tendance à raffiner le maillage près des endroits d'intérêts (par exemple aux endroits où l'on pense que la solution va beaucoup varier i.e. là où il y a une grande variation du gradient de la solution), cependant il faut veiller à avoir des éléments faiblement distordus. Plus ce maillage est raffiné plus la solution que l'on obtient par la méthode des éléments finis sera précise et proche de la solution exacte de l'équation aux dérivés partielles figure II.3.

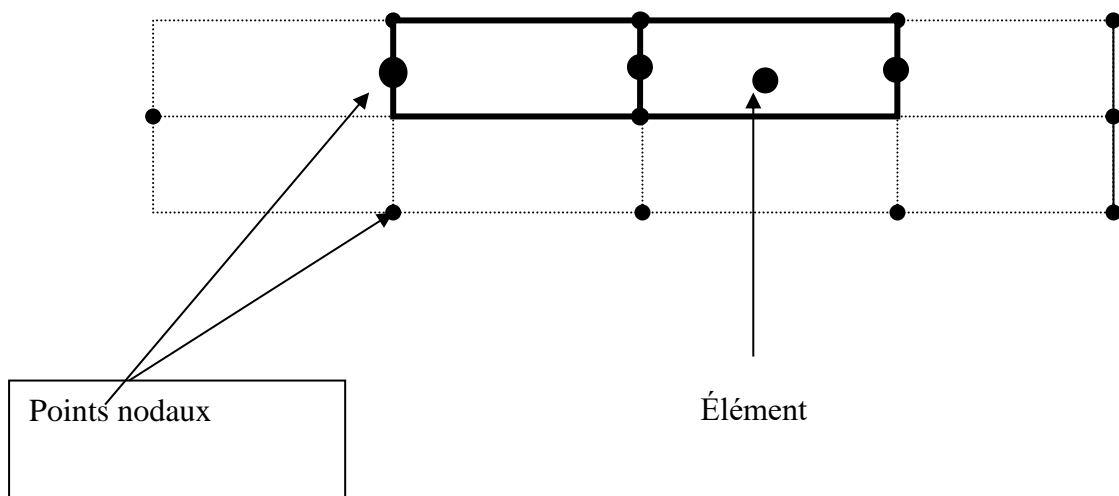


Figure.II.3 Interconnexions des éléments aux nœuds

La figure II.4 illustre la discrétisation pour des éléments à une, deux et trois dimensions.

- Eléments 1D : les éléments à une dimension sont utilisés pour les structures en squelette planes ou spatiales. On trouve dans cette catégorie les éléments de barre où seulement l'effort axial est considéré et les éléments de poutres où le phénomène de flexion est présent. Un cas particulier est celui des structures minces axisymétriques (e.g. cylindre mince ou bouteille axisymétrique). Ces structures peuvent être modélisées par des éléments 1D représentant la ligne génératrice de révolution.

- Eléments 2D : les éléments à deux dimensions sont les plus utilisés car ils permettent la modélisation d'un grand nombre de systèmes. Ils ont aussi un intérêt pédagogique, car il est plus facile d'expliquer les formulations sur un plan que dans l'espace. Ces éléments permettent l'analyse, des problèmes d'élasticité plane (ex. contrainte plane et déformation plane) ainsi que les problèmes axisymétriques (ex. cuve cylindrique avec paroi épaisse) ; dans ce dernier cas, on les appelle "éléments toriques". Lorsque la flexion intervient, ces éléments sont utilisés pour les plaques minces, ainsi que pour les coques minces (avec ou sans effet de membrane).

- Eléments 3D : c'est le cas des structures massives où les dimensions des pièces sont comparables dans toutes les directions. Les éléments 3D sont donc utilisés pour les solides massifs et les plaques et coques épaisses

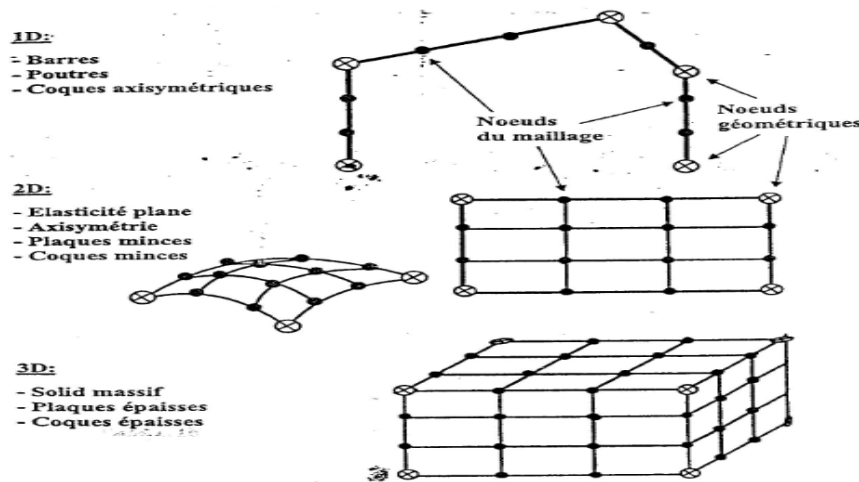


Figure.II.4 discrétisation des system (nœuds physiques et nœuds du maillage)

II.2.4 Types d'éléments

Il existe de nombreux types d'éléments finis, à choisir en fonction de l'application, des ressources de calcul et de la qualité des résultats. Les figures II.5 et II.6 illustrent les types d'éléments les plus utilisés. Le classement se fait en fonction de l'espace et du degré d'interpolation. L'espace d'interpolation correspond aux cas à une, à deux ou à trois dimensions.

Le degré d'interpolation correspond au degré du polynôme utilisé pour la représentation du champ exact ; ce degré est directement lié au nombre de nœuds dans l'élément. Il peut être linéaire, quadratique, cubique,... En général, les degrés élevés ne sont pas très courants à cause de la forte augmentation du nombre d'inconnues nodales

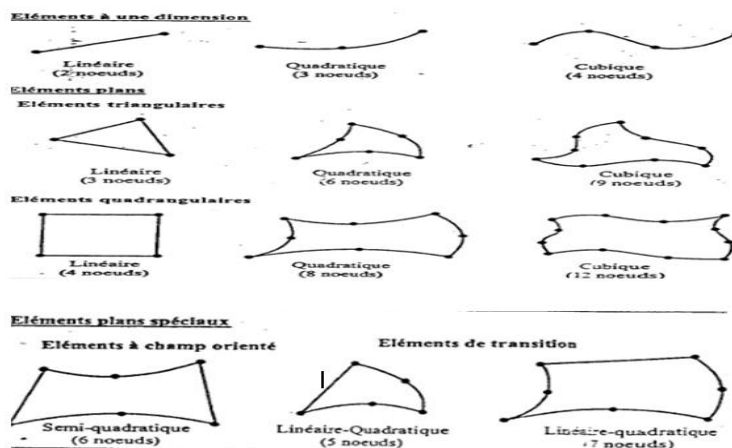


Figure.II.5 Types d'éléments linéiques et plans

Il faut garder à l'esprit, le fait que le nombre d'équations relatif à chaque élément est par défaut égal au produit du nombre de nœuds par le nombre d'inconnues nodales (appelées : degrés de liberté). A titre d'exemple, un élément de barre à deux nœuds possède 4 équations d'équilibre, alors qu'un élément de coque à trois nœuds à 18 équations et un élément de volume à 20 nœuds en a 60. Si on suppose que le temps de résolution est environ proportionnel au nombre d'équations élevé au cube (algorithmes traditionnels), on pourra imaginer les ressources nécessaires pour les maillages avec des éléments riches en nombre de nœuds

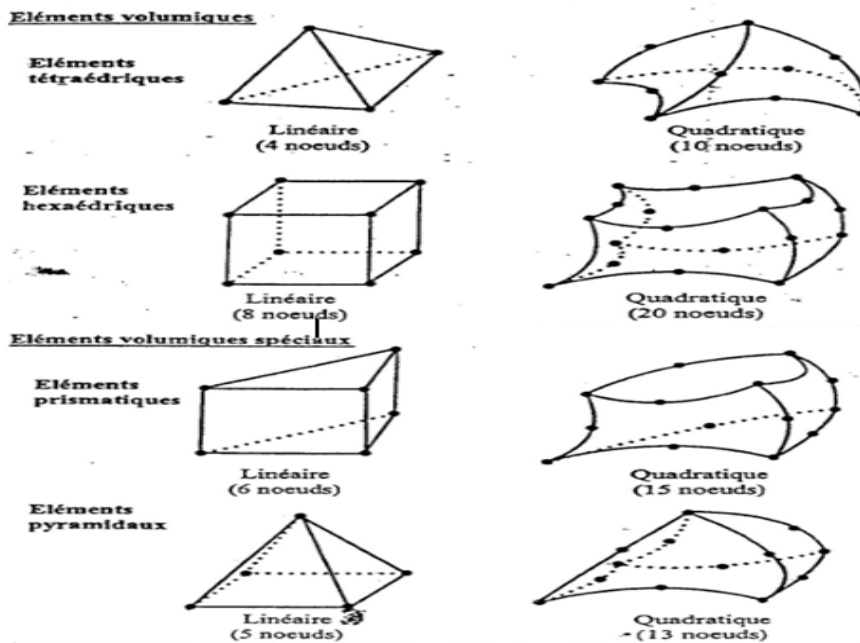


Figure.II.6 : Types d'éléments volumiques

II.2.5 Types de problèmes EF

La méthode des éléments finis permet la résolution de trois types de problèmes principaux figure II.7 :

- Problèmes d'équilibre stationnaire : dans ce type de problèmes, le comportement est défini en fonction de l'état du système, de la géométrie, du chargement et des conditions aux limites, sous forme d'un système d'équations linéaires en fonction des variables nodales. On trouve dans cette catégorie, l'équilibre statique et les régimes stationnaires d'écoulement, de transfert de la chaleur et d'électromagnétisme.

- Problèmes aux valeurs propres : il s'agit des phénomènes de vibration ou d'instabilité d'un état stationnaire. Les modes propres de vibration, le flambage des structures ou l'instabilité des flux laminaires font partie de cette catégorie.

- Problèmes dépendant du temps : lorsque l'état du système dépend de son histoire ou bien des paramètres de sortie, le système devient interdépendant et la résolution directe n'est plus possible. Ce cas inclut le comportement non linéaire (matériau et géométrie), la dynamique non linéaire (amortissement, rigidité,...), les régimes transitoires (ex. montée en température) et la fissuration des pièces [notions de cours EF, Mouattah 2016].

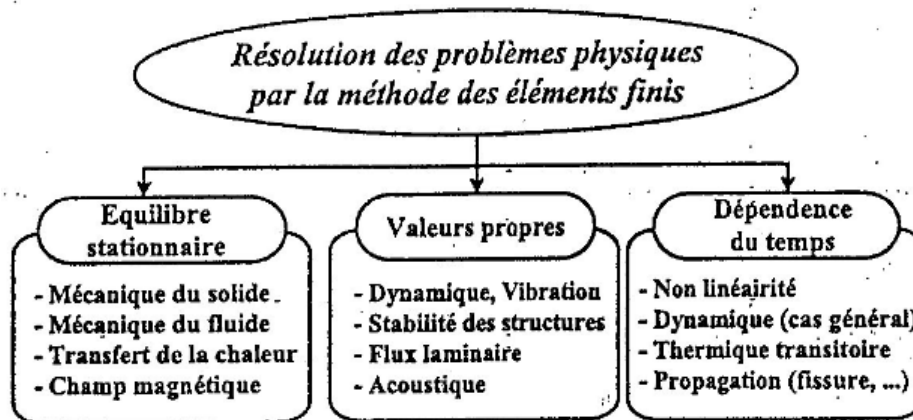


Figure II.7 Différents types de problèmes physiques en éléments finis

II.2.6 Intérêt des méthodes numériques

Les méthodes numériques présentent des intérêts considérables, parmi lesquels

- Traitement des formes géométriques compliquées.
- Traitement des comportements complexes et évolutifs (non linéarité, viscosité, transitoire,...).
- Couplage des différents phénomènes : mécanique, thermique, magnétisme, hydraulique,
- Exploitation directe et rapide des résultats.
- Grande capacité d'adaptation aux innovations (modèles, matériaux, procédés,...).
- Très grande simplicité d'utilisation (c'est aussi un danger ! Car cela n'encourage pas trop à réfléchir).

Néanmoins, certains inconvénients peuvent être gênants :

- Temps de calcul assez significatif pour les modèles réels.
- Grand besoin en ressources informatiques (puissance, capacité de stockage,...).
- Résultats non transposables et spécifiques à l'application numérique.
- Sensibilité des informations locales pour plusieurs types de problèmes (fissuration,...).
- Effort considérable pour l'interprétation et la validation des résultats

II.2.7 Domaines d'application

La méthode des éléments finis est appliquée dans la majorité des domaines de la physique figure II.8. Cela va de la mécanique à l'électronique, en passant par la thermique et la météorologie. Dans tous ces cas, la formulation reste quasiment identique, mais la nature des champs et les lois de comportement sont adaptées au. Domaine d'application. Autrement dit, on vit dans un monde construit par éléments finis.

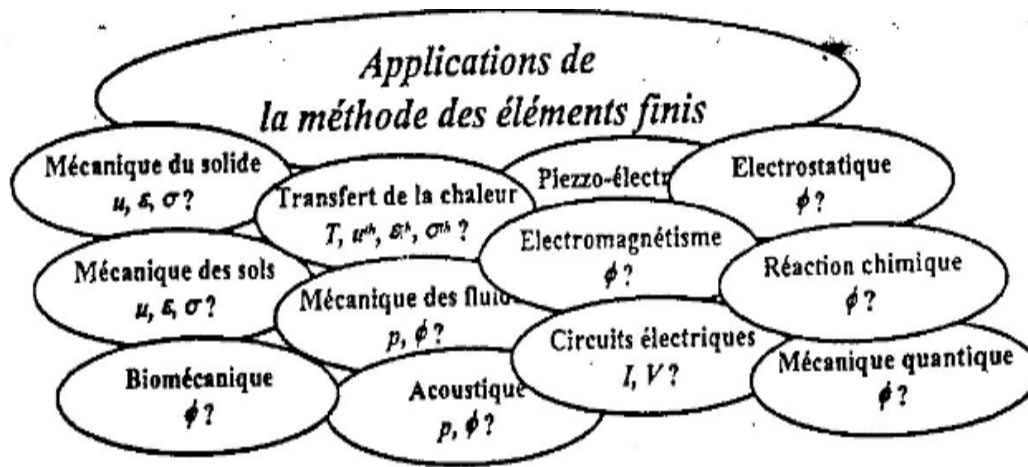


Figure II.8 Domaines d'application de la méthode des éléments finis

II.3 Définition de programme

ABAQUS est un logiciel élément finis, fondé en 1978, qui offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. Le logiciel fournit un environnement agréable pour l'analyse par éléments finis.

II.4 Résolution d'un problème

Le programme simule la réponse physique de structures et de corps solides à des chargements, des températures, impacts et autres conditions extérieures...

ABAQUS contient deux modules principaux :

II.4.1. ABAQUS/Standard :

- Code général d'analyse par EF
- Résolution de problèmes : Linéaires et non-linéaires
- Géométries 1D, 2D, Axi ou 3D
- Nombreuses procédures d'analyses dans le domaine temporel ou fréquentiel

II.4.2. ABAQUS/Explicit :

- Analyse non-linéaire, transitoire et dynamique de structures
- Méthode explicite d'intégration du temps

- Mais possibilités d'analyses quasi-statiques où il existe un comportement non-linéaire important

II .5. Aspects caractéristiques du comportement d'un élément :

Il existe cinq aspects caractéristiques qui caractérisent le comportement de l'élément fini qui sont définis dans ce qui suit :

II.5.1.Famille

La figure II-19 montre les familles d'éléments les plus couramment utilisées dans une analyse des contraintes ; de plus, des éléments continus (fluides) sont utilisés dans une analyse de fluide. L'une des principales distinctions entre les différentes familles d'éléments est le type de géométrie que chaque famille assume.

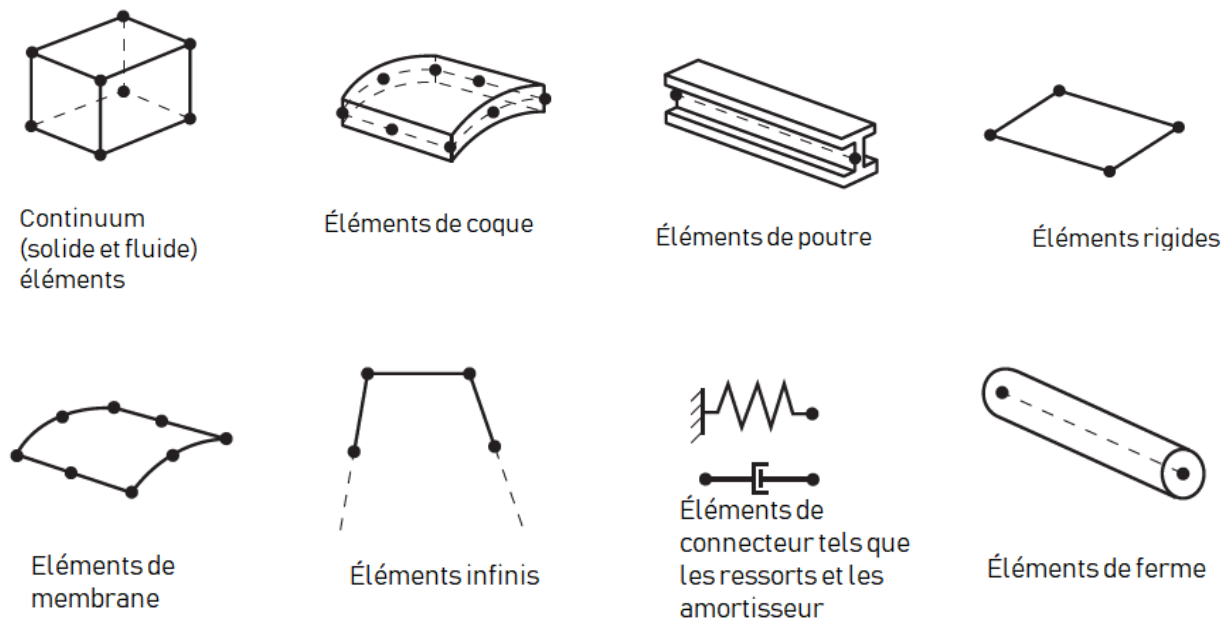


Figure II-9-Familles d'éléments couramment utilisées.

II .5.2.Degrés de liberté (directement liés à la famille d'éléments)

Les degrés de liberté sont les variables fondamentales calculées lors de l'analyse. Pour une simulation de contrainte / déplacement, les degrés de liberté sont les translations et, pour les éléments de coque, de tuyau et de poutre, les rotations à chaque nœud. Pour une simulation de transfert de chaleur, les degrés de liberté sont les températures à chaque nœud ; pour une température d'analyse de contrainte thermique couplée, des degrés de liberté existent en plus des degrés de liberté de déplacement à chaque nœud.

II.5.3. Nombre de nœuds

Les déplacements ou autres degrés de liberté sont calculés aux nœuds de l'élément. En tout autre point de l'élément, les déplacements sont obtenus par interpolation à partir des déplacements nodaux. Habituellement, l'ordre d'interpolation est déterminé par le nombre de nœuds utilisés dans l'élément.

- Les éléments qui n'ont que des nœuds à leurs coins, tels que les nœuds illustrée à la Figure II-10 (a), utilisent une interpolation linéaire dans chaque direction et sont souvent appelés éléments linéaires ou éléments de premier ordre.
- Dans les éléments ABAQUS / Standard avec des nœuds au milieu, tels que 20 nœuds illustrée à la Figure II-10 (b), utilisez une interpolation quadratique et on les appelle souvent éléments quadratiques ou éléments de second ordre.
- Les éléments triangulaires ou tétraédriques modifiés avec des nœuds au milieu, tels que le tétraèdre à 10 nœuds représenté à la Figure II-10 (c), utilisent une interpolation modifiée de second ordre et sont souvent appelés éléments de second ordre modifiés ou modifiés.

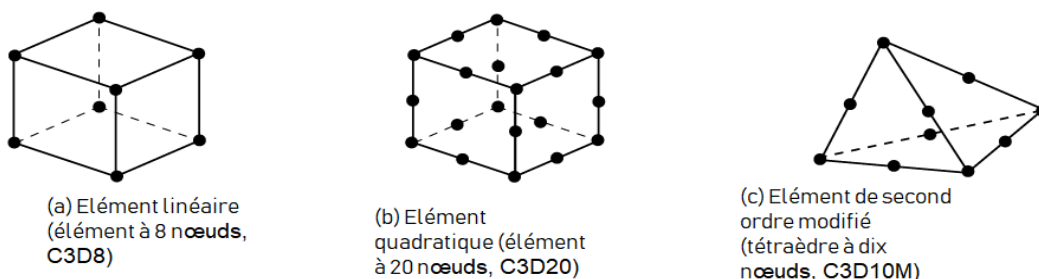


Figure II-10-Eléments linéaires, éléments quadratiques et éléments tétraèdres modifiés.

II.5.4. Formulation

- La formulation d'un élément fait référence à la théorie mathématique utilisée pour définir le comportement de l'élément. Dans la description lagrangienne, ou matérielle, du comportement, l'élément se déforme avec le matériau. Dans l'alternative, les éléments de description eulériens ou spatiaux sont fixés dans l'espace au fur et à mesure que le matériau les traverse. Les méthodes eulériennes sont couramment utilisées dans les simulations de mécanique des fluides.
- Abaqus / Standard utilise des éléments eulériens pour modéliser le transfert de chaleur par convection.

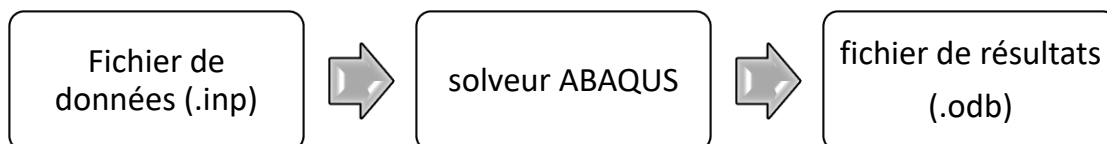
- Abaqus / Explicit propose également des éléments eulériens multi matériaux à utiliser dans les analyses contrainte / déplacement. Le maillage adaptatif dans Abaqus / Explicit combine les caractéristiques des analyses lagrangiennes et eulériennes pures et permet au mouvement de l'élément d'être indépendant du matériau. Tous les autres éléments de contrainte / déplacement dans Abaqus sont basés sur la formulation lagrangienne. Dans Abaqus / Explicit, les éléments eulériens peuvent interagir avec les éléments lagrangiens par contact général.

II.5.5.L'intégration

Abaqus utilise des techniques numériques pour intégrer différentes quantités sur le volume de chaque élément, permettant ainsi une généralité complète dans le comportement du matériau. En utilisant la quadrature gaussienne pour la plupart des éléments, Abaqus évalue la réponse matérielle à chaque point d'intégration dans chaque élément. Certains éléments du continuum dans Abaqus peuvent utiliser une intégration complète ou réduite, un choix qui peut avoir un effet significatif sur la précision de l'élément pour un problème donné.

Abaqus utilise la lettre R à la fin du nom de l'élément pour marquer les éléments à intégration réduite. Par exemple, CAX4R est l'élément solide à 4 nœuds, intégration réduite, axisymétrique. Les propriétés de coquille, de tuyau et d'élément de poutre peuvent être définies comme des comportements de sections générales ; ou chaque section transversale de l'élément peut être intégrée numériquement, de sorte que la réponse non linéaire associée au comportement non linéaire du matériau puisse être suivie avec précision lorsque cela est nécessaire. En outre, une section stratifiée composite peut être spécifiée pour les coques et, dans Abaqus / Standard, des briques tridimensionnelles, avec des matériaux différents pour chaque couche à travers la section.

II.6.Modélisation de la structure sous ABAQUS :



II.6.1.Fonctionnement du code ABAQUS

II.6.1.1.ABAQUS :

- N'est qu'un solveur (Standard, Explicit, Implicite, etc.) qui

Effectue la résolution d'un problème décrit par un fichier « entrée » (ou fichier De données) et dont il écrit la solution vers un fichier « de sortie »

(Ou fichier de résultats)

II.6.1.2. Le fichier (« texte ») de données :

- Extension : **inp**
- Contenu : mots clés qui décrivent les géométries, les matériaux, Les conditions limitent...

II.6.1.3. Le fichier de résultats :

- Extension : **odb**
- Contenu : contours et courbes résultats

II.6.1.4. Les autres fichiers créés pendant le calcul

- Fichier **.com** : exécutable de votre calcul
- Fichier **.dat**
- Fichier résumé de votre modélisation
- Messages d'erreur concernant votre modélisation
- Temps de calcul
- Fichier **.msg**
- Fichier résumé du calcul en cours
- Messages d'erreur lors du déroulement du calcul

II.6.2. Réalisation d'une simulation numérique

1. En créant des mots clés (utilisation d'ABAQUS Command et d'ABAQUS Viewer) sont propre fichier d'entrée grâce à un éditeur texte et en connaissant les divers.
2. En utilisant l'interface graphique d'ABAQUS CAE

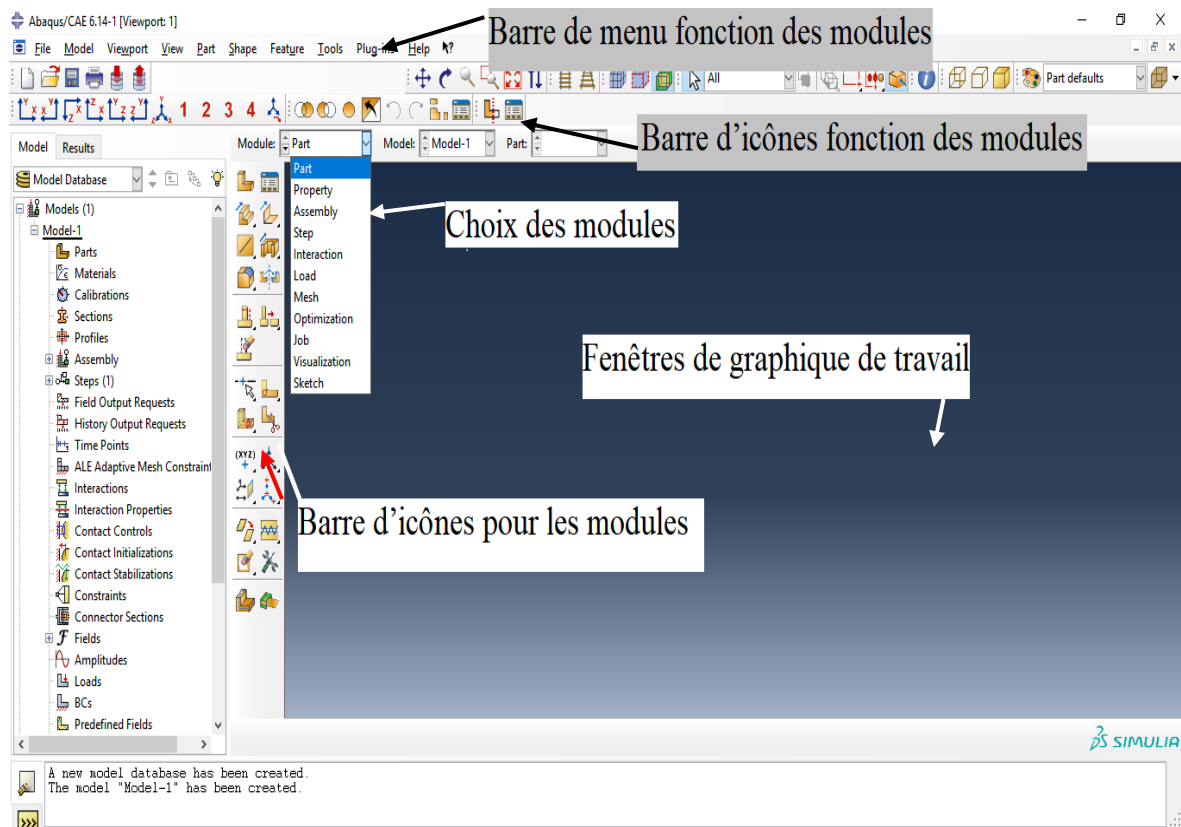


Figure II-11 : L'interface d'ABAQUS

II.6.3.Réalisation d'une simulation numérique

II.6.3.1.Passage successif dans choix des modules :

❖ Module Part :

Création des parties structurelles de la simulation à réaliser

1. Par dessin directement dans Abaqus/CAE
 2. Par des fonctions d'import de fichiers (.sat, .iges, .stp, etc.) issus d'autres logiciels
- ✓ Créer des points
 - ✓ Créer des lignes brisées / rectangles
 - ✓ Créer des arcs
 - ✓ Créer des cercles
 - ✓ Créer des raccords
 - ✓ Créer des splines
 - ✓ Créer des entités de construction
 - ✓ Mesurer et utiliser les cotations
 - ✓ Effectuer des homothéties
 - ✓ Copier des entités

- ✓ Bouton « undo » (1 action)
- ✓ Effacement d'esquisse
- ✓ Ajouter d'esquisse
- ✓ Sauvegarde de sketch
- ✓ Options de la fenêtre graphique
- ✓ Remise à zéro de la vue
- ❖ **Module Property :**
- ✓ Créer des matériaux
- ✓ Créer des sections
- ✓ Affecter des sections
- ✓ Créer des repères d'orientation (poutres)
- ✓ Créer des types de profiles
- ❖ **Module Assembly**
- ✓ Insérer pour la modélisation des parts
- ✓ Outils de translation
- ✓ Outils de rotation
- ✓ Outils de contraintes de contact
- ✓ Outils de contraintes plans
- ❖ **Module Step**
- ✓ Création d'un step
- ✓ Outils pour le fichier de sortie (images)
- ✓ Outils pour le fichier de sortie (courbes)
- ❖ **Module Interaction**
- ✓ Créer des interactions
- ✓ Créer les propriétés des interactions
- ✓ Créer des contraintes
- ✓ Créer des connecteurs
- ✓ Créer les propriétés des connecteurs
- ❖ **Module Load**
- ✓ Créer des forces
- ✓ Créer des conditions limites

- ✓ Créer des champs
- ✓ Créer des conditions de chargements
- ❖ **Module Mesh**
- ✓ Partition des entités
- ✓ Assigner des contrôles de maillage
- ✓ Assigner des types d'éléments
- ✓ Mailleur
- ✓ Vérification du maillage
- ❖ **Module Job**
- ✓ Représentation rapide
- ✓ Affichage du mode non déformé
- ✓ Affichage du mode déformé
- ✓ Affichage des contours
- ✓ Affichage des symboles pour vecteurs, ...
- ✓ Affichage des orientations matérielles
- ✓ Animation avec un facteur d'échelle
- ✓ Animation pas de temps par pas de temps
- ✓ Animation harmonique
- ✓ Palette de couleur
- ✓ Création de courbes
- ✓ Création de champ de sortie (combinaison de champ)
- ✓ Création de champs de sortie à partir des images

Module Visualisation

- ✓ Représentation rapide
- ✓ Affichage du mode non déformé
- ✓ Affichage du mode déformé
- ✓ Affichage des contours
- ✓ Affichage des symboles pour vecteurs, ...
- ✓ Affichage des orientations matérielles
- ✓ Animation avec un facteur d'échelle
- ✓ Animation pas de temps par pas de temps
- ✓ Animation harmonique

- ✓ Palette de couleur
- ✓ Création de courbes
- ✓ Création de champ de sortie (combinaison de champ)
- ✓ Création de champs de
- ✓ sortie à partir des images
- ❖ **Module Visualisation – sauvegarde de courbe**
- ✓ Édition des Caractéristiques
- ✓ Suppression des Caractéristiques
- ✓ Effacement des Caractéristiques
- ✓ Outils de partition des lignes
- ✓ Outils de partition des faces
- ✓ Outils de partition des volumes
- ✓ Création de points de construction
- ✓ Création d'axes de construction
- ✓ Création de repères de construction
- ✓ Outil de réparation des Factures
- ✓ Suppression des entités mono dimensionnelles redondantes
- ✓ Suppression des entités faces redondantes

III.1 .modèle physique

La poutre est en béton armé de longueur de 154 cm et de section rectangulaire 17 x 20 cm, pour le ferrailage on a 2HA12 en zone tendue, 2HA10 en zone comprimée et 14HA8 pour les cadres transversaux. L'espace entre les cadres est 10 cm.

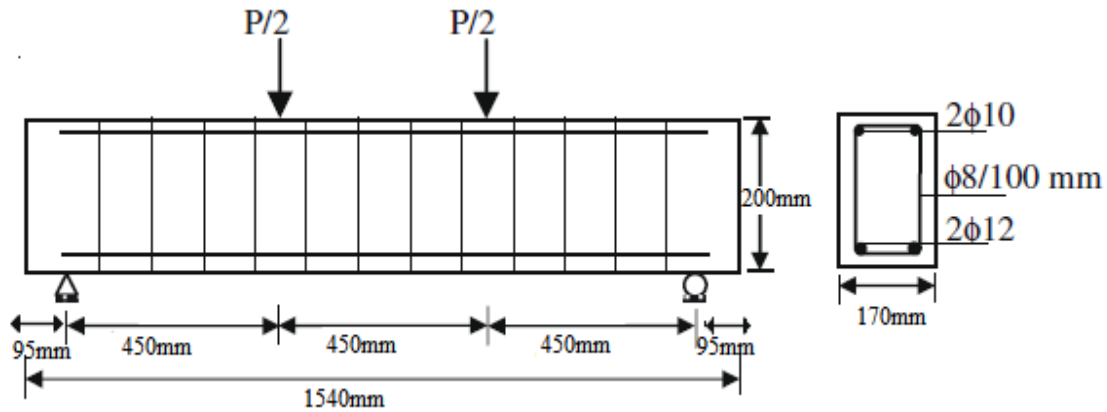


Figure III.1 : Schéma de ferrailage

En raison de la symétrie de poutre (par rapport à deux plans figure. III .2) seul le quart est modélisé pour avoir une bonne précision dans les calculs. La figure III-3 montre notre modèle avec les conditions aux limites suivantes :

Appuis : Les poutres reposent sur deux appuis doubles ($U_x = U_z = 0$).

Chargement : les poutres sont soumises à des charges monotones statiques.

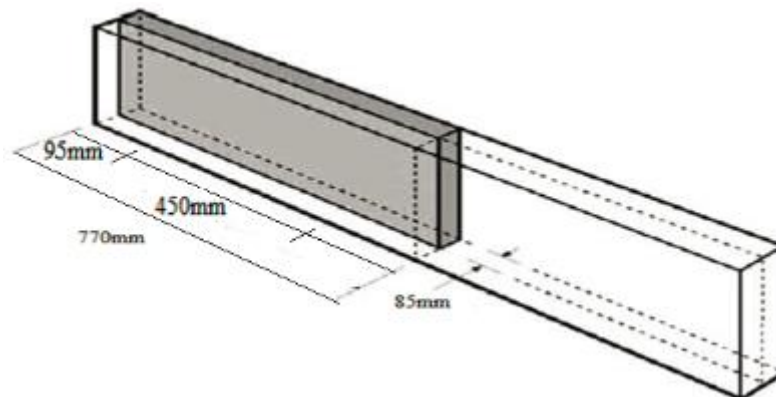


Figure III.2 Schéma de la partie modélisée

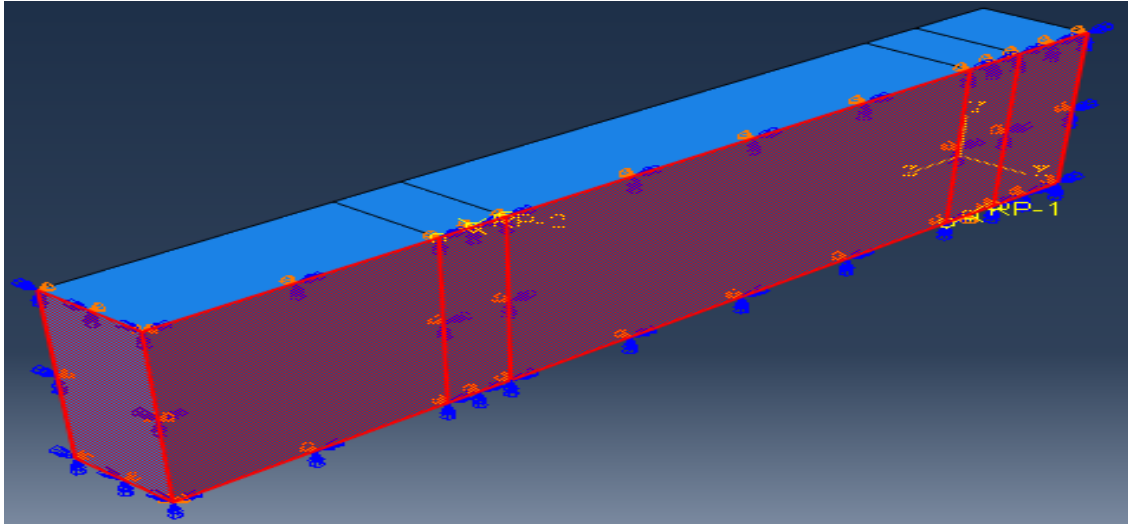


Figure III.3 : Modèle et conditions aux limites

III.2 Types d'éléments :

Les éléments utilisés dans notre étude sont présentés dans le tableau III-1.

Tableau III.1 : Types des éléments utilisés.

Type d'élément	ABAQUS
Béton	C3D8R : élément solide à 8 nœuds (13860)
Acier de renforcement	T3D2 : élément linéaire à 2 nœuds (3.28)

La Figure III.4 représente la géométrie de la poutre en béton non armé.

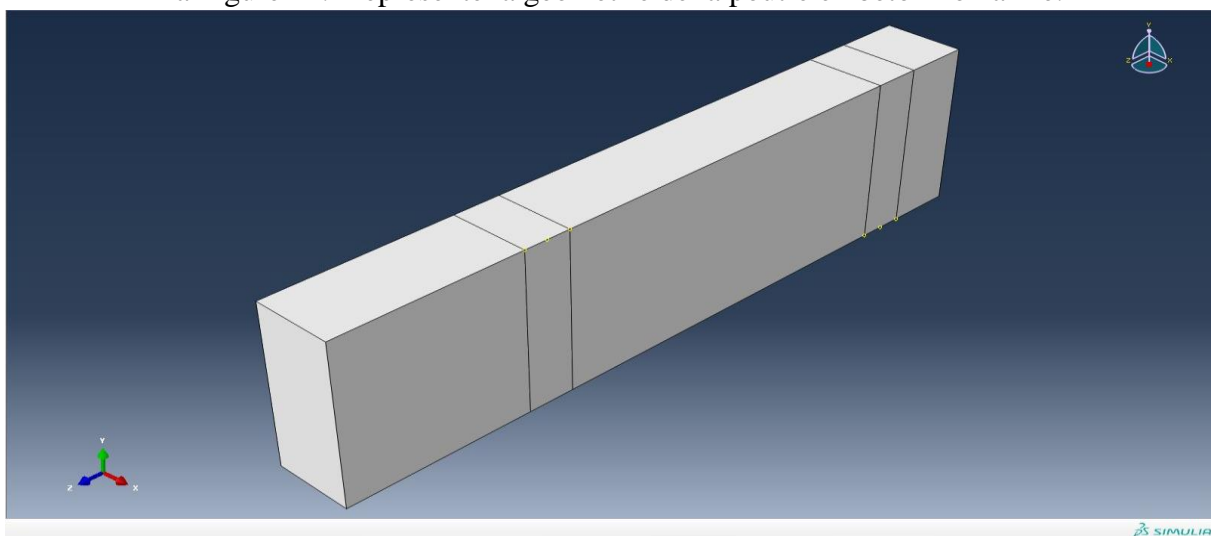


Figure III.4 : La géométrie des poutres dans ABAQUS.

Les figures III.5 et III .6 représentent la modélisation de ferrailage dans ABAQUS de la poutre en béton armé.

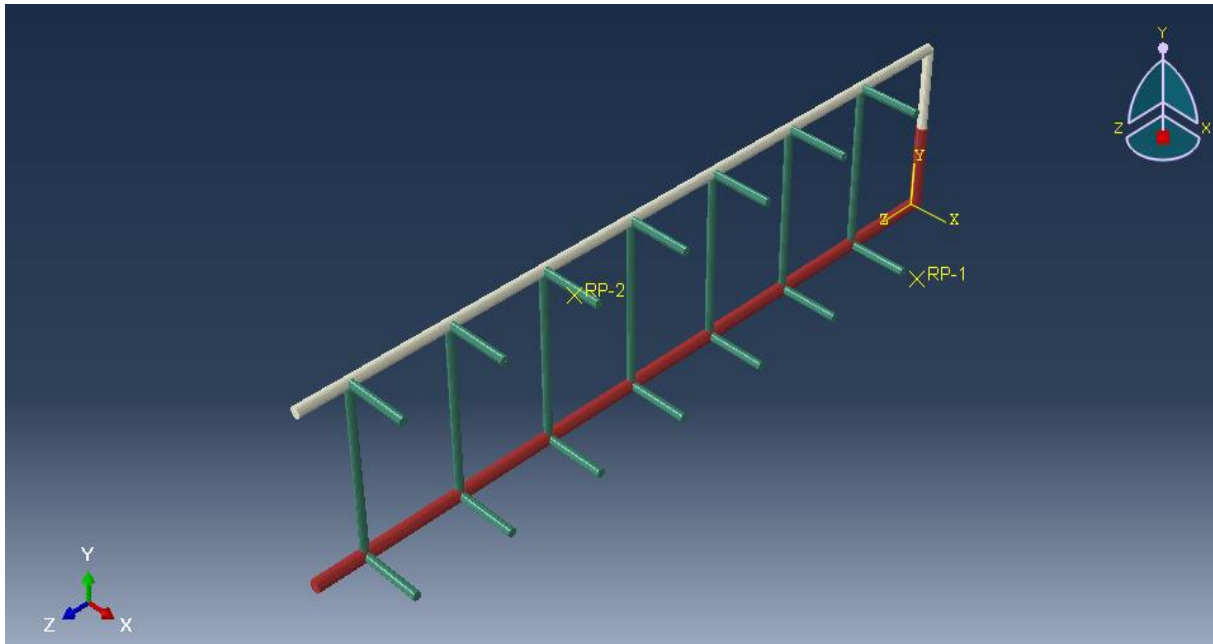


Figure III.5 : La géométrie ferrailage dans ABAQUS.

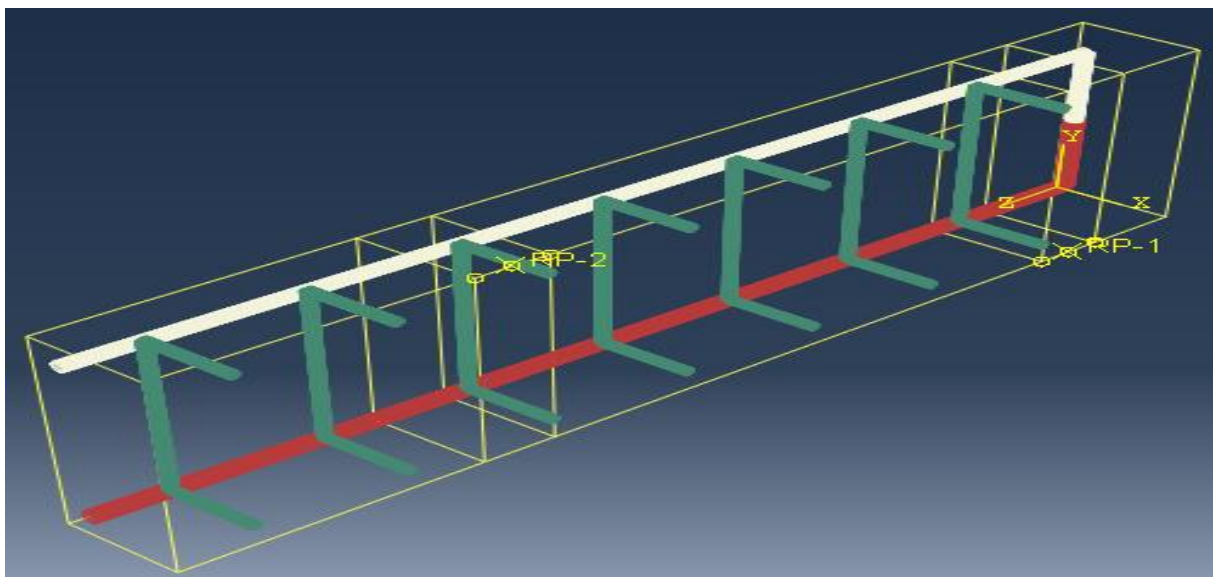


Figure III.6 : La géométrie de la poutre armée dans ABAQUS

III.3 Propriétés des matériaux

III-3-1 Le béton

En se servant d'un petit programme écrit en python qui s'appelle 'CONCRET ' et en injectant uniquement la valeur de la résistance à la compression en 28 jours, les valeurs des autres

paramètres du béton nécessaires pour le calcul sont obtenues selon l'Eurocode 2 SN1992. Ces propriétés sont montrées sur la Figure III.7.

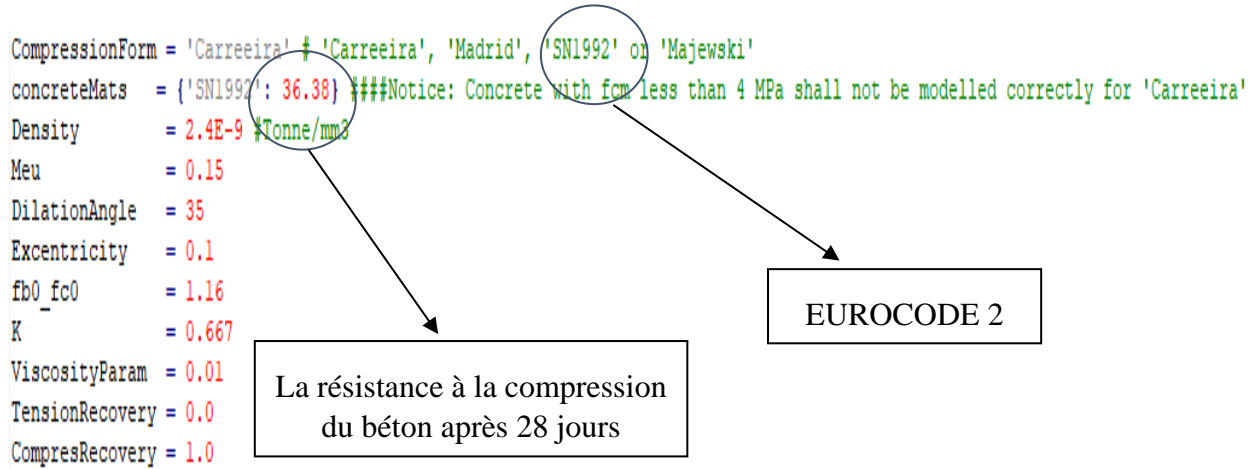


Figure III.7 : caractéristiques de matériau donné par le programme CONCRETE

Le modèle implanté dans ABAQUS est appelé CDP (Concrete Damaged Plasticity) qui est un modèle qui prend en compte l'endommagement du béton étant donné l'insuffisance des modèles élastique ou élastoplastique endommageables. Dans ce modèle, deux modes de ruines sont envisagés : fissuration par traction (tension cracking) et écrasement par compression (compression crushing). Les réponses du béton en traction et en compression sont montrées sur la figure III.8

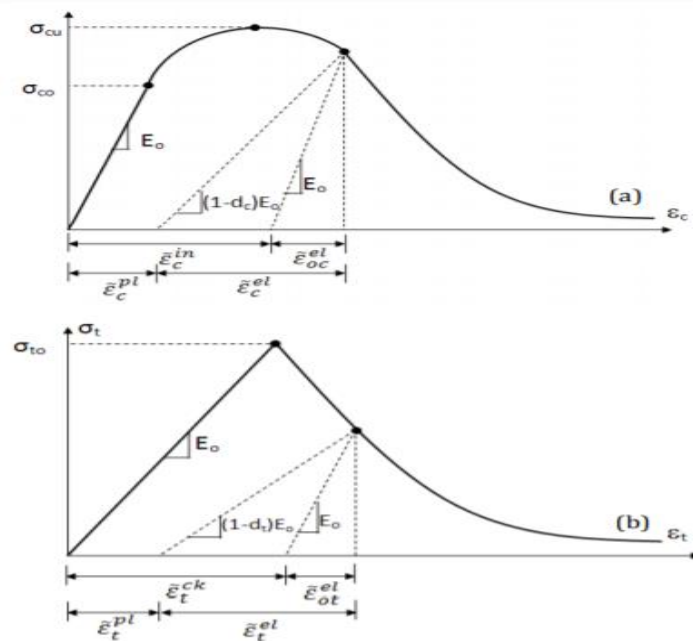


Figure III.8: Comportement du béton sous compression (a) et traction (b) uniaxiales [ABAQUS Theory Manual, 2011]

II-4-2 L'acier

Le tableau III-2 donne les caractéristiques de l'acier. Son comportement est élastoplastique avec écrouissage linéaire isotrope.

Tableau III.2 : caractéristique d'acier

Linaire isotope		Bilinéaire isotope	
EX	200000 MPa	Yield stress (σ_y)	413.75 MPa
PRXY	0.3	Tang Mod E_T	2000 MPa

Avec : PRXY : le coefficient de poisson (ν).

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

σ_y : est la limite d'élasticité

E_T est le module tangent très inférieur de E

Les Figures III.9 et III.10 représentent la contrainte de Von Mises et la courbe donnant la variation de la déformation en fonction du temps dans ABAQUS.

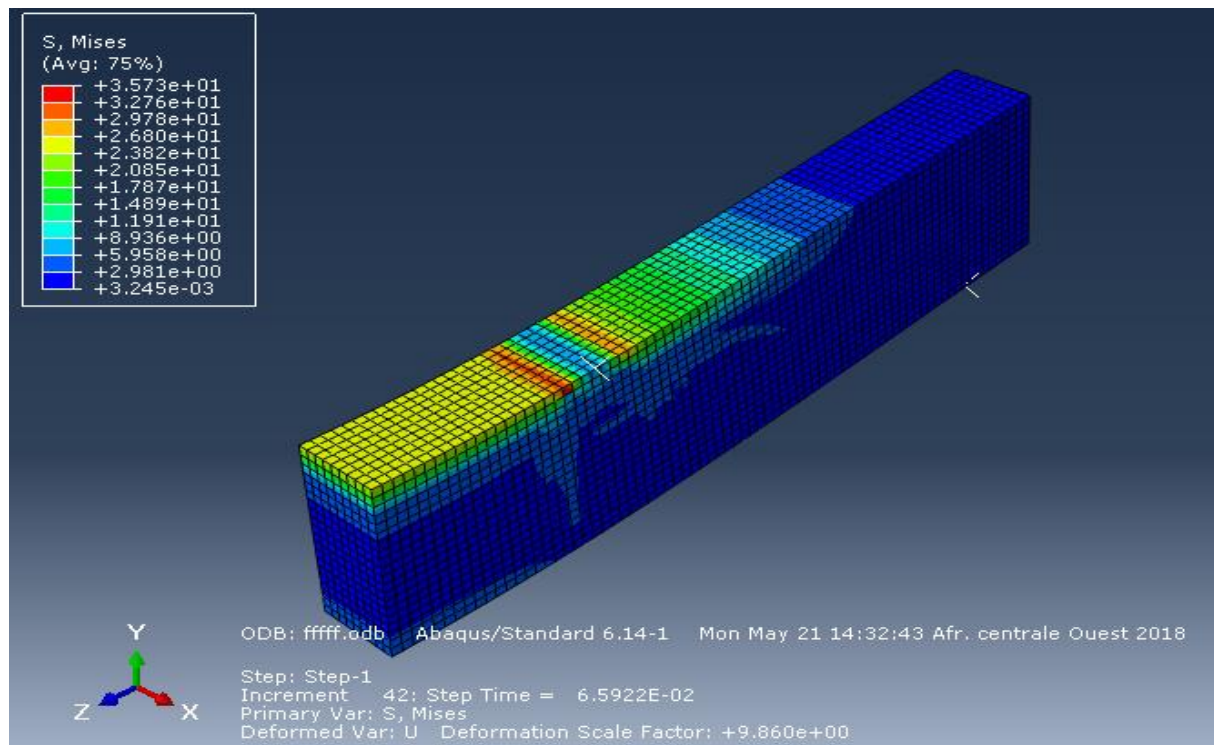


Figure III.9 : La contrainte uniaxiale de béton.

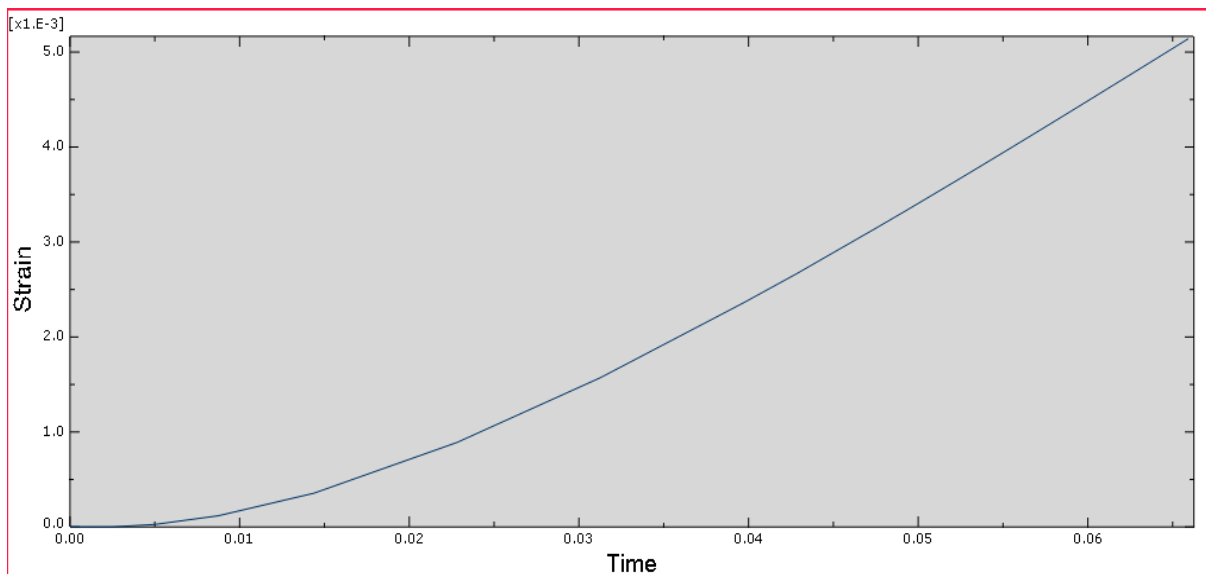


Figure III.10 : La courbe déformation en fonction du temps

II.5 Maillage

Les figures III.11, III.12 représentent le maillage dans la poutre en béton et en béton armé.

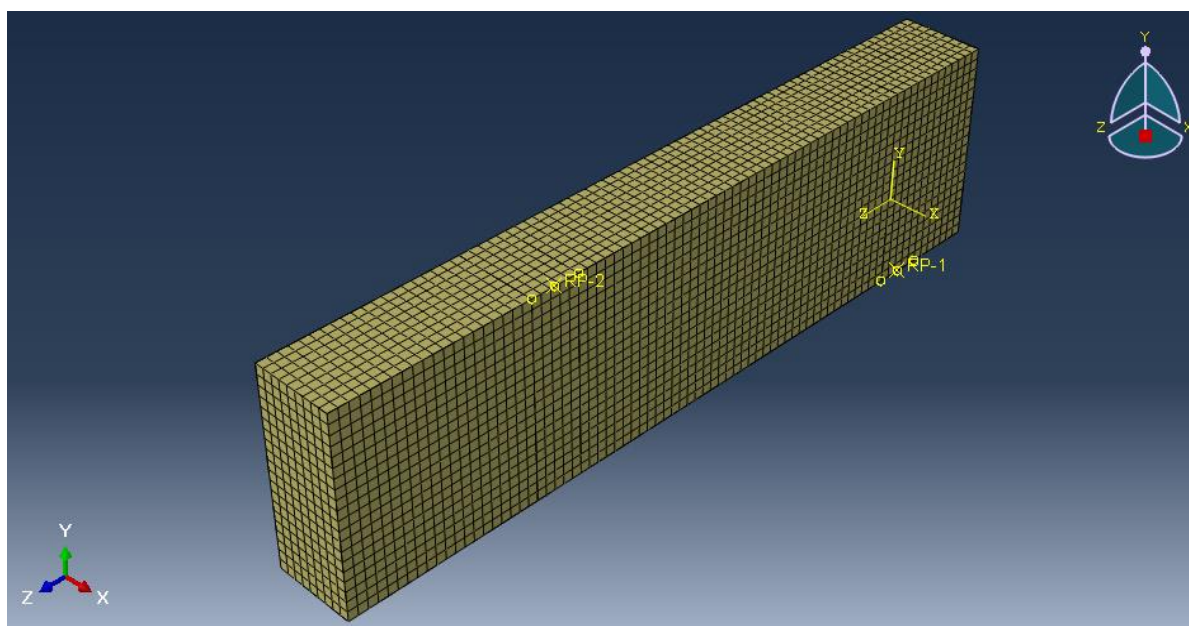


Figure III.11 : Maillage de la poutre non-armée

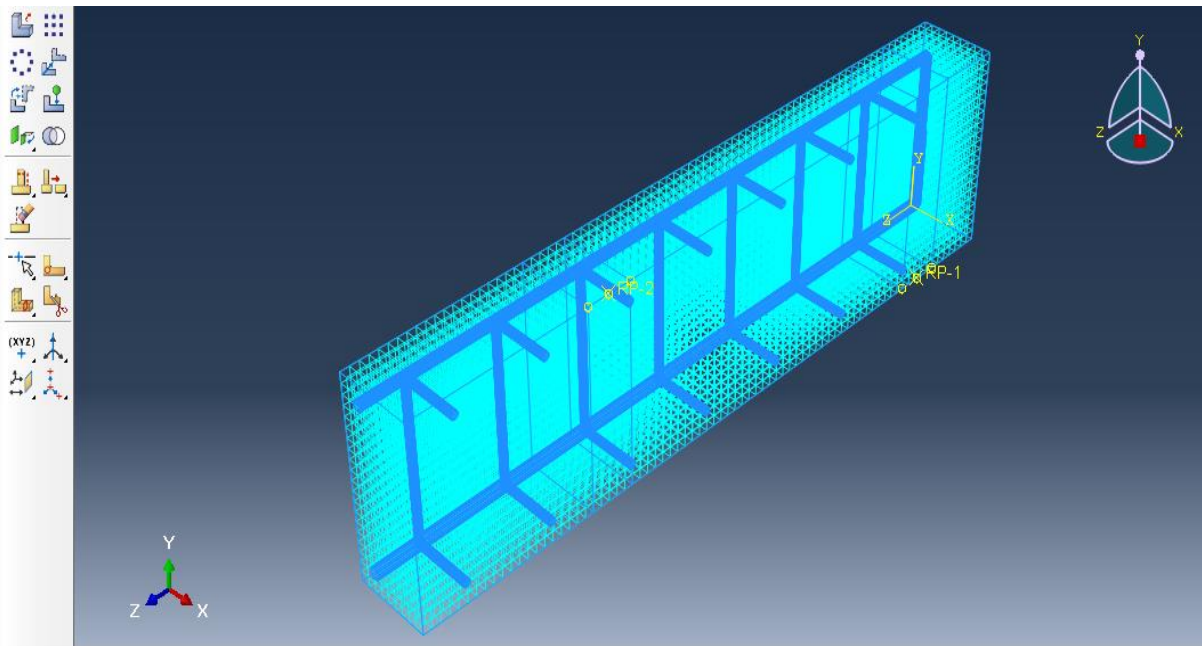


Figure III.12 : Maillage de la poutre armée

II.6 Analyse

Le modèle des éléments finis est une poutre armée simple sous charge transversale. Pour ce modèle on a utilisé une analyse de type statique.

II.6.1 Hypothèses

- On a négligé l'adoucissement (figure III-13)

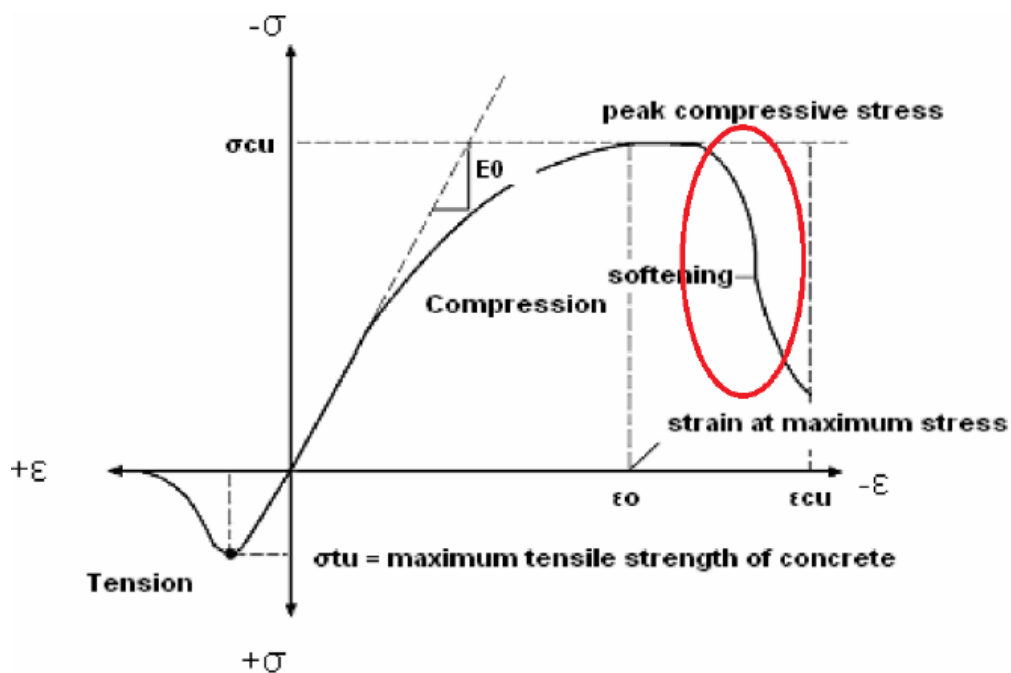


Figure III.13 : Relation constitutive typique pour le béton (adoucissement). [Bangash, 1989]

➤ On a négligé l'effet de post-stiffening (figure III-14)

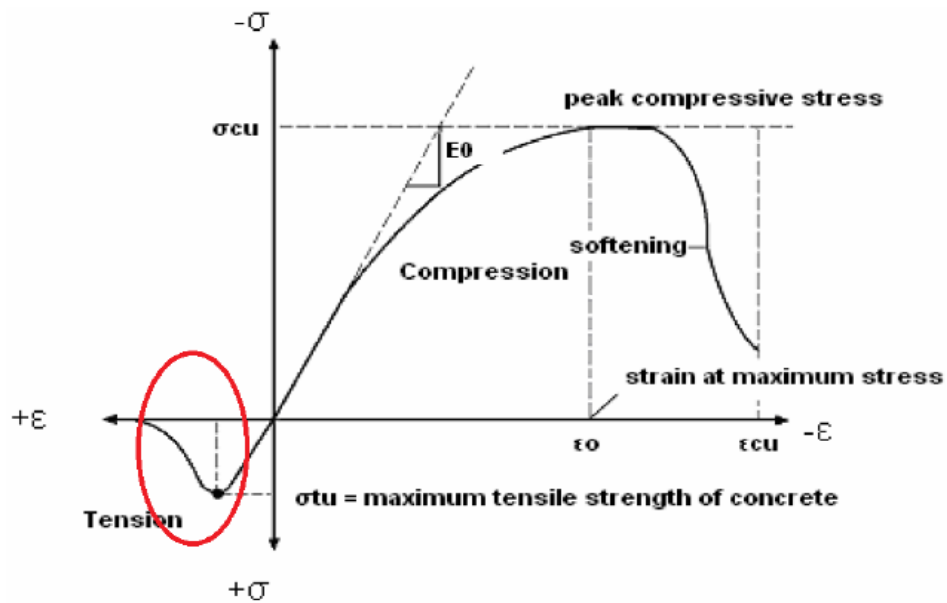


Figure III.14 : Relation constitutive typique pour le béton (post-stiffening). [Bangash, 1989]

III-7 Résultats

III-7-1 Poutre non armée

III-7-1-1 Déformée de la poutre

Les figures III.15, III.16 représentent l'état de la poutre avant et pendant la déformation.

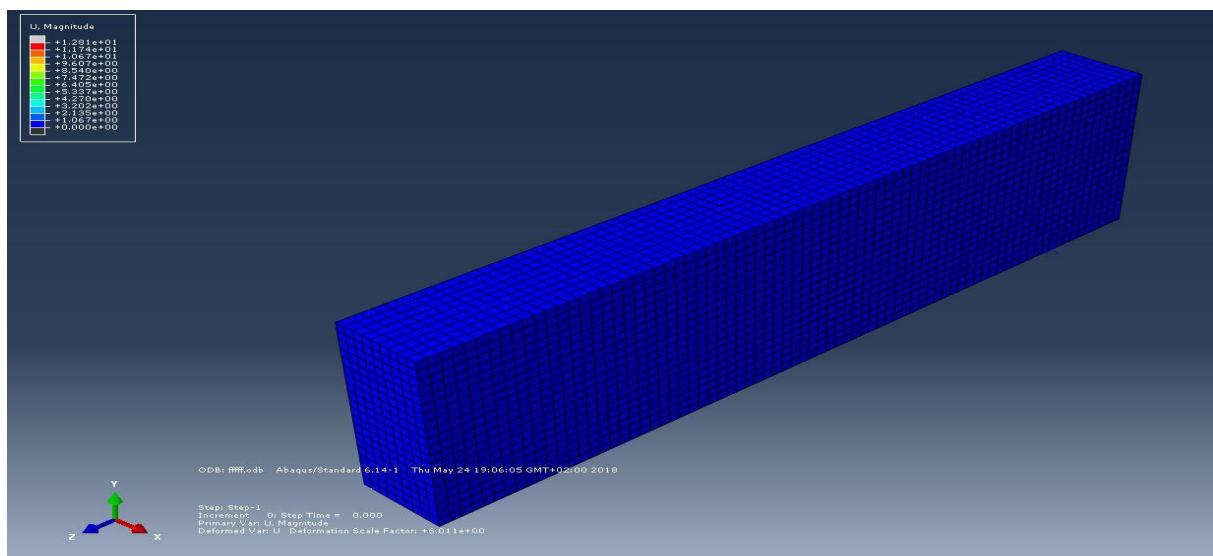


Figure III.15 : la poutre avant la déformation

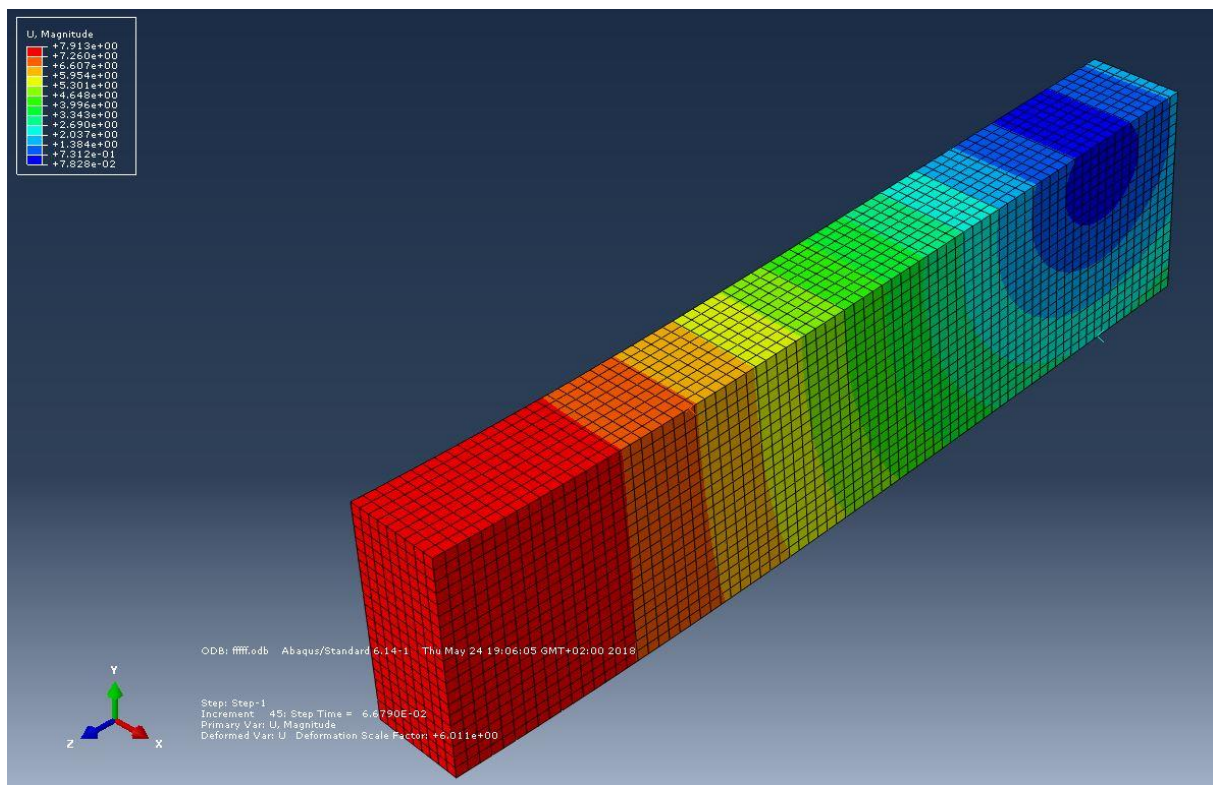


Figure III.16 : la poutre au cours de la déformation

III-8-1-2 Diagramme force-flèche

Pour la poutre en béton non armé la figure III-17 représente la courbe force-flèche.

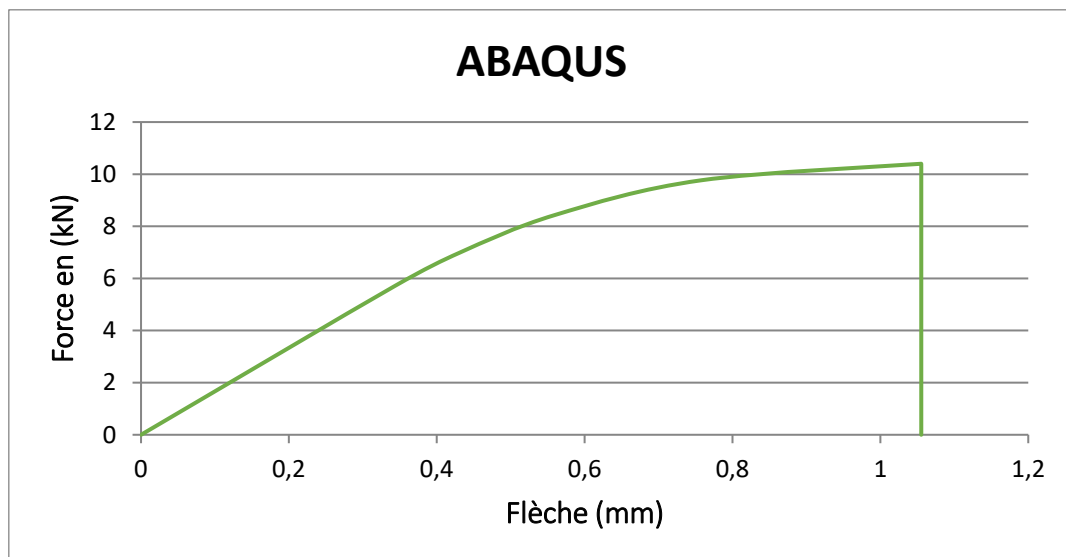


Figure III.17 Courbe force-flèche de la poutre en béton non armé

III-7-2 Poutre armée

III-7-2-1 Évolution de la déformation de la poutre armée

Les figures III.18 et III.19 représentent la poutre avant et pendant la déformation.

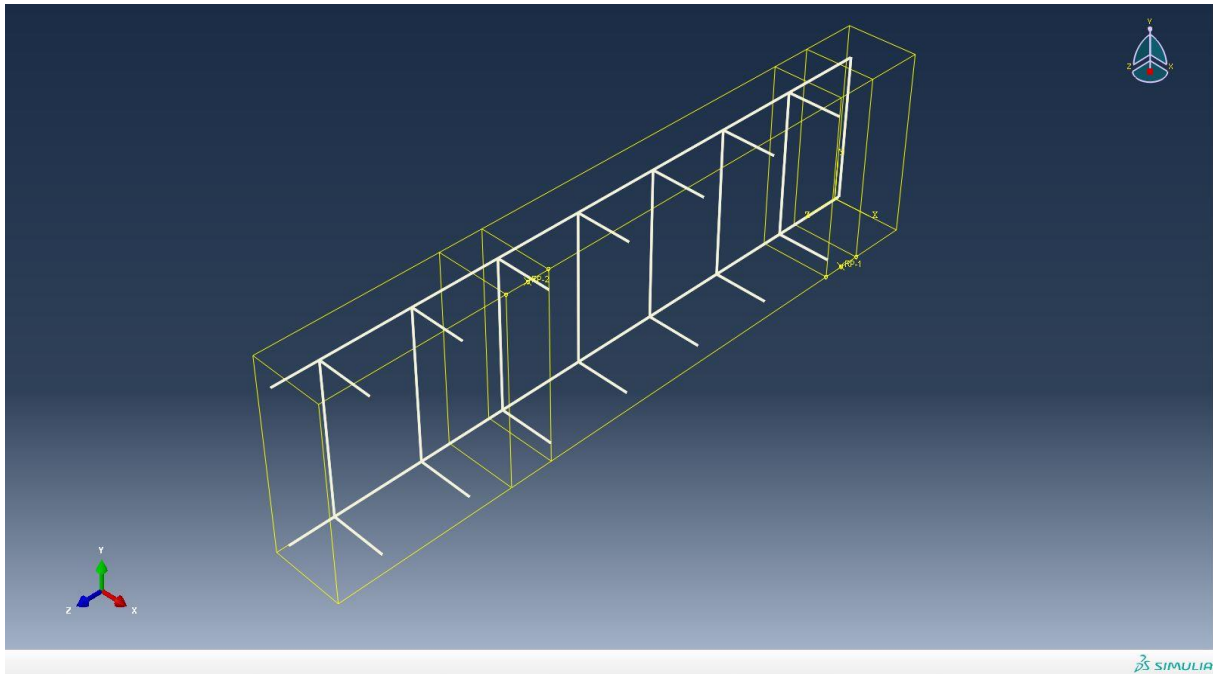


Figure III.18 : La Poutre en béton armé avant déformation

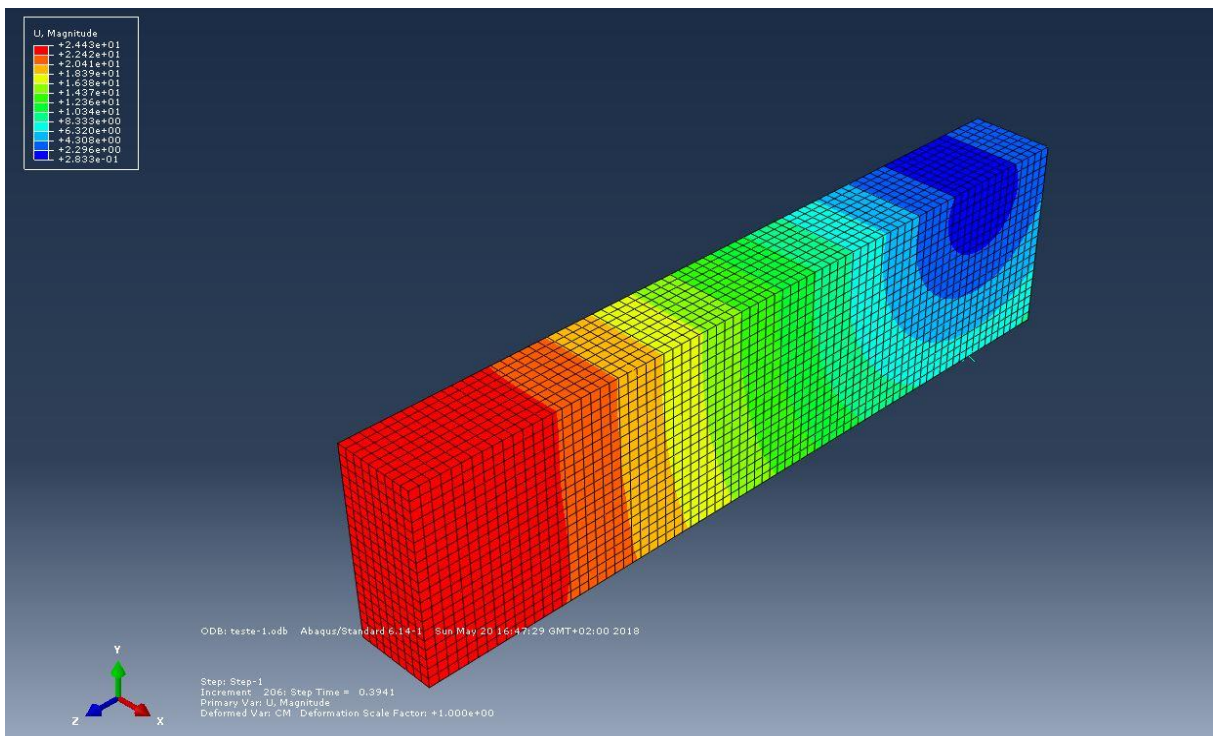


Figure III.19 : La poutre armée pendant la déformation

III-7-2-2 Le diagramme force – flèche

La figure III-20 montre la courbe force-flèche de la poutre en béton armé obtenue grâce à la modélisation sous ABAQUS.

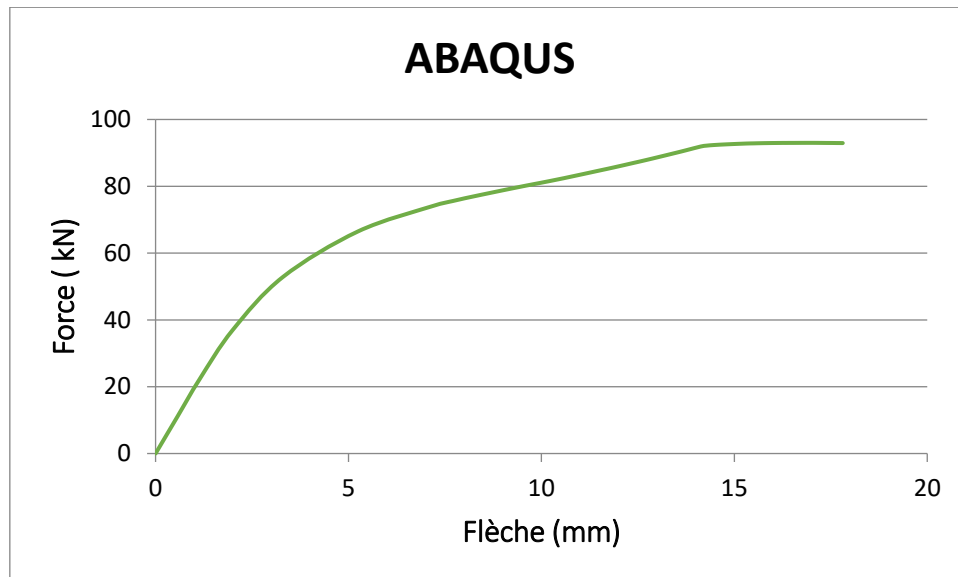


Figure III.20 : Courbe force-flèche de la poutre armée

La poutre est chargée en troisième et en quatrième points de la longueur de poutre figure III.21, ces points situés à 0,45cm à partir des appuis c'est-à-dire à un tiers de la portée ($l/3$) de manière symétrique et monotone, jusqu'à la fissuration.

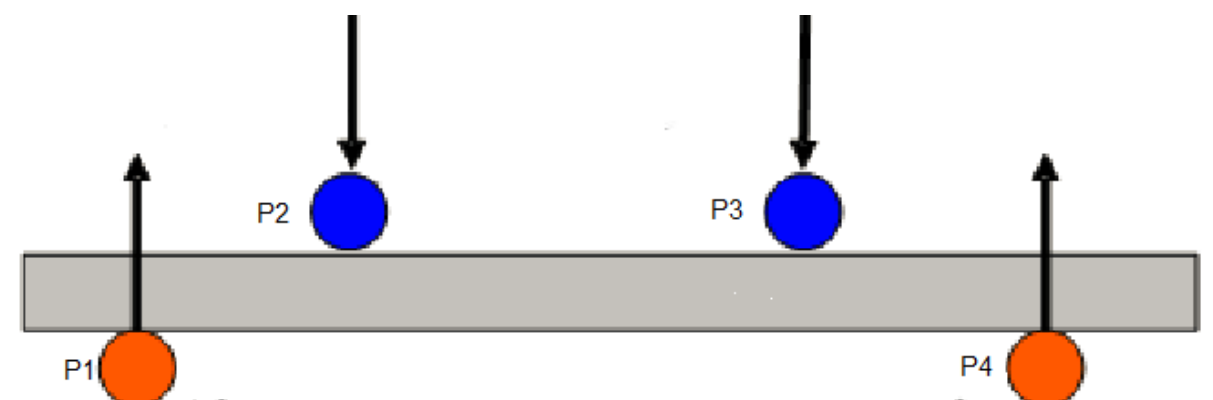


Figure III.21. Les points des charges et des appuis

Les figures III.21 et III.22 représentent la rupture dans la poutre en béton non armé expérimentalement et numériquement.



Figure III.22 La rupture de la poutre en béton non armé (essai expérimental)

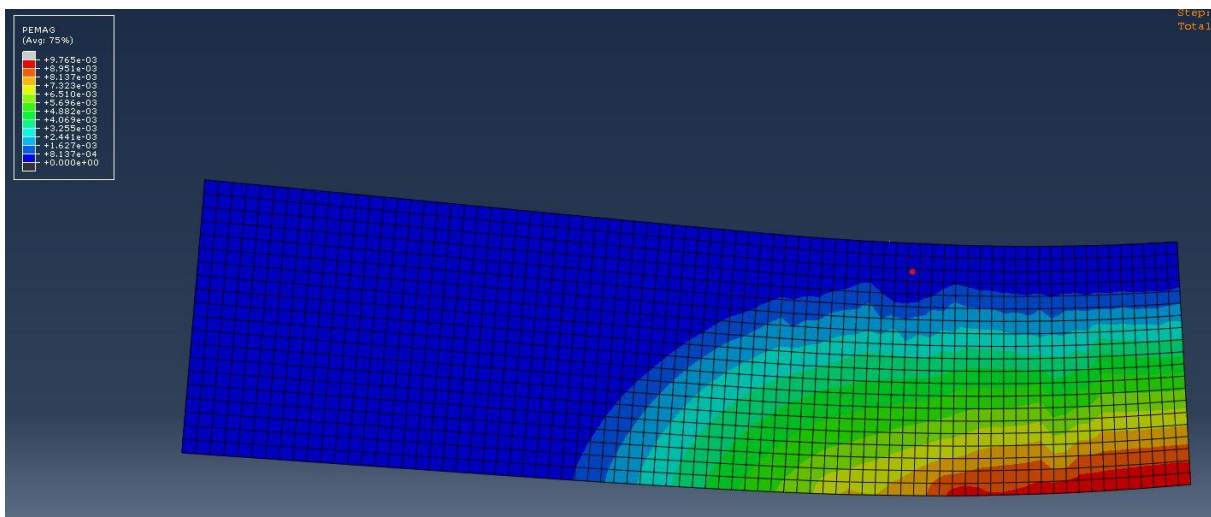


Figure III.23 La rupture de la poutre en béton non armé sous ABAQUS

Sous chargement, des fissures verticales et parallèles à la force apparaissent en partie centrale. Ceci est dû, évidemment, au moment fléchissant.

Les figures montrent le mode de rupture de la poutre non-armée (une fissure large unique) qui est clairement fragile ce qui était prévu étant donné que le béton se comporte en matériau fragile en traction.

Les figures III.23 et III.24 représentent les fissures de la poutre en béton armé dans l'essai expérimental et sous ABAQUS.

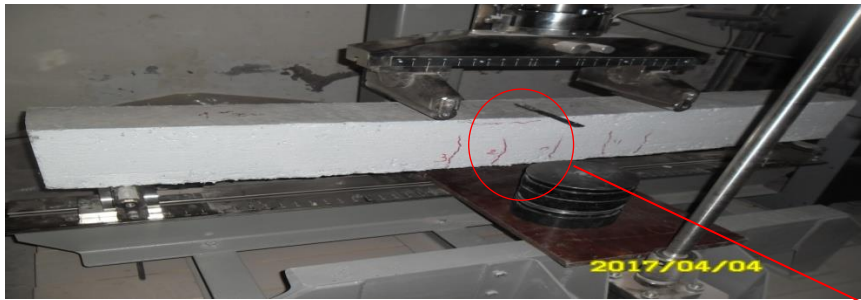
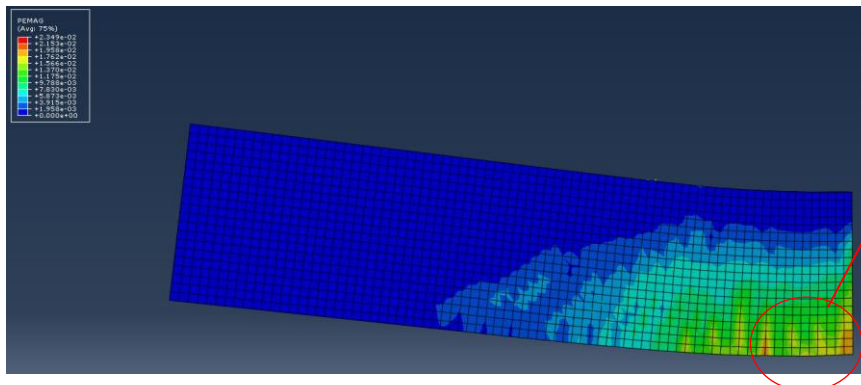


Figure III.24 : Fissuration dans la poutre armée (essai expérimental)



Fissuration de la poutre

Figure III.25 : Fissures dans la poutre armée sous ABAQUS

Pour le béton armé, à l'inverse, des fissures apparaissent réparties sur la partie tendue. À ce moment, le béton a donc cessé de résister en traction et c'est l'acier qui a pris le relais. Donc, les armatures s'opposent aux microfissures jusqu'à ce que l'acier de renfort cesse de développer une résistance où la structure démoli.

De ces figures, on relève une bonne concordance entre l'essai expérimental et la simulation par éléments finis dans le type de rupture ainsi que dans la forme des fissures.

III-7-3 Comparaison des résultats

Cette comparaison pour voir lequel des deux programmes donne des résultats mieux par rapport à l'essai

III-7-3-1 Poutre non armée

La figure III-25 établit une comparaison entre les courbes force-flèche entre les résultats numériques (ABAQUS, ANSYS) et les résultats expérimentaux pour une poutre non-armée.

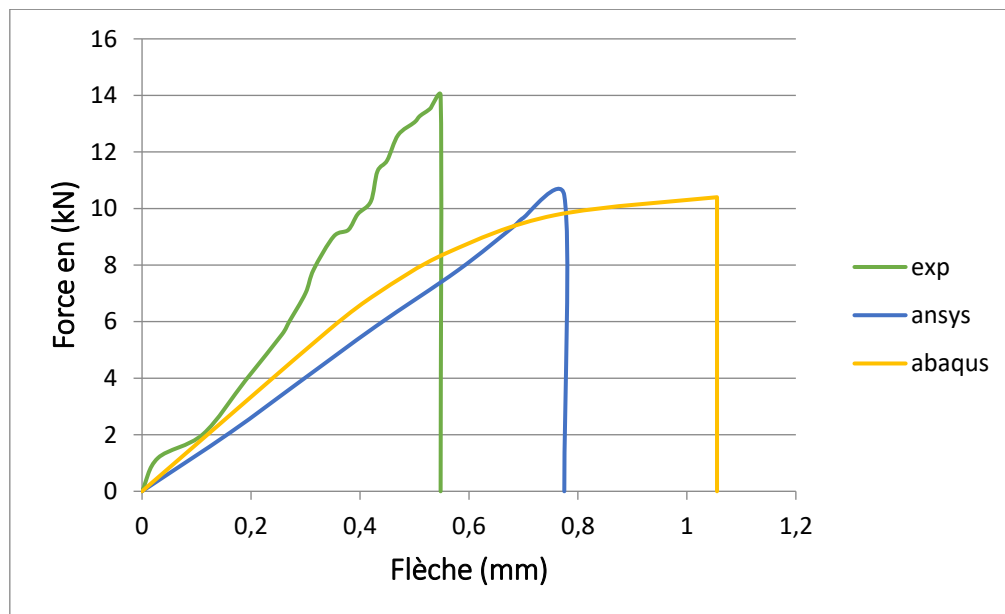


Figure III.26 : Courbes force-flèche pour les résultats de simulation numérique 'ABAQUS, ANSYS' et l'essai expérimental

Il est clair de la figure que la simulation sous ABAQUS surestime la valeur de la flèche contrairement à celle obtenue sous ANSYS mais qui sont toutes les deux supérieures au résultat expérimental.

III-7-3-2 Poutre en béton armé

La figure III-26 montre les résultats numériques (ABAQUS, ANSYS) et les résultats expérimentaux pour une poutre armée.

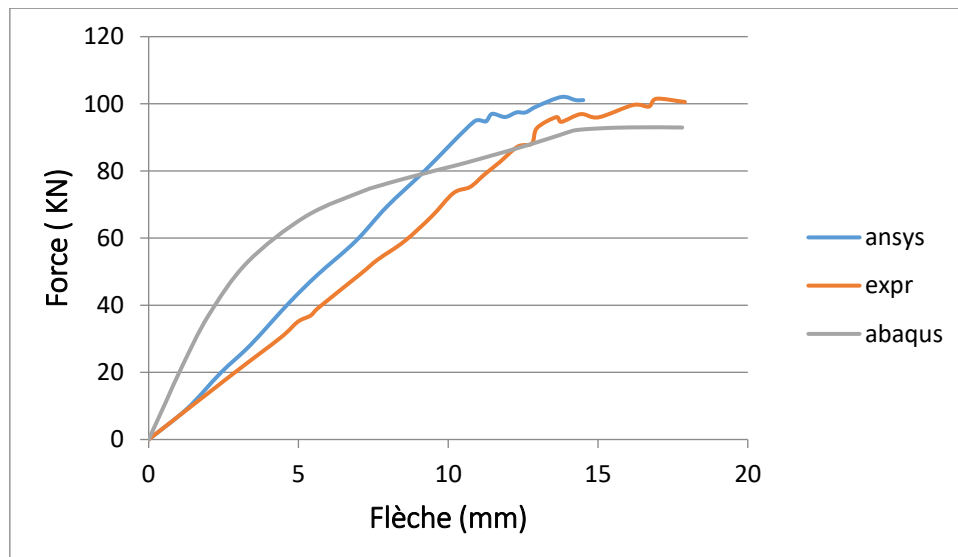


Figure III.27 : Courbes force-flèche pour les résultats de simulation numérique 'ABAQUS, ANSYS' et expérimental de la poutre en béton armé

À l'inverse des résultats de la poutre non-armée, la simulation sous ABAQUS est meilleure que celle sous ANSYS dans l'estimation de la valeur de la flèche finale et ce en dépit de l'écart remarqué au début de la simulation.

III-8 Discussions des résultats et comparaison

Les tableaux III.3 et III.4 récapitulent les résultats exposés antérieurement.

Tableau III.3 : Comparaison des résultats force - flèche pour la poutre en béton non armé

Type	Poutre NA	Valeur	Déviaton
La force (KN)	Essai	14.29	
	ANSYS	10.59	26%
	ABAQUS	10 .40	27%
La flèche (mm)	Essai	0.555	
	ANSYS	0.779	29%
	ABAQUS	1.050	47%

Au vu du tableau III-3, on remarque que les résultats entre ANSYS et ABAQUS sont comparables mais restent éloignés, par excès, des résultats expérimentaux mais que ceux sous ANSYS sont plus proches que ceux sous ABAQUS.

Poutre en béton armé

Tableau III.4 : Comparaison des résultats force - flèche pour la poutre béton armé

Type	Poutre NA	Valeur	Déviaton %
La force (KN)	Essai	101.1	
	ANSYS	101.1	0%
	ABAQUS	92 .94	8%
La flèche (mm)	Essai	17.90	
	ANSYS	14.70	17%
	ABAQUS	17.81	1%

Pour la poutre armée, ABAQUS exhibe une très bonne concordance entre ses résultats et les résultats expérimentaux. L'écart en termes de flèche n'excède pas 1% et celui en termes de force de rupture 8%. ANSYS s'avère moins performant dans la prévision de la flèche.

À titre d'esquisse d'interprétation de la source de l'écart entre les résultats expérimentaux et les résultats de simulation, on peut penser aux facteurs suivants qui pourraient influencer sur la qualité des résultats :

- 1-L'effet de la taille du maillage (mesh size) qui est la plus importante d'après Chai et Kwak, (1989).
- 2-Le pas de charge.
- 3-l'effet de taille de la structure d'après Brinckeratal (1999).
- 4-la non-prise en compte de l'effet tension-stiffening.
- 5-la non-prise en compte de l'adoucissement (compression).
- 6-Paramètres du modèle et le modèle lui-même.

III-9 Conclusion

Les simulations du comportement non linéaire d'une structure en béton et en béton armé d'un test sur une poutre soumise à la flexion quatre points par le programme ABAQUS en 3D peuvent être considérées comme des résultats acceptables et conservatives.

Nous concluons enfin, que les résultats des simulations trouvés par la méthode des éléments finis nous-aident pour traiter des modèles difficiles à réaliser et nous faire gagner le coût et le temps.

Conclusion générale et perspectives

Le béton est un matériau très complexe tant sur le plan de sa composition que sur le plan de son comportement qui ne peut être appréhendé par la seule théorie d'élasticité. En effet, il est indispensable de prendre en compte son comportement au-delà de l'élasticité, i.e. la plasticité ainsi que le phénomène d'endommagement qui l'accompagne. De ce fait et étant donné qu'il n'est pas toujours possible de procéder aux essais expérimentaux, il est, alors, nécessaire de passer à la modélisation par éléments finis qui nous procurera un gain en temps en coût.

Le travail présenté dans ce tapuscrit consiste à examiner la capacité du logiciel éléments finis ABAQUS à représenter de manière fiable le comportement en termes de courbe force-flèche d'une poutre en béton armé et une poutre en béton soumises à la flexion 4 points ainsi que la détection de la valeur de la force pour laquelle la première fissure apparaît.

Des essais expérimentaux ont été réalisés au préalable dans un travail antérieur et une simulation par éléments finis sous ANSYS a été faite et notre travail repose sur une comparaison des résultats obtenus dans le précédent travail avec ceux obtenus par nos soins sous ABAQUS.

La modélisation a été réalisée en prenant seulement le quart de la poutre en raison de la symétrie selon les deux axes ce qui rend les calculs plus précis et moins time-consuming. Le béton a été modélisé en utilisant des éléments de type C3D8R élément linéaire à 8 nœuds tandis que l'acier a été modélisé par des éléments de type T3D2 élément linéaire à 2 nœuds.

Le modèle pour le béton qui a été utilisé et qui est implanté dans ABAQUS est le modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity) qui prend en compte le phénomène d'endommagement au cours du chargement. Le nombre d'éléments est de 13860 soit un élément par 10x10 mm.

Les résultats obtenus ont montré que le modèle CDP sous ABAQUS représente convenablement le type de rupture (fragile ou ductile) ainsi que la forme et la position des fissures mais qui surestime la flèche finale pour la poutre non-armée. À l'inverse de la poutre non-armée, la modélisation de la poutre armée donne de meilleurs résultats dans la valeur de la flèche finale (écart expérience-modélisation de 3% dans la flèche et 8% dans la force finale).

Conclusion générale

L'écart observé entre les deux résultats peut être attribué à plusieurs facteurs dont le plus important, à notre avis, est la détermination des paramètres du modèle qui représente un véritable enjeu dans tout effort de modélisation.

Ce travail doit, donc, être suivi afin d'optimiser les valeurs des paramètres du modèle CDP et explorer d'autres modèles qui existent dans la littérature.

BIBLIOGRAPHIE

ABAQUS ANALYSIS USERS'S GUIDE 2016, VOLUME IV.

ABAQUS V6.14, 2015, CAE USER'S GUIDE.

ABAQUS Theory Manual, 2011.

Bangash, M., Y, H., 1989, Concrete and Concrete Structures: Numerical Modeling and Applications. Elsevier Science Published Ltd., London, England.

Chen, W. F., Saleeb, A.F, 1994, Constitutive Equations for Engineering Materials, vol. 1, Elasticity and Modeling, Elsevier.

Chen.W.F., 1994,Constitutive Equations for Endinering Materials , vol. 2, Plasticity and Modeling, Elsevier.

Chen.W.F., 2007, Plasticity in Reinforced Concrete J Ross Publishing Classics.

Kupfer, H.B, Hilsdorf, H.K, Rusch, H, 1969-8, Behavior of concrete under bi-axial stresses journal.

Mouattah, K., 2005, Notes de cours de plasticité, université de Laghouat.

Touihar S.,Ben Chioukh H. , 2017, Modélisation du comportement d'un élément structural en béton et en béton armé à la rupture par éléments finis : comparaison avec les essais de flexion 4 points, Mémoire de master université de Laghouat,.

Mouattah, K., 2017, Notes de cours méthodes des éléments finis. Université de Laghouat.

Rashid, Y.R, 1968, Ultimate Srength Analysis of Pre-stressed Concrete Pressure Vessels, Nuclear Engineering and Design, Vol. 7.

Willam, K.J. and Warnke, E.P., 1974, Constitutive Model for Triaxial Behaviour of Concrete, Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, International Association of Bridge and Structural Engineering Conference, Bergamo, Italy.

عنوان المذكرة : دراسة الانحناء المكون من 4 نقاط لعارضة باستعمال ABAQUS.

المؤطر: - موتح قدور

الاسم: - جبريل

اللقب: - ربيعي

-ياسين

- بوصوري

ملخص:

يهدف هذا البحث إلى دراسة قدرة برنامج العناصر المنتهية ABAQUS على تمثيل استجابة منشأة ممثلة في عارضة: مسلحة وغير مسلحة، تخضع لانحناء أربع نقاط. تم تنفيذ المحاكاة باستخدام نموذج CDP الذي يأخذ بعين الاعتبار تلف اللدونة الموجود مع هذا البرنامج.

النتائج التي تم الحصول عليها تبين وجود توافق بين النتائج التجريبية وتلك المحصل عليها باستعمال ANSYS وتلك التي تم الحصول عليها في هذه الدراسة باستعمال ABAQUS.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة، السلوك، عارضة، الانحناء 4 نقاط، ABAQUS، اللدونة.

Memory title: Study of the 4-point bending of a beam with ABAQUS.

First name: - Rebiai

Name: - Djibril

Directed by: - Mouattah Kaddour

- Boussouri

- Yassine

Abstract:

The objective of this work is to study ABAQUS finite element software ability to account for the response of a structure represented, by a reinforced and non reinforced concrete beams subjected to four-point bending. The modeling was carried out with the CDP (Concrete Damaged Plasticity) model implanted within this software.

The results obtained show a good agreement between the experimental results and under ANSYS and those obtained in this study under ABAQUS.

Keywords: Concrete, Behavior, 4-point bending, ABAQUS, Plasticity.

Titre de mémoire: Étude de la flexion 4points d'une poutre sous ABAQUS.

Nom: - REBIAI

prénom: - Djibril

Encadreur : - Mouattah Kaddour

- Boussouri

- Yassine

Résumé :

Ce travail vise à étudier la capacité du logiciel élément fini ABAQUS à rendre compte de la réponse d'une structure représentée par une poutre : armée et non armée, soumise à la flexion quatre points. La modélisation a été effectuée avec le modèle CDP (ConcreteDamagedPlasticity) implanté de ce logiciel.

Les résultats obtenus montre un bon accord entre les résultats expérimentaux et ceux sous ANSYS et ceux obtenus dans cette étude sous ABAQUS.

Mots-clés : Béton, Comportement, Poutre, Flexion 4 points, ABAQUS, Plasticité.

Chapitre I :
Comportement
mécanique du béton

Chapitre II :

*Description
d'ABAQUS et
élément finis*

Chapitre III :

*Modélisation,
résultats et
discussions*

*Conclusion
générale et
perspective*

*Introduction
générale*

Bibliographie

*Table des
matières*

*Liste des
tableaux*

*Tableau des
figures*