

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE ET DE GENIE CIVIL

THESE

En vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT 3^{ème} cycle

Spécialité : génie civil

Option : géo matériaux

Présentée par : **BOUZOUAID SAMIA**

THEME

*Contribution à la modélisation numérique des
bétons de fibre en flexion*

Soutenue Publiquement le : 19/03/2018

Devant le Jury Composé de:

CHACHA Ahmed Djamel	Prof.	U. Ouargla	Président
TATI Abdelouahab	Prof.	U.Biskra	Examineur
BOUAKBA Moustapha	M. C.A	U.Ouargla	Examineur
KRIKER Abdelouahed	Prof.	U.Ouargla	Rapporteur

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu DIEU Miséricordieux qui m'a donné la volonté et la patience pour achever cette thèse.

D'abord et avant tout, je tiens à remercier mon encadreur Pr. KRIKER Abdelouahed J'apprécie profondément ses conseils tout au long de la préparation de cette thèse. Je suis reconnaissante à lui éternellement pour son temps, suggestions ces idées. Ces pensées et ces remarques judicieuses ont apporté une contribution importante à la thèse.

Je remercie mon co-promoteur Madame AKCHICHE Hamida, Maitre de conférences de génie civil au l'université Kasdi Merbah pour ses conseils et ses directives.

Mes remerciements vont aussi au président de jury Pr CHACHA Djamel, ainsi que prof A.TATI Abdouahab et Dr BOUAKBA Moustapha d'avoir accepté l'examen de cette thèse

En outre, je tiens à remercier Monsieur DJERAB Samir enseignant à au département de génie civil à l'université KASDI MERBAH, qui a mis l'idée de participer au doctorat L M D dans ma tête, sans ces orientations, je ne pourrais pas écrire ces mots maintenant.

Mes grands Merci Vont à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation et laboratoire EVRNZA qui a adopté ma thèse.

Un grand merci à ma famille, mes amis et mes collègues de travail pour l'aide et l'inspiration.

RESUME

La fissuration du béton dû à la haute température et la réduction de l'humidité atmosphérique tel que le climat de notre région d'Ouargla en Algérie est l'un des problèmes les plus dérangeants que les chercheurs peinent à trouver la solution pour l'éliminer ou le réduire. Une des solutions découvertes est de renforcer le béton avec des fibres qui peuvent jouer un rôle dans l'amélioration de la résistance du béton en résistance à la traction, au cisaillement, à la flexion et au retrait. En outre, les fibres peuvent jouer un autre rôle dans la réduction de la largeur de la fissure bien qu'elle n'ait pas d'effet significatif sur la résistance à la compression. La fonction la plus importante des fibres est ce qui augmente la ductilité / ténacité du béton puisqu'elle transforme le mécanisme de défaillance d'un mode de défaillance catastrophique soudain en mode progressif de défaillance.

Le but principal de cette thèse est de caractériser le comportement du béton renforcé par des fibres de palmier sous l'effet de charges externes. Ce comportement sera étudié en utilisant la méthode des éléments finis non linéaire tridimensionnelle (3 D) dans laquelle le logiciel commercial Ansys a été utilisé comme outil de modélisation. Afin de montrer l'effet des fibres, le béton fibre a été modélisé en le considérant comme un matériau isotrope homogène. La non-linéarité, par rapport à la souche de compression de béton a été considérée, cette relation contrainte-déformation non linéaire se compose de deux parties, un comportement linéaire jusqu'à atteindre 30 % de la résistance à la compression du béton et ensuite le comportement non linéaire commence jusqu'à la rupture. Une autre fonction continue a été utilisée pour simuler le comportement de traction de béton avant et après la fissuration.

Une étude paramétrique a été réalisée pour obtenir les caractéristiques de matériau du béton fibre (fibres de palmier dattier), avec des pourcentages en volume compris entre 0,2% et 0,5% d'étapes égales 0,1% et 0,06 m longueur de fibres. Cinq poutres de béton ont été modélisées et testées expérimentalement. Les résultats indiquent que pour les poutres avec béton renforcé avec 0,4% de fibre, la charge de rupture maximale a été enregistrée et une rupture progressive et des comportements plus ductiles ont été observés. L'étude expérimentale a été réalisée par notre laboratoire de recherche EVRNZA à l'université d'Ouargla Algérie.

RESUME

Les résultats obtenus à partir de la méthode des éléments finis étaient proches des résultats expérimentaux. Il a été constaté que l'utilisation des fibres de palmier n'a pas significativement augmenté la résistance à la flexion, car cette fibre de palmier est un matériau naturel faible, ce qui conduira à diminuer légèrement la résistance à la compression du béton. L'importance de cette recherche est qu'elle montre la capacité à utiliser la méthode des éléments finis pour simuler les poutres de béton renforcées avec des fibres de palmier et détermine l'emplacement des fissures, des défaillances et des déflexions maximales sans la nécessité des essais expérimentaux qui pourraient nécessiter plus d'effort, le temps et le coût.

Mots-clés: Non-Linéarité, méthode des éléments finis, Fibres de palmier dattiers, bétons renforcés, Ansys et fissuration.

ABSTARCT

Concrete cracking due to high temperature and reducing atmospheric humidity such as the climate of our region Ouargla Algeria is one of the most derangants problems that researchers struggle to find the solution to eliminate or reduce it. One of the discovered solutions is to reinforce the concrete with fibers that can play a role in the enhancement of the concrete strength in tension, shear, flexural, and shrinkage cracking resistance. Moreover, the fibers can play other role in reducing the width of the crack although it does not have a significant effect on compressive strength. The most important function of fibers is that increases the ductility/toughness of the concrete since it transforms the failure mechanism from sudden catastrophic failure mode to gradually progressive failure mode.

The main goal of this Thesis is to characterize the behavior of the concrete reinforced with palm fibers under the effect of external loads. This behavior will be investigated by using the three dimension ffall (3D) nonlinear finite element method where Ansys commercial software was used as a modeling tool. In order to show the effect of the fibers both the plain and reinforced concrete were modeled considering them as a homogeneous isotropic material. The concrete nonlinear stress strain relation was considered this nonlinear stress strain relation consists of two parts; a linear behavior until reaching to 30% of the concrete compressive strength and then the nonlinear behavior starts until failure. Another continuous function was used to simulate the tension behavior of concrete before and after the cracking.

A parametric study was performed to obtain the material characteristic of fiber (Palm fibers) reinforced concrete with volume percentages between 0.2% and 0.5% with 0.1% equal steps and 0.06 m length fibers. Five concrete bundles were modeled which were previously experimentally tested. Results indicated that for the beams with concrete reinforced with 0.4% fiber, the maximum failure load was recorded and a progressive failure and more ductile behaviors were observed .The experimental study was conducted by our research laboratory EVRNZA at the University of Ouargla Algeria.

Results obtained from the finite element method were close to the experimental results. It was found that the usage of the Palm fibers not significantly enhanced the

ABSTRACT

flexural resistance because this Palm fiber is a weak natural material, which will lead to slightly decrease the concrete compressive strength. The importance of this research is that it shows the ability of using the finite element method to simulate the concrete beams reinforced with Palm fibers and determines the location of cracking, failure loads, and maximum deflection without the need of the experimental tests that might need more effort, time and cost.

Keywords:

Nonlinearity, finite element method, Palm fiber, reinforced concrete, Ansys and Cracking

ملخص

إن ظهور التشققات في الخرسانة تحت تأثير درجات الحرارة المرتفعة و انخفاض الرطوبة في الجو مثل مناخ منطقتنا ورقلة الجزائر , هو واحد من أكثر المشاكل إثارة للقلق التي يكافح الباحثون من أجل إيجاد حل للقضاء عليها أو تقليلها , و من بين الحلول التي تم اكتشافها هو تعزيزها بألياف التي لها دور مهم في تحسين مقاومة الخرسانة في الشد و القص و الانحناء و الانكماش كما أنها تعمل على تقليل إتساع الشروخ غير أنها لا تؤثر بنسبة كبيرة على الانضغاط . و أهم وظيفة للألياف هي أنها تزيد من متانة الخرسانة, فهي تحول ميكانيكية الكسر من فجائي و خطر الي كسر تدريجي .

ان الغرض من هذه الأطروحة هو معرفة سلوك الخرسانة المدعمة بألياف النخيل تحت تأثير الأحمال الخارجية و ذلك باستخدام التحليل اللاخطي ثلاثي الأبعاد علي طريقة العناصر المنتهية و ذلك باستعمال برنامج Ansys و ذلك ب نمذجة كلا المادتين الخرسانة العادية و ألياف النخيل باعتبارهما مادة متجانسة متماثلة الخواص و أخذ بعين الاعتبار الخصائص اللاخطية لعلاقة الإجهاد - الانفعال للخرسانة و هو سلوك خطي حتى الوصول الى 30 % من اجهاد الضغط للخرسانة و بعد ذلك يصبح السلوك لا خطي , و دالة المتصلة في الشد لتمثيل الخرسانة اللبيفية قبل و بعد التشقق . كما استخدم طريقة الزيادة-التكرار حسب طريقة نيوتن رافسون للحل غير الخطي و معيار الازاحة لتدقيق تقارب الحل.

اجريت دراسة للخواص الميكانيكية للخرسانية المدعمة بألياف طبيعية (ألياف النخيل) بنسب وحجمية تتراوح من 0.2% الى 0.5% بخطوة تساوى 0.1% مع طول الالياف يبلغ 0.06 متر , حيث تم نمذجة خمسة أحزمة خرسانية تم اختبارها في التجارب البحثية السابقة . تشير النتائج بأن الخرسانة المدعمة ب 0.4 % من الالياف سجلت أعلى حمل فشل و تحطمها عند الفشل يكون تدريجي و أكثر مرونة . اجريت الدراسة التجريبية من قبل مختبر أبحاث EVRNZA في جامعة ورقلة الجزائر .

النتائج المتحصل عليها من نظرية العناصر المنتهية تقارب الى حد كبير النتائج المخبرية , اذ ان استخدام ألياف النخيل مع الخرسانة قد حسن مقاومة الانحناء و لكن بنسب ضئيلة و ذلك كون هذه الالياف عضوية و ذات خصائص ضعيفة و تضعف الخرسانة من ناحية مقاومة الضغط .

تأتي أهمية هذا البحث من امكانية نمذجة العوارض الخرسانية عدديا باستعمال نظرية العناصر المنتهية MEF و التنبؤ بسلوك العوارض الخرسانية المدعمة بالألياف النخيل و تحديد مناطق التشقق و الأحمال و قوة الفشل في الخرسانة المدعمة دون الحاجة الي دراسات مخبريه طويلة تحتاج الي جهد و وقت أكثر.

الكلمات المفتاحية :

لاخطية , العناصر المنتهية , ألياف النخيل , الخرسانة المدعمة , Ansys , تشقق

Notations utilisées

SYMBOLES

F_c = résistance à la compression uni-axiale

E_c : module élastique en béton

F = une fonction de l'état de contrainte principal (σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp})

F1: point de contrainte de compression élevée sur le méridien de traction

F2: point de contrainte de compression élevée sur le méridien compressif

F'_c : résistance à la compression uni-axiale ultime

F_c : résistance à la compression uniaxiale

F_{cu} : résistance à la compression bi-axiale égale

F_t : résistance à la traction uniaxiale,

U_c : ratio de Poisson

B_t : coefficient de transfert de cisaillement

ε_{cu} : souche ultime

ε_o : souche à la résistance à la compression maximale

σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp} = stress principal dans les directions principales

σ_a et τ_a = composants de stress moyens

Z= sommet de la surface

ABRÉVIATIONS

EF: élément fini

MEF: Méthode des éléments finis

CAE: ingénierie assistée par ordinateur

APDL: ANSYS Langage de conception paramétrique

BEPD: béton renforcé par fibre palmier dattier

PD: palmier dattier

SMN: Valeur de contrainte minimale

SMX: Valeur de contrainte maximale

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES FIBRES ET LEURS ROLES DANS LE RENFORCEMENT DU BETON	
1.1 Introduction	5
1.2 Qu'est ce qu'un matériau composite ?	6
1.2.1 Classification des matériaux composites	6
1.2.2 Les composants des matériaux composites	7
1.2.2.1 La matrice	7
1.2.2.2 Renforts	8
1.3 Les fibres	9
1.3.1 L'historique de renforcement par les fibres	9
1.3.2 L'origine de fibre	10
1.3.3 Type de fibre	12
1.3.3.1 Fibres synthétiques	12
1.3.3.2 Fibres industrielles	12
1.3.3.3 Fibres naturelles	13
1.3.3.4 Les fibres végétales	13
1.3.3.3.1 Caractéristiques mécaniques des fibres naturelles	16
1.4 Les fibres de palmier dattier	16
1.4.1 Le palmier dattier	16
1.4.2.1 Les caractéristiques mécaniques des fibres de palmier dattier	17
1.4.2.2 Caractéristique chimique	19
1.4.2.3 Microstructure de fibre de palmier dattier	19
1.5 Les rôles des fibres	21
1.5.1 Principe d'action des fibres	22
1.5.2 Principaux avantages et inconvénients des fibres végétales	23
1.6 Conclusion	24
CHAPITRE 2 : COMPORTEMENT MECANIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE DES BETONS DE FIBRES	
PARTIE A : COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS DE FIBRES	
2.1 Introduction	25
2.2 Comportement du béton	25
2.2.1 Comportement du béton sous contraintes uni axiales	26
2.2.1.1 Zone de compression	26

2.2.1.2 Zone de tension	28
2.2.2 Comportement du béton sous contraintes bi axiales	30
2.3 Comportements des bétons de fibre	33
2.3.1 En compression	34
2.3.2 En traction	35
2.3.3 En flexion	37
2.4 Revue de littérature	39
<i>PARTIE B : MODELISATION NUMERIQUE DES BETONS DE FIBRES</i>	
2.5. Introduction	42
2.6. Comportement non-linéaire du béton renforcé sous charge monotone	42
2.7. Les Modèles de matériaux en béton	44
2.7.1 Modèles orthotropes	44
2.7.2 Modèle d'élasticité	45
2.7.3 Modèles plastique	45
2.7.4 Modèles endochroniques	46
2.8 Surface de la rupture du béton	46
2.8.1 Le domaine (compression - compression - compression)	49
2.8.2 Le domaine (tension - compression - compression)	51
2.8.3 Le domaine (tension - tension - compression)	52
2.8.4 Le domaine (tension - tension - tension)	52
2.9 Comportement de la section fissurée de béton	52
2.10 Modèle de fissuration	54
2.10.1 Modèle de fissure discrète	55
2.10.2 Modèle de fissure éclaboussée (Smeared)	56
2.11 Les modélisations de renforcement	58
2.11.1 Modèle discret	59
2.11.2 Modèle intégré	60
2.11.3 Modèle barbouillé (Smeared)	60
2.12 Conclusion	61
<i>CHAPITRE 3: ANALYSE NUMERIQUE</i>	
3.1 Introduction	63
3.2 La méthode des éléments finis	64
3.2.1 L'apparition de la méthode des éléments finis	64
3.2.2 Analyse par la méthode des éléments finis MEF	65
3.2.3 Les étapes d'analyse par la méthode des éléments finis	67
3.2.3.1 Prétraitement (Preprocessing)	68
3.2.3.2 Analyse (Solve)	69

3.2.3.3 Post traitement (Post processing)	70
3.3 Modélisation numérique par ansys	70
3.3.1 Les étapes générales pour résoudre tous les modèles par ansys	71
3.3.1.1 Création d'un modèle de géométrie	71
3.3.1.2 Définir les propriétés des matériaux	71
3.3.1.3 Générer du maillage	71
3.3.1.4 Appliquer des charges	71
3.3.1.5 Obtenir une solution	72
3.3.1.6 Présenter les résultats	72
3.4 Description du modèle	72
3.5 Structure du modèle	73
3.6 Types d'éléments	75
3.6.1 Type d'élément pour béton	75
3.6.2 Type d'élément pour plaques d'acier	77
3.6.3 Renforcement	77
3.7 Constans réels	78
3.8 Propriétés des matériaux	79
3.8.1 Béton	79
3.8.2 Béton fibre	86
3.8.3 Propriétés des matériaux pour la plaque d'acier	91
3.9 Les conditions des limites	91
3.9.1 Chargement des poutres	94
3.9.2 Contrôles de numérotation	94
4.10 Solution non linéaire	95
3.10.1 Les paramètres de solution non linéaires	97
3.10.1.1 Spécifications de l'option pour l'incrémentation des charges dans Ansys	97
3.10.1.2 Control de solution	97
3.10.1.3 L'option de temps	97
4.10.1.4 Nombre d'itération de l'équilibre	98
3.10.1.5 Choix de solutionner (solve)	98
3.10.1.6 Méthode de Newton-Raphson	99
3.10.1.7 Suivi de convergence graphiquement	100
3.11 Conclusion	101
CHAPITRE 4 : RESULTATS ET DISCUSSIONS	
4.1.Introduction	102
4.2 Modèle 1 B1-0%	102
4.2.2 Courbe de charge - déflexion	103

4.2.3	Modèle de fissures	103
4.2.4	Déplacement vertical U_x et horizontal U_y	104
4.2.5	Résultats des contraintes	106
4.3	Modèle 2 B2-0.2%	108
4.3.1	Position déformée de la poutre B2-0.2%	108
4.3.2	Courbe de charge déflexion	108
4.3.3	Modèle de fissures	109
4.3.4	Déplacement vertical U_x et horizontal U_y	110
4.3.5	Résultats des contraintes	112
4.4	Modèle 3 B3-0.3%	114
4.4.1	Position déformée de la poutre B3-0.3%	114
4.4.2	Courbe de charge déflexion	114
4.4.3	Modèle de fissures	115
4.4.4	Déplacement vertical U_x et horizontal U_y	116
4.4.5	Résultats des contraintes	118
4.5	Modèle 4 B4-0.4%	120
4.5.1	Position déformée de la poutre B4-0.4%	120
4.5.2	Courbe de charge déflexion	120
4.5.4	Déplacement vertical U_x et horizontal U_y	122
4.6	Modèle 5 B5-0.5%	126
4.6.1	Position déformée de la poutre B5-0.5%	126
4.6.2	Courbe de charge -déflexion	126
4.6.3	Modèle de fissure	127
4.6.4	Déplacement vertical U_x et horizontal U_y	128
4.6.5	Résultats des contraintes	130
4.7	Discussion	132
4.8	Comparaison des résultats numérique par des résultats expérimentaux	135
4.8.1	Courbe de déflexion de charge	135
4.8.2	Discussion	141
4.9	Conclusion	143

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1: Généralités sur les Fibres et Leurs rôles dans le renforcement du béton

figure 1. 1 composition d'un materiau composite [15]	7
figure 1. 2 les differents types de matrice organique et minerale [16]	8
figure 1. 3 differents types de renforts organiques et inorganiques [17]	9
figure 1. 4 traine et chaine d'un tissu [26]	11
figure 1. 5 quelques exemples de tissus de fibres vegetales [27]	11
figure 1. 6 tissus multidirectionnels [28]	12
figure 1. 7 classification des fibres naturelles [4,31,33]	15
figure 1. 8 les fibres de palmier dattier (lif) [5]	17
figure 1. 9 proprietes mecaniques des differentes varietes de ldpf: (a) resistance a la traction et (b) module d'young [38].	19
figure 1. 10 images la microscopie electronique a balayage d'une fibre de palmier dattier de variete boufeggous: echelle (b) 100 μ m (et (d) 5 μ m [38].	20
figure 1. 11 meb des fibres de palmier dattier male de surface : (a) coupe transversale typique ; (b) coupe longitudinale typique ; (c) vue longitudinale de la fibre[37]	21
figure 1. 12 schema de l'interaction des fibres avec le developpement des fissures dans un composite [43]	23
figure 1. 13 la propagation de la microfissure dans un beton a la traction [44]	23

CHAPITRE2: Comportement mécanique et modélisation numérique des bétons de fibres

figure 2. 1 contrainte –déformation pour béton ordinaire [45]	26
figure 2. 2 contrainte –déformation de béton ordinaire en compression [47]	27
figure 2. 3 le modèle de hognestad [49]	28
figure 2. 4 courbe contrainte-déformation du béton en tension [50]	29
figure 2. 5 courbe d'ouverture la fissuration contraintes-fissures [51]	29
figure 2. 6 courbes contraintes – déformations dans la zone de compression bi axiale [53,45]	31
figure 2. 7 courbes contraintes- déformations dans la zone tension – compression [53,45]	31
figure 2. 8 courbes contraintes – déformations dans la zone de tension bi-axiale [53,45]	32
figure 2. 9 stress à rupture sous chargement bi-axiale [55]	32
figure 2. 10 état bi-axiale de stress dans la poutre [55]	33
figure 2. 11 influence de dosage de fibres d'acier sur la résistance de compression [58]	34
figure 2. 12 influence de la longueur et du pourcentage de fibres sur la résistance à la compression du béton renforcé [60]	35
figure 2. 13 courbes " contrainte-déformation" en compression [61]	35
figure 2. 14 influence des fibres dans le comportement à la traction [67]	36
figure 2. 15 schématisation de comportement mécanique en traction uni-axiale [8]	36
figure 2. 16 courbes du comportement typique d'un échantillon de ciment pur (1) et d'un composite ciment/fibres de chanvre (2) en flexion 3 points [69]	38
figure 2. 17 relation entre résistance à la compression et flexion du béton du cube de béton (f_{cu}) et pourcentage de fibres d'acier (%)	40

figure 2. 18 type de fissuration signes dans ef (a)fissuration de flexion (b) fissuration de compression (c) fissuration de diagonale tension [79]	43
figure 2. 19 surface de ruptuer de wiliam-warnke [83]	46
figure 2. 20 surface de rupture dans l'espace de stress principal avec presque bi-axial stress, ansys 2015, [86]	48
figure 2. 21 willam-warnke surface de rupture 3-d dans les principales contraintes [86]	50
figure 2. 22 la partie de poutre, (b) de cintrage distribution du moment, (c) la répartition des contraintes de liaison, (d) la distribution de la contrainte de traction du béton, (e) la distribution des contraintes de traction en acier, (f) distribution de rigidité en flexion dans la plage élastique [87]	54
figure 2. 23 changement de topologie des éléments finis [88]	56
figure 2. 24 modèle de fissure [88]	58
figure 2. 25 modèle de fissure tournée [88]	58
figure 2. 26 modèle discret de béton renforcé [89,90]	59
figure 2. 27 modèle intégré de béton renforcé[89,90]	60
figure 2. 28 modèle barbouillé de béton renforcé [89,90]	61

CHAPITRE 3: Analyse numérique

figuer 3. 1 les etapes d'analyse par mef	68
figure 3. 2 les etapes de pretraitement	69
figure 3. 3 les etapes de post traitement (processing)	70
figure 3. 4 les dimensions de la poutre dans tous les modele	72
figure 3. 5 modele par element finis	74
figure 3. 6 densification de l'element de beton pres de la plaque de support	75
figure 3. 7 solid65 element solide en beton renforce 3d [86]	76
figure 3. 8 element solid185 [86]	77
figure 3. 9 geometrie des elements link180 [86]	78
figurer 3. 10 courbe contrainte-deformation typique du beton [52,79]	80
figure 3. 11 courbe de contrainte-deformation uni-axiale simplifiee pour le beton	83
figure 3. 12 uni-axial relation contrainte-deformation pour le beton en traction [86]	85
figure 3. 13 les courbes contrainte –deformation pour tous les modeles numerique	90
figure 3. 14 constraint et charge appliquee	92
figure 3. 15 les conditions aux limites au niveau des appuis	93
figure 3. 16 les conditions aux limites de symetrie	93
figure 3. 17 la charge applique	94
figure 3. 18 les etapes de solution non lineaire	96
figure 3. 19 control de solution -de base	97
figure 3. 20 control de solution - non lineaire	98
figure 3. 21 control de solution – option de solution	99
figure 3. 22 la methode de newton-raphson [86]	100
figure 3. 23 suivi de convergence	101

CHAPITRE 4 : résultats et discussions

figure 4. 1 position de la déformation de modèle 1 b1-0%	102
---	-----

figure 4. 2 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre "b1-0% "	103
figure 4. 3 la première fissuration dans la moitié de la poutre b1-0%	104
figure 4. 4 toutes les fissures dans la moitié de la poutre b1-0%	104
figure 4. 5 contour des déplacements verticaux u_y de moitié de la poutre b-0%	105
figure 4. 6 contour des déplacements horizontaux u_x de moitié de la poutre b-0%	105
figure 4. 8 contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} de moitié de la poutre b-0%	106
figure 4. 7 contour des contraintes σ_x de moitié de la poutre b-0%	106
figure 4. 9 contour des contraintes σ_3 à la 1 ^{er} fissuration de moitié de la poutre b-0%	107
figure 4. 10 contour des contraintes σ_3 après la fissuration de moitié de la poutre b-0%	107
figure 4. 11 position de la déformation de modèle 2 b2-0.2%	108
figure 4. 12 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre "b2-0.2% "	109
figure 4. 13 la première fissuration dans la moitié de la poutre "b2-0.2% "	110
figure 3. 14 toutes les fissures dans la moitié de la poutre "b2-0.2% "	110
figure 4. 15 contour des déplacements verticaux u_y dans la moitié de la poutre "b2-0.2% "	111
figure 4. 16 contour des déplacements horizontaux u_x dans la moitié de la poutre "b2-0.2% "	111
figure 4. 18 contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} dans la moitié de la poutre "b2-0.2% "	112
figure 4. 17 contour des contraintes σ_x dans la moitié de la poutre "b2-0.2% "	112
figure 4. 19 contour des contraintes σ_3 a la 1 ^{er} fissuration dans la moitié de la poutre "b2-0.2% "	113
figure 4. 20 contour des contraintes σ_3 après la fissuration dans la moitié de la poutre "b2-0.2% "	113
figure 4. 21 position de la déformation de modèle 3 b3-0.3%	114
figure 4. 22 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre "b3-0.3% "	115
figure 4. 23 la première fissuration dans la moitié de la poutre "b3-0.3% "	116
figure 4. 24 toutes les fissures dans la moitié de la poutre "b3-0.3% "	116
figure 4. 25 contour des déplacements verticaux u_y de la moitié de la poutre "b3-0.3% "	117
figure 4. 26 contour des déplacements horizontaux u_x de la moitié de la poutre "b3-0.3% "	117
figure 4. 27 contour des contraintes σ_x de la moitié de la poutre "b3-0.3% "	118
figure 4. 28 contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} de la moitié de la poutre "b3-0.3% "	118
figure 4. 29 contour des contraintes σ_3 à la 1 ^{er} fissuration de la moitié de la poutre "b3-0.3% "	119
figure 4. 30 contour des contraintes σ_3 après la fissuration de la moitié de la poutre "b3-0.3% "	119
figure 5. 31 position de la déformation de modèle 4 b4-0.4%	120
figure 4. 32 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre "b4-0.4% "	121
figure 4. 33 la première fissuration dans la moitié de la poutre "b4-0.4% "	122
figure 4. 34 toutes les fissures dans la moitié de la poutre "b4-0.4% "	122
figure 4. 35 contour des déplacements verticaux u_y de la moitié de la poutre "b4-0.4% "	123
figure 4. 36 contour des déplacements horizontaux u_x de la moitié de la poutre "b4-0.4% "	123
figure 4. 37 contour des contraintes σ_x de la moitié de la poutre "b4-0.4% "	124
figure 4. 38 contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} de la moitié de la poutre "b4-0.4% "	124
figure 4. 39 contour des contraintes σ_3 a la 1 ^{er} fissuration de la moitié de la poutre "b4-0.4% "	125
figure 4. 40 contour des contraintes σ_3 après la fissuration de la moitié de la poutre "b4-0.4% "	125
figure 4. 41 position de la déformation de modèle 2 b5-0.5%	126
figure 4. 42 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre b5-0.5%.	127
figure 4. 43 la première fissuration dans la moitié de la poutre b5-0.5%.	128
figure 4. 44 tous la fissuration dans la moitié de la poutre b5-0.5%.	128
figure 4. 45 contour des déplacements verticaux u_y de la moitié de la poutre b5-0.5%.	129

figure 4. 46 contour des déplacements horizontaux u_x de la moitié de la poutre b5-0.5%.	129
figure 4. 47 contour des contraintes σ_x de la moitié de la poutre b5-0.5%.	130
figure 4. 48 contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} de la moitié de la poutre b5-0.5%.	130
figure 4. 49 contour des contraintes σ_3 à la 1 ^{er} fissuration de la moitié de la poutre b5-0.5%.	131
figure 4. 50 contour des contraintes σ_3 après la fissuration de la moitié de la poutre b5-0.5%.	131
figure 4 .51 poutre «b1-0% mef» (modèle numérique) vs. poutre « b1 » (modèle expérimental)	136
figure 4. 52 poutre« b2-0.2% mef» (modèle numérique) vs. poutre «bl 0.2% » (modèle expérimental)	137
figure 4. 53 poutre« b3-0.3% mef» (modèle numérique) vs. poutre «bl 0.3% » (modèle expérimental)	138
figure 4. 54 poutre« b4-0.4% mef» (modèle numérique) vs. poutre «bl 0.4% » (modèle expérimental)	139
figure 4. 55 poutre« b5-0.5% mef» (modèle numérique) vs. poutre «bl 0.5% »	140

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1: Généralités sur les Fibres et Leurs rôles dans le renforcement du béton

tableau 1. 1 caractéristiques chimique et physique de fibres naturelles 13
tableau 1. 2 propriétés mécaniques en traction des quelque fibres naturelles 16
tableau 1. 3 les propriétés mécaniques des fibres de palmier dattier de surface 18
tableau 1. 4 avantages et inconvénients des fibres naturelles 24

CHAPITRE 3: Analyse numérique

tableau 3. 1 résumé de poutres évaluées dans la présente étude 73
tableau 3. 2 nomenclatures des propriétés linéaires et non linéaires du modèle de matériau en béton. 82
tableau 3. 3 propreté de matériaux du béton modèle b1-0% ($f_{cu}=22.75\text{mpa}$)..... 85
tableau 3. 4 les données de contrainte-déformation pour les modèles numériques..... 88
tableau 3. 5 propriétés des matériaux pour plaque d'acier dans tous les modelés 91

CHAPITRE 4 : résultats et discussions

tableau 4. 1 résultats de l'analyse numérique..... 132
tableau 4. 2 résultats des contraintes σ_x dans tous les poutres en 1^{er} fissuration 134
tableau 4. 3 résultats des contraintes de cisaillement σ_{xy} 134
tableau 4. 4 comparaison des résultats numériques et expérimentaux charge de ruptuer 141
tableau 4. 5 comparaison des résultats numériques et expérimentaux (déflexion) 142

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Les matrices de ciment et de béton renforcés avec de courtes, ou de longues fibres présentent des matériaux de construction passionnants et stimulants. Les rôles principaux des fibres sont

- augmenter la résistance à la flexion.
- augmenter la résistance au choc.
- contrôler la fissuration par rupture et les modifications apportant une amélioration de résistance à la rupture.
- modifier les caractéristiques rhéologiques du matériau.

Ces avantages techniques peuvent être utilisés à la fois dans des éléments semi-structuraux tels que des feuilles minces et des panneaux de revêtement ainsi que dans des éléments de support de charge [1].

L'utilisation de fibres naturelles dans les matrices en béton pose un défi particulier à la science et à la technique, leur utilisation peut économiser de l'énergie, conserver les ressources limitées et protéger l'environnement. L'idée de l'utilisation des fibres d'origine cellulosique dans la construction est très ancienne. Il remonte à la vieille civilisation égyptienne [2]. L'intérêt actuel pour l'application de la technique aux composites du béton principalement du coût élevé des matériaux de construction dans les pays moins avancés technologiquement. La première utilisation des fibres a été observée dans la fabrication des briques argileuses ou dans les mises en œuvre des plâtres, et spécialement par des fibres végétales [3].

L'ajout de fibres de palmier dattier de différentes longueurs a prouvé qu'il influait sur le comportement global des éléments en béton [4,5].

Au cours des dix dernières années, la théorie des éléments finis (EF) a été utilisée pour étudier le comportement des éléments en béton renforcés soumis à différents types de charges, ce qui conduit à une révolution dans le domaine de la modélisation numérique. L'objectif de la méthode des éléments finis serait d'économiser beaucoup de temps et d'argent et prédire le comportement d'éléments structuraux avec un haut niveau de précision. En outre, la MEF serait déployée dans le domaine de l'ingénierie légale, l'évaluation est nécessaire pour déterminer la capacité des éléments structuraux à l'étude.

La modélisation numérique utilisée dans la prédiction du comportement des poutres renforcées avec les fibres de palmier dattier par MERKHOUI [4]. Cinq poutres ont été précédemment testées dans un programme expérimental.

Dans cette étude, nous allons effectuer une validation de l'analyse numérique EF pour en déduire et prédire le comportement de poutres en (BF), qui a été préalablement testé dans le laboratoire EVRNZA université Ouargla. Les poutres ont été renforcées avec des fibres palmier dattier. L'analyse numérique s'effectuera à l'aide du code EF bien connu ANSYS APDL v15.0. L'importance de cette étude vient du fait que si une approche numérique peut être validée, elle aidera les chercheurs à prédire le comportement de différentes poutres sans avoir à passer par les programmes expérimentaux longs et coûteux.

Le problème principal dans les zones arides et chaudes telles que les zones sahariennes de notre pays est que les structures subissent souvent des influences négatives sur les performances mécaniques et rhéologiques. Ce qui cause des fissurations au niveau de la structure. Pour cela, le renforcement de ces éléments par les fibres peut offrir des solutions techniques idéales afin d'améliorer les caractéristiques de la résistance à la flexion.

Dans la littérature, on trouve beaucoup de travaux sur les bétons de fibres industrielles (les fibres d'acier, de polymère, d'amiante, de carbone ...) [6, 7, 8, 9,10].

Mais peu de travaux sont consacrés aux fibres naturelles telles que les fibres de palmier dattier. La plupart de ces études ont impliqué les tests expérimentaux [4, 5,11], et pourtant, il n'y a pas des études sur le comportement des poutres renforcées avec des fibres palmier dattier numériquement.

L'objectif principal de notre recherche est de prédire le comportement et l'efficacité des poutres renforcées avec des fibres de palmier dattier numériquement, en utilisant le code ANSYS V15.0, sans avoir à traverser les longs programmes expérimentaux.

L'objectif de notre recherche consiste à :

- démontrer la capacité du programme d'ANSYS pour prédire le comportement de poutres renforcées avec des fibres de palmier dattier.
- calibrer les propriétés mécaniques expérimentales du béton renforcé avec les fibres naturelles (palmier dattier)

- optimisation du pourcentage (%) et de la longueur(L) de fibre naturelle (palmier dattier) sur le côté résistance à la flexion.
- proposer un modèle numérique qui gère la flexion et l'ouverture de fissuration de ce matériau composite.
- comparer les résultats de simulation avec des résultats expérimentaux. Dans cette analyse, l'expérimentation sert comme un support de validation du code de calcul développé.

L'importance de cette recherche provient du fait que si l'utilisation de l'analyse numérique peut prédire le comportement des poutres renforcées avec les fibres de palmier dattier, cela va aider les chercheurs à prédire le comportement des poutres avec des configurations différentes sans avoir à passer par les programmes expérimentaux longs.

La recherche se concentrera principalement sur le comportement des poutres renforcées avec des fibres naturelles. La partie de recouvrement sera liée mécaniquement avec la poutre d'origine. Une liaison complète entre la fibre et le béton ordinaire est supposée, par conséquent, aucun élément de contact ne sera utilisé, une modélisation correcte de ces poutres nécessite l'aide des paramètres numériques appropriés en ce qui concerne les propriétés des matériaux, surfaces de rupture, la progression de la fissure.

Nous allons adopter la méthodologie suivante :

Une recherche bibliographique exhaustive s'effectuera dans un premier temps au sujet du comportement mécanique du béton et béton de fibre sous une charge statique monotone.

Ensuite, un examen détaillé sera effectué sur la théorie des éléments finis et son application structurelle dans le domaine du béton renforcé par les fibres de palmier dattier. Les recommandations des études précédentes seront pris en compte lors du codage des modèles EF des poutres numériques. Les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique seront comparés aux résultats expérimentaux, afin de valider le but et les objectifs de cette thèse.

Enfin, présenter les résultats qui seront effectués, et des recommandations seront obtenues et les conclusions seront exprimées, cette étude comprend une analyse numérique de cinq poutres ; les poutres renforcées considérées pour l'analyse et le détail, les propriétés des matériaux et les conditions de chargement sont prises comme dans l'étude expérimentale, dans EVRNZA laboratoire à l'université d'Ouargla Algérie, menée par MERKHOUI [4].

Une poutre sera utilisée comme une poutre de vérification sans fibres à des fins de comparaison. Et pour modéliser la poutre de référence en utilisant les propriétés de matériaux de béton ordinaire.

Les quatre poutres seront modélisées à l'aide des propriétés du matériau béton renforcé par fibre de palmier dattier. Ces poutres seront comparées avec la poutre de référence pour examiner l'influence d'incorporer les fibres des palmiers dattier sur les propriétés du matériau béton renforcé. La thèse est divisée en quatre chapitres; outre une introduction générale et une conclusion générale.

Chapitre1 : présente la recherche bibliographique sur les fibres et leurs rôles de renforcement des constructions.

Chapitre 2 : donne le comportement mécanique et physique des bétons de fibre, et présente la modélisation numérique du béton fibre. Il comprend une description détaillée sur les modèles de comportement des matériaux, surfaces de rupture et les modèles de fissure.

Chapitre3 : présente le modèle numérique non-linéaire utilisant un modèle commercial ensemble d'analyse par élément fini (ANSYS 15.0), Ce chapitre contient une description détaillée des éléments qui ont été utilisé pour modéliser le béton, et support / chargement. Il comprend également une description détaillée des outils numériques qui ont été utilisés pour résoudre les modèles.

Chapitre 4 : présente les résultats des modèles numériques. Un examen de ces résultats est également inclus, ainsi que d'une section contenant une validation des résultats numériques par rapport aux résultats expérimentaux.

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES FIBRES ET LEURS ROLES DANS LE RENFORCEMENT DU BETON

Chapitre 1 : Généralités sur les fibres et leurs rôles dans le renforcement du béton

1.1 Introduction

Ciment et matrices en béton renforcées avec de courts, ou de longues fibres sont des nouveaux matériaux de construction composites intéressants et stimulants. Le rôle principal des fibres est de retarder et limiter la fissuration de la matrice. Cette fissuration multiple contrôlée permet de réduire les déformations à tous les niveaux de contrainte, et confère une post-fissuration bien définie et le comportement post-élastique. Le mécanisme de rupture, ductilité et durabilité du matériau composite sont alors sensiblement améliorés. Ces avantages techniques peuvent être utilisés à la fois dans les éléments semi-structuraux tels que des feuilles minces et des panneaux de revêtement ainsi que dans les éléments de support de charge [12].

Les matériaux composites disposent d'atouts importants par rapport aux matériaux traditionnels. Il est apparent de nombreux avantages fonctionnels : la résistance mécanique et chimique, liberté de forme, légèreté, maintenance réduite. Ils acceptent d'élever la durée de vie de certain équipement grâce à leurs propriétés mécanique et chimique. Ils participent au renforcement de la sécurité grâce à une meilleure tenue au feu et choc.

Les matériaux composites occupent une place très importante dans la réalisation de structures à haute performance mécanique (automobile, biomécanique, aérospatiale ...). De telles utilisations doivent nécessairement s'accompagner d'une bonne connaissance du comportement du matériau, de manière à déterminer et choisir le type de renforcement qui permet d'avoir des propriétés mécaniques de façon optimale [13].

Les avantages des matériaux composites se résument en :

- ✓ grain de masse
- ✓ mise en forme de pièces complexes et réduction de nombre d'interfaces (boulonnage, rivetage et soudure sur structure métallique)
- ✓ grande résistance à la fatigue
- ✓ faible vieillissement sous l'action de l'humidité, de la chaleur, de la corrosion (sauf en cas de contact entre l'aluminium et des fibres de carbone)
- ✓ insensible aux produits chimiques, comme les graisses, huile, liquide hydrauliques, peintures, solvants, pétrole [14].

1.2 Qu'est ce qu'un matériau composite ?

Un matériau composite est un produit constitué de l'union d'au moins deux matériaux : l'un étant un matériau de renfort et l'autre un liant (ou matrice) [13]. Il existe de nombreux produits composites fabriqués avec plus de deux matières premières. Ces matériaux ne sont pas miscibles et possèdent des caractéristiques d'assemblage. La quantité, la position et l'orientation des renforts ainsi que la sélection de la matrice sont des aspects critiques de la conception du produit et de son développement. Ces paramètres doivent être optimisés pour améliorer constamment le produit.[13].

1.2.1 Classification des matériaux composites

Les matériaux composites sont classés suivant deux critères :

- ✓ la forme des composants
- ✓ la nature des composants

1.2.1.1 Classification suivant la forme des constituants

Les composites sont classés en deux grandes familles :

a. Composites à fibre

Un composite à fibre s'y renforce se trouve sous forme de fibre. Les fibres utilisées se présentent soit sous forme continue, discontinue, coupée, courte, etc. Les comportements mécanique et physique d'un composite à fibre peuvent être modifiés en jouant sur :

- ✓ la nature de constituant
- ✓ la proportion de la constituante
- ✓ l'orientation de la fibre

b. Composites à particules

Des composites à particules lorsque le renfort se trouve sous forme de particules, ne possède pas de dimension privilégiée. Dans des nombreux cas les particules sont utilisées comme charges pour réduire le coût de matériaux, sans en diminuer ses caractéristiques.

1.2.1.2 Classification suivant la nature des constituants

Selon la nature de la matrice, les matériaux composites sont classés suivant des composites à matrice organique, à matrice métallique, à matrice minérale [13].

Divers renforts sont associés à ces matrices. Seuls certains couples d'associations ont actuellement un usage industriel.

1.2.2 Les composants des matériaux composites

Les principaux constituants sont la matrice et le renfort. Le renfort a pour rôle d'apporter au matériau composite ses performances mécaniques élevées. La matrice qu'on appelle aussi liante, son rôle est de transmettre aux fibres les sollicitations mécaniques extérieures et de protéger les fibres vis-à-vis des agressions extérieures. En ajoutant des additifs, en général sont des produits organiques pour modifier certaines propriétés physique (plastifiants) ou chimique (stabilisants). En utilisant aussi des charges (carbonate de calcium, tale, etc.) pour des raisons économiques ou, dans certains cas, pour faciliter la mise en œuvre (figure 1.1).

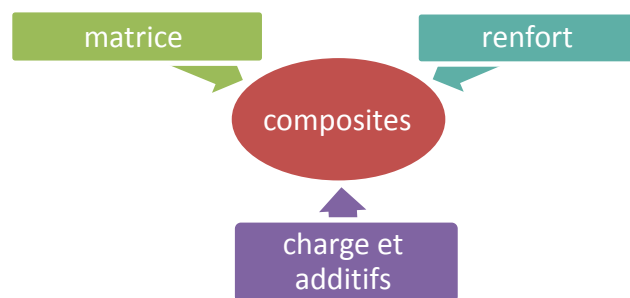


Figure 1. 1 Composition d'un matériau composite [15]

1.2.2. 1 La matrice

La matrice permet de lier les fibres des renforts fibreux entre elles, ainsi que répartir les contraintes subies (résistance à la compression ou à la flexion). La matrice est facilement déformable et assure la protection chimique. Généralement, c'est un polymère ou une résine organique. Les principales matrices utilisées sont (voir figure 1.2) :

- ☞ les résines polyester peu onéreux, elles sont généralement utilisées avec les fibres de verre et que l'on retrouve dans de nombreuses applications de la vie courante.
- ☞ les résines vinylester sont principalement utilisées pour des applications de résistance chimique.
- ☞ les résines époxy possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques. Elles sont généralement utilisées avec les fibres de carbone pour la réalisation de pièces de structure et d'aéronautique [16].
- ☞ les résines phénoliques utilisées dans les applications nécessitant des propriétés de tenue aux feux et flammes imposées par les normes dans les transports civils.
- ☞ les résines thermoplastiques comme le polypropylène ou le polyamide.

Les différentes familles des matrices sont résumées dans le schéma de la figure 1.2 :

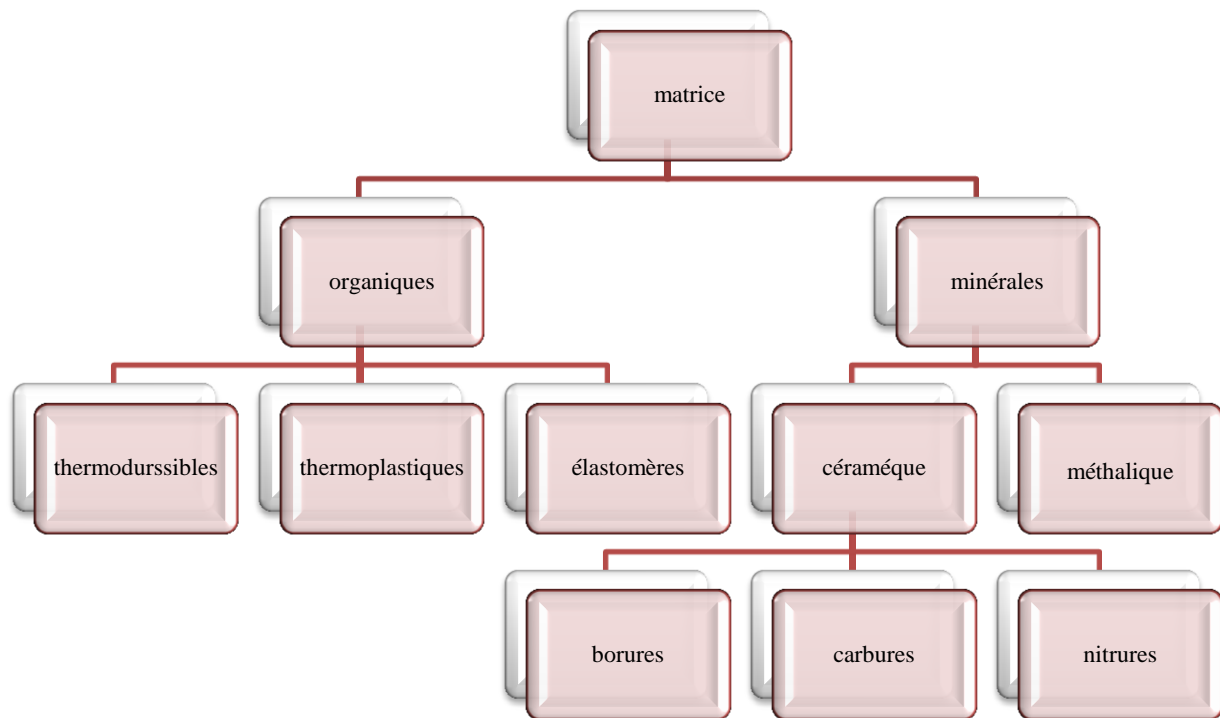


Figure 1. 2 les différents types de matrice organique et minérale [16]

1.2.2.2 Renforts

Les renforts contribuant à améliorer les caractéristiques mécaniques : rigidité, résistance à la rupture, dureté, etc. Et se présentent sous forme filamentaire, ces renforts permettent également d'améliorer certaines propriétés physiques : comportement thermique, tenue en température, tenue à feu, résistance à l'abrasion, propriétés électriques, etc. Les caractéristiques recherchées pour les renforts sont : caractéristiques mécaniques élevées, masse volumique faible, bonne compatibilité avec les résines, facilitées de mise en œuvre, faible coût, etc. En fonction des utilisations, les renforts peuvent être d'origines diverses : végétale, minérale, artificielle, synthétiques, etc. [1].

BERREUR et al. [17] Ont présenté les principaux matériaux de renfort comme suit figure 1.3 :

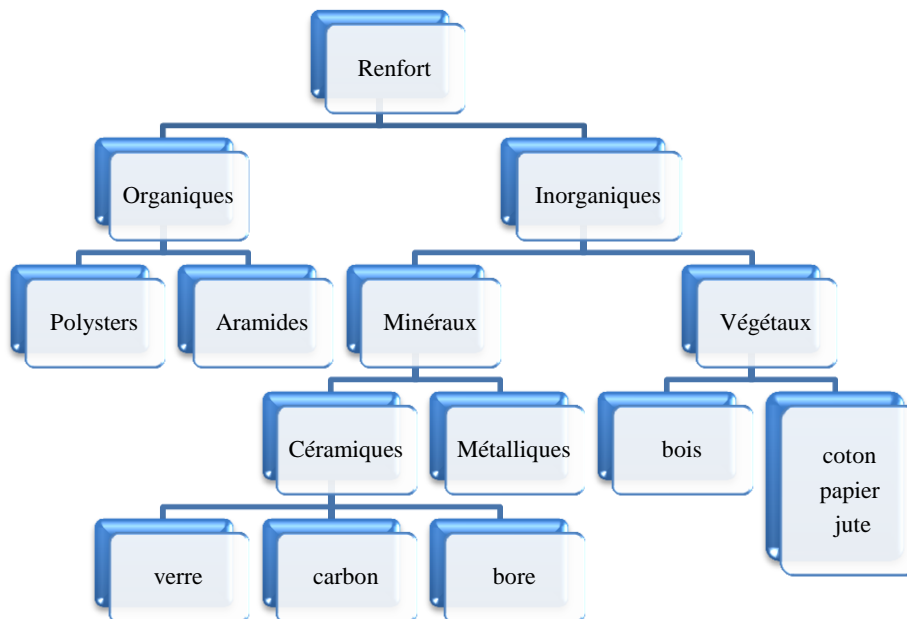


Figure 1. 3 Différents types de renforts organiques et inorganiques [17]

1.3 Les fibres

Le terme « **fibre** » se rapporte à un corps solide flexible, de nature variable, avec des formes sensiblement cylindriques, d'un diamètre de quelques millimètres dont la longueur égale à quelques milliers de fois ce diamètre. Ce terme est généralement aussi utilisé pour définir le constituant élémentaire des structures textiles [18].

1.3.1 L'histoire de renforcement par les fibres

L'idée d'utilisation des fibres est très ancienne depuis l'antiquité. Les pharaons ont pensé à l'idée des pailles pour renforcer la brique de boue, comme il est le cas Finlandais utilisant pour la 1^{ère} fois, les fibres d'amiante dans le renforcement des poteries en argile, il y a de cela 5 000 années [19].

ANTOINE, [20] et ACI COMITE [21] ont indiqué que l'usage de cette technique par le biais de pailles afin de renforcer les briques, tandis que les poils des animaux et les fibres pour renforcer le plâtre et la pâte de ciment. On peut noter aussi la réalisation, au milieu du XX^{ème} siècle, d'alliages métalliques avec fibre de carbone.

En Algérie, on trouve chez les anciens le pisé qui était de l'argile armée de paille hachée mise en place par compression pour produire ce qu'on appelle-le "**toub**". C'est une brique de terre stabilisée ou non, moulée manuellement et séchée à l'air libre. Ce type de matériau est utilisé notamment au centre et au sud de l'Algérie en tant que matériau de maçonnerie et joint de murs.

En 1910, une série d'essais pour améliorer la résistance du béton a été faite par H.F. PORTER [22] qui a conclu que la présence des fibres courtes dans le béton augmente sa résistance à l'écrasement et à la traction.

En 1911, GRAHAM [23] a établi un brevet sur les bétons de fibres. C'était le premier brevet américain où il a décrit l'emploi des tranches d'acier comme des renforts fibreux dans les matériaux de construction. Un deuxième brevet américain sur ce sujet a été pris par WEAKLY [24].

En 1912, Weakly [24] qui consistent à l'utilisation des bandes en fils d'acier fabriquées avec deux fils, avec l'intermédiaire d'un anneau, afin d'assurer une adhérence durable avec le béton [24].

En 1920, A. KLEINLOGEL a déposé le premier brevet allemand qui a décrit la synthèse d'ajouter un volume relativement important, de particules de fer au béton pour produire une masse capable d'être usinée (par tournage) comme une masse d'acier [56].

Depuis l'année 1970, il s'est produit une sorte de réveil dans le domaine de la technologie des bétons renforcés de fibres d'acier. La confiance acquise dans certaines propriétés spécifiques des bétons renforcés de fibres d'acier augmente de façon permanente par l'utilisation de ces bétons dans des applications industrielles. Le premier article dans ce concept peut-être attribué à LANKARD et SHEETS [25]. Dans cet article, ils ont confirmé que l'ajout de 1% à 2% de fibres au béton réfractaire donne une amélioration significative à sa résistance.

1.3.2 L'origine de fibre

Il existe différentes géométries et texture de renforts :

1.3.2.1 Sous forme linéique

Fibres unidirectionnelles, c'est-à-dire orientées suivant une même direction de l'espace. Une fibre (diamètre environ de 10 μm) est trop petite pour l'utilisation unitaire. En trouve en général, des filles ou mèches qui sont assemblées à partir de plusieurs fibres [15].

1.3.2.2 Sous forme surfacique

Les fils peuvent être utilisés pour réaliser des formes surfaciques de divers types :

a) Les mats

C'est des nappes de fils continus ou discontinus, disposés dans un plan sans aucune orientation préférentielle, et maintenus ensemble par un liant soluble ou non dans les résines. L'absence de l'orientation préférentielle des fibres conduit à un isotrope des propriétés mécaniques du mat dans son plan.

b) Les tissus et ruban

Ensemble des fils, stratifiés ou mèches réalisées sur un métier à tisser, composé d'une chaîne et d'une trame.

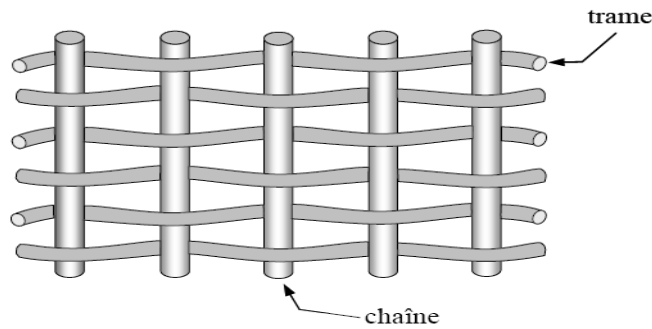


Figure 1. 4 Traîne et chaîne d'un tissu [26]



Figure 1 .5 Quelques exemples de tissus de fibres végétales [27]

c) Les formes multidirectionnelles

Dans plusieurs directions. Ceci permet d'obtenir un tissu très dense et épais, mais par conséquent peu souple. Il est utilisé pour la réalisation de tuyère. Volumes constitués par des fibres orientées suivant plusieurs directions de l'espace par exemple fibre de verre, fibre aramide, fibre de carbone, etc. [2]. Des tissages 3 D et 4 D sont montrés dans la figure 1.6 suivante :

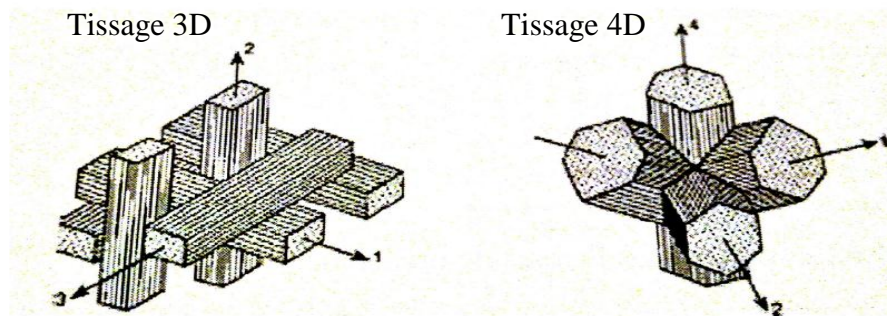


Figure 1. 6 Tissus multidirectionnels [28]

1.3.3 Type de fibre

Plusieurs types des fibres sont utilisés dans la construction, elles peuvent être classées par familles :

1.3.3.1 Fibres synthétiques

Les principales catégories de fibres synthétiques commercialisées sont [28]:

- les polyamides (Nylons)
- les polyoléfines : les polyéthylènes et les polypropylènes : sont d'une importance croissante et leur production s'élève maintenant à environ 8% de toutes les fibres synthétiques.
- les polyester
- les polyvinyliques

1.3.3.2 Fibres industrielles

Ce type de fibres est le plus utilisé dans le domaine industriel en général et dans le domaine du génie civil en particulier. Il regroupe les fibres de verre, les fibres de carbone, les fibres d'acier et d'autres. Elles sont aujourd'hui les plus répandues dans l'industrie de la construction.

Les principales fibres utilisées :

- l'amiante
- cellulose
- polypropylène
- verre et métalliques

1.3.3.3 Fibres naturelles

Il existe une grande variété de fibres naturelles qui peuvent être utilisées pour le renforcement ou comme charges on peut subdiviser les fibres naturelles en trois grands groupes selon leur origine (voir figure 1.7)

1.3.3.4 Les fibres végétales

- les fibres provenant des poils séminaux de gaines (coton kapok) ;
- les fibres libériennes extraites de tiges de plantes (lin, chanvre, jute, ramie) ;
- les fibres dures extraites de feuilles (sisal), de troncs (chanvre de manille), d'enveloppes de fruits (noix de coco).

- **les fibres animales** qui proviennent des poils, telles que la toison animale, et sécrétions telles que la soie ;

- **les fibres minérales** telles que le basalte et carbone [26].

Les fibres naturelles contiennent principalement de la cellulose, de l'hémicellulose et de la lignine ; il existe aussi, en faible proportion, des constituants extractibles comme les protéines ou encore des composées inorganiques. La proportion d'holocellulose (comprenant la cellulose et l'hémicellulose) et de lignine varie selon les fibres naturelles et l'âge de ces fibres. La composition dépend de la condition de croissance, de l'âge du végétal, des conditions climatiques et bien sûr de la nature des fibres [2]. Le tableau 1-1 et l'organigramme figure 1.7 résume les propriétés des fibres.

Tableau 1. 1 caractéristiques chimiques et physiques de fibres naturelles [29][30] [31][32]

fibre	Cellulose %	Hémicellulose %	Lignine %	l'angle microfibrillaire (°)	Longueur (mm)	largeur µm	Densité g/cm ²	L/d
palmier	32-35.8	24.4-28.1	26.7-28.7	-	-	-		-
	41-45	6-10	30-40	-	-	-		-
jute	64.4-84	12-20	12-13	8	2	25-200	1.3-	110
	61-71	15	21.26				1.5	
	45-53							
sisal	41-45	6-10	30.40	20	0.8-8	7-47	1.45-	100
	65.8	12	9.9				1.5	
	43.56		7-9					

Noix de coco	32-46	0.15-0.3	40-45	45	0.3-1	12-24	1.17-1.2	35
cotton	80-85	5.7	0.5-1.6	-	8-25	20	1.5-1.6	900
lin	64.1-81 43-47	16.7-20.6 16	2-3 21-23	10	4-77	5-76	1.5	1687
Chanvre	68-92	15.22	10	6.2	5-55	10-51	1.48-1.5	960
ramie	68.6-76.2	13.1-16	0.6-0.7	7.5	40-250	16-126	1.5-1.56	3500
alfa	33-38	17-19	17-18	-	-	-	-	-
sabai	22	-	23.9	-	-	-	-	-
Kennef	31.39	19	15-19	-	2.5	20	1.47	125
bambou	26.-43	15	21.31	-	2.4	20	-	120

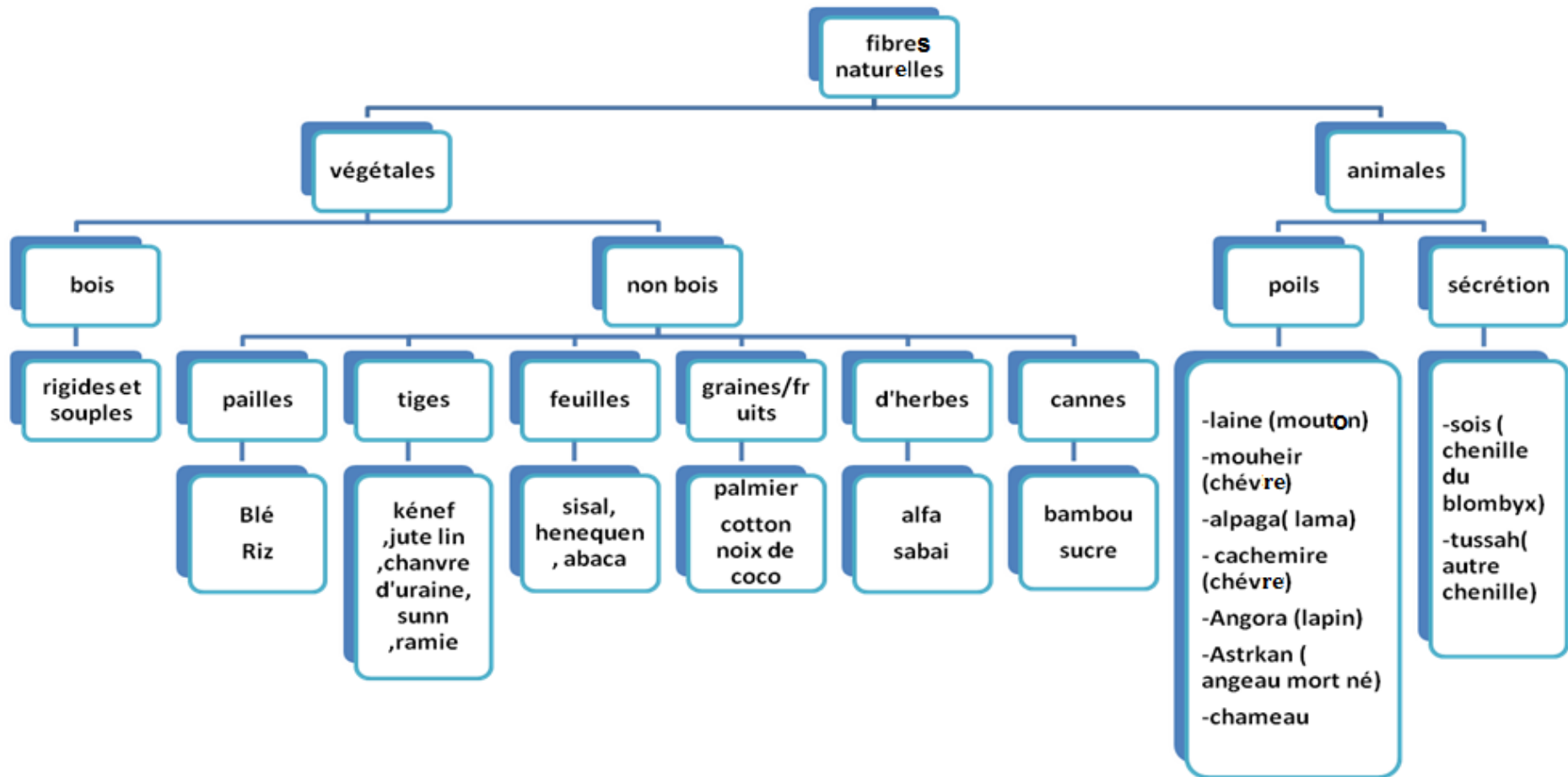


Figure 1. 7 Classification des fibres naturelles [4,31,33]

1.3.3.3.1 Caractéristiques mécaniques des fibres naturelles

Les fibres naturelles présentent des propriétés mécaniques assez variables conférant ainsi à chaque type de fibre une utilisation bien spécifique.

BALEY [33] montrent que les propriétés des fibres naturelles changent considérablement, cette variabilité prend naissance à partir de leurs récoltes par l'identification de l'aspect physiologique et biochimique sur les espèces de récoltes de la tige de jute. Le tableau 1.2 représente les propriétés mécaniques en traction des quelques fibres naturelles [34,35].

Tableau 1. 2 propriétés mécaniques en traction des quelques fibres naturelles [34,35]

Fibres	Module de Young (GPa)	Déformation (%)	Contraintes Max σ_u (MPa)
Lin	12-85	1-4	600-2000
Chanvre	35	1,6	389
Jute	26,5	1,5-1,8	393-773
Sisal	9-21	3-7	350-700
Noix de coco	4-6	15-40	131-175
Cotton	5,5-12,6	7-8	287-597

1.4 Les fibres de palmier dattier

Une fibre végétale est une expansion cellulaire filiforme et morte, principalement composée de cellulose, d'hémicelluloses, de lignines, et de pectines. La proportion d'holocellulose (comprenant la cellulose et l'hémicellulose) et de lignine varie selon les fibres naturelles et l'âge de ces fibres. La composition dépend de la condition de croissance, de l'âge du végétal, des conditions climatiques et bien sûr de la nature des fibres.

La fibre de palmier dattier (*Phoenix L.dactylifera*) qui constitue l'une des richesses végétales les plus abondantes en Algérie et qui de nos jours, restent peu exploitées. Donc il est nécessaire de mettre en lumière certains points importants de ces fibres [36].

1.4.1 Le palmier dattier

Le palmier dattier est cultivé dans les oasis sahariennes. Celui originaire d'Afrique du Nord, est amplement cultivé de l'Arabie jusqu'au golf persique, où il forme la végétation

caractéristiques des oasis. Il est cultivé en outre aux Canaries, dans la méditerranée septentrionale et dans la partie méridionale des États-Unis. C'est une plante sensible au froid, qui pousse sur des terrains de n'importe quelle nature, pourvu qu'ils soient fertiles et bien drainés. Dans les régions à climat doux, il est cultivé en plein air, en position ensoleillée, utilisé surtout comme plante ornementale pour son allure élancée et son feuillage [31].

L'Algérie possède plus de 800 variétés de palmiers dattiers dans ses oasis. Parmi les variétés les plus connues, nous mentionnons (en appellation locale), le Dokar (le palmier mal), la deglelette Nour, elghaers et la degla bida [5].

Le palmier dattier a une structure fibreuse, possédant plusieurs types de fibres [5] :

- ✓ Fibres se dois par broyage de son tronc.
- ✓ Fibres de feuilles au noyau des pédoncules.
- ✓ Fibre de tige au niveau des tiges des pédoncules et du support dattier.
- ✓ Fibres de surface autour de son tronc qui nommées régionalement : lif (figure 1.8)



Figure 1. 8 les fibres de palmier dattier (lif) [5]

1.4.2.1 Les caractéristiques mécaniques des fibres de palmier dattier

Les caractéristiques mécaniques des fibres de palmier dattier ont été traitées par les chercheurs [37, 38, 39]. À titre d'exemple, nous citons les résultats des chercheurs KRIKER et al [37], OUSHABET et al [38], et SWAMY [39].

KRIKER et al [37], ont mené une étude sur les fibres de palmier dattier de surface. Les auteurs ont justifié leur choix, en disant que ces fibres semblent les plus appropriées pour l'exploitation. Cette étude est faite sur quatre types de fibres de surface de palmiers dattiers (FSPD) à savoir : le palmier dattier mâle, Deglette-Nour, Degla-Bida et Elghers (Désignations

locales). Les résultats ont révélé que les fibres de surface du palmier dattier mâle (FSPDM) ont une résistance à la traction meilleure que celle des autres types de fibres étudiées. Le tableau 1.3 présente les propriétés mécaniques des fibres de palmier dattier de surface.

Tableau 1. 3 les propriétés mécaniques des fibres de palmier dattier de surface [37].

Palm types (local names)	Fibre length (mm)	Condition					
		Dry			Wet		
		Tensile strength (MPa)	Elongation (%)	Modulus of elasticity (GPa)	Tensile strength (MPa)	Elongation (%)	Modulus of elasticity (GPa)
Male	100	170 ± 40	16 ± 3	4.74 ± 2	175 ± 30	17.4 ± 2	3.78 ± 2
	60	240 ± 30	12 ± 2	5.00 ± 2	250 ± 25	13 ± 2	3.25 ± 1.5
	20	290 ± 20	11 ± 2	5.25 ± 3	300 ± 20	12 ± 2	3.55 ± 2
Elgers	100	88.15 ± 20	11.1 ± 2.5	3.50 ± 1.2	90.10 ± 18	12 ± 3	3.10 ± 1.5
Deglette-Nour	100	72.34 ± 18	8.7 ± 2.2	3.15 ± 1.5	74.34 ± 15	9.5 ± 2.5	2.30 ± 2
Degla-Bida	100	71.15 ± 16	7.5 ± 2.3	2.50 ± 1	73.19 ± 13	8.5 ± 2.7	2.10 ± 1

D'après SWAMY [39], les fibres extraites des palmiers décomposés s'avèrent fragiles, elles ont une faible résistance à la traction, un faible module d'élasticité et une absorption d'eau très élevée.

OUSHABI et al [38], ont fait une étude sur les caractéristiques physiques et mécaniques de sept variétés de résidus locaux de palmier à dattes d'oasis d'Errachidia au Maroc, à savoir Khalt, Boufeggous, Bu-Slikhen, Mejhoul, Admou, Khalt Zhar (nom local du Maroc) montrent que la résistance à la traction et le module de Young sont les propriétés les plus importantes des fibres naturelles. Les résultats des mesures des différentes variétés de fibres locales de palmier dattier sont comme le montre dans la figure 1.9. On constate que la résistance à la traction varie entre 86,98 MPa pour la variété de Khalt Zhar Et 253,48 MPa pour la variété de Boufeggous avec une moyenne de traction d'environ 4,41 GPa et les spécimens de palmier dattier Boufeggous ont montré une résistance à la traction plus élevée que les autres espèces.

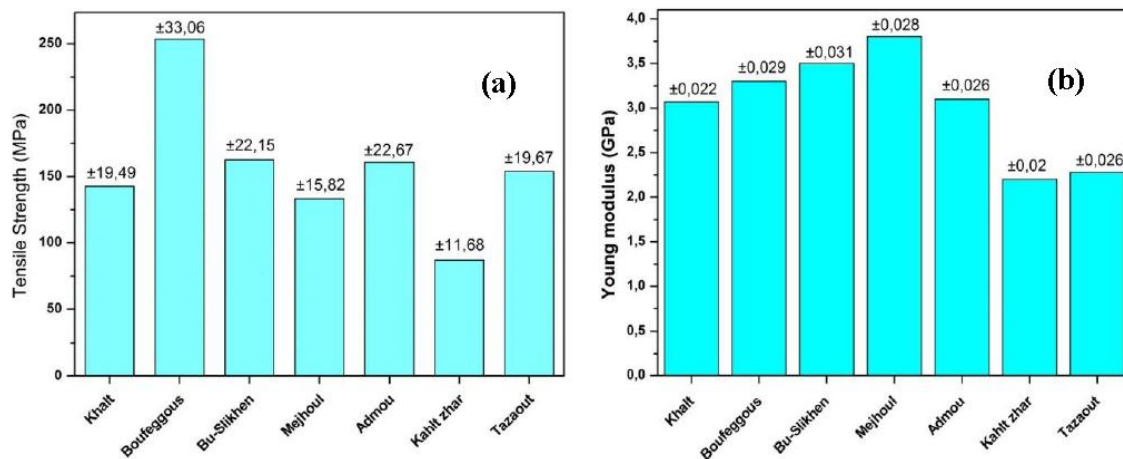


Figure 1. 9 Propriétés mécaniques des différentes variétés de LDPF: (a) Résistance à la traction et (b) Module d'Young [38].

1.4.2.2 Caractéristique chimique

L'analyse de composition chimique indiquée que le carbone et l'oxygène étaient les seuls composés cohérents dans cette variété et la surface des fibres est irrégulière et rugueuse avec beaucoup d'impuretés.

1.4.2.3 Microstructure de fibre de palmier dattier

La figure 1.10 présente une vue longitudinale et une coupe transversale de fibre de palmier dattier réalisé à balayage au microscope électronique. La fibre de palmier dattier a une forme cylindrique et se compose d'un assemblage parallèle de micro-fibrilles (figure 1.10 d), on peut également noter que la surface des fibres est irrégulière et rugueuse avec l'existence de nombreuses impuretés et le sel venant essentiellement de la nature saharienne de la source de ce type de palmier (figure 1.10 b) [38].

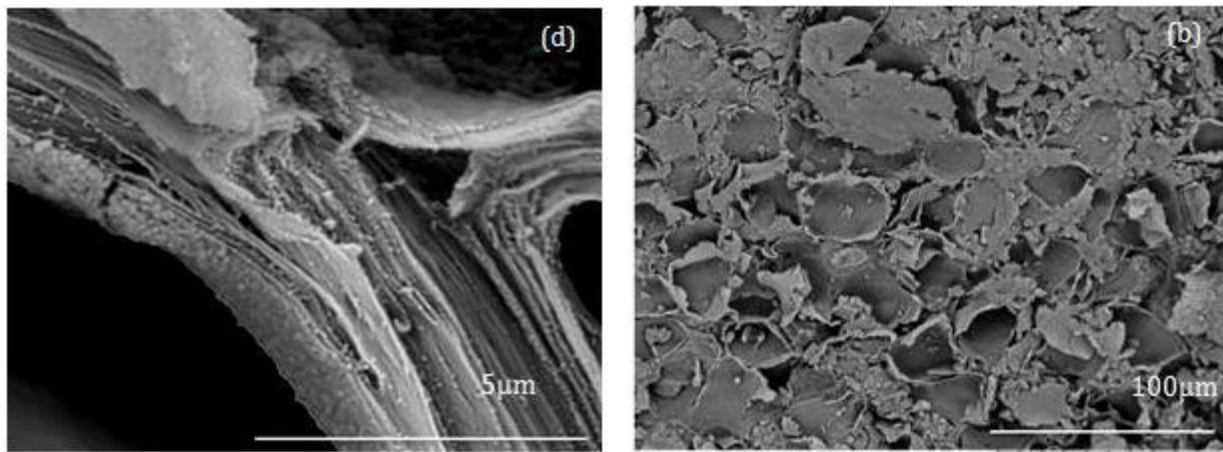


Figure 1. 10 Images de la microscopie électronique à balayage d'une fibre de palmier dattier de variété Boufeggous: échelle (b) 100 µm (et (d) 5 µm [38].

Tous ces types de fibres sont de forme cylindrique et chaque fibre est constituée de fibres multicellulaires contenant chacune un vide central. La forme des fibres des palmiers dattiers est similaire à celles des fibres de coco [40,41].

KRIKER et al [37], ont étudié aussi la morphologie et la structure des fibres par microscopie électronique à balayage (MEB). Les clichés MEB présentés sur les figures 1.11.a, 1.11.b et 1.11.c, montre une coupe transversale typique, une coupe longitudinale typique et une vue longitudinale de la fibre FSPDM. Les figures 1.11.a, 1.11.b montrent que la section de la fibre est dense avec un petit canal et de nombreux petits pores qui permettent la circulation de la salive. Ceci confirme que la structure est poreuse et que les fibres ont un comportement hydrophile. La figure 1.11.c montre que les fibres FSPDM possèdent une certaine rugosité sur leur surface, ce qui assure une bonne adhérence fibres matrice.

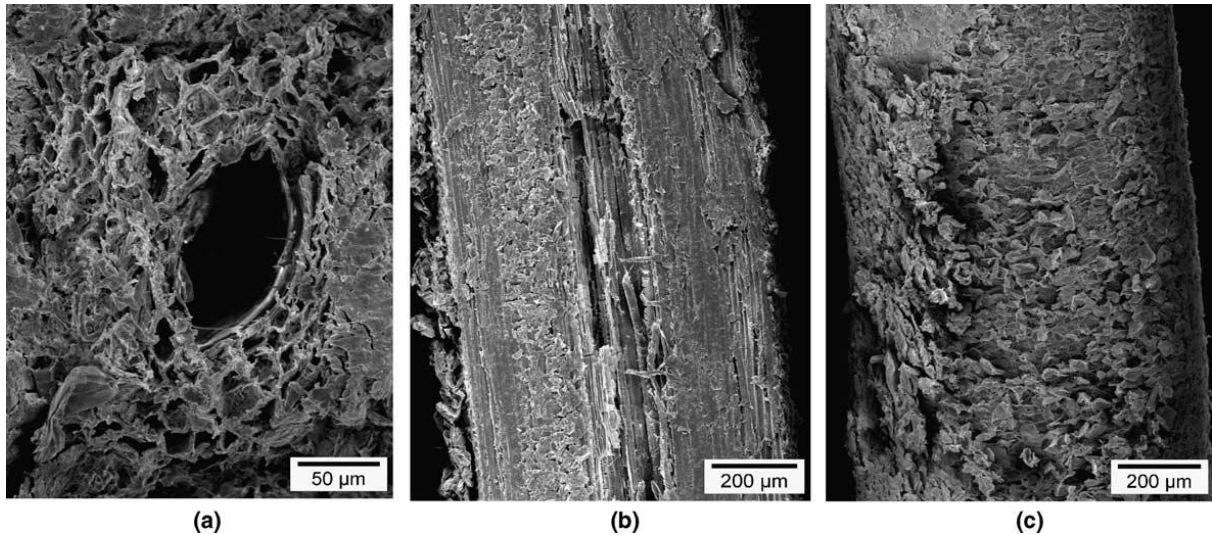


Figure 1. 11 MEB des fibres de palmier dattier mâle de surface : (a) coupe Transversale typique ; (b) coupe longitudinale typique ; (c) vue longitudinale de la fibre[37]

1.5 Les rôles des fibres

Le rôle principal de fibres, c'est le renforcement de structure en s'opposant au développement des fissures et à leur propagation, donc les fibres permettent ;

- ✓ l'augmentation de la ductilité et le comportement post fissuration,
- ✓ la réduction de la microfissuration due aux variations dimensionnelles notamment à jeune âge ;
- ✓ la réduction de la fissuration d'origine mécanique (chargement extérieur) ;
- ✓ l'augmentation de la résistance à la traction par flexion ;
- ✓ l'augmentation du tenue au feu et de la résistance aux chocs ; à la fatigue ; à l'usure, et à l'abrasion ;
- ✓ l'amélioration de la cohésion du béton frais.

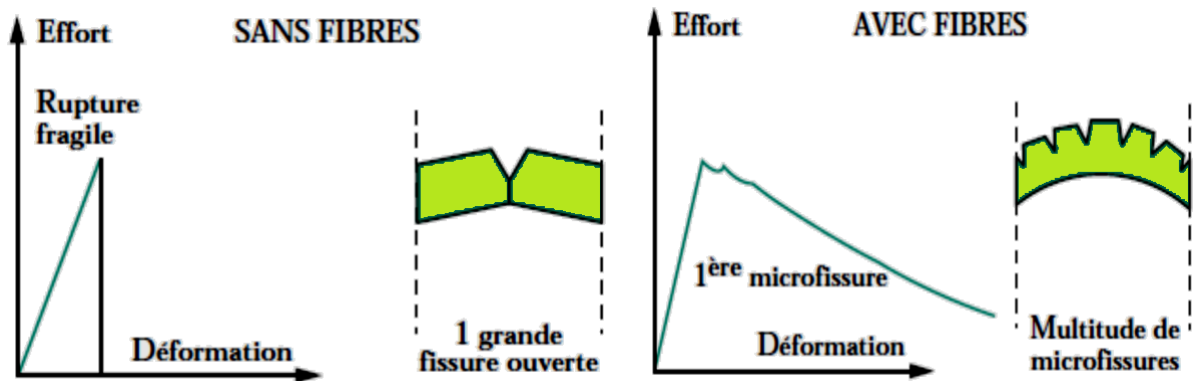


Figure 1.12 Courbe effort /déformation et test de rupture en flexion de béton avec fibres et sans fibre [42]

1.5.1 Principe d'action des fibres

Le béton fibre: considérons une pièce de béton renforcé de fibres soumise à un effort de traction [43], on peut distinguer trois phases sur la courbe contrainte – déformation qui représente son comportement (figure 1.13).

- Phase 1 : on observe que la microfissure qui se développe très rapidement, généralement dans des zones d'inférieure résistance mécanique comme l'interface entre la matrice et les granulats, la longueur de ces fissures est de l'ordre du diamètre des granulats ; leur largeur de l'ordre du micromètre durant cette phase.
- Phase 2 : correspond au développement des microfissures qui résultent d'assemblage des microfissures ; à cette étape, des contraintes sont transférées aux fibres qui contribuent à limiter la propagation des fissures.
- Phase 3 : cette étape est suivie par la propagation d'une microfissure séparant l'éprouvette en deux blocs, et provoquant ainsi la ruine de l'éprouvette.

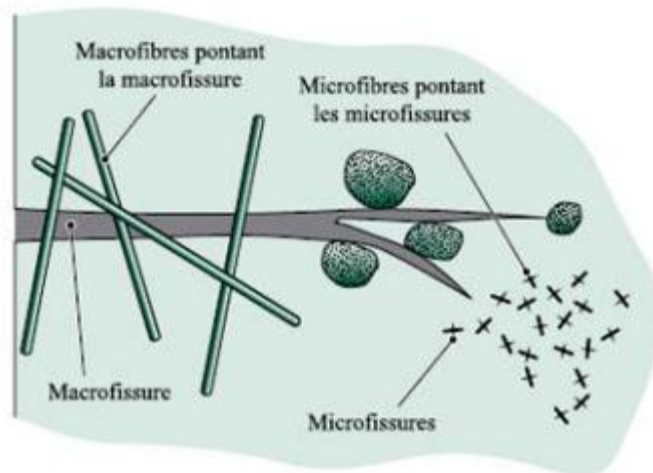


Figure 1 .12 schéma de l'interaction des fibres avec le développement des fissures dans un composite [43]

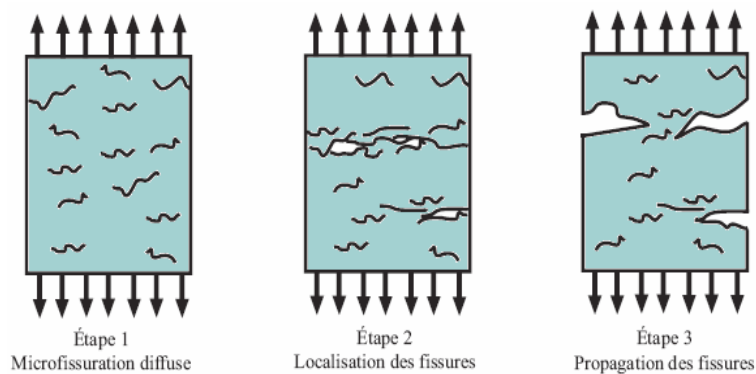


Figure 1. 13 La propagation de la microfissure dans un béton à la traction [44]

1.5.2 Principaux avantages et inconvénients des fibres végétales

Ces fibres présentent de nombreux avantages comme renfort de matériaux composites. En revanche, certains inconvénients peuvent être un frein au niveau du développement industriel. Les principaux avantages et inconvénients sont rassemblés dans le tableau 1.4:

Tableau 1. 4 Avantages et inconvénients des fibres naturelles [18][26]

AVANTAGES	INCONVENIENTS
Faible coût	Absorption d'eau.
Biodégradabilité.	Faible stabilité dimensionnelle.
Neutre pour l'émission de CO ₂ .	Mauvaise tenue en vieillissement.
Pas d'irritation cutanée lors de la manipulation des fibres.	Faible tenue thermique (200 à 230 °C max).
Pas de résidus après incinération.	Fibres anisotropes.
Resource renouvelable.	Variation de qualité en fonction du lieu de croissance, de la météo...
Demande peu d'énergie pour être produite.	Pour des applications industrielles, demande la gestion du stock.
Propriétés mécaniques spécifiques importantes (résistance et rigidité).	Renfort discontinu.
Bonne isolation thermique et acoustique	
Non abrasif pour les outillages.	

1.6 Conclusion

Les matériaux composites sont des matériaux très variés, disponibles partout, et connaissent actuellement un essor important dans tous les domaines d'application, particulièrement dans la construction navale, vu leurs performances mécaniques très élevées.

L'avantage de l'utilisation des matériaux composites à base de fibres végétales réside dans les grandes performances qu'ils disposent : faible coût, biodégradabilité, demande peu d'énergie pour être produite, ils ont des propriétés mécaniques spécifiques importantes, c'est des ressources renouvelables,....

CHAPITRE 2

COMPORTEMENT MECANIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE DES BETONS DE FIBRES

PARTIE A

COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS DE FIBRES

Partie A : Comportement mécanique des bétons de fibres

2.1 Introduction

Pour approcher avec succès la modélisation numérique de béton fibre jusqu'à la rupture et déterminer la capacité de la charge, il est obligatoire de connaître les lois de comportement des matériaux (béton ordinaire et béton de fibre). On s'intéressera partiellement aux différents comportements contrainte –déformation.

Trois facteurs doivent être pris en compte lors de la réalisation d'une défaillance progressive complète des structures en béton renforcé sont :

- les entrées de charge,
- le comportement du matériau,
- les procédures analytiques.

Par chargement, nous nous référons aux forces et mouvements spécifiques qui doivent être pris en compte dans l'analyse et la conception des structures en béton renforcé. Le comportement matériel généralisé se réfère aux relations contraintes-déformations multidimensionnelles soumises à une charge monotone et cyclique. Ces équations constitutives sont les relations les plus fondamentales requises pour toute analyse de la structure en béton armé. Bien que les procédures analytiques se réfèrent aux aspects mathématiques et numériques des calculs utilisés pour obtenir des solutions. Ces dernières années, l'application des procédures par éléments finis à l'analyse des problèmes de béton armé a suscité un intérêt croissant [45].

2.2 Comportement du béton

Le béton, c'est un matériau fragile, son comportement contraintes - déformations est affecté par le développement de microfissures dans son corps avant et après application de charges extérieures.

Le comportement du béton renforcé peut être grossièrement divisé en trois phases : l'élastique non fissuré, la progression des fissures et la phase plastique. Deux principaux effets matériels provoquent la réponse non-linéaire : fissuration du béton et plasticité du renforcement béton [46].

2.2.1 Comportement du béton sous contraintes uni axiales

2.2.1.1 Zone de compression

Une courbe typique de contrainte-déformation pour le béton ordinaire à la compression uni-axial est illustrée à la figure 2-1 présente un comportement linéaire élastique jusqu'à environ 30% de la résistance maximale à la compression f_c' . Au-delà de la valeur limite d'élasticité, la courbe enregistre une augmentation graduelle en courbure évaluée auteure 75 à 90% de la résistance ultime à la compression f_c' . Au-delà du pic, la courbe présente une partie descendante dans le cas d'un essai asservi (déformation contrôlée) jusqu'à la rupture par écrasement à une déformation ultime ϵ_u . Pour une contrainte avoisinant 30% de f_c' , les fissures avant chargement restent presque inchangées. Pour une contrainte entre 30 et 50% de f_c' , les fissures commencent à s'étendre à cause des concentrations des contraintes aux pointes de celles ci. Pour une contrainte entre 50 et 70% de f_c' , quelques nouvelles fissures apparaissent dans le mortier et d'autres fissures s'étendent lentement. Si la charge reste constante, les fissures se propagent à une vitesse décroissante jusqu'à ce quelles atteignent leurs longueurs finales. Pour des contraintes élevées, de larges fissures atteignent les dimensions critiques causant éventuellement la rupture.

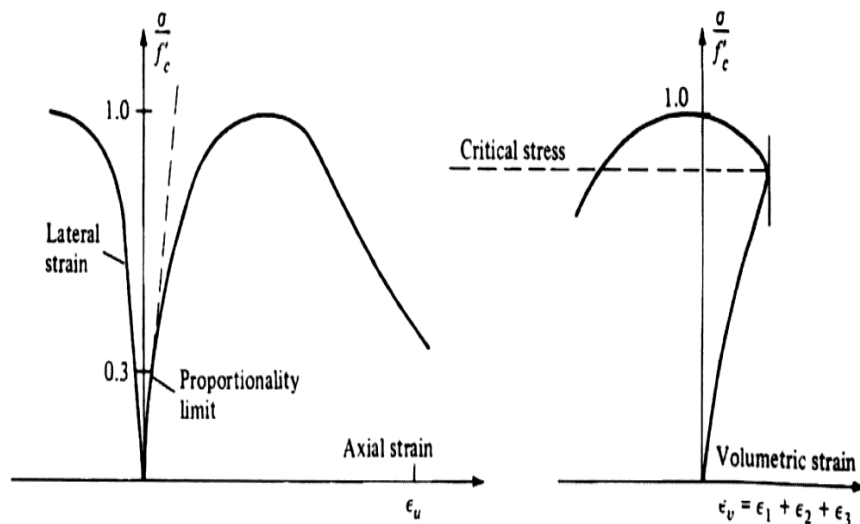


Figure 2. 1 contrainte –déformation pour béton ordinaire [45]

Le coefficient de poisson ν , du béton varie entre 0.15 et 0.22. Sous chargement uni-axial, le coefficient de poisson ν reste constant jusqu'à 80% de f_c' . Au-delà de cette valeur, le coefficient de Poisson ν augmente [45].

Une courbe contrainte-déformation uni-axiale typique pour le béton ordinaire est illustrée à la figure 2.2. La contrainte maximale est atteinte à une déformation généralement établit entre 0,0015 et 0,003, suivie d'une branche descendante.

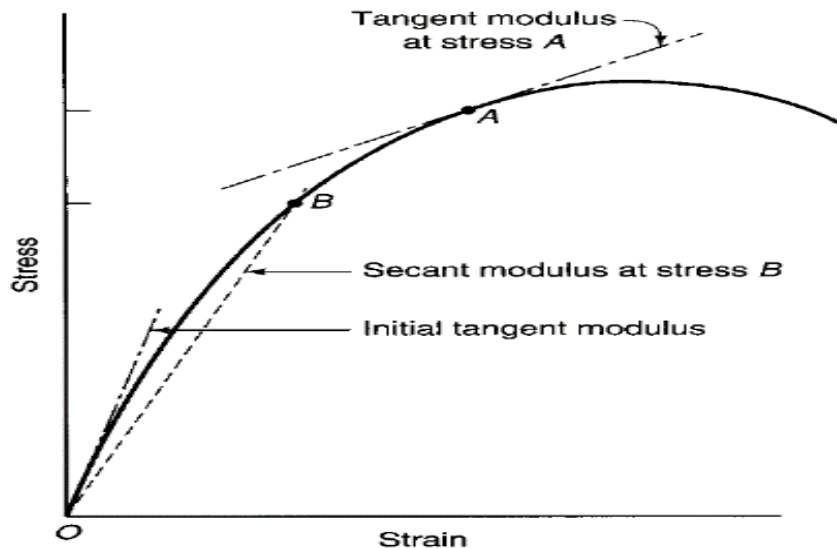


Figure 2. 2 contrainte –déformation de béton ordinaire en compression [47]

La forme de cette courbe résulte de la formation progressive des microfissures dans la structure de béton. La pente initiale de la courbe (module tangent initial d'élasticité) augmente avec la résistance à la compression. Cela s'explique par exprimer E_c en fonction de la f'_c [47].

La pente de la courbe contrainte-déformation est supposée nulle au-delà du dernier point de données de déformation de contrainte défini par l'utilisateur, c'est-à-dire le sommet de la courbe contrainte-déformation. Les propriétés des matériaux linéaires du béton de poids normal comprennent le module d'élasticité E_c et le rapport de poisson ν_c qui peut être évalué selon le code de conception ACI-318-08 selon l'équation empirique suivante [48] :

$$w_c^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

Le modèle de contrainte-déformation de HOGNESTAD [49] (voir la figure 2.3) est un des modèles les plus populaires et fiables permettant de décrire la relation entre la contrainte et la déformation dans le béton. Les équations de ce modèle sont valables jusqu'à la résistance à la compression de 42 MPa. Ce modèle se compose d'une parabole au deuxième degré avec apex à une déformation de $1.8f'_c/E_c$ où :

$$f_c'' = 0.9 f_c' \quad (2.2)$$

Suivie d'une ligne descendante, clôturant sous une contrainte de $0.85f_c''$ et une déformation limitant de 0.0038. La contrainte en un point quelconque peut être évaluée en utilisant la formule :

$$f_c = f_c'' \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad (2.3)$$

Lorsque ε_0 est égal à $1.8f_c''/E_c$ et ε_c représente une contrainte à différentes valeurs de contrainte.

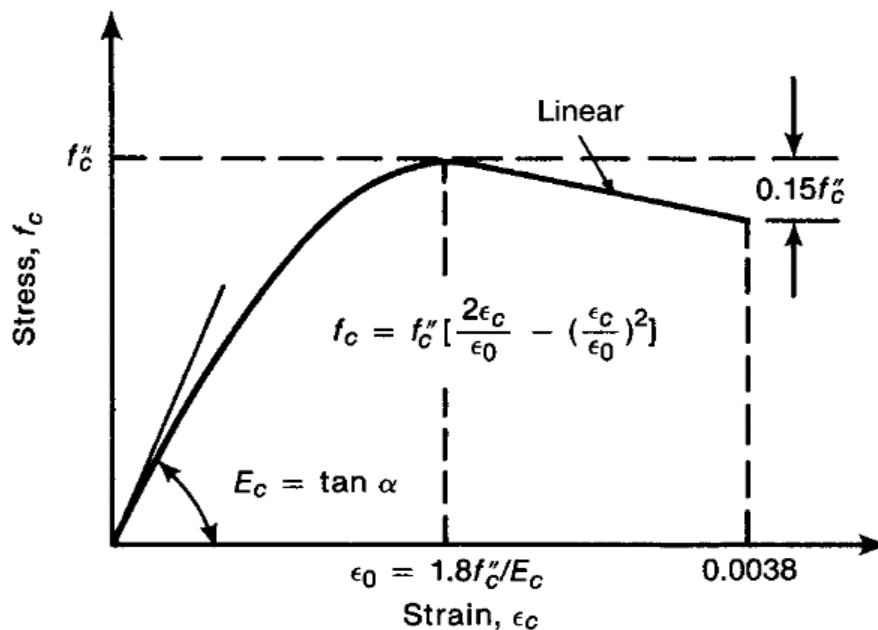


Figure 2. 3 Le modèle de HOGNESTAD [49]

2.2.1.2 Zone de tension

La courbe de contrainte-déformation du béton chargé en traction axiale peut être divisée en deux phases. Avant la contrainte maximale, la relation contrainte-déformation est légèrement incurvée. La contrainte est linéaire jusqu'à environ 50 pourcents de la résistance à la traction. La déformation maximale est de 0,0001 en traction pure et 0.00014 à 0,0002 en flexion. La partie montante de la courbe contrainte-déformation se rapprocher soit comme une droite de pente E_c et une contrainte maximale égale à la résistance à la traction f_t' ou comme une parabole avec une déformation maximale $\varepsilon_t' = 1.8 \times f_t'/E_c$ et une contrainte maximale f_t' . La courbe est illustrée dans la figure 2.4 [50].

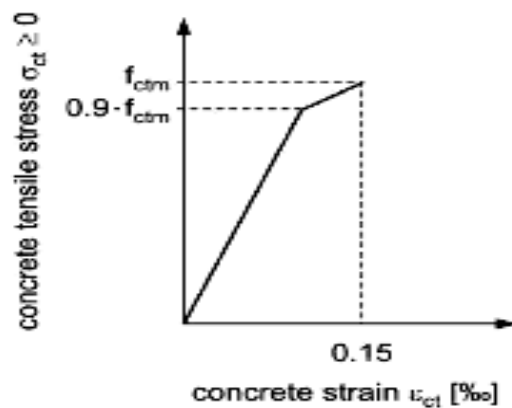


Figure 2. 4 Courbe contrainte-déformation du béton en tension [50]

Une fois la résistance à la traction est atteinte, microfissuration se produit dans une zone de fracture de processus adjacente au point de la contrainte de traction plus élevée et la capacité de traction de ce béton chute très rapidement avec l'augmentation de l'élongation. Dans cette étape de comportement, allongements sont concentrés dans la zone de fracture processus tandis que le reste du béton se décharge élastiquement.

La courbe de déchargement est la meilleure par un diagramme contrainte- l'ouverture la fissuration, idéalisée dans la figure 2.5 par deux lignes droites.

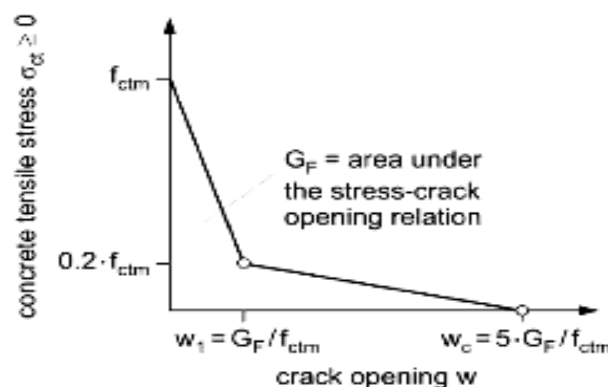


Figure 2. 5 Courbe d'ouverture la fissuration Contraintes-fissures [51]

Les largeurs de fissure indiquées dans cette figure 2.5 sont du droite magnitude, mais les valeurs réelles dépendent de la situation. La capacité de traction tombe à zéro lorsque la fissure est complètement formée. Cela survient à une très petite largeur des fissures [51].

2.2.2 Comportement du béton sous contraintes bi axiales

Les courbes caractéristiques contraintes - déformations pour le béton sous un état de contrainte bi axiales dans les régions: compression bi axial, traction - compression et traction bi-axiale sont présentées sur les figures 2.6, 2.7 et 2.8. Ces différentes courbes sont obtenues expérimentalement par BANGERT et al [52], KUPFER et al [53,45].

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 bi-axiales, on remarque l'existence d'une branche descendante. Ce qui n'est pas le cas pour un état de contrainte 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.

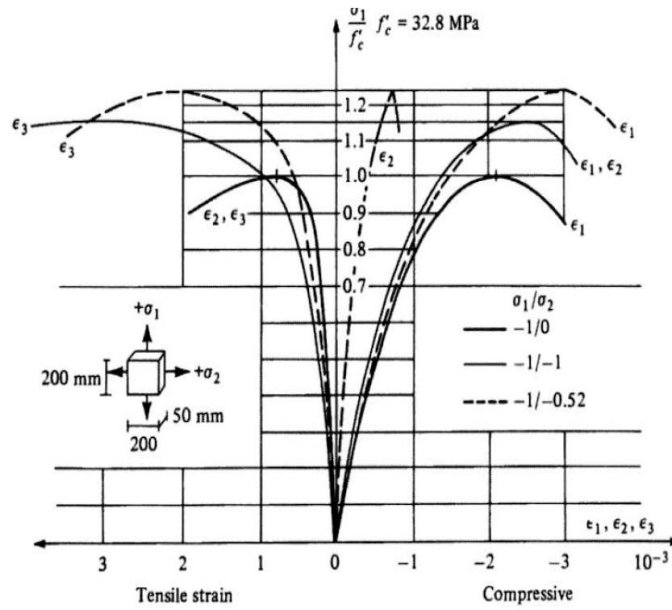


Figure 2. 6 Courbes contraintes – déformations dans la zone de compression bi axial [53,45]

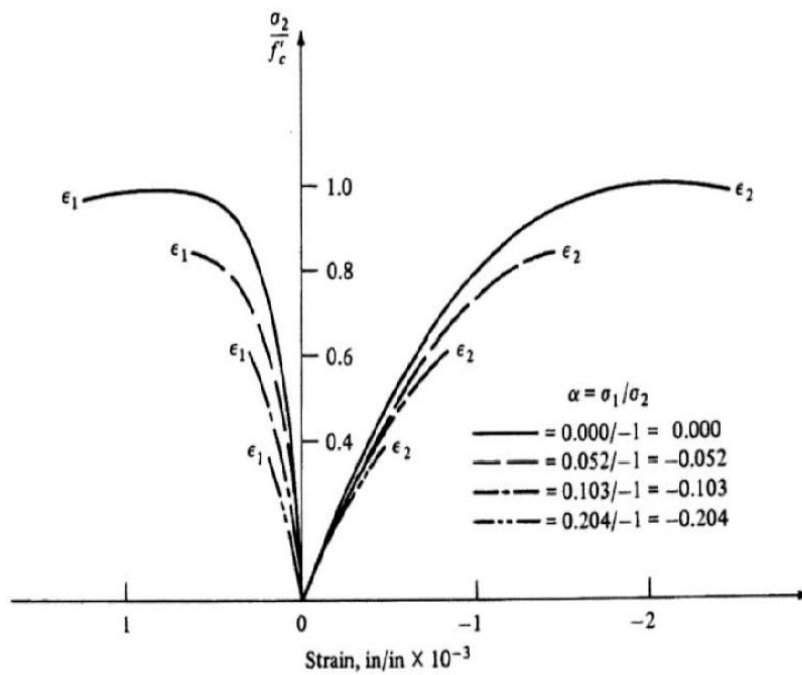


Figure 2. 7 Courbes contraintes- déformations dans la zone tension – compression [53,45]

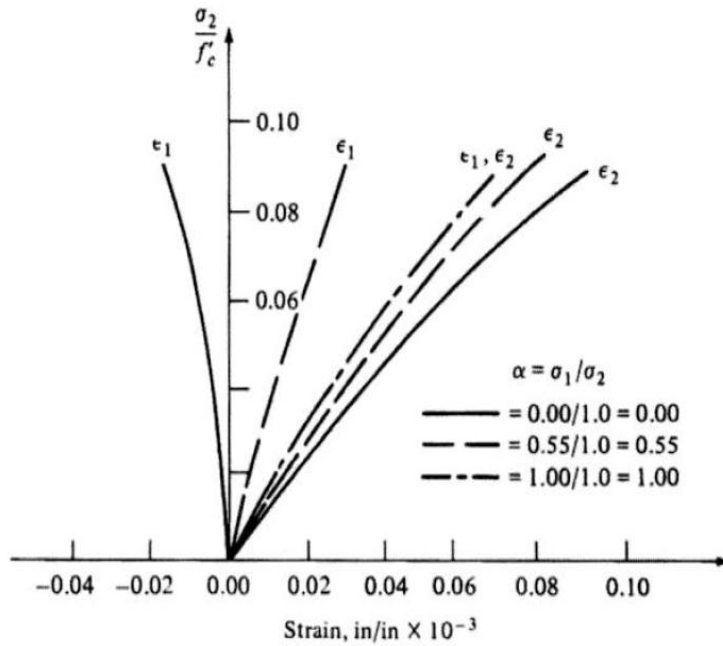


Figure 2. 8 Courbes contraintes – déformations dans la zone de tension bi axial [53,45]

Comme le montre la figure 2.9, la résistance du béton sous compression bi axial est supérieure à la résistance à la compression uni-axiale, qui est d'environ 116% de la résistance à la compression uni-axiale [55].

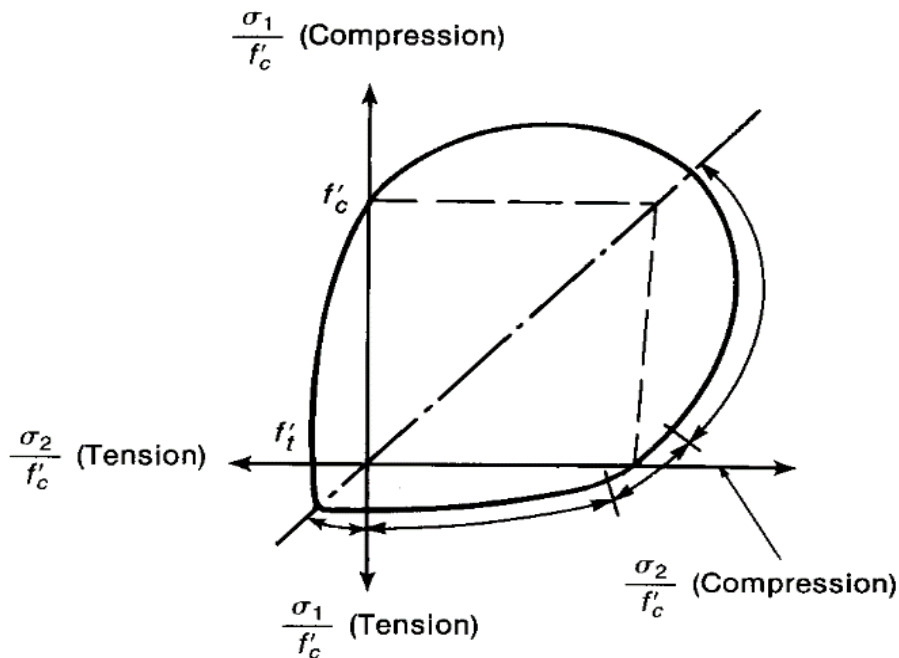


Figure 2. 9 Compression à rupture sous chargement bi axial [55]

Comme la figure 2.10 montre, les contraintes principales de traction et de compression principale conduisent à un état de tension-compression bi axial. Sous un tel chargement, les forces de traction et de compression sont inférieures à celles qui seraient sous la compression uni-axiale.

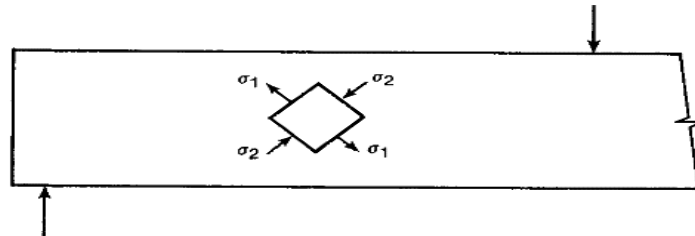


Figure 2. 10 État bi axial de compression dans la poutre [55]

2.3 Comportements des bétons de fibre

Le béton est fort en compression, mais faible en traction et fragile dans la nature. Pour compenser, les fibres sont ajoutées au béton pour fournir une résistance à la traction. Les fibres sont capables de répartir les forces de contrainte de traction qui provoquent la fissuration du béton et finalement la rupture.

Le plus grave de tous, l'acier est très corrosifs dans la nature, ce qui conduit généralement à un cancer. Le cancer du béton se réfère à la corrosion des armatures entraînant une défaillance de la structure, ce qui est extrêmement coûteux à réparer. La nécessité d'améliorer le comportement en traction du béton avec un matériau non corrodé a commencé au début des années 1950 et a donné lieu à l'élaboration de matériaux composites. Au cours des années 1970, le renforcement des fibres avait été accepté comme une alternative fiable au renforcement traditionnel [56]. Cela a nécessité l'utilisation de diverses fibres organiques et inorganiques respectueuses de l'environnement et économiques.

Le comportement mécanique de béton renforcé avec les fibres est différé du béton témoin. Ces fibres jouent un rôle de couture sur les fissures ce qui augmente la charge maximale de ruine. Ceci est lié à la longueur des fibres (ancrages améliorés), mais aussi aux orientations plus favorables des fibres longues.

Donc les fibres interviennent principalement dans la phase post-fissuration assumant un transfert des contraintes à travers la discontinuité du champ des déplacements. Avant fissuration, les fibres n'ont aucune ou peu d'influence sur le comportement mécanique, que ce

soit en compression ou en traction. Une fois la fissure ouverte, les fibres par leur action directe restreignent la propagation de la fissure [57].

2.3.1 En compression

D'après la recherche bibliographique qui montre que les fibres n'apportent pas au béton une amélioration appréciable en compression, et que la résistance à la compression n'est pas affectée d'une façon insignifiante par la présence de fibres.

Donc l'absence d'efficacité non-remarquable de fibres sur la résistance du béton à la compression peut être justifiée par l'effet que la matrice est relativement forte à la compression, la diminution de la résistance après avoir arrivé à son ultime et due largement à la rupture de l'adhérence agrégat pâte, alors que les fibres ne contribuent qu'après la rupture de la matrice, ce que veut dire qu'ils ont un faible effet sur la résistance de béton en compression.

FENELLA.A et AL [58] ont montré par l'expérience, que plus le dosage en fibres n'est considérable, plus la dispersion de la partie descendante de la courbe effort-déformation n'est significative. La figure qui suit nous montre que le renforcement du béton par fibres se retrouve sensiblement plus résistant, et nettement plus ductile.

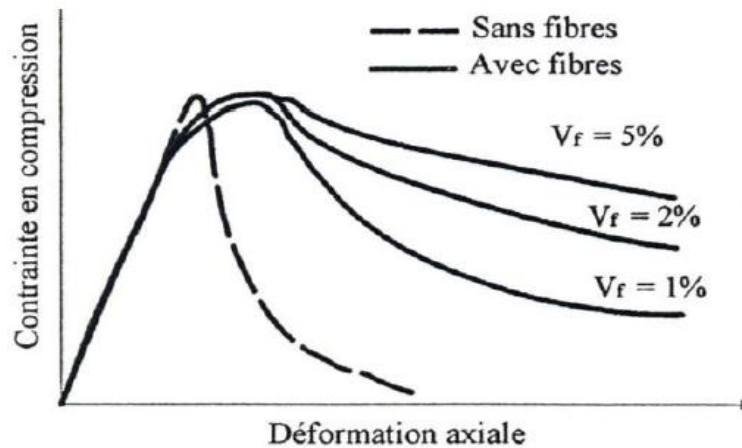


Figure 2. 11 Influence de dosage de fibres d'acier sur la résistance de compression [58]

DARDAR [7] a montré cependant que la résistance peut-être diminuée par l'addition de fibres dans le béton .Il a conclu, dans son étude qu'à partir de $V_f = 0.5\%$, pour les fibres de polypropylène, la résistance à la compression diminue et les fibres les plus longues présentent la plus faible efficacité.

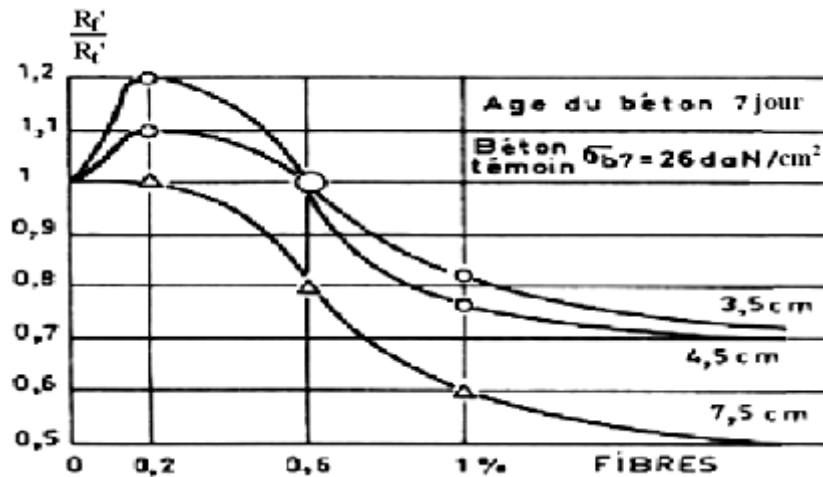


Figure 2. 12 Influence de la longueur et du pourcentage de fibres sur la résistance à la compression du béton renforcé [60]

DARWISH et al [61], ont montré que l'addition de jusqu'à 1,5% de fibres en volume augmente la résistance à la compression de 0 à 15%. Une pente progressive dans la partie descendante de la courbe contrainte-déformation du béton de renforcement en fibres indique la résistance à l'orthographe améliorée, ductilité et la ténacité comme représenté sur la figure 2.13.

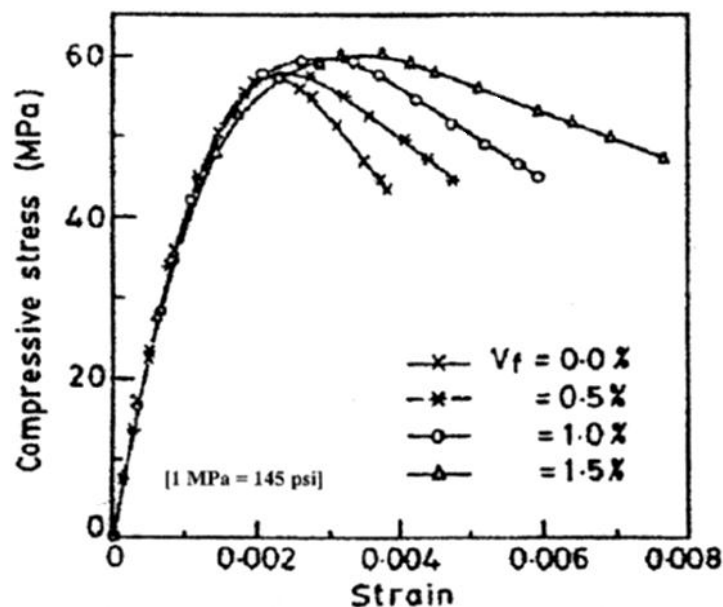


Figure 2. 13 Courbes " contrainte-déformation" en compression [61]

2.3.2 En traction

La majeure partie des travaux sur le béton de fibres tentent à améliorer le comportement en traction du béton seul qui est très fragile [62, 63, 64, 65]. Pour évaluer les caractéristiques des

bétons fibres, et les performances, on analyse les courbes charge-déformation ou charge-déplacement des éprouvettes soumises à la traction [57]. La figure 2.14 montre le comportement d'une éprouvette en béton renforcé par fibre soumise à la traction directe.

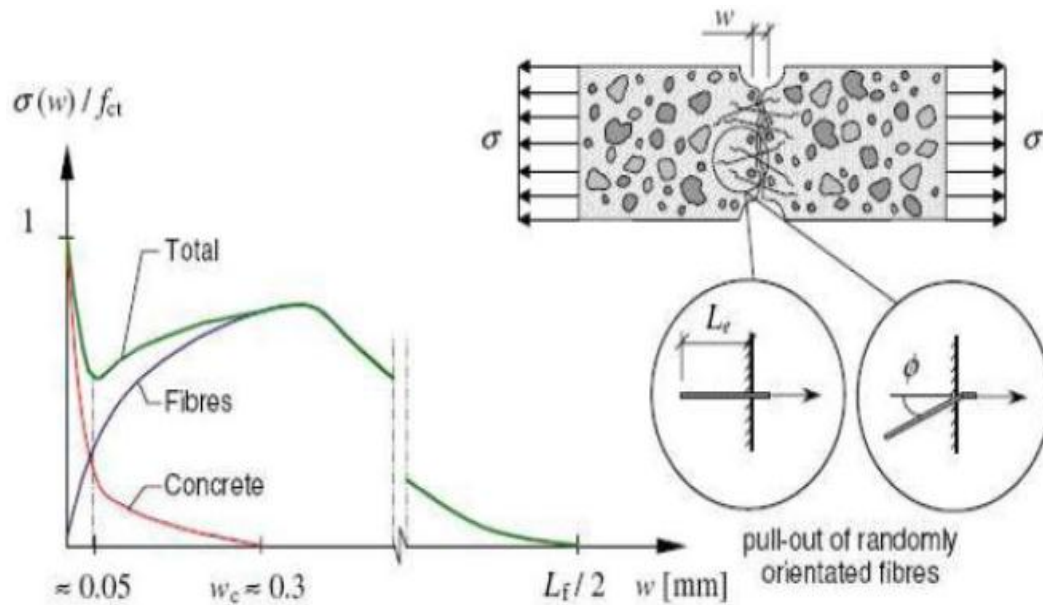


Figure 2. 14 Influence des fibres dans le comportement à la traction [67]

Dans le cas du béton sans fibres, le diagramme effort-déformation est caractérisé par une phase pratiquement linéaire qui abouti, dès l'apparition de la première fissure, à la rupture fragile du matériau. Les fibres ne sont pas aussi efficaces dans le support d'effort de traction, bien que de modeste augmentation de résistance puisse se produire. Donc, les fibres sont ajoutées pour améliorer le comportement du matériau une fois la matrice est fissurée et ainsi de contrôler la fissuration du composite. Sur le diagramme effort-déformation (Figure 2.15) du béton de fibres, on peut distinguer trois stades de comportement.

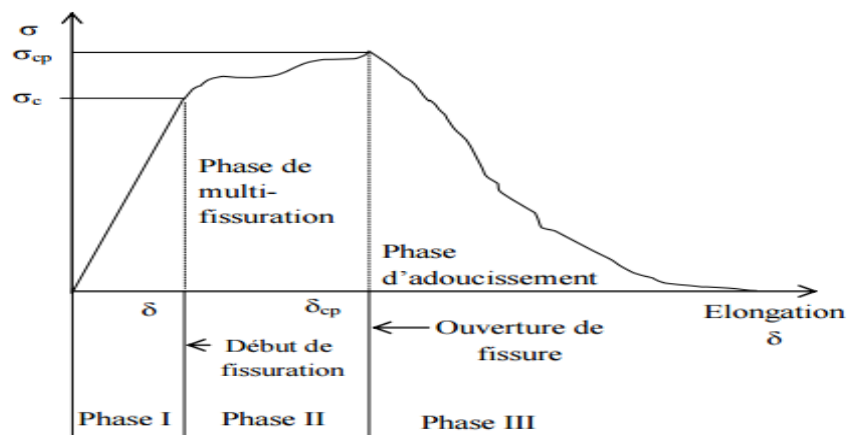


Figure 2. 15 Schématisation de comportement mécanique en traction uniaxiale [8]

Le comportement pré-fissuration qui se caractérise par le processus de propagation de microfissures avant la formation d'un système de fissures continues au droit de la section critique de pic. Le comportement avant le pic des composites cimentaires renforcés de fibres en traction dévié de la linéarité, quand la propagation des microfissures à déjà commencé.

Le transfert élastique du cisaillement est le mécanisme principal à considérer pour la prédiction de la limite de proportionnalité ainsi que l'apparition de la première fissure dans le composite.

Le comportement post – fissuration qui est marqué par l'ouverture d'une seule fissure au niveau de la section critique qui transmet pratiquement toutes les contraintes de traction aux

- fibres traversant la fissure, à partir de ce moment c'est la décohésion et l'arrachement des fibres qui fournissent dans une large mesure la résistance à la traction après le pic.
- La propagation d'une micro- fissure se développe le long d'une section de l'éprouvette, perpendiculairement à la direction.
- A ce stade la rupture de composites se fait soit par arrachement et glissement des fibres soit par rupture des fibres. Quand les macro-fissures se forment, les fibres reliant les lèvres des fissure sont mises en traction ou cisaillement et sont sollicitées à l'arrachement.

En règle générale, la résistance à la traction de béton de fibre augmente avec la longueur et le volume des fibres, elle dépend de l'orientation des fibres par rapport au sens des efforts et elle est influencée par la granulométrie de la matrice .

Aussi, il est remarqué que le module d'élasticité reste pratiquement inchangé et la courbe contrainte-déformations montre une certaine ductilité du matériau au-delà de la contrainte ultime.

2.3.3 En flexion

Les bétons de fibres sont souvent soumis à des contraintes de flexion, et c'est là que l'ajout des fibres dans le béton a les conséquences les plus marquées. Ces contraintes là représentent la capacité de résistance de ce matériau [68]. Cette résistance est habituellement présentée par le diagramme charge-flèche d'une poutre soumise en flexion (3 points) comme il est représenté dans la figure 2.16.

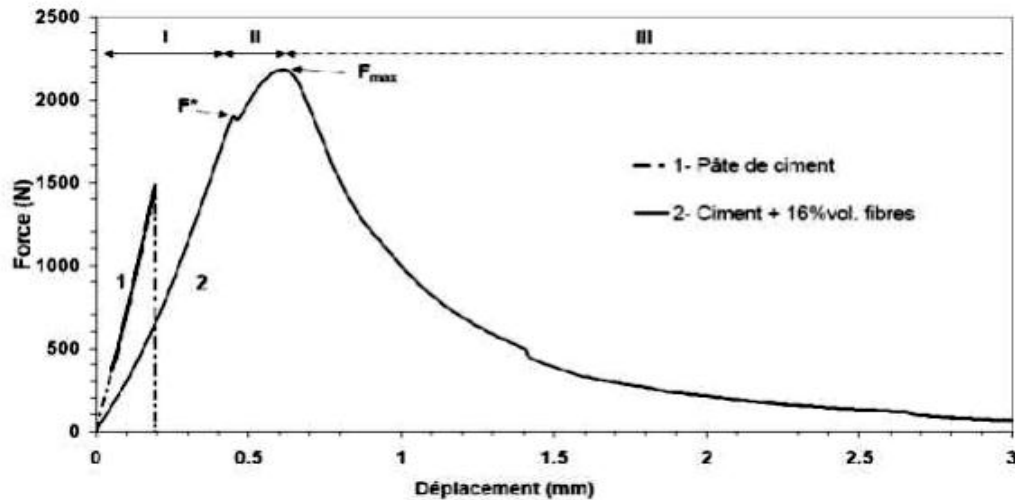


Figure 2. 16 Courbes du comportement typique d'un échantillon de ciment pur (1) et d'un composite ciment/fibres de chanvre (2) en flexion 3 points [69]

D après la figure 2.16 on distingue trois phases dans le comportement du béton fibre :

1- Partie "I":

Comportement quasi-linéaire est dénommé limite de proportionnalité. Il correspond en fait à la première fissuration de la matrice et proche de celui de la pâte de ciment. Retrouve la même allure de comportement que pour la matrice seule sur la courbe force-déformation. Le rôle de la matrice est très important dans cette zone.

2- Partie "II":

À partir de F^* Il correspond en fait à la première fissuration de la matrice, puis reprise de la charge par les fibres, limitent la propagation de la fissure.

3- Partie "III":

Au delà de F_{max} , diminution contrôlée de la charge contrairement à la pâte de ciment seule qui casse brutalement. L'auteur associe cette phase à une rupture progressive des interfaces fibres/matrice suivie d'un déchaussement des fibres.

Les fibres en apportant un soutien aux zones faibles, ont pour effet d'homogénéiser la répartition des efforts internes, ce qui contribue à augmenter l'importance du domaine linéaire.

Le gain appréciable est celui réalisé sur la formation de première fissuration. Il y a développement d'une microfissuration, les fibres jouant un rôle important pour la reprise des efforts. Au point F_{max} la contribution des fibres inférieures est maximale.

Le renforcement du béton par les fibres permet d'augmenter sa résistance à la flexion et de diminuer sa fragilité. Le matériau composite BF devient un matériau ductile [5].

L'incorporation de fibres végétales modifie peu la charge de la première fissure, qui est liée principalement aux propriétés de la matrice, mais une fois la fissure apparue, les fibres limitent la propagation de la fissure [70,71].

Avec les fibres polypropylène, DARDARE [7] a obtenu des augmentations de résistance de flexion beaucoup plus faible est même des diminutions lorsque le pourcentage dépassait 1%. Il explique ces diminutions par des mauvaises homogénéités du béton, dues à des valeurs E/C trop élevées. Ainsi, le pourcentage de 1% en volume doit être un maximum à ne pas dépasser.

2.4 REVUE DE LITTÉRATURE

Les fibres ont attirer l'attention de nombreux chercheurs dans la dernière décennie, principalement dans le domaine du renforcement, en raison de leur capacités à améliorer la force de rupture, la durabilité et ductilité, la plupart des recherches ont été consacrées à l'étude des propriétés mécaniques du béton renforcé par les fibres et à son influence sur le comportement en flexion, cisaillement et torsion des poutres. Voici quelques brefs résumés pour certaines publications connexes.

IBRAHIM et Al [72] a étudié les propriétés mécaniques de béton renforcé par les fibres d'acier avec un pourcentage volumique différent 0%,0.50%0.75%,1%1.25% par poids de béton absolu. D'autres cinq groupes de béton de catégorie C25 ayant les mêmes dimensions, ont été testés à 7 14,28 jours. Les résultats des travaux expérimentaux sur les propriétés de compression, de rupture des forces de traction et de flexion montrent que SFRC a des dosages de 0.50% et 0.75% sont simplement inefficaces, car il n'y a pas beaucoup d'amélioration sur les propriétés mécaniques, et même pour le module d'élasticité comparé avec du béton plat. Pendant ce temps, le SFRC avec des SF de 1,00% et 1,25% a entraîné une augmentation du fractionnement.

La figure 2.17 montés que la résistance à la traction et résistance à la flexion. Cependant, il n'y a pas beaucoup d'amélioration de la résistance au dosage des fibres d'acier entre 1,00% et

1,25%. De toute évidence, l'étude montre que les dosages de fibre d'acier avec 1,00% sont meilleurs que 1,25% pour le béton renforcé par les fibres d'acier en considérant le facteur économique et la facilité de travail.

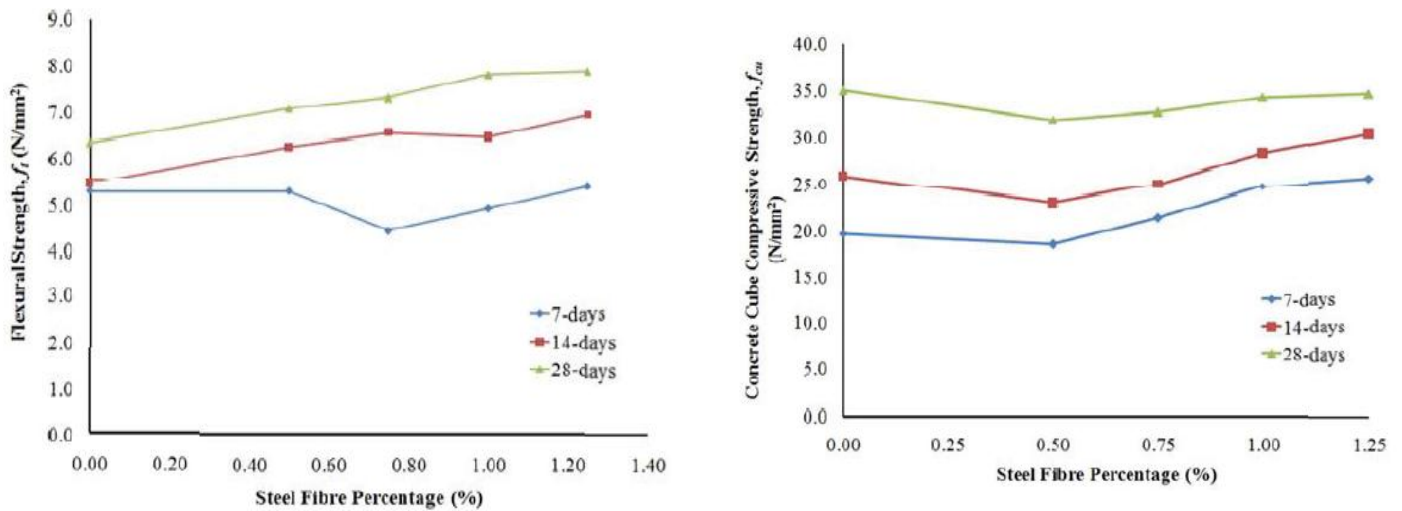


Figure 2.17 Relation entre résistance à la compression et flexion du béton du cube de béton (f_{cu}) et pourcentage de fibres d'acier (%)

MUSA [73] étudie l'introduction de fibres d'acier dans la poutre en béton a été proposée comme inhibiteur de fissures de flexion. Cette recherche a été effectuée en mettant l'accent sur la poutre simplement supportée pour déterminer les propagations de fissure en flexion en faisant varier le placement de la teneur en fibres d'acier dans la poutre. L'addition de 1,0% de fibre d'acier dans la poutre de béton renforcé a augmenté la charge ultime, la déflexion améliorée et la fissure réduite. La présence de fibres d'acier dans une matrice en béton peut également fournir de meilleures performances pour le transport de contraintes élevées. Toutes les poutres ont rupture sous des fissures de flexion. SFRC (TZ) est une solution économique pour inhiber les fissures de flexion.

PATIL et al [74], étudié et comparé de l'effet basalte, fibre de verre et d'acier sur la résistance à la compression et à la flexion du béton de qualité M40. Pour le renforcement de la flexion et de la compression du béton armé, les fibres ont été placées au hasard par (0,25%, 0,5%, 0,75%, 1%) de sons volume total de béton. Dans les poutres renforcées de fibres, la première fissure formée sur la surface de la poutre est légèrement supérieure à la première charge de fissure du CB. Une petite fissure s'est formée sur la surface de la poutre qui n'a pas été

propagée sur toute la profondeur de la poutre. La première fissure a été observée à une charge d'environ 60% de la capacité de charge totale. Au cours de ce point, des fissures sont formées dans la zone de flexion de la poutre, mais ne se propagent pas sur toute la profondeur de la poutre, lorsque la fibre arrive dans leur chemin, la direction des fissures a été modifiée. Les fissures de cisaillement sont formées dans la zone de cisaillement de la poutre, à un angle de 45 °. Les fissures observées sont moins nombreuses que CB, ayant une largeur réduite jusqu'à la rupture de la poutre. La fibre de basalte a une résistance à la compression et à la flexion maximale pour 0,5%.

SHAKEEL et al [75] qui étudier l'effet de la fibre de bambou sur la résistance à la compression et à la flexion, des cubes de béton renforcé de bambou ont été testés. En comparant les résultats avec des cubes de béton ordinaire, la résistance devient double dans les tests de 50 jours. Une poutre renforcée et doublement renforcée avec des bâtons de bambou a été coulée et testée en flexion. Il a été constaté qu'il y a une augmentation remarquable de la résistance à la flexion et du module d'élasticité de la poutre renforcé de bambou.

NATARAJA et. Al. [76] on travaillait sur une étude expérimentale pour générer une courbe contrainte-déformation pour les fibres d'acier, le béton armé pour une résistance à la compression allant de 30 à 50 MPa. Des fibres serties rondes avec trois fractions de volume de 0,5% m 0,75% et 1,0% et deux rapports d'aspect de 55 et 82 sont considérées. Un modèle analytique a été proposé pour générer à la fois les parties ascendantes et descendantes de la courbe contrainte-déformation. Une bonne corrélation entre le modèle expérimental et le modèle analytique a été obtenue.

PURKISS ET WILSON [77] ont proposé des formules pour déterminer la capacité de charge de la poutre et conduire les courbes de déviation de charge. Les résultats ont montré une très bonne corrélation entre la formule proposée et les données expérimentales pour les poutres avec et sans fibres d'acier. Il a également montré un bon accord entre les charges observées et calculées lors de l'amorçage des fissures. Une corrélation raisonnable a été notée entre la souche observée et calculée avant l'apparition de la fissuration. La corrélation était moins bonne après la fissuration, bien que, toujours acceptable.

PARTIE B

MODELISATION NUMERIQUE DES BETONS DE FIBRES

Partie B : modélisation numérique des bétons de fibres

2.5. Introduction

De nombreuses recherches ont été effectués, notamment ces trente dernières années, en vue de modéliser le béton de façon la plus réaliste possible. En effet, une modélisation précise permet non seulement d'évaluer le risque de ruine, mais aussi d'acquérir une meilleure compréhension des phénomènes physiques, et sa nature hétérogène.

Les structures en béton de fibre (BF) présentent un comportement mécanique complexe même pour des niveaux de charge faible. La relation non-linéaire de contrainte en compression, traction fissuration, post fissuration, effets adoucissants et l'interaction entre le béton et la fibre sont les principales sources d'une réponse très complexe et non linéaire. Afin de capturer le comportement structurel réel, des outils numériques sophistiqués sont nécessaires pour tenir compte de tous les phénomènes remarquables et pour effectuer les calculs fastidieux non-linéaires.

Au cours de la dernière décennie, un progrès significatif dans l'élaboration de modèles de matériaux en béton renforcé par des fibres a été atteint, qui élargissent l'éventail et la portée de l'analyse non-linéaire d'inclure plus avancé chargement affairé comme tri axiales chargées structures telles que les structures en mer, flottant des navires, les structures immergées, les barrages et beaucoup d'autres. Pourtant, des modèles en développement de matériaux en béton renforcé sous certaines conditions de chargement restent un grand défi, qui limite l'applicabilité de l'analyse numérique.

2.6. Comportement non-linéaire du béton renforcé sous charge monotone

Les techniques de calcul modernes telles que la méthode des éléments finis a été utilisée dans l'analyse non-linéaire des structures en béton renforcé, depuis plus d'une décennie. Le béton fibré a un comportement très complexe, impliquant des phénomènes tels que l'inélasticité, la fissuration et l'effet interactif entre le béton et le renforcement [78].

Sous une charge croissante, se déroule la séquence d'événements suivante :

- A faibles charges, la poutre agit essentiellement comme un élément élastique non fissuré.

- fissures de flexion verticales se produisent alors à mi-portée comme le montre la figure 2.18(a), ce qui entraîne une redistribution de la compression et provoquant augmentation des contraintes d'acier, des contraintes de liaison, et un certain glissement des obligations.
- sous charge additionnelle, ces fissures se propagent à la flexion, augmentation, et si le cisaillement et la tension diagonale ne sont pas critiques la poutre rupture finalement en cédant de l'armature en acier de traction longitudinale ou par écrasement du béton dans la zone de compression.
- si le cisaillement et la tension diagonale sont essentiels, une situation beaucoup plus complexe évolue en raison de la formation d'une importante fissure diagonale tension (Figure 2.18(c)). Cette fissure active résistance à cisaillement vertical par l'action de la cheville dans la principale armature longitudinale, blocage total.

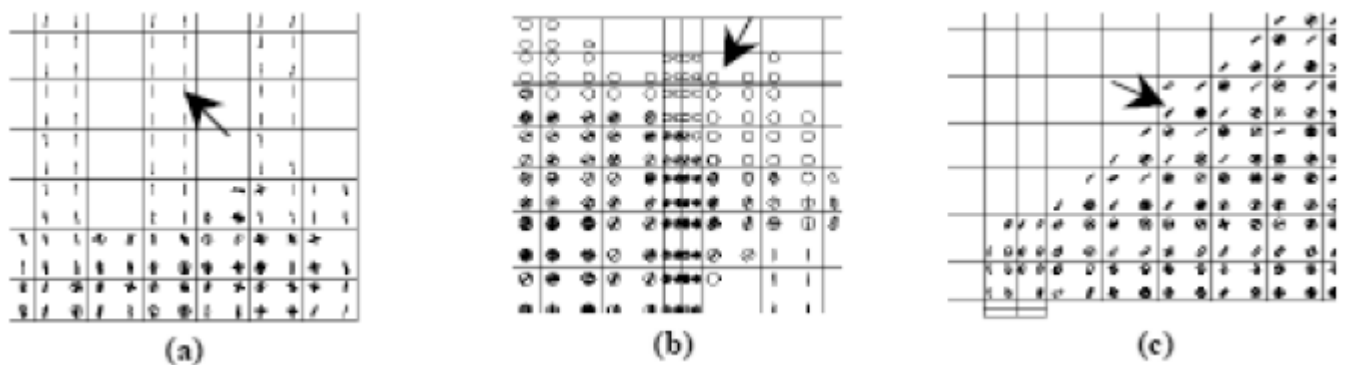


Figure 2. 18 Type de fissuration signes dans EF (a) fissuration de flexion (b) fissuration de compression (c) fissuration de diagonale tension [79]

La plupart des études d'éléments finis considèrent béton agir comme un matériau fragile élastique élastoplastique solide en compression et comme dans la tension. Diverses élasticités et plasticité - à base de modèles de comportement ont été proposées pour le béton non fissuré. Pour la fissuration du béton, deux approches différentes ont été utilisées pour la modélisation. Les fissures sont souillées dans un mode continu. Une alternative au modèle continu est l'introduction de fissures discrètes, qui sont tracées individuellement, car elles modifient progressivement la topologie de la structure.

Depuis l'armature d'acier, est relativement mince, il est généralement admis capable de transmettre une force axiale seulement ; ainsi, une relatait contrainte-déformation uni axiale est suffisante pour une utilisation générale [80].

En général, une liaison complète est supposée entre le renforcement et les éléments en béton, ce qui implique une déformation compatible. En raison de cette hypothèse, la rigidité du matériau de l'élément composite est obtenue par superposition des rigidités de matériau des composants individuels du matériau, le béton et le renforcement. Dans des cas particuliers, les mouvements différentiels ont été modélisés, type d'élément de lien simulant glissement de liaison entre le renforcement et le béton. Les propriétés des matériaux de barres de renforcement en acier sont facilement établies lors d'essais unis-axiaux. Les propriétés des matériaux sont normalement définies en utilisant des formulations de plasticité classiques. Les fibres de renforcement sont habituellement incorporées dans le modèle de calcul en utilisant des éléments de fibres discrètes. Alternativement, en introduisant des couches équivalentes. La rigidité flexionnelle des fibres est généralement négligée [45].

Dans le deuxième type d'interaction entre le renfort et le béton, il y a une déformation de cisaillement majeur après la tension fissuration à la première eue lieu. Les fibres de renforcement agissent comme des connecteurs dans de telles conditions. Cet effet de cheville peut être incorporé dans un modèle de continuum en utilisant une rigidité au cisaillement équivalent et la résistance au cisaillement du béton fissuré. Une procédure similaire peut être appliquée pour l'effet inter blocage total [79].

2.7. Modèles de matériaux en béton

Différents modèles mathématiques du comportement mécanique du béton sont actuellement utilisés pour analyser les structures en béton de fibre. Ceux-ci peuvent être divisés en quatre catégories principales :

- a. Modèles orthotropes
- b. Modèles d'élasticité non-linéaire
- c. Modèles plastiques
- d. Modèles endochroniques [45] ;

2.7.1 Modèles orthotropes

La plus simple des modèles est le modèle orthotrope. Il a été constaté que les résultats de ce modèle correspondent à un point élevé de précision les données expérimentales sous chargement bi axial proportionnel. Le modèle a également été trouvé pour être capable de prédire le comportement d'hystérèse du béton sous une charge cyclique [81]. En poutres, était

l'état de contrainte est principalement bi axial, le modèle orthotrope a été jugé la plus appropriée pour l'analyse.

2.7.2. Le Modèle d'élasticité

Le modèle d'élasticité non-linéaire est basé sur le concept de modules variables. Il correspond bien plusieurs données expérimentales. Dans le régime de pré-rupture, les relations approximatives uniques ont été établies entre contraintes hydrostatique et volumétrique et entre la contrainte et la fatigue déviateur.

Dérivation de la tangente en vrac et le module de cisaillement peut être fait sur la base de ces relations. Ainsi, le modèle est relativement simple et adapté pour le calcul par éléments finis. Il peut également prédire le comportement du béton renforcé lorsque le déchargement a lieu. Un défaut principal de ce modèle est le problème de la continuité des chemins de contrainte près de chargement neutre. Par conséquent, ce modèle ne serait pas décrire avec précision le comportement du béton sous contrainte élevée, près de la résistance à la compression, et dans la gamme contraintes d'affaiblissement.

2.7.3 Le Modèles plastique

Le modèle de déformation plastique de durcissement peut être considéré comme une généralisation du modèle orthotrope et le modèle d'élasticité non-linéaire. La formulation des relations constitutives est basée sur trois hypothèses fondamentales :

- la forme de la surface de rendement initial
- l'évolution de la surface de chargement
- formulation d'une règle d'écoulement

Même si ce modèle représente avec succès le comportement dans la région d'écrouissage, la contrainte adoucissant comportement du béton au-delà du pic de contrainte ne peut pas être décrite avec précision par la théorie classique de la plasticité écrouissage. Par conséquent, il ne convient pas au modèle renforcé contraint des structures en béton de l'expérience adoucissement [82].

2.7.4 Le Modèles endochroniques

La théorie endochronique de la plasticité repose sur la notion de temps intrinsèque. Le temps intrinsèque est utilisé pour mesurer l'étendue des dégâts dans la structure interne du matériau en béton dans des antécédents généraux de déformation. Le principal défaut de cette méthode est le temps de calcul coûteux, qui limite sa capacité à être utilisé pour modéliser des structures à grande échelle [45].

Pour la plupart des poutres et des dalles soumises à des moments de flexion, un état de contrainte bi axiale contrôle la formation globale de stress. La contrainte développée dans la poutre réside principalement dans la tension de tension ou d'une région de compression-compression et qu'une petite partie à proximité des supports se situe dans la zone de compression-traction.

2.8 Surface de la rupture du béton

Les codes MEF actuels et les plus utilisés pour analyse le béton renforcé sous contrainte multi axiale, dans lequel l'élément en béton serait soumis à une traction-compression dans les directions trois principes.

La surface de rupture de WILLAM-WARNKE peut être appliquée à faible ou, ainsi que les régimes à haute compression voir la figure 2.19.

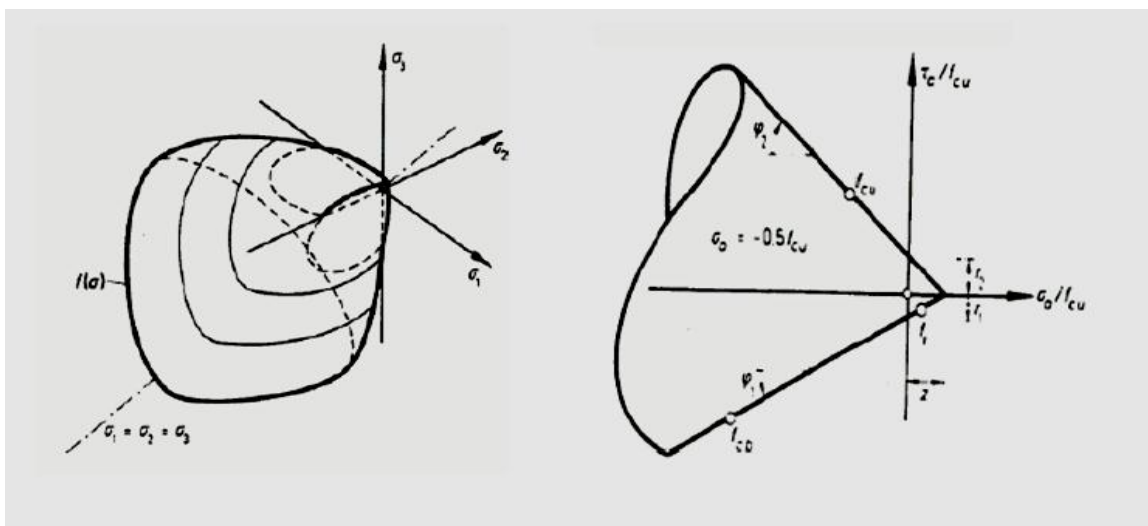


Figure 2. 19 Surface de ruptuer de WILLIAM-WARNKE [83]

La surface de rupture est définie comme [85] :

$$\frac{1}{z} \frac{\sigma_a}{f_{cu}} + \frac{1}{r(\theta)} \frac{\tau_a}{f_{cu}} - 1 \quad (2.4)$$

Où :

σ_a et τ_a = composants de compression moyens

Z= sommet de la surface

L'un des critères de rupture les plus fiables du béton sous charge triaxiale est WILLIAM-WARNKE critère de rupture de cinq paramètres [83]. La surface rupture sera considérée tout au long de cette thèse. Il peut s'exprimer sous la forme :

$$\frac{F}{F_c} - s \geq 0 \quad (2.5)$$

Tell que :

F = une fonction de l'état de contrainte principal (σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp})

σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp} = contraint principal dans les directions principales

F_c = résistance à la compression uni axiale

S = surface de rupture exprimée en termes de contraintes principales et de cinq paramètres d'entrée :

Cependant, la surface de rupture peut être simplifiée avec un minimum de deux paramètres, f_t et f_c . Les trois autres paramètres seraient :

$$f_{cb} = 1.2 \times f_c \quad (2.6)$$

$$f_1 = 1.45 \times f_c \quad (2.7)$$

$$f_2 = 1.725 \times f_c \quad (2.8)$$

Tell que:

f_t : résistance à la traction uni axial ultime

f_c : résistance à la compression uni axial ultime

f_{cb} : résistance à la compression bi axial ultime

f_1 : résistance à la compression ultime pour un état de compression bi axial superposé à l'état

de contrainte hydrostatique.

f_2 : résistance à la compression ultime pour un état de compression uni axial superposée à l'état de contrainte hydrostatique.

-Si l'équation 2.6 est satisfaite, le matériau se fissurer ou rupture.

La figure 2-20 représente la surface de rupture tridimensionnelle pour les états de la compression qui sont bi-axiale ou presque bi axiale. Si le principal non nul le plus significatif. Les contraintes sont dans les directions σ_{xp} et σ_{yp} , les trois surfaces présentées sont pour σ_{zp} Légèrement supérieur à zéro, σ_{zp} égal à zéro,

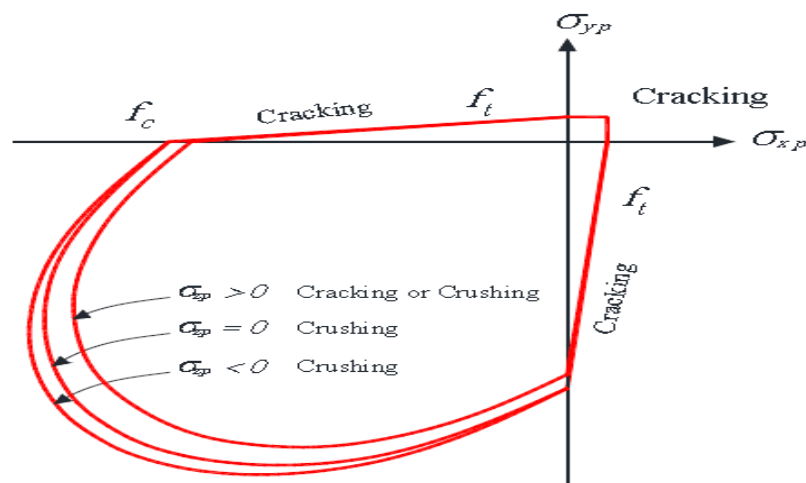


Figure 2. 20 Surface de rupture dans l'espace de compression principale avec presque compression bi axial, ANSYS 2015, [86]

Et σ_{zp} légèrement inférieur à zéro. Bien que les trois surfaces soient presque équivalentes et que les trois dimensions la surface de défaillance sont continues, le mode de défaillance du matériau est une fonction du signe de σ_{zp} . Par exemple, si σ_{xp} et σ_{yp} sont tous les deux négatifs et σ_{zp} est légèrement positif, la fissuration serait prédite dans une direction perpendiculaire à la direction σ_{zp} .

Cependant, si σ_{zp} est nul ou légèrement négatif, on suppose que le matériau écrase [86]. Dans un élément en béton, la fissuration se produit lorsque la contrainte de traction principale dans toute direction se trouve à l'extérieur de la surface de rupture. Après la fissuration, le module élastique de l'élément en béton est mis à zéro dans la direction parallèle à la direction principale tension de traction. Le broyage se produit lorsque toutes les contraintes principales

sont Compressives et se situent à l'extérieur de la surface de rupture; ensuite, le module élastique est mis à zéro dans toutes les directions [86], et l'élément effectivement disparaît.

Cependant, ces valeurs par défaut sont valables uniquement pour les états de stress où la condition :

$|\sigma_h| = \sqrt{3} \times f'_c$ est satisfaite, où σ_h est l'état de stress hydrostatique = $1/3 (\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp})$.

La fonction "F" et la surface de défaillance "S" sont exprimées en termes de contraintes principales notées σ_1, σ_2 et σ_3 où :

$$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad \sigma_3 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (2.9)$$

Sur la base des valeurs de $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, l'échec du béton peut être classé en $(\sigma_1 - \sigma_2)^2$ quatre domaines:

1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (compression - compression - compression)
2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (tension - compression - compression)
3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (tension - tension - compression)
4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (tension - tension - tension)

2.8.1 Le domaine (compression - compression - compression)

Dans le régime « compression- compression -compression », le critère de défaillance de William et Warnke [83] est mis en œuvre. Dans ce cas, "F" prend la forme :

$$f = f_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} \quad (2.10)$$

Et "S" est défini comme suit:

$$S = S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2) \cos \eta + r_2(2r_1 - r_2) \left[4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2 \right]^{1/2}}{4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (2.11)$$

Telle que :

$$\cos \eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}}}$$

$$r_1 = a_0 + a_1\xi + a_2\xi^2$$

$$r_2 = b_0 + b_1\xi + b_2\xi^2$$

$$\xi = \frac{\sigma_h}{f_c}$$

Comme la figure 2-21 montre, la surface de rupture semble avoir une symétrie cyclique sur chaque secteur de 120 du plan octaédrique. La valeur de r_1 est évaluée en fonction des valeurs constantes a_0 , a_1 et a_2 . Alors, r_2 est évalué en fonction des valeurs constantes de b_0 , b_1 et b_2 .

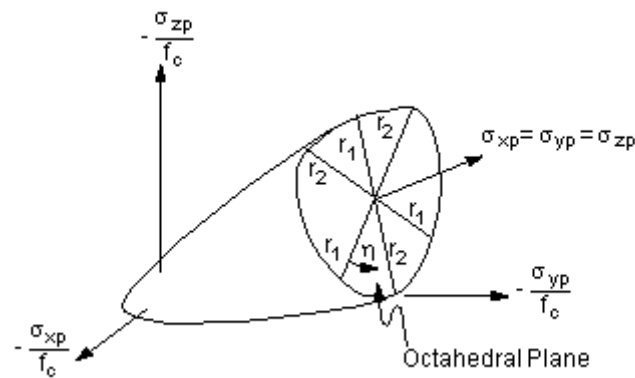


Figure 2. 21 WILLAM-WARNKE surface de rupture 3-D dans les principales contraintes [86]

Ces coefficients peuvent être évalués en résolvant simultanément les équations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = f_t, \sigma_2 = \sigma_3 = 0) \\ \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_3 = -f_{cb}) \\ \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = -\sigma_h^a, \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_1) \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_t & \xi_t^2 \\ 1 & \xi_{cb} & \xi_{cb}^2 \\ 1 & \xi_1 & \xi_1^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix}$$

$$\xi_t = \frac{f_t}{3f_c}, \xi_{cb} = -\frac{2f_{cb}}{3f_c}, \xi_1 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{2f_1}{3f_c}, \xi_2 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{f_2}{3f_c}$$

Et ζ_0 est la racine positive de l'équation

suivante:

$$r_2(\xi_0) = a_0 + a_1\xi_0 + a_2\xi_0^2 = 0 \quad (2.12)$$

Pour toutes les équations précitées, si la surface de défaillance $\frac{F}{F_c} - s \geq 0$ est satisfaite, le matériau est supposé écraser.

2.8.2 Le domaine (tension - compression - compression)

Dans le domaine « tension - compression - compression » régime « F » est considéré comme [86] :

$$\frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2)^2 + (\sigma_3)^2]^{1/2} \quad (2.13)$$

Et "S" est défini par :

$$s = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2) \cos \eta + p_2(2p_1 - p_2) \left[4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + 5p_1^2 - 4p_1 p_2\right]^{1/2}}{4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + (p_2 - 2p_1)^2} \quad (2.14)$$

Tell que :

$$p_1 = a_0 + a_1\chi + a_2\chi^2$$

$$p_2 = b_0 + b_1\chi + b_2\chi^2$$

$$\chi = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{3f_c}$$

Si le critère d'échec est satisfait, la fissuration se produit dans le plan perpendiculaire à la contrainte principale σ_1 .

2.8.3 Le domaine (tension - tension - compression)

Dans le régime "tension-tension-compression", "F" prend la forme: $F = \sigma_i$, où $i = 1, 2$ et "S" est défini comme [86] :

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_c} \right); i = 1, 2 \quad (2.15)$$

Si le critère d'échec pour $i = 1, 2$ est satisfait,

La fissuration se produit dans les plans perpendiculaires aux contraintes principales σ_1 et σ_2 . Si le critère d'échec n'est satisfait que pour $i = 1$, la fissuration ne se produit que dans le plan perpendiculaire à σ_1 de contrainte principale.

2.8.4 Le domaine (tension - tension - tension)

Dans le régime "tension-tension-tension", "F" prend la forme: $F = \sigma_i$, où $i = 1, 2, 3$ et "S" est défini comme [86]:

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_c} \quad (2.16)$$

Si le critère d'échec est satisfait dans la direction 1, 2 et 3, la fissuration se produit dans les plans perpendiculaires aux contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 . Si le critère d'échec est satisfait dans la direction 1 et 2, la fissuration se produit dans le plan perpendiculaire aux contraintes principales σ_1 et σ_2 . Si le critère d'échec n'est satisfait que dans la direction 1, la fissuration se produit dans le plan perpendiculaire à la contrainte principale σ_1 .

2.9 Comportement de la section fissurée de béton

Le principal facteur qui affecte le comportement du béton renforcé est le craquage progressif. La fissuration du béton contribue de manière significative à sa non-linéarité sous le chargement et conduit à une défaillance localisée, ce qui entraînera finalement une défaillance totale de l'élément structurel.

Lorsque des fissures ont lieu, la contrainte de traction est réalisée entièrement par les fibres de renforcement. Les contraintes de traction sont cependant présentes dans le béton entre les

fissures, car une certaine tension est transférée de l'acier au béton par liaison. La grandeur et la répartition des contraintes de liaison entre les fissures déterminent la répartition des contraintes de traction dans le béton et fibre de renfort entre les fissures. Des fissures supplémentaires peuvent se former entre les fissures initiales, si la contrainte de traction dépasse la résistance à la traction du béton entre les fissures préalablement formées. L'état de fissuration final est atteint lorsqu'une force de traction d'une grandeur suffisante pour former une fissure supplémentaire entre deux fissures existantes ne peut plus être transférée par liaison fibre au béton.

Lorsque le béton atteint sa résistance à la traction, les fissures à l'emplacement de la contrainte de traction maximale commencent à se former. Le nombre, les emplacements et l'étendue des fissures dépendent de la taille et de l'emplacement de fibre de renforcement. Aux fissures initiales, le stress du béton diminue à zéro et fibre porte toute la force de traction. Cependant, le béton entre les fissures porte encore une certaine contrainte de traction, ce qui diminue avec l'augmentation de la charge appliquée. Cette chute du stress de traction en béton pourrait être attribuée à la détérioration progressive du lien entre le béton et le renforcement, où un secondaire.

Le système dans les fissures internes commence à se former autour des fibres de renforcement, ces fissures s'appellent "fissures d'adhérence"[87].

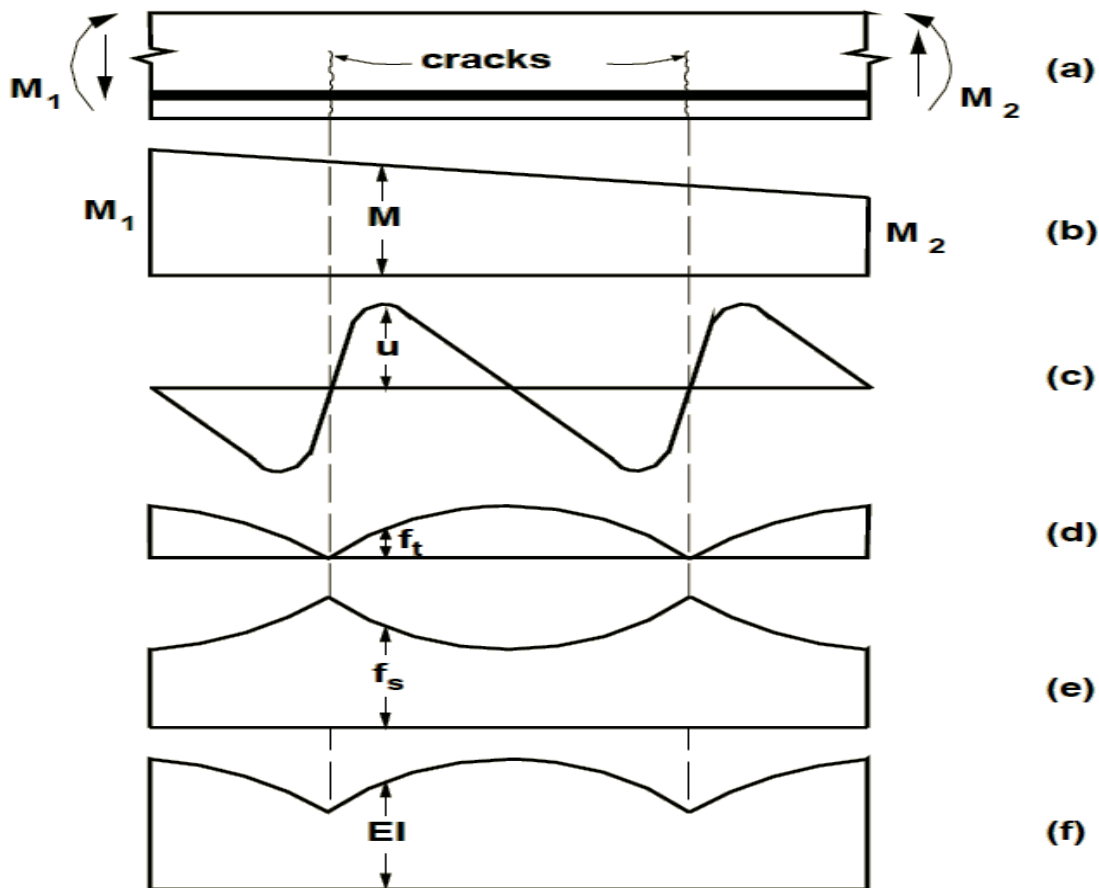


Figure 2. 22 la partie de poutre, (b) de cintrage distribution du moment, (c) la répartition des contraintes de liaison, (d) la distribution de la contrainte de traction du béton, (e) la distribution des contraintes de traction en acier, (f) distribution de rigidité en flexion dans la plage élastique [87]

2.10 Modèle de fissuration

Rupture en traction dans les composites à matrice d'agrégats tels que le béton comporte des microfissurations progressives, décollement tortueux et d'autres processus de dommages internes. Ces processus de ramollissement se fondent finalement dans une discontinuité géométrique qui sépare la matière. Une telle discontinuité s'appelle une fissure. Les fissures se développent en béton pendant la phase de chargement peuvent être modélisées par l'une des options suivantes :

1. Modèle de fissure discrète
2. Modèle de fissure continue

Sans aucun doute, le concept de fissure discrète est l'approche qui reflète ce phénomène le plus près. Il modélise directement la fissure via une discontinuité de déplacement dans un élément d'interface qui sépare deux éléments solides. Malheureusement, l'approche ne correspond pas à la nature de la méthode de déplacement des éléments finis et il est plus pratique d'utiliser un concept de fissure sournois. Un concept de fissure sournois imagine que le solide fissuré est un continuum et permet une description en termes de relation contrainte-déformation. Cependant, ici, l'inconvénient inverse se produit, puisque l'hypothèse sous-jacente de la continuité du déplacement est en conflit avec le réalisme de la discontinuité géométrique [88].

2.10.1 Modèle de fissure discrète

Le modèle de fissure discrète suppose une séparation entre les bords des éléments. L'approche présente deux inconvénients. Tout d'abord, cela implique un changement continu de la connectivité nodale, qui ne correspond pas à la nature de la méthode de déplacement des éléments finis. Deuxièmement, la fissure est contrainte de suivre un chemin prédéfini le long des bords de l'élément. Il existe cependant une classe de problèmes où l'orientation de la fissure discrète n'est pas nécessairement le principal sujet d'intérêt. On peut penser à la fracture sous la forme d'une bande de séparation droite, dont l'emplacement est connu à l'avance, ou de fissures discrètes le long de l'interface entre le béton et le renforcement. En outre, il existe des problèmes d'ingénierie qui permettent d'imaginer un mécanisme de fissures discrètes de manière similaire aux mécanismes de ligne de rendement. Pour les cas d'aspiration, les inconvénients, ci-dessus disparaissant et on peut utiliser une forme simple de fissures discrètes avec une orientation prédéfinie.

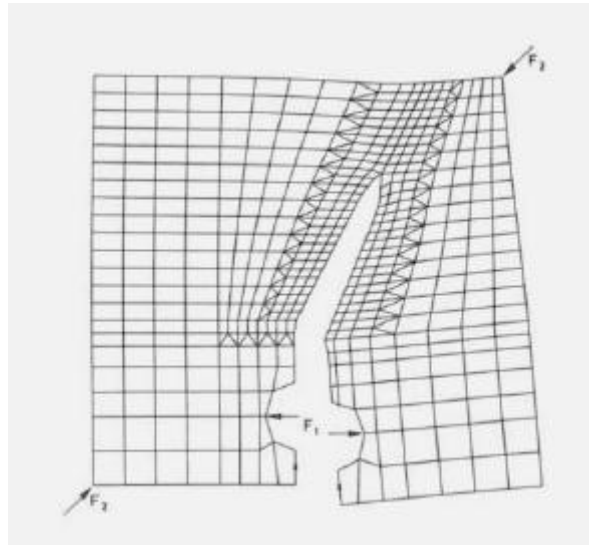


Figure 2. 23 Changement de Topologie des éléments finis [88]

Avec le changement de topologie et la redéfinition des points nodaux, la largeur de bande étroite de la matrice de rigidité est détruite et un effort de calcul considérablement accru se traduit par ce modèle. En outre, le manque de généralité dans l'orientation des fissures a rendu le modèle de fissure discret impopulaire. Malgré ces lacunes, l'utilisation de modèles discrets de fissures dans les analyses d'éléments finis offre certains avantages par rapport aux autres méthodes. Pour les problèmes qui impliquent quelques fissures dominantes, l'approche de fissure discrète offre une description plus réaliste des fissures, qui représentent des discontinuités de contrainte dans la structure. Ces discontinuités sont correctement caractérisées par le modèle de fissure discrète [88].

2.10.2 Modèle de fissure éclaboussée (Smeared)

La nécessité d'un modèle de fissure qui offre une génération automatique de fissures et une généralité complète dans l'orientation des fissures, sans avoir besoin de redéfinir la topologie des éléments finis, a conduit la majorité des enquêteurs à adopter le modèle de fissure sème. Plutôt que de représenter une seule fissure, le modèle de fissure imprégné représente de nombreuses fissures finement espacées perpendiculaires à la direction de contrainte principale. Cette approximation du comportement de craquage du béton est assez réaliste, car le comportement de rupture du béton est très différent de celui des métaux. Dans le béton, la fracture est précédée d'une microfissure du matériau dans la zone de processus de fracture, qui

se manifeste par un ramollissement de la contrainte. Cette zone est souvent très grande par rapport à la section transversale du membre en raison de la grande taille de l'agrégat.

Avec cette approche en continu, les discontinuités de déplacement local aux fissures sont réparties sur une partie tributaire dans l'élément fini. Contrairement au concept de fissure discrète, le concept de fissure imprégnée correspond à la nature de la méthode de déplacement des éléments finis, car la continuité du champ de déplacement reste intacte.

Bien que cette approche soit simple à mettre en œuvre et, par conséquent, largement utilisée. Il présente néanmoins un inconvénient majeur, qui est la dépendance des résultats sur la taille du maillage des éléments finis utilisé dans l'analyse. Lorsque de grands éléments finis sont utilisés, chaque élément a un effet important sur la rigidité structurelle. Lorsqu'un seul élément se fissure, la rigidité de l'ensemble de la structure est considérablement réduite. Les éléments d'ordre supérieur dans lesquels le comportement du matériau est établi à un certain nombre de points d'intégration ne changent pas nettement cette situation, car, dans la plupart des cas, lorsqu'une fissure a lieu à un point d'intégration, la rigidité de l'élément est suffisamment réduite pour qu'une fissure se produise à tous les autres points d'intégration de l'élément dans la prochaine itération. Ainsi, une fissure dans un point d'intégration ne soulage pas le reste du matériau dans l'élément, car la continuité de contrainte imposée augmente les contraintes à tous les autres points d'intégration. L'effet global est que la formation d'une fissure dans un grand élément entraîne l'adoucissement d'une grande partie de la structure. La difficulté résulte du fait qu'une fissure représente une discontinuité de la souche qui ne peut pas être modélisée correctement dans un seul élément fini dans lequel la souche varie en continu[82].

Les modèles de fissures scellés peuvent être classés dans :

1. Modèle de fissure fixé,
2. Modèle de fissure tournante.

L'orientation d'une fissure dans le modèle de fissure fixe est fixée pendant tout le processus de calcul. Bien que, un modèle de fissure tournée par frottement permette à l'orientation de la fissure de pivoter avec les axes de la souche principale [88].

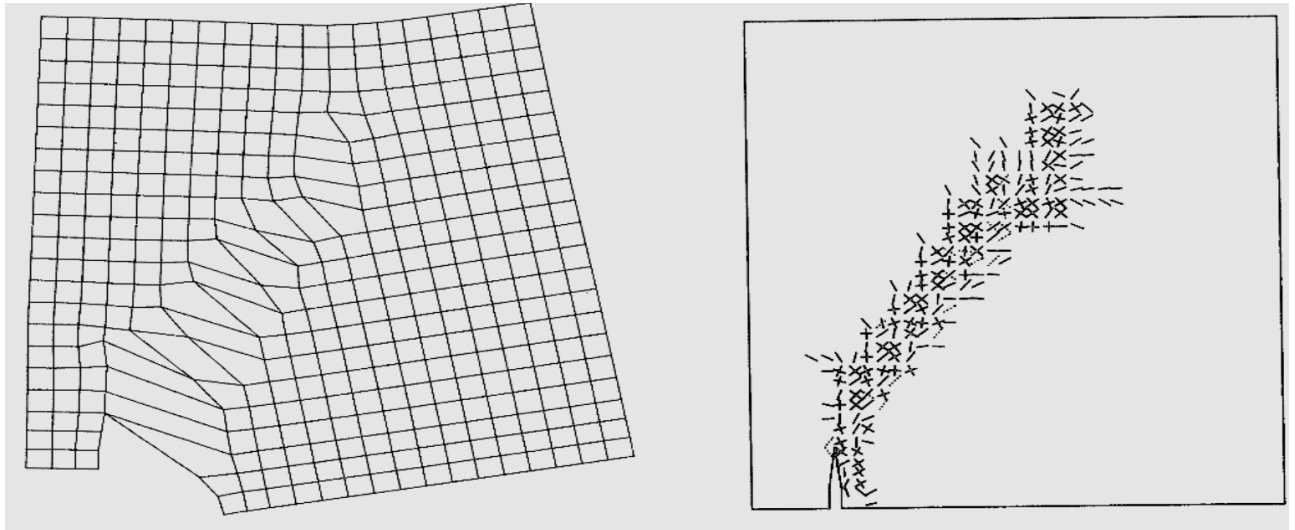


Figure 2. 24 Modèle de fissure [88]

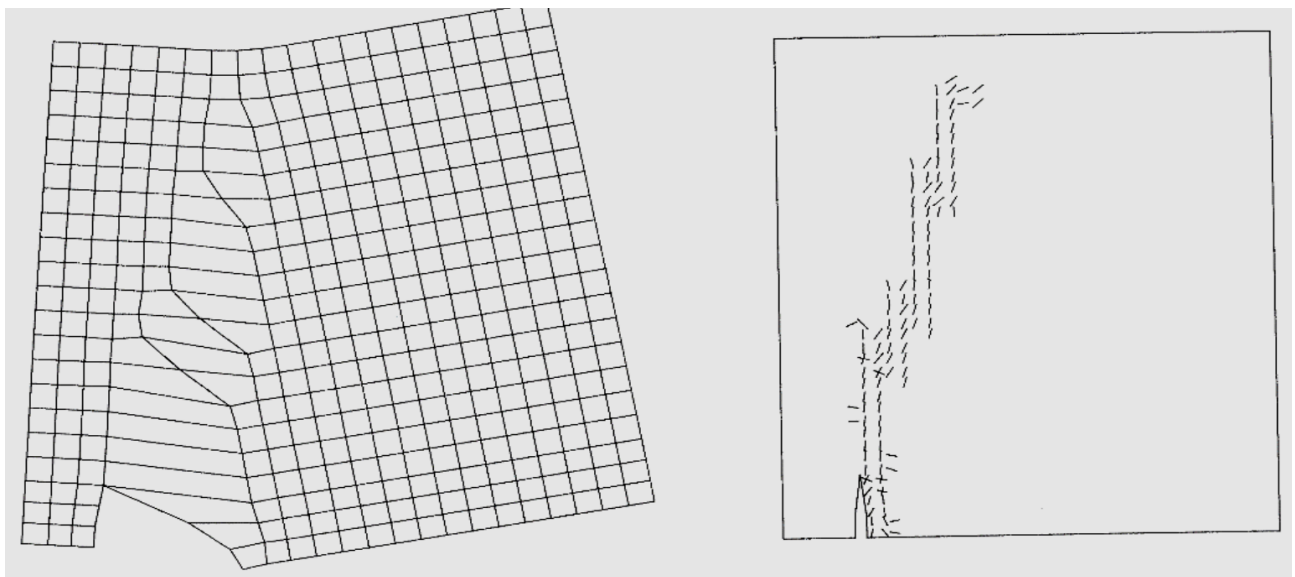


Figure 2. 25 Modèle de fissure tournée [88]

2.11 Les modélisations de renforcement

La modélisation du renforcement en acier est beaucoup plus facile que la modélisation du béton, car il ne s'agit pas de conditions environnementales ou dépendantes du temps. Une relation contrainte-contrainte uni axiale suffirait à définir la formation d'une fissure dans un grand élément entraînant un ramollissement d'une grande partie de la structure. La difficulté résulte du fait qu'une fissure représente une discontinuité de la souche qui ne peut pas être modélisée correctement dans un seul élément fini dans lequel la souche varie en continu.

Il existe trois techniques qui existent pour modéliser le renfort de fibre dans les modèles à éléments finis pour le béton renforcée [89,90] :

- ✓ Le modèle discret
- ✓ Le modèle intégré
- ✓ Le modèle imprégné

Dans le travail présenté dans cette thèse, la technique de modélisation discrète est utilisée pour modéliser le renforcement. Le renfort dans le modèle discret utilise des éléments de barre ou de poutre qui sont connectés aux nœuds de maille de béton. Par conséquent, le béton et le maillage de renfort partagent les mêmes nœuds et le béton occupe les mêmes régions occupées par le renfort.

2.11.1 Modèle discret

Le renforcement est modélisé en utilisant les éléments de barre ou poutre reliés aux nœuds de mailles en béton. En conséquence, il existe des "nœuds partagés" entre le béton le maillage et le maillage de renforcement, comme la figure 2-26 montre. Aussi, depuis le renforcement est superposé au maillage de béton, le béton existe dans les mêmes régions occupées par le renforcement. L'inconvénient d'utiliser le modèle discret est-ce que le maillage de béton est limité par l'emplacement du renfort. Plein la liaison est généralement assumée entre le renforcement et le béton.

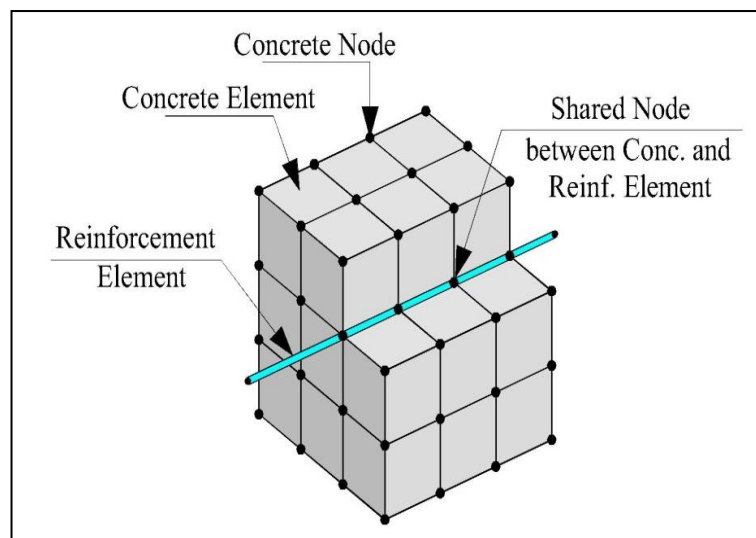


Figure 2. 26 Modèle discret de béton renforcé [89,90]

2.11.2 Modèle intégré

Dans cette approche, la rigidité des éléments de renforcement est évaluée indépendamment des éléments en béton, contrairement à la restriction du maillage discret, mais l'élément est intégré dans le treillis en béton de telle manière que ses déplacements sont compatibles avec ceux des éléments de béton environnants. Autrement dit, les éléments en béton et de leurs points d'intersection avec chacun de renforcement sont identifiés et utilisés pour établir les emplacements nodaux les éléments de renfort comme la figure 2.27 montre. Lorsque le renforcement est complexe, ce modèle est très avantageux. Cependant, ce modèle nombre de nœuds et degrés de liberté dans le modèle, augmentant ainsi le temps d'exécution et le coût de calcul.

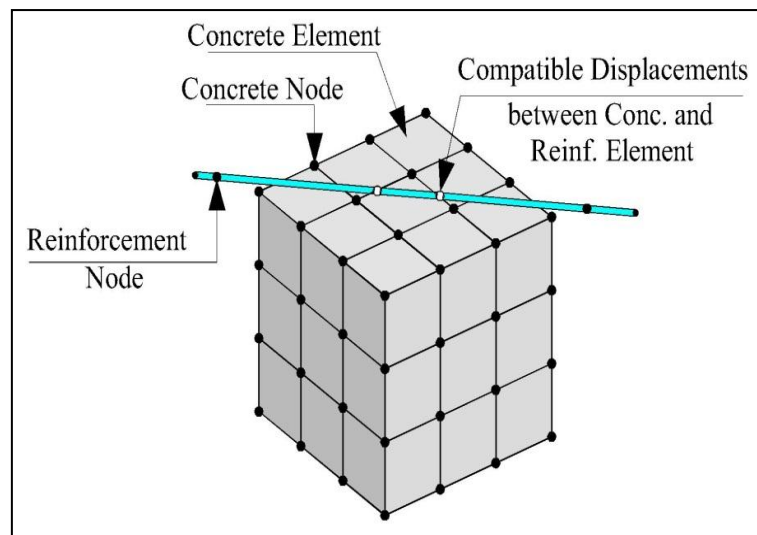


Figure 2. 27 Modèle intégré de béton renforcé [89,90]

2.11.3 Modèle barbouillé (Smearred)

Dans le modèle froissé, le renfort est supposé être uniformément distribué à travers des éléments en béton spécifiés, comme la figure 2-28 montre. Comme un résultat, les propriétés du modèle de matériau dans l'élément sont construites aux propriétés individuelles du béton et le renforcement à l'aide de la théorie composite. Ce renforcement les détails ne contribue pas de manière significative à la réponse globale de la structure.

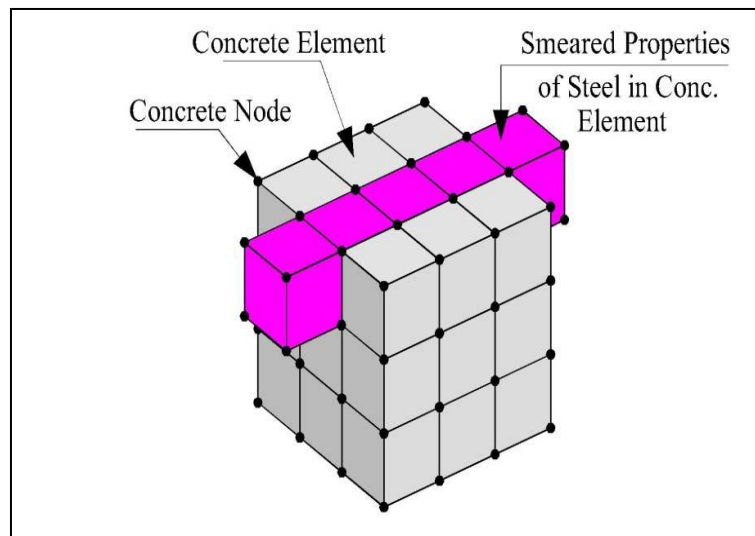


Figure 2. 28 Modèle barbouillé de béton renforcé [89,90]

2.12 Conclusion

Que la plupart des études portaient principalement sur les propriétés mécaniques du béton renforcé par les fibres, comme la capacité de charge, le comportement à la flexion, le comportement des poutres renforcées par les fibres d'acier en compression et la flexion et axées sur l'élaboration de modèles mathématiques de courbe contrainte-déformation, Capacité de charge et autres propriétés. Par conséquent, la nécessité d'une recherche pour étudier le comportement des poutres renforcées par les fibres à l'aide numérique d'une méthode à éléments finis devient important.

Dans ce chapitre nous avons résumé:

- ❖ la méthode des éléments finis a été utilisée dans l'analyse de comportement non linéaire du béton renforcé.
- ❖ différents modèles mathématiques du comportement mécanique du béton sont :
 - modèles orthotropes
 - modèles d'élasticité non-linéaires
 - modèles plastiques
 - modèles end chroniques
- ❖ les modèles les plus satisfaisants, basés sur la plasticité et la fracture, peuvent fournir de meilleures prédictions, mais leur emploi requiert une plus grande complexité et un nombre plus important de paramètres du matériau. Pour la modélisation du

comportement après la rupture, l'approche par des considérations sur la mécanique de la rupture a été appliquée avec succès au cas de rupture par fissures de traction, mais le comportement post-rupture, dans le cas de rupture de cisaillement est encore en développement.

- ❖ la procédure la plus populaire est de traiter la fissuration, de fissures distribuées au niveau du continu ; à savoir, les fissures sont souillées dans un mode continu.

Chapitre 3

ANALYSE NUMERIQUE

Chapitre 3: Analyse numérique

3.1 Introduction

L'analyse structurale est utilisée pour évaluer le comportement des structures d'ingénierie sous l'application de diverses charges. Les méthodes d'analyse structurale couramment utilisées comprennent les méthodes analytiques, les méthodes expérimentales et les méthodes numériques.

Les méthodes analytiques fournissent des solutions précises avec des applications limitées aux géométries simples. Les méthodes expérimentales sont utilisées pour tester des prototypes ou des modèles à grande échelle [91]. Cependant, ils sont coûteux et peuvent ne pas être réalisables dans certains cas. Les méthodes numériques sont la technique la plus recherchée pour l'analyse d'ingénierie qui peut également traiter des géométries complexes. Parmi les nombreuses méthodes numériques, l'analyse par éléments finis est la technique numérique la plus polyvalente et la plus complète aux mains des ingénieurs d'aujourd'hui. La méthode des éléments finis est devenue très populaire parmi les ingénieurs et les chercheurs car elle est considérée comme l'une des meilleures méthodes pour résoudre efficacement les problèmes complexes d'ingénierie. Il existe plusieurs paquets de logiciels d'éléments finis tels qu'ATENA, ABAQUS, HYPERMESH, NASTRAN, ANSYS, etc. [91].

ANSYS (Système d'analyse numérique), un ensemble efficace d'éléments finis est utilisé pour l'analyse non linéaire de la présente étude. Le chapitre traite de la procédure de développement du modèle d'analyse dans ANSYS v15.0 et la procédure d'analyse non linéaire des structures en béton renforcé. On tente de comparer les résultats expérimentaux avec les résultats obtenus à partir de la modélisation des éléments finis.

Les propriétés mécaniques des bétons de fibres végétales sont largement affectées par les propriétés, la fraction volumique et les longueurs des fibres de renforcement, Pour cela le renforcement de ces éléments par les fibres peut offrir des solutions techniques idéales afin d'améliorer les caractéristiques de la résistance à la de flexion.

Dans la littérature on trouve beaucoup de travaux sur les bétons de fibres industrielles (les fibres d'acier, de polymère...), mais peu de travaux sont consacrés aux fibres naturelles telle que les fibres de palmier dattier.

La modélisation numérique de béton renforcé par les fibres de palmier dattier est un axe de recherche nouveau. Dans ce chapitre, la modélisation de 5 types de poutres dans ANSYS sera décrite. Les modèles, par exemple les propriétés matérielles et la géométrie, sont tous basés sur les informations et les résultats des thèses. La définition des éléments des modèles, des propriétés du matériau, du maillage, des charges et des conditions aux limites, la configuration de l'analyse et le contrôle de la sortie des résultats seront décrits ici.

3.2 La méthode des éléments finis

Dans la méthode des éléments finis, la zone de déformation dans un corps élastique-plastique est divisée en un certain nombre d'éléments interconnectés à un nombre fini de points nodaux.

Les procédures par éléments finis sont maintenant importantes et reconnues comme une méthode générale d'application large aux problèmes d'ingénierie et de sciences physiques. C'est une méthode d'analyse numérique qui peut traiter des problèmes de diverses conditions aux limites et chargements. Cette méthode a été développée à un haut degré pour des calculs pratiques, de sorte que l'on trouve un grand intérêt dans la pratique de l'ingénierie. La théorie des éléments finis suppose que le comportement d'une structure est similaire à celui d'un assemblage d'éléments finis auquel elle est divisée.

Il était difficile d'appliquer la méthode des éléments finis à l'aide de calculs manuels. Son utilisation a donc été retardée jusqu'à l'avènement des ordinateurs.

Les programmes informatiques basés sur la méthode des éléments finis sont maintenant les bases pour résoudre les problèmes de recherche. D'autre part, la modélisation du comportement complexe du béton renforcé est une tâche difficile dans l'analyse par éléments finis des structures de génie civil. Récemment, des chercheurs ont tenté de simuler le comportement de structures en béton renforcé en utilisant des programmes d'éléments finis.

3.2.1 L'apparition de la méthode des éléments finis

L'analyse par éléments finis (EF) a été introduite dans les années 1950 plus tard et au début des années 1960 par [92, 93, 94, 95,96] et est apparu comme un terme de méthode éléments finis par CLOUGH [96].

En 1950, des études ont conduit dans le domaine de l'aéronautique à l'émergence de la méthode des éléments finis, lorsque plusieurs articles sont parus pour calculer l'aile

triangulaire du plan, et nommé par son nom actuel en 1960. Il a évolué de cette façon de manière significative après la diffusion de l'informatique et de la science. Au milieu des années 90, environ 40000 articles et un livre or jusqu'aux années 90 il ya plusieurs livres sur les éléments finis.

3.2.2 Analyse par la méthode des éléments finis MEF

La méthode des éléments finis est construite de la manière suivante:

- Un certain nombre fini de points sont identifiés dans le domaine de la fonction, et les valeurs de la fonction et ses dérivées sont spécifiées en ces points, ces derniers sont appelés points nodaux.
- Le domaine de la fonction est représenté approximativement par des collections finies de sous-domaines appelés éléments finis. Le domaine est alors un assemblage d'éléments connectés de manière appropriée à leurs limites.
- La fonction est approchée localement dans chaque élément par des fonctions continues qui sont décrites de manière unique avec des valeurs en des points nodaux associées à l'élément particulier.
- Le chemin vers La solution d'un problème d'éléments finis se compose de cinq étapes spécifiques [97].
 - identification du problème
 - définition de l'élément
 - établissement de l'équation de l'élément
 - l'assemblage des équations des éléments
 - la solution numérique de l'équation globale

La formation de l'équation des éléments est réalisée à partir d'une des quatre directions :

- approche directe.
- méthode variationnelle.
- méthode des résidus pondérés
- approche du bilan énergétique.

Les principaux avantages de la méthode des éléments finis sont les suivants:

- La capacité d'obtenir une solution détaillée de la mécanique dans un corps déformé, à savoir, vitesses, formes, contraintes, températures ou distributions de pression de contact.

➤ Le fait que les codes informatiques, une fois écrit, peuvent être utilisés pour une grande variété de problèmes en modifiant simplement les données d'entrée.

Les principes et concepts fondamentaux impliqués dans la méthode des éléments finis sont le principe variationnel et discrétisation.

Au cours des années, différentes méthodes ont été utilisées pour étudier la réponse des éléments structuraux et prévoir leur charge de rupture. Ainsi des programmes expérimentaux ont été utilisés pour analyser et étudier la réponse des différents éléments individuels sous la charge. Même si, la méthode expérimentale représente la réponse vraie, c'est fastidieux et coûteux à certain niveau. La Méthode des éléments finis a été utilisée pour étudier les éléments structuraux et sa réponse aux charges imposées. Premières tentatives de le faire ont été longues et infaisable. Ces dernières années, cependant, l'utilisation de MEF a augmenté en raison de la progression de la connaissance et des possibilités des ordinateurs des logiciels et du matériel. Malgré la prolifération des paquets de EF et l'adoption croissante sans cesse de la technique pour résoudre les problèmes structurels non linéaires, la MEF ne remplit pas, à ce jour, un grand succès dans le cas du béton et béton renforcé.

Cela est dû à deux raisons, la première est la conséquence directe de la désignation du matériel irréaliste, et l'autre est les problèmes informatiques qui surviennent en raison des instabilités numériques liées à la fissuration du béton. Les effets de fissurations basés sur un système prédéterminé, les modèles de fissuration sont adoptés dans les modèles récents d'éléments finis, plus le renforcement du béton [98,99]. En outre, les ajustements de la topologie des modèles ont été nécessaires tels que la charge supplémentaire. Par conséquent, la facilité et la rapidité de l'analyse étaient limitées. Néanmoins, plusieurs modèles de comportement ont été proposées ces dernières années pour représenter le béton fibré, où les résultats satisfaisants obtenus en comparaison.

Aujourd'hui, la méthode des éléments finis (MEF) est considérée comme l'une des techniques bien établie et pratique pour la solution informatique de problèmes complexes dans différents domaines de l'ingénierie: génie civil, mécanique Ingénierie, génie nucléaire, génie biomédical, Hydrodynamique, chaleur Géo-mécanique, etc. De l'autre côté, MEF peut être considérée comme un outil puissant pour la solution approchée d'équations aux dérivées partielles avec conditions aux limites connues et à des conditions initiales décrivant différents processus physiques.

La théorie des éléments finis suppose que le comportement d'une structure est semblable à celui d'un assemblage d'éléments finis auquel il est divisé.

Il était difficile d'appliquer la méthode des éléments finis en utilisant un calcul à la main, pour cela son utilisation a été retardé jusqu'à l'arrivée des ordinateurs.

D'une part des programmes informatiques basés sur la méthode des éléments finis sont maintenant les bases pour résoudre les problèmes de recherche. D'autre part, la modélisation numérique par la méthode des éléments finis du comportement complexe de béton renforcé est une tâche difficile des structures en génie civil.

Récemment, les chercheurs ont essayé de simuler le comportement des structures en béton renforcé en utilisant des programmes d'éléments finis.

Le développement de la MEF dépend principalement de la performance de l'ordinateur. Comme les ordinateurs ont une puissante capacité, de nouvelles méthodes d'analyse non-linéaire sont en cours d'élaboration.

Pour étudier le comportement des poutres renforcé avec des fibres de palmier dattier, le paquet bien connu d'EF ANSYS APDL v15.0 a été utilisé. ANSYS présentant différents types d'éléments iso paramétriques au modèle de béton et fibre. Ces éléments sont venus avec la description matérielle linéaire et non linéaire.

3.2.3 Les étapes d'analyse par la méthode des éléments finis

Tout problème structurel, admet trois types d'inconnues sont: les transitions, les déformations et contraintes. Une analyse par éléments finis se compose habituellement de trois étapes comme suit figure 3.1:

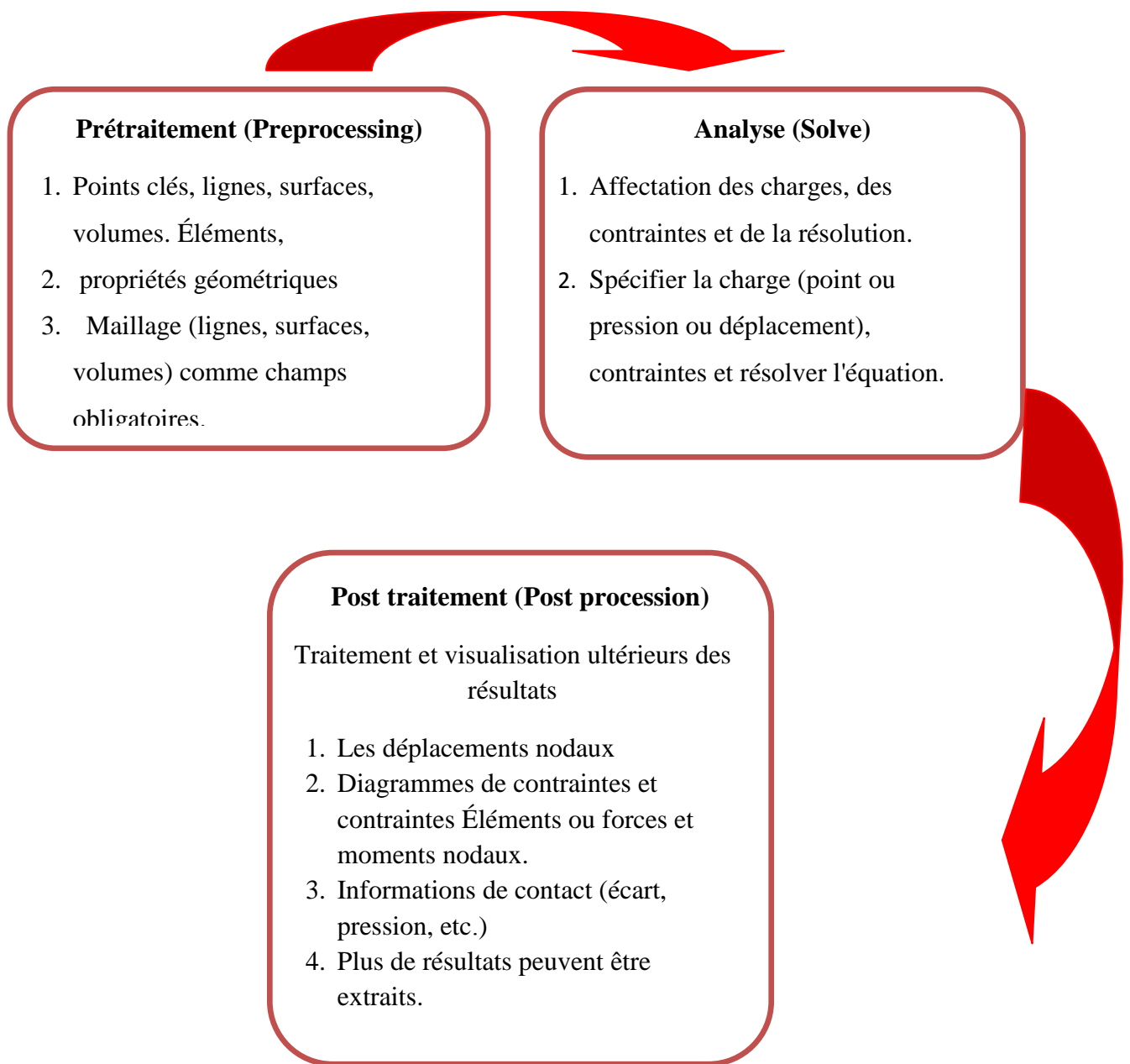


Figure 3. 1 les étapes d'analyse par MEF

3.2.3.1 Prétraitement (Preprocessing)

L'utilisateur construit un modèle de la pièce à analyser dans laquelle la géométrie est divisé en un certain nombre de sous-régions discrètes, ou «éléments», reliées à des points discrets appelés «nœuds». Certains de ces nœuds auront fixé les déplacements, et d'autres auront des charges prescrites. Dans la phase de préprocesseur, avec la géométrie de la structure, les

contraintes, les charges et les propriétés mécaniques de la structure sont définies. Ainsi, dans le prétraitement.

Toute la structure est complètement définie par le modèle géométrique. La structure représentée par les nœuds et des éléments est appelée «maille». En prétraitement, le problème passera par les étapes suivantes la figure 3.2:

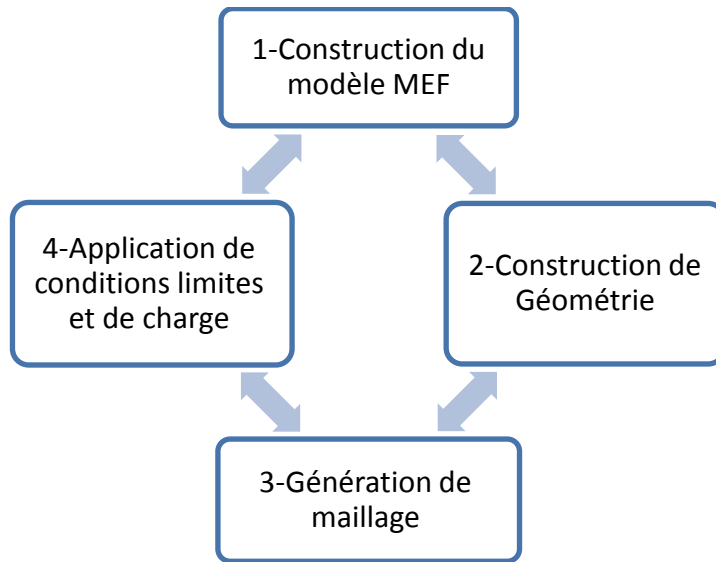


Figure 3. 2 les étapes de Prétraitement

3.2.3.2 Analyse (Solve)

Dans cette étape, la géométrie, les contraintes, les propriétés mécaniques et les charges sont appliqués pour générer des équations matricielles pour chaque élément, qui sont ensuite assemblées pour générer une équation matricielle globale de la structure. La forme de l'équation, ainsi que l'équation structurelle est toujours.

$$\{F\} = [K]\{U\} \quad (3.1)$$

Où:

{F} = Matrice de force externe.

[K] = matrice de rigidité globale

{U} = Matrice de déplacement

L'équation est alors résolue pour des déviations. En utilisant les valeurs de déflexion, la contrainte et les réactions sont calculés.

3.2.3.3 Post traitement (Post processing)

C'est la dernière étape d'une analyse par éléments finis. Dans le post analyse, un CAD programme est utilisé pour manipuler les données pour générer une représentation du résultat telle que la forme déformée de la structure, animation, etc. Ce qui permet de comprendre facilement le comportement de la structure.

Ce chapitre décrit la modélisation proposée des éléments finis à l'aide du progiciel ANSYS.15. Toutes les étapes nécessaires pour créer les modèles préparés pour étudier le comportement des poutres en charge uniforme sont expliquées en détail.

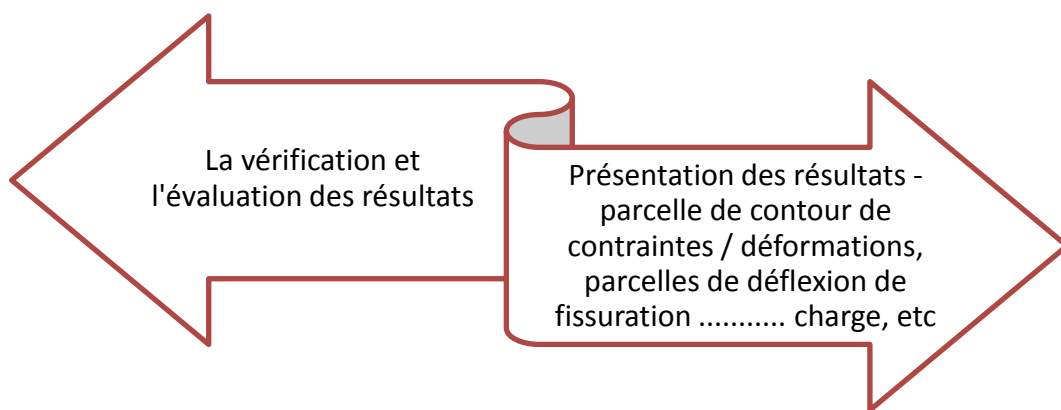


Figure 3. 3 les étapes de post traitement (processing)

3.3 Modélisation numérique par ansys

ANSYS, Incorporation est un fournisseur de logiciels de simulation d'ingénierie fondé par Ingénieur logiciel JOHN SWANSON. ANSYS multi-physique et ANSYS mécanique sont peut-être les plus connus parmi une large gamme de produits d'ingénierie assistée par ordinateur (CAE) développés par ANSYS.

Les logiciels ANSYS Multi-physiques et ANSYS mécanique ne sont pas exportables des outils d'analyse intégrant le prétraitement (création de géométrie, maillage), solveur et modules de post-traitement dans une interface utilisateur graphique. Y compris l'analyse structurelle statique / dynamique (à la fois linéaire et non linéaire), le transfert de chaleur et des problèmes de fluide, ainsi que des problèmes acoustiques et électromagnétiques.

ANSYS, le logiciel mécanique intègre à la fois des non-linéarités structurelles et matérielles. Le logiciel multi-physique ANSYS comprend des solveurs pour des applications structurelles, thermiques, CFD, électromagnétique et acoustique et peuvent parfois coupler l'ensemble physique pour répondre aux demandes multidisciplinaires. Logiciel ANSYS peut également être utilisé en physique, chimie, génie civil et électrique.

3.3.1 Les étapes générales pour résoudre tous les modèles par ansys

Pour résoudre un problème analytiquement, il faut définir les éléments suivants :

- 1- le domaine de la solution,
- 2- le modèle physique (géométries),
- 3- conditions aux limites (contraintes et charges)
- 4- les propriétés physiques (matériaux de modèle).

Ensuite, le problème est résolu et les résultats sont présentés. Dans les méthodes numériques, il existe une étape supplémentaire appelée génération de maillage. Dans cette étape, le modèle complexe est divisé en petits éléments qui deviennent solvables. Vous trouverez ci-dessous une description du processus en terminologie légèrement plus adaptée au logiciel.

3.3.1.1 Création d'un modèle de géométrie

Dessinez une représentation en deux ou trois dimensions de l'objet à modéliser et tester à l'aide d'ANSYS.

3.3.1.2 Définir les propriétés des matériaux

Définissez une bibliothèque des matériaux nécessaires qui composent l'objet (ou le projet) en cours de modélisation. Ceci comprend les propriétés mécaniques.

3.3.1.3 Générer du maillage

À ce stade, ANSYS comprend la composition de la pièce. Définissez maintenant comment le système modélisé devrait être décomposé en pièces finies.

3.3.1.4 Appliquer des charges

Une fois que le système est entièrement conçu, la dernière tâche est de charger le système avec contraintes, telles que les charges physiques ou les conditions aux limites.

3.3.1.5 Obtenir une solution

C'est en fait une étape, car ANSYS doit comprendre dans quel état (État stationnaire, transitoire ... etc.), le problème doit être résolu.

3.3.1.6 Présenter les résultats

Une fois la solution obtenue, il existe de nombreuses façons de présenter le logiciel ANSYS des résultats tels que des tableaux, des graphiques et des diagrammes de contour.

3.4 Description du modèle

La figure 3.4 présente le dispositif expérimental utilisé pour l'essai de flexion 4 points pour toutes les poutres.

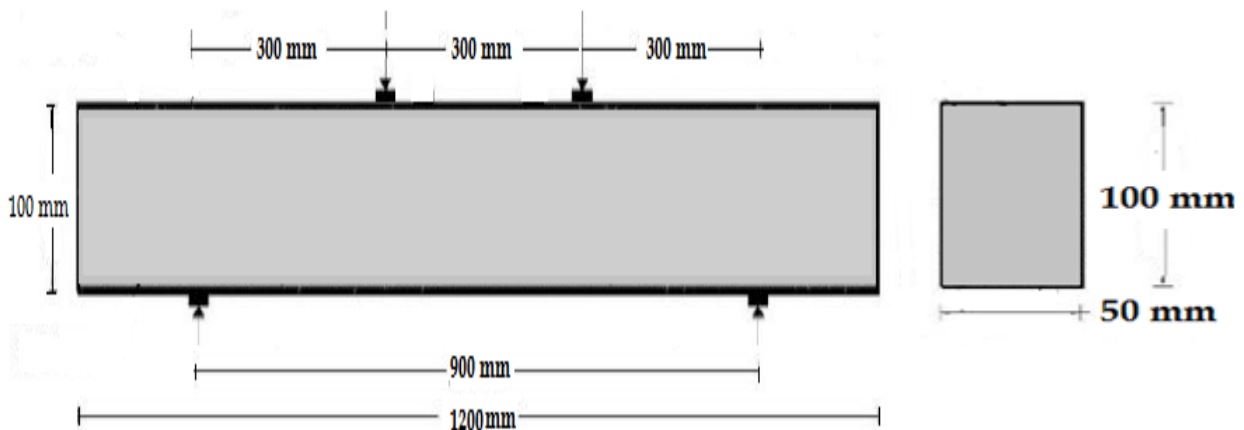


Figure 3. 4 les dimensions de la poutre dans tous les modèles

En profitant de la symétrie des poutres, une moitié de la poutre complète a été utilisée pour la modélisation. Cette approche a réduit de manière significative le temps de calcul et les besoins en espace disque. Le tableau 3.1 présente toutes les poutres évaluées dans la présente étude.

Tableau 3. 1 Résumé de poutres évaluées dans la présente étude

symbole	La description
B1-0%	Poutre sans fibres (Control Poutre)
B2-0.2%	Poutre renforcée par 0.2% des fibres palmier datte
B3-0.3%	Poutre renforcée par 0.3% des fibres palmier datte
B4-0.4%	Poutre renforcée par 0.4% des fibres palmier datte
B5-0.5%	Poutre renforcée par 0.5% des fibres palmier datte

3.5 Structure du modèle

Établir un modèle par élément fini avec le maillage approprié et la contrainte appropriée est un travail fastidieux. La plupart des problèmes de convergence découlent de l'utilisation d'une modélisation incorrecte des maillages, où les problèmes de chevauchement d'éléments, de contradiction de contraintes et d'éléments étanches pourraient causer un facteur de divergence significative. Pour éviter les problèmes mentionnés, un code manuscrit a été développé pour assurer l'intégrité du modèle. Des nœuds ont été créés à certaines positions pour assurer la connectivité des éléments. Des éléments de béton et de renfort ont été créés et connectés selon le plan de renforcement, au même nœud pour assurer la compatibilité du déplacement.

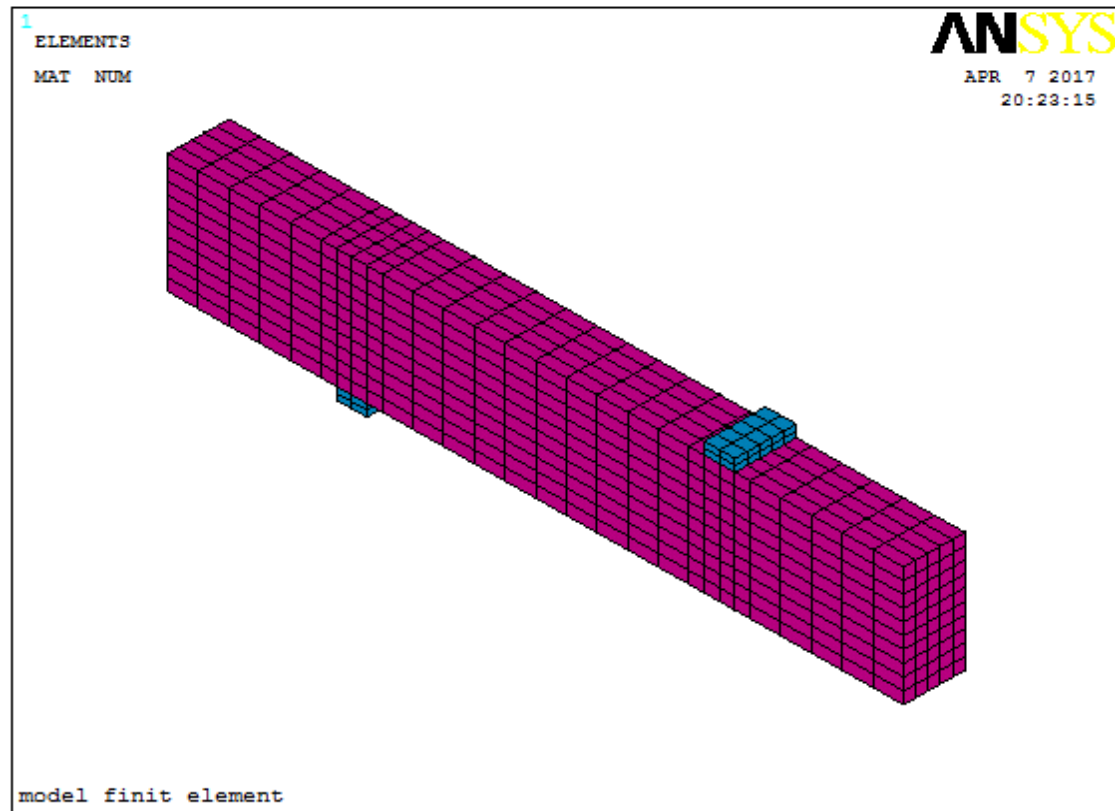


Figure 3. 5 Modèle par élément finis

Les éléments en béton ont été modélisés à l'aide de l'élément "SOLID65". La relaxation de contrainte de traction après la fissuration a été incluse pour aider à la convergence et le multiplicateur de rigidité pour l'état de traction fissuré a été fixé à 0,6. Aucune constante réelle n'a été utilisée car la méthodologie de modélisation du renforcement a été exclue.

Les éléments en béton ont été densifiés dans des emplacements de contact avec des plaques de chargement et de support, cela afin d'éviter toute mauvaise interprétation des valeurs de contraintes et donc d'empêcher toute déformation d'éléments de béton à proximité de ces plaques.

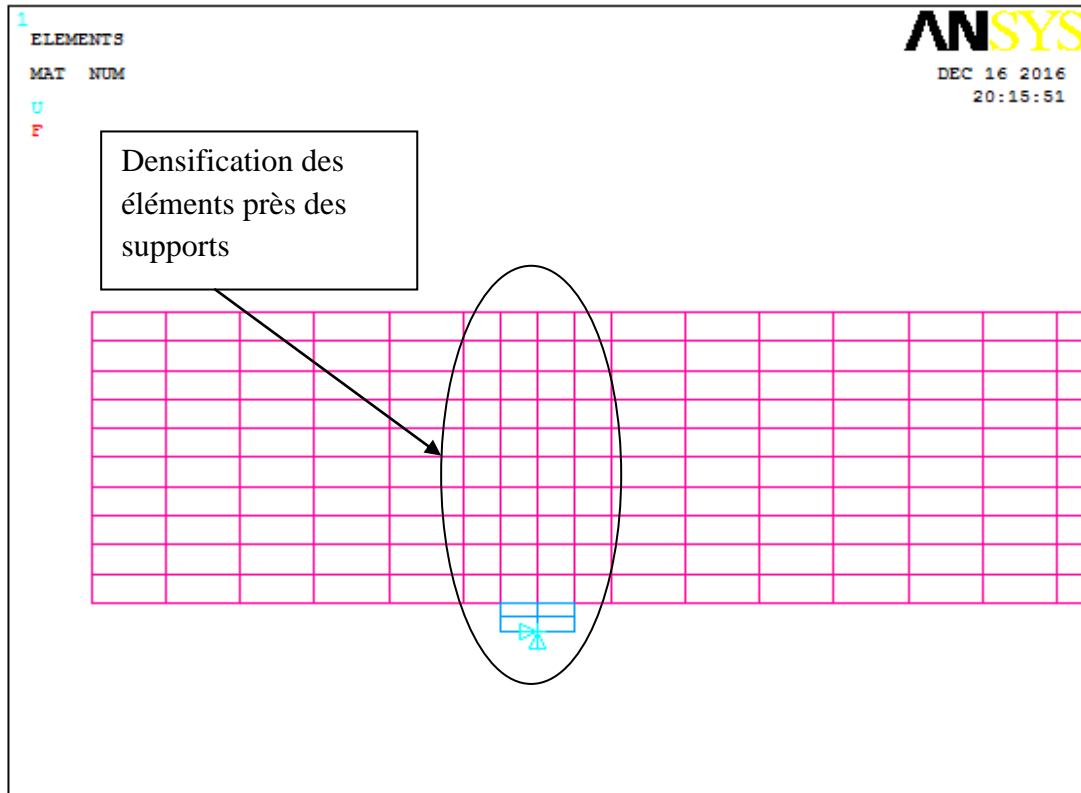


Figure 3. 6 Densification de l'élément de béton près de la plaque de support

Pour économiser le temps et l'effort de calcul, et en profitant de la symétrie le long de mi travée, seule la moitié de la poutre a été modélisée. Cela nécessite d'appliquer des déplacements limités supplémentaires, perpendiculaires à l'axe de symétrie.

Pour les cinq poutres, chaque modèle est composé de 30099 nœuds, 3720 éléments, 2 types d'éléments et 5 constantes réels.

3.6 Types d'éléments

La bibliothèque d'éléments ANSYS contient plus de 150 types d'éléments différents. Chaque type d'élément possède un numéro unique et un préfixe qui identifie l'élément catégorie [86].

3.6.1 Type d'élément pour béton

Un élément solide, SOLID 65, est utilisé pour modéliser le béton dans ANSYS. SOLID 65 est utilisé pour la modélisation 3-D de solides avec ou sans fibre. L'élément solide a huit nœuds avec trois degrés de liberté transitoires à chaque nœud dans les directions x, y et z. De plus, l'élément est capable de simuler une déformation plastique, une fissuration dans trois

directions orthogonales et un écrasement. La géométrie et les nœuds de cet élément sont représentés dans la figure 3.7.

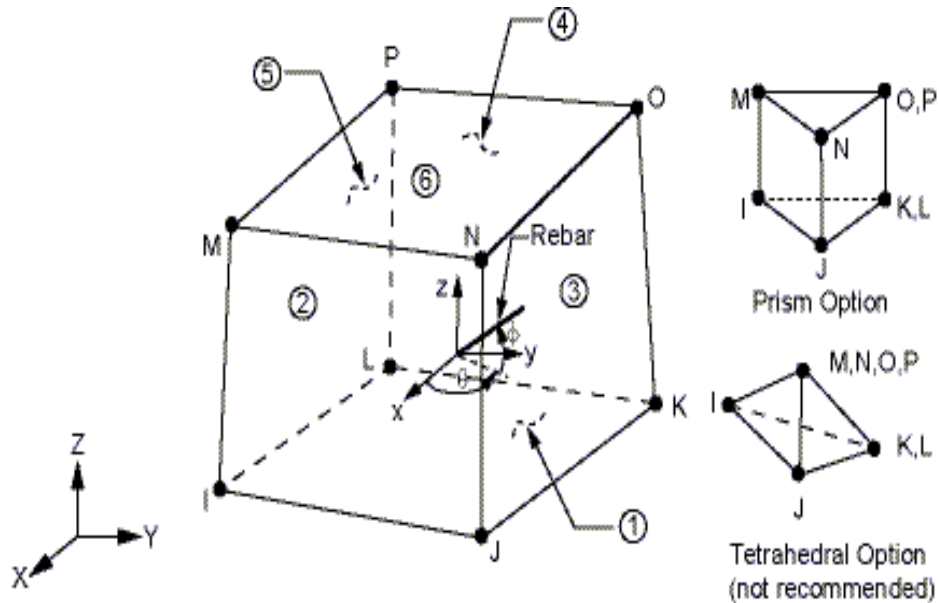


Figure 3. 7 SOLID65 élément solide pour béton renforcé en 3D [86]

a. Hypothèses et restrictions SOLID65

Les hypothèses suivantes sont prises en considération:

- ✓ la fissuration est autorisée dans trois directions orthogonales à chaque point d'intégration.
- ✓ si la fissuration se produit à un point d'intégration, la fissuration est modélisée par un ajustement des propriétés des matériaux, qui traite efficacement la fissuration comme une «bande barbouillée» des fissures, plutôt que de fissures discrètes.
- ✓ le matériau de béton est supposé être initialement isotrope.
- ✓ chaque fois que la capacité de renforcement de l'élément est utilisée, l'armature est supposée être «barbouillée» tout au long de l'élément.
- ✓ en plus à la fissuration et à l'écrasement, le béton peut également subir la plasticité, avec la surface de rupture Drucker-Prager étant le plus couramment utilisé. Dans ce cas, la plasticité est effectuée avant les contrôles de fissuration et d'écrasement.

3.6.2 Type d'élément pour plaques d'acier

Des plaques d'acier pour le chargement, des plaques d'acier pour appuyer sont modélisées à l'aide d'éléments Solid185. Cet élément comporte huit nœuds avec trois degrés de liberté à chaque nœud translattés dans les directions x, y et z. La géométrie et les nœuds de cet élément sont représentés dans la figure 3.8.

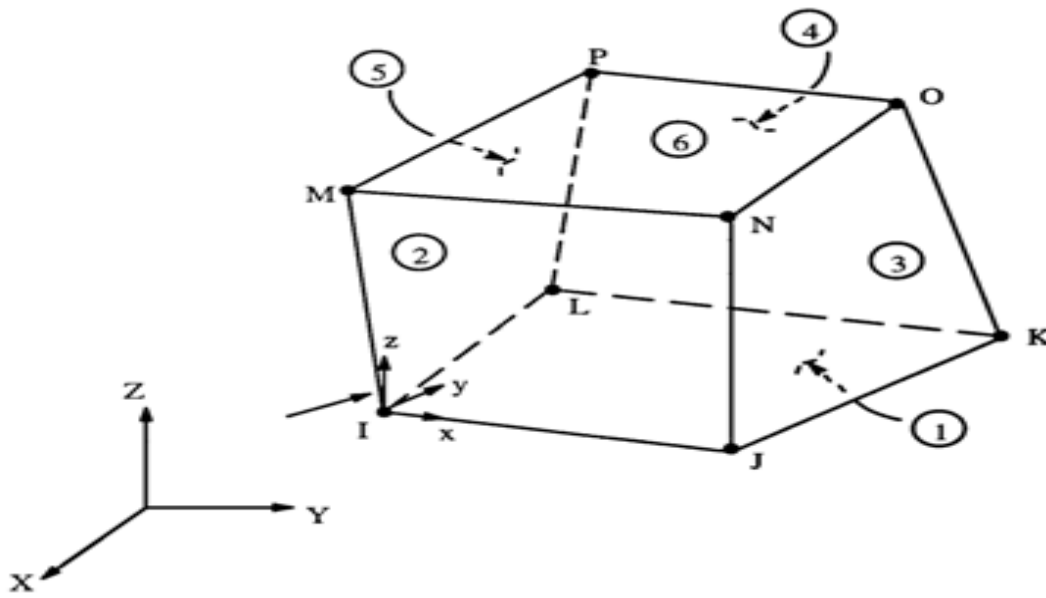


Figure 3. 8 Élément solid185 [86]

3.6.3 Renforcement

Un élément LINK180 est utilisé pour modéliser le renfort. L'élément est un élément de tension-compression uni-axial avec trois degrés de liberté à chaque nœud: translations dans les directions nodales x, y et z.

Cet élément est également capable de déformation plastique. La figure 3.9 montre la géométrie de LINK180.

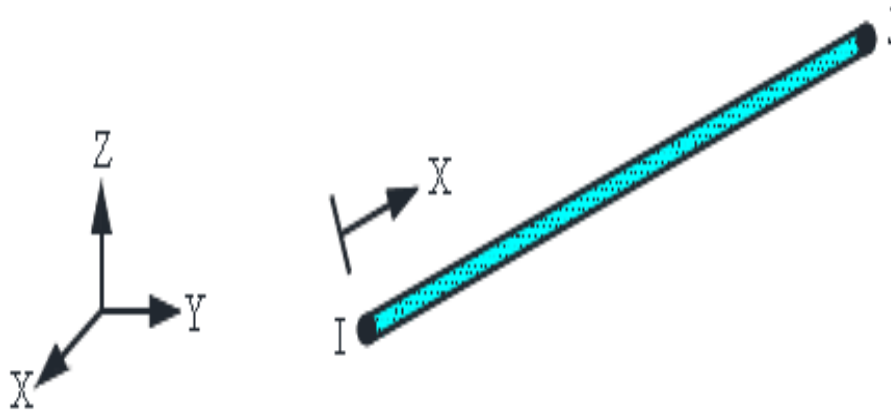


Figure 3. 9 Géométrie des éléments LINK180 [86]

Les modèles à éléments finis pour les structures en béton renforcée sont basés sur la discrétisation de maille d'un domaine continu en un ensemble de sous-domaines discrets, généralement appelés éléments représentant le béton et matériaux de renforcement.

FANNING [100] a modélisé la réponse de renforcement en utilisant le modèle discret et le modèle barbouillé pour les poutres en béton renforcé. Il s'est avéré que la meilleure stratégie de modélisation était d'utiliser le modèle discret lors de la modélisation du renforcement.

3.7 Constants réels

Les Constants réels élémentaires sont des propriétés qui dépendent du type d'élément, telles que les propriétés en coupe d'un élément de poutre. Tous les types d'éléments n'exigent pas de Constants réels, et différents éléments du même type peuvent avoir des valeurs constantes réelles différentes.

- a) **Béton:** la constante réelle est utilisée uniquement pour l'élément Solid65. si elle est formulée dans un modèle barbouillé pour représenter les spécifications des fibres, y compris le numéro de matériau, le ratio de volume et les angles d'orientation, le numéro de matériau se rapportent au type de matériau pour le renforcement. Le rapport volume désigne le rapport de fibre au béton dans l'élément. Chaque matériau correspond aux directions x, y et z de l'élément.

Dans la présente étude, toutes les poutres sont modélisées par renforcement barbouillé. Par conséquent, une valeur de zéro a été saisie pour toutes les constantes réelles qui ont désactivé la capacité de renforcement de l'élément Solid65.

b) **Plaques en acier:** Il n'y a pas de constant pour l'élément Solid185.

3.8 Propriétés des matériaux

3.8.1 Béton

Pour le béton, linéaire et non linéaire de propriétés matériels sont nécessaires, ainsi que la définition de la surface de rupture. Définition des propriétés des matériaux linéaires comprend le module d'élasticité E_c , et coefficient de poisson du béton qui varie entre 0.15 et 0.22 sous chargement uni-axiale, le coefficient de poisson reste constant jusqu'à 80% de f_c (résistance à la compression uni-axiale) au-delà de cette valeur le coefficient de poisson s'augmente.

Les propriétés du matériau linéaire et non linéaire seront incorporées dans le code EF. Et puisque le modèle de renforcement discret sera utilisé.

Les propriétés du béton en compression et en tension sont différentes les unes des autres. La résistance à la traction du béton est généralement de 8-15% de la résistance à la compression [101].

La figure 3.10 montre une courbe contrainte-déformation typique pour le béton de poids normal selon BANGASH [102] et KACHLAKEV et al [79].

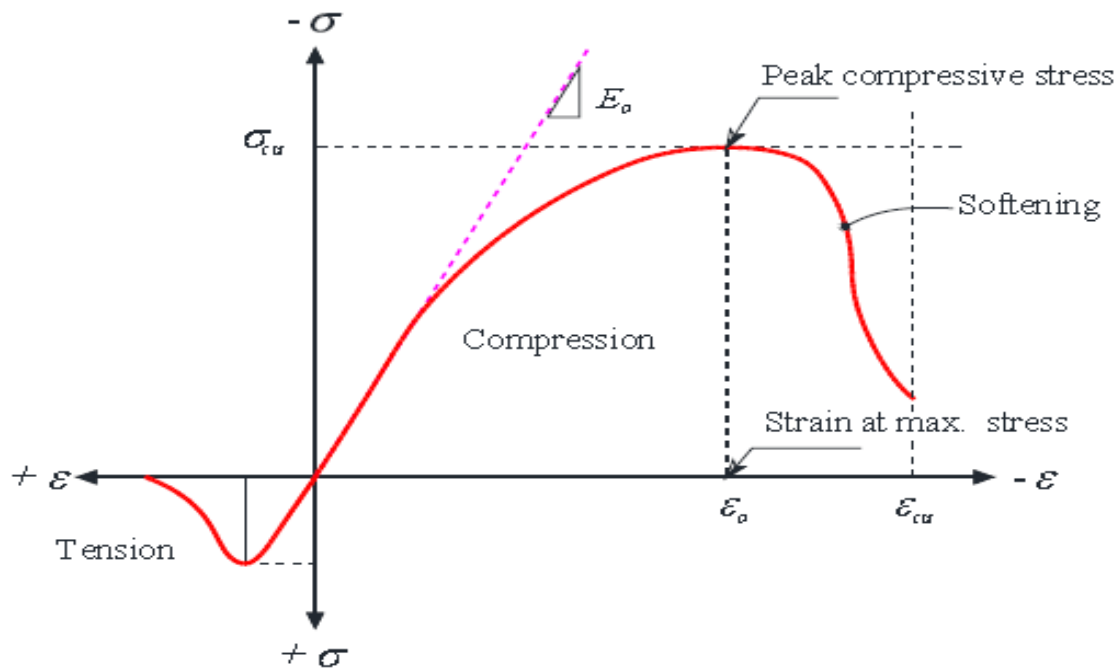


Figure 3. 10 Courbe contrainte-déformation typique du béton [52,79]

Comme le montre la figure 3.11, dans la zone de compression, la courbe commence linéairement élastique jusqu'à environ 30% de la résistance à la compression maximale ϵ_{cu} , la contrainte augmente progressivement jusqu'à la résistance à la compression maximale, et en suite, la courbe descend dans une région de ramollissement, et finalement la rupture se produit à une souche ultime ϵ_{cu} . Dans la zone de tensions, la courbe contrainte-déformation est approximativement linéaire élastique jusqu'à la résistance à la traction maximale. Après son point, les fissures du béton et la force diminuent progressivement à zéro.

A.C.I [48] code de conception propose l'équation empirique suivante pour évaluer le module d'élasticité du béton de poids normal:

$$w_c 1.5 \times 0.043 \sqrt{f_c} \quad (3.2)$$

Pour la partie non linéaire des propriétés des matériaux, une courbe contrainte-déformation doit être définie. Un modèle très populaire et fiable de HOGNESTAD [49] sera utilisé pour décrire la relation contrainte-déformation. Ce modèle consiste en une parabole du second degré avec sommet à une souche de :

$$1.8 f_c'' / E_c, \text{ où } f_c'' = 0.9 f_c' \quad (3.3)$$

Suivie par une ligne vers le bas en pente se terminant à une contrainte de $0,85 f_c'$ et une déformation limite de $0,0038$. La contrainte à un point quelconque peut être évaluée en utilisant la formule [49]:

$$f_c = (2\varepsilon / \varepsilon_0 - (\varepsilon / \varepsilon_0)^2) f_c' \quad (3.4)$$

où

$$\varepsilon_0 = 1.8 f_c' / E_c$$

Le comportement linéaire du béton ordinaire est supposé s'étendre jusqu'à 30% de la résistance à la compression du béton. Grâce à la phase linéaire, la loi de Hooke est considérée comme valide, par conséquent, $\sigma = E \times \varepsilon$. Par la suite, un comportement non linéaire du béton a lieu. Modèle "multilinéaire isotrope durcissement constants" présenté par ANSYS serait le plus approprié.

GEORGIN et al [103] identifié que "la courbe contrainte-déformation du béton est d'environ élastique linéaire jusqu'à la résistance à la traction maximale en traction. Après ce point, les fissures de béton et de la force diminue progressivement jusqu'à zéro [102, 103]

Afin d'obtenir une réponse réaliste de l'élément en béton et déterminer avec précision la défaillance de charge, un critère de rupture doit être défini. ANSYS présente WILLAM-WARNKE cinq paramètres surface de rupture. Ce critère de rendement a une forme conique avec un méridien courbé et sections de base non circulaires ainsi que des sections non affine dans le plan déviatrice. Ce modèle est une version modifiée d'un modèle de WILLAM-WARNKE trois paramètres. Il a été proposé avec deux degrés de liberté supplémentaires pour décrire des courbes méridiens du type elliptique de section transversale non circulaire [83].

3.7.1.1 des données d'entrées dans la MEF

Le tableau 3.2 montre que les propriétés linéaires et non linéaires sont introduites dans le modèle béton dans ANSYS.

Tableau 3. 2 nomenclatures des propriétés linéaires et non linéaires du modèle de matériau en béton [86].

Propriétés linéaires	
Indice	Description
E_c or E_x	Module d'élasticité
ν_{xy}	le coefficient de Poisson
Propriétés non linéaires	
Indice	Description
β_t	Les coefficients de transfert de cisaillement pour fissure ouverte
β_c	Coefficients de transfert de cisaillement pour la fissure fermée
f_t	Résistance uni-axiale à la fissuration
f_c	Résistance à l'écrasement uni-axial
f_{cb}	Résistance ultime à la compression bi-axiale
σ_h	Etat hydrostatique ambiant
f_1	Résistance à la compression bi-axiale hydrostatique
f_2	Résistance à la compression uni-axiale hydrostatique
T_c	Facteur de fissuration en traction

Équation 3-4 et l'équation 3-5, ont été utilisés avec l'équation 3-6, [55], à construire la courbe contrainte-déformation uni-axiale simplifiée, comme indiqué dans Figure 3-13, pour le béton utilisé dans ce modèle à éléments finis.

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_c}{E_c} \quad (3.5)$$

$$E_c = 4400\sqrt{f_{cu}} \text{ N/mm}^2 \quad (3.6)$$

Où:

f : contrainte pour la déformation ε

ε : Déformation pour la contrainte f

ε_0 : Déformation à la résistance à la compression ultime f_c

f_{cu} : Résistance caractéristique du béton, et $f_{cu} \approx 1,25 f_c$

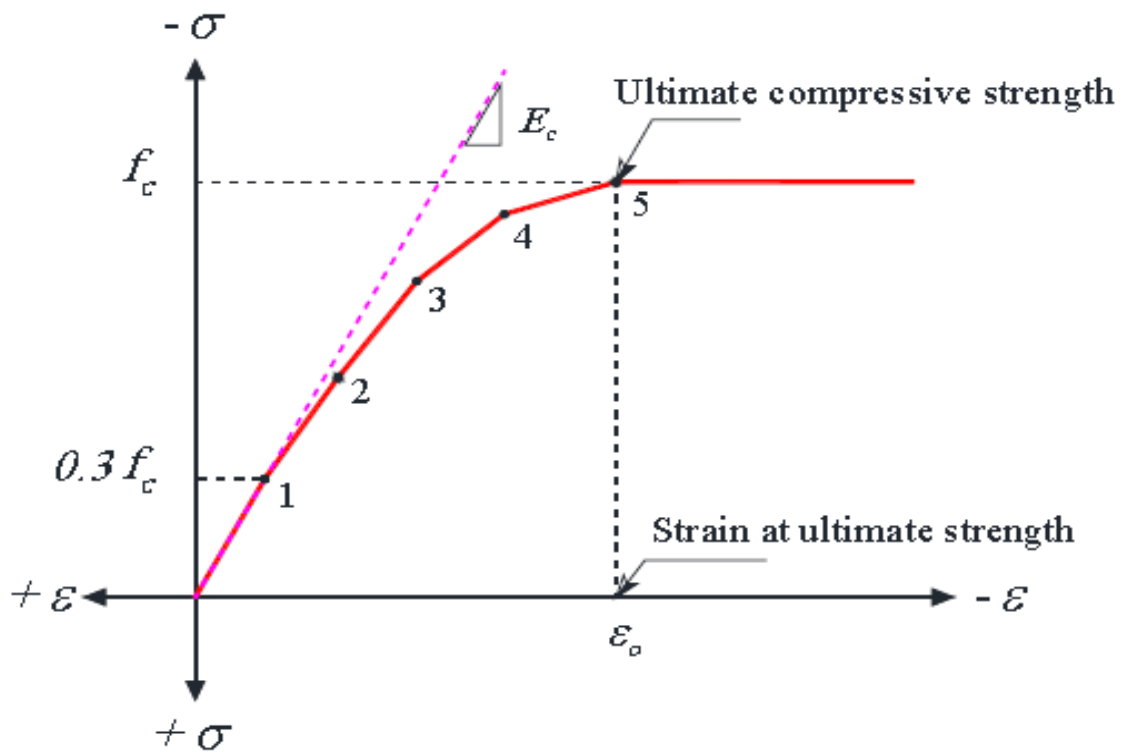


Figure 3. 11 Courbe de contrainte-déformation uni-axiale simplifiée pour le béton

Le développement d'un modèle pour le comportement du béton est une tâche difficile. Le béton est un matériau quasi-fragile et à un comportement différent en compression et en tension. Pour modéliser le béton, ANSYS a besoin de propriétés d'isotropies linéaires et d'isotropies multilinéaires ainsi que d'autres propriétés de béton pour simuler le comportement réel du béton.

Dans cette étude, la résistance à la compression cubique ultime du béton (f_{cu}) a été prise comme valeur expérimentale. Le tableau (3.3) montre chaque résistance à la compression (f_{cu}) correspondant au module d'élasticité (E_x). De plus, la résistance à la traction était égale à un dixième de la résistance à la compression. Le coefficient de Poisson pour le béton a été pris 0,2.

Les coefficients de transfert de cisaillement compris entre (0.0 à 1.0), avec 0,0 représentant une fissure lisse (perte complète de transfert de cisaillement) et 1,0 représentant une fissure rugueuse (pas de perte de transfert de cisaillement). Cette spécification peut être la fissure fermée et ouverte. Lorsque l'élément est fissuré ou écrasé, une petite quantité de raideur est ajoutée à l'élément pour la stabilité numérique. La raideur multiplicatrice CSTF est utilisée sur une face fissurée ou pour qu'un élément écrasé soit égal à 0,1[86].

Les coefficients de transfert de cisaillement pour les fissures ouvertes et fermées ont été déterminés en utilisant le travail de KACHLAKEV [79]. Des problèmes de convergence se sont produits lorsque le coefficient de transfert de cisaillement pour la fissure ouverte a chuté en dessous de 0,2. Aucun écart de la réponse ne se produit avec le changement du coefficient. Par conséquent, le coefficient de la fissure ouverte a été fixé à 0,3 tandis que le coefficient de la fissure fermée a été fixé à 0,8 comme le montrent le tableau (3.3).

La résistance à la fissuration uni-axiale est considérée comme étant égale au module de rupture de béton.

L'élément solide SOLID65 dans ANSYS 2011 a la capacité de retenir après atteignant la contrainte de fissuration uni-axiale ϵ_{cr} . La figure 4.12 montre la contrainte-déformation pour le comportement de renforcement en traction du béton. Le béton se détend à une valeur de $T_c f_t$ après avoir atteint la contrainte maximale. Lorsque T_c est le facteur de fissuration par traction et il est un multiplicateur pour la quantité de contrainte de traction elle est égale à 0,6 comme valeur par défaut. La tension de raidissement de la tension est utilisée pour simuler la relaxation du stress après la fissuration. Pour atteindre une contrainte nulle à une contrainte de traction maximale approximativement égale à $(6 \epsilon_{cr})$.

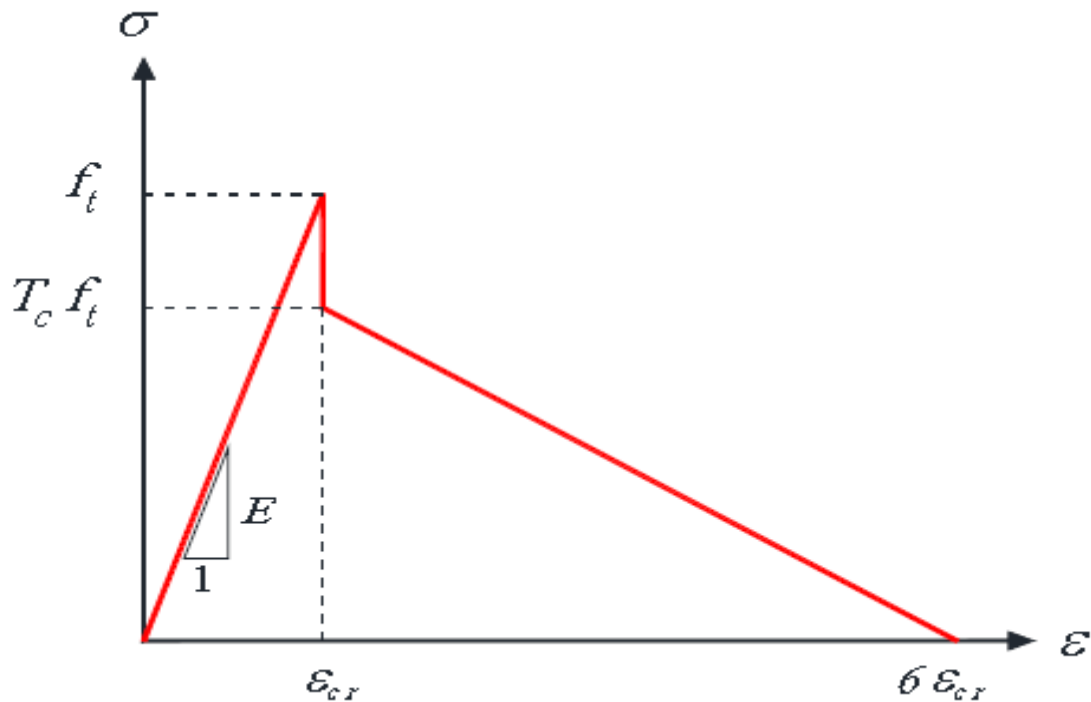


Figure 3. 12 Uni-axial relation contrainte-déformation pour le béton en traction [86]

En générale, la réponse du membre en béton renforcé est beaucoup plus affectée Par le comportement de compression que par le comportement à la traction du béton [104,105]

Le tableau 4-3 résumé des propriétés de béton utilisées dans cette modélisation par éléments finis et résume la surface de rupture, les facteurs de rétention de cisaillement et de relaxation des contraintes pour les cinq poutres:.

Tableau 3. 3 Propreté de matériaux du béton modèle B1-0% ($f_{cu}=22.75\text{Mpa}$)

Numéro matériau	Type d'élément	Propriétés matérielles		
1	Solid65	Isotrope linéaire		
		EX (MPa)	25637	
		ν	0.2	
		Multilinear Isotropic		
			Strain	Stress(Mpa)
		Point 1	0	0

	Point 2	0.000266216	6.83
	Point 3	0.000391216	9.63
	Point 4	0.000516216	12.06
	Point 5	0.000641216	14.19
	Point 6	0.000766216	16.01
	Point 7	0.000891216	17.52
	Point 8	0.001016216	18.72
	Point 9	0.001141216	19.60
	Point 10	0.001266216	20.18
	Point11	0.001391216	20.45
	Point 12	0.001491216	20.45
	Point13	0.001437564	20.48
	Béton		
	ShrCf-Op		0.3
	ShrCf-Cl		0.8
	UnTensSt		2.275
	UnCompSt		22.75
	BiCompSt		0
	HydroPrs		0
	BiCompSt		0
	Ten crack Factor		0.6

4.8.2 Béton fibre

Béton renforcé de fibres de palmier dattier en utilisant le modèle « SOLID65 ». Les propriétés du matériau linéaire et non linéaire ont été intégrées dans le code éléments finis EF.

Modélisation des fibres de palmier dattier peut être faite soit par voie:

1. Modèle imprégné (Smearé) : en supposant des propriétés matérielles homogènes du béton de fibre. Dans ce cas, l'effet de la fibre PD sera imprégné des propriétés du matériau.
2. Modèle discret: les fibres PD seront modélisées de manière discrète à l'aide des propriétés du matériau sous-jacent pour chacun des éléments du béton de fibre. L'orientation des fibres palmier dattier sera arbitraire pour refléter la situation réelle.

Étant donné que l'emplacement et l'orientation des fibres de palmier sont arbitraires, le modèle imprégné sera adopté pour représenter les fibres de palmier pour toutes les poutres. Une propriété matérielle homogène du béton renforcé par les fibres de palmiers sera supposée.

Étant donné que le béton ordinaire sans fibre et le béton de fibre présentent le même phénomène de rupture, c'est-à-dire le broyage en compression et la fissuration en tension, l'élément SOLID65 sera utilisé pour modéliser béton renforcé et béton sans fibre, et seul modèle de description du matériau sera différent.

Le tableau 3.4 présente les caractéristiques linéaires et non linéaires et les données de contrainte-déformation pour les modèles numériques :

Tableau 3. 4 Les données de contrainte-déformation pour les modèles numériques

Propriétés linéaires					
Propriétés	B1-0%	B2-0.2%	B3-0.3%	B4-0.4%	B5-0.5%
Ec (Mpa)	25637	26332	25067	24661	24778
vc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

Propriétés non linéaires										
POINTS	B1-0%		B2-0.2%		B3-0.3%		B4-0.4%		B5-0.5%	
	contrainte	déformation	Contrainte	déformation	contrainte	déformation	contrainte	déformation	contrainte	déformation
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	6.83	0.000266216	7.20	0.000273431	6.53	0.000260299	6.32	0.000256076	6.38	0.000257290
3	9.63	0.000391216	10.08	0.000398431	9.26	0.000385299	9.00	0.000381076	9.08	0.000382290
4	12.06	0.000516216	12.60	0.000523431	11.63	0.000510299	11.33	0.000506076	11.42	0.000507290
5	14.19	0.000641216	14.81	0.000648431	13.70	0.000635299	13.35	0.000631076	13.45	0.000632290
6	16.01	0.000766216	16.70	0.000773431	15.45	0.000760299	15.05	0.000756076	15.17	0.000757290
7	17.52	0.000891216	18.29	0.000898431	16.89	0.000885299	16.45	0.000881076	16.58	0.000882290
8	18.72	0.001016216	19.57	0.001023431	18.03	0.001010299	17.54	0.001006076	17.68	0.001007290
9	19.60	0.001141216	20.53	0.001148431	18.85	0.001135299	18.32	0.001131076	18.47	0.001132290

10	20.18	0.001266216	21.19	0.001273431	19.37	0.001260299	18.79	0.001256076	18.95	0.001257290
11	20.45	0.001391216	21.54	0.001398431	19.57	0.001385299	18.94	0.001381076	19.12	0.001382290
12	20.45	0.001491216	21.60	0.001498431	19.51	0.001485299	18.85	0.001481076	19.04	0.001482290
13	20.48	0.001437564	21.60	0.001476530	19.58	0.001405614	18.95	0.001382810	19.13	0.001389364

Les figure 3.13 présentent la courbe de contrainte déformation de tout les modèle numérique. Plus de points de contrainte-déformation donneraient des résultats plus satisfaisants, mais consommeraient plus de temps et d'effort de calcul. La pente du premier segment de la courbe doit correspondre au module d'élasticité du matériau et aucune pente de segment ne doit être plus grande. Aucun segment ne peut avoir une pente inférieure à zéro. La pente de la courbe contrainte-déformation est supposée être nulle au-delà du dernier point de données contrainte-déformation défini par l'utilisateur, c'est-à-dire le sommet de la courbe contrainte-déformation.

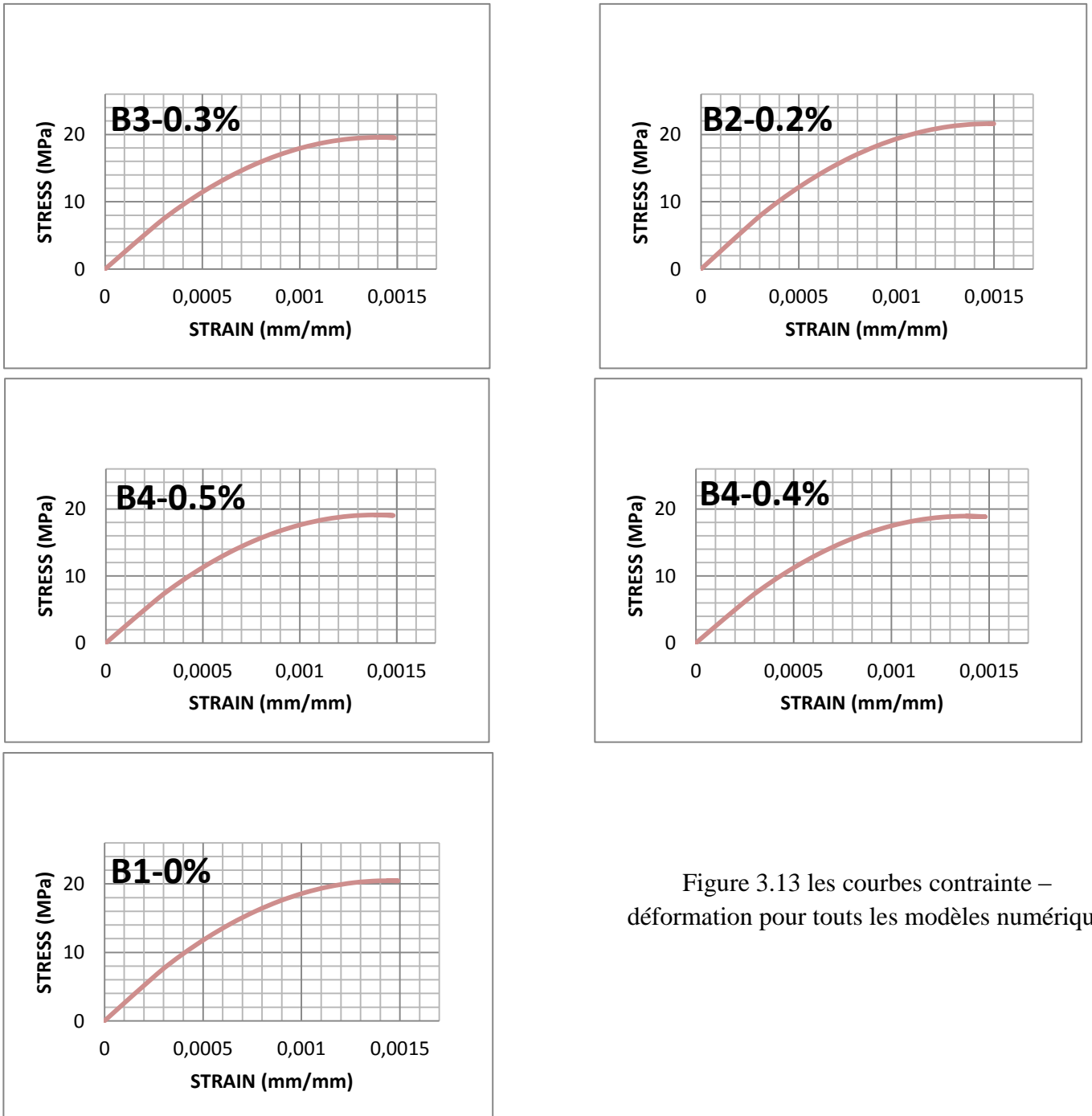


Figure 3.13 les courbes contrainte – déformation pour tous les modèles numérique

3.8.3 Propriétés des matériaux pour la plaque d'acier

Les plaques d'acier, ajoutées au modèle des éléments finis, étaient des matériaux élastiques linéaires. Le tableau 3.5 présente les propriétés du matériau utilisé pour plaque d'acier.

Tableau 3. 5 propriétés des matériaux pour plaque d'acier dans tous les modèles

Indice	Plaques d'acier
linéaire isotropique	
Module d'élasticité EX (Mpa)	2E+005
Le coefficient de Poisson ν	0.3

3.9 Les conditions aux limites

La condition aux limites de déplacement doit être définie pour contraindre le modèle et obtenir une solution unique. Si le modèle n'est pas correctement contraint, de grands déplacements ou des contraintes peuvent se produire, ce qui interrompt le processus de la solution. Les mêmes conditions aux limites ont été utilisées pour tous les modèles et ils sont illustrés ci-dessous figure 3.14.

Les termes de maillage se réfèrent à une division du modèle en petits éléments. Dans ce cas, après les charges appliquées, le stress et la fatigue sont calculés au niveau des nœuds d'intersection de ces petits éléments [105]. Quand un nombre approprié d'éléments est utilisé dans le modèle, une convergence des résultats sera obtenue. Par conséquent, la sélection de la densité de maille est une étape importante dans la modélisation par éléments finis. Les chercheurs ont suggéré que le nombre d'éléments de béton pour l'ensemble renforcé poutre doit être d'au moins 6000 éléments [105].

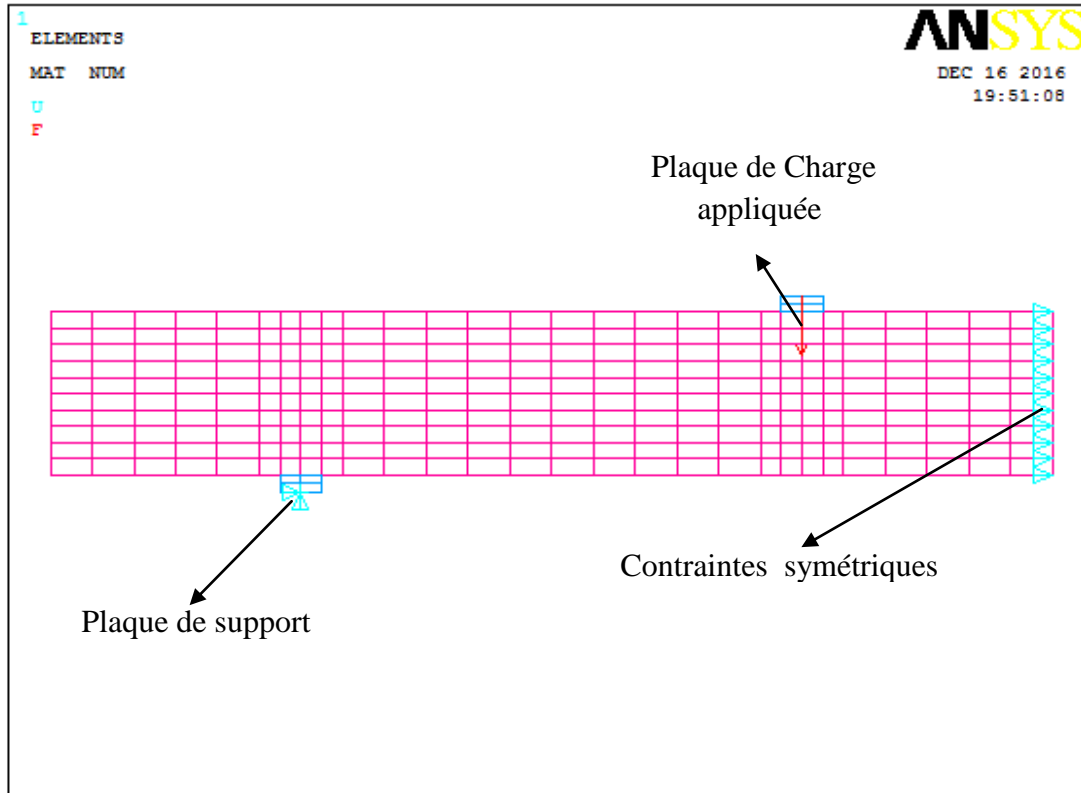


Figure 3. 14 Contrainte et charge appliquée

Pour s'assurer que le modèle fonctionne de la même manière que les poutres expérimentales, les conditions aux limites doivent être appliquées au niveau des appuis et des points d'antisymétrie à augmenter la contrainte de poutre ; Qui donnent de meilleurs résultats dans la solution de convergence figure 3.15.

Des conditions aux limites de déplacement sont nécessaires pour contraindre le modèle à obtenir une solution unique.

Les conditions aux limites de symétrie ont été définies en premier. Le modèle utilisé est symétrique sur un plan YZ. Les conditions aux limites pour le plan de symétrie YZ sont présentées à la figure 3.16.

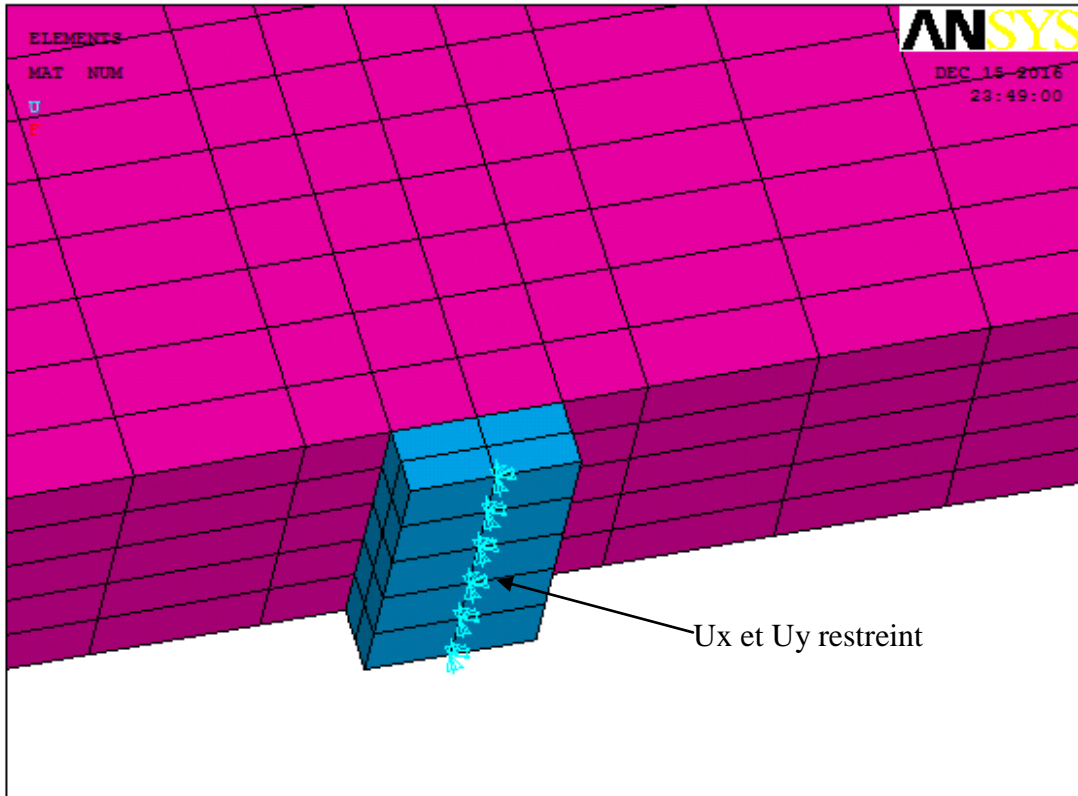


Figure 3. 15 les conditions aux limites plaque d' appuis Ux et Uy

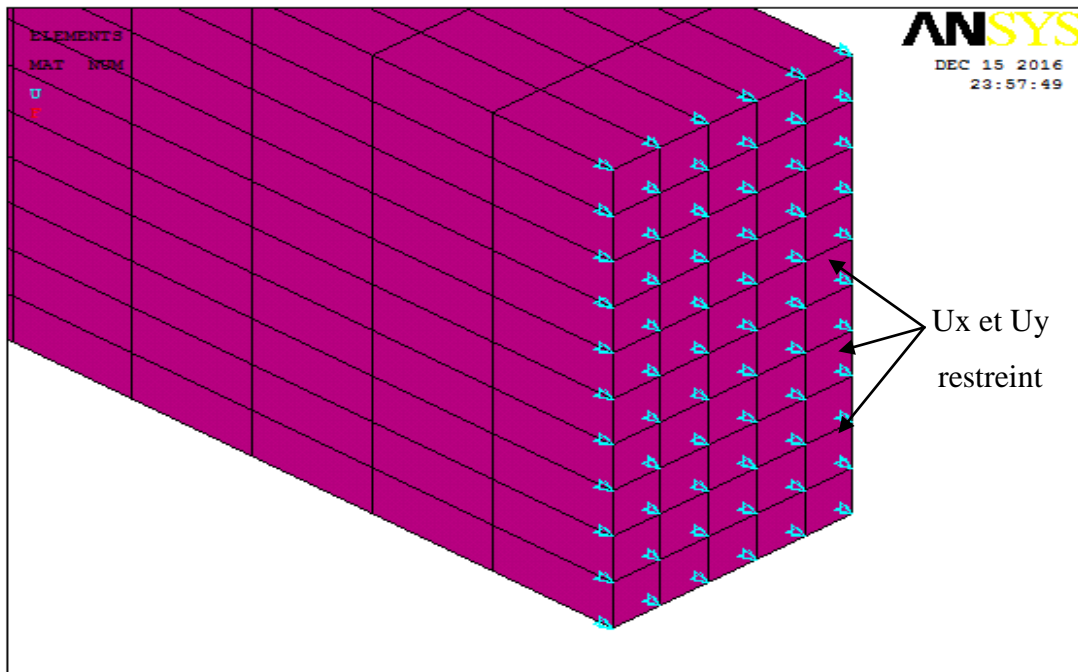


Figure 3 .16 Les conditions aux limites de symétrie Ux et Uy

3.9.1 Chargement des poutres

La charge est appliquée aux poutres en tant que déplacement. Le déplacement est appliqué aux nœuds d'éléments, mais les éléments ont été divisés afin que les nœuds soient placés aux points de chargement pour tous les modèles. Pousser la poutre vers le bas finira par le faire rupture.

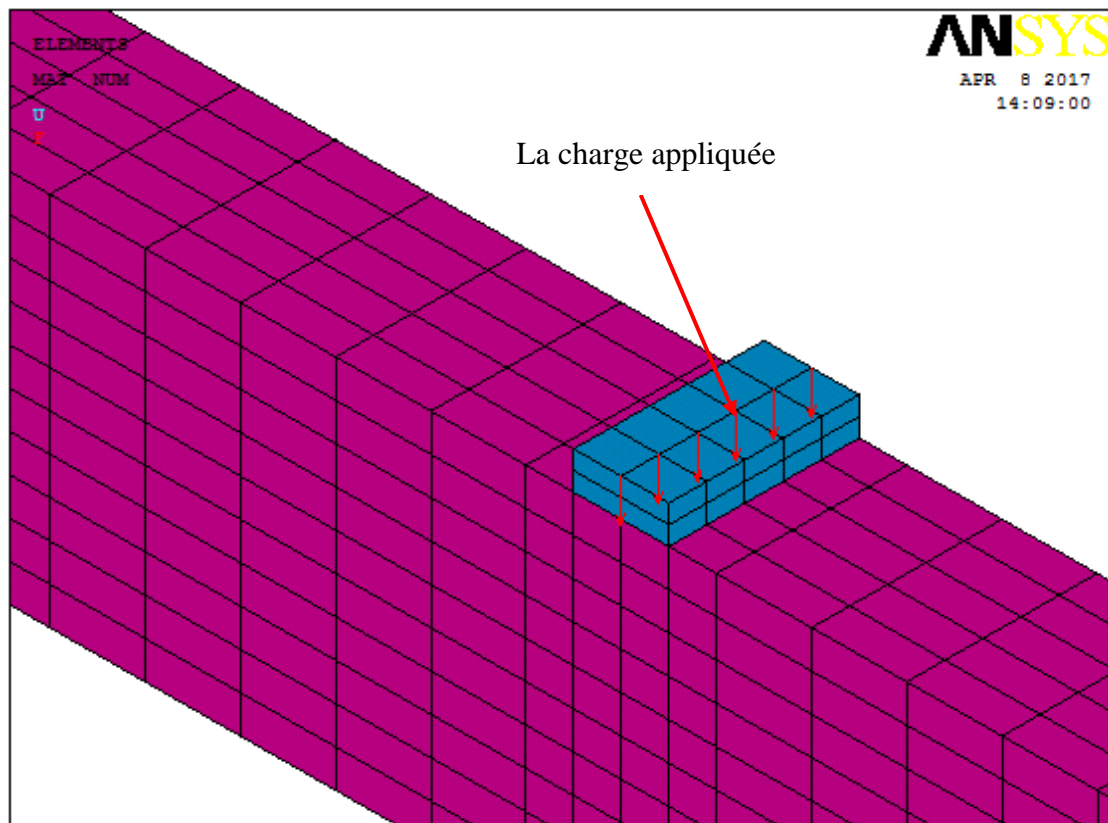


Figure 3. 17 la charge appliquée

3.9.2 Contrôles de numérotation

L'élément de fusion de commandes fusionne des entités distinctes qui ont le même emplacement. Ces éléments seront ensuite fusionnés en entités uniques. La prudence doit être prise lors de la fusion d'entités dans un modèle qui a déjà été maillé parce que l'ordre dans lequel la fusion se produit est significatif. La fusion de points de clés avant les nœuds peut entraîner la perte de certains nœuds orphelins. C'est-à-dire que les nœuds perdent leur association avec le modèle solide. Les nœuds orphelins peuvent provoquer l'échec de certaines opérations (telles que les transferts de conditions aux limites, les transferts de charges de surface, etc.). Il faut prendre soin de toujours de fusionner dans l'ordre où les entités apparaissent.

Toutes les précautions ont été prises pour s'assurer que tout a été fusionné dans l'ordre approprié. En outre, le nombre le plus faible a été conservé pendant la fusion.

4.10 Solution non linéaire

Le logiciel ANSYS utilise la méthode "NEWTON-RAPHSON" pour résoudre les problèmes non-linéaires. Dans cette approche, la charge est subdivisée en une série d'incrément de charge appelée étapes de charge. Les incréments de charge peuvent être appliqués sur plusieurs niveaux de charge.

À la fin de chaque solution incrémentielle, la matrice de rigidité du modèle est ajustée avant de procéder au prochain incrément de charge.

Tandis que l'élément en béton contribue de manière significative à la non-linéarité du modèle, une étude de la convergence de maillage a été effectuée sur ces éléments, avec une variation de la dimension paramétrique dans la direction x. Les résultats ont indiqué qu'un élément ayant des dimensions de 1200mm × 100mm × 50mm dans la direction x y et z, respectivement, donnerait des résultats satisfaisants.

Les éléments en béton ont été densifiés dans des endroits de contact avec le chargement et plaques de support, ceci afin d'éviter toute erreur d'interprétation des valeurs de contrainte et, par conséquent, éviter toute distorsion d'éléments en béton à proximité de ces plaques.

Pour gagner du temps et de l'effort de calcul, et en tirant parti de symétrie le long de milieu de la portée, seulement la moitié de la poutre ont été modélisées. Ceci requiert l'application de contraintes aux limites supplémentaires, perpendiculaires à l'axe de symétrie.

La figure 3.18 présente l'organigramme des les étapes de la méthode des éléments finis pour résoudre le comportement de béton de fibre.

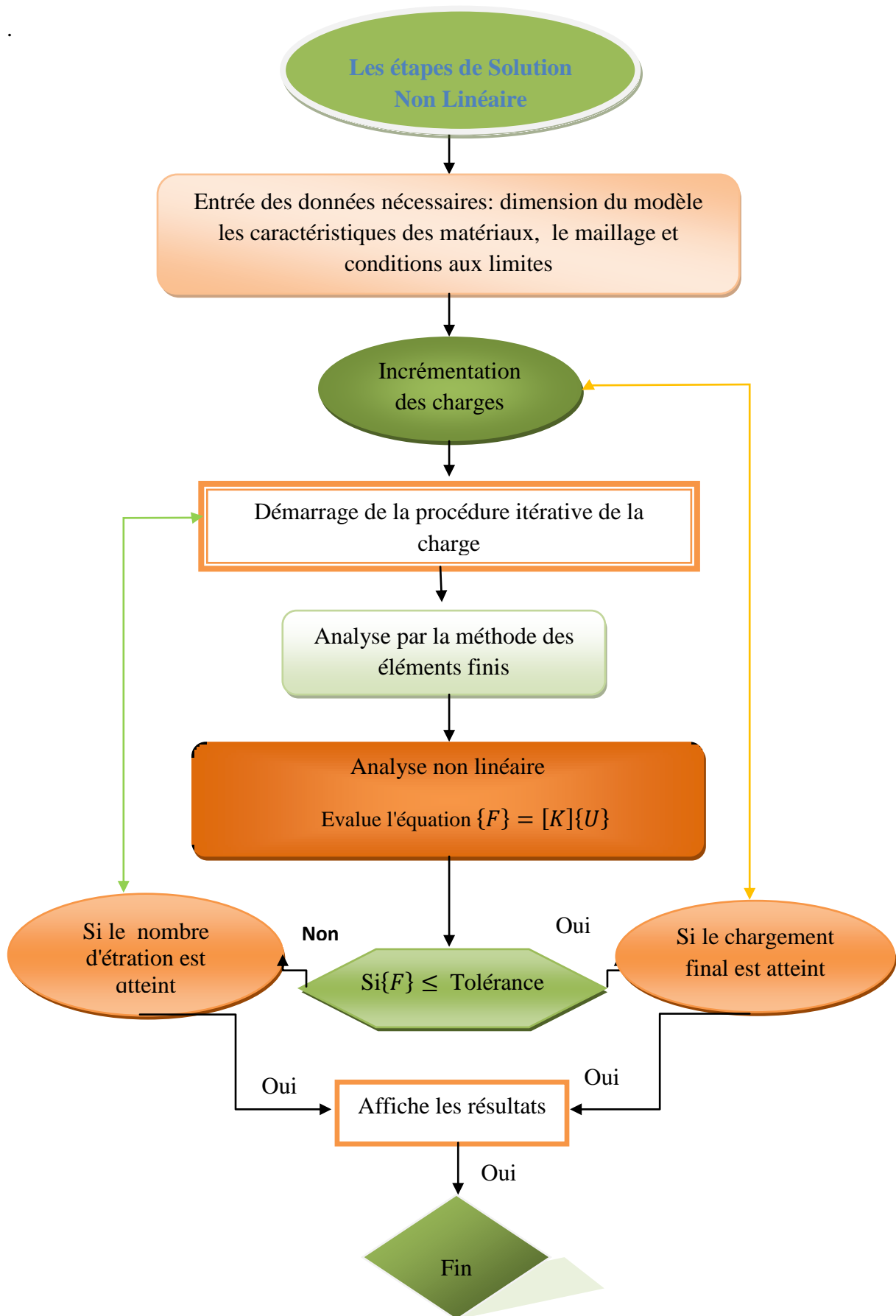


Figure 3. 18 Les étapes de solution non linéaire

3.10.1 Les paramètres de solution non linéaires

3.10.1.1 Spécifications de l'option pour l'incrémentation des charges dans Ansys

Le réglage des paramètres de la solution numérique consiste à définir les options de type d'analyse, un ensemble de contrôles de solutions numériques devront être identifiés pour mener à bien une analyse non linéaire appropriée. Principalement, le type d'analyse a été réglé sur "Small déplacement statique". Cela signifie qu'une analyse linéaire et non linéaire sera transportée pour résoudre les modèles, dans lesquels les grands effets de déformation sont ignorés.

3.10.1.2 Control de solution

La méthodologie dans ANSYS est fonction du temps (TIME) où la charge est considérée comme une fraction d'un temps sous étapes « substeps ».

3.10.1.3 L'option de temps

Il pourrait être défini en spécifiant le nombre d'étapes ou en définissant une valeur additionnelle de temps. Pour les cinq poutres, la seconde approche était considérée, avec valeur d'heure à la fin de charge-étape égale à 1 seconde (**load-step**), un minimum et une durée maximale étape étaient respectivement de 0,005 et 0,01 et un pas de temps par défaut égale à 0,01. Différentes valeurs de pas de temps minimum et maximum permettrait d'automatiser la valeur de la charge selon la convergence. Automatisé le temps en plaçant une limite supérieure sur la taille de palier de temps surtout pour des modèles compliqués renforcerait le processus de convergence.

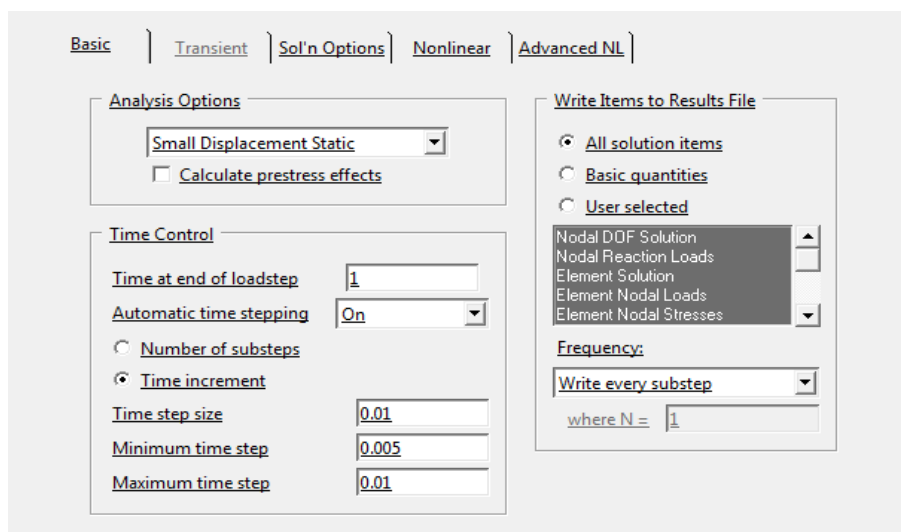


Figure 3. 19 Control de solution- de base -

4.10.1.4 Nombre d'itération de l'équilibre

Cette option indique le nombre maximal d'itération d'équilibre permis par sous incrément (Supstep),

Le nombre maximum d'itération de l'équilibre a été mis à 100 itérations pour l'analyse structurale.

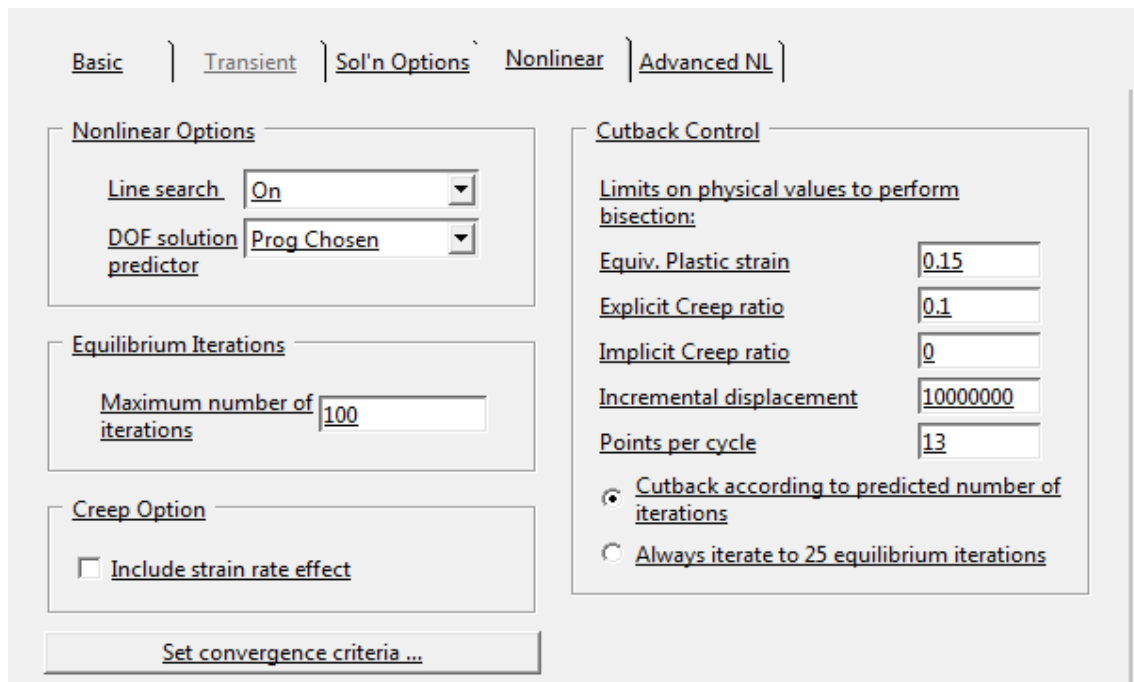


Figure 3. 20 Contrôle de solution - non linéaire-

3.10.1.5 Choix de solutionner (solve)

Pour résoudre les modèles, ANSYS a différents solveurs d'équations, à savoir SPARSE, PRE-CONDITION CG et algébriques M-GRID. Pour les cinq poutres, le "Solver Direct Sparse" a été utilisé. Le solveur direct clairsemé est basé sur une élimination directe des équations. Une élimination directe nécessite la factorisation très clairsemée d'un système d'équations linéaires initial dans une matrice triangulaire inférieure suivie par l'avant et la substitution vers l'arrière en utilisant ce système triangulaire. L'espace requis pour les facteurs de matrice triangulaire inférieure est généralement beaucoup plus que la matrice creuse assemblée initiale, donc le grand disque ou en-core mémoire exigences pour les méthodes directes.

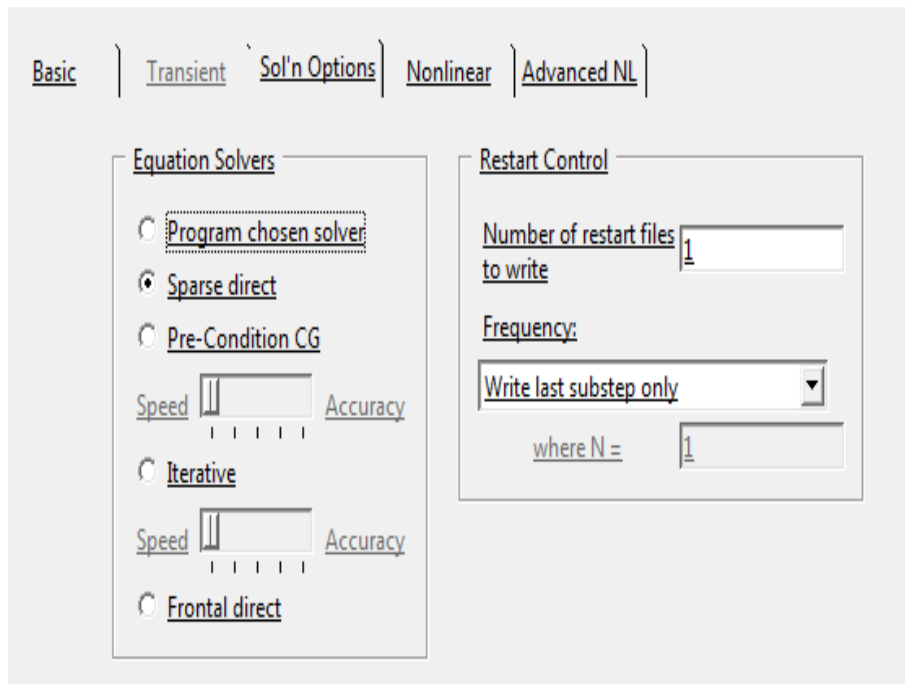


Figure 3. 21 control de solution - option de solution -

3.10.1.6 Méthode de Newton-Raphson

Le processus itératif de la méthode de NEWTON-RAPHSON a été utilisé pour résoudre les équations non linéaires et pour mettre à jour la rigidité du modèle [107,108]. La figure 3.22 illustre l'utilisation de la méthode de NEWTON-RAPHSON,

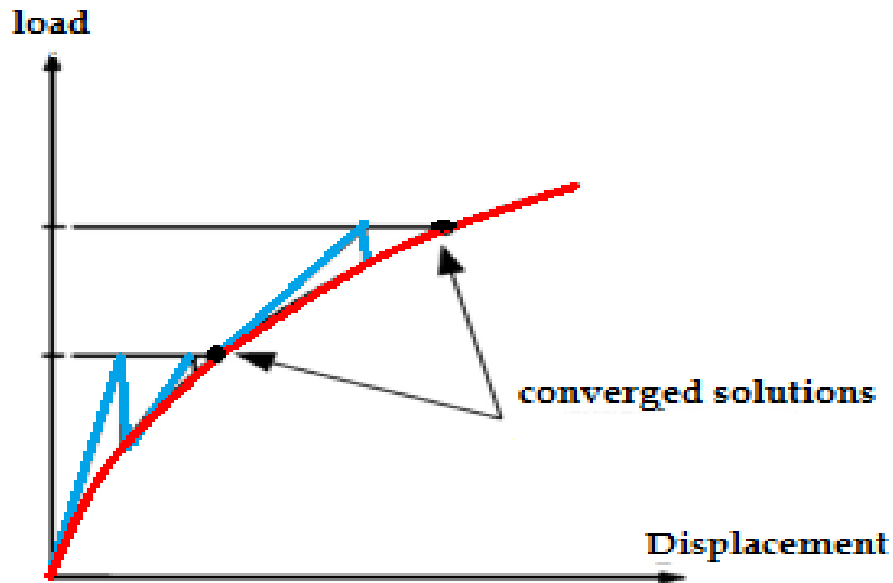


Figure 3. 22 La méthode de NEWTON-RAPHSON [86]

La fonction "Line Search" pour aider le processus de convergence a été activé. Cet outil de convergence d'amélioration multiplie le déplacement calculé par incrément d'un facteur d'échelles calculées par le programme (ayant une valeur comprise entre 0 et 1), chaque fois qu'une réponse de raidissement est détectée. Quand un déplacement imposé existe, une course ne peut pas converger jusqu'à ce qu'au moins une des itérations a une valeur de recherche en ligne d'un. ANSYS redimensionne le vecteur ΔU entier, y compris la valeur de déplacement imposée; sinon, un "petit" déplacement aurait lieu partout sauf à la DOF imposée. Jusqu'à ce que l'une des itérations a une valeur de recherche en ligne d'un, ANSYS ne pas imposer la pleine valeur du déplacement.

3.10.1.7 Suivi de convergence graphiquement

Pendant le processus de résolution de problèmes, le programme continuera de faire des itérations d'équilibre jusqu'à ce que les critères de convergence sont satisfaits (ou jusqu'à ce que le nombre maximal des équations d'équilibre est atteint) [86, 109,110].

Le contrôle automatique de la solution sur ANSYS utilise L2-norme de tolérance de force (et du moment) (TOLER) égale à 0,5 %-0.2 [111], un cadre qui convient à la plupart des cas. En outre, une vérification de L2-norme sur les déplacements avec la valeur de tolérance égale à 5 % est également utilisée en plus du contrôle de norme de force.

La vérification que les déplacements sont faiblement définis sert de double vérification sur la convergence, qui a été négligé pour les cinq poutres pour le bien abaisser l'effort de calcul.

Pour les déplacements, la vérification sur le changement de déviations (Δu) entre le courant (i) la convergence des bases du programme et les (i-1) itérations précédentes: $\Delta u = U_i - (u_{i-1})$.

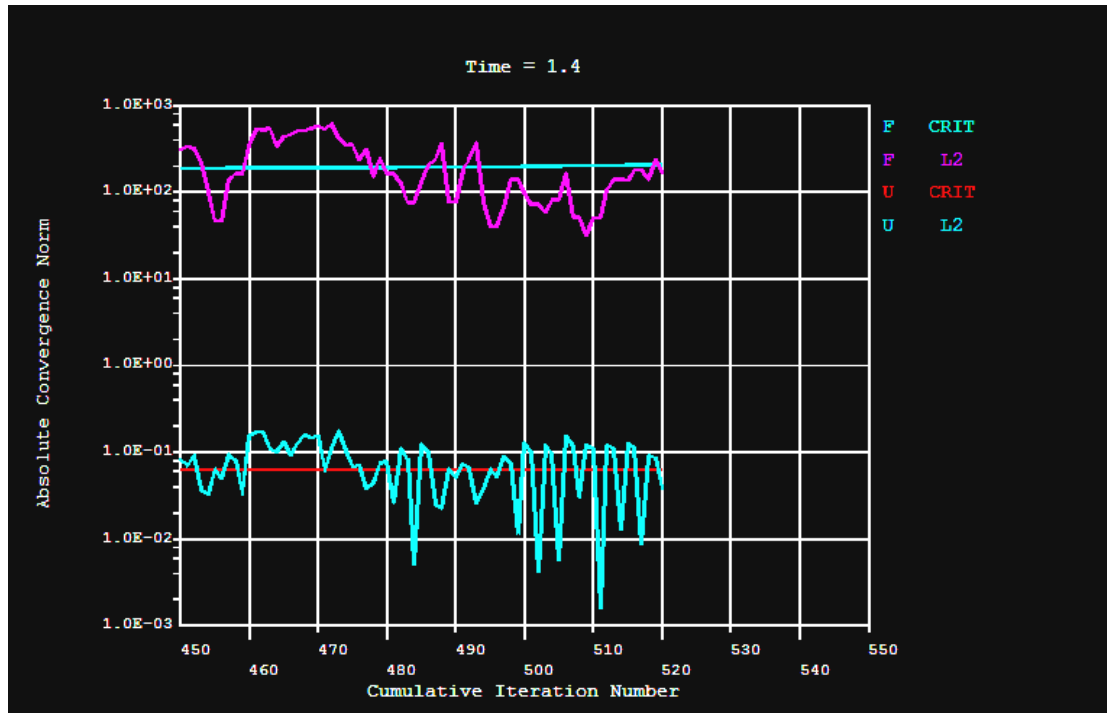


Figure 3. 23 Suivi de convergence

3.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons conclu que les procédures des éléments finis sont maintenant importantes et reconnues comme une méthode générale d'une grande applicabilité aux problèmes d'ingénierie et de sciences physiques. C'est une méthode d'analyse numérique qui peut traiter des problèmes de diverses conditions aux limites et des charges. Cette méthode a été développée à un degré élevé pour les calculs pratiques de sorte qu'il soit largement reconnu dans la pratique de l'ingénierie. La théorie des éléments finis suppose que le comportement d'une structure est semblable à celui d'un assemblage d'éléments finis dont elle est divisée.

Nous avons présenté tous les paramètres qui ont servi à la modélisation numérique de nos poutres en béton renforcé par les fibres de palmier dattier.

Chapitre 4

RESULTATS ET DISCUSSIONS

Chapitre 4 : résultats et discussions

4.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons essayer de simuler les essais expérimentaux obtenus par Mr MERKHOUI [4] dans le cadre d'un mémoire de magister sous la direction du Pr. KRIKER au sein de notre laboratoire de recherche EVRNZA en utilisant les solutions numériques par Ansys.

La première poutre "B1-0%" a été considéré comme une poutre de contrôle, les informations géométriques et des matériaux sont tels que décrits dans le chapitre 3. Dans le chapitre suivant, les résultats concernant la première charge de la fissure, stress dans le sens x et contrainte de cisaillement τ_{xy} , principal contraint σ_3 la déformation, charge de rupture, l'échec de déviation, le modèle de la fissure et la courbe de déflexion de charge seront présentés.

4.2 Modèle 1 B1-0%

La poutre " B1-0%" est considérée comme une poutre de commande à des fins de comparaison. La modélisation est réalisée en utilisant les propriétés des matériaux en béton sans fibre.

4.2.1 Position déformée de la poutre B1-0%

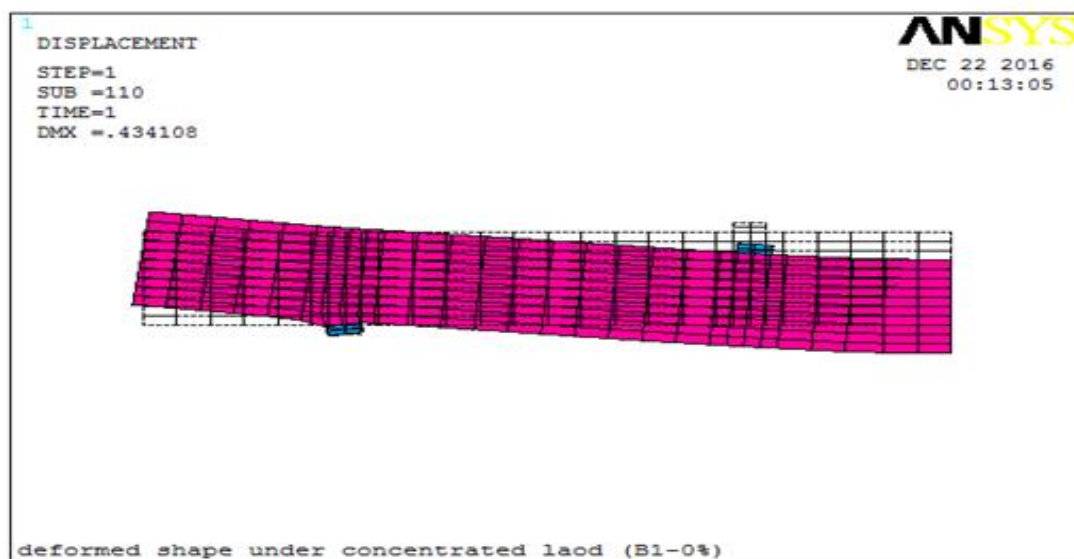


Figure 4. 1 position de la déformation de modèle 1 B1-0%

4.2.2 Courbe de charge - déflexion

La courbe de déflexion - charge d'ANSYS est affichée dans la figure 4.2

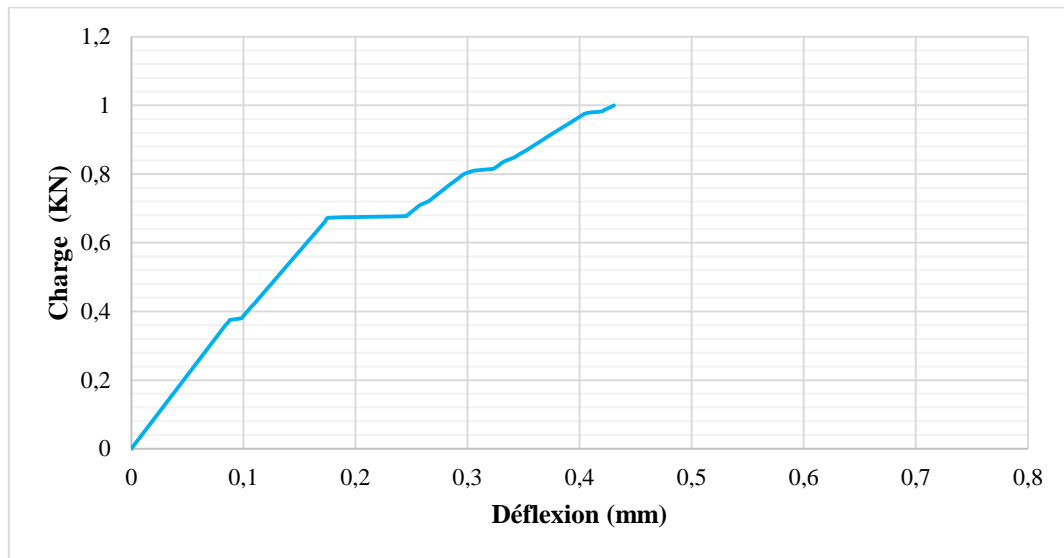


Figure 4. 2 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre "B1-0% "

La figure 4-2, montre une courbe de charge -t déflexion typique a été obtenue de la moitié de poutre «B1-0%», à proximité du comportement linéaire étendu jusqu'à la première fissure où tenait une augmentation soudaine de déflexion. Par la suite, le comportement linéaire continué jusqu'à une charge de 1 KN et une déflexion égale 0.43 mm. Au-delà que, en raison de la prolifération excessive de fissure.

4.2.3 Modèle de fissures

Le comportement de fissuration enregistré dans ANSYS est affiché dans la figure 4.3 et la figure 4.4. D'abord, les fissures verticales à la flexion ont commencé à se développer aux mi-travées à débiter à charge égale à 0.38 KN. Ils ont été suivis avec une formation de fissures de tension diagonale et de multiples fissurations de flexion en pente à côté des points de chargement.

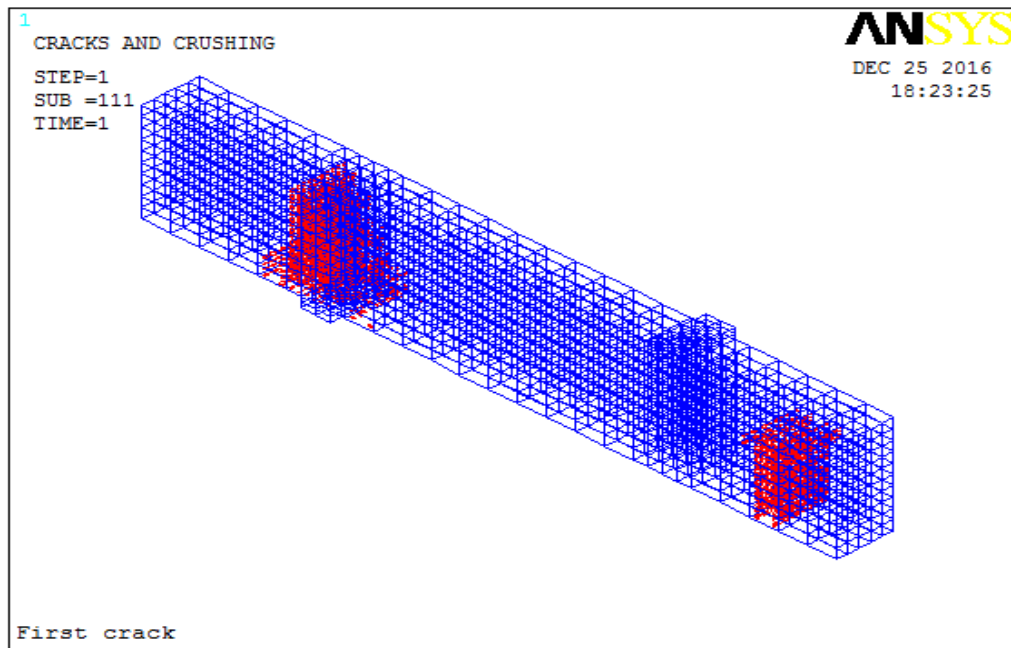


Figure 4. 3 la première fissuration dans la moitié de la poutre B1-0%

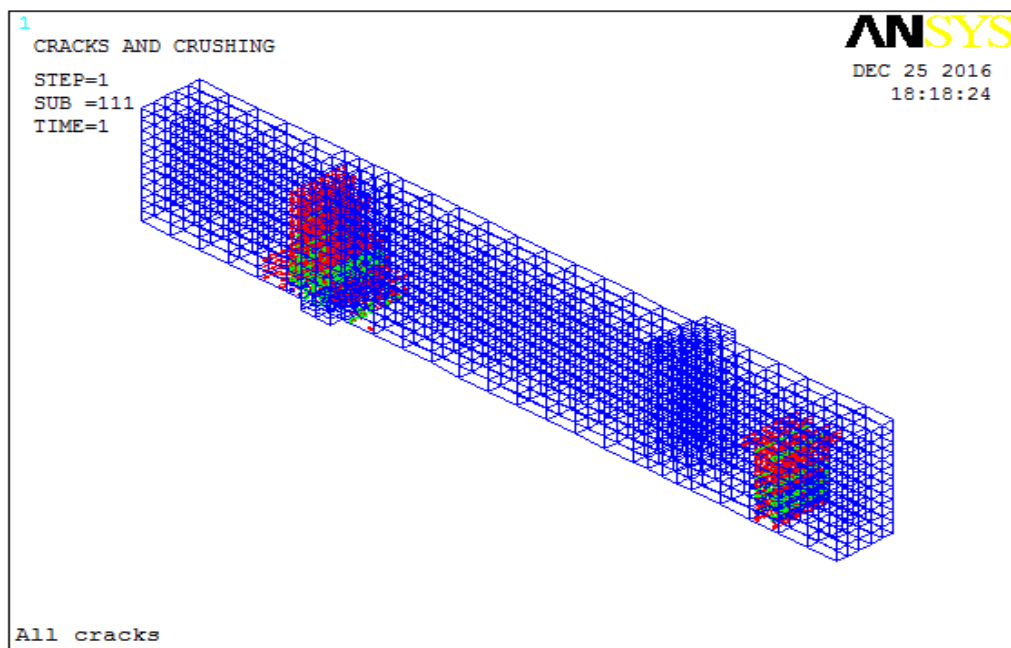


Figure 4. 4 Toutes les fissures dans la moitié de la poutre B1-0%

4.2.4 Déplacement vertical U_x et horizontal U_y

Comme illustré sur la figure 4-5 et 4-6 les résultats indiquent que le contour de déformation verticale et horizontale de moitié de la poutre B1-0%, à constante un déplacement horizontal U_x maximal de 0.11 mm et déplacement vertical U_y maximal 0.433mm à mi- travée de la poutre.

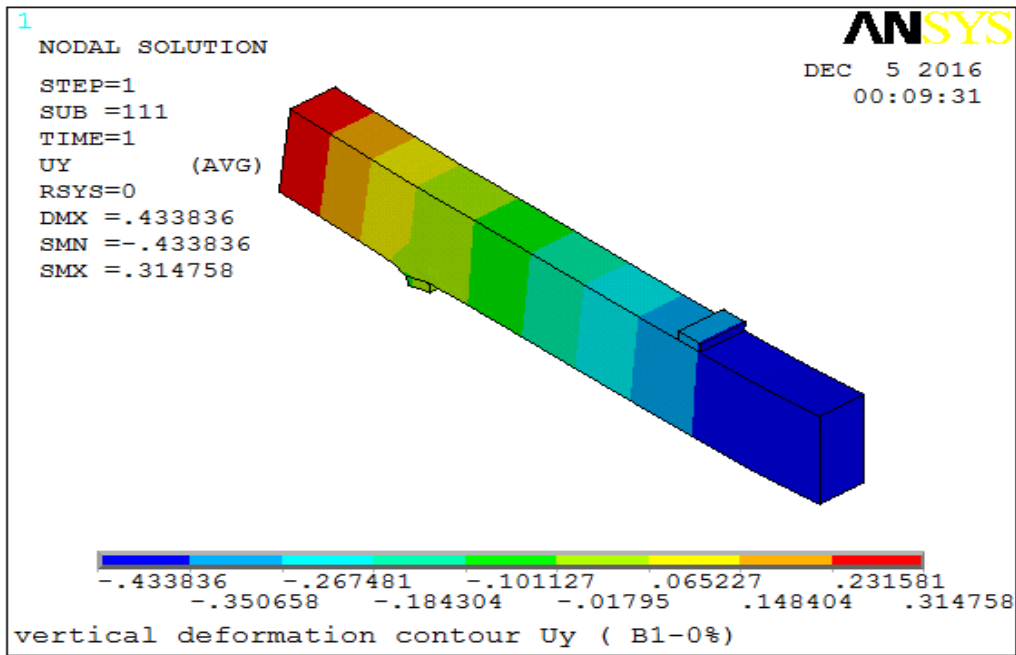


Figure 4. 5 Contour des déplacements verticaux U_y de moitié de la poutre B-0%

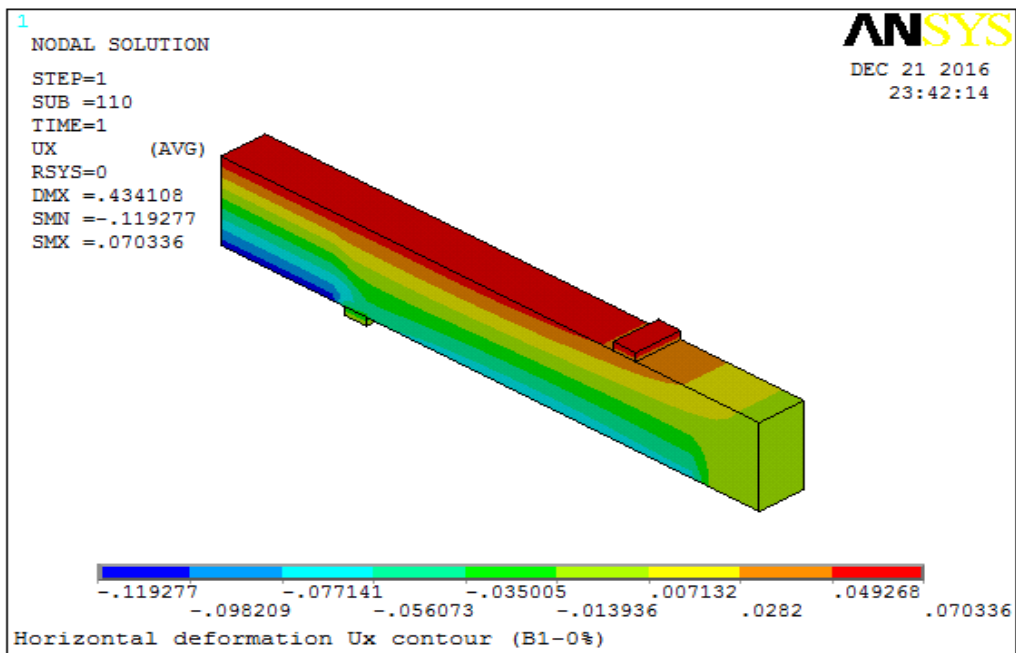


Figure 4. 6 Contour des déplacements horizontaux U_x de moitié de la poutre B-0%

4.2.5 Résultats des contraintes

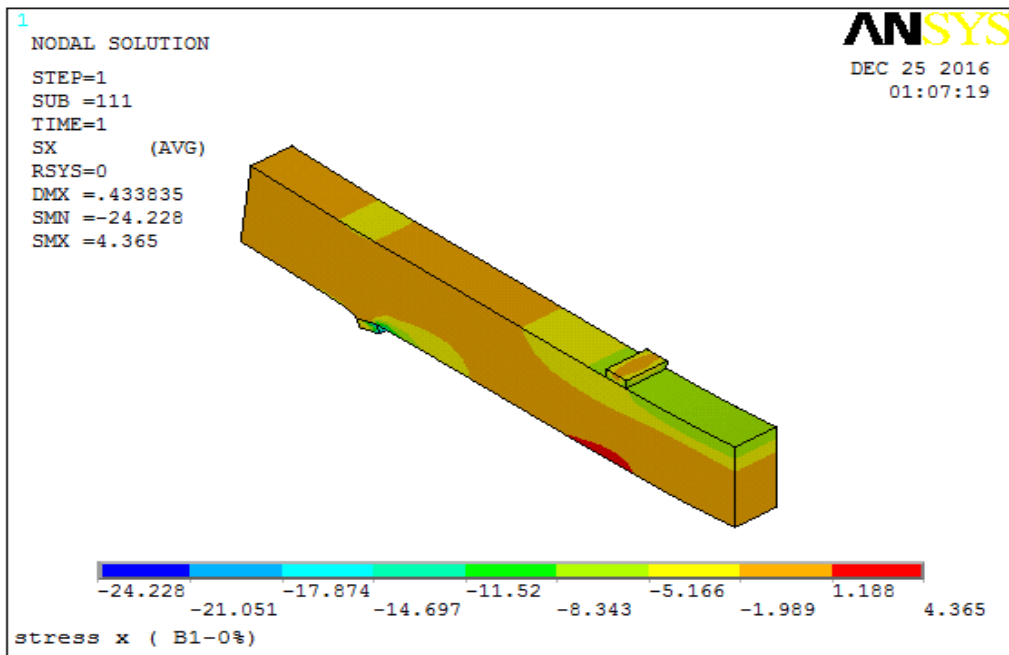


Figure 4. 7 Contour des contraintes σ_x de moitié de la poutre B-0%

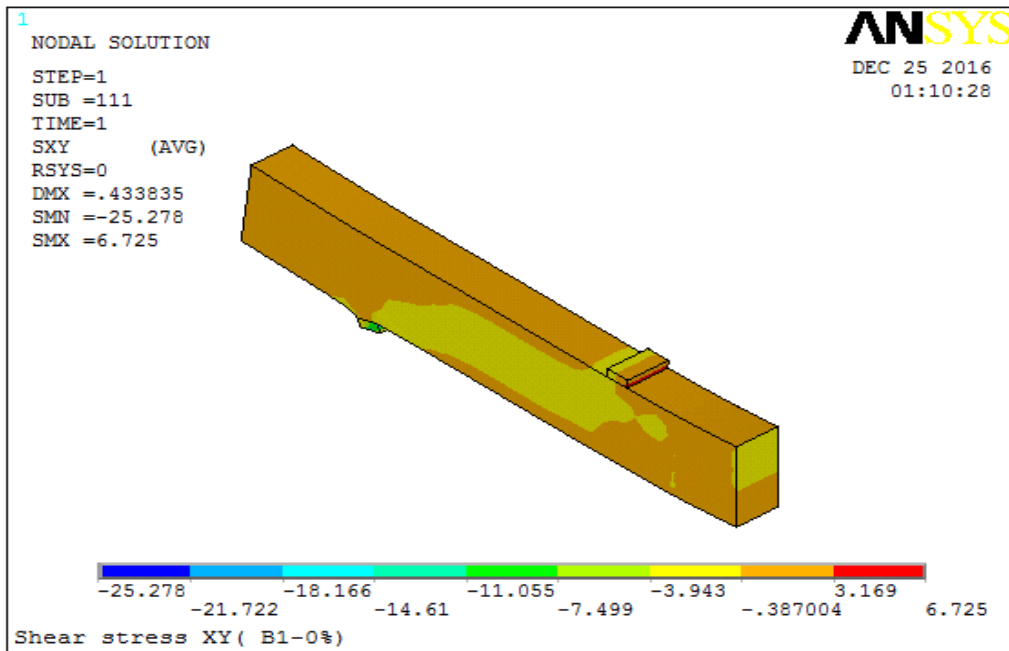


Figure 4. 8 Contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} de moitié de la poutre B-0%

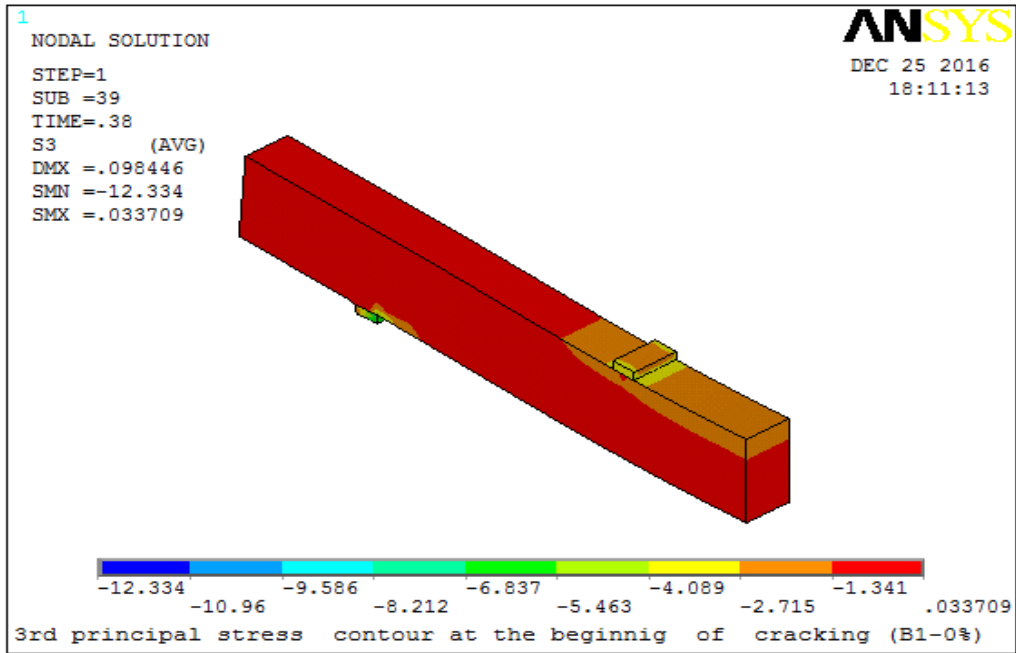


Figure 4. 9 Contour des contraintes σ_3 à la 1^{er} fissuration de moitié de la poutre B-0%

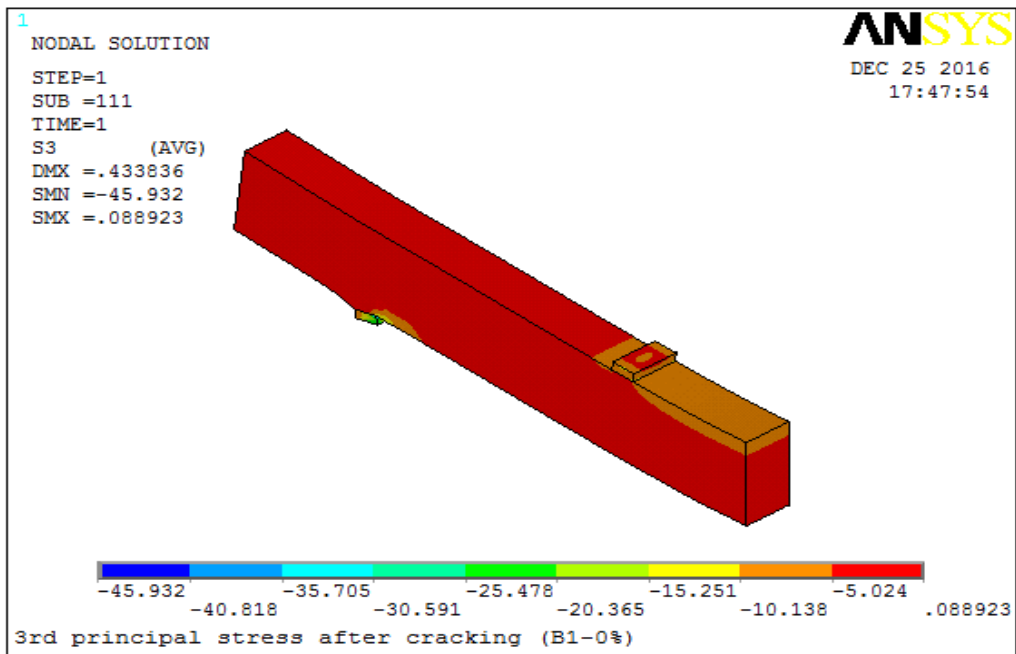


Figure 4. 10 Contour des contraintes σ_3 après la fissuration de moitié de la poutre B-0%

4.3 Modèle 2 B2-0.2%

La poutre B2-0.2% est une réplique exacte de la poutre "B1-0%", sauf qu'il a été modélisé avec quantités de fibres de palmier dattier allant de 0,2%. Nous avons utilisé les mêmes propriétés que les expériences de laboratoire sur les matériaux en béton de fibre. Cette poutre se comportait d'une manière ductile et a atteint sa capacité de flexion complète.

4.3.1 Position déformée de la poutre B2-0.2%

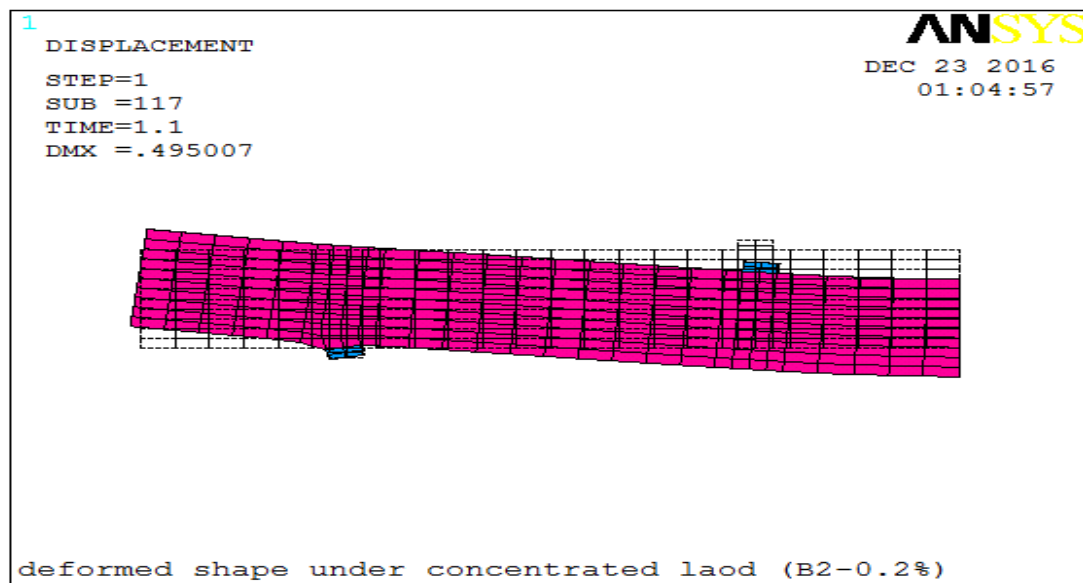


Figure 4. 11 Position de la déformation de modèle 2 B2-0.2%

4.3.2 Courbe de charge déflexion

Comme illustré sur la figure 4.12, une courbe caractéristique de charge de déflexion a été obtenue pour la moitié de la poutre B2-0.2%. Comportement linéaire prolongé jusqu'à la première fissure où une augmentation soudaine de la déflexion ou milieu de la poutre. Par la suite, le comportement linéaire continué jusqu'à ce qu'une charge de 1.1 KN est une déflexion de 0.446 mm. Au-delà, en raison de la progression de la fissure (fissure excessive), la poutre a connu forte augmentation de fléchissement sous le même taux de chargement.

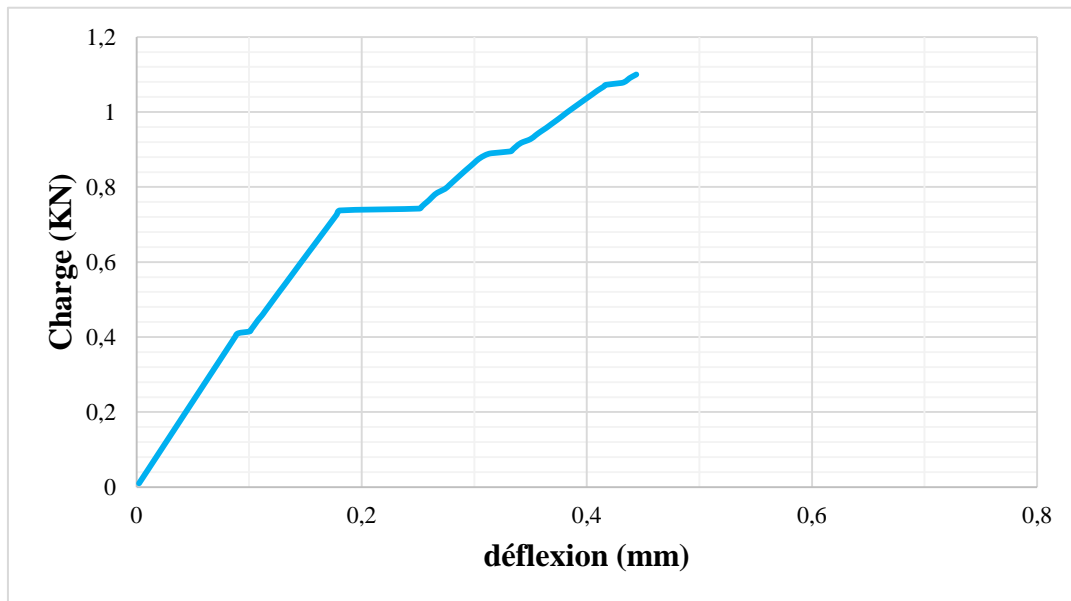


Figure 4. 12 Courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre "B2-0.2% "

4.3.3 Modèle de fissures

Comme le montre la figure 4.13, première fissure développée exactement au niveau d'appuis et au milieu de la portée, une flexion fissure verticale a été initiée à charge égale à 0.50 KN. Les fissures diagonales développées dans la durée de cisaillement autour d'une charge égale à 1,1 KN. Les fibres de palmier dattiers ont réussi à réduire la prolifération des fissures dans la zone de compression.

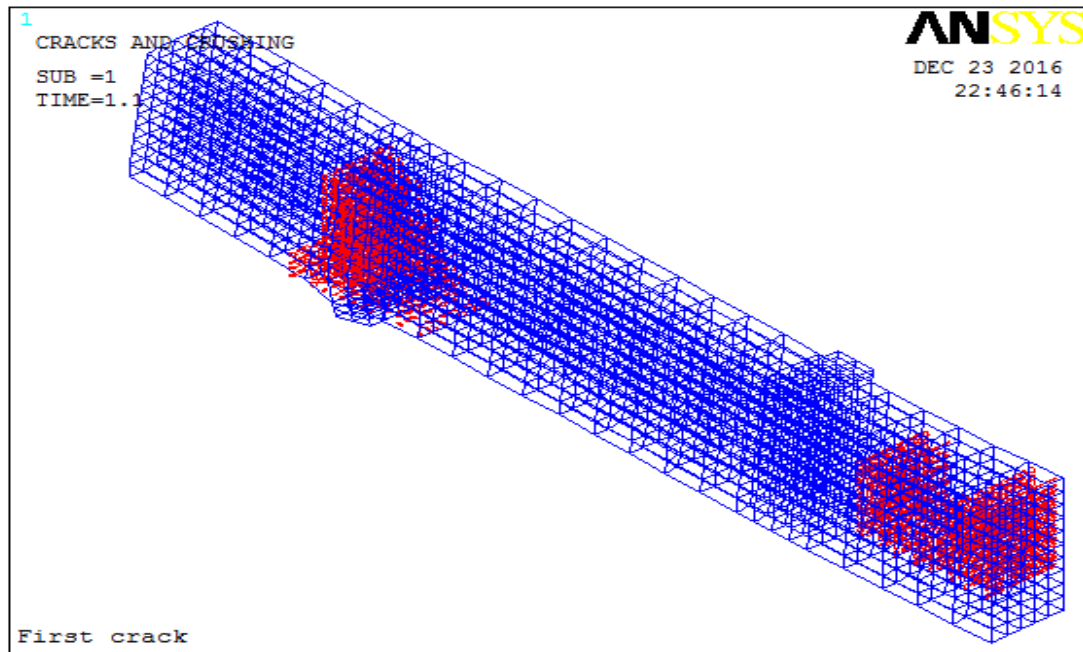


Figure 4. 13 la première fissuration dans la moitié de la poutre "B2-0.2% "

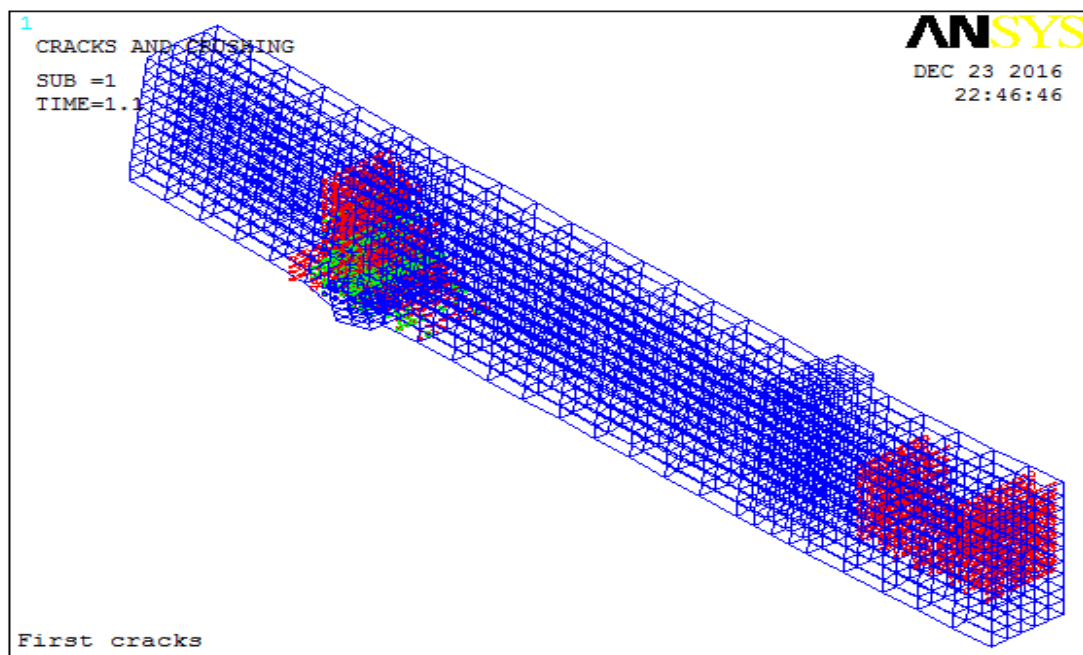


Figure 4. 14 Toutes les fissures dans la moitié de la poutre "B2-0.2% "

4.3.4 Déplacement vertical U_x et horizontal U_y

Comme illustré sur la figure 4.15 et 4.16 les résultats indiquent que le contour de déformation verticale et horizontale de moitié de la poutre B2-0.2%, ont constante un déplacement horizontal U_x maximal de 0.143 mm et déplacement vertical U_y maximal 0.495 mm à mi-travée de la poutre.

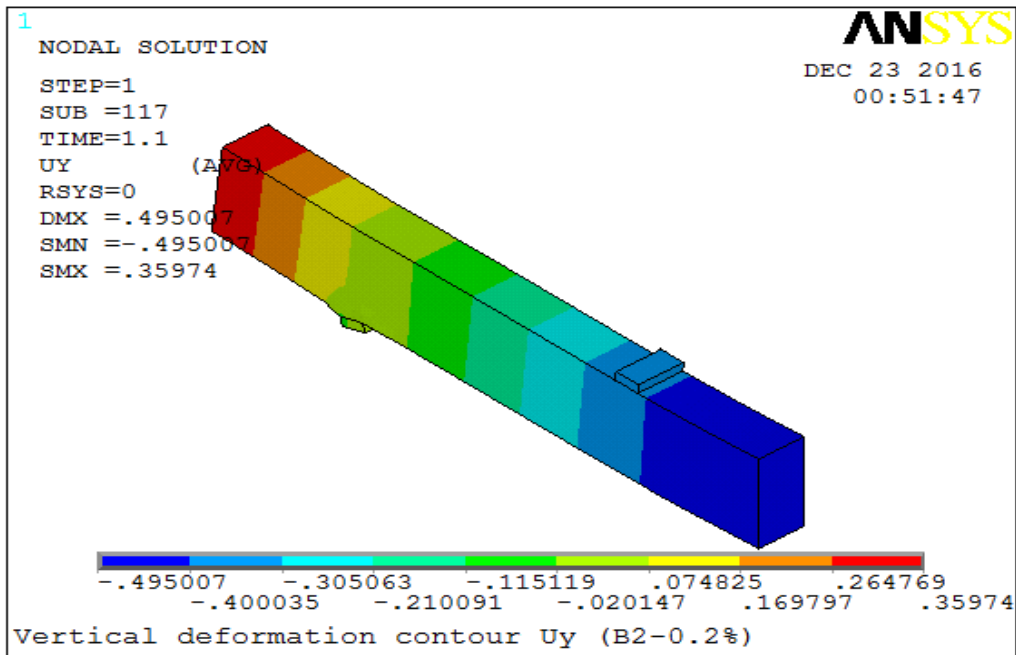


Figure 4. 15 Contour des déplacements verticaux Uy dans la moitié de la poutre "B2-0.2% "

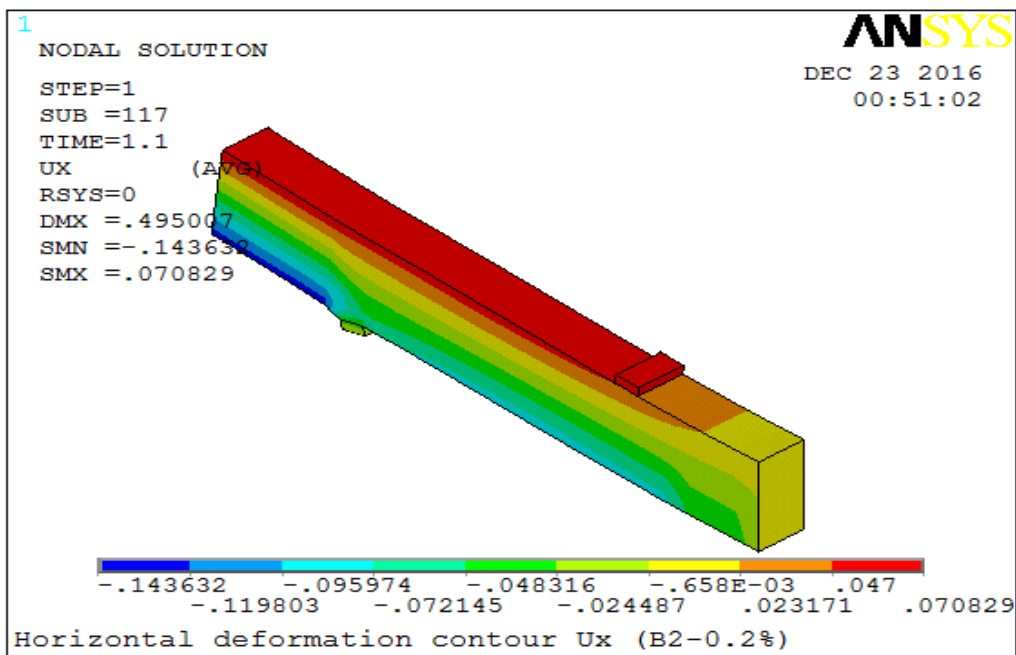


Figure 4. 16 Contour des déplacements horizontaux Ux dans la moitié de la poutre "B2-0.2%

"

4.3.5 Résultats des contraintes

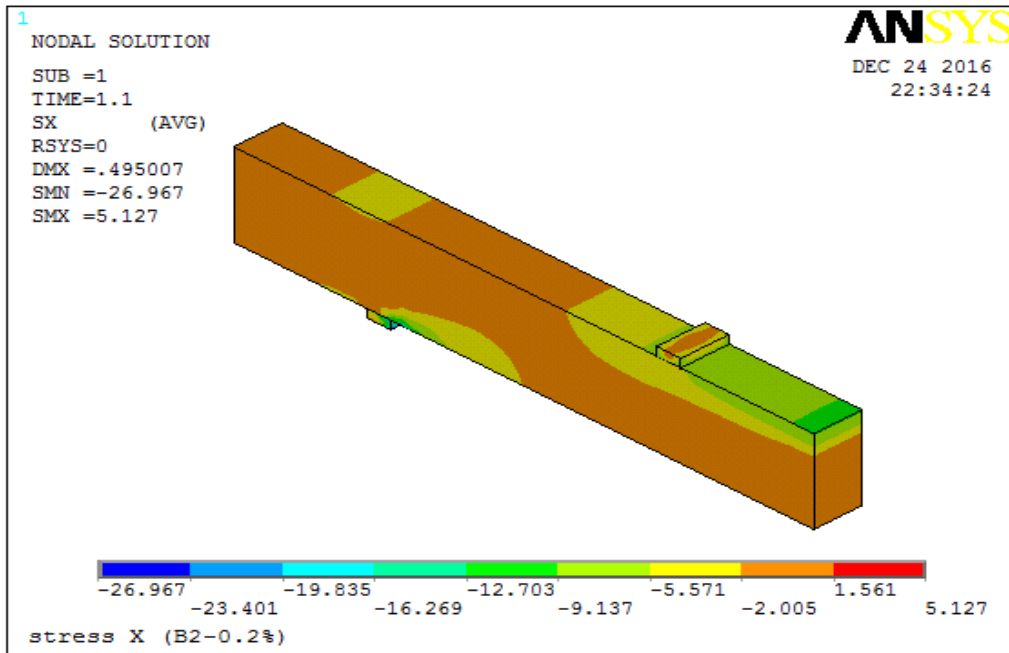


Figure 4. 17 Contour des contraintes σ_x dans la moitié de la poutre "B2-0.2% "

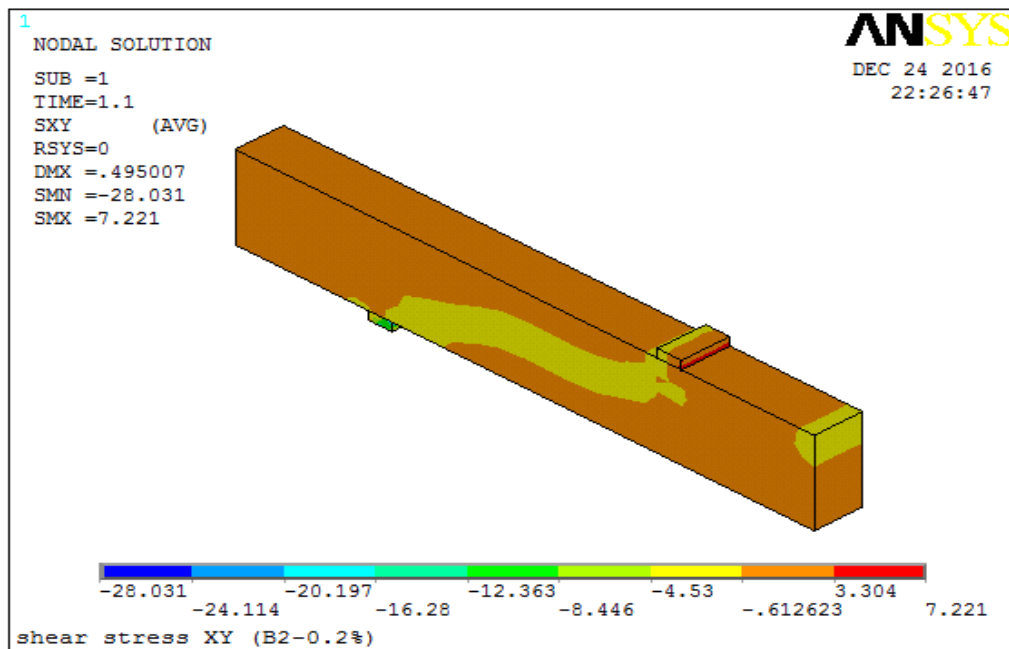


Figure 4. 18 Contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} dans la moitié de la poutre "B2-0.2% "

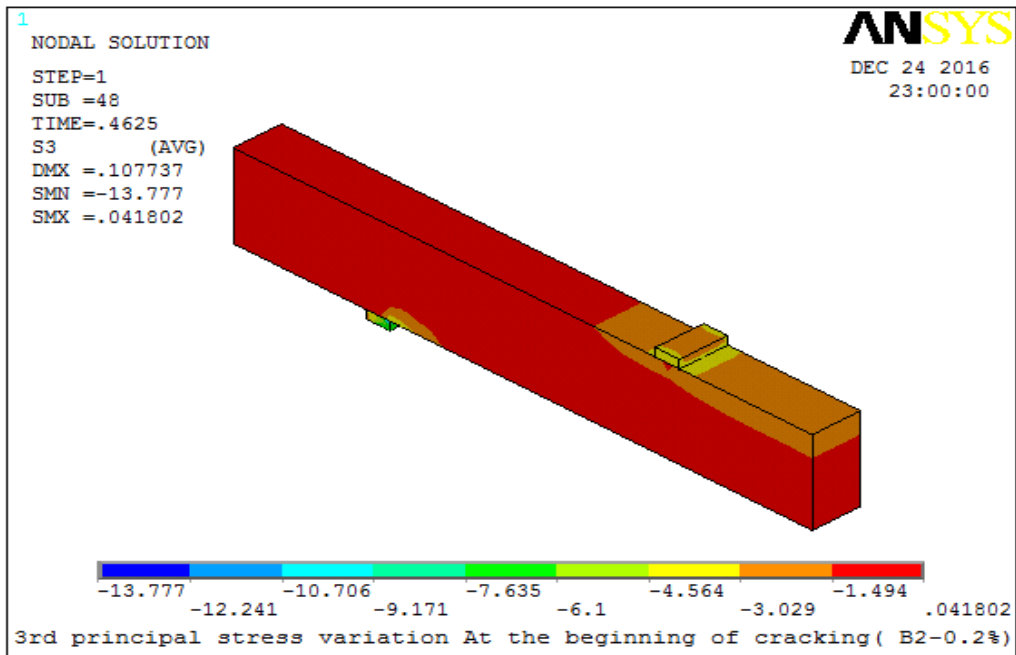


Figure 4. 19 Contour des contraintes σ_3 a la 1^{er} fissuration dans la moitié de la poutre "B2-0.2% "

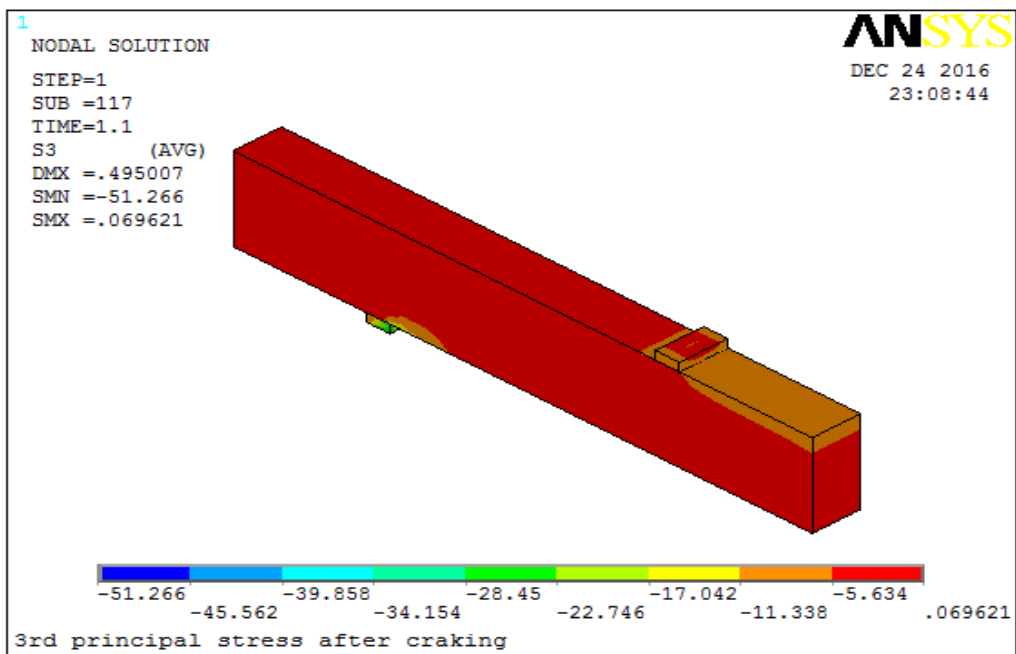


Figure 4. 20 Contour des contraintes σ_3 après la fissuration dans la moitié de la poutre "B2-0.2% "

4.4 Modèle 3 B3-0.3%

4.4.1 Position déformée de la poutre B3-0.3%

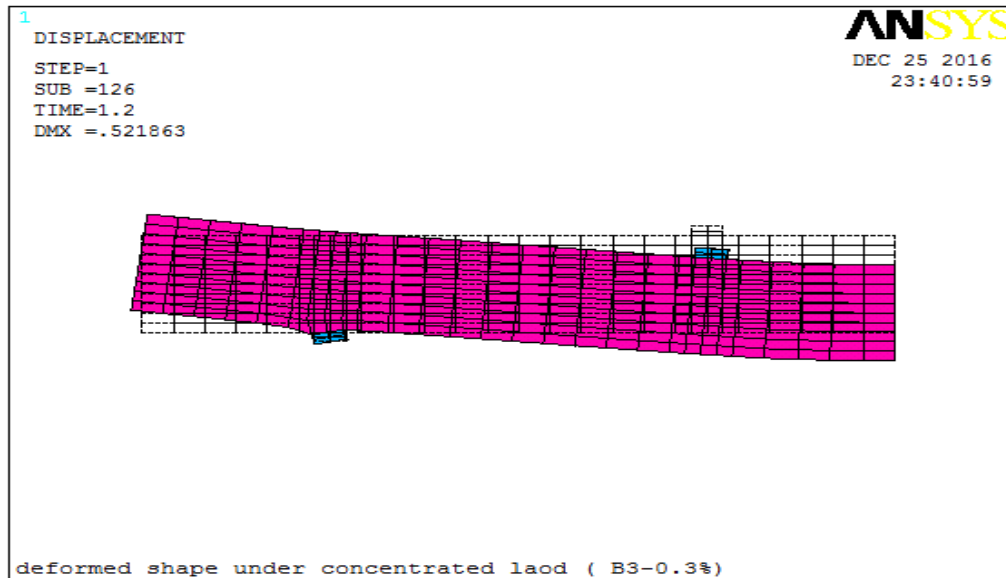


Figure 4. 21 Position de la déformation de modèle 3 B3-0.3%

4.4.2 Courbe de charge déflexion

Comme illustré sur la figure 4.22, une courbe caractéristique de charge de déflexion a été obtenue pour la moitié la poutre B3-0.3%. Comportement linéaire prolongé jusqu'à la première fissure où une augmentation soudaine de la déflexion. Par la suite, le comportement linéaire continué jusqu'à ce qu'une charge de 1.2 KN est une déviation de 0.55 mm. Au-delà, en raison de la progression de la fissure excessive, la poutre a connu une augmentation excessive de fléchissement sous le même taux de chargement.

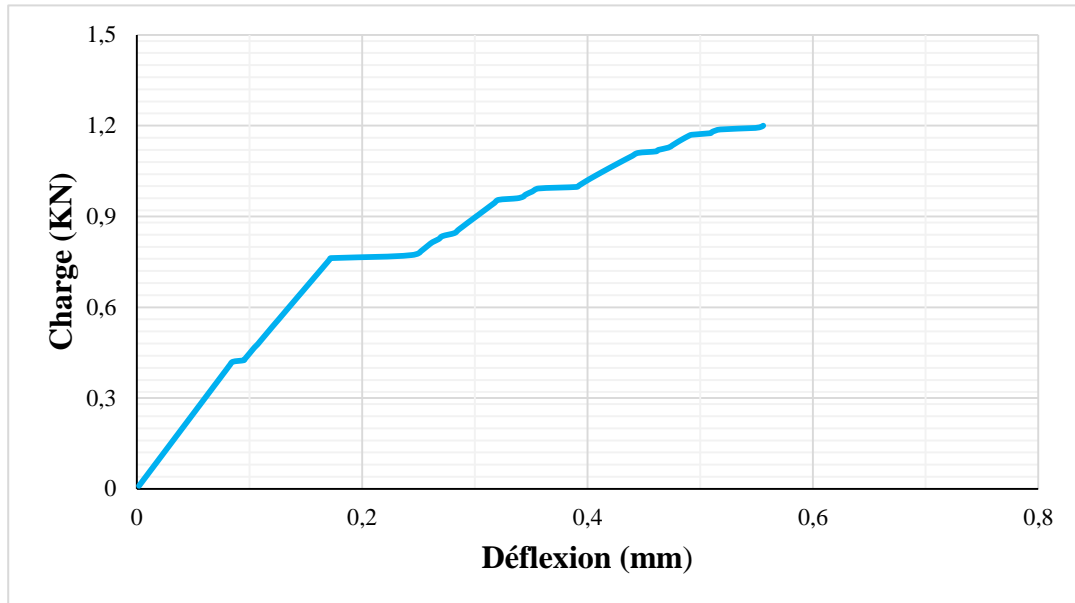


Figure 4. 22 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre "B3-0.3% "

4.4.3 Modèle de fissures

Comme le montre la figure 4.23 premières fissures développées exactement au niveau d'appuis une flexion fissurée verticale a été initiée à charge égale à 0,51 KN. Les fissures diagonales développées dans la durée de cisaillement autour d'une charge égale à 1,2 KN.

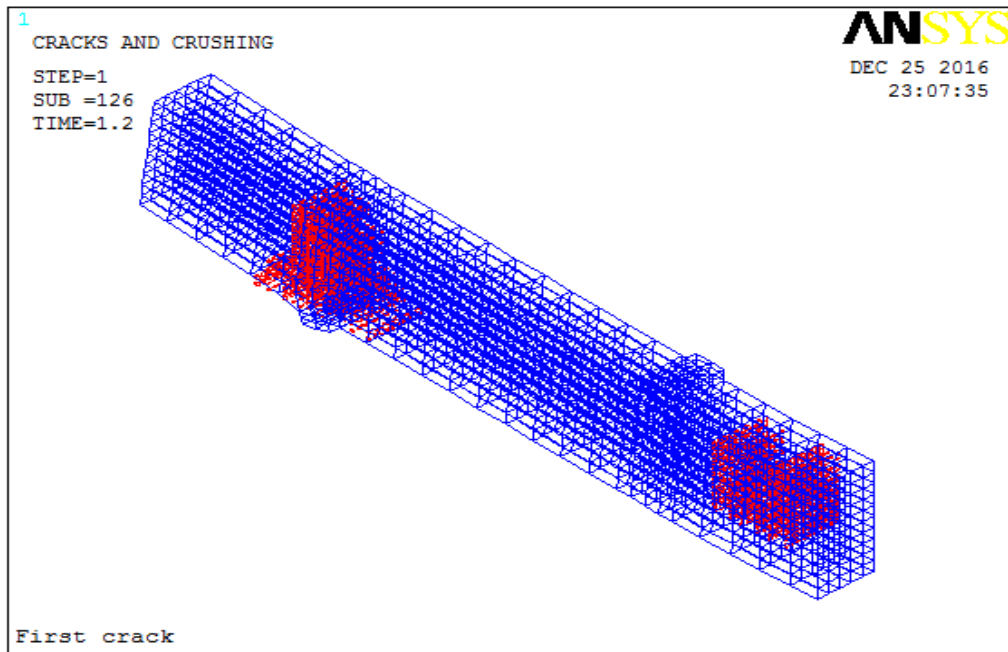


Figure 4. 23 la première fissuration dans la moitié de la poutre "B3-0.3% "

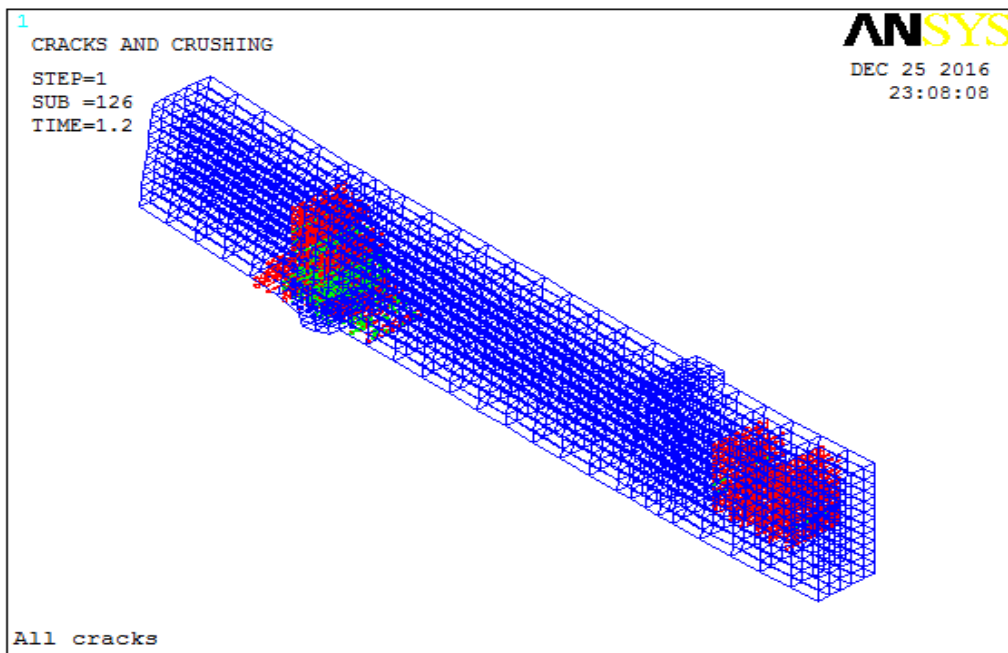


Figure 4 24 Toutes les fissures dans la moitié de la poutre "B3-0.3% "

4.4.4 Déplacement vertical U_x et horizontal U_y

Comme le montre la figure 4.25, les résultats indiquent que la poutre échouerait à charge égale à 1.2 KN est une déformation égale à 0.52 mm. Fissures de flexion et diagonales développées et ont proliféré en milieu de la portée de cisaillement.

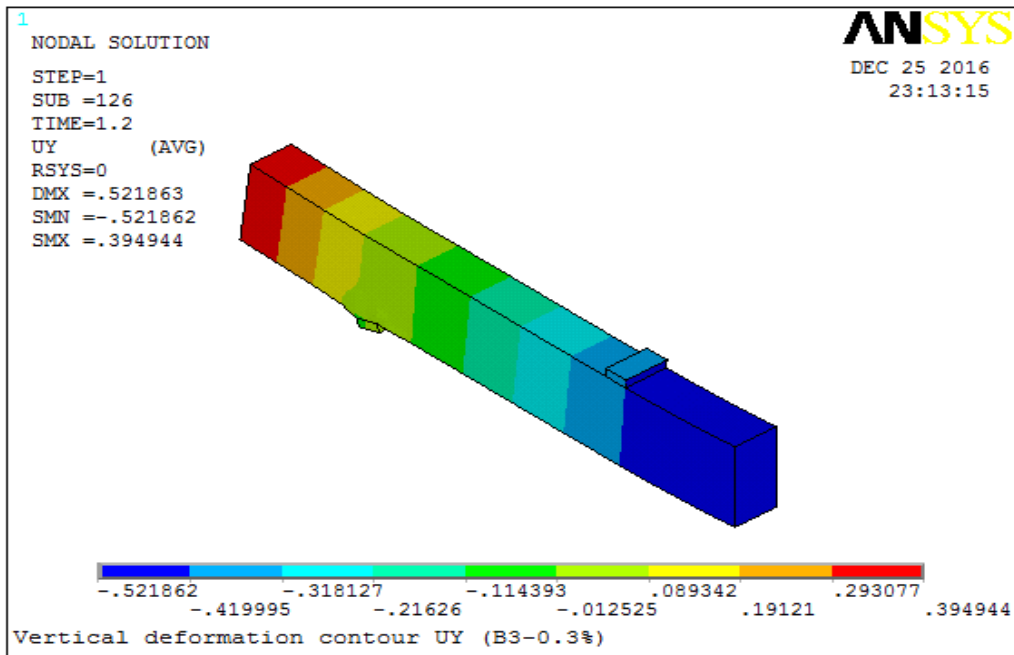


Figure 4. 25 Contour des déplacements verticaux U_y de la moitié de la poutre "B3-0.3% "

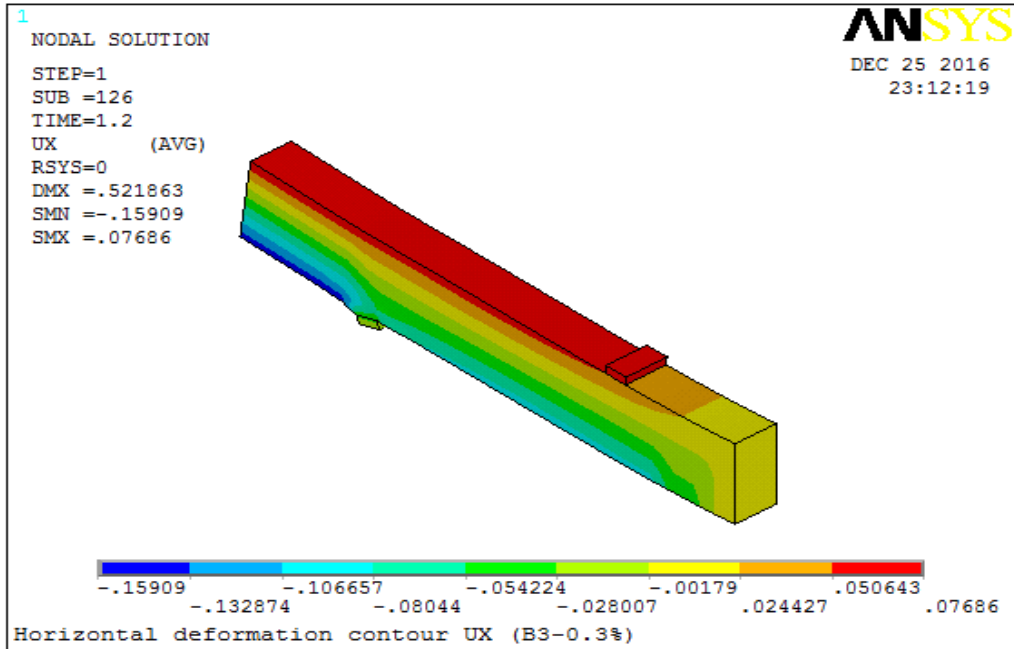


Figure 4. 26 Contour des déplacements horizontaux U_x de la moitié de la poutre "B3-0.3% "

4.4.5 Résultats des contraintes

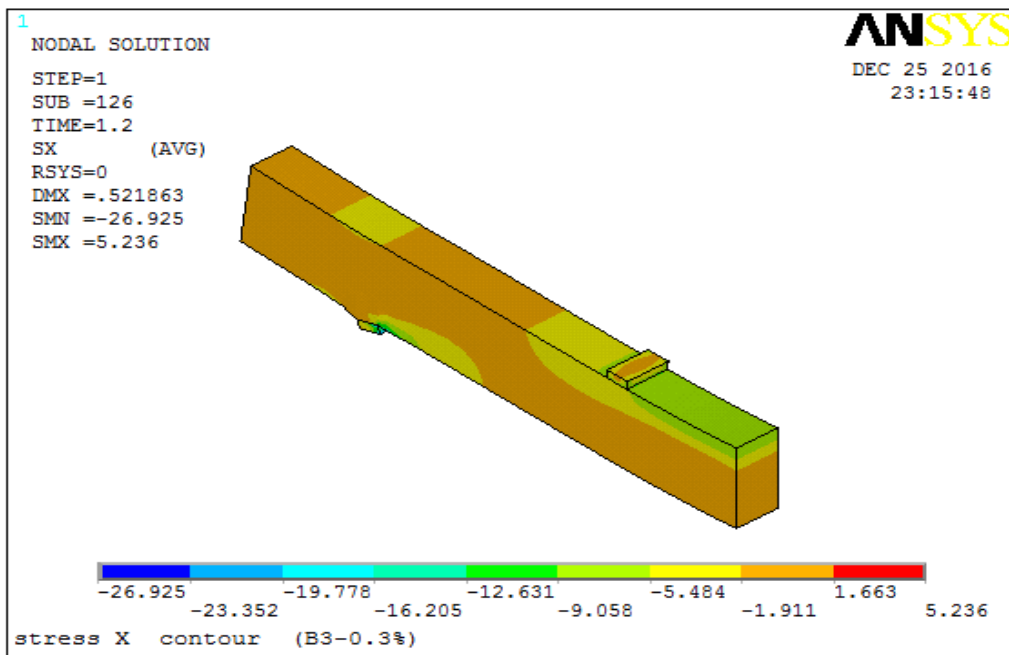


Figure 4. 27 Contour des contraintes σ_x de la moitié de la poutre "B3-0.3% "

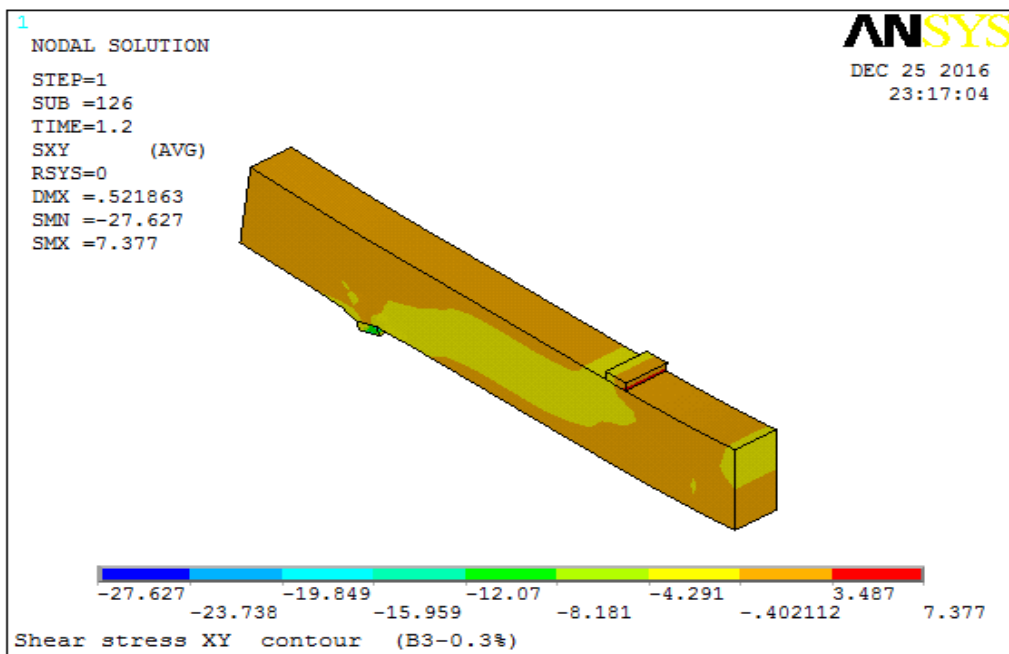


Figure 4. 28 Contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} de la moitié de la poutre "B3-0.3% "

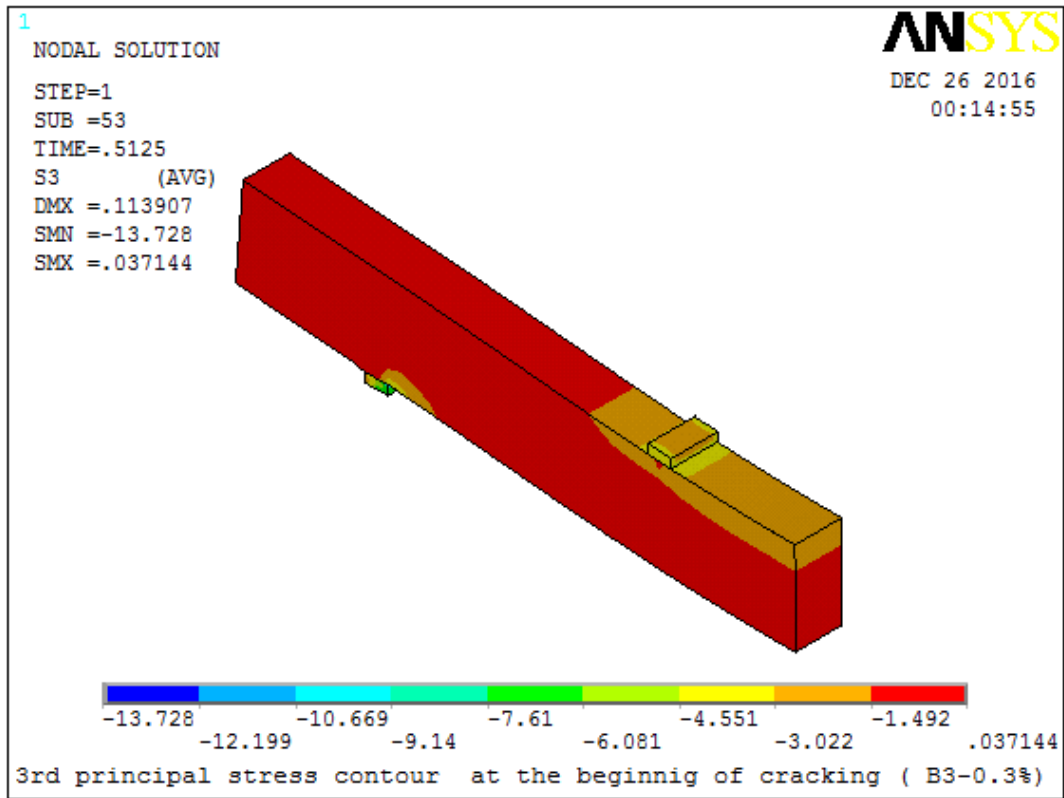


Figure 4. 29 Contour des contraintes σ_3 à la 1^{er} fissuration de la moitié de la poutre "B3-0.3%

"

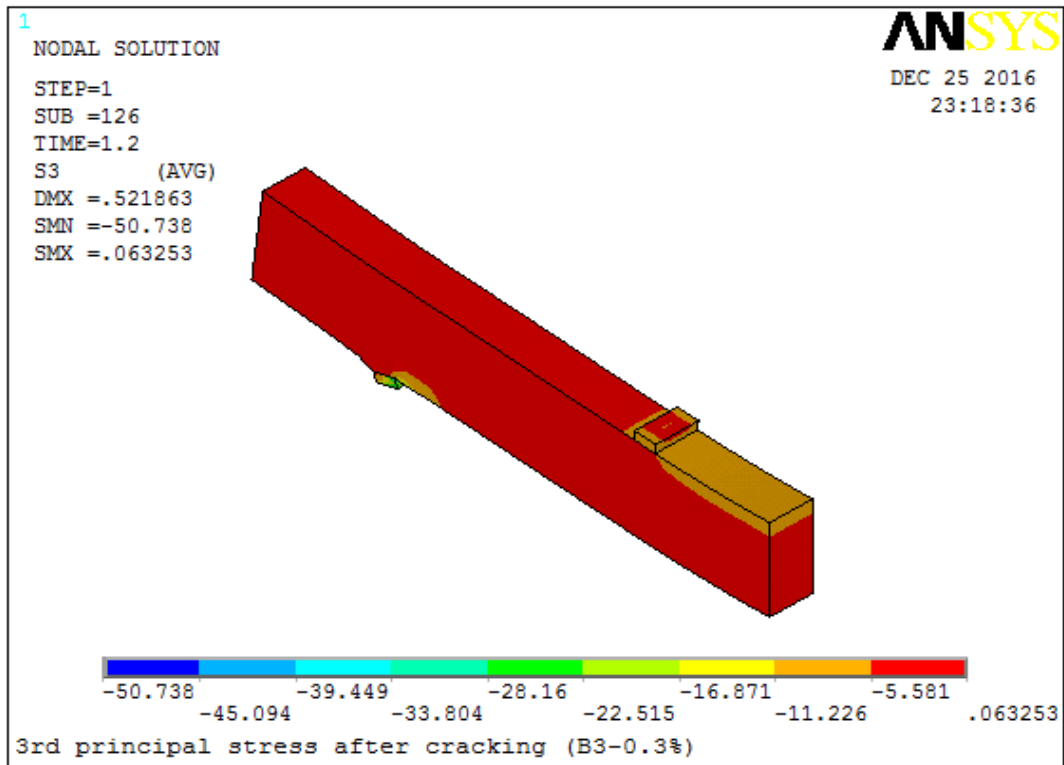


Figure 4 .30 Contour des contraintes σ_3 après la fissuration de la moitié de la poutre "B3-0.3%

"

4.5 Modèle 4 B4-0.4%

4.5.1 Position déformée de la poutre B4-0.4%

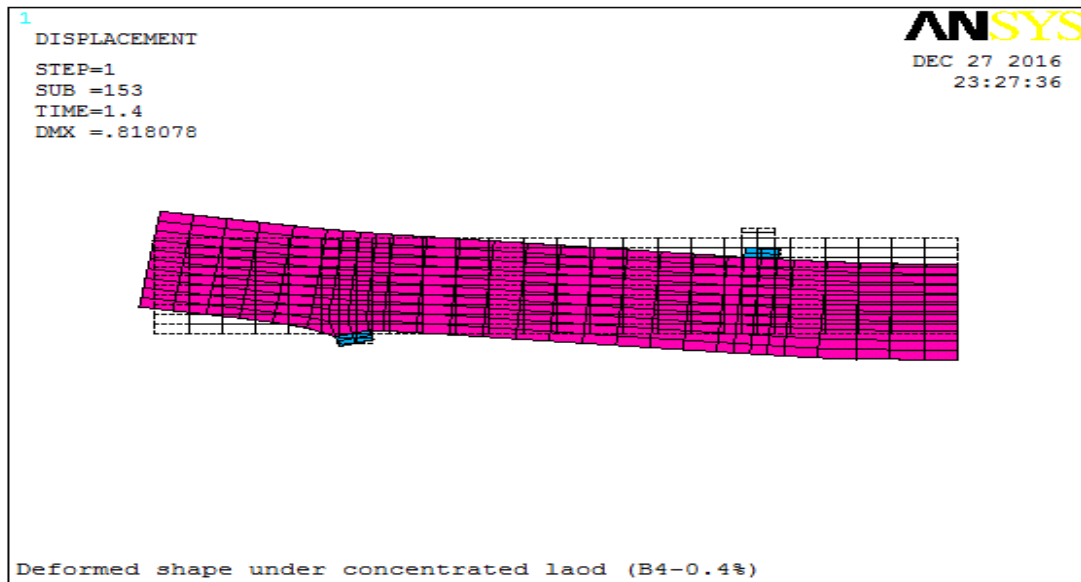


Figure 4. 31 Position de la déformation de modèle 4 B4-0.4%

4.5.2 Courbe de charge déflexion

Comme illustré sur la figure 4.32, une courbe caractéristique de charge de déflexion a été obtenue pour la moitié de la poutre B4-0.4%. Comportement linéaire prolongé jusqu'à la première fissure où une augmentation soudaine de la déviation a eu lieu. Par la suite, le comportement linéaire continué jusqu'à ce qu'une charge de 1.4 KN est une déviation de 0.8 mm. Au-delà, en raison de la progression de la fissure excessive, la poutre a connu une augmentation excessive de fléchissement sous le même taux de chargement.

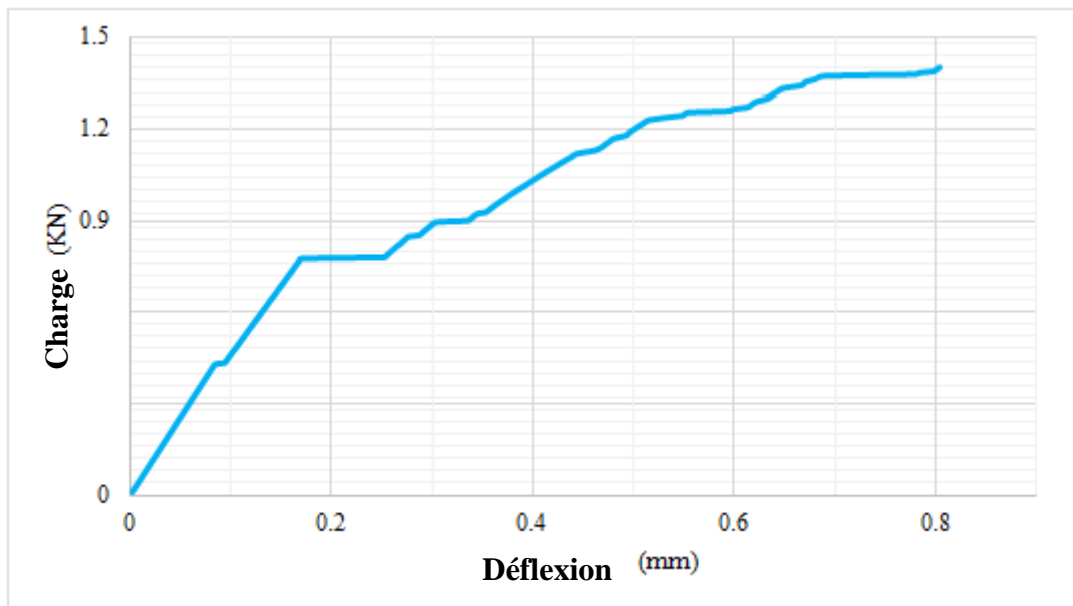


Figure 4. 32 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre "B4-0.4% "

4.5.3 Modèle de fissure

Comme le montre la figure 4.33 premières fissures développées exactement au niveau d'appuis une flexion fissurée verticale a été initiée à charge égale à 0.53 KN. Les fissures diagonales développées dans la durée de cisaillement autour d'une charge égale à 1.4 KN.

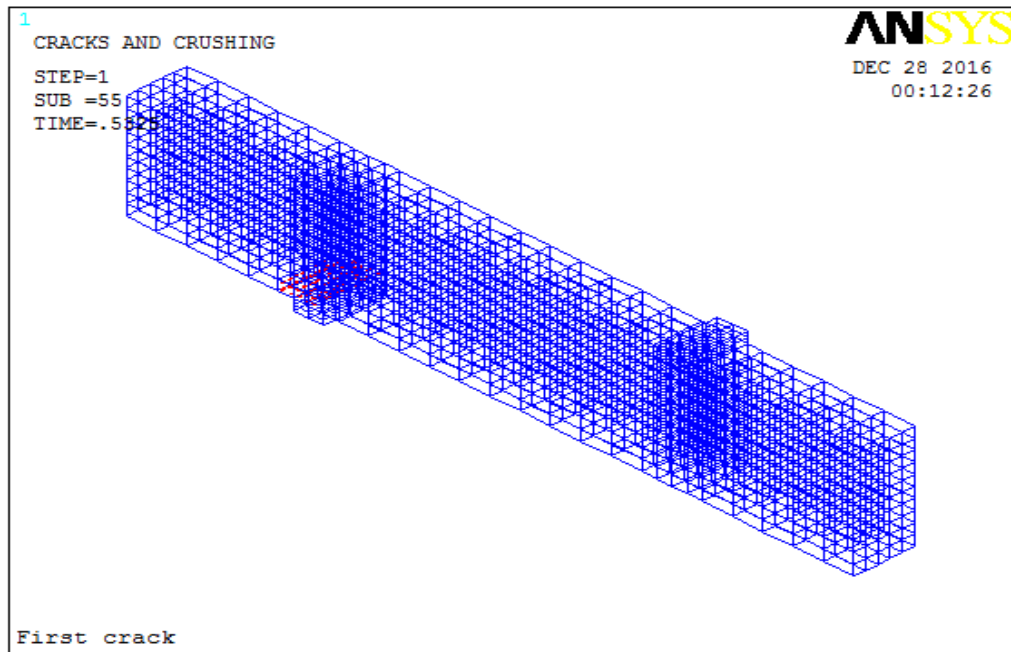


Figure 4. 33 la première fissuration dans la moitié de la poutre "B4-0.4% "

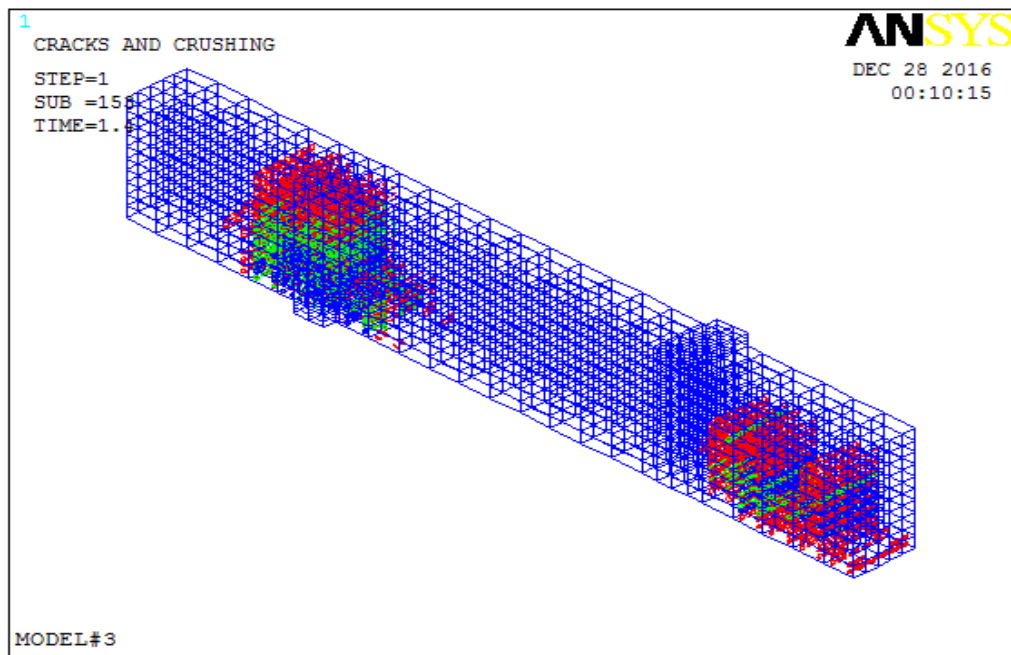


Figure 4. 34 Toutes les fissures dans la moitié de la poutre "B4-0.4% "

4.5.4 Déplacement vertical U_x et horizontal U_y

Comme illustré sur la figure 4.35 et 4.36, les résultats indiquent que la poutre ne permettrait pas à une charge égale à 1.4 kN et une déflexion de 0.8 cm. les fissures de flexion et diagonales développées et ont proliféré en milieu de la portée du cisaillement.

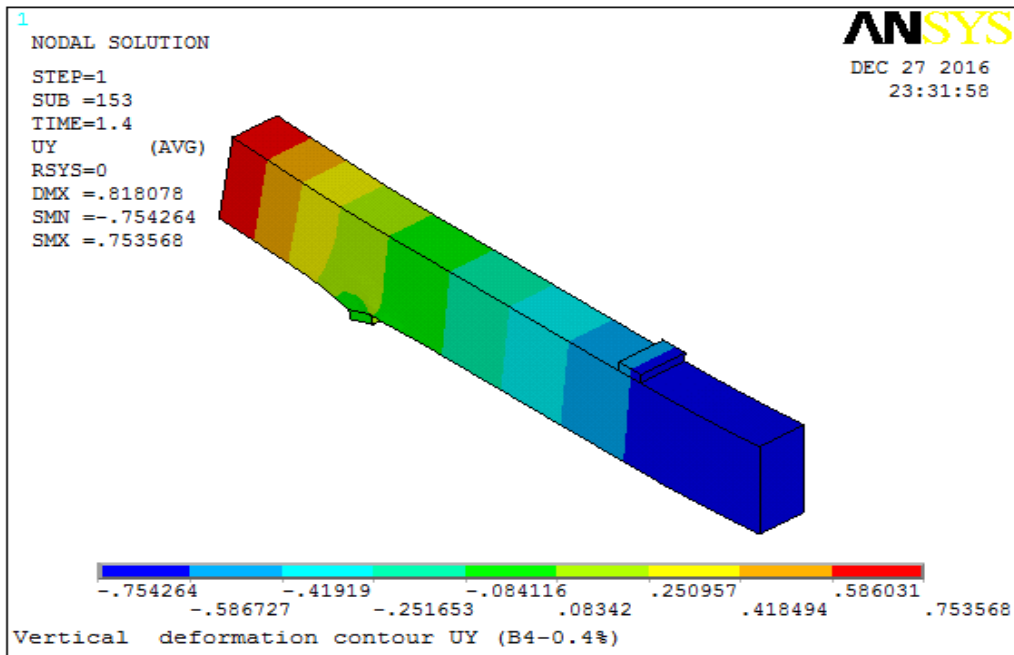


Figure 4. 35 Contour des déplacements verticaux U_y de la moitié de la poutre "B4-0.4% "

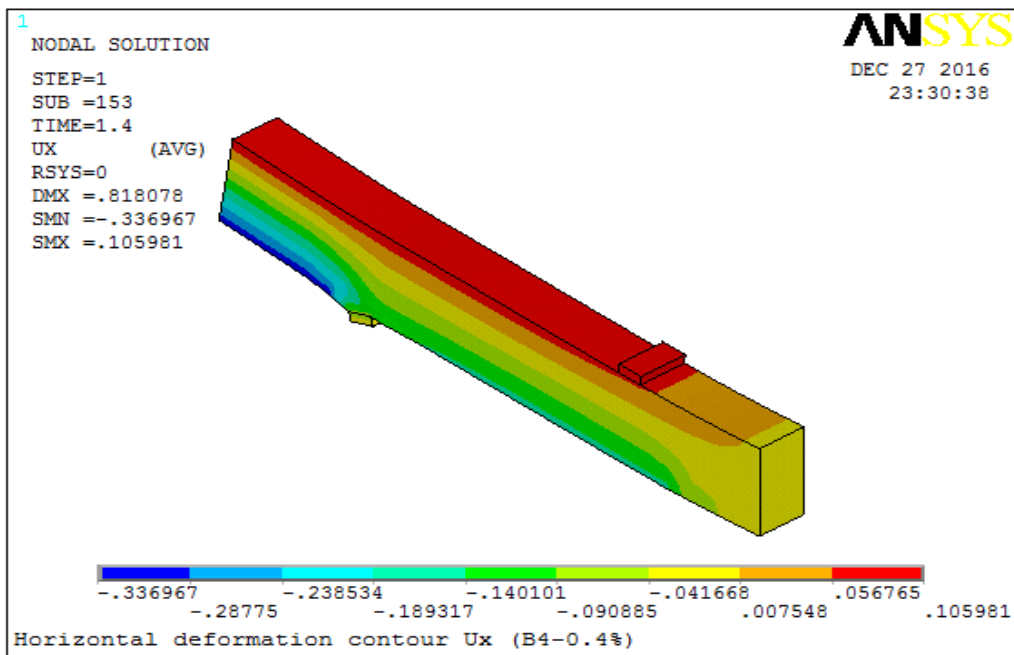


Figure 4 .36 Contour des déplacements horizontaux U_x de la moitié de la poutre "B4-0.4% "

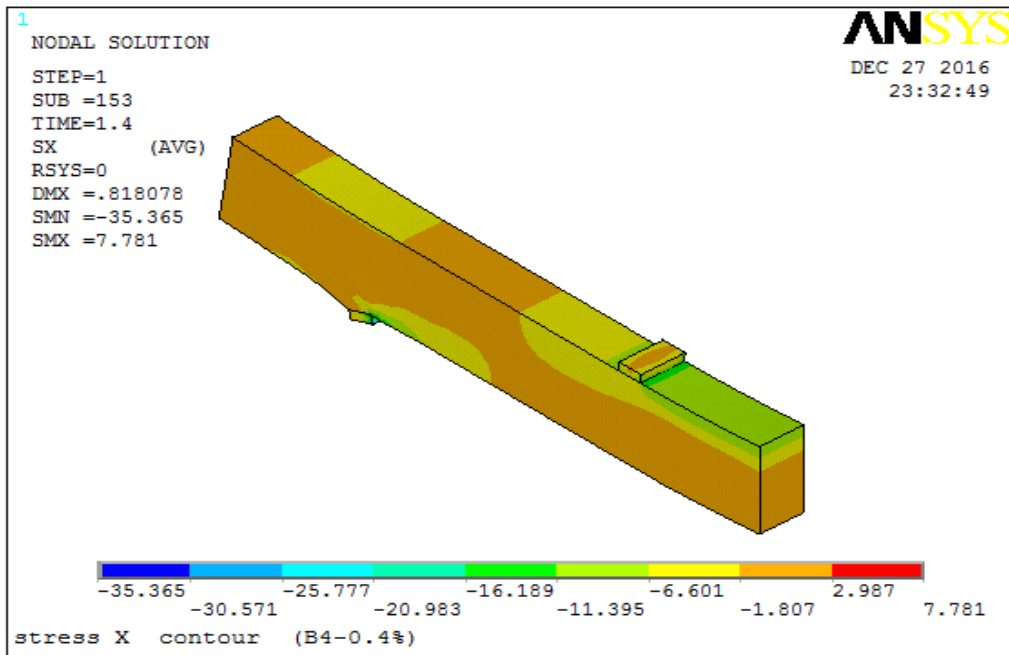


Figure 4. 37 Contour des contraintes σ_x de la moitié de la poutre "B4-0.4% "

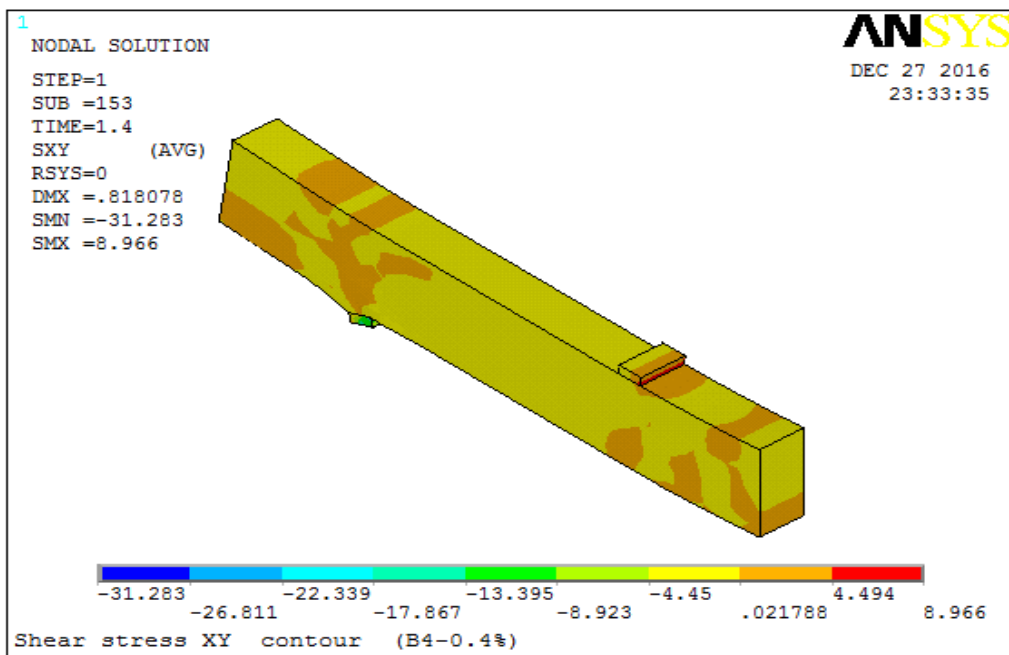


Figure 4. 38 Contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} de la moitié de la poutre "B4-0.4% "

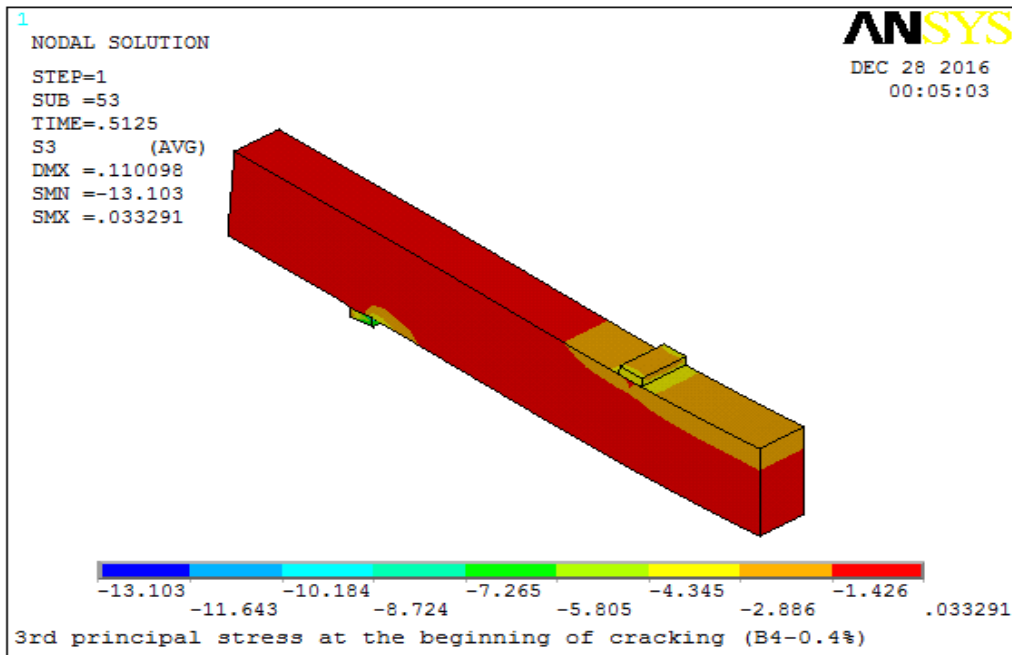


Figure 4. 39 Contour des contraintes σ_3 a la 1^{er} fissuration de la moitié de la poutre "B4-0.4%"

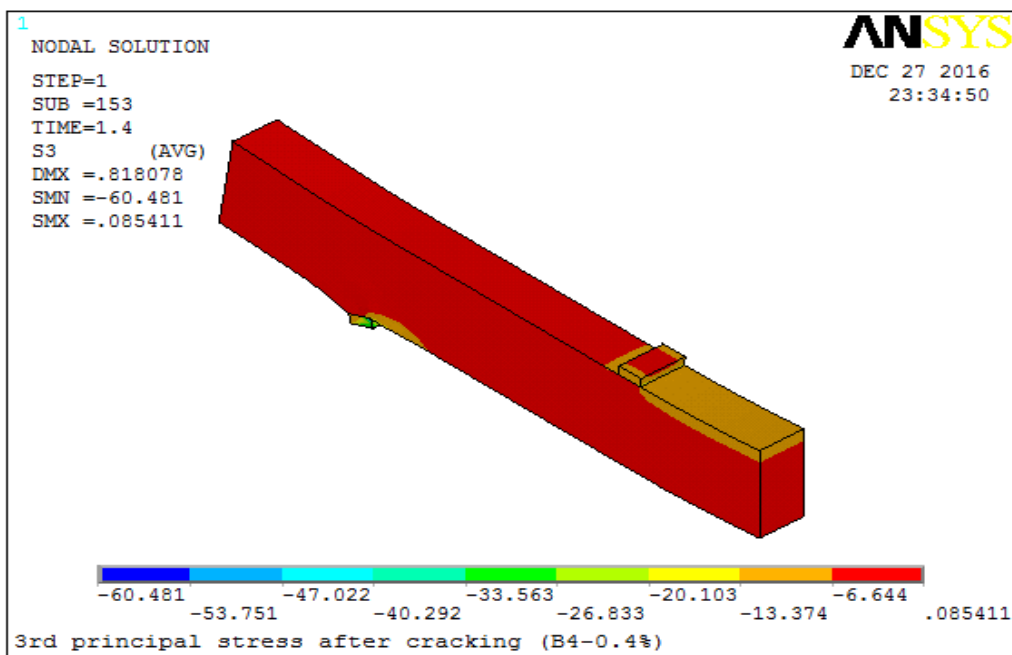


Figure 4. 40 Contour des contraintes σ_3 après la fissuration de la moitié de la poutre "B4-0.4%"

4.6 Modèle 5 B5-0.5%

4.6.1 Position déformée de la poutre B5-0.5%

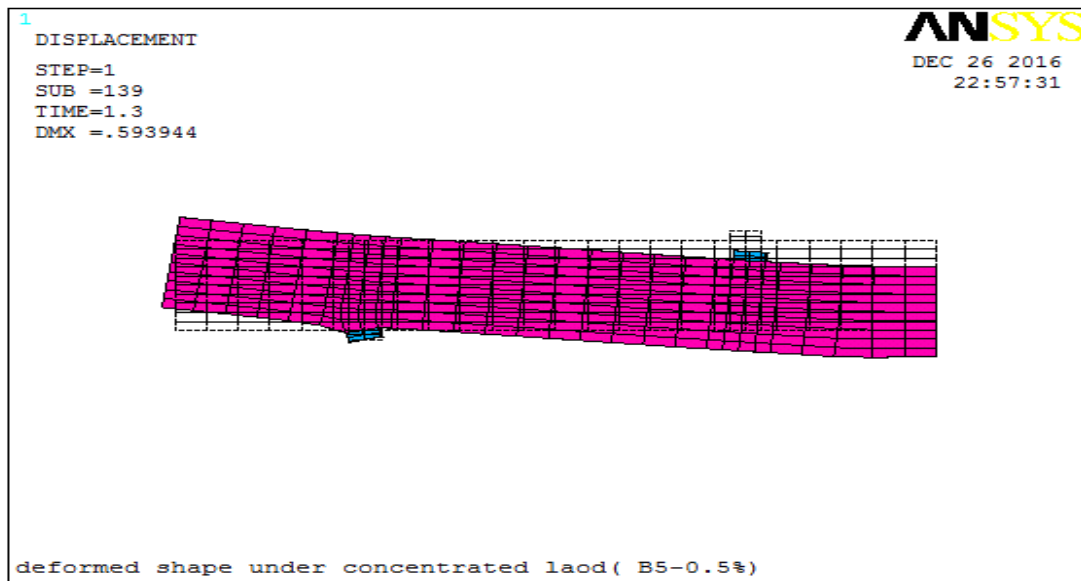


Figure 4. 41 Position de la déformation de modèle 2 B5-0.5%

4.6.2 Courbe de charge -déflexion

Comme illustré sur la figure 4.42, une courbe caractéristique de charge de déviation a été obtenue pour la moitié de la poutre B5-0.5%. Comportement linéaire prolongé jusqu'à la première fissure où une augmentation soudaine de la déviation a eu lieu. Par la suite, le comportement linéaire continué jusqu'à ce qu'une charge de 1.3 KN est une déflexion de 0.58 mm. Au-delà, en raison de la progression de la fissure excessive, la poutre a connu une augmentation excessive de fléchissement sous le même taux de chargement.

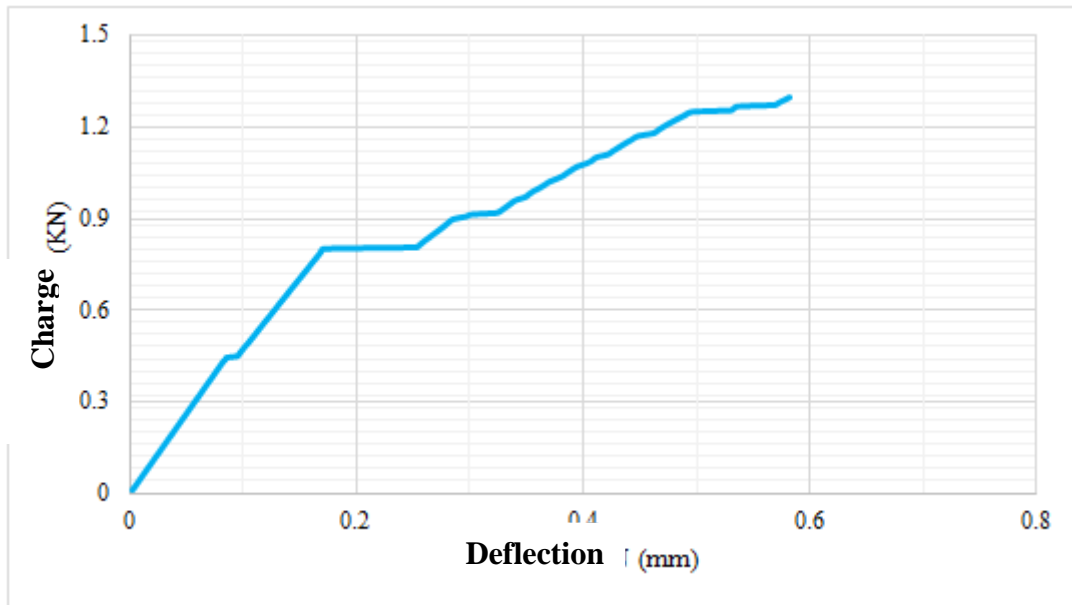


Figure 4. 42 courbe charge -déflexion pour la moitié de la poutre B5-0.5%.

4.6.3 Modèle de fissure

Comme le montre la figure 4.43, première fissure développée exactement au milieu de la portée, une flexion fissure verticale a été initiée à charge égale à 0.51 KN. Les fissures diagonales développées dans la durée de cisaillement.

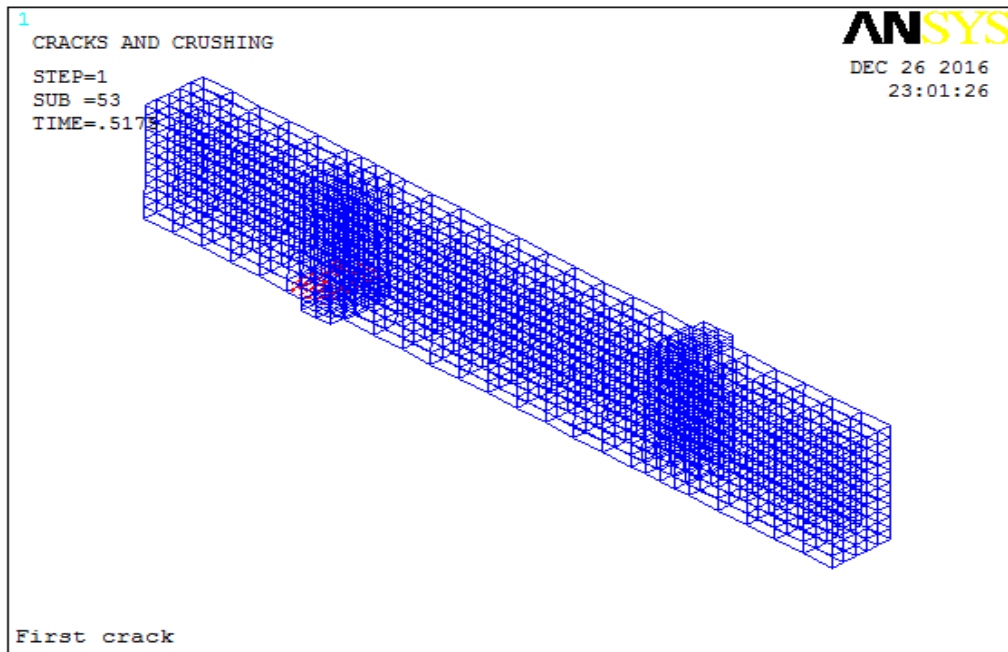


Figure 4. 43 la première fissuration dans la moitié de la poutre B5-0.5%.

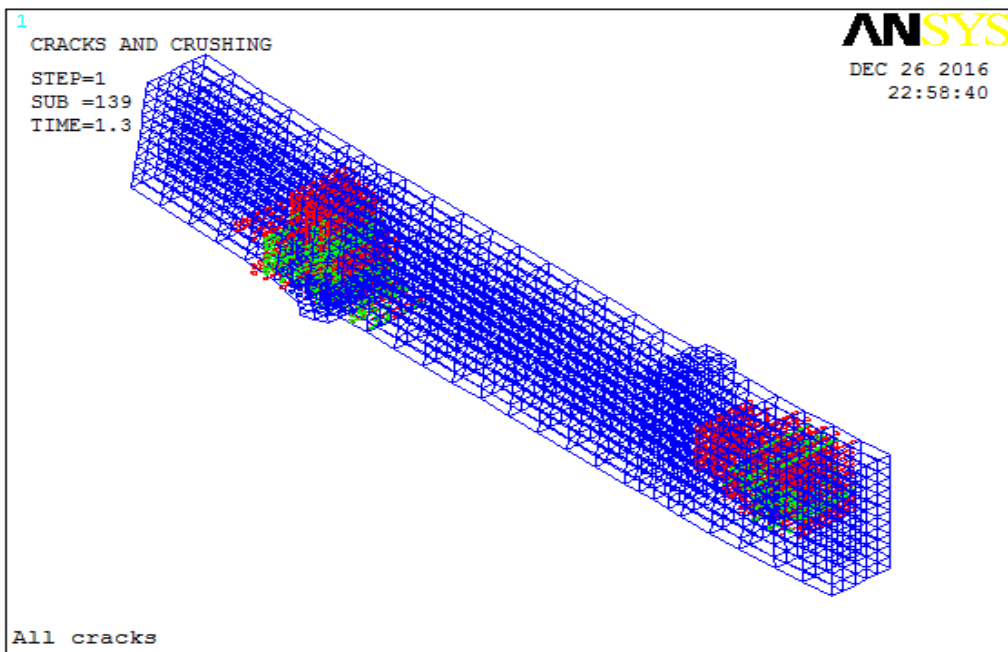


Figure 4. 44 Touts la fissuration dans la moitié de la poutre B5-0.5%.

4.6.4 Déplacement vertical U_x et horizontal U_y

Comme illustré sur la figure 4.45 et figure 4.46, les résultats indiquent que la poutre ne permettrait pas à une charge égale à 1.3 kN est une déviation de 0.58 cm. les fissures de

flexion et diagonales développées et ont proliféré en milieu de la portée et de la portée du cisaillement.

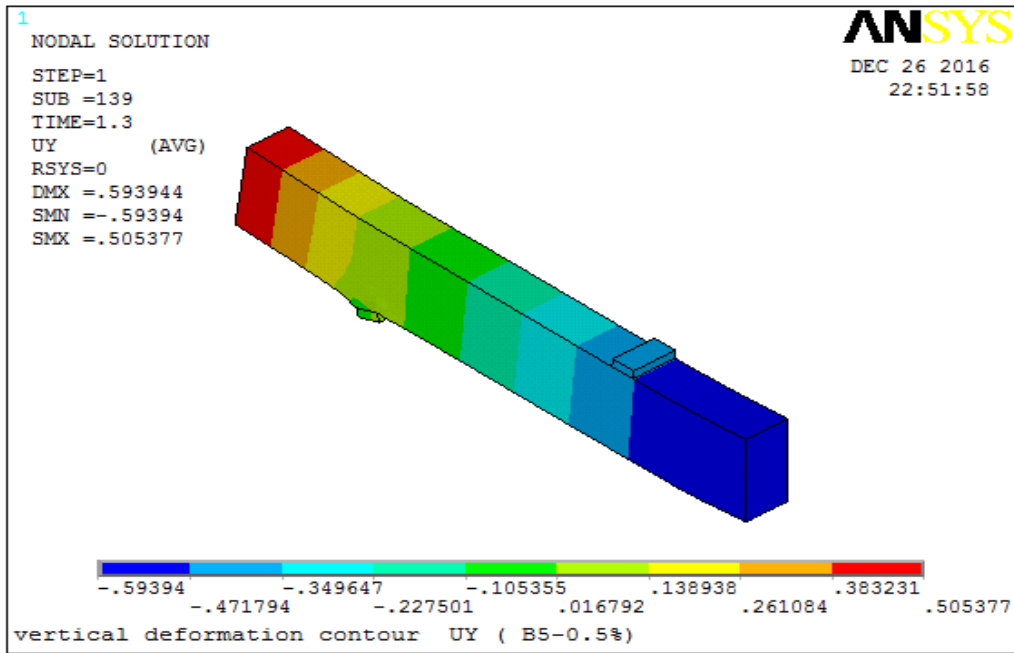


Figure 4. 45 Contour des déplacements verticaux U_y de la moitié de la poutre B5-0.5%.

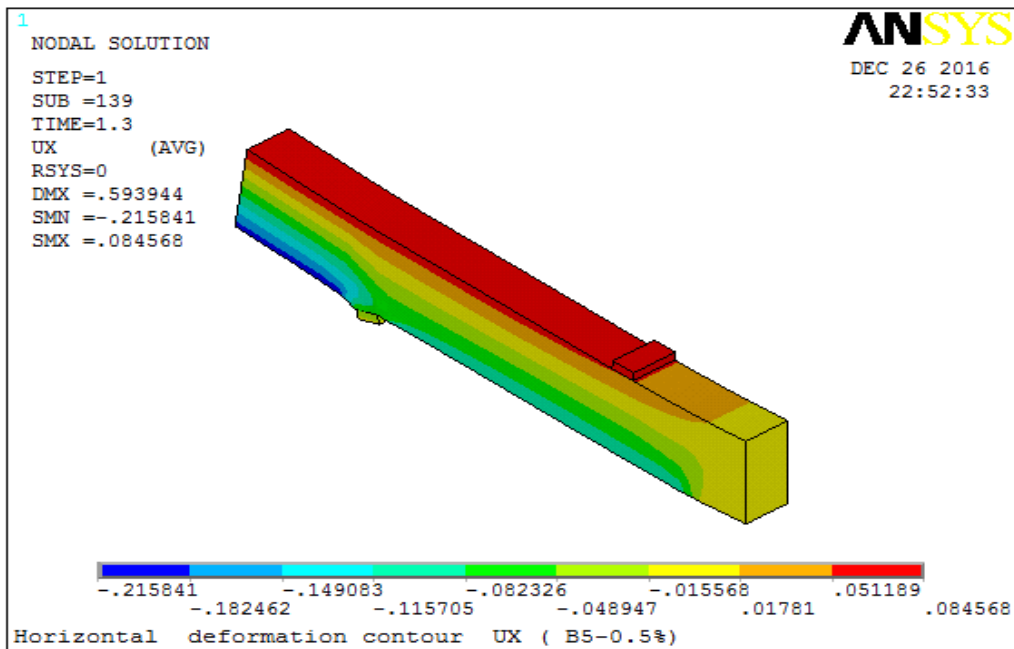


Figure 4. 46 Contour des déplacements horizontaux U_x de la moitié de la poutre B5-0.5%.

4.6.5 Résultats des contraintes

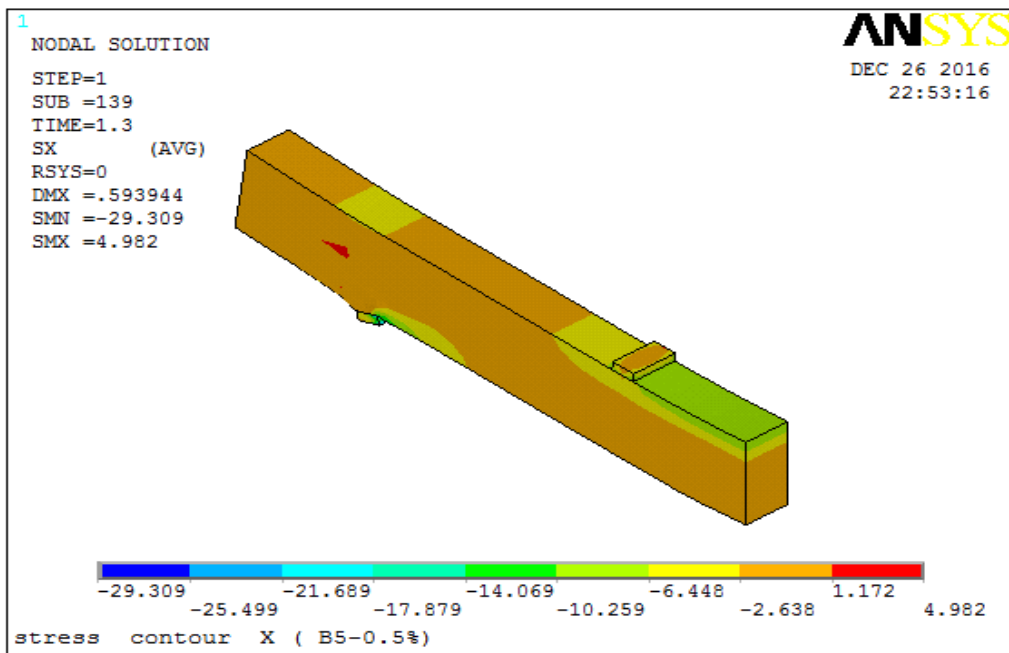


Figure 4. 47 Contour des contraintes σ_x de la moitié de la poutre B5-0.5%.

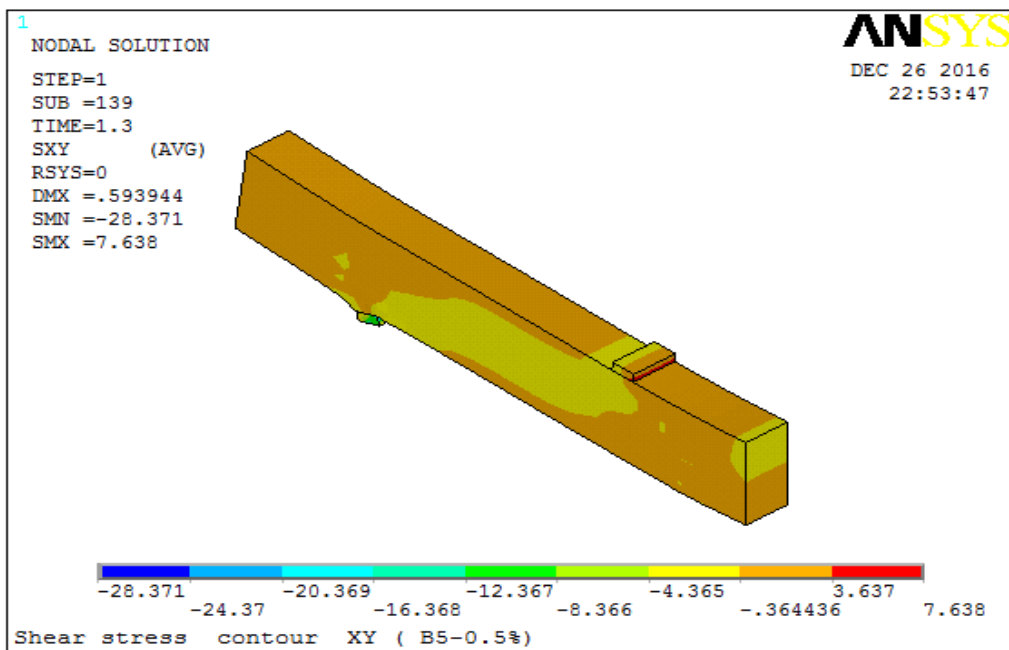


Figure 4. 48 Contour de contrainte de cisaillement σ_{xy} de la moitié de la poutre B5-0.5%.

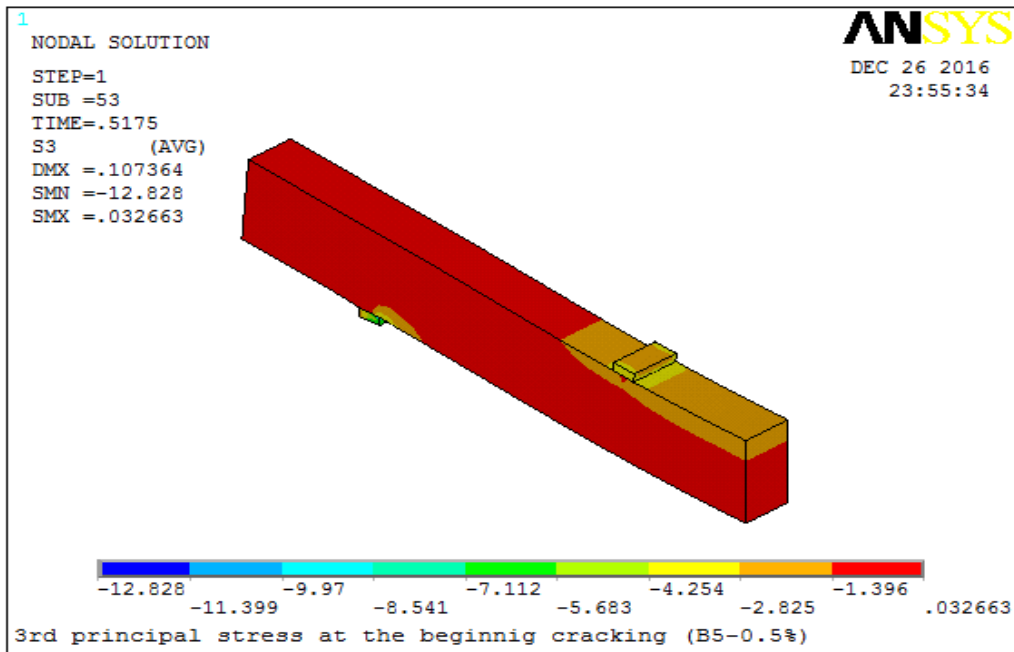


Figure 4. 49 Contour des contraintes σ_3 à la 1^{er} fissuration de la moitié de la poutre B5-0.5%.

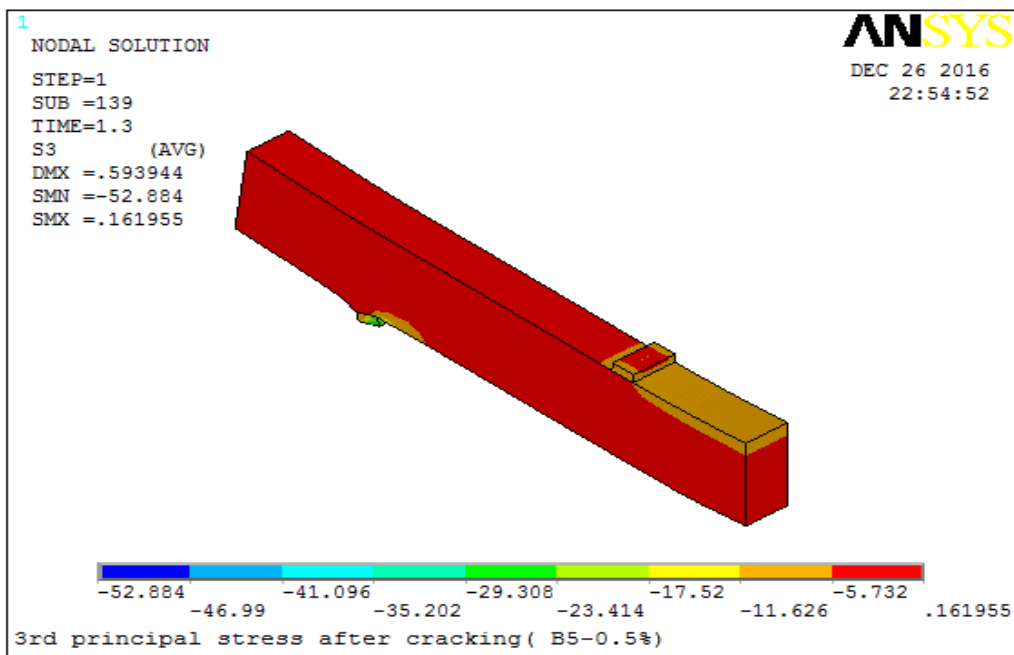


Figure 4. 50 Contour des contraintes σ_3 après la fissuration de la moitié de la poutre B5-0.5%.

4.7 Discussion

Les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique par ANSYS pour les cinq modèles incluent des informations détaillées qui décrivent le comportement des poutres pendant toutes les étapes de charge jusqu'à la rupture. Les résultats comprennent la première charge de fissure, la charge de rendement, la charge de défaillance, la déviation de défaillance, le motif de fissure et la courbe de déviation de charge. Le tableau 4.1 suivant résume les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique des cinq modèles:

Tableau 4. 1 Résultats de l'analyse numérique

Description	B1-0%	B2-0.2%	B3-0.3%	B4-0.4%	B5-0.5%
Charge 1 ^{er} fissure (KN)	0.38	0.467	0.51	0.53	0.51
Charge de rendement (KN)	0.6025	0.7375	0.7275	0.7475	0.7925
Charge rupture (KN)	1	1.1	1.2	1.4	1.3
Déviatiion (mm)	0.4330	0.446	0.55	0.8	0.58
Mode de rupture	flexionnelle	flexionnelle	flexionnelle	flexionnelle	flexionnelle

En se référant aux courbes de déviation de charge pour les cinq poutres, nous constatons que la méthode des éléments finis a pu prédire assez bien le comportement de différentes poutres. Il a capturé les phénomènes d'adoucissement à la première fissure, la prolifération majeure des fissures. Grâce à ces courbes obtenues en figures [4.2,4.22,4.32,4.42.], on montre que l'effondrement des échantillons et le rapport de la longueur des fibres et l'effondrement de la charge de la valeur maximale pour le rapport de 0,4% à 60 mm de long, puis diminue au taux de 0,5% en raison de la complexité du phénomène des fibres qui affectent le fonctionnement du béton ainsi que la modification de la structure du béton et donc nous obtenons une cohérence moins concrète. La durée de cette observation a été citée par le chercheur [37].

La charge de rupture augmente avec l'augmentation de la quantité de béton renforcé par des fibres à une très grande proportion de 0,4%, puis diminue lorsque le rapport de 0,5%. En plus d'augmenter avec l'augmentation de la longueur, mais diminuer pour la longueur de 8 cm en raison de l'absence de bonne évaluation par le tisser de béton selon le chercheur [112].

Les modèles de fissures et les modèles de rupture des modèles numériques se sont très bien comparés à ceux des modèles expérimentaux, principalement parce que la rupture des modèles est contrôlé par la prolifération des fissures dans la matrice de béton plutôt que par le malaxage du béton.

En raison de la présence de fibres de palmier dattier dans "B5-0.4%", cette poutre affiche une capacité ultime et une ductilité améliorées par rapport à B1-0%. Ce résultat est conforme aux résultats expérimentaux précédents.

Le programme ANSYS enregistre un motif de fissure à chaque étape de charge appliquée. L'évolution des modèles de fissures en cours de développement pour la poutre à la dernière étape de chargement (rupture). Le programme ANSYS affiche des cercles aux endroits de fissuration ou de concassage dans des éléments concrets. La fissuration est montrée avec un contour de cercle dans le plan de la fissure, et le concassage est montré avec un contour d'octaèdre. La première fissure à un point d'intégration est montrée avec un contour de cercle rouge, la deuxième fissure avec un contour vert et la troisième fissure avec un contour bleu [86].

La largeur de fissure pour les poutres précitées n'a pas été détectée. ANSYS n'est pas équipé d'une technologie de modélisation de fissures discrète, où la largeur de fissure peut être évaluée en fonction de la séparation dans le maillage. La technologie de la fissure imprégnée peut prédire à la fois l'emplacement et l'orientation de la fissure, mais pas la largeur de la fissure [113].

L'augmentation soudaine de la déviation à la première fissure pour toutes les poutres est un reflet des phénomènes de redistribution du stress, où le béton ne résiste pas longtemps à des contraintes de traction. Dans ce cas, le renforcement en fibres résisterait à ces contraintes de traction formées en raison du chargement de poutres. La présence de fibres de palmier dattier peut retarder la redistribution du stress comme dans les poutres à une certaine charge, où les contraintes de traction développées à cette charge ne peuvent pas non plus être résistées par les fibres de date de la paume. Il en va de même pour les sauts en déviation sous un faible taux de chargement pendant tout le processus de chargement.

Les résultats importants sont regroupés dans le tableau 4.2, qui marque le début de la chute de la poutre qui montre l'effet de fibre de palmier dattier ajouté pour améliorer la caractéristique mécanique (cela est évident par la valeur de SMX), où cette valeur augmente la présence de fibres de palmier dattier ajouté, en particulier dans le modèle B2-0.2%.

Tableau 4 2 résultats des contraintes σ_x dans tous les poutres en 1^{er} fissuration

	Contraintes au début d' fissuration σ_x (MPa)				
	B1- 0%	B2- 0.2%	B3- 0.3%	B4- 0.4%	B5- 0.5%
DMX	0.0984	0.1077	0.1139	0.1100	0.1073
SMN	- 12.334	- 13.777	- 13.728	- 13.103	- 12.828
SMX	0.0337	0.0418	0.0371	0.0332	0.0326

Dans le tableau 4.3, Nous voyons que la valeur des contraintes de cisaillement incidence sur la direction de xy et calculées par la méthode Von mises, montre l'amélioration de la valeur de contraintes le plus grand SMX, Augmenter la quantité de fibres ajoutée, et le manque d'importance de la fibre en B5-0.5%, avec une note que la meilleure addition est le quatrième modèle (B4- 0.4%) où la valeur de SMX est le plus grand.

Tableau 4 .3 Résultats des contraintes de cisaillement σ_{xy}

	Contraintes De Cisaillement σ_{xy} (Mpa)				
	B1- 0%	B2- 0.2%	B3- 0.3%	B4- 0.4%	B5- 0.5%
DMX	0.433	0.495	0.521	0.818	0.59
SMN	- 25.278	- 28.031	- 27.627	- 31.283	-28.371
SMX	6.725	7.221	7.377	8.966	7.638

SMN: Valeur de contrainte minimale

SMX: Valeur de contrainte maximale

4.8 Comparaison des résultats numérique par des résultats expérimentaux

En général, les résultats de la simulation numérique par ANSYS sont très proches des résultats expérimentaux obtenus par MERKHOUI [4]. Pour les mêmes poutres en ce qui concerne la capacité de charge, la ductilité et le mode de défaillance. Les différences mineures dans les courbes charge-déflexion entre les modèles numériques et expérimentaux peuvent être attribuées aux lacunes de la description numérique des matériaux, des modèles constitutifs et de l'instabilité numérique dans la modélisation des fissures.

4.8.1 Courbe de déflexion de charge

Les courbes de déflexion- charge de mi-travée de la poutre en béton de fibre obtenues à partir de l'analyse des éléments finis ont été comparées avec les données expérimentales correspondantes.

4.8.1.1 Poutre B1-0%MEF Vs BL 0.0% EXP

La poutre B1-0%EF et BL 0.0% ont été considérés comme des poutres de contrôle pour des programmes numériques et expérimentaux, respectivement. La poutre B1-0% EF à rupture a une charge égale à 1KN alors que la poutre BL0.0% à rupture à une charge égale à 1.05 KN. Les déflexions de la mi-portée à la défaillance de la poutre B1-0%EF étaient de 0,433 mm, tandis que la déviation de la largeur moyenne de la poutre BL0.0% était de 0.38 mm. Les deux poutres ont connu une défaillance en flexion de manière typique. Les valeurs numériques dérivent respectivement des valeurs expérimentales en termes de défaillance de la charge et de déviations moyennes de 4,761% et de 13,94%.

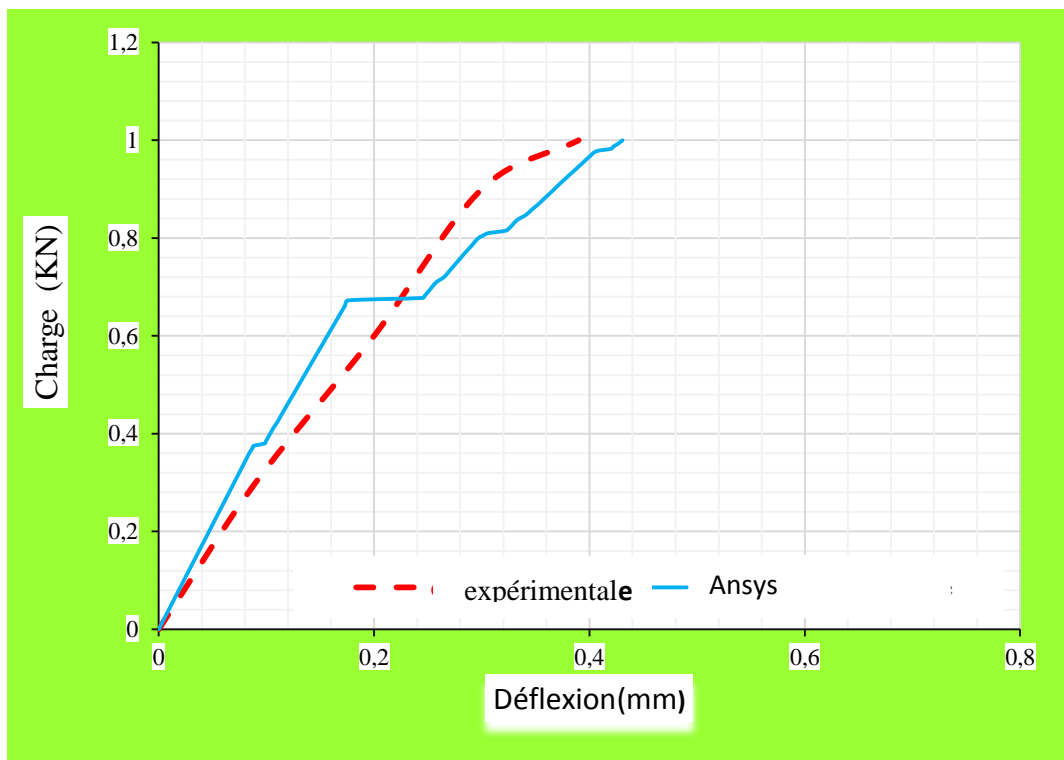


Figure 4 .51 Poutre «B1-0% MEF» (Modèle numérique) VS. Poutre « B1 » (Modèle expérimental)

4.8.1. 2 Poutre B2-0.2% MEF V_s .BL 0.2% EXP

La poutre B2-0.2 MEF a rupture à une charge égale à 1.1 KN alors que la poutre BL0.2% a rupture à une charge égale à 1.135 KN. Les déflexions de la mi-portée à la défaillance de la poutre B2-0.2 MEF était de 0.446 mm, alors que la déviation de la rampe BL0.2% était de 0.42 mm. Les deux poutres ont connu une défaillance en flexion de manière typique. Les valeurs numériques dérivent des valeurs expérimentales en termes de défaillance de la charge et de déviations moyennes de 3.83% et 6.1904 % respectivement.

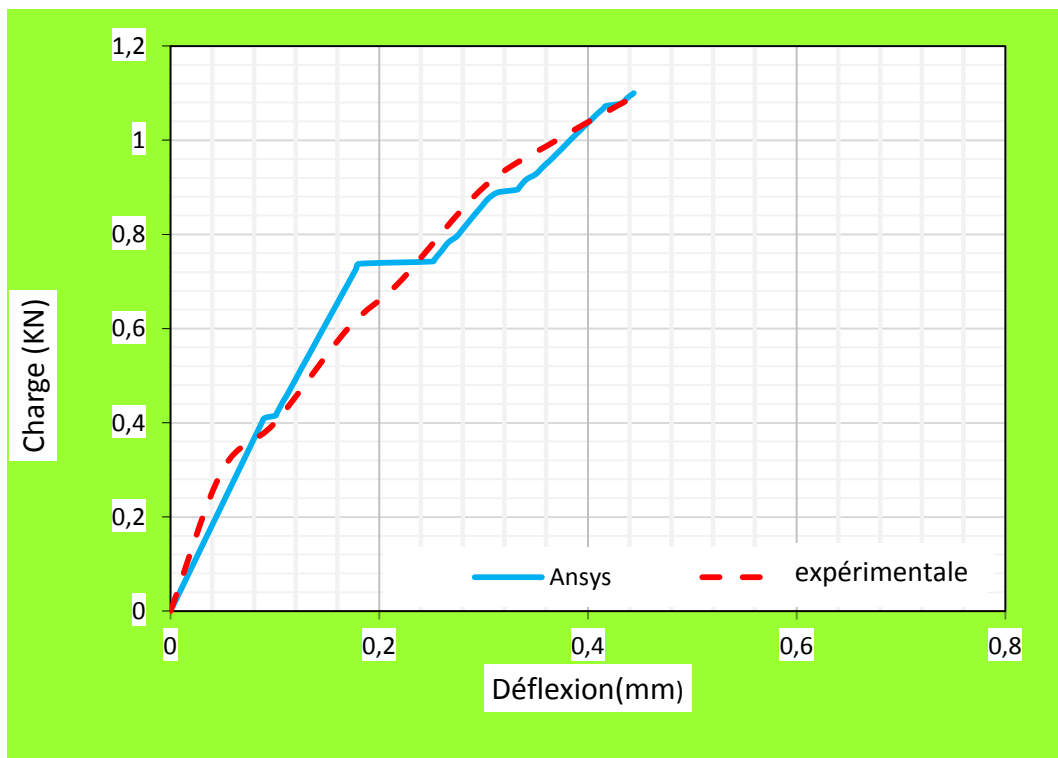


Figure 4. 52 Poutre« B2-0.2% MEF» (Modèle numérique) VS. Poutre «BL 0.2% » (Modèle expérimental)

4.8.1.3 Poutre B3-0.3% MEF VS BL 0.3% EXP

La poutre B3-0.3% MEF a rupturé à une charge égale à 1.2 KN alors que la poutre BL0.3% a rupturé à une charge égale à 1.121 KN. Les déflexions de la mi-portée à la défaillance de la poutre B3-0.3% MEF étaient de 0.55 mm, alors que la déviation de la rampe BL0.3% était de 0.45 mm. Les deux poutres ont connu une défaillance en flexion de manière typique. Les valeurs numériques dérivent des valeurs expérimentales en termes de défaillance de la charge et de déviations moyennes de 0.82% et 22.22% respectivement.

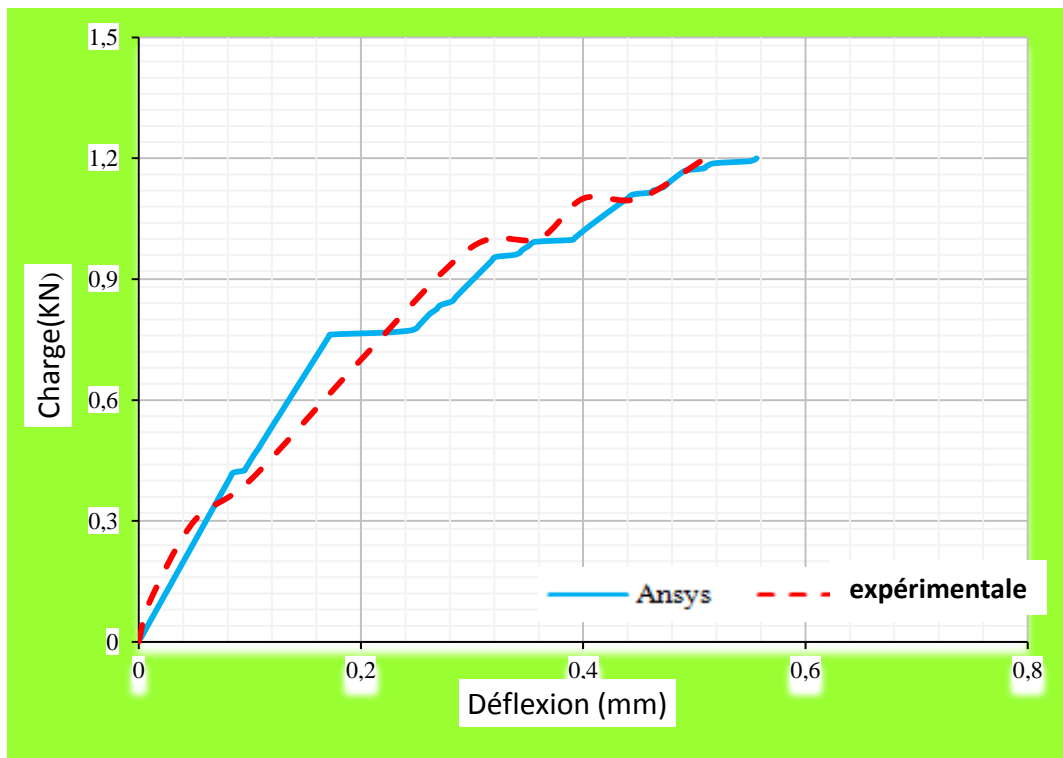


Figure 4. 53 Poutre« B3-0.3% MEF» (Modèle numérique) VS. Poutre «BL 0.3% » (Modèle expérimental)

4.8.1. 4 Poutre B4-0.4% MEF V_s .BL 0.4% EXP

La poutre B4-0.4% MEF a rupture à une charge égale à 1.4 KN alors que la poutre BL0.4% a rupture à une charge égale à 1.43 KN. Les déflexions de la mi-portée à la défaillance de la poutre B4-0.4% MEF était de 0.8 mm, alors que la déviation de la rampe BL0.4 % était de 0.78 mm. Les deux poutres ont connu une défaillance en flexion de manière typique. Les valeurs numériques dérivent des valeurs expérimentales en termes de défaillance de la charge et de déviations moyennes de 2.097% et 2.5641% respectivement.

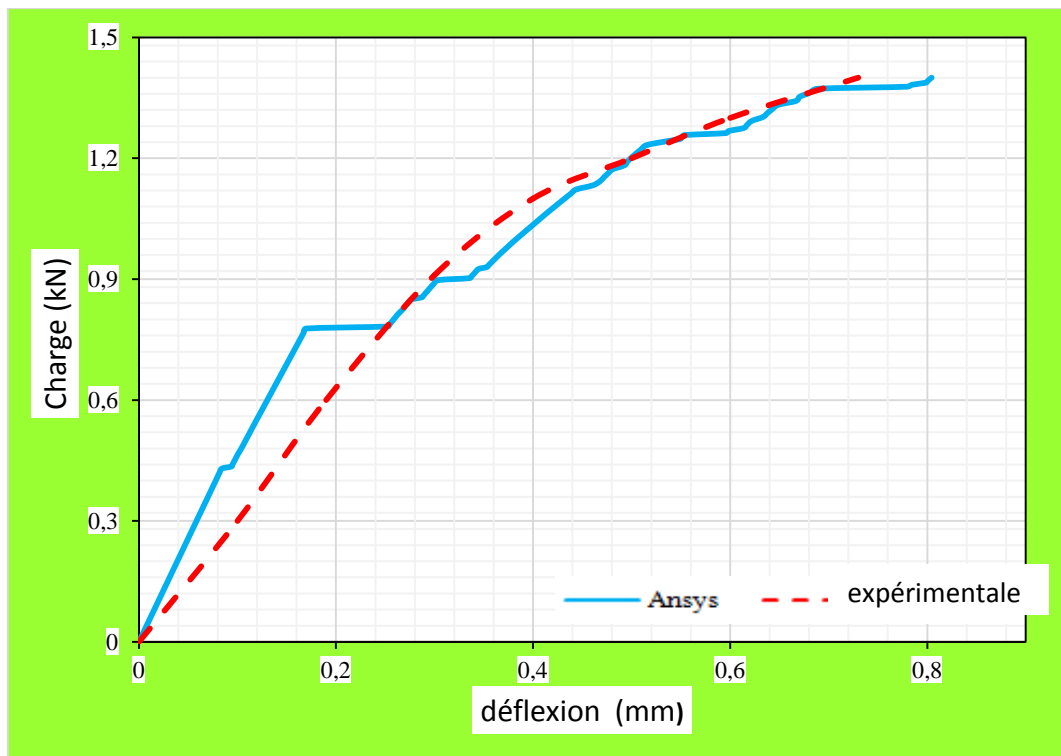


Figure 4. 54 Poutre« B4-0.4% MEF» (Modèle numérique) VS. Poutre «BL 0.4% » (Modèle expérimental)

4.8.1. 5 Poutre B5-0.5% MEF V_s .BL 0.5% EXP

La poutre B5-0.5% MEF a rupture à une charge égale à 1.3 KN alors que la poutre BL0.5% a rupture à une charge égale à 1.32 KN. Les déflexions de la mi-portée à la défaillance de la poutre B5-0.5% MEF était de 0.58 mm, alors que la déviation de la rampe BL0.5% était de 0.53 mm. Les deux poutres ont connu une défaillance en flexion de manière typique. Les valeurs numériques dérivent des valeurs expérimentales en termes de défaillance de la charge et de déviations moyennes de 1.515% et 9.433% respectivement.

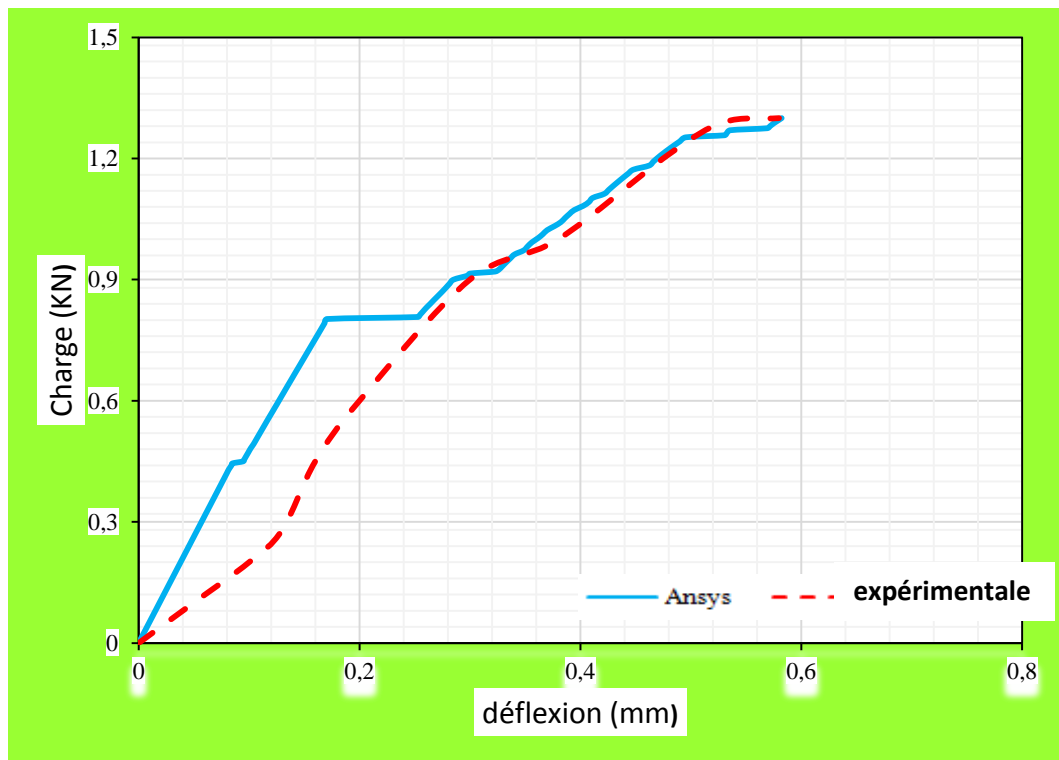


Figure 4. 55 Poutre« B5-0.5% MEF» (Modèle numérique) VS. Poutre «BL 0.5% »
(Modèle expérimental)

4.8.2 Discussion

La comparaison entre les charges rupture des poutres expérimentales (testées), (Pu) EXP et les charges finales des modèles d'éléments finis, (Pu) MEF. Les charges finales pour les modèles d'éléments finis sont les dernières étapes de chargement appliquées avant que la solution ne commence à diverger en raison de nombreuses fissures et de déviations.

La charge de rupture obtenue à partir de la solution numérique pour toutes les poutres est légèrement inférieure à la charge expérimentale. Le tableau 4 montre la comparaison entre les charges ultimes de poutres expérimentales et les charges finales des modèles d'éléments finis et la capacité ultime de poutres renforcées avec une capacité ultime des poutres de contrôle.

Le tableau 4.4 et tableau 4.5 comparaisons des résultats numériques aux résultats expérimentaux. Les courbes de déflexion-charge obtenues à partir d'ANSYS pour les cinq poutres ont été tracées par rapport à celles du résultat expérimental tel qu'illustré sur les figures 4.51, 4.52, 4.53, 4.54, 4.55.

Tableau 4. 4 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux (charge de rupture)

Poutre	Charge de rupture (KN)		N/E	Deference Ratio
	Numérique	Expérimental		
B1-0%	1	1.05	0.952	-4.761
B2-0.2%	1.1	1.135	0.9691	-3.83
B3-0.3%	1.2	1.21	0.991	-0.82
B4-0.4%	1.4	1.43	0.979	-2.097
B5-0.5%	1.3	1.32	0.98484	-1.515

Tableau 4. 5 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux (Déflexion)

Poutre	Déflexion (mm)		N/E	Deference Ratio
	Numérique	Expérimental		
B1-0%	0.4330	0.38	1.165	13.94
B2-0.2%	0.446	0.42	1.061	6.1904
B3-0.3%	0.55	0.45	1.22	22.22
B4-0.4%	0.8	0.78	1.02564	2.5641
B5-0.5%	0.58	0.53	1.094	9.433

D'une manière générale, nous remarquons que la méthode des éléments finis a pu capturer les phénomènes d'assouplissement à la première fissure, la prolifération majeure des fissures, le point d'élasticité et juste avant la rupture complète, ce qui n'est pas clair dans les résultats expérimentaux. En outre, l'obtention de résultats réalistes dépend fortement des facteurs de rétention de cisaillement. Les résultats se détournent de façon significative lors de l'utilisation de fibre pour le renforcement incorrect, d'où la nécessité d'un processus de tonification grâce à l'analyse numérique est essentielle. D'autre part, une variation de la valeur de ratio du coefficient de poisson n'a pas affecté les résultats de manière significative. Les résultats plus satisfaisants seraient obtenus si des valeurs expérimentales de la résistance à la traction, du module d'élasticité et du coefficient de poisson étaient incorporées dans le modèle numérique, au lieu d'utiliser une formule empirique pour obtenir ces valeurs.

4.9 Conclusion

Cette étude vise à démontrer la capacité d'une approche numérique dans la prédiction du comportement de poutres renforcées avec des fibres de palmier dattier.

La résistance à la flexion du béton renforcé avec la fibre palmier dattier augmente avec la quantité de longueur de fibre pour atteindre extrêmement hauteur et pourcentage de fibre optimale commence. Diminue et en raison de l'absence de corrélation entre le béton résistant- la fibre de palmier dattier ainsi que l'émergence de le phénomène de l'enchevêtrement fibre dans le béton, ce qui a entraîné une diminution de la résistance à la flexion.

L'utilisation du programme ANSYS APDL V 15.0 a été démontrée sur cinq poutres, qui ont déjà été testés dans le laboratoire. Les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique ont été jugés en accord avec ceux obtenus à partir de modèles expérimentaux. Les différences entre les résultats se situent dans une fourchette acceptable.

Dans ce chapitre, des analyses non linéaires par éléments finis des poutres renforcées par les fibres palmier dattier, les conclusions peuvent être tirées:

- Le comportement général des modèles d'éléments finis représentés par la déviation de charge les courbes à mi-travée montrent un bon accord avec les données d'essai de la poutre pleine échelle teste. Cependant, les modèles à éléments finis montrent un peu plus de rigidité que le test. Dans les gammes linéaires et non linéaires, les microfissures apparaissant dans les poutres réelles étaient dans les modèles à éléments finis, ce qui contribue à la rigidité supérieure de l'élément.
- Les charges finales des analyses par éléments finis sont inférieures aux charges ultimes des résultats expérimentaux. Cela est probablement dû à ignorer l' des effets du béton mécanismes de durcissement; et en utilisant des valeurs de propriétés des matériaux supposées au lieu de valeurs mesurées.
- La capacité de charge de la poutre renforcée par flexion prédite par l'analyse des éléments finis est plus élevée que celle de la poutre de contrôle.
- Les modèles de fissure à la charge finale des modèles éléments finis correspondent bien avec les modes de défaillance observés des poutres expérimentales.

CONCLUSION

GENERALE ET

RECOMMANDATIONS

Conclusion Générale et Recommandations

Conclusion Générale

L'étude expérimentale du comportement de béton renforcé par des fibres de palmier dattier dans le laboratoire pourrait être coûteuse et consommatrice de temps à cause de la considération de fabrication (d'invention). Cela est l'analyse d'éléments finis (MEF) pourrait avoir d'une bonne aide pour étudier le comportement de béton renforcé numériquement et obtenir des résultats satisfaisants comparés aux résultats expérimentaux.

ANSYS APDL v15.0 le code d'éléments finis est testé dans cette thèse pour étudier le comportement des poutres renforcées avec des fibres naturelles (palmier dattier) recouvre et est à la base. Cinq poutres ont été testées et le résultat de modèles numériques révélait être dans le bon accord avec ceux obtenu de modèles expérimentaux. Les différences entre ces résultats sont dans la gamme acceptable.

Avec l'avancement dans les capacités informatiques et la progression dans le développement de modèles constitutifs sophistiqués, la modélisation d'éléments BF traditionnels dans la condition de chargement différente est une tâche facile de nos jours. Un ensemble de paramètres numériques doit être testé pour réaliser une réponse réelle(en grandeur réelle).

- Méthode des éléments finis permettrait d'économiser temps et coût impliqués dans le programme expérimental actuel.
- La modélisation du béton fibre BF numériquement peut se faire soit en supposant des propriétés de matériaux homogènes où l'effet des fibres de palmier dattier doit être «imprégné » dans les propriétés du matériau et une seule description de matériau doit être utilisée pour la modélisation BF ou en supposant des propriétés de matériaux distincts pour les fibres palmier dattier . Dans ce dernier cas, deux descriptions matérielles sont nécessaires pour modéliser BF. Une tolérance de convergence de force de 0,005 serait suffisante pour obtenir des résultats numériques similaires aux résultats expérimentaux. L'utilisation d'une tolérance de convergence supplémentaire, c'est-à-dire un déplacement avec une valeur de 0,05, affinerait les résultats et augmenterait la précision de la courbe charge-déflexion. Cependant, il faut davantage d'efforts de calcul et de temps pour utiliser deux critères de convergence.

- Bien que la partie de compression de surface de rupture Willam-Warnke puisse être mise hors de service dans des éléments structurels s'est attendu échouer dû (sensé) à fêler la prolifération pour obtenir un système stable numérique, toutes les poutres ont été modélisés avec des paramètres de surface d'échec plein (complets).
- La modélisation des fibres de palmier dattier n'a pas discrètement affecté la stabilité numérique des poutres en utilisant la capacité écrasante du code.

Recommandations

Sur la base des conclusions et des résultats des travaux en cours, l'auteur recommande que les points suivants soient abordés dans d'autres études:

- ✓ Des études numériques plus nombreuses sont recommandées pour vérifier et démontrer la capacité du MEF à prédire le comportement réel de poutre BF avec des configurations différentes.
- ✓ Etude du comportement des poutres BF simulés à l'aide d'un modèle en 3D de béton à détérioration plastique et de la relation contrainte-déformation 3D.
- ✓ Examiner la charge de défaillance et les modèles de défaillance des poutres BF modélisés, en utilisant différents critères de défaillance, à savoir DRUCKER-PRAGER.

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] FASANO, E. *TECNICA ITALIANA*, n° 126, (5/70) pp 1/16 (1970).
- [2] GAY, DANIEL. "Matériaux composites, 4ème édition Hermès, revue et augmentée, pp21, p472." (1997).
- [3] GASSAN, J., I. MILDNER, ET AK BLEDZKI. "Influence de la modification de la structure fibreuse sur les propriétés mécaniques des composites fibres de lin-époxy." *Mécanique des matériaux composites* 35, no. 5 (1999): 435-440.
- [4] MERKHOUI, A. "Contribution à l'étude des propriétés et déformations du béton renforcé par les fibres du palmier dattier en climat sec et chaud", mémoire de Magister, Université de Ouargla, 2004, PP69.
- [5] KRIKER, ABDELOUAHED. "Caractérisation des fibres de palmier dattier et propriétés des bétons et mortiers renforcés par ces fibres en climat chaud et sec." (2005).
- [6] SERNA ROS, P. "Etude de la contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement du béton au cisaillement." thèse présentée à l'ENPC pour obtenir le titre de docteur-ingénieur en génie civil (1984).
- [7] DARDARE, J. "Contribution à l'étude du Comportement Mécanique des Bétons Renforcés avec des Fibres de Polypropylène." In *RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Cement and Concrete*, London, ed. AM Neville, pp. 227-235. 1975.
- [8] B.YAHIA., "l'influence de fibres métalliques sur le comportement mécanique du béton", mémoire de magister, université M'sila, Alger 2001.
- [9] KHAN, MUBARAK A., N. HAQUE, ABDULLAH AL-KAFI, MN ALAM ET MZ ABEDIN. "Composite polymère renforcé de jute par rayonnement gamma: effet du traitement de surface par rayonnement UV." *Polymer-Plastics Technologie et ingénierie* 45, no. 5 (2006): 607-613.
- [10] L.GUERMITE, "Contribution à l'amélioration de certaines caractéristiques de béton de structure à base de sable de dune corrigé et renforcé par des fibres métalliques", mémoire de magister, Djelfa, 2013.
- [11] ABBANI, S. "Caractérisation et durabilité des bétons renforcés de fibres végétales de palmier dattier", Mémoire de magister, université de Ouargla, Algérie(2003)
- [12] HOUARI, HACENE. "Contribution à l'étude du comportement du béton renforcé

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- de fibres métalliques soumis à l'action des charges maintenues et cycliques." PhD diss., Lyon, INSA, 1993.
- [13] BERTHELOT, JEAN-MARIE. "Matériaux composites: comportement mécanique et analyse des structures." & 245 (1999): 172.
- [14] BERREUR, LOUIS, BERTRAND DE MAILLARD ET STANISLAS NOSPERGER. "L'industrie française des matériaux composites: étude prospective et stratégique sur les matériaux composites, p. Revue apparue le 17 (2001).
- [15] BAYARASSOU ,MOKHTAR. "Développement d'un logiciel de calcul d'homogénéisation de plaques stratifiées composites." magister en genie mécanique, université Batna .2008
- [16] MERCIER, JEAN P., GÉRALD ZAMBELLI, AND WILFRIED KURZ. Introduction à la science des matériaux. Vol. 1. PPUR presses polytechniques, 1999.
- [17] BERREUR, LOUIS, BERTRAND DE MAILLARD ET S. NÖSPERGER. "L'industrie française des matériaux composites." Rapport, Nodal Consultants (2002).
- [18] INDEX, "fibres.fibres.fasern". 93.
- [19] MEHTA P K., "Concrete: structure, properties, and materials". Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 450p. (1986),
- [20] ANTOINE, E.N., "Fibre reinforced for concrete", Concrete International design and construction, Vol 7. N° 3. March 1985, pp.21-25.
- [21] A.C.I., COMITE 544 , «State of the art report on fibre reinforced concrete,» Journal.American Concrete Institute, pp. pp.140-146, March-April 1984
- [22] PORTER H F, "Preparation of concrete from selection of materials to final Disposition", Journal. American. Concrete. Institute. Vol. 6, 296p. (1910)
- [23] GRAHAM, GEORGE M. "Béton armé." Brevet US 983 274, délivré le 7 février 1911.
- [24] WEAKLEY, R. D. (1912). U.S. Patent No. 1, 046,913. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.
- [25] LANKARD, D.R. & SHEETS, H.D.; "Use of steel wire fibres in refractory castables ". Am. Cer.Soc., Vol. 63, No.7, 1971
- [26] DES MATERIAUX COMPOSITES, Glossaire. "CARMA". Actualisation décembre (2004).
- [27] DES MATERIAUX COMPOSITES, "glossaire des matériaux composites renforces

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- de fibres d'origine renouvelable.", CARMA. Actualisation Octobre (2006).
- [28] MCINTYRE, J. ERIC, ED. *Fibres synthétiques: Nylon, polyester, acrylique, polyoléfine*. Taylor et Francis US, 2005.
- [29] BAHLOULIN, "mécanique avancé et stratégique industrielle", pp2-p120
- [30] BENMANSOUR, NADIA. "Etude des performances de produits renouvelables et locaux adaptés aux applications de l'isolation thermique dans le bâtiment." Mémoire de magister, Faculté des sciences, Université El Hadj Lakhdar (Algérie) (2011).
- [31] SBIAI, ADIL. "Matériaux composites à matrice époxyde chargée par des fibres de palmier dattier: effet de l'oxydation au tempo sur les fibres." PhD diss., Lyon, INSA, 2011.
- [32] ABDESSAMED, M. "Influence des ajouts de fines minérales sur les Performances Mécaniques des Bétons Renforcés de Fibres Végétales de Palmier Dattier." université Ouargla, thèse de magister (2006).
- [33] BALEY, CHRISTOPHE. *Fibres naturelles de renfort pour matériaux composites*. Ed. Techniques Ingénieur, 2005.
- [34] BENTUR, ARNON ET SIDNEY MINDESS. *Composites cimentaires renforcés par des fibres*. CRC Press, 2006.
- [35] ROGGE, EVA. "Extraction et étude des propriétés physiques et mécaniques des fibres d'Alfa (Esparto grass) en vue d'applications textiles." Mémoire de maîtrise pour l'obtention du grade académique de master, Génie des matériaux, Ecole Nationale Supérieure d'Ingénieurs Sud-Alsace (UHA, Mulhouse, France), Année universitaire 2010 (2009).
- [36] P. Munier, *Le palmier dattier, Techniques agricoles et productions tropicales* ed, 1973
- [37] KRIKER, A., G. DEBICKI, A. BALI, MM KHENFER ET M. CHABANNET. "Propriétés mécaniques des fibres de palmier dattier et du béton renforcé avec des fibres de palmier dattier en climat chaud et sec." *Composites de ciment et de béton* 27, no. 5 (2005): 554-564.
- [38] OUSHABI, A., S. SAIR, Y. ABBOUD, O. TANANE, ET A. EL BOUARI. "Matériaux d'isolation thermique naturelle composés de ressources renouvelables: caractérisation des fibres de palmiers dattiers locaux (LDPF)." *J. Mater. Environ. Sci* 6, non. 12 (2015): 3395-3402.
- [39] SWAMY, RN *Nouveaux bétons armés*. Vol. 2. Surrey University Press, 1984.
- [40] ROUT, J., M. MISRA, LE SS TRIPATHY, SK NAYAK ET AK MOHANTY. "Modification de la surface des fibres de coco II. Copolérisation de

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- l'acrylonitrile par greffage avec Cu (II) -IO-4 amorcée sur des fibres de fibre de coco chimiquement modifiées." *Journal de la science des polymères appliquée* 84, no. 1 (2002): 75-82.
- [41] KUMAR, AMIT ET PETER C. FLYNN. "L'absorption de fluides par les copeaux de bois boréal: Implications pour la bioénergie." *Technologie de traitement du combustible* 87, no. 7 (2006): 605-608.
- [42] [HTTP://WWW.LAFARGE-FRANCE.FR/LB-Fibres-Metalliques.PDF](http://www.lafarge-france.fr/LB-Fibres-Metalliques.PDF) (consulté le 12/04/2011).
- [43] ROSSI, P., P. ACKER ET Y. MALIER. "Effet des fibres d'acier à deux stades différents: le matériau et la structure." *Matériaux et structures* 20, no. 6 (1987): 436-439.
- [44] CUSENS, AR "La mesure de l'ouvrabilité des mélanges de béton secs." *Magazine de recherche sur le béton* 8, no. 22 (1956): 23-30.
- [45] CHEN, WAI-FAH. *Plasticité dans le béton armé*. J. Ross Publishing, 2007.
- [46] TAQIEDDIN, ZIAD N. "Elasto-plastique et modélisation des dommages du béton armé." *Doctorat diss.*, 2008.
- [47] SINGH, HARVINDER. "Modèles de matériaux." Dans *le béton armé de fibres d'acier*, pp. 29-57. Springer Singapour, 2017.
- [48] COMITE DE L'ACI, American Concrete Institute et Organisation internationale de normalisation. "Exigences du code du bâtiment pour le béton structural (ACI 318-08) et commentaires." American Concrete Institute, 2008.
- [49] HOGNESTAD, EIVIND, Norman W. Hanson et Douglas McHenry. "Répartition du stress du béton dans la conception de la résistance ultime." Dans *Journal Proceedings*, vol. 52, no. 12, pp. 455-480. 1955.
- [50] GOPALARATNAM, VS, ET SURENDRA P. SHAH. "Réponse adoucissante du béton brut en tension directe." Dans *Journal Proceedings*, vol. 82, no. 3, pp. 310-323. 1985.
- [51] CHEN, HH ET RKL SU. "Courbes d'adoucissement de la tension du béton ordinaire." *Construction et matériaux de construction* 44 (2013): 440-451.
- [52] BANGERT, F., S. GRASBERGER, D. KUHL ET G. MESCHKE. "Dégradation du béton induite par l'environnement: motivation physique et modélisation numérique." *Mécanique de la fracture d'ingénierie* 70, no. 7 (2003): 891-910.
- [53] KUPFER, HELMUT B. ET KURT H. GERSTLE. "Comportement du béton sous contraintes bi-axiales." *Journal de la Division de la mécanique du génie* 99, no. 4

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- (1973): 853-866.
- [54] KUPFER, HELMUT, HUBERT K. HILSDORF ET HUBERT RUSCH. "Comportement du béton sous contraintes bi-axiales." Dans *Journal Proceedings*, vol. 66, no. 8, pp. 656-666. 1969.
- [55] WRIGHT, JAMES K. ET JG MACGREGOR. "Béton armé: Mécanique et design." Internationale de l'éducation Pearson, Upper Saddle River (New Jersey) (2009): 61-72.
- [56] THE HISTORY OF FIBER REINFORCEMENT," *Elasto Plastic Concrete*, [Online]. Available: <http://www.elastoplastic.com/index.php/the-history-of-fibre-reinforcement>
- [57] FRITIH, YOUCEF. "Apport d'un renfort de fibres sur le comportement d'éléments en béton autoplaçant armé." PhD diss., Toulouse, INSA, 2009.
- [58] FANELLA, DAVID ET DUSAN KRAJCINOVIC. "Un modèle micromécanique pour béton en compression." *Mécanique de la rupture mécanique* 29, no. 1 (1988): 49-66.
- [59] BENTALHA-MALOU, MALIKA. "Influence de l'introduction de fibres métalliques sur le comportement différé d'une matrice cimentaire. Caractérisation-comportement monotone-microstructure." (2007)..
- 60 BAYASI, ZIAD ET JACK ZENG. "Propriétés du béton renforcé de fibres de polypropylène." *Materials Journal* 90, no. 6 (1993): 605-610.
- [61] NARAYANAN, R., ET IYS DARWISH. "Utilisation de fibres d'acier comme renforcement de cisaillement." *Journal structurel* 84, no. 3 (1987): 216-227.
- [62] SHAH, complete strain-stress curves for steel reinforced concrete in uniaxial tension and compression, England, 545p: testing and test methods of fiber cement composites. RILEM symposium 1978, Construction press. LTD. Lancaster, 1978.
- [63] ZHAN, ZHAOFA. "Contribution au dimensionnement des pieux en béton de fibres." PhD diss., Orléans, 1991.
- [64] ROSSI, P., ET X. WU. "Dimensionnement et modélisation numérique des structures en béton armé de fibres métalliques (CRFM)." *Composés de ciment et de béton* 14, no. 3 (1992): 195-198.
- [65] BOUAFIA, Y., MME KACHI ET B. FOURE. "Relation contrainte déformation en traction du béton armé de fibres d'acier." *Annales de l'ITB* 3 (2002): 5-17.
- [66] TORRENTI, JEAN-MICHEL, PAUL ACKER, CLAUDE BOULAY, AND DANIELE LEJEUNE. "Contraintes initiales dans le béton." *Bull. Liaison Lab.*

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ponts Chaussees* 158 (1988): 39-44.
- [67] LÖFGREN, INGEMAR. Béton renforcé de fibres pour la construction industrielle - une approche de la mécanique de la rupture pour les essais de matériaux et l'analyse structurelle . Chalmers University of Technology, 2005.
- [68] BOULEKBACHE, BENSAID, MOSTEFA HAMRAT, MOHAMED CHEMROUK, and SOFIANE AMZIANE. "Comportement des bétons fibrés à la flexion: influence des fibres et de la résistance à la compression."
- [69] SEDAN, D., C. PAGNOUX, A. SMITH, AND T. CHOTARD. "Interaction fibre de chanvre/ciment: influence sur les propriétés mécaniques du composite." *Matériaux et Techniques* 95, no. 2 (2007): 133.
- [70] AZIZ, MA, P. PARAMASIVAM ET SL LEE. "Béton renforcé de fibres naturelles." *La technologie et la conception du béton* 2 (1984): 106-140.
- [71] KHENFER, MOHAMMEDMOULDI. "Caractérisation structurale et rhéologique des ciments et plâtres renforcés de fibres de cellulose." PhD diss., Bordeaux 1, 1990.
- [72] IBRAHIM, IS, ET MB CHE BAKAR. "Effets sur les propriétés mécaniques des fibres d'acier industrialisées ajoutées au béton de poids normal." *Procedia engineering* 14 (2011): 2616-2626.
- [73] MUSA, MOHD YUASRIZAM. "Fibres d'acier en tant qu'inhibiteur de fissuration par flexion dans des poutres en béton armé renforcé sous charge statique." Doctorat diss., Universiti Teknologi MARA, 2015.
- [74] PATIL, RANJITSINH K. ET DB KULKARNI. "Étude comparative de l'effet de basalte, verre et fibre d'acier sur la résistance à la compression et à la flexion du béton." *Revue internationale de recherche en ingénierie et technologie* 3, no. 06 (2014): 436-438.
- [75] AHMAD, SHAKEEL, ALTAMASH RAZA ET HINA GUPTA. "Propriétés mécaniques du béton armé de fibres de bambou." *Actes ICRSET* (2014): 162-166.
- [76] NATARAJA, MC, N. DHANG ET AP GUPTA. "Courbes de contrainte-déformation pour béton armé de fibres d'acier en compression." *Ciments et composites de béton* 21, no. 5 (1999): 383-390.
- [77] PURKISS, JA, PJ WILSON ET P. BLAGOJEVIC. "Détermination de la capacité de charge des poutres en béton armé de fibres d'acier." *Structures composites* 38, no. 1-4 (1997): 111-117.
- [78] MOHAMED .ASHOUR , *Nonlinear Finite Element Analysis of RC Beams*

- Strengthened with Steel Fibers-Reinforced Concrete overlays (SFRC), Gaza: Master of Science in Civil Engineering, 2015
- [79] KACHLAKEV, DAMIAN I., THOMAS MILLER, SALOMON YIM, KASIDIT CHANSAWAT ET TANARAT POTISUK. Modélisation par éléments finis de structures en béton renforcées avec des stratifiés de PRF . No. FHWA-OR-RD-01-17 ., Département des transports de l'Oregon, Groupe de recherche, 2001.
- [80] CERIONI, R., P. BERNARDI, E. MICHELINI ET A. MORDINI. "Une approche 3D générale pour l'analyse du comportement de fracture multi-axiale des éléments en béton armé." *Mécanique de la fracture d'ingénierie* 78, no. 8 (2011): 1784-1793.
- [81] DARWIN, DAVID ET DAVID A. PECKNOLD. "Analyse de chargement cyclique des structures RC planes." *Ordinateurs et structures* 7, no. 1 (1977): 137-147.
- [82] KOTSOVOS, MICHAEL D. Béton structurel: analyse par éléments finis pour la conception à l'état limite. Thomas Telford, 1995.
- [83] K. J. WILLAM AND E. D. WARNKE, "Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete," *International Association for Bridge and Structural Engineering*, vol. 19, p. 174. 1975, 1974.
- [84] MADENCI, ERDOGAN ET IBRAHIM GUVEN. La méthode des éléments finis et les applications en ingénierie utilisant ANSYS® . Springer, 2015.
- [85] ANSYS, (2015), Release 14.0 Documentation. ANSYS Inc., <http://www.ansys.com>
- [86] ANSYS Manual. Version 15.0
- [87] KWAK, HYO-GYOUNG ET FILIP C. FILIPPOU. Analyse par éléments finis des structures en béton armé sous charges monotones . Berkeley, CA: Département de génie civil, Université de Californie, 1990.
- [88] ROTS, JG, ET J. BLAAUWENDRAAD. "Crack modèles pour le béton: discret ou barbouillé." *Fixe, multidirectionnelle ou rotative* 34 (1989).
- [89] EL-MEZAINI, NASREDDIN, ET ERGIN ÇITIPITIO G LU. "Analyse par éléments finis de structures en béton précontraint et armé." *Journal d'ingénierie structurelle* 117, no. 10 (1991): 2851-2864.
- [90] TAQIEDDIN, ZIAD N. "Elasto-plastique et modélisation des dommages du béton armé." Doctorat diss., 2008.
- [91] BEN FTIMA, MAHDI. "Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaires pour la conception des structures en béton armé: application aux structures - massives." PhD diss., École Polytechnique de Montréal, 2013.

- [92] COURANT, R. "Méthodes variationnelles pour la solution des problèmes d'équilibre et de vibrations". Notes de cours en mathématiques pures et appliquées (1994): 1-1.
- [93] ARGYRIS, JOHN H. "Théorèmes énergétiques et analyse structurale: un discours généralisé avec des applications sur les principes énergétiques de l'analyse structurale, y compris les effets de la température et des relations non-linéaires contrainte-déformation partie I. Théorie générale." Génie aéronautique et technologie aérospatiale 27, no. 2 (1955): 42-58.
- [94] Sullivan, Brian J. "La méthode des éléments finis et l'ingénierie sismique: la médaille Benjamin Franklin 2006 en génie civil présentée à Ray W. Clough." Journal de l'Institut Franklin 347, no. 4 (2010): 672-680.
- [95] SHAW, RP, ET W. FALBY. "FEBIE - une méthode d'équation intégrale par éléments finis-frontière." Ordinateurs et fluides 6, no. 3 (1978): 153-160.
- [96] CLOUGH, RAY W. "La méthode des éléments finis dans l'analyse des contraintes planes." (1960).
- [97] KOBAYASHI, SHIRO, SHIRŌ KOBAYASHI, SOO-IK OH, ET TAYLAN ALTAN. Le formage des métaux et la méthode des éléments finis . Vol. 4. Oxford University Press sur demande, 1989.
- [98] SOETENS, TIM, ET STIJN MATTHYS. "Différentes méthodes pour modéliser le comportement post-fissuration du béton renforcé de fibres d'acier à extrémité crochue." Construction et matériaux de construction 73 (2014): 458-471
- [99] ELMEZAINI, NASREDDIN ET MOHAMMED ASHOUR. "Analyse non-linéaire de poutres de béton renforcées avec une couche de béton armé de fibres d'acier." Revue de recherche et de technologie en génie 2, no. 3 (2016).
- [100] FANNING, P. "Modèles non linéaires de poutres en béton armé et post-tendu." Journal électronique de l'ingénierie structurelle1, no. 2 (2001): 111-119.
- [101] SHAH, SURENDRA P., STUART E. SWARTZ, ET CHENGSHENG OUYANG. Mécanique de la fracture du béton: applications de la mécanique de la rupture au béton, à la roche et à d'autres matériaux quasi-fragiles . John Wiley & Sons, 1995.
- [102] BANGASH, MYH "Structures en béton et en béton: modélisation numérique et applications." (1989).
- [103] GEORGIN, JF, ET JM REYNOUARD. "Modélisation des structures soumises à

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- l'impact: comportement du béton sous forte contrainte." *Composites de ciment et de béton* 25, no. 1 (2003): 131-143.
- [104] SARAVANAN, JAGADEESAN ET GANAPATHY KUMARAN. "Résistance au cisaillement des joints de poutres-poteaux en béton armé de PRF." *Central European Journal of Engineering* 1, no. 1 (2011): 89-102.
- [105] ASKENAZI, ABRAHAM ET VINCE ADAMS. "Construire de meilleurs produits avec l'analyse par éléments finis." (1999): 425-464.
- [106] CHAN, HC, YK CHEUNG ET YP HUANG. "Modélisation non linéaire des structures en béton armé." *Ordinateurs et structures* 53, no. 5 (1994): 1099-1107.
- [107] ABBAS, H., NK GUPTA ET M. ALAM. "Réponse non linéaire des poutres et des plaques de béton sous la charge d'impact." *Revue internationale d'ingénierie d'impact* 30, no. 8 (2004): 1039-1053.
- [108] HEMMATY, Y. "Modélisation de la force de cisaillement transférée entre les fissures dans les structures en béton armé et renforcé de fibres." Dans les actes de la conférence ANSYS , vol. 1, non. 1, pp. 201-209. Pittsburgh, Pennsylvanie, août 1998.
- [109] XINMIN, WANG. "ANSYS ingénierie des structures d'analyse numérique." (2007).
- [110] WOLANSKI, ANTHONY J. "Comportement en flexion des poutres en béton armé et précontraint par l'analyse par éléments finis." Doctorat diss., Université Marquette, 2004.
- [111] ZIENKIEWICZ, OLEK C. ET ROBERT L. TAYLOR. *La méthode des éléments finis pour la mécanique des solides et des structures*. Butterworth-heinemann, 2005.
- [112] TIBERTI, GIUSEPPE, FAUSTO MINELLI ET GIOVANNI PLIZZARI. "Comportement à la fissuration dans les éléments en béton armé avec des fibres d'acier: une étude expérimentale complète." *Recherche sur le ciment et le béton* 68 (2015): 24-34.
- [113] DAWARI, VB, ET GR VESMAWALA. "Application d'un modèle concret non linéaire pour l'analyse par éléments finis de poutres en béton armé." *Revue internationale de recherche scientifique et technique* 5, no. 9 (2014).

ANNEXE

Annexe

ANSYS APDL MEF code de poutre “B1-0%”

```
!! A Command-Line of Beam “B1-0%”  
!! ALL material description is included  
!! Created by Samia bouzouaid
```

```
FINISH  
/CLE  
/NOPR  
KEYW,PR_SET,1  
KEYW,PR_STRUC,1  
KEYW,PR_THERM,0  
KEYW,PR_FLUID,0  
KEYW,PR_ELMAG,0  
KEYW,MAGNOD,0  
KEYW,MAGEDG,0  
KEYW,MAGHFE,0  
KEYW,MAGELC,0  
KEYW,PR_MULTI,0  
KEYW,PR_CFD,0  
  
/FILENAME,MODEL#3,0  
/CWD,'C:\Users\Administrator\Desktop\Scientific\SAMIA\MODEL#3\  
/TITLE,MODEL#3  
/NOPR  
KEYW,PR_SET,1  
/TRIAD,OFF  
  
/PREP7  
/UNITS,MPA  
ET,1,SOLID65  
ET,2,LINK180  
ET,3,SOLID185  
  
KEYOPT,1,1,1  
KEYOPT,1,3,0  
KEYOPT,1,5,1  
KEYOPT,1,6,3  
KEYOPT,1,7,1  
KEYOPT,1,8,0  
KEYOPT,2,2,0  
KEYOPT,2,3,0  
KEYOPT,2,6,0  
KEYOPT,3,2,0  
  
R,1,0  
R,2,153.86  
R,3,50.24  
R,4,28.26  
R,5,0  
MPTEMP  
MPTEMP,1,0  
MPDATA,EX,1,,25637  
MPDATA,PRXY,1,,0.2  
  
TBDE,MISO,1 ,,,
```

```
TB,MISO,1,1,12,0
TBTEMP,0
TBPT,,0.00026622,6.825
TBPT,,0.00039122,9.62768597
```

```
TBPT,,0.00051622,12.06458592
TBPT,,0.00064122,14.19187269
TBPT,,0.00076622,16.00954627
TBPT,,0.00089122,17.51760668
TBPT,,0.00101622,18.71605391
TBPT,,0.00114122,19.60488796
TBPT,,0.00121622,19.98957407
TBPT,,0.00129122,20.26279942
TBPT,,0.00136622,20.42456404
TBPT,,0.00143757,20.475
TBDE,CONC,1 ,,,
TB,CONC,1,1,9 ,
TBTEMP,0
TBDATA,,0.3,0.8,2.275,22.75,0,0
TBDATA,,0,0,0.6 ,,,
```

```
MPTEMP ,,,,,,
MPTEMP,1,0
!MPDE,EX,2
!MPDE,PRXY,2
MPDATA,EX,2,,2E+005
MPDATA,PRXY,2,,0.3
TBDE,BISO,2 ,,,
TB,BISO,2,1,2 ,
TBTEMP,0
TBDATA,,500,2100,,,,
```

```
MPTEMP ,,,,,,
MPTEMP,1,0
!MPDE,EX,3
!MPDE,PRXY,3
MPDATA,EX,3,,2E+005
MPDATA,PRXY,3,,0.3
TBDE,BISO,3 ,,,
TB,BISO,3,1,2 ,
TBTEMP,0
TBDATA,,280,2100,,,,
```

```
MPTEMP ,,,,,,
MPTEMP,1,0
!MPDE,EX,4
!MPDE,PRXY,4
MPDATA,EX,4,,2E+005
MPDATA,PRXY,4,,0.3
/(GOP ! Resume printing after UNDO process
```

```
----- !MODELING! -----
```

```
/Prep7
```

```
!Concrete Nodes Arrangement
```

```
*DIM,XCOD,ARRAY,29,,,
```

```
XCOD(1)=0
```

```
XCOD(2)=25
```

```
XCOD(3)=50
```

```
XCOD(4)=75
```

```
XCOD(5)=100
```

```
XCOD(6)=125
```

```
XCOD(7)=137.5
```

```
XCOD(8)=150
```

```
XCOD(9)=162.5
```

```
XCOD(10)=175
```

```
XCOD(11)=200
```

```
XCOD(12)=225
```

```
XCOD(13)=250
```

```
XCOD(14)=275
```

```
XCOD(15)=300
```

```
XCOD(16)=325
```

```
XCOD(17)=350
```

```
XCOD(18)=375
```

```
XCOD(19)=400
```

```
XCOD(20)=425
```

```
XCOD(21)=437.5
```

```
XCOD(22)=450
```

```
XCOD(23)=462.5
```

```
XCOD(24)=475
```

```
XCOD(25)=500
```

```
XCOD(26)=525
```

```
XCOD(27)=550
```

```
XCOD(28)=575
```

```
XCOD(29)=600
```

```
*DIM,YCOD,ARRAY,11,,,
```

```
YCOD(1)=10
```

```
YCOD(2)=20
```

```
YCOD(3)=30
```

```
YCOD(4)=40
```

```
YCOD(5)=50
```

```
YCOD(6)=60
```

```
YCOD(7)=70
```

```
YCOD(8)=80
```

```
YCOD(9)=90
```

```
YCOD(10)=100
```

```
YCOD(11)=110
```

```
*DIM,ZCOD,ARRAY,6,,,
```

```
ZCOD(1)=0
```

```
ZCOD(2)=10
```

```
ZCOD(3)=20
```

```
ZCOD(4)=30
```

```
ZCOD(5)=40
```

```
ZCOD(6)=50
```

```
*SET,counterN,1
```

```
nodes, start=1
```

```
*DO,counterX,1,29,1
```

!!!! initiating node sequence for


```

DO,counterY,1,1,1
*DO,counterZ,1,6,1

*SET,XCODIN,XCOD(counterX(
*SET,YCODIN,YCOD(counterY(
*SET,ZCODIN,ZCOD(counterZ(
n,counterN,XCODIN,YCODIN,ZCODIN
counterN=counterN+1
*ENDDO
*ENDDO
*ENDDO
!!Support Plate Nodes Arrangement
*DIM,XSSCOD,ARRAY,3,,
XSSCOD(1)=137.50
XSSCOD(2)=150
XSSCOD(3)=162.50

*DIM,YSSCOD,ARRAY,3,,
YSSCOD(1)=0
YSSCOD(2)=5
YSSCOD(3)=10

*SET,counterN,10001                                     !!!!initiating node sequence for
nodes, start=10001
*DO,counterX,1,3,1
*DO,counterY,1,3,1
*DO,counterZ,1,6,1

*SET,XCODIN,XSSCOD(counterX(
*SET,YCODIN,YSSCOD(counterY(
*SET,ZCODIN,ZCOD(counterZ(
n,counterN,XCODIN,YCODIN,ZCODIN
counterN=counterN+1

*ENDDO
*ENDDO
*ENDDO

!!Loading Plate Nodes Arrangement
*SET,counterN,20001                                     !!!!initiating node sequence for
nodes, start=20001
*DIM,XSLCOD,ARRAY,3,,
XSLCOD(1)=437.50
XSLCOD(2)=450
XSLCOD(3)=462.50

*DIM,YSLCOD,ARRAY,3,,
YSLCOD(1)=110
YSLCOD(2)=115
YSLCOD(3)=120

*DO,counterX,1,3,1
*DO,counterY,1,3,1
*DO,counterZ,1,6,1

```

```

*SET,XCODIN,XSLCOD(counterX(
*SET,YCODIN,YSLCOD(counterY(
*SET,ZCODIN,ZCOD(counterZ(
n,counterN,XCODIN,YCODIN,ZCODIN
counterN=counterN+1
*ENDDO
*ENDDO
*ENDDO

```

----- !ELEMENT GENERATION! -----

!CONCRETE ELEMENT GENERATION

```

TYPE,1
MAT,1
REAL,1
*SET,countNZ,6
*SET,countNY,11
*SET,countNX,29
*SET,NNUM,1
*SET,SCND,NNUM+countNZ*countNY

*DO,countELX,1,countNX-1,1
*DO,CountELY,1,countNY-1,1
*DO,CountELZ,1,countNZ-1,1
E,NNUM,NNUM+1,NNUM+1+CountNZ,countNZ+NNUM,SCND,SCND+1,SCND+1+countNZ,
SCND+countNZ
NNUM=NNUM+1
SCND=SCND+1
*ENDDO
NNUM=NNUM+1
SCND=SCND+1
*ENDDO
NNUM=NNUM+countNZ
SCND=SCND+countNZ

*ENDDO

```

!SUPPORT PLATE ELEMENT GENERATION

```

TYPE,3
MAT,4
REAL,5
*SET,countNZ,6
*SET,countNY,3
*SET,countNX,3
*SET,NNUM,10001
*SET,SCND,NNUM+countNZ*countNY

```

```

*DO,countELX,1,countNX-1,1
*DO,CountELY,1,countNY-1,1
*DO,CountELZ,1,countNZ-1,1
E,NNUM,NNUM+1,NNUM+1+CountNZ,countNZ+NNUM,SCND,SCND+1,SCND+1+countNZ,
SCND+countNZ
NNUM=NNUM+1

```

SCND=SCND+1

*ENDDO

NNUM=NNUM+1

SCND=SCND+1

*ENDDO

NNUM=NNUM+countNZ

SCND=SCND+countNZ

*ENDDO

!LOADING PLATE ELEMENT GENERATION

TYPE,3

MAT,4

REAL,5

*SET,countNZ,6

*SET,countNY,3

*SET,countNX,3

*SET,NNUM,20001

*SET,SCND,NNUM+countNZ*countNY

*DO,countELX,1,countNX-1,1

*DO,CountELY,1,countNY-1,1

*DO,CountELZ,1,countNZ-1,1

E,NNUM,NNUM+1,NNUM+1+CountNZ,countNZ+NNUM,SCND,SCND+1,SCND+1+countNZ,
SCND+countNZ

NNUM=NNUM+1

SCND=SCND+1

*ENDDO

NNUM=NNUM+1

SCND=SCND+1

*ENDDO

NNUM=NNUM+countNZ

SCND=SCND+countNZ

*ENDDO

/SOL

ANTYPE,0

CNVTOL,F, .05,2,-1

CNVTOL,U, .05,2

DELTIM,0.01,0.005,0.01

TIME,1

CUTCONTROL,CRPLIMITexp,.1,0

CUTCONTROL,DSPLIMIT,10e6

CUTCONTROL,PLSLIMIT,.15

NCNV,2,0,0,0,0

AUTOTS,1

NEQIT,100

OUTRES,ALL,1

NROPT,FULL

LNSRCH,ON

NLGEOM,0

EQSLV,SPAR