REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL LABORATOIRE : LAMOMS



MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE

Spécialité : Génie Civil Option : Structures et matériaux

Thème

SIMULATION NUMERIQUE D'UNCYLINDRE EN BETON CONFINE HELICOIDALEMENT PAR DES BANDE EN FRP

Promoteur :

Réalisé par :

Pr. K. AIT TAHAR

AIT TALEB Souad

Soutenu en juillet 2012

REMERCIEMENTS

Je remercie mon dieu le tout puissant de m'avoir accordé le courage et la foi pour accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à mon professeur et encadreur AIT TAHAR KAMAL pour sa disponibilité permanente, ses orientations, sa modestie, son soutien durant toute la période de réalisation de ce travail et d'avoir mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour travailler dans les meilleures conditions.

Je remercie ardemment le Dr **MERAKEB SEDDIK** pour sa disponibilité, son aide et sa modestie au cours de la réalisation de ce travail; je remercie aussi Mme ALI AHMED CHAFIKA pour ses précieux conseils et encouragements, Mr SAIDANI KAMAL pour sa gentillesse et ses conseils.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

J'exprime affectueusement mes remerciements pour mon collègue SI SALEM.A pour son soutien et sa présence durant tout mon parcours, et notamment en période de stress.

Enfin, je rends hommage à mes parents et à toute ma famille et amis pour le soutien qu'ils m'ont manifesté durant toutes mes années d'études.

DEDECACES

Je dédie ce travail aux plus chers à mon cœur: ma maman **Ouiza**, mon papa **Amar**, mes grandes mères Saadia et Oumessad, mes adorables frères Sliman et Belkacem ainsi que mes tantes ZOHRA, DAHBIA, NOUARA FASIA et NASSIRA pour leurs soutien et encouragements durant tout mon cursus.

LISTE DES FIGURES

Désignation	Titre	Page
Figure -I-1	Schématisation des constituants du béton	5
Figure-I-2	Présentation de l'éprouvette d'essai	7
Figure –I-3	Présentation d'un joint de délitation	8
Figure-I-4	Essai de compression uni-axial	8
Figure-I-5	Comportement du béton à la compression	9
Figure-I-6	Evolution de la résistance f _{ci} en fonction de l'âge du béton	10
Figure-I-7	Comportement du béton à la traction par fendage	12
Figure-I-8	Essai de traction par flexion	12
Figure-I-9	Module de déformation instantané	13
Figure-I-10	Contrainte appliquée et déformation engendrée en fonction du temps pour un	14
	essai de fluage de l'éprouvette de béton	
Figure-I-11	Diagramme contrainte-déformation en traction à l'ELS	15
Figure-I-12	allure des contraintes-déformation en traction	16
Figure-I-13	Définition du diagramme contraintes-déformation de calcul à l'ELU	16
Figure-I-14	Etat d'équilibre de la section diagramme rectangulaire simplifié	17
Figure-I-15	Constituant d'un matériau composite	19
Figure-I-16	Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort	22
Figure-I-17	Organigramme illustrant les différentes familles de matrice	23
Figure -II-1	Comportement du béton en compression uni-axial	26
Figure -II-2	Courbes contrainte-déformation pour des bétons de différentes	27
	résistances	
Figure -II-3	Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné	28
Figure -II-4	Modes de rupture des spécimens (Saafi et autres, 1999)	29
Figure II 5	Courbes contrainte-déformation simplifiées de béton confiné par FRP	30
Figure -II-5	(Saafi et autres, 1999)	
Figure -II-6	Dimension de spécimens en millimètre (Chalal et Shahway)	31
i iguie ii o	Dimension de specimiens en minimetre (charar et bhan way)	
Figure _II_7	Effet de confinement sur le comportement du béton (Fam et Rizkalla,	32
riguic -II-7	2001a)	
Figure II 8	a) instrumentation; (b) mode de rupture des spécimens de béton	33
Figure -11-8	enveloppés par des fibres de carbone	
Figure -II-9	Diagramme typique contrainte-déformation de béton confiné	34
Figure -II-10	Mode de rupture des cylindres enveloppés avec fibres de verre	35
Figure -II-11	Mode de rupture des cylindres enveloppés avec fibres de carbone	35
Figure -II-12	Ordres d'empilement (C: carbone, G: glass).	35
Figure II 13	Mode de rupture des cylindres enveloppés par :(a) G/C/C; (b) C/G/C et	36
Figure -II-15	(c) C/C/G.	
Figure -II-14	Mode de rupture des spécimens (Karabinis et Rousakis)	37
Figure _II_15	Modèle de Lam et Teng pour le béton confiné avec des matériaux	38
Tigule -II-15	composites 'PRF' (Lam et Teng 2003a et 2003b)	
	Rupture des spécimens confiné avec des 'PRF' (rupture par traction du	39
Figure -II-16	'PRF' a-spécimens carré b-spécimens rectangulaires avec des coins	
	arrondis (Lam et Teng 2003b).	
Figure -II-17	Dimensions de colonne et configuration d'enveloppe (Matthys et autres)	40
Figure -II-18	Rupture de colonne partiellement enveloppée (Maathys et autres, 2005)	41
Figure _II_19	L'installation expérimentale de colonne confinée par CFRP avec une	41
1 iguic -11-19	charge concentrique (Hadi, 2006)	

Figure -II-20	Rupture du PRF dans un essai de compression sur des éprouvettes cylindriques en béton confiné avec de (PRFC) et des (PRFV) (Berthet et Al 2005)	43
Figure -II-21	Installation d'essai (G. WU et autres (2008))	44
Figure -II-22	Enveloppe de FRP a-un seul type, b-deux types, c-trois types	44
Figure -II-23	Longueur de chevauchement pour un spécimen circulaire confiné avec 1plis 'PRF'	45
Figure -II-24	Vue d'une colonne circulaire avec renfort additionnel aux extrémités	46
Figure -II-25	Mode de rupture des colonnes (140x140x100 mm) confiné avec des matériaux composites 'PRFC'	
Figure -II-26	Mode de rupture des colonnes (150x100 mm) confiné avec des matériaux composites 'PRFC'	47
Figure-III-1	L'interface graphique de Castem05	51
Figure-III-2	Organigramme de résolution global dans Castem05	53
Figure-III-3	Maillage du cylindre inferieur	54
Figure-III-4	Maillage du cylindre supérieur	55
Figure-III-5	Maillage de l'hélice dextre inferieure	55
Figure-III-6	Maillage de l'hélice dextre supérieure	56
Figure-III-7	Maillage de l'hélice sénestre supérieure	56
Figure-III-8	Maillage de l'hélice sénestre inférieure	57
Figure-III-9	Maillage du 1 ^{er} cerce	57
Figure-III-10	Maillage du 2 ^{eme} cerce	58
Figure-III-11	géométrie du cylindre inférieur confiné	58
Figure-III-12	géométrie du cylindre supérieur confiné	59
Figure-III-13	Géométrie du cylindre total confiné	59
Figure-III-14	Vue de face pour le cylindre confiné	60
Figure-III-15	Pépence type en contrainte-déformation (axiale,transversale,volumique) d'une éprouvette cylindrique soumise à de la compression uni-axiale	62
Figure-III-16	Modèle de MAZARS –trace de la surface sueil dans le plans (σ_1 - σ_2)	65
Figure-III-17	Réponse uni-axiale en traction (gauche) et en compression (droite) du	66
	modèle d'endommagement de MAZARS (d'après MAZARS et Al (2006))	
Figure-III-18	Comportements expérimentaux en traction (GOPALARATHEM et	67
	SHAH (1985)) mise en évidence de la perte de rigidité et	
	développement de déformation irréversible	
Figure-III-19	Pente de déchargement dans le cas uni-axial a-endommagement	68
	b-plasticité, c-expérience	
Figure-III-20	Présentation des éprouvettes	70
Figure-III-21	Chargement appliqué aux éprouvettes	71
Figure-IV-1	Courbe force/déplacement pour les différents cas de confinement	74
Figure-IV-2	Courbe force/déplacement montrant l'effet de la largeur de la bande	75
Figure-IV-3	Courbe force/deplacement montrant l'effet de l'anneau (cerce)	/6
Figure-IV-4	Cartographie des contraintes	//
Figure-IV-5	Critere de VON MISES	78
Figure-IV-6	Cartographie des déformations	79
Figure-IV-7	Coupe transversale du cylindre avant er après confinement	80
Figure-IV-8	Coupe longitudinale du cylindre avant er après confinement	81
Figure-IV-9	Cylindre confine avant et apres deformation	82

LISTE DES TABLEAUX

Désignation	Titre	Page
Tableau II	Expressions de la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation	49
	axiale au pic.	
Tableau III	représentation des unités dans Castem	53
Tableau IV	module tangent pour les différents confinements	74

INTRODUCTION GENERALE

Toute construction de génie civil est appelée à durer en moyenne une centaine d'années dans le temps, néanmoins un ouvrage sur trois présente des désordres qui nuisent à sa longévité et qui nécessitent des réparations.

La réparation des ouvrages a pour but de compenser les pertes de rigidité ou de résistance due à la fissuration, et de les renforcer en améliorant leurs performances et leur durabilité. C'est un problème de plus en plus préoccupant dans la mesure où le coût des ouvrages neufs est de plus en plus élevé et les conditions de réparation de plus en plus difficiles. Parmi les techniques disponibles, l'une des plus efficaces pour les désordres structurels est la réparation de structures en béton armé dégradées par placage extérieur en acier. Toutefois, l'utilisation de cette technique est limitée vu qu'elle présente un inconvénient majeur qui est la corrosion, à laquelle viennent s'ajouter les difficultés de manipulation des plaques en acier compte tenu de leur poids.

Cette dernière décennie a vu la naissance d'une nouvelle technique de réparation des ouvrages en béton par des matériaux composites à matrice organique collés extérieurement sur des structures dégradées. Cette technique s'avère être une alternative de choix au problème posé. En effet, Les matériaux composites, en particulier à base de fibres de carbone, de part leur rigidité spécifique, présentent un grand intérêt pour la réparation. De plus, malgré leur prix élevé, ils présentent un avantage économique car ils peuvent être mis en œuvre directement sur les structures par moulage au contact, procédé appelé aussi polymérisation in-situ ou stratification directe. Ceci permet de réduire Considérablement les coûts liés à la manipulation des matériaux ainsi que les problèmes liés aux interruptions des activités des ouvrages réparés.

La réparation et la réhabilitation par les matériaux composites concernent essentiellement les éléments structuraux en béton armé, tels que les poutres, les dalles, les colonnes et les murs. Les premières recherches sur l'application de ce nouveau matériau destinées aux ouvrages de génie civil datent de 1980, bien que ce soit plutôt vers 1990 que le matériau est utilisé, d'abord sur une base expérimentale, puis progressivement sur une base commerciale.

Le confinement des colonnes en béton se réalise à l'aide d'enveloppes en matériaux composites à base de fibres de verre, de carbone ou d'aramide. Ces enveloppes collées en surface de l'élément, améliorent le confinement du béton ainsi que sa ductilité et sa résistance

en compression. Les différents composites offrent des modules d'élasticité et des rigidités variés pouvant modifier le comportement axial et radial du béton confiné.

Ce travail consiste en l'étude du comportement axial et radial de spécimens cylindriques en béton sur lesquels nous avons testé l'effet d'un confinement partiel procuré par des bandes de matériau composite à base de fibres de verre «PRFV» collées sous forme hélicoïdale. Les gains de résistance en compression du béton et en déformations axiales et radiales sont évalués et analysés en faisant varier la largeur de la bande ainsi que le nombre de spires de l'hélice formé par le composite.

L'objectif général de ce travail est de simuler le comportement de ces cylindres confinés comme indiqué ci-dessus.

Il s'agit d'évaluer l'influence du nombre de spires des hélices ainsi que de la largeur de la bande sur le comportement des cylindres confinées et l'efficacité du confinement.

Le mémoire est structuré comme suit :

- Chapitre I : « présentation des matériaux » dans ce chapitre nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les caractéristiques et les comportements des deux matériaux utilisés dans cette étude, à savoir le béton et les matériaux composites ainsi que le domaine d'application de ces derniers et l'intérêt qu'ils procurent au matériau béton.
- Chapitre II : «Confinement des structures» ce chapitre est consacré aux différentes techniques de confinement de béton par différents matériaux. On y trouve également un rappel des différents modèles de comportement contrainte- déformation et des valeurs des résistances et déformations au pic.
- Chapitre III : «Simulation numérique» cette partie du mémoire est destiné à la présentation du logiciel utilisé pour la partie simulation numérique. Cette analyse par simulation numérique représente l'outil de calcul le plus utilisé pour vérifier la validité de certains choix de conception ainsi que leurs optimisations et ce, afin d'en garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Chapitre IV : «présentation des résultats et interprétations» l'ensemble de tous les résultats de l'analyse ont été présentés dans ce chapitre, ces résultats nous ont permis de quantifier l'apport positif des spirales placées extérieurement sur les cylindres.

Pour terminer ce travail nous avons introduit une conclusion générale .

I-1 PREAMBULE SUR LE BETON :

Depuis sa première mise en œuvre, au 1^{er} siècle avant J.C, le béton a été réalisé a partir des composantes de base qui sont : le ciment, l'eau et les granulats. Le béton est donc par excellence un matériau composite puisque sa matrice est composée en partie des granulats de différentes dimensions, du sable et de la pate cimentaire. Contrairement a d'autre matériaux de construction tel que le bois ou autres, ce matériau est présent dans tous les domaine de la construction, que soit dans le bâtiment industriel ou d'habitation, dans les murs de soutènement ou dans les ouvrages d'art comme les ponts, les tunnels et les barrages ou encore dans les pavés de trottoirs ou des pistes d'aérodromes.

Si le matériau est plastique, donc facilement modulable lors de sa fabrication, il acquiert ses propriétés de résistance au cours du temps. Une fois mature, le béton devient un bloc massif dont les propriétés dépendent, en grande partie de sa composition de part.

Comme les roches naturelles, le béton possède une grande résistance a la compression mais présente une faible résistance à la traction. Non renforcé par l'acier, ce matériau demeure fragile et vulnérable, sous l'effet d'effort important comme dans le cas de secousses sismiques. Sa rupture est brutale et se manifeste par des fissurations sans déformation préalable de la matrice. [1]

I-2 LE BETON :

Le béton se compose de granulats (sables, graviers, cailloux) collés entre eux par un liant hydraulique : le ciment, lorsque le ciment se trouve en présence d'eau, il fait prise, puis durcit progressivement. Un béton hydraulique est constitué :

- D'une pate pure (ciment +eau)
- D'un mélange granulaire
- De produits additionnels (adjuvants, additions minérales)



Figure-I-1 : Schématisation des constituants du béton

On désigne habituellement sous le vocale :

- De matrice ou de mortier : le mélange (liant+eau+sable)
 - De squelette solide ou de squelette granulaire : le mélange des

granulats

I-2-1 le ciment : est un liant hydraulique qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine, s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pate faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

I-2-2 les granulats : constituent le squelette du béton. Ils doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Les formulations géologiques à partir desquelles il est possible de produire des granulats à béton peuvent être d'origine détrique (essentiellement alluvionnaire), sédimentaire, métamorphique ou éruptive. Selon leur origine, on distingue les granulats roulés, extraits de ballastières (ou sablière) naturelles ou dragues en rivière ou en mer, et concassées, obtenus a partir des roches exploitées en carrière.

On utilise en général, pour les ouvrages courants, des granulats constitués uniquement par des sables et des gravillons. On emploie également, des granulats légers qui sont le plus souvent artificiels et fabriques à partir des matières minérales, comme les argiles, schistes et les silicates. Les premiers permettent la fabrication de béton très légers, dont la résistance peut atteindre 40 à 50 MPa.les seconds servent a la fabrication de parois en béton très léger, à fort pouvoir d'isolation thermique. Le poids volumique apparent de ces granulats varie d'environ

•

0.6 à 8 KN/m³ .malgré leur intérêt technique, leur cout énergétique de la fabrication en réduit l'emploi a des applications particulières. Les granulats lourds sont soit des riblons ou de la grenaille de fer, soit des minéraux naturels comme la magnieté, la limonite ou la barytine. Ils sont utiliser dans les bétons destinés à assurer une protection contre les rayonnements atomiques, leur poids volumique apparent varie de 30 à 50 KN/m³.

I-2-3 les additions minérales (ultrafines) : sont des particules de faibles dimensions qui, ajoutées en quantités de l'ordre 10% du poids de ciment, améliorent notablement les performances et la durabilité du béton grâce a leur propriétés physico-chimique (cendres volantes, laitier, fillers...). Les fumées de silice, ou microsilices, sont les plus utilisées, ce sont de oxydes de silicium a structure amorphe en forme de microsphères de diamètre de l'ordre 10 μ m.

I-2-4 l'eau : de façon générale, l'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potables. Il est exclu d'employer de l'eau de mer, qui contient environ 30 g/l de chlorure de sodium, pour la fabrication de bétons armé ou précontraints.

I-2-5 les adjuvants : sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc moins de 0.4% du poids du béton) afin d'améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton, les principaux adjuvants sont :

- *les plastifiants* : qui jouent un double rôle. Ils permettent d'une part, d'obtenir des bétons frais à consistance parfaitement liquide, donc très maniable, par défloculation des grains de ciment. A maniabilité donnée, ils offrent, d'une part la possibilité de réduire la quantité d'eau nécessaire a la fabrication et a la mise en place du béton. La résistance du béton durci peut ainsi être notablement augmentée. La dureté d'actions de ces adjuvants est de 1 à 3 heures.
- *les retardateurs de prise du ciment*: qui prolongent la durée de vie du béton frais. Ils trouvent leur utilisation dans le transport du béton sur des grandes distances ou la mise en place par pompage, en particulier par temps chaud. Ils sont aussi employées pour évités toute discontinuité lors de reprise de bétonnage.
- *les accélérateurs de prise ou de durcissement* : qui permettent, pour les premiers, la réalisation de scellements ou d'étanchements et pour les seconds, une acquisition plus rapide de résistance au béton durci.

les entraineurs d'air : qui confèrent au béton durci la capacité de résister aux efforts de gels et dégels successifs en favorisant la formation de microbulles d'air reparties de façon homogène. Le volume d'air occlus doit être de l'ordre de 6% de celui du béton durci. [2]

I-2-2 caractéristiques physiques (masse volumique) :

- La masse volumique béton à granulats courants (normal) \rightarrow 2200 ÷ 2400 kg/m3
- La masse volumique béton à granulats légers \rightarrow 700 ÷ 1500 kg/m3
- La masse volumique béton à granulats lourds \rightarrow 3500 ÷ 4000 kg/m3

I-2-3 déformations du béton indépendantes des charges appliquées :

I-2-3-1 déformation thermique :

Le coefficient de dilatation du béton varie de 7.10^{-6} à 12.10^{-6} pour le béton.

$\Delta L = \pm \alpha. L. \Delta t \qquad (I-$	-1	ľ)
---	----	---	---



Figure-I-2 Présentation de l'éprouvette d'essai

Avec :

L : Coefficient de dilatation

 Δt : Différence de température

L: La longueur de la poutre

I-2-3-2 le retrait hygrométrique :

Le béton après sa confection (fabrication) contient un excès d'eau, si le durcissement se fait à l'air libre l'eau va s'évaporer. Cette évaporation s'accompagne automatiquement par une diminution du volume. Cette diminution s'appelle le retrait.

> *facteur et influence du retrait* : le retrait augmente avec

- la proportion d'éléments fins : le retrait augmente si l'élément est fin.

- la quantité du ciment : le retrait augmente si la quantité du ciment augmente.
- addition des adjuvants : plus d'eau qui réagit.
- la sécheresse de l'air : plus le climat est sec plus il y'a du retrait.

Pour les constructions courantes, les effets du à la variation de température et au retrait seront négligés, si on prévoit des joints de dilatation tout les 20 à 30 mètre.



Figure- I-3 Présentation d'un joint de dilatation

I-2-4 déformation du béton sous actions courte durée (< 24 h) :

I-2-4-1 résistance à la compression :

> essai de compression : l'essai est effectué sur des cylindres en béton comme suit :



Figure-I-4 Essai de compression uni axiale

L'essai de compression est utilisé pour déterminer les caractéristiques mécaniques (Résistance à la compression, module d'élasticité E et le coefficient de poisson v) et la loi de comportement du béton. [3]

La charge de rupture F est la force maximale enregistrée au cours de l'essai. Si « S » est la section orthogonale de l'éprouvette, la résistance à la compression R_C est donnée par la relation :



Figure-I-5 comportement du béton à la compression

évolution de la résistance à la compression avec l'âge du béton :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à 'j' jours d'âge est déterminée a partir d'essais sur des éprouvettes (15 x 3 0) mm. Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression.

En pratique, comme le nombre d'essais réalises ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{c_j} = \frac{\sigma_j}{1.15} \tag{I-3}$$

Ou σ_i est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité ' f_{c28} '. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs a 'j' jours, définies a partir de f_{c28} , par :

• Pour des résistances $f_{c28} \leq 40MPa$:

$$\begin{cases} f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c_{28}} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{c_j} = 1.1 f_{c_{28}} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

• Pour des résistances $f_{c28} > 40MPa$:

$$\begin{cases} f_{c_j} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c_{28}} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{c_j} = f_{c_{28}} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

fcj : la résistance à la compression à \mathbf{j} jour.

fc $_{28}$: la résistance à la compression à **28** jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

Cette Figure (I.5) donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Attention, ces courbes sont adimensionnées par rapport a f_{c28} , et sur un dessin a l'échelle, il est évident que la courbe de résistance d'un béton tel que $f_{c28} > 40MPa$ serait au dessus de celle d'un béton de résistance $f_{c28} < 40MPa$.

Sur cette figure, on observe :



Figure-I-6 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

I-2-4-2 résistance à la traction :

> essai de traction par fendage :

Cet essai permet de déterminer la contrainte de rupture à la traction par fendage (NF P 18 408). L'essai est effectué sur une éprouvette cylindrique Ø150 x 300 mm le montage intermédiaire permettant d'imposer la charge sur deux génératrices opposées, doit être parfaitement centré sur le plateau inférieur de la presse. La plaque de base du dispositif d'essai est équipée de quatre ressorts pour le centrage et la fixation du spécimen (Figure *I.6*) la contrainte de rupture est donnée par la relation :

En (MPa) si :

F : charge de rupture en (N).

D : diamètre en (mm)

h : hauteur du cylindre en (mm).

Du fait que la rupture s'effectue au-delà du domaine élastique, la résistance à la traction par fendage est supérieure à la résistance à la traction axiale $f_{ct, ax}$. L'ENV 206 (Eurocode 2) permet d'évaluer la valeur de cette dernière en appliquant un coefficient de conversion :

 $f_{ct,ax} = 0.9 f_{ct,sp} \qquad \dots \qquad (I-6)$



Figure-I-7 comportement du béton à la traction par fendage

On retiendra que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible Que celle à la compression :

$$R_t \approx \frac{R_c}{10} \tag{I-7}$$

> essai de traction par flexion :



Figure-I-8 Essai de traction par flexion

a : une valeur donnée.

Fr : force de rupture.

I-2-4-3 module de déformation instantané :

Le module instantané est utilise pour les calculs sous chargement instantané de durée inferieure a 24 heures.

Le béton n'est pas un matériau élastique, pendant le déchargement de l'éprouvette, on observe que la courbe de déchargement est décalée par rapport à la courbe de chargement.



est élastique

n'est pas élastique

Figure-I-9 module de déformation instantané

On admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 H.

$Eij = 11000 (fcj)^{1/3}$	
i : instantané ;	
j : jour	

I-2-4-4 coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à v = 0 pour un calcul de sollicitations à l'ELU et a v = 0.2 pour un calcul de déformations a l'ELS.

I 2-5 déformations du béton sous actions de longues durées : (le fluage)

I-2-5-1 définition :

le fluage c'est l'augmentation dans le temps de la déformation relative sous des contraintes permanentes; ça veut dire si on maintient l'effort constant l'éprouvette va se déformer. Pour le béton, les déformations fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'a deux fois les déformations instantanées :

$$\epsilon_v = \epsilon_\infty \approx 3\epsilon_i$$
(I-9)



Figure-I-10 Contrainte appliquée et déformation engendrée en fonction du temps Pour un essai de fluage d'éprouvette de béton.

Facteurs influençant le fluage :

le fluage augmente avec la quantité d'eau ajoutée et la sécheresse de l'eau. Il diminue si le dosage en ciment augmente et avec l'âge de L'échantillon à l'essai.

I-2-5-2 module de déformation différé :

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module diffère, qui prend en compte *artificiellement* les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module diffère est pris égal a trois fois le module instantané.

$$E_{ij} = 3E_{vj} \tag{I-10}$$

il est donné par la relation suivante

 $E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \dots (I-11)$

I 2-6 ouvrabilités :

Elle se définie comme la facilité de mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait des coffrages. L'ouvrabilité dépend la plupart du temps de la qualité de l'ouvrage :

- 1. la résistance.
- 2. l'enrobage et l'adhérence des armatures.

Elle se mesure avec les essais suivants :

- cône d'ABRAHAMS.
- table à secousse.

I-2-7 diagramme contrainte /déformation de calcul (article a.4.3.4 du BAEL) :

I-2-7-1 aux états limites de service (E. L.S) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de L'élasticité pour décrire le comportement du béton, avec pour des charges de longue durée

 $E_b = E_{vj}$ et v = 0.2(I-12)



Figure-I-11 Diagramme contraintes – déformations en traction à L'ELS

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1=1.5 de celle de l'acier

$$(E_b = 13 \ 333 MPa).$$

Le rapport (Es/Eb) est appelé coefficient d'équivalence : n = 15.

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à 0,6 f_{cj} . Jusqu'à cette valeur, le diagramme des contraintes peut-être assimilé à une droite.



Figure-I-12 Allure des contraintes – déformations en traction

I-2-7-2 aux états limites ultimes (E.L.U) :

Pour les calculs a l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi *parabolerectangle* sur un diagramme contraintes déformations donne sur la Figure.



Figure-I-13 Définition du diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELU.

$$0 \le \varepsilon_{bc} < 2 / \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \cdot 10^{-3}} \right)^2 \right]$$
$$0 \le \varepsilon_{bc} < 2 / \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}.$$
(I-13)

 γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs :

 $\gamma_b = 1,5$ cas général

 $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel [4]



Figure-I-14 Etat d'équilibre de la section, diagramme rectangulaire simplifié

I-3 LA NECESSITE D'UN RENFORT STRUCTUREL :

Les causes qui conduisent à un renfort structurel sont aussi nombreuses que le nombre de structures elles-mêmes, chaque cas doit être considéré comme un cas particulier. Les plus fréquentes sont :

I-3-1 Accroissement des charges qui sollicitent la structure :

- Changement d'usage de la structure (exemple: bâtiment d'habitation réhabilité en centre commercial).
- Augmentation du niveau d'activité dans la structure (exemple: anciens ponts soumis au trafic actuel).
- Installation de machinerie lourde dans les bâtiments industriels.

I-3-2 défauts dans le projet ou dans l'exécution :

- armature insuffisante ou mal placée.
- mauvais matériaux.
- dimensions insuffisantes des éléments structurels.

I 3-3 rénovations des structures anciennes :

- prise en compte de renforts par des sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres),
- connaissance des insuffisances de la méthode de calcul utilisée lors de la conception, ainsi que des limitations montrées par des structures calculées durant une époque ou une période.
- vieillissement des matériaux avec une perte des caractéristiques initiales.

I-3-4 changement de la forme de la structure :

- suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de Calcul.
- ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.

I-3-5 dégâts dans la structure :

- corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton.
- impacts contre la structure.

I-3-6 nécessité d'améliorer les conditions en service :

- diminuer les déformations et flèches.
- réduire l'intensité des contraintes sur les armatures.
- diminuer l'ouverture des fissures.

I-4 MATERIAUX COMPOSITES :

I 4-1 définitions :

Toute matière première comportant des charges peut être appelée au sens général composite. Par définition, un matériau composite est formé d'éléments très différents. C'est le résultat du mélange d'au moins deux composantes (matrice et renfort), différentes par leur nature, leur forme et leur fonction, et dont les performances globales sont supérieures à celles des éléments le constituant. Les matériaux composites sont utilisés par l'homme depuis des millénaires dans le domaine de la construction. Le pisé de paille et d'argile est un des plus anciens matériaux dont l'idée première est exactement celle des composites : exploiter la résistance à la rupture des fibres, en laissant à une matrice de « qualité mécanique » inférieure le soin de maintenir ces fibres dans la forme voulue (Bessière 1996).

Depuis des millénaires, l'homme a cherché à se protéger dans un bâtiment. Pendant des siècles, sa sécurité dépendait de protections dures, massives donc lourdes. La notion de constructions légères et souples ne date que de quelques décennies.



Figure-I-15 Constituants d'un matériau composite

I 4-2 matériaux composites renforcés de fibres :

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibres est l'une des technologies les plus efficaces d'accroissement de la résistance des éléments structuraux porteurs. Son application est relativement simple, très peu dérangeante pour les utilisateurs des ouvrages renforcés et peu exigeante en main-d'œuvre. Ainsi, elle représente l'une des solutions de rechange les plus souhaitables en matière d'accroissement de la résistance des ouvrages existants. Les caractéristiques non corrosives des fibres de carbone et leur résistance à la plupart des substances chimiques donnent à ce système de renforcement une durée de vie bien plus longue que celle des matériaux conventionnels tels que l'acier, c'est à dire une valeur plus économique à long terme.

Les termes «matériau composite renforcé de fibres», «composite amélioré» ou «polymère renforcé de fibres : «PRF» » sont généralement employés pour désigner les matériaux en

fibres synthétiques telles que la fibre de verre, la fibre de carbone et la fibre d'aramide enchâssée dans une matrice (résine époxy ou vinylester).

Leur comportement dépend principalement du pourcentage de fibres et des propriétés mécaniques des constituants. Ce sont les renforts fibreux qui donnent aux composites leurs propriétés hautement directionnelles, leur imposant un comportement anisotrope et essentiellement linéaire élastique jusqu'à la rupture.

Les composites de fibres possèdent habituellement un rapport résistance-poids plus élevé que celui des matériaux de construction conventionnels tels que l'acier, et une excellente résistance à la corrosion.

I 4-2-1 intérêt et inconvénients des polymères renforcés de fibres dans le bâtiment et les travaux publics :

L'intérêt des utilisations des polymères renforcés de fibres dans le génie civil se trouve essentiellement dans (Luyckx 1999) :

- sa faible densité.
- ses propriétés mécaniques longitudinales.
- l'absence de corrosion.
- sa très bonne tenue à la fatigue.
- sa facilité de manipulation.

Les principaux inconvénients sont en contrepartie :

- une anisotropie très marquée ;
- un comportement à la rupture de type fragile des composites ;
- un prix de matière élevé comparé à celui de l'acier.

I 4-2-2 les constituants d'un polymère renforcé de fibres :

Les composites sont des matériaux synthétiques fabriqués avec des mélanges intimes de matériaux de différent état, composition, et forme. Leurs composants sont toujours clairement différenciés et gardent leur identité séparée. Cependant, ils travaillent de manière solidaire dans le composite, en réunissant des caractéristiques qui ne sont pas atteintes séparément

I 4-2-2-1 les fibres :

Les fibres (renforts) contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites et se présentent sous forme filamentaire, allant de la particule de forme

allongée à la fibre continue qui donne au matériau un effet directif (Berreur et al. 2002). Les propriétés des composites sont principalement influencées par le choix des fibres (Teng et al. 2002, Carolin 2003). Parmi les fibres les plus connues en génie civil, on peut citer : le carbone (haut module élastique et résistances mécaniques importantes à la fatigue), le verre (résistances moyennes, très utilisé pour renforcer les bétons) et l'aramide (de haute résistance à la traction, utilisée en câbles de hautes performances).

carbone : Les fibres de carbone ont un haut module d'élasticité, de 200 à 800 GPa. L'allongement ultime est de 0,3 à 2,5 %. Les fibres de carbone n'absorbent pas l'eau et elles résistent à plusieurs solutions chimiques. Elles présentent une résistance excellente à la fatigue, et une faible relaxation comparée à celle des aciers extensibles précontraints. La fibre de carbone est un conducteur électrique et, par conséquent, peut donner la corrosion galvanique si elle est en contact direct avec l'acier. Il faut signaler également le mauvais comportement au choc et à l'abrasion des stratifiés renforcés par des fibres de carbone. Les fibres de carbone se différencient par le taux de carbone plus ou moins élevé qui modifie les allongements et les contraintes à la rupture et les modules d'élasticité. On trouvera des fibres dites « à haute résistance » HR et des fibres « à haut module » HM ou même « à très haut module » THM, et des fibres intermédiaires (Chatain 2001).

verre : Les fibres de verre sont moins chères que les fibres de carbone et les fibres d'aramide. Par conséquent, les composites en fibres de verre sont devenu la solution la plus utilisée dans plusieurs applications, tel que le génie civil, l'industrie des bateaux et d'automobiles. Les modules d'élasticité des fibres sont de 70 à 85 GPa avec un allongement ultime de 2 à 5 % selon la qualité. Par contre les fibres de verre peuvent avoir des problèmes de relaxation. Elles sont aussi sensibles à l'humidité, mais avec le choix correct de matrice les fibres sont protégées.

aramide : Appelés aussi polyamide aromatique, une marque bien connue des fibres d'aramide est « kevlar » mais il existe d'autres marques aussi tel que « Twaron », « Technora », et « SVM ». Les modules d'élasticité de ces fibres sont de 70 à 200 GPa avec une haute énergie de fracture et un allongement ultime de 1,5 à 5 % selon la qualité. Les fibres d'aramide sont sensibles aux températures élevées, à l'humidité et aux radiations « ultra

21

violet » et par conséquent, ne sont pas largement utilisées dans les applications de génie civil. Plus loin, les fibres d'aramide ont des problèmes avec la relaxation et la corrosion, mais avec une bonne résistance au choc et à la fatigue. Berreur et al. (2002) ont présenté les principaux matériaux de renfort comme suit (Figure I.12):



Figure-I-16 organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort.

I 4-2-2-2 les matrices :

La matrice fournit le mécanisme nécessaire au transfert de la charge de part et d'autre des fibres. Elle protège également les fibres des risques d'abrasion et des autres attaques environnementales et chimiques (Foo et al. 2001).

Il existe deux types principaux de matrices :

> *Résine thermodurcissable* (TD) : polymère transformée en un produit essentiellement

infusible et insoluble après traitement thermique (chaleur, radiation) ou physicochimique (catalyse, durcisseur). La transformation est irréversible.

Résine thermoplastique (TP) : polymère pouvant être alternativement ramollie par chauffage et durci par refroidissement dans un intervalle de température spécifique du polymère étudié. Les résines thermoplastiques présentent l'aptitude à l'état ramolli, de se mouler aisément par plasticité. La transformation est réversible.

Les différentes familles de matrice sont résumées dans le schéma de la Figure (I-12) :



Figure-I-17 organigramme illustrant les différentes familles de matrice.

I-4-3 quelques applications des matériaux composites « PRF » en génie civil :

Le génie civil est actuellement peu consommateur de matériaux composites comparativement à d'autres secteurs tels que l'industrie de l'automobile ou celle de l'aérospatiale. Cependant, il existe de réelles perspectives dans les prochaines années quant à leur utilisation structurelle pour la réhabilitation des constructions civiles et industrielles.

D'où l'intérêt et l'engouement apporté par les différents centres et laboratoires de recherche à travers le monde, pour étudier les différents aspects d'éléments structuraux en béton renforcés ou réparés par des «PRF».

D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibres «PRF» présentent des avantages considérables dès qu'il s'agit de la protection, la réparation et le renforcement d'ouvrages ou d'éléments d'ouvrages en béton armé tels que poutre, poteau, dalle ou mur on cite par exemple :

➢ les colonnes :

Plusieurs techniques différentes ont été développées pour renforcer ou réhabiliter des colonnes existantes en béton en utilisant des composites «PRF».

Une colonne peut être enveloppée complètement par des tissus «PRF» avec une ou plusieurs couches. Elle peut être aussi partiellement enveloppée en utilisant des bandes «PRF» sous forme d'une spirale continue ou des anneaux discrets. **[5]**

II-1 INTRODUCTION :

Le renforcement d'une structure en béton consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques des éléments qui la composent, de manière à ce qu'elle offre une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistances ultimes .Différentes techniques de renforcement sont apparues. L'une des premières à être utilisée est le collage de plaques d'acier sur les surfaces les plus sollicitées en termes de chargements. Néanmoins, cette technique s'est vue remplacée par un nouveau procédé qui consiste en le collage externe de matériaux composites sur ces mêmes sections. L'idée de substituer l'acier par les composites, résulte des différents inconvénients que celui-ci présente, tels que sa très grande sensibilité à la corrosion, son poids élevé et sa grande rigidité. L'utilisation du matériau composite s'avère être une solution potentielle pour le renforcement et la réhabilitation des structures du génie civil. En effet, ces matériaux de par les grands avantages qu'ils présentent tels que la légèreté et l'insensibilité à la corrosion, sont largement utilisée notamment comme barres d'armature, câbles de pré ou post-contrainte ou encore comme des plaques de renforcement et de réhabilitation d'éléments structuraux en béton armé, tels que les poutres, les dalles, les colonnes et les murs.

Le confinement des colonnes de béton se réalise à l'aide d'enveloppes en matériaux composites à base de fibres de verre, de carbone et d'aramide. Les différents composites offrent des modules d'élasticité et des rigidités variés pouvant modifier le comportement axial et radial du béton confiné.

Dans ce chapitre on présente une comparaison entre le comportement d'un béton confiné et non confiné. Le mécanisme de confinement des colonnes de béton renforcé ainsi que les divers facteurs affectant le comportement du béton confiné sont également discutés. Et enfin on propose une nouvelle technique de confinement partiel à l'aide des bandes en PRF.

II-2 COMPORTEMENT DU BETON EN COMPRESSION :

Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité liée à la microfissuration du matériau. [6]

La courbe caractéristique reliant les contraintes aux déformations obtenue lors des essais de compression uni-axiaux sur un cylindre en béton est présentée sur la figure (II.1).



Figure-II-1 Comportement du béton en compression uni-axiale [7]

On distingue les phases suivantes :

- ➤ La déformation croit de façon linéaire jusqu'à environ 30% de la contrainte ultime.
- Entre 30 et 100% la contrainte ultime de la courbe s'incurve et le comportement devient non linéaire. Ceci correspond à l'apparition puis le développement des fissures verticales dans l'éprouvette.
- L'atteinte du pic définit la contrainte ultime qui caractérise la résistance du béton à la compression. Elle correspond à une déformation de l'ordre 2%.
- La rupture se produit au delà du pic avec fissuration verticale et écrasement de l'éprouvette. Elle correspond à une déformation de l'ordre de 3.5%

La réponse du béton à la compression uni axiale est déterminée habituellement en chargeant des cylindres de béton dont le rapport entre la hauteur et le diamètre est de 2. La figure II.2 montre les courbes contraintes – déformations obtenues sur des cylindres en béton chargés en compression uni axiale.



Figure-II-2 Courbes contrainte-déformation pour des bétons de différentes résistances [8]

En observant les courbes contraintes déformations des bétons à haute performances illustrées par la figure II.2, on remarque que, plus la résistance augmente, plus la courbe descendante devient abrupte, tandis que la rigidité et la linéarité initiale de la courbe augmentent. On peut donc s'attendre à observer un comportement plus fragile des poteaux en béton à haute performance. De plus, à cause de la plus faible expansion latérale des BHP, l'acier transversal serait sollicité plus tardivement, ce qui entraînerait une diminution de l'efficacité du confinement.

II-3 COMPORTEMENT DU BETON CONFINE :

Plusieurs auteurs ont prouvé que le confinement des colonnes en béton chargées axialement augmente la résistance et la ductilité de ces colonnes d'une quantité considérable.

Lorsque le béton est soumis à une compression axiale, celui-ci se déforme latéralement. Cette déformation produit une fissuration qui augmente avec l'accroissement de la charge et qui conduit finalement à la rupture du béton. Si le béton est retenu latéralement de façon à réduire cette déformation, la résistance du béton et sa ductilité seront augmentées. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton [9]. Le confinement de béton qui consiste à empêcher ces déformations, peut être réalisé soit par une enveloppe externe, soit par un faible espacement entre les étriers. La figure II.3 présente les courbes typiques contraintes déformations pour des bétons confinés et non confinés. Cette figure met en évidence les

différences de comportement entre ces deux bétons. Le confinement augmente en général deux caractéristiques du béton: la résistance en compression fcc> fco et la déformation correspondant à la contrainte ultime de compression $\epsilon cc > \epsilon co$.

Le confinement augmente considérablement le pouvoir absorbant d'énergie du béton. Ainsi dans des régions sismiques, le renfort est fourni pour confiner le béton et par conséquent pour augmenter la ductilité des colonnes et des poutres **[10]**





II-4 MECANISME DE CONFINEMENT :

Dans la pratique, les colonnes sont confinées par un renfort latéral, généralement sous forme de spirales en acier étroitement aligné ou d'enveloppes. Pour un faible effort appliqué au béton, le renfort latéral est à peine soumis à une contrainte, ainsi le béton présente le comportement d'un béton non confiné. Quand les efforts approchent de la résistance uni axiale, la fissuration interne s'intensifie et provoque des déformations latérales élevées.

Le renfort latéral, applique alors une réaction d'emprisonnement sur le béton et par conséquent le béton présente le comportement d'un béton confiné **[11]**.

Saafi et autres (1999) [12], Ont conduit des études expérimentales et analytiques pour évaluer les performances des colonnes de béton confinées avec des tubes de CFRP et de GFRP. Les variables d'essai ont inclus le type de fibres, l'épaisseur du tube et la résistance à la compression du béton. Trente cylindres de béton (18 tubes en FRP remplis du béton et 12 cylindres de béton témoin) ont été examinés dans la compression. Tous les spécimens sont

des colonnes courtes de 435 mm d'hauteur et 154 mm de diamètre. Les épaisseurs des tubes de GFRP examinés étaient 0.8, 6 et 4 mm et les épaisseurs des tubes de CFRP utilisés étaient de 0.11, 0.23 et 0.55 mm. La résistance à la compression moyenne du béton est de 38 MPa à 28 jours. Du côté externe des tubes de FRP remplis par béton, des jauges de contrainte ont été attachées à mi-hauteur des spécimens pour mesurer la contrainte longitudinale et latérale pendant le chargement. Deux LVDTs ont été également reliés aux blocs en acier qui transfèrent la charge au béton. Ils ont constaté que les colonnes renforcées par les tissus en fibres de carbone ou en fibres de verre montrent une croissance significative de la résistance et la ductilité comparées à celles des spécimens non confinés. Le taux d'accroissement dépend de l'épaisseur du tube, des propriétés mécaniques du tube composite et de la résistance du béton témoin. Des bruits de fissuration ont été entendus pendant l'étape moyenne du chargement. Le mode de rupture des spécimens composites a été généralement marqué par la rupture du tube de fibre avec l'éclatement le long de la mi-hauteur du spécimen (Figure II.4). Dans le cas des tubes de fibre de carbone, la rupture était plus soudaine et a été accompagné de la rupture simultanée du tube composite et de l'écrasement du noyau de béton.



Figure-II-4 Modes de rupture des spécimens (Saafi et autres, 1999) [13]

La courbe contrainte-déformation du béton confiné par les tubes en FRP présente une allure bilinéaire dans les directions axiales et latérales (*Figure II.5*). Dans la première zone linéaire, le béton a principalement pris la charge axiale et la pente du béton confiné était identique que la pente pour le béton non confiné. Aux niveaux d'effort près de l'effort ultime du béton non confiné, une zone de transition apparaisse dans la deuxième partie de la zone bilinéaire. La deuxième pente est fonction de la rigidité du tube en FRP. Le point de courbure entre les deux

pentes a eu lieu aux niveaux d'effort légèrement plus haut que la résistance du noyau de béton non confiné.



Figure-II-5 Courbes contrainte-déformation simplifiées de béton confiné par FRP (Saafi et autres, 1999) [13]

Selon *Saafi et autres (1999)* **[12]**, la résistance à la compression maximale de béton confiné par FRP peut être calculée d'après l'équation suivante :

 $f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.84} \right]$ (II.1)

Chaallal et Shahawy (2000)[14], ont présenté les résultats d'une recherche expérimentale sur les performances des poutres-colonnes de béton armé renforcées avec un matériau composite CFRP (bidirectionnel) extérieurement appliqué. Le moment externe a été appliqué aux spécimens par des croisillons qui ont été moulés en tant qu'élément de colonnes. Les spécimens d'essai choisis pour l'étude ont une section rectangulaire de 200×300 mm et une longueur totale de 3500 mm (*figure II.21*). Six séries d'essais ont été réalisées sur les spécimens. Les cinq premières séries, avec des excentricités de 0, 75, 150, 300, et 400 mm, ont été exécutées sous une condition de charge combinée (axiale et flexion). La sixième série a été examinée dans la flexion pure quatre points sans la charge axiale.

Les résultats des essais de *Chaallal et de Shahawy* indiquent que la capacité de résistance de poutres-columns s'améliore de manière significative en raison de l'action combinée longitudinale et transversale du tissu composite bidirectionnel. Les fibres de CFRP
longitudinale ont contribué de manière significative à la capacité de flexion, tandis que les fibres transversales ont augmenté la capacité de compression par l'action de confinement. Sous la combinaison de la force axiale et de moment de flexion, un gain de 70% dans la capacité de moment a été atteint. L'augmentation de la déformation a la compression due à l'effet de confinement varié de 49% à 66%. Le confinement transversal a été engagé dans la zone de compression au début de chargement. Les auteurs ont proposé un procédé de conception, basé sur la résistance du béton confiné dans la zone de compression, en même temps qu'un rapport efficace de confinement cela prend en considération la forme rectangulaire des poutres-colonnes.



Figure-II-6 Dimensions de spécimen en millimètres (Chaallal et Shahawy, 2000) [15].

Fam et Rizkalla (2001) [16], ont examiné 12 cylindres tubulaires hybrides d'un rapport longueur par rapport au diamètre de 2,2 sous la compression axiale. Les essais ont été visés pour étudier les effets de la structure en stratifié, l'effet de la configuration de la section en coupe, effet de l'état de GFRP tube/interface béton, effet des tailles de trou et l'effet de l'épaisseur des tubes. La résistance à la compression de béton varie de 37 à 58 MPa.

L'étude a décrit le comportement des tubes de GFRP remplis de béton axialement chargés ainsi que l'effets bénéfiques de confinement dans des applications pratiques et des conditions de charge réalistes. Pour évaluer l'effet bénéfique du comportement sur toute la portance des cylindres, le comportement axial mesuré (charge-déformation) a été comparé à celui obtenu par la superposition du comportement axial du tube creux de GFRP et du noyau de béton témoin (figure II.6). L'étude expérimentale a étudié trois aspects :

- tubes de GFRP partiellement remplis avec des trous intérieurs ;
- un tube dans un système de tube;

- sections composites entières où le tube et le noyau sont collés pour résister à la charge totale axiale appliquée.



Figure-II-7 Effet de confinement sur le comportement du béton (Fam et Rizkalla, 2001a) [16].

M. Shahawy et autres (2000)[17], ont réalisé des essais de compression axiaux sur un total de 45 cylindres de béton confiné par fibres de carbone et 10 cylindre de béton non confiné avec un diamètre de 155 mm et une hauteur de 305mm. Le programme expérimental a inclus deux paramètres : résistance de béton et nombre de couches des enveloppes en carbone. Deux résistances de béton 20.7 MPa et 44 MPa ont été employées. Les spécimens de 20.7 MPa ont été enveloppés avec 1, 2, 3, 4, ou 5 couches de tissu, alors que les spécimens de 44 MPa étaient enveloppés avec 1, 2, 3, ou 4 couches. Pour chaque béton et nombre de couches, cinq échantillons identiques ont été réalisés.

De leurs travaux, les auteurs ont constaté que l'enveloppe a augmenté de manière significative la résistance et la ductilité du béton en raccourcissant sa dilatation latérale. Un modèle de confinement qui a été à l'origine développé pour les tubes FRP en verre remplis de béton a \triangleright

montré la bonne concordance avec les résultats d'essai. Les conclusions suivantes ont été développées :

- Le même modèle de confinement peut être appliqué aux tubes FRP remplis de béton et aux cylindres de béton enveloppés par des fibres, parce que l'adhérence entre le béton et l'enveloppe ne semble pas affecter le comportement de confinement significativement.
- Le même modèle de confinement peut être appliqué à tous les deux types de fibres en carbone et en verre, tant que le modèle a incorporé la tendance de dilatation du béton en fonction de la rigidité de l'enveloppe.





Figure-II-8 (a) instrumentation; (b) mode de rupture des spécimens de béton enveloppés par des fibres de carbone [17].

Huei-Jeng Lin et Chin-Ting Chen (2001)[18], ont étudié la résistance des cylindres en béton confinés par des matériaux composites selon trois manières différentes. En premier lieu c'était l'essai de résistance sur un cylindre de béton renforcé par différents nombres de couches de matériaux composites en fibres de verre ou en fibres de carbone. Les phénomènes mécaniques de la rupture et le rapport entre la résistance de cylindre et le nombre de couches du composite sont étudiés.

Le deuxième ensemble d'expériences est concentré sur la résistance d'un cylindre de béton confiné à la fois par les fibres de verre et les fibres de carbone.

Le troisième c'est l'étude de la résistance du cylindre en confinant partiellement le cylindre avec des matériaux composites en fibres de carbone et en fibres de verre.

Deux types d'éprouvettes de dimensions 120×240 mm et 100×200 mm ont été employés dans les expériences.

Une ou deux couches de matériau composite en fibre de verre ou en fibres de carbone ont été alors enroulées autour des cylindres. La figure II.8 présente un diagramme typique contraintedéformation d'un cylindre de béton confiné.

Au début et pendant que l'effort axial agit sur le cylindre de béton confiné, le béton soutient le chargement. La similitude dans la pente initiale de la courbe entre le cylindre de béton confiné et non confiné indique que la pression de confinement au début sera faible. Après que la contrainte dépasse le point f_{co} , la courbe contrainte-déformation aura une pente de plus en plus petite qui se développe linéairement en approchant la rupture finale. Les figures II.9 et II.10 montrent les phénomènes de rupture des cylindres de béton enveloppés par des matériaux composites (fibres de verre et fibres de carbone).



Figure-II-9 Diagramme typique contrainte-déformation de béton confiné [19].



Figure-II-10 Mode de rupture des cylindres



Figure-II-11 Mode de rupture des cylindres enveloppés avec fibres de carbone

Huei-Jeng Lin et Chin-Ting Chen [18], ont étudié aussi des cylindres enveloppés avec trois couches de matériau composite en fibres de verre et en fibres de carbone. Le confinement a suivi deux modèles. Dans le premier modèle, une couche en fibres de verre et deux couches en fibres de carbone ont été employées, alors que le deuxième modèle a employait deux couches en fibres de verre et une couche en fibres de carbone. En Totalité six empilements ont été adoptés : G/C/C, C/G/C, C/C/G, G/G/C, G/C/G et C/G/G.



Figure-II-12 Ordres d'empilement (C: carbone, G: glass).



Figure-II-13 Mode de rupture des cylindres enveloppés par :(a) G/C/C; (b) C/G/C et (c) C/C/G.

D'après les résultats expérimentaux obtenus, Huei-Jeng Lin et Chin-Ting Chen [18], ont conclu que :

- l'augmentation de la résistance des spécimens de béton confiné est proportionnelle au nombre de couches du matériau composite. Ce phénomène est le même que celui discuté par *Hanna et Jones* [1997].
- dans le cas ou on emplois deux ou plusieurs matériaux composite différents pour envelopper le cylindre de béton, l'effet de l'ordre d'empilement doit être pris en considération. Ils recommandent de confiner le cylindre de béton tout d'abord avec le matériau composite le plus ductile.
- La résistance d'un cylindre de béton confiné renforcé par différents matériaux composites dans des régions distinctes, est inférieure à celle d'un cylindre renforcé par un seul matériau composite, ainsi, ce genre de renfort n'est pas recommandé.

Ces auteurs ont proposé un modèle simple de rupture qui dérive de l'observation des phénomènes expérimentaux. Les résultats du modèle simple et d'autres modèles développés jusqu'ici sont analysés et comparés aux données expérimentales. Les résultats comparatifs démontrent que le modèle proposé correspond plus étroitement aux expériences que les autres modèles.

Karabinis et Rousakis (2002)[19], ont présenté une étude effectuée sur 22 spécimens cylindriques avec des dimensions de 200×320 mm. Dix-huit (18) des spécimens ont été

confinés par une feuille continue de fibres de carbone FRPC avec une largeur de 300 mm. Dans chaque triade de spécimens identiques, une, deux et trois couches de feuille de carbone ont été appliquées.

Pour la construction des spécimens du béton, deux mélanges ont été employés avec une résistance de 38.5 MPa et 35.7 MPa, respectivement.

Les cylindres enveloppés sont conservés dans des conditions de laboratoire pendant plus de 12 jours après le coulage, ensuite ont été examinés à 56 jours.

Les recherches de *Karabinis et Rousakis*, indiquent que les feuilles en fibres de carbone peuvent effectivement augmenter la résistance et la ductilité du béton. La rigidité de matériau composite est le paramètre de conception principal.

La rupture des spécimens enveloppés était très bruyante suivi d'une rupture « explosive » de la feuille de fibre de carbone. La rupture a commencé au mi hauteur des spécimens avec un développement soudain ou progressif dans les bandes de la feuille du carbone (*figure II.13.a*). Une rupture prématurée s'est produite dans quelques spécimens dus à la rupture locale de la feuille (*figure II.13.b*). Dans quelques spécimens ils ont observé une rupture au niveau de chevauchement (*figure II.13.c*).



Figure-II-14 Mode de rupture des spécimens (Karabinis et Rousakis)[19].

Ils ont proposé un modèle simple basé sur la théorie de plasticité pour la prévision du comportement contrainte-déformation des colonnes cylindriques confinées par FRP. Les prévisions du modèle sont comparées avec les données expérimentaux et trois modèles existants. De la comparaison ils ont observé la corrélation satisfaisante des résultats expérimentaux et analytiques.

Lam et Teng (2003) [20]:

L'établissement du modèle est basé sur les résultats expérimentaux de 171 éprouvettes. La déformation axiale du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» est un des paramètres clé pour retracer la courbe contrainte-déformation, et peut être reliée à la pression latérale de confinement *fl* (Karbhari et Gao 1997 ; Lam et Teng 2003a).

Lam et Teng se sont penché sur l'effet des différents types de fibres sur la déformation axiale ultime du béton confiné avec des matériaux composites «PRF», ils ont relié la déformation axiale ultime du béton confiné avec des matériaux composites «PRF» à la pression de confinement . ils ont proposé deux équations pour calculer la déformation axiale ultime (qui correspond à la valeur au pic de la relation contrainte-déformation) du béton confiné avec des matériaux composites respectivement de type «PRFC» et de type «PRFV». Ce modèle est le premier modèle pour le béton confiné avec des matériaux composites qui tient compte du type des fibres du composite utilisé pour le confinement. À cet effet les auteurs proposent Pour le béton confiné avec des «PRFC» :

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 2 + 15 \frac{f_I}{f_{co}}$$
.II.2)

Pour les tubes en «PRFV» remplis de béton :







Figure-II-16 Rupture de spécimens confinés avec des «PRF» (rupture par traction du «PRF»), (a) spécimen carré et (b) spécimen rectangulaire avec des coins arrondis. (Lam et Teng 2003b) [20].

Matthys et autres (2005)[21], ont présenté les résultats de huit colonnes à grande échelle axialement chargées confinées par FRP. Les colonnes étaient de 400 mm en diamètre et 2 m de hauteur (*Figure II.14*). Les variables considérées dans le programme expérimental ont inclus le type de FRP (CFRP, GFRP, et polymère de tissu-renforcé hybride contenant une combinaison des fibres en verre et de carbone), l'enveloppement complet ou partiel et l'orientation de fibre (circulaire et hélicoïdal). La déformation de rupture des FRP circonférentielles et l'effet de l'augmentation de l'action de confinement ont été étudiés. Un des objectifs principaux de l'étude est la comparaison des différents modèles existants de résistance à la compression aux essais expérimentaux rassemblés en cette étude. Une révision d'un modèle existant s'est développée par l'auteur (*Toutanji, 1999*) a été présentée. Le modèle a été mis à jour pour adresser la déformation efficace de rupture de FRP attribuée aux concentrations de contrainte localisées près de la rupture dû aux déformations non homogènes du béton endommagé.



Figure-II-17 Dimensions de colonne et configuration d'enveloppe (Matthys et autres, 2005) [21].

Une comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux prévue par les modèles existants a montré que les modèles disponibles ont été développés et basés sur les cylindres de petite taille, certains ont prévu la résistance ultime des colonnes à grande échelle assez exactement. Basé sur les essais effectués sur les colonnes à grande échelle enveloppées, et la vérification analytique effectuée, ils ont constaté que le confinement du béton au moyen d'enveloppe de FRP est une technique efficace pour augmenter la résistance et la ductilité.

Cependant, la configuration de l'enveloppe a une influence considérable sur l'efficacité du confinement fourni par FRP. Dans le cas des colonnes avec enveloppement partiel, une pression de confinement relativement faible a été obtenue comme une section du béton non confiné, ayant pour résultat une augmentation faible de résistance. L'enveloppement hélicoïdal a montré une augmentation faible de résistance et de déformation axiales à la rupture, comparé à l'enveloppement circulaire. C'est dû au fait que les fibres ne sont plus alignées d'une manière optimale pour retenir l'expansion latérale du béton. *La figure II.15* montre la rupture d'une colonne partiellement enveloppée examinée par *Maathys et autres (2005)*.



Figure-II-18 Rupture de colonne partiellement enveloppée (Maathys et autres, 2005) [21].

Hadi (2006)[22], a moulé et examiné neuf colonnes courtes avec des résistances de béton de 57 MPa. Les colonnes étaient de 205 mm de diamètre et de 925 mm de hauteur. Trois colonnes ont été renforcées avec des barres en acier longitudinales, trois étaient des colonnes de béton enveloppées avec trois couches de CFRP, et les autres trois colonnes ont été enveloppées avec trois couches de FRP de verre E. De chaque groupe, une colonne a été examinée sous un chargement concentrique (*Figure II.16*), un à 25 mm d'excentricité et un à 50 mm d'excentricité.



Figure-II-19 L'installation expérimentale de colonne confinée par CFRP avec une charge concentrique (Hadi, 2006) [22].

Les essais ont montré qu'en comparaison avec des colonnes de béton armé intérieurement, les colonnes confinées par FRP présentent une capacité de charge plus élevée et une ductilité plus élevée sous un chargement concentrique et excentrique.

Berthet et al (2006)[20] :

Dans une étude expérimentale réalisée en 2005, Berthet et al, ont montré que pour les

bétons à hautes résistances ($f'_{co} > 50$ MPa) confinés avec des «PRF», la valeur du coefficient d'efficacité du confinement baisse quand la résistance à la compression maximale du béton f_{co} augmente. Cependant, pour des bétons de résistance similaire, sa valeur est constante quel que soit le rapport de confinement et le gain de résistance est fonction non seulement du rapport de confinement mais aussi de la résistance à la compression maximale du béton f'_{co} . Néanmoins, pour les bétons ordinaires avec une résistance à la compression maximale comprise entre 20 et 50 MPa, le gain de résistance dépend seulement de la pression de confinement générée par le «PRF».

En tenant compte de l'influence de la résistance à la compression du béton f'_{co} sur le comportement ultime du béton confiné avec des matériaux composites «PRF», Berthet et al, (2006) ont proposé le modèle suivant :

$$f'_{cc} = f'_{co} + 3,45 \ .f_{l,r}$$
; pour $20 \le f'_{co} \le 50 \text{ MPa}$.
....(II.4)

$$f'_{cc} = f'_{co} + \frac{9.5}{(f'_{co})^{1/4}} f_{i,r}$$
; pour $50 \le f'_{co} \le 200 \text{ MPa}.$





Cylindres confinés avec «PRF» de Carbone (4 couches)

Cylindres confinés avec «PRF» de Verre (3 couches)

Figure-II-20 Rupture du «PRF» dans un essai de compression sur des éprouvettes cylindriques en béton confinées avec des «PRFC» et des «PRFV» (Berthet et al. 2005 [20].

G. WU et autres (2008)[23], ont étudié le comportement des cylindres de béton confinés avec un composite hybride de FRP. Un total de 35 spécimens cylindrique avec des dimensions de diamètre de 150 mm et de 300 mm de longueur ont été examinés, inclus trois cylindres de béton non confiné comme des spécimens témoins, 12 cylindres de béton confinés avec un même type de feuille de FRP et 20 spécimens confinés avec les feuilles hybrides de FRP. Les paramètres expérimentaux incluent les différents types de feuilles de FRP, le nombre de couches de feuilles de FRP et les différents genres d'hybridation avec deux ou trois types de composite de FRP.

Cinq différents types de composite en FRP ont été employés dans ce travail : CFRP de haute résistance (CF1) ; CFRP de haut module (CF7) ; FRP Aramide (AF) ; FRP Verre (GF) ; et FRP PBO (PF). Pour utiliser des feuilles de FRP à leur pleine capacité, des essais sur des feuilles de FRP ont été effectuées dans le laboratoire pour évaluer leurs propriétés mécaniques, les enveloppes de FRP ont été formées en imbibant une feuille continue de fibre utilisant la résine époxyde appropriée. Dix spécimens de chaque type de feuille de FRP ont été examinés.

Pour des cylindres confinés avec un seul type de feuilles de FRP, La longueur de recouvrement est de 100 mm (*figure 22a*). Pour des cylindres de béton confinés en FRP hybride, les endroits de recouvrement pour différentes feuilles de FRP sont considérés en tant que distribution suivant les indications du (*figure 22 (b) et (c)*). Huit jauges de déformation ont été installées pour mesurer la déformation des feuilles de FRP. Quatre des jauges ont été localisés à la mi-hauteur pour mesurer les déformations radiales du FRP. En outre, le

déplacement axial des cylindres de béton confinés par FRP a été mesuré en utilisant deux capteurs volumétriques linéaires (LVDT) avec un taux d'effort axial de 10 kN/min. *La figure II.21* montre les détails de l'installation d'essai



Figure-II-21 Installation d'essai (G. WU et autres (2008)) [23].



Figure-II-22 Enveloppe de FRP: (a) Un seul type; (b) Deux types; (c) Trois types.

Cette étude réalisée sur les cylindres de béton confinés avec les composites hybrides de FRP indique que le confinement peut être efficace en augmentant la résistance, la ductilité et l'énergie de la capacité d'absorption des cylindres de béton.

Basé sur les investigations et les résultats expérimentaux et analytiques, *G. WU et autres* ont tiré les conclusions suivantes:

Pour les cylindres de béton confinés avec les feuilles hybrides de FRP, le rapport hybride est très important. Si le rapport de la résistance de confinement de la haute ductilité de la feuille de FRP à la basse ductilité est bas, l'hybridation peut être inefficace, et si le rapport est trop haut, l'hybridation ne sera pas économique.

- La résistance ultime du béton confiné par FRP peut être améliorée en ajoutant une feuille de haute résistance de FRP à une feuille de haute ductilité de FRP. Le coefficient de Poisson ultime du béton confiné par FRP- hybride peut être prévu par des équations pour les spécimens confinés seulement avec des feuilles de FRP de haute ductilité. En conséquence, la déformation ultime demeure la même que pour les spécimens confinés seulement avec une feuille FRP de haute ductilité.
- Les modèles analytiques proposés pour prévoir la résistance ultime et la déformation des cylindres de béton confinés avec des composites hybrides de FRP montrent la bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Le modèle multilinéaire suggéré peut raisonnablement prévoir la relation contrainte-déformation des cylindres de béton confinés avec FRP hybride.

Riad Ben Zaid (2010) [20]: 175 spécimens de différentes géométries ont été testés en utilisant trois classes de béton différentes. D'autre part, pour chaque série de béton, ont été confectionné cinq cylindres Ø160x320 mm supplémentaires (3 pour mesurer la résistance à la compression à 28 jours et 2 pour la résistance à la traction du béton). Pour les spécimens en B.A du programme principal, les armatures de renforcement étaient constituées de 4HA12 mm (Fe E 500 MPa) pour les armatures longitudinales (Al) et des ronds lisses Ø8 mm (Fe E 235 MPa) pour les armatures transversales (At) avec des espacements de 140 mm. Les paramètres considérés sont : le nombre de plis du renfort «PRFC», la résistance à la compression du béton non confiné *fco*, le rapport de confinement (défini par le rapport de la surface de fibres à la surface de béton d'une section transversale), la forme de la section (circulaire ou carrée), l'élancement des colonnes (L/D) et le degré d'endommagement.



Figure-II-23 Longueur de chevauchement pour un spécimen circulaire confiné avec 1 pli «PRF»

Dans le programme principal, les extrémités de toutes les colonnes de 1000 mm de hauteur confinées avec des «PRFC» ont été renforcées par des bandes de 100 mm de largeur. Ces bandes additionnelles étaient appliquées avec le même nombre de plis que les colonnes considérées, voir Figure II.2.5. Cette mesure a été prise afin d'éliminer les risques de rupture prématurée aux extrémités des colonnes lors du chargement.





Mode de Rupture :

Colonnes carrées :

Les colonnes de section carrée (140x140x1000 mm) en béton armé confinées avec des «PRFC» ont toutes subi une rupture de l'enveloppe composite qui survient toujours au niveau des coins et se localise dans le tiers (1/3) supérieur ou inférieur de la hauteur de la colonne (Figure II.). Pour toutes les colonnes testées, le béton a été arraché dans les zones de rupture



P1000-BA26-3P1



P1000-BA26-1P1



P1000-BA26-0P1

Figure-II-25 Mode de rupture des colonnes (140x140x1000 mm) confinées avec des matériaux composites «PRFC»

Colonnes circulaires :

Dans la catégorie des colonnes circulaire (Ø155x1000 mm) en béton armé confinées avec des «PRFC», la rupture de l'enveloppe composite a été perpendiculaire aux fibres de carbone suivi d'une rupture dans le sens circonférentiel de la colonne suivant des bandes de différentes largeurs qui se localise dans le tiers (1/3) supérieur ou inférieur de la hauteur de la colonnes (Figure II.3.18).



Col.155-BA26-1P1

Col.155-BA50-1P1

Col.155-BA62-1P1

Figure-II-26 Mode de rupture des colonnes (Ø155x1000 mm) confinées avec des matériaux composites «PRFC» [20]

II-5 PROPOSITION D'UNE NOUVELLE TECHNIQUE DE CONFINEMENT :

La technique proposée consiste en un confinement hélicoïdal d'un cylindre en béton de dimensions 150x300 (mm) avec des bandes de tissu composite. Des bandes de tissu de verre sont découpées et collées en surface du cylindre. Le collage commence sous forme d'un anneau circulaire à mi-hauteur du cylindre à partir duquel on pose notre bande selon une hélice dextre (dans le sens trigonométrique) sur les deux moitiés du cylindre. On répète le procédé dans le sens contraire, en collant la bande selon une hélice senestre (dans le sens contraire, en collant la bande selon une hélice senestre (dans le sens contraire).

Afin de mettre en évidence l'effet du confinement hélicoïdal sur la résistance à la compression du béton, un programme à base d'éléments finis sous Castem a été élaboré. Ce programme tient compte de la variation du pas de l'hélice..

II-6 MODELISATION DU COMPORTEMENT A LA COMPRESSION D'UN BETON CONFINE :

L'étude théorique des éléments renforcés par les matériaux composites, montre que le comportement mécanique du béton comprimé est une modélisation élastique linéaire suivi par une courbe non linéaire, Dans le cas du renfort collé sur l'extérieur de la face de l'élément, il faut tenir compte du traitement de surface, l'influence du glissement et la rupture prématurée à l'interface due au décollement de la plaque influe directement sur la rigidité et la résistance. Les études expérimentales montrent les modes de rupture de l'interface par le couplage de cisaillement et des contraintes normales ou une rupture en traction de la couche de béton située entre le matériau composite et les aciers.

Plusieurs expressions, citées dans la littérature, estimant la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic ε_{cc} . Un résumé de certaines des expressions est présenté dans le tableau I. Presque tous les modèles analytiques ont été développés sur la base des études expérimentales.

Le confinement peut améliorer la résistance à la compression et la ductilité du béton. La plupart des modèles ont été raffinés en utilisant des données du béton qui est confiné par les matériaux composites FRP.

Author	Type of Confinement	Ultimate Strength f_{cc}	Ultimate Axial Strain ⅇ
Fardis and Khalili (1981)	GFRP- encased concrete	$f_{\infty}\left[1+2.05\left(\frac{f_l}{f_{\infty}}\right)\right]$	$0.002 \left[1 + 0.5 \left(\frac{E_f t_f}{D f_{\infty}} \right) \right]$
Karbahari and Eckel (1993)	FRP-encased concrete	$f_{co}\left[1+2.1\left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^{0.87}\right]$	$0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{2t_f f_f}{D f_{\infty}} \right) \right]$
Mirmiran and Shahawy (1997)*	GFRP- encased concrete	f_{∞} + 4.269 $f_{l}^{0.587}$	
Miyauchi, et al. (1997)**	CFRP- wrapped concrete	$f_{\infty}\left[1+3.5\left(\frac{f_l}{f_{\infty}}\right)\right]$	$0.002 \left[1 + 10.6 \left(\frac{2t_f f_f}{D f_{op}} \right)^{0.373} \right]$
Samaan, et al. (1998)*	GFRP- encased concrete	f_{co} + 6.0 $f_l^{0.7}$	$\frac{f_{cc} - 0.872 f_{co} - 0.371 f_l - 6.258}{245.61 f_{co}^{0.2} + 1.3456 \left(\frac{E_f t_f}{D}\right)}$
Saafi, et al. (1999)	CFRP and CFRP encased concrete	$f_{\infty}\left[1+2.2\left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^{0.84}\right]$	$\varepsilon_{co} \Biggl[1 + \Bigl(537 \ \varepsilon_f + 2.6 \Bigr) \Biggl(rac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \Biggr) \Biggr]$
Toutanji (1999)	CFRP and GFRP wrapped concrete	$f_{co}\left[1+3.5\left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^{0.85}\right]$	$\varepsilon_{co} \Bigg[1 + \Big(310.57 \ \varepsilon_{f} + 1.9 \Big) \Bigg(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \Bigg) \Bigg]$
Spoelstra and Monti (1999)	CFRP and GFRP- wrapped and encased concrete	$f_{\infty} \left[0.2 + 3 \left(\frac{f_l}{f_{\infty}} \right)^{0.5} \right]$	$\sigma_{co} \left[2 + 1.25 \left(\frac{E_c}{f_{co}} \right) \sigma_f \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}}} \right]$

Tableau II Expressions de la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic.

Notes: * unite en MPa, ** Equation de ε_{cc} est valuable pour $f_{co} = 30$ MPa

CFRP = Carbon fiber reinforced polymer, GFRP = Glass fiber-reinforced polymer,

 f_{co} et ε_{co} : Résistance à la compression et la déformation au pic de béton non confiné respectivement,

 E_f et f_f : module d'élasticité et la résistance à la traction de tube en FRP,

 f_l : contrainte latérale de confinement, tf = épaisseur de FRP tube, D = diamètre de cylindre de béton.

III-1 HISTORIQUE :

Le développement des codes de calcul a évolué de pair avec le matériel informatique Au départ, les programme de calcul étaient créent pour résoudre des donné et fonctionnaient généralement en boite noire. Trois programmes constituants le noyau CASTEM ont été développés au CAE/DMT ; il s'agit d'un programme de maillage, d'un programme de calcul et d'un programme de visualisation des résultats.

La multiplicité des programmes a ensuite conduit à développer des programmes de calcul distincts capables de communiquer entre eux, le cas échéant les progrès du matériel informatique a alors permis de développer de nombreuses fonctions qui permirent de réduire le temps de préparation des jeux de données .

Ainsi il fallait remettre à niveau tous les codes en répercutant dans chacun les améliorations et corrections effectuées dans l'un d'entre eux, de plus les jeux de données devenaient de plus en plus compliqué et le post-traitement devait être capable de relire les fichiers différents selon les codes de calcul utilisés.

A ces problèmes se sont ajouté de nouveaux besoins tels que les structures plus complexe mettant en jeu de phénomènes varié et couplé (couplage mécanique ,thermique) ou bien intégration des fonctions des fonction de maillage dans le processus de calcul (optimisation de forme).toutes ces considérations ont conduit à repenser à la base le problème de calcul numérique de manière à développer un code de calcul de nouvelle génération CASTEM.

Contrairement aux anciens code de calcul, écrit pour résoudre des problèmes donnés et auxquels l'utilisateur doit se plier .CASTEM peut s'adapter aux besoins de l'utilisateur, Pour résoudre ses problèmes, de plus CASTEM2 a donné à l'utilisateur la connaissance du problème effectivement posé et des méthodes employées. [24]

III-2 LA SIMULATION NUMERIQUE :

La simulation numérique par éléments finis des problèmes de mécanique est aujourd'hui une réalité scientifique. Elle permet de mettre au point, des études en réduisant recourent à la méthodologie expérimentale et empirique d'erreur-correction qui est beaucoup plus couteuse. Ainsi des logiciels de mise en forme (Forge2, Forge3, Marc/Auto forge, Déformé, etc.) sont aujourd'hui développés dans le but de simuler des phénomènes physiques intervenant en mise en forme des pièces. La modélisation de ces phénomènes permet de simuler correctement la mise en forme d'un matériau et de jouer sur certains paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser le procédé. La simulation de l'endommagement dans les

procédés de mise en forme a pour but de prédire où et quand un endommagement significatif apparait. Pour ce faire, les principaux phénomènes et leurs interactions doivent être correctement pris en compte. [25]

III-3-Présentation de CASTEM :

CASTEM est un logiciel de calcul de structures par la méthode des éléments finis et plus généralement de résolution d'équations aux dérivées partielles par la méthode des éléments finis. Il a été développé au Département de Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat à L'Energie Atomique (CEA). La principale particularité de CASTEM, est d'être extrêmement adaptable aux multiples applications propres à chaque utilisateur. [26]



Figure-III-1 interface graphique de Castem

III-4 SYNTAXIQUE GENERALE DU GIBIANE :

Gibiane est le langage qui permet de communiquer avec le programme. La syntaxe est basée sur L'utilisation de directives, d'opérateurs et de procédures qui s'appliquent à des opérandes. La procédure peut utiliser, suivant sa définition, l'une ou l'autre des syntaxes en respectant un certain nombre de règles syntaxiques dont les principales sont données ci-dessous :

➤ -Les caractères espace, virgule, égal, % et deux-points sont des séparateurs.

- -Les tabulations ne sont pas comprises par CASTEM. Ainsi, pour la mise en forme des fichiers d'instruction, il faut utiliser seulement des espaces.
- Le point-virgule termine une instruction. S'il est omis à la fin d'une ligne, CASTEM considère que la ligne suivante fait partie de l'instruction. Attention donc à ne pas l'oublier car c'est une cause fréquente d'erreur.
- -Une instruction doit être écrite sur moins de 9 lignes, mais une même ligne peut contenir plusieurs instructions.
- Seuls les 72 premiers caractères d'une ligne sont pris en compte.
- -L'interprétateur 'Gribane' ignore toute ligne dont le premier caractère est un astérisque, la ligne étant alors considérée comme un commentaire.
- Les opérateurs et les directives sont définis par leurs 4 premiers caractères, les caractères suivants n'étant pas pris en compte (par exemple TRACER est lu comme l'opérateur TRAC).
- L'instruction est interprétée de gauche à droite. Dès que le programme reconnaît un opérateur, il lui transmet le contrôle de l'exécution. CASTEM ne fait donc pas la priorité des opérations dans les calculs mathématiques.
- Une instruction peut contenir des parenthèses. Conformément aux règles de l'algèbre, les instructions contenues dans les parenthèses les plus internes sont exécutées avant celles contenues dans les parenthèses les plus externes.
- Le signe = permet de donner un nom au résultat d'une instruction.
- ➤ -La longueur du nom attribué à un objet ne doit pas dépasser 8 caractères. Il est
- conseillé de terminer le nom d'un objet par un chiffre afin de s'assurer de ne pas utiliser le nom d'un opérateur déjà existant dans CASTEM.
- -CASTEM ne fait pas la distinction entre majuscule et minuscule excepté pour les noms d'opérateurs utilisés entre guillemets simples. Ainsi les mots fin, FIN ou 'FIN' feront appel à l'opérateur FIN alors que 'fin' ne sera pas compris.

III-5 UNITES :

CASTEM ne dispose d'aucun système particulier d'unités de mesure. C'est à l'utilisateur de fournir les données dans un système cohérent. Une fois que les unités de mesure utilisées dans les données sont définies, tous les résultats seront exprimés dans ces mêmes unités. Il existe

cependant une exception à cette règle concernant la mesure des angles qui doivent toujours être exprimés en degrés. [26]

Le tableau suivant présente deux exemples de systèmes cohérents :

longueur	force	contrainte
m	Ν	Ра
mm	Ν	MP

Tableau III représentation des unités dans Castem

III-6 PROCEDURE DE RESOLUTION D'UN PROBLEME AVEC CASTEM :

Tout problème (mécanique, thermique, chimique.....) résolu avec Castem doit être construit de la manière suivante :



Figure-III-2 schéma de l'organigramme de résolution globale

Dans Castem

III-6-1 Paramètres généraux :

Il s'agit de définir les options générales de calcul. On précise notamment ici la dimension du problème (1d, 2d, 3d) le type de l'élément, les hypothèses de calcul (par ex 'contrainte plane'), ici nous avons opté un maillage 'CUB8' dont la dimension est en '3D'.

III-6-2 Géométrie :

La géométrie des différents éléments que l'on souhaite calculer se définit toujours selon la démarche suivante :

- ➤ -construction des points.
- -construction des lignes à partir des points.
- -construction des surfaces à partir des lignes.
- -construction du volume à partir des surfaces.

On va créer un cylindre confiné avec deux hélices chacune d'entre eux va engendré six tours, ce cylindre va être la somme de deux cylindres pris séparément dont les étapes sont les suivantes :

Création du cylindre inferieur



Figure-III-3 maillage du cylindre inférieur

Création du cylindre supérieur :



Figure -III-4 maillage du cylindre supérieur

Création de l'hélice inferieure :



Figure-III-5 maillage de l'hélice dextre inferieure

Création de l'hélice supérieure :



Figure-III-6 maillage de l'hélice dextre supérieure

Création de l'hélice inverse pour le cylindre supérieur :



Figure-III-7 maillage de l'hélice sénestre supérieure



Création de l'hélice inverse pour le cylindre inferieur :

Figure-III-8 maillage de l'hélice sénestre inférieure

Création de la 1ère cerce :



Figure-III-9 maillage Du 1^{er} cerce

✤ Création de la 2^{eme} cerce :



Figure-III-10 maillage Du 2 eme cerce

✤ Assemblage du cylindre et helice et helice inverse inférieurs et du cerec superieure :



Figure-III-11 géométrie du cylindre inferieur confiné

✤ Assemblage du cylindre et helice et helice inverse supérieur et du cerce superieure :



Figure-III-12 géométrie du cylindre supérieur confiné

* Assemblage des deux cylindres précédents pour obtenir la géométrie totale :



Figure-III-13 géométrie du cylindre total confiné

 La dernière étape c'est la représentation du cylindre confiné totalement avec deux hélices ayant six tours par une vue de face pour montrer les points d'intersection des deux hélices:



Figure -III-14 Vue de face pour le cylindre confiné

III-4-3 Modèle de comportement :

Le code CASTEM permet de gérer des problèmes très variés (mécanique, fluide, thermique). Il faut donc préciser avant tout calcul le modèle de comportement associé aux différentes géométries définies.

Pour le cylindre on choisit le comportement mécanique élastique plastique couplé à l'endommagement introduit dans Castem par le modèle 'LEMAITRE-CHABOCHE'.

Concernant l'hélice on va juste la considérer comme une condition aux limites très rigides sur le cylindre témoin que nous n'avons pas intérêt d'introduire ses caractéristiques pour Castem.

III-4-4 Caractéristiques des matériaux :

Le modèle de comportement choisi ci-dessus nous indique alors les différentes caractéristiques physiques ou mécaniques à préciser. Pour un modèle **mécanique élastique plastique endommageable (lemaitre-chaboche)** on devra fournir :

* le module d'Young.

*le coefficient de Poisson.

*la courbe 'contrainte-déformation en traction du béton, il nécessite aussi.

*EPSD : seuil d'endommagement.

* DC : valeur critique d'endommagement.

*EPSR : valeur de la déformation qui correspond a la rupture.

III-4-5 Conditions aux limites et chargement :

La définition des conditions aux limites et des chargements imposés à l'élément étudié est essentielle à la résolution de tout problème élément fini. Par exemple, pour un problème mécanique, les conditions aux limites pourront être des déplacements bloqués ou les chargements des forces imposées (poids propre, force ponctuelle).

Pour le cylindre notre condition aux limites est de bloquer (ux et uy et uz) de la surface de base et (ux et uy) pour celle supérieure.

Ensuite nous allons appliquer une pression répartie uniformément sur la surface supérieure du cylindre.

Pour les deux hélices et cerces nous bloquerons (ux et uy).

III-4-6 Résolution :

La résolution est dans la majorité des cas gérée par des opérateurs de CASTEM. Elle peut être linéaire (élasticité, thermique stationnaire) ou non linéaire (plasticité, viscoélasticité, thermique transitoire). Dans ce dernier cas, la résolution est approchée à l'aide de méthodes numériques (résolution explicite, implicite, semi-implicite).

nous avons opté pour un modèle élasto-plastique endommageable, il s'avère alors nécessaire d'utiliser le calcul 'pas-a-pas '.

III-4-7 Post-traitement :

La résolution des problèmes mécaniques donne la valeur du déplacement aux nœuds de la géométrie. Il convient alors d'exploiter ce déplacement pour déduire les autres résultats attendus (déformations, contraintes).

III-7 COMPORTEMENT DU BETON SOUS SOLLICITATION MONOTONE :

Le béton, largement utilisé dans la construction, présente un comportement non linéaire très complexe dû à son caractère hétérogène et quasi-fragile. Selon la nature et l'intensité de la sollicitation, cette hétérogénéité favorise le développement de divers modes de rupture et de propagation de fissures. Un modèle mathématique représentant ces modes d'une manière fiable tout en restant simple d'utilisation, n'existe pas dans la littérature.

L'évolution du comportement du béton, soumis à la compression uni-axiale par exemple figure (III.15), Peut être divisée en trois zones. Une partie élastique, où le matériau retrouve sa configuration initiale s'il est déchargé. Ensuite une partie ascendante (écrouissage positif) de la courbe contrainte déformation décrit le comportement non fissuré (présence uniquement de microfissures non visibles à l'œil nu), le déchargement durant cette phase montre la présence de déformations irréversibles. Enfin, une partie d'adoucissement (écrouissage négatif) où des microfissures coalescent en une ou plusieurs macrofissures (généralement visibles à l'œil nu). Celles-ci vont croître et se propager jusqu'à la rupture du matériau.



Figure-III-15 Réponse type en contrainte-déformation (axiale, transversale, volumique) d'une éprouvette cylindrique soumise à de la compression uni-axiale. Choinska (2006).

III-7 MODELISATION DU COMPORTEMENT STRUCTUREL DU BETON :

III-7-1 Modèles d'endommagement :

La spécificité de ce type de modèle est qu'il doit simuler la perte de rigidité du matériau au cours du chargement. Une variable d'endommagement **D**, scalaire dans le cas isotrope, tensorielle sinon, est définie. Dans le cadre de l'isotropie, la relation contraintes-déformations s'écrit comme :

$$\sigma_{ij} = (1 - D)E_{ijkl}\varepsilon_{kl}^e \tag{III-1}$$

Où E_{ijkl} et $\mathbf{\epsilon}^{e_{kl}}$ sont respectivement les composantes du tenseur d'élasticité d'ordre '4' et du tenseur des déformations élastiques.

Dans la mécanique de l'endommagement, la notion de contrainte effective σ'_{ij} , introduite par **Robotnov** en 1968, est considérée. Elle correspond à une contrainte du matériau non endommagé :

$$\sigma'_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{(1-D)} \tag{III-2}$$

Cet endommagement **D** peut également être décrit par une réduction de la surface résistante du matériau, par rapport à la charge appliquée. C'est le concept de surface effective (Lemaitre et Chaboche (1978)). L'endommagement est alors défini par

$$D = \frac{S_d}{S} \tag{III-3}$$

Où S_d est la surface occupée par les micro-défauts et S la surface totale. Si D est indépendant de l'orientation de la surface considérée (mico-défaut sphérique), la modélisation est dite isotrope.

III-7-1-1 Modèles d'endommagement isotrope :

Mazars (1984) a entrepris de modéliser les phénomènes de dégradation du béton par l'introduction d'une seule variable scalaire d'endommagement D. Celle-ci agit sur le comportement du matériau en modifiant ses caractéristiques mécaniques de la façon suivante :

$$\sigma_{ij} = (1-D)E_{ijkl}\varepsilon_{kl} \tag{III-4}$$

On remarque ici que l'équation (III-1) correspond strictement à l'équation (III-4) car aucun phénomène irréversible n'est pris en compte. La variable d'endommagement D quantifie l'influence de la microfissuration et vaut 0 pour un matériau sain et 1 pour un matériau totalement endommagé.

Critère de Mazars :

L'endommagement du béton dans ce critère est piloté par une variable appelée " déformation équivalente " et qui traduit l'état local d'extension du matériau durant le chargement. Sa définition est :

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^{3} \left(\langle \varepsilon_i \rangle_+ \right)^2} \tag{III-5}$$

Dans laquelle :

 ϵ_i est la déformation principale dans la direction i.

 $\langle \rangle$ + désigne les crochets de *Mac Cauley*. Si la valeur entre crochets est négative, alors cet opérateur rend une valeur nulle. Sinon, la valeur est inchangée.

L'évolution de l'endommagement scalaire est définie à partir d'une fonction seuil :

 $g(\varepsilon, k_d) = \varepsilon_{eq}(\varepsilon) - k_d$ (III-6)

Initialement, k_d vaut le seuil d'endommagement ϵ_{D0} et prend la valeur maximale atteinte par ϵ_{eq} durant l'histoire du chargement :

$$k_d = \max_{t} (\varepsilon_{eq}, \varepsilon_{D_0}) \tag{III-7}$$

La figure (III-16) présente la trace de la surface seuil décrite en contraintes planes.



Figure-III-16 Modèle de Mazars, tracé de la surface seuil dans le plan des contraintes ($\sigma_1 - \sigma_2$).

L'évolution de l'endommagement est déterminée par les conditions de Khun-Tucker :

 $g(\varepsilon^e, k_d) \leq 0, \quad \dot{k_d} \geq 0, \quad \dot{k_d}g(\varepsilon^e, k_d) = 0$ (III-8)

Pour représenter le comportement dissymétrique du béton, Mazars (1984) propose deux modes d'endommagement, D_t en traction et D_c en compression.

La combinaison linéaire de ces deux endommagements l'endommagement global isotrope :

$$D = \alpha_t D_t + \alpha_c D_c$$

i=1

$$D_{t,c} = 1 - \frac{1 - A_{t,c}}{\varepsilon_{eq}} + \frac{A_{t,c}}{\exp\left(B_{t,c}\left(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{D_0}\right)\right)}$$
(III-9)
$$\alpha_{t,c} = \left(\sum_{i=1}^{3} \frac{\left\langle \varepsilon_i^{t,c} \right\rangle \left\langle \varepsilon_i \right\rangle_+}{\varepsilon_{eq}} \right)^{\beta}$$

At ,Bt, Ac et Bc sont quatre paramètres du modèle. Les coefficients α_t et α_c représentent respectivement le couplage traction-endommagement et compression-endommagement. En traction pure $\alpha_t = 1$, $\alpha_c = 0$ et en compression pure $\alpha_t = 0$, $\alpha_c = 1$. L'exposant β est introduit pour diminuer la valeur de l'endommagement, lorsque le matériau est soumis au cisaillement. Les déformations $\langle \varepsilon_i^t \rangle$ et $\langle \varepsilon_i^c \rangle$ sont respectivement calculées à partir des contraintes principales de traction et de compression.

Ce critère est souvent utilisé pour sa simplicité et sa précision relative à représenter la rupture en modeI et la réponse globale sous un chargement monotone. La figure (III-17) présente les réponses du modèle d'endommagement de Mazars dans les tests en traction et en compression.



Figure-III-17 Réponse uni-axiale en traction (gauche) et compression (droite) du modèle d'endommagement de Mazars (d'après Mazars et al. (2006)).

III-7-2 Modèles de plasticité :
Lorsqu'un matériau est endommagé sous des sollicitations extérieures puis déchargé, les microfissures ne se referment pas totalement. La rugosité des fissures formées durant le chargement empêchent le retour à l'état initial. Comme nous l'avons vu, les modèles d'endommagement isotrope ne sont pas appropriés pour décrire les déformations irréversibles: une contrainte nulle correspond à une déformation nulle figure (III-17). Dans la quasi-totalité des modèles, les déformations irréversibles sont qualifiées de plastiques

et sont associées à la définition d'une fonction de charge (par analogie à la plasticité).

De nombreux modèles de plasticité associés avec les autres phénomènes non-linéaires ont été élaborés, afin de traiter les différents phénomènes liés au comportement complexe du béton. Parmi ces modèles, on peut citer le travail de Willam et Warnke (1974), Sfer *et al.* (2002) et Papanikolaou et Kappos (2007).

III-7-3 Couplage de l'endommagement et de la plasticité :

III-7-3-1 Apports du couplage :

Dans le contexte de notre étude, le comportement mécanique monotone (élasticité, écrouissage positif et adoucissement), doit bien évidement être reproduit, mais une attention particulière est apportée à la simulation du déchargement. Or, celui-ci quantifie généralement la valeur de l'endommagement expérimental et doit donc être simulé avec soin dans le cadre de problèmes couplés (couplage endommagement - perméabilité par exemple).



Figure-III-18 Comportement expérimentaux en traction (Gopalaratnam et Shah (1985)). Mise en évidence de la perte de rigidité et du développement de déformations irréversibles.

Deux phénomènes principaux caractérisant le comportement mécanique du béton en déchargement peuvent être observés : la diminution de la raideur élastique et le développement de déformations irréversibles (figure III-18). D'une part, un modèle d'endommagement isotrope reproduit la diminution de rigidité élastique avec une pente de déchargement passant toujours par l'origine (figure III-19a) qui implique une surévaluation de la valeur d'endommagement par rapport à l'expérience. D'autre part, les modèles plastiques prennent en compte les phénomènes irréversibles. Néanmoins, la plasticité n'est pas capable de reproduire la diminution de raideur caractéristique de la formation d'une microfissuration et la pente de déchargement est toujours élastique (figure III-19b), contrairement à l'expérience.

Alors, la combinaison de la plasticité et de l'endommagement peut apporter une réponse aux limitations des deux formulations en alliant leurs avantages (Jason (2004)). La perte de rigidité est toujours associée au développement d'un endommagement et la plasticité reproduit les déformations irréversibles.

La pente de déchargement (et donc la valeur d'endommagement) peut être calée sur des résultats expérimentaux (figure III-19 c).



Figure -III-19 Pente de décharge dans le cas uni-axial. a) Endommagement, b) plasticité et c) expérience

III-7-3-2 Effets d'échelle à la rupture des structures en béton :

Alors que du point de vue de l'analyse par éléments finis, un modèle non local est développé afin d'éviter une localisation erronée de l'endommagement dans une bande d'épaisseur nulle,

du point de vue mécanique, l'objectif principal d'un modèle non local est de reproduire l'effet d'échelle. La notion d'effet d'échelle, caractérise essentiellement la dépendance des performances mécaniques nominales des structures avec leur dimension caractéristique D. seulement la théorie déterministe de Bazant sera étudié pour les raisons suivantes :

- Elle est introduit une taille caractéristique qui dépend de la taille de l'hétérogénéité.
- Elle a été vérifiée pour un grand nombre de données expérimentales, pour différents matériaux (béton, mortier, roches, céramiques, etc.), pour des échantillons entaillés ou non, de géométries différentes (poutres, cylindres) et soumis à diverses sollicitations mécaniques (flexion trois points, essais de compression, essais de fendage).

Il est simple de déterminer ses paramètres à partir d'essais expérimentaux.

Bazant suggère que le phénomène d'effet d'échelle observé dans les structures, est dû à une propagation stable des fissures jusqu'à atteindre l'effort maximal, conjugué à une redistribution des contraintes et à un relâchement de l'énergie emmagasinée engendré par les fissures. Pour des petites structures, dont la taille n'est supérieure que de quelques fois celle de l'hétérogénéité (granulat), l'effet d'échelle est négligeable ; ainsi, la théorie de la plasticité ou de l'élasticité, basée sur la théorie de la résistance des matériaux (RdM), est suffisante pour estimer leur résistance nominale. Par ailleurs, pour des grandes structures, où l'échelle des hétérogénéités du matériau devient négligeable, le comportement de la structure s'approche de celui décrit par la mécanique élastique linéaire de la rupture (MELR). Dans ce cas, en l'absence de longueur interne, l'effet d'échelle structurel est caractérisé par une loi en puissance. Cependant, le comportement des structures de taille moyenne ne peut être décrit ni par la MELR, mais par une transition entre ces deux approches. Pour résoudre ce problème, Bazant (1984) a démontré analytiquement que la localisation des déformations due à un comportement adoucissant engendre un effet d'échelle sur la dissipation d'énergie des structures.**[27]**

III-8 PRESENTATION DES MODELES A SIMULER :

III-8-1 dimensions et géométrie :

Les dimensions géométriques des cylindres sont : 150 x 300 mm.

Pour l'hélice polymère a base de fibre de verre ayant une largeur de 2cm et une longueur de



Figure- III-20 Présentation des éprouvettes

III-8-2 Chargement appliqué :

• essai compression simple :

On simule nos éprouvettes à un chargement monotones (pression) de '40 MPa' .



Figure- III-21 chargement appliqué aux éprouvettes

CONCLUSION:

Au cours de ce chapitre nous avons présenté le code de calcul CASTEM, en résumant les actions principales à effectuer pour créer un modèle de simulation. Le code CASTEM est un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis (MEF). Une fois le système d'équations à résoudre formulé, nous avons explicité les schémas de résolution disponible dans CASTEM, nous avons par la suite présenté les modèles du béton et des hélices (fibre de verre), Son utilisation est donc particulièrement délicate : le problème majeur de ces logiciels est la forte localisation des déformations. Pour éviter au maximum les divergences numériques, le choix du modèle demeure le critère le plus important.

IV-1 INTRODUCTION :

La présentation des résultats numérique s'effectue en deux parties. La première concerne la réponse globale force-déplacement de l'éprouvette en compression sous différents confinements. Dans la seconde partie on montrera la cartographie des déformations et des contraintes.

IV-2 COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE :

Les courbes de comportement montrent d'abord une phase élastique en adéquation avec la réponse théorique. En effet, la valeur théorique de la rigidité de l'éprouvette est de $1,88 \times 10^6$ (N/mm) dans le cas non confiné et $1,92 \times 10^6$ (N/mm) dans le cas du confinement total.

Nous avons d'abord montré le comportement de l'éprouvette dans les deux cas limites, à savoir, le cas totalement confiné et le cas non confiné.

Le cas partiellement confiné (confinement hélicoïdal) est présenté à différents niveaux de confinement : de 2, 4 et 6 tours d'hélices.

Nous constatons également que les courbes de comportement post-élastique sont situées dans une zone délimitées par les deux cas limites (le cas totalement confiné et le cas non confiné).

Nous constatons ainsi qu'il existe un module tangent dans la phase post-élastique qui augmente avec le confinement. Nous voyons un gain en rigidité post-élastique de 3 fois par rapport au cas non confiné.

En faisant varier le nombre de spires pour l'hélice, on constate que le confinement avec 6 tours donne un gain en résistance deux fois supérieur que celui de 4 tours, et ce dernier est légèrement supérieur à celui de 2 tours.

Le Tableau (*IV-1*) présente les valeurs des modules tangents pour les cas (non confiné, 2tours, 4tours, 6tours et confinement total) dans la phase post-élastique.

	Non confiné	2tours	4tours	6tours	Confinement total
Module tangent					
E (N/mm)	149046,378	201810,4366	255148,5149	429426,999	1001729,11

Tableau IV module tangent pour les différents confinements.

Afin d'éclaircir les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, la courbe (force/déplacement) montrée dans la figure (IV.1) est présentée :



Figure IV-1 courbe (force /déplacement) pour les différents cas de confinement



Figure IV-2 courbe (force /déplacement) montrant l'effet de la largeur de la bande

La courbe ci-dessus montre qu'à chaque fois la bande hélicoïdale collée sur les cylindres en béton s'élargie l'effet du confinement diminue.



Figure IV-3 courbe (force /déplacement) montrant l'effet de l'anneau(cerece)

On constat que le confinement hélicoidal de tel manière qu'on commence l'emplacement de l'helice par la partie mi-hauteur du cylindre donne des résulats meilleurs par rapport à un confinement directe (du haut en bas).

IV-3 DISTRIBUTION DES CONTRAINTES ET DEFORMATIONS

IV-3-1 cartographie des contraintes :





IV-3-2 critére de VON MISES :



Figure IV-5 critère des contraintes de VON MISES.

La cartographie des contraintes montre l'apparition de la compression au niveau des hélices. La différence avec une éprouvette témoin (cas non confiné) est très visible. Les tractions latérales sont plus importantes dans l'éprouvette témoin mais elles sont limitées par la présence des hélices dans l'éprouvette partiellement confinée.

l'élément analysé soumis à une compression uni-axiale connait des concentration de champs de contraintes dans la région centrale engendrant par la suite l'ouverture des fissures, qui conduira à la rupture de l'élément, comparativement au cylindre confiné, l'évolution des contraintes est lente, en effet on assiste après la phase élastique à une mobilisation du confinement du béton jusqu'à la rupture. On constate que la charge nécessaire à la rupture de l'élément confiné est supérieure à celle de l'élément non confiné.



IV 3-3 Cartographie des déformations :



Les déformations se propagent progressivement sur toute la hauteur du cylindre dans le cas non confiné. Par contre dans le cas des cylindres confinés les déformations sont faibles au niveau de l'hélice

> Coupe transversale :



Figure IV-7 coupe transversale cylindre avant et après confinement.

> Coupe longitudinale :



Figure IV-8 coupe longitudinale du cylindre avant et après confinement.

Les coupes transversale et longitudinale montrent une distribution uniforme des déformations dans le cas non confiné où la quasi-totalité du cylindre présente des déformations de traction. Par contre dans le cas confiné, on voit bien qu'au niveau des points par lesquels passent l'hélice, les déformations de traction sont empêchées laissant place à des déformations de compression qui se propagent de la surface du cylindre vers sont intérieur.

IV-4 DEFORMEE :

Présentation du cylindre avant et après déformation :



Figure IV-8 cylindre confiné avant et après déformation.

Le cylindre confiné après déformation présente un rétrécissement longitudinal et un gonflement transversal. Ce dernier est empêché dans les zones ou passe de la bande composite.

CONCLUSION GENERALE

Le contexte général de la présente étude sert à montrer le rôle primordial que joue le confinement hélicoïdal sur l'amélioration du comportement du béton en termes de résistance et de ductilité. Cela a été montré à l'aide d'une simulation numérique par CASTEM appliquée sur des spécimens cylindriques en béton.

Un modèle couplé, pour lequel l'endommagement est lié à la déformation plastique, en l'occurrence le modèle 'Lemaitre-Chaboche', a été considéré dans cette simulation numérique.

Le collage de bandes de tissu composite, sous forme hélicoïdale permet d'augmenter considérablement la résistance caractéristique du béton à la compression uni-axiale. Cette amélioration est due à la différence des rigidités entre le composite et le support béton. Cette technique de confinement confirme que le béton gagne en ductilité et cela grâce au composite qui retarde la microfissuration et améliore le comportement post-fissuration.

Nous constatons que le nombre de spires de l'hélice que fait le tissu composite autour du cylindre affecte la résistance et la ductilité du béton. En effet, celles-ci augmentent en augmentant le nombre de spires et inversement. Le calcul des modules tangents dans le domaine post-élastique pour les différents états présentés le constate vivement. Nous avons également constaté que la résistance et la ductilité des cylindres confinés augmente en diminuant la largeur de la bande. Cette technique sert aussi à montrer l'intérêt de l'anneau circulaire situé à mi-hauteur du cylindre.

Cette technique de confinement peut s'avérer pratique en terme de gain en matière, en résistance , en ductilité et en terme d'augmentation de la durée de vie de l'élément sans oublier la facilite de sa mise en œuvre.