

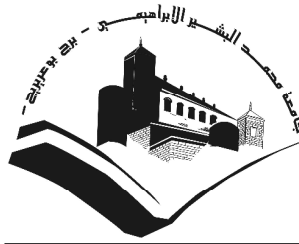
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed El Bachir
Elibrahimi – Bordj Bou Arreridj
Faculté des Sciences et de technologie
Département Génie Civil

جامعة محمد البشير الإبراهيمي « برج بوعريريج »
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية



UNIVERSITE MOHAMED EL BACHIR EL LIBRAHIMI
BORDJ BOU ARRERIDJ

Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE : (Master)

Filière : Génie Civil
Option : Matériaux

THÈME :
COMPORTEMENT MECANIQUE DES POUTRES COURTES
EN BETON ARME.

Préparé par : *ZERROUGUI HADJER*

KHELLAF SARAH

Soutenu le : 23-06-2014

Devant le jury :

Président : ATIA. A
Rapporteur : LOGZIT. N
Co- encadreur : BOUKELOUA . S
Examineur : AMRIOU. A / R
Examineur : ABDE MEZIANE. N

MAA Université de BBA
MAA Université de BBA
MAA Université de BBA
MAA Université de BBA
MAA Université de BBA

REMERCIEMENT

Au début, il est de clair voyance et avant tous de remercier Dieu. C'est en réalité par Sa miséricorde que nous avons pu parvenir au bout de mes espérances tant sur le plan académique que personnel en nos donnant puissance, confiance et courage.

Nous tiens à exprimer nos profondes gratitude et mes vifs remerciements à Mr. Logzit Nacer, enseignant et directeur du département de génie civil, et à boukeloua.s, enseignant au département du génie civil, qui ont aiguillés le présent travail, pour leur disponibilité et leur conseils, la confiance qu'il nos a témoignée, pour leur aides morale et documentaire, nous dirons simplement que nous somme très honorés d'être dirigé par eux. Que leurs compétences et connaissances dans la direction de ce travail trouvent ici l'assurance de nos reconnaissance la plus sincère.

Nousaussi remercie également le président Mr.Atia, ainsi les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce modeste travail.

Nous saisi cette occasion pour remercier ici l'ensemble des enseignants du département de génie civil de l'Université d'anacir qui ont assuré nos formation de base, pour l'appui et l'aide qui nos avons apporté tout le long de nos cursus, spécialement Mr. Bellagrah, Mr. Seddiki, Mr. A. Noui, Mr. Bouglada, Mr. Meddah, Mr. Loumechi.

Merci a l'équipe de laboratoire de génie civil, sans oublier : Mr. Kessel oussama, Mrs. Fatiha, Mrs. Hayet Mr.Zoubir, Mr. Farid, Mr. Rachida.

Nous tenons à remercier tous les collègues qui sont fatigués avec nous, surtout Mechri, khlif, Douib, Mebarkia, Himana, Barra.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon père.

A la mémoire de mes grands-pères.

A ma mère pour leur soutien moral et matériel pendant toutes mes années d'étude et pour sa tendresse et son affection qui n'ont jamais en de limites.

A mes grands-mères.

A mon oncle et sa femme – A ma tante.

A mon fiancé seddik.

A mes sœurs : Fadhila et son mari Mohamed – Hadjira et son mari Omar – Aicha et son mari Abderrahim – Meriem – Naima et son mari Abdelhamid – Nadia.

A mes frères : Ahmed et sa femme Farida – Khaled et sa femme Zineb – Athmane et sa femme Lamia – Mouloud et sa femme Dalila – A.rezak et sa femme Linda – ismail et sa femme assia – Toufik et sa femme Lamia – Youness – Redouane.

A toute ma famille.

A tout mes amis : à ceux avec qui j'ai passé des années agréables à : fatiha – houda – samah – massaouda – nadjat – sarah – monira – wafa – ibtisse – amina

A tout mes collègues.

A ma belle partenaire de ce travail : zerrougui hadjer

Khellaf sarah

Dédicace

Je dédie ce travail à :

*A mes parents : Kamel et Zemmit pour leur soutien
moral et matériel pendant toutes*

A mes meilleurs sœurs : Sarah, Assia, Ibtissem.

A deuxième mère, ma grands-mères.

A mes oncles et ses femmes et ses enfants

A mes tentes et ses enfants.

A toute la famille

A mon partenaire de ce travail : Kellaf Sarah.

*A mes amies : Fatiha, Houda, Samah, Messaouda,
Lamia.*

A mes collègues

ZERROUGUI HADJER

Résumé

Ce travail a été consacré essentiellement à l'étude du comportement mécanique des poutres courtes en béton armé sous différentes charges de flexion trois points. Les dimensions des poutres étudiées sont : $L = 960$ mm, avec une section transversale de 80×150 mm.

Cette étude a commencé par une partie théorique où les paramètres liés au dimensionnement flexionnel ont été arrêtés, un programme sous MATLAB est donc élaboré, une fois ces résultats sont vérifiés, la partie expérimentale sur des poutres courtes en béton armé a été concrétisée, plusieurs poutres courtes ont subies un essai de chargement, les paramètres de notre étude sont : l'objectif est donc de faire la description qualitative et quantitative du comportement mécanique en étudiant la variation du taux d'armature.

La capacité flexionnelle de nos poutres a été testée théoriquement par l'application d'un renfort à base des matériaux composites du type Sika, les lamelles de carbone ont montré une amélioration considérable vis – à – vis de la flexion.

Les résultats obtenus dans cette étude sont très satisfaisants, et ils contribuent efficacement à une connaissance plus claire au moins au niveau du mode de rupture et des poutres étudiées.

Cette étude ouvre également des axes aux futures recherches pour élargir les étendues des paramètres de l'étude, et s'intéresser au mode de rupture en cisaillement.

Mots clés :

Poutres courtes, béton armé, comportement mécanique, capacité flexionnelle, renforcement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

PARTIE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre1 : GENERALITES SUR LES MATERIAUX UTILISES2

I.1 Introduction.....2

I.2 Le béton2

I.2.1 Un peu d'histoire 2

I.2.2 Composants3

I.2.2.1 Granulats..... 3

I.2.2.2 Ciment..... 3

I.2.2.3 Eau4

I.2.2.4 Adjuvants.....4

I.3 Les aciers5

I.3.1 Présentation 5

I.3.2 Caractéristiques mécaniques.....5

I.3.3 Classification des aciers pour le béton armé..... 5

I.4 Caractéristiques des matériaux..... 6

I.4.1 Le béton 6

I.4.2 Les aciers 6

I.4.3 Le matériaux composites7

**Chapitre 2 : COMPORTEMENT ET ENDOMMAGEMENT DES POUTRES EN
BETON ARME 8**

II.1 Introduction.....8

II.2 Comportement mécanique des poutres courtes.....8

II.2.1 Flexion simple.....8

II.2.1.1 Test de flexion trois points.....8

II.2.1.2 Test de flexion quatre points.....9

II.2.2 Les caractéristiques géométriques.....10

SOMMAIRE

II.3 Mécanismes d'endommagement du béton.....	10
II.4 Fissuration.....	11
II.5 Causes d'endommagement du béton.....	13
II.6 Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé (BA)	14
II.6.1 Rupture par la plastification de l'armature tendue due à la flexion (F).....	15
II.6.2 Rupture par compression du béton due à la flexion associée à la plastification de l'armature tendue.....	16
II.6.3 Rupture due à la Contrainte principale Oblique (CO).....	16

Chapitre 3 : ETUDE THEORIQUE DE LA CAPACITE FLEXIONNELLE DES POUTRES

III.1 Introduction.....	18
III.2 Développement des équations de base pour une section non usuelle soumise à la flexion simple.....	18
III.2.1 Section non usuelle en béton armé non renforcée.....	18
III.2.2 Section non usuelle en béton armé renforcée	20
III.2.3 Section rectangulaire non renforcée	22
III.2.4 Section rectangulaire renforcée	23
III.3 Dimensionnement en flexion procédé SIKA carbodur.....	23

PARTIE II : ETUDE EXPERIMENTALE

Chapitre 1 : MATERIELS ET MATERIAUX UTILISES

I.1 Introduction.....	27
I.2 Caractéristiques des matériaux	27
I.2.1 Caractéristiques du gravier	27
I.2.1.1 Analyse granulométrique par tamisage.....	27
I.2.1.2 La densité.....	30
I.2.1.3 Masse volumique	30

SOMMAIRE

I.2.1.4 La porosité.....	32
I.2.1.5 La compacité.....	33
I.2.1.6 L'indice des vides.....	33
I.2.2 Caractéristique du sable.....	33
I.2.2.1 Analyse granulométrique.....	33
I.2.2.2 Modules de finesse.....	35
I.2.2.3 Equivalent de sable.....	35
I.2.2.4 Masse volumique.....	37
I.2.3 Caractéristiques des aciers.....	39
I.3 Matériels et essais.....	39
I.3.1 Les essais sur le béton à l'état frais.....	39
I.3.2 Les essais sur le béton durci.....	41
I.3.3 Détermination de la résistance par les essais destructifs.....	42
I.3.4 Essai d'écrasement.....	42
I.3.5 Matériels de l'essai de flexion des poutres.....	43
I.3.5.1 La machine de chargement (flexion).....	43
I.3.5.2 Extensomètre.....	45
Chapitre 2 : FORMULATION DU BETON.....	46
II.1 Introduction.....	46
II.2 Formulations des bétons étudiés.....	46
II.2.1 Calcul de la composition du béton.....	46
II.2.2 Présentation de la méthode.....	47
Chapitre 3: CONFECTION DES POUTRES EN BETON ARME ET DEROULEMENT DES ESSAIS DE FLEXION.....	53
III.1 Introduction.....	53
III.2 Procédure des poutres en béton armé.....	53
III.2.1 Structure des poutres.....	53
III.2.2 Composants du béton armé.....	54
III.2.3 Fabrication des poutres en Béton Armé.....	55

SOMMAIRE

III.2.3.1 Ferrailage	55
III.2.3.2 Coffrage	56
III.2.3.3 Bétonnage	57
III.2.3.4 Murissement	57
III.3 Configuration des essais de flexion.....	58

PARTIE III : RESULTATS ET INTERPRETATION

Chapitre1 : RESULTATS ET DEVELOPPEMENTS GRAPHIQUES.....	61
I.1 Introduction	61
I.2 Résultats des essais effectués.....	61
I.2.1 Effet du taux d'armatures tendues sur la charge de ruine (contrainte de ruine)	61
I.2.2 Effet du taux d'armatures tendues sur la flèche	61
I.2.3 Etat des fissures des poutres en fonction du taux d'armatures tendues.....	62
I.3 Développements graphiques	63
I.3.1 Introduction	63
I.3.2 Comportement flexionnelle des poutres en béton armé	63
I.3.2.1 Organigramme de détermination du moment résistant ultime	64
I.3.2.2 Calcul de la charge théorique de ruine des poutres confectionnées. .	66
I.3.2.3 Calcul de la charge théorique de ruine des poutres renforcées	66
I.3.3 Effet du taux d'armatures tendues sur le moment résistant réduit des poutres non renforcées.....	67
I.3.4 Effet du taux d'armatures tendues sur le moment résistant réduit des poutres renforcées.....	68
I.3.5 charge de rupture expérimentale en fonction de la flèche en variant le taux d'armatures tendues	68
I.3.6 la flèche en fonction de la charge du rupture en variant le taux d'armatures tendues	69
Chapitre 2 : INTERPRETATIONS.....	72

SOMMAIRE

II.1 Introduction	72
II.2 Analyse des graphes	72
II.2.1 Analyse Moment résistant réduit en fonction du taux d'armatures tendues des poutres non renforcées.....	72
II.2.2 Analyse Moment résistant réduit en fonction du taux d'armatures tendues des poutres renforcées.....	72
II.2.3 Analyse les Variation de la charge de rupture expérimentale en fonction de la flèche en variant le taux d'armatures tendues	73
II.2.4 Analyse les Variation de la charge de rupture en fonction de la flèche en variant le taux d'armatures tendues	74
II .3 Analyse des fissures	74
II.4 Conclusion	76

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.II.1 Principaux défauts du béton.....	10
Tableau 2.II.1: Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé ...	13
Tableau 3.II.1: Causes d'endommagement du béton	13
Tableau 1.I.2 : L'analyse granulométrique de gravier concassé (3/8).....	28
Tableau 2.I.2 : L'analyse granulométrique de gravier concassé (8/16).....	29
Tableau 3.I.2: masse volumique apparentes du gravier concassé (3/8), (8/16).	31
Tableau 4.I.2 : masse volumique absolue du gravier concassé (3/8), (8/16)... ..	32
Tableau 5.I.2 : Porosité, compacité et indice des vides du gravier concassé	33
Tableau 6.I.2 : analyse granulométrique du sable (0-3.15).	34
Tableau 7.I.2: Module de finesse du sable.	35
Tableau 8.I.2: Qualité du sable en fonction des valeurs d'équivalent de sable ESV et ESP...36	
Tableau 9.I.2: les résultats de l'équivalent de sable.....	37
Tableau 10.I.2: les résultats.....	38
Tableau 11.I.2: Masse volumique apparente à l'état lâche.....	38
Tableau 1.II.2: Valeurs des coefficients A et A'.....	47
Tableau 2.II.2 : Quantité d'eau nécessaire à la préparation du béton.....	48
Tableau 3.II.2: Valeurs du coefficient « α » en fonction du E/C et dosage en ciment.....	49
Tableau 4.II.2: Composition pour un mètre cube du béton	51
Tableau 5.II.2: Composition du mélange pour 03 éprouvette cylindrique (16x32) cm ³ + la majoration.	51
Tableau 1.III.2 : Caractéristiques géométriques des poutres.....	54
Tableau 2.III.2 : Composition du béton.....	55
Tableau 1.I.3: variation de la charge de ruines fonction du taux d'armatures tendues.....	61
Tableau 2.I.3 : Résultats des flèches en fonction des taux d'armature.....	62
Tableau 3. I.3 : Identification de l'état des fissures au niveau des poutres.....	62
Tableau 4.I.3 : Organigramme décisionnel les étapes des essais successifs.....	65
Tableau 5.I.3 : Charge théorique du ruine des poutres confectionnées.....	66
Tableau 7.I.3 : Caractéristiques de la section des poutres renforcées.....	67

LISTE DES FIGURES

Figure 1.I.1: Pont de Normandie avec 856 mètres de travée centrale.....	3
Figure 2.I.1 : Loi de comportement de béton.....	6
Figure 3.I.1: loi de comportement de l'acier	7
Figure 4.I.1:Loi de comportement du composite.....	7
Figure 1.II .1: Flexion de 3 point d'une poutre	9
Figure 2.II.1: Flexion de 4 point d'une poutre	9
Figure 3.II.1: Craquelage Individuelle	12
Figure 4.II.1: Fissuration- D.....	12
Figure 5.II.1: Fissure.....	12
Figure 6.II.1: Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points.....	14
Figure 7.II.1: Représentation graphique de la contrainte en fonction de la déformation d'un élément en béton armé.....	14
Figure 8.II.1: Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé (BA).....	15
Figure 9.II.1: Schéma typique d'une poutre en béton armé (BA) endommagée par flexion..	16
Figure 10.II.1: Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la contrainte principale oblique.....	17
Figure 1.III.1: Image à l'E.L.U d'une section non usuelle en béton armé.....	18
Figure 2. III.1 : Image à l'E.L.U d'une section non usuelle en béton armé renforcée.....	20
Figure 3.III. 1: Section rectangulaire en béton armé.....	22
Figure 4.III.1: Section rectangulaire en béton armé renforcée	23
Figure 5.III.1: Poutre renforcée.....	23
Figure 1.I.2: Courbe granulométrique de graviers concassés (3/8), (8/16)	30
Figure 2.I.2: Courbe granulométrique de Sable modifié.....	34
Figure 3.I.2: Malaxage.....	39
Figure 4.I.2: Malaxeur.....	39
Figure 5.I.2 : Mesure de l'affaissement.....	40
Figure 6 I.2 : Vibration de l'éprouvette.....	41
Figure 7.I.2 : Conservation de l'éprouvette.....	41

LISTE DES FIGURES

Figure 8.I.2 : Presse hydraulique capacité 3000 KN.....	42
Figure 9. I.2: Machine de flexion.....	44
Figure 10. I.2 : Extensomètre.....	45
Figure 1.III.2 : Illustration des détails des poutres étudiées.....	53
Figure 2.III.2 : Façonnage des aciers.....	55
Figure 3.III.2 : Cadre.....	56
Figure 4.III.2 : Couture d'armature.....	56
Figure 5.III.2 : Ferrailages finale de la poutre.....	56
Figure 6.III.2 : Coffrage	56
Figure 7.III.2 : Bétonnage.....	57
Figure 8.III.2: Murissement des poutres	57
Figure 9.III.2: poutre après 28 jours dans l'eau	57
Figure 10.III.2 : Essai de flexion type sur une poutre en béton armé.....	58
Figure 11.III.2: Essai de flexion à trois points.....	58
Figure 1.I.3: comportement d'une section rectangulaire non renforcée vis-à-vis de sa capacité flexionnelle par rapport au taux d'armatures tendues.....	58
Figure 2.I.3: comportement d'une section rectangulaire renforcée vis-à-vis de sa capacité flexionnelle par rapport au taux d'armatures tendues.....	68
Figure 3.I.3 : Force de chargement des poutres en fonction de la flèche.....	69
Figure 4.I.3 : Force de chargement de la poutre P9 en fonction de la flèche.....	70
Figure 5.I.3 : Force de chargement de la poutre P7 en fonction de la flèche.....	70
Figure 6.I.3 : Force de chargement de la poutre P6 en fonction de la flèche.....	71
Figure 7.I.3 : Force de chargement de la poutre P10 en fonction de la flèche.....	71
Figure 1.II.3 Poutre fissurée.....	75

LISTE DES NOTIONS

LISTE DES NOTATIONS

$A_c(x)$: l'aire de la partie comprimée du béton, en fonction de x

A_f : Aire de la section du renfort

A_s : Aire de la section d'aciers tendus

$A's$: Aire de la section d'aciers comprimé

A : la section utile

b : largeur de la section

d : la hauteur utile de la section

d' : l'enrobage des armatures tendues.

E_c : Module d'Young du béton

E_f : module de Young de composite

E_s : module de Young de l'acier

F_c : la force dans le béton

F_f : la force de traction du renfort

$F's$: la force de compression des aciers comprimés

F_s : la force de traction des aciers tendus

f_{ck} : résistance caractéristique du béton obtenue à partir d'un cylindre

f_f : contrainte dans le composite

f_s : contrainte dans l'acier dans phase élastique

$f's$: la contraintes élastique des aciers comprimés

f_{yk} : contrainte limite d'écoulement de l'acier

h : hauteur de la section

K_1 : coefficient de remplissage

K_2 : coefficient de positionnement .

LISTE DES NOTIONS

M_u : le moment fléchissant aux états limites ultime

t : l'épaisseur de renfort

x : la profondeur de l'axe neutre

γ_c : coefficient de sécurité du béton

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

ϵ_{cu} : Déformation relative maximale dans le béton

ϵ_f : la déformation du renfort

ϵ_{fu} : allongement à la rupture du renfort

ϵ_s : Déformation relative dans les aciers tendus

ϵ'_s : Déformation dans les aciers comprimé

ϵ_{yk} : Déformation relative maximale dans les aciers

ρ_c : le taux d'armatures comprimées

ρ_s : le taux d'armatures tendues

ρ_f : le taux de renfort

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis son invention, le béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence. La principale qualité du béton est son excellente résistance à la compression mais son principal défaut est sa faible résistance à la traction qui ne représente environ que 10 % de sa résistance en compression.

Lorsqu'un élément de béton armé est soumis à la flexion, la résistance à la traction des armatures en adhérence avec la section du béton contribue considérablement à la capacité avant rupture.

La poutre en génie civil constitue un élément essentiel formant la structure en béton armé, la connaissance réelle de son comportement flexionnel va nous servir de base à la maîtrise du comportement mécanique de la structure globale d'un ouvrage en béton armé.

La connaissance réelle du comportement flexionnel des poutres en béton armé est liée à la maîtrise efficace de plusieurs paramètres, parmi ces paramètres on peut directement citer les plus connus : la longueur et la section transversale de la poutre en béton armé, la disposition des appuis, le taux d'armature, la composition du béton, et le mode de rupture. Les recherches scientifiques en ce sujet restent insuffisantes par rapport aux objectifs visés concernant la qualification et la quantification du comportement mécanique des poutres en béton armé. La poutre courte n'est qu'une approximation à échelle réduite de la poutre réelle.

Ce travail est consacré essentiellement à l'étude de comportement mécanique des poutres courtes en béton armé sous différentes charges de flexion, le dispositif utilisé au laboratoire pour cette étude consistera d'appliquer un chargement statique sur plusieurs types de poutres courtes, la finalité est de rechercher le modèle numérique représentant le comportement mécanique des différents cas de poutres en fonction des paramètres variables de l'étude.

En deuxième lieu, un comportement mécanique des poutres courtes renforcées sera étudié, l'objectif est la connaissance de l'influence des différents procédés sur le comportement flexionnel de ces poutres. Cette dernière démarche est proposée afin de se renseigner sur la faisabilité de certaines méthodes de réparation ou de renforcement des poutres en béton armé.

Le travail expérimental a été concrétisé totalement au laboratoire, le comportement étudié concernant les poutres courtes est celui de la capacité flexionnelle des poutres de dimensions : $L = 960$ mm, avec une section transversale de 80×150 mm, plusieurs cas de charges sous un modèle de flexion en trois points a été étudié.

Et pour pouvoir contribuer à la connaissance de l'influence du procédé de renforcement de nos poutres par des matériaux composites, une étude théorique portant sur l'apport de la lamelle de carbone sur la capacité flexionnelle des poutres en béton armé renforcées a été établi.

Objectifs visés dans cette étude :

1. Recherche bibliographique : synthèse des études en relation avec le sujet proposé.
2. La consolidation de cette étude sera matérialisée par la réalisation d'organigrammes à trois entrées liant numériquement le moment réduit au taux d'armatures tendues et comprimées. Ces organigrammes ayant un double utilisation, la détermination de la capacité flexionnelle et en même temps du ferrailage. Vu que les paramètres sont interdépendants, il s'avère indispensable et nécessaire d'appliquer la méthode d'essais successifs pour définir la profondeur de l'axe neutre de la section, afin de déterminer le moment réduit de la poutre.
3. Une fois ces résultats théoriques seront satisfaisants, un programme sous MATLAB sera élaboré.
4. Cette étude théorique servira de base à la partie expérimentation, qui sera concrétisée intégralement au laboratoire, dans cette étape le comportement mécanique en mode flexion des poutres courtes en béton armé sur un dispositif de flexion trois points sera étudié, en fonction des paramètres à varier : la composition du béton, le taux de ferrailage.
5. Recherche d'un modèle numérique pour la représentation du comportement mécanique des poutres courtes, des relations mathématiques et des représentations

graphiques caractérisant l'influence des différents paramètres de l'étude seront établies.

6. Etude de cas des poutres renforcées : une amélioration de la capacité portante des poutres par des matériaux composites est attendue, pour cette étape d'étude, le procédé de renforcement par des lamelles de carbone sera testé au moins par une démarche théorique.
7. Résultats de l'étude : à présenter sous formats numériques et graphiques, et à comparer avec des modèles existants d'RDM et d'expérimentation.

Afin d'accomplir les objectifs visés ci-dessus, et de faire une meilleure présentation des travaux réalisés, le présent mémoire sera exposé comme suit :

-La première partie : Etude théorique. Elle comporte trois chapitres :

- Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les caractéristiques des matériaux (béton, acier, matériau composite).

- Le deuxième chapitre présente une étude méthodologique sur la flexion simple, et les mécanismes d'endommagements du béton.

Ensuite, les méthodes de calcul de type réglementaire aux Etats Limites Ultimes (ELU) recommandées par l'EUROCODE, pour la détermination du moment fléchissant ultime et de la résistance à la flexion simple d'une poutre en BA sont brièvement expliquées.

- Le troisième chapitre présente une étude théorique sur le renforcement des poutres en béton armé.

-La deuxième partie : Expérimentale, elle est composée de trois chapitres :

- Le premier chapitre présente les caractéristiques des différents matériaux utilisées et présente les essais tel que l'analyse granulométrique et la formulation du béton des éprouvettes de (16 x 32) et le matériel utilisé.

- Le deuxième chapitre présente la formulation du béton.
- Le troisième chapitre présente la procédure de confection et de fabrication des poutres en béton armé, le ferrailage, bétonnage, coffrage, avec le type de murissement adopté. La configuration de l'essai de flexion trois points est également présentée.

-La troisième partie : Résultats et interprétation, elle se compose en de deux chapitres :

- Le premier chapitre décrit les résultats des l'essai de flexion, ainsi que les calculs des charges résistants réduits et les déterminations des sections de chaque poutres des différents taux d'armatures.

La réalisation des graphes de la charge en fonction de la flèche $F = (\Delta L)$ de chaque poutre, et la charge résistante en fonction du taux d'armatures des poutres renforcées ou non renforcées.

- Le deuxième chapitre analyse les résultats des essais de flexion, tel que l'étude des fissures obtenues (longueur, profondeur, l'intervalle de la fissuration).

Partie I :
ETUDE
BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I :
GENERALITES SUR
LES MATERIAUX
UTILISES

I. GENERALITES SUR LES MATERIAUX UTILISES

I.1 Introduction:

Ce chapitre présente l'histoire du béton, et leurs composants, tels que les granulats, le ciment, l'eau et l'adjuvant. Ainsi décrit les caractéristiques d'acier et leur classification, puis apercevoir les caractéristiques des matériaux composites.

I.2 Le béton :

I.2.1 Un peu d'histoire :

Le béton est un mélange précisément dosé de ciment, de granulats, d'eau et d'adjuvants. Il est formulé en fonction de l'usage auquel il est destiné et utilisé essentiellement pour la construction d'ouvrages de génie civil et d'architecture. Vers 2600 avant JC, les Assyriens et les Babyloniens ont employé l'argile comme un matériau liant, c'est à dire comme le ciment. Les Egyptiens ont utilisé un ciment à base de chaux et de gypse. En 1756, un ingénieur anglais, John SMEATON a fait le premier béton moderne (ciment hydraulique) en utilisant l'addition de gravillons naturels ressemblants aux graviers et d'un mélange de briques pulvérisées comme ciment. En 1824, un inventeur anglais, Joseph ASPDIN a inventé le Ciment Portland qui est la méthode la plus utilisée à ce jour pour la production de béton. Ce premier ciment artificiel a été créé par le brûlage simultané d'argile et de roches calcaires. Le processus de brûlage change les propriétés chimiques de ces matériaux, et de cette façon, ASPDIN a créé un ciment avec une résistance à la compression très supérieure à celle des mortiers de chaux qui étaient utilisés jusqu'alors. Le seul inconvénient de ce matériau nouveau est sa faible résistance à la traction. En 1849, un jardinier parisien, Joseph MONIER a inventé le béton armé à partir de l'idée de renforcer les bacs à fleurs qu'il construisait en béton en y incorporant des barres en fer. Cette nouvelle invention a été brevetée en 1867. Cette armature métallique permet au béton de supporter partiellement les contraintes de traction. En 1928, un ingénieur français, Eugène FREYSSINET a inventé le béton précontraint par fils adhérents. Sans son invention, largement utilisée par ses successeurs dans le monde entier, de nombreux ouvrages contemporains (par exemple : Figure 1-1) n'auraient pu être construits ou le seraient différemment.



Figure 1.1.1: Pont de Normandie avec 856 mètres de travée centrale.

I.2.2 Composants :

Une proportion précise des composants du béton est fondamentale pour obtenir les caractéristiques mécaniques visées pour la structure finale. Ces composants sont énoncés ci-dessous :

I.2.2.1 Granulats :

Les granulats se caractérisent par les propriétés intrinsèques de la roche dont ils sont issus : coloration, caractéristiques mécaniques et physico-chimiques. Ils vont influencer directement les propriétés esthétiques, mécaniques et la durabilité du béton. Le granulats est généralement composé de sable, de gravier, de pierres concassées, de galets ou de cailloux.

Les granulats sont également traités mécaniquement pour adapter leur forme, leur granulométrie et leurs propriétés. Ces traitements influencent très fortement les caractéristiques comme la demande en eau, l'ouvrabilité et la résistance mécanique du béton. Composant du ciment ayant la forme d'un nodule cristallisé résultant de la cuisson, dans un four de calcination, d'un mélange dosé de calcaire et d'argile.

I.2.2.2 Ciment:

Le ciment joue le rôle de liant dans le béton hydraulique. Il est lui-même composé de clinker, associé à des constituants secondaires tels que le laitier de haut fourneau : un résidu minéral issu de la préparation de la fonte à partir du minerai de fer et du coke métallurgique, de cendres volantes ou de fillers calcaires (granulats fins obtenus par broyage de roches).

Suivant la proportion de ces éléments, cinq types de ciment sont possibles : le ciment Portland, le ciment Portland composé, le ciment de haut fourneau, le ciment de haut-fourneau à haute teneur en laitier, le ciment aux laitiers et le ciment aux cendres.

Le ciment Portland est utilisé dans la préparation des bétons armés. Le ciment Portland composé est, quant à lui, destiné aux travaux de dallage et aux routes. Les autres types de ciment sont réservés aux travaux ne nécessitant pas une résistance particulière à la chaleur. Ils sont tous indiqués pour les travaux souterrains et les ouvrages massifs en eaux agressives.

I.2.2.3 Eau:

Il est important de respecter les proportions de tous les composants, spécialement de l'eau de gâchage. Par exemple, trop d'eau augmente la porosité du béton et modifie ses propriétés mécaniques et sa durabilité.

L'association ciment - eau génère des réactions extrêmement complexes. Silicates et aluminates se développent pendant la phase d'hydratation. Ils forment alors un gel cristallin qui marque le début du phénomène de "prise".

Au cours de la phase de durcissement, qui peut durer plusieurs mois, la multiplication des microcristaux augmentent les résistances mécaniques. Le béton se transforme, alors, en une véritable roche composite.

I.2.2.4 Adjuvants:

Les adjuvants sont incorporés au béton en faible quantité (moins de 10 kg/m^3). Les réducteurs d'eau vont permettre soit d'utiliser moins d'eau pour une qualité égale, soit de réaliser un béton très fluide avec une quantité d'eau moindre. Les super plastifiants ou fluidifiants possèdent des propriétés similaires à celles des réducteurs d'eau, mais avec une efficacité beaucoup plus importante. Ils permettent des fluidités extrêmes et sont utilisés pour produire des bétons autoplaçants et autonivelants.

D'autres adjuvants autorisent la modification de la prise et du durcissement comme les accélérateurs de prise. Ils vont permettre de décoffrer plus rapidement lors de températures faibles. Au contraire des retardateurs qui sont utilisés pour maintenir l'ouvrabilité du béton sur une plus grande durée. A savoir également que : les hydrofuges de masse rendent les bétons imperméables aux liquides, les entraîneurs d'air vont quant à eux le rendre insensible au gel et aux produits dégivants.

I.3 Les aciers :

I.3.1 Présentation :

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone).

I.3.2 Caractéristiques mécaniques :

La caractéristique mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier. Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s=200\ 000$ MPa, Le diagramme déformations-contraintes a l'allure suivante pour la traction, (le diagramme est symétrique pour la compression).

I.3.3 Classification des aciers pour le béton armé:

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. On considère pour l'acier un poids volumique de 78,5 KN/m³.

- Les ronds lisses (\emptyset) :

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité. Les nuances utilisées sont les FeE215 et FeE235.

- Les armatures à hautes adhérences (HA) :

Elles sont obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur. Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances FeE400 et FeE500.

- Les treillis soudés (TS) :

Si les autres types se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40 m, la longueur des rouleaux est de 50 m et celle des panneaux est de 4,80 m ou 6 m. Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur croisement. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés dits TSL et les treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA.

I.4 Caractéristiques des matériaux:

I.4.1 Le béton :

Aux états limite ultimes, le diagramme contraintes-déformations utilisé est le diagramme dit "parabole-rectangle" [1, 11].

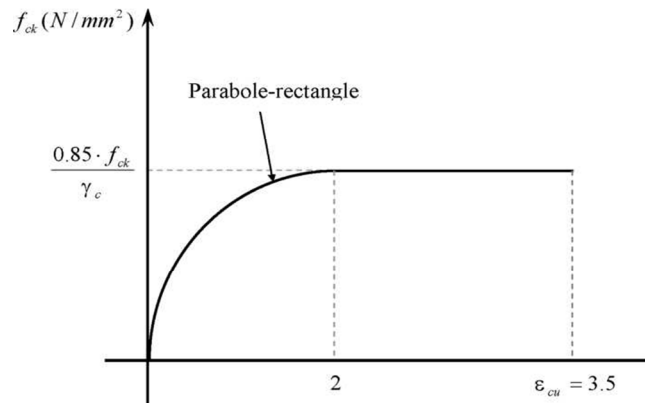


Figure 2.I.1 : Loi de comportement de béton [1]

La résistance à la compression de calcul du béton est définie par une résistance caractéristique obtenue à partir de testes à la compression sur des cylindres f_{ck} . La résistance caractéristique de calcul du béton, est déduite de la résistance caractéristique à la compression par application du coefficient de sécurité γ_c . La valeur de γ_c est généralement prise égale à 1.5.

I.4.2 Les aciers :

Le diagramme contraintes-déformations de l'acier est représenté ci-dessous. Son comportement est identique en traction et en compression. La courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte limite d'écoulement $f_s = f_{yk}$; au delà de ce point la contrainte est constante avec un accroissement des déformations aux états limites ultimes, la loi du comportement de calcul se déduit par affinité oblique (pénalisation), d'un rapport γ_s , comme étant coefficient de sécurité. La valeur de γ_s est prise égale à 1.15. Dans la phase élastique, la relation entre les contraintes et ses déformations relatives est définie par la loi de "Hooke": $f_s = E_s \times \epsilon_s$

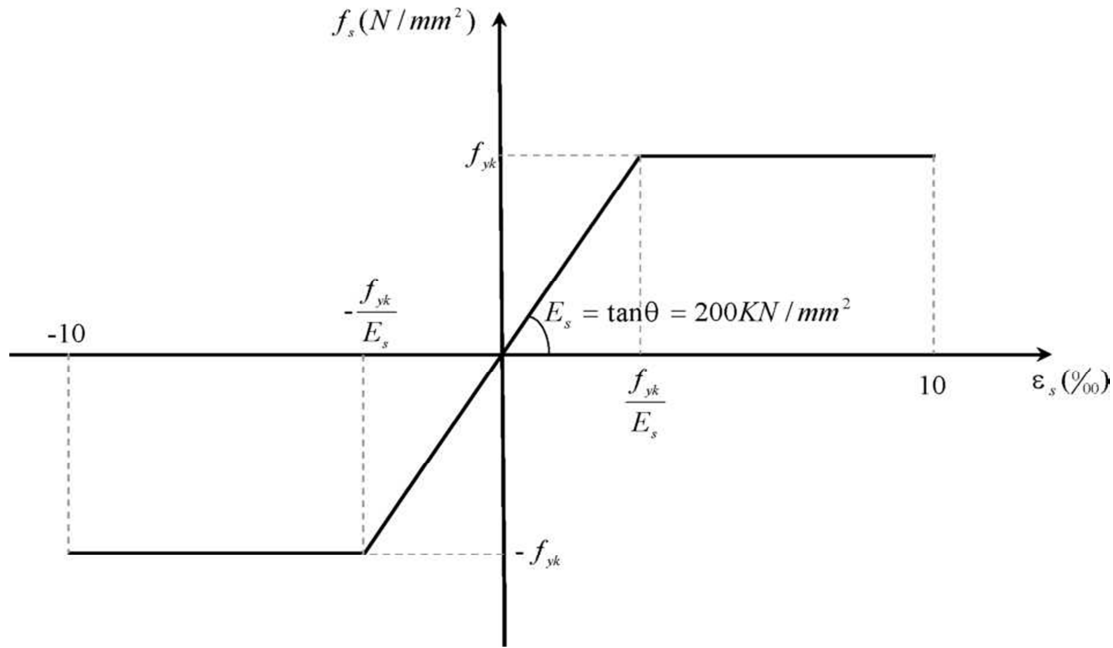


Figure 3.1.1: loi de comportement de l'acier [1]

I.4.3 Le matériaux composites :

Les produits composites employés doivent présenter un allongement à rupture en traction supérieur ou égal à 8.5 ‰.

Pour les matériaux composites unidirectionnels, la loi de comportement en traction est modélisée comme suit:

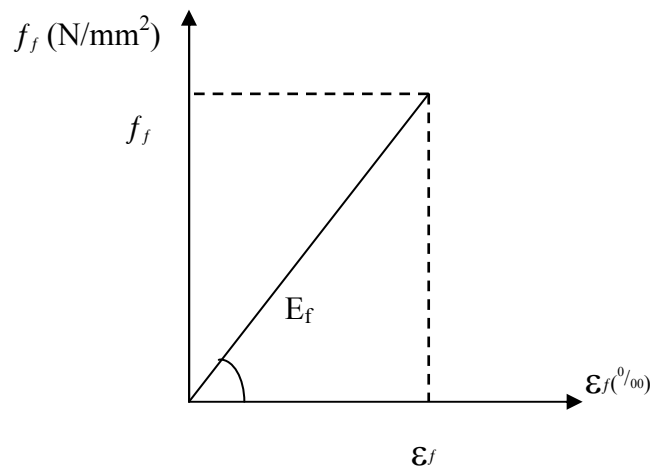


Figure 4.1.1: Loi de comportement du composite [1]

Cette loi se décrit par les deux paramètres:

- * f_f : résistance garantie à la rupture en traction.
- * E_f : module de Young.

Chapitre I :

COMPORTEMENT ET

ENDOMMAGEMENT

DES POUTRES EN

BETON ARME

II.COMPORTEMENT ET ENDOMMAGEMENT DES POUTRES EN BETON ARME

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons étudier la flexion simple comme Comportement mécanique des poutres en béton armé et comportement géométrie, les mécanismes d'endommagement du béton et les différents types des fissure et rupture et ces causes, et décrit les mécanismes des poutres en béton armé.

II.2 Comportement mécanique des poutres courtes :

Les comportements mécaniques des poutres sont : la compression, la traction, et la flexion
Pour cette étude nous allons décrire la flexion simple.

II.2.1 Flexion simple:

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

L'essai de flexion d'une poutre est un essai mécanique utilisé pour tester la résistance en flexion. On utilise la flexion de « trois points » et la flexion de « quatre points ».

II.2.1.1 Test de flexion trois points:

Dans ce test, un échantillon avec ronde, rectangulaire ou une section transversale plane est placée sur deux axes de support parallèles. La force de chargement est appliqué dans le milieu par le biais de chargement broche.

Le soutien et les broches de chargement sont montés d'une manière permettant leur libre rotation autour de: axe parallèle à l'axe de broche; axe parallèle à l'axe de l'éprouvette.

Cette configuration permet un chargement uniforme de l'échantillon et empêche le frottement entre l'échantillon et les axes de support.

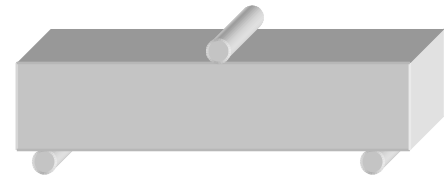
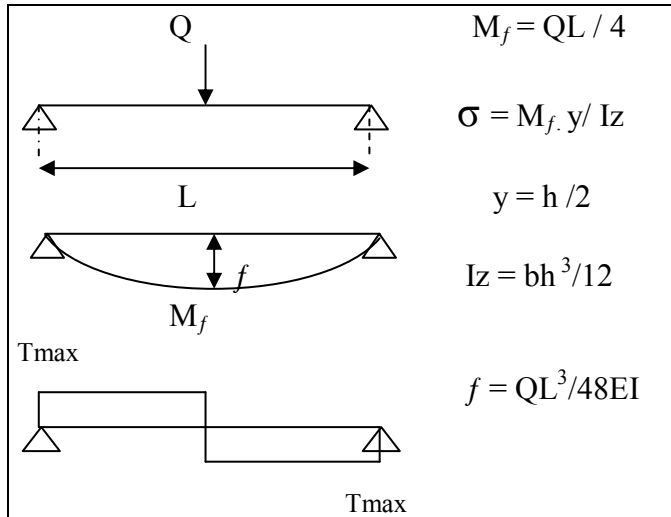


Figure 1.II.1: Flexion de 3 point d'une poutre.

II.2.1.2 Test de flexion quatre points:

Dans cet essai, la force de charge est appliquée par l'intermédiaire de deux broches de chargement avec une distance entre eux égale à la moitié de la distance entre les axes de support.

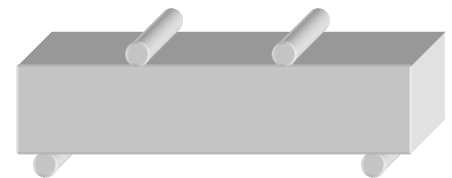
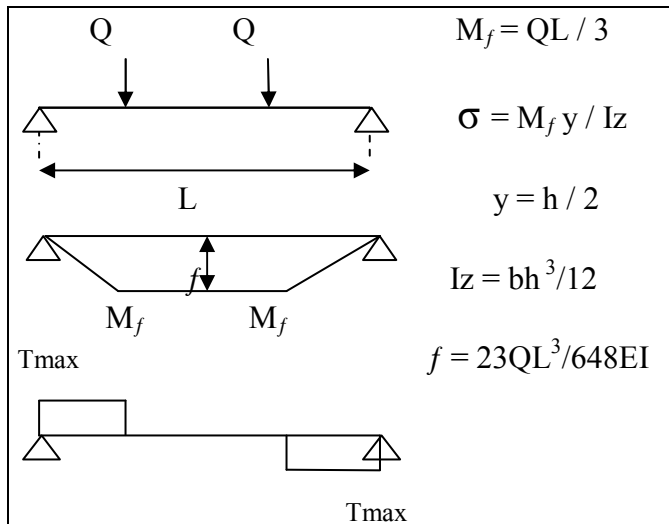


Figure 2.II.1: Flexion de 4 point d'une poutre.

II.2.2 Les caractéristiques géométriques :

Les comportements géométrie qui influent sur la résistance des poutres en béton armé sont:

- la section de la poutre (b x h)
- Longueur de poutre L
- Section des armatures

Pour cette étude nous avons changé seul la section des armatures tendues.

II.3 Mécanismes d'endommagement du béton:

On présente ici les mécanismes d'endommagement que peut développer le béton. L'accent sera mis sur les types de dégradation pouvant survenir pendant un chargement en flexion.

La plupart des structures en béton sont soumises aux intempéries, facteurs qui amplifie leur dégradation et qui augmentent le nombre de mécanismes d'endommagement. Ceux-ci sont très variés, il est possible de trouver différentes formes d'altérations visibles et de défauts d'aspect. Si certains relèvent de l'esthétique ou sont très superficiels, d'autres traduisent une dégradation profonde du matériau. Ces altérations font souvent appel à des processus de dégradation complexes. Leurs origines variées et parfois multiples sont difficiles à établir.

Les principaux défauts du béton sont listés dans le Tableau 1.II .1.

Tableau 1.II .1 Principaux défauts du béton. [2]

Défaut de construction	<ul style="list-style-type: none"> • Inclinaison 	Fissuration	Suintement
<ul style="list-style-type: none"> • Bullages • Joints froids • Acier d'armature exposé • Nid de cailloux • Pommelage 	Désintégration	<ul style="list-style-type: none"> • Faïençage-craquèlement • Fissuration - D • Oblique • Fissure Capillaire • Longitudinale • Craquelage • Irrégulière • Transversale • Verticale • Horizontale 	<ul style="list-style-type: none"> • Efflorescence • Incrustation • Corrosion • Décoloration • Exsudation
Distorsion/mouvement	<ul style="list-style-type: none"> • Cloquage • Farinage • Délaminage • Poudrage • Décollement • Ecaillage • Vieillissement 		Erosion
<ul style="list-style-type: none"> • Flambement • Roulage/voilement • Formation de failles • Tassement 	Eclatement		<ul style="list-style-type: none"> • Abrasion • Cavitation
	<ul style="list-style-type: none"> • Cratère et éclat 		Dégâts dus au scellant à joint

Chaque défaut est largement développé dans les références bibliographiques [2; 3; 4].

Les matériaux de scellant à joint sont employés pour étancher les joints et pour empêcher que des débris ne puissent pas entrer aux joints d'expansion. L'intrusion possible d'un débris peut rendre le joint inefficace lorsque le béton se dilate. Les dégradations typiques sont le détachement du scellant à joint d'un ou des deux côtés du joint ou de la perte complète du scellant à joint.

Les principaux défauts du béton sont listés dans le Tableau 1.II.1.

Le seul défaut qui sera abordé ci-après est la fissuration car c'est le mode d'endommagement qui sera considéré dans le cadre de ce travail.

II.4 Fissuration:

La fissuration représente le premier type d'endommagement qui se développe lorsque la structure se trouve chargée mécaniquement. Les fissures peuvent alors s'étendre de la microfissuration à la lézarde. Ces fissures représentent certainement la forme d'altération la plus fréquente. Des formes très diverses peuvent être observées et leurs origines sont nombreuses.

Elles peuvent être décrites par une multitude de paramètres. Cette identification peut aider à déterminer la cause probable de la fissuration. Les paramètres qui permettent cette description sont :

- **L'observation visuelle** de la surface de la structure peut fournir une première idée de la cause de la fissuration. Par exemple, la cause probable de la fissuration lorsque les fissures sont courtes, uniformément réparties et reliées (Figure 3.II.1) est le changement de la température extérieure. Si la fissuration commence dans la partie la plus basse d'une dalle en béton à proximité de joints (type fissuration - D, Figure 4.II.1) alors la cause possible est une action chimique due à l'accumulation de l'humidité. Si une fissure isolée et verticale (Figure 5.II.1) est détectée alors, elle peut être due aux efforts mécaniques externes imposés à la structure. Pour confirmer ces hypothèses, il faut suivre un processus d'aide au diagnostic préétabli.

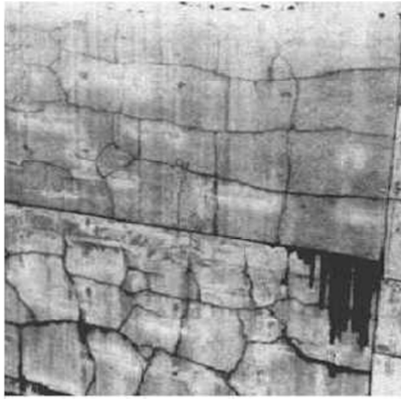


Figure 3.II.1: Craquelage Individuelle.

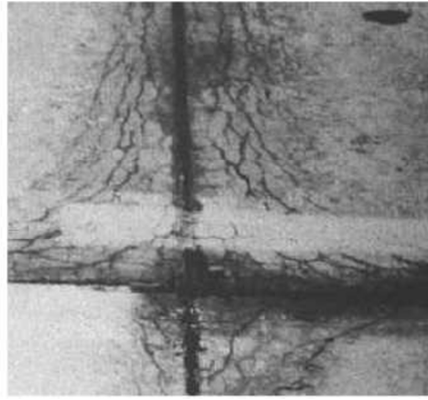


Figure 4.II.1: Fissuration- D.



Figure 5.II.1: Fissure.

- **La profondeur** de la fissure : elle peut décrire une fissure de surface, de faible profondeur, de grande profondeur ou traversant (cassure).
- **La largeur** des fissures. Selon leur ouverture les fissures sont classifiées comme fissure *fine* (moins de 1mm), *moyenne* (de 1mm à 2 mm) ou *large* (plus de 2 mm) [5].
- **L'état actuel d'activité** des fissures est lié à la présence du facteur responsable de cette fissure qui doit être pris en compte pour choisir la méthode de réparation. Deux catégories existent : *fissures actives*, elles continuent à évoluer au cours du temps et les *fissures dormantes* ou inactives qui ne sont pas affectées par un faible mouvement de la structure.
- **L'état physique du béton** pendant la fissuration [6]. La structure peut se fissurer avant ou après le durcissement du béton. L'état physique du béton se classe donc en deux catégories : i) la fissuration du *béton jeune* (avant le durcissement du béton) qui peut être affectée par le gel, le retrait, le tassement en phase plastique ou un coffrage défectueux ; ii) la fissuration du *béton durci* qui se produit principalement suite aux actions physiques (actions thermiques, actions structurelles et gel) ou aux actions chimiques (altération chimique du béton et corrosion des armatures).
- **La nature structurale** des fissures. Elles sont classées comme *structurelles* si elles sont causées par un chargement mécanique et comme *non-structurelles* si elles résultent d'autres raisons comme par exemple : des actions chimiques.

La fissure est complètement décrite en utilisant des termes des diverses catégories énumérées ci-dessus. Par exemple: une fissure peu profonde, fine, dormante, correspondant à un endommagement qui s'est produit dans le béton jeune (Figure 3.II.1).

La fissuration d'une structure en béton armé indique le degré d'endommagement de cette structure à partir de l'indice de fissuration. L'indice de fissuration (Tableau 2.II.1)

Tableau 2.II.1: *Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.*

<i>Indice de fissuration IF (mm/m)</i>	<i>Degré d'endommagement</i>
0 à 0,5	négligeable
0,5 à 1	faible
1 à 2	modéré
2 à 5	fort
5 à 10	très fort
> 10	considérable

correspond au rapport de la longueur des fissures transversales par mètre linéaire.

II.5 Causes d'endommagement du béton:

Plusieurs facteurs peuvent jouer un rôle important dans les différents processus de dégradation du béton. Dans de nombreux cas, les dégâts résultent de la combinaison de divers mécanismes. Le tableau 3.II.1 présente les plus fréquentes causes de dégâts et de détériorations du béton. Dans ces références bibliographiques [2; 6; 7] Plus d'information relative aux causes d'endommagement des structures en béton sont disponibles.

Tableau 3.II.1: *Causes d'endommagement du béton. [2]*

<i>Dégâts accidentels</i>	<i>Erosion</i>	<i>Corrosion des armatures</i>
<i>Actions chimiques</i>	Abrasion	
Attaque acide	Cavitation	<i>Erreurs de conception</i>
Attaque de l'eau agressive	<i>Changements de température</i>	Détails de conception inadéquats
Action alcali-carbonate	A l'intérieur et à l'extérieur	Conception structurale insatisfaisante
Action alcali-silice	<i>Retrait</i>	<i>Distorsion ou mouvement</i>
Attaque chimique diverse	Phase plastique/Séchage	<i>Vieillessement</i>
Attaque de sulfate	<i>Gel</i>	<i>Erreurs de construction</i>

II.6 Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé (BA) :

Les mécanismes de rupture qui sont décrits en détail dans ce chapitre correspondent aux situations étudiées dans le cadre de ce travail.

Le comportement global, d'une poutre en béton armé soumise à un essai de flexion trois points ou quatre points est composé de 3 phases [13].

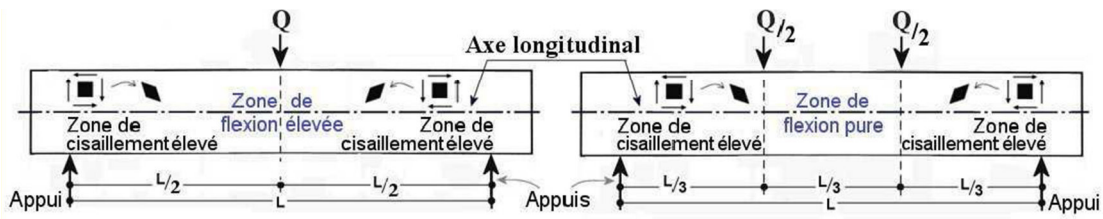


Figure 6.II.1: Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points. [8]

La Figure 7.II.1 illustre graphiquement les 3 phases qui se produisent pendant un chargement de flexion.

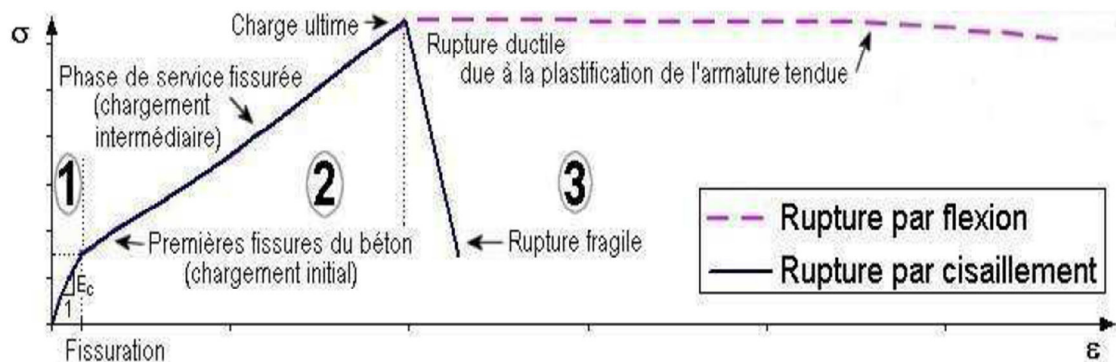


Figure 7.II.1: Représentation graphique de la contrainte (σ) en fonction de la déformation (ϵ) d'un élément en béton armé. [8]

La **1re phase** linéaire correspond au comportement élastique de service des poutres non fissurées.

La **2ème phase** linéaire correspond au comportement de service mais lorsque la poutre est fissurée.

Pendant cette phase, il n'existe pas de différence notable du développement de la fissuration initiale que la poutre ait été endommagée par cisaillement ou par flexion. De toutes les façons,

la fissuration commence avec l'apparition de fissures due à la flexion dans la partie inférieure centrale de la poutre.

Ensuite, ces premières *fissures dites de flexion* se propagent vers le haut de la poutre (Figure 8.II.1). Les fissures dans les zones de cisaillement élevé se propagent dues à la contrainte principale oblique. Ces dernières fissures sont appelées *fissures de cisaillement par flexion*.

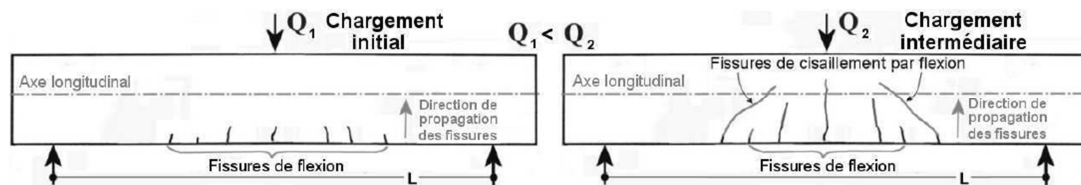


Figure 8.II.1: Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé (BA). [8]

La principale différence, entre l'endommagement par cisaillement et celui par flexion, se constate à la rupture de la poutre : **3ème phase** du comportement.

Deux mécanismes principaux de rupture existent : rupture par flexion (F) ou rupture par cisaillement. La rupture par flexion peut se produire : par la plastification de l'armature tendue ou par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue. La rupture par cisaillement est due soit à : i) la contrainte principale oblique (CO), ii) la compression par cisaillement (CC) ou iii) l'adhérence par cisaillement (AC). Ces quatre mécanismes de rupture sont présentés dans les paragraphes suivants. Ces mécanismes de rupture dépendent de la résistance des matériaux, des dimensions de la structure et du type de chargement. La résistance à la flexion d'une poutre en béton armé est apportée principalement par l'armature tendue et les propriétés du béton. La résistance aux efforts tranchants est assurée par l'armature transversale (cadres) et les caractéristiques du béton. Les calculs des résistances à la flexion et aux efforts tranchants sont, respectivement, expliqués dans les sections.

II.6.1 Rupture par la plastification de l'armature tendue due à la flexion (F):

Une poutre est considérée endommagée par flexion si la quasi-majorité des fissures sont verticales et positionnées dans le tiers central de la longueur libre entre les appuis. Le début de l'endommagement commence avec la fissuration du béton. Des fissures verticales souvent très fines sont donc observées au milieu de la poutre. Ensuite, avec l'augmentation du

chargement, de nouvelles fissures se développent dans cette même zone centrale alors que les anciennes fissures s'ouvrent et s'étendent vers l'axe neutre et/ou au delà (Figure 9. II.1).

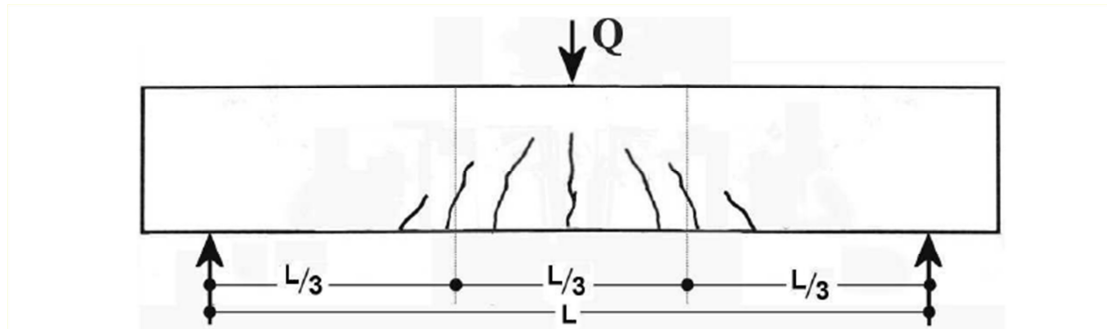


Figure 9.II.1: Schéma typique d'une poutre en béton armé (BA) endommagée par flexion. [8]

Le mécanisme de rupture par flexion est dit "ductile" en raison de la plastification de l'armature métallique qui est soumise à de la traction (3^{ème} phase de la Figure 7.II.1). Lors de la conception d'une poutre, il est recommandé que la rupture de la poutre soit par flexion, parce que ce type de rupture donne un avertissement suffisant de la ruine imminente de la poutre grâce à cette plastification. Les poutres arrivent à la rupture par flexion, seulement si leur résistance au moment fléchissant est inférieure à leur résistance aux efforts tranchants.

II.6.2 Rupture par compression du béton due à la flexion associée à la plastification de l'armature tendue:

Ce type de rupture commence de la même façon que la rupture précédente avec l'apparition des fissures dans la zone centrale. Ensuite, il est observé l'écrasement du béton suite à un niveau trop important de compression.

Les trois mécanismes qui sont présentés maintenant produisent des ruptures dites "fragiles" (3^{ème} phase de la Figure 7.II.1).

II.6.3 Rupture due à la Contrainte principale Oblique (CO):

Ce mode de fissuration commence, comme exposé précédemment, avec le développement de quelques fissures fines verticales du type flexion au centre de la longueur entre appuis, suivie par une perte d'adhérence entre l'acier de renforcement inférieur et le béton qui l'entoure dans la zone près des appuis.

Ensuite, 2 ou 3 fissures, inclinées vers le centre de la poutre, se développent à une distance entre $1,5d$ et $2d$ (Figure 10.II.1) de l'appui. Lorsque les fissures de flexion n'évoluent plus, une des fissures inclinées dues à la contrainte principale oblique (CO) s'ouvre vers le point de chargement (zone supérieure de compression de la poutre). Il faut remarquer que comme les fissures de flexion n'évoluent plus vers l'axe neutre, cet endommagement fragile dû à la CO produit la ruine instantanée de la poutre avec une faible déformation au centre de la poutre.

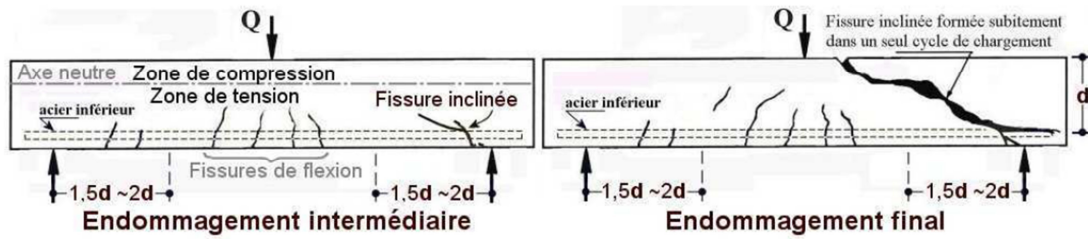


Figure 10.II.1: Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la contrainte principale oblique. [8]

Chapitre III :

ETUDE THEORIQUE

DE LA CAPACITE

FLEXIONNELLE DES

POUTRES

III. ETUDE THEORIQUE DE LA CAPACITE FLEXIONNELLE DES POUTRES

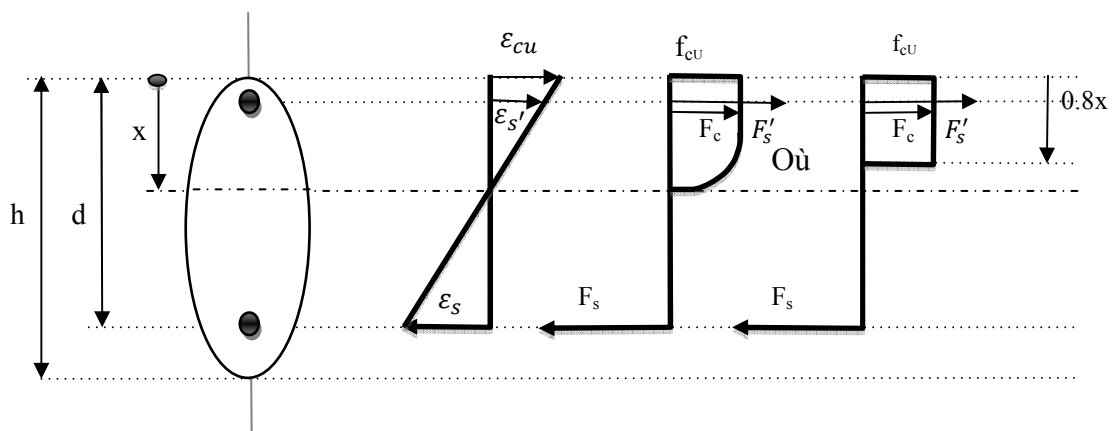
III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on présente l'étude analytique pour déterminer la capacité flexionnelle d'une section rectangulaire non renforcée soumise à la flexion simple, et après avoir trouvé l'axe neutre par méthode des essais successifs, le moment réduit sera déterminé, une étude sur la capacité des poutres renforcées sera établie.

III.2 Développement des équations de base pour une section non usuelle soumise à la flexion simple:

III.2.1 Section non usuelle en béton armé non renforcée:

Le bloc des contraintes rectangulaire simplifié adopté par [1], est basé sur le principe de Whitney, cas de l'utilisation d'un bloc rectangulaire fictif de telle sorte que le centre de gravité du bloc coïncide avec le centre de gravité du bloc réel, et sa valeur est de l'ordre de 80% de la valeur de la profondeur de l'axe neutre à partir de la fibre la plus comprimée.



Section non Usuelle *distribution des déformations* *distribution des contraintes*

Figure 1.III.1: Image à l'E.L.U d'une section non usuelle en béton armé. [9]

Soit une section non usuelle à axe de symétrie vertical où A_s et A'_s représentent respectivement la section d'armatures tendues et comprimées.

La distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues notée "d", est dite hauteur utile de la section.

La valeur de la déformation relative de la fibre la plus comprimée du béton est fixée à

3.5 ‰, pour une section à l'état limite ultime [12].

La compatibilité des déformations des matériaux: acier et béton, s'exprime par les relations suivantes:

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-x}{x}\right) \times \epsilon_{cu} \dots \dots (1.III.1)$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{x-d'}{x}\right) \times \epsilon_{cu} \dots \dots (2.III.1)$$

Pour le bloc rectangulaire fictif des contraintes du béton :

$$f_{cu} = \frac{0.85 f_{ck}}{1.5}$$

A partir de l'équation d'équilibre des forces internes de la section:

$$F_c + F'_s = F_s \dots \dots \dots (3.III.1)$$

Où F_c est la force de compression dans le béton

$$F_c = f_{cu} \times A_c \dots \dots \dots (4.III.1)$$

$$F_c = 0.567 f_{ck} \times b \times 0.8x$$

F'_s est la force de compression au niveau des armatures comprimées.

$$F'_s = f'_s \times A'_s \dots \dots \dots (5.III.1)$$

F_s est la force de traction au niveau des armatures tendues.

$$F_s = f_s \times A_s \dots \dots \dots (6.III.1)$$

L'équation d'équilibre devient alors:

$$f_{cu} \frac{A_c}{A_u} + f'_s \rho'_s = f_s \rho_s \dots \dots \dots (7.III.1)$$

En divisant les termes de l'équation (7.III.1) par le terme de référence $f_s \rho_s$ on obtient une section utile:

$$f_{cu} \times \frac{A_c}{A_u} + f'_s \rho'_s = f_s \rho_s \dots \dots \dots (8.III.1)$$

L'équation (8.III.1), représente une équation à trois inconnues interdépendantes : $A_c(x)$, f_s , f'_s , qui ne peut être résolue que par la méthode d'essais successifs dont les étapes sont résumées ci-dessous :

- * Fixer la profondeur de l'axe neutre "x" pour une valeur balayant la section.
- * Calculer les déformations relatives " ϵ_s " et " ϵ'_s " à partir des équations (1.III.1) et (2.III.1).
- * Evaluer les contraintes f_s et f'_s respectivement à partir des diagrammes contraintes-déformations appropriés.
- * Injecter ' x , f_s , et f'_s ' dans l'équation d'équilibre (7.III.1).

* Vérifier à travers l'équation (8.III.1) si l'équilibre est atteint, donc "x" est solution. Dans le cas contraire, le problème exigerait une succession des valeurs de "x" jusqu'à ce que l'équilibre des forces soit atteint: $F_C + F_S = F'_S$ Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, le moment ultime de la section est défini par :

$$Mu = F'_s (0.4x - d') + F_s (d - 0.4x) \dots \dots \dots (9.III.1)$$

En divisant les deux termes de cette équation par « Au.d », on obtiendra l'expression du « Moment réduit » [4].

$$\frac{Mu}{Au.d} = f'_s \rho'_s \left(\frac{0.4x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + f_s \rho_s \left(1 - \frac{0.4x}{d} \right) \dots \dots \dots (10.III.1)$$

III.2.2 Section non usuelle en béton armé renforcée :

Soit une section non usuelle renforcée à axe de symétrie vertical où: A_s , A'_s , représentent respectivement les sections des armatures tendues et comprimées, A_f étant la section du renfort.

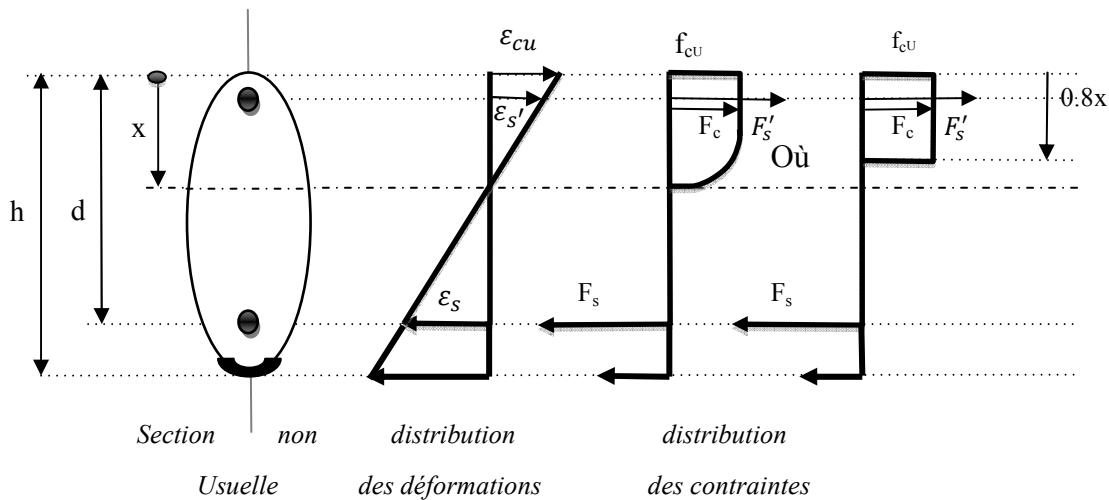


Figure2. III.1 : Image à l'E.L.U d'une section non usuelle en béton armé renforcée. [9]

La distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues notée "d", est dite: la hauteur utile de la section.

La valeur de la déformation relative de la fibre la plus comprimée du béton est fixée à 3.5‰, pour une section à l'état limite ultime.

La compatibilité des déformations des matériaux : l'acier, le matériau composite et le béton,

sont exprimés par la relation suivante :

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-x}{x}\right) \times \epsilon_{cu} \dots \dots (1.III.1)$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{x-d'}{x}\right) \times \epsilon_{cu} \dots \dots (2.III.1)$$

$$\epsilon_f = \left(\frac{h+t/2-x}{x}\right) \times \epsilon_{cu} \dots \dots (11.III.1)$$

t : l'épaisseur du renfort

L'équation d'équilibre des efforts internes de la section renforcée s'écrit:

$$F_c + F'_s = F_s + F_f \dots \dots \dots (12.III.1)$$

F_f est la force due au renforcement au moyen de matériau composite.

$$F_f = f_f \times A_f \dots \dots \dots (13.III.1)$$

L'équation d'équilibre devient alors:

$$f_{cu} \times A_c + f'_s A'_s = f_s A_s + f_f A_f \dots \dots \dots (14.III.1)$$

En divisant les termes de l'équation par A_{Au} terme "Au" définissant une section utile:

$$f_{cu} \times \frac{A_c}{A_{Au}} + f'_s \rho'_s = f_s \rho_s + f_f \rho_f \dots \dots \dots (15. III. 1)$$

L'équation (15.III.1), était une équation à quatre inconnues interdépendantes : $A_c(x)$, f_s , f'_s , f_f , est devenue plus laborieuse que la précédente ,et qui ne peut être résolue que par la méthode d'essais successifs.

Les étapes à suivre dans cette méthode sont :

- * Fixer la profondeur de l'axe neutre "x", commencer par $x=d/2$.
- * Calculer les déformations relatives " ϵ_s ", " ϵ'_s " et " ϵ_f ", à partir équations (1.III.1), (2.III.1) et (11.III.1).
- * Evaluer les contraintes f_s , f'_s et f_f respectivement à partir des diagrammes contraintes-déformations appropriés.
- * Injecter x , f_s , f'_s , f_f dans l'équation d'équilibre
- * Vérifier à travers l'équation (14.III.1) si l'équilibre est atteint, donc "x" est solution. Dans le cas contraire, le problème exigerait une succession de valeurs de "x" jusqu'à ce que l'équilibre des forces soit atteint: $F_c + F'_s = F_s + F_f$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est déterminé, le moment ultime de la section s'exprime comme suit :

$$M_u = F'_s (0.4x-d') + F_s (d-0.4x) + F_f (h+t/2-0.4x) \dots \dots \dots (16.III.1)$$

En divisant les deux termes de cette équation par « Au.d », on obtiendra l'expression du « Moment réduit »

$$\frac{M_u}{A_u \cdot d} = f' s \cdot \rho' s \left(\frac{0.4x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + f_s \cdot \rho_s \left(1 - \frac{0.4x}{d} \right) + f_f \cdot \rho_f \left(\frac{h + t/2}{d} - \frac{0.4x}{d} \right) \dots (17. III. 1)$$

III.2.3 Section rectangulaire non renforcée :

Les relations de l'analyse d'une section rectangulaire en flexion simple sont déduites de celles de la section non usuelle, en remplaçant la section du béton comprimé $A_c(x)$ par une section rectangulaire [14] : $A_c(x) = b \cdot x$

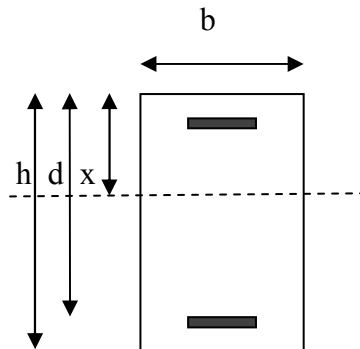


Figure 3.III. 1: Section rectangulaire en béton armé. [9]

L'équation d'équilibre devient alors:

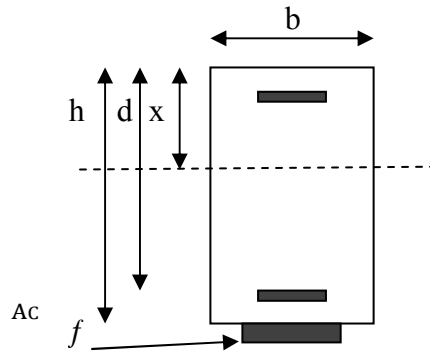
$$(0,567 \cdot f_{ck} \cdot A_c / A_u) + f' s \cdot \rho' s = f_s \cdot \rho_s \dots (18. III. 1)$$

La section utile est: $A_u = b d$

L'expression du moment réduit est donnée comme suit:

$$\frac{M_u}{A_u \cdot d} = f' s \cdot \rho' s \left(\frac{0.4x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + f_s \cdot \rho_s \left(1 - \frac{0.4x}{d} \right) \dots (10. III. 1)$$

III.2.4 Section rectangulaire renforcée :



Figur AC 1.1: Sect. ectang aire en béton armé. [8]

L'équation d'équilibre dev alors:

$$f_{cu} \times \frac{Ac}{Au} + f'_s \cdot \rho'_s = f_s \cdot \rho_s + f_f \cdot \rho_f \dots (15. III. 1)$$

L'expression du moment réduit est donnée comme suit:

$$\frac{Mu}{Au \cdot d} = f'_s \cdot \rho'_s \left(\frac{0.4x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + f_s \cdot \rho_s \left(1 - \frac{0.4x}{d} \right) + f_f \cdot \rho_f \left(\frac{h + t/2}{d} - \frac{0.4x}{d} \right) \dots (17. III. 1)$$

III.3 Dimensionnement en flexion procédé SIKKA carbodur :

Pour augmenter la capacité flexionnelle des poutres étudiées, nous avons choisi l'utilisation des matériaux composites type lamelle de carbone qui sera collée à la face tendue de la section en béton armé [16, 17].

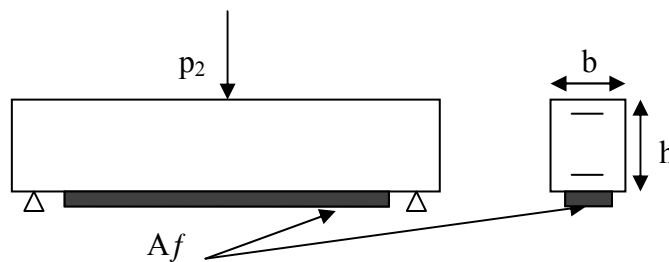


Figure 5.III.1: Poutre renforcée.

Donc on à:

$$Mu = F'_s (0.4x - d') + F_s (d - 0.4x) + F_f (h + t/2 - 0.4x) \dots (16. III. 1)$$

$$F_f = (Mu - F'_s (0.4x - d') - F_s (d - 0.4x)) / (h + t/2 - 0.4x) \dots (19. III. 1)$$

$$f_f A_f = (Mu - F'_s (0.4x - d') - F_s (d - 0.4x)) / (h + t/2 - 0.4x) \dots (20. III. 1)$$

Alors, la section de fibre de carbone égale:

$$A_f = (M_u - F_s (0.4x - d') - F_s (d - 0.4x)) / (h + \frac{t}{2} - 0.4x) * f_f \dots\dots\dots (21.III.1)$$

*** Exemple numérique :**

L'épaisseur de la lamelle $t = 2.5$ mm (sika carbodur 525/60)

la charge de poutre $A_s = 2\phi 6$ égale 8.32 KN, mais notre besoin est d'augmenter cette charge vers $P_2 = 20$ KN.

Donc a partir l'équation (21.III.1):

$$A_f = 11 \text{ mm}^2$$

Module Elasticité $E = 165\ 000$ MPa

Partie II :
ETUDE
EXPERIMENTALE

Chapitre I :
MATERIELS ET
MATERIAUX UTILISES.

I. MATERIELS ET MATERIAUX UTILISES

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons étudier les différents matériaux à utiliser dans la confection des bétons à étudier ainsi que les essais à effectuer selon les normes européennes, normes françaises et les modes opératoires en vigueur, lors les caractéristiques du matériaux, comme les caractéristiques du gravier sont l'analyse granulométrique par tamisage, et La masse volumique apparente et absolue, la porosité, la compacité, la densité, l'indice de vide , et les caractéristiques du sable sont le module de finesse, l'équivalent de sable, l'analyse granulométrique, La masse volumique apparente et absolue, et préparée les éprouvettes par méthode SCRAMTAIEV pour mesuré la résistance de béton classe 30 MPa, et les matériels utilisés pour ces essais.

I.2 Caractéristiques des matériaux :

Les granulats sont caractérisés par des spécificités qu'ils doivent satisfaire pour réaliser une bonne utilisation dans différents domaines. Ces spécifications dites caractéristiques des granulats sont bornées par des normes et des exigences. Elles servent à prendre en compte l'utilisation, la fiabilité, l'économie en se basant sur les recherches et les expériences scientifiques. [10]

I.2.1 Caractéristiques du gravier :

Le gravie utilisé pour la confection du béton est gravier de MECHRI obtenue après Concassage de la roche .Les fractions utilisées sont : (3/8), (8/16).

I.2.1.1 Analyse granulométrique par tamisage [NA EN 933-5] :

✓But de l'essai :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différents grains constituant l'échantillon.

✓Principe de l'essai :

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre des tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.

Les masses des différents refus et tamisât sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme de tableau ou graphique.

✓Préparation de l'échantillon pour l'essai :

L'échantillon doit être préparé suivant les prescriptions de la norme (NA EN 933-5). La masse M de l'échantillon pour essai doit être supérieure à $0,2 D$, avec M exprimé en kilogrammes et D plus grande dimension spécifiée en millimètres.

L'opération du tamisage du gravier se fait au moyen d'une tamiseuse ou on place la série des tamis sur le cercle inférieur du cadre de l'appareil en suite l'ensemble est serré aux montants par la couronne supérieure, à l'aide de deux jeux de ressort et vis de blocage. La vibration se fait 03 fois durant 07 minutes à chaque fois.

Les résultats obtenus sont classés dans les tableaux suivants :

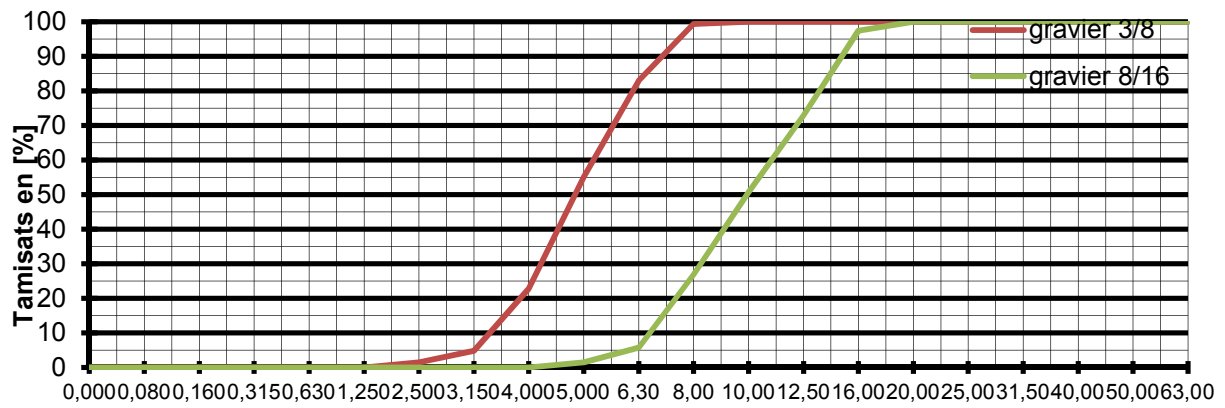
Tableau 1.I.2 : L'analyse granulométrique de gravier concassé (3/8).

Fraction Et masse	Ouverture du tamis (mm)	Refus partiel (g)	Moyen (g)	Refus Cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisa Cumulé (%)
(3/8) 1600 (g)	8	9	10.33	10.33	0.646	99.354
		9				
		13				
	6.3	225	263	273.33	17.083	82.917
		280				
		284				
	5	440	446	719.33	44.958	55.042
		426				
		472				
	4	533	516.33	1235.66	77.229	22.771
		503				
		513				
	3.15	315	287.67	1523.33	95.208	4.792
		293				
		255				

Fraction Et masse	Ouverture du tamis (mm)	Refus Partiel (g)	Moyen (g)	Refus Cumulé (g)	Refus Cumulé (%)	Tamisa Cumulé (%)
	16	118	126	126	42	95,800
		142				
		118				
	12,5	1004	1002,67	1128,67	37,622	62,378
		1061				
		943				
	25	55	52,67	1576	98,500	1,500
		55				
		48				
	Fond	18	22,33	1598,33	99,900	0,100
		35				
		14				

Tableau 2.I.2 : L'analyse granulométrique de gravier concassé (8/16).

Fraction Et masse	Ouverture du tamis (mm)	Refus partiel (g)	Moyen (g)	Refus Cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisa Cumulé (%)
(8/16) 3200 (g)	10	831	813	1941.67	64.722	35.278
		832				
		837				
	8	551	566.33	2508	83.600	16.400
		581				
		567				
	6.3	397	374.33	2882.33	96.078	3.922
		317				
		427				
	5	92	74	2956.33	98.544	1.456
		48				
		82				
	Fond	67	32.67	2990	99.670	0.33
		8				
		23				



Tamis

Figure 1.1.2: Courbe granulométrique de graviers concassés (3/8), (8/16).

I.2.1.2 La densité :

En sens physique ; c'est le degré de remplissage de la masse d'un corps par la matière solide. Elle est calculée par le rapport de la masse volumique de ce matériau à celle de l'eau à une température Elle est exprimée sans unité.

I.2.1.3 Masse volumique :

La masse volumique d'un corps est la masse de l'unité sur le volume de ce corps. Il ne faut pas confondre entre la masse volumique et la densité : Une densité est le quotient entre la masse d'un certain volume d'un matériau et la masse du même volume d'eau à 4 °C, c'est - à - dire une grandeur sans unité.

Comme il existe le volume apparent et le volume absolu, on distinguera :

a. La masse volumique apparente (γ):

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparent en état naturel (y compris les vides et les capillaires). Elle est exprimée en (g / cm³; Kg / m³; t / m³).

✓ Principe :

Il s'agit de remplir une mesure de 1 litre ou plus (2 litres, 5 litres) avec le matériau et de Déterminer la masse du contenu.

Le mode de remplissage de la mesure, a une influence très importante sur les résultats, il faudra réaliser les essais avec du matériel aussi simple que possible, et très soigneusement.

✓ **Mode opératoire :**

- Peser le récipient à vide et noter M1.
- Prendre le matériau dans les 2 mains formant entonnoir.
- Placer les 2 mains à 10 cm environ au-dessus de la mesure et laisser tomber le matériau ni trop vite, ni trop lentement.
- Verser ainsi le matériau au centre de la mesure jusqu'à ce qu'il déborde autour en formant un cône.
- Araser à la règle.
- Peser le contenu et noter M2.
- Il résulte que : $\gamma = (M2 - M1)/V \dots \dots (1.I.2)$
- M1 : masse du récipient vide.
- M2 : masse du récipient et gravier.
- V : volume de récipient.

Tableau 3.I.2: masse volumique apparentes du gravier concassé (3/8), (8/16).

gravier	M1 (kg)	M2 (kg)	V (l)	γ moy (kg/l)	
(3/8)	6,812	M=0,836	4,9 litre	1.2256	
	6,829				
	6,883				
(8/16)	7,531	M=0,836		4,9 litre	1.355
	7,370				
	7,525				

b. La masse volumique absolue ou spécifique (ρ):

C'est la masse d'un corps par unité de volume absolu de matière pleine (volume de matière seule sans tenir compte les vides et les pores). Elle est exprimée en (t/m³, kg/dm³, g/cm³).

Principe :

Le volume absolu ou réel d'un corps est généralement déterminé en mesurant le volume d'un liquide que déplace l'introduction de ce corps.

De nombreuses méthodes permettent de déterminer les masses et volumes des matériaux à étudier, dans notre étude en va utiliser la méthode de l'éprouvette graduée.

Mode opératoire :

- Mettre dans une éprouvette graduée en verre un volume d'eau V1 (400 ml).
- Peser une masse M du corps (300 g) et l'introduire dans l'éprouvette.
- Bien éliminer les bulles d'air,
- Lire le nouveau volume V2,
- Le volume absolu ou réel est : $V = V2 - V1 \dots (2.I.2).$
- La masse volumique réelle est : $\rho = M / (V2 - V1) \dots (3.I.2)$

L'opération se fait 03 fois et en prendre la moyenne. [HAMMOUCHE.Y et LAALAOUI.A, 2012].

Les résultats obtenus sont classés dans le tableau suivant :

Tableau 4.I.2 : masse volumique absolue du gravier concassé (3/8), (8/16).

Gravier	M (g)	V1 (ml)	V2 (ml)	(kg/l)	ρ Moy (kg/l)
(3/8)	300	400	520	2,5	2,521
			519	2,521	
			518	2,542	
(8/16)	300	400	515	2,608	2,571
			518	2,542	
			517	2,564	
ρ Moy (kg/l) = 2,546					

I.2.1.4 La porosité :

C'est le rapport du volume des vides d'un matériau et son volume total, elle représente donc le degré de remplissage de son volume occupé par les vides.

La porosité est exprimée en pourcentage (%) et définie par la relation :

$$P (\%) = V_v / V_t \times 100 \dots (4.I.2)$$

En peut exploiter les résultats des masses volumiques pour déterminer la porosité de notre gravier d'où :

$$P (\%) = (1 - \gamma/\rho) \times 100 \dots\dots\dots (5.I.2)$$

I.2.1.5 La compacité :

C'est le quotient du volume des grains solides et le volume total du matériau, elle Exprime en pourcentage (%) et donner par la relation suivante :

$$C(\%) = (V_s / V_t) \times 100 \dots\dots\dots (6.I.2)$$

Aussi :

$$C(\%) = 1 - P \dots\dots\dots (7.I.2)$$

I.2.1.6 L'indice des vides :

C'est le rapport entre le volume occupé par les vides et le volume de la partie solide des grains, V étant le volume total occupé par les granulats.

$$e(\%) = V_v / V_s \dots\dots\dots (8.I.2)$$

Aussi :

$$e(\%) = (1 - c) / c \dots\dots\dots (9.I.2)$$

Tableau 5.I.2 : Porosité, compacité et indice des vides du gravier concassé.

Gravier	Porosité P (%)	Compacité C (%)	Indice de vide e (%)
3/8	48 ,55	51,42	0,94
8/16	46 ,00	54,00	0,86

I.2.2 Caractéristique du sable :

I.2.2.1 Analyse granulométrique [NA EN 933-1] :

- **But de l'essai :**

Permettre la détermination de la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différents grains constituant l'échantillon.

- **Principe de l'essai :**

Faire passer l'échantillon tester à travers une série des tamis décroissante de plus grand à plus petit, et faire peser le refus dans chaque tamis.

- **Mode opératoire :**

Le mode opératoire est identique à celui cité précédemment dans la partie des graviers, la seule différence est la durée de l'essai qu'elle été 3minute dans le cas des sables.

Les résultats de l'analyse granulométrique du sable de Oued Essouf est inscrire dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.I.2 : analyse granulométrique du sable (0-3.15).

diamètre des tamis [mm]	Refus élémentaire [g]	Refus cumulés [g]	Refus cumulés [%]	Tamisats cumulés [%]
Fond	0	1000	100,00	0,00
0,08	110	1000	100,00	0,00
0,16	160	890	89,00	11,00
0,32	290	730	73,00	27,00
0,63	190	440	44,00	56,00
1,25	150	250	25,00	75,00
2,50	100	100	10,00	90,00
3,15	0	0	0,00	100,00

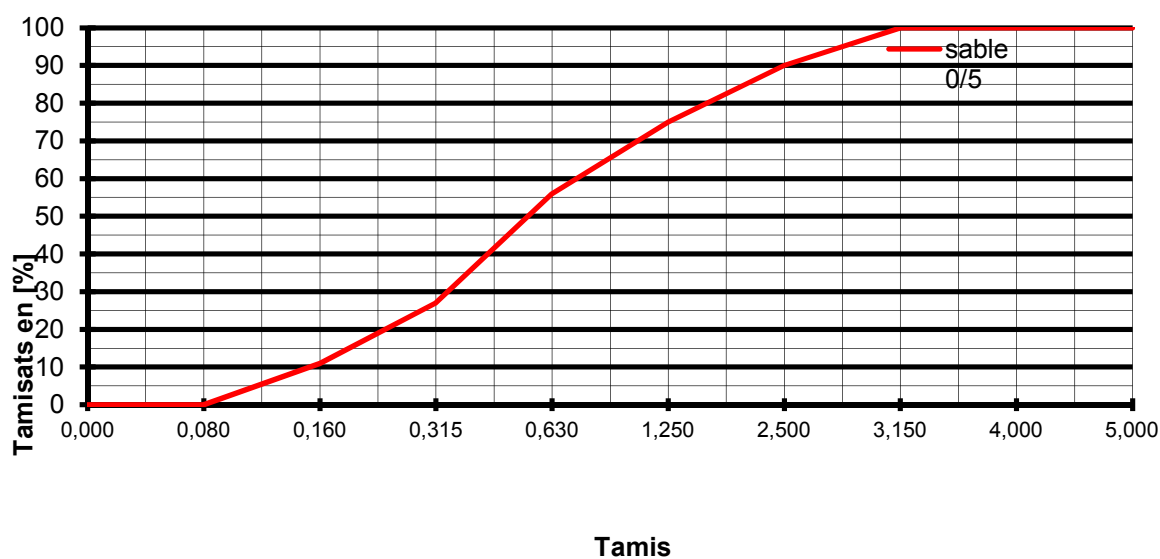


Figure 2.I.2: Courbe granulométrique de Sable modifié

I.2.2.2 Modules de finesse [NA EN 12620] :

Le module de finesse d'un sable est égal au 1/100 de la somme de refus exprimés en pourcentage sur les différents tamis.

Tableau 7.I.2: *Module de finesse du sable.*

Quantité du sable	Module de finesse
Gros	> 2.5
moyen	2 à 2.5
Fin	1.5 à 2
Très fin	1 à 1.5

$$MF = \Sigma R_i / 100$$

$$MF = (1/100) \Sigma (\text{refus cumulés en \% des tamis } (0.08-0.16-0.315-0.63-1.25-2.5-3.15 \text{)})$$

Après l'analyse granulométrique on trouve que, le module de finesse du sable testé est Égal à $MF = 2.41$, $2 < MF > 2.5$ (C'est un sable moyen).

I.2.2.3 Equivalent de sable : [NA EN 933-8]

✓ **But de l'essai :**

Cet essai consiste à déterminer la quantité d'éléments fins (argile, limons, impuretés) contenus dans le sable par rapport à la quantité d'éléments sableux.

✓ **Mode opératoire :**

- Remplir l'éprouvette d'une solution la veille jusqu'au premier repère.
- A l'aide d'un entonnoir, verser l'échantillon de sable de $120 \pm 1g$ dans l'éprouvette et taper fortement à plusieurs reprises avec la paume de la main afin de libérer les bulles d'air et favoriser le mouillage de l'échantillon.
- Laisser reposer pendant 10 min.
- Boucher l'éprouvette à l'aide d'un bouchon en caoutchouc et lui imprimer 90 cycles de 20 cm de secousses horizontales en 30s à la main à l'aide de l'agitateur mécanique.
- Retirer le bouchon de l'éprouvette, le rincer avec la solution la veille au-dessus de l'éprouvette et rincer ensuite les parois de celle-ci.
- Faire descendre le tube laveur dans l'éprouvette le rouler entre le pouce et l'index en faisant tourner lentement le tube et l'éprouvette tout en imprimant au tube un léger piquage.

- Après 20 min de dépôt, lire la hauteur h_1 , de niveau supérieure de flocculat jusqu'au fond De l'éprouvette à l'aide d'une règle.
- Mesuré également avec la règle la hauteur h_2 compris entre le niveau supérieur de la partie sédimentaire du fond de l'éprouvette.

$$Esv = (h_2 / h_1) \times 100 \% \dots (10.I.2)$$

Avec :

h_1 : hauteur du sable plus flocculat.

h_2 : hauteur du sable.

Introduire el piston dans l'éprouvette et la laisser descendre doucement jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment.

$$Esp = (h'_2 / h_1) \times 100 \% \dots (11.I.2)$$

Avec :

h_1 : hauteur du sable plus flocculat.

h'_2 : hauteur du sable.

Tableau 8.I.2: Qualité du sable en fonction des valeurs d'équivalent de sable *ESV* et *ESP*

Esv	Esp	Nature et qualité de sable
$Es < 65$	$Es < 65$	Sable argileuse : risque de retrait au de gonflement à rejeter pour des bitons de qualité.
$65 < Es < 75$	$65 < Es < 80$	Sable légèrement argileux de propriétés admissible convient parfaitement pour des bétons de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement le retrait.
$75 \leq Es \leq 85$	$70 \leq Es \leq 80$	Sable propre à faible pourcentage de farine argileux convient parfaitement pour des bétons de haute qualité.
$Es \geq 85$	$Es > 85$	Sable très propre ; l'absence totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

En a répété l'essai 03 fois, les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous .

Tableau 9.I.2: les résultats de l'équivalent de sable.

Hauteur (cm)	H ₁	H ₂	Esv (%)	Esv moy (%)	H ₁	Esp	Esp moy (%)
Echantillon1	14	9	64,28	68,31	7,8	55,71	62,36
Echantillon2	12,6	9,1	72,22		8,5	67,46	
Echantillon3	13,3	9,1	68,42		8,5	63,91	

I.2.2.4 Masse volumique : (NF P18-555)

a) Masse volumique absolue :

✓ Définition:

C'est la masse d'un corps par unité de volume absolu de matière pleine (volume de matière seule, pores à l'intérieur des grains exclus), après passage à l'étuve à 105 °C, notée ρ et exprimée en (g/cm³, kg/m³ ou T/m³).

✓ But de la mesure :

Cette essai a permis de connaître la masse d'une fraction granulaire lorsque par exemple, on élabore une composition du béton, ce paramètre permet en particulier de déterminer la masse ou le volume des différentes classes granulaires malaxées pour l'obtention d'un béton dont les caractéristiques sont imposées.

✓ Matériel :

- Des éprouvettes graduées.
- Une balance.

✓ Mode opératoire :

La mesure s'effectue par la méthode de l'éprouvette graduée selon les étapes suivantes :

- Remplir une éprouvette graduée avec un volume d'eau V_1 , ($V_1 = 250$ ml).

- Peser un échantillon sec M de granulats (environ 150g) et l'introduit dans l'éprouvette en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air.
- Le liquide monte dans l'éprouvette. Lire le niveau V_2 , la masse volumique est alors:

$$\rho_{\text{abs}} = M / (V_2 - V_1) \dots \dots (12.I.2)$$

On refait l'opération trois fois et on trouve les résultats inscrits dans le tableau suivant :

Tableau 10.I.2: les résultats.

Sable	Facteurs	Essais n : 1	Essais n : 2	Essais n : 3	Valeur moy
Sable d'oued Essouf	M (g)	150	150	150	2,650
	V (L)	250	250	250	
	V2 (L)	310	306	304	
	ρ_{abs} (g / cm ³)	2,500	2,678	2,778	

b) Masse volumique apparente :

✓ Masse volumique apparente à l'état lâche :

On détermine la masse volumique apparente à état lâche du sable à l'aide d'un entonnoir standard de capacité 2 à 2,5 litres.

✓ Mode opératoire :

- On remplit l'entonnoir avec du sable sec.
- On pèse le récipient vide de capacité 1 litre, soit M1 son poids.
- On place le récipient sous l'entonnoir de 10 a 15 cm et le remplit avec du sable.
- Une fois le récipient est rempli, on nivelle la surface du sable et on pèse le tout soit M₂.

La masse volumique apparente du sable est donnée par la formule suivante :

$$\rho_{\text{app}} = (M_2 - M_1) / V_1$$

Où V_1 : est le volume de récipient. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 11.I.2: Masse volumique apparente à l'état lâche.

Sable		Essais n°1	Essais n°1	Essais n°3
Sable d'oued Essouf	M (g)	1731	1736	1730
	V (L)	1	1	1
	γ_{app} (g / cm ³)	1,731	1,736	1,730
	$\gamma_{\text{app}}^{\text{mov}}$ (g / cm ³)	1,732		

I.2.3 Caractéristiques des aciers:

- Acier rond lisse : 235MPa.
- Acier haute adhérence : 400MPa.

I.3 Matériels et essais:

I.3.1 Les essais sur le béton à l'état frais :

On sait que le béton est le matériau obtenu par solidarisation par un liant de ciment, un squelette granulaire composé d'un ou plusieurs sables et d'un ou plusieurs graviers.

✓ Le malaxage [NA EN 12390-2] :

Les constituants sont introduits dans le malaxeur à l'ordre suivant :

- Introduire gravier 8 / 16, ciment, sable 0 / 5 et gravier 3 / 8.
- Malaxer pendant 1 min et 30 secs.
- Introduire la quantité d'eau.
- Malaxer pendant 3 min et ajouter l'eau tout attentivement.
- Mesurer l'affaissement à chaque fois par cône d'Abrams jusqu'à la valeur désiré et visé.



Figure 3.I.2: Malaxage



Figure 4.I.2: Malaxeur

✓ Affaissement au cône d'abrams (slump test) [NA EN 12350-2] :

- Cet Essai est effectué conformément aux prescriptions de la norme (NA EN 12350-2). C'est l'essai de mesure de consistance le plus employé et le plus connu universellement. Le moule utilisé pour réaliser cet essai est un cône tronqué de 30cm de hauteur. Placé sur une

surface lisse, la petite ouverture vers le haut, le cône est rempli de béton en trois couches d'égal volume. Chacune des couches est compactée avec coups d'une tige métallique normalisée de 1,6 cm de diamètre, dont l'extrémité est arrondie.

- Une fois le cône rempli, le dessus de la surface doit être arasé en se servant de la tige et en effectuant des mouvements de va et vient. Durant ces opérations, le cône doit demeurer fixe sur la base lisse; des écrous de serrage, situés à la base du cône, permettent de le maintenir immobile.

- Après remplissage, le cône est relevé lentement et le béton s'affaisse. La différence entre la hauteur du béton affaissé et la hauteur du cône est appelée l'affaissement.

La valeur de l'affaissement est exprimée en cm.

Dans notre étude on a fixé l'affaissement à : Af entre 5 et 6cm.



Figure 5.1.2 : Mesure de l'affaissement.

✓ **Vibration : [NA EN 12390-2]**

La vibration est la méthode de compactage la plus répandue, le degré de compactage d'un béton frais par vibration dépend de la fréquence et de l'amplitude des oscillations, ainsi que de la durée de vibration.

- On commence par piqué de vibration qui utilise pour vibrer le béton dans l'éprouvette dans 3 étapes et 3 couches à chaque fois en frappant 25 fois avec le même rythme à fin d'homogénéiser la forme de l'échantillon.
- On fait la vibration sur la table vibrante pendant 20s.
- Pèse 3 moules avant et après leur remplissage et la vibration pour déterminer la masse volumique de béton à l'état frais.



Figure 6 I.2 : Vibration de l'éprouvette.

- Les éprouvettes sont maintenues à l'air libre au laboratoire pendant 24h puis décoffrées et marquer par peinture et conserver dans l'eau.

I.3.2 Les essais sur le béton durci :

✓ Durcissement de béton :

Le durcissement d'un béton avec le temps est essentiellement à l'hydratation progression du ciment.

Il bien connu que la progression des résistances mécaniques d'un béton se fait de plus en plus lentement lorsque le passe ceci peut expliquer par le fait que la vitesse d'hydratation des grains de ciment décrois elle-même avec le temps.

✓ Mode de conservation de béton [NA EN 12390-2] :

Le degré d'humide du milieu de conservation a une influence importante sur la résistance du béton. Notre béton est conservé dans l'eau à une température de 20 ± 2 .



Figure 7.I.2 : Conservation de l'éprouvette.

✓ **La presse hydraulique BeraTest : [NA EN 12390-3]**

La presse utilisée répond aux normes NA EN 12390-3, elle comporte deux parties :

Unité de commande constituée de :

- Un cadran pour valeur maximal de charge.
- Interrupteur principal.
- Commande de réglage de la vitesse.
- Clapet de charge-décharge.

Unité de pression : où on met l'éprouvette d'essai.



Figure 8.I.2 : Presse hydraulique (BeraTest) capacité 3000 KN.

I.3.3 Détermination de la résistance par les essais destructifs :

La résistance a été long temps considérée comme la qualité essentielle, pour ne pas dire la seule, à rechercher pour un béton. La détermination de cette résistance est nécessaire pour contrôler cette qualité essentielle de notre du béton.

I.3.4 Essai d'écrasement [NA EN 12390-3]:

L'essai consiste à rompre entre les plateaux d'une presse hydraulique de capacité 3000KN à une vitesse constante (0.25KN/S) des éprouvettes cylindriques de dimensions (10x20) cm. Celles-ci doivent être bien centrées entre les plateaux, afin d'éviter l'apparition des moments dus à l'excentricité de la charge de compression.

On calcule la résistance à la compression par la relation :

$$R_c = F / S \dots (13.I.2).$$

R_c : résistance à la compression (MPa).

F : la charge de rupture (N).

S : section de l'éprouvette (mm^2).

I.3.5 Matériels de l'essai de flexion des poutres :

I.3.5.1 La machine de flexion (MATEST COD : C091, C091-01, C091-02, C091-03, C092-12) :

L'essai doit être réalisé au moyen d'une machine d'essais conforme à l'EN 12390-4.

b. Application de la charge :

L'appareil de chargement (voir Figure I.1) doit être équipé de :

- deux rouleaux d'appui.
- deux rouleaux supérieurs maintenus par un support articulé, qui répartit également entre les deux rouleaux la charge appliquée.
- Tous les rouleaux doivent être en acier, de section circulaire, et d'un diamètre compris entre 20 mm et 40 mm.
- Leur longueur doit être au moins de 10 mm supérieure à la largeur de l'éprouvette.
- Trois des rouleaux, parmi lesquels les deux rouleaux supérieurs, doivent pouvoir pivoter librement autour de leur axe et osciller dans le plan orthogonal à l'axe longitudinal de l'éprouvette d'essai.

c. Principe :

Des éprouvettes prismatiques sont soumises jusqu'à rupture à un moment de flexion par application d'une charge au moyen de rouleaux supérieurs et inférieurs. La charge maximale atteinte au cours de l'essai est enregistrée, et la résistance en flexion est calculée.

d. Mise en charge :

-Ne pas appliquer la charge avant que les rouleaux de chargement et les rouleaux d'appui soient bien en contact avec l'éprouvette.

Sélectionner une vitesse de chargement constante dans la plage 0,04 MPa/s ($\text{N}/\text{mm}^2.\text{s}$) à 0,06 MPa / s ($\text{N}/\text{mm}^2.\text{s}$).

Appliquer la charge sans choc et l'accroître de façon continue, à la vitesse constante sélectionnée $\pm 1\%$, jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

La vitesse de chargement requise est donnée par la formule suivante : $R = (s.d.d^2)/L$.

Où :

R : est la vitesse de chargement requise, en newtons par seconde ;

S : est la vitesse d'accroissement de la charge, en méga pascals par seconde (newtons par millimètre carré par seconde).

d_1 et d_2 : sont les dimensions latérales de l'éprouvette, en millimètres.

L : est l'écartement entre les deux rouleaux inférieurs, en millimètres.

e. Expression des résultats

La résistance en flexion est donnée par l'équation suivante : $f_{cf} = (F.L) / (d_1 \cdot d)$.

Où :

f_{cf} : est la résistance en flexion, en méga pascals (newtons par millimètre carré) ;

F : est la charge maximale, en newtons ;

L : est l'écartement entre les rouleaux d'appui, en millimètres ;

d_1 et d_2 : sont les dimensions latérales de l'éprouvette, en millimètres.

Exprimer la résistance en flexion au 0,1 MPa (N/mm²) le plus voisin.



Figure 9. I.2: Machine de flexion (MATEST).

I.3.5.2 Extensomètre :

Cet appareil permet de mesurer la flèche d'un élément de structure soumis à une charge.



Figure 10. I.2 : Extensomètre.

- Les flèches des poutres en flexion ont été mesurées à l'aide d'un capteur de déplacement à transformateur différentiel (L.V.D.T.), ce capteur a été fixé au milieu de la poutre. Une lecture continue de la flèche.
- Chaque 0.25 mm de flèche de la poutre, on prend la lecture de la charge appliquée.
- A la fin, on trace les courbes de variation des charges en fonction des flèches.

Chapitre II :
FORMULATION DU
BETON

II. FORMULATION DU BETON.

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons réaliser des éprouvettes (16 x 32) avec la confection d'un béton ordinaire.

On a déterminé les compositions du béton avec la méthode de SCRAMTAIEV, après 28 jours de conservation des éprouvettes, l'écrasement sera fait pour déterminer la résistance à la compression (R_{c28}).

II.2 Formulations des bétons étudiés :

II.2.1 Calcul de la composition du béton:

Le calcul de la composition du béton a pour but de déterminer le dosage en ciment, granulats et eau pour un dosage de 1 m^3 de béton frais afin d'obtenir un mélange homogène et d'une capacité élevée, ainsi qu'une résistance mécanique voulue. Il existe plusieurs méthodes de détermination de la composition du béton proposées et appliquées dans les différents pays du monde parmi ces méthodes on peut citer:

- Méthode de BOLOMEY
- Méthode d'ABRAMS
- Méthode de FAURY
- Méthode d'OISEL
- Méthode de VALETTE
- Méthode de DREUXGORISSE
- Méthode des VOLUMES ABSOLUS
- Méthode GÉNÉRALE DU CENTRE D'ESSAIS DES STRUCTURES.

Dans notre calcul on va utiliser la méthode des volumes absolus dite aussi méthode de SCRAMTAIEV [10]. Cette méthode consiste à :

- Calculer la somme de toutes les composantes du béton frais qui doit être égale à 1000 litres ou bien 1 m^3 .
- La porosité $P = 0$ pour un béton armé.

Pour confectionner un béton il faut calculer les dépenses en matières premières et leur mise en œuvre donc il faut choisir les composants du béton d'une façon convenable dans des proportions bien définies.

Les données de base pour effectuer les calculs de cette méthode est:

- La classe de résistance requise du béton (R_b).
- Le degré de fluidité ou de consistance du béton.
- Les caractéristiques des matériaux d'origine :
 - 1) Activité du ciment (R_c).
 - 2) Masse spécifique du ciment.
 - 3) Masse volumique et masse spécifique du sable ou gravier.
 - 4) La porosité des pierres concassées ou du gravier.

La composition du béton est établie approximativement par calcul, ensuite elle est précisée par la méthode d'essai de dosages expérimentaux de mélange de béton.

II.2.2 Présentation de la méthode :

Le professeur SCRAMTAIEV a établi les relations suivantes, qui donnent la valeur de la résistance du béton (R_b) en fonction du rapport C/E et des quantités du liant et des granulats.

✓ Définition du rapport (C/E):

Pour $(C/E) \leq 2.5$ $C/E = R_b / (A \times R_c) + 0.5 \dots \dots (1.II.2)$

Pour $(C/E) > 2.5$ $C/E = R_b / (A' \times R_c) - 0.5 \dots \dots (2.II.2)$

R_b : classe de béton.

R_c : activité ou classe de ciment.

A, A' : coefficient admis d'après le tableau selon les propriétés et la qualité des matériaux.

C/E: rapport du poids de ciment au poids de l'eau dans l'unité de volume du mélange.

Tableau 1.II.2: Valeurs des coefficients A et A'.

Granulats et liants	A	A'
De qualité supérieure	0.65	0.43
De qualité ordinaire	0.630	0.40
De qualité inférieure	0.55	0.37

La formule -1.II.2- correspond aux bétons ordinaires plastiques.

La formule -2.II.2- correspond au béton plutôt sec de haute résistance mécanique.

✓ Détermination de la déperdition en eau:

Elle est établie approximativement d'après le tableau (Tableau 2.II.2) qui tient compte de la

qualité des matériaux utilisés.

Tableau 2.II.2: Quantité d'eau nécessaire à la préparation du béton.

La quantité d'eau l/m3 en fonction du diamètre du plus gros grain d'agrégat				Propriétés des bétons	
70	40	20	10	Maniabilité, sec	Affaissement, cm
115	120	130	145	200-150	0
120	125	135	150	120-90	0
125	130	145	160	80-60	0
130	135	150	165	50-30	0
140	145	160	175	30-15	0
145	155	170	185	-	2-1
160	165	180	195	-	4-3
165	170	185	200	-	6-5
170	175	190	205	-	8-7
175	185	200	215	-	10-9

✓ **Détermination de la dépense en ciment:**

$$C = [(C/E) \times E] \dots (3.II.2)$$

✓ **Détermination de la dépense en gravier :**

La détermination du dosage en agrégats doit remplir les conditions suivantes:

La somme des volumes absolue de tous les composants du béton est égale à 1m³.

$$(C/\rho_c) + (E/\rho_E) + (S/\rho_S) + (G/\rho_g) = 1000L \dots (4.II.2)$$

C, E, S et G: dépenses en ciment, eau, sable et gravier en (kg).

ρ_c, ρ_E, ρ_S et ρ_g : masse spécifiques de ciment, eau, sable et gravier en (kg/m³).

$$E + (S/\rho_S) + (C/\rho_c) = [(P_g \times \alpha \times G/\gamma_g)] \dots (5.II.2)$$

P_g : porosité des pierres concassées.

γ_g : masse volumique des pierres concassées en (kg/l).

α : Coefficient d'écartement des grains donné par le tableau suivant:

Tableau 3.II.2: Valeurs du coefficient « α » en fonction du E/C et dosage en ciment.

Dosage en Ciment (Kg/m ³)	E /C 0,3	E/C 0,4	E/C 0,5	E/C 0,6	E/C 0,7	E/C 0,8
250	-	-	-	126	132	138
300	-	-	130	136	142	-
350	-	132	138	144	-	-
400	131	140	146	-	-	-
500	144	152	156	-	-	-
600	152	156	-	-	-	-

En résolvant simultanément les deux équations (2.II.2) et (3.II.2) pour trouver l'expression qui Permet de déterminer la quantité nécessaire de gravier.

$$G = 1000 / [P_g \cdot (\alpha/\gamma_g) + (1/\rho_g)] \dots (6.II.2)$$

$$G = 1000 [P_g \times (\alpha/\gamma_g) + (1/\rho_g)] \dots (7.II.2)$$

✓ **Détermination de la dépense en sable:**

Après avoir déterminé la dépense en gravier on fait le calcul de la dépense en sable (kg/m³).

$$S = [1000 - [(C/\rho_c) + E + (G/\rho_g)]] \times \rho_s \dots (8.II.2)$$

✓ **Mode opératoire:**

*Les données de travail :

- Sable:

$$\gamma_s = 1.4 \text{ g/cm}^3.$$

$$\rho_s = 2.6 \text{ g/cm}^3.$$

- Pierres concassées (gravier) :

$$D_{\max} = 16 \text{ mm}.$$

$$\gamma_g = 1.30 \text{ g/cm}^3.$$

$$\rho_g = 2.55 \text{ g/cm}^3.$$

- Ciment:

$$\rho_c = 3.10 \text{ g/cm}^3.$$

$$R_b = 30 \text{ MPa}.$$

$$A_F = 6 \text{ cm.}$$

$$R_C = 42.5 \text{ N/mm}^2.$$

✓ **Calculs les composants :**

• Calcul de C/E :

Avec : $C/E = R_b / (A \cdot R_c) + 0.5 = 30 / (0.6 \times 42.5) + 0.5.$

$$C/E = 1.68$$

• Calcul de la dépense en eau :

D'après le tableau $E = 192.5 \text{ L}$ c'est quantité dans le cas de (CPA, sable moyen, gravai) :

- En CPA (+10 à 15) L.

- Pierre concassé (+10L).

- Sable fine (+10L).

$$E = 200 + 10 = 210 \text{ L.}$$

Donc :

$$E = 210 \text{ L}$$

• Calcul de la dépense en ciment :

$$C = [(C/E) \cdot E] = 1.68 \times 210 = 352.80 \text{ Kg/m}^3.$$

$$C = 352.80 \text{ Kg/m}^3$$

• Calcul de la dépense en gravier :

$$G = 1000 / [P_g \cdot (\alpha / \gamma_g) + (1 / \rho_g)].$$

$P = \text{porosité} = V.$

$$P_g = 1 - (\gamma_g / \rho_g)$$

$$P = 1 - (1.38 / 2.55) = 0.47.$$

α : coefficient d'écartement entre le gravies.

$$\alpha = 1.44$$

$$G = 1000 / [0.47 \cdot (1.44 / 1.30) + (1 / 2.55)].$$

$$G = 1095,56 \text{ Kg/m}^3$$

• Calcul de la dépense en sable :

$$S = [1000 - (C / \rho_c) + E + (G / \rho_g)]. \rho_s.$$

$$S = [1000 - (352.80 / 3) + (210 / 1) + (1095,56 / 2.59)] \cdot 2.6.$$

$$S=631.20 \text{ Kg/m}^3$$

✓ **Volume du gâché pour 1m³ du béton :**

Tableau 4.II.2: Composition pour un mètre cube du béton (1 m³).

Constituant du Béton	Eau (l)	Ciment (Kg)	Sable (Kg)	Gravier 3/8 (Kg)
Quantité (kg)	210	352.80	631.20	1095,56

✓ **Volume du gâché pour 03 éprouvettes cylindriques (16x32) cm³:**

Pour une éprouvette :

$$V = \pi \times R^2 \times H = 3.14 \times 8^2 \times 32 = 6430,72 \text{ cm}^3 = 6,43.10^{-3} \text{ m}^3$$

Pour 03 éprouvettes :

$$V = 6,43.10^{-3} \times 3 = 19,29.10^{-3} \text{ m}^3$$

• Les composants :

$$E = [(210 \times 0,2) + 210] \times 6,43.10^{-3} = 1,62 \text{ L.}$$

$$C = [(352,8 \times 0,2) + 352,8] \times 6,43.10^{-3} = 2,72 \text{ Kg.}$$

$$G = [(365,187 \times 0,2) + 365,187] \times 6,43.10^{-3} = 2,82 \text{ Kg.}$$

$$G = [(730,37 \times 0,2) + 730,37] \times 6,43.10^{-3} = 5,63 \text{ Kg.}$$

$$S = [(631,2 \times 0,2) + 631,2] \times 6,43.10^{-3} = 5,63 \text{ Kg.}$$

On a effectué une majoration en volume de 20% sur les dépenses des différents constituants, les résultats sont regroupés dans le tableau (II.4) suivant:

Tableau 5.II.2: Composition du mélange pour 03 éprouvette cylindrique (16x32) cm³ + la majoration.

Constituant du Béton	Eau (L)	Ciment (Kg)	Sable (Kg)	Gravier 3/8 (Kg)	Gravier 8/16 (Kg)
Quantité de Une éprouvette	1,62	2,72	4,87	2,82	5,63
Quantités des trois éprouvettes	4,86	8,16	14,61	8,46	16,89

✓ Après l'essai de compression on a obtenue $R_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

Chapitre III :
CONFECTION DES
POUTRES EN BETON
ARME ET
DEROULEMENT DES
ESSAIS DE FLEXION

III. CONFECTION DES POUTRES EN BETON ARME ET DEROULEMENT DES ESSAIS DE FLEXION

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes étapes de préparation des poutres courtes en béton armé avec des mêmes sections, et des mêmes longueurs, les sections d'armature tendues seront variées suivant les efforts à appliquées.

L'application de la charge sur les poutres préparées se fera après 28 jours.

III.2 Procédure des poutres en béton armé :

Cette partie expose l'ensemble des procédures de toute la phase expérimentale des poutres. Ainsi que, le mode de fabrication des poutres. Les essais de flexion 3 points sont présentés avec l'ensemble des données et des résultats de chaque essai.

III.2.1 Structure des poutres :

Nous avons réalisé 12 poutres en béton armé, toutes avec la même section transversale de (80 mm x 150 mm) et la même longueur (960 mm) avec la même nuance de l'acier, présenté sur le tableau ci dessue :

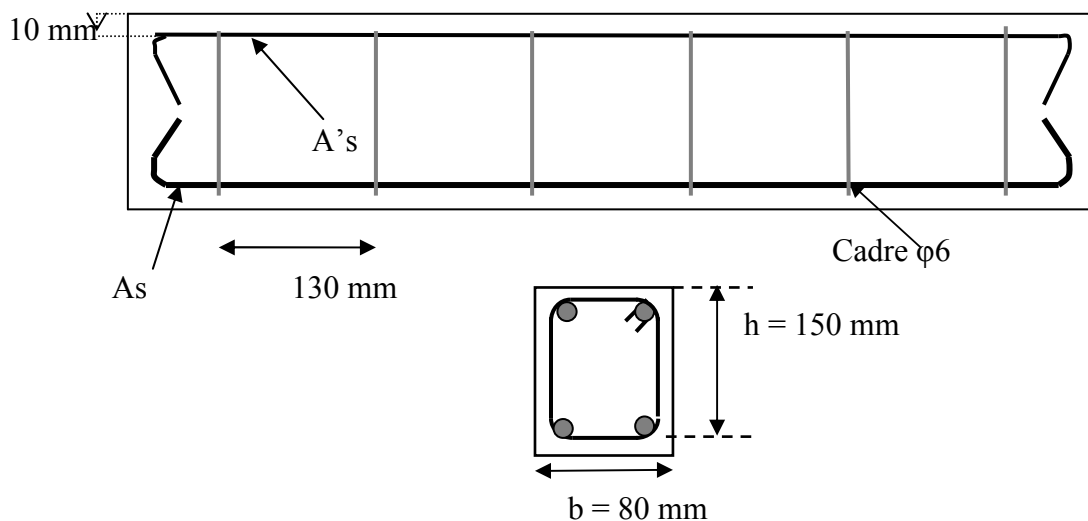


Figure 1.III.2 : Illustration des détails des poutres étudiées.

Tableau 1.III.2 : Caractéristiques géométriques des poutres.

Poutres	Section des poutres (mm ²)	Longueur L (mm)	Armatures	La date de fabrication	La date de l'essai flexion A 28 jours.
P3, P4, P6	12000	96	2 φ 6 supérieur 2 φ 8 inférieure	14 / 04 / 2014	12 / 05 / 2014
P1, P5, P10			2 φ 6 (sup – inf)	15 / 04 / 2014	13 / 05 / 2014
P2, P7			2 φ 6 supérieur 2φ10 inférieure	16 / 04 / 2014	14 / 05 / 2014
P8			2 φ 6 (sup – inf)	16 / 04 / 2014	14 / 05 / 2014
P9			2 φ 6 supérieur 2 T10 inférieure	28 / 04 / 2014	26 / 05 / 2014
P11, P12			2 φ 6 supérieur 2 T10 inférieure	30 / 04 / 2014	29 / 05 / 2014

III.2.2 Composants du béton armé :

Les poutres sont mises en œuvre avec un béton ordinaire. Le rapport massique eau / ciment est de 0,59. Le ciment utilisé est de type CPJ (Matine) CEM II 42,5. La taille maximale du diamètre des granulats est de 15mm.

L'essai à l'état frais des poutres de même façon de l'essai de l'éprouvette (16, 32).

- Le volume du moule de la poutre :

$$V = 150 \times 80 \times 960 = 0,01152 \text{ m}^3.$$

- Les composants du béton :

$$E = [(210 \times 0,2) + 210] \times 0,01152 = 2,9 \text{ L.}$$

$$C = [(352,8 \times 0,2) + 352,8] \times 0,01152 = 4,88 \text{ Kg.}$$

$$G_{3/8} = [(365,187 \times 0,2) + 365,187] \times 0,01152 = 5,05 \text{ Kg.}$$

$$G_{8/15} = [(730,37 \times 0,2) + 730,37] \times 0,01152 = 10,09 \text{ Kg.}$$

$$S = [(631,2 \times 0,2) + 631,2] \times 0,01152 = 8,72 \text{ Kg.}$$

- Aciers :

Même si l'enrobage de l'acier est inférieur à la taille du granulats le plus gros est : (1cm).

- La nuance de l'acier utilisé est Fe E 235 en ronds lisse et Fe E 400 en hautes adhérences.

- Les cadres sont disposés verticalement tous les 130mm suivant l'axe longitudinal des poutres.

Ils sont constitués des barres d'acier lisses d'un diamètre de 6mm pour une nuance: Fe E 235.

La limite d'élasticité réelle des barres d'acier lisse est de 370MPa, cette valeur moyenne a été identifiée par des essais de traction. La (Figure III.3, Figure III.4, Figure III.5) montre les détails du ferrailage.

Ces cadres qui reprennent l'effort tranchant sont fabriqués manuellement à l'aide d'un gabarit constitué d'une base en acier avec des butés (Figure 2.III.2). Les cadres sont fermés afin d'assurer le confinement du béton.



Figure 2.III.2 : Façonnage des aciers.

-La Figure III.5 montre l'armature complète d'une éprouvette de 960mm de longueur. Afin de garantir une valeur minimale de l'enrobage, deux cadres possédant des cales (barre d'acier de Φ 6) positionnées par couture sont placés aux extrémités du montage.

-La composition du béton est rapportée dans le Tableau III.2. La valeur de la résistance moyenne en compression du béton a été mesurée sur cylindres à 28 jours, et elle est égale à 27MPa.

Tableau 2.III.2 : Composition du béton.

Matériaux (Kg /m ³)			
Ciment CPJ 42,5MPA	Sable	Gravier	Eau
352,8	631,20	1095,56	210

III.2.3 Fabrication des poutres en Béton Armé :

Le procédé de fabrication de chaque poutre est décomposé comme suit :

III.2.3.1 Ferrailage :

L'acier utilisé est détaillé dans la section des poutres. Ainsi, aussi bien les armatures principales que secondaires ont été coupées, mises en forme conformément au calcul et placées pour garantir la résistance estimée.



Figure 3.III.2 : Cadre.



Figure 4.III.2 : Couture d'armature.



Figure 5.III.2 : Ferrailages finale de la poutre.

III.2.3.2 Coffrage :

Ces moules provisoires et démontables, constitués de planches de bois, ont été imprégnés par un agent démoulant pour faciliter l'extraction des poutres après la prise du béton. Tous ont la même section transversale de 80mm x 150mm (largeur x hauteur) et une longueur de 960mm.



Figure 6.III.2 : Coffrage.

III.2.3.3 Bétonnage :

La mise en place du béton dans les moules à été faite en 2 couches, chacune vibrée pendant 45 secondes (Figure 7.III.2). Après 24h de séchage, les poutres à été retiré ont été mises en mûrissement.



Figure 7.III.2 : Bétonnage.

III.2.3.4 Murissement :

Toutes les poutres ont été plongées dans un réservoir d'eau à une température constante de 20° C pendant une durée de 28 jours (Figure 8.III.2), selon la norme européenne pour la confection et la conservation des poutres.



Figure 8.III.2: Murissement des poutres



Figure 9.III.2: poutre après 28 jours dans l'eau

III.3 Configuration des essais de flexion :

- La Figure III.10 illustre la configuration des essais en flexion trois points, lors de la mise en place pour l'essai des poutres avec une longueur de 96cm.
- Toutes les poutres ont été testées en flexion 3 points.
- Les poutres ont la même configuration, c'est-à-dire, en gardant la même distance de 5 cm entre l'extrémité de la poutre et l'appui.
- La distance entre l'appui et le point d'application de la charge est de 43 cm, c'est-à-dire 86cm entre appuis.

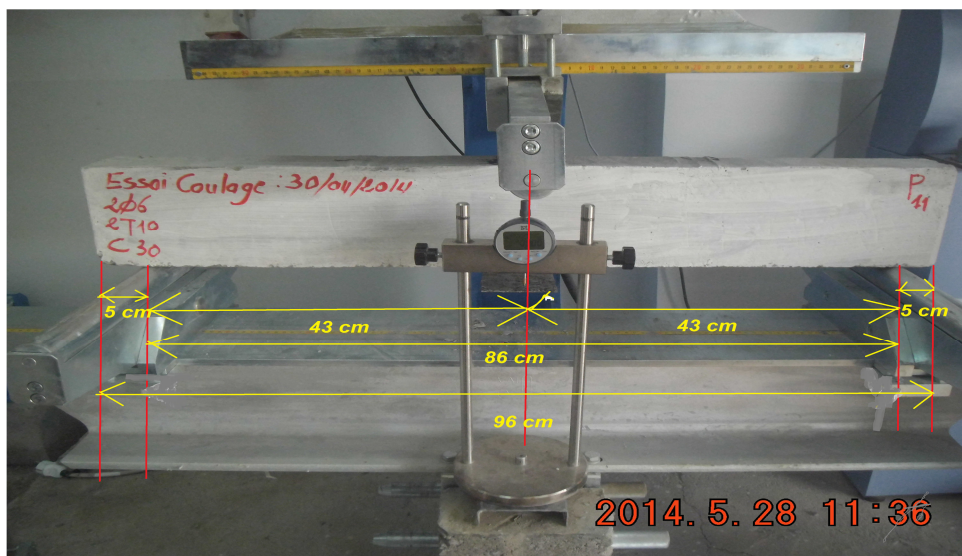


Figure 10.III.2 : Essai de flexion type sur une poutre en béton armé.

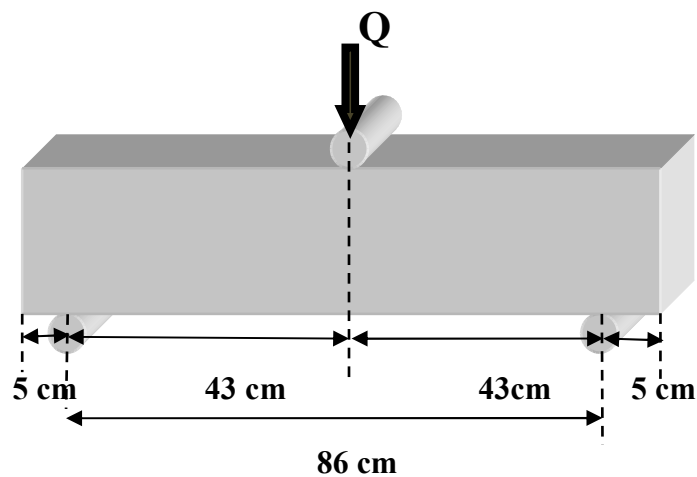


Figure 11.III.2: Essai de flexion à trois points.

Partie III :
RESULTATS ET
INTERPRETATION

Chapitre I :
RESULTATS ET
DEVELOPPEMENT
GRAPHIQUES.

I. RESULTATS ET DEVELOPPEMENT GRAPHIQUE

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre, une présentation des résultats obtenus a été effectuée à partir des essais de flexion à trois points des poutres courtes en béton armés, ces derniers sont réalisés en laboratoire à l'aide de la machine de flexion. Et cela afin de justifier le comportement de ces éprouvettes en fonction des paramètres les plus influents tel que la variation du taux des armatures tendues.

I.2 Résultats des essais effectués:

I.2.1 Effet du taux d'armatures tendues sur la charge de ruine (contrainte de ruine) :

Les valeurs des charges de ruine ainsi que les contraintes à la ruine des différents essais effectués sur les poutres de P1 à P12 en variant les taux d'armatures tendues sont mentionnés ci-dessous tableau 1.I.3.

Tableau 1.I.3: variation de la charge de ruines fonction du taux d'armatures tendues.

Poutres	Taux d'armatures tendues [mm ²]	Charge max [KN]	Contrainte max [MPa]
P1	56. 52 (2 Φ 6)	17. 032	15. 641
P2	157 (2 Φ 10)	36. 329	26. 036
P3	100. 48 (2 Φ 8)	22. 061	15. 810
P4	100. 48 (2 Φ 8)	22. 685	16. 258
P5	56. 52 (2 Φ 6)	16. 344	11. 713
P6	100. 48 (2 Φ 8)	21. 207	15. 199
P7	157 (2 Φ 10)	37.557	26.916
P8	56. 52 (2 Φ 6)	17. 592	12. 608
P9	157 (2 T 10)	41.579	29.798
P10	56. 52 (2 Φ 6)	17. 137	12. 282
P11	157 (2 T 10)	39. 290	28. 158
P12	157 (2 T 10)	39. 559	28. 351

I.2.2 Effet du taux d'armatures tendues sur la flèche :

Le tableau 2.I.3 ci-dessous mentionne la variation de la flèche à la ruine en fonction du taux d'armatures tendues.

Tableau 2.I.3 : Résultats des flèches en fonction des taux d'armature.

Poutres	Taux d'armatures tendues [mm ²]	Flèche à la ruine [mm]
P1	56. 52 (2 Φ 6)	14. 56
P2	157(2 Φ 10)	7. 80
P3	100. 48 (2 Φ 8)	23
P4	100. 48 (2 Φ 8)	12. 50
P5	56. 52 (2 Φ 6)	13. 80
P6	100. 48 (2 Φ 8)	12. 42
P7	157 (2 Φ10)	6
P8	56. 52 (2 Φ 6)	14.75
P9	157 (2 T 10)	5
P10	56. 52 (2 Φ 6)	13.5
P11	157 (2 T 10)	6. 5
P12	157 (2 T 10)	5. 25

I.2.3 Etat des fissures des poutres en fonction du taux d'armatures tendues :

les relevés d'état des fissures apparentes sur les surfaces du béton des éprouvettes ont été résumés dans le tableau 3. I.3.

Tableau 3. I.3 : Identification de l'état des fissures au niveau des poutres.

Poutres	Nombre des fissures	Profondeur des fissures [cm]	Longueurs des fissures [cm]	Intervalle entre fissures [cm]	zone de fissuration [cm]
P1	2	F1 :8 F2 :8	F1 :12 F2 :15	15	15
P2	6	F1 :8 F2 :8 F3 :5,5 F4 :8 F5 :8 F6 :0	F1 :12 F2 :13 F3 :12 F4 :5 F5 :22 F6 :10	[F1,F2]=9 [F2,F3]=8,5 [F3,F4]=6 [F4,F5]=2 [F5,F6]=5,5	
P3	1	F1 :8	F1 :15	/	/
P4	2	F1 :8 F2 :8	F1 :20 F2 :20	11	11
P5	2	F1 :8 F2 :8	F1 :15 F2 :16	12	12
P6	3	F1 :8 F2 :8 F3 :4	F1 :14 F2 :17 F3 :9	[F1,F2] :4,5 [F2, F3] :8	12,5
P7	3	0	F1 :16,5 F2 :4 F3 :26	[F1, F2] :12 [F2, F3] :2	
P8	2	0	F1 :13 F2 :17	[F1, F2] :13	15,5
P9			F1 :6	[F1,F2]:12	

	6	8	F2 :36 F3 :27 F4 :20 F5 :15 F6 :10	[F2,F3]:5 [F3,F4]:22 [F4,F5]:9 [F5,F6]:7	63,5
P 10	4	0	F1 :18 F2 :6 F3 :13 F4 :12	[F1, F2] :2 [F2, F3]:1,5 [F3, F4] :13	17
P 11	9	F1 :8 F2 :8 F6 :8	F1 :24 F2 :23 F3 :4 F4 :8 F5 :22 F6 :4 F7 :12 F8 :21 F9 :18	[F1,F2]:8 [F2,F3]:3 [F2,F4]:95 [F3,F4]:7 [F3,F6]:7 [F6,F7]:19 [F7,F8]:10 [F8,F9]:9 [F4,F5]:10	65
P12	9	F7 :8	F1 :7 F2 :17 F3 :13 F4 :5 F5 :10 F6 :9 F7 :14 F8 :32 F9 :6	[F1, F2]:5 [F2, F3]:85 [F3, F4]:3 [F4, F5]:7 [F5, F6]:12 [F6, F7]:4,5 [F7, F8]:7 [F8, F9]:11	63

I.3 Développements graphiques :

I.3.1 Introduction :

Le comportement des poutres en béton armé renforcées ou non renforcées soumises à la flexion dépend d'une multitude de paramètres (caractéristiques géométriques des sections transversales de ces poutres, taux d'armatures tendues et comprimées, caractéristiques des matériaux béton acier et renfort). A cet effet il a été jugé utile d'opter pour une représentation graphique afin de mettre en évidence les résultats obtenus cités précédemment ainsi que les paramètres les plus influents sur le comportement de ces poutres.

I.3.2 Comportement flexionnelle des poutres en béton armé :

La capacité flexionnelle ou le moment résistant ultime des sections transversales des poutres en béton armé dépend essentiellement de la profondeur de l'axe neutre. La détermination de la position de ce dernier passe impérativement par la méthode des essais successif (chapitre III partie I)

dont les étapes nécessaires de cette méthode sont :

- Proposer une position de l'axe neutre
- Calculer les déformations relatives des armatures tendues et comprimées.

- Déduire les contraintes équivalentes des armatures tendues et comprimées.
- Chercher l'équilibre des forces internes selon l'équation (3.III.1).

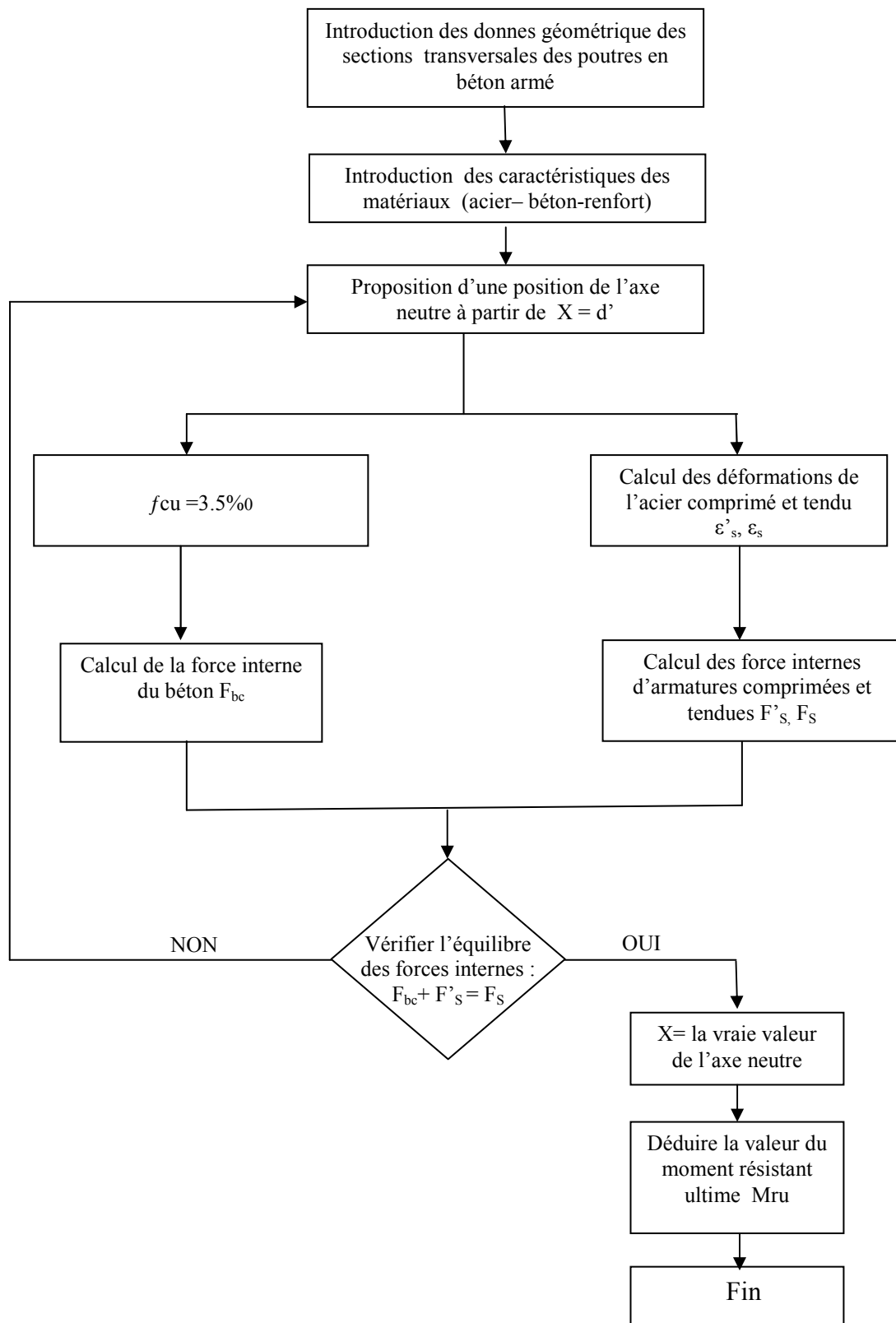
L'application manuel de cette méthode devienne laborieuse surtout pour l'élaboration des graphes, le cas par exemple de l'étude de l'effet du taux d'armatures tendues sur le moment résistant réduit, pour chaque valeur du taux d'armatures tendues il faut chercher la vraie position de l'axe neutre par essais successifs jusqu'à l'obtention de l'équilibre des forces internes ensuite calculer la valeur équivalente du moment. A ce moment il a été jugé utile et nécessaire de réaliser un programme numérique en Matlab qui permet la détermination de la position de l'axe neutre à base la méthode des essais successifs et le calcul du moment résistant des sections transversales des poutres en béton armé.

Les résultats obtenus à partir de ce programme sont similaires aux résultats déterminés par le logiciel de calcul SOCOTEC basé sur les règles BAEL.

I.3.2.1 Organigramme de détermination du moment résistant ultime

Le programme numérique développé en Matlab permet la détermination du moment résistant ultime des sections rectangulaires des poutres en béton armé, l'organigramme ci-dessous, présente les différentes étapes accomplies par ce programme informatique pour Calculer en premier lieu la profondeur de l'axe neutre ensuite déduire la valeur du moment résistant selon les étapes présentées sur la figure 4.I.3.

Figure 4.1.3 : Organigramme de détermination du moment résistant ultime



I.3.2.2 Calcul de la charge théorique de ruine des poutres confectionnées :

Deux poutres courtes en béton armé selon quatre taux d'armatures tendues ont été confectionnées (4 variantes), le programme numérique développé en Matlab a été utilisé pour déterminer le moment résistant ultime, M_{ru} et déduire ensuite la charge de ruine théorique P_r de chaque variante à partir de la formule (flexion à trois points):

$$M = PL / 4 \dots\dots\dots (1.1.3)$$

Le tableau 5.1.3 présente les différentes valeurs théoriques, les forces internes, la position de l'axe neutre, le moment résistant et enfin la charge théorique de ruine en fonction du taux d'armatures tendues.

Tableau 5.1.3 : charge théorique de ruine des poutres confectionnées

As [mm ²]	F's [kN]	Fc [kN]	Fs [kN]	x [mm]	Mu [kN.m]	Pr [kN]
As = 56.52 (2 Φ 6)	2.760	10.526	13.282	10.75	1.79	8.32
As = 100.48 (2 Φ 8)	10.365	13.268	23.61	13.6	3.313	14.56
As = 157 (2 Φ 10)	18.519	18.409	36.895	18.8	4.84	22.51
As = 157 (2 T10)	28.26	34.27	62.8	35	8.02	37.3

I.3.2.3 Calcul de la charge théorique de ruine des poutres renforcées :

Le matériau de renforcement des poutres en béton armé adopté dans cette étude est lamelle de 2.5cm d'épaisseur de fibre de carbone type Sika carbodur 525 / 60 dont les caractéristiques mécaniques sont :

- Module Elasticité $E = 165\ 000\ \text{MPa}$
- $\epsilon_f = 9\ \%$

Les mêmes étapes de calcul utilisées pour déterminer la charge de ruine pour les poutres non renforcées sont utilisées pour déterminer la charge de ruine des poutres renforcées, en prenant en considération l'addition de la section des fibres de carbone.

Le tableau ci-dessous présente la charge de ruine et le gain en charge de ruine (%) des poutres en béton armé renforcé par une lamelle de 2.5cm d'épaisseur de fibre de carbone type Sika carbodur 525 / 60.

Tableau 5.I.4 : Caractéristiques de la section des poutres renforcées

As[mm ²]	Af [mm ²]	Pr poutre non renforcée [kN]	Pr poutre renforcée [kN]	Gain en %
As = 56.52 (2 Φ 6)	11	8.32	20	140.38
As = 100.48 (2 Φ 8)	14.6	14.56	30	106.04
As = 157 (2 Φ 10)	17.75	22.51	40	77.69
As = 157 (2 T 10)	13.39	37.3	50	34.05

Légende : As : section d'armature tendue.

Af : section de fibre de carbone.

Pr : charge ultime de poutre.

I.3.3 Effet du taux d'armatures tendues sur le moment résistant réduit des poutres non renforcées:

La valeur du moment réduit (M_u/bd^2) des sections des poutres en béton armé non renforcées dépend du taux d'armatures tendues (ρ), la relation entre ces deux valeurs a été développée graphiquement présenté sur la figure I.I.3

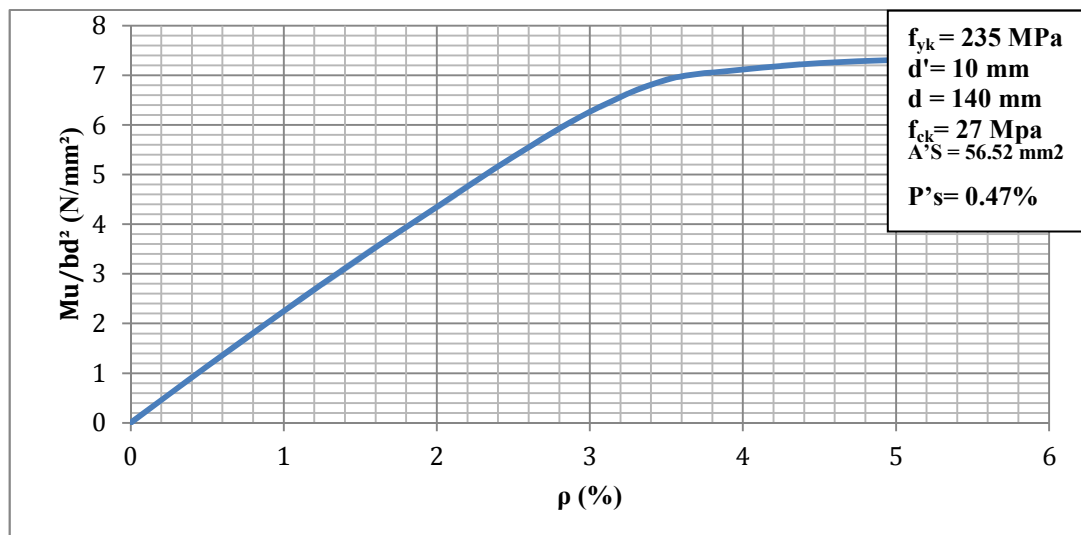


Figure I.I.3: comportement d'une section rectangulaire non renforcée vis-à-vis de sa capacité flexionnelle par rapport au taux d'armatures tendues.

I.3.4 Effet du taux d'armatures tendues sur le moment résistant réduit des poutres renforcées:

La valeur du moment réduit (M_u/bd^2) des sections des poutres en béton armé renforcées dépend du taux d'armatures tendues (ρ), la relation entre ces deux valeurs a été développée graphiquement pour une lamelle d'épaisseur $t = 2.5$ mm des fibres de carbone type Sika carbodur 525 / 60 figure 2.I.3.

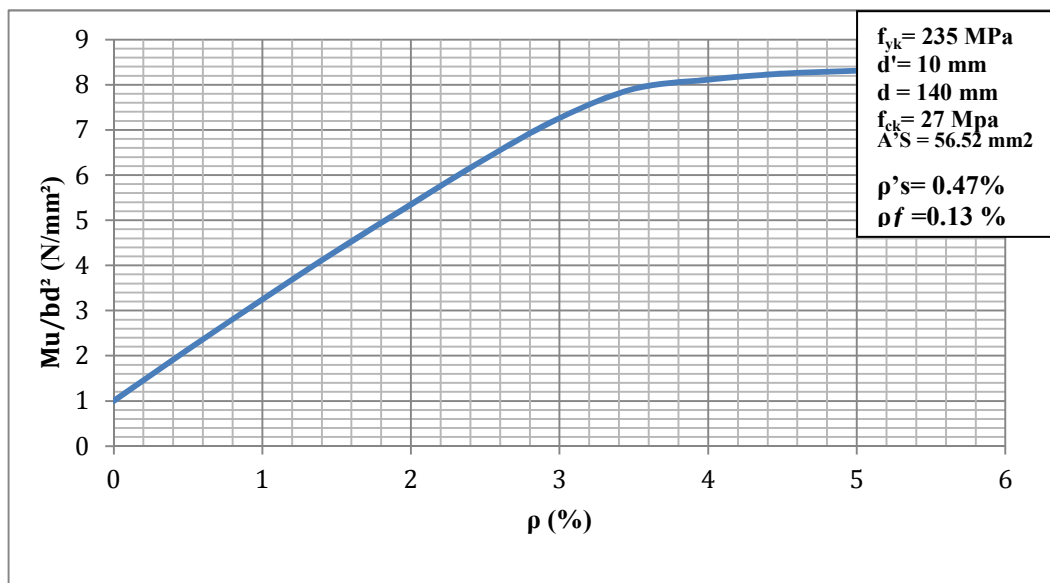


Figure 2.I.3: comportement d'une section rectangulaire renforcée vis-à-vis de sa capacité flexionnelle par rapport au taux d'armatures tendues.

I.3.5 charge de rupture expérimentale en fonction de la flèche en variant le taux d'armatures tendues :

Les résultats des essais de flexion à trois points effectués sur les poutres en béton armé non renforcées ont permis de tracer la relation entre la charge appliquée et la flèche correspondante pour les quatre variantes de ferrailage.

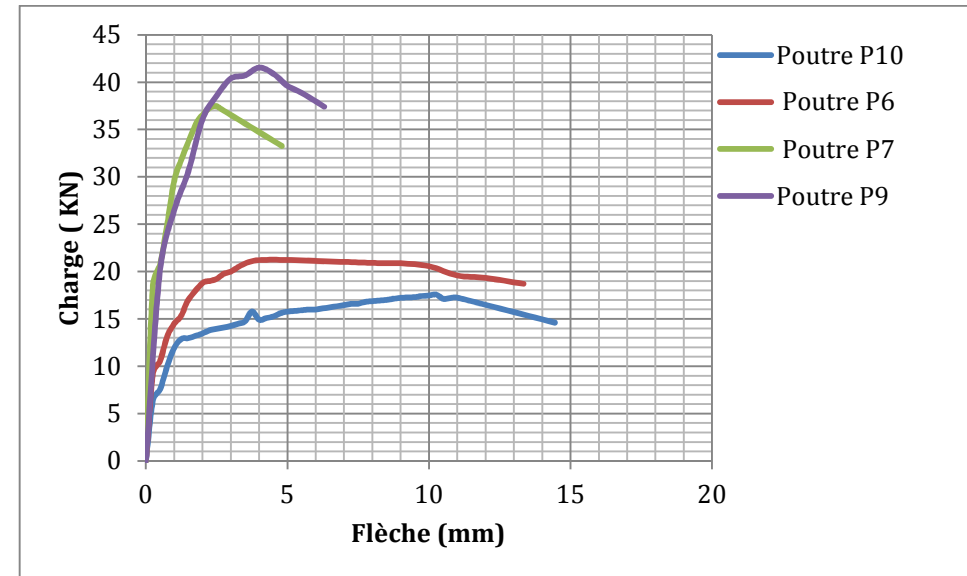


Figure 3.I.3 : Force de chargement des poutres en fonction de la flèche.

1.3.6 la flèche en fonction de la charge de rupture en variant le taux d'armatures tendues :

La figures ci dessous présentent la courbe reliant la charge de rupture théorique en fonction de la flèche maximale élastique en variant le taux d'armatures tendues, cette flèche est calculée à partir de la formule théorique correspondante une poutre isostatique soumise à une charge concentrée à mi travée dont la valeur est:

$$f = pl^3 / 48EI$$

Il a été mentionné sur La même figure la relation entre la charge expérimentale appliquée et la flèche correspondante jusqu'à la ruine de la poutre en béton armé.

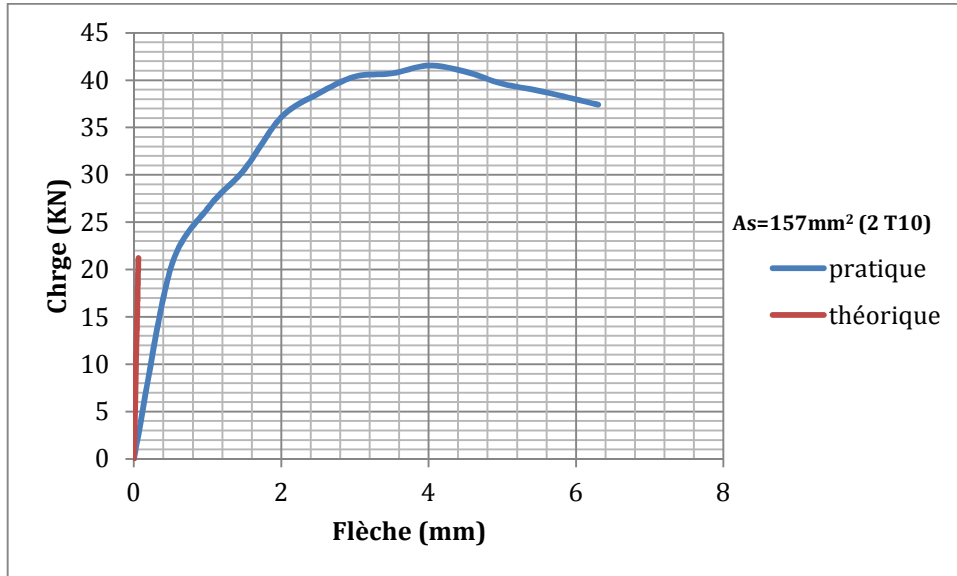


Figure 4.1.3 : Force de chargement de la poutre P9 en fonction de la flèche.

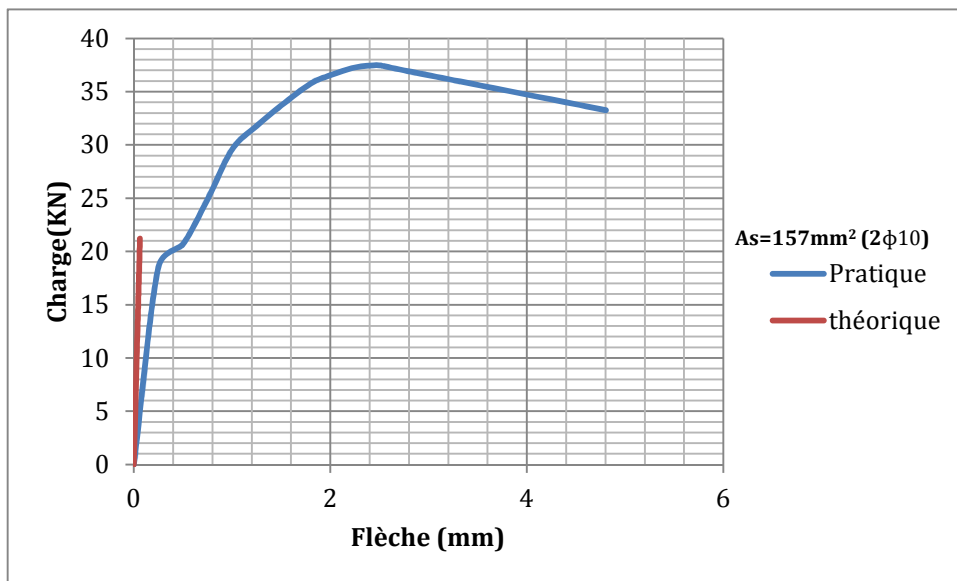


Figure 5.1.3 : Force de chargement de la poutre P7 en fonction de la flèche.

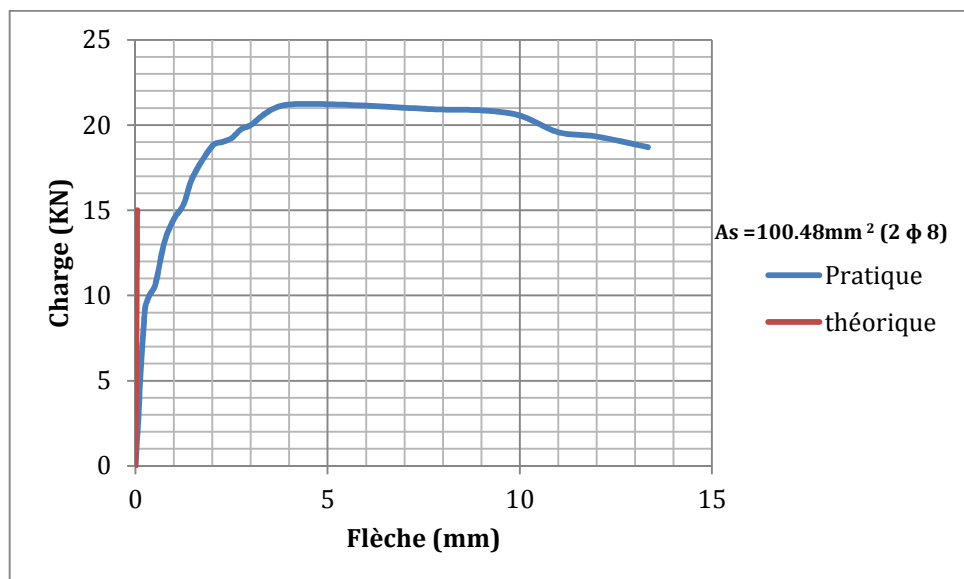


Figure 6.I.3 : Force de chargement de la poutre P6 en fonction de la flèche.

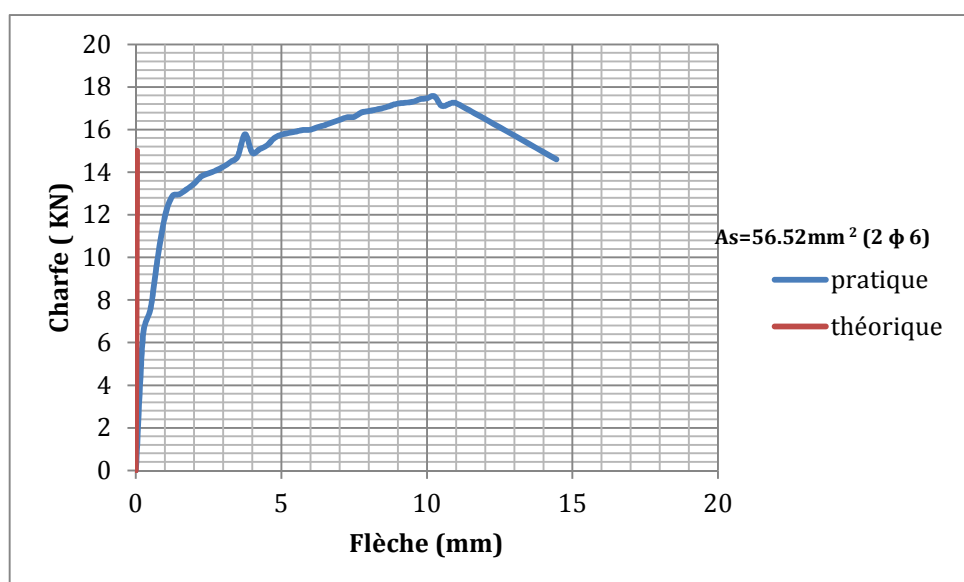


Figure 7.I.3 : Force de chargement de la poutre P10 en fonction de la flèche.

Développement des notices techniques des poutres en flexion simple :

Un modèle des fiches de suivi des poutres en béton armé non renforcées soumises à la flexion simple a été établi, ce dernier permet la description des poutres en question, et cela en matière des caractéristiques géométriques, caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, les données d'appareillages utilisés et enfin les résultats obtenus avec les photos et les graphes développés. Ci-joint les différentes notices pour toutes les poutres en béton armé de P1 jusqu'à P12.

Chapitre II :

INTERPRETATIONS

II. INTERPRETATIONS

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre, une analyse des résultats obtenus a été effectuée à partir des essais de flexion à trois points des poutres, et cela afin de justifier le comportement de ces éprouvettes en fonction des paramètres les plus influents tel que la variation du taux des armatures tendues.

II.2 Analyse des graphes :

II.2.1 Analyse de la courbe moment résistant réduit en fonction du taux d'armatures tendues des poutres non renforcées:

Pour un taux d'armatures comprimées fixe, le moment ultime réduit " M_u/bd^2 ", augmente conjointement avec le taux d'armatures tendues (ρ_s), jusqu'à un point correspondant au point d'écoulement (*Figure 1.1.3*), où la contrainte des armatures tendues (f_s) atteint sa limite d'écoulement (f_{yk}). Au delà de ce point de cassure l'évolution du moment ultime réduit " M_u/bd^2 " est peu considérable.

Le tronçon au dessus du point de cassure de la courbe, représente une section où les armatures tendues travaillent dans le plateau plastique donc la contrainte de ces armatures (f_s) atteint sa contrainte limite d'écoulement (f_{yk}).

Contrairement au second tronçon de la courbe, situé au-dessous du point de cassure présente une section où les armatures n'atteignent pas leur limite d'écoulement.

II.2.2 Analyse du courbe moment résistant réduit en fonction du taux d'armatures tendues des poutres renforcées:

Pour un taux d'armatures comprimées (ρ'_s) fixe, et un taux de renforcement (ρ_f) fixe, la valeur du moment ultime réduit " M_u/bd^2 ", augmente conjointement avec le taux d'armatures tendues (ρ_s), jusqu'à un point correspondant au point d'écoulement, où la contrainte des armatures tendues (f_s) atteint sa limite d'écoulement (f_{yk}). Au delà de ce point de cassure l'augmentation du moment ultime réduit est peu considérable.

Le tronçon au dessus du point de cassure de la courbe représente une section où les armatures tendues travaillent dans le plateau plastique, où la contrainte de ces armatures atteint la limite d'écoulement (f_{yk}).

II.2.3 Analyse les Variation de la charge de rupture expérimentale en fonction de la flèche en variant le taux d'armatures tendues :

- Les essais sur les poutres P1, P2, P3, et P5 ont été réalisés en flexion de 3 points, mais des problèmes techniques ont été constatés au déroulement de ces essais, chose qui n'a pas permis de concrétiser des résultats fiables pour ces poutres. Les seuls résultats adoptés sont : la charge maximale et la flèche à mi-longueur mesurée à la fin de l'essai.
- Les données des différents essais réalisés concernant les autres poutres référencées (P4, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12), et les résultats sont résumés dans le tableau I.1 (chapitre I).
- Les résultats ont permis de tracer la relation entre la force et la flèche pour les différentes sections de ferrailage des poutres, les courbes données par le dispositif numérique de la machine (temps-charges) sont annexés à la fin de ce mémoire.

Les courbe 3.I.3 qui a pour but d'étudier la variation de la charge de ruine des poutres en fonction de flèche pour quatre taux d'armature tendue, montre que :

- La relation entre charge de ruine et taux d'armatures tendues est proportionnelle.
- La relation entre charge de ruine et la flèche à la ruine est disproportionnelle.
- Les poutres confectionnées avec des armatures tendues $2 \Phi 6$ et $2 \Phi 8$ sont plus ductile.
- Les courbes représentées dans la figure (Fig. 3.I.3) illustrent trois phases caractérisant le comportement flexionnel des poutres en béton armé :

Phase 1 : correspond au comportement linéaire élastique de la poutre avant fissuration, dans cette phase la poutre présente au début une fissuration au niveau du béton, ce comportement correspond à la loi de Hooke $\sigma = E \cdot \epsilon$.

Phase 2 : correspond à la résistance de la section fissurée. La contrainte est égale à la limite d'élasticité $f_y = f_e / E$. Les fissures de flexion ont augmenté en longueur et en ouvertures. La différence entre la déformation calculée et la déformation réelle peut être justifiée par le glissement de l'armature tendue.

Phase (3) : l'armature travaille à la limite plastique, cette phase caractérise la rupture totale de la section du béton armé.

Ces trois phases correspondent à la rupture des poutres en BA dues à un chargement de flexion. Sur la fin du graphique, on observe clairement une rupture fragile des poutres. Ce comportement témoin sur la ductilité du matériau de béton armé en mode flexion.

II.2.4 Analyse les Variation de la charge de rupture en fonction de la flèche théorique en variant le taux d'armatures tendues :

Les quatre figures 4.I.3, 5.I.3, 6.I.3 et 7.I.3 représentent la relation entre la charge de rupture en fonction de la flèche en variant le taux d'armatures tendues. La différence constatée entre les courbes théoriques est expérimentales est due :

La première est tracée à partir de l'approche théorique basée sur un comportement élastique des matériaux dont la flèche maximale élastique ($f = pl^3 / 48EI$), par contre la deuxième a été tracée point par point à partir des résultats d'essai expérimental et traduit le comportement réel des poutres en béton armé en flexion simple avec ces phase cité précédemment.

II.3 Analyse des fissures :

-Les essais ont été effectués sur les poutres référenciées en configuration de flexion 3 points.

-A partir du tableau 1.1.3 on a observé les charges maximales par flexion (résistance ultime par moment fléchissant), supérieures aux valeurs réelles ultimes trouvées lors de l'essai. C.-à-d. les valeurs trouvées par la méthode théorique d'essais successifs, donc on peut estimer que les causes principales de cette différence sont à notre avis :

- On a utilisé des coefficients de sécurité et des paramètres dans les formules théoriques, ce qui nous donne une valeur maximale de la charge de rupture assez faible par rapport à la charge expérimentale.
- La formulation du béton des poutres a été basée sur une estimation de la résistance du béton, ce qui influe sur la capacité portante réelle de la poutre en béton armé.
- Les fissures obtenues sont des fissures de flexion, car elles sont localisées à la partie centrale de la poutre, et sont orientées vers l'axe de chargement Figure II.1.
- L'apparition des fissures semble aléatoire, mais dans le même temps elles respectent une intervalle régulière, avec un chemin de propagation similaire. Les fissures sont concentrées dans la zone centrale avec une largeur moyenne de 24,58 cm (zone de fissuration), soit un minimum de 11cm et un maximum de 65cm.
- Les ouvertures de ces fissures varient entre 2 mm et 10 mm à la fin des essais. La profondeur maximale varie entre 0 cm et 8cm, soit une majorité des fissures traversant

(profondeur égale à la largeur de la poutre : 8 cm).

- En ce qui concerne la capacité flexionnelle des poutres étudiées, on peut dire que le seuil limite a été atteint avant la limite de la capacité de cisaillement des poutres. Le ferrailage adopté au niveau des appuis (armature et disposition des cadres) de nos poutres est largement suffisant pour tous les cas étudiés, chose qui a favorisé un comportement purement flexionnel.

- La disposition des appuis à l'extrémité des poutres a aussi favorisé des contraintes maximales due à la flexion, les contraintes de cisaillement engendrées sont faibles par rapport à la limite de cisaillement.

- La longueur entre appuis des poutres étudiées ($l = 86$ cm) est suffisamment longue pour favoriser la flexion maximale à la face tendue des poutres.

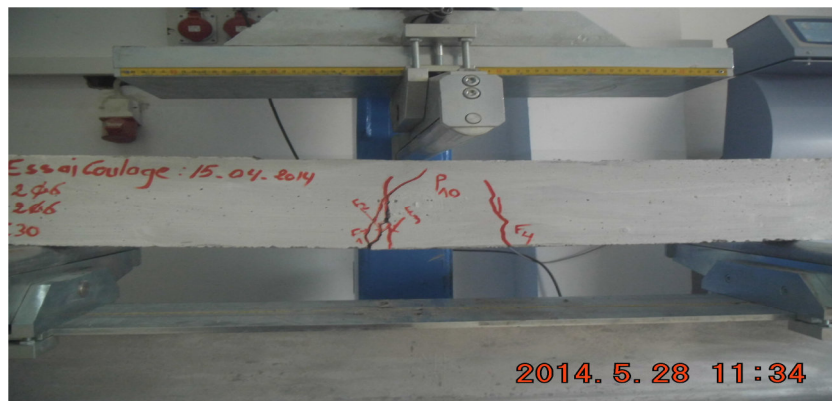


Figure 1.II.3 Poutre fissurée.

Conclusions :

Dans ce chapitre nous avons étudié les comportements globaux des poutres en béton armé et les mécanismes des fissures.

Les résultats de ce chapitre sont :

- Les fissures résultent sont des fissures de flexion, car elles sont localisées à la partie centrales de toutes les poutres étudiées.
- Les fissures des poutres sont plus proches, car ces dernières sont des poutres courtes.
- La flèche de la poutre fortement armée est inférieure à La flèche de la poutre moyennement ou faiblement armée.
- La résistance ultime dans le cas des armatures de grande section est supérieure à la résistance ultime d'armature de petite section.

**CONCLUSION
GENERALE ET
PERSPECTIVES**

CONCLUSION GENERALE

Les recherches bibliographiques sur le sujet du comportement mécanique des poutres courtes en béton armé restent toujours insuffisantes, au moins sur le plan expérimental faisant la relation directe avec la réalité des poutres à vraie grandeur. L'influence des différents paramètres sur ce comportement n'est pas identifiée définitivement.

Dans ce mémoire la problématique de l'étude du comportement mécanique des poutres courtes en béton armé a été étudiée, les résultats obtenus montrent que le pari fixé au niveau des objectifs tracés au début de cette étude sont largement satisfaisants.

L'étude théorique portant sur les paramètres de départ (longueur de la poutre, section transversale, ferrailage, disposition des appuis, et capacité des poutres) à répondu avec satisfaction au mode de rupture attendu (mode flexionnel).

Le programme numérique sous Matlab a fonctionné correctement, les résultats ont été comparés avec les codes de calculs, et les résultats expérimentaux. Il peut facilement servir de base à l'élaboration du plan des expérimentations en mode flexion des poutres courtes en béton armé avant d'entamer les essais au laboratoire. Le mode de rupture des poutres sera connu alors au préalable.

Les résultats des études expérimentales au niveau du laboratoire montrent l'influence du taux d'armatures sur la capacité flexionnelle des poutres courtes en béton armée. Une modélisation mathématique sous formats graphiques a été établie, le comportement mécanique de ces poutres est donc décrit.

Au moins sur un plan théorique, l'influence du renfort type Sika, en examinant l'apport des lamelles de carbone sur la capacité flexionnelle des poutres est étudiée, il est plus claire que ce procédé augmente considérablement la résistance des poutres.

Nous suggérons à la fin de ce mémoire les propositions et les axes de recherches futures dans une optique d'une maîtrise plus réaliste et plus complète du comportement mécanique des poutres courtes en béton armé :

1. Etude du comportement flexionnel des poutres en opérant sur plus de paramètres :
 - Augmentation du nombre de poutres à étudier,
 - Influence de la classe de résistance du béton,
 - La variation de la section transversale des poutres,
 - La variation de de la longueur des poutres.
2. Etude du comportement en mode de cisaillement.
3. Caractérisation expérimentale de l'apport des renforts en matériaux composites sur la capacité flexionnelle et la capacité de cisaillement des poutres.

Références bibliographiques

- [1] Règlement eurocode2. Calcul des structures en béton AFNOR1992.
- [2] ARMY TM 5-809-10-2. Appendix E: Guidelines for the evaluation of existing materials [en ligne], Seismic Design Guidelines for Upgrading Existing Buildings. Navy NAVFAC P-355.2, 1988. Disponible sur: <http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/armymtm/tm5-809-10-2/>[consulté le 05.12.02].
- [3] VINCENS A., TACHE G. Durabilité des Ouvrages en Béton Armé du Diagnostic la réparation. Double liaison physique and chimie des peintures and adhésifs, 1992, No.443-444, p.21-26.
- [4] BOIS C. La procédure du diagnostic de l'état des ponts en France. In: Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, oct. 1998, France, p.4-8.
- [5] *ACI 201.1 R-92 Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service, 1992.*
- [6] JACOBS J., VYNCKE J. *Pathologie du Béton Comment y Faire face.* CSTC-Magazine, Belgium, 1993, p.37-45.
- [7] MAHUT B. Diagnostic des ouvrages en béton armé : état, méthodes, prévision du vieillissement. In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat - Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, octobre 1998, France, p.67-76.
- [8] *Tania CROSTON*, 20 juin 2006, «Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion 3 points réparée par matériaux composites (approche probabiliste » thèse de DOCTEUR, Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers Centre de Bordeaux.
- [9] Mohcene BOUKHEZAR, 2009, « REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES POUTRES AU MOYEN DES MATERIAUX COMPOSITES» thèse de magistère, Constantine.
- [10] R.Dupain, J.-C. Saint-Arroman, 4^e édition, granulats, sols, ciment et béton
- [11] Ministère de l'habitat. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.R.A.93. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-24.
- [12] SAMAI M. L. Notes des cours de post- graduation. Université de Constantine. Algérie (2007).
- [13] LISSADRE Laure, 2006 ,«Analyse de la fissuration des bétons et des techniques de mise

Références bibliographiques

en œuvre en vue d'optimiser la réalisation des ouvrages» thèse de licence , Strasbourg.

[14] ZE YI WU, 2004,«Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composite sous chargement statique et de fatigue » thèse doctorat, Paris.

[15] Dr Ir P. Boeraeve, 2007, « Cours de Béton Armé».

[16] ZHELYAZOV Todor, 2008,«Renforcement des structures en béton armé par collage de matériaux composites » thèse doctorat, l'Université de Reims Champagne Ardenne.

[17] SIKA. 2008, «Réparation et protection du béton avec SIKA» conformément à la Norme Européenne EN 1504.

ANNEXE

NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P1

ESSAI FLEXION

1

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur
L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

Eau2,9 kg

Gravie15,14 kg

Sable8,72 kg

DONNEE DE DEPART :

C30

Affaissement :

A.....7cm

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

vibration :

Résistance a 28 j27 MPa

Couche 1 15 s

Ferrailage As 2 ϕ 6

Couche 2 20 s

A's2 ϕ 6

Date de coulage16 / 04 / 2014

RESULTATS:

Charge max17. 032 KN

Date d'essai15 / 05 / 2014

Contrainte max15. 67 KN

Flèches14. 56 mm

Donnée d'essai :

Flexion a 3 point

Vitesse: 0.25 MPa / sec

Départ force: 2.000 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI :

DOSAGE : Ciment4,88 kg



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P2

ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p2 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b=80 mm et hauteur h=150 mm

Eau2 , 9 kg

Gravie15, 14 kg

Sable8,72 kg

DONNEE DE DEPART :

C30

Affaissement :

A.....7cm

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

vibration :

Résistance a 28 j27 MPa

Couche 1 15 s

Ferrailage As 2 φ10

Couche 2 20 s

A's2 φ 6

Date de coulage16 / 04 / 2014

RESULTATS:

Date d'essai15 /05 / 2014

Charge max36, 329 KN

Contrainte max26 ,036 KN

Flèche7. 80 mm

Donnée d'essai :

Flexion a 3 point

Vitesse: 0.25 MPa / sec

Départ force: 2.000 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI :

DOSAGE : Ciment4 ,88 kg



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P3

ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

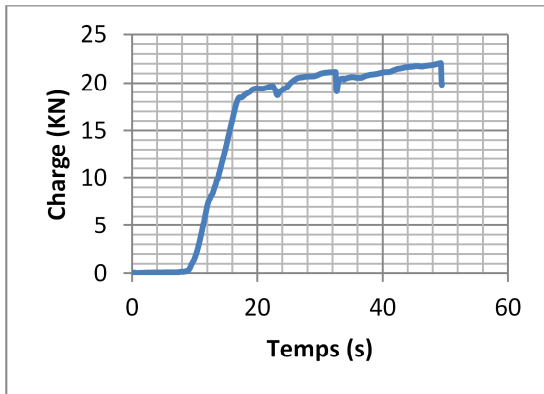
Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s2 φ 6

A'_s..... 2 φ 8

Date de coulage 14 / 04 / 2014

Date d'essai12 / 05 / 2014



Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Vitesse: 0.01 MPa / sec

Départ force: 2 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4 ,88 kg

Eau2, 9 kg

Gravie15, 14 kg

Sable8,72 kg

Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

Couche 2 20 s

RESULTATS: _____

Charge max22.061 KN

Contrainte max15.810 KN

Flèche23 mm



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P4



ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

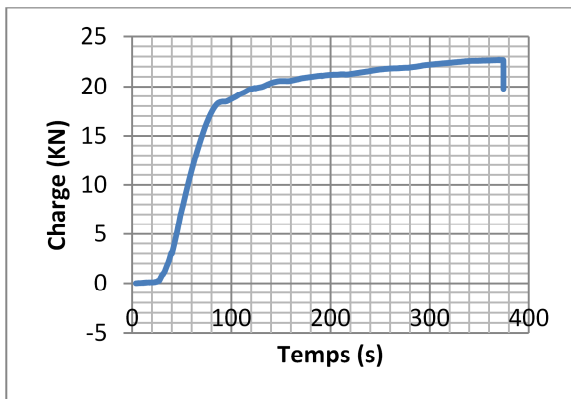
Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s 2 ϕ 6

A'_s2 ϕ 8

Date de coulage 14 / 04 / 2014

Date d'essai 12 / 05 / 2014



Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Vitesse: 0.005 MPa / sec

Départ force:0. 5 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4 ,88 kg

Eau2, 9 kg

Gravie15, 14 kg

Sable8,72 kg

Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

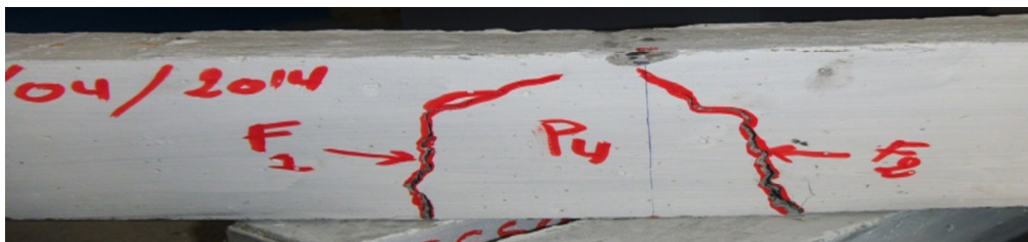
Couche 2 20 s

RESULTATS : _____

Charge max22.685 KN

Contrainte max16.258 KN

Flèche12.50 mm



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P5



ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

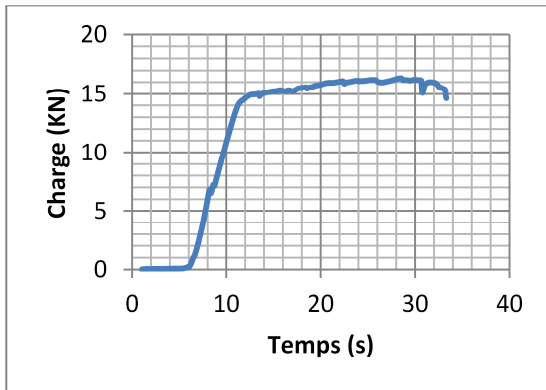
Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s 2 ϕ 6

A'_s2 ϕ 6

Date de coulage 15 / 04 / 2014

Date d'essai13 / 05 / 2014



Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 points

Vitesse: 0.005 MPa / sec

Départ force: 2 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4 ,88 kg

Eau2, 9 kg

Gravie15, 14 kg

Sable8,72 kg

Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

Couche 2 20 s

RESULTATS: _____

Charge max16.344 KN

Contrainte max11.713 KN

Flèche 13. 80 mm



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P6



ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

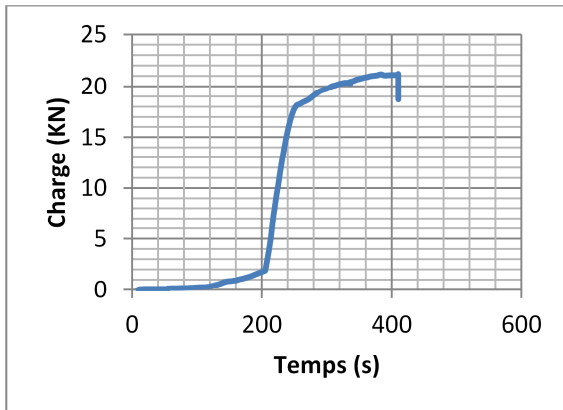
Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s 2 ϕ 6

A'_s2 ϕ 8

Date de coulage 14 / 04 / 2014

Date d'essai12 / 05 / 2014



Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Vitesse: 0.005 MPa / sec

Départ force: 0. 5 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4. 88 kg

Eau2. 9 kg

Gravie15. 14 kg

Sable8. 72 kg

Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

Couche 2 20 s

RESULTATS : _____

Charge max21.207 KN

Contrainte max15.199 KN

Flèche12. 42 mm



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P7



ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

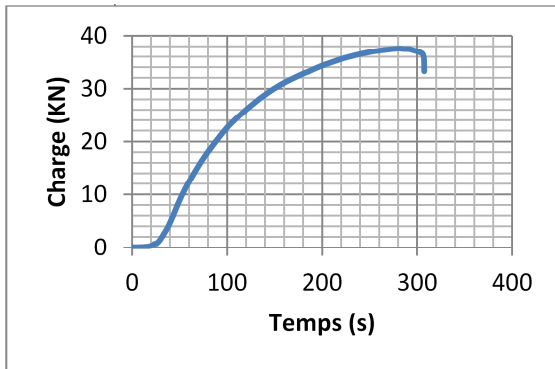
Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s 2 ϕ 6

A'_s2 ϕ 10

Date de coulage 16 / 04 / 2014

Date d'essai 14 / 05 / 2014



Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Nombre de voies: 1

Vitesse: 0.080 MPa / sec

Départ force: 2 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4. 88 kg

Eau2. 9 kg

Gravie15.14 kg

Sable8. 72 kg

Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

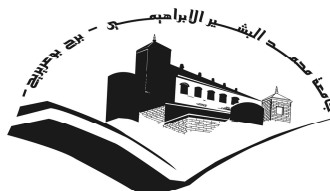
Couche 2 20 s

RESULTATS : _____

Charge max17.137 KN

Contrainte max12.282 KN

Flèche6 mm



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P8



ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

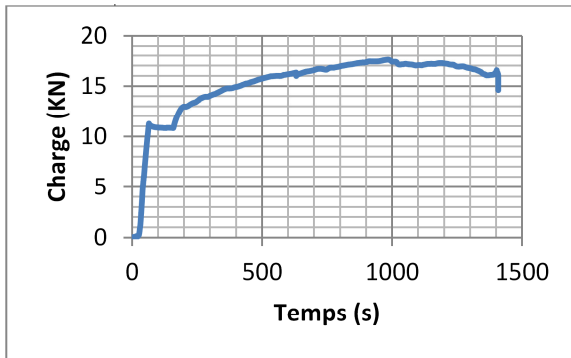
Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s 2 ϕ 6

A'_s2 ϕ 6

Date de coulage 16 / 04 / 2014

Date d'essai14 / 05 / 2014



Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Nombre de voies: 1

Vitesse: 0.005 MPa / sec

Départ force: 0. 05 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4. 88 kg

Eau2. 9 kg

Gravie15. 14 kg

Sable8. 72 kg

Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

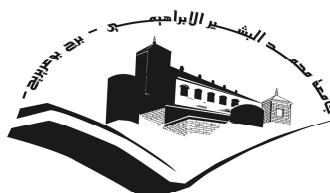
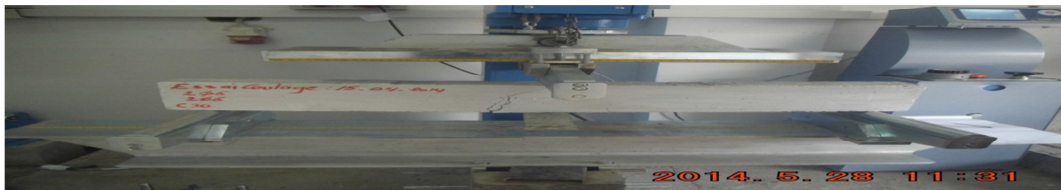
Couche 2 20 s

RESULTATS : _____

Charge max17.592 KN

Contrainte max12. 602 KN

Flèche14. 75



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P9

ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur $L = 960$ mm et largeur $b = 80$ mm et hauteur $h = 150$ mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

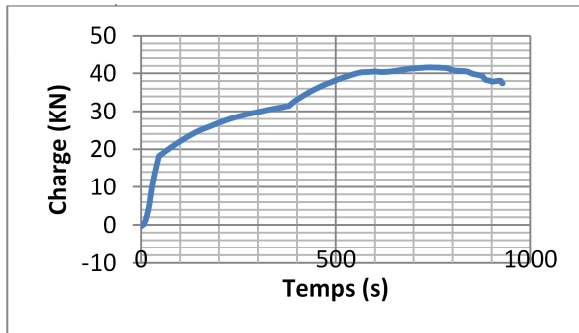
Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s 2 ϕ 6

A'_s2 T 10

Date de coulage 28 / 04 / 2014

Date d'essai26 / 05 / 2014



Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Nombre de voies: 1

Vitesse: 0.005 MPa / sec

Départ force: 0. 5 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4. 88 kg

Eau2. 9 kg

Gravie15. 14 kg

Sable8. 72 kg

Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

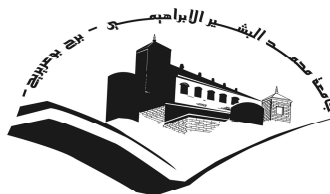
Couche 2 20 s

RESULTATS : _____

Charge max41.579 KN

Contrainte max29.798KN

Flèche5 mm



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P10

ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s 2 ϕ 6

A'_s2 ϕ 6

Date de coulage 15 / 04 / 2014

Date d'essai13 / 05 / 2014

Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Nombre de voies: 1

Vitesse: 0.080 MPa / sec

Départ force: 2 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4. 88 kg

Eau2. 9 kg

Gravie15. 14 kg

Sable8. 72 kg

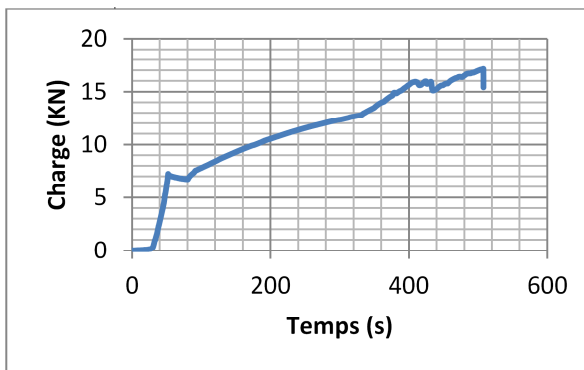
Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

Couche 2 20 s



RESULTATS : _____

Charge max17.137 KN

Contrainte max12. 282 KN

Flèche 13. 50 mm



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P11



ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur $L = 960$ mm et largeur $b = 80$ mm et hauteur $h = 150$ mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage A_s 2 ϕ 6

A'_s2 T 10

Date de coulage 30 / 04 / 2014

Date d'essai29 / 05 / 2014

Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Nombre de voies: 1

Vitesse: 0.005 MPa / sec

Départ force: 0.05 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4. 88 kg

Eau2. 9 kg

Gravie15. 14 kg

Sable8. 72 kg

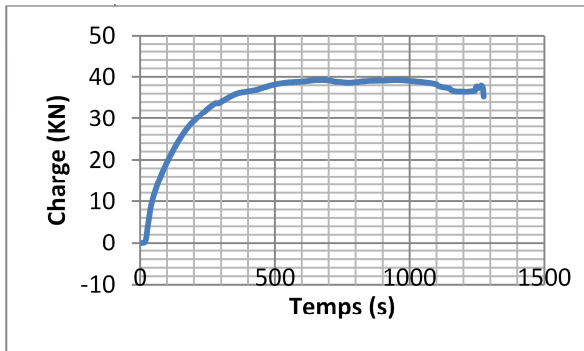
Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

Couche 2 20 s



RESULTATS : _____

Charge max39.290 KN

Contrainte max28.158 KN

Flèche6. 5 mm



NOTICE TECHNIQUE

POUTRE P12



ESSAI FLEXION

DESCRIPTION

La poutre p1 est une poutre en béton armé à longueur L= 960 mm et largeur b = 80 mm et hauteur h = 150 mm

DONNEE DE DEPART : _____

C 30

Ecrasement d'éprouvette.....07 / 05 / 2014

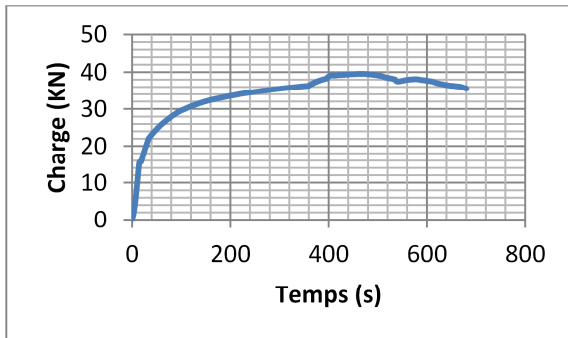
Résistance a 28 j27 MPa

Ferrailage As2 ϕ 6

A's.....2 T 10

Date de coulage 30 / 04 / 2014

Date d'essai29 / 05 / 2014



Donnée d'essai : _____

Flexion a 3 point

Vitesse: 0.005 MPa / sec

Départ force: 0. 05 kN

Arrêt force: 10 %

Largeur: 80.000 mm

Hauteur: 150.000 mm

Inférieur: 860.000 mm

Surface: 1395.349 mm²

MODE D'EMPLOI : _____

DOSAGE : Ciment4. 88 kg

Eau2. 9 kg

Gravie15. 14 kg

Sable8. 72 kg

Affaissement :

A.....7 cm

Vibration:

Couche 1 15 s

Couche 2 20 s

RESULTATS : _____

Charge max39. 559 KN

Contrainte max38. 351 KN

Flèche5. 25 mm



Sika® CarboDur® S

Lamelles pultrudées à base de fibres de carbone pour le renforcement de structures.

Avis Technique CSTB n° 3/10-669

Description

Les Sika CarboDur S sont des P.R.F.C. pultrudés (Polymères Renforcés de Fibres de Carbone), à base de fibres de carbone noyées dans une matrice époxydique. Ils se présentent sous forme de lamelles préfabriquées en usine, et sont conçus pour le renforcement des structures en béton armé, en béton précontraint, en bois, en maçonnerie, en métal.

Pour le collage des lamelles en surface du support, l'adhésif structural utilisé est le Sikadur®-30.

Les lamelles peuvent également être engravées dans des rainures en suivant le principe du système de renforcement dit « engravé en surface du béton » (traduction du terme anglais « NSM »). Les colles structurales utilisées sont alors soit le Sikadur-30 ou Sikadur -330 pour les applications en sous face, le Sikadur-300 pour les applications en horizontal (renforcement vis-à-vis des moments négatifs en chapeaux). En complément, Sikadur-33 conditionné en cartouche peut être utilisé.

Consulter le Notice Produit de l'adhésif concerné.

Utilisation

Différents cas de renforcement de structures :

Augmentation de charges

- n Augmentation de la capacité portante des poutres, des dalles : augmentation des charges d'exploitation, trafic, changement de destination du local, ...

Endommagement des éléments de structures

- n Dégradation des matériaux de la structure
- n Corrosion, diminution ou sectionnement d'armatures internes (chocs, incendie)
- n Charges dynamiques, séismes

Amélioration des conditions de service

- n Réduction de flèche de planchers, poutres
- n Réduction des contraintes dans les armatures internes
- n Diminution de l'ouverture des fissures

Modification de la structure

- n Création de trémies (voile, dalle, poutre...)
- n Elimination de murs, poteaux

Mise en conformité suite à l'évolution de la réglementation

- n Renforcement parasismique
- n Nouveau code de calcul

Défauts de conception, défauts de calcul

- n Insuffisance ou déficience des sections d'acier interne
- n Défaut de positionnement des armatures dans le béton

Caractéristiques / Avantages	<ul style="list-style-type: none"> n Insensible à la corrosion n Très haute performance n Excellente durabilité n Facile à transporter (légèreté, conditionnement en rouleau) n Longueur illimitée (rouleau de 10 à 250 mètres suivant le type de lamelle utilisé) n Application économique (pas de matériel de levage, ni de serrage) n Peut recevoir un revêtement (peinture, mortier...) n Croisement aisé des lamelles grâce à la faible épaisseur n Facilité d'application, en particulier en sous face, sans moyen auxiliaire de placage ni de serrage n Excellente tenue à la fatigue n Facile à préparer, applicable en plusieurs couches superposées n Finition excellente des bords de lamelles (imprégnation et alignement des fibres) obtenue lors de la fabrication par pultrusion
-------------------------------------	---

Agréments

Certification, Normes, Essais	<ul style="list-style-type: none"> n France : Avis Technique CSTB N° 3/10-669 (annule et remplace N° 3/07-502) n Essais de traction et de cisaillement inter-laminaire sur les Lamelles PRFC (avant et après vieillissement accéléré) n Essai de cisaillement à simple de recouvrement - Lamelle PRFC sur Béton (avant et après vieillissement accéléré) n Essai de tenue aux UV du système Sika CarboDur (avec et sans revêtement de protection Sikagard) n Allemagne: Deutsches Institut für Bautechnik Z-36.12-80, 2010 : General Construction Authorisation for Sika® CarboDur® n Norvège: NBI Teknisk Godkjenning, NBI Technical Approval, No. 2178, 2001 n Slovénie: ZAG, Technical Approval No. S418/99-620-2 n Slovaquie: TSUS, Building Testing and research institutes, Technical approval No. 5502A/02/0633/0/004, 2003 n Pologne: Technical approval No. AT/2003-04-0336, System material Sika® CarboDur® n International: Fib, Technical Report, bulletin 14 -Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, July 2001 n USA: ACI 440.2R-08, Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP Systems for strengthening concrete structures, July 2008 n Royaume Uni: Concrete Society Technical Report No. 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fiber composite material, 2000 n Suisse: SIA 166:2004, Klebebewehrungen n Italie: CNR-DT 200/2004 Guide for the design of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures
--------------------------------------	--

Caractéristiques Produit

Aspect / Couleurs	PRFC (Polymère Renforcé de Fibres de Carbone – matrice résine époxy) de couleur noire
Conditionnement	<p>Suremballage carton pour les rouleaux de 10, 25, 50 m</p> <p>Suremballage en caisse en bois pour les rouleaux de 250 m</p>

Types	Sika® CarboDur® S			Module Elasticité E 165 000 Mpa		
	Type	Section	Largeur	Epaisseur		
	Sika CarboDur S1.030 **	30 mm ²	10 mm	3 mm		
	Sika CarboDur S1.525 **	37,5 mm ²	15 mm	2,5 mm		
	Sika CarboDur S2.025 **	50 mm ²	20 mm	2,5 mm		
	Sika CarboDur S512 *	60 mm²	50 mm	1,2 mm		
	Sika CarboDur S613 **	78 mm ²	60 mm	1,3 mm		
	Sika CarboDur S614 **	84 mm ²	60 mm	1,4 mm		
	Sika CarboDur S812 *	96 mm²	80 mm	1,2 mm		
	Sika CarboDur S912 **	108 mm ²	90 mm	1.2 mm		
	Sika CarboDur S814 **	112 mm ²	80 mm	1,4 mm		
	Sika CarboDur S1012 *	120 mm²	100 mm	1,2 mm		
	Sika CarboDur S914 **	126 mm ²	90 mm	1,4 mm		
	Sika CarboDur S1014 **	140 mm ²	100 mm	1,4 mm		
	Sika CarboDur S626 **	156 mm ²	60 mm	2,6 mm		
	Sika CarboDur S1214 **	168 mm ²	120 mm	1,4 mm		
	Sika CarboDur S1512 *	180 mm²	150 mm	1,2 mm		

* tenu en stock (rouleau de 10, 25, 50, 250 m)

** sur commande spéciale en rouleau de 250 m. Nous consulter.

Stockage / Conservation	Illimité à l'abri d'une exposition directe au soleil, au sec et à une température inférieure à 50°C. Transport : uniquement en emballage d'origine ou protégé contre toutes dégradations mécaniques
--------------------------------	--

Caractéristiques techniques

Densité	1,60
Température de transition vitreuse	> 100°C (suivant la norme EN 61006)
Pourcentage Volumétrique des fibres	> 68%

Caractéristiques physiques et mécaniques

Module d'Elasticité E en MPa	Valeurs dans le sens longitudinal des fibres (suivant la norme EN 2561)	
	Valeur moyenne	165 000
	Valeur minimum	> 160 000
	Valeur au fractile 5%	162 000
	Valeur au fractile 95%	180 000
Résistance en traction uni axiale en MPa	Valeurs dans le sens longitudinal des fibres (suivant la norme EN 2561)	
	Valeur moyenne	3 100
	Valeur minimum	> 2 800
	Valeur au fractile 5%	3 000
	Valeur au fractile 95%	3 600
Elongation à rupture	Valeurs dans le sens longitudinal des fibres (suivant la norme EN 2561)	
	Valeur minimum	> 1,70%

Système

Composants du système

Le système décrit dans cette Notice doit être respecté et ne peut faire l'objet de modification.

Adhésif structural :

- Sikadur-30 pour la lamelle Sika CarboDur S collée en surface
- Sikadur-30, -330, -300, -33 pour la lamelle engravée en surface

Pour des informations détaillées concernant la mise en place du système collé en surface du support, consulter l'avis technique CSTB N° 3/10-669 (annule et remplace N° 3/07-502), et les notices des produits concernés.

Pour des informations détaillées au sujet de la technique dite « NSM » consulter le Cahier des Clauses Techniques.

Application

Consommation de colle

Largeur du Sika® CarboDur® S	Sikadur®-30 (sur support et lamelle)
50 mm	≈ 0,25 à 0,35 kg/m
60 mm	≈ 0,30 à 0,40 kg/m
80 mm	≈ 0,40 à 0,55 kg/m
90 mm	≈ 0,50 à 0,70 kg/m
100 mm	≈ 0,55 à 0,80 kg/m
120 mm	≈ 0,65 à 1,00 kg/m
150 mm	≈ 0,85 à 1,25 kg/m

La consommation peut varier suivant la rugosité, la planéité du support et les éventuels croisements de lamelles.

Qualité du support

Planéité / irrégularité du support (selon Bulletin FIB 14)

- La surface à renforcer ne doit pas présenter de balèbres de coffrage ni saillies excédant 0,5 mm.

- Vérifier la planéité de la surface à l'aide d'une règle métallique : la tolérance est fixée à 10 mm sous la règle de 2 m, et 4 mm sous la règle de 30 cm.

La qualité du support doit être contrôlée dans tous les cas. Un diagnostic de l'ouvrage est recommandé (norme NF EN 1504-9, Réparation et protection des structures en béton).

n Sika CarboDur S collés en surface du béton :

La résistance en traction directe de la surface de béton préalablement préparée doit être de 1,5 MPa au minimum (2 MPa en moyenne). Si ces valeurs ne sont pas atteintes, les solutions alternatives peuvent être :

- Sika CarboDur S utilisé selon la technique « NSM », engravé en surface du béton
- Les tissus SikaWrap se reporter à la notice technique du SikaWrap®-230 C ou -600C. Consulter les Notices Produits

Le béton doit généralement être âgé de plus de 28 jours (prendre aussi en considération les conditions environnementales de durcissement, le type de béton, sa résistance).

n Sika CarboDur S collés en surface des autres types de supports :

La structure bois, maçonnerie, ou métallique doit également faire l'objet d'un diagnostic.

n Sika CarboDur S appliqués selon la technique « NSM » (engravés en surface du béton) : Consulter le Cahier des Clauses Techniques.

Préparation du support	<p>Le support doit recevoir une préparation de surface adaptée pour le rendre propre, sain, exempt de laitance, d'agents polluants, de graisse, d'huile, de particules friables, d'anciens revêtements, ...</p> <p>Le support ne doit pas être gelé, ni présenter de film d'eau en surface au moment de la mise en œuvre de la colle.</p> <p>Ne pas réaliser d'opération de collage en cas de risque de condensation sur le support. Contrôle à faire préalablement au démarrage du mélange du kit de l'adhésif Sikadur®-30 (ou autre).</p> <p><i>Pour les applications de Sika CarboDur S collé en surface :</i> Consulter l'Avis technique CSTB N° 3/10-669 (annule et remplace N° 3/07-502)</p> <p><i>Pour les applications de Sika CarboDur S engravé en surface (technique « NSM ») :</i> Consulter le Cahier des Clauses Techniques.</p>
Conditions d'Application / Limites	
Température (support, ambiante)	<p>Consulter la Notice Produit de l'adhésif structural concerné Sikadur®</p> <p>Lamelle Sika CarboDur S collée en surface : Sikadur-30</p> <p>Lamelle Sika CarboDur S engravée en surface (technique NSM) : Sikadur-30, -330, -300, 33.</p>
Humidité du support	<p>Consulter la Notice Produit de l'adhésif structural concerné Sikadur®</p> <p>Lamelle Sika CarboDur S collée en surface : Sikadur-30</p> <p>Lamelle Sika CarboDur S engravée en surface (technique NSM) : Sikadur-30, -330, -300, 33.</p> <p>Béton : Max. 4%</p> <p>Quand le support est légèrement humide (sans film d'eau en surface), bien faire pénétrer la colle dans le support.</p>
Condensation – point de rosée	<p>Consulter la Notice Produit de l'adhésif structural concerné Sikadur®.</p>
Mise en œuvre	
Méthode d'application / outils	<p><i>Pour les applications de Sika CarboDur S collée en surface :</i> Consulter l'Avis technique CSTB N° 3/10-669 (annule et remplace N° 3/07-502) et la Notice Produit du Sikadur-30.</p> <p><i>Pour les applications de Sika CarboDur S engravé en surface (technique « NSM ») :</i> Consulter le Cahier des Clauses Techniques et les notices Produit du Sikadur-30, -330, -300, -33.</p>
Nettoyage des outils	<p>Nettoyer le matériel avec le Nettoyant Sikadur® (notice technique n° 6.90) avant polymérisation de la résine. Une fois durcie, la résine s'enlève mécaniquement.</p>
Durée de vie en pot	<p>Consulter la Notice Produit de l'adhésif structural concerné Sikadur®.</p>
Protection au feu de la structure	<p>Dès lors que la structure est vérifiée conformément au principe de dimensionnement retenu dans l'avis technique validé par le CSTB, aucune protection au feu du système n'est à prévoir :</p> <p>« structure vérifiée à l'E.L.U. en situation de projet accidentel, sans les Lamelles Sika® CarboDur®, en tenant compte uniquement des aciers internes ».</p> <p>Consulter l'Avis technique CSTB N° 3/10-669 (annule et remplace N° 3/07-502)</p>

Notes sur l'application / limites

Pour les applications de Sika CarboDur S collée en surface : Consulter l'Avis technique CSTB N° 3/10-669 et la Notice Produit du Sikadur-30.

Pour les applications de Sika CarboDur S engravé en surface (technique « NSM ») :

Consulter le Cahier des Clauses Techniques et les notices Produit du Sikadur-30, -330, -300, -33.

Dimensionnement des renforts.

Il est conseillé de faire appel à un Bureau d'Etudes qualifié en calcul de structures pour réaliser le dimensionnement des renforts Sika® CarboDur®. Nous consulter.

Qualification de l'entreprise spécialisée

Le Maître d'ouvrage, le Maître d'œuvre, doivent faire appel à une entreprise spécialisée pour la réalisation des travaux de réparation et de renforcement des structures. L'entreprise retenue doit être qualifiée, expérimentée, assurée pour la réalisation de ces travaux dits « spéciaux ». Le personnel doit être spécialement formé par le service technique Sika pour l'application des composites PRFC et des produits associés.

Précautions d'emploi.

Pendant la préparation, notamment pendant la phase de découpage des lamelles, ainsi que pendant l'application du système, veiller à se conformer aux fiches de données de sécurité (lamelle et résine associée) : porter les Equipements de Protection Individuelle : vêtement adapté, gants, lunettes, appareil respiratoire si nécessaire, ...

Les lamelles, une fois mises en place, doivent être protégées du rayonnement solaire direct permanent. Le revêtement de protection vis-à-vis des rayons UV est soit un produit à base de résine (Sikagard®-550 W Elastic, Sikagard®-680 S BetonColor, ou Sikagard® -675 W ElastoColor -Coloris disponible suivant nuancier RAL) soit un produit à base de liant hydraulique modifié (SikaTop®-121 ou 107).

Par ailleurs, des essais en laboratoire montrent que la protection de la lamelle notamment par le revêtement Sikagard®-680 S BetonColor de couleur blanche permet de limiter la sensibilité du composite vis-à-vis de la température: réduction de 10°C environ de la température au niveau de la lamelle Sika® CarboDur® (comparativement à la lamelle non protégée).

Les lamelles doivent également être protégées de l'humidité et/ou de l'eau.

Note

Toutes les données techniques de cette notice sont basées sur des résultats d'essais de laboratoires. Les caractéristiques mesurées peuvent varier en fonction de circonstances indépendantes de notre contrôle.

Précautions d'emploi

Consulter la fiche de données de sécurité accessible sur Internet www.sika.fr.

Mentions légales

Produit réservé à un usage strictement professionnel

Nos produits bénéficient d'une assurance de responsabilité civile.

«Les informations sur la présente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application et à l'utilisation finale des produits SIKA, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la connaissance et l'expérience que la Société SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont été convenablement stockés, manipulés et appliqués dans des conditions normales. En pratique, les différences entre matériaux, substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations ou toute recommandation écrite ou conseil donné n'impliquent aucune garantie de qualité marchande autre que la garantie légale contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute précision complémentaire. Notre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans l'hypothèse d'une application non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par des tiers doivent impérativement être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de nos Conditions de Vente et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement consulter la version la plus récente de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur sera remise sur demande.»



Sika France S.A.S
84, rue Edouard Vaillant – BP 104
93351 Le Bourget Cedex
France

Tél. : 01 49 92 80 00
Fax : 01 49 92 80 21
www.sika.fr

