

Université Mentouri - Constantine
Faculté des Sciences de la technologie
Département de Génie Civil

N° ordre: 138/DS/2018
N° serie : 03/GC/2018

THESE

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : GENIE CIVIL

THEME:

**Comportement des sections composées
acier-béton**

Présenté par : BADACHE Hacene

Directeur de these Pr Guetteche MN
Encadreur : Dr Guemmadi Zhor

Devant le jury composé de:

29/09/2018

Président:	BEROUAL Ahmed	Professeur	Université Mentouri Constantine
Rapporteur :	GUEMMADI Zhor	M.C.A	Université Mentouri Constantine
Examineurs:	MENDJEL Abdelhamid	M.C.A	Université Annaba
	LAHBARI Noredine	Professeur	Université Batna 02

Année 2018

Remerciements

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont aidé à la réalisation et la soutenance de cette thèse,

notamment Pr

Guetteche Med nacer, Dr Guemadi Zhor, le président et les membres du jury.

Un hommage particulier à ma famille, ma femme Wahiba, mes enfants : Chouaib, Kawter et Med Redha

Merci à tous.

Hacene

Résumé :

Le but de cette thèse concerne l'étude du comportement des sections composées acier-béton complètement enrobées dans le béton. La poutre étudiée présente une résistance caractéristique à la compression de 20MPa, 25MPa et 30MPa. La thèse comporte deux phases essentielles: phases théorique et expérimentale.

En ce qui concerne la phase expérimentale nous avons réalisé plusieurs essais :

- Trois essais de compression sur trois éprouvettes cylindriques pour obtenir un béton caractérisé par une résistance à la compression égale à 20MPa, 25MPa et 30MPa
- Trois essais de flexion en quatre points sur trois profilés métalliques seuls pour être comparés aux poutres composées enrobées dans le béton.
- Trois essais de flexion en quatre points sur trois profilés métalliques enrobés dans le béton.

A partir de ces essais nous déduisons que le béton enrobant les profilés IPE augmente la capacité portante et le chargement de ruine ainsi que la rigidité de flexion par rapport aux profilés métalliques seuls.

Les étapes de la phase théorique se résument en trois points :

- Un calcul de la capacité portante de la poutre mixte à partir des deux règlements EC4 et AISC.
- Un calcul de chargement de ruine suivant le règlement EC4 d'une part et le règlement AASHTO d'autre part.
- Un calcul de la flèche de la poutre mixte à partir de plusieurs rigidités. Chaque rigidité correspond à l'un des règlements suivants : AII , EC4 , AISC , ACI et BS5400

Nous concluons que le règlement EC4 est le plus conservateur par rapport à la capacité portante et le règlement AASHTO est considéré comme le plus conservateur concernant le chargement de ruine. Néanmoins si nous comparons le calcul de la flèche par les règlements nous déduisons qu'ils invalident la conservation de la flèche.

Mots clés:

Sections composées, comportement, ductilité, élasto—plastique , écoulement.

Abstract :

The aim of this thesis concerns the study of the behavior of steel-concrete composite sections completely embedded in concrete. The beam studied has a characteristic compressive strength of 20MPa, 25MPa and 30MPa. The thesis has two essential phases: theoretical and experimental phases.

With regard to the experimental phase we have carried out several tests:

- Three compression tests on three cylindrical specimens to obtain a concrete characterized by a compressive strength equal to 20MPa, 25MPa and 30MPa.
- Three bending tests in four points on only three metal profiles to be compared with up beams completely embedded in concrete.
- Three bending tests in four points on three metal profiles embedded in the concrete.

From these tests we deduce that the concrete embedding the IPE profiles increases the bearing capacity and the load of ruin as well as the flexion rigidity compared to the metal profiles alone.

The steps of the theoretical phase can be summed up in three points:

- A calculation of the load bearing capacity of the composite beam with EC4 and AISC codes.
- A ruin loading calculation according to the EC4 code on the one hand and the AASHTO code on the other hand.
- A calculation of the bending deformation of the composite beam from several rigidities. Each rigidity corresponds to one of the following codes: AIJ, EC4, AISC, ACI and BS5400

We conclude that the EC4 code is the most conservative in relation to bearing capacity and the AASHTO code is considered to be the most conservative regarding ruin loading. Nevertheless if we compare the calculation of the bending deformation by the codes we deduce that they invalidate the conservation of the bending deformation.

Key words :

Composite sections , behavior , ductility , elasto-plastic , flow model.

ملخص:

هذه الرسالة يتمحور حول سلوك المقاطع المركبة من الخرسانة و الفولاذ مغلقة كليا .جائز موضوع الدراسة يتميز بمقاومة ضد الضغط تساوي: 25,20 و 30 ميغا باسكال.الرسالة تحتوي على مرحلتين أساسيتين و هما: المرحلة النظرية و المرحلة التجريبية. فيما يخص المرحلة التجريبية قمنا بإنجاز عدة تجارب مخبرية:

- ثلاثة (03) تجارب الضغط على ثلاثة (03) عينات من أجل الحصول على مقاومة ضد الضغط تساوي 20, 25 و 30 ميغا باسكال .
- ثلاثة (03) تجارب الإنحناء في أربعة نقاط على ثلاثة مقاطع فولاذية لوحدها IPE 160 و المقارنة مع الجيزات المركبة المغلقة كليا بالخرسانة.
- ثلاثة (03) تجارب الإنحناء في أربع نقاط على 03 مقاطع فولاذية IPE 160 مغلقة كليا بالخرسانة.

و من خلال هذه التجارب نستخلص بأن الخرسانة التي تحيط بالمقاطع الفولاذية ترفع من قدرة التحمل و حمولة الإنهيار و كذلك صلابة الإنحناء.

بالنسبة لمرحل الدراسة النظرية نلخصها في ثلاثة نقاط:

- حساب قدرة التحمل للجائز المركب المغلف كليا بالخرسانة من خلال إستعمال قانونين و هما EC4 و AISC (حساب مرن).
- حساب حمولة الإنهيار من خلال قانونين و هما EC4 و AASHTO (حساب لذن).
- حساب الإنحناء من خلال قوانين و كودات مختلفة: EC4, AISC, ACI, AIJ و BS5400.

و خلاصة لذلك و من خلال الجانب النظري فإن قانون EC4 هو الأنسب و الأحسن بالنسبة لقدرة التحمل بينما قانون كود AASHTO هو الأمثل بالنسبة لحمولة الإنهيار و أخيرا بالنسبة للإنحناء, كل القوانين و الكودات أخفقت في الحفاظ فيما يخص الإنحناء.

كلمات مفتاحية :

مقاطع مركبة ، سلوك ، المطاوعة ، مرونة لدونة ، خضوع.

SOMMAIRE

I. Introduction

II. Objectifs

III. Contenu de la thèse

CHAPITRE 1: Généralités/Matériaux Utilisés

1.1- Les constructions mixtes acier-béton.....	1
1.1.1 Introduction.....	1
1.1.2 Eléments Mixtes.....	1
1.1.2.1 colonnes mixtes.....	1
1.1.2.2 Poutres mixtes.....	2
1.1.2.3 Dalles mixtes.....	2
1.1.3 Principe de base	3
1.1.4 La connexion.....	5
1.1.5 Assemblage Poteau-Poutre	5
1.1.6 Avantages et Inconvénients.....	6
1.1.6.1 Avantages.....	6
1.1.6.2 Inconvénients.....	10
1.1.7 Conclusion.....	10
1.2 Matériaux Utilisés.....	11
1.2.1 Le béton.....	11
1.2.1.1.Introduction.....	11
1.2.1.2.Composition.....	11
1.2.1.3. Résistances mécaniques.....	13
1.2.1.3.1.Résistance à la Compression.....	13
1.2.1.3.2.Résistance à la traction.....	13

SOMMAIRE

1.2.1.4 Essais sur le béton.....	14
1.2.1.4.1 Essai de compression.....	14
1.2.1.4.2 Essai de traction	15
1.2.2 Aciers:.....	15
1.2.2.1.Introduction.....	15
1.2.2.2. Types d'acier.....	16
1.2.2.3. Profilés en acier	16
1.2.2.4.Classification	17
1.2.2.5.Caractéristiques des aciers	18
1.2.2.6.Diagramme effort/allongement.....	18
1.2.2.7.Limite d'élasticité	19
1.2.2.8.Résistance en flexion.....	20

CHAPITRE 2: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Introduction	21
2.2 Etude d'une poutre profilé métallique	21
2.2.1 Calcul des efforts intérieurs	21
2.2.1.1 En phase élastique	21
2.2.1.2 En phase plastique	22
2.3 Etude d'une poutre composée acier-béton.....	23
2.3.1 Introduction	23
2.3.2 Historique des méthodes de calcul des poutres composées	23
2.3.3 Dimensionnement des poutres composées selon L'EC4.....	25
2.3.3.1 Etat limite ultime	25
2.3.3.1.1 Classification des sections	26
2.3.3.2 Etat limite de service	26
2.3.4 Calcul efforts intérieurs	27

SOMMAIRE

2.3.4.1 Analyse élastique	27
i. Introduction	27
ii. Coefficient d'équivalence élastique	27
iii. caractéristiques des poutres composées	28
a. Position du centre de gravité de la section composée.....	29
b. Inertie de la section composée.....	29
iv. Calcul des contraintes	29
2.3.4.2 Analyse plastique.....	30
2.3.4.2.1 Métho de Eurocode 4	30
i. Introduction.....	30
ii. Coefficient d'équivalence plastique	30
iii. Hypothèses de calcul	31
a. l'axe neutre plastique tombe dans la dalle	32
b. l'axe neutre plastique tombe dans la semelle	32
c. l'axe neutre plastique tombe dans l'âme	32
2.3.4.2.2 Méthode du code Américain AASHTO	33
i. Introduction	33
ii. Formules de base	33
iii. calcul du moment plastique	35
a. l'axe neutre tombe dans la semelle	35
b. l'axe neutre tombe dans l'âme	36
2.3.5 Effets de la fissuration du béton	37
2.3.6 Flèche en service	37
2.3.6.1 Introduction	37

SOMMAIRE

2.3.6.2 Calcul de la rigidité	37
i. Code américain ACI	37
ii. Code AIJ	38
iii. Code BS5400	39
iv. Code eurocade 4 :partie 1	39
v. Code AISC	39
2.4 Conclusion	39
CHAPITRE 03 : Etude Théorique	
3.1 Introduction	40
3.2 Poutre Métallique.....	40
3.3 Poutre composée.....	41
3.3.1 Dimensions	42
3.3.1.1 Profilé adopté.....	42
3.3.1.2 Classification de la section	42
3.3.2 Calcul efforts internes.....	43
3.3.2.1 Calcul élastique	43
I. Coefficient d'équivalence	43
II. Détermination du centre de gravité et position de l'axe neutre.....	43
III. Moment d'inertie de la section homogène	44
IV. Application numérique	45
3.3.2.2 Calcul du moment plastique	48
3.3.2.3 Calcul de la fleche	53
3.3.2.3.1 Principe de base.....	53
3.3.2.3.2 Calcul rigidité de la section composée.....	54

SOMMAIRE

• selon code Américain ACI	54
• Selon code AIJ	55
• Selon code BS5400	55
• Selon code L'EC4: partie1	55
• Selon code AISC	56
3.3.2.3.3 Courbes chargement/ déplacement	56
3.4 Conclusion	57
Chapitre 04: Etude expérimentale	
4.1 Introduction	58
4.2 Procédé de fabrication.....	58
4.2.1 Le béton.....	58
4.2.1.1 Formulation du béton.....	58
4.2.1.2 Métho de DREUX-GORISSE.....	58
i. Objectifs.....	58
ii. Caractérisation des matériaux.....	59
4.2.1.3 Fabrication des mélanges.....	60
4.2.1.4 Remplissage des éprouvettes cylindriques.....	60
4.2.1.5 Conservation.....	60
4.2.2 Poutrescomposées.....	61
4.3 Dispositif essais.....	63
4.3.1 Essai de compression.....	63
4.3.2 Essai de flexion.....	64
4.4 Résultats.....	67
4.4.1 Essai de compression.....	67
4.4.2 Essai de flexion.....	68
4.4.2.4 Essai de flexion sur les profilés métalliques(IPE160).....	68
4.4.2.5 Essai de flexion sur les poutres composées	71

SOMMAIRE

4.5 Conclusion.....	74
---------------------	----

Chapitre 05: Analyse des Résultats et comparaison

5.1 Introduction.....	108
5.2 Analyse des résultats.....	108
5.2.1 Profilés métalliques.....	108
5.2.2 Poutres composées.....	110
5.3 Comparaison résultats; étude expérimentale/étude théorique	112
5.3.1 Capacité portante et chargement de ruine	112
5.3.1.1 Profilés métalliques	112
I. Correction limite d'élasticité	113
II. Correction module d'élasticité	114
III. Calcul moment plastique corrigé	114
5.3.1.2 Poutres composées	115
5.3.2 Flèche	117
5.4 Comparaison profilés métalliques et poutres composées	118
5.4.1 Aspects positifs	118
5.4.2 Aspects négatifs	119
Conclusion générale	149

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

Chapitre : 01

Figure (1-1): Les Colonnes enrobées de béton	01
Figure (1-2) : Les colonnes remplies de béton.....	02
Figure (1-3): Poutres mixtes	02
Figure (1-4) : Dalles mixtes.....	03
Figure (1-5) : Illustration du concept de collaboration.....	04
Figure (1-6): Essai de compression du béton	14
Figure (1-7) : Diagramme de contrainte du béton en compression.....	14
Figure (1-8): Essai de traction par fendage	15
Figure (1-9): Essai de traction par flexion	15
Figure (1-10): diagramme contrainte déformation de l'acier	18
Figure (1-11): Diagramme de déformation de l'acier.....	20

Chapitre :02

Figure(2-1) : Différentes Phases de distribution des contraintes pour une section en I.....	21
Figure (2-2): la distribution des contraintes du poutre mixte.....	22
Figure (2-3): les caractéristiques des poutres mixtes	28

SOMMAIRE

Figure (2-4): Section Composées Profilés enrobés dans le béton..... 33

Figure (2-5): Diagrammes des déformations et contraintes34

Chapitre :03

Figure (3-1): la distribution des charges sur la poutre40

Figure (3-2): Caractéristique géométrique de la poutre 41

Figure (3-3): la position de l'axe neutre..... 44

Figure (3-4): la distribution plastique des contraintes..... 48

Figure (3-5): la division de la section du profilé enrobé.....50

Figure(3-6): Les Courbes théoriques chargement - déplacement56

Chapitre : 04

Figure (4-1): le pourcentage des composantes du béton.....58

Figure (4-2): le malaxeur 59

Figure (4-3) : Démoulage les éprouvettes 59

Figure (4-4): le profilé métallique IPE 16060

Figure (4-5): le coffrage et bétonnage des poutres mixtes.....61

Figure (4-6): le Décoffrage des poutres mixtes 61

Figure (4-7) : Presse des essais de compression 62

Figure.(4-8): Machine d'essai63

SOMMAIRE

Figure (4-9) : support de la poutre	64
Figure (4-10) : Dissipateur de la charge	64
Figure (4-11) : Comparateur	65
Figure (4-12) : Bati de chargement en flexion à quatre point	65
Figure (4-13) : Résultats écrasement des éprouvettes	66
Figure (4-14) : Profilés en cours d'essai de flexion	67
Figure (4-15) : diagramme Force/déformation du profilé IPE.160/1	68
Figure (4-16) : Diagramme force / déplacement du profilé IPE.160/2	68
Figure (4-17) : Diagramme force/déformation du profilé IPE160/1.....	69
Figure (4-18): Poutres mixtes avant l'essai.....	70
Figure (4-19): Fissuration apparente des poutres Mixtes.....	71
Figure (4-20):Diagramme force/déformation poutre mixte (25/1).....	72
Figure (4-21): Diagramme force/ déplacement poutre mixte (25/2).....	72
Figure (4-22):Diagramme force/ déplacement poutre mixte (25/3).....	73
Figure (4-23) : Malaxeur utilisé au niveau de laboratoire.....	77
Figure (4-24) : préparation des éprouvettes.....	77
Figure (4-25) : Machine de compression de marque CONTROLS.....	78
Figure (4-26) : écrasement des éprouvettes.....	79

SOMMAIRE

Figure (4-27) : écrasement des éprouvettes.....	79
Figure (4.28): lecture des résultats ép01.....	79
Figure (4.29) : lecture des résultats ép02.....	79
Figure (4.30) : lecture des résultats ép03.....	80
Figure (4-31) : coffrage poutre composée.....	81
Figure (4-32) : décoffrage poutre composée.....	81
Figure (4-33) : la machine SHENK-TREBEL.....	82
Figure (4.34) : Schéma du dispositif d'essai.....	83
Figure (4.35) : Situer la poutre composée sur la machine.....	83
Figure (4.36) : Situer la poutre en <i>IPE</i>.....	84
Figure (4.38) : disposition d'un Compateur.....	84
Figure (4.39) : La poutre composée après la réalisation des essais.....	85
Figure (4.40) : Profilé en <i>IPE</i> après la réalisation des essais.....	85
Figure (4.41) : dimensions de la section transversale de la poutre mixte (cm).....	87
Figure (4.42) : Profilés métalliques utilisés.....	89
Figure (4.43) : tamiseuse et tamis.....	90

SOMMAIRE

Figure (4.44) : Dispositif et dimensions du cône d'Abrams.....	91
Figure (4.45) : Moules utilises.....	91
Figure (4.46) : Malaxeur à béton.....	92
Figure (4.47) : aiguille vibrante.....	93
Figure (4.48) : Machine de compression.....	94
Figure (4.49) : Coffrage poutres	94
Figure (4.50): Machine <i>SCHENCK TREBEL</i>	95
Figure (4.51): le comparateur.....	96
Figure (4.52) : Abaque permettant la détermination de C_{opt}	99
Figure (4.53) : Essai d'affaissement.....	100
Figure (4.54) : Courbe granulaire.....	101
Figure (4.55) : essai de compression.....	102
Figure (4.56) : coffrages	103
Figure (4.57) : coffrages poutres	103
Figure (4.58) : poutres après coulage.....	104
Figure (4.59) : poutres après décoffrage	104
Figure (4.60) : Dispositif d'essai de flexion quatre points.....	105

SOMMAIRE

Figure (4.61) : support inférieur.....	105
Photo (4.62) : bâti supérieur.....	106
Photo (4.63) : dispositif de flexion en 4 points.....	106
Photo (4.63) : la poutre placée dans la machine de flexion (avant l'essai).....	107
 <u>Chapitre : 05</u>	
Figure (5-1) : Diagramme chargement/déplacement des profilés métalliques.....	108
Figure (5-2) :Diagrammes charge/ déplacement des poutres mixtes.....	110
Figure (5-3) : Cohésion entre le béton et l'acier.....	111
Figure (5-4) :Résultats en Phase élastique des profilés métalliques.....	112
Figure (5-5) :Résultats en phase plastique des profilés métalliques.....	113
Figure (5-6) : Résultats en phase plastique concernant la limite d'élasticité corrigée.....	114
Figure (5-7) :Résultats en phase élastique des poutres mixtes.....	115
Figure (5-8) :Résultats en phase plastique des poutres mixtes.....	116
Figures (5-9) : Courbes chargement-flèche expérimentaux et théoriques.....	117
Figure (5-10) :Diagramme charge- flèche des trois profilés (IPE 160).....	122
Figure (5-11) :Diagramme charge- flèche des trois poutres mixtes.....	124
Figure (5-12) :La poutre après la réalisation de l'essai de flexion.....	125

SOMMAIRE

Figure (5-13) : Les fissures au milieu.....	126
Figure (5-14) : Les fissures au niveau des appuis.....	126
Figure (5-15) : Rupture de la poutre mixte.....	126
Figure (5-16) : Comparaison entre charges théoriques et charges expérimentales.....	129
Figure (5-17) : Comparaison entre charges théoriques et charges expérimentales.....	129
Figure (5-18) : Comparaison entre charges poutres mixtes et charges profilés métalliques.....	130
Figure (5-19) : IPE160 soumis à la flexion.....	131
Figure (5-20) : IPE 01 soumis à la flexion.....	132
Figure (5-21) : diagramme charges-déplacement de l'IPE 01.....	133
Figure (5-22) : Déformation du point de chargement.....	133
Figure (5-23) : IPE 02 soumis à la flexion.....	134
Figure (5-24) : diagramme charges-déplacement de l'IPE 02.....	135
Photo (5-25) : IPE 03 soumis à la flexion.....	136
Figure (5-26) : diagramme charges-déplacement de l'IPE 03.....	137
Figure (5-27) : poutre mixte 01 soumise à la flexion.....	138
Figure (5-28) : diagramme charges-déplacement poutre mixte 01.....	140
Figure (5-29) : Ruine du béton aux points de chargement.....	141

SOMMAIRE

Figure (5.30) : Poutre 02 soumise à la flexion.....	141
Figure (5-31) : Diagramme charges-déplacement poutre mixte 02.....	143
Figure (5-32) : Poutre mixte 03 soumise à la flexion.....	144
Figure (5-33) : Diagramme charge-déplacement poutre mixte 03.....	146
Figure (5-34) : Diagrammes profilés métalliques.....	147
Figure (5-35) : Diagrammes poutres mixtes.....	147

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (1-1) : Poutre mixte – Poutre métallique.....	09
Tableau (1-2) : Comparaison d'éléments mixtes et en béton armé.....	10
Tableau (3-1): les caractéristiques géométriques du profilé.....	42
Tableau (4.1): la formulation adoptée.....	58
Tableau (4-2):Résistance de compression du béton à 28 jours (fc28).....	67
Tableau (4-3) : Les résultats expérimentaux.....	69
Tableau (4-4): les résultats expérimentaux de chaque poutre mixte.....	73
Tableau (4-5) : résistances mécanique du ciment.....	87
Tableau (4-6) : type de granulats utilisés.....	88
Tableau (4-7) : caractéristiques géométrique du profilé métallique.....	89
Tableau (4-8) : résultats : tamisage granulats.....	97
Tableau (4-9) : résultats : tamisage sable.....	97
Tableau (4-10) : Coefficient granulaire G'.....	98
Tableau (4-10) bis : classes de béton.....	100
Tableau (4-11) : correction sur le dosage de pate en fonction de Dmax.....	100
Tableau (5-1) : Les bornes de chaque Phase pour les trois Profilés Métalliques.....	109
Tableau (5-2) : Les bornes de chaque Phase pour les trois Poutre mixtes.....	110

Tableau (5-3) : Résultats théoriques corrigés en phase élastique	115
Tableau (5-4) : Résultats théoriques corrigés en phase Plastique.....	116
Tableau (5-5) : Les flèches théoriques et les rapports concernent $P = 60$	118
Tableau (5-6) : charge déplacement du premier profilé	120
Tableau (5-7) : charge déplacement du deuxième profilé	121
Tableau (5-8) : charge déplacement du troisième profilé	121
Tableau (5-9) : charge déplacement de la première poutre mixte	122
Tableau (5-10) : charge déplacement de la deuxième poutre mixte.....	123
Tableau (5-11) : charge déplacement de la troisième poutre mixte	124
Tableau (5-12) : les résultats des charges limites théorique et expérimentale	127
Tableau (5-13) : résultats des charges limites théorique (corrigé) et expérimentale.....	128
Tableau (5-14) : Résultats des essais effectuées sur le béton	131
Tableau (5-15) : résultats profilé 01	132
Tableau (5-16) : résultats profilé 02	135
Tableau (5-17) : Résultats du profilé 03	137
Tableau (5-18) : résultats Poutre Mixte 01	139
Tableau (5-19) : résultats Poutre Mixtes 02	142

Tableau (5-20) : Résultats poutre Mixte 03145

Tableau (5-21) : Résultats Profilés métalliques IPE.....147

Notations et symboles

:Distance entre la fibre supérieure et le CDG de la section de béton

A.N: Axe neutre

Ac: Section totale d'un profilé en charpente métallique

A_i : l'aire de la zone i

$a_s * D$: La longueur de la fibre d'acier qui subit une déformation plastique.

B : Largeur de la section rectangulaire en béton

b: Largeur du profilé en charpente métallique

largeur effective de la dalle,

Bs: Section totale du béton

C : Dosage en ciment

d : la hauteur du profilé

D: la hauteur totale de la section

d_T : Distance entre le CDG de la section d'acier et l'axe neutre

E : Dosage en eau totale

Ea: module d'élasticité de l'acier

E_b : module d'élasticité du béton

ϵ_{cu} : Déformation maximale de béton

ϵ_s : Déformation maximale d'acier

E_s : module d'élasticité d'acier

f_c' : Résistance caractéristique à la compression de béton à 28 jours

f_{ck} : Résistance caractéristique à la compression de béton obtenue par écrasement

f_r : le module de rupture du béton.

f_y : limite élastique de l'acier

f_{ys} est la limite d'élasticité des armatures.

G : Dosage totale de gravier

G : Centre de gravité de la Section mixte

G_a : Centre de gravité de l'Acier

G_b : Centre de gravité de béton

H: la hauteur de section

h: la hauteur du profilé

I_{beton} : Moment d'inertie du béton

I : Moment d'inertie de la section droite.

I_a : Moment d'inertie de l'Acier

I_b : Moment d'inertie du béton

I_{cr} : Moment d'inertie de la section fissurée équivalente
 I_e : Moment d'inertie équivalent de la section totale
 $I_{profilé}$: Moment d'inertie dû profilé IPE
 I_u : Moment d'inertie de la section non-fissurée équivalente
 L : Longueur du profilé
 M : Moment de flexion agissant à l'état limite de service
 M_{cr} : moment de flexion causant la fissuration de la section
 M_p : Moment plastique de la section
 M_r : Moment de rupture
 M_u : Moment ultime
 n_{el} : le coefficient d'équivalence élastique
 P_{max} : Charge maximale
 P : le chargement
 S : Moment statique de la moitié de la section
 S_a : L'aire de la section d'Acier
 S_b : L'aire de la section du béton
 S_c : moment statique de la section comprimée
 S_T : moment statique de la section tendue
 t_f : Epaisseur de la semelle du profilé IPE
 t_w : Epaisseur de l'âme du profilé IPE
 V : L'ordonnée de la fibre considérée.
 W_{pl} : Module plastique
 y : La distance entre les deux centres de gravité indiqués
 y_t : la distance de l'axe neutre à la face de traction,
 γ_c : Coefficient de sécurité du béton
 γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
 σ : La contrainte sur la fibre.
 σ_i : la contrainte limite de la matière de la zone.
 y_1 : Distance entre la fibre supérieure de la semelle de l'acier et l'axe neutre
 y_2 : Distance entre le CDG de la section d'acier comprimée et l'axe neutre.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Dans les deux dernières décennies, le développement et l'utilisation des sections composées ont prit un éssor considérable de part le monde. L'élément composé est utilisé aussi bien dans les structures de rivage et aux ponts que dans les gratte-ciel et les grands ouvrages.

aujourd'hui, de grands efforts ont été fournis pour augmenter la flexibilité de la structure dans la conception des batiments.ce qui a induit une forte demande de poutres ayant une section transversale reduite; l'augmentation de la résistance a la flexion ou a la resistance a l'effort tranchant permet l'utilisation de petites sections transversales ce qui reduit le poid propre et donc une quantité moindre de materieux. Cependant un des soucis principaux liés aux poutres en béton armé est la fourniture des armatures transversales suffisantes afin de confiner le béton comprimé, et conduit danc a une flexion de la poutre et une rupture fragile. Les poutres composées acier/beton (profilé metalique enrobé totalement dans le beton) offrent une solution avantageuse par rapport aux poutres en beton armé classiques. La résistance de ces sections composées dépasse de plusieurs fois la résistance de ces mêmes sections simples en béton armé.

L'attention est portée ici sur l'une des caractéristiques de ces sections en flexion en tenant compte de (*Strain-Hardening*) de la partie tendue de la section d'acier en I. Ces sections composées recouvertes de béton permettent l'action composée entre les poutres en acier et la dalle de béton coulée sur place.

INTRODUCTION GENERALE

HISTORIQUE:

L'histoire des sections composées acier-béton (Encased sections) se confond avec l'histoire du béton armé en général du fait qu'en réalité le béton armé est un genre connu des sections composées.

Ainsi le chercheur **KNOWLES** en 1973 avait décrit que les sections en acier enrobées dans le béton permettent la prévention des incendies (fire proofing).

Le chercheur **SCOTT** en 1925 et ensuite **CAUGHEY** et **SCOTT** en 1929 ont entrepris des expériences en Grand Bretagne (1914) sur des poutres et les poutres en acier stabilisées par une dalle en béton.

Aussi **GILLEPSIE** et **AL** en 1923 ont produit un rapport sur une série d'expériences menées sur les poutres en acier en forme de **I** et enrobées de béton sous l'égide de la société Canadienne **DOMINION BRIDGE COMPAGNY**.

De même, aux USA des expériences ont eu lieu à l'université **URBANA** ,(UNIVERCITY OF ILLINOIS) par le chercheur **SIESS** en 1949, portant sur des sections en acier enrobées de béton(pour les ponts) et des sections en acier enrobées d'une dalle de béton ; en suite en 1960 **VIEST** avait présenté un aperçu historique sur les spécifications du code américain **AASHTO** et les spécifications Allemandes sur l'utilisation des dalles en béton précontraint recouvrant les poutres en acier.

D'autres expériences et recherches ont été entreprises relatives aux sections composées acier- béton par **FISHER** en 1970 et le chercheur **SLUTTER** en 1974 à l'université Américaine de **LEHIGH UNIVERSITY**.

Enfin, en 1970 le chercheur **JOHNSON** avait établi une liste exhaustive sur les travaux et recherches concernant les sections composées acier- béton en Grand Bretagne.

INTRODUCTION GENERALE

Problématique :

La démarche consiste à proposer un nouveau matériau en remplacement du béton armé classique et ainsi participer à sa vulgarisation en algérie. En effet ce genre de sections composées acier – béton, ou l'acier (profilé en I, IPE160) est complètement enrobé de béton permet de réaliser des structures plus légères, plus résistantes au feu et plus esthétiques. Aussi ce type de sections composées permet de réduire la durée de réalisation par rapport au béton armé classique. Enfin il permet des portées plus importantes et un élancement plus grand.

Du point de vue économique ce genre de sections composées offre un gain dépassant 15% représentant ainsi une alternative quant à la protection conventionnelle et classique de l'acier. De ce fait le béton participe à la fonction porteuse de la structure et empêche la propagation de la chaleur vers l'acier qui est au cœur de la section. Il existe plusieurs procédés: dalles mixtes acier-béton, planchers à coffrages métalliques, poutres composées, poteaux composés ou le béton enrobe complètement ou partiellement les profilés en acier utilisés. Pour notre cas l'étude concerne une poutre composée acier-béton soumise à un chargement statique. Il s'agit d'une poutre en I (IPE160) complètement enrobée de béton ayant une résistance caractéristique (f_c') égale à 20 MPA, 25 MPA, 30MPA.

INTRODUCTION GENERALE

OBJECTIFS:

Dans le cadre des recherches entreprises au sein du laboratoire de mécanique des sols et des structures (L.M.S.S) du département de génie civil de l'université Mentouri de Constantine sur les sections composées acier-béton et les sections métalliques, un travail est réalisé portant sur l'étude analytique et expérimentale du comportement d'un profilé métallique enrobé de béton, avec la variation de la flèche à mi-portée et l'augmentation de la charge extérieure jusqu'à la rupture en faisant varier un seul paramètre, la résistance à la compression (20 MPA, 25 MPA, 30MPA) et comparaison entre les trois poutres composées en tenant compte des différents codes et règlements. Ainsi ce travail est reparti selon le sommaire suivant:

- Dans le chapitre 01, on aborde les sections composées acier-béton par des généralités, avantages et inconvénients dans les différents domaines de la construction (bâtiments, ponts...etc)
- Dans le chapitre 02, une étude bibliographique générale au sujet du comportement des sections composées acier-béton, en utilisant les différents codes et règlements en vigueur quant à la capacité portante et la rigidité de ces poutres composées.
- Dans le chapitre 03, une étude théorique est proposée pour la détermination de la capacité portante et le chargement de ruine ainsi que la flèche des profilés métalliques seuls et les poutres composées enrobées dans le béton. (trois poutres composées ayant une résistance à la compression: (20 MPA, 25 MPA, 30MPA).
- Dans le chapitre 04, une étude expérimentale est réalisée au laboratoire sur les éprouvettes cylindriques pour le béton, ainsi que les profilés métalliques seuls IPE160 et les poutres composées enrobées dans le béton.
- Le chapitre 05 traite des résultats obtenus expérimentalement et théoriquement suivant les différents codes et règlements.
- Une conclusion générale sur les recommandations concernant la pertinence de ce travail de recherche.

1. Généralités et Matériaux Utilisés:

1.1. Les constructions mixtes Acier-béton:

Introduction:

La construction mixte acier-béton n'est pas récente; son utilisation dans les bâtiments, le plus souvent industriels et dans les ponts repose sur des qualités complémentaires connues depuis de nombreuses années. Dans tous les cas, il s'agit d'une combinaison entre un profilé en acier et du béton armé (poutres et colonnes mixtes), voire entre un profilé en acier (ou une tôle profilée) et du béton armé (dalles mixtes).

Eléments mixtes:

Les colonnes mixtes :

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et d'un poteau en béton, il est connu que les poteaux mixtes partiellement ou totalement enrobés de béton, ou les profilés creux remplis de béton, combinent les avantages du béton et de l'acier de construction; il existe principalement deux types de colonnes mixtes:

- Les colonnes enrobées de béton totalement ou partiellement, comme on peut le voir à la **figure(1-1)**.

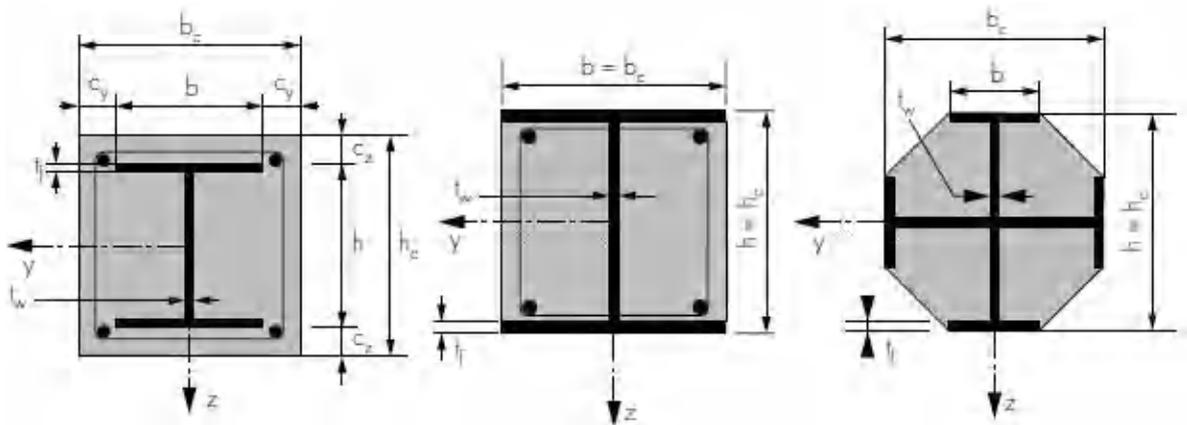


Figure (1-1): Les Colonnes enrobées de béton

- les colonnes remplies de béton, peuvent être de section circulaire, carrée ou rectangulaire. Le béton de remplissage améliore considérablement la résistance par effet de confinement comme illustré à la **figure(1-2)**.

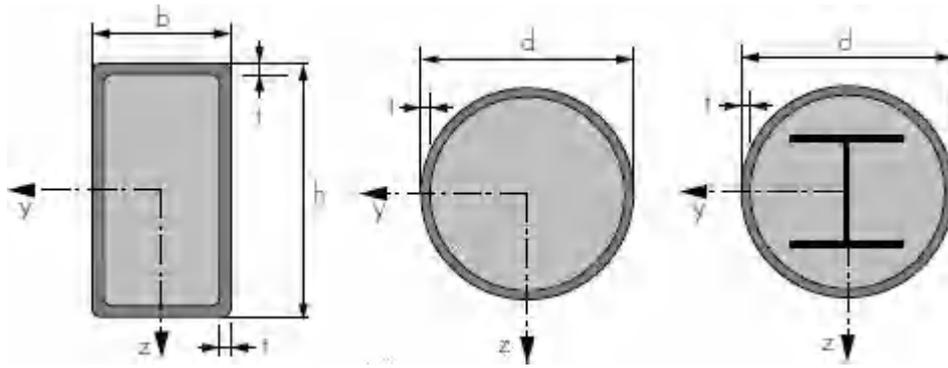


Figure (1-2) : Les colonnes remplies de béton

1.1.2.2. Les poutres mixtes :

Les poutres mixtes, principalement sollicitées en flexion, sont constituées d'une section en acier agissant de manière mixte avec une (ou deux) semelle en béton armé. Les deux matériaux sont liés mécaniquement aux moyens de connecteurs. Il est courant dans les pratiques européennes de réaliser cette liaison aux moyens de goujons soudés de manière semi automatique sur les semelles en acier.

Les poutres mixtes peuvent être de la forme illustrée à la **figure (1-3)**. Ils s'agit en général d'un profilé en acier lié avec une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent (cas A) ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier (cas B) ou une série de pré dalles (cas C).

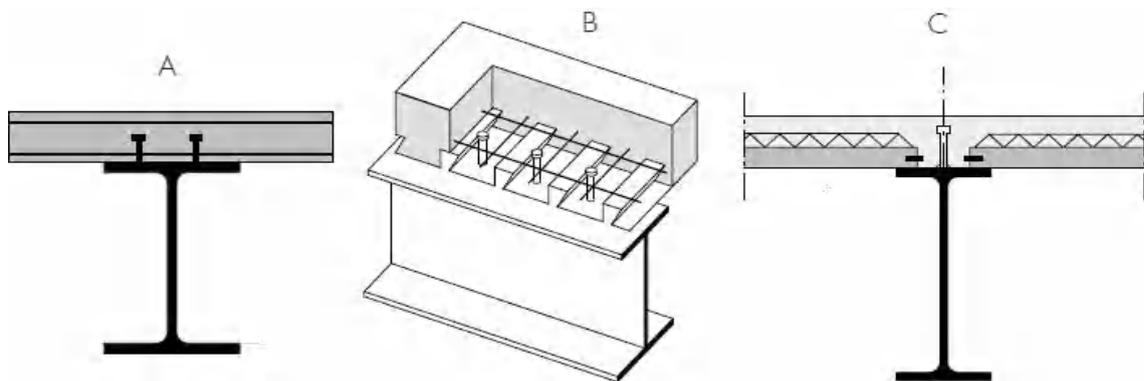


Figure (1-3): Poutres mixtes

Les dalles mixtes:

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier. Il s'agit :

- soit d'une dalle coulée in situ sur un platelage (tôles profilées en acier formées à froid) servant de coffrage permanent pour la dalle en béton; lorsque les nervures du platelage sont telles que représentées à la **figure (1-4)**, c'est-à-dire lorsqu'elles permettent de transmettre les efforts longitudinaux entre la tôle profilée en acier et le béton, la dalle finale agit comme une dalle mixte dans le sens des nervures du platelage.
- soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (pré-dalles ou hourdis), dans lesquelles le béton frais a été coulé in situ sur des coffrages en bois. Dans le cas de poutres sur appuis articulés, il est évident que le moment sollicitant en travée dû à l'application des charges verticales induit des efforts de traction dans la section en acier et des efforts de compression dans la dalle en béton, rendant optimum l'utilisation des deux matériaux. Par conséquent, des poutres mixtes ayant même des sections en acier de dimensions faibles ont une grande rigidité et peuvent supporter de fortes charges sur de grandes portées.

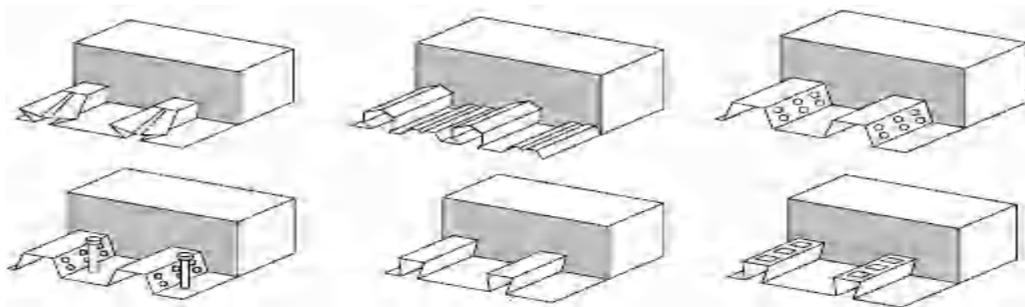


Figure (1-4) : Dalles mixtes

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures h_p se situe entre 40 et 85 mm. Les entraxes varient de 150 à 300 mm. L'épaisseur de la tôle utilisée variable.

D'une manière générale, la construction mixte autorise une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure. Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de

Profilés en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier. De plus, les connexions entre éléments peuvent être très variées et permettent une préfabrication plus ou moins complète. Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages suivant les différents Eurocodes .

Principe de base:

Dans le cas des poutres et des dalles, le profilé est connecté mécaniquement à la dalle de béton ,cette connexion offre une résistance au cisaillement importante à l'interface des deux

Chapitre 1: Généralités et Matériaux Utilisés

matériaux, leur permettant de travailler ensemble en flexion. Si le glissement à l'interface entre la section en acier et la dalle en béton est possible, alors chaque élément agit indépendamment. Si le glissement à l'interface est empêché ou du moins réduit, la dalle et l'élément en acier agiront en commun comme un élément mixte unique. Il en résulte une augmentation de la résistance qui dépendra de l'étendue sur laquelle le glissement est empêché. Voir **figure (1-5)**.

Dans ce cas, le degré d'interaction dépend principalement du degré de connexion utilisé. La dalle de béton, outre son rôle de surface porteuse, permet la reprise des efforts de compression ainsi qu'une protection complémentaire intéressante du profilé en acier contre la corrosion et l'incendie sachant que l'acier reprend principalement les efforts de traction.

On peut calculer dans le cas de comportement élastique et de connexion totale, les contraintes seront réduites de moitié et les flèches au quart par rapport à la structure désolidarisée.

L'on utilisera les définitions suivantes pour faire une distinction nette entre les propriétés de résistance et de rigidité. Concernant la résistance, nous distinguons la connexion complète et la connexion partielle. La connexion est considérée comme étant complète si la résistance de la poutre mixte est conduite par la résistance à la flexion et non par la résistance due au cisaillement horizontal. Si on étudie le comportement mixte et la manière dont chacune des deux parties de la poutre mixte agissent ensemble, nous pouvons distinguer un comportement à interaction complète ou un comportement à interaction partielle avec pour conséquence une rigidité plus ou moins importante de la poutre mixte. Cette interaction partielle se produit lorsque des connecteurs flexibles, tels que les goujons, sont employés et qu'il se produit un glissement (déplacement relatif) à l'interface entre l'acier et le béton.



Figure (1-5) : Illustration du concept de collaboration

La connexion:

Des connecteurs fonctionnant de manière mécanique sont utilisés pour développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. Cette connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et est appelée « connexion au cisaillement » (connexion en plus simple). Ils doivent réaliser les conditions suivantes :

- Transmettre le cisaillement directement par leur base.
- créer une liaison en traction dans le béton.
- économiques à leur fabrication et leur mise en oeuvre.

Dans les pays industrialisés, le connecteur usuel est le goujon. Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique, soit directement à l'atelier, soit au travers des tôles profilées en acier sur le chantier.

Des connecteurs cloués au pistolet, sont employés de manière alternative lorsque des tôles profilées en acier sont utilisées et que la puissance électrique nécessaire n'est pas disponible sur le chantier. Ces connecteurs ont pour avantage d'utiliser des pistolets spécifiques à cartouches au lieu de l'équipement spécial nécessaire pour réaliser le soudage complexe aux travers des tôles.

Assemblage . Poteau-Poutre:

On peut utiliser des techniques d'assemblage hautement développées pour assembler les éléments de structure en acier. Les critères économiques exigent cependant que les assemblages soient économiques quant à leur fabrication et en conséquence leur installation sur le chantier. Des études ont indiqué qu'il est possible d'améliorer le coût effectif des structures mixtes si l'on prend en compte dans le dimensionnement le degré de continuité de l'assemblage alors qu'actuellement on suppose que ce sont des rotules.

Néanmoins dans les structures mixtes acier-béton, il est possible d'obtenir une augmentation significative de la rigidité et de la résistance uniquement en disposant des armatures en continuité dans la dalle autour des poteaux, car le terme principal concernant le comportement de l'assemblage est l'action de la dalle; et d'augmenter cet effet en effectuant le montage et le bétonnage en suivant une séquence appropriée, comme suit:

Pendant le coulage du béton, la poutre en acier agit comme une poutre sur appuis simples il convient alors de fixer la poutre en acier avec deux cornières d'âmes ou par des goussets soudés sur les semelles avec ou sans cornières d'âmes ; après durcissement du béton et en supposant que le bétonnage est réalisé sans joint, la dalle en béton est considérée comme une poutre continue reprenant les charges additionnelles.

En suivant cette séquence de montage, la redistribution nécessaire des moments de flexion n'est pas élevée et la rotation plastique peut être réduite de manière significative. En complément le projeteur peut prendre la décision d'utiliser ou non des platines entre les semelles comprimées en acier et le poteau, essentiellement en fonction du moment plastique d'extrémité de l'assemblage.

Nous proposons que les exigences de performance ci-après soient réalisées :

- ✓ Avant le bétonnage, les assemblages doivent se comporter plutôt à la manière de rotules;
- ✓ ils doivent être résistants et se comporter élastiquement jusqu'à une valeur prédéterminée du moment
- ✓ ils doivent être capables de résister au moment plastique tout en permettant une rotation plastique adéquate.

Les assemblages poutres-poteaux dans les immeubles de grande hauteur requièrent des solutions différentes. Jusqu'à récemment de tels systèmes structuraux utilisaient, entre les éléments en acier de la structure et les éléments en béton armé, uniquement des assemblages simples relatifs à l'effort tranchant. De toute manière il convient d'envisager d'autres ossatures mixtes. Elles sont construites en montant en premier temps une ossature composée de poteaux légers et de poutres élancées à hauteur variable. Par la suite les poteaux en acier sont enrobés de béton.

Avantages Et Inconvénients Des Structures Mixtes:

Les Avantages:

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée dans les bâtiments et dans les ponts.

- Les constructions mixtes présentent plusieurs avantages selon les différents aspects:

➤ **Aspects Architecturaux:**

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet

· Des portées plus importantes.

- Des dalles plus minces.
- Des poteaux plus élancés.
- Et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

➤ **Aspects économiques:**

L'intérêt économique des structures mixtes provient des dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles) et d'une construction plus rapide.

Les rapports, portée sur hauteur ($l/h=35$) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages:

- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface des murs extérieurs
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de réduire le nombre des poteaux par plancher ce qui offre plus de flexibilité.
- Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages.

Les structures mixtes sont simples à construire et présentent des temps de construction réduits :

- Économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment.
- Coûts de financement plus faibles.
- Prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevée.

➤ **Fonctionnalité:**

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisées sans protection des semelles, mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

➤ **Équipements et utilisation flexible du bâtiment:**

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires.

Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénients aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installation des équipements:

- Dans les faux-plafonds.
- Dans un faux-plancher.
- Dans des caissons situés le long des murs.

L'espace entre les semelles d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

➤ **Montage**

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants:

- **Plate-forme de travail:**

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

- **Coffrage permanent:**

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La tôle profilée est également une barrière efficace à la vapeur.

La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

- **Armatures:**

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister en tant qu'armature, au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profilé ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

- **Vitesse et simplicité de construction:**

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre ouvriers peut installer 400m² de plancher par jour.

Chapitre 1: Généralités et Matériaux Utilisés

Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par une équipe de deux ou trois ouvriers.

- **Produits à la qualité contrôlée:**

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat donne une précision de construction plus élevée.

- **Comparaison avec d'autres méthodes:**

Pour pouvoir user des effets de synergie et profiter des avantages disponibles possibles, il est nécessaire d'utiliser des éléments mixtes, les éléments mixtes présentant une rigidité et une capacité de charge plus grande qu'un élément métallique présentant les mêmes dimensions.

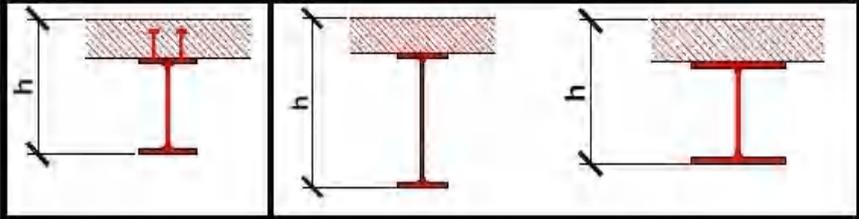
			
	Poutre mixte	Poutre métallique sans connexion au cisaillement	
Section métallique	IPE 400	IPE 550	HE 360 B
Hauteur [mm]	560	710	520
Charge	100%	100%	100%
Poids d'acier	100%	159%	214%
Hauteur totale	100%	127%	93%
Rigidité	100%	72%	46%

Tableau (1-1): Poutre mixte – Poutre métallique

Le Tableau (1-1) compare une poutre mixte avec deux types de poutres métalliques sans connexion de cisaillement dans la dalle de béton. La capacité de charge est sensiblement identique, mais les différences de rigidité et de hauteur totale sont clairement mises en évidence. Généralement, les dimensions des sections d'éléments mixtes sont inférieures à celles des éléments correspondant en béton armé ou en acier seul.

Le Tableau (1-2), par exemple, compare les tailles de poteaux et poutres mixtes relativement importantes avec leur équivalent en béton armé pour des conditions de chargements identiques.

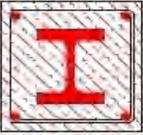
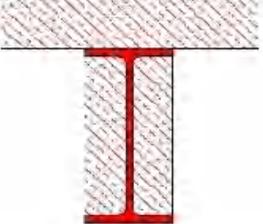
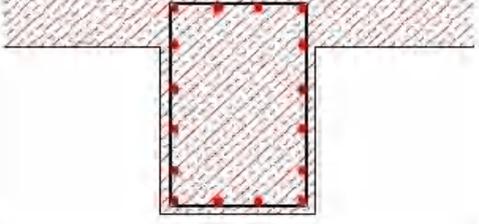
	Mixte	Béton armé
Poteau		
Dimensions [cm]	70 / 70	80 / 120
Poutre		
Dimensions [cm]	160 / 40	160 / 120

Tableau (1-2) : Comparaison d'éléments mixtes et en béton armé

Les inconvénients:

- L'inconvénient principal de la construction mixte est la nécessité de la connexion au niveau de l'interface ce qui augmente le temps d'exécution et des dépenses.
- La difficulté de réaliser des assemblages lorsque l'élément mixte est complètement enrobé (exemple semelle de la poutre enrobée).
- Une méthode de construction légèrement plus compliquée par rapport aux méthodes traditionnelles et demande une main d'oeuvre qualifiée.

Mais ces inconvénients sont quasi insignifiants par rapport aux avantages déjà cités.

1.1.7. Conclusions :

La construction mixte est courante pour les bâtiments et les ponts pour les aspects qu'elle offre:

- Économie.
- Architecture.
- Fonctionnalité.
- Équipements et utilisation flexible du bâtiment.
- Assemblage.

Cependant, l'utilisation de la construction mixte devrait se renforcer pour prendre une place importante à côté de la construction métallique traditionnelle en référence aux Eurocodes et les documents techniques nationaux comme supports additionnels.

De nombreuses recherches partout en Europe ont amélioré les systèmes existants de construction mixte et ont mené au développement de nouvelles technologies comme les planchers slim-floor avec des assemblages semi-continus aux poteaux, des nouveaux profilés métalliques ou des systèmes permettant un assemblage rapide.

Les Matériaux Utilisés:

Le béton:

Introduction:

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.

Composants:

Le béton est un mélange de plusieurs composants: ciment, eau, granulats et, le plus souvent, adjuvants qui constituent un ensemble homogène. Les composants sont très différents: leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants, de 1 (eau) à 3 (ciment) t/m³ ; les dimensions de leurs grains s'échelonnent de 0,5 µm (grains les plus fins du ciment) à 25 mm (gravillons).

A – 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.

B- 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.

C- 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 granulat 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.

D- Adjuvants :

Les adjuvants sont incorporés au béton en faible quantité (moins de 10 kg/m³). 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 à savoir : 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 dégivrants.

Les résistances mécaniques:

Résistance à la Compression:

Une bonne résistance à la compression est la performance bien souvent recherchée pour le béton durci. Cette résistance est généralement caractérisée par la valeur mesurée à vingt-huit jours. On a pu voir précédemment que la résistance dépend d'un certain nombre de paramètres, en particulier le type et le R = résistance du béton

k = coefficient dépendant de la classe de ciment, du type de granulats et du mode de mise en oeuvre.

C = dosage en ciment

E = dosage en eau

V = volume d'air subsistant

Cette formule montre l'intérêt que présente la diminution de la quantité d'eau de gâchage et de l'air, ce qui réduit la porosité et, par conséquent, augmente la résistance.

Les résistances mécaniques du béton sont contrôlées par des essais destructifs ou non destructifs.

- Lors des essais destructifs, la résistance à la compression peut être mesurée en laboratoire sur des éprouvettes généralement cylindriques ; la plus courante en France est l'éprouvette de diamètre 16 cm, hauteur 32 cm; confectionnées avec le béton destiné à l'ouvrage à contrôler.

dosage du ciment, la porosité du béton et le facteur E/C, rapport du dosage en eau au dosage en ciment.

Parmi les formules qui permettent de prévoir les résistances, celle de Féret est la plus connue.

$$R = k \left(\frac{C}{C + E + V} \right)^m$$

- Les essais non destructifs peuvent utiliser le scléromètre, appareil basé sur le rebondissement d'une bille d'acier sur la surface à tester, ou des instruments de mesure de la vitesse du son au travers du béton (4000 m/s pour un béton courant).

Résistance à la traction :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{tj} : la résistance à la traction compression à j jour.

Ei : est le plus souvent compris entre 30000 et 35000 MPa.

Les Essais sur le béton:

Essai de compression:

L'essai est effectué sur des cylindres en béton comme suit :

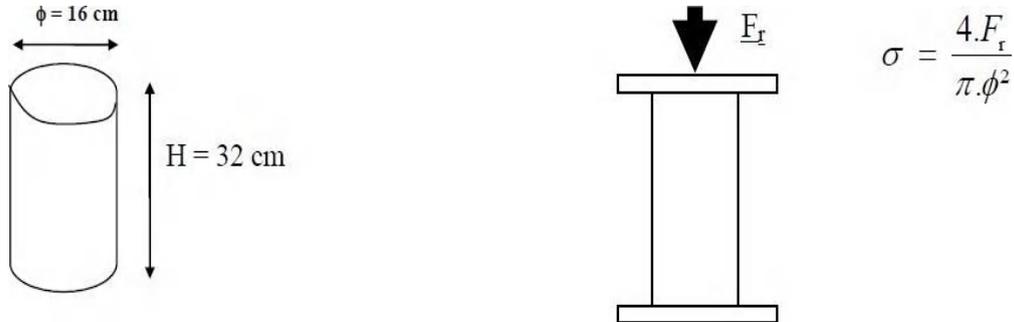


Figure (1-6): Essai de compression du béton

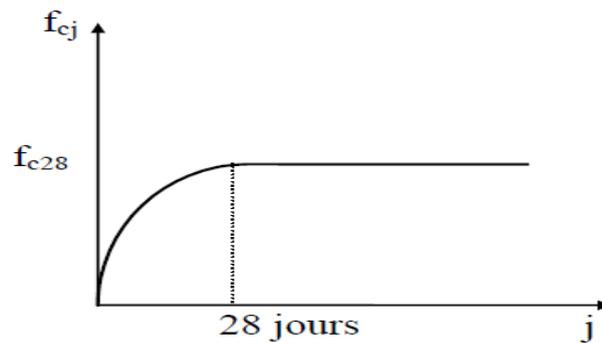


Figure (1-7) : Diagramme de contrainte du béton en compression

b- Evolution de la résistance à la compression avec l'âge du béton :

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{cj} \quad \text{pour } f \leq 40 \text{MPa}$$

J < 28 jour

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} * f_{c28} \quad \text{pour } f > 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jour}$$

Essai de traction :

a- Traction par

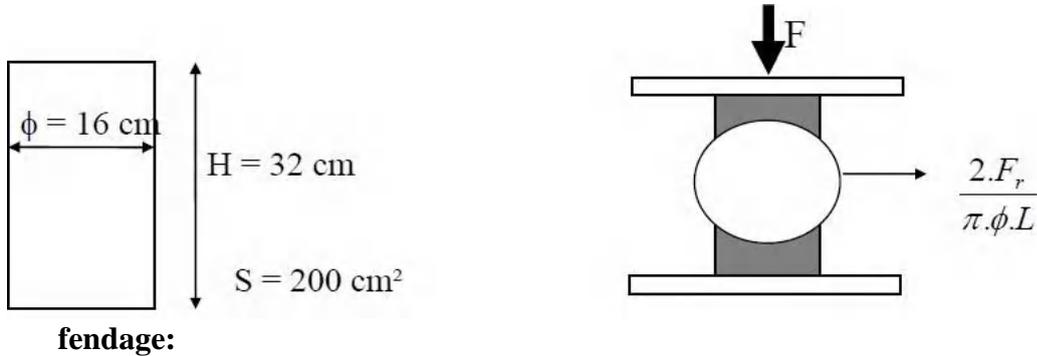


Figure (1-8): Essai de traction par fendage

b- Traction par flexion :

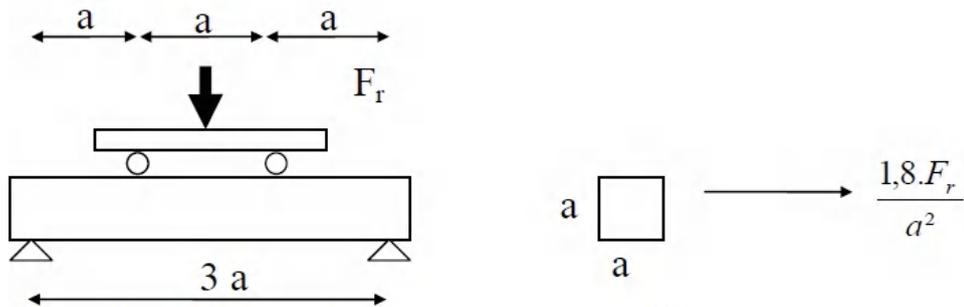


Figure (1.9): Essai de traction par flexion

a : une valeur donnée.

Fr : force de rupture.

L'Acier:

Introduction:

L'utilisation de fer comme un élément de construction est apparue au 18^o siècle, alors que les matériaux usuels utilisés à cette époque étaient le bois et la pierre. Au 19^o siècle l'introduction du fer comme élément de construction, les méthodes de conception furent bouleversées. Le concepteur ne travailla plus en effet avec des éléments singuliers, en fonte, moulés en atelier, mais avec des profilés standards en I, T, L, etc., Les progrès techniques dans le domaine sidérurgique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, l'acier, qui devait une nouvelle fois révolutionner le domaine de la construction métallique, avec l'apparition de la

soudure et de profilés de plus grande longueur, supérieure à 6m. L'utilisation de l'acier devint ainsi de plus en plus massive en cette fin de 19^e siècle.

Les familles d'Acier:

On distingue les aciers dits aciers au carbone des aciers inoxydables. L'acier au carbone est aujourd'hui fabriqué par deux grandes filières d'importance à peu près égales : la filière fonte, où l'on réduit du minerai de fer dans un haut fourneau avant passage au convertisseur pour transformer la fonte en acier, et la filière électrique, où l'on traite directement des ferrailles.

Dans les deux cas l'acier est « mis à nuance » dans une station d'affinage. L'acier inoxydable est quant à lui produit uniquement à partir de la filière électrique. Les aciers de construction contiennent en général de 0,1 à 1 % de carbone.

Les additions sont variables: manganèse, silicium, molybdène, chrome, nickel, titane, tungstène... En fonction de ses composants lors de la « mise à nuance » et des traitements thermiques subis par les alliages lors de leur élaboration, l'acier aura des résistances mécaniques variables. Il existe plus de 3000 nuances d'acier.

Les profilés en Acier:

Les profilés sont classés parmi les produits longs, c'est à dire les produits qui représentent une dimension nettement plus importante que les deux autres dimensions qui déterminent la section. Les profilés laminés peuvent avoir différentes sections, en I, en U, ou en H.

Ils conviennent aussi bien pour les poteaux que pour les poutres et sont fabriqués en différentes nuances d'acier (en général 235 ou 355 Mpa), y compris d'acier à haute limite d'élasticité (460 Mpa). Les longueurs maximales varient de 18 à 33 m suivant le profilé. Il existe différentes gammes suivant les pays : européenne, britannique, américaine, japonaise...

A. Les profilés en I:

Les profilés en I sont de deux sortes :

- ✓ IPN : profilés en I normales. Les ailes sont d'épaisseur variable, ce qui entraîne des petites difficultés pour les attaches;
- ✓ IPE : profilés en I européennes . Les ailes présentent des bords parallèles, les extrémités sont à angles vifs (seuls les angles rentrants sont arrondis). Les IPE sont plus onéreux, mais plus commodes et donc couramment utilisés.

B. Les profilés en U:

Il existe aussi deux sortes de profilés, les UPN, les UAP et les UPE. De la même façon, les UPE présentent des ailes à bords parallèles et tendent à supplanter les UPN, moins commodes à mettre en œuvre. Les hauteurs vont de 80 à 400mm.

C. Les profilés HE (gamme européenne):

Ils se décomposent en trois séries : HEA, HEB et HEM, suivant l'épaisseur relative de leur âme et de leurs ailes. Leur section s'inscrit approximativement dans un carré (la semelle a une largeur sensiblement égale à la hauteur du profil jusqu'à 300 mm de hauteur). Les ailes présentent toujours des bords parallèles. Les hauteurs varient de 100 à 1100 mm (jumbos).

Les profilés HEA, les plus légers, présentent le meilleur rapport performance/poids en général et sont donc les plus utilisés.

Classification des Profilés en charpente métallique:

L'Eurocode 3 a instauré une classification des sections transversales, en fonction de critères divers :

- ✓ élancement des parois.
- ✓ résistance de calcul.
- ✓ capacité de rotation plastique.
- ✓ risque de voilement local... etc.

Quatre classes de sections ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la plus fragile), soit :

Classe 1 :section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique

Classe 2 :section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée ;

Classe 3: section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique (fibres extrêmes atteignant ϵ_y), mais non sa résistance plastique, du fait des risques de voilement local ;

Classe 4 :section transversale ne pouvant atteindre sa résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

Caractéristiques des aciers:

Les caractéristiques des aciers de construction définies dans l'EC 3 sont les suivantes :

- ❖ Le poids volumique de l'acier de charpente est pris égal à 77 kN/m^3 . Pour le calcul des sollicitations et des contraintes en flexion longitudinale, le poids des éléments transversaux de charpente métallique, situés en travée, est représenté par une charge verticale uniformément répartie de 1500 N/ml .
- ❖ L'acier a un module d'élasticité $E_a = 210\,000 \text{ MPa}$.
- ❖ Le coefficient de dilatation thermique est normalement $\alpha_{th a} = 12 \cdot 10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$. Par simplification, pour l'analyse globale, on le prend égal à celui du béton, soit $\alpha_{th a} = \alpha_{th c} = 10 \cdot 10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$.

* Soudabilité :

La soudabilité des aciers à grains fins est en général assurée pour toutes les méthodes de soudage, mais va croissant des groupes de qualité JR à J2 en même temps que la ténacité augmente. Elle peut être également caractérisée par l'équivalent - carbone CEV. Les aciers de précontrainte, les tiges d'ancrage et les boulons HR ne doivent pas être soudés. Les aciers à haute teneur en carbone (E295 à E360) pour rails de roulement ne peuvent être soudés qu'en prenant des mesures particulières.

Diagramme allongement-effort:

Le diagramme enregistré comporte une partie rectiligne OA correspondant au domaine élastique. Puis, fréquemment, le diagramme se poursuit par un palier AB, le métal s'allongeant à charge constante : on dit qu'il y a écoulement.

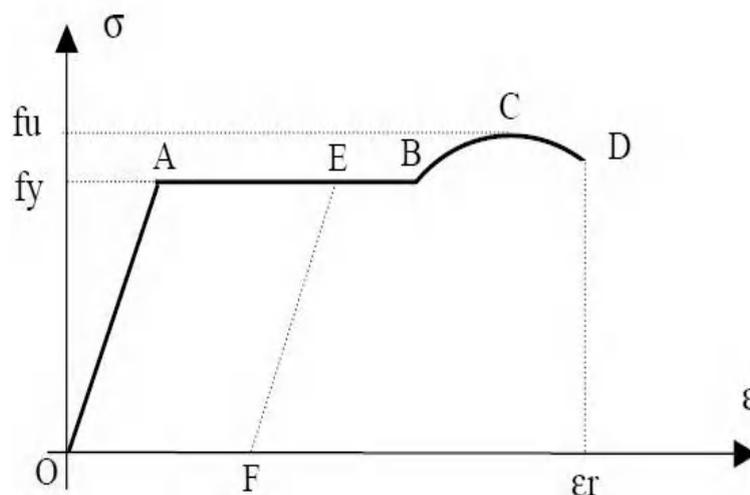


Figure (1-10): diagramme contrainte déformation de l'acier

A partir du point B, seuil du raffermissement, la charge doit à nouveau croître pour allonger l'éprouvette. En C, la courbe présente une tangente horizontale; au-delà de ce point, les déformations augmentent à charges décroissantes et en D, l'éprouvette se rompt. Du point C, l'éprouvette subit dans sa partie centrale une réduction de section, ou "striction" qui s'accroît jusqu'à la rupture.

Entre O et A, le métal reprend exactement sa longueur initiale au déchargement.

Du point A, si l'effort de traction est supprimé, la courbe de retour EF est parallèle à la droite de Hooke OA et il subsiste en fin de cycle un allongement permanent OF.

Pour un nouveau chargement, n'excédant pas l'ordonnée du point E, la courbe est confondue avec EF : il y a eu écrouissage de l'acier, avec relèvement de la limite élastique. Au-delà de C, le phénomène de striction subsiste au déchargement.

Le palier de ductilité AB présente un intérêt certain en construction métallique : il permet en effet à tout élément localement sollicité par un état de contraintes dépassant les frontières du domaine élastique de se décharger au détriment des zones voisines. Il y a adaptation de la matière.

Dans de nombreux cas, le diagramme de traction ne comporte pas de palier : aciers à très haute résistance dont la courbe s'infléchit progressivement, acier doux écroui par torsion, etc...

Limite d'élasticité:

Les trois caractéristiques les plus importantes mesurées lors de l'essai de traction sont en définitive la limite élastique, la limite de rupture et l'allongement de rupture. La mesure des deux dernières caractéristiques s'effectue par lecture directe du diagramme.

Quant à la limite élastique, différentes définitions, peuvent en être données :

- ❖ limite d'élasticité théorique ou charge unitaire à partir de laquelle une partie des déformations deviennent permanentes (plastique);
- ❖ limite d'élasticité proportionnelle ou charge unitaire à partir de laquelle les déformations cessent d'être proportionnelles à l'effort.
- ❖ limite apparente d'élasticité ou charge unitaire pour laquelle, avec certains aciers, l'effort appliqué est constant ou même diminue, la déformation de l'éprouvette va en augmentant.

La troisième définition permet seule des lectures précises, lorsque le diagramme comporte un palier, c'est-à-dire pour les aciers doux au carbone, recuits. Pour les autres aciers (acier au carbone trempés ou tréfilés, aciers alliés à haute résistance, etc...), est définie une limite

conventionnelle d'élasticité à 0.2 % : c'est la charge unitaire qui, maintenue pendant 10 secondes, puis supprimée, produit un allongement rémanent de 0.2%.

Pour que les essais soient comparables, la croissance de la contrainte appliquée est limitée à 10 Mpa par seconde: pour des vitesses plus rapides, la résistance à la rupture augmente l'allongement de rupture et la striction diminuent. Le facteur vitesse n'a cependant pratiquement aucune influence sur les aciers ayant un palier de ductilité.

Résistance en flexion:

Dans une poutre simple à travée unique, la ruine survient lorsque la valeur du moment fléchissant M_{Ed} dépasse le moment de résistance de la section transversale, dont la grandeur dépend de la forme du profil, de la résistance du matériau et de la classification de la section. On est donc ramené à un problème de vérification de section avec interaction possible.

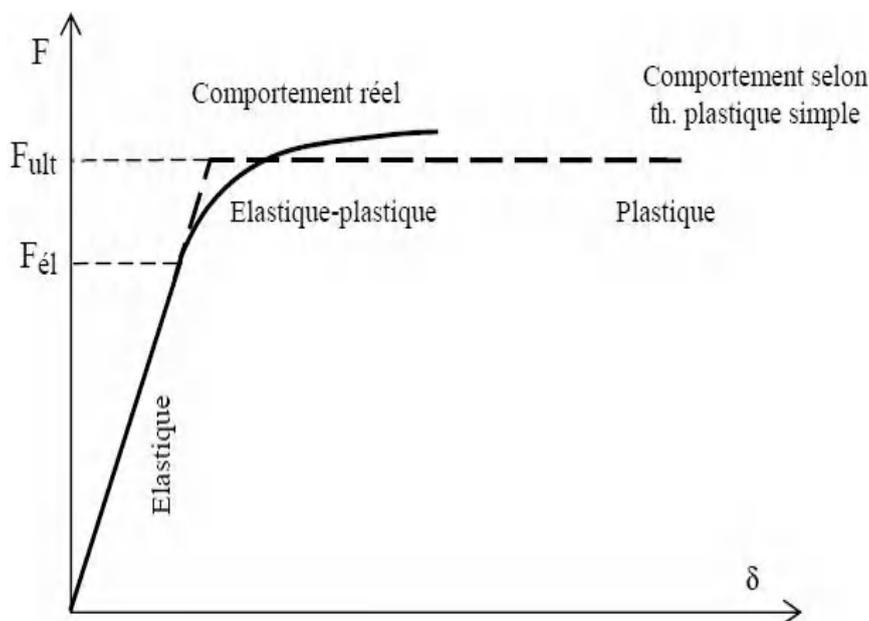


Figure (1-11) : Diagramme de déformation de l'acier

2. Étude Bibliographique:

2.1 Introduction:

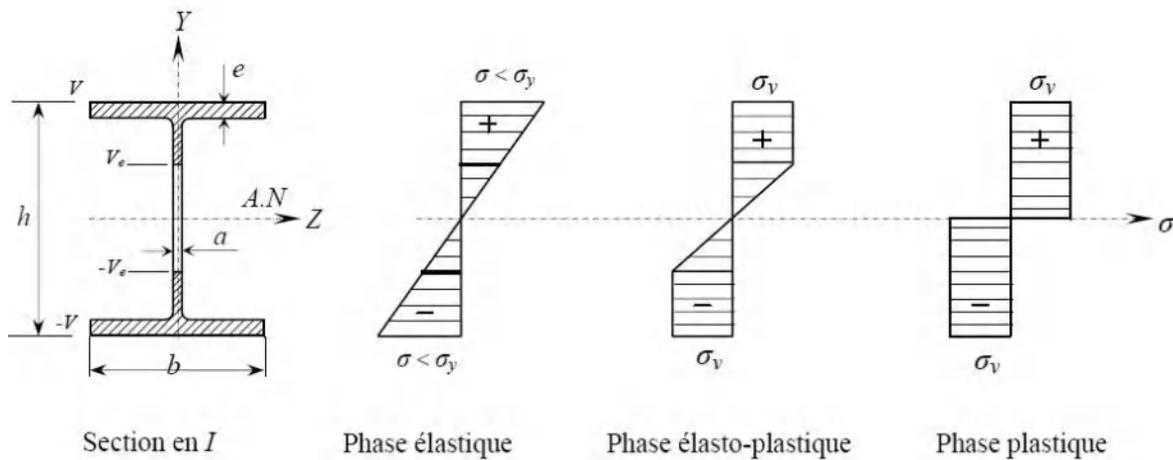
Nous nous limitons dans ce chapitre à une étude bibliographique sur le comportement global des profilés enrobés de béton et différents codes pour le calcul de la capacité portante de la poutre mixte et les profilés métalliques.

2.2 Étude d'une Poutre en I (Profilé Métallique IPE160):

2.2.1 Calcul des Efforts Internes :

Pour une poutre en charpente métallique sollicitée en flexion à quatre points. Le moment fléchissant est uniforme sur le tiers intermédiaire de la poutre $M(x) = M$ et l'effort tranchant est nul $T(x) = 0$

Le profilé est soumis à l'action d'un moment fléchissant qui croit progressivement, le diagramme des contraintes passe par les trois phases (élastique, élasto-plastique et plastique)
La section en *IPE* est une section symétrique par rapport à l'axe *Y* et à l'axe *Z*, la distribution des contraintes est représentée sur la **figure (2-1)** [1].



Figure(2-1) :Différentes Phases de distribution des contraintes pour une section en I

2.2.1.1 Phase Élastique[2]:

Le moment élastique, M_{el} , est tel que la section droite est totalement dans le domaine élastique, le diagramme des contraintes normales est limité à σ_y [1].

Nous pouvons appliquer les lois de la résistance des matériaux en régime élastique linéaire.

$$\sigma = \frac{MV}{I}$$

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

σ : La contrainte sur la fibre.

I : Moment d'inertie de la section droite.

V : L'ordonnée de la fibre considérée.

Nous calculons l'inertie du profilé à l'aide de la formule suivante :

$$I = \frac{2}{3} a(V - e)^3 + \frac{be^3}{6V} + \frac{be}{2V} (2V - e)^2$$

Pour obtenir le moment élastique en remplaçant σ_y par f_y/γ_s et V par $h/2$ donc :

$$M_e = \frac{1}{V} \sigma_y = \left[\frac{2}{3V} a(V - e)^3 + \frac{be^3}{6V} + \frac{be}{2V} (2V - e)^2 \right] \sigma_y$$

Ou bien:

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y/\gamma_s$$

Où:

W_{el} : Module élastique.

2.2.1.2 Phase plastique:

Le moment fléchissant est calculé à partir du diagramme des contraintes normales dans le cas d'un profilé à double plan de symétrie en flexion plastique pure figure (2-2) [1].

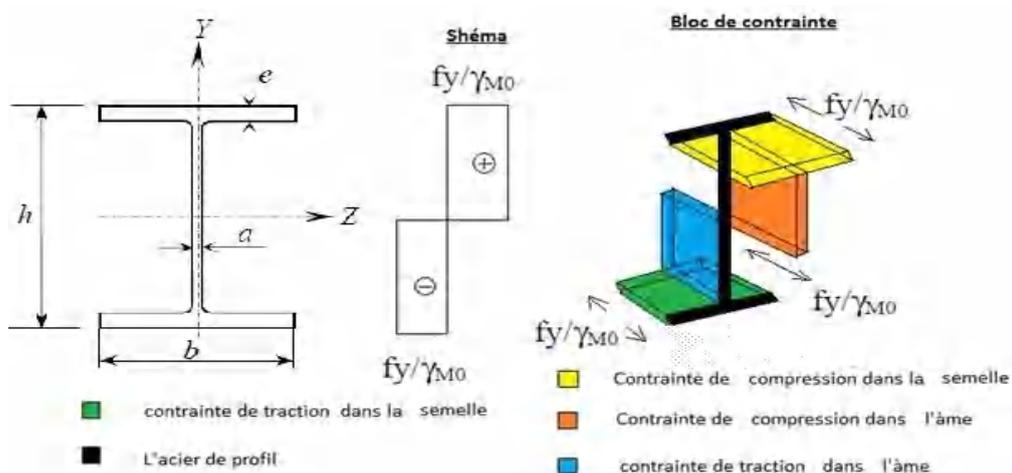


Figure (2-2): la distribution des contraintes.

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

L'étude des profilés dans le domaine plastique concerne les profilés à deux plans de symétrie; dans ce cas l'axe neutre est confondu avec l'axe moyen (axe du centre d'inertie), qui est également l'axe de symétrie.

Le moment plastique M_p est tel que la section droite est totalement dans le domaine plastique, le diagramme des contraintes étant bi-rectangulaire [2].

$$M_p = 2S\sigma_y$$

Nous remplaçons $2S$ par W_{pl} le moment plastique d'un profilé vaut :

$$M_p = W_{pl} \sigma_y$$

W_{pl} : Module plastique.

nous donnons la valeur du module plastique W_{pl} pour une section en **I** fléchie par rapport à l'axe parallèle ou perpendiculaire à l'âme.

- **Section fléchie verticalement :** (Par rapport à l'axe Z)

$$W_{pl z} = \frac{ah^2}{4} + (b - a)(h - e)e$$

- **Section fléchie transversalement :** (Par rapport à l'axe Y)

$$W_{pl Y} = \frac{eb^2}{2} + (h - 2e)\frac{a^2}{4}$$

2.3 Étude d'une Poutre Mixte Acier-Béton:

2.3.1 Introduction:

L'étude bibliographique fait ressortir d'abord l'historique de la conception et de l'évolution des méthodes de calcul des poutres mixtes, ensuite les principes et les règles de calcul et de dimensionnement des poutres mixtes seront présentés.

2.3.2 Historique:

La première approche a été proposée en 1912 par Andrews [Trouillet, 1987]. Il considère que l'acier et le béton sont liés par adhérence. Le calcul des sollicitations internes se fait donc suivant les hypothèses classiques de la résistance des matériaux. Cette approche est valable jusqu'à rupture par adhérence. Pour reprendre des sollicitations au delà de ce seuil, il faut utiliser des connecteurs ponctuels. Le modèle d'Andrews s'avère inutilisable pour ces niveaux de

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

sollicitations, plusieurs théories élastiques ont été proposées par Stussi et Granholm [Stussi, 1947], [Granholm, 1949]. En 1951, Newmark a montré l'existence du glissement le long de l'interface acier- béton. Il envisage un comportement linéaire pour l'acier, le béton et la connexion. Son modèle est satisfaisant pour les charges de service, cependant il s'avère trop approximatif pour des charges élevées du fait de la linéarité de la courbe charge/glissement des connecteurs [Newmark, 1951].

De 1964 à 1972, Chapman [Chapman, 1964] a testé 17 poutres mixtes isostatiques avec divers types de connecteurs en faisant varier l'intensité de la connexion et le mode de chargement. Ses résultats ont incité Barnard et Johnson [Barnard, 1965] à définir une méthode de calcul analytique de la résistance ultime des poutres mixtes isostatiques. Cette première tentative de calcul plastique des poutres mixtes suppose une connexion complète et un module d'élasticité du béton constant jusqu'à ce que l'acier atteigne sa limite d'élasticité. Au-delà, ces auteurs estiment que le comportement non linéaire du béton n'a pas une grande influence et qu'ils peuvent se contenter de ne retenir que la contribution de l'acier relevant d'un diagramme élasto-plastique parfait. D'autres essais sur des poutres hyperstatiques ont montré la validité de leur méthode, du moins dans les limites des dimensions des prototypes testés, moyennant quelques aménagements de la méthode, en particulier pour le calcul de la résistance ultime en section sous moment négatif. L'apparition du calcul automatique des structures a incité Chapman à réaliser le premier modèle de calcul des poutres mixtes à connexion partielle [Chapman, 1968], [Chapman, 1972]. Il adopte alors un modèle de comportement élasto-plastique parfait pour l'acier et le béton et une loi de connexion continue à l'interface des deux matériaux. Comme il impose aussi une force d'interaction nulle au droit des appuis simples de la poutre isostatique et néglige l'influence du glissement à l'interface sur la distribution du moment de flexion pour les poutres hyperstatiques. En 1967, Siess et Dai ont présenté un modèle de comportement pour des états élastiques et plastiques en supposant que la liaison à l'interface acier/ béton est discrétisée et la courbe charge/ glissement décomposée en plusieurs droites [Trouillet, 1987].

En 1978, Hallam a proposé un modèle prenant en compte une loi de comportement du connecteur dépendant de l'histoire du chargement [Hallam, 1978]. Un modèle de ce type a été développé par Seddik et Behr [Seddik, 1980] au LCPC pour le cas des matériaux élastiques- plastiques.

En 1982, un autre modèle a été développé par Aribert et Labib [Aribert, 1982]. Ce modèle a été repris ensuite par Aribert et Abdel-Aziz [Aribert, 1985]. Ces auteurs ont supposé un comportement élasto-plastique parfait pour l'acier avec un diagramme contrainte-déformation symétrique en traction et en compression par rapport à l'origine, un comportement parabole rectangle pour le béton ; ils considèrent que le béton en traction n'offre aucune résistance, la liaison à l'interface acier-béton s'effectue de manière discontinue uniquement au droit de chaque

Chapitre 2:Étude Bibliographique:

connecteur.

Ensuite, plusieurs auteurs ont développé des méthodes de calcul numérique. C'est ainsi qu'en 1994, Ren et al. ont comparé deux modèles numériques avec des résultats d'essais de poutres mixtes dans le but de présenter un programme de calcul par éléments finis capable de prévoir au mieux le comportement et la résistance des poutres mixtes [Ren, 1994].

En 1996, Bin Zhao et al ont développé un modèle de calcul par éléments finis en formulation lagrangienne en prenant le glissement à l'interface comme inconnue [Bin, 1996].

En 1997, Aribert a présenté une approche analytique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé métallique allant de S 235 à S 460 sur le degré minimum de connexion partielle d'une poutre mixte [Aribert, 1997].

En 2001, Seracino et al. [Seracino, 2001] ont introduit le concept du point focal de l'interaction partielle fondé sur la théorie classique linéaire élastique de l'interaction partielle de Newmark [Newmark, 1951]. Le modèle permet de prévoir le changement des contraintes dans l'acier et le béton dû à l'interaction partielle. L'idée est de considérer que la distribution des déformations est comprise entre celle de deux déformations limites : la première se produit quand les connecteurs ont une rigidité infinie (l'interaction est totale) la seconde lorsque la rigidité est nulle (il y'a absence d'interaction). Les deux courbes de déformation représentant ces deux cas se coupent en deux points appelés points focaux. La distribution des déformations due à l'interaction partielle est donc obtenue en passant par ces deux points avec une pente qui est préalablement définie par le calcul.

2.3.3 Dimensionnement:

Pour le dimensionnement des poutres mixtes,nous nous référons aux principes et aux règles d'application de l'Eurocode 4, Partie 1-1. La structure mixte doit vérifier l'état limite ultime et l'état limite de service.

2.3.3.1 État Limite Ultime:

Les verifications concernent:

- La résistance des sections transversales critiques soumises aux actions du moment fléchissant et de l'effort tranchant.
- La résistance au déversement.

- La résistance de l'âme au voilement par cisaillement et à la compression locale sous charges transversales.
- La résistance au cisaillement longitudinal.

Pour les poutres mixtes, il est important d'étudier les états limites en phase de construction. En effet, la collaboration de la dalle ne peut être prise en compte par le dimensionnement du profilé en acier qu'à partir du moment où le béton a suffisamment durci [3]. Le coulage du béton frais entraîne une surcharge pour laquelle la poutre en acier doit satisfaire aux états limites dûs à la flexion et au cisaillement transversal selon l'EC3.

La notion de largeur effective et la classification des sections sont deux concepts importants qui servent de base au dimensionnement des poutres mixtes.

2.3.3.1.1. Classification des sections:

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversales en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique). Selon la capacité de rotation de la section et le voilement local éventuel, nous définissons la classe à laquelle appartient la section (classes de 1 à 4):

- **Classe 1** : quand la section est capable de développer le moment de résistance plastique avec une capacité de rotation suffisante pour permettre la formation d'une rotule plastique,
- **Classe 2** : lorsque la section est également capable de développer le moment résistant plastique, mais avec une capacité de rotation limitée,
- **Classe 3 et 4**: lorsqu'en raison de voilement local intervenant dans une zone comprimée de la poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul (classe 3), ou une valeur inférieure (classe 4).

Les deux premières classes (1 et 2) permettent de prendre en compte une redistribution complète des contraintes (plastification complète).

2.3.3.2 État Limite de Service:

Dans les constructions mixtes acier-béton, la plupart des dégâts constatés résultent des charges permanentes et des effets différés, dûs au béton, que ces charges provoquent (évolution des déformations dans le temps). Il est donc nécessaire de calculer les flèches dûes aux différentes charges et de fixer des limites supérieures de déformation.

La vérification des flèches des poutres mixtes doit prendre en compte le fluage et le retrait du béton. Les valeurs admissibles des flèches adoptées par l'Eurocode 4 sont identiques à celles données par l'Eurocode 3 pour les bâtiments en acier. Ces valeurs admissibles sont généralement satisfaites si les valeurs du rapport de la hauteur totale de la section mixte des poutres à leur portée se situent dans les intervalles suivants:

- Pour des poutres simplement appuyées : 15 à 18 pour les poutres maîtresses, 18 à 20 pour les poutres secondaires.
- Pour les poutres continues : 18 à 22 pour les poutres maîtresses, 22 à 25 pour les poutres secondaires.

2.3.4 Calcul des Efforts Intérieurs:

Les efforts intérieurs des poutres mixtes (moment fléchissant, effort tranchant) sont déterminés par un calcul élastique ou par un calcul plastique.

2.3.4.1 Analyse élastique:

I. Introduction:

Dans cette analyse, les efforts intérieurs sont déterminés en supposant que les matériaux ont un comportement élastique linéaire. Un des avantages de l'analyse élastique des poutres mixtes est qu'elle peut être utilisée pour toutes les poutres continues, quelle que soit la classe des sections. En revanche, dans ce type d'analyse, il est essentiel de prendre en compte la perte de la rigidité due à la fissuration du béton dans les zones de moment négatif dont l'effet sur la redistribution des moments intervient avant d'atteindre l'état limite de service.

Le comportement particulier des poutres mixtes acier/béton est caractérisé par l'interaction entre l'acier et le béton. Lors du calcul de la résistance d'une telle section, nous considérons que l'interaction est complète, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de glissement entre les deux matériaux. Pour simplifier, nous utilisons une méthode de calcul qui permet de remplacer la section du béton par une section équivalente en acier. Cette méthode consiste à déterminer le coefficient d'équivalence élastique n_{el} . [3-5-6]

II. Coefficient d'équivalence élastique:

A la jonction entre la poutre métallique et le béton, tout déplacement relatif entre ces deux structures est considéré comme impossible et l'hypothèse de Navier-Bernouilli s'applique sur la totalité de la section. De plus, les matériaux acier et béton sont supposés être élastiques. La loi de Hooke permet d'exprimer les variations relatives de la longueur des fibres, l'une dans l'acier et l'autre dans le béton [Manfred, 1994]:

- pour l'acier $E_a / \sigma_a = \delta_a$
- pour le béton $E_b / \sigma_b = \delta_b$

où σ_a et σ_b sont les contraintes respectivement dans l'acier et dans le béton, E_a et E_b , les modules d'élasticité correspondants. La condition $\delta_a = \delta_b$ permet d'écrire:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n_{el} \quad \text{où } n_{el} \text{ est le coefficient d'équivalence élastique.}$$

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

Le coefficient d'équivalence n_{e1} varie donc suivant les caractéristiques du béton selon que l'action est de courte ou de longue durée.

Pour notre cas nous devons déterminer les efforts internes pour ce type d'analyse à partir de deux règlements EC4 et AISC: chacun sa formule du module d'élasticité de béton et donc chacun avec son coefficient d'équivalence .

$$\text{Pour l'EC4} \quad E_b = 9500 \cdot (f_c^k + 8)^{\frac{1}{3}} \text{ MPa}$$

$$\text{Pour AISC} \quad E_c = 4729.77 \sqrt{f_c'} \text{ MPa}$$

III. Caractéristiques des poutres mixtes:

La section mixte est généralement homogénéisée par rapport à l'acier .

$G_a = -y_a$ et $G_b = y_b$ avec $y_c = y_a + y_b$ ($y_a, y_b, y_c \geq 0$)

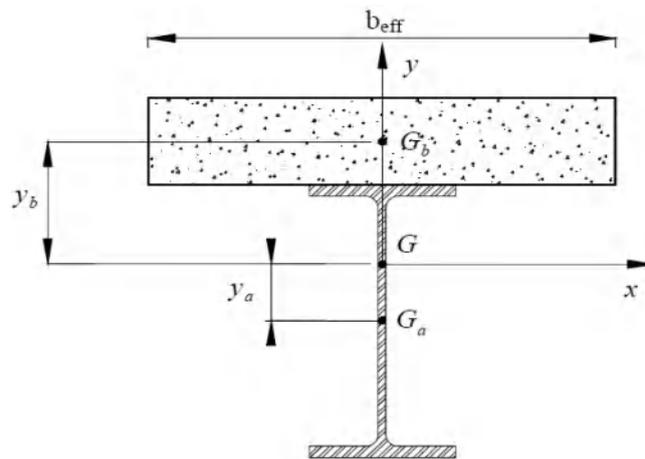


Figure :(2-3) Caractéristiques des poutres mixtes

G_a : Centre de gravité de l'Acier

G_b : Centre de gravité du béton

G : Centre de gravité de la Section mixte

S_a : L'aire de l'Acier

S_b : L'aire du béton

S : L'aire de la Section mixte

I_a : Moment d'inertie de l'Acier

I_b : Moment d'inertie du béton

I : Moment d'inertie de la Section mixte

y : La distance entre les deux centres de gravité indiqués

A. Position du centre de gravité de la section mixte:

Le moment statique de la section homogène par rapport à l'axe horizontal passant par G est nul :

$$\int_s y ds = \int_{s_b} y/n ds_b + \int_{s_a} y ds_a = 0$$

$$\text{d'ou } y_a = \frac{y_c s_b}{n s} \quad \text{et} \quad y_b = \frac{y_c s_a}{s} \quad \text{avec } y_c = y_a + y_b$$

B. Inertie de la section mixte:

La connaissance de la position de l'axe neutre permet de calculer le moment d'inertie de la section mixte en additionnant l'inertie propre de chaque élément de la section et le terme d'Huygens correspondant, en ayant pris le soin de transformer les parties des sections en béton par leurs sections en acier équivalente. L'inertie de la section mixte par rapport à G s'écrit :

Ce qui donne en développant:

$$I = \int_s y^2 ds = \int_{s_b} y^2/n ds_b + \int_{s_a} y^2 ds_a$$

$$I = I_a + I_b/n + y_c^2 s / n s$$

IV. Calcul des contraintes:

Après avoir déterminé la position de l'axe neutre et l'inertie équivalente de la section mixte, il est possible de déterminer la grandeur des contraintes agissant sur les différents éléments de la section mixte, soumise à un moment fléchissant M, avec l'hypothèse de Navier. Pour le calcul des caractéristiques mécaniques;

La contrainte normale dans le béton et l'acier est donnée par la formule de Navier :

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

La contrainte de cisaillement est égale à $\tau = \frac{V S}{I b}$

Avec :

y : ordonnée par rapport à l'axe neutre de la section mixte,

V : effort tranchant,

S : moment statique de la dalle par rapport à l'axe neutre de la section mixte,

I : inertie de la section mixte,

b_{eff} : largeur effective de la dalle,

b : largeur de la semelle supérieure du profilé.

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

Pour le dimensionnement, nous devons satisfaire la condition : $\sigma_d < R_d$

Où σ_d est la valeur de calcul de la contrainte et R_d la résistance de calcul correspondante en élasticité. Elle est donnée par la résistance de calcul inférieure divisée par un facteur partiel de sécurité, elle est égale respectivement à f_y / γ_a , f_{ck} / γ_c , f_{ys} / γ_s pour l'acier, le béton et les armatures. Les valeurs spécifiées par l'Eurocode 4 pour les facteurs de sécurité sont:

$$\gamma_s=1.15 \quad \gamma_c=1.5 \quad \gamma_a=1.1$$

et pour le règlement AISC les facteurs de sécurité sont :

$$\gamma_c=2.32 \quad \gamma_a=1.5$$

2.3.4.2 . Analyse plastique:

2.3.4.2 .1. Méthode de EC4:

i. Introduction:

Dans le calcul des sections mixtes en plasticité, nous aurons certaines conditions d'élancement du profilé métallique données à remplir dans l'Eurocode 4 (version ENV1994-1-1).

Dans les bâtiments, les sections utilisées permettent en général de garantir un comportement plastique. L'état d'équilibre généralement adopté pour le calcul plastique est celui où l'on a simultanément la fibre supérieure du béton comprimé à $\epsilon_{cu} = 3.5\%_0$ et une plastification totale de la section métallique. Pour cela, il est nécessaire de respecter les conditions suivantes :

- la déformation ϵ_c de la fibre extrême comprimée du béton doit être égale à la déformation spécifique conventionnelle de rupture $\epsilon_{cu} = 3.5\%_0$ correspondant à l'écrasement du béton,
- La déformation des fibres extrêmes de la poutre métallique doit être largement supérieure à l'allongement limite élastique ϵ_y , afin que la plastification totale de l'acier soit garantie.

ii. Coefficient d'équivalence plastique:

Dans le calcul plastique, les contraintes agissant sur les sections en acier σ_a et en béton σ_c sont respectivement égales à la limite d'élasticité de l'acier f_{ya} et à la résistance à la compression du béton f_c . L'égalité des efforts normaux dans l'acier et dans le béton est la seule condition à respecter pour le calcul plastique, d'où: $A_c f_c = A_a f_{ya}$

à partir de laquelle, il est possible d'exprimer la section équivalente de l'acier

$$A_a = \frac{A_c}{f_{ya}/f_c}$$

Par convention, le coefficient d'équivalence plastique représente le rapport des résistances

$$n_{pl} = f_{ya} / f_c$$

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

L'aire de la section en acier A_a équivalente à la surface du béton, A_c peut être déterminée de la façon suivante :

$$A_a = A_c/n_{pl}$$

Pour tenir compte de l'armature présente par exemple dans une section sur appui intermédiaire d'une poutre continue, où le béton tendu est supposé fissuré, le coefficient d'équivalence est déterminé de manière analogue : $n_{pls} = f_{ya}/f_{ys}$

où f_{ys} est la limite d'élasticité des armatures.

iii. Hypothèses de calcul:

Pour calculer la résistance plastique d'une section mixte, les hypothèses suivantes prises en compte [Bourrier, 1996] :

- ✓ la connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est complète, de façon que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'ensemble des armatures peuvent atteindre leurs résistances maximales.
- ✓ toutes les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe neutre, sont plastifiées en traction ou en compression; les contraintes f_{ya} exercées sur ces fibres sont donc égales à $\pm f_y / \gamma_a$ (f_y est la limite d'élasticité de l'acier), la distribution des contraintes normales dans le béton comprimé est uniforme et égale à $0.85 f_{ck} / \gamma_c$ (f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression sur une éprouvette cylindrique, mesurée à 28 jours),
- ✓ la résistance du béton en traction est négligée,
- ✓ les armatures de la dalle, lorsqu'elles sont sollicitées en traction, sont plastifiées à la valeur de la contrainte de calcul f_{sk} / γ_s (f_{sk} est la limite d'élasticité caractéristique spécifiée des armatures),
- ✓ la contribution des armatures peut être négligée lorsque la dalle est comprimée.

Dans le cas d'une section mixte soumise à un moment de flexion positif (par convention le moment est positif lorsque la dalle de béton est comprimée), par comparaison entre la résistance plastique du profilé en traction F_a (section du profilé métallique A_a multipliée par f_y/γ_a) et celle de la dalle en compression F_c (section de béton $b_{eff} \times h_c$ multipliée par $0.85 f_{ck} / \gamma_c$), nous distinguons trois cas de position de l'axe neutre : dans la dalle, dans la semelle supérieure ou dans l'âme du profilé métallique.

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

A. Quand $F_c > F_a$, l'axe neutre plastique tombe dans la dalle.

Le profilé métallique reprend un effort de traction F_a égal à $A_a f_y / \gamma_a$

La partie comprimée de la dalle reprend alors une force de compression donnée par

$$0.85 b_{\text{eff}} y f_{ck} / \gamma_c.$$

L'ordonnée y de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle est obtenue en écrivant l'équilibre des efforts horizontaux $F_a = y b_{\text{eff}} 0.85 f_{ck} / \gamma_c$ donc

$$y = \frac{F_a}{(b_{\text{eff}} 0.85 f_{ck} / \gamma_c)} \leq h_c$$

Le moment résistant plastique au niveau de la résultante du béton comprimé est donc :

$$M_{\text{pl.Rd}}^+ = F_a (h_a / 2 + h_c - y / 2)$$

la même démarche est adoptée pour les deux autres cas :

B. Quand l'axe neutre tombe dans la semelle en acier $F_c < F_a$, et $F_a - F_c \leq 2b_{\text{tf}} f_y / \gamma_a$

La condition d'équilibre s'écrit

$$F_a = F_c + 2b_{\text{tf}} (y - h_c) f_y / \gamma_a$$

et le moment résistant au niveau de la résultante du béton comprimé est égal à :

$$M_{\text{pl.Rd}}^+ = F_a (h_a / 2 + h_c / 2) - (F_a - F_c) \cdot y / 2$$

C. Quand l'axe neutre tombe dans l'âme $F_c < F_a$ et $F_a - F_c > 2b_{\text{tf}} f_y / \gamma_a$

Le moment résistant au niveau du centre de gravité du profilé est égal à :

$$M_{\text{pl.Rd}}^+ = M_{\text{apl.Rd}} + F_c (h_a / 2 + h_c / 2) - F_c y_w / 2$$

où $y_w = F_c / (2t_w f_y / \gamma_a)$ est la distance entre le centre de gravité de la section mixte et celui du profilé métallique seul.

Dans le cas d'une section mixte soumise à un moment de flexion négatif, la section résiste au niveau du profilé en acier et des barres d'armature comprises à l'intérieur de la largeur effective de la dalle (sur appui intermédiaire). Deux cas de position de l'axe neutre plastique sont envisagés : dans la semelle supérieure ou dans l'âme du profilé métallique [Bourrier, 1996].

2.3.4.2.2. Méthode AASHTO:

i. Introduction :

L'analyse Élasto-Plastique dépend du comportement des diverses parties de la section composée. En réalité la position de l'axe neutre continue à changer pendant chaque incrément de moment de flexion jusqu'à ce que le moment plastique max soit atteint.

La position de l'axe neutre et les moments de résistance suivants sont calculés en assumant de diverses étapes de rapporter ceux-là ont été avérés sur d'autres types de sections composées [10] figure (2-4), montre les diverses combinaisons de rapporter le déclenchement.

Il pourrait également supposer qu'il y a un bâti de la déformation plastique dans ces combinaisons aux fibres de tension les plus lointaines de la section en acier.

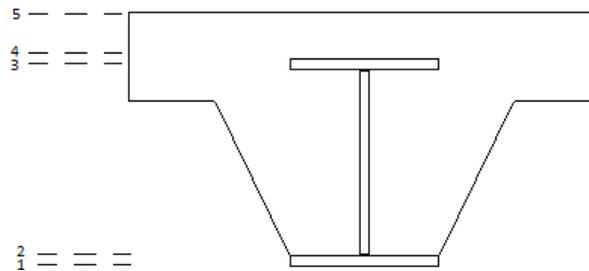


Figure (2-4): Section Composée. Profilé enrobé de béton

ii. Formules de base:

$$u = \epsilon_{cu} / \epsilon_y, \quad r = \epsilon_{st} / \epsilon_y, \quad s = E_s / E_{st}, \quad k = A_s f_y / 0.85 f_c' b_e \beta D f_c'$$

$$= 0.004 - (f_c' / 4500)$$

$$1- a_y = 1 - \alpha (1+u)$$

$$2- a_s = \frac{\alpha}{u} \left[\frac{u}{\alpha} (u + r) \right]$$

$$3- F_{st} = \frac{F_y}{c} \left[\frac{u}{\alpha} (u + r) \right] \geq 0$$

iii. Calcul du Moment Plastique :

Deux cas seront étudiés : l'axe neutre dans la semelle en acier supérieure et l'axe neutre dans l'âme en acier :

a/ l'axe neutre tombe dans la semelle:

Pour calculer la position de l'axe neutre (αD) : $d' < \alpha D < d' + t_f$

- **Sans déformation plastique:**

$$\alpha = \frac{E_s E_1}{B B_1}$$

La force de compression du béton

$$C_c = 0.85 f'_c [b_e \beta \alpha D - (\beta \alpha D - d')] b_{tf}$$

La force de compression de l'acier

$$C^T = (\alpha D - d') b_{tf} F_y$$

La force de traction de l'acier

$$T_s = [A_s - b_{tf}(\alpha D - d')] F_y$$

Le moment plastique

$$M_p = C_c [\alpha D - \bar{x}] + C^T \left(\frac{\alpha T}{2} \right) + T_s [(1 - \alpha) D - d_T]$$

Où

\bar{x} : Distance entre la fibre supérieure et le CDG de la section de béton

αT : Distance entre la fibre supérieure de la semelle de l'acier et l'axe neutre

d_T : Distance entre le CDG de la section d'acier et l'axe neutre

- **Avec la déformation plastique:**

$$\alpha = \frac{P_1 \pm \sqrt{P_1^2 - 4P_2}}{2}$$

Pour les forces C^T , T^s , C^c ce sont les même formules

$$T_{s1} = \frac{D t_w}{2} \left(a_s - \frac{t b_f}{D} \right) F_{st} \quad (\text{l'ame})$$

précédentes. La force due aux déformation plastique de l'acier

$$T_{s2} = A_{bf} F_{st} \quad (\text{semelle inférieure})$$

Donc le moment plastique est donné comme suit:

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

$$M_p = C_c[\alpha D - \bar{x}] + C^T \left(\frac{aT}{2} \right) + T_{s1}[(1-\alpha)D - d_T] + T_{s1} \left[(1-\alpha)D - t_{bf} - \frac{1}{3}(a_s D - t_{bf}) \right] + T_{s2} \left[(1-\alpha)D - \frac{t_{bf}}{2} \right]$$

Où

$a_s * D$: La longueur de la fibre d'acier qui subit une déformation plastique.

b. l'axe neutre tombe dans l'âme:

Pour calculer la position de l'axe neutre ($\alpha.D$) : $d' + t_f < \alpha.D < d$

- **Sans déformation plastique:**

$$\alpha = \frac{AE_2}{BB_2}$$

La force de compression de béton

$$C_c = 0.85 f'_c [b_e \beta_a D - A_{tf} - (\beta_a D - d' - t_{tf}) t_w] \quad \text{La}$$

force de compression de l'acier $C^T = [A_{tf} +$

$$t_w (\alpha D - d' - t_{tf})] F_y$$

La force de traction de l'acier

$$T_s = [A_s - A_{tf} - t_w (\alpha D - d' - t_{tf})] F_y$$

Le moment plastique

$$M_p = C_c [\alpha D - \bar{x}] + C^T a_{T2} + T_s [(1-\alpha)D - d_T]$$

Où

\bar{x} : Distance entre la fibre supérieure et le CDG de la section de béton.

a_{T2} : Distance entre le CDG de la section d'acier comprimée et l'axe neutre.

d_T : Distance entre le CDG de la section d'acier tendue et l'axe neutre.

- **Avec déformation plastique:**

$$\alpha = \frac{P'1 \pm \sqrt{P'^2 - 4p'2}}{2}$$

Pour les forces C^T , T^s , C^C mêmes formules précédentes. La force due aux déformations plastiques de l'acier:

$$T_{s1} = \frac{1}{2} (a_s D - t_{bf}) t_w F_{st} \quad (\text{l'ame})$$

$$T_{s2} = A_{bf} F_{st} \quad (\text{semelle inférieure})$$

Donc le moment plastique est donné comme suit:

$$M_p = C_c [\alpha D - \bar{x}] + C^T a_{T2} + T_{s1} [(1-\alpha)D - d_T] + T_{s1} [(1-\alpha)D - t_{bf} - \frac{1}{3}(a_s D - t_{bf})] + T_{s2} [(1-\alpha)D - \frac{t_{bf}}{2}]$$

2.3.5 Effets de la fissuration du béton:

Les effets de la fissuration du béton doivent être pris en compte de façon appropriée.

La méthode suivante peut être utilisée pour la détermination des effets de la fissuration dans les poutres mixtes avec semelles en béton. En premier lieu, il convient de calculer l'enveloppe des sollicitations pour les combinaisons caractéristiques, voir l'EN 1990, 6.5.3, en incluant les effets à long terme et en utilisant la rigidité en flexion $E_a I_1$ des sections non fissurées. Cette analyse est dite "analyse non fissurée". Dans les régions où la contrainte de traction exercée sur la fibre extrême du béton par l'enveloppe des effets globaux dépasse deux fois la résistance f_{ctm} ou f_{lctm} , voir l'EN 1992-1-1, au tableau 3.1 ou Tableau 11.3.1, il convient de réduire la rigidité à $E_a I_2$, voir 1.5.2.12. Cette distribution de rigidité peut être utilisée pour les états limites ultimes et pour les états limites de service. Une nouvelle distribution des sollicitations, et des déformations s'il y a lieu, est alors déterminée par une nouvelle analyse, dite "analyse fissurée".

2.3.6 Flèche en service:

2.3.6.1 Introduction:

Le problème en service lié aux flèches des éléments mixtes devient de plus en plus inquiétant avec l'amélioration de la qualité des matériaux et donc l'adoption de la section réduite, combiné aux méthodes d'analyse de plus en plus raffinées. Il est donc impératif d'imposer des limites pour les flèches des poutres et autres éléments fléchis dans le but de contrôler leur état en service et leur performance.

Le problème particulier, est la détermination de la rigidité en flexion EI d'un élément composé de deux matériaux ayant des propriétés et des comportements complètement différents que sont le béton et l'acier.

2.3.6.2 . Calcul de la rigidité :

i. Règlement ACI:

Dans ce sens, quand le moment de flexion agissant sur un élément est suffisamment faible pour que la contrainte de traction dans le béton n'excède pas le module de rupture f_r (résistance à la traction du béton mesurée par flexion), alors aucune fissuration n'apparaîtra dans la zone tendue et la section entière non- fissurée participera à la résistance aux contraintes de

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

traction et fournira la rigidité de la poutre pour s'opposer au mouvement de flèche. Le moment d'inertie est alors celui de la section non fissurée équivalente, I_u , et E_c le moment d'élasticité à court terme.

A des niveaux de chargement relativement élevés, des fissures de flexion se forment dans la zone tendue. Des fissures diagonales peuvent aussi se former à l'état de service sous l'effet des contraintes de l'effort tranchant.

Dans la région fissurée d'une poutre, la position de l'axe neutre varie. Au niveau d'une section fissurée, il se situe au niveau calculé pour une section fissurée équivalente. Entre deux fissures, le béton n'est pas fissuré et l'axe neutre se rapproche de celui calculé pour une section non-fissurée équivalente. Donc, à cause de la fissuration de la zone tendue, le moment d'inertie effectif oscille entre sa valeur correspondant à la section fissurée équivalente à proximité des fissures et sa valeur correspondant à la section non-fissurée équivalente entre les fissures, avec probablement une transition graduelle entre ces deux valeurs extrêmes. Ce principe est retenu dans le règlement Américain qui propose un moment d'inertie effectif I_e variant entre la valeur correspondant à la section non-fissurée équivalente et celle d'une section fissurée équivalente. Ainsi, pour le calcul de la flèche sous l'effet d'un moment M dépassant le moment de fissuration M_{cr} la valeur de l'inertie effectif I_e est donnée comme suit:

$$I_e = (M_{cr} / M)^3 I_u + [1 - (M_{cr} / M)^3] I_{cr} \text{ et } I_e < I_u$$

I_{cr} : Moment d'inertie de la section fissurée équivalente

I_u : Moment d'inertie de la section non-fissurée équivalente

M : Moment de flexion agissant à l'état de service

M_{cr} : Moment de flexion causant la fissuration de la section ; M_{cr} peut être calculé comme :

$M_{cr} = (f_r I_u) / y_t$ où y_t est la distance de l'axe neutre à la face de traction, f_r est le module de rupture du béton.

ii. Selon Le Règlement AIJ:

$$K_{the} = E_s \cdot I_s + 0.2 E_c \cdot I_c$$

$$E_s = 205,800 \text{ MPA} ; E_c = 21,000 \sqrt{f'_c / 19,6} \text{ MPA}$$

Chapitre 2: Étude Bibliographique:

iii. Selon Le Règlement BS5400:

$$K_e = E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c$$

$$E_s = 206,000 \text{ MPa} ; E_c = 450 \cdot f_{cu} \text{ MPa}$$

iv. Selon L'EC4: part 1

$$K_e = E_s \cdot I_s + 0.6 E_c \cdot I_c$$

$$E_s = 206,000 \text{ MPa} ; E_c = 9500 \cdot (f_c^k + 8)^{\frac{1}{3}} \text{ MPa}$$

v. Selon Le Règlement AISC :

$$K_e = E_s \cdot I_s + 0.8 E_c \cdot I_c$$

$$E_s = 199,000 \text{ MPa} ; E_c = 4729.77 \sqrt{f_c'} \text{ MPa}$$

2.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes méthodes de dimensionnement des poutres mixtes acier béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories est l'existence d'une connexion parfaite entre l'acier et le béton.

3. Etude théorique:

3.1 Introduction:

Après la définition et la description des poutres mixtes dans le chapitre précédent. Ce chapitre est consacré au calcul de la capacité portante et la flèche à mi-portée selon les différents codes de calcul, pour les poutres mixtes ainsi que les profilés métalliques.

3.2 Poutre Métallique:

➤ Phase élastique :

Le moment élastique M_{el} , est tel que la section droite est entièrement dans le domaine élastique, donc le calcul à l'aide de la formule indiquée au paragraphe (2.2.1.1)

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_s \quad , \quad \gamma_s = 1.1$$

Pour un Profilé IPE 160:

$$W_{el} = 109 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad , \quad q_s = 15.8 \text{ kg/m} \quad , \quad f_y = 275 \text{ Mpa}$$

Donc $M_{eltheo} = 27.25 \text{ KN.m}$

Pour calculer le chargement relatif à ce moment, nous considérons le poids propre de la poutre comme une charge uniformément répartie, pour cela nous avons :

$M_G = (q_s \cdot L^2) / 8$, et le moment dû au chargement extérieur M_p est comme suit :

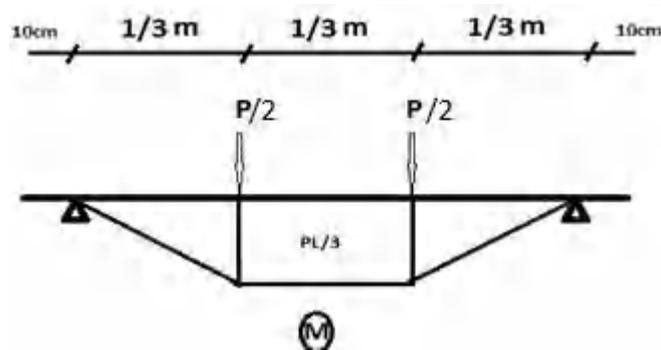


Figure (3-1): distribution des charges sur la poutre

Pour la section à mi-travée: $M_p = \frac{P \cdot L}{6}$ avec P en KN

À partir de ces moments nous déduisons le chargement total P

Chapitre 3 : Etude théorique

$$P = 6M/L - (q_t * L)6/8$$

Donc pour $M_{eltheo} = 27.25$ KN.m avec une application numérique nous trouvons

$$P_{eltheo} = 163.62 \text{ kN}$$

➤ Phase Plastique:

Le moment plastique, M_{pl} , est tel que la section droite totalement dans le domaine plastique donc le calcul se fait à l'aide de la formule suivante;

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_s \quad , \quad \gamma_s = 1.1$$

Pour le même Profilé:

$$W_{pl} = 123.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$M_{pltheo} = 30.975 \text{ KN.m}$$

Et

$$P_{plthéo} = 185.73 \text{ KN}$$

3.3 Poutre Mixte :

3.3.1 Dimensions de la poutre étudiée:

La poutre étudiée est présentée dans la figure suivante :

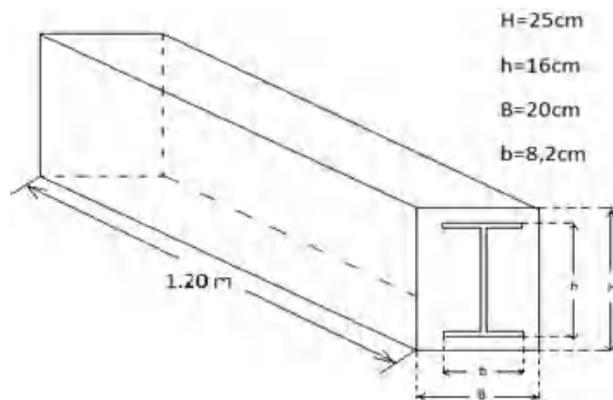


Figure (3-2): Caractéristiques géométriques de la poutre.

3.3.1.1 Profilé utilisé:

Le profilé utilisé: IPE 160, S275 JR+M-EN 10025-2/2004 avec les caractéristiques présentées dans le tableau suivant :

Chapitre 3 : Etude théorique

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	ρ kg/m ³
160	82	5	7.4	9	15.8
$I_{z(Cm)}$ ⁴	$I_{y(Cm)}$ ⁴	$W_{z(Cm)}$ ³	$W_{y(Cm)}$ ³	$W_{z(Cm)}^{pl}$ ³	$W_{y(Cm)}^{pl}$ ³
869	68.3	16.7	109	26.1	124

Tableau (3-1): Caractéristiques géométriques du profilé

3.3.1.2 La classification de la section:

Selon L'EC4 le système de classification qui s'applique à la section mixte définie à la clause 5.3.2 de L'EC3. La classe de section est la plus défavorable entre l'âme et la semelle.

a- semelle:

la semelle est comprimée : (IPE 160) laminé

$$S275 \Rightarrow \varepsilon = 0.92$$

$$c = 41 \text{ mm}$$

$$t_f = 7.4 \text{ mm}$$

$$10 \varepsilon = 9.2$$

$$c/t_f = 5.54 \leq 9.2$$

Donc la semelle est de classe 1

b- Ame:

$$d = 127.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 25.44 \leq 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

la section est de classe 1

Chapitre 3 : Etude théorique

Donc la section du profilé métallique seul (sans considération du béton enrobé) est capable d'atteindre sa limite plastique sans risque de voilement local.

3.3.2 Calcul des efforts internes :

3.3.2.1 Calcul élastique:

Pour obtenir le centre de gravité et le moment d'inertie de la section totale, il faut homogénéiser la section, en remplaçant la section du béton avec une section d'acier équivalente avec l'utilisation d'un coefficient d'équivalence n .

I. Coefficient d'équivalence:

➤ Selon le règlement AISC

$$n = E_s / E_b$$

E_b : module d'élasticité du béton

E_s : module d'élasticité de l'acier

$$E_b = 4729.77 \sqrt{f_{c28}} \text{ N/mm}^2$$
$$E_b = 23648.85 \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$
$$n = 8.46$$

Le règlement AISC indique la formule suivante pour calculer le module d'élasticité du béton.

➤ Selon L'EC4

$$E_b = 9.5(f_{c28} + 8)^{1/3} \text{ GPa}$$

$$E_b = 30471.6 \text{ MPa} \quad , \quad E_s = 210000$$

$$n = 6.89$$

II. Détermination du centre de gravité et position de l'axe neutre:

Pour déterminer l'ordonnée du CDG de la section homogène, on doit suivre le principe qui dit que le moment statique de la section homogène comprimée (au-dessus de l'axe neutre) égal au moment statique de la section tendue (au-dessous de l'axe neutre), tout en négligeant la partie du béton tendu.

Pour le calcul élastique l'axe neutre passe par le CDG de la section homogène

Chapitre 3 : Etude théorique

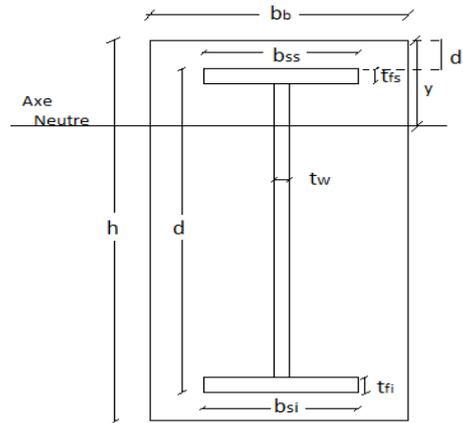


Figure (3-3): Position de l'axe neutre

$S_c = S_T$ sachant que :

S_c : moment statique de la section comprimé

S_T : moment statique de la section tendue

Il y a trois possibilités pour la position de l'axe neutre et chaque possibilité avec sa formule

1^{er} cas L'axe neutre dans la partie supérieure du béton

$$\frac{b_b}{n} \cdot \frac{y^2}{2} = A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - y\right)$$

2^{eme} cas L'axe neutre dans la semelle supérieure du profile

$$\left(\frac{b_b}{n} \cdot d'\right) \left(y - \frac{d'}{2}\right) + \frac{(y-d')^2}{2} \cdot \left(\frac{b_b - b_{ss}}{n} + b_{ss}\right) = (d' + t_{fs} - y)^2 \cdot \frac{b_{ss}}{2} + (d - t_{fs} - t_{fn}) (t_w)$$

$$\left(\frac{h}{2} - y\right) + (t_{fn} \cdot b_{si}) \left(d + d' - y - \frac{t_{fi}}{2}\right)$$

3^{eme} cas L'axe neutre dans l'âme du profile

$$d' b_b / n \cdot \left(y - \frac{d'}{2}\right) + \left(\frac{b_b - b_{ss}}{n} + b_{ss}\right) \cdot t_{fs} \cdot \left[y - d' - \frac{t_{fs}}{2}\right] + \left[\frac{b_b - t_w}{n} + t_w\right] \frac{[y - d' - t_{fs}]^2}{2} =$$

$$t_{fn} \cdot b_{si} \cdot \left[d + d' - y - \frac{t_{fi}}{2}\right] + \frac{[d + d' - t_{fi} - y]^2}{2} \cdot t_w$$

,comme suit:

III. Moment d'inertie de la section homogène:

○Pour le premier cas :

$$I = \frac{b_b}{n} \cdot \frac{y^3}{3} + I_{profil} + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - y\right)^2$$

Chapitre 3 : Etude théorique

○ Pour le deuxième cas :

$$I = \left[\frac{b_b}{n} \cdot \frac{d'^3}{12} + \frac{b_b}{n} \cdot d' \cdot \left(y - \frac{d'}{2} \right)^2 \right] + \left[\left(\frac{b_b - b_{ss}}{n} + b_{ss} \right) \cdot \frac{(y - d')^3}{3} \right] +$$

$$\left[\frac{(d' + t_{fs} - y)^3}{6} \cdot b_{si} \right] + \left[(d - t_{fs} - t_w)^3 \cdot \frac{t_w}{6} \right] + \left[(d - t_{fs} - t_w) \cdot t_w \cdot \left(\frac{d}{2} + d' - y \right)^2 \right]$$

$$I = \left[\left(\frac{b_b}{n} \cdot \frac{d'^3}{12} \right) + \left(\frac{b_b}{n} \cdot d' \cdot \left(y - \frac{d'}{2} \right)^2 \right) \right] + \left[\left(\frac{b_b - b_{ss}}{n} + b_{ss} \right) \cdot \frac{t_{fs}^3}{12} \right] + \left[\left(\frac{b_b - b_{ss}}{n} + b_{ss} \right) \cdot t_{fs} \cdot \left(y - d' - \frac{t_{fs}}{2} \right)^2 \right] + \left[\left(\frac{t_{fs}^3}{12} \cdot b_{si} \right) + \left(t_{fs} \cdot b_{si} \cdot \left(d + d' - y - \frac{t_{fs}}{2} \right)^2 \right) \right]$$

○ Pour le troisième cas :

IV. Application numérique:

○ Suivant le règlement AISC :

Position de l'axe neutre :

cas de l'axe neutre dans l'âme donc pour : $d' + t_{fs} < y < d - t_{fi}$:

$$d' \cdot \frac{b_b}{n} \cdot \left(y - \frac{d'}{2} \right) + \left(\frac{b_b - b_{ss}}{n} + b_{ss} \right) \cdot t_{fs} \cdot \left[y - d' - \frac{t_{fs}}{2} \right] + \left[\frac{b_b - t_w}{n} + t_w \right] \cdot \frac{[y - d' - t_{fs}]^2}{2} =$$

$$t_{fi} \cdot b_{si} \cdot \left[d + d' - y - \frac{t_{fi}}{2} \right] + \frac{[d + d' - t_{fi} - y]^2}{2} \cdot t_w$$

$$\left[\frac{200}{8.46} \cdot 45 \cdot (y - 22.5) + 95 \cdot 7.4 \cdot (y - 48.7) \right] + \left[28.05 \cdot \frac{(y - 52.4)^2}{2} \right] =$$

$$\left[606.8 \cdot (201.3 - y) \right] + \left[\frac{197.6 - y}{2} \cdot 5 \right]$$

$$11.5y^2 + 1891.81y - 238438.23 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 3814.07$$

$$y = 83.6 \text{ mm}$$

$$52.4 < y = 83.6 < 197.6 \quad \text{donc on accepte que } y = 83.6 \text{ mm}$$

Chapitre 3 : Etude théorique

B - Calcul du moment d'inertie :

$$I = \left[\left(\frac{b_b}{n} \cdot \frac{d'^3}{12} \right) \right] + \left(\frac{b_b}{n} \cdot d' \cdot \left(y - \frac{d'}{2} \right)^2 \right) + \left[\left(\frac{b_b - b_{ss}}{n} + b_{ss} \right) \cdot \frac{t_{fs}^3}{12} \right] + \left[\left(\frac{b_b - b_{ss}}{n} + b_{ss} \right) \cdot t_{fs} \cdot \left(y - d' - \frac{t_{fs}}{2} \right)^2 \right] + \left[\frac{(d + d' - t_{fi} - y)^3}{3} \cdot t_w \right] + \left[\left(\frac{t_{fi}}{12} \cdot b_{si} \right) + (t_{fi} \cdot b_{si} \cdot \left(d + d' - y - \frac{t_{fi}}{2} \right)^2) \right]$$

$$I = \frac{82 \cdot 7.4^3}{12} + 606.8 \cdot (117.7)^2 + \frac{5 \cdot (114)^3}{3} + \frac{(28.05) \cdot (21.2)^3}{3} + \frac{95.95 \cdot 7.4^3}{12} + 710 \cdot (34.9)^2 + \frac{23.64 \cdot (45)^3}{12} + 1063.83 \cdot (61.1)^2$$

$$I = 1618.12 \text{ cm}^4$$

C - Calcul des moments maximaux admissibles :

Le règlement AISC limite la contrainte de l'acier à: $0.66 f_y$ et $0.45 f_{c28}$, pour le béton donc :

$$\sigma = \frac{My}{I} \Rightarrow M = \frac{\sigma I}{Y}$$

• **La fibre de l'acier:**

$$\sigma_s = 0.66 F_y = 181.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{et } y = 121.4 \text{ mm}$$

$$M = 25.13 \text{ KN.m}$$

• **la fibre de béton:**

$$\sigma = 0.45 f_{c28} = 11.25 \text{ Nmm}^2 \quad \text{et } y = 83.6 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma I_n}{F} = 18.42 \text{ KN.m}$$

Chapitre 3 : Etude théorique

Donc le moment élastique est le plus faible entre les deux:

$$M_{el} = 18.42 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de la capacité portante:**

$$P = \frac{6M}{L} - \frac{(q_s * L)6}{8}$$

$$P = 109.54 \text{ kN}$$

- **Suivant L'EC4**

A - Position de l'axe neutre :

Avec les mêmes formules mais avec un coefficient d'équivalence $n = 6.89$, on trouve :

$$y = 79.34 \text{ mm}$$

$$52.4 < y = 79.34 < 197.6 \text{ donc } y = 79.34 \text{ mm}$$

B - Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{82 * 7.4^3}{12} + 606.8 * (121.92)^2 + \frac{5 * (118.22)^3}{3} + \frac{(33.3) * (26.98)^3}{3} + \frac{99.13 * 7.4^3}{12} + 733.53 * (30.68)^2 + \frac{29.03 * (45)^3}{12} + 1306.24 * (56.88)^2$$

$$I = 1713.46 \text{ cm}^4$$

C - Calcul des moments maximaux admissibles :

L'EC4 limite la contrainte de l'acier à f_y / γ_s et $0.85 f_{c28} / \gamma_b$ pour le béton.

- **La fibre de l'acier:**

$$\sigma_s = F_y / \gamma_s = 250 \text{ N/mm}^2 \quad \text{et } y = 125.66 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma I}{F}$$

$$M = 34.09 \text{ KN.m}$$

- **la fibre de béton:**

$$\sigma = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.167 \text{ N/mm}^2 \quad \text{et } y = 79.34 \text{ mm}$$

$$M = \frac{\sigma I n}{F} \rightarrow M = 21.07 \text{ kN.m}$$

Donc, le moment élastique est égal à: $M_{el} = 21.07 \text{ kN.m}$

Chapitre 3 : Etude théorique

- Calcul de la force ultime (capacité portante):

$$P = \frac{6M}{L} - \frac{(q_s * L)6}{8}$$

$$P = 124.46 \text{ kN}$$

3.3.2.2 Calcul du moment plastique:

oSelon L'EC4

Des distributions plastiques types de contraintes sont illustrées sur la Figure suivante :

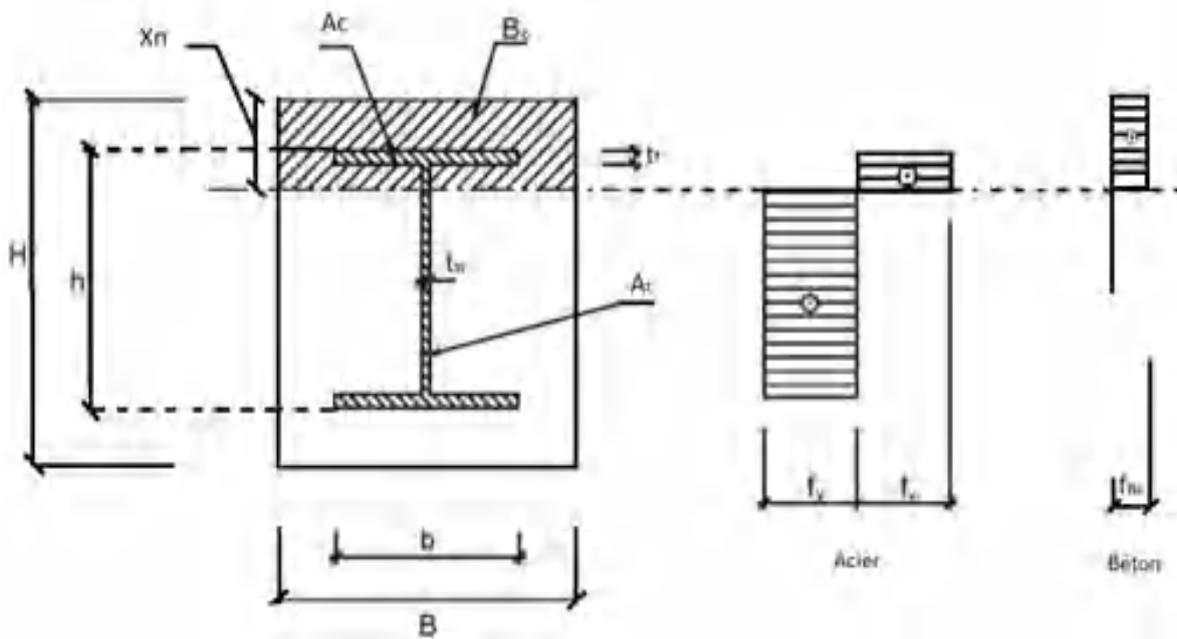


Figure (3-4): Distribution plastique des contraintes

A - Calcul de la position de l'axe neutre plastique X_n :

○ L'axe neutre tombe dans l'âme :

$$F_{bc} + F_{ac} = F_{at}$$

$$F_{bc} = \frac{0,95 f_{c28}}{\gamma_b} \cdot \left[(B \cdot X_n) - t_f \cdot b + t_w \cdot \left(X_n - \frac{H-h}{2} - t_f \right) \right]$$

$$F_{ac} = \frac{f_y}{\gamma_s} \left[t_f \cdot b + t_w \cdot \left(X_n - \frac{H-h}{2} - t_f \right) \right]$$

$$F_{at} = \frac{f_y}{\gamma_s} \left[t_f \cdot b + t_w \cdot \left(H - X_n - t_f - \frac{H-h}{2} \right) \right]$$

$$X_n = \frac{f_y(t_w \cdot H) + f_b \left[(t_f \cdot b) - t_w \left(\frac{H-h}{2} + t_f \right) \right]}{f_b(B - t_w) + 2f_y t_w}$$

avec : $f_y = \frac{f_y}{\gamma_s}$, $f_b = \frac{0,95 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$X_n = \frac{317394,7916}{5262,565} = 60,33 \text{ mm}$$

$$52,4 \text{ mm} < X_n = 60,33 \text{ mm} < 197,6 \text{ mm}$$

donc: l'axe neutre tombe dans l'âme

B - Détermination de la valeur du moment plastique :

la section est divisée comme indiqué à la figure (2-5) suivant :

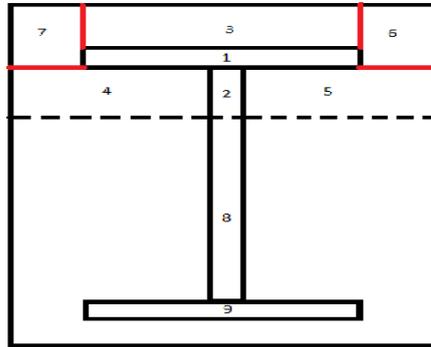


Figure (3-5): Division de la section du profilé enrobé

$$M_{pl} = \sum_{i=1}^9 M_i z_i$$

$$M_i = \sigma_i \cdot A_i \cdot X_i$$

A_i : l'aire de la zone

X_i : la distance entre la CDG de la zone et l'axe neutre

σ_i : la contrainte limite.

$$Z_6 = Z_7 \quad , \quad Z_4 = Z_5$$

$$M_{Z1} = \frac{f_y}{\gamma_s} \cdot A_1 \cdot x_1 = \frac{275}{1.1} \cdot 7.4 \cdot 82 \cdot \left(7.91 + \frac{7.4}{2}\right)$$

$$M_{Z1} = 1.76 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{Z2} = 250 \cdot \frac{(7.4)^2}{2} \cdot 5 = 0.034 \text{ KN.m}$$

$$M_{Z3} = 14.167 \cdot 82 \cdot 45 \cdot \left(60.31 - \frac{45}{2}\right) = 1.98 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{Z4} = 14.167 \cdot \frac{(7.91)^2}{2} \cdot 97.5 = 0.043 \text{ KN.m}$$

$$M_{Z5} = 0.043 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{Z6} = 14.167 \cdot 59 \cdot \frac{(52.4)^2}{2} = 1.15 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{Z7} = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{Z8} = 250 \cdot 5 \cdot \frac{(137.29)^2}{2} = 11.78 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{Z9} = 250 \cdot 7.4 \cdot 82 \cdot 141 = 21.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = 21.39 + 11.78 + 1.15 + 1.15 + 0.043 + 0.043 + 1.98 + 0.034 + 1.76$$

$$\boxed{M_{pl} = 39.33 \text{ KN.m}}$$

C - Calcul de la force de ruine :

$$P = \frac{6M}{L} \frac{(q_s * L)^6}{8}$$

$$P = 235.12 \text{ kN}$$

○ Selon Le règlement AISC :

• Les formules de base:

$$u = \epsilon_{cu} / \epsilon_y \quad u = 2.8$$

$$r = \epsilon_{st} / \epsilon_y \quad r = 11.2$$

$$s = E_s / E_{st} \quad s = 32.26$$

$$k = A_s f_y / 0.85 f_c 'b_e \beta D \quad K = 0.591$$

cas au l'axe neutre tombe dans l'âme

A - l'axe neutre dans l'âme :

Pour calculer la position de l'axe neutre (a D) : $d' + t_f < a \cdot D < D$

• Sans déformation plastique.

$$a = \frac{A_s f_y}{b_e \beta D}$$

on trouve $a = 0.283$

Donc

$$C_c = 0.85 f_c [b_e \beta a D - A_{tf} - (\beta a D - d' - t_{tf}) t_w] \quad C_c = 184.992 \text{ kN}$$

$$C^T = [A_{tf} + t_w (a D - d' - t_{tf})] F_y \quad C^T = 158.72 \text{ kN}$$

$$T_s = [A_s - A_{tf} - t_w (a D - d' - t_{tf})] F_y \quad T_s = 343.78 \text{ kN}$$

Le moment plastique

$$M_p = C_c [a D - \bar{x}] + C^T \left(\frac{a T}{2} \right) + T_s [(1-a) D - d_T]$$

$$\bar{x} = 24.23 \text{ mm} \quad ; \quad a T = 9.013 \text{ mm} \quad ; \quad d_T = 39.06 \text{ mm}$$

nous trouvons:

$$M_p = 44.79 \text{ kN.m}$$

B - Calcul de la force de ruine :

$$P = \frac{6M}{L} - \frac{(q_s * L)6}{8}$$

$$P = 269.72 \text{ kN}$$

- Avec la déformation plastique:

$$a = \frac{P1 \pm \sqrt{p1^2 - 4p2}}{2}$$

Après les calculs on trouve: $a = 0.251$

$$F_{st} = \frac{F_y}{c} \left[\frac{u}{a} (u + r) \right] \geq 0$$

$$F_{st} = - 22.04 \text{ N}$$

Dans ce cas le resultat trouvé ne permet pas d'avoir la force qui induit la déformation plastique de l'acier.

3.3.2.3 Calcul de la flèche:

3.3.2.3.1 Principe de base:

la méthode de la double intégrale est utilisée pour déterminer les équations des fleches sur toute la travée de la poutre simplement appuyée.

$$EI\Delta = \iint M(x) dx^2$$

Pour X , aller de $\frac{1}{3} L$ à $\frac{2}{3} L$

$$M(x) = \left[\left(P + \frac{WL}{2} \right) x \right] - \left[P \left(x - \frac{L}{2} \right) \right] - \left[\frac{WLx^2}{2} \right]$$

Après les intégrales , le résultat est:

$$EI\Delta = \frac{-W}{24} X^4 + \frac{WL}{12} X^3 + \frac{PL}{6} X^2 - \left(\frac{W}{24} L^3 + \frac{P}{6} L^2 \right) X + \frac{PL^3}{162}$$

Pour la section à mi- travée: $x = \frac{L}{2}$ Ce qui donne:

$$\Delta = \frac{23PL^3}{648 EI} + \frac{5WL^4}{384 EI}$$

Chapitre 3 : Etude théorique

Concernant la valeur admissible de la flèche, selon la norme belge NBN B 03-003 ,la flèche la plus contrainte est celle relative au confort visuel. Il existe deux configurations, si la structure est doublement appuyée ou bien en porte à faux.

- Structure doublement appuyée: $f = L/300$

- Structure en porte à faux : $f = L/150$

L = Longueur de l'élément de la structure

Pour notre cas la flèche admissible est égale à :

$$f = 3.33\text{mm}$$

donc les courbes chargement/déplacement doivent être tracées jusqu'à $\Delta = 3\text{mm}$

3.3.2.3.2 Calcul de la rigidité de la section mixte:

Pour une section mixte composée d'acier et de béton, les règlements suivants proposent des formules pour calculer la rigidité à la flexion.

➤ **Selon le règlement Américain ACI:**

Le principe de ce règlement est bien détaillé au paragraphe (2.3.6.2 .i)

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 I_u + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3\right] I_{cr} \text{ et } I_e < I_u$$

Pour obtenir la valeur de I_e on doit calculer les deux moments d'inertie I_{cr} et I_g

- Le moment d'inertie pour une section fissurée (I_{cr}) :

Nous remplaçons la section de béton par une section d'acier, en utilisant un coefficient d'équivalence $n = 3.8$ selon le règlement ACI , on calcule le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section fissurée, en utilisant la loi de Huygens et après calcul le résultat est:

$$I_{cr} = 20090799.44 \text{ mm}^4$$

- Le moment d'inertie pour une section non fissurée (I_g):

Pour ce calcul le béton tendu est considéré non fissuré pour cela après calcul:

$$I_g = 74680581.2\text{mm}^4$$

Chapitre 3 : Etude théorique

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g * n}{y_t} \quad , \quad y_t = 125 \text{ mm} \quad , \quad f_r = 2.6 \text{ Mpa} \quad , \quad I_g = 74680581.2 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 5.9 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_s = 18.72 \text{ KN.m}$$

Donc le moment d'inertie équivalente égal a :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g \text{ (section complète)} + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) * I_{cr} \text{ (section fissuré)}$$

$$I_e = 20121967.4 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc: } E_s I_e = 1.8 * 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

➤ Selon Le Règlement AIJ:

$$(EI)_e = E_s * I_s + 0.2 E_c * I_c$$

$$E_c = 21,000 \sqrt{\frac{f'_c}{19.6}} \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad E_c = 23717.08$$

$$(EI)_e = 1.49 * 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

➤ Selon Le Règlement BS5400:

$$(EI)_e = E_s * I_s + E_c * I_c$$

$$E_c = 450 * f_{cu} \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad E_c = 11250$$

$$(EI)_e = 1.617 * 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

➤ Selon L'EC4 : part 1

$$(EI)_e = E_s * I_s + 0.6 E_c * I_c$$

$$E_c = 9500 * (f_c^k + 8)^{\frac{1}{3}} \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad E_c = 30472$$

$$(EI)_e = 1.99 * 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

➤ Selon Le Règlement AISC:

$$(EI)_e = E_s \cdot I_s + 0.8 E_c \cdot I_c$$

$$E_c = 4733 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad \text{donc } E_c = 23665$$

$$(EI)_e = 1.858 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

3.3.2.3.3. Courbes chargement – déplacement:

$$\Delta = \frac{23PL^3}{648 E I_e} + \frac{5WL^4}{384 E I_e}$$

Selon Le Règlement ACI

$$\Delta = 0.01963 \cdot P + 0.01 \text{ mm (avec P en kN)}$$

Selon Le Règlement AIJ

$$\Delta = 0.024 \cdot P + 0.0114 \text{ mm (avec P en kN)}$$

Selon Le Règlement BS5400:

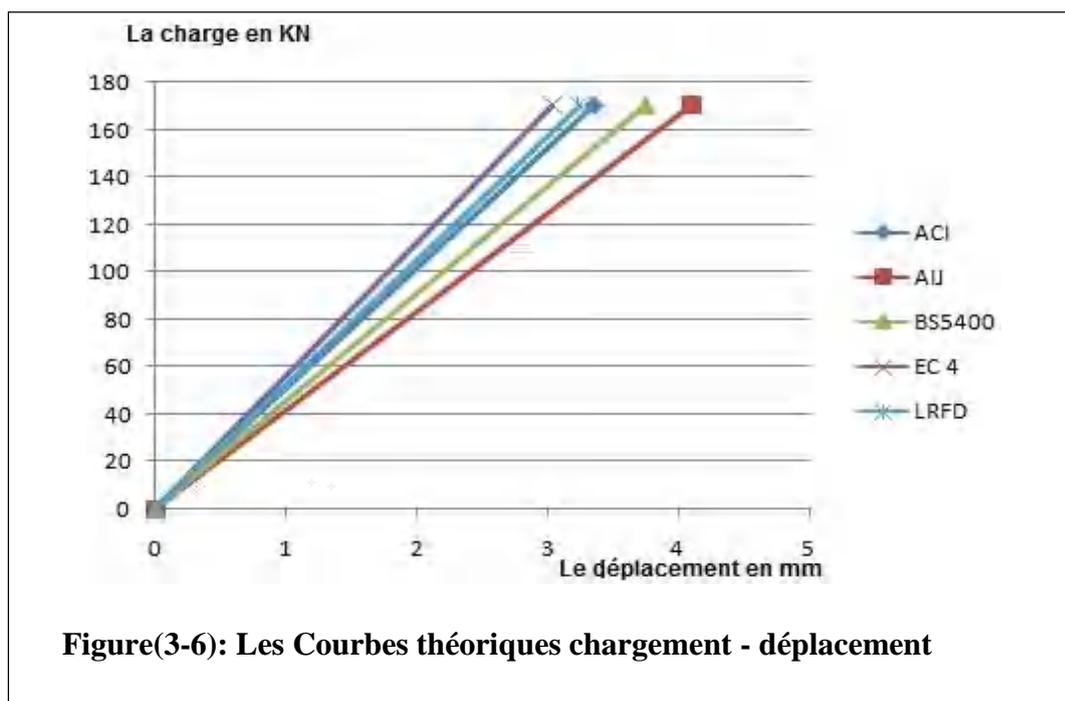
$$\Delta = 0.022 \cdot P + 0.01 \text{ mm (avec P en kN)}$$

Selon L'EC4: part 1

$$\Delta = 0.0178 \cdot P + 0.009 \text{ mm (avec P en kN)}$$

Selon Le Règlement LRFD:

$$\Delta = 0.019 \cdot P + 0.009 \text{ mm (avec P en kN)}$$



3.4. Conclusion :

Des progrès considérables ont été accomplis pendant les deux dernières décennies en matière de recherche sur les poutres composées acier-béton. Dans le présent chapitre une partie à été abordée.

Des méthodes de calcul des poutres composées sous flexion à quatre points ont été présentées en déterminant d'abord la capacité portante comme étant le parametre important.

Les conclusions tirées sont pertinentes du fait de l'amélioration substantielle des propriétés du nouveau materiau d'une part et en améliorant n'importe quelle propriété en faisant varier les dimensions de la section droite, de meme que les materiaux utilisés (profilés métalliques et enrobage) d'autre part .

4 . Etude Expérimentale:

Introduction:

Dans le present chapitre les phases de l'étude expérimentale pour les trois types d'éprouvettes (éprouvettes cylindriques, profilés métalliques et les poutres mixtes) ont été présentées comme suit en faisant varier la resistance du béton à la compression: 20MPA, 25 MPA,et 30MPA.

4.1. Premier cas: $f_{c28} = 25\text{MPA}$:

- Les éprouvettes cylindriques permettent de déterminer la résistance caractéristique du béton à la Compression à 28jours.
- Les profilés métalliques permettent de tracer la courbe force déplacement pour connaître le comportement global du profilé seul pour être ensuite comparé aux poutres mixtes.
- Les poutres mixtes permettent de tracer la courbe force déplacement pour connaître le comportement global de ce matériau composé à la flexion.

4.1 Procédé de fabrication:

4.1.1 Le béton:

4.1.1.1. Formulation du béton:

Formuler un béton, c'est constituer un mélange de divers matériaux conformément à un cahier de charge établi. Dans les cas courants le cahier de charges concerne la résistance à la compression à 28 jours.

Pour formuler les bétons ordinaires, la méthode la plus utilisée dans l'industrie est celle dite méthode Dreux-Gorisse.

4.1.1.2 Méthode de Dreux-Gorisse:

i. Objectif:

La méthode de formulation de Dreux-Gorisse permet de déterminer les quantités optimales des matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillons g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges.

ii. Caractérisation des matériaux:

- Choix du ciment:

Le ciment utilisé pour tous les bétons est le ciment CEMII /A (CPJ 42.5) Ce ciment provient d'une unique livraison de la cimenterie d'EL HAMMA (région de Constantine).

- Choix des granulats:

Les normes NFP 18-101 et NFP 18-541 définissent les caractéristiques des granulats pouvant être utilisés pour la confection des bétons, cependant pour notre étude les granulats (agrégats) disponibles au niveau du laboratoire ont été utilisés.

- Eau de gâchage:

Pour la confection des différents mélanges, nous avons utilisé l'eau du robinet au niveau du laboratoire.

Après le calcul nous avons trouvé pour un mètre cube de béton :

Matériaux	Ciment (kg)	Sable (kg)	Gravier (kg)	Eau (L)
Dosage en kg/m ³	370	666.75	1146.25	210
Béton pour un Profilé	22.2	40.005	68.775	12.6

Tableau (4.1): Formulation adoptée

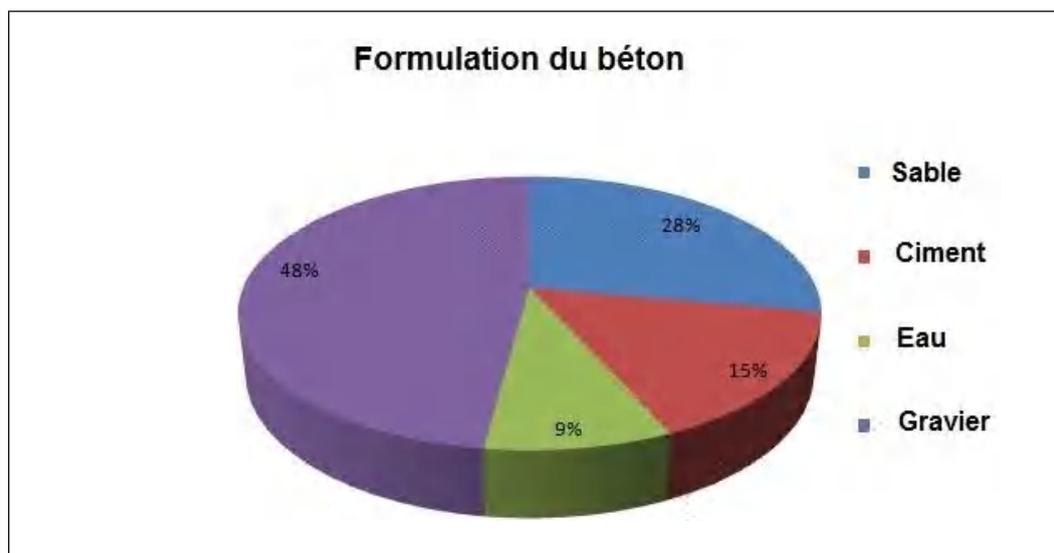


Figure (4-1): Pourcentage des composants du béton

4.1.1.3. Fabrication des mélanges :

Le béton a été fabriqué dans un malaxeur à axe vertical et mouvement planétaire de capacité 250 L de malaxage suivant la norme NFP 18-404:

- ✓ Malaxage à sec = 60secondes
- ✓ Introduction eau = 30secondes
- ✓ Malaxage humide = 02minutes



Figure (4-2): le malaxeur

4.1.1.4. Remplissage des éprouvettes cylindriques :

Avant le remplissage, un lubrifiant est ajouté sur les parois afin d'éviter la cohésion de la pâte. Les éprouvettes sont remplies en position verticale et vibrées progressivement afin d'éliminer les poches d'air, le temps de vibration est de 6 secondes.

4.1.1.5. Conservation:

Après 24 heures, les éprouvettes sont démoulées avec précaution et conservées au laboratoire jusqu'au moment de l'essai qui s'effectuera à 28 jours.(voir la Figure(4-3))



Figure (4-3) Démoulage éprouvettes

Figure (4-3) : Démoulage éprouvettes

4.1.2 Poutres mixtes:

Les éprouvettes ont été fabriquées en respectant les normes françaises [NF_81]:

* Pour l'essai de flexion préliminaire : 3 poutres de 1200 mm de longueur.

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

❖ les profilés:

Les profilés utilisés dans la présente étude sont des profilés en I à ailes étroites **figure (4-4)**, dont le moment d'inertie I_y est faible par rapport au moment d'inertie I_z . Le poids par mètre courant de ces profilés est relativement faible, ils sont principalement utilisés comme éléments fléchis. la gamme des profilés *IPE*, dont les ailes sont d'épaisseur constante est omniprésente dans la construction.



Figure 4-4: profilé métallique IPE160

Figure (4-4): Profilé métallique

❖ Coffrage:

Le coffrage en bois des poutres mixtes est imprégné par un agent demoulant afin de faciliter l'extraction des éprouvettes après la prise du béton. La section transversale de la poutre ayant les dimensions suivantes: Largeur = 200mm, Hauteur = 250mm, Longueur = 1200mm.

➤ Bétonnage:

la mise en place du béton dans les moules avec vibration pendant 45 secondes ,ensuite le coffrage est retiré avec précaution.



Figure (4-5): Coffrage et bétonnage des poutres mixtes

❖ Conservation:

Après 24 heures, les poutres sont décoffrées avec précaution et conservées dans une salle à la température ambiante jusqu'au moment de l'essai qui s'effectuera à 28 jours.



Figure (4-6): Décoffrage des poutres mixtes

4.2. Dispositif d'essais:

Les essais réalisés au Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures (L.M.S.S) du département de génie civil sont des essais mécaniques: essais de compression et essais de traction.

4.2.1 Essai de compression:

Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques en béton, en suivant la norme française NF P18-406. Les cylindres ont un diamètre de 159,6mm et une hauteur de 320mm pour des raisons de stabilité.

L'essai est réalisé au moyen d'une presse par écrasement d'une éprouvette cylindrique de béton placée verticalement (**Figure 4-7**) et dont les faces du cylindre, en contact avec la presse, ont été surfacées pour garantir un chargement uniforme. La capacité maximale du chargement de la presse est de 1200KN.



Figure (4-7): Presse: Essais de compression

4.2.2 Essai de flexion:

A. Machine utilisée:

Les essais de flexion réalisés au moyen d'une machine de compression de type SCHENK-TREBEL, pouvant atteindre 3000 KN. La machine est équipée d'un vérin, de deux plateaux parallèles servant de support et comporte un instrument de mesure.



B. Support de la poutre:

Afin de poser la poutre sur le plateau inférieur on a utilisé un support métallique composé de trois profilés métalliques renforcés et soudés parallèlement et de deux appuis simples aux extrémités. **figure(4-9).**

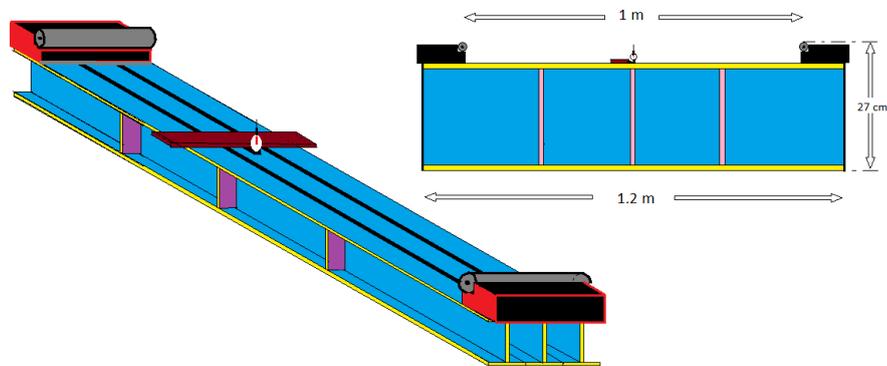


Figure (4-9): Support de la poutre

C. Dissipateur de charge:

L'essai consiste à une distribution de la force exercée par le vérin aux deux forces sur la poutre. pour cela deux profilés soudés et renforcés comme un diviseur de la charge ont été utilisés. **figure (4-10)**

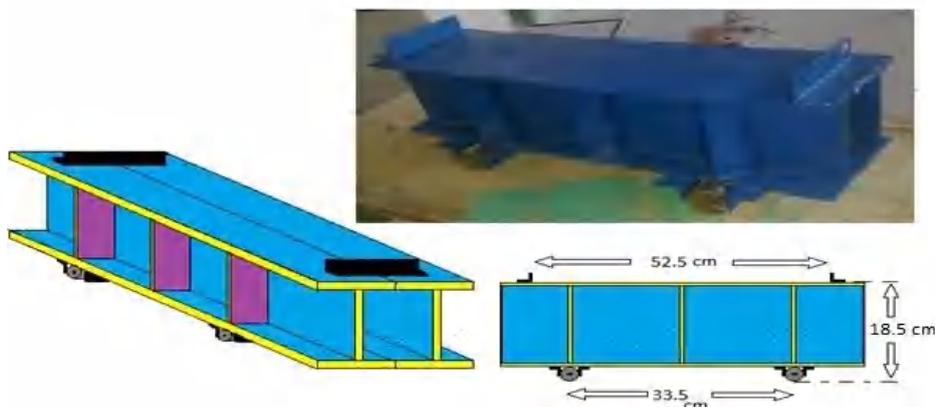


Figure (4-10) : Dissipateur de la charge

D. Moyen de mesure:

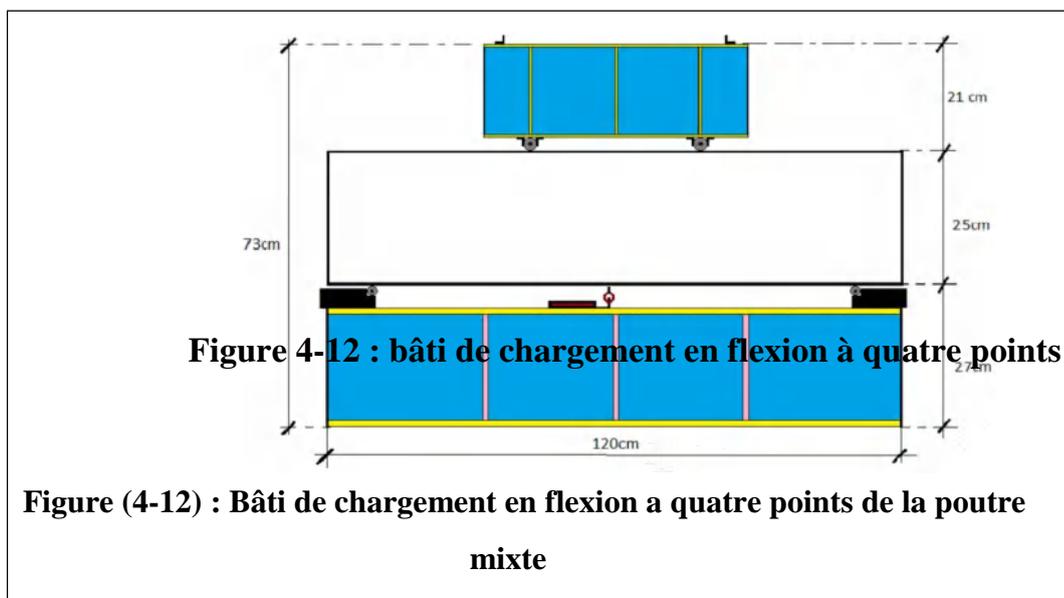
Pour assurer la mesure du déplacement à mi-travée nous utilisons le comparateur qui indique le déplacement à chaque point de la force appliquée sur les poutres mixtes jusqu'à la charge de ruine.



Figure (4-11): Comparateur

E. Dispositif du comparateur:

La mise en place du comparateur de déplacement au-dessous de la poutre mixte permet de mesurer le déplacement au milieu lors de la déformation de la poutre.

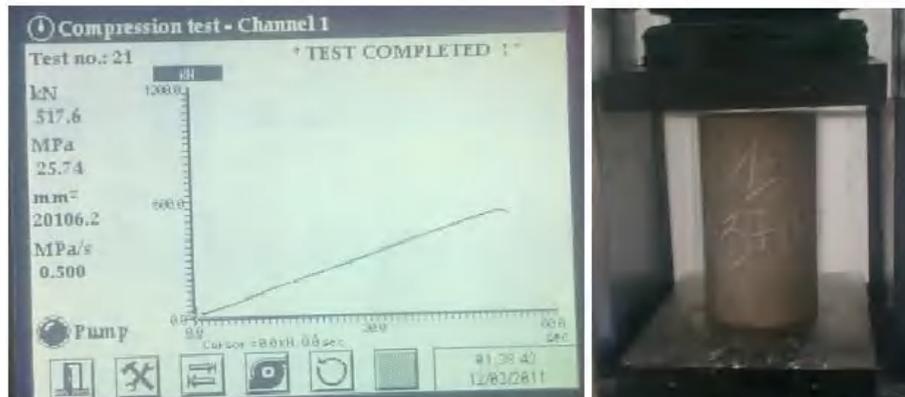


4.3. Résultats:

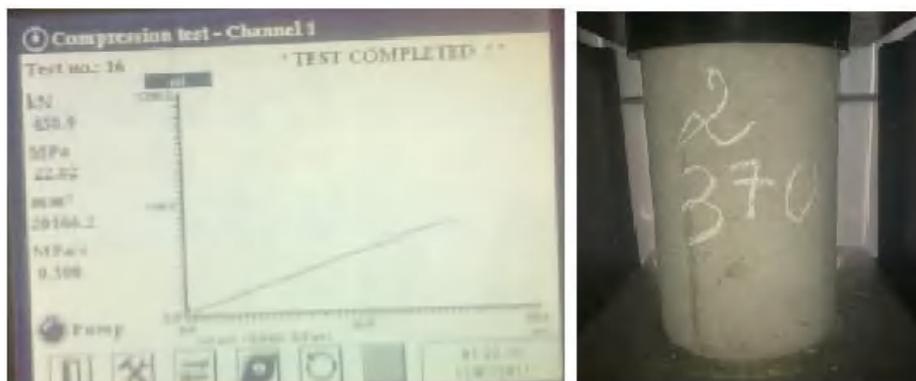
4.3.1 Essai de compression:

Les essais de compression sur trois éprouvettes cylindriques ont été réalisés à 28 jours et ont permis de connaître la valeur moyenne de la résistance en compression du béton.

éprouvette N°01:



éprouvette N°02:



éprouvette N°03:

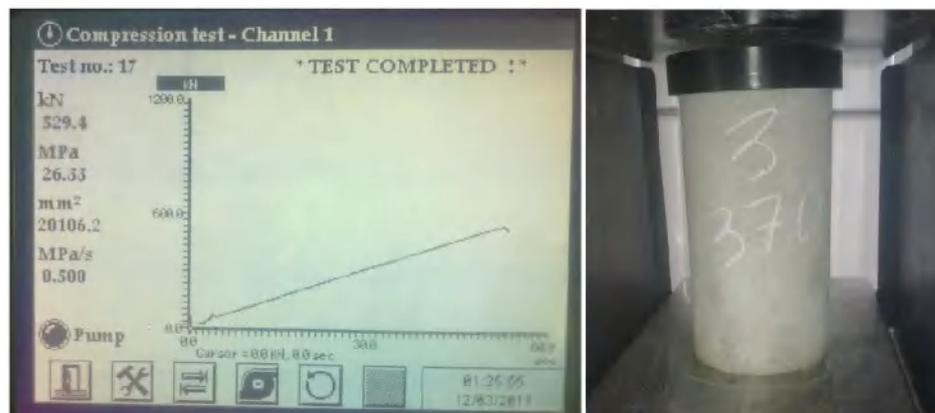


Figure (4-13): Résultats écrasement des éprouvettes

Chapitre 4: Étude Expérimentale

Le tableau comporte les valeurs des résistances à la compression données:

Éprouvettes.	1	2	3
Résistance f_{c28} (MPa)	25.75	22.82	26.33

Tableau (4-2): Résistances de compression du béton à 28 jours (f_{c28}).

La résistance moyenne en compression est de **24.96 MPa**. Cette valeur est utilisée pour l'estimation des résistances ultimes des éprouvettes.

4.3.2 Essai de flexion:

4.3.2.1 Essai de flexion sur les profilés métalliques (IPE160):

Les figures suivantes présentent les essais de flexion sur les profilés métalliques et détermination de leurs capacités portantes.



Figure (4-14): Profilés en cours d'essai de flexion

Les courbes ci-apres indiquent la croissance du déplacement en fonction de la charge appliquée sur les profilés.



Figure (4-15) : Diagramme force/déformation du profilé IPE160/1

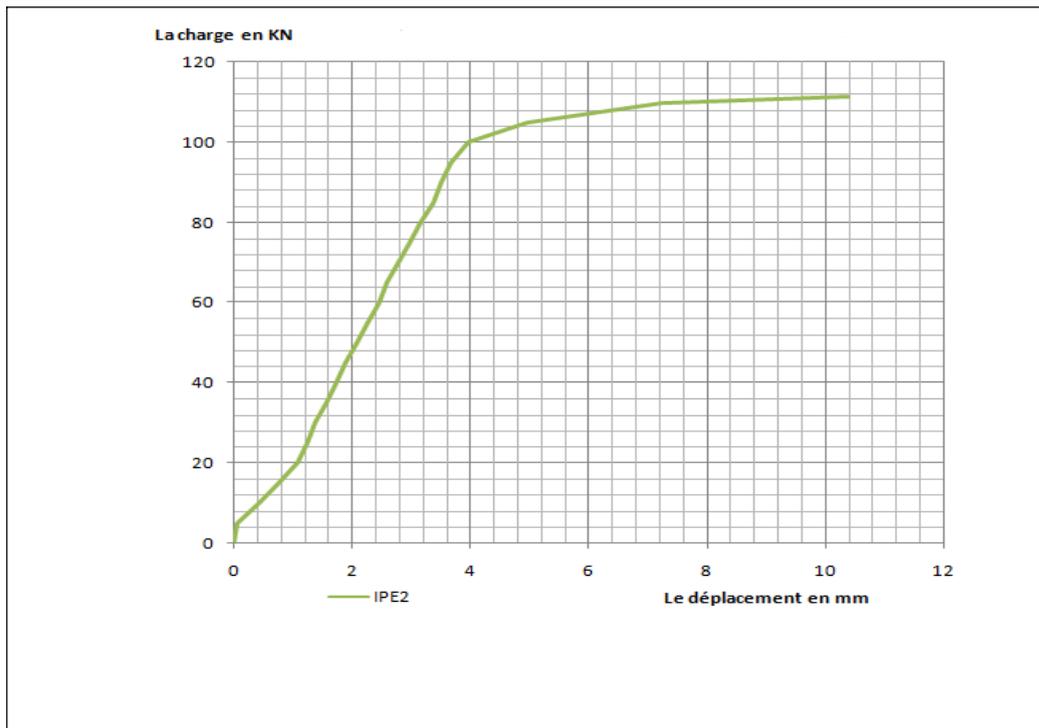


Figure (4-16): Diagramme force/ déplacement du profilé IPE160/2

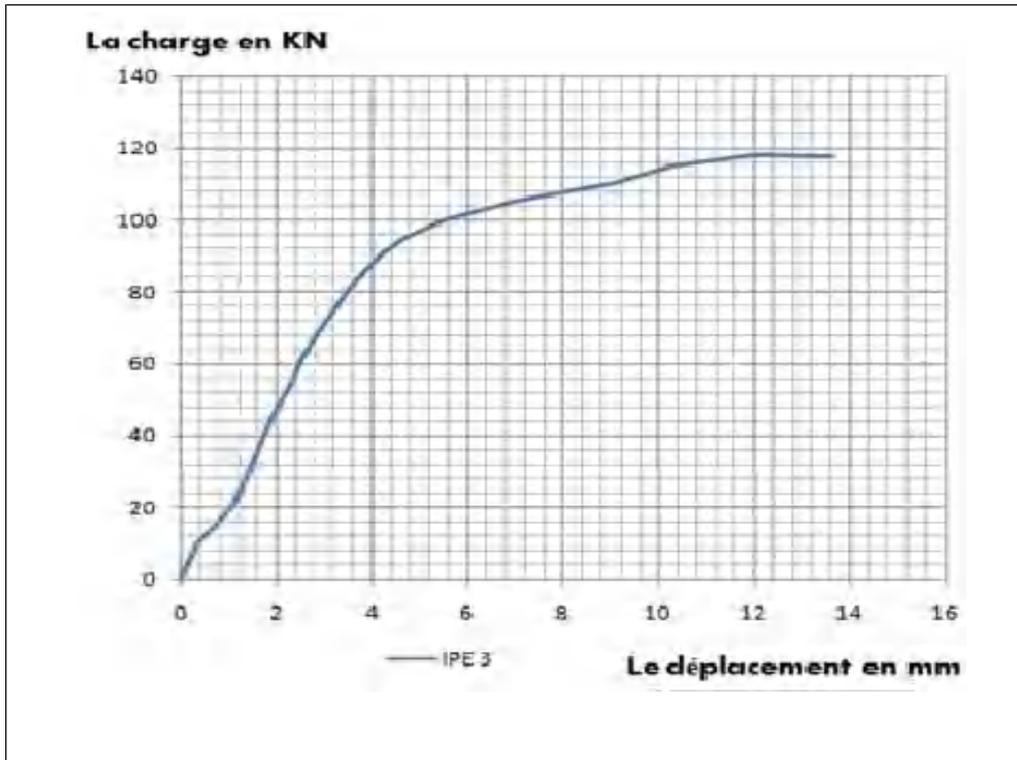


Figure (4-17) Diagramme force/ déplacement du profilé IPE160/3

le tableau suivant montre les charges et les déplacement Max de chaque profil

	IPE/1	IPE/2	IPE/3	moyenne
Charge de ruine en KN	115	113	117	115
Charge ultime en KN	96	98	88.5	94.16
Déplacement (ultime) en mm	5	3.4	3.6	4
Déplacement Max en mm	14.2	10.4	13.65	12.75

Tableau (4-3) : Résultats expérimentaux.

ts expérimentaux.

4.3.2.2 Essai de flexion sur les poutres mixtes:

La figure (4-20) illustre, la configuration des essais en flexion à quatre points lors de la mise en place des poutres.



Figure (4-18): Poutres mixtes avant l'essai

Chapitre 4: Étude Expérimentale

Les figures ci-dessus présentent les poutres mixtes en cours d'essai de flexion, après chargement d'un certain nombre de paliers.

Pendant le chargement, les poutres commencent à flechir, les comparateurs mesurent les déplacements.

- Avec des charges de 45 KN, 40 KN et 35 KN les poutres mixtes 25/1, 25/2 et 25/3 présentent des fissures, jusqu'aux charges ultimes 175KN, 176 KN et 184 KN.



Figure (4-19): Fissuration apparente des poutres mixtes

Les courbes présentées sur les figures suivantes montrent respectivement l'évolution des flèches et des déformations maximales des poutres mixtes.

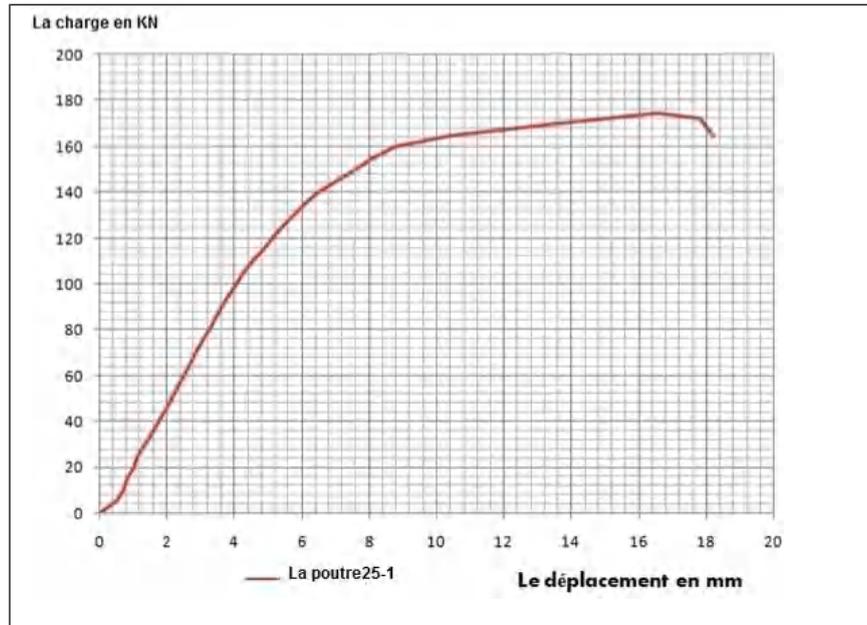


Figure (4-20): Diagramme force/déformation poutre mixte (25/1)



Figure (4-21): Diagramme force/ déplacement poutre mixte (25/2)

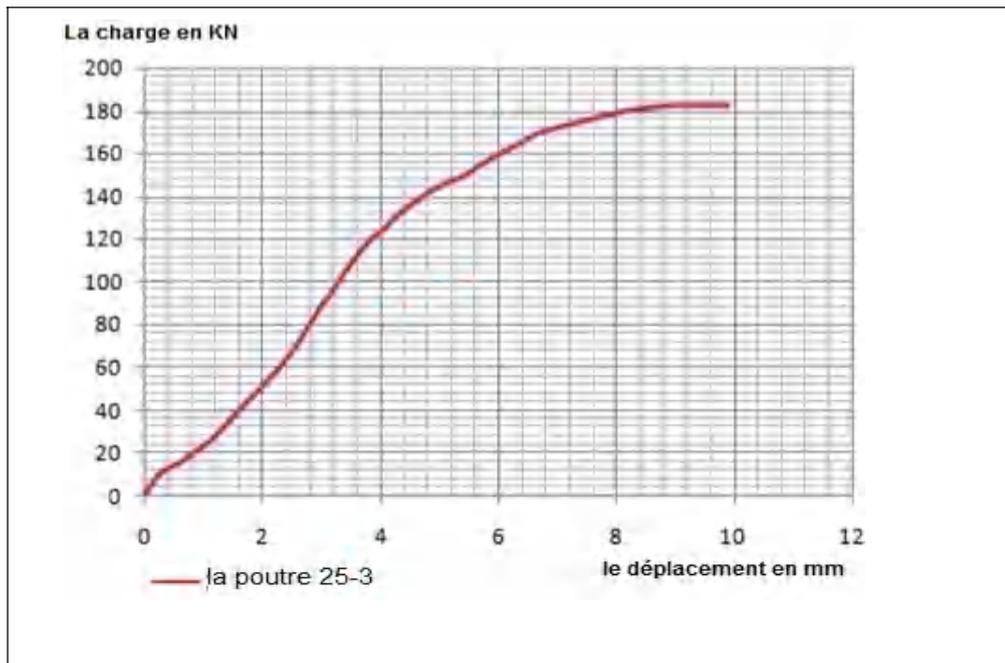


Figure (4-22): Diagramme force/ déplacement poutre mixte (25/3)

le tableau suivant présente les charges et le déplacement de chaque poutre mixte.

	Poutre 25/1	Poutre 25/1	Poutre 25/1	Le moyen
Charge de ruine en KN	175	176	184	178.333
Charge ultime en KN	108	113	116	112.33
Déplacement (ultime) en mm	4.8	3	3.4	3.73
Déplacement max en mm	16.55	9.8	9.9	12.08

Tableau (4-4): Résultats expérimentaux

Conclusion :

L'étude expérimentale concrétise toutes les étapes de la phase au laboratoire; du mode de fabrication des profilés enrobés totalement dans le béton jusqu'à la méthode permettant la réalisation de l'essai de flexion à quatre points. Les résultats obtenus sont satisfaisants et conformes aux prévisions.

4.2. Deuxième cas: $f_{c28} = 30\text{MPa}$

4.2.1. Types d'éprouvettes et modes opératoires des essais:

L'étude expérimentale comprend deux types d'essais devant être effectués à des échéances bien précises.

Le premier essai comprend la formulation du béton pour 30 Mpa, en utilisant des éprouvettes cylindriques : 16cm x32 cm.

4.2.2. Formulation du béton:

4.2.2.1. Généralités sur les formulations:

Nous nous sommes intéressés, dans cette partie, à mettre au point une formulation optimale pour les différents types de mélanges. Les divers mortiers et bétons avaient en commun les caractéristiques suivantes :

- Type et dosage du ciment.
- Maniabilité(ouvrabilité).

Les variables de l'étude ont été par conséquent : le type et dosage des granulats,

Dosage en eau.

D'une façon simple et rapide la méthode **DREUX G [9]** permet de déterminer une formule de composition adaptée au béton étudié.

Ce n'est qu'une ou plusieurs gâchées d'essai qui permettent d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux réellement utilisés. Dans ce but nous avons appliqué cette méthode :

4.2.2.2. Méthode de DREUX-G [9]:

Critère de résistance :

Le béton doit être formulé de manière qu'à 28 jours sa résistance moyenne en compression atteigne la valeur caractéristique f_{c28} .

4.2.2.2.1. Choix du ciment:

Le choix du type de ciment est fonction de la valeur de sa classe réelle et des critères de mise en œuvre (vitesse de prise et de durcissement, chaleur d'hydratation, etc...). La classe réelle du ciment est la résistance moyenne en compression obtenue à 28 jours sur des éprouvettes de mortier normalisé.

Le ciment portland composé CEM II/A (CPJ) est choisi.

4.2.2.2.2. Choix des granulats :

Les granulats à utiliser dans la fabrication du béton doivent permettre la réalisation d'un squelette granulaire avec un minimum de vides. Il faut en conséquence utiliser des granulats de différentes grosseurs pour que les plus petits éléments viennent combler les vides laissés par les plus gros.

Les granulats (agrégats) disponibles au niveau du laboratoire ont été utilisés pour la confection des éprouvettes.

4.2.2.2.3. Eau de gâchage:

Pour la confection des différents mélanges nous avons utilisé l'eau du robinet au niveau du laboratoire.

4.2.2.3. Application de La Méthode de formulation de Dreux-G:

La méthode de formulation de Dreux-G permet de déterminer les quantités optimales de matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton.

Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique du béton :

- Détermination du rapport C/E.
- Détermination de C et E.
- Détermination du mélange optimal avec minimum de vides.
- Détermination de la compacité du béton.
- Détermination des masses des granulats.

Cette méthode donne en pratique pour un mètre cube de béton :

- Ciment413.62 Kg.
- Gravier.....1150.67Kg.
- Sable.....627.48Kg.
- Eau203.25L.

4.2.3. Fabrication des mélanges:

Le béton a été fabriqué dans un malaxeur à axe vertical et mouvement planétaire de capacité 250 L de malaxage suivant la norme NFP 18-404:

- malaxage à sec = 60secondes.
- Introduction eau = 30secondes.
- Malaxage humide = 02minutes.



Figure (4-23) : Malaxeur utilisé au niveau de laboratoire.



Figure (4-24) : préparation des éprouvettes.

4.2.4. Conservation :

Après 24 heures, les éprouvettes sont démoulées avec précaution, et sont conservées au laboratoire jusqu'au moment de l'essai qui s'effectue à 28 jours.

4.2.5. Essais et résultats:

Les essais sont conduits sur une machine de compression avec une capacité de 2000KN, machine numérique qui donne directement la résistance caractéristique.



Figure (4-25) : Machine de compression de marque CONTROLS.

4.2.5.1. Résistance à la compression du béton seul:

La résistance à la compression du béton seul a été déterminée à l'âge de 28 jours à partir de l'écrasement des trois éprouvettes de dimensions (16x32) cm



Figure (4-26) : écrasement des éprouvettes.



Figure (4-27) : écrasement des éprouvettes.

Les résultats des essais sont donnés les comme suit:

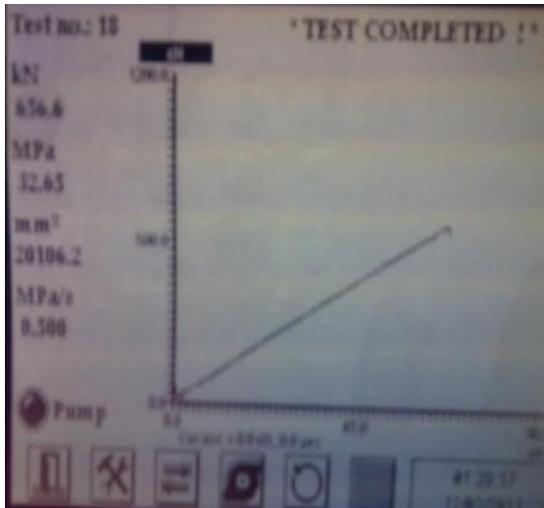


Figure (4.28): lecture des résultats ép01.

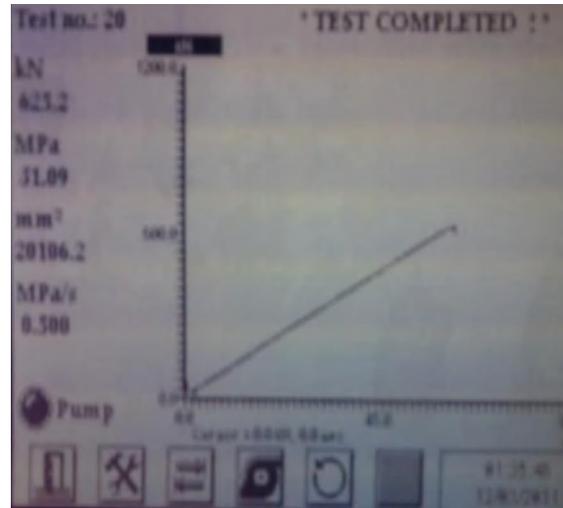


Figure (4.29) : lecture des résultats ép02

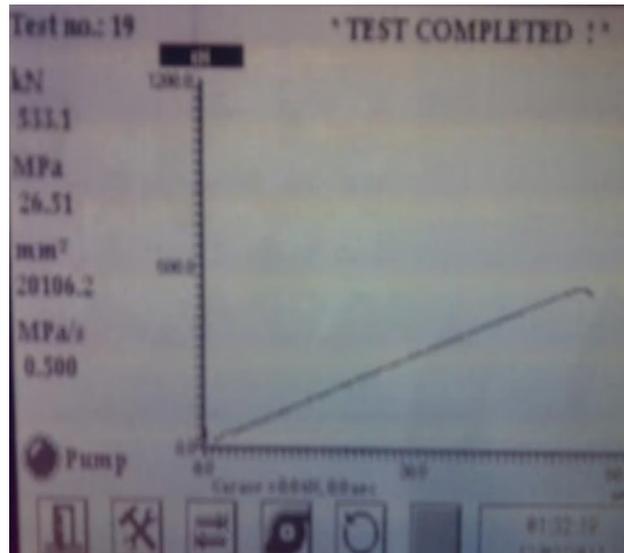


Figure (4.30) : lecture des résultats ép03

Les éprouvettes	Première éprouvette	Deuxième éprouvette	Troisième éprouvette
La force appliquée en[KN]	656.6	625.2	533.1
La résistance en [MPa]	32.65	31.09	26.51
résistance moyenne en [MPa]	30.08		

Tableau (4.5) : résistance moyenne en compression en MPa.

4.2.6. Préparation des poutres:

Les poutres mixtes sur lesquelles notre deuxième cas sera réalisé concerne trois poutres composées des profilés métalliques IPE 160 complètement enrobées dans une section de béton ayant les dimensions suivantes: $l=120\text{cm}$, $b=20\text{cm}$, $h=25\text{ cm}$.

Avec une résistance caractéristique du béton égale à 30MPa .

En premier lieu le coffrage des poutres a été préparé.



Figure (4-31) coffrage poutre composée

Après coulage du béton et vibrage, vient la phase du décoffrage.



Figure (4-32) décoffrage poutre composée.

Après 28 jours, les poutres composées sont prêtes pour les essais qui sont réalisés sur une machine de compression de marque SHENK-TREBEL de capacité 3000 KN.

4.2.7. Description de la machine d'essais:

La machine **SCHNK-TREBEL** de compression constituée d'un vérin contrôlé à une pédale, deux plateaux : Inférieur et supérieur qui sont mobiles et des instruments de mesure.



Figure (4-33) la machine SHENK-TREBEL.

4.2.8. Les essais effectués :

deux types des essais réalisés :

- Essais sur profilés métalliques IPE160.
- Essais sur poutres composées.

4.2.9. Etapes pour réalisation des essais:

La machine **SCHNK-TREBEL** de compression dont nous avons monté un dispositif particulier pour réaliser l'essai de flexion en quatre points.

La poutre posée sur un support par l'intermédiaire de deux appuis simples espacés d'un 1 m avec un comparateur placé à mi-travée de la poutre, avec un système distributeur de charge sur la poutre (voir figure).

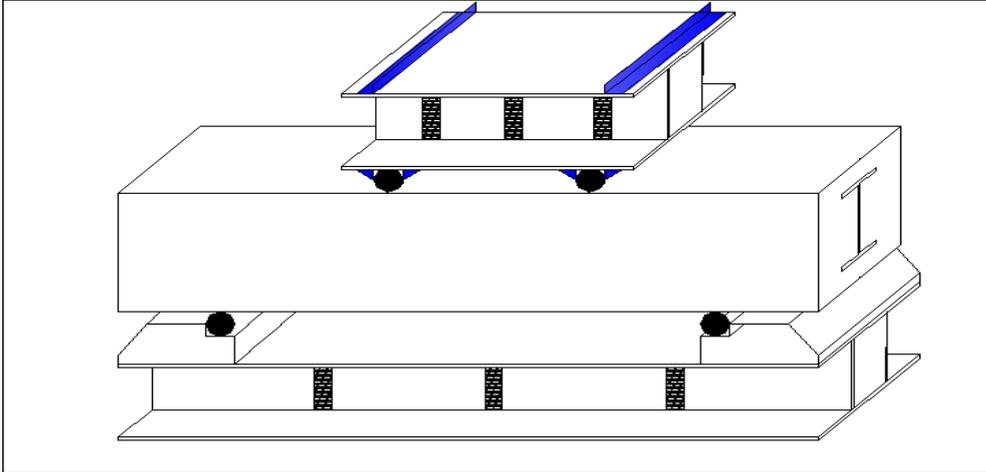


Figure (4.34) : Schéma du dispositif d'essai

La réalisation des essais de flexion (à quatre points) passe par les étapes suivantes :

- Marquage des poutres pour visualiser les fissures.
- Poser le dispositif sur la machine d'une façon centrée (deux appuis) et placer un système qui distribue la charge en deux parties égales. Figure(4.35).
- Actionner la pédale de la machine pour faire descendre le plateau supérieur vers les deux couteaux ; le but est d'obtenir une meilleure position de l'essai.



Figure (4.35) : Situer la poutre composée sur la machine.



Figure (4.36) : Situer la poutre en *IPE*

- Nous disposons un comparateur au milieu de la poutre pour indiquer la valeur exacte du déplacement maximal.



Figure (4.38) : disposition d'un Comparateur.

- Fermer la vanne et lancer la charge graduellement à 5KN, et à chaque fois nous mesurons le déplacement vertical.
- La force est graduellement augmentée jusqu'à la rupture de la poutre

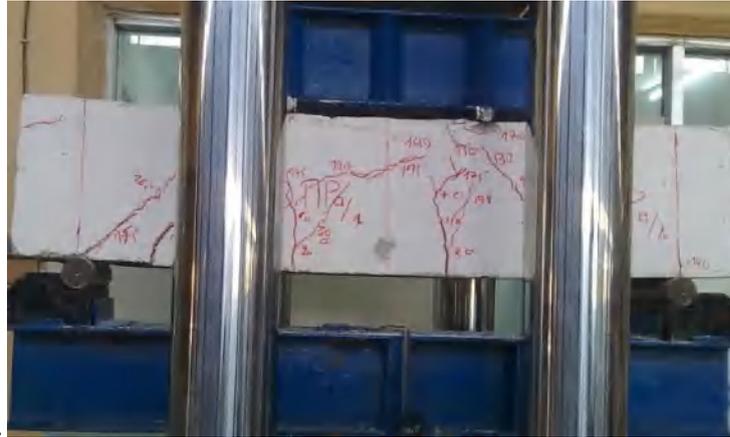


Figure (4.39) : La poutre composée après la réalisation des essais.



Figure (4.40) : Profilé en IPE après la réalisation des essais.

- Toutes les poutres ont été testées selon ces étapes.

Nous avons mesuré :

- La charge réelle de ruine.
- Le déplacement maximal (la flèche), à mi-travée.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les poutres, les machines, les instruments utilisés durant les essais ainsi que les différentes étapes de réalisation.

4.3. troisième cas $f_{c28} = 20\text{MPa}$

4.3.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre est consacré à l'étude expérimentale qui a été effectuée au laboratoire (L.M.S.S) de génie civil à l'université de **Constantine**, qui est basé essentiellement sur la détermination expérimentale du comportement de trois poutres mixtes en profilés métalliques entièrement enrobés par le béton soumises à un effort de flexion, il s'agit donc de tracer le diagramme force-déformation (flèche) de chaque poutre. Il contient toutes les informations sur le travail réalisé à savoir : les matériaux utilisés pour la préparation des poutres et la procédure d'essai.

4.3.2. Description des poutres mixtes:

Les trois poutres étudiées ont été réalisées par des profils métalliques en IPE160 totalement enrobés par un béton de 20MPa de résistance mécanique à la compression, dont les caractéristiques géométriques de chaque poutre sont les suivantes :

Longueur : $L = 120$ cm.

Largeur : $b = 20$ cm.

Hauteur : $h = 25$ cm.

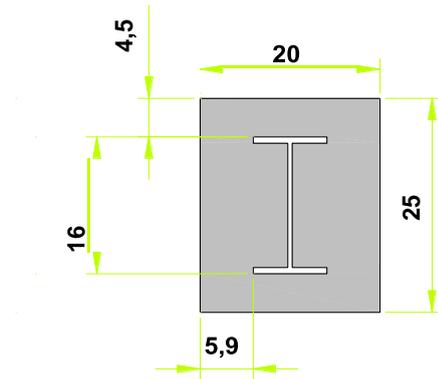


Figure (4.41) : dimensions de la section transversale de la poutre mixte (cm)

4.3.3. Processus expérimental :

Pour atteindre notre objectif (diagramme force-déformation) nous devons suivre le processus suivant :

- Formulation d'un béton pour $f_{c28} = 20\text{MPa}$.
- Coulage de trois poutres mixtes.
- Soumettre les poutres durcies aux essais de flexion en 4 points et mesure de la flèche.

4.3.4. Caractérisation des matériaux:

4.3.4.1 Eau de gâchage:

L'eau utilisée pour la réalisation du béton est l'eau du robinet du laboratoire, aucune analyse chimique n'a été réalisée sur cette eau.

4.3.4.2. Ciment:

Le ciment utilisé pour le béton est le ciment CEMII /A (CPJ 42.5). qui provient de la cimenterie d'EL -Hamma (wilaya de Constantine). Le ciment, dont l'ajout est principalement constitué de calcaire, est conforme à la norme Algérienne NA 442. La composition élémentaire de ce ciment est présentée dans le tableau suivant:

Essais	Age		
	2 jours	7 jours	28 jours
Compression	14,32	26,64	43,31
Flexion	3,57	5,83	7,79

Tab 4-5 : Résistances mécaniques du ciment (Mpa)

4.3.4.3. Granulats:

Les granulats (sable et gravier) ont été ramenés de l'unité d'El Khroub Constantine, de l'Entreprise Nationale des Granulats. L'origine du sable et du gravier provient d'une roche calcaire concassée et criblée, le tableau 4.6 représente les types de granulats utilisés.

Type de granulats	Sable	Gravillons	Gravillons
Diamètre (mm)	0/4	4/8	8/16
Normes	NA 5043 Article 7, 8, 10	NA 5043 Article 7, 10	NA5043 Article10

Tab 4.6 : Types de granulats utilisés

4.3.4.4. Profilé métallique IPE160:

L'acier utilisé dans cette étude a été fourni par l'annexe commerciale de la société espagnole des métaux ARCELOR METTAL, située à BOUMERZOUG CONSTANTINE.

Profilé	Caractéristiques rapportées à l'axe neutre								
	I_x (cm ⁴)	$\frac{I_x}{V_x}$ (cm ³)	i_x (cm)	Moment statique S (cm ³)	Distance des centres (cm)	n_x	I_y (cm ⁴)	$\frac{I_y}{V_y}$ (cm ³)	I_y (cm)
IPE160	869	109	6.58	61.9	14	6.90	68.3	16.7	1.84

Profilé	Moment d'inertie de torsion J(cm ⁴)	Module de raideur d (cm)	dimensions						Masse linéique p (kg /m)	Section A (cm ²)
			h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (m ² /m) (mm)	r (mm)	h ₁ (mm)		
IPE160	3.53	0.373	160	82	5	7.4	9	127	15.8	20.1

Tab 4.7 : caractéristiques géométriques du profilé métallique



Figure 4.42 : Profilés métalliques utilisés

4.3.5. Matériels utilisés:

4.3.5.1. La balance:

la balance électronique utilisée est celle du laboratoire (L.M.S.S) de la marque **KERN& SOHN GMBH, GERMANY** sa capacité maximale est 60kg. équipée d'un afficheur numérique Power supply 9V.

4.3.5.2. Série de tamis:

Pour effectuer l'analyse granulométrique nous avons utilisé les tamis suivants (par diamètres de mailles) (2.5), (2), (1.25), (0.63), (0.315), (0.25), (0.16), (0.08)mm pour le sable et pour graviers:

(12.5), (10), (8), (6.3), (5), (4), (3.15), (2.5) mm

Ils sont de marque **CONTROLS**, conformément à la norme BS410 NF 11501.504 UNI 8620. DIN 4187.4188.

4.3.5.3. Tamiseuse :

La tamiseuse utilisée est de la marque **CONTROLS**, model 15-D 0407/B

Poids maximal 30kg.

Dimensions: 435 mm.
Power supply 400w, 230V

Vibration: de 50 jusqu'à 60Hz



Figure 4.43 : tamiseuse et tamis

4.3.5.4. Le cône d'Abrams:

L'appareil est décrit dans la norme NF P 18-451, il se compose de 4 éléments (figure 4.44):

- un moule tronçonique sans fond de 300 mm de haut, de 200 mm de diamètre en sa partie inférieure et de 100 mm de diamètre en sa partie supérieure.
- une plaque d'appui.
- une tige de piquage.
- un portique de mesure.



Figure 4.44 : Dispositif et dimensions du cône d'Abrams

4.3.5.5. Moules utilisés:

Les trois éprouvettes cylindriques de dimensions (16 ; 32) cm ont été réalisées avec des moules cylindriques de la marque CONTROLS (55-C0100/MC16A, poids= 11 Kg)



Figure 4.45 : Moules utilisés

4.3.5.6. Malaxeur à béton

Le malaxeur à béton utilisé est le malaxeur du laboratoire 'CONTROLS 55-C0199';

Malaxeur mobile, équipé d'une trappe de vidange, à ouverture manuelle ajustable, pour récupération du mélange dans un bac ou une brouette. Les pales et la cuve sont réalisées en acier spécial résistant à l'usure et sont conçues pour assurer un malaxage rapide et particulièrement homogène.

Puissance : 3000 W

Capacité de la cuve : 160 l. 55-C0199

Capacité utile : 130 litres

Dimensions : 1000x1880x1500 mm

Poids : 230 kg



Figure 4.46 : Malaxeur à béton

4.3.5.7. Aiguille vibrante

L'aiguille utilisée est de marque **CONTROLS**, type **55-C0162/E**, elle est employée pour le compactage des éprouvettes en béton.

Elle répond aux exigences des normes.

Les Caractéristiques de l'aiguille :

Dimensions (mm) : dia.25x250

Flexible (mm) : 2000

Vibrations : 12000/mn

Alimentation : 220-230V 50-60 Hz, 1 ph.

Puissance : W 2300

Poids : 8 kg



Figure 4.47: aiguille vibrante

4.3.5.8. Machine de compression (presse) :

Nous avons utilisé la machine de compression de la marque CONTROLS qui se compose d'une commande informatisée multifonctions MCC 8 avec un bâti de compression 50-C5600/FR, et un dernier bâti de flexion 50-C0013/10 (voir photo4.48)

4.3.5.9. Console 50-C8422 MCC 8:

Console de Commande Informatisée Multifonction pour 2 bêtis (extension à 4 avec option) incluant PC, imprimante et logiciel pour essais de compression, flexion. 230 V, 50 Hz, 1 ph (voir numéro 1 de la photo 4.48).

Elle répond aux exigences des normes : EN 12390-4, 12390-6, 12390-5, 196-1 ASTM C39, C349, C469, C109 / AASHTO T22/ ISO 6784/DIN 1048/BS 1881:121/ et en général, satisfait a toutes les normes EN et ASTM relatives aux essais de compression et de flexion.

4.3.5.10. Bâti de compression 50-C5600/FR:

Bâti EN cap. 3000 KN à 4 colonnes soudées, avec capteur de pression, tuyau hydraulique et socle (voir numéro 2 de la photo 4.48).



Figure 4.48 : Machine de compression

4.3.5.11. Coffrage en bois:

Les poutres composées sont coulées dans un coffrage en bois.



Figure 4.49 : Coffrage poutres

4.3.5.12. Machine SCHENCK TREBEL:

Les essais de flexion ont été effectués à l'aide d'une machine *SCHENCK TREBEL* de capacité 3000KN (photo 4.49), elle est composée :

- Vérin hydraulique
- Plateau supérieur : lié au vérin (mobile)
- Plateau inférieur : fixé
- Instrument de mesure de la charge : gradué de 0-3000 KN
- Vanne de pression : pour contrôler la pression du vérin
- Pédale d'ajustage : permettant d'ajuster le plateau supérieur sur l'éprouvette

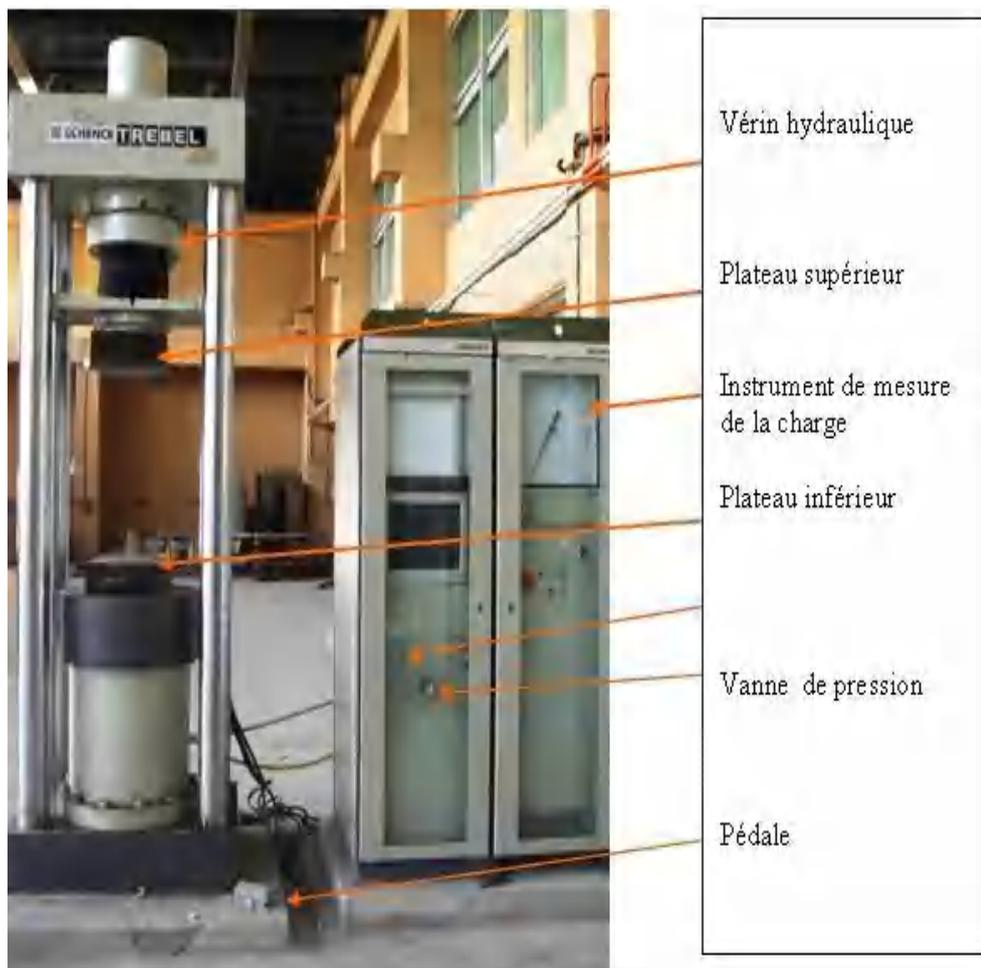


Figure 4.50: Machine SCHENCK TREBEL

4.3.5.13. Le comparateur

C'est un appareil très sensible qui indique le déplacement par son aiguille et fonctionne comme une aiguille de montre en signalant sur un cercle gradué de 0 à 100 et chaque tour représente 1mm (Figure 4.51) avec une précision de 1/100 de mm.



Figure 4.51: le comparateur

4.3.6. FORMULATION DU BETON : METHODE DE DREUX-GORISSE:

Pour L'obtention d'un béton de 20MPa de résistance mécanique, l'utilisation de la méthode de Dreux-Gorisse est retenue pour la formulation du béton.

Cette méthode permet de déterminer les quantités optimales de matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges.

LES DIFFERENTES ETAPES :

- Analyse granulométrique
- Détermination du dosage en ciment
- Détermination de la quantité d'eau.
- Traçage de la courbe granulaire
- Traçage de la ligne de partage
- Détermination des quantités de granulats.

4.3.6.1. Analyse granulométrique :

- **gravier** : le tamisage de 10 Kg de gravier dans une série de tamis (de 2.5 à 12.5) mm nous a donné les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tamis (mm)	Refus (g)	Tamisât (g)
12.5	2888	7112
10	3792	3320
8	2488	832
6.3	552	280
5	112	168
4	48	120
3.15	36	84
2.5	20	64
Base	00	00

Tab 4.8 : Résultats : tamisage granulats

- **Sable** : le tamisage de 10 Kg de sable dans une série de tamis (de 0.08 à 2.5) mm nous a donné les résultats présentés dans le tableau suivant:

Tamis (mm)	Refus (g)	Tamisât (g)
2.5	1070	8930
2	1060	7870
1.25	1700	6170
0.63	1860	4310
0.315	1580	2730
0.25	1100	1630
0.16	810	820
0.08	470	350
Base	298	52

Tab 4.9 : Résultats tamisage sable

- **Données du béton:**

- Résistance à 28 jours f_{c28} en MPa=20MPa
- Affaissement en cm : A= 10cm
- Serrage : vibration normale
- Pompage du béton : non pompé

- **Données du ciment:**

- Classe vraie à 28 jours :48MPa
- Mv réelle en g/cm^3 : 3.1

- Données des granulats:

- Qualité des granulats: courante
- Forme des granulats: concassée
- Tableaux d'analyse granulométrique des granulats: donnés
- Module de finesse : $M_f=2.53$ (sable)
- Dimension maximale des granulats : $D_{max}=20$ mm(gravier)
- Masses volumiques réelles des granulats: M_v réelle (sable)= 2.6 g/cm³ M_v réelle (gravier)= 2.65 g/cm³

Résistance moyenne à 28 jours: Calcul de $f_{c28}^{\circ} = f_{c28} \cdot 1.15 = 20 \cdot 1.15 = 23$ MPa

4.3.6.2. Détermination du dosage en ciment:

Rapport C/E:

- Le rapport C / E est calculé grâce à la formule de Bolomey:

$$\sigma'_{28} = G' \sigma'_c (C/E - 0.5)$$

- **Avec:**
- σ'_{28} = Résistance moyenne en compression du béton à 28 jours enMPa
- σ'_c = Classe vraie du ciment à 28 jours enMPa
- C = Dosage en ciment en kg par m³ de béton
- E = Dosage en eau total sur matériau sec en litre par m³ de béton
- G' = Coefficient granulaire (Tab.3) fonction de la qualité et de la dimension maximale des granulats.

Qualité des granulats	Dimensions D_{max} des granulats		
	Fins $D_{max} < 12,5$ mm	Moyens $20 < D_{max} < 31,5$	Gros $D_{max} > 50$ mm
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Tab 4.10 : Coefficient granulaire G' en fonction de la qualité et de la taille maximale des granulats D_{max} .

➤ $G' = 0.50$

Formule de BOLOMEY donne:

La formule de BOLOMEY nous donne un rapport ciment/eau égal 1.46

Dosage en ciment :

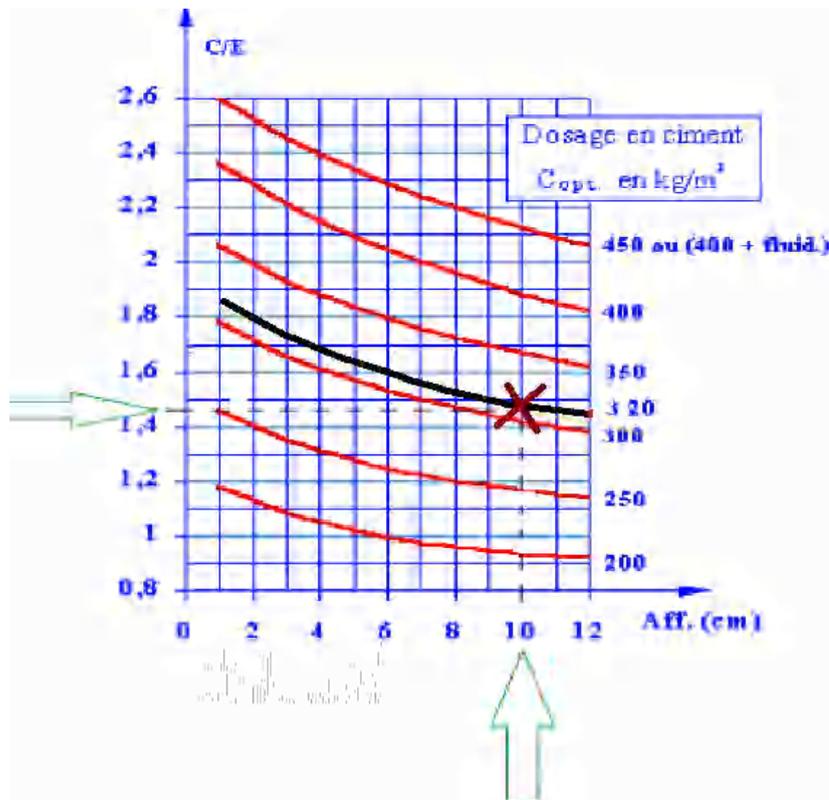


Figure 4.52 : Abaque permettant la détermination de C_{opt} .

➤ $C = 320 \text{ Kg/m}^3$

Quantité d'eau:

$C/E = 1.46$ sachant que $C = 320 \text{ kg/m}^3$
 D'où : $E = 220 \text{ L/m}^3$

Calcul de l'affaissement :

Il existe plusieurs essais sur le béton frais, le plus utilisé dans les bétons courants est l'essai d'affaissement pour caractériser la fluidité du béton, cet essai doit être fait suivant les normes.

En Algérie la norme NF P18-451 est utilisée pour effectuer cet essai, cette norme est préconisée tant que la dimension maximale des granulats ne dépasse pas 40 mm



Figure 4.53 : Essai d'affaissement

Classe de béton	Ferme (S1)	Plastique (S2)	Très Plastique (S3)	Fluide (S4)
Affaissement (cm)	$1 \leq A \leq 4$	$5 \leq A \leq 9$	$10 \leq A \leq 15$	$A \geq 16$

Tab 4.10 : Classes de béton Résultat de l'essai de l'affaissement Af=10cm

Correction sur E: abaque :

Dimension maximale des granulats (D_{max} en mm)	5	8	12,5	20	31,5	50	80
Correction sur le dosage de pâte (en %)	+ 15	+ 9	+ 4	0	- 4	- 8	- 12

Tab 4.11 : Correction sur le dosage de pâte en fonction de D_{max} .

$$E_c = E = 220L/m^3$$

4.3.6.3. Traçage courbe granulaire OAB

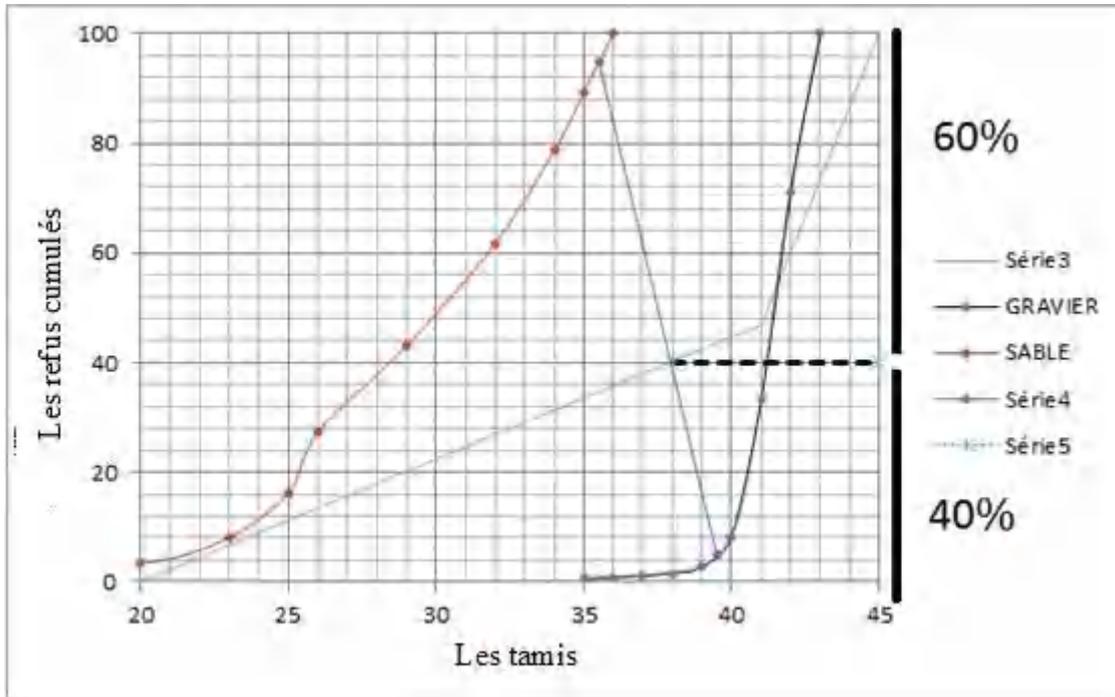


Figure 4.54 : Courbe granulaire

4.3.6.4. Détermination des quantités des granulats:

Volume absolu du ciment : ciment : $C = 103.23 \text{ l/m}^3$

Volume absolu des granulats:

Sable + gravier : $v = 1000\gamma - c = 1000 * 0.805 - 103.23 = 701.77 \text{ l/m}^3$

Volume absolu du sable : $v_s = 701.77 * 0.4 = 280.71 \text{ l/m}^3$

Volume absolu du gravier : $v_g = 701.77 * 0.6 = 421.062 \text{ l/m}^3$

Dosage pondéral des granulats (pour 1 m^3 de béton) :

Sable = 729.85 kg/m³

Gravier = 1115.80 kg/m³

4.3.7. Essai de résistance en compression:

4.3.7.1. Préparation du béton:

Le béton a été malaxé à l'aide d'un malaxeur électrique ensuite trois éprouvettes cylindriques de dimensions (16 ; 32) cm ont été confectionnées aux moyens de moules cylindriques, les éprouvettes sont décoffrées 24 heures après le coulage.

Après 28 jours de maturité les éprouvettes sont chargées jusqu'à rupture dans la machine de compression conforme à l'EN 12390-4. La charge maximale atteinte est enregistrée et la résistance en compression calculée.



Figure 4.55: essai de compression

Les éprouvettes	01	02	03
La résistance en MPa	18.67	22.54	19.39
La charge d'écrasement en KN	375.45	453.28	389.93
La moyenne	20.20		

Tab 4.12 : résultats d'écrasement des éprouvettes

4.3.7.2. Préparation du coffrage:

Le coffrage en bois est préparé correspondant aux poutres au niveau du laboratoire de manière à obtenir des poutres avec les dimensions indiquées en respectant l'enrobage en utilisant des clous comme calles pour centrer le profilé métallique au milieu de la section.



Figure 4.56 : coffrages



Figure 4.57 : coffrages poutres

4.3.7.3. Coulage des poutres:

Après la préparation du coffrage le béton est coulé suivant la formulation obtenue, pour éviter la ségrégation et avoir un béton homogène l'aiguille vibrante est utilisée pour la vibration du béton.



Figure 4.58 : poutres après coulage

Les poutres sont décoffrées 24 heures après le coulage (voir photo 4.59).



Figure 4.59 : poutres après décoffrage

Après 28 jours de maturité les poutres sont soumises à l'essai de flexion sur la presse. *SCHENCK TREBEL* de capacité 3000KN.

4.3.7.4. L'essai de flexion

Les essais de flexion ont été effectués sur les poutres avec les dimensions initiales. Nous avons opté pour un essai de flexion en quatre points suivant le dispositif de la (figure 4.60).

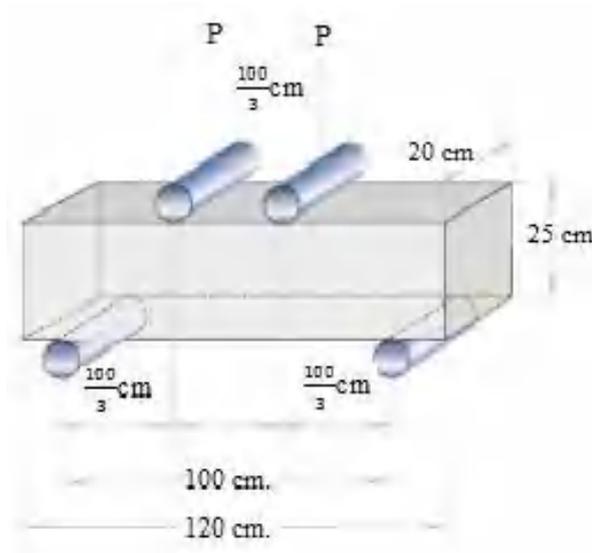


Figure 4.60 : Dispositif d'essai de flexion quatre points

Pour bien effectuer cet essai nous avons été obligés de fabriquer un dispositif composé de deux pièces sont :

- le support inférieur sur lequel est posée la poutre sur des appuis simples.



Figure 4.61 : support inférieur

- Le bâti supérieur qui sert à partager la force créée par la presse (**Machine SCHENCK TREBEL**) en deux forces égales et parallèles.



Photo 4.62 : bâti supérieur



Photo 4.63 : dispositif de flexion en 4 points

L'étape qui suit la préparation du dispositif consiste à : poser le support inférieur sur le plateau inférieur de la machine de flexion, puis la mise en place de la poutre sur ce dernier, et enfin poser le bâti supérieur sur la poutre tout en respectant les distances présentées dans la (figure 4.60). Après nous descendons le plateau supérieur jusqu'à ce qu'il ne soit plus en contact direct avec le bâti supérieur, puis nous fixons le comparateur (l'indicateur de déplacement) juste en bas au milieu de la poutre.

Chapitre 4: Étude Expérimentale

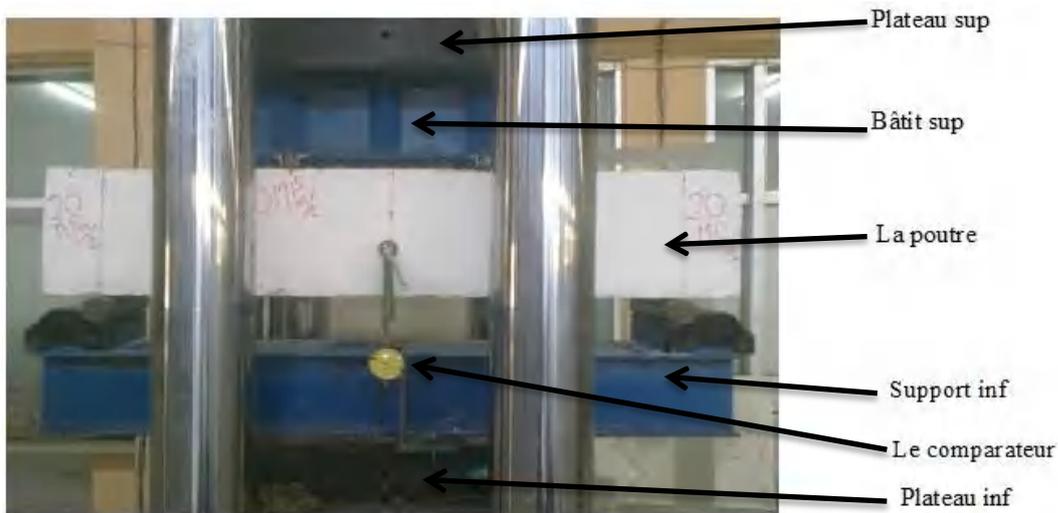


Photo 4.63 : la poutre placée dans la machine de flexion (avant l'essai)

Enfin la machine est mise en marche en engendrant une charge statique croissante, jusqu'à la rupture de la poutre, et à chaque augmentation de la charge de 5 KN, le déplacement est mesuré et noté, (la flèche) correspondant indiqué par le comparateur.

4.3.8. Conclusion

L'étude expérimentale réalisée sur ces trois poutres mixtes nous a permis de quantifier la charge et le déplacement (flèche) maximaux que peut supporter ces dernières.

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

5. Analyse des Résultats et comparaison:

5.1. Premier Cas: $f_{c28} = 25\text{MPa}$

5.1.1. Introduction:

Dans ce chapitre les résultats expérimentaux et l'étude théorique présentés ci-dessous ont pour but:

- L'analyse des résultats expérimentaux pour les profilés métalliques et les poutres mixtes à partir des diagrammes charge/déplacement.
- Comparaison entre les résultats expérimentaux et l'étude théorique des profilés métalliques seuls et les poutres composées.

5.1.2. Analyse des Résultats:

5.1.2.1. Profilés Métalliques:

Les diagrammes ci-apres représentent les courbes chargement/déplacement des profilés métalliques :

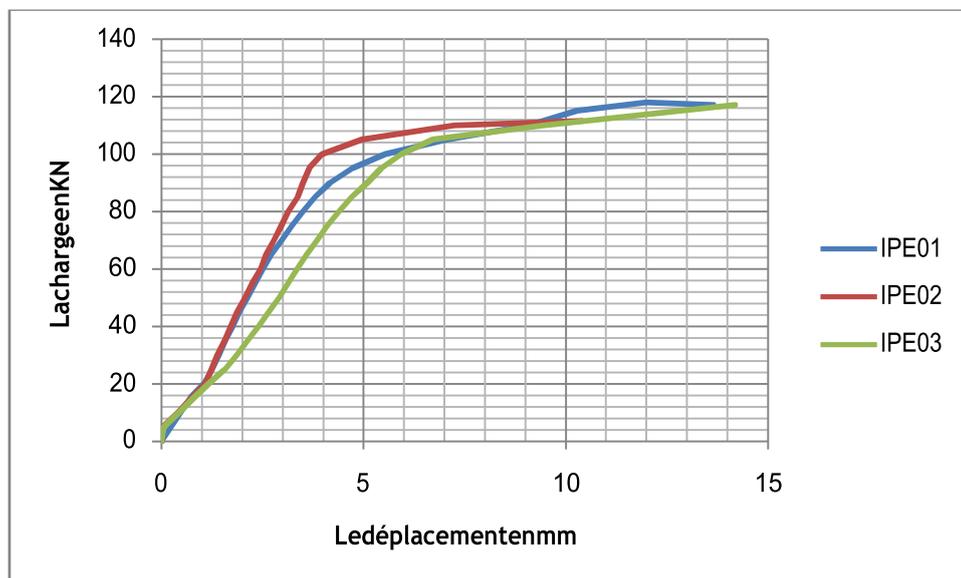


Figure (5-1) : Diagramme chargement/déplacement des profilés métalliques

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Nous avons constaté sur le diagramme les limites de chaque phase du comportement global de chaque profilé (tableau suivant) :

	Profilé 1	Profilé 2	Profilé 3
Élastique	[0 - 96] kN	[0 - 98] kN	[0 – 88.5] kN
Elasto-plastique	[96 - 115] kN	[98 - 113] kN	[88.5 - 117] kN
Plastique	À partir de 115 kN	A partir de 113 kN	A partir de 117 kN

Tableau (5-1) : Bornes de chaque phase des profilés métalliques

Nous constatons qu'à propos du comportement global du profilé métallique, trois phases se dégagent:

1^{er}- Phase élastique :

Dans cette phase nous remarquons qu'il y a une relation linéaire entre le chargement et le déplacement (P- Δ). Le domaine relatif à cette phase représentée dans le tableau précédent où nous avons testé trois profilés.

2^{eme} Phase élasto- plastique :

Cette phase commence là où s'arrête la phase élastique dans laquelle apparaît la plastification des fibres extrêmes de la section transversale du profilé, ce qui fait perdre la relation linéaire obtenue dans le domaine élastique et la plastification de toutes les fibres indiquant la fin de cette phase.

3^{eme} - Phase plastique :

Dans cette phase le graphe est caractérisé par un palier horizontal qui traduit une augmentation du déplacement sous charge constante.

Du graphe obtenu nous pouvons déduire ce qui suit :

- La capacité portante qui concerne la fin de la phase élastique.
- La charge de rupture est obtenue à partir du palier horizontal.
- Vu que ce profilé est arrivé à la plastification totale avec une capacité portante de rotation pour former la rotule plastique sans qu'il ait un voilement local confirme que le profilé métallique profilé est de classe 1.

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

5.1.2.2. Poutres mixtes:

Les graphes suivants représentent les courbes chargement/déplacement pour les Poutres Mixtes :

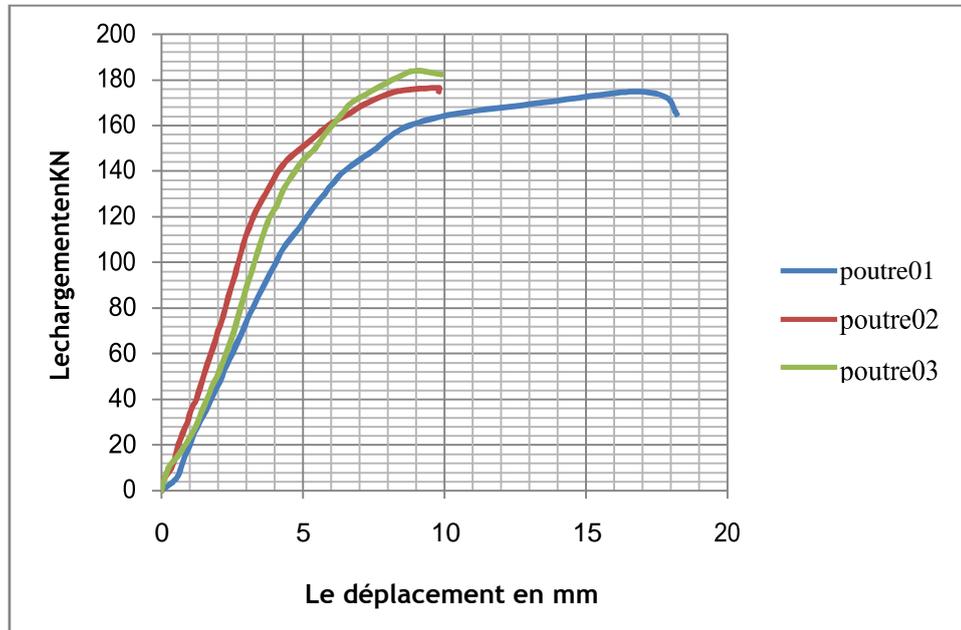


Figure (5-2) :Diagrammes charge/ déplacement des poutres mixtes

De la même manière, nous déduisons qu' à partir de ces graphes, les bornes de chaque phase du comportement global de chaque poutre mixte présentées ci-dessous :

	Poutre 25/ 1	Poutre 25/ 2	Poutre 25/3
Élastique	[0 - 108] kN	[0 - 113] kN	[0 – 116] kN
Elasto-plastique	[108 - 175] kN	[113 - 176] kN	[116 - 184] kN
Plastique	À partir de 175 kN	À partir de 176 kN	À partir de 184 kN

Tableau (5-2) : Bornes de chaque Phase des trois Poutres mixtes

Nous remarquons aussi trois phases concernant le comportement global.

1^{er} Phase élastique:

La relation entre le chargement et le déplacement est linéaire. Les intervalles concernant cette phase de chaque poutre sont présentés au tableau précédent. Pendant l'essai, nous avons remarqué l'apparition de fissures sur les poutres 1,2 et 3 respectivement au moment des chargements 37kN , 44kN et 41 kN. La moyenne est égale à 40.67kN proche de la valeur 35.6kN calculée avec le moment qui a provoqué la fissuration de la section indiquée suivant le règlement ACI.

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

2^{eme} Phase Elasto-Plastique:

Elle commence à partir de la fin de la phase élastique, début de la plastification des fibres extrêmes de la section droite et se termine lorsque toute la section est plastifiée.

3^{eme} Phase Plastique:

Un raccourcissement du palier horizontal concernant la première et la deuxième poutre, donc nous pouvons conclure et dire que la poutre reste fragile, car elle perd de sa stabilité juste après que le chargement atteigne la valeur maximale, par contre la première poutre présente une ductilité suffisante. Cette différence du comportement global peut être causée par l'adhérence entre l'acier, le béton et le degré de vibration:



Figure (5-3) : Cohésion entre le béton et l'acier

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

5.1.3. comparaison entre résultats théoriques et expérimentaux:

5.1.3.1. Capacité portante et chargement de ruine:

5.1.3.1.1. Profils Métalliques:

➤ Phase élastique:

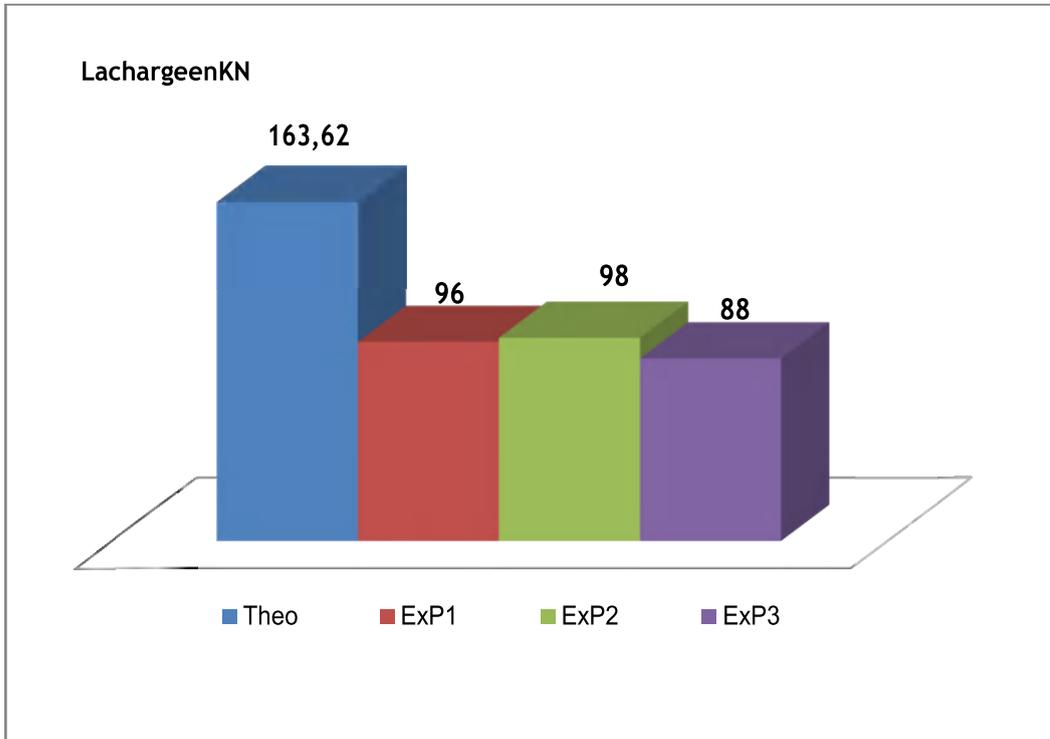


Figure (5-4) : Résultats en Phase élastique des profils métalliques

En ce qui concerne la phase élastique nous avons pu voir dans l'histogramme ci-dessus que les résultats obtenus théoriquement sont supérieurs aux résultats expérimentaux dans des proportions respectives de 1.70 , 1.67 , 1.86 (profilés 1 , 2 et 3).

➤ Phase plastique:

La même remarque pour l'histogramme de la phase plastique respectivement avec les rapports 1.61, 1.64, 1.59 (profilés 1 , 2 et 3).

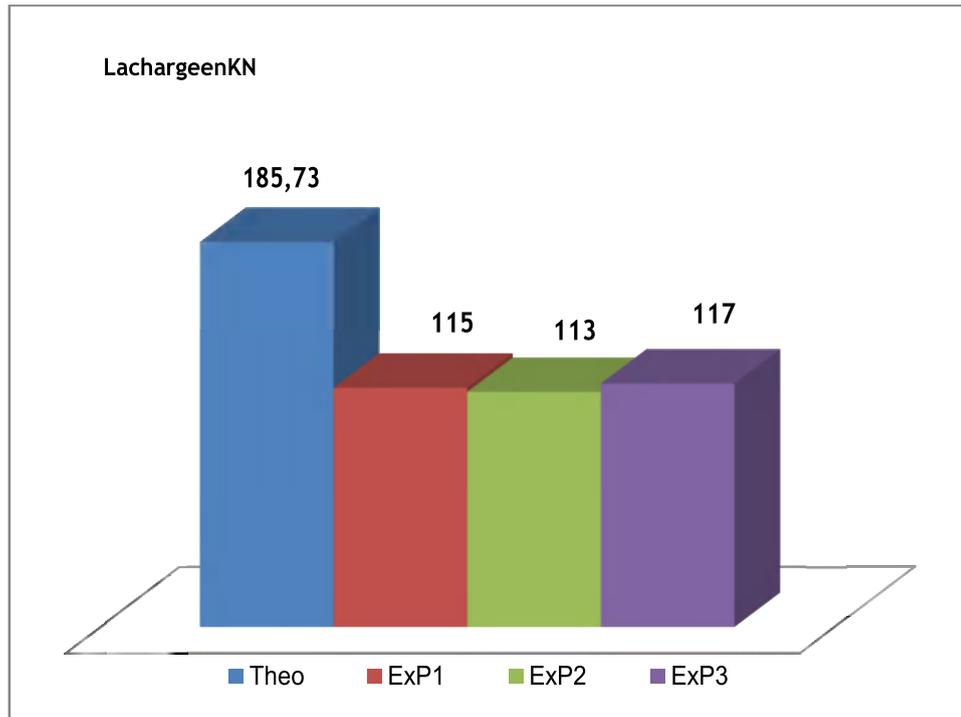


Figure (5-5) :Résultats en phase plastique des profilés métalliques

Justifications et correction :

I. Correction de la limite d'élasticité:

Nous constatons que les essais sur les poutres métalliques fournissent des résultats inférieurs aux résultats théoriques, le comportement global semble logique, semblable pour les trois profilés métalliques. A partir de là, nous pouvons affirmer que les caractéristiques de l'acier utilisé sont erronées. Au moment de la réalisation de l'essai de traction sur le profilé qui semblait difficile du fait de l'indigence du matériel nécessaire à cet essai. Pour cela nous proposons l'extraction des caractéristiques de l'acier à partir de l'essai de flexion réalisé précédemment, pour arriver au moins dans un intervalle acceptable.

La procédure suivante concerne la phase élastique, permettant de calculer la limite d'élasticité de l'acier. Où le moment élastique M_{el} , est le moment correspondant à la force entre la fin de la partie rectiligne de la courbe force-déplacement et le début de la partie courbée de celle-ci. Donc nous pouvons utiliser une moyenne entre les charges portantes de chaque profilé pour obtenir un moment élastique équivalent avec lequel nous tirons la limite d'élasticité de l'acier utilisé:

$$M_{el\ exp} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_s \rightarrow f_y = (M_{el\ exp} \cdot \gamma_s) / W_{el}$$

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

$$f_y = [(q_s \cdot l^2)/8 + (P_{\text{el exp}} \cdot L/6) \cdot \gamma_s] / W_{\text{el}}$$

$$P_{\text{el exp}} = (P_{\text{el exp1}} + P_{\text{el exp2}} + P_{\text{el exp3}}) / 3 = 94.16 \text{ kN}$$

après le calcul nous trouvons:

$$f_y \approx 158.3 \text{ MPa}$$

II. Correction du module d'élasticité:

Nous utilisons les courbes du comportement global des profilés métalliques. Pour l'extraction du module d'élasticité de l'acier avec la moyenne entre les tangentes des trois courbes dans le domaine élastique et la formule théorique de la flèche, pour cela nous trouvons:

$$E = 89860 \text{ MPa}$$

III. Calcul du moment plastique Corrigé:

Nous reprenons le calcul du moment plastique, avec l'utilisation de la limite d'élasticité corrigée, pour cela nous aurons :

$$M_{\text{pl}} = W_{\text{pl}} \cdot f_y / \gamma_s$$

$$M_{\text{pl}} = 17.83 \text{ kN.m}$$

Donc la charge de ruine théorique corrigée égale à :

$$P_{\text{plthéo}} = 106.27 \text{ kN}$$

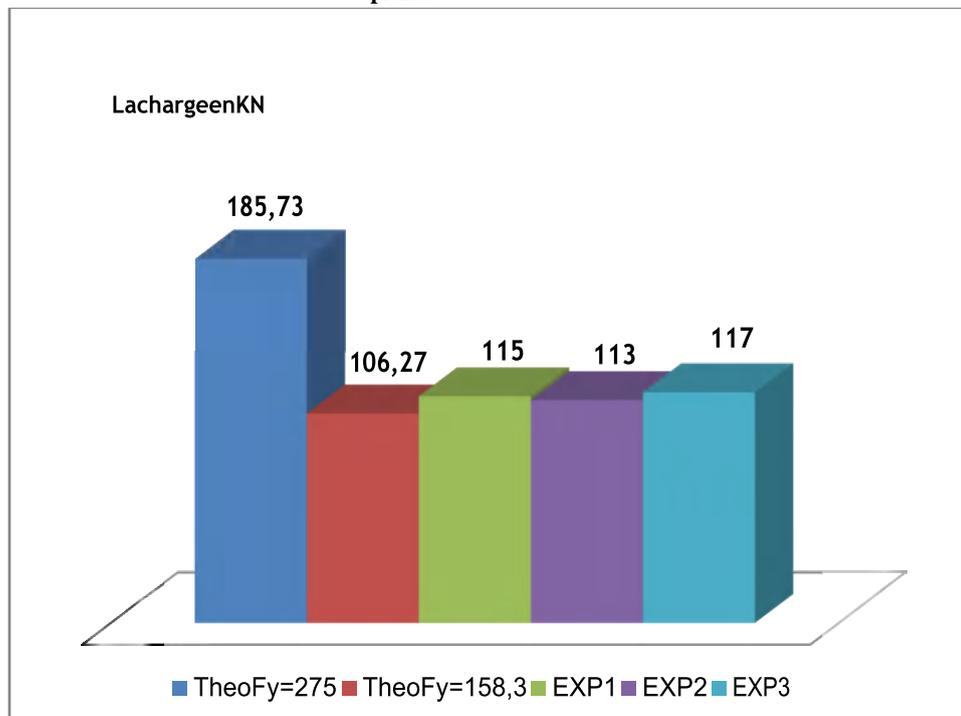


Figure (5-6) : Résultats en phase plastique concernant la limite d'élasticité corrigée.

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

5.1.3.1.2. Poutre Mixte:

Avec cette correction de la limite d'élasticité, tous les calculs concernant les poutres mixtes seront revus et les résultats présentés ci-dessous à partir des nouvelles valeurs obtenues.

- Phase élastique :

Les règlements	Coefficient n	X_n (m m)	Moment d'inertie (mm^4)	Moment élastique KN.m	Capacité portante KN
AISC	3.8	66.51	$2009.08 \cdot 10^4$	12.91	77.5
EC4	2.95	61.1	$2138.79 \cdot 10^4$	14.63	86.8

Tableau (5-3) : Résultats théoriques corrigés en phase élastique

L'histogramme suivant présente les capacités portantes expérimentales par rapport aux capacités portantes théoriques des poutres enrobées selon les règlements EC4 et AISC en prenant en considération la limite d'élasticité corrigée.

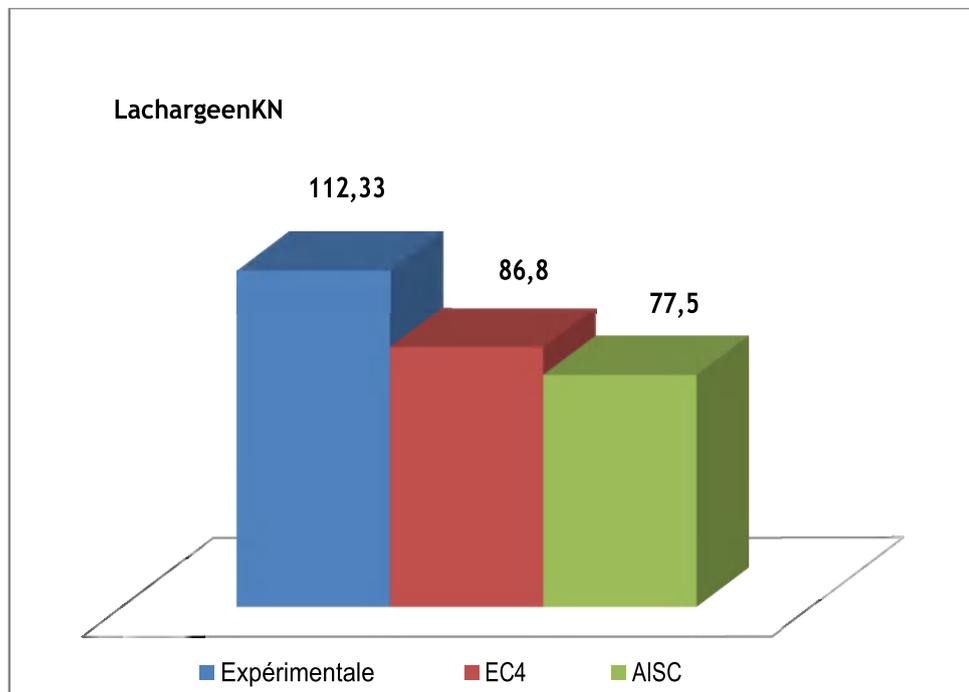


Figure (5-7) : Résultats en phase élastique des poutres mixtes

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Nous remarquons que les deux règlements (AISC et EC4) donnent des résultats logiques et proches des résultats expérimentaux. Par contre le règlement AISC donne une valeur inférieure à la valeur expérimentale de l'ordre de 31%; l'EC4 donne aussi une valeur inférieure de l'ordre de 22.72% de l'expérimentale. Nous pouvons conclure que l'EC4 est avantageux par rapport au règlement AISC.

- Phase plastique:

Règlements	$X_n(m)$	Moment plastique (KN.m)	Chargement de rupture (KN)
EC4	47	25.57	153.54
AASHTO	49.7	26.63	158.78

Tableau (5-4) : Résultats théoriques corrigés en phase Plastique

Les résultats précédents sont présentés par l'histogramme suivant avec celle de l'expérimentale concernant la charge de ruine.

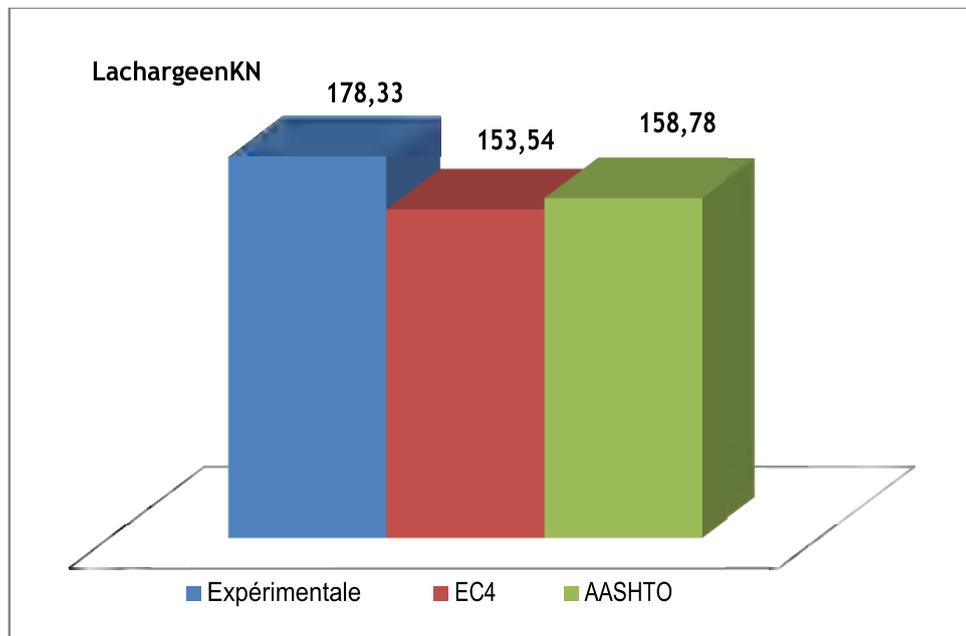


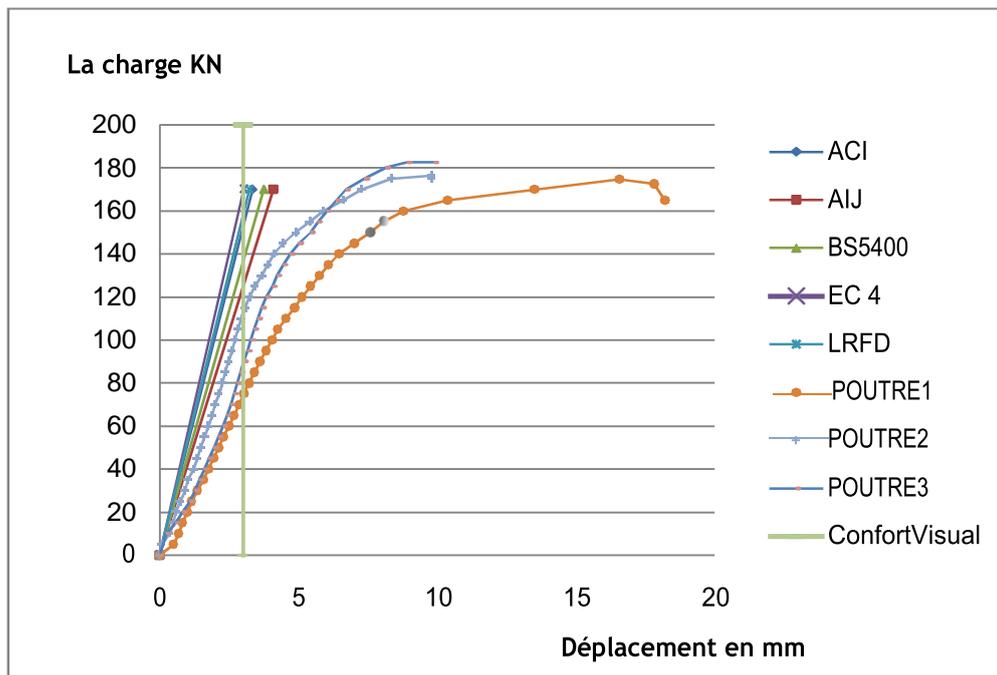
Figure (5-8) : Résultats en phase plastique des poutres mixtes

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Concernant la phase plastique, le règlement EC4 donne un résultat inférieur de 13.9 % de celle de l'expérimentale, par contre le règlement AASHTO donne aussi une valeur inférieure avec un pourcentage de 10.96 % par rapport à la valeur expérimentale concernant la charge de ruine.

5.1.3.1.3. La Flèche :

Dans cette étape nous comparons les résultats expérimentaux et les résultats théoriques, du moment que ces dernières sont des courbes de chargement-déplacement. Pour cela à chaque fois que nous utilisons un règlement pour le calcul de la rigidité de flexion de la section mixte, nous devons définir la courbe résultante par le nom du règlement utilisé, nous limitons ce calcul à la phase élastique et à l'aide du paragraphe 3.3.2.3.1 nous arrêtons lorsque $\Delta = 3$ mm et la totalité des résultats sont présentés au graphe suivant:



Figures (5-9) : Courbes chargement-flèche expérimentaux et théoriques

A l'aide de ce graphe nous remarquons que les résultats théoriques diffèrent totalement des résultats expérimentaux. Pour cela nous comparons les déplacements par rapport aux mêmes forces par les différentes courbes théoriques d'une part et la moyenne entre les résultats expérimentaux d'autre part à condition que ces déplacements ne dépassent pas la flèche

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

admissible indiquée. Nous avons choisi $P = 60$ KN Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Règlements	ACI	AIJ	BS5400	EC4	AISC	La moyenne expérimentale
La flèche	1.1778	1.4514	1.33	1.077	1.155	2.26
Le rapport	0.52	0.642	0.589	0.476	0.511	1

Tableau (5-5) : Flèches théoriques et rapports concernant $P = 60$ kN

Nous remarquons que tous les rapports sont très faibles et que le règlement AIJ est le plus proche des résultats expérimentaux par rapport aux autres règlements.

5.1.4. Comparaison entre profilés métalliques et poutres mixtes:

L'enrobage des profilés métalliques en béton provoque des changements sur le comportement global de ces profilés , à l'aide des résultats obtenus expérimentalement nous distinguons:

5.1.4.1. Aspects Positifs:

- En ce qui concerne la capacité portante, la moyenne entre les résultats expérimentaux pour les trois profilés métalliques est de 94.16 kN et 112.33 kN pour les poutres mixtes. Donc la capacité portante des poutres mixtes augmente de 19.26%.
- La charge de ruine pour les poutres mixtes augmente de 55.07% par rapport aux profilés métalliques seuls.
- L'un des aspects positifs est l'augmentation de la rigidité de la section à la flexion. Pour se faire nous recommandons un calcul de la rigidité à l'aide des courbes expérimentales comme suit:

A partir d'une moyenne entre les tangentes des courbes de comportement global nous pouvons obtenir la rigidité de la section en utilisant cette moyenne.

Pour les profilés métalliques nous trouvons $E_{ps} = 22 \cdot 10^3$

et pour les poutres mixtes $E_{pc} = 30 \cdot 10^3$

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

D'autre part $\delta = 648 (EI) / 23 L^3$ donc $EI = (\delta * 23 L^3) / 648$ et après le calcul on trouve :

La rigidité des profilés métallique $EI = 7.809 * 10^{11}$ N.mm

La rigidité des profilés enrobées $EI = 1.065 * 10^{12}$ N.mm

Donc une augmentation de la rigidité de **36.36 %**

5.1.4.2. Aspects négatifs:

- Le béton enrobe les profilés influencés sur le palier horizontal d'une autre façon un raccourcissement du plateau plastique (sécurité diminuée).
- Le facteur de forme ϕ égal à $\phi = 1.15$ pour une section en I par définition ce coefficient est le rapport entre le moment plastique et le moment élastique. Pour la section enrobée on se base sur les résultats expérimentaux pour calculer leur facteur de forme comme suit:

$$\phi = M_{p\text{exp}} / M_{e\text{exp}} = (P_{\text{ruine}} * L / 6) / (P_{\text{portant}} * L / 6) = P_{\text{ruine}} / P_{\text{portant}}$$

Donc $\phi = 1.59$

Ce cas n'est pas économique.

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

5.2. Deuxieme Cas $f_{c28} = 30\text{MPa}$

5.2.1. Introduction:

Après la réalisation des essais sur toutes les poutres avec les étapes citées dans le chapitre précédent, nous présentons dans ce chapitre les différents résultats obtenus qui sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

L'expérience de la flexion à quatre points réalisée sur les trois profilés (IPE 160), et les trois poutres composées acier- béton.

L'analyse des résultats expérimentaux obtenus dans ce chapitre permettent de nous renseigner sur le comportement d'une poutre mixte enrobée totalement.

Nous allons également, faire une étude comparative entre les résultats expérimentaux et les valeurs théoriques ainsi que les observations expérimentales.

L'exploitation des différents résultats et la présentation graphique ou plus précisément, le développement de séries de courbes pour voir le comportement de l'acier seul et la combinaison de l'acier-béton.

L'exploitation de ces graphes permet la détermination rapide des caractéristiques de chaque type.

5.2.2. Résultats d'essais:

5.2.2.1. Pour les Profilés métalliques:

Nous avons défini un tableau pour chaque profilé avec ses caractéristiques.

- **Premier profilé (IPE 160):**

La charge	déplacement	La charge	déplacement
0	0.00	65	3.60
5	0.06	70	3.85
10	0.43	75	4.10
15	0.79	80	4.39
20	1.16	85	4.71
25	1.58	95	5.09
30	1.87	95	5.45
35	2.14	100	5.93
40	2.40	105	6.72
45	2.66	110	9.45
50	2.91	115	14.20
55	3.13	116	14.58
60	3.36		

Tableau (5.6) :Charge- déplacement du premier profilé (IPE 160).

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

- **Deuxième profilé (IPE 160):**

La charge	déplacement	La charge	déplacement
0	0.00	60	2.45
5	0.05	65	2.60
10	0.42	70	2.78
15	0.75	75	2.98
20	1.09	80	3.15
25	1.24	85	3.38
30	1.38	90	3.50
35	1.57	95	3.67
40	1.72	100	3.98
45	1.88	105	4.97
50	2.07	110	7.25
55	2.26	111.5	10.40

Tableau (5.7) : Charge- déplacement du deuxième profilé (IPE 160).

- **Troisième profilés (IPE 160):**

La charge	déplacement	La charge	déplacement
0	0.00	65	2.72
5	0.35	70	2.97
10	0.35	75	3.23
15	0.72	80	3.50
20	1.05	85	3.81
25	1.26	90	4.17
30	1.43	95	4.73
35	1.58	100	5.53
40	1.76	105	7.00
45	1.93	110	9.07
50	2.13	115	10.28
55	2.32	120	11.00
60	2.52	117.5	13.65

Tableau (5.8) : Charge-déplacement du troisième profilé (IPE 160).

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Le diagramme des trois poutres métalliques représentées sur la figure suivante :

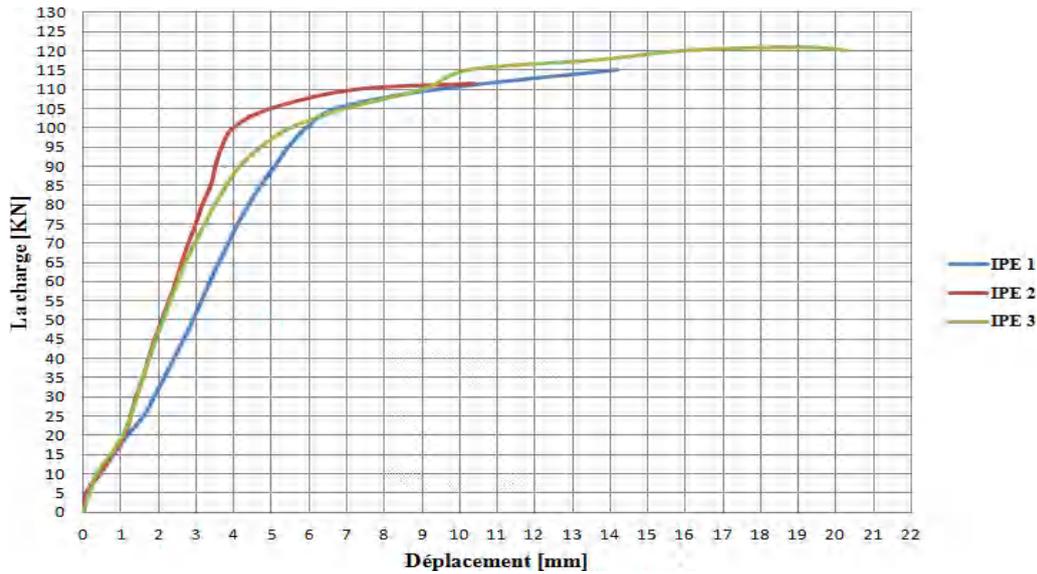


Figure (5.10) : Diagramme charge- flèche des trois profilés (IPE 160).

Pour les poutres mixtes:

Nous avons défini un tableau pour chaque profilé avec ses caractéristiques.

- **La première poutre mixte :**

La charge	déplacement	La charge	déplacement
0	0.00	110	4.09
5	0.47	115	4.25
10	0.76	120	4.41
15	0.97	125	4.61
20	1.23	130	4.81
25	1.40	135	4.99
30	1.58	140	5.23
35	1.77	145	5.48
40	1.96	150	5.78
45	2.15	155	6.17
50	2.31	160	6.57
55	2.46	165	6.99
60	2.60	170	7.56
65	2.74	175	8.15
70	2.87	180	8.85
75	3.02	185	9.61
80	3.16	190	10.54
85	3.29	195	11.99
90	3.45	198.5	13.24
95	3.58	199	13.65
100	3.76	197.5	16.00
105	3.92		

Tableau (5.9) : Charge- déplacement de la première poutre mixte.

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

- La deuxième poutre mixte :

La charge	déplacement	La charge	déplacement
0	0.00	105	3.16
5	0.25	110	3.35
10	0.43	115	3.55
15	0.60	120	3.75
20	0.82	125	4.00
25	1.05	130	4.20
30	1.17	135	4.45
35	1.26	140	4.68
40	1.35	145	4.98
45	1.44	150	5.28
50	1.55	155	5.63
55	1.68	160	5.98
60	1.80	165	6.48
65	1.80	170	7.24
70	2.04	175	7.95
75	2.17	180	9.47
80	2.33	185	10.72
85	2.45	190	12.52
90	2.65	195	14.00
95	2.80	198.5	15.37
100	2.98	191	16.05

Tableau (5.10) :Charge- déplacement de La deuxième poutre mixte.

- La troisième poutre mixte :

La charge	déplacement	La charge	déplacement
0	0	105	4.18
5	0.72	110	4.35
10	1.01	115	4.51
15	1.22	120	4.67
20	1.48	125	4.87
25	1.65	130	5.07
30	1.83	135	5.26
35	2.03	140	5.49

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

40	2.21	145	6.01
45	2.41	150	6.15
50	2.56	155	6.56
55	2.72	160	6.94
60	2.86	168	9.71
65	2.97	172.5	10.18
70	3.13	175	11.05
75	3.28	177.5	13.23
80	3.42	179	14.20
85	3.55	180	14.50
90	3.71	182.5	15.64
95	3.85	185	16.7
100	4.02	185.5	18.35

Tableau (5.11) :Charge- déplacement de La troisième poutre mixte.

Le diagramme des trois poutres mixtes représentées sur la figure suivante :

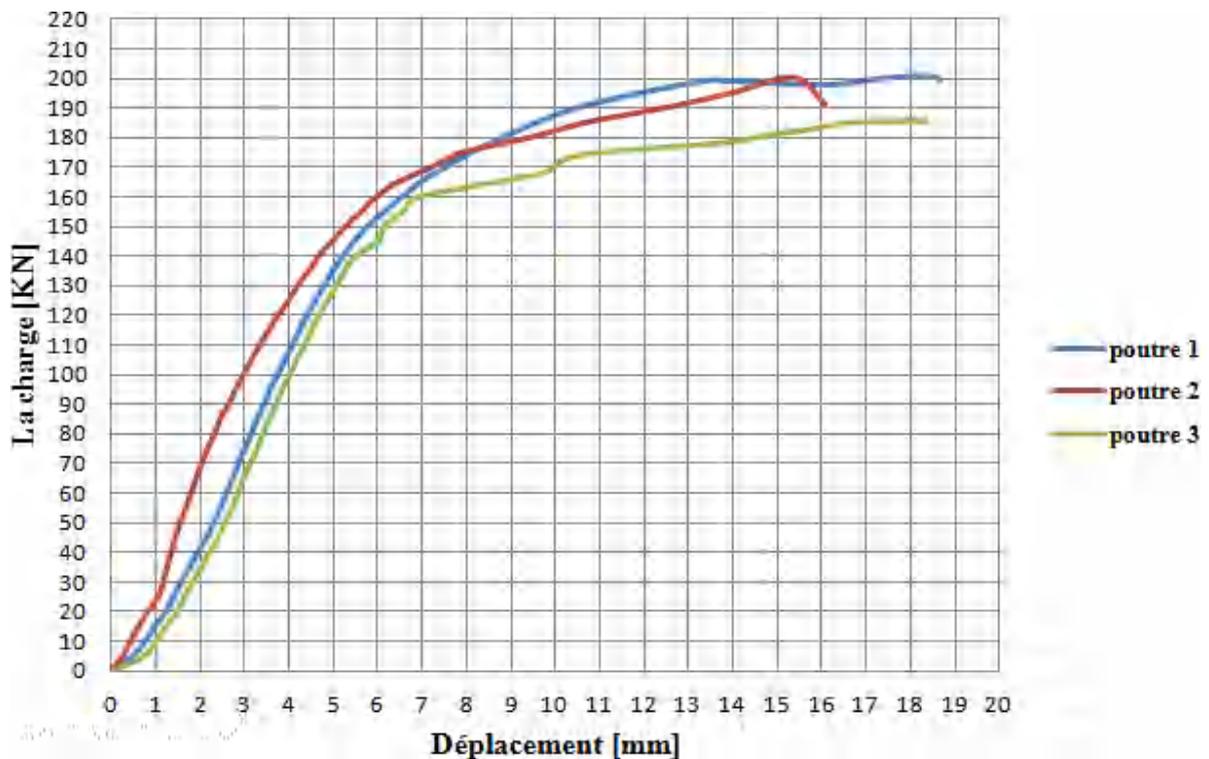


Figure (5.11) :Diagramme charge- flèche des trois poutres mixtes.

5.2.3. Analyse des résultats expérimentaux :

Sur les deux courbes(cit- dessus), nous observons que la charge est proportionnelle avec le déplacement, nous pouvons partager les courbes en trois phases :

- Augmentation de la charge et du déplacement
- Augmentation rapide du déplacement et le mouvement de charge .
- L'essai atteint à la charge plastique ce qui provoque une nette augmentation du déplacement avec la même charge.

5.2.3.1. Flèches à mi-portée des poutres:

La présentation des courbes expérimentales charge- flèche à mi-portée des poutres. Les poutres ont un comportement linéaire jusqu'à une charge d'environ 175 KN, ce qui correspond à une valeur de la contrainte de traction dans l'acier.

Au-delà de cette charge, l'acier commence à se plastifier, le béton est fissuré et la raideur des trois poutres diminue jusqu'à la ruine.



Figure (5.12) :La poutre après la réalisation de l'essai de flexion.

5.2.3.2. Fissuration des poutres:

L'examen des poutres après rupture montre l'existence de fissures dans le béton.

Elles sont concentrées au milieu de la poutre et leur densité diminue en allant vers l'extrémité.



Figure (5.13) :Les fissures au milieu. Figure (5.14) :Les fissures au niveau des appuis.

Nous avons justifié les fissures au niveau des appuis à 45° :

- La valeur max des efforts tranchants au niveau des appuis.
- La résistance du béton sur les efforts de cisaillements reste très faible.

Avec les fissures au milieu :

- La résistance du béton à la traction est très faible (fibre inférieure).
- La valeur du moment fléchissant est maximale à mi travée.

5.2.3.3. Modes et charges de ruine des poutres:

Les trois poutres composées acier- béton ont le même mode de rupture, La ruine s'est produite d'une façon graduelle. La rupture à ce niveau est due à la faible adhérence entre le béton et l'acier.



Figure (5.15) :Rupture de la poutre mixte

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Nous présentons dans le tableau (5.12) les charges limites théoriques et expérimentales des poutres.

Nous remarquons que les valeurs des charges limites expérimentales des poutres composées et les poutres en profilé seul sont inférieures aux valeurs théoriques.

KN	Charges expérimentales				Charges Théoriques	
	La charge appliquée sur Poutre 1	La charge appliquée sur Poutre 2	La charge appliquée sur Poutre 3	La charge moyenne	La charge calculée	
Poutres mixtes	200.8	198.5	185.5	194.93	245.748	-20.67%
Profilés métalliques	116	111.5	120.80	116.1	204.42	-42.20 %

Tableau (5.12) :Les résultats des charges limites théorique et expérimentale.

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

KN	Charges expérimentales				Charges Théoriques	
	La charge appliquée sur Poutre 1	La charge appliquée sur Poutre 2	La charge appliquée sur Poutre 3	La charge moyenne	La charge calculée	
Poutres mixtes	200.8	198.5	185.5	194.93	150.85	+22.61%
Profils métalliques	116	111.5	120.80	116.1	117.67	-1.33 %

Tableau (5.13) : Résultats des charges limites théorique (corriger) et expérimentale.

• Histogramme:

Poutres composées :

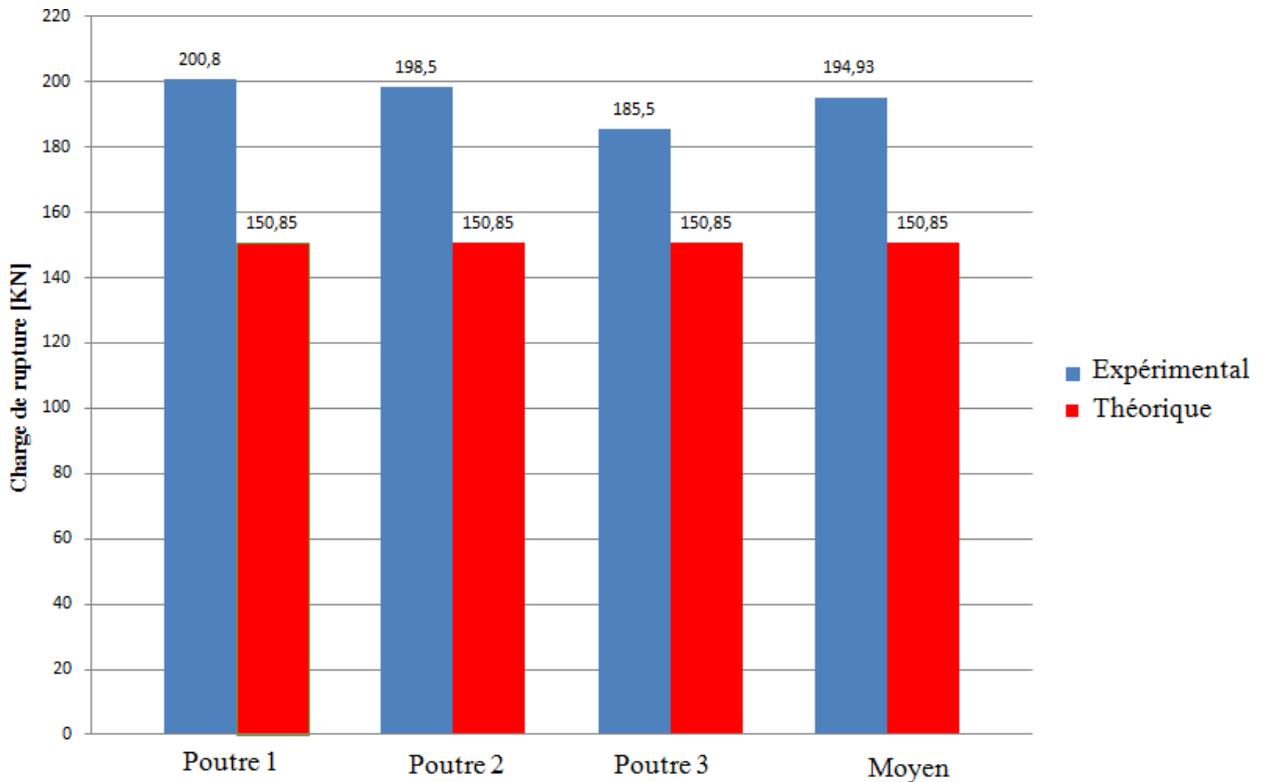


Figure (5.16) : Comparaison entre charges théoriques et charges expérimentales.

Nous remarquons que les résultats du calcul numérique pour les différentes poutres sont inférieurs aux résultats expérimentaux, la différence est limitée entre (18.67 % et 24.87 %), ce qui veut dire que l'Eurocod 4 offre une bonne sécurité pour les poutres mixtes.

Profilé métalliques IPE:

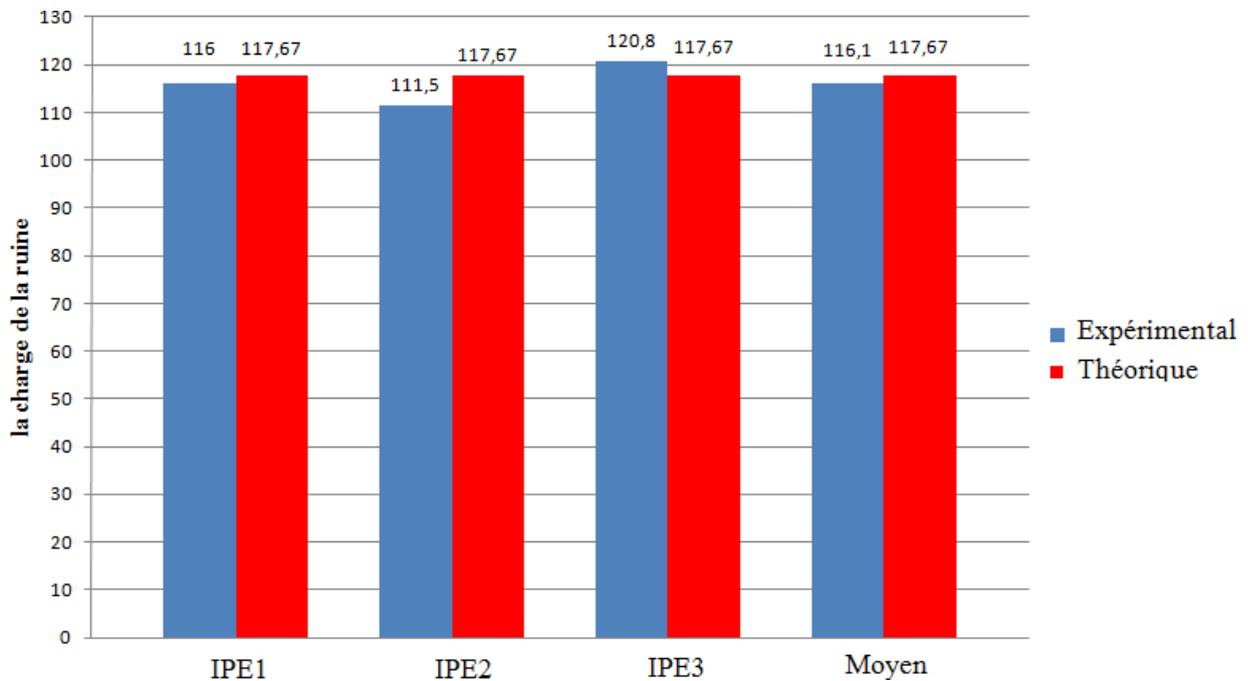


Figure (5.17) : Comparaison entre charges théoriques et charges expérimentales.

Cette dernière à une charge limite expérimentale très proche de la valeur de la charge ultime théorique, l'écart entre ces deux valeurs est égal à -1.33 %.

La faible valeur de la charge ultime expérimentale des poutres métallique en IPE peut s'expliquer par la réalisation des essais.

5.2.4. Comparaison entre poutres composées et profilés métalliques en IPE:

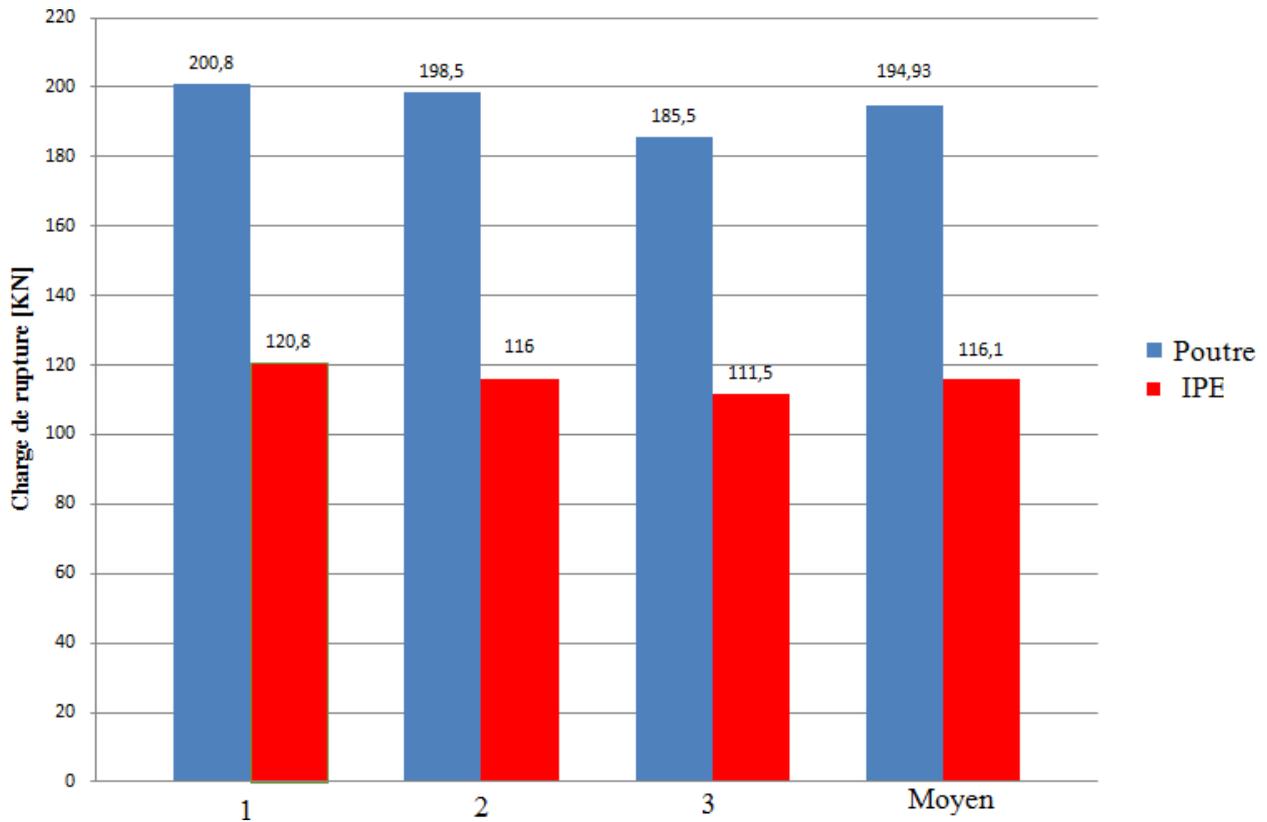


Figure (5.18) : Comparaison entre charges poutres mixtes et charges profilés métalliques.

A partir des essais expérimentaux nous avons fait une comparaison entre les profilés métalliques et les poutres mixte acier -béton.

A partir des essais expérimentaux nous avons fait une comparaison entre les profilés métalliques et les poutres mixte acier béton.

Le graphe représente la comparaison entre les poutres mixtes et les poutres en profilé métallique. Nous constatons que les charges ultimes des poutres mixtes sont les plus élevées par rapport aux poutres en profilé métallique. Cependant, les charges appliquées sur les poutres mixtes sont supérieures aux charges appliquées sur les poutres en profilé métallique avec un pourcentage compris entre (39.84 % et 41.56). Donc les poutres composées acier-béton bénéficient d'un gain de résistance à la flexion par rapport aux poutres métalliques .

5.3. Troisième Cas $f_{c28} = 20\text{MPa}$

5.3.1. Introduction:

Les résultats obtenus pour tous les essais effectués dans ce cas : caractérisation du béton, essais de flexion sur les poutres mixtes et les profilés métalliques, ainsi que les résultats théoriques.

5.3.2. Résultats de la caractérisation du béton:

Les résultats obtenus pour caractériser le béton utilisé dans tous les essais sont représentés dans le tableau (5-14).

Affaissement en cm	Classe du béton à l'état frais	f_{c28} en MPa
10	Béton très plastique	20.2

Tab 5.14 : Résultats des essais effectués sur le béton

L'obtention de l'affaissement du béton qui est d'environ 10cm valorise la formulation du béton adoptée pour la confection des éprouvettes.

Les essais d'écrasement des trois éprouvettes à l'âge de 28 jours nous ont donné une moyenne de 20,2MPa de résistance qui est très proche de la résistance visée (20MPa). Donc nous pouvons procéder au coulage des poutres en utilisant la formulation du béton visée ci-dessus.

5.3.3. Résultats des essais de flexion en 4 points sur les poutres métalliques

IPE160:

Les résultats (la flèche au milieu de la poutre correspondante à chaque taux de chargement) des essais de flexion sur les poutres métalliques sont présentés dans les tableaux et les diagrammes suivants :



Figure 5.19 : IPE160 soumis à la flexion

Profilé 01:



Figure 5.20 : IPE 01 soumis à la flexion

Charges en KN	Déplacements en mm
0	0
5	0.06
10	0.43
15	0.79
20	1.16
25	1.58
30	1.87
35	2.14
40	2.40
45	2.66
50	2.91
55	3.13
60	3.36
65	3.60
70	3.85
75	4.10
80	4.39
85	4.71
90	5.09
95	5.45
100	5.93
105	6.72
110	9.45

Tab 5.15 : résultats profilé 01

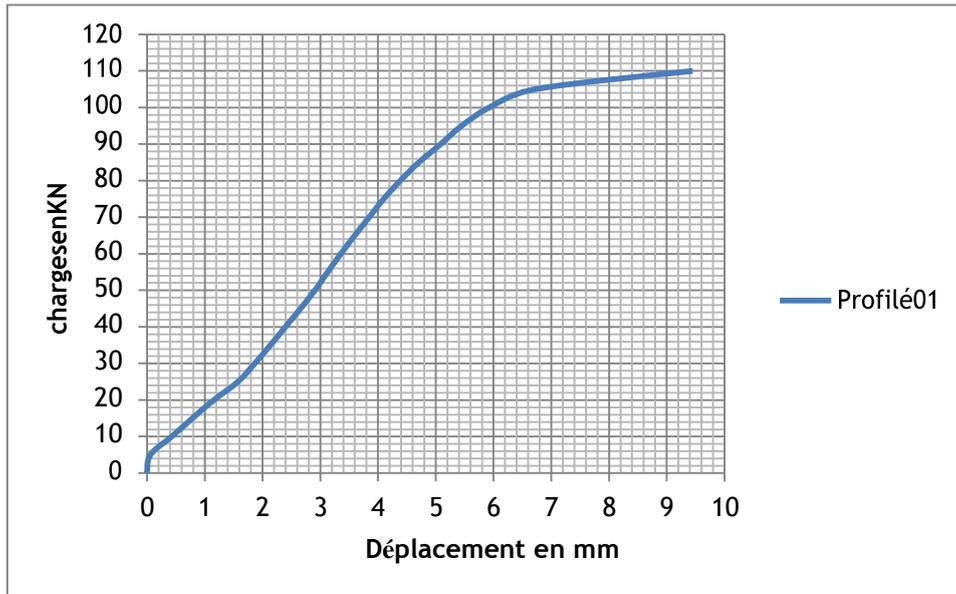


Figure 5.21 : diagramme charges-déplacement de l'IPE 01

Analyse du diagramme : dans ce diagramme nous remarquons trois phases principales :

Phase 1 : quand la charge varie entre 0 et 5KN le déplacement reste nul. On explique ceci par la déformation locale des endroits (points) de chargements sur la semelle supérieure (aile sup) photo (5.3) avant que la charge ne soit transmise à la semelle inférieure (aile inf) sur laquelle est fixé l'indicateur de déplacement (appelé aussi comparateur).



Figure 5.22 : Déformation du point de chargement

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Phase 02 : quand la charge varie entre 5 et 105 KN nous remarquons : plus que la charge augmente plus le déplacement s'accroît, d'une moyenne de 1mm pour 15KN, donc il y a un rapport proportionnel entre la charge et la flèche (déformation) de forme : $f(x) = a x + b$. Nous expliquons ce comportement par la nature élastique de l'acier.

Phase 03 : quand la charge varie entre 105 et 110 KN nous remarquons : pour une faible augmentation dans le chargement (5KN) nous avons obtenu un déplacement important égal à 2.72mm, avec une moyenne de 1mm pour 1.83KN.

Cela est déduit du comportement ductile de l'acier qui continue à se déformer après avoir perdu son élasticité pour devenir plastique.

A la fin de l'essai nous déduisons que :

- La charge maximale que peut supporter la poutre est 110KN.
- La flèche maximale atteinte est de : 9.45mm.

Profilé02 :



Figure 5.23 : IPE 02 soumis à la flexion

Charges en KN	Déplacements en mm
0	0
5	0.05
10	0.42
15	0.75
20	1.09
25	1.24
30	1.38
35	1.57
40	1.72
45	1.88
50	2.07
55	2.26
60	2.45
65	2.60
70	2.78
75	2.98
80	3.15
85	3.38
90	3.50
95	3.67
100	3.98
105	4.97
105	6.60
110	7.25
111.5	10.40

Tab 5.16 : résultats profilé 02

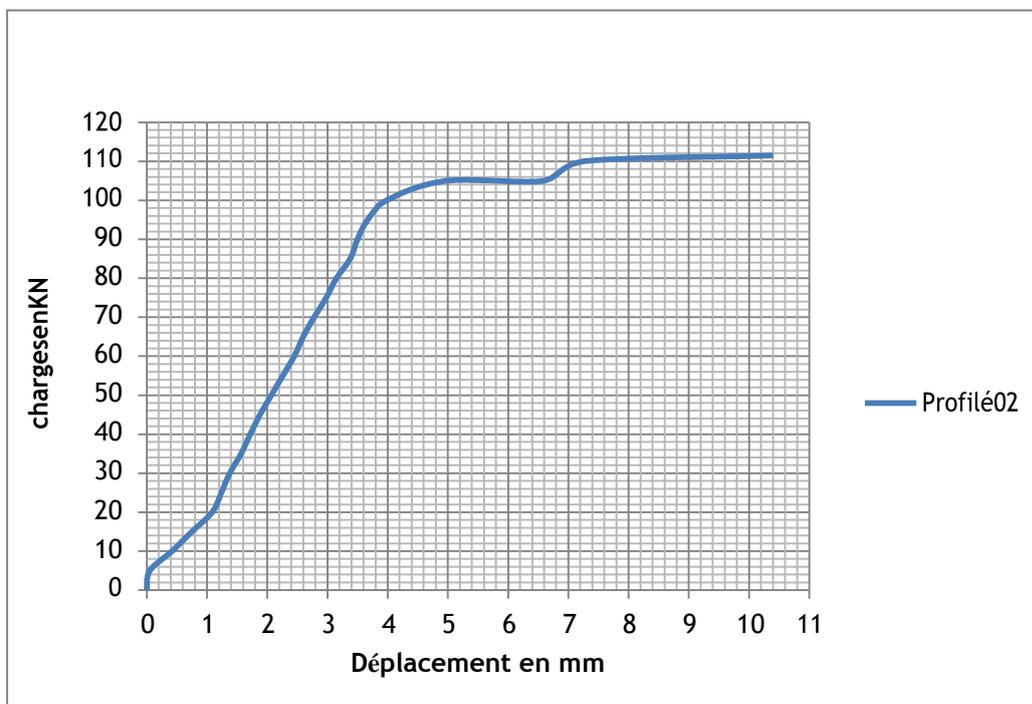


Figure 5.24 : diagramme charges-déplacement de l'IPE 02

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Analyse du diagramme : dans ce diagramme nous remarquons trois phases principales :

Phase 1 : quand la charge varie entre 0 et 5KN le déplacement reste nul. Nous expliquons cela par la déformation locale des endroits (points) de chargement sur la semelle supérieure avant que la charge soit transmise à la semelle inférieure sur laquelle est fixé l'indicateur de déplacement (appelé aussi comparateur).

Phase 02 : quand la charge varie entre 5 et 100 KN nous remarquons : plus que la charge augmente plus le déplacement s'accroît, d'une moyenne de 1mm pour 23KN, donc il y a un rapport proportionnel entre la charge et la flèche (déformation) de forme : $f(x) = a x + b$. Ce comportement est expliqué par la nature élastique de l'acier.

Phase 03 : quand la charge varie entre 100 et 111.5KN nous distinguons plusieurs étapes :

- Première étape : quand la charge varie entre 100 et 105KN la flèche s'accroît de 1mm.
- Deuxième étape : nous remarquons un déplacement important de 4.97 jusqu'à 6.60mm sous une charge constante(105KN).
- Troisième étape : quand la charge varie entre 105 et 110KN la flèche s'accroît de 6.6 jusqu'à 7.25mm.
- Quatrième étape : quand la charge varie entre 110 et 111.5KN nous remarquons que : pour une faible augmentation du chargement (1.5KN) nous avons obtenu un déplacement très important égal à 3.15mm.

Dans cette phase 03 ; La ductilité de l'acier lui confère un rôle majeur.

A la fin de l'essai nous déduisons :

- La charge maximale que peut supporter la poutre est 111.5KN.
- La flèche maximale atteinte est de : 10.40mm.

Profilé 03 :



Photo 5.25 : IPE 03 soumis à la flexion

Charges en KN	Déplacements en mm
0	0
5	0.07
10	0.35
15	0.72
20	1.05
25	1.26
30	1.43
35	1.58
40	1.76
45	1.93
50	2.13
55	2.32
60	2.52
65	2.72
70	2.97
75	3.23
80	3.50
85	3.81
90	4.17
95	4.73
100	5.53
105	7
110	9.07
115	10.28
117.5	13.65
120	16.10
120.8	19.09
120	20.30

Tab 5.17 : résultats du profil 03

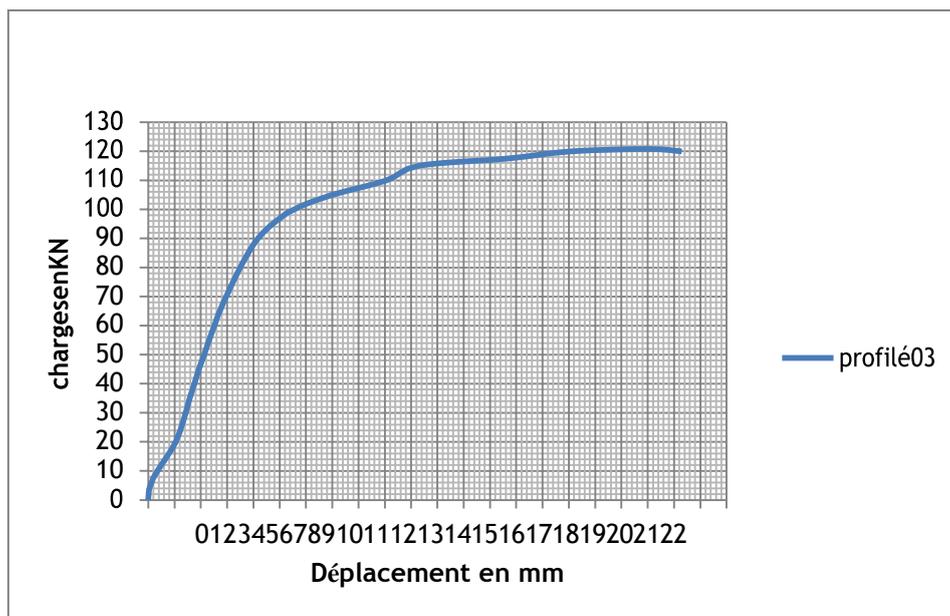


Figure 5.26 : diagramme charges-déplacement de l'IPE 03

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Analyse du diagramme : dans ce diagramme nous dégagons quatre phases principales :

Phase 1 : quand la charge varie entre 0 et 5KN, le déplacement reste nul. Cela est expliqué par la déformation locale des endroits (points) de chargement sur la semelle supérieure (aile sup) avant que la charge ne soit transmise à la semelle inférieure (aile inf) sur laquelle est fixé l'indicateur de déplacement (appelé aussi comparateur).

Phase 02 : quand la charge varie entre 5 et 90 KN nous remarquons : plus la charge augmente plus le déplacement s'accroît, d'une moyenne de 1mm pour 20KN, donc il y a un rapport proportionnel entre la charge et la flèche (déformation) de forme : $f(x) = a x + b$.
Ce comportement est expliqué par la nature élastique de l'acier.

Phase 03 : quand la charge varie entre 90 et 115KN la flèche s'accroît d'une moyenne de 1mm pour 4KN. Nous déduisons que l'acier commence à perdre son élasticité, nous sommes donc dans la phase élasto-plastique.

Phase 04 : quand la charge varie entre 115 et 120 KN nous remarquons que : pour une faible augmentation dans le chargement (5KN) nous avons obtenu un accroissement du déplacement très important égal à 10mm, avec une moyenne de 1mm pour 0,5 KN.

Nous expliquons ce comportement par la nature ductile de l'acier qui continue à se déformer après avoir perdu son élasticité, et devenir plastique.

A la fin de l'essai nous déduisons :

- La charge maximale que peut supporter la poutre est 120KN.
- La flèche maximale atteinte est de : 20,3mm.

Poutre 01 :



Figure 5.27 : poutre mixte 01 soumise à la flexion

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Charges en KN	Déplacements en mm
0	0
5	0.48
10	0.685
15	0.815
20	0.99
25	1.15
30	1.335
35	1.51
40	1.705
45	1.83
50	2.02
55	2.20
60	2.39
65	2.59
70	2.79
75	2.99
80	3.185
85	3.405
90	3.585
95	3.80
100	4.21
105	4.62
110	5.15
115	5.64
120	6.13
125	6.94
130	7.61
135	8.46
140	9.58
145	10.47
150	11.68
164.5	15.42
152.5	16.95
141	17.70

Tab 5.18 : résultats poutre mixte 01

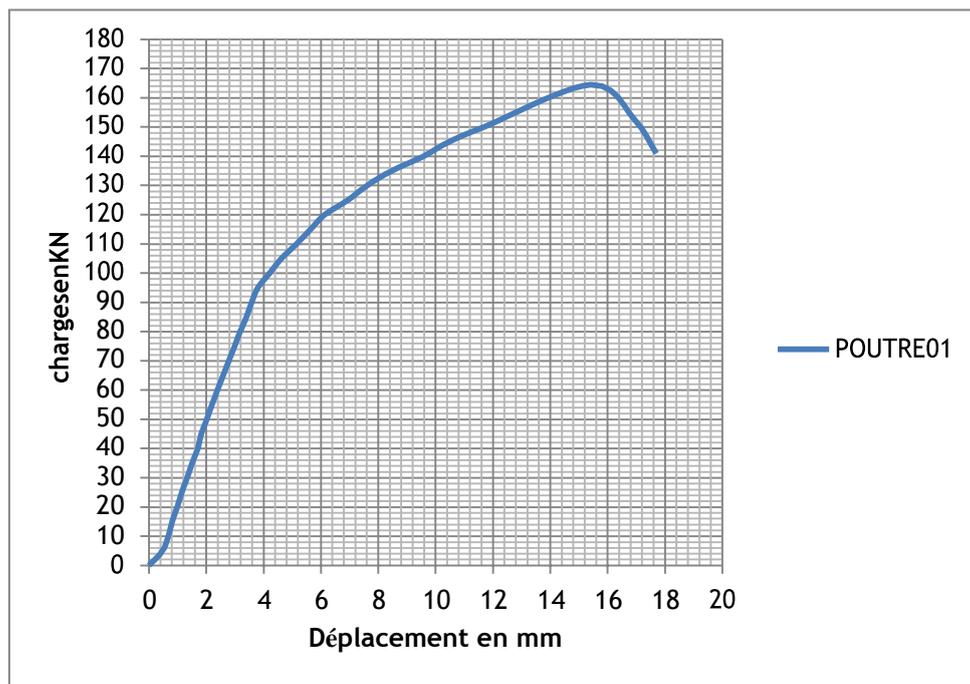


Figure 5.28 : diagramme charges-déplacement poutre mixte 01

Analyse du diagramme : trois phases principales :

Phase 01 : quand la charge varie entre 0 et 95 KN nous remarquons que : plus que la charge augmente plus le déplacement s'accroît, d'une moyenne de 1mm pour 25KN, donc il y a un rapport proportionnel entre la charge et la flèche (déformation) de forme : $f(x) = a x + b$.

Ce comportement est expliqué par la nature élastique de l'acier et le béton.

Phase 02 : quand la charge varie entre 95 et 164.5 KN nous remarquons que : plus la charge augmente plus le déplacement s'accroît, donc il existe un rapport proportionnel de 1mm pour 06KN entre la charge et la flèche (déformation).

Nous expliquons ce changement dans le comportement par la détérioration du béton, c'est donc l'acier seul qui continue à résister..

Phase 03 : nous distinguons dans cette phase une diminution de résistance (164,5 à 141KN) de la poutre accompagnée par une augmentation de flèche (déformation) égale à 2,28mm.

Explication : l'augmentation de la flèche est due à la ductilité de la poutre en métal. La chute de résistance est due à la ruine totale du béton aux points de chargements.

A la fin de l'essai nous pouvons affirmer que;

- La charge maximale que peut supporter la poutre est 164,5KN.
- La flèche maximale atteinte est de : 17,70mm.
- Les fissures commencent à apparaître lorsque la charge dépasse 40KN.



Figure 5.29 : Ruine du béton aux points de chargement

Poutre 02 :



Figure 5.30 : Poutre 02 soumise à la flexion

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Charges en KN	Déplacements en mm
0	0
5	0.18
10	0.52
15	0.83
20	1.02
25	1.30
30	1.47
35	1.67
40	1.89
45	2.10
50	2.30
55	2.50
60	2.68
65	2.85
70	3.02
75	3.20
80	3.415
85	3.61
90	3.81
95	4.03
100	4.25
105	4.47
110	4.90
115	5.18
120	5.46
125	5.835
130	6.265
135	6.82
140	7.53
145	8.28
150	8.98
155	9.92
160	11.23
155.5	11.61

Tab 5.19 : Résultats poutre mixte 02

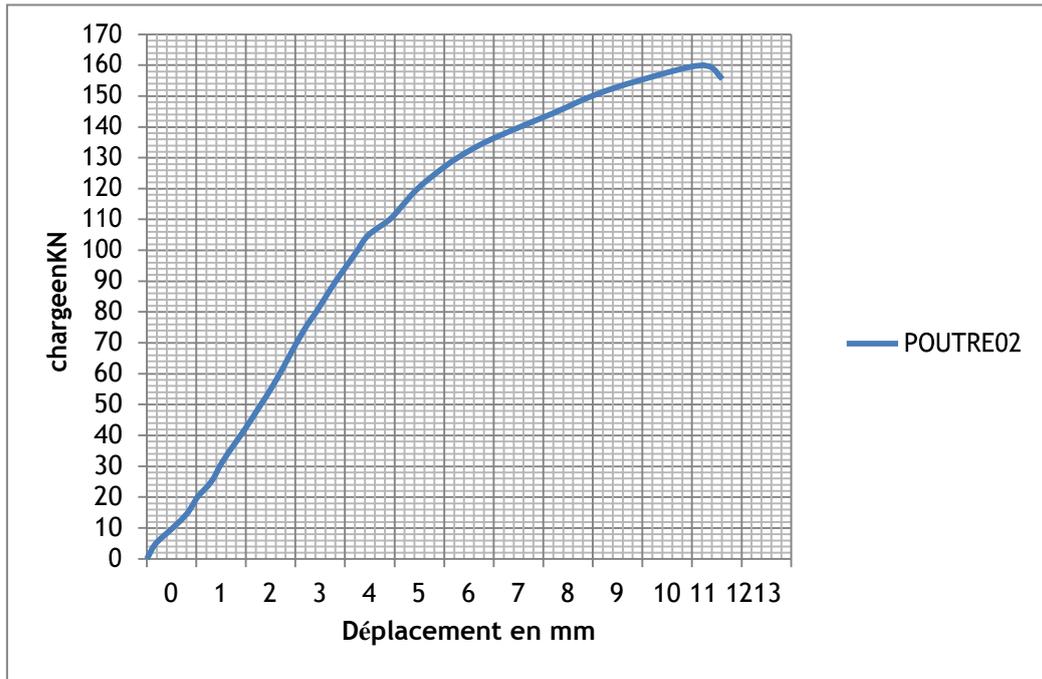


Figure 5.31 : Diagramme charges-déplacement poutre mixte 02

Analyse du diagramme : nous distinguons trois phases principales :

Phase 01 : quand la charge varie entre 0 et 105 KN nous remarquons : plus que la charge augmente plus le déplacement s'accroît, d'une moyenne de 1mm pour 20,3KN, donc il y a un rapport proportionnel entre la charge et la flèche (déformation) de forme : $f(x) = a x + b$.

Ce comportement est motivé par la nature élastique de l'acier et le béton.

Phase 02 : quand la charge varie entre 105 et 160 KN nous remarquons : plus que la charge augmente plus le déplacement s'accroît, donc il y a un rapport proportionnel de 1mm pour 8,13KN entre la charge et la flèche (déformation).

Ce changement dans le comportement est expliqué par la détérioration du béton, c'est donc l'acier seul qui continue à résister.

Phase 03 : nous distinguons dans cette phase une diminution de résistance (160 à 155, 5KN) de la poutre accompagnée par une augmentation de la flèche (déformation) égale à 0,38mm.

Explication : l'augmentation de la flèche est due à la ductilité de la poutre en métal. La chute de résistance est due à la ruine totale du béton aux points de chargements.

A la fin de l'essai nous déduisons :

- La charge maximale que peut supporter la poutre est 160KN.
- La flèche maximale atteinte est de : 11,61mm.
- Les fissures commencent à apparaître lorsque la charge dépasse 50KN.

Poutre 03 :



Figure 5.32 : Poutre mixte 03 soumise à la flexion

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

Charges en KN	Déplacements en mm
0	0
5	0.27
10	0.95
15	1.20
20	1.80
25	2.32
30	2.61
35	3.08
40	3.43
45	3.645
50	3.97
55	4.23
60	4.51
65	4.77
70	5.15
75	5.45
80	5.73
85	6.01
90	6.33
95	6.61
100	6.93
105	7.25
110	7.48
115	7.77
120	8.06
125	8.41
130	8.77
135	9.19
140	9.67
145	10.19
150	10.73
155	11.27
160	12
165	12.93
170	13.84
168.5	14.71
166	16.40

Tab 5.20 : résultats poutre mixte 03

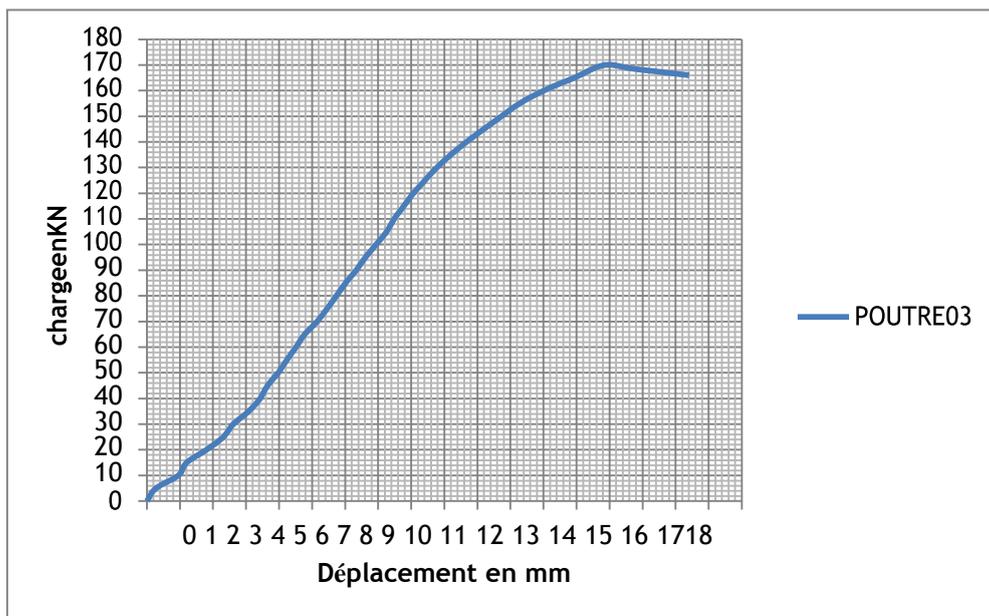


Figure 5.33 : Diagramme charge-déplacement poutre mixte 03

Analyse du diagramme : trois phases principales se distinguent :

Phase 01 : quand la charge varie entre 0 et 105 KN nous remarquons que : plus la charge augmente, plus le déplacement s'accroît, d'une moyenne de 1mm pour 14,5KN, donc il y a un rapport proportionnel entre la charge et la flèche (déformation) de forme : $f(x) = a \cdot x$.

Ce comportement est motivé par la nature élastique de l'acier et le béton.

Phase 02 : quand la charge atteint 105 KN nous distinguons un point d'inflexion dans le diagramme et plus la charge augmente au-delà de 105 KN plus le déplacement s'accroît, avec un rapport proportionnel de 1mm pour 10KN entre la charge et la flèche (déformation).

Ce changement de comportement est motivé par la détérioration du béton, c'est donc l'acier seul qui continue à résister.

Phase 03 : nous distinguons dans cette phase une diminution de résistance (170 à 166KN) de la poutre accompagnée par une augmentation de la flèche (déformation) égale à 2,56mm.

Explication : l'augmentation de flèche est due à la ductilité de la poutre en métal. La chute de résistance est due à la ruine totale du béton aux points de chargement.

A la fin de l'essai nous déduisons:

- La charge maximale que peut supporter la poutre est 170KN.
- La flèche maximale atteinte est de : 16,40mm.
- Les fissures commencent à apparaître lorsque la charge dépasse 20KN.

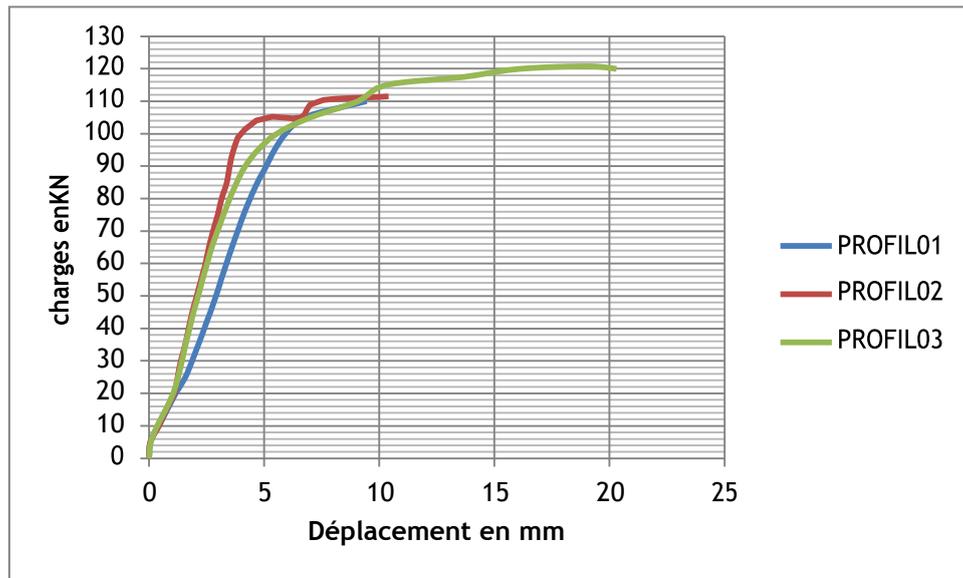


Figure 5.34 : Diagrammes profilés métalliques

	IPE 01	IPE 02	IPE 03	Moyenne
Déplacement max	9.45	10.40	20.30	13.38
Charge max	110	111.5	120.8	114.1

Tab 5.21 : Résultats profilés métalliques IPE

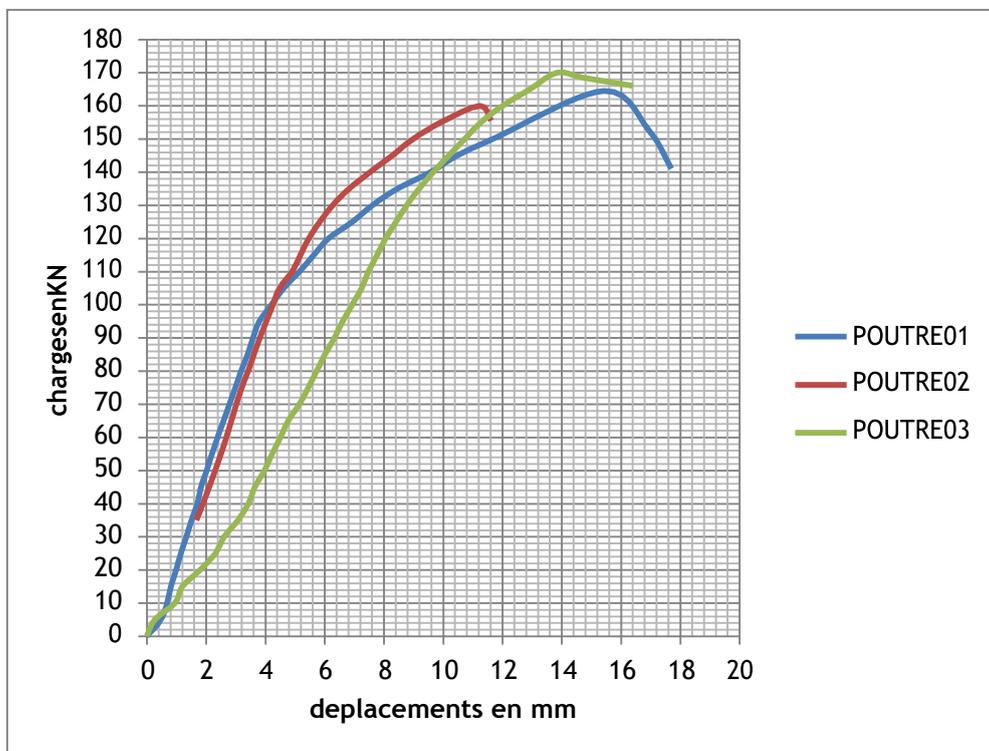


Figure 5.35 : Diagrammes poutres mixtes

Chapitre 5: Analyse des Résultats et comparaison

	poutre 01	poutre 02	poutre 03	Moyenne
Déplacement max	17.7	11.61	16.40	15.23
Charge max	164.5	160	170	164.83

Tab 5.22: Résultats poutres mixtes

5.3.4. Conclusion:

Après avoir analysé les résultats et comparé les capacités des deux types: profilés métalliques seuls et poutres composées étudiés nous pouvons conclure que le béton améliore avantageusement la résistance et la flexibilité de la section.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Nous pouvons conclure après ce travail de recherche ce qui suit :

Le règlement ACI est avantageux pour le moment causant la fissuration de la section mixte.

Le comportement global de ce nouveau matériau de note d'une fragilité concernant l'adhérence entre l'acier et le béton; ce qui est considéré comme un facteur influençant ce comportement.

Le règlement EC4 est le plus avantageux concernant la capacité portante de la poutre mixte. De même le règlement AASHTO est avantageux concernant le chargement de ruine.

Tous les règlements invalident à la conservation de la flèche de la poutre mixte.

Les poutres mixtes présentent une augmentation de 19% et 55% au chargement de ruine.

L'augmentation de la rigidité de flexion de la poutre mixte par rapport au profilé seul est de l'ordre de 36 % à cause de l'enrobage.

Le facteur de forme de la section mixte constitue d'un profilé en IPE 160 enrobée dans un béton caractérisé par une résistance de 25MPa à la compression égale à 1.59.

Il y a lieu aussi de retenir les acquis et avantages qu'offre ce nouveau matériau:

- Contribution très importante du béton sur la résistance de la poutre composée complètement enrobée dans le béton.
- Limitation du phénomène du déversement des profils métalliques.
- Enfin, ce type de sections composées acier-béton permet de réaliser des structures plus légères, résistantes au feu et offrent un esthétisme meilleur; et restent très économiques par rapport au béton armé conventionnel.

Références bibliographiques

- [1] **Calcul des Structures Métalliques.(2008).** Selon l'Eurocode 3 Jean Morel.
- [2] **Boulaares Said :** Comportement d'éléments structuraux en béton de sable arme,2009.
- [3] **Eurocode 4 : Part 1** Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [4] **Eurocode 3 (2002):** « Calcul des structures en acier » et document d'application nationale.
Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Annexe J.
- [5] **ANSI/AISC 360-05** An American National Standard Specification for Structural Steel Buildings Copyright 2005 by American Institute of Steel Construction, Inc.
- [6] **Loubna BOUZAOUI** Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes Asier-Béton assemblées par collage Thèse de Doctorat, Université de Reims Champagne Ardenne Le 21/10/2005
- [7] المنشآت المركبة للأستاذ الدكتور المهندس عبد القادر ملحم - منشورات جامعة حلب - كلية الهندسة المدنية [7]
- [8] **American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO,** Standard Specifications for Highway Bridges, Thirteen Ed., pp. 208 – 211, (1989).
- [9] **Melhem, A. Q. and Arroyo, A. G.,** "Strain-Hardening Analysis in the Encased Composite Steel – Concrete Bridges ", Proceedings Volume II, the Seventh Nordic Steel Construction Conference '95, Malmo, Sweden, (1995).
- [10] **Heins ,C.P.and kuo , T.C.,**"Ultimate live load distribution Factor for Bridges " journal of structural Division ,ASCE?Vol.101,No.ST7,proc,paper11443,july 1975,PP.1481-1496.
- [11] **ACI Committee 318.** Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (318R-08). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2008.
- [12] **BS5400. Steel, concrete and composite bridges:** Part 1: General statement. British Standards Institution, 1988.
- [13] **Architectural Institute of Japan (AIJ).** Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures. October 1997.
- [14] **Lin-Hai Han** Flexural behaviour of concrete-filled steel tubes Journal of Constructional Steel Research 60 (2004) 313–337.
- [15] **Issam M . Assi , Serien M. Abed and Yasser M Hunaiti :** 'Flexural Strength of Composite Beams Partially Encased in Lightweight Concrete' Pakistan journal of Applied Sciences 2(3): 320-323,2002
- [16] **Prof. Dr. Abdul Qader Melhem** Comparative Study between Behavior of Single Composite Beams with an Inverted Tee-Steel And Multi-Beam Systems
- [17] **C. Barris a , Ll. Torres a, A. Turon a, M. Baena a, A. Catalan b :** An experimental study of the flexural behaviour of GFRP RC beams and comparison with prediction models

- [18] **Brian Uy** The University of New South Wales, Australia, and **J.Y. Richard Liew** National University of Singapore in '51 Composite Steel–Concrete Structures'
- [19] **V. Kvočák, V. Kožlejová and M. Karmazínová** , Verification of the Behavior of Deck Bridges with Encased Filler Beams .INTERNATIONAL JOURNAL OF SYSTEMS APPLICATIONS, ENGINEERING & DEVELOPMENT. Issue 1, Volume 6, 2012
- [20] **Xian Li , Henglin Lv, Shuchun Zhou** Flexural behavior of GFRP-reinforced concrete encased steel composite beams . Construction and Building Materials 28 (2012) 255–262
Contents lists
- [21] **Nutan Kumar Subedi , Paul Stuart Baglin** The serviceability criteria for encased-plate concrete beams Engineering Structures 27 (2005) 1633–1641
- [22] **Silvana De Nardin, Ana Lucia H.C. El Debs** Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. Journal of Constructional Steel Research 65 (2009) 342–350
- [23] **Cheng-Chih Chen, Jian-Ming Li, C.C. Weng** . Experimental behaviour and strength of concrete-encased composite beam–columns with T-shaped steel section under cyclic loading . Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 863–881
- [24] **Tania CROSTON**: Etude Expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion 3 points réparée par matériaux composites (approche probabiliste)
- [25] **Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures** -Part 2: General rules and rules for bridges BS EN 1994 - 2 : 2005 Incorporating corrigendum July 2008
- [26] **N. Pannirselvam, P.N. Raghunath and K.Suguna**. Strength Modeling of Reinforced Concrete Beam with Externally Bonded Fibre Reinforcement Polymer Reinforcement. American J. of Engineering and Applied Sciences 1 (3): 192-199, 2008 . ISSN 1941-7020
- [27] **Cheng Chiang Weng, Sheng I Yen, and Huei Shun Wang** . A RELATIVE RIGIDITY APPROACH FOR DESIGN OF CONCRETE-ENCASED COMPOSITE COLUMNS . Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 30, No. 4, pp. 621-633 (2007).
- [28] **TICHY M, RAKOSNIK J. (1975)**. "Calcul plastique des ossatures en béton armé". EDITIONS EYROLES. Paris. France.
- [29] Laboratoire de mécanique des sols et des structures (L.M.S.S), université Mentouri de Constantine.
- [30] **Kaoua Abdelhakim**: Détermination de modèles prédictifs caractéristiques essentielles du béton de la région de M'sila (plans d'expérience).2008.
- [31] **Mr Baraka Abdelhak**: Béton Armé ITEC185 Année universitaire 2005-2006.
- [32] **Slimani Rachid** : Etude Caractérisation Des Assemblages Mixtes De Type Poutre – Poteau Selon L'eurocode - 4.
- [33] **Mme. A.CHIKH**: Résistance Au Jeune Age De Béton.
- [34].**RENAUD H, LETERTRE F. (1992)**. "Ouvrages béton armé, technologie du bâtiment.

Gros- oeuvres ". Actualisation 92 conforme aux nouvelles Règles BAEL. EDITIONS FOCHER. Paris. France.

[35] **Chung W., Sotelino E. D.,** : Three-dimensional finite element modelling of composite girder bridges. Engineering Structures 28 (2006) 63-71.

[36] **Delincé D.,:** La construction mixte acier-béton 2^{ème} partie : Vérification des états limites de service selon l'Eurocode 4. Les Dossiers du CSTC — Cahier n° 7 — 4e trimestre 2004 — p1-11

[37] **ENV 94-1-1 Eurocode 4** : Conception et dimensionnement des constructions mixtes acier-béton.

[38] **Mathieu J.,:** Vérification d'une poutre mixte suivant l'EC 4, l'influence du type de dalle utilisée sur la section de béton de calcul. p.75-86, Revue Construction Métallique n°2-1999.

[39] **Nie J., Cai C.S., Wang T.,** : Stiffness and capacity of steel-concrete composite beams with profiled sheeting. Engineering Structures 27 (2005) 1074-1085.

[40] **Rankovic S., Drenic D.,:** Static Strength of the shear connectors in steel- concrete composite beams - Regulations and research analysis - Series: Architecture and Civil Engineering Vol.2, n°4, 2002, p.251-259.

[41] **Thomann M.,:** Connexions par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton .Thèse N° 3381 (2005) Lausanne, Suisse.

[42] **AASHTO, (1989),** "standard specifications for highway bidges", thirteen Ed, 208-211.

Schilling, C.G, (1968), "bending behavior of composite Hybrid Beams" Proceeding of the American society of civil Engineers, Vo1.94, ST8. 1945-1964.

[43] **Melhem, A. Q. and Arroyo,A. (1995),**"Strain-Hardening Analysis in the Encased Composite Steel-concrete Bridges"., The seventh Nordic Steel Construction Conference Proceeding Volume II,,Malmoe, Sweden, 489-496.

[44] **Melhem A** "Comparative study between behavior of Single Composite Beams with an Inverted Tee-Steel and Multi-Beam Systems.

[45] **ACI Commitee 318.** Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary '318R-08), Farmington Hills, MI : American Concrete institute ; 2008.

BS5400. Steel, concrete and composite bridges: Part 1: General statement. British Standards Institution. 1988.