



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
Republique Algerienne Democratique Et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

**En : Génie Civil**

**Spécialité : Structures**

**Par : KHATTARA Omar**

**MOUSSELMAL Younes**

**Sujet**

### **Etude expérimentale du comportement des connecteurs en « I » dans les structures mixtes acier-béton**

Présenté et soutenu publiquement, le 22 / 09 / 2020, devant le jury composé de :

**Mr : BOUDJLELLAL. A**

Professeur/Autres grades

Président

**Mr : BOURSAS. F**

Professeur/Autres grades

Rapporteur

**Mr : AYEB. B**

Professeur/Autres grades

Examineur 1

Promotion : 2019/2020

# Remerciements



*Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé de l'épidémie afin de mener à bien ce projet de fin d'étude, Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur **M. FARID BOURSAS**, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.*

*Nous tenons à remercier vivement Monsieur **RAFIK BOUFARH** et Monsieur **Mohammed BOUCHERBA** et aussi M. **OMAR LOUHADJ** pour aider et soutenir.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres de jury Monsieur **AYEB BELKHIR** et Monsieur **BOUDJELAL ABDELOUHAB** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail. Et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Sans oublier de remercier toutes les membres DES CES INSTITUTIONS :*

- Société de ciment **GICA TEBESSA**
- Société de charpente Métallique **Mcm (divindus) TEBESSA**
- Laboratoire **LTPSud** Ghardaïa
- Bureau d'études **MOUSSELMEL**

*Et tous ceux qui nous ont beaucoup aidés à réaliser ce travail*

*Ce mémoire est le fruit d'un long travail qui n'aurait pu arriver à terme sans l'aide de nombreuses personnes. Nous tenons à ce que chacune d'elles sache que je la remercie sincèrement.*

**OMAR & YOUNES**

# Dédicace

*Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce travail*

*Que Je dédie mes très chers parents qui m'ont escorté durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ceux qu'ont servi de leurs amples intentions pour me mettre de goûter la fadeur de ce monde sans lisière dont je devais inlassablement être de grande responsabilité, et motivation.*

- *A mes sœurs et frères.*
- *A toute la famille : KHATTARA.*
- *A mes amoureux mon cœur -M -*
- *A tous mes amis sans exception.*
- *A toute personne que je connais.*
- *A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi L. OMAR*

# Dédicace

*Je dédié ce modeste travail à mes très chères parents qui je tiens tout particulièrement à les rendre ici un hommage hontement mérite pour tout ce qui ont fait pour moi, pour leurs encouragement et leurs sollicitude.*

- *A mes sœurs et frères.*
- *A toute la famille : MOUSSELMAL.*
- *A tous mes amis sans exception.*
- *A toute personne que je connais.*

## الملخص:

تُستخدم الآن الهياكل المختلطة (الفولاذية والخرسانية) أكثر فأكثر وهي موضوع أبحاث هامة. يتم تجميع المادتين ميكانيكياً عن طريق الروابط من أجل الحد من الانزلاق عند سطح التلامس بين الفولاذ والخرسانة. يقدم القانون الأوروبي الخاص بالمنشآت المختلطة (Eurocode4) بعض من أنواع الروابط، وكذلك هناك الكثير من الأبحاث حول الأنواع الأخرى من روابط القص لتجنب المشكلات المتعلقة بتلك التي اقترحها القانون الأوروبي (EUROCODE4).

و نظراً لسهولة تصنيع الروابط ذات الشكل « I » عن طريق قص العرضي للعوارض المعدنية IPN و IPE لقطع، وكذلك سهولة مهمة اللحام التي لها نفس خصائص الروابط المقترحة في القانون الأوروبي كالبراغي و غيرها من الروابط.

في هذه المذكرة نتطرق للدراسة التطبيقية لسلوك الروابط ذات الشكل « I » في الهياكل المختلطة (الفولاذية -الخرسانية) عن طريق تجربة الضغط القاص (Push-out tests) ، وقد تمت دراسة موضعين للروابط « I » ، أولهما سنحاول منع انزلاق أقصى قدر من السطح الخرساني و الثاني هو تغيير موضع الرباط بدوران 90 درجة للروابط « I » أو تحويله الى اتجاه عزم العطالة الأقوى للحصول على التصميم الصحيح لهذا النوع من الروابط. وتكون نتائج هذه التجارب هي عبارة عن منحنيات (القوى-الانزلاق) وبالإضافة إلى وضع التكسر.

**الكلمات المفتاحية:** الهياكل المختلطة (الفولاذية والخرسانية) ; روابط القص « I » ; تجربة الضغط القاص ;منحنيات (القوى-الانزلاق) ; وضع التكسر.

## **Abstract**

Steel-concrete composite structures are now increasingly used and they are the subject of significant researches. The two materials are assembled mechanically by a connection in order to limit the slip between steel and concrete. Eurocode4 offers some kind of connectors, there is a lot of research on other types of shear connectors to avoid the problems related to those proposed by Eurocode.

Consequently, the ease of manufacturing the “I” connectors by transverse cutting of the IPN and IPE profiles is another advantage. The welding task has the same characteristics as those referred to the other connectors. This thesis is devoted to the experimental study of the behavior of "I" connectors in steel-concrete composites structures by "push out test", two positions of the connectors have been studied the first we will try to block a maximum of concrete surface and the second is a 90 degrees rotation of "I" connectors or the direction of the high inertia in order to get the correct design of this type of connector. The results of these tests are the load-slip curves as well as the failure modes.

**Keywords:** composites structures; shear connectors; “I” connectors; the push test; load-slip curve; failure mode.

## **Résumé**

Les structures mixtes acier-béton sont désormais de plus en plus utilisées et font l'objet de recherches importantes les deux matériaux sont assemblés mécaniquement par une connexion afin de limiter le glissement entre l'acier et le béton. Certains connecteurs sont proposés par l'Eurocode4, il existe de nombreuses recherches sur d'autre type de connecteurs de cisaillement pour éviter les problèmes liés à ceux proposés par l'Eurocode.

Par conséquent, la facilité de fabrication des connecteurs en « I » par découpage transversal des profilés en IPN et en IPE est un autre avantage. La tâche de soudure a les mêmes caractéristiques que celles référées aux autres connecteurs. Ce mémoire est consacré à l'étude expérimentale du comportement des connecteurs en « I » pour les structures mixtes acier-béton par l'essai de poussé ou bien « push out test », deux position des connecteurs ont été étudiés la première Nous avons essayé de bloquer un maximum de surface du béton et la deuxième est une rotation de 90 degrés ou bien le sens de la forte inertie afin de retirer la conception correcte de ce type de connecteur. Les résultats de ces essais sont les courbe charge-glissement ainsi que les modes de ruine.

**Mots clés :** structures mixtes ; connecteurs de cisaillement ; connecteurs en « I » ; l'essai de poussé ; courbe charge déplacement ; modes de ruine

# SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicace	
الملخص	
Abstract	
Résumé	
Table des matières	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des photos	
Liste des symboles et abréviations	

## Table des matières

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les structures mixte acier-béton</b> .....	3
1. Introduction : .....	3
2. Généralités sur les structures mixtes acier béton : .....	3
2.1. Les poutres mixtes : .....	3
2.2. Les dalles mixtes : .....	4
2.3. Les poteaux mixtes : .....	5
3. Utilisation des structures mixtes : .....	6
3.1. Aspect architectural : .....	6
3.2. Aspect économique : .....	7
4. Matériaux utilisés dans un élément mixte : .....	7
4.1. Caractéristiques des matériaux : .....	7
4.1.1. Acier de construction : .....	7
4.1.2. Acier d'armature : .....	8
4.1.3. Le Béton : .....	9
4.2. Comportement des matériaux utilise dans les structures mixtes acier-béton : .....	10
4.2.1. Comportement de L'acier : .....	10
4.2.2. Comportement du béton [6]: .....	12
4.2.3. Comportement du béton en compression uni-axiale [6] : .....	13

4.2.4.	Comportement du béton en traction uni-axiale [6]: .....	14
4.2.5.	Comportement de la connexion acier béton : .....	18
5.	Avantages de la construction mixte : .....	20
5.1.	En général : .....	20
5.2.	Pour les poutres mixtes : .....	20
5.3.	Pour les dalles mixtes : .....	21
5.4.	Pour les poteaux mixtes : .....	21
6.	Inconvénients de la construction mixte : .....	21
7.	Conclusion : .....	22
	<b>Chapitre 02 : Connexion acier-béton et essais de cisaillement</b> .....	<b>23</b>
1.	Introduction : .....	23
2.	Modes d'interaction et degré de connexion : .....	23
3.	Les types des connecteurs : .....	25
4.	Classification des connecteurs : .....	26
4.1.	Connecteurs ductiles (souples) : .....	27
4.2.	Connecteurs de cisaillement rigides : .....	28
5.	Essai standard de cisaillement – (Push-out test) : .....	29
6.	Préparation des éprouvettes : .....	32
7.	<b>ESSAI DES DALLES DE PLANCHER MIXTES</b> : .....	<b>33</b>
7.1.	Essais paramétriques : .....	33
7.1.1.	Généralités : .....	33
7.1.2.	Conditions d'essai : .....	34
7.1.3.	Préparation des corps d'épreuve : .....	35
7.1.4.	Procédure de mise en charge pour les essais : .....	37
7.2.	Essais spécifiques : .....	39
7.2.1.	Généralités : .....	39
7.2.2.	Conditions d'essai : .....	39
7.2.3.	Préparation des corps d'épreuve : .....	39
7.2.4.	Méthode de mise en charge pour les essais : .....	40
7.2.5.	Détermination de la résistance : .....	40
8.	Résistance des connecteurs au cisaillement : .....	40
a)	Goujons à tête : .....	40
b)	Résistance des goujons soudés : .....	42
c)	Equerres clouées : .....	44
d)	Connecteurs en cornières soudées : .....	45

e) Connecteurs en « U » :	46
f) Connecteurs en boulons :	47
g) Plaques perforées :	48
9. Modes de rupture des poutres mixtes avec goujons :	49
10. Procédure d'essai :	50
11. Interprétation des résultats :	50
12. Conclusion :	52
<b>Chapitre 03 : Programme Expérimental</b>	<b>53</b>
1. Introduction :	53
2. Essais de Push-out sur des connecteurs en «I» :	53
3. Formulation du béton de Mélange :	56
3.1 Caractérisation des matériaux :	56
3.1.1 Le ciment :	56
3.1.2 Le Sable concassé 0/3 :	57
3.1.3 Le Gravier :	57
3.1.4 L'eau de gâchage :	58
3.1.5 Adjuvant : (NF EN 934-2 tab 11.1 et 11.2) :	58
4. Les Essais sur granulats :	58
4.1 Analyse Granulométrique (NF P 18-560 septembre 1990) :	58
4.2 Essai d'Equivalent de sable : (NF P 18-598) :	62
4.3 Essai de la Masse volumique (NF P 18-555) :	64
4.3.1 La masse volumique spécifique absolue :	64
4.3.2 La masse volumique apparente :	65
5. La méthode « DREUXGORISSE » :	65
5.1 Exemple de calcul pour le première mélange :	65
6. Coulage du béton :	72
6.1 Les étapes de coulage du béton :	72
6.1.1 Malaxage du béton :	72
6.1.2 Essai d'Affaissement (cône d'Abrahams) NF P18-451 :	73
7. Coulage des Spécimens de « Push-Out » :	74
8. Conclusion :	75
Chapitre 04 : Résultats et discussion	76
1. Introduction :	76
2. Essai d'écrasement des éprouvettes cubiques du béton	76
3. Essais de traction sur les aciers utilisés :	77

4. Les caractéristiques mécaniques de l'acier : .....	78
5. Exemple de déterminer les caractéristiques d'IPE120 : .....	78
6. Essai de poussé « push-out » : .....	79
7. Résultats des essais poussés « push-out » : .....	80
7.1 Les courbes charges-glissements : .....	81
7.2 Charge ultime de cisaillement : .....	83
7.3 Effet de la résistance du béton : .....	83
7.4 Effet de la position du connecteur : .....	85
8. Les Modes de ruine : .....	86
9. Conclusion : .....	87
Conclusion générale .....	88

### **Liste des tableaux**

Tableau 3. 1 caractéristique des spécimens d'essai .....	54
Tableau 3. 2: Résultat de l'analyse granulométrique de sable .....	59
Tableau 3. 3 Résultat de l'analyse granulométrique Gravillon 3/8.....	60
Tableau 3. 4 Analyse granulométrique du Gravillon 8/15.....	61
Tableau 3. 5 Résultats d'Equivalent de sable .....	63
Tableau 3. 6 Désignation de la nature du sable en fonction de l'équivalent de sable.....	64
Tableau 3. 7 Résultat de la masse volumique spécifique absolue .....	64
Tableau 3. 8: Résultat de la masse volumique apparente .....	65
Tableau 3. 9 : Valeurs approximatives du coefficient granulaire G .....	66
Tableau 3. 10 Résultat des données de base des mélanges .....	66
Tableau 3. 11: Optimisation de la compacité en fonction du type de vibration, de la forme des granulats, et du dosage en ciment .....	67
Tableau 3. 12 les coordonnées de la courbe granulaire.....	68
Tableau 3. 13 : Coefficient de compacité .....	70
Tableau 3. 14 Les dosages des matériaux de premier mélange .....	71
Tableau 4.1 : Résultats de compression du béton à 28 jours. ....	76
Tableau 4.2: Résultats des essais de traction. ....	78
Tableau 4.3: Résultats des essais .....	80
Tableau 4.4: récapitulatif des résultats des essais de poussée.....	83

## Liste des figures

Figure 1.1 : Différentes formes de poutres mixtes [2].	4
Figure 1.2 : Exemples de type de profilé métallique [2].	4
Figure 1.3: Exemple Composition de plancher à tôle profilée collaborant [4].	5
Figure 1.4: Les Dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes [2].	5
Figure 1.5: Exemples types de sections transversales de poteaux mixtes [2].	6
Figure 1.6: Relation contrainte-déformation spécifique des aciers de construction [1].	8
Figure 1.7: Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature [1].	9
Figure 1.8: Diagramme parabolique conventionnel [14].	9
Figure 1.9: Loi de comportement de l'acier doux [6].	10
Figure 1.10 : Critère de Von Mises dans le plan (2D) [6].	11
Figure 1.11: Etat biaxial de contraintes [6].	12
Figure 1.12: Loi de comportement du béton en compression uniaxiale [6].	13
Figure 1.13: Modèle de comportement du béton en compression selon l'EC2 [8].	14
Figure 1.14: Évolution des déformations dans un élément en béton armé sollicité en traction [6].	15
Figure 1.15: Élément soumis à un effort de traction uniaxial [6].	16
Figure 1.16: Loi de comportement du béton armé en traction uni axiale [6].	18
Figure 1.17: Exemples de connecteurs utilisés dans la construction mixte [1].	19
Figure 1.18: Comportement des connecteurs dans la poutre mixte [11].	20
Figure 2.1 : Modes d'interaction.	24
Figure 2.2: Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes.	26
Figure 2.3: Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par le rapport glissement/charge appliquée.	27
Figure 2.4 : Exemple de connecteurs ductiles.	28
Figure 2.5: Exemple de connecteurs rigides [29][30].	29
Figure 2.6: Dispositif d'essai de push-out sur des goujons à tête [1].	30
Figure 2.7: Dispositif d'essai de (push-out) pour un type quelconque de connecteur [1].	32
Figure 2.8: Illustration des modes de ruine possibles [1].	34
Figure 2.9: Montage d'essai [1].	34
Figure 2.10: Evaluation des résultats d'essai [1].	38
Figure 2.11 : Détails de l'essai [1].	39
Figure 2.12: Goujons à tête pour dalle pleine ou dalle mixte [1].	42
Figure 2.13: Goujon à tête soudé [1].	42
Figure 2.14: Goujon soudé avec dalle mixte.	44
Figure 2.15: Dimensions des équerres clouées HILTI-HVB.	45

Figure 2.16: Dimensions d'une cornière soudée avec filant .....	46
Figure 2.17: Dimensions d'un connecteur .....	47
Figure 2.18: Connecteur en boulons .....	48
Figure 2.19: Plaque perforée .....	49
Figure 2.20: Modes de rupture des connecteurs selon l'EC4 [1].....	50
Figure 2.21: Détermination de la capacité de glissement $\delta u$ [1].....	51
Figure 3. 1Principe de l'essai Push-Out [15] .....	53
Figure 3. 2Spécimen d'essai de push-out avec des connecteurs en « I » [13] .....	55
Figure 3. 3: Courbe granulométrique pour sable concassé 0/3 .....	59
Figure 3. 4 : Courbe granulométrique pour Gravillon 3/8 .....	61
Figure 3. 5: Courbe granulométrique pour Gravillon 8/15 .....	62
Figure 3. 6 : Courbe granulométrique de référence OAB .....	69
Figure 4.1: spécimen de l'âme (section rectangulaire) du connecteur IPE120.....	77
Figure4.2: courbe d'essai de traction d'un spécimen IPE120.....	79
Figure4.3: courbe charge-glissement d'un spécimen A-01 .....	81
Figure4.4: courbe charge-glissement d'un spécimen A-02 .....	81
Figure4.5: courbe charge-glissement d'un spécimen B-01 .....	82
Figure4.6: courbe charge-glissement d'un spécimen B-02 .....	82
Figure4.7: Courbes (charge-glissement) pour les spécimens A-01, B-01. ....	83
Figure4.8: Courbes (charge-glissement) pour les spécimens A-02, B-02. ....	84
Figure4.9: Courbes (charge-glissement) pour les spécimens A-01, A-02 de classe C20 .....	85
Figure4.10 : Courbes (charge-glissement) pour les spécimens B-01, B-02 de classe C30.....	85

### **Liste des Photos**

Photo 3. 1: Différente position des Connecteurs en « I » avec profilés métalliques en HEB160.....	54
Photo 3.2 : Préparation des spécimens d'essai et Huilage des semelles .....	56
Photo 3.3: Le ciment CPJ-CEM II/A M (P-L) 42,5 l'usine GICA (ELMALABIOD) .....	56
Photo 3. 4: Echantillon de sable utilise. ....	57
Photo 3. 5: Echantillon de gravier (3/8).....	57
Photo 3. 6: Echantillon de gravier (8/15) .....	57
Photo 3.7: Le super plastifiant Sika® ViscoCrete®-522.....	58
Photo 3.8: Les principaux matériels.....	62
Photo 3.9: Balance électrique.....	62
Photo 3.10: La Machine agitatrice .....	62
Photo 3.11 : Mesure de la hauteur h1 et h2.....	63

Photo 3. 12: Essai de la masse volumique apparente.....	65
Photo 3.13: laboratoire de société des ciments Gica de Tébessa .....	72
Photo 3.14: Malaxage du béton dans la bétonnière .....	73
Photo 3.15: Essai d'affaissement au cône d'Abrahams. ....	73
Photo 3.16: Spécimens de « Push-Out » .....	74
Photo 3.17: Les éprouvettes cubiques normalisées.....	74
Photo 4. 1: Machine de compression .....	76
Photo 4.2:l'essai de poussé push-out .....	80
Photo 4.3 : Rupture par cisaillement du connecteur .....	86
Photo 4.4:fissuration et l'écrasement du béton.....	87

## Liste des symboles et abréviations

### Majuscules:

$A_0$  : Aire de la section transversale du profilé métallique ;

$A_c$  : Aire de la section transversale de la dalle en béton ;

$A_m$  : Aire de la section mixte homogénéisée ( $A_m = A_a + \frac{A_c}{n}$ ) ;

$A_s$  : Aire totale des armatures longitudinales tendues de la dalle en béton ;

$A_{sc}$  : Aire de l'âme cisailée du connecteur en « I »,  $A_{sc} = t_w L_I$  ;

$B_I$  : Largeur du connecteur en « I » ;

$E_a$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier de construction ;

$E_c$  : Module d'élasticité longitudinal du béton ;

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier d'armatures ;

$H_I$  : Hauteur du connecteur ;

$I_a$  : Moment d'inertie du profilé métallique ;

$I_m$  : Moment d'inertie de la section mixte homogénéisée ;

$L_I$  : Longueur du connecteur en « I », en (mm) ;

$L_c$  : Longueur parallèle ;

$L_0$  : Longueur de jauge d'origine ;

$L_t$  : Longueur totale de l'éprouvette ;

$S_0$  : Section transversale d'origine de la longueur parallèle ;

1 : extrémités pincées ;

$L_u$  : Longueur de jauge finale après fracture ;

$M_{apLRd}$ : Moment résistant plastique de la poutre métallique ;

$M^+_{pL,Rd}$ : Moment résistant plastique de la poutre mixte sous une flexion positive ;

$M^-_{pL,Rd}$ : Moment résistant plastique de la poutre mixte sous une flexion négative ;

$M^{(red)}_{pL,Rd}$  : Moment résistant plastique réduit de la poutre mixte avec une connexion partielle ;

$N_f$  : Nombre de connecteurs nécessaire pour que la connexion soit complète ;

$N$ : Nombre de connecteurs effectivement utilisé dans la poutre mixte ;

$P_u$ : Résistance ultime du connecteur au cisaillement ;

$S$  : Glissement du connecteur à l'interface (acier-béton) ;

$S_c$ : Moment statique de la dalle par rapport à l'axe neutre de la section mixte ;

$S_u$ : Capacité de glissement du connecteur à l'interface (acier-béton) ;

$V$  : Effort tranchant dans la section considérée ;

$V_{lf}$ : Effort de cisaillement longitudinal à l'interface acier-béton ;

### **Minuscules:**

$\sigma$  : Contrainte normale ;

$\tau$  : Contrainte tangentielle ;

$b_{eff}$ : Largeur participante de la dalle de béton ;

$e$  : Espacement entre deux connecteurs ;

$a_0$  : Épaisseur d'origine d'une éprouvette plate ou épaisseur de paroi d'un tube ;

$b_0$  : Largeur d'origine de la longueur parallèle d'une éprouvette plate;

$l$  : Longueur de répartition des connecteurs ;

$t_f$ : Épaisseur de la semelle du connecteur en « I » ;

$t_w$  : Épaisseur de l'âme du connecteur en « I » ;

$\phi$  : Diamètre d'une barre ;

$\rho$  : masse volumique ;

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression ;

$f_t$  : Résistance du béton à la traction ;

$f_u$  : Résistance ultime en traction et en compression de l'acier ;

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier ;

$n$  : Coefficient d'équivalence ( $n = \frac{E_a}{E_c}$ ) ;

$v_{el}$  : Effort rasant par unité de longueur ;

$\mathcal{E}_y$  : Déformation élastique ;

$\mathcal{E}_u$  : Déformation ultime en traction et en compression ;

$\nu$  : Coefficient de Poisson ;

$\eta$  : Degré de connexion ;

$\lambda$  : Facteur d'élanement ;

$\alpha$  : Facteur de réduction ;

$\xi$  : Facteur de confinement, ou taux de contribution de l'acier ;

### Introduction générale

La connexion entre le béton et les profilés métalliques dans les structures mixtes acier-béton est très importantes le fondement est de coupler dans un élément mixte les deux matériaux différents afin de bénéficier de chacun des matériaux de façon optimale. Compte tenu de leur comportement physique, cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont le rôle d'empêcher ou du moins de diminuer le glissement relatif entre les deux matériaux à assembler, le comportement et la résistance des connecteurs, exprimés par la relation force-glissement mesuré au niveau des connecteurs, cette interaction est différente selon la nature des connecteurs ou selon leurs comportement rigide ou bien ductile.

Le connecteur est un organe de liaison placé entre une poutre métallique et une dalle en béton pour solidariser les deux matériaux afin d'empêcher le glissement longitudinal de la dalle. Les connecteurs peuvent être des goujons des barres rondes, des étréques, des coupons de profils divers U, H ou bien I soudés sur la semelle supérieure de la poutre métallique.

L'objectif du programme expérimental est d'étudier le comportement des connecteurs de cisaillement en forme I. L'essai standard et normalisé dite PUSHOUT est utilisé afin d'établir la résistance des connecteurs en I. cet essai vise d'abord à déterminer la résistance et le comportement des connecteurs (charge –glissement, déformations, et mode de ruine) les spécimens utilisés pour ces essais sont des spécimens de dimensions spécifiques selon l'Eurocode 4, afin de s'adapter a la machine d'écrasement.

Dans des travaux de recherches précédentes, les connecteurs en forme de I ont été utilisés du côté de la faible inertie pour résister à la force de cisaillement. En effet, le connecteur en forme de I était orienté de manière à ce que son axe d'inertie la plus faible soit contre l'axe de l'effort de cisaillement. Le connecteur de cisaillement en forme de I ayant trois axes principaux d'inertie distincts, il peut prendre plusieurs orientations à l'intérieur de la dalle de béton notamment celle ou l'axe de forte inertie soit contre l'axe de l'effort de cisaillement, ce qui peut offrir une rigidité et une ductilité différente, et ce qui peut être plus avantageux pour résister aux forces de glissements et de cisaillements. Par conséquent, le but de notre travail est d'étudier le comportement force- glissement des connecteurs de cisaillement en forme de I avec une orientation différente. Des tests expérimentaux ont été réalisés afin d'atteindre l'orientation typique qui donne la plus grande capacité portante. Cette étude nous oblige à tracer un plan de travail, le contenu de ce travail se présente de la manière suivante :

### **Un premier chapitre :**

Est consacré à l'étude bibliographique sur les structures mixtes acier-béton, cette étude donne un aperçu de l'état de connaissances sur les éléments de structures mixtes à savoir les poutres mixtes, les dalles mixtes, et les poteaux mixtes. Les différents matériaux utilisés aux poutres mixtes de bâtiments et aux ponts mixtes et la connexion entre les deux matériaux utilisés (acier-béton) et leurs comportements ont été abordé dans ce chapitre.

### **Un deuxième chapitre :**

Est consacré à l'étude de la connexion acier-béton dans les poutres mixtes et une étude des différents essais sur les connecteurs proposés par l'Eurocode 4. Nous allons présenter l'effet de la connexion dans les poutres mixtes et les modes d'interaction. Les différents types et Classification de connecteurs actuellement utilisés. Dans l'Eurocode 4 ont été abordé dans ce chapitre, il y a un essai standard de cisaillement appelé essais de poussé ou «PUSH-OUT TEST » nous allons expliquer le dispositif et préparation des éprouvettes et la procédure d'essai. Le dimensionnement de la connexion est traité de manière détaillée en distinguant le calcul élastique et le calcul plastique de la connexion.

### **Un troisième chapitre :**

Traites la procédure expérimentale utilisée pour réaliser des éprouvettes de l'essai PUSH-OUT. Puis nous allons faire une description détaillé des spécimens d'essai PUSH-OUT, ensuite nous allons présenter les caractéristiques des matériaux utilisés dans cet essai et la méthode de formulation du béton utilisé.

### **Un quatrième chapitre :**

Est consacré à la discussion des différents résultats obtenus expérimentalement à partir de l'essai PUSH OUT , ainsi que les résultats sur les différents essais sur matériaux à savoir la résistance à la traction d'acier des connecteurs en « I » et les barres d'armature, Nous allons mettre en évidence l'influence de la position du connecteur en « I » sur le comportement des poutres mixtes acier-béton pour deux différentes résistance du béton à la compression  $F_c=20$  Mpa et  $F_c=30$ .

## **Chapitre 01 :**

# **Étude bibliographique sur les structures mixte acier-béton**

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les structures mixte acier-béton

### 1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude bibliographique sur les structures mixtes acier-béton. L'objectif de cette étude est de donner un aperçu de l'état de connaissances sur les éléments de structures mixtes à savoir (**Les poutres mixtes, Les dalles mixtes, Les poteaux mixtes**). Les différents types des éléments de structures mixtes sont détaillés dans ce chapitre ainsi que les différents matériaux utilisés aux poutres mixtes de bâtiments et aux ponts mixtes, dalles mixtes et poteaux mixtes. Nous allons présenter ensuite, les avantages et les inconvénients des constructions mixtes par rapport aux autres types de constructions.

### 2. Généralités sur les structures mixtes acier béton :

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts [1]. Bien que de nature franchement différente, ces deux matériaux sont complémentaires, le béton résiste à la compression et l'acier à la traction.

Le profilé métallique est généralement connecté mécaniquement à la partie béton ; cette connexion offre une importante résistance au cisaillement à l'interface des deux matériaux, leur permettant de travailler ensemble en flexion.

La dalle de béton permet la reprise des efforts de compression ainsi qu'une protection complémentaire intéressante du profilé en acier contre la corrosion et l'incendie ; l'acier reprenant principalement les efforts de traction.

Dans les bâtiments multi-étages les grandes portées génèrent des moments de flexion importants qui peuvent être repris plus avantageusement par une structure mixte [2].

#### 2.1. Les poutres mixtes :

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton ; elles peuvent être de la forme illustrée à la figure 1.1. Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles [3].

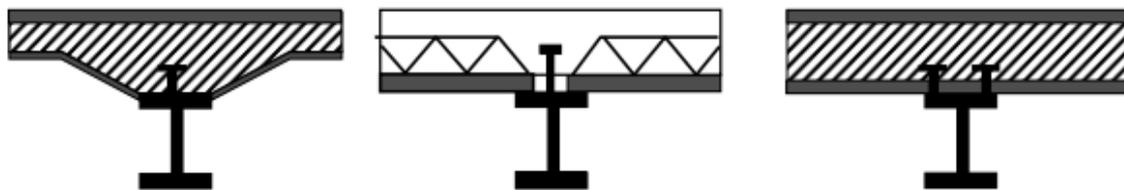
**Compositions :**

Une poutre mixte comporte trois composantes :

- ✚ Une partie en béton, se présentant habituellement sous la forme d'une semelle en béton, à la partie supérieure de la section.
- ✚ Un profilé en acier.
- ✚ Une connexion, assurée le plus souvent par des goujons connecteurs [4].

**Elles peuvent être :**

- ✚ des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- ✚ des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- ✚ des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées [2].



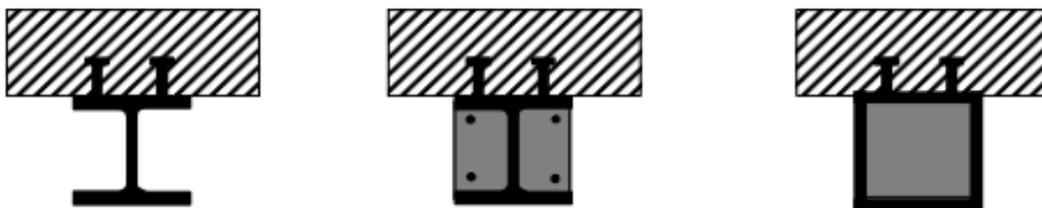
Profilé + dalle coulée  
Sur coffrage

Profilé + dalle partiellement  
préfabriquée

profilé + dalle complètement  
préfabriquée

**Figure 1.1 : Différentes formes de poutres mixtes [2].**

Il faut noter que le type de profilé métallique peut varier suivant le type d'application (figure1.2).



**Figure 1.2 : Exemples de type de profilé métallique [2].**

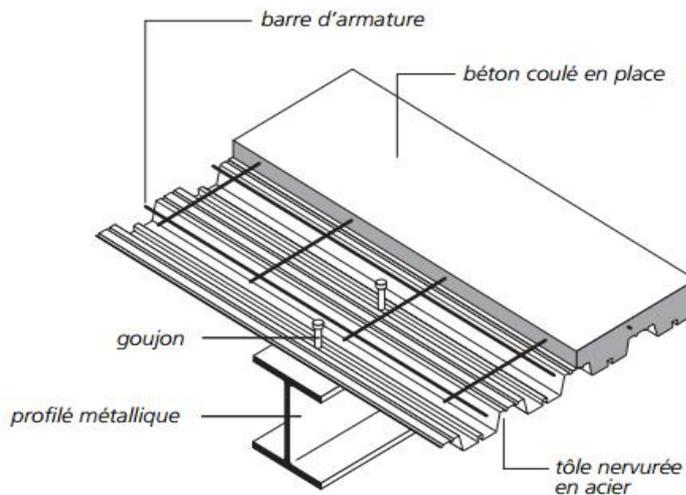
**2.2.Les dalles mixtes :**

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.
- ✚ soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier [2].

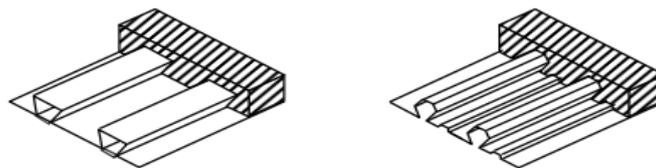
**Compositions :**

Une dalle mixte comporte une tôle mince profilée en acier conçue pour développer une collaboration structurale efficace avec le béton du plancher qu'elle va recevoir. Les dalles mixtes sont tout indiquées pour les applications dans les bâtiments en acier où elles peuvent, moyennant une connexion, développer une action composite avec les poutres de plancher en acier (Figure 1.3) [4].



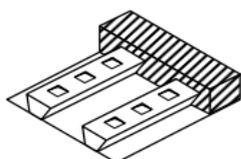
**Figure 1.3: Exemple Composition de plancher à tôle profilée collaborant [4].**

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180mm ; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm [2].

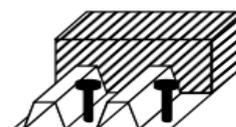
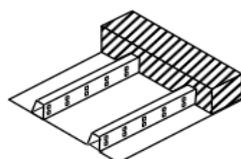


**Liaison par frottement dans les dalles mixtes**

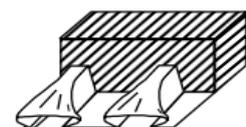
**2.3. Les poteaux mixtes :**



**Liaison mécanique dans les dalles mixtes**



**Ancrage d'extrémité dans les dalles mix**



**Figure 1.4: Les Dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes [2].**

Les colonnes ou poteaux mixtes sont par définition des éléments porteurs verticaux

**Compositions :**

Composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non [1]. Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes :

- ✚ les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement (figure 1.5).
- ✚ les poteaux remplis de béton (figure 1.5) [3].

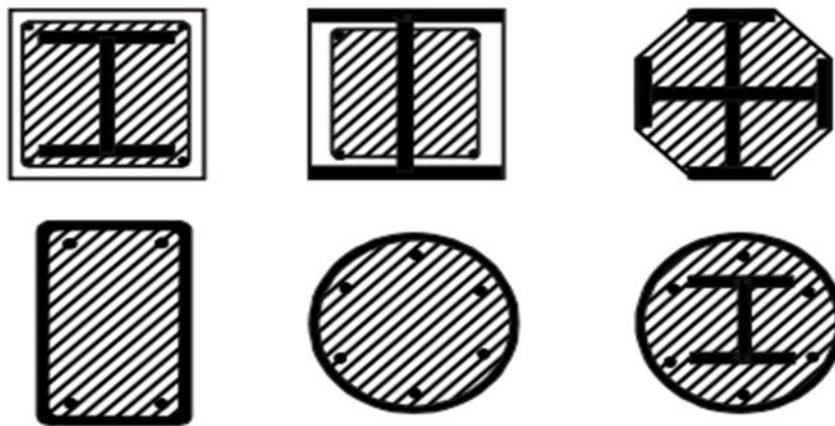


Figure 1.5: Exemples types de sections transversales de poteaux mixtes [2].

**3. Utilisation des structures mixtes :**

Tout dimensionnement doit non seulement prendre en compte l'optimisation de la résistance aux charges, la résistance au feu, de la raideur et de la ductilité mais également **les aspects architecturaux, économiques**, de fabrication et d'utilisation des poutres, dalles et poteaux [5].

**3.1.Aspect architectural :**

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes. En plus de réduire les dimensions des éléments, la construction mixte permet :

- ✚ des portées plus importantes.
- ✚ des dalles mixtes plus minces.
- ✚ des colonnes mixtes plus élancées.

Elle offre également une grande flexibilité ainsi que de nombreuses possibilités lors de la conception [5].

### 3.2. Aspect économique :

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites et d'une exécution plus rapide. La rigidité plus élevée de l'élément structural mixte entraîne des flèches plus faibles donc des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles. 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 de couverture.
- ✚ les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité.
- ✚ pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages.
- ✚ 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 élevé [5].

## 4. Matériaux utilisés dans un élément mixte :

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- ✚ L'acier de construction.
- ✚ L'acier d'armature ou de renfort.
- ✚ Les tôles profilées en acier.
- ✚ Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différents codes [CBA93]. [CCM97]. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [EC2, EC3, EC4]. [3].

### 4.1. Caractéristiques des matériaux :

Les principales caractéristiques des matériaux cités ci-dessus sont examinées dans ce qui suit :

#### 4.1.1. Acier de construction :

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.),

Soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité).

La classification couramment utilisée en construction métallique "*Nuance d'acier*" qui est définie par sa limite d'élasticité  $f_y$  [3].

L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113.

Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- ✚ Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000N / mm^2$
- ✚ Module de cisaillement :  $G = \frac{E}{2*(1+\nu)} \approx 80769N / mm^2 \approx 81KN / mm^2$
- ✚ Coefficient de Poisson :  $\nu = 0.3$
- ✚ Masse volumique :  $\rho_a = 78.50KN / m^3$

Pour les calculs et la conception, l'eurocode3 (EC3) admet l'idéalisation de la relation contrainte-déformation de l'acier de construction sous forme élastique parfaitement plastique [1], comme indiquée sur la figure 1.6.

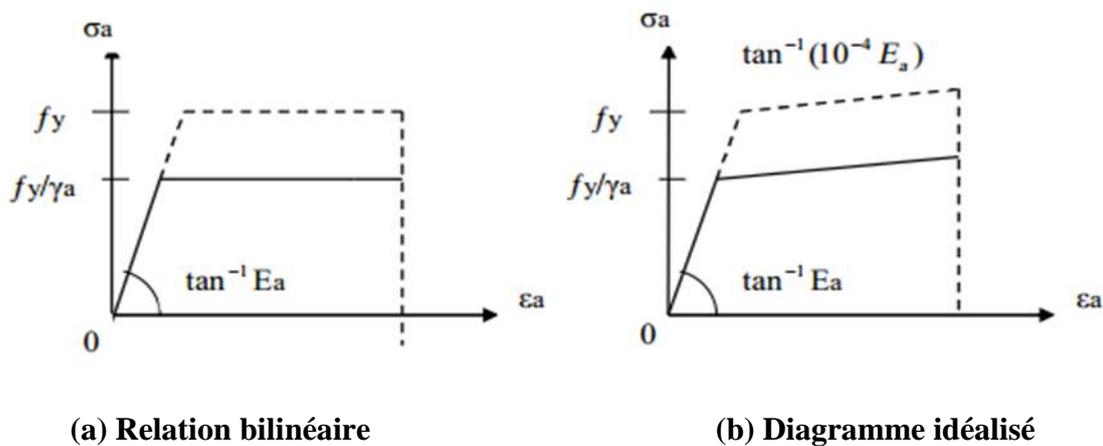


Figure 1.6: Relation contrainte-déformation spécifique des aciers de construction [1].

#### 4.1.2. Acier d'armature :

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques, ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%.

Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction [3] (figure 1.7).

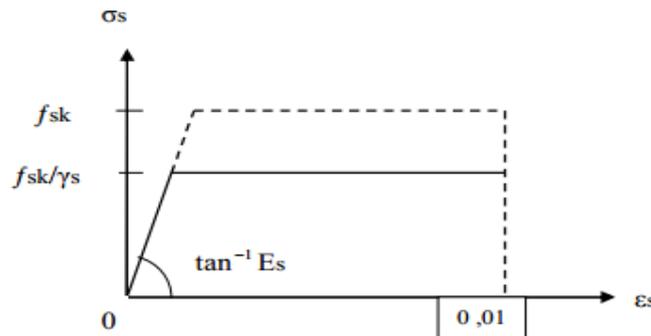


Figure 1.7: Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature [1].

### 4.1.3. Le Béton :

Le béton est défini par sa résistance à la compression. Nous nous intéressons donc uniquement aux caractéristiques mécaniques du béton puisque ce sont elles qui déterminent sa résistance. La relation contrainte-déformation conventionnelle est définie comme suit :

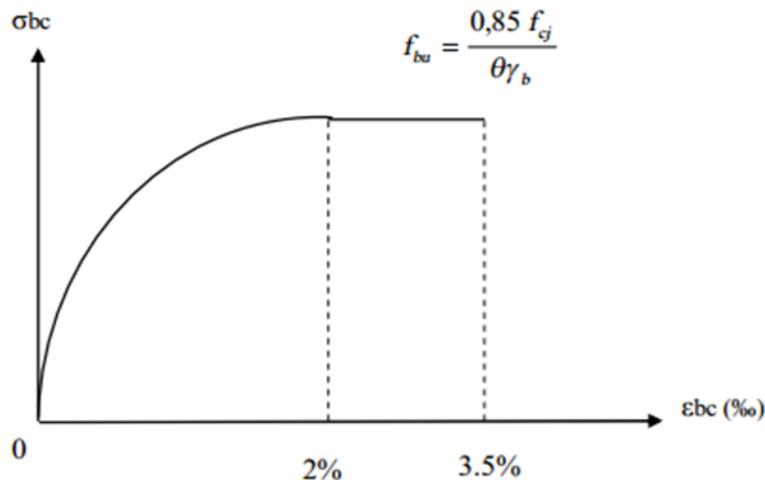


Figure 1.8: Diagramme parabolique conventionnel [14].

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C20 à C25. Toutefois, selon la situation, il se peut que l'on utilise un béton de moindre (C16, C18) ou de meilleure qualité (C30, C40, C50).

#### Remarque :

L'EC2 propose une classification basée sur la résistance sur cylindre  $f_{ck}$  à 28 jours. Cette valeur caractéristique est définie comme la valeur de la résistance au-dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% de l'ensemble des résultats d'essais de résistances possibles du béton spécifié.

La valeur  $f_{ck}$  en N/mm donne directement la classe du béton (C12, C16, C20, etc.).

Le module d'élasticité  $E$  du béton est une caractéristique présentant une dispersion non négligeable, qui dépend essentiellement de la résistance à la compression sur cylindre.

Les propriétés du béton varient cependant au cours du temps. Le fluage et le retrait sont les principaux phénomènes qui influencent le comportement du béton [3].

## 4.2. Comportement des matériaux utilisés dans les structures mixtes acier-béton :

L'analyse fondamentale du comportement des matériaux utilisés dans les structures mixtes passe par la connaissance des propriétés de chacune de ses composantes. Dans le cadre de ce chapitre nous développons les principes de comportement de l'acier, du béton ainsi que différents types de connecteurs [6].

### 4.2.1. Comportement de l'acier :

Le comportement typique d'un acier structural utilisé dans la construction mixte correspond au diagramme sur la Figure 2.1. La pente initiale du diagramme contrainte-déformation est linéaire avec un module d'élasticité généralement pris autour de 210000MPa. Si on procède à un déchargement de la structure dans la zone élastique, l'acier retrouve son état de déformation initial ( $\varepsilon_s = 0$ ). Le comportement élastique continue jusqu'à ce que la valeur de la limite élastique de l'acier soit atteinte pour une déformation  $\varepsilon_y = f_y/E_a$ . Un accroissement de déformations au-delà de cette limite mène à un écoulement plastique sans ou avec une augmentation négligeable des contraintes jusqu'à ce que la déformation d'écrouissage  $\varepsilon_{st}$  soit atteinte. Ensuite, la contrainte augmente jusqu'à ce que la limite ultime du matériau  $f_u$ , suivie de la rupture de l'acier, soit atteinte [6].

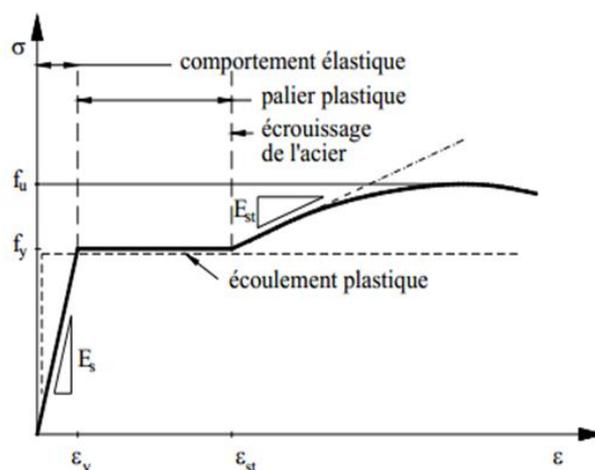


Figure 1.9: Loi de comportement de l'acier doux [6]

Ainsi c'est la limite élastique  $f_y$  qui est la caractéristique déterminante pour l'acier dans la construction mixte. Dans la plupart des applications, ce sont des aciers de classe S235 à S355 qui sont utilisés. La valeur de la limite élastique dépend de la composition chimique de l'acier, notamment du pourcentage de carbone, mais aussi du type de laminage de l'acier. En général, on peut dire que l'augmentation de la limite élastique a pour conséquence la réduction de la longueur du palier plastique, ce qui réduit la ductilité de l'acier. Ceci est un des facteurs qui limite l'application des aciers à haute résistance notamment dans la construction mixte, Puisqu'un tel acier ne permet pas d'envisager le développement de la résistance plastique de la section mixte à l'ELU [7]. Sous sollicitations uni-axiales en phase élastique, le comportement de l'acier est le plus souvent identique

En compression et en traction. En effet, la limite élastique  $f_y$  ainsi que le module de Young  $E_s$ , déterminés par des essais en traction, sont généralement considérés identiques en compression.

Sous des sollicitations bi-axiales, le critère de Von Mises permet de décrire le seuil d'élasticité pour un état de contraintes dans le plan sous la forme suivante :

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2 = f_y^2 \quad (1.1)$$

Dans le repère des contraintes principales, le critère s'écrit sous la forme suivante :

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 = f_y^2 \quad (1.2)$$

Représenté par une courbe limite dans le plan des contraintes de forme elliptique illustrée à la Figure 2.2. Dans le cas du cisaillement pur ( $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau_{xy}$ ), la contrainte limite plastique de cisaillement

$\tau_y$  vaut :

$$\tau_y = \tau_{xy} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (1.3)$$

En pratique, l'approximation  $\tau_y = 0.6 \cdot f_y$  est parfois utilisée [6].

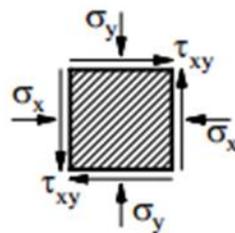


Figure 1.10 : Critère de Von Mises dans le plan (2D) [6]

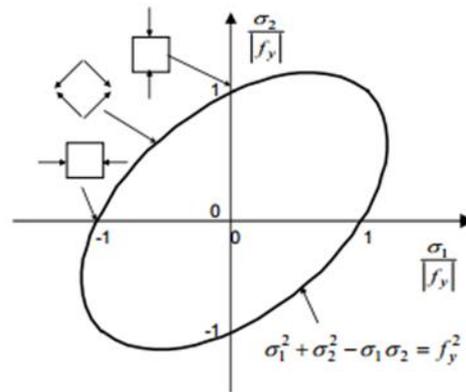


Figure 1.11: Etat bi-axial de contraintes [6]

#### 4.2.2. Comportement du béton [6]:

Le béton est un matériau granulaire particulier à cohésion non nulle et à frottement interne élevé, qui fait partie des matériaux dits quasi fragiles présentant une résistance en traction beaucoup plus faible qu'en compression. En fait, il faudrait plutôt parler de bétons au pluriel, puisque leurs caractéristiques dépendent fortement de leur composition. De plus, les propriétés du béton sont évolutives dans le temps.

En compression simple, le comportement du béton est quasi linéaire dans un domaine de contrainte limité, Puis il devient non linéaire en raison du développement des microfissures dont la propagation aboutit à la rupture du béton. En traction simple, le comportement reste quasi linéaire jusqu'à la rupture qui correspond à l'apparition d'une fissure, donc d'une discontinuité. Celle-ci se produit pour une valeur faible de contrainte de l'ordre de 3 à 5 MPa.

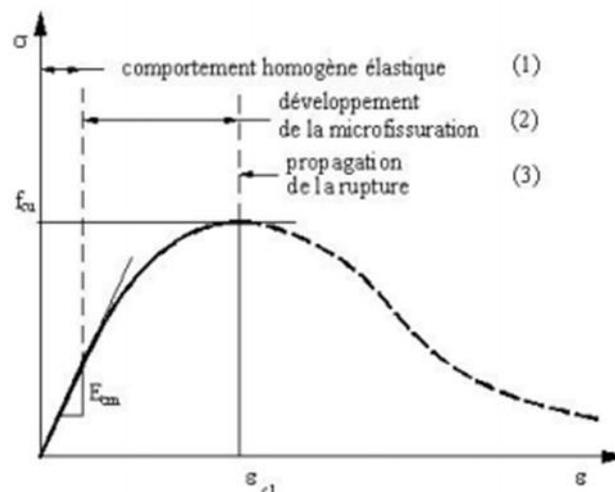
Au-delà, le béton ne contribue plus à la résistance, c'est pourquoi il doit être armé. Les déformations sont alors régies par des lois spécifiques tenant compte de l'ouverture des fissures et de l'adhérence du béton sur l'armature. Les résistances en compression et en traction évoluent avec l'âge du béton. Elles dépendent aussi de la vitesse de chargement, de la durée d'application des contraintes et de leur répétition.

Dans la suite de ce document, nous proposons une analyse du comportement différé du béton en compression et en traction. Dans les deux cas, des modèles de calcul qui permettent de représenter le comportement uni axial d'éléments en béton (compression) et béton armé (traction) sont présentés. Ensuite, nous développons un modèle qui permet de représenter le comportement du béton sous sollicitations bi axiales, applicable pour des analyses tridimensionnelles par la MEF.

**4.2.3. Comportement du béton en compression uni-axiale [6] :**

La résistance en compression  $f_{cu}$  est le paramètre de base pour la classification du béton. La valeur de référence prise pour la classification est celle mesurée à l'âge de 28 jours à l'issue de tests standardisés sur des cubes ou des cylindres de diamètre 160mm et de 320mm de hauteur. La courbe déformation contrainte obtenue à l'issue de ces essais illustre les différentes phases du comportement du béton (Figure 1.12) :

- 1) une phase de comportement analogue à celle d'un matériau homogène élastique, se traduisant par une relation quasi linéaire entre la contrainte et la déformation. La pente à l'origine de la courbe est le module d'élasticité du béton  $E_{cm}$ .
- 2) une phase de développement de la microfissuration qui entraîne une baisse progressive de la rigidité jusqu'à l'atteinte du maximum de contrainte  $f_{cu}$  pour une valeur de déformation  $\epsilon_{c1}$ .
- 3) en continuant à imposer un accroissement de déformations, on peut obtenir une courbe décroissante correspondant à la propagation progressive de la « rupture », c'est-à-dire au développement des surfaces de rupture et d'une fissuration plus ou moins généralisée.



**Figure 1.12: Loi de comportement du béton en compression uniaxiale [6]**

Ainsi, un modèle réaliste de la courbe de comportement du béton en compression uni axiale nécessite au minimum quatre paramètres :

- ✚ la résistance  $f_{cu}$ .
- ✚ le module  $E_{cm}$ .
- ✚ la déformation  $\epsilon_{c1}$  correspondant à  $f_{cu}$ .

✚ un paramètre caractérisant la branche décroissante (écrouissage négatif) .

Un modèle de comportement de ce type est proposé dans l’Eurocode 2 [8]. Le béton a une phase de comportement linéaire avec un module élastique  $E_{cm}$  constant jusqu’à une valeur de contrainte égale à  $0.4 \cdot f_{cu}$ . La branche non linéaire de la loi de comportement du béton en compression est définie pour l’intervalle  $[0.4 \cdot f_{cu} ; f_{cu}]$  à l’aide de la relation suivante :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (1.4)$$

Où :

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cl}} \quad \text{et} \quad k = 1.1 E_{cm} * \frac{|\epsilon_{cl}|}{f_{cm}} \quad (1.5)$$

La déformation  $\epsilon_{cl}$  qui correspond à la contrainte maximale en compression est prise égale à 0,2%. Au-delà de  $\epsilon_{cl}$ , un écrouissage négatif du béton est considéré jusqu’à la rupture, qui intervient pour une déformation ultime à la ruine du béton  $\epsilon_{cul}$  prise égale à 0,35 % avec une contrainte qui correspond à  $0,85 \cdot f_{cu}$  (Figure 1.13).

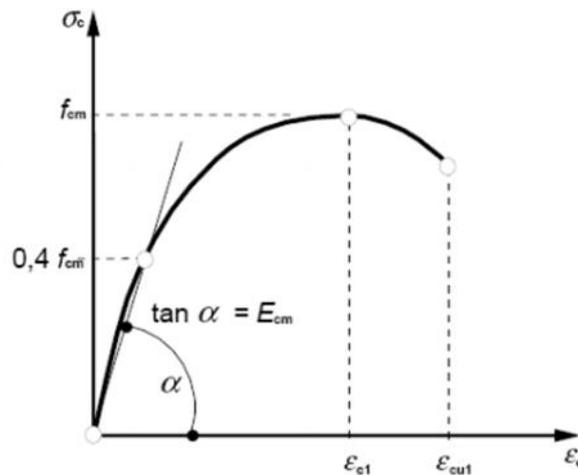


Figure 1.13: Modèle de comportement du béton en compression selon l’EC2 [8].

#### 4.2.4. Comportement du béton en traction uni-axiale [6]:

La résistance en traction  $f_{ct}$  est le deuxième paramètre de base qui définit les propriétés mécaniques du béton. On admet couramment que cette résistance est de l’ordre d’un dixième de la résistance en compression. Dans le béton armé, la contribution du béton tendu à la résistance est négligée, du moins dans le calcul en flexion et en flexion composée. Cependant, le béton tendu entre les fissures apporte une contribution non négligeable à la rigidité des éléments de structure.

Pour l’illustration, dans le cas des poutres mixtes continues, la fissuration du béton intervient pour des

valeurs bien inférieures à celles de l'état limite de service ou même sans chargement externe (effet du poids propre). La structure étant hyperstatique, la fissuration entraîne d'abord une baisse de résistance et de rigidité qui génère, par la suite, une redistribution des efforts de l'appui intermédiaire vers la travée. Cependant, une certaine influence de la raideur du béton est présente lors de la phase initiale du chargement avant et après la fissuration du béton, car la fissuration n'intervient pas de façon brutale, mais de manière progressive (Figure 1.14).

La phase I sur le diagramme illustre le comportement de l'élément jusqu'à la formation des premières fissures. Lorsque la première fissure apparaît, il y a au droit de la fissure une perte de rigidité de la section, qui n'est plus assurée que par l'armature. On a alors une pointe maximale de contrainte dans l'armature. Au voisinage de la fissure, on a une diminution de la contrainte dans l'armature en raison de l'adhérence avec le béton. Lors de la formation des premières fissures, les déformations dans l'armature  $\epsilon_a$  et dans le béton  $\epsilon_b$  entre les fissures restent égales. En augmentant le chargement, de nouvelles fissures apparaissent sans qu'il y ait d'accroissement significatif de contraintes dans le béton ou dans les barres. Ce phénomène engendre une perte progressive de rigidité de la section jusqu'à ce que la fissuration se stabilise (phase II).

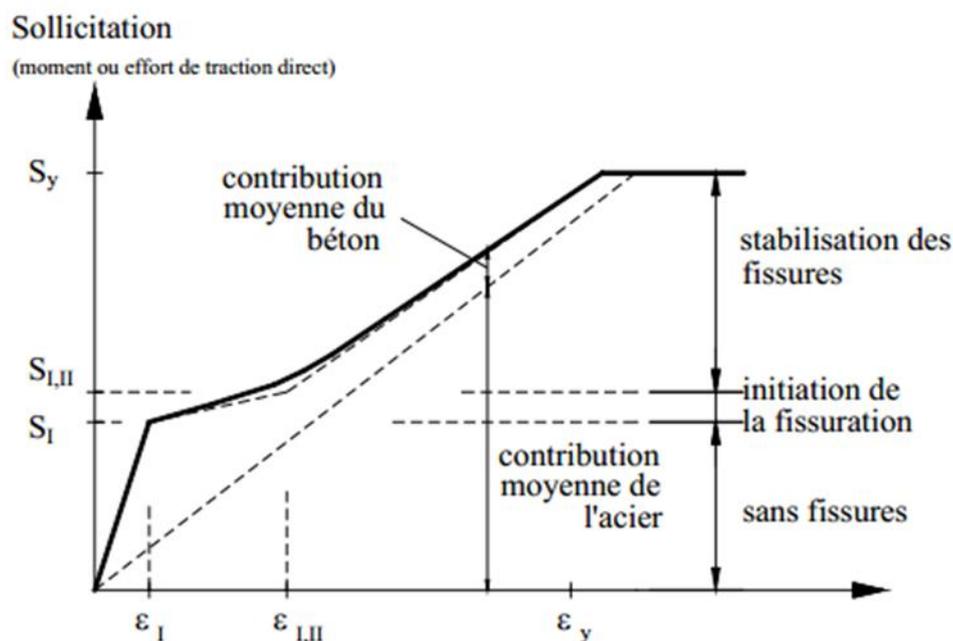


Figure 1.14: Évolution des déformations dans un élément en béton armé sollicité en traction [6]

Dans cette deuxième phase de comportement, les déformations dans les armatures sont supérieures à celles dans le béton qui les enrobe ( $\epsilon_a > \epsilon_b$ ). L'interaction entre l'acier et le béton diminue avec la charge croissante et se rapproche de l'état théorique.

II où on néglige la résistance du béton en traction. Lorsque l'armature est complètement plastifiée, l'augmentation de rigidité apportée par le béton fissuré disparaît totalement.

Il est généralement admis que le comportement du béton reste linéaire jusqu'à l'apparition de la première fissure lorsque la contrainte maximale en traction atteint la valeur  $f_{cu}$  de résistance en traction du béton. La spécificité d'une modélisation du comportement d'éléments en béton armé sollicités au-delà de cette limite en traction repose sur la considération de l'armature au niveau de la fissure et en association avec le béton entre deux fissures successives. Ainsi, il est nécessaire de calculer correctement d'une part l'équilibre en section de fissure, assuré presque exclusivement par les armatures, à partir d'une ouverture de fissure dont l'ordre de grandeur est celui admis à l'ELS, et d'autre part l'allongement moyen qui résulte de l'ouverture des fissures et de la contribution du béton intact entre elles, en tenant compte des contraintes de traction qui lui sont transmises par adhérence .

La loi de comportement, proposée par Bazant et Oh [9], traduit le déchargement du béton après fissuration en tant que fonction bilinéaire. Cette loi de comportement a été établie sur une base d'essais expérimentaux où des éprouvettes ont été testées en traction uni-axiale pour déterminer l'énergie de fissuration et la longueur d'endommagement au droit des fissures.

Toutefois, afin d'illustrer le phénomène de fissuration, nous allons nous appuyer sur le modèle de comportement de Massicote [10] qui semble plus explicite. Le modèle est établi à partir d'une analyse, où le phénomène de fissuration est localisé pour chaque fissure.

L'élément fissuré est défini par une longueur  $s_m$  et la fissure est considérée au milieu de l'élément. Dans cet élément, on distingue deux parties dont une est non fissurée (région I) et l'autre fissurée (région II). La fissuration est aussi divisée en deux stades : fissuration initiale et fissuration finale (Figure 1.15).

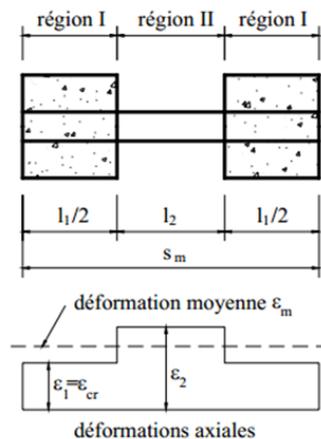


Figure 1.15: Élément soumis à un effort de traction uni-axial [6]

Le stade de fissuration initiale est l'étape où la fissuration reste stable. Ceci est le cas lorsque  $\varepsilon_m = \varepsilon_{cr}$ , où  $\varepsilon_{cr}$  est la déformation qui correspond à la contrainte  $f_{cu}$ . Pour cela, le rapport entre la section des armatures et la section du béton doit être supérieur ou égal à  $\rho = \frac{1}{6n}$ , où  $n = E_a / E_b$  est le coefficient d'équivalence. Dans ce cas, la déformation sur tout l'élément est constante avec une valeur de  $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_{cr}$ . Lorsque  $\rho < \frac{1}{6n}$ , la fissuration n'est pas stable pour  $\varepsilon_2 = \varepsilon_{cr}$ , mais il peut y avoir stabilisation de la fissuration pour  $\varepsilon_2 > \varepsilon_{cr}$  lorsque  $\rho \geq \frac{1}{15n}$ . Les déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_2$  pour ce stade de fissuration stabilisé sont données par les expressions suivantes :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{cr} \quad (1.6)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{cr} \frac{17 + 33n\rho}{33n\rho - 1} \quad (1.7)$$

Si :  $\rho < \frac{1}{15n}$ , le béton n'intervient plus en traction lors de l'apparition de la fissuration et on a

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{cr} \left( 1 + \frac{1}{n\rho} \right) \quad (1.8)$$

Les valeurs de la déformation moyenne de l'élément et de la contrainte résistante moyenne apportée par le béton au début de la fissuration stable ou stabilisée sont données par les expressions suivantes :

$$\varepsilon_{ma} = (1 - \xi_{cr}) \varepsilon_1 + \xi_{cr} \varepsilon_2 \quad (1.9)$$

$$\sigma_a^{(b)} = (1 - \xi_{cr}) f_t + \xi_{cr} f_{s0} \quad (1.10)$$

Où :  $f_{s0}$  est la contrainte dans les barres de ferrailage pour  $\varepsilon = \varepsilon_2$ . La valeur de  $\xi_{cr}$  est donnée par :

$$\xi_{cr} = 1 - \beta_1 \beta_2 \quad (1.11)$$

Au stade de la fissuration finale, l'armature commence à se plastifier au niveau de la fissure. Les valeurs correspondantes de la déformation moyenne de l'élément et de la contrainte résistante moyenne apportée par le béton sont les suivantes :

$$\varepsilon_{mb} = \varepsilon_{ys} \frac{n\rho + \xi_y}{1 + n\rho} \quad (1.12)$$

$$\sigma_a^{(b)} = n \rho E^{(b)} (\varepsilon_{ys} - \varepsilon_{mb}) \quad (1.13)$$

Où  $f_{ys}$  et  $\varepsilon_{ys}$  sont respectivement la limite d'élasticité et la déformation associée des armatures et  $\xi_y$  est donné par la relation suivante :

$$\xi_y = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sc}}{f_{ys}} \right)^2 \quad (1.14).$$

Où :  $\sigma_{sc}$  est la contrainte dans l'armature solidaire avec le béton correspondant au début de la fissuration. Entre ces deux stades de fissuration ( $\epsilon_{cr} < \epsilon_{ma} < \epsilon_{mb}$ ), la loi de comportement du béton est décrite par la fonction parabolique suivante :

$$\sigma_a^{(b)} = \sigma_b^{(b)} + \left( \sigma_a^{(b)} - \sigma_b^{(b)} \right) \left( 1 - \frac{\epsilon_m - \epsilon_{ma}}{\epsilon_{mb} - \epsilon_{ma}} \right)^2 \quad (1.15)$$

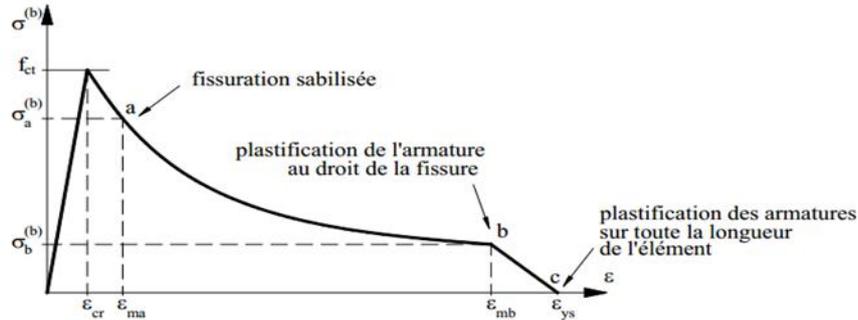


Figure 1.16: Loi de comportement du béton armé en traction uni axiale [6]

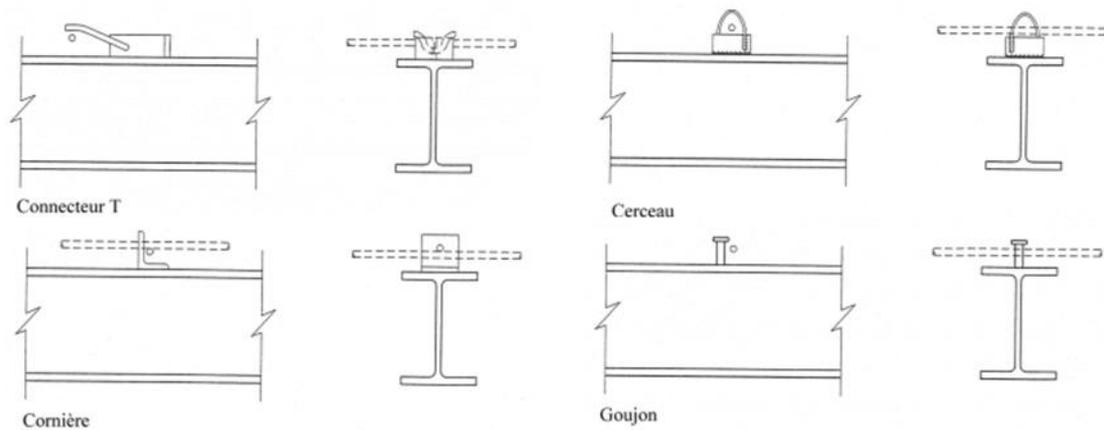
#### 4.2.5. Comportement de la connexion acier béton :

A l'état actuel, on connaît plusieurs types de connecteurs acier béton qui peuvent être utilisés dans la construction mixte.

Chaque type de connecteurs a des caractéristiques spécifiques mais a, avec les autres, les deux points communs suivants :

- ✚ les connecteurs sont faits d'acier, fixés sur la poutre métallique et enrobés de béton.
- ✚ les connecteurs sont sollicités par un effort rasant et un effort de traction dû au soulèvement de la dalle.

Les premiers types utilisés avaient des formes simples et étaient soudés à l'arc. Les connecteurs les plus courants au début étaient en forme de cerceau, en forme de T ou en forme de cornière (Figure 1.17).



**Figure 1.17: Exemples de connecteurs utilisés dans la construction mixte [1]**

L'inconvénient majeur de ces connecteurs repose dans la complexité de leur forme et dans le volume de travail lié au soudage sur le chantier. Tous ces inconvénients ont été surmontés avec le développement de connecteurs de type goujons. Leur avantage consiste dans une mise en place rapide et facile, ce qui permet une exploitation beaucoup plus économique des poutres mixtes.

La fonction primaire des connecteurs est d'assurer le transfert des efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle et le profilé métallique, d'empêcher le soulèvement de la dalle et de réduire le glissement entre les deux éléments. En effet, les connecteurs mécaniques ne sont pas complètement rigides et un glissement intervient toujours même si des connecteurs sont présents à l'interface acier béton.

Le béton qui enrobe le connecteur est sollicité par des efforts liés à l'action locale autour du connecteur et se déforme, permettant la déformation du goujon. Ainsi, la résistance de la connexion est limitée soit par la résistance mécanique du connecteur lui-même, soit par la résistance du béton qui l'enrobe.

Le connecteur est aussi sollicité par un effort de traction direct. Celui-ci est dû à la tendance au soulèvement de la dalle par rapport à la poutre métallique, combiné avec la déformation horizontale du connecteur. Dans la poutre mixte, les connecteurs mécaniques sont isolés et transfèrent un effort de cisaillement ponctuel dans le béton. Cet effort ponctuel doit alors être distribué dans la dalle au moyen de barres d'armatures perpendiculaires à l'axe de la poutre. Les barres sont placées au-dessous de la tête du connecteur et traversent la dalle d'un côté à l'autre. D'autres types de connecteurs, tels que les plaques perforées, permettent de créer une interaction complète entre l'acier et le béton.

Toutefois, l'inconvénient majeur de ce type de connecteurs repose dans leur incapacité de développer un comportement ductile.

Ainsi, les trois caractéristiques qui décrivent le comportement de connecteurs mécaniques sont la résistance, la raideur et la capacité de déformation. Même si à première vue on peut supposer que la résistance d'une connexion acier béton dépend principalement de la résistance des connecteurs, en réalité, elle dépend de chacune de ces trois caractéristiques [6]. Prenons l'exemple proposé par Oehlers et Bradford [11] illustré à la (Figure 1.18).

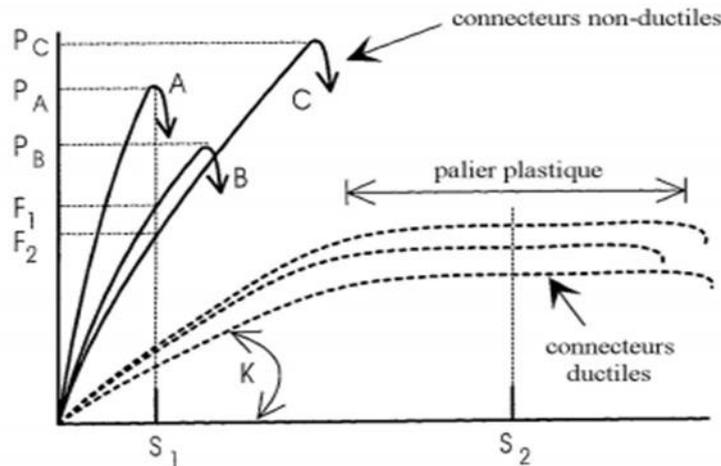


Figure 1.18: Comportement des connecteurs dans la poutre mixte [11].

## 5. Avantages de la construction mixte :

Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes sont :

### 5.1. En général :

- ✚ La construction mixte permet une réalisation rapide.
- ✚ Le poids de la partie métallique exigé dans la construction mixte est de manière significative moins que si les matériaux étaient employés indépendamment.
- ✚ Il n'y a aucun besoin de coffrage, car les profilés en acier peuvent être employés comme soutient d'éléments de coffrage de bois pour le béton, ou avec l'aide de quelques appuis verticaux provisoire. Le coffrage de bois de construction peut être remplacé par des éléments de béton préfabriqué ou de tôle en acier [3].

### 5.2. Pour les poutres mixtes :

- ✚ une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle.
- ✚ une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé).

- ✚ une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles) [3].

### 5.3. Pour les dalles mixtes :

- ✚ un gain sur le poids total de la structure
- ✚ une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- ✚ une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- ✚ une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage [3].

### 5.4. Pour les poteaux mixtes :

- ✚ Une amélioration de la résistance au feu
- ✚ Une conservation des dimensions externes de poteau d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir.
- ✚ Augmentation de la tenue au flambement.
- ✚ Augmentation de la résistance en cas de séisme [3].

## 6. Inconvénients de la construction mixte :

L'inconvénient principal de la construction mixte est la nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton. Mais pour les poteaux mixtes, il n'est pas obligatoire de placer les connecteurs.

Un autre inconvénient mineur est qu'elle est légèrement plus compliquée comme méthode de construction par rapport aux méthodes traditionnelles, ces inconvénients sont vite rattrapés par le nombre d'avantages déjà cités [3].

**7. Conclusion :**

Généralement, la construction mixte ouvre une large porte vers le développement grâce à la flexibilité dans la conception et la réalisation des constructions moderne.

La nécessité de connaissance de chaque matériau utilisé a comme objectif de définir la phase de conception et de calcul des structures mixtes. De plus, la connexion qui lie le profilé métallique et la dalle en béton sont assurées par des pièces métalliques fixées à face supérieure du profilé et ancrés dans la dalle grâce à empêcher (ou limiter) le glissement et le soulèvement qui peuvent se produire à l'interface de liaison.

Enfin, ce mode de réalisation par ses possibilités de combinaison entre les deux matériaux (acier-béton) offre plusieurs avantages économiques et techniques soit : la rapidité de montage, la précision d'assemblage et création des éléments monolithiques, ... etc.

## **Chapitre 02 :**

# **Connexion acier-béton et essais de cisaillement**

## Chapitre 02 : Connexion acier-béton et essais de cisaillement

### 1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous sommes intéressés à une étude générale sur la connexion acier-béton dans les poutres mixtes et une étude des différents essais sur les connecteurs proposés par l'Eurocode 4. L'objectif de cette étude est de donner un aperçu de l'état de connaissances sur les connecteurs destinés aux poutres mixtes de bâtiments et aux ponts mixtes. Nous allons présenter l'effet de la connexion dans les poutres mixtes et les modes d'interaction, ensuite, les différents types et Classification de connecteurs actuellement utilisés. Dans l'Eurocode 4, il y a un essai standard de cisaillement appelé essais de poussé ou «push-out test » nous allons expliquer le dispositif et préparation des éprouvettes et la procédure d'essai, tout en précisant les formules de résistance au cisaillement de quelques connecteurs et les modes de rupture de la connexion des poutres mixtes avec goujon. Le dimensionnement de la connexion est traité de manière détaillée en distinguant le calcul élastique et le calcul plastique de la connexion.

### 2. Modes d'interaction et degré de connexion :

D'après New mark [15], on distingue trois modes d'interaction :

- 1) **L'interaction complète** : est définie par l'absence de glissement entre l'acier et le béton. Dans ce cas, la poutre mixte se comporte de façon monolithique et ce cas présente une limite supérieure en résistance et une limite inférieure en déformation et en flèche ;
- 2) **L'absence d'interaction** : est caractérisée par un glissement libre à l'interface (acier-béton). Ce cas correspond à l'absence de connecteurs. Il présente une limite inférieure en résistance et une limite supérieure en déformation et en flèche ;
- 3) **L'interaction partielle** : est située entre les deux interactions précédentes. Elle est obtenue dans le cas des poutres mixtes menues de connecteurs ductiles et inférieurs au nombre total de connecteurs garantissant une interaction complète. Dans ce cas, on aura toujours un glissement entre la dalle en béton et la poutre métallique impliquant une discontinuité de déformation à l'interface acier-béton.

La (figure 2.1) montre la distribution des déformations pour les trois modes d'interaction.

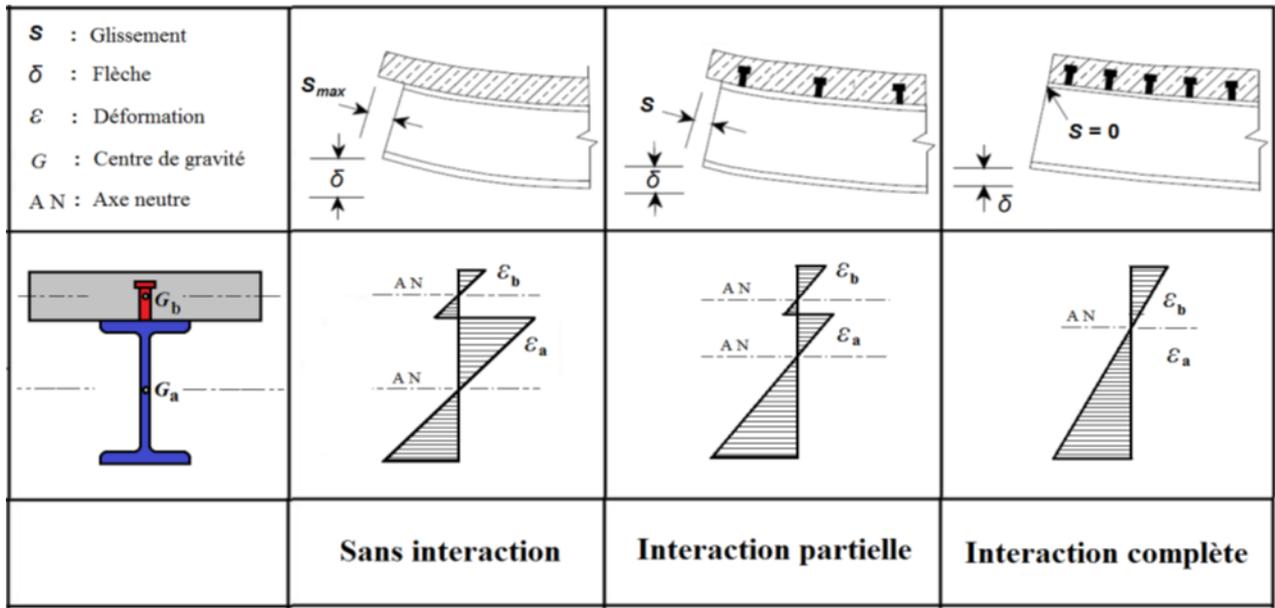


Figure 2.1 : Modes d'interaction

Concernant la résistance de la poutre mixte, on distingue la connexion complète et la connexion partielle. Les deux modes de connexion sont définies par l'Eurocode 4 [1] comme suit :

- ✚ la connexion est complète lorsqu'une augmentation du nombre de connecteurs n'augmente plus la résistance à la flexion de la poutre mixte. Dans ce cas, les connecteurs sont en nombre suffisant pour reprendre la force d'interaction entre la dalle en béton et la poutre métallique dans chaque travée comprise entre deux sections critiques adjacentes ;
- ✚ la connexion est partielle lorsque le nombre de connecteurs est inférieur à celui de la connexion complète.

**Remarque :**

- L'utilisation d'une connexion partielle est intéressante à cause de plusieurs paramètres, on peut citer, notamment [16] :
  - ✚ Quelle que soit l'efficacité des connecteurs adoptés, on ne peut pas éviter la présence de certains glissements à l'interface (acier-béton) au stade limite ultime d'une poutre mixte. Sauf dans le cas d'analyse élastique basée sur l'hypothèse de la conservation des sections planes là où les effets du glissement sont faibles.
  - ✚ La connexion partielle est imposée, parfois, par la nature même de la poutre mixte (planchers avec dalle préfabriquée, dalle coulée dans un bac en tôle mince nervurée, tablier en béton supporté par une poutre en treillis, ...etc.) là où la connexion à l'interface acier-béton présente presque inévitablement un caractère espacé. Dans cette

situation le nombre prévu de connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion complète.

➤ Le degré de connexion est défini par le rapport ( $N / N_f$ ) où ( $N_f$ ) Représente le nombre de connecteurs requis pour que la connexion le long de la poutre mixte soit complète, et ( $N$ ) le nombre de connecteurs effectivement utilisé dans la même longueur.

### 3. Les types des connecteurs :

Les connecteurs sont utilisés pour assurer la liaison entre la dalle de béton et la poutre métallique. Ils sont destinés à reprendre les efforts de cisaillement et de soulèvement engendrés à l'interface de liaison par flexion de la poutre mixte.

Il existe de nombreux types de connecteurs mais, à l'heure actuelle, la connexion est, le plus souvent, réalisée par des goujons à tête, fixés sur la poutre métallique par soudage à l'aide d'un pistolet électrique (Figure.2.2(a)) [16], [17]. La difficulté de soudage des goujons, particulièrement, dans le cas de mauvaises conditions atmosphériques, a mené au développement des équerres clouées, fixés par clouage à l'aide d'un pistolet à cartouches, donc ne nécessitant pas d'opération de soudage (Figure 2.2(b)) [23].

Mais à cause de la petite résistance au cisaillement des goujons soudés et des équerres clouées et aussi à cause des problèmes de fatigue provoqués par les charges mobiles dans les ponts mixtes, il existe des connecteurs alternatifs comme les cornières soudées équipées de barres d'anti-soulèvement (Figure 2.2(c)), utilisées, particulièrement, en France et en Algérie pour assurer la connexion (acier-béton) dans les ponts mixtes [18] et aussi comme les plaques perforées (Figure 2.2(d)), développées en Allemagne pour la construction du pont mixte de Caroni au Venezuela [19]. Cependant, l'inconvénient des cornières soudées et des plaques perforées est la difficulté de placer les barres en acier à travers les trous existant dans ces connecteurs. Par conséquent, les connecteurs en « U » (Figure 2.2(e)), développés à l'Université des Illinois par Vies et al. [20], peuvent être une bonne alternative. Ces connecteurs présentent une résistance plus élevée que celle des goujons à tête. En conséquence, quelques connecteurs en « U » peuvent remplacer un grand nombre de goujons [21], [22].

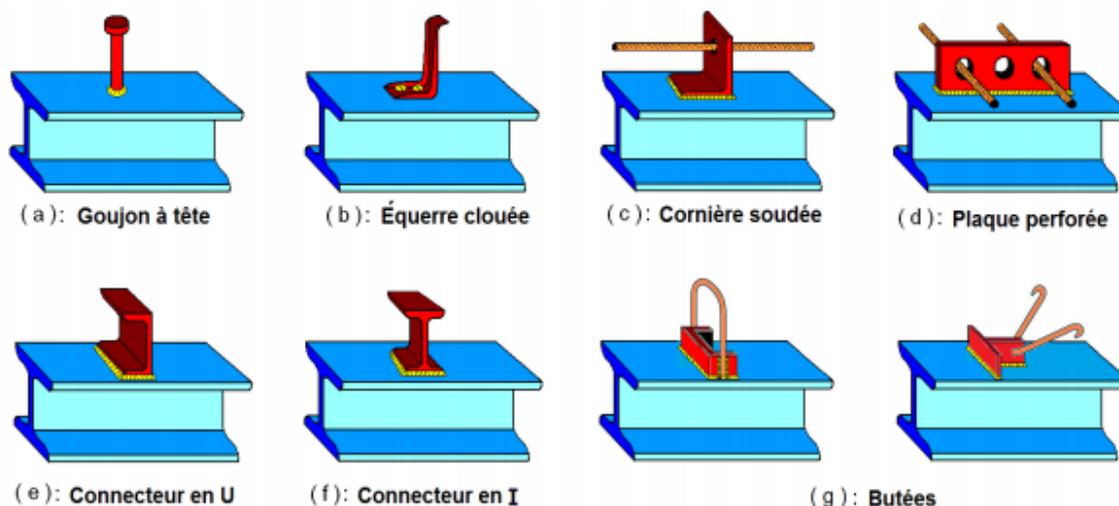


Figure 2.2: Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes

On peut envisager également, l'utilisation des connecteurs en « I » proposés dans ce mémoire. Selon la (figure 2.2(f)), la forme de ce connecteur est appropriée pour résister aux efforts de cisaillement et pour empêcher la séparation verticale entre la poutre en acier et la dalle de béton. Ce connecteur présente le même comportement dans les deux directions à la différence du connecteur en « U ». En outre, la facilité de fabrication des connecteurs en « I » par découpage transversal des profilés en IPN et en IPE est un autre avantage. La tâche de soudure a les mêmes caractéristiques que celles référées aux connecteurs en « U ».

Il existe d'autres types de connecteurs tels que les butées équipées de crochets ou arceaux (Figure 2.2(g)). L'inconvénient majeur de ces connecteurs réside dans la complexité de leur forme géométrique et dans le volume de travail lié à leur soudage sur les poutres métalliques.

#### 4. Classification des connecteurs :

Les connecteurs de cisaillement définis par des différentes formes sont des pièces en acier reliés au segment supérieur de la poutre en acier le plus souvent par soudure.

Ces connecteurs sont conçus pour :

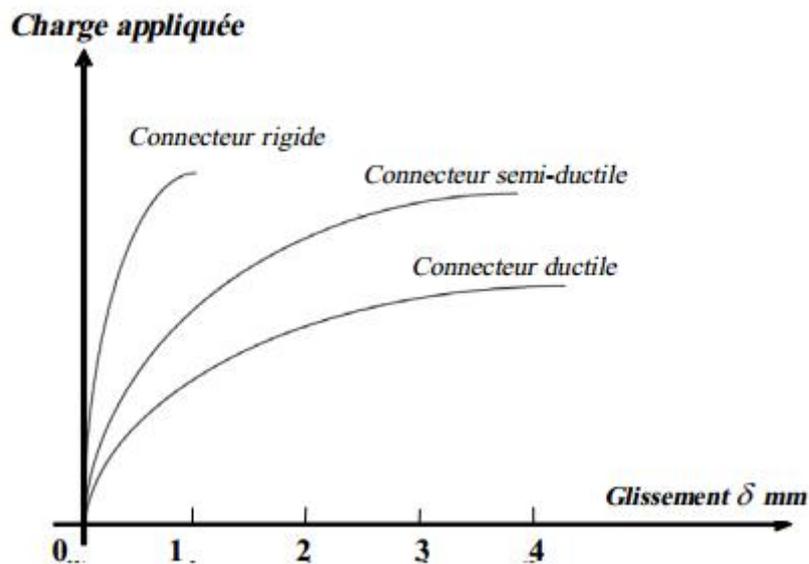
- (a) Transmettre le cisaillement longitudinal le long de l'interface.
- (b) Empêcher la séparation de la poutre en acier et la dalle en béton à l'interface.

Il existe de nombreux types de connecteurs de cisaillement et ils sont généralement divisés en deux types **rigides** et **flexibles (ductile)**, en fonction de la distribution des forces de cisaillement et de la relation fonctionnelle entre la force et la déformation [23].

Le code européen EC4 [1] propose deux classes de connecteurs selon leur comportement (Figure 2.3) :

-  Les connecteurs rigides
-  les connecteurs ductiles.

Aribert [24] et Rabih [25] proposent une troisième classe : les connecteurs semi-rigides (figure 2.3).



**Figure 2.3: Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par le rapport glissement/charge appliquée.**

Il est à noter que les nombreuses études menées sur les connecteurs depuis plus de 50 ans ont surtout montré qu'il n'existe pas de connecteur idéal. Le choix de tel ou tel type de connecteur dépend au moins autant de son coût et de sa facilité de mise en œuvre que de ses performances mécaniques [26].

#### 4.1. Connecteurs ductiles (souples) :

Les connecteurs ductiles sont ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connexion (La façon de rupture est plus malléable et n'est pas brutale). Si les connecteurs sont insuffisamment ductiles, l'effort de cisaillement longitudinal ne peut pas être uniformément redistribué entre tous les connecteurs [27].

Un connecteur ductile présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion en cisaillement [26].

Ils résistent à des forces de cisaillement par flexion, traction ou de cisaillement à la racine, au niveau du point de connexion de la poutre en acier, où ils sont soumis à des déformations plastiques lorsqu'ils atteignent des valeurs de résistance ultime. Le mode de rupture du connecteur de cisaillement flexible est plus ductile et n'est pas rapide. Ils maintiennent la résistance au cisaillement, même avec beaucoup de mouvement entre la dalle de béton et la poutre en acier [23].

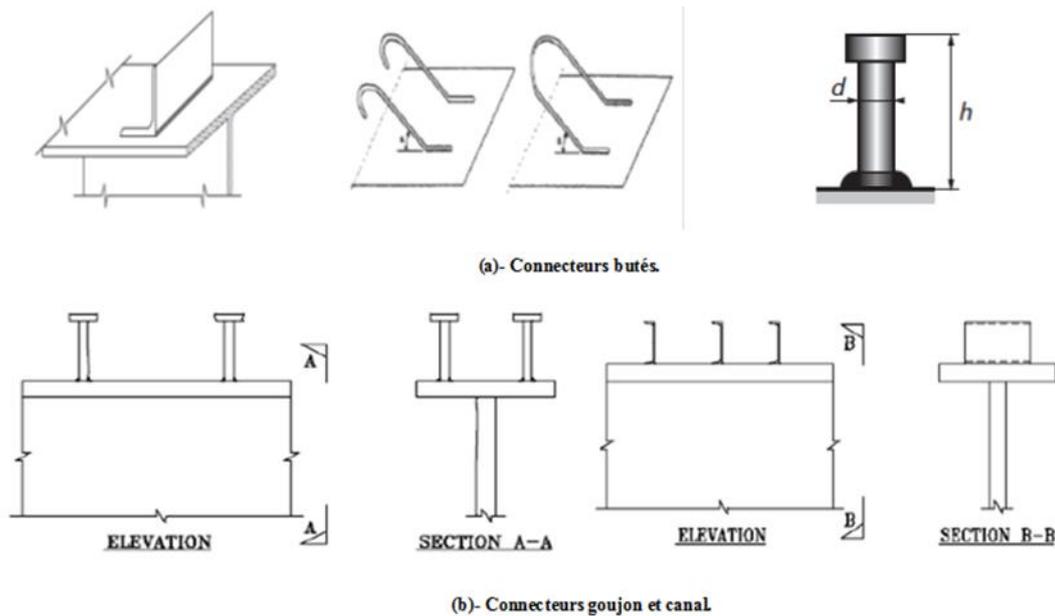


Figure 2.4 : Exemple de connecteurs ductiles.

#### 4.2. Connecteurs de cisaillement rigides :

Le connecteur est rigide (non ductile) si pour une sollicitation déterminée il présente un comportement élastique [26].

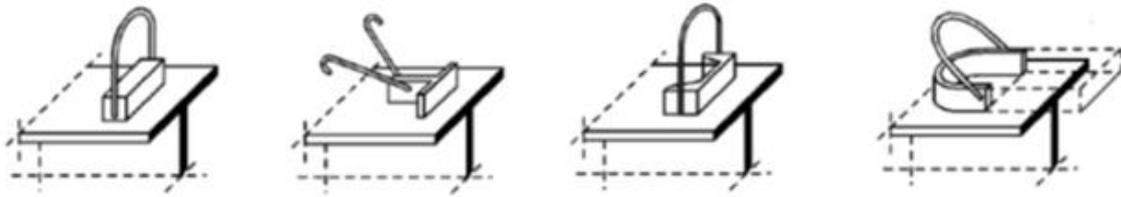
Les connecteurs résistent à des forces de cisaillement à travers la face avant, et ils subissent des déformations non significatives dans la proximité de la résistance ultime. Ils produisent une contrainte concentrée plus forte dans le béton environnant qui résulte soit la défaillance de béton ou à une défaillance de la soudure [23].

Les connecteurs rigides ne permettent pas la redistribution des efforts de cisaillement longitudinal, le cisaillement longitudinal est déterminé à partir de la répartition des contraintes dans les sections transversales critiques par la méthode élastique [27].

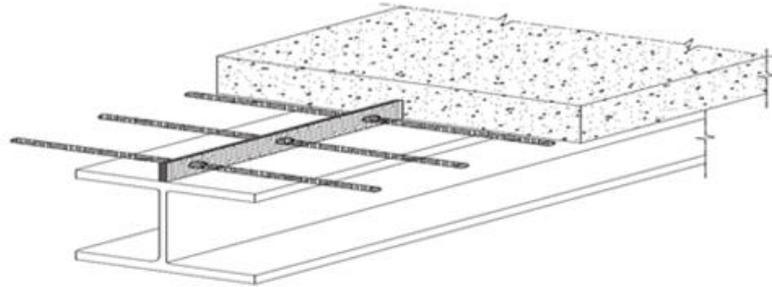
L'EC4 [1] considère que les connecteurs qui possèdent une capacité de déformation au moins égale à 2 mm sont des connecteurs rigides et 6 mm pour les connecteurs ductiles,

Et de considérer comme non ductile tout connecteur qui n'est pas classé comme ductile, sans introduire de classe intermédiaire (semi-ductile).

J.M. Aribert [24] et M. Rabih [25] ont proposé une autre notion de connexion qui correspond aux connecteurs «semi-ductile» ou «semi-rigide» si on veut adopter un comportement élasto-plastique. En réalité, c'est la capacité de déformation en glissement entre l'acier et le béton qui distingue un connecteur souple d'un connecteur rigide.



(a) Connecteurs de cisaillement rigides en butée



(b) Type de connecteur linéaire

**Figure 2.5: Exemple de connecteurs rigides [29][30].**

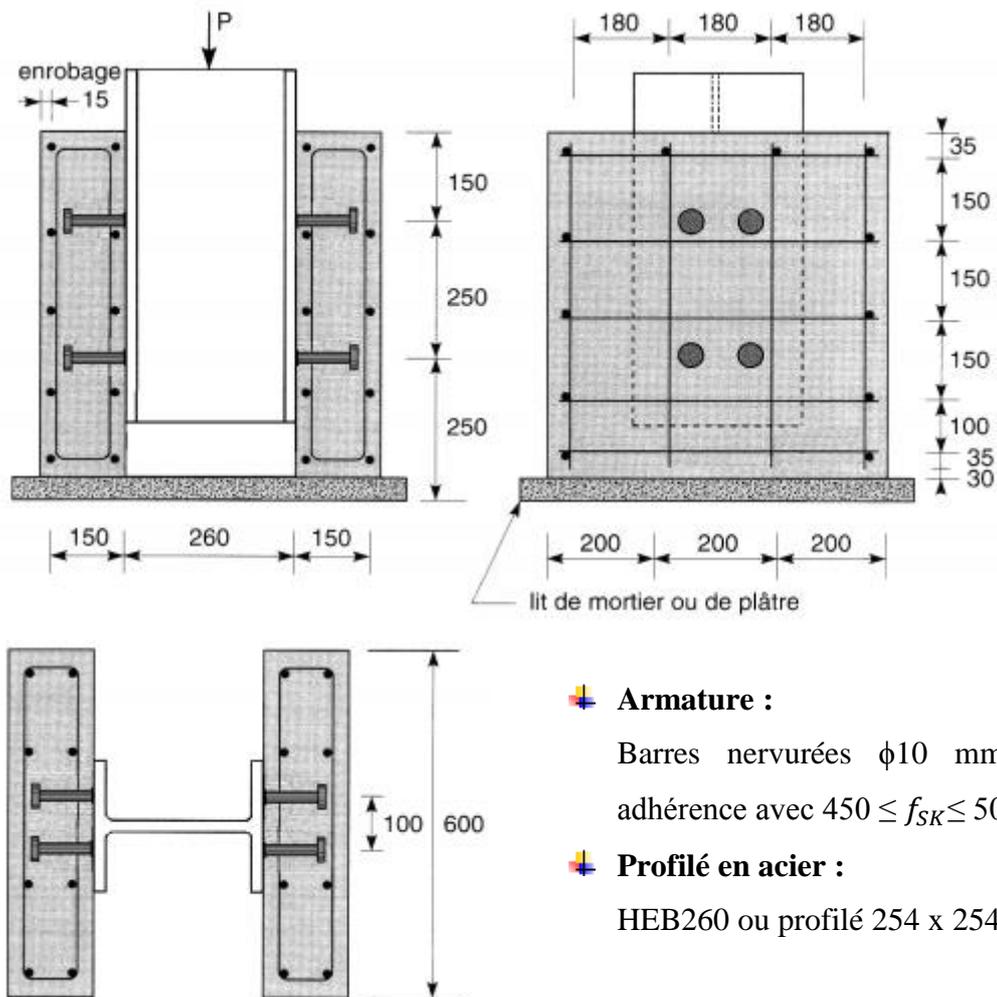
### 5. Essai standard de cisaillement – (Push-out test) :

Dans une poutre mixte, les connecteurs sont soumis principalement à des efforts de cisaillement, les efforts d'arrachement sont très faibles et peuvent être négligeables ; on se contente le plus souvent d'effectuer des essais de cisaillement appelés « push-out tests ».

L'essai de « push-out » est utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement, le mode de rupture et la courbe de comportement (cisaillement - glissement) d'un connecteur donné. Ce type d'essai a été normalisé à l'article 10-2 de l'Eurocode 4 [1].

Le dispositif d'essai pour des connecteurs de type goujon à tête en présence d'une dalle pleine est représenté sur la (figure 2.6). Chaque spécimen comporte deux blocs en béton connectés à un tronçon de profilé métallique intercalé entre les deux blocs par une liaison à deux ou quatre goujons sur chaque semelle du profilé.

La procédure expérimentale consiste à exercer sur le profilé métallique un chargement par paliers successifs jusqu'à la rupture du spécimen. Lors de chaque palier, outre la valeur de la charge, on mesure le glissement entre l'acier et le béton au moyen de capteurs de déplacement situés au droit des goujons. Cet essai tend à représenter le fonctionnement de la connexion dans une poutre mixte, les blocs en béton simulent la dalle, et le profilé, la poutre métallique.



- ✚ **Armature :**  
Barres nervurées  $\phi 10$  mm à haute adhérence avec  $450 \leq f_{SK} \leq 500 \text{ N/mm}^2$
- ✚ **Profilé en acier :**  
HEB260 ou profilé 254 x 254 x 89 kg.

Figure 2.6: Dispositif d'essai de push-out sur des goujons à tête [1].

Le dispositif d'essai de push-out destiné aux goujons à tête, peut être généralisé à un type quelconque de connecteur. L'éprouvette se présente comme celle schématisée à la (figure 2.7) et les conditions suivantes sont à respecter :

- a) les connecteurs doivent être placés dans une situation aussi proche que possible de celle qu'ils occupent dans la poutre mixte réelle ;
- b) la longueur « L » des blocs de béton doit être proche de l'espacement réel des connecteurs dans la poutre mixte ;
- c) la largeur « b » des blocs de béton doit être inférieure ou égale à la largeur efficace de la dalle de la poutre mixte ;
- d) l'épaisseur « h » des blocs de béton doit être inférieure ou égale à l'épaisseur de la dalle de poutre mixte ;
- e) l'épaisseur « t » des semelles du profilé métallique de l'éprouvette doit être proche de celle des semelles de la poutre métallique réelle ;

- f) Pour la préparation des spécimens, il convient de couler chaque dalle de béton en position horizontale, comme c'est le cas en pratique pour les poutres mixtes.
- g) il convient d'éliminer l'adhérence à l'interface acier-béton, par exemple, par graissage de la semelle métallique ;
- h) Pour chaque gâchée, il convient de confectionner au moment de la coulée au moins quatre éprouvettes de béton (cylindres ou cubes) pour la détermination de la résistance sur cylindre. Il convient que le durcissement de ces éprouvettes s'effectue à proximité de celles destinées aux essais de push-out. Il convient de prendre comme résistance du béton  $f_{CK}$  la valeur moyenne des résistances ;
- i) il convient de déterminer la limite d'élasticité, la résistance à la traction et l'allongement maximal d'une éprouvette représentative de l'acier des connecteurs ;
- j) il convient d'assurer le bon contact des faces inférieures des blocs de béton avec le plateau d'appui, en rectifiant si nécessaire les défauts de contact à l'aide d'une couche de mortier ;
- k) la vitesse d'application de la charge doit être uniforme et la durée d'essai avant la rupture doit être au moins de 15 minutes ;
- l) Il convient de mesurer le glissement longitudinal entre chaque dalle en béton et le profilé en acier de manière continue au cours du chargement ou à chaque accroissement de charge. Il convient de mesurer ce glissement au moins jusqu'à ce que la charge ait chuté de 20 % en dessous de la charge maximale ;
- m) Il convient de mesurer la séparation transversale entre le profilé en acier et chaque dalle en béton aussi près que possible de chaque connecteur [1].

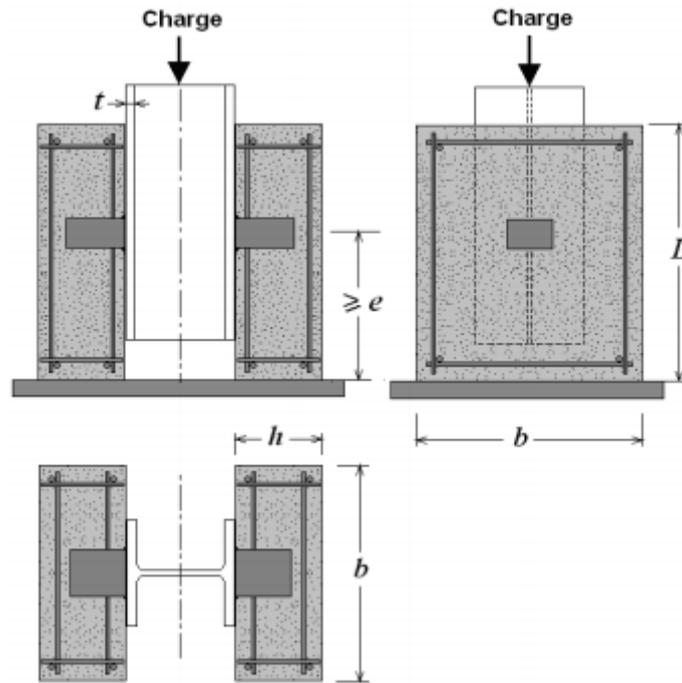


Figure 2.7: Dispositif d'essai de (push-out) pour un type quelconque de connecteur [1].

## 6. Préparation des éprouvettes :

- (1) Il convient de couler chaque dalle en position horizontale, comme la pratique l'impose pour les poutres mixtes.
- (2) convient d'éliminer l'adhérence à l'interface entre les semelles en acier et le béton en graissant la semelle ou par tout autre moyen approprié.
- (3) Il convient de laisser durcir libre les éprouvettes devant être soumises aux essais de poussée.
- (4) Pour chaque dosage, il convient de préparer un minimum de quatre éprouvettes de béton (cylindres ou cubes) au moment du coulage des éprouvettes pour essais de poussée, en vue de la détermination de la résistance sur cylindre. Il convient d'adopter comme résistance du béton  $f_{em}$  la valeur moyenne des résistances.
- (5) Il convient d'avoir, au moment de l'expérimentation, une résistance à la poussée du béton égale à  $70\% \pm 10\%$  de la résistance du béton spécifiée pour les poutres faisant des essais de poussée. Cette exigence peut être satisfaite utilisant qualité spécifiée, mais en procédant aux essais avant l'expiration de 28 jours suivant le coulage des éprouvettes.
- (6) Il convient de déterminer la limite d'élasticité, la résistance en traction et l'allongement maximal d'une éprouvette représentative de l'acier des connecteurs.
- (7) Lorsque l'on convient de d'élasticité et la résistance en traction de la tôle à partir d'essais réalisés sur des coupons prélevés dans la tôle utilisée dans les essais de poussée. EC4 [1].

## 7. ESSAI DES DALLES DE PLANCHER MIXTES :

### 7.1. Essais paramétriques :

#### 7.1.1. Généralités :

- (1) Les essais paramétriques sont une série d'essais en grandeur réelle effectués avec une certaine gamme de paramètres pour l'obtention de données en vue de la détermination de la résistance calcul au cisaillement longitudinal.
- (2) Les variables à étudier comprennent l'épaisseur et le type de tôle en acier, la nuance de l'acier, le revêtement des tôles en acier, l'épaisseur de la dalle en béton, la densité et la qualité du béton, et la longueur de portée de cisaillement  $L_s$ .
- (3) Afin de réduire le nombre d'essais requis complètement, il est permis d'utiliser également les résultats obtenus après une série d'essais pour d'autres valeurs de variables de la façon suivante:
  - pour les épaisseurs de tôle en acier  $t$  supérieures à celles des essais ;
  - pour les épaisseurs de dalle  $h_t$  inférieures à celles des essais ;
  - pour des bétons dont la valeur spécifiée de la résistance  $f_{ck}$  n'est pas inférieure à  $0,8f_{cm}$ ,  $f_{cm}$  étant la valeur moyenne de la résistance du béton des essais ;
  - pour les tôles en acier dont la limite d'élasticité  $f_{yp}$  n'est pas inférieure à  $0,8f_{ym}$ ,  $f_{ym}$  étant la valeur moyenne de la limite d'élasticité des essais.
- (4) A partir de ces essais, on détermine les comportements charge/flèche et charge glissement.
- (5) Le mode de ruine est habituellement l'un des trois décrits en 7.6.1.1. Toutefois, l'objectif étant de déterminer la résistance au cisaillement longitudinal, les résultats des essais doivent se situer dans le domaine I-II de la (figure 2.8). La ruine par cisaillement longitudinal est indiquée par un mouvement relatif (glissement d'extrémité) se produisant entre la tôle et le béton aux extrémités du corps d'épreuve, pour un niveau de chargement inférieur à celui correspondant à la valeur de résistance à la flexion [1].

L'absence de glissement d'extrémités est le signe d'une connexion complétée, et dans ce cas, la ruine doit être considérée comme due à la flexion.

La longueur est telle que définie dans la présente section 7 ; les définitions des autres identiques à celles utilisées en 7.8.1.2 et 7.6.1.3 [1].

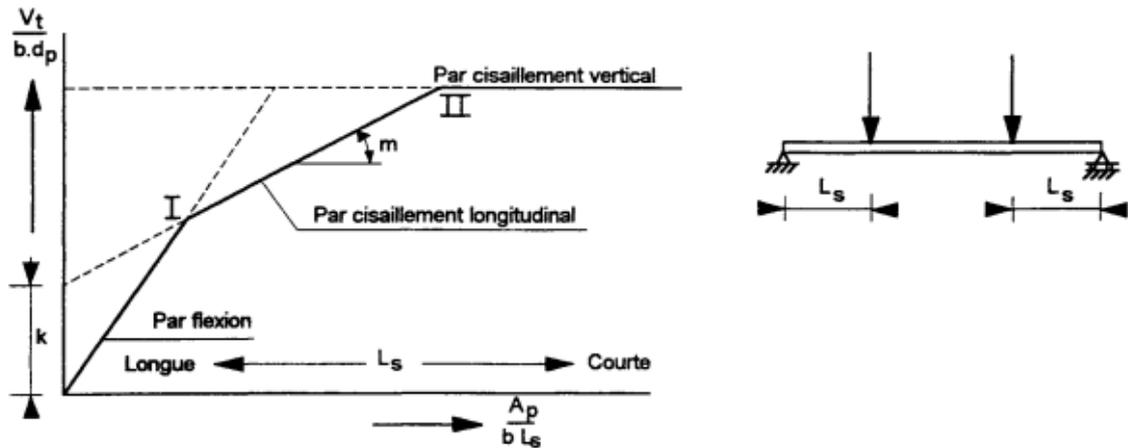


Figure 2.8: Illustration des modes de ruine possibles [1]

- (6) Les essais permettent d'obtenir soit des valeurs de calcul pour les coefficients  $m$  et  $k$  soit la valeur de calcul  $\tau_{uRd}$  à utiliser dans la méthode de connexion partielle présentée dans l'Annexe E.
- (7) Pour chaque corps d'épreuve soumis aux essais, il y a lieu de fumer dans le procès-verbal les informations indiquées dans l'Annexe F [1].

**7.1.2. Conditions d'essai :**

- ✚ Les essais doivent être effectués sur des dalles à appuis simples.
- ✚ Il y a lieu de réaliser le montage d'essai identique à celui illustré par la (figure2.9), ou équivalentes.

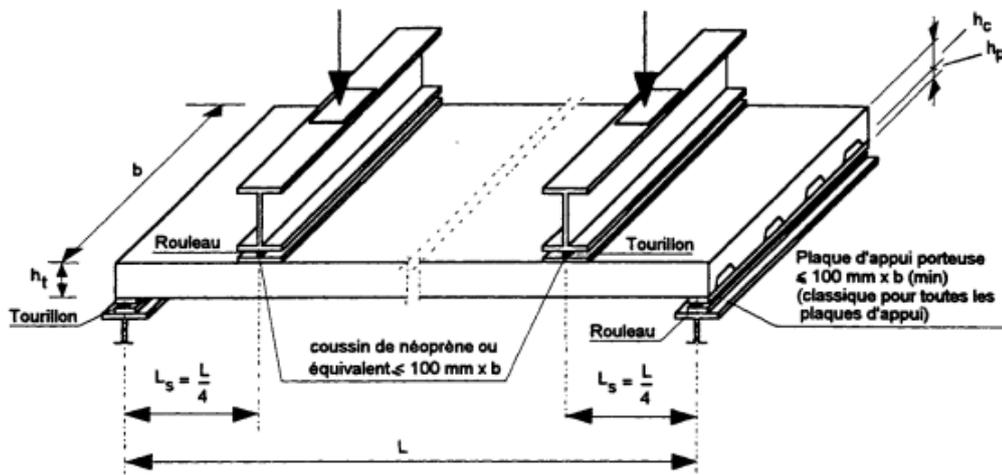


Figure 2.9: Montage d'essai [1].

- ✚ Il y a lieu d'appliquer sur le corps d'épreuve deux charges concentrées linéaires égales, disposées symétriquement aux positions  $L/4$  et  $3L/4$  de la portée.
- ✚ La distance entre l'axe des appuis et l'extrémité de la dalle ne doit pas dépasser 100 mm
- ✚ La des plaques d'appui et des charges linéaires ne doit pas dépasser 100 mm

- ✚ Lorsque les essais visent la détermination des coefficients  $m$  et  $k$ , il convient d'effectuer pour chaque variable a Studer deux groupes de trois essais (indiqués sur la figure 2.10 par les régions A et B) ou trois groupes de deux essais.
- ✚ Pour les corps d'épreuve situés dans la région A est recommandé de choisir la portée de cisaillement aussi longue que possible tout en provoquant une ruine par cisèlement longitudinal [1].
- ✚ Pour les corps d'épreuve situés dans la région B, est recommandé de choisir la portée de cisaillement aussi courte que possible tout en provoquant une ruine par cisaillement longitudinal, sans être d'une longueur inférieure à  $3h_t$ .
- ✚ Lorsque les essais visent la détermination de  $\tau_{ud.Rd}$  en vue de méthode de la connexion partielle (Annexe E), il convient d'effectuer pour chaque type de tôle en acier ou de revêtement au moins six essais sur des corps d'épreuve dépourvus d'armature supplémentaire ou d'ancrage d'extrémité. Il convient de choisir les corps d'épreuve de telle façon que les résultats d'essais puissent être considérés comme représentatifs pour la totalité du domaine de degré de connexion partielle ( $\eta \leq 1,0$ ). Il y a  $N_{eu}$  de faire varier la portée et l'épaisseur de la dalle de telle sorte qu'au moins trois essais comportent une valeur de  $\eta$  située entre 0,7 et 1,0.
- ✚ Lorsque l'expérience tirée d'essais antérieurs permet de démontrer que le comportement est ductile, il est permis de réduire la série d'essais aux trois essais comportant une valeur de  $\eta$  située entre 0,7 et 1,0.
- ✚ Il est possible de déterminer l'influence de l'épaisseur de la tôle par l'essai de trois corps d'épreuve supplémentaires, pour chaque épaisseur à étudier, de telle sorte que l'un des essais comporte une longueur de portée de cisaillement  $L_s$  égale à  $3h_t$  afin de vérifier la ductilité, et que les deux autres essais comportent une valeur de  $\eta$  située entre 0,7 et 1,0.
- ✚ Lorsque l'on utilise la méthode de la connexion partielle pour déterminer la contribution de l'ancrage d'extrémité, il convient d'effectuer trois essais supplémentaires, l'un avec  $L_s = 3h_t$  et les deux autres tels que  $\eta$  présente des valeurs situées entre 0,7 et 1,0.
- ✚ Lorsque l'on utilise la méthode de la connexion partielle pour justifier la contribution de l'armature, il convient de démontrer la validité de la méthode au moyen de trois essais supplémentaires, l'un avec  $L_s = 3h_t$  et les deux autres tels que  $\eta$  présente des valeurs situées entre 0,7 et 1,0 [1].

### 7.1.3. Préparation des corps d'épreuve :

- (1) La surface de la tôle profilée en acier doit être en état "brut de laminage", aucune tentative ne devant être faite pour améliorer l'adhérence par dégraissage de la surface.

- (2) La forme et le relief de la tôle profilée doivent représenter précisément les tôles devant être utilisées en pratique.

**Remarque :**

- Les mesures d'espacement et de hauteur des reliefs ne doivent pas varier par rapport aux valeurs nominales de plus de 5 % et 10 % respectivement.
  - Les espacement et hauteurs de relief mesurés sur les corps d'épreuve doivent être dans les tolérances définies dans les normes ou documents de référence.
- (3) Il convient de placer des initiateurs de fissures constitués de tôle mince en acier, d'une hauteur correspondant à la hauteur totale de la dalle et enduits d'un produit anti-adhésif, perpendiculairement à la largeur totale de la dalle d'essai sous les charges appliquées.
- Les initiateurs de fissures sont positionnés pour définir de manière plus précise la longueur de cisaillement  $L_s$  et éliminer la résistance à la traction du béton.
- (4) Il est permis d'encastrier les rives extérieures du plancher de façon à ce qu'elles agissent comme elles agiraient dans des dalles plus larges.
- (5) Il convient de choisir la largeur  $b$  des dalles d'essai au moins égale à :
- trois fois la hauteur hors-tout;
  - 600 mm ; et
  - la largeur de couverture de la tôle profilée.
- (6) Les corps d'épreuve doivent être coulés en étaieement total. C'est la situation la plus défavorable pour le mode de ruine par cisaillement horizontal et adhérence.
- (7) Il est permis de placer une armature en treillis dans la dalle, par exemple pour la renforcer lors du transport, contre le retrait, etc. Dans ce cas, il convient de positionner cette armature de telle sorte qu'elle travaille en compression sous l'effet de moment fléchissant positif.
- (8) Le béton utilisé pour la totalité des corps d'épreuve d'une série destinée à étudier une seule variable doit être de même composition et doit être durci dans les mêmes conditions.
- (9) Pour chaque groupe de dalles devant être soumises aux essais dans une période de 48 heures, on doit confectionner un minimum de quatre éprouvettes de béton, destinées à la détermination de résistance sur cylindre ou sur cube, au moment du coulage des dalles d'essai.

La résistance du béton  $f_{cm}$  de chaque groupe doit être prise égale à la valeur moyenne, si l'écart par rapport à la valeur moyenne ne dépasse pas 10%.

Si l'écart de la résistance à la compression par rapport à la valeur moyenne dépasse 10%, la résistance du béton doit être prise égale à la valeur maximale observée.

- (10) La résistance à la traction et la limite d'élasticité de tôle profilée en acier doivent être déterminées à partir d'essais sur éprouvettes découpées dans chacune des tôles utilisées pour former les dalles d'essai [1].

#### 7.1.4. Procédure de mise en charge pour les essais :

- (1) La procédure de mise en charge en vue des essais est destinée à représenter les chargements appliqués sur une certaine période de temps. Elle comporte deux parties constituées d'un essai initial, au cours duquel la dalle est soumise à un chargement cyclique, suivi d'un essai complémentaire au cours duquel la dalle est soumise à un chargement croissant jusqu'à la ruine.
- (2) groupes de trois essais, l'un des trois essais de chaque groupe peut ne comporter que l'essai statique complémentaire sans chargement cyclique, afin de déterminer le niveau de la charge cyclique pour les deux autres essais.
- (3) Essai initial : la dalle doit être soumise à une surcharge cyclique variant entre une valeur inférieure dépassant pas  $0,5 W_q$  et une valeur supérieure d'au moins  $1,5W_q$ , Où  $W_q$  représente la valeur prévue de la charge caractéristique devant s'exercer sur la dalle, à l'exclusion du dalle mixte.
- (4) Il convient chargement pendant 5000 cycles sur une durée d'au moins 3 heures.
- (5) Essai complémentaire : lorsque l'essai initial est terminé, la dalle doit être soumise à un essai statique au cours duquel la charge appliquée est augmentée progressivement de telle sorte que la ruine ne survienne pas avant 1 heure.

La charge de ruine  $W_t$  est la charge appliquée sur la dalle au moment de la ruine plus le poids de la dalle mixte et des palonniers de répartition des charges.

- (6) Au cours de l'essai complémentaire, il est possible de procéder, soit à effort contrôlé, soit contrôlée [1].

#### 7.1.5. Détermination de valeurs de calcul pour m et k :

- 1) A partir de la courbe charge-flèche enregistrée au cours de l'essai complémentaire, le comportement est classé en "fragile" ou "ductile".

Le comportement est classé comme ductile si la charge de ruine dépasse de plus de 10% la charge provoquant le premier glissement d'extrémité observé.

**Remarque :**

Si la charge maximale est atteinte pour une flèche à mi-portée supérieure à  $L/50$ , la charge de ruine doit être prise égale à la charge entraînant une flèche à mi-portée de  $L/50$ .

Dans les autres cas, le comportement est classé comme fragile.

- 2) Si le comportement est ductile, l'effort tranchant expérimental représentatif  $V$ , doit être pris égal à 0,5 fois la valeur de la charge de ruine  $w_t$ .

Si le comportement est fragile, cette valeur doit être minorée au moyen d'un coefficient 0,8.

- 3) A partir des essais, on doit déterminer la relation de calcul (c'est-à-dire les valeurs de  $m$  et de  $k$ )  
A partir des essais, on doit déterminer pour la résistance au cisaillement longitudinal comme indique sur la (figure 2.10).

- 4) La relation de calcul doit être considérée comme la ligne caractéristique déterminée au moyen d'un modèle statistique approprié.

- 5) Si l'on utilise deux groupes de trois essais, et si l'écart des mesures d'un essai quelconque à l'intérieur d'un groupe par rapport à la moyenne de ce groupe ne dépasse pas 10%, il est possible de déterminer la relation de calcul conformément à la partie 1.3 de l'EC3 ou de la façon suivante:

A partir de chaque groupe, on suppose que la valeur caractéristique est celle obtenue en prenant la valeur minimale du groupe réduite de 10%.

La relation de calcul est constituée par la droite passant par ces valeurs caractéristiques pour les groupes A et B [1].

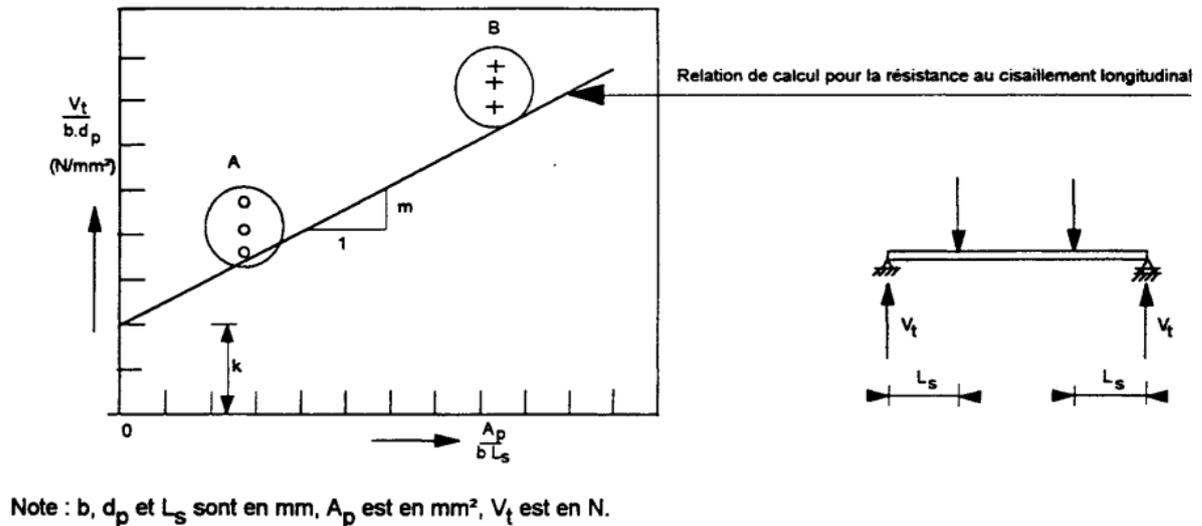


Figure 2.10: Evaluation des résultats d'essai [1].

## 7.2. Essais spécifiques :

### 7.2.1. Généralités :

- 1) Les essais spécifiques sont constitués d'une série d'essais en grandeur réelle effectués sur un élément représentatif d'un montage de plancher particulier envisagé, identique à celui construit sur chantier, en utilisant le chargement réel ou une approximation la plus réaliste possible. L'objectif d'un tel essai est d'obtenir des informations en vue du dimensionnement.
- 2) A partir de ces essais, on obtient la charge de ruine, le mode de ruine, ainsi que les comportements charge/niche et charge/glissement.
- 3) Les résultats obtenus ne doivent être appliqués qu'aux structures dont la portée ainsi que l'épaisseur de béton et de tôle profilée en acier sont celles du modèle soumis aux essais.
- 4) Les informations contenues dans le procès-verbal d'essai de chaque dalle doivent être conformes aux dispositions de l'Annexe F [1].

### 7.2.2. Conditions d'essai :

- 1) Au moins trois essais en grandeur réelle doivent être effectués sur un élément représentatif de la construction de plancher envisagée en utilisant les chargements réels ou, pour les charges uniformément réparties, une simulation proche du chargement, comme indiqué sur la (figure 2.11). Pour les travées continues, on doit soumettre aux essais des travées multiples ou simuler les moments au niveau des appuis sur une travée unique.

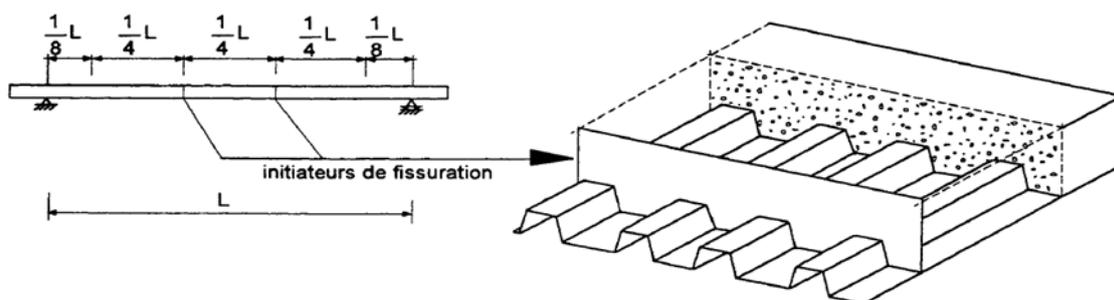


Figure 2.11 : Détails de l'essai [1].

- 2) La distance séparant l'axe d'un support d'extrémité de l'extrémité de la dalle ne doit pas dépasser la moitié de la plus petite largeur d'appui prévue dans l'ouvrage.
- 3) La largeur des pièces d'appui doit être inférieure à la plus petite largeur d'appareil d'appui utilisé dans l'ouvrage. La largeur des charges linéaires ne doit pas dépasser 100 mm [1].

### 7.2.3. Préparation des corps d'épreuve :

- 1) Les dispositions des clauses 7.1.3 (1) à (5) et 7.1.3(8) à (10) s'appliquent.

2) Les initiateurs de fissuration requis en vertu de la clause 7.1.3 (3) garantissent que les fissures se forment bien dans la zone tendue de la dalle. Lorsque l'on utilise un chargement en quatre points, il convient de positionner les initiateurs de fissuration sous les charges centrales, comme indiqué sur la (figure 2.11). Pour les dispositions de charges non uniformes ou asymétriques, il convient de positionner les initiateurs de fissuration aux points de moment fléchissant maximal [1].

**7.2.4. Méthode de mise en charge pour les essais :**

La méthode d'essai est destinée à représenter une mise en charge sur une certaine période de temps. Elle comporte deux parties constituées d'un essai initial identique à celui décrit en 7.1.4 (3) et (4), au cours duquel la dalle est soumise à un chargement cyclique,

Suivi d'un essai complémentaire au cours duquel la dalle est soumise à un chargement croissant jusqu'à la ruine. Cet essai complémentaire est identique à celui décrit en 7.1.4(5) et (6) [1].

**7.2.5. Détermination de la résistance :**

La résistance de calcul de la dalle envisagée doit être prise égale à la plus petite des valeurs ci- après :

- a) 0.75 fois la charge moyenne plus le poids propre de la dalle mixte pour une fiche d'1/50ème de la portée pour les dalles ne présentant pas de ruine au cours de l'essai initial ;
- b) 0,5 fois la valeur moyenne de la charge de ruine  $W_t$  pour les dalles présentant une ruine avec glissement soudain et excessif, lorsque la charge de ruine  $W_t$  représente la charge appliquée sur la dalle au moment de la ruine plus le poids de la dalle mixte;
- c) 0.75 fois la valeur moyenne de la charge de ruine  $W_t$  pour les dalles qui présentent une ruine sans glissement soudain et excessif ;
- d) la valeur maximale de la charge appliquée plus le poids propre de la dalle mixte utilisée pour l'essai initial.

**8. Résistance des connecteurs au cisaillement :**

Par définition, la résistance ultime d'un connecteur est l'effort maximal de cisaillement que peut supporter ce connecteur avant la rupture.

**a) Goujons à tête :**

La meilleure approximation de la résistance ultime au cisaillement d'un goujon à tête soudé en présence d'une dalle pleine a été obtenue par Ollgaard, Slutter et Fisher [16] à partir des essais de push-out en considérant deux types de béton, un béton normal et un béton léger :

$$P_u = 0.5A_s\sqrt{f_{ck}E_c} \leq A_s \cdot f_u \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec :

$A_s$  : est l'aire de la section transversale du goujon.

$f_{ck}$  : est la résistance caractéristique en compression du béton.

$E_c$  : est le module d'élasticité du béton.

$f_u$  : est la résistance ultime en traction de l'acier du goujon.

Cette formule empirique a été adoptée par l'Eurocode 4 [1] sous la forme de résistance de calcul ( $P_{Rd}$ ) obtenue en divisant la valeur de la résistance ultime ( $P_u$ ) par un facteur partiel de sécurité ( $\gamma_V$ ) sur les deux matériaux acier et béton.

$$P_{Rd} = \min(P_1, P_2) \dots\dots\dots (2.2)$$

Où

$$P_1 = 0.8 \cdot \pi \frac{d^2 f_u}{4 \gamma_V} \dots\dots\dots (2.3)$$

$P_1$  Correspond à une rupture par cisaillement du goujon ;

$$P_2 = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \dots\dots\dots (2.4)$$

$P_2$  Correspond à une rupture par écrasement du béton autour du goujon.

Dans ces formules, on désigne par :

$d$  et  $h$  : le diamètre et la hauteur du goujon ;

$f_u$  : La résistance ultime en traction de l'acier du goujon (sans dépasser 500N/mm<sup>2</sup>) ;

$f_{ck}$  : La résistance caractéristique du béton à la compression (sur éprouvette cylindrique) ;

$E_{cm}$  : La valeur moyenne du module sécant du béton ;

$\alpha$  : Un facteur correctif,  $\alpha = 0.2 [(d/h) + 1]$  pour  $3 \leq \frac{h}{d} < 4$  et  $\alpha = 1$  pour  $\frac{h}{d} \geq 4$  ;

$\gamma_V$  : Un facteur partiel de sécurité sur les deux matériaux acier et béton,  $\gamma_V = 1.25$  ;

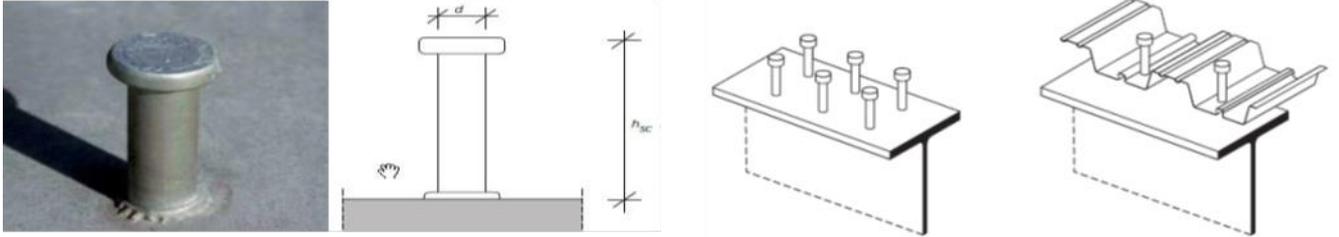


Figure 2.12: Goujons à tête pour dalle pleine ou dalle mixte [1].

**b) Résistance des goujons soudés :**

On peut donner des formules de résistance en cisaillement pour les goujons à tête soudés qui sont aujourd’hui fréquemment utilisés en bâtiment, avec des dalles pleines ou mixtes [30].

L’EC4 [1] donne la valeur de résistance ultime au cisaillement PRD d’un goujon à tête noyé dans une dalle pleine en béton (sans présence de la tôle profilée). Le diamètre du goujon ne doit pas être supérieur à 22 mm

$$P_{Rd} = \min[P_{Rd1}, P_{Rd2}] \dots \dots \dots (2.5)$$

Ou :

$P_{Rd1}$ : Résistance de rupture de la tige (concernant la rupture du goujon en tant qu’élément en acier).

$$P_{Rd1} = 0.8f_u \cdot \frac{\pi d_{Rd}^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (2.6)$$

$P_{Rd2}$ : Résistance de l’écrasement du béton (concernant le béton enrobant le goujon).

$$P_{Rd2} = 0.29\alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (2.7)$$

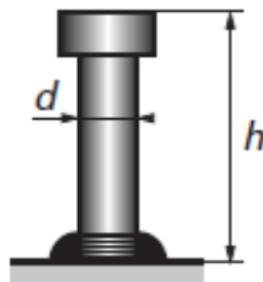


Figure 2.13: Goujon à tête soudé [1].

$d_{Rd}$ : Le diamètre de la tige du goujon, avec la condition :  $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$  ;

$\alpha$ : Un facteur correctif

$\alpha = 1$  Pour  $h/d > 4$

$\alpha = 0.2 [(d/h) + 1]$  pour  $3 \leq \frac{h}{d} < 4$

$h$  : La hauteur hors tout du goujon.

$f_u$ : La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier du goujon (ne devant pas dépasser  $500 \text{ N/mm}^2$ ).

$f_{ck}$  : La résistance caractéristique du béton en compression.

$E_{cm}$  : La valeur moyenne du module sécant du béton.

$\gamma_V$ : Le facteur partiel de sécurité, pris égal à 1,25 dans les deux formules

(En conformité avec l'indice de fiabilité adopté dans les Euro-codes structuraux).

Il convient de prendre la formule (2.13) pour déterminer la résistance des goujons en la présence de la tôle nervurée multipliée par le coefficient numérateur  $K_{Lt}$ , donné par l'expression.

➤ **Tôle dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses :**

$$K_t = \frac{0.7 b_0}{\sqrt{n_r} h_p} \left[ \frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \dots\dots\dots (2.8)$$

$n_r$  : Nombre de goujons par nervure.

Cette formule n'est applicable que si :  $h_p \leq 85\text{mm}$ ,  $b_0 \geq h_p$

$E_t$   $d \leq 20\text{mm}$  : pour les goujons soudés à travers la tôle ;

Où  $d \leq 22\text{mm}$ : Pour les goujons soudés directement sur la semelle en utilisant une tôle pré-perforée.

➤ **Tôle dont les nervures sont parallèles aux poutres porteuses :**

$$K_l = 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left[ \frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \dots\dots\dots (2.9)$$

Avec :  $h < h_p + 75\text{mm}$ .

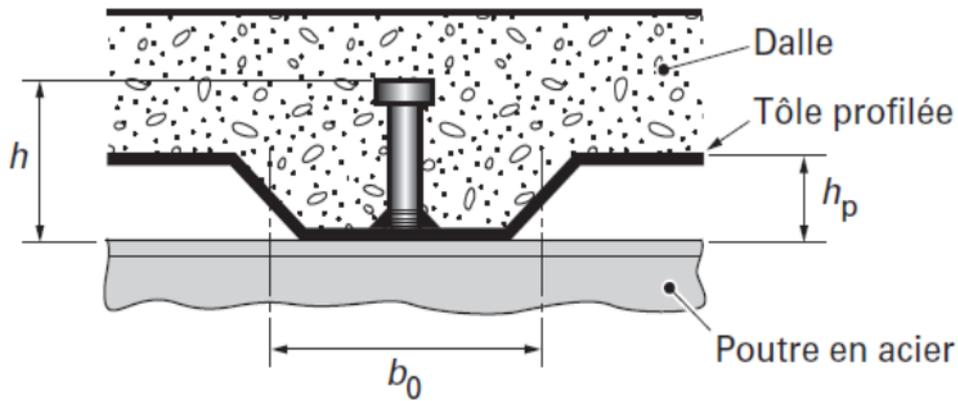


Figure 2.14: Goujon soudé avec dalle mixte.

La résistance ultime au cisaillement  $P_{RD}$  d'un goujon dépend de plusieurs facteurs [27]:

- Forme et dimensions des connecteurs.
- Qualité de sa force matérielle ( $f_u$ ).
- Type de charge (statique et dynamique)
- Manière de relier le profilé d'acier avec le connecteur.
- Espacement des connecteurs.
- Type et résistance de béton.
- La présence ou non de la tôle profilée.

**c) Équerres clouées :**

Les équerres clouées ne sont pas mentionnées dans l'Eurocode 4, mais elles ont fait l'objet, à partir des années 1980, de plusieurs études expérimentales, parmi lesquelles on doit citer les essais de push-out effectués en Suisse [31] sur les équerres clouées (HILTI-HVB) et on peut trouver toutes les caractéristiques utiles de ce type de connecteur dans la référence [32].

Les essais de push-out réalisés sur les équerres clouées en présence d'une dalle pleine [33] ont montré que leur résistance ultime au cisaillement est toujours dictée par la rupture du connecteur lui-même ou de sa fixation par clous. Il n'existe pas des formules donnant la résistance au cisaillement, mais seulement des valeurs fixes expérimentales dépendant de la taille du connecteur (Figure 2.15) :

$$\text{Pour : } \left. \begin{array}{l} HVB50 - \text{à} - 80 \rightarrow Pu = 23KN \\ HVB95 - \text{à} - 110 \rightarrow Pu = 28KN \\ HVB125 - \text{à} - 140 \rightarrow Pu = 31KN \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1.5)$$

À condition que la résistance du béton sur cylindre à 28 jours :  $17N /mm^2 \leq f_{ck} \leq 30N /mm^2$ .

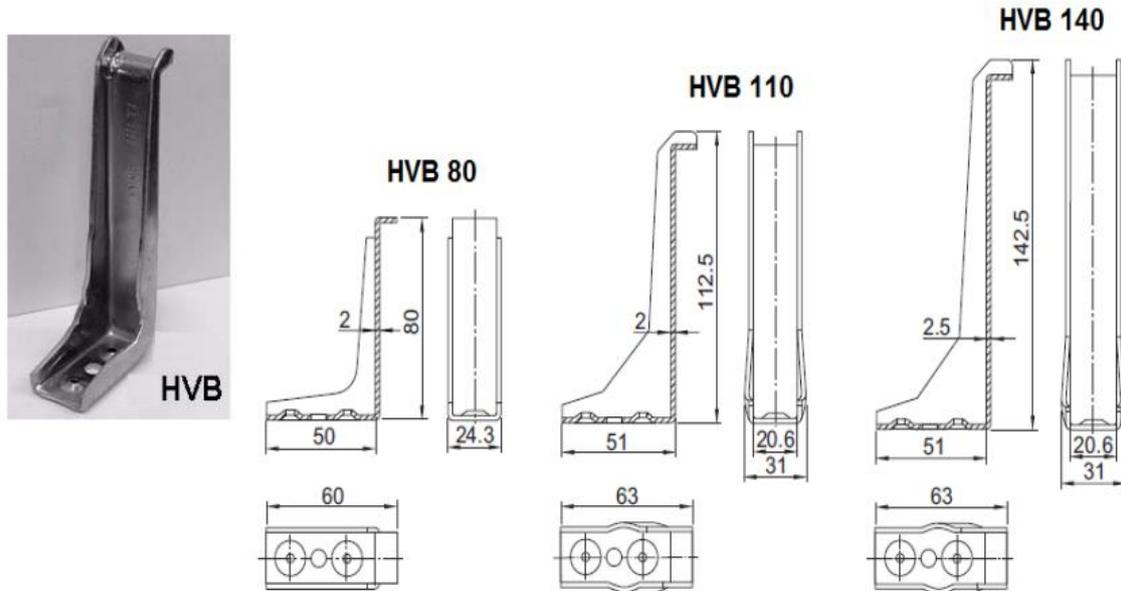


Figure 2.15: Dimensions des équerres clouées HILTI-HVB

d) Connecteurs en cornières soudées :

Dans le cas des cornières sur la semelle supérieure du profilé, la résistance de calcul d'une cornière soudée est donnée par la formule empirique suivante [1]:

$$P_u = 10 \cdot b \cdot h^{3/4} f_{cK}^{2/3} \dots\dots\dots (2.10)$$

Avec :

*b* : Longueur de la cornière.

*h* : Hauteur de la cornière.

Pour s'opposer au soulèvement de la dalle lorsque la poutre fléchit, une armature filante doit traverser l'aile de la cornière, son diamètre minimum est pris égal à :

$$\Phi_{min} \geq \sqrt{\frac{0.4 \cdot P_{rd} \cdot \gamma_s}{\pi \cdot f_{sk}}} \dots\dots\dots (2.11)$$

*f<sub>sk</sub>* : Limite élastique caractéristique de l'armature.

*γ<sub>s</sub>* : Facteur partiel de sécurité.

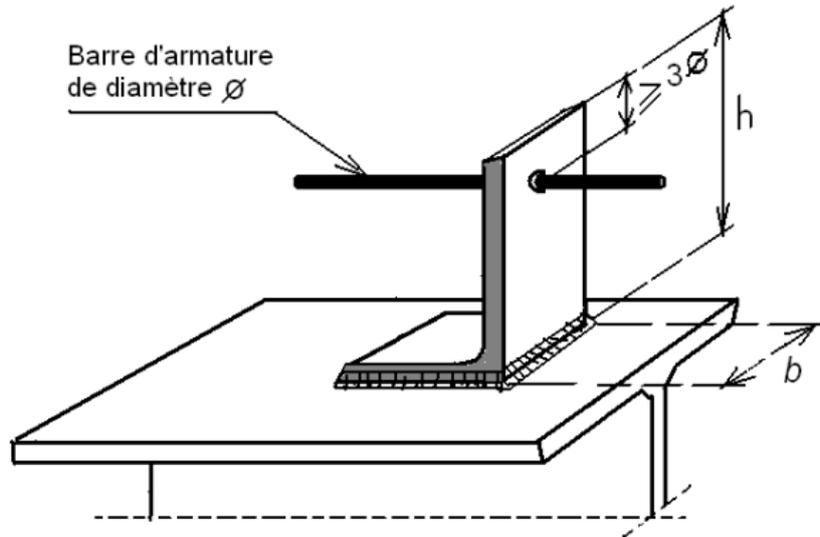


Figure 2.16: Dimensions d’une cornière soudée avec filant

e) Connecteurs en « U » :

En se basant sur les résultats des essais effectués par Vies et al. [20], Sluter et Discal [34] ont proposé une équation empirique pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ancrés dans une dalle pleine en béton. Cette équation a été modifiée pour pouvoir l’employer avec un béton léger et présentée dans le règlement américain AISC (American Institute of Steele Construction spécification) [35] sous la forme suivante :

$$P_u = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}E_c} \dots\dots\dots (2.12)$$

Avec :

$P_u$  : Résistance ultime au cisaillement du connecteur en U, en (N),

$t_f$  : Épaisseur de la semelle du connecteur en U, en (mm),

$t_w$  : Épaisseur de l’âme du connecteur en U, en (mm),

$L_c$  : Longueur du connecteur en U, en (mm),

$f_{ck}$  : Résistance du béton à la compression sur cylindres, en (MPa),

$E_c$  : Module d’élasticité du béton, en (MPa).

Le règlement canadien CAN [36] donne également une équation semblable pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ancrés dans une dalle pleine en béton :

$$P_u = 36.5(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots (2.13)$$

Pashan [28] a conclu que l'équation (2.13) du règlement canadien CAN est trop conservatrice. En incluant la hauteur  $H_c$  du connecteur comme paramètre, il a développé l'équation empirique suivante pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ayant une hauteur de 100 mm :

$$P_u = (336t_w^2 + 5.24L_cH_c)\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots (2.14)$$

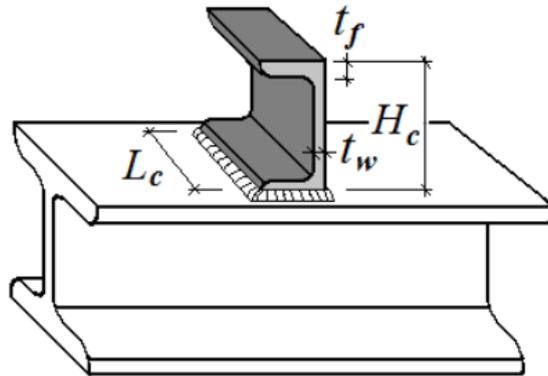


Figure 2.17: Dimensions d'un connecteur

f) Connecteurs en boulons :

Pour ce type de connecteurs ; Il convient de prendre comme valeur de calcul même la résistance au glissement par boulon :

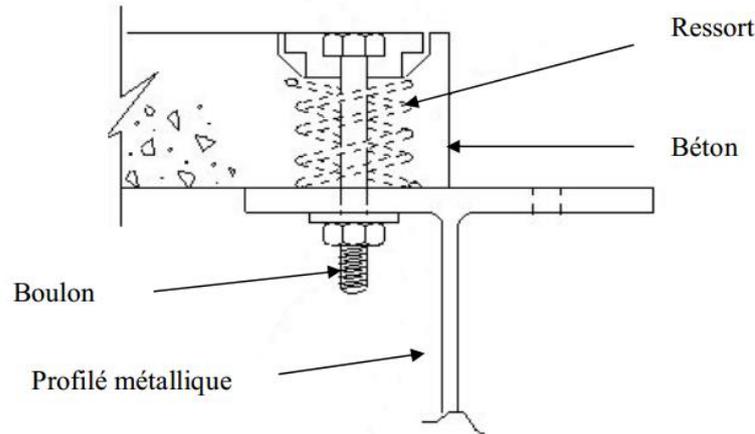
$$P_{Rd} = \frac{\mu \cdot F_{PrCd}}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2.15)$$

$F_{PrCd}$  : L'effort de précontrainte dans les boulons.

$\mu$  : Coefficient de frottement qui peut être pris égale à 0,50. Pour  $t_f \leq 10$  mm et à 0,55

Pour  $t_f \leq 15$  mm.

$\gamma_c$ : Coefficient partiel de sécurité = 1,25.



**Figure 2.18: Connecteur en boulons**

Il faut remarquer que dans le cas de nos essais les boulons utilisées comme goujon ont été soudés sur la semelle du profile métallique leur résistance théorique a été calculée comme pour les connecteurs en goujon a tête leur comportement dans ce cas est totalement différent du comportement du boulon à haute résistance utilisé comme tel [1].

**g) Plaques perforées :**

De façon générale, le comportement mécanique de ce type de connecteur dépend du matériau et des dimensions de la dalle de béton, de la section de ferrailage et du diamètre des ouvertures dans la plaque (Figure 2.19). En partant de ces trois paramètres, Oguejiofor et Hosain [37] ont proposé une formulation analytique de la résistance au cisaillement d’une plaque perforée sous la forme suivante :

$$P_u = 4.5h_{sc}t_{sc}f_{ck} + 0.91A_{tr}f_y + 3.31nd^2\sqrt{f_{ck}} \dots\dots (2.16)$$

Avec :

$P_u$  : Résistance ultime au cisaillement de la plaque perforée en (N),

$h_{sc}$  : Hauteur de la plaque perforée en (mm),

$t_{sc}$  : Épaisseur la plaque perforée en (mm),

$n$  : Nombre d’ouvertures dans la plaque perforée,

$d$  : Diamètre des ouvertures dans la plaque en (mm),

$A_{tr}$  : Section des barres traversant les ouvertures de la plaque perforée en (mm<sup>2</sup>),

$f_{ck}$  : Résistance du béton à la compression sur cylindres en (MPa),

$f_y$  : Limite élastique en traction de l'acier des armatures en (MPa).

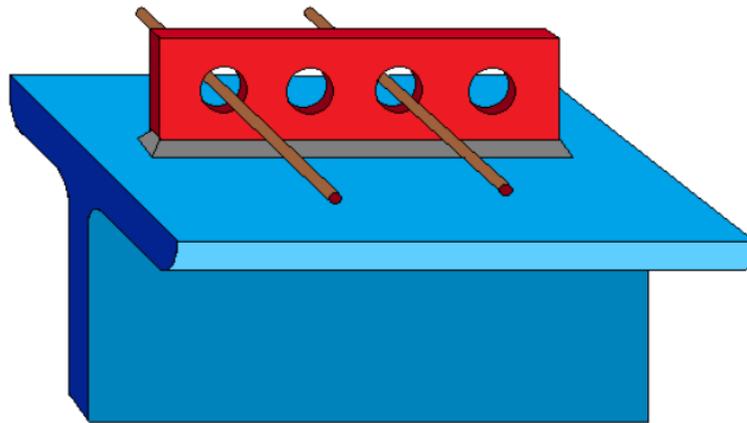
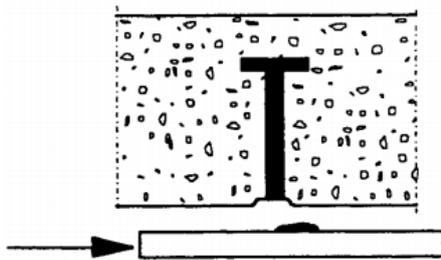


Figure 2.19: Plaque perforée

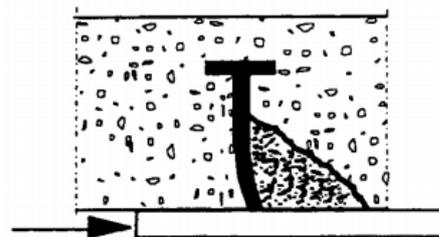
### 9. Modes de rupture des poutres mixtes avec goujons :

L'analyse des modes de rupture présentés dans l'EC4 (figure 2.20) pour les connecteurs à goujon [1].

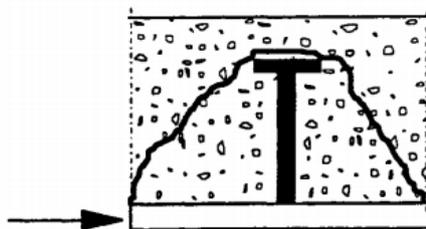


Ecrasement local du béton vers la base du connecteur (pouvant également se produire dans les dalles nervurées).

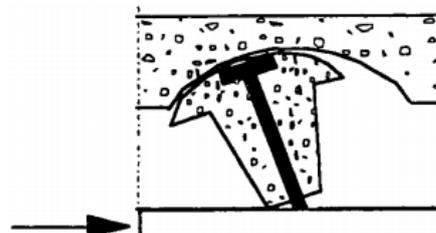
Cisaillement du connecteur juste au-dessus du bourrelet de soudure (pouvant également se produire dans les dalles nervurées).

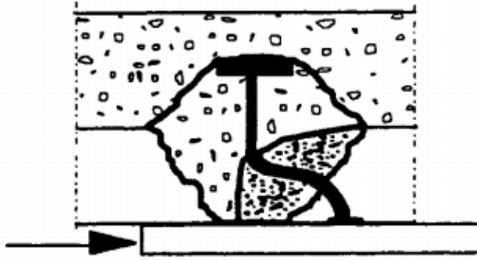


Arrachement d'un cône de béton.



Séparation par cisaillement de la nervure en béton.





Eclatement de la nervure en béton ou rupture par cisaillement et traction qui se produit à la suite de déformations très importantes du connecteur dû à des rotules plastiques.

Figure 2.20: Modes de rupture des connecteurs selon l'EC4 [1].

**10. Procédure d'essai :**

- (1) Il convient d'appliquer la charge d'abord par accroissements jusqu'à une valeur égale à 40% de la charge de ruine supposée, puis d'effectuer 25 cycles de charge compris entre 5% et 40% de la charge de ruine supposée.
- (2) Il convient d'appliquer ensuite les accroissements de charge ultérieurs de sorte que la ruine ne survienne pas avant 15 minutes.
- (3) Il convient de mesurer au cours du chargement, continument ou à chaque accroissement de charge, le glissement longitudinal entre chaque dalle et le profile en acier. Il convient de mesurer ce glissement au moins jusqu'à ce que la charge ait chuté de 20% en dessous de la charge maximale.
- (4) Aussi près possible de chaque groupe de connecteurs, il convient de mesurer la séparation transversale entre chaque dalle et le profilé en acier [1].

**11. Interprétation des résultats**

➤ Lorsque trois essais sont effectués sur des éprouvettes théoriquement identiques et presque d'écart de chaque résultat d'essai individuel par rapport à la valeur l'ensemble des résultats ne dépasse pas 10%, la résistance de calcul peut être déterminée de la façon suivante :

Il convient de prendre comme résistance caractéristique  $P_{Rx}$  la charge de ruine minimale (divisée par le nombre de connecteurs) réduite de 10%

La résistance de calcul  $P_{Rd}$  est alors obtenue au moyen de la formule :

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{RK}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{RK}}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2.17)$$

Où :

$f_u$  : est la résistance à la traction minimale spécifiée pour l'acier du connecteur ;

$f_{ut}$  : La résistance à la traction réelle de l'acier du connecteur utilisé dans l'éprouvette ;

Et où il convient de prendre  $\gamma_V$  égal à 1.25.

- Lorsque l'écart par rapport à la moyenne dépasse 10%, il convient d'effectuer au moins trois essais supplémentaires du même type. L'interprétation des résultats d'essais est alors faite conformément à l'Annexe Z de l'EC3.
- Lorsque le connecteur est composé de deux éléments distincts, l'un destiné à résister au cisaillement longitudinal et autre aux efforts tendant à séparer la dalle de la poutre en acier, les éléments d'attache s'opposant à la séparation doivent être suffisamment rigides et résistants pour que la séparation mesurée lors des essais de poussée, lorsque l'on atteint 80% de la charge ultime, reste inférieure à la moitié du glissement longitudinal de la dalle par rapport à la poutre.
- Il convient d'adopter comme capacité de glissement d'une éprouvette le glissement maximal mesuré au niveau de la charge caractéristique, comme indiqué sur la (figure 2.21).

Il convient d'adopter comme capacité de glissement caractéristique  $\delta_{uk}$  la valeur minimale  $\delta_u$ , des essais réduite de 10% ou déterminée,

À partir d'une interprétation statistique de ressemblance des résultats d'essais. Dans ce dernier cas, il convient d'adopter comme capacité de glissement caractéristique le fractile de 5% avec un niveau de confiance de 75% [1].

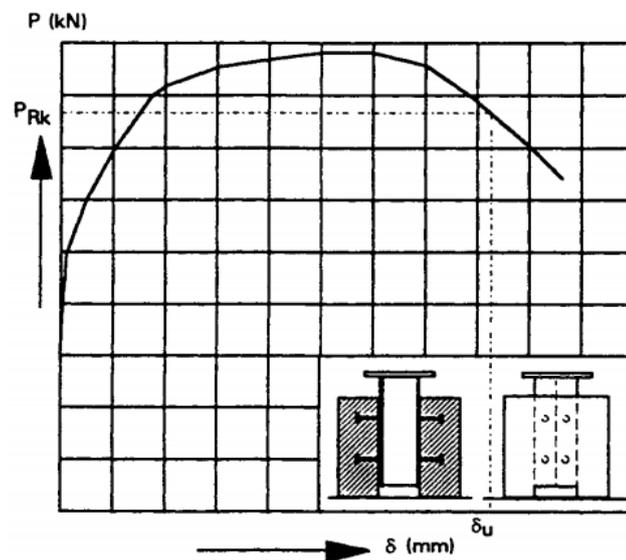


Figure 2.21: Détermination de la capacité de glissement  $\delta_u$  [1].

## 12. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté d'abord les différents types et Classification de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes. Le choix de tel ou tel connecteur dépend autant de son coût et de sa facilité de mise en œuvre que de ses performances mécaniques.

Nous devons retenir les critères suivants qui concernent les principales propriétés mécaniques ces critères sont en relation directe avec le prix de fabrication et d'exécution :

- ✚ Résistance de connecteurs ;
- ✚ Ductilité ;
- ✚ Économie et prix de fabrication ;

L'essai de « push-out » est utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement, le mode de rupture et la courbe de comportement (cisaillement- glissement) d'un connecteur donné. La caractérisation de la connexion acier-béton relative à cet essai servira par la suite dans le cadre d'une étude approfondi ; à étudiée le comportement global des poutres mixtes.

Le taux de glissement dépend également du nombre de connecteurs.

## **Chapitre 03 :**

# **Programme Expérimental**

## Chapitre 03 : Programme Expérimental

### 1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous décrivons la procédure expérimentale utilisée pour réaliser des éprouvettes pour l'essai push-out (essai de poussée), Composés de profilé métallique HEB160 sur lesquels on a soudés des connecteurs en « I » sur les semelles du profilé et ancrés dans les blocs en béton. Nous commençons, tout d'abord, par la description des spécimens d'essai push-out ensuite nous présentons les caractéristiques des matériaux utilisés, nous montrons également le dispositif d'essai et la méthode de formulation du béton. puis nous présentons les résultats des essais qui concernent la résistance à la traction d'acier des connecteurs en « I » et les barres d'armature, Nous mettons ainsi en évidence l'influence des principaux paramètres affectant la position du connecteur en « I » sur les semelles du profilé et différent résistance du béton à la compression.

### 2. Essais de Push-out sur des connecteurs en «I» :

Push-Out ou essai de poussée : c'est un essai standardisé qui permet de déterminer la charge de ruine, le mode de ruine et la courbe charge-déformation. L'Eurocode 4, section 10.2, propose une procédure pour un test de Push-Out. Le principe de cet essai est donné sur la (figure 3.1) [26].

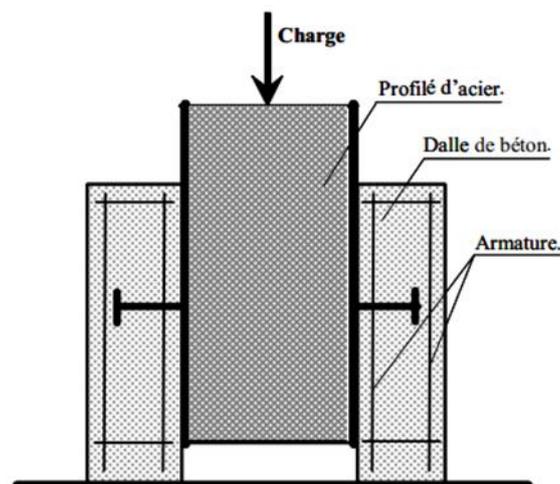


Figure 3.1 : Principe de l'essai Push-Out [15]

Le programme expérimental consiste à effectuer des essais de cisaillement sur 4 spécimens groupés en deux paires. Chaque paire contient deux spécimens identiques. Les spécimens d'essai sont conçus pour étudier l'influence des paramètres suivants sur la résistance au cisaillement du connecteur en « I » : la différente position du connecteur et la résistance proposée du béton à la compression.

La (photo 3.2) présente, les différentes positions des connecteurs utilisés sont fabriqué par découpage transversal des sections en IPE120 suivant des positions appropriées.

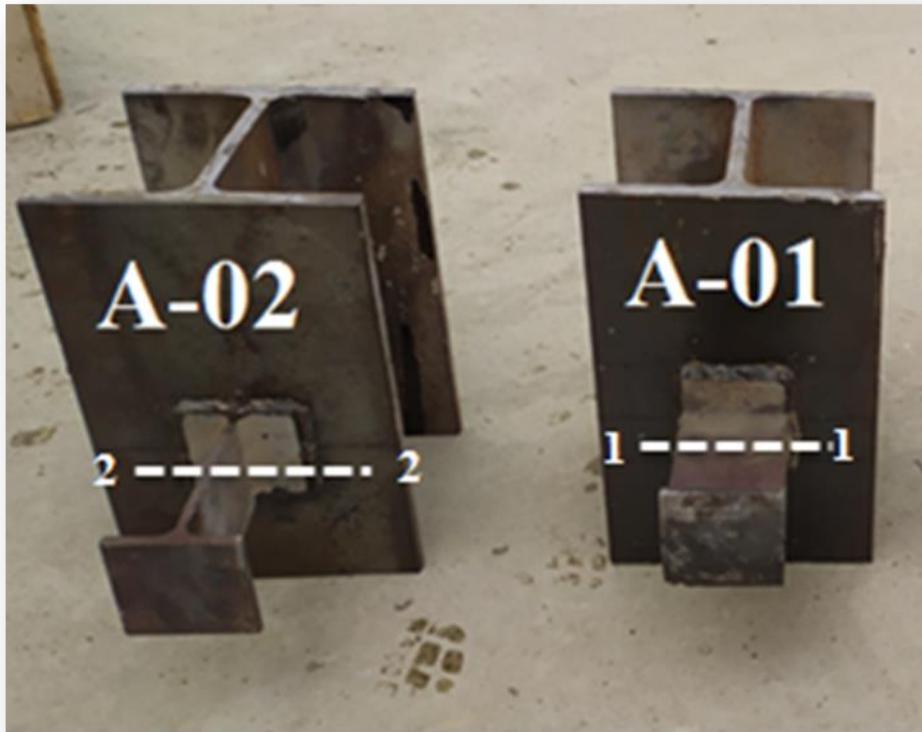


Photo 3. 1: Différente position des Connecteurs en « I » avec profilés métalliques en HEB160

Le (tableau 3.1) présente, pour chaque spécimen, les différentes positions des connecteurs en « I » et la résistance proposée du béton à la compression.

Tableau 3.1 : caractéristique des spécimens d'essai

Essais	spécimens	Profilés métalliques	Connecteurs en « I »	Position des connecteurs en « I » Dans le plan	Bloc en béton		
					Dimensions (mm)	Résistance du Béton proposé à la compression	Armatures transversales
A	A-01	HEB 160	IPE 120	(1-1)	260X320X125	$F_{c28} = 20$ Mpa	4 Ø 8
	A-02			(2-2)			
B	B-01	HEB 160	IPE 120	(1-1)	260X320X125	$F_{c28} = 30$ Mpa	4 Ø 8
	B-02			(2-2)			

Les spécimens d'essai de cisaillement (push-out spécimens) sont fabriqués en accordance avec les règles de l'Eurocode-4 [1]. Chaque spécimen comporte deux blocs en béton tenus en position verticale, et connectés à un tronçon de profilé métallique en HEB160, à l'aide de deux connecteurs en « I » soudés sur les semelles du profilé métallique et ancrés dans le béton. Le spécimen est soumis à une charge verticale de compression qui produit des efforts de cisaillement à l'interface (acier-béton) entre le bloc de béton et le profilé métallique sur les deux côtés. Un décalage de 60 mm est réservé entre la base des blocs de béton et la section inférieure du profilé métallique pour permettre le glissement relatif entre les deux parties pendant le chargement du spécimen. Pour tous les spécimens, chaque bloc de béton est renforcé longitudinalement et transversalement par quatre barres d'armature de 8 mm de diamètre placées en deux nappes. L'adhérence à l'interface acier-béton a été éliminée par huilage des semelles du profilé métallique avant le coulage des blocs en béton. La (Figure 3.2) présente un aperçu des composants d'un spécimen de « Push-Out » avec des connecteurs en « I », tandis que la (photo 3.2) montre l'opération d'huilage des semelles et la disposition des barres d'armature avant le coulage des blocs en béton.

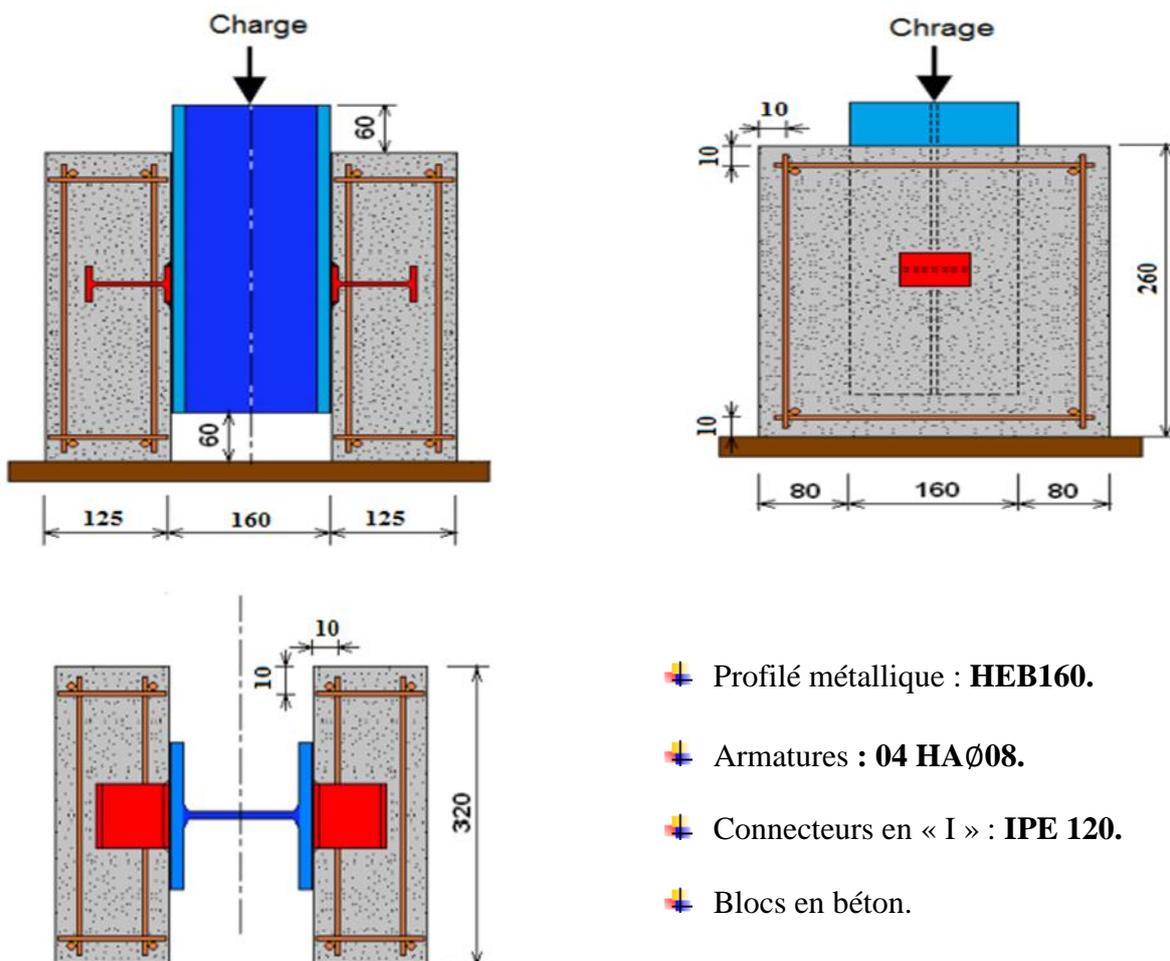


Figure 3.2 : Spécimen d'essai de push-out avec des connecteurs en « I » [13]



Photo 3.2 : Préparation des spécimens d'essai et Huilage des semelles

### 3. Formulation du béton de Mélange :

La formulation de la composition des bétons a été faite d'après la méthode « DREUXGORISSE » basée sur l'analyse granulométrique (sable et différentes fractions de gravier).

#### 3.1 Caractérisation des matériaux :

##### 3.1.1 Le ciment :

Le ciment utilisé a les références suivantes :

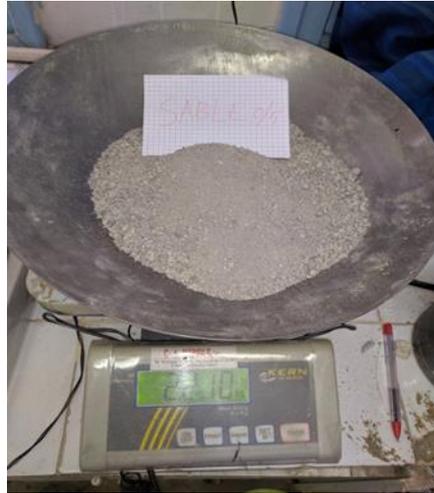
- Désignation : Ciment Portland Composé
- Identification : CPJ-CEM II/A M (P-L) 42,5
- Composition : 80 à 94 % de Clinker et 6 à 20 % d'ajouts



Photo 3.3: Le ciment CPJ-CEM II/A M (P-L) 42,5 l'usine GICA (ELMALABIOD)

### 3.1.2 Le Sable concassé 0/3 :

Dans le mélange de notre étude, nous avons utilisé un sable local prélevé de El Malabiod Situé à 27 Km de Tébessa, il s'agit d'un sable siliceux de classe granulaire (0/3) et utilisé couramment dans la confection du béton dans cette région.



**Photo 3. 4: Echantillon de sable utilise.**

### 3.1.3 Le Gravier :

Pour assurer une bonne maniabilité (fluidité) à notre béton, nous avons choisi deux types de gravier, il s'agit de gravier de type (3/8) et gravier (8/15) de nature calcaire, provenant pour notre région du gisement d'El Malabiod situé à 27 km de Tébessa.



**Photo 3. 5: Echantillon de gravier (3/8)**



**Photo 3. 6: Echantillon de gravier (8/15)**

**3.1.4 L'eau de gâchage :**

On a utilisé une eau potable de la ville de Tébessa, pour mélange du béton.

**3.1.5 Adjuvant : (NF EN 934-2 tab 11.1 et 11.2)**

L'adjuvant utilisé est un super plastifiant à haut réducteur d'eau polyvalent **Sika® ViscoCrete® 522 RMX** de nouvelle génération à base de polycarboxylates Il agit d'un adjuvant liquide brun. Sa densité est de 1.085±0.01 et le PH de 5±1,0.



**Photo 3.7: Le super plastifiant Sika® ViscoCrete®-522**

**4. Les Essais sur granulats :**

**4.1 Analyse Granulométrique (NF P 18-560 septembre 1990) :**

La connaissance de la courbe granulométrique à pour nécessaire de déterminer la formulation du béton.

**✚ Le calcul numérique:**

On note les masses des refus partiels (Mi), on calcule les pourcentages des refus partiels donné par la relation suivante :

$$\text{Refus (i) \%} = \frac{M_i}{M_n} \times 100 \dots\dots\dots(1)$$

On trace la courbe granulométrique après le calcul du pourcentage des tamisât partiels par la formule suivant :

$$\text{TAMISANT (i) = 100 - refus (i) \% \dots\dots\dots(2)}$$

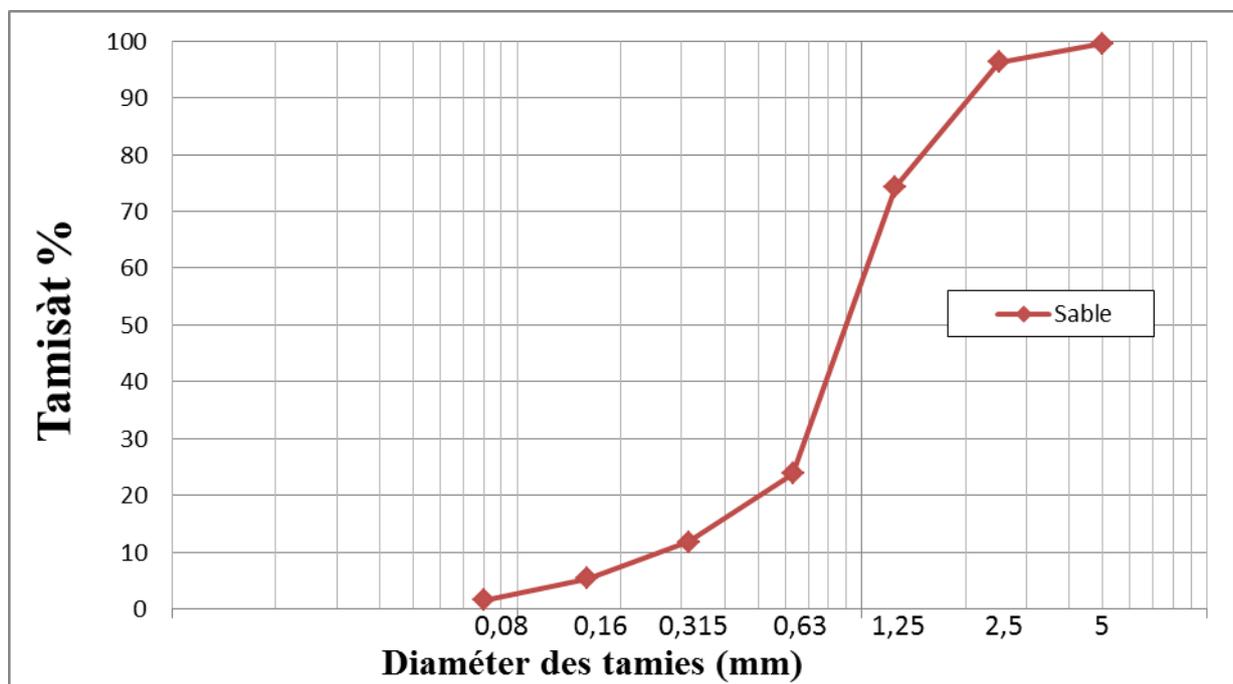
### a. Le sable :

Les résultats des différents tamisages sont présentés dans le Tableau (3.2) :

Nous avons utilisé une masse de 2000 g du sable.

**Tableau 3. 2: Résultat de l'analyse granulométrique de sable**

Diamètre (mm)	Refus partielle (g)	Refus cumulés (g)	Pourcentage de Refus (%)	Pourcentage de tamisage (%)
5	9.15	9.15	0.46	99.54
2.5	54.25	63.4	3.71	96.21
1.25	450.8	514.2	25.71	74.29
0.63	1010	1524.2	76.21	23.79
0.315	240	1764.2	88.21	11.79
0.16	130	1894.2	94.71	5.29
0.08	75	1969.2	98.46	1.54
Fond	30	1999.2	99.96	0.04



**Figure 3.3: Courbe granulométrique pour sable concassé 0/3**

## Calcul du module de finesse :

D'après la formule de la norme française NFP18-540

$$Mf = 1/100 * \sum \text{Refus cumulés} (5 + 2.5 + 1.25 + 0.63 + 0.315 + 0.16) \dots \dots \dots (3)$$

- $Mf = 1.8$  à  $2.2$  : le sable est à majorité de grains fins.
- $Mf = 2.2$  à  $2.8$  : on est en présence d'un sable préférentiel.
- $Mf = 2.8$  à  $3.3$  : le sable est un peu grossier. Il donnera des bétons résistants mais moins maniables.

$$Mf = 1/100 * [0.46 + 3.71 + 25.71 + 76.21 + 88.21 + 94.71] = 2.89$$

Comme :  $2.8 \leq Mf = 2.89 \leq 3.3$

Donc notre sable est un **sable peu grossier**, il donnera des bétons résistants, mais moins maniables.

**b. Gravillon 3/8 :**

Le gravillon utilisé est un granulat de classe granulaire s'étendant entre 3 et 8 mm, produit concassé dans la carrière ELMALABIOD, L'analyse granulométrique effectuée au niveau de laboratoire de L'université LAARBI TEBESSI, lorsqu'on a pris 2.5kg Gravillon 3/8 dans le tamiseur ; on a obtenu les résultats suivants :

**Tableau 3.3 : Résultat de l'analyse granulométrique Gravillon 3/8**

Diamètre (mm)	Refus partielle (g)	Refus cumulés (g)	Pourcentage de Refus (%)	Pourcentage de tamisage (%)
8	12	12	0.48	99.52
6.30	494.6	506.6	20.26	79.74
5	570.2	1076.8	43.07	56.93
4	790.2	1867	74.68	25.32
2.5	503.4	2370.4	94.82	5.18
1.25	78	2448.4	97.94	2.06
Fond	51	2499.4	99.98	0.02

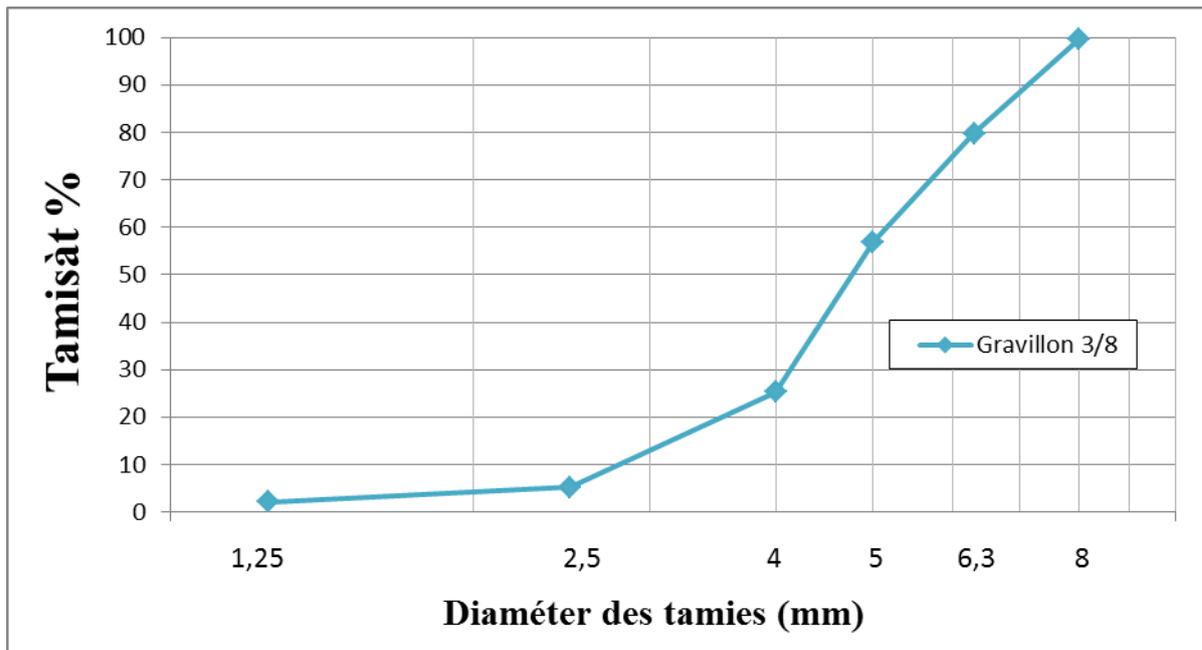


Figure 3.4 : Courbe granulométrique pour Gravillon 3/8

### c. Gravier 8/15 :

Le deuxième granulat utilisé est un gravier de classe granulaire comprise entre 8 et 15 mm, Produit concassé de la même carrière que le gravillon 3/8, L'analyse granulométrique représentée dans le tableau suivant :

Tableau 3.4 : Analyse granulométrique du Gravillon 8/15

Diamètre (mm)	Refus partielle (g)	Refus cumulés (g)	Pourcentage de Refus (%)	Pourcentage de tamisage (%)
16	165.47	165.47	8.27	91.73
12.5	553	718.47	35.92	64.08
10	630	1348.47	67.42	32.58
8	401	1749.47	87.47	12.53
5	220	1969.47	98.47	1.53
Fond	30	1999.47	99.97	0.03

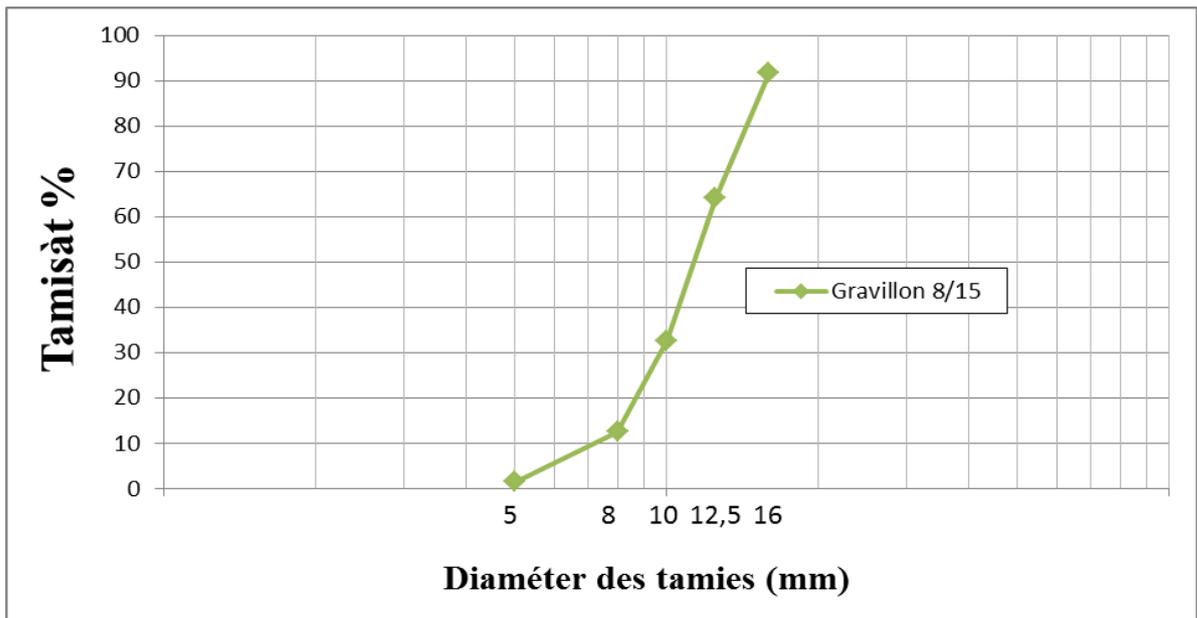


Figure 3.5: Courbe granulométrique pour Gravillon 8/15

4.2 Essai d'Equivalent de sable : (NF P 18-598) :

L'essai d'équivalent de sable utilisé de manière courante pour évaluer la propreté des sables entrant dans la formulation de béton.

✚ Equipement nécessaire :



Photo 3.8: Les principaux matériels



Photo 3.9: Balance électrique



Photo 3.10: La Machine agitatrice

On lave l'échantillon de sable avec une quantité de 120 g, selon une éprouvette normalisée

- La hauteur  $h_1$  : sable propre + éléments fins
- La hauteur  $h_2$  : sable propre seulement



Photo 3.11 : Mesure de la hauteur  $h_1$  et  $h_2$

On déduit l'équivalent de sable :

$$ESV = \frac{H_2}{H_1} * 100 (\%) \dots\dots\dots(4)$$

$$ESP = \frac{H'_2}{H_1} * 100 (\%) \dots\dots\dots(5)$$

✚ Les Résultats d'essais :

E.S.P (piston) est déterminé par la relation suivant:

$$E.S.P_1 = \frac{h'_2}{h_1} * 100 = \frac{7.7}{10.9} * 100 = 70.64 (\%)$$

$$E.S.P_2 = \frac{h'_2}{h_1} * 100 = \frac{7.4}{10.3} * 100 = 71.84 (\%)$$

Tableau 3.5 : Résultats d'Equivalent de sable

N° de l'essai	01	02
La hauteur $h'_2$ (cm)	7.70	7.40
La hauteur $h_1$ (cm)	10.90	10.30
Esp = $h'_2 / h_1 * 100$ (%)	70.64	71.84
Esp moyenne (%)	71.24	

On a trouvé :

$$70\% < \text{ESP} = 71.24\% < 80\% \dots\dots\dots (6)$$

**Tableau 3. 6 : Désignation de la nature du sable en fonction de l'équivalent de sable**

N <sup>0</sup>	Equivalent de Sable visuel en %	Observations
01	ESV < 65 ESP < 60	Sable argileux: risque de retrait ou de gonflement de béton.
02	65 < ESV < 75 60 < ESP < 70	Sable légèrement argileux : de propreté admissible.
03	75 < ESV < 85 70 < ESP < 80	Sable propre : convenant au béton à haute qualité.
04	ESV > 85 ESP < 80	Sable très propre : absence de plasticité de béton.

✚ Donc notre sable est un **Sable propre convenant au béton à haute qualité.**

### 4.3 Essai de la Masse volumique (NF P 18-555) :

#### 4.3.1 La masse volumique spécifique absolue :

Pratiquement on a prélevé un échantillon de masse  $m_i$  On nomme  $\gamma_i$  la masse volumique spécifique

- Remplir une éprouvette graduée avec un volume  $V_1$  d'eau.
- Poser l'échantillon sec de masse  $m_i$  en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air.
- Lire le nouveau volume  $V_2$ .

On a calculé la masse volumique spécifique comme suite :

$$\gamma_i = \frac{m_i}{V_2 - V_1} \dots\dots\dots (7)$$

**Tableau 3. 7 : Résultat de la masse volumique spécifique absolue**

Echantillon	Sable	Gravillon 3/8	Gravillon 8/15
Masse $m_i$ (g)	100	100	100
Volume $V_1$ (ml)	50	60	90
Volume $V_2$ (ml)	90	100	129
masse volumique $\gamma_i$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.5	2.5	2.56

**4.3.2 La masse volumique apparente :**

La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau, cette masse intègre les grains de l'agrégat ainsi que les vides compris entre les grains.



**Photo 3. 12: Essai de la masse volumique apparente**

**Les Résultats d'essais :**

On a calculé la masse volumique apparente comme suite :

$$M_v = \frac{M_2 - M_1}{V_i} \dots\dots\dots(8)$$

**Tableau 3. 8: Résultat de la masse volumique apparente**

Echantillon	Sable	Gravillon 3/8	Gravillon 8/15
Masse $M_1$ (g) (Poids de récipient)	280	310	530
Volume de Récipient $V_i$ (x10 <sup>3</sup> cm <sup>3</sup> )	1L	2L	5L
Masse $M_2$ (g) (Récipient+ échantillon)	1825	3045	7415
masse volumique $M_v$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.545	1.368	1.377

**5. La méthode « DREUXGORISSE » :**

**5.1 Exemple de calcul pour le première mélange :**

La résistance désirée :  $f_{c28} = 20 \text{ Mpa}$

La résistance visée à 28 jours :  $f_{cm} = 1.15 * f_{c28}$

$$f_{cm} = 23 \text{ Mpa}$$

✚ La classe de ciment :  $S_c = 42.5\text{Mpa}$

✚ Le tableau ci-dessous représente le coefficient **G** de qualité des granulats :

**Tableau 3.9 : Valeurs approximatives du coefficient granulaire G**

Qualités des granulâtes	Dimension D des granulâtes		
	D ≤ 16	20 ≤ D ≤ 31,5	D ≥ 50
	Fins	Moyens	Gros
Excellent	0,55	0,60	0,65
Bonne	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

On prend  $G=0.50$  (parce qu’il s’agit des granulats de dimensions  $D_{max} \leq 16\text{mm}$  et les granulats de très bonne qualité).

➤ Le rapport C/E :  $C/E = [f_{cm} / (G * S_c)] + 0.5$

$$\text{Alors : } C/E = [23 / (0.5 * 42.5)] + 0.5$$

$$C/E = 1.582$$

➤ **Les données de base des mélanges :**

**Tableau 3.10 : Résultat des données de base des mélanges**

données de base	La résistance désirée	résistance visée	Classe de résistance du ciment	dosage du ciment	coefficient granulaire	Le rapport C/E
Mélange 01	$f_{c28}=20\text{Mpa}$	$f_{cm}=23\text{Mpa}$	$S_c=42.5\text{Mpa}$	$C=350\text{kg/m}^3$	$G=0.50$	1.582
Mélange 02	$f_{c28}=30\text{Mpa}$	$f_{cm}=34.5\text{Mpa}$				2.124

**a. Trace de la courbe granulaire de référence OAB :**

La courbe de référence composé par deux droit définie à partir de trois points appelés respectivement, O, origine, A, point de brisure, et B, extrémité. Pour les granulats à béton, il apparaît que le point O, est invariable par contre le point B il varié selon le plus grand de diamètre du gravier.

➤ Le point O :

$X_O$  : le plus petit tamis, 0.080mm

$Y_O$  : est fixé à 0% de tamisât

**O [0.080 ; 0]**

➤ Le point B :

$X_B$  : le  $D_{max}$  de gravier,  $D_{max} = 16mm$

$Y_B$  : est fixé à 100% de tamisât

**B [16 ; 100]**

➤ Le point A :

$X_A$  : est  $D / 2$ , car le  $D_{max} \leq 20mm$ .

$Y_A$  : déterminée par la relation suivante :

$$Y_A = 50 - \sqrt{(D) + K + K_S + K_P} \dots\dots\dots(9)$$

On a Choisisant le terme correcteur **k** dans le (tableau 3.11) :

**Tableau 3. 11: Optimisation de la compacité en fonction du type de vibration, de la forme des granulats, et du dosage en ciment**

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Format des Granulats		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage ciment	400+f	-2	0	-4	-2	-6	-4
	400	0	+2	-2	0	-4	-2
	350	+2	+4	0	+2	-2	0
	300	+4	+6	+2	+4	0	+2
	250	+6	+8	+4	+6	+2	+4
	200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

On prend **K=+2** (parce qu'il s'agit des granulats **normale concassé** pour **350 kg/m<sup>3</sup>** de Dosage ciment).

**K<sub>S</sub>= 0** : ajustement de la granularité du sable parce que le sable n'est pas grossis pour raison que module de finesse : **M<sub>f</sub> = 2.89**.

**K<sub>P</sub>=0** : le béton non pompable.

Donc :  $Y_A = 50 - \sqrt{(15)^2 + 2 + 0 + 0}$

$$Y_A = 48.127 \% \quad \Rightarrow \quad A [7.5 ; 48.127]$$

Donc les coordonnées est :

Tableau 3. 12 les coordonnées de la courbe granulatoire.

Points	Le point O	Le point A	Le point B
X (mm)	0.080	7.50	16
Y(%)	0	48.127	100

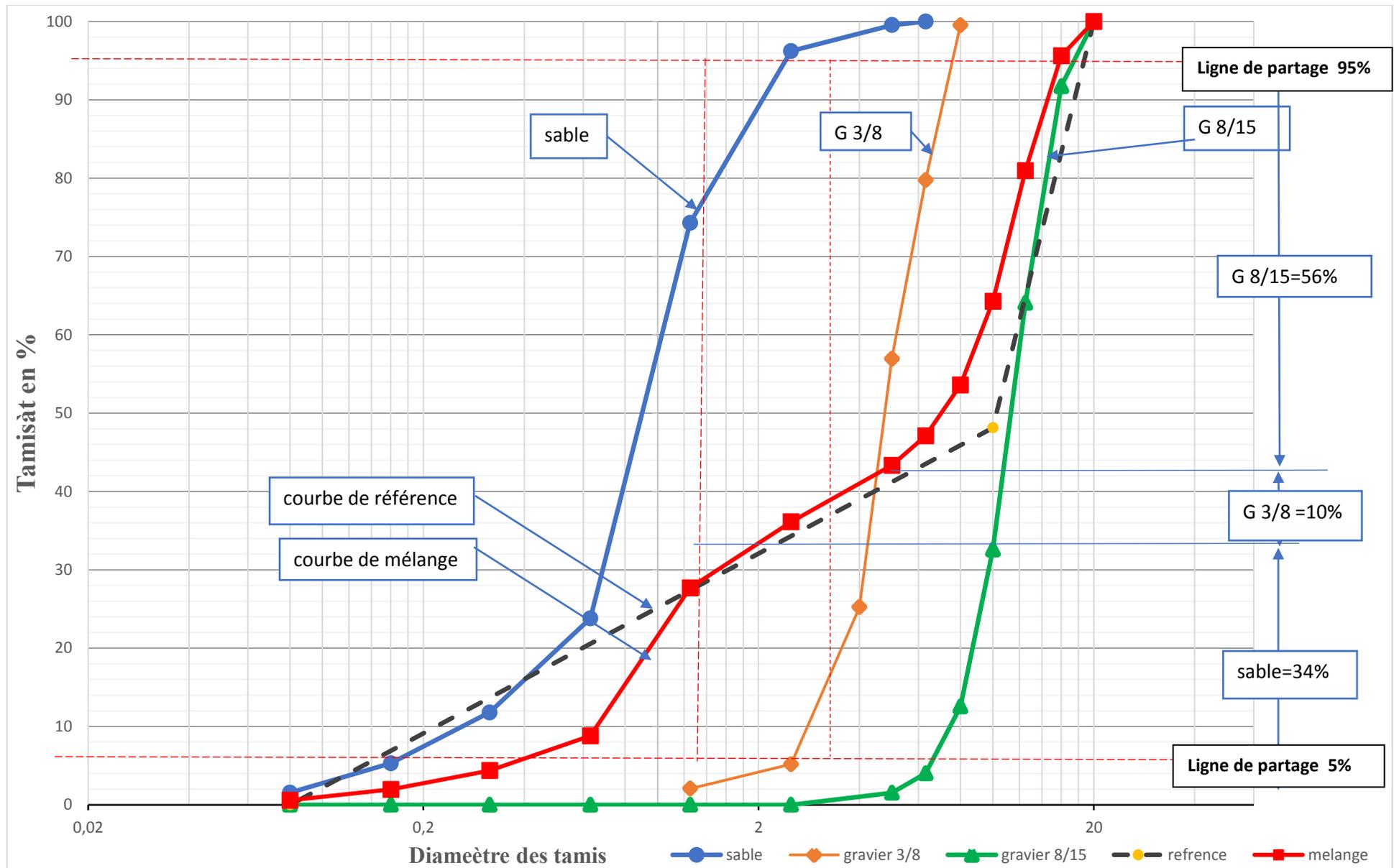


Figure 3.6 : Courbe granulométrique de référence OAB

**b. la ligne de partage :**

Selon les courbes granulaires, la ligne de partage entre deux granulats s’obtient en joignant le point **95%** de la courbe du sable au point **5%** de la courbe du gravier, Le point de rencontre avec la courbe de référence OAB .Donne le partage des pourcentages de sable et de graviers[38].

Alors d’après la courbe granulométrique :

- pourcentage de **sable (0/3)** : .....**34%**
- pourcentage de **gravillon G (3/8)** : .....**10%**
- pourcentage de **gravier G (8/15)** :.....**56%**

➤ **Détermination du dosage en eau :**

On a :  $C/E = 1.582 \Rightarrow E/C = 0.632$

Donc :  $C = 350 \text{ kg/m}^3$  et  $E=0.632 / E * C = 0.632 * 350$

**Quantité d’eau = 221.20 litres**

➤ **Calcul de coefficient de compacité  $\gamma$  :**

Le coefficient est le rapport entre le volume absolu des matières solides : (Ciment + sable + gravillon G (3/8) + gravier G (8/15)) et un m3 de béton frais en œuvre.

**Tableau 3.13 : Coefficient de compacité**

Consistance	Serrage	Coefficient $\gamma$ en fonction du diamètre D des granulats						
		D=5	D=10	D=12,5	D=20	D=31,5	D=50	D=80
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normal	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration Puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

On l'adoptant le Coefficient de compacité  $\gamma = 0.815$  dans le tableau pour  $D=12,5 \leq D=15mm \leq D=20$  et que le béton est **Plastique**, avec **vibration normale**.

➤ **La correction :**

Et il s'agit du **sable et graviers concassés** ce qu'il faut une correction de (-0.03).

➤ **Calcule des volumes :**

✚ Volume des éléments secs : ..... =  $1000(0.815-0.03) = 785 \text{ L}$

✚ volume de ciment : ..... =  $350/3.1 = 112.90\text{L}$

Avec : Dosage de ciment :  $350 \text{ kg/m}^3$  / Masse volumique de ciment :  $3.1 \text{ g/cm}^3$

✚ volume des granulats : ..... =  $785 - 112.90 = 672.10\text{L}$

✚ volume de sable : .....  $34\% * 672.10 = 228.60\text{L}$

✚ volume de gravier (3/8) : .....  $10\% * 672.10 = 67.20\text{L}$

✚ volume de gravier (8/15) : .....  $56\% * 672.10 = 376.30\text{L}$

➤ volume d'éprouvette cubique : .....  $V = a^3$

$$V = 0.15 * 0.15 * 0.15 = 0.0034\text{m}^3$$

➤ volume d'une paire du spécimen cubique: .....  $V = a * b * h$

$$V = 0.125 * 0.26 * 0.32 = 0.0104\text{m}^3$$

**Tableau 3. 14 : Les dosages des matériaux de premier mélange**

Constituants	pourcentage	volume	masse volumique spécifique absolue	masse volumique apparente	La masse de $1\text{m}^3$ de béton (kg)	pois des 03 éprouvettes cubique normalisé (kg)	pois des 04 spécimens en deux paires cubiques (kg)
ciment	-	112.9	3.1	-	350	3.5	29.1
sable	34	246.4	2.50	1.545	381	3.9	31.7
G3/8	10	66.6	2.50	1.368	91	0.9	7.6
G8/15	56	352.9	2.56	1.377	486	4.9	40.4
eau	-	221.2	-	-	221.2	2.2	18.4

**c. Dosage en adjuvant pour le deuxième mélange M2 :**

Les super plastifiants sont des adjuvants hauts réducteurs d'eau qui réduisent les quantités d'eau nécessaires pour une consistance de béton souhaitée à l'état frais. Ils permettent d'augmenter les résistances du béton via la réduction d'eau mais également la maniabilité. Dosage d'adjuvant **Sika® ViscoCrete® 522 RMX** est 1% de la quantité de ciment suivant la recommandation de fabricant.

**➤ Calcule le dosage d'adjuvant :**

$D_{adj} = 1\%$  de la quantité de ciment du mélange

$D_{adj} = 1\% * C$

$D_{adj} = 350 * 1/100 = 3.5$  litres/1m<sup>3</sup> de béton préparé

**6. Coulage du béton :**

La procédure de coulage du béton et remplir notre éprouvettes est réalisée dans le laboratoire de SOCIETE DES CIMENTS GICA DE TEBESSA.



**Photo 3.13: laboratoire de société des ciments Gica de Tébessa**

**6.1 Les étapes de coulage du béton :****6.1.1 Malaxage du béton :**

- Mettrez le moteur en marche
- Introduire successivement : un seau d'eau
- Puis le gravillon et le sable, le ciment
- Puis le complément d'eau, pour obtenir la consistance souhaitée, sans dépasser le dosage prévu

- Continuer à malaxer pendant environ deux minutes jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène
- Une fois que le béton est prêt, vider dans une brouette et le transporter au point de coulage des spécimens.



Photo 3.14: Malaxage du béton dans la bétonnière

### 6.1.2 Essai d'Affaissement (cône d'Abrahams) NF P18-451 :

L'essai du cône d'Abrahams est déterminé quatre classes de consistance suivant la hauteur d'affaissement :

- Ferme de 0 à 4 cm d'affaissement.
- Plastique de 5 à 9 cm.
- Très Plastique de 10 à 15 cm.
- Fluide à partir de 16 cm.



Photo 3.15: Essai d'affaissement au cône d'Abrahams.

### 7. Coulage des Spécimens de « Push-Out » :

Le béton a été versé dans ces moules. Après le versement, le béton a été correctement vibré en utilisant un vibreur. Le décoffrage a été effectué environ 24 h après le bétonnage et les spécimens ont été stockés à l'air ambiant du laboratoire jusqu'à 28 jours. A titre d'exemple, la (Photo 3.16) donne une vue générale des spécimens. Ces spécimens ont durci à l'air libre.



**Photo 3.16: Spécimens de « Push-Out »**

Pour chaque gâchée réalisée, trois éprouvettes cubiques normalisées de dimensions 15x15x15 cm pour chaque mélange ont été prélevées au moment du bétonnage des spécimens de « Push-Out ». Ces éprouvettes du béton ont été examinées dans le même jour d'exécution des essais de push-out.



**Photo 3.17: Les éprouvettes cubiques normalisées**

## 8. Conclusion :

Dans ce programme expérimental, nous avons formulé deux compositions du béton de façon à obtenir des résistances à la compression proches de 20 et de 30 MPa, et proposé deux positions du connecteur en « I », après ces matériaux à l'ensemble donne des spécimens d'essai de poussé, appelé « push-out test » suivant les recommandations données par l'Eurocode 4, à moment de l'exécution des essais de push-out tous les spécimens ont durci à l'air libre.

# **Chapitre 04 :**

## **Résultats et discussion**

## Chapitre 04 : Résultats et discussion

### 1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à la discussion des différents résultats obtenus expérimentalement à partir de l’essai push out et ainsi que les résultats sur les différents essais sur matériaux.

Dans un premier temps nous allons présenter les résultats d’écrasement des éprouvettes du béton et l’essai de traction des coupons d’acier de IPE 120, afin d’obtenir les diagrammes (contrainte – déformation).

Ensuite nous présentons les résultats de l’essai push-out avec des courbes charges-glisement pour chaque spécimen, puis nous allons discuter le comportement des connecteurs en I selon la classe résistance du béton et le mode d’orientation du connecteur, la résistance au cisaillement du connecteur proposé et les modes de rupture seront discuter.

### 2. Essai d’écrasement des éprouvettes cubiques du béton :

La résistance à la compression du béton a été déterminée à l’aide d’une presse hydraulique de capacité maximale de 2000 KN à une vitesse de chargement est constante. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.1 :

Tableau 4.1 : Résultats de compression du béton à 28 jours.

mélanges	Classe de résistance du béton	Résistance de compression à 28j( $f_{c28}$ MPa)			Moyenne RC (MPa)
mélange 01	C20/25	21.985	21.904	21.341	21.74
mélange 02	C30/37	30.489	29.435	28.882	29.60

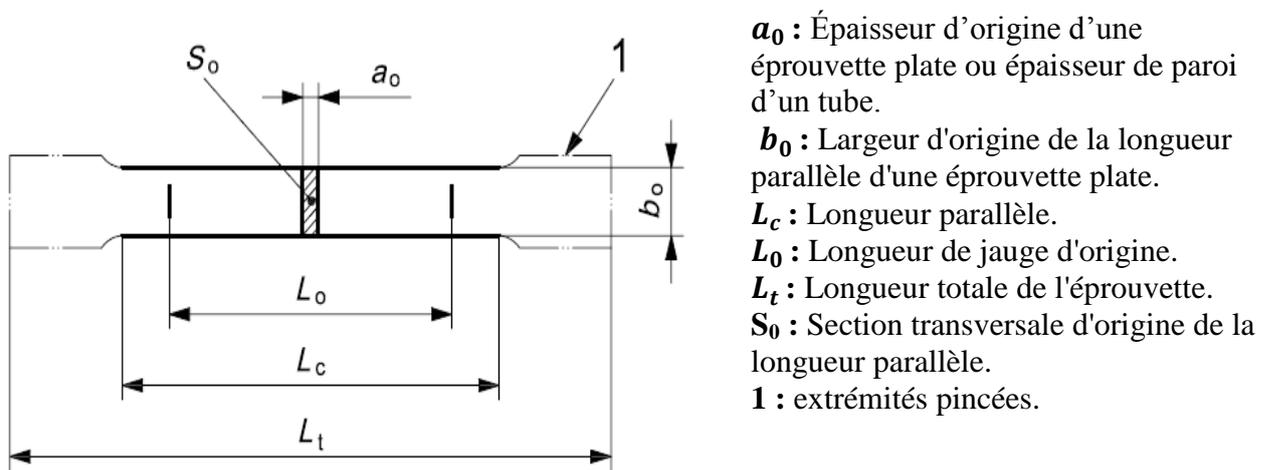


Photo 4.1: Machine de compression

### 3. Essais de traction sur les aciers utilisés :

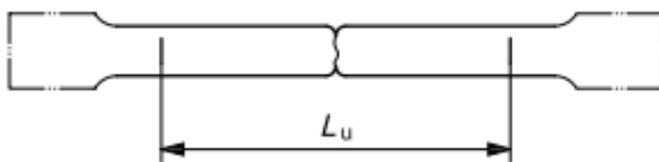
Les caractéristiques mécaniques de l'acier des connecteurs et l'acier des barres d'armature ont été également déterminées à partir des essais de traction réalisés sur des éprouvettes normalisées. Un spécimen identique en acier a été découpé de l'âme de profilé métallique IPE120. La dimension de spécimen plat est préparée selon la norme américaine ASTM [39] de façon à respecter la relation entre la longueur de spécimen et sa section transversale.

L'essai de traction consiste à exercer un effort de traction progressif sur Un spécimen en acier jusqu'à sa rupture à l'aide d'une machine de traction équipée d'un capteur de force de capacité égale à 50 kN. Le chargement a été appliqué lentement par incréments de charges jusqu'à la rupture de spécimen. Pendant chaque incrément de charge, la déformation de spécimen a été mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement ayant une course de quelque millimètre.



- $a_0$  : Épaisseur d'origine d'une éprouvette plate ou épaisseur de paroi d'un tube.
- $b_0$  : Largeur d'origine de la longueur parallèle d'une éprouvette plate.
- $L_c$  : Longueur parallèle.
- $L_0$  : Longueur de jauge d'origine.
- $L_t$  : Longueur totale de l'éprouvette.
- $S_0$  : Section transversale d'origine de la longueur parallèle.
- 1 : extrémités pincées.

a) Avant de tester



- $L_u$  : Longueur de jauge finale après fracture.

b) Après de tester

Figure 4.1: spécimen de l'âme (section rectangulaire) du connecteur IPE120

**Remarque :**

La forme des têtes d'éprouvette n'est donnée qu'à titre indicatif.

**4. Les caractéristiques mécaniques de l’acier :**

Les caractéristiques mécaniques de l’acier (IPE 120 et barres d’acier Ø8) sont déterminées par des essais de traction TS EN ISO 6892-1, et les résultats obtenus sont mentionnés dans le (tableau 4.2) ci-dessous :

**5. Exemple de déterminer les caractéristiques d’IPE120 :**

- ✚  $F_y = S235$  (Nuance d’acier) : utilisé quel que soit la structure.
- ✚ pour S235  $\Rightarrow F_u = 360$  MPa: Normalisés EN 10113.
- ✚ **E : module d’élasticité (module de Young)** est donné par la pente du domaine élastique du diagramme (contrainte-déformation).

Loi de HOOKE :  $\sigma = E \times \epsilon \Rightarrow E = \sigma / \epsilon$

$$E = 234.79 / 0.0014 = 2,06 \times 10^5 \text{ MPa}$$

**Tableau 4.2: Résultats des essais de traction.**

Specimens	profile	Nuance	Résistance élastique moyenne $f_y$ (MPa)	Résistance ultime moyenne $f_u$ (MPa)	Module d’élasticité E (MPa)
Acier des connecteurs en « I »	IPE120	S235	235	360	$2,06 \times 10^5$
Acier des barres d’armatures	Ø 8	S400	400	600	$2.1 \times 10^5$

En plus, un enregistrement graphique mesure la déformation de spécimen en fonction de l’effort de traction appliqué. On obtient un diagramme (contrainte – déformation).

La (figure 4.2) ci-dessous montre la courbe d’essai de traction d’un IPE120.

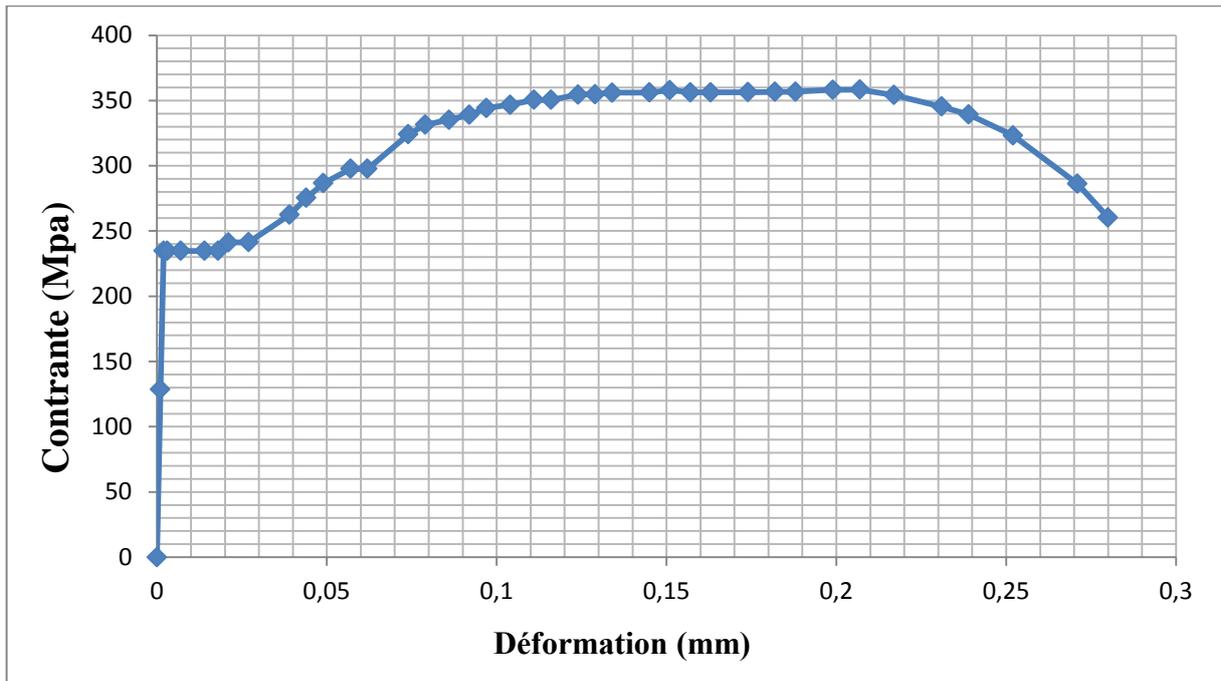


Figure 4.2: courbe d'essai de traction d'un spécimen IPE120

## 6. Essai de poussé « push-out » :

Les spécimens de push-out sont examinés sous un chargement monotone en utilisant une presse hydraulique munie d'un capteur de force de capacité égale à 400 kN.

Une plaque épaisse en acier de 02cm d'épaisseur a été placée sous les spécimens pour uniformiser les surfaces d'appui des blocs de béton.

À l'extrémité supérieure des spécimens Le chargement est appliqué lentement par incréments jusqu'à l'apparition des fissures dans les blocs de béton. Ensuite, le chargement est continué jusqu'à la rupture du spécimen push-out.

Pendant chaque incrémentation de charge, le glissement relatif entre le profilé et les blocs de béton, ainsi que leur séparation sont mesurés à l'aide d'un capteur de déplacement a été placée à l'extrémité supérieure de la machine au niveau du vérin de compression.

La (Photo 4.2) suivante montre un exemple d'écrasement des spécimens push-out avec instrument de mesure.



Photo 4.2: l'essai de poussé push-out

### 7. Résultats des essais poussés « push-out » :

Dans cette section, les principaux résultats des essais de cisaillement effectués sur des Connecteurs en « I » sont rassemblés. Les quatre spécimens étudiés ont les caractéristiques suivantes :

Tableau 4.3: Résultats des essais

Essais	spécimens	Profilés métalliques	Connecteurs en « I »	Position des connecteurs en « I » Dans le plan	Bloc en béton		
					Dimensions (mm)	Résistance du Béton proposé à la compression	Armatures transversales
A	A-01	HEB 160	IPE 120	(1-1)	260X320X125	$F_{C28} = 21,74$ Mpa	4 Ø 8
	A-02			(2-2)			
B	B-01	HEB 160	IPE 120	(1-1)	260X320X125	$F_{C28} = 29,60$ Mpa	4 Ø 8
	B-02			(2-2)			

7.1 Les courbes charges-glissements :

➤ Les courbes des spécimens d’essai A :

✚ Spécimen A-01 :

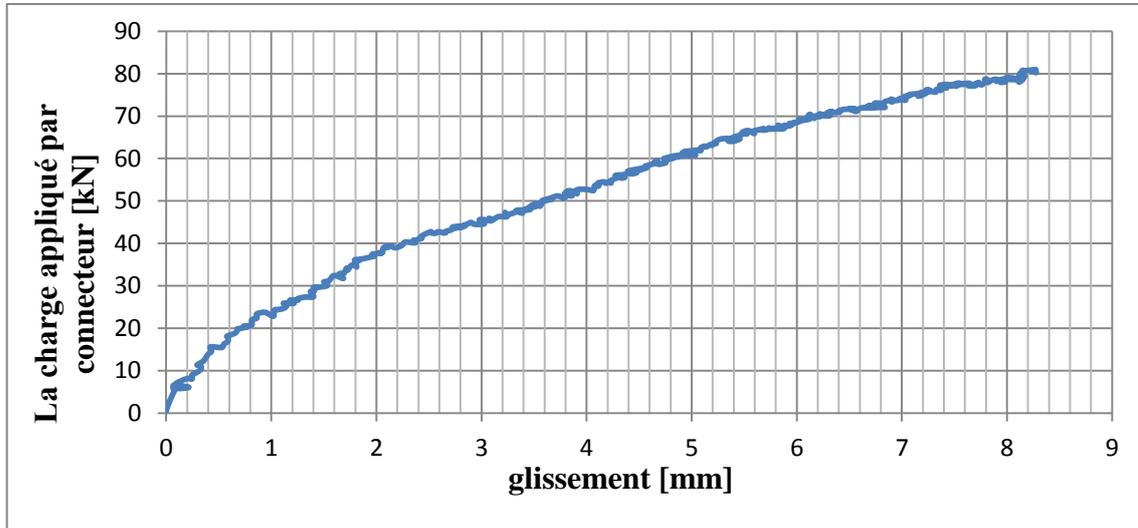


Figure 4.3: courbe charge-glissement d'un spécimen A-01

La courbe de spécimen A-01 présent un glissement rapide par rapport la force appliquée, par la suite la phase élastique n’est identifiable dans cette courbe (comparaison à autre courbes des spécimens).

✚ Spécimen A-02 :

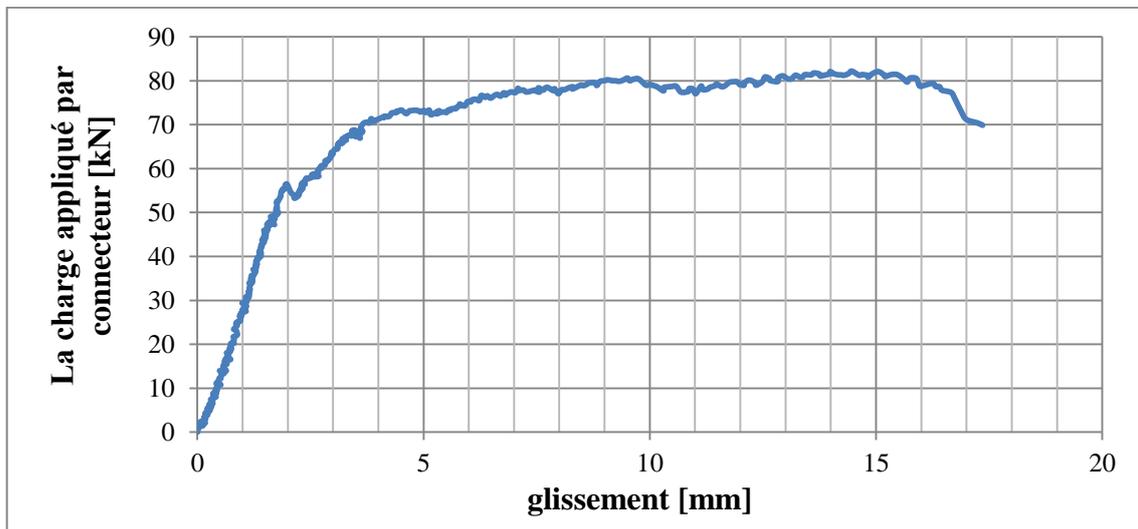


Figure 4.4: courbe charge-glissement d'un spécimen A-02

En remarque que dans cette courbe la phase élastique dans une droite claire qu’à la première courbe, et la déformation est lente par rapport à la force appliquée, par exemple, la force appliquée est 58KN ce qui réfère à un glissement égale à 3mm (une résistance assez bien).

➤ Les courbes des spécimens d'essai B :

✚ Spécimen B-01 :

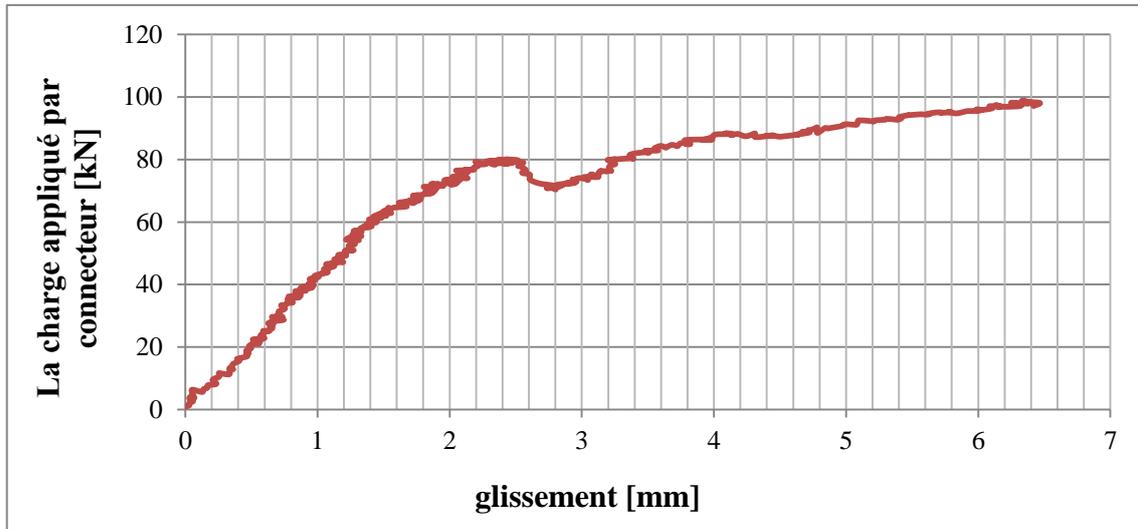


Figure 4.5: courbe charge-glissement d'un spécimen B-01

Le spécimen B-01 contient à une droite qui présente la phase élastique, où-il glissée lentement par rapport la charge appliquée, et la deuxième forme parabolique qui présente la phase plastique.

✚ Spécimen B-02 :

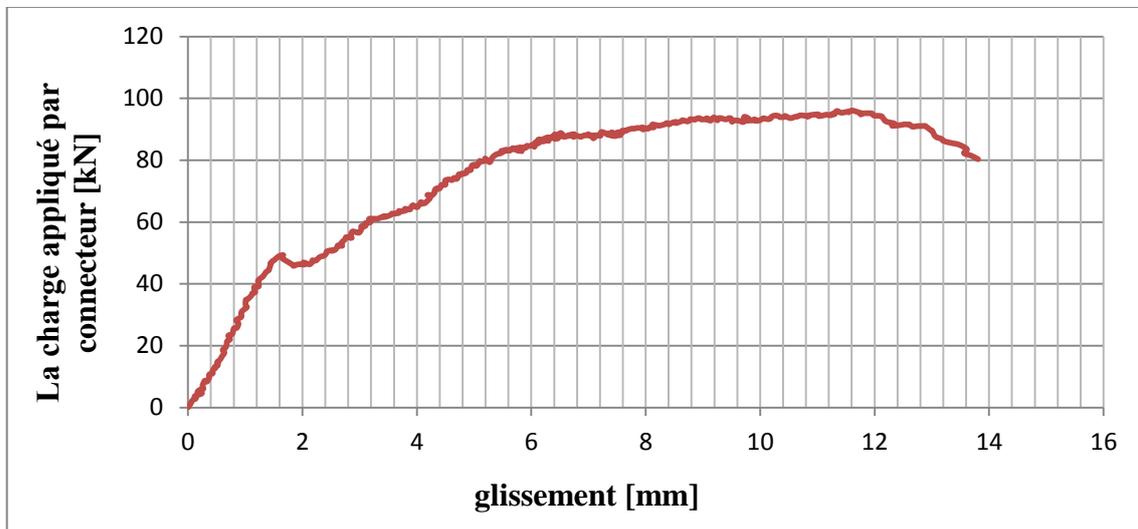


Figure 4.6: courbe charge-glissement d'un spécimen B-02

En remarque que cette courbe présente une grande déformation sur tout à la phase plastique par rapport la phase élastique.

**7.2 Charge ultime de cisaillement :**

Le (tableau 4.4) présente, à partir de ces essais de poussée, on obtient les valeurs maximales des charges-glissements pour chaque spécimen.

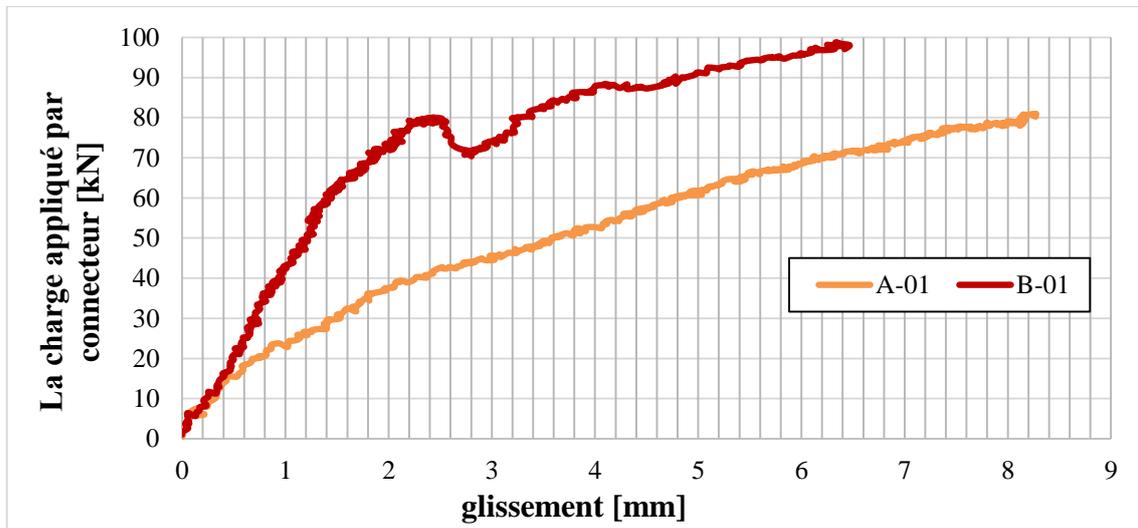
**Tableau 4.4: récapitulatif des résultats des essais de poussée**

valeurs	Spécimen A-01	Spécimen A-02	Spécimen B-01	Spécimen B-02
La charge maximale (KN)	80.97	82.20	96.08	98.77
Le glissement maximal (mm)	8.27	17.36	6.47	13.81

**7.3. Effet de la résistance du béton :**

Les courbes suivantes (figures 4.7 et 4.8) sont présentées selon la classe de résistance des bétons :

➤ **La courbe de 01<sup>er</sup> Position des connecteurs pour différents résistances du béton :**



**Figure 4.7: Courbes (charge-glissement) pour les spécimens A-01, B-01.**

➤ La courbe de 02<sup>ème</sup> Position des connecteurs pour différents résistances du béton :

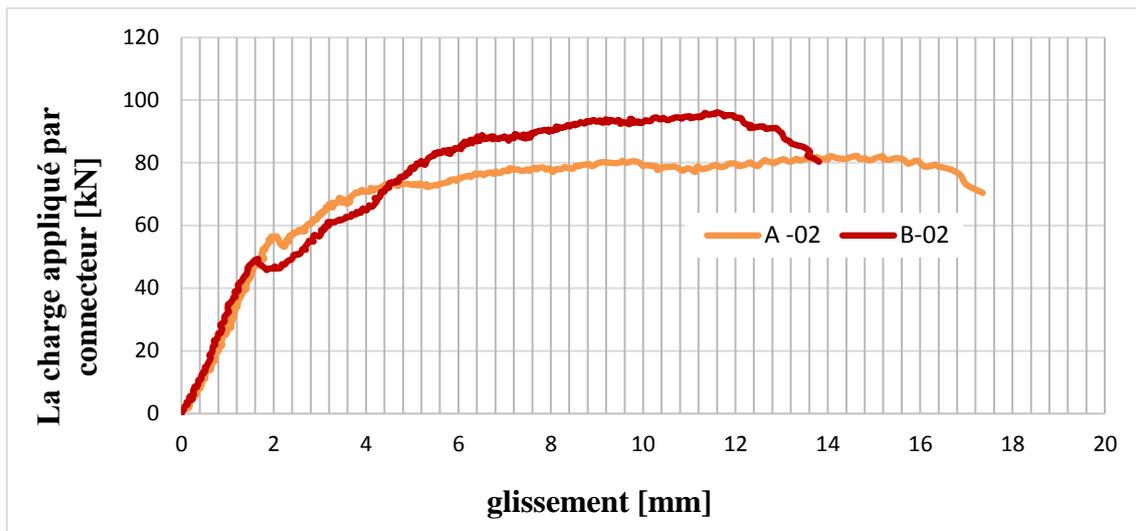


Figure 4.8: Courbes (charge-glissement) pour les spécimens A-02, B-02.

Commentaires :

D'après les courbes précédant on remarque ce que suite :

- Le béton accomplir son rôle dans la résistance du connecteur.
- Comme indiqué dans les courbes (charge-glissement), la résistance ultime du connecteur est influencée significativement par l'augmentation de la résistance du béton.
- L'augmentation de la résistance du béton pour la première position du connecteur a engendré une augmentation de la charge ultime du connecteur d'environ 16% soit 80.97 KN pour C20 et 96.08 KN pour C30.
- L'augmentation de la résistance du béton pour la deuxième position du connecteur a engendré une augmentation de la charge ultime du connecteur d'environ 17% soit 82.20 KN pour C20 et 98.77KN pour C30.
- L'augmentation de la résistance du béton pour les deux positions du connecteur a causé une perte de la ductilité du connecteur d'environ 21 % pour la première position du connecteur soit 8.27 mm pour C20 et 6.47 mm pour C30, et d'environ 20 % pour la deuxième position du connecteur soit 17.36 mm pour C20 et 13.81mm pour C30.
- La courbe (charge-glissement) pour La 01<sup>er</sup> Position du connecteur entre les deux classes de résistances C20 et C30 du béton avait la même allure avec une petite différence due aux conditions d'essai. Par contre la courbe (charge-glissement) pour la 02<sup>ème</sup> Position du connecteur est comportée de la même façon entre les deux classes (C20 et C30) MPa,

### 7.4 Effet de la position du connecteur :

Les courbes suivantes (figures 4.9 et 4.10) sont présentées selon la position du connecteur :

- La courbe de classe résistance du béton (C20) pour différents positions des connecteurs :

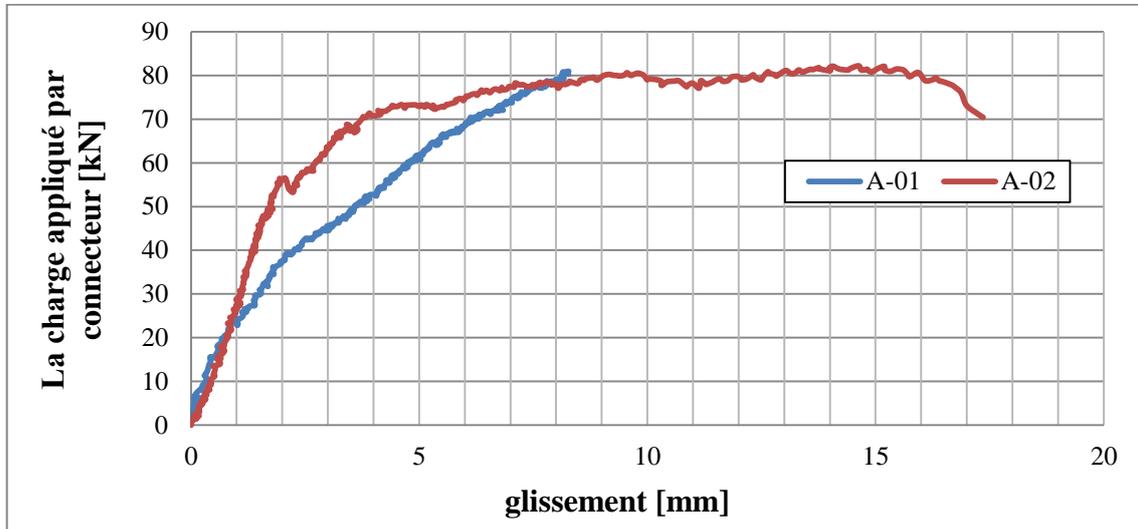


Figure 4.9: Courbes (charge-glissement) pour les spécimens A-01, A-02 de classe C20

- La courbe de classe résistance du béton (C30) pour différents positions des connecteurs :

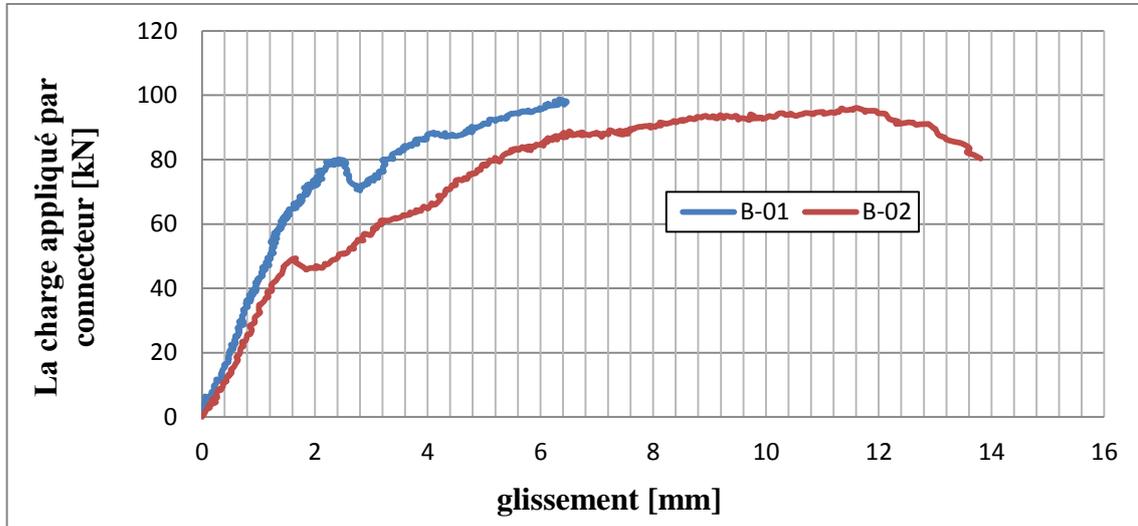


Figure 4.10 : Courbes (charge-glissement) pour les spécimens B-01, B-02 de classe C30.

#### Commentaires :

D'après les courbes précédant on remarque ce que suite :

- Pour la même classe de résistance du béton (béton C20), la différence de résistance ultime du connecteur est environ 1.5%. Cependant, les valeurs de glissement à l'interface (acier-béton) est totalement le double entre les deux spécimens **A-01** et **A-02** (différence de glissement est environ 110%).

- Pour le même classe résistance du béton obtenu (béton C30), la différence de résistance ultime du connecteur est environ 2.8%, le glissement est totalement le double entre **B-01** et **B-02** est environ 113%.
- La première position du connecteur des deux paires spécimens **A-01**, **B-01** donne un glissement moins que la deuxième position du connecteur des deux paires spécimens **A-02**, **B-02** pour la même charge appliqué sur les connecteurs.

### Remarque :

Dans tous les spécimens testés A-01, A-02 et B-01, B-02, les valeurs de glissement à l'interface (acier-béton) ont été trouvées supérieures à 06 mm Par conséquent, le connecteur en « I » peut être classifié selon l'Eurocode-4 comme un connecteur ductile.

## 8. Les Modes de ruine :

Les modes de rupture observés au cours des essais de push-out peuvent être présentés dans les photos ci-dessous :

- ✚ Le premier mode de rupture est le cisaillement du connecteur et la caractéristique de ce mode de rupture était la plastification et puis le cisaillement de l'âme près de la semelle soudée du connecteur. Les (photos 4.3) montrent le cisaillement du connecteur en « I ».
- ✚ Le deuxième mode de rupture est la fissuration et l'écrasement du béton plus que la séparation de blocs du béton dans la partie frontale du connecteur, comme illustré dans la (photo 4.4).



Photo 4.3 : Rupture par cisaillement du connecteur



**Photo 4.4:fissuration et l'écrasement du béton**

## 9. Conclusion :

A la fin de ce chapitre on peut conclure les points suivants :

- L'amélioration de la résistance du connecteur est liée par l'augmentation de la résistance du béton.
- La disposition du connecteur sur le profilée métallique joue un rôle important de la résistance ultime du connecteur en « I ».
- La 02<sup>eme</sup> disposition du connecteur est mieux que la première, d'après les valeurs obtenues de glissement à l'interface (acier-béton) des spécimens.
- Dans tous les spécimens testés, on obtient les valeurs de glissement à partir des courbes (charge – glissement) ont été trouvées supérieures à 6 mm .Par conséquent, le connecteur en « I » peut être classifié selon l'Eurocode-4 comme un connecteur ductile

### Conclusion générale

L'étude présentée dans ce mémoire a été consacrée à la connexion dans les structures mixtes acier-béton, ou le type de connecteur en forme I a été analysé dans différentes orientations et avec deux résistances à la compression du béton  $F_c=20$  Mpa et  $F_c=30$  Mpa.

Le but de notre travail était de déterminer quelle est la position la plus correcte du connecteur en forme I et qui donne la plus grande capacité portante soit la première position utilisé dans des recherches précédentes ou l'axe de faible inertie soit contre l'axe de cisaillement ou bien la deuxième position avec l'axe de forte inertie qui soit contre l'axe de cisaillement du connecteurs, à partir de là on peut tirer la conclusion suivante :

- Dans la conception et de calcul des structures mixtes acier béton la connexion entre le profilé métallique et la dalle en béton doit être assurées par des pièces métalliques fixées à la face supérieure du profilé et ancrés dans la dalle pour but de limiter le glissement et le soulèvement qui peuvent se produire à l'interface de liaison.
- Le choix du connecteur en forme I est fait vu la disponibilité de ce type sur marché et la facilité de son mise en œuvre il suffit de couper des poutres en forme I et les souder sur la semelle du profilé métallique de l'élément mixte (poutre ou dalle) acier-béton.
- L'essai « push-out » est utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement des éléments mixte acier-béton, à partir de l'Eurocode 4 on peut retirer comme résultat de cet essai le mode de rupture et la courbe (charge - glissement) en d'autre terme la capacité portante et la ductilité du connecteur étudié.
- La différence de la capacité portante du connecteur entre la premier position et la deuxième position est insignifiante la première donne 80.97 KN et 96.08 KN pour  $F_c=20$  Mpa et  $F_c=30$  Mpa respectivement et la deuxième 82.20 KN et 98.77 KN pour  $F_c=20$  Mpa et  $F_c=30$  Mpa respectivement.
- Les connecteurs en forme I est considéré comme connecteur ductile conformément à l'Eurocode 4 puisque leur glissement dépasse 6mm.
- Le changement de position entre la première position et la deuxième engendre une augmentation dans la ductilité du connecteur en forme I soit de 8.27 mm dans la première et 17.36 mm dans la deuxième pour  $F_c=20$  Mpa et de 6.47 mm dans la première et 13.81 mm dans la deuxième pour  $F_c=30$  Mpa.

- Deux modes de ruine sont considérés dans cette étude le premier c'est l'écrasement du béton ou bien fissuration et qui a été observé dans la première position du connecteur et le deuxième c'est le cisaillement du connecteur observé dans la deuxième position du connecteur.
- La résistance à la compression du béton a un effet sur la résistance du connecteur puisque l'augmentation de résistance du béton fait augmenter la capacité portante du connecteur dans les deux positions.
- Le changement de la position du connecteur en forme I entre la première et la deuxième position ne fait gagner plus de ductilité par contre en matière de charge il y a pas grand changement.

Lors des études futures, il serait intéressant d'étudier d'autres position du connecteur en I au sein de la dalle en béton, aussi on peut faire une analyse numérique sur ce type de connecteur, ou peut-être la modélisation nous permettre d'étudier des paramètres influençant la résistance des connecteurs de forme I

## Références bibliographiques

- [1] Eurocode 4 (EC4). « Calcul des structures mixtes acier-béton », Partie-1.1, Règles générales et règles pour les bâtiments, DDENV 1994-1-1.
- [2] S. SOUMAYA., « Etude du comportement des poteaux mixtes (ACIER-BETON) compte tenu d'une exigence au feu », Mémoire de Magister, Université Mentouri Constantine, 2008.
- [3] AMIRAOUI AKRAM., « Caractérisation de la connexion acier béton dans les structures Mixtes », Mémoire de Magister, Université Mentouri Constantine, 2004.
- [4] René M., Rik D., Jean-François D., Lincy P., « Construction mixte », Guides de construction métallique, Infosteel ISBN : 978-90-807555-74, Bruxelles.
- [5] BENYAHIA ASMAA. « Etude de la résistance et du comportement au feu des poteaux mixtes (acier-béton) », Mémoire de Master, Université MOULAY Tahar SAÏDA, 2017.
- [6] JAN BUJNAK, « Analyse globale de poutres mixtes (acier-béton) approche analytique et modélisation non linéaire », Thèse de doctorat, Université de Zilina SLOVAQUIE, 2007.
- [7] JAREK B, « Fissuration de la dalle dans les poutres mixtes acier béton », Thèse de doctorat, Université de Cracovie polonais, 2004.
- [8] Eurocode 2 (EC2). « Design of Concrete Structures », Part 1.1, General Rules and Rules for Buildings, EN 1992-1-1.
- [9] Bazant Z.P., Oh, B.H., Microplane model for progressive fracture of concrete and rock. J. of Engrg. Mechanics, ASCE, 1985, vol. 111, pp.559-582.
- [10] Massicotte B., Elwi A.E., MacGregor J.G., « Tension stiffening model for planar reinforced concrete members », J. Struct. Engrg. ASCE, 1990, vol.116, n°9, pp.3039-3058.
- [11] Oehlers D.J., Bradford M.A., « Composite steel and concrete structural members », 1st ed., London: Pergamon, Elsevier Science Ltd., 1995.
- [12] Hirt MA., Bez R., « Construction Métallique – Vol. 10 : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement ». EPFL, Lausanne, 1994.
- [13] MAZUZ Aida., « Développement du système de connexion dans les poutres mixtes (acier-béton) », Thèse de doctorat, Université Abdelhamid Ibn Badais Mostaganem, 2015.

[14] Eurocode 1(EC1), « Basis of Design and Actions on Structures », Part 1: Basis of Design, 1996.

[15]- Newmark K. - « Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction ». Proceeding, Society for Experimental Stress Analysis, 1951, Vol.9, N° 1, pp. 75-92.

[16]- Aribert J-M. et Abdel-Aziz K. - « Calcul des poutres mixtes jusqu'à l'état ultime avec un effet de soulèvement à l'interface acier-béton ». Revue Construction Métallique, 1985, N°4, pp.3-36.

[17]- Ollgaard J.G., Slutter R.G. and Fisher J.W. - « Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete ». AISC Engineering Journal, 1971, Vol. (8), pp.55-64.

[18]- Jayas B. S. and Hosain M. U. – « Behaviour of headed shear studs in composite beams: push out tests». Canadian J. Civil Eng., 1988, Vol. 13(1), pp. 106-115.

[19]- Trouillet P. – « Fatigue des connecteurs en cornière pour ossature mixte ». Rapport interne, Laboratoire régional de recherche en transport, Nancy, France, 1990.

[20]- Leonhardt F., Andrä W., Andrä H. P., and Harre W. « Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbundtragwerke mit höher dauerfestigkeit: New improved shear connector with high fatigue strength for composite structures ». Béton UN d Stahlbetonbau, 1987, Vol.62 (12), pp. 325-331.

[21]- Viest I. M., Siess, C. P. Appleton J. H., and Newmark N. M. - « Full scale tests on channel shear connectors in composite T-Beams ». University of Illinois Bulletin, 1952, pp. 405.

[22]- Pashan A. - « Behaviour of channel shear connectors: push-out tests ». MSc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Canada, 2006.

[23]- Maleki S. and Bagheri, S. - « Behaviour of channel shear connectors. Part I: Experimental study». J. Construct. Steel Res., 2008, Vol. 64(12), pp. 1333-1340.

[24]- Slobodan Ranković et Dragoljub Drenić : static strength of the shear connectors in steel-concrete composite beams - regulations and research analysis -,faculty of civil engineering and architecture aleksandra medvedeva 14, 18000 niš, serbia and montenegro, facta universitatis, series: architecture and civil engineering vol. 2, no 4, 2002, pp. 251 – 259.

[25]- Aribert J. -M: analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profile sur le degré minimum de la connexion partielle d'une poutre mixte. p. 39-55, revue construction métallique n°3-1997.

[26]- Mahmoud.Rabih : comportement et modélisation de connecteurs de types cornière et goujon utilisés en construction mixte acier-béton, 1994.

[27]- Loubna Bouzaoui : contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-béton assemblées par collage, thèse de doctorat, Université De Reims Champagne Ardenne 2005.

[28]- Tebbakh Bachir : analyse expérimentale de la connexion acier-béton dans les structures mixtes, université Mentouri Constantine, 2011.

[29]- Ranković S., Drenić 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.

[30]- Siouane S.: Etude de la connexion dans les poutres mixtes avec ou sans tôle Analyse du glissement a L'interface acier-béton. Magister. Université de Sétif.

[31]- Jean-Marie Aribert : construction mixte acier-béton, calcul des poutres mixtes, techniques de l'ingénieur, 2014.

[32]- Crisinel M. - « Partial-Interaction analysis of composite beams with profiled sheeting and non-welded shear connectors ». Journal of Constructional Steel Research. 1990, Vol.15, pp.65-98.

[33]- Raingeval M. - « Utilisation des connecteurs HILTI HVB 80 et 105 dans les poutres mixtes ». Revue Construction Métallique, 1987, N°1, pp.61-88.

[34]- Crisinel M. - « Push-Out tests of steel-concrete connections with Hilti connectors ». Rapport ICOM 122 – E.P.F.L, Lausanne, 1983.

[35]- Slutter R. G. and Driscoll G. C. - « Flexural strength of steel-concrete composite beams ». Journal of Structural Division, ASCE, 1965, Vol. 91(ST2), pp. 71-99.

[36]- AISC. - « Specification for structural steel buildings ». AISC-360-05, American Institute of Steel Construction, 2005, Chicago, IL.

[37]- CAN/CSA-S16-01 - « Limit states design of steel structures ». Canadian Standard Association, 2001, Toronto, Ontario, Canada.

[38]- Oguejiofor E.C. and Hosain M.U. - « Numerical analysis of Push-Out specimens with Perfobond rib connectors ». Computers & Structures, 1996, Vol.62, N°4, pp. 617–24.

[39] BELKHIRI ALI, GHALOUSSI BADREDDINE., «Etude expérimentale des profilés soudés Remplis de béton», », Mémoire de Master, Université de Larbi tébessi Tébessa, 2018.

[40]- American Society for Testing and Materials/ASTM (E8 - 69) - « Standard Methods of Tension Testing of Metallic Materials ». Annual Book of Standards, Washington, 2008.