



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

THESE

Présentée Par :

Boursas Farid

Pour l'obtention du diplôme de

Doctorat En-Sciences

En : Génie Civil

Spécialité : Structures

Sujet

**Analyse du comportement de la connexion dans les
poutres composites acier-béton :
Modélisation numérique et étude paramétrique**

Présentée et soutenue publiquement, le 22 / 03 / 2022 devant le jury composé de :

NINOUH Tarek	Professeur	Université de Tébessa	Président
BOUTAGOUGA Djamel	Professeur	Université de Tébessa	Rapporteur
BOUFRAH Rafik	Maître de conférences A	Université de Tébessa	Examineur 1
MENASRIA Abderrahmane	Maître de conférences A	Université de Khenchela	Examineur 2
MANSOURI Tarek	Maître de conférences A	Université de Batna	Examineur 3
MAMEN Belgacem	Maître de conférences A	Université de Khenchela	Examineur 4

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciements

Un grand plaisir de remercier ceux qui ont rendu cette thèse possible. Tout d'abord, je voudrais remercier **ALLAH**; notre Seigneur, l'Omniscient, le Tout-Puissant, le plus Miséricordieux.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à mon directeur de thèse, Monsieur **Djamel BOUTAGOUGA**, Professeur à l'Université de Tébessa, pour les conseils et l'aide qu'il a fournis au cours de ce travail de recherche. Ses encouragements, sa disponibilité, sa compréhension et surtout sa patience m'ont aidé à surmonter les moments les plus difficiles que j'ai rencontrés au cours de cette étude.

Je tiens à remercier également Monsieur **Rafik BOUFRAH**, Maître de conférences à l'Université de Tébessa. Pour sa disponibilité ses conseils pertinents surtout dans la publication de l'article, je suis sincèrement très reconnaissant.

Mes remerciements sincères à Monsieur **Mohamed Redha SOLTANI**, Maître de conférences à l'Université de Tébessa pour ces contributions et ces critiques dans la rédaction de cette thèse.

Je remercie également les membres de jury : Monsieur **Tarek NINOUH**, Professeur de l'Université de Tébessa, Monsieur **Tarek MANSOURI**, Maître de conférences à l'Université de Batna, Monsieur **Abderrahmane MENASRIA**, Maître de conférences à l'Université de Khenchela, Monsieur **Rafik BOUFRAH**, Maître de conférences à l'Université de Tébessa, et Monsieur **Belgacem MAMEN**, Maître de conférences à l'Université de Khenchela, d'avoir accepté d'évaluer et améliorer ce travail par leurs commentaires précieux.

Ces remerciements ne seraient pas complets sans exprimer ma sincère gratitude à mes parents, ma femme, mes enfants, mes frères et sœurs, sans leur soutien je n'aurais jamais pu finir ce travail.

ملخص

نطاق هذه الدراسة في هذه الأطروحة هو تقييم سلوك موصلات القص على شكل I المستخدمة في الهياكل المركبة من الصلب والخرسانة عن طريق اختبارات الدفع والمحاكاة العددية. تم إجراء اختبارات الدفع لتقييم قوة القص والصلابة والليونة لوصلات القص على شكل IPE 120 المستخدمة في الهياكل المركبة من الفولاذ والخرسانة. أظهرت الأبحاث السابقة أن قوة القص للموصلات I shear يمكن مقارنتها بالمسامير الملحومة ذات الأبعاد المتشابهة. تم إجراء اختبارات الدفع على ثماني عينات باستخدام أربع اتجاهات مختلفة لموصلات القص على شكل I. تتكون الألواح من نوعين من الخرسانة بفئة قوة C20 / 25 و C30 / 37. تم عرض ومناقشة سلوك الانزلاق وأوضاع فشل الموصلات المختبرة. علاوة على ذلك ، يتم إجراء تحليل عنصر محدود غير خطي ثلاثي الأبعاد لاختبار الدفع باستخدام برنامج Abaqus 6.12 والتحقق من صحته مقابل النتائج التجريبية من أجل دراسة المعلمات الإضافية التي تؤثر على سلوك الموصلات على شكل I. تم إجراء دراسة بارامترية باستخدام نموذج العناصر المحدودة المطور لدراسة تأثير فئة قوة الخرسانة ، ودرجة فولاذ الموصل ، وقطر قضبان التسليح المستخدمة في الألواح ، وارتفاع الموصل وطولها على مقاومة القص. بناءً على التوجيه التجريبي والأمثلة لموصل القص على شكل I ، تم تحديده.

الكلمات المفصلية: اختبار الدفع ، موصلات على شكل I ، أوضاع الفشل ، التحليل غير الخطي ، منحنيات الحمل والانزلاق.

RESUMÉ

L'objet de la recherche présentée dans cette thèse est d'étudier le comportement des connecteurs de cisaillement de type IPE dans les structures mixtes acier-béton au moyen des essais de cisaillement push-out et de simulations numériques réalisées à l'aide du logiciel ABAQUS. Des essais push-out ont été menés pour examiner la résistance au cisaillement, la rigidité et la ductilité des connecteurs de cisaillement de type IPE120. De précédents travaux de recherche ont montré que les connecteurs de cisaillement en I ont une résistance au cisaillement comparable à celle des goujons à tête soudé. Huit essais push-out ont été réalisés au cours de cette thèse dans lesquels les connecteurs ont différentes orientations. Les bétons des dalles sont de classe C20 / 25 et C30 / 37. Les courbes caractéristiques charge de cisaillement-glisement et les modes de ruine des connecteurs obtenues de ces essais sont présentés et discutés. Par ailleurs, un modèle numérique 3D est proposé et validé avec les résultats expérimentaux obtenus lors de cette étude. Une étude paramétrique est ensuite menée afin de d'étudier l'influence de la classe de résistance du béton, la nuance des aciers des connecteurs, le diamètre des armatures de la dalle ainsi que la hauteur et longueur des connecteurs sur leurs caractéristiques mécaniques. Les résultats expérimentaux et numériques ont permis de déterminer l'orientation des connecteurs de type IPE qui maximise leur résistance au cisaillement.

Mots clés : Essai Pushout, connecteur de cisaillement de type I, modes de rupture, analyse non linéaire, comportement charge-glisement.

ABSTRACT

The scope of this study in this thesis is to assess the behavior of I shaped shear connectors used in steel-concrete composite structures by means of pushout tests and numerical simulations. Pushout tests were carried-out to assess the shear strength, stiffness and ductility of IPE 120 shaped shear connectors used in steel and concrete composite structures. Previous research has shown that the shear strength of I shear connectors are comparable to welded headed studs having similar dimensions. Pushout tests were performed on eight specimens using four different orientations of the I shaped shear connectors. The slabs are made of two types of concrete with strength class C20/25 and C30/37. The load-slip behavior and the failure modes of the tested connectors are presented and discussed. Furthermore, a 3D nonlinear finite element analysis of the pushout test is performed using Abaqus 6.12 software and validated against the experimental results in order to study additional parameters influencing the behavior of I-shaped connectors. A parametric study is hence performed using the developed finite element model to study the influence of concrete strength class, connector steel grade, reinforcing bars diameter used in the slabs, connector height and length on the shear strength. Based on the experimental and the optimum orientation of the I-shaped shear connector was determined.

Keywords: Pushout test, I-shaped connectors, failure modes, nonlinear analysis, load-slip curves.

Table des matières

Remerciements	I
ملخص	II
RESUMÉ	III
ABSTRACT	IV
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	XII
Liste des symboles	XIV
Introduction Générale	2
CHAPITRE I : Étude bibliographique sur les connecteurs de cisaillements dans les structures mixtes acier-béton	
1.1. Introduction :	7
1.2. Généralités sur les poutres mixtes acier béton :	7
1.3. Comportement des poutres composites :	7
1.3.1. Comportement non composite.....	7
1.3.2. Comportement entièrement composite :	8
1.3.3. Comportement partiellement composite.....	9
1.4. Classification des connecteurs de cisaillement :	9
1.4.1. Connecteurs ductiles (souples) :	10
1.4.2. Connecteurs de cisaillement rigides :	11
1.5. Modes de rupture des poutres mixtes avec connecteurs :	12
1.6. Evaluation de la résistance des connecteurs de cisaillement :	13
1.6.1. Essais pushout :	13
1.6.2. Essais de cisaillement direct :	14
1.6.3. Essais sur poutre :	15
1.6.4. Essai d'arrachement « Pull-out test »:	16
1.7. Calcul de la résistance au cisaillement selon Eurocode 4 :	17
1.7.1. Goujon à tête :	17
1.7.2. Résistance des connecteurs en équerre clouée :	19
1.7.3. Résistance des connecteurs en butée :	19
1.7.4. Résistance des connecteurs en cornière soudée :	19
1.8. Travaux de recherches sur des nouveaux connecteurs de cisaillement :	19
1.8.1. Connecteur de cisaillement angulaire en forme de V [4] :	20
1.8.2. Connecteurs en forme de L, de C, et de T :	20
1.8.3. Connecteurs en forme de chapeau :	21
1.8.4. Boulons à haute résistance en frottement :	22

1.8.5.	Connecteur de cisaillement développé à partir du reformage d'une partie du profilé en acier	22
1.8.6.	Connecteurs en tube d'acier creux (HST) et à ouverture d'âme (WO)	23
1.8.7.	Connecteur avec tube en acier	24
1.9.	Travaux de recherches concernant les connecteurs en forme I	25
1.10.	Conclusion	26

CHAPITRE II : Etude expérimentale des connecteurs en forme I avec différentes orientations

2.1.	Introduction	29
2.2.	Description des éprouvettes	29
2.3.	Préparation des échantillons	31
2.4.	Résumé des échantillons testés	34
2.5.	Essais sur les matériaux utilisés	35
2.5.1.	Essais sur béton	35
2.5.2.	Essais sur le connecteur de cisaillement	36
2.5.3.	Essais sur les armatures	39
2.6.	Configuration du test et instrumentations	40
2.6.1.	Configuration du test	41
2.6.2.	Enregistrement du déplacement	42
2.6.3.	Procédure de chargement	42
2.7.	Résultats expérimentaux	43
2.7.1.	Position 01	43
2.7.2.	Position 02	44
2.7.3.	Position 03	45
2.7.4.	Position 04	47
2.7.5.	Comparaison entre les différentes positions étudiées	48
2.7.5.1.	Comportement charge-glissement	48
2.7.5.2.	Capacité portante	50
2.7.5.3.	Glissement interfacial maximal	50
2.7.5.4.	Modes de rupture et déformation des connecteurs	51
2.8.	Conclusion	53

CHAPITRE III : Modélisation numérique des essais Pushout

3.1.	Introduction	56
3.2.	Généralités sur la modélisation de l'essai pushout	56
3.3.	Lois de comportement des matériaux	57
3.3.1.	Modèle du béton	57
3.3.1.1.	Comportement élastique du béton	58

3.3.1.2.	Le modèle plasticité-endommagement (CPD) :	58
3.3.2.	Modélisation des éléments en acier :.....	63
3.4.	Type d'éléments finis et maillage :.....	63
3.5.	Conditions d'interaction et de contacts :.....	66
3.6.	Chargement et conditions aux limites :.....	68
3.7.	Méthode d'analyse :.....	69
3.8.	Résultats numériques :	69
3.8.1.	Modèle P01-A et P01-B :	70
3.8.2.	Modèle pour la position 02 :.....	72
3.8.3.	Modèle pour la position 03 :.....	74
3.8.4.	Modèle pour la position 04 :.....	76
3.9.	Validation du modèle éléments finis :.....	78
3.10.	Conclusion :.....	79

CHAPITRE IV : Etude paramétrique sur les poutres mixtes acier-béton

4.1.	Introduction :	81
4.2.	Généralités sur les paramètres influençant le comportement des poutres mixtes acier-béton :81	
4.2.1	Effet de la résistance à la compression du béton :.....	83
4.2.2	Effet de la nuance d'acier du connecteur :.....	85
4.2.3	Effet de l'armature de la dalle du béton :	88
4.2.4	Effet de la hauteur du connecteur :.....	91
4.2.5	Effet de la longueur du connecteur :.....	93
4.3	Conclusion :.....	96

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale	99
---------------------------	----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références	104
Annexe A : (Formulations et essais sur béton)	107
A. 1 Caractérisation des matériaux :	107
A.2 Les Essais sur granulats :.....	108
A.3 La méthode « DREUXGORISSE » :	115
Annexe B : (Résultats numériques des essais pushout)	123

Liste des figures

Figure	Description	page
Figure 1. 1	Comportement non composite des poutres mixtes.	8
Figure 1. 2	Comportement entièrement composite des poutres mixtes.	8
Figure 1. 3	Comportement partiellement composite des poutres mixtes.	9
Figure 1. 4	Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par la courbe charge-glissement	10
Figure 1. 5	Exemple de connecteurs ductiles.	11
Figure 1. 6	Exemple de connecteurs rigides	12
Figure 1. 7	Essai de poussé Pushout	13
Figure 1. 8	Montage de l'essai push-out normalisé	14
Figure 1. 9	Essai de cisaillement directe	15
Figure 1. 10	Essai de cisaillement sur poutre	16
Figure 1. 11	Poutre composite avec des nervures parallèles à la poutre en acier	18
Figure 1. 12	Poutre composite avec des nervures perpendiculaires à la poutre en acier	18
Figure 1. 13	Connecteur en forme V	20
Figure 1. 14	Connecteurs en forme C, L, et T	21
Figure 1. 15	Connecteurs en forme chapeau	21
Figure 1. 16	Connecteurs avec des boulons à haute résistance au frottement HSFG	22
Figure 1. 17	Connecteurs développés à partir du reformage d'une partie de la poutre en acier	23
Figure 1. 18	Connecteurs en tube d'acier creux (HST) et à ouverture d'âme (WO)	24
Figure 1. 19	Connecteurs en tubes d'acier	25
Figure 1. 20	Connecteurs en forme I et 2T perforés	25
Figure 1. 21	Connecteurs en forme I	26
Figure 2. 1	: Différentes orientations du connecteur en forme I	30
Figure 2. 2	: Caractéristiques géométriques des éprouvettes dans la configuration P03	31
Figure 2. 3	: Section transversale des connecteurs de type IPE 120	31
Figure 2. 4	: Préparation des spécimens pushout	32
Figure 2. 5	: Huilage de la poutre métallique	32
Figure 2. 6	: Préparation du coffrage	33
Figure 2. 7	: Préparation du ferrailage	33

Figure 2. 8 : Emplacement des composantes de l'essai	34
Figure 2. 9 : Coupons du connecteur IPE120 pour essai de traction	37
Figure 2. 10 : Courbe de traction des connecteurs en IPE120	39
Figure 2. 11 : Courbe de traction sur les armatures	39
Figure 2. 12 : Coulage des spécimens pushout	40
Figure 2. 13 : Configuration de l'essai pushout	41
Figure 2. 14 : Mesure du déplacement	42
Figure 2. 15: courbe charge-glissement pour la position P01 du connecteur en IPE120.....	43
Figure 2. 16 : Fissures dans les tests P01	44
Figure 2. 17 : Courbe charge-glissement pour la position P02 du connecteur en IPE120.....	45
Figure 2. 18 : Cisaillement du connecteur dans la position P02	45
Figure 2. 19 : Courbe charge-glissement pour la position P03 du connecteur en IPE120.....	46
Figure 2. 20 : Fissuration de la dalle dans la position P03.....	46
Figure 2. 21 : courbe charge-glissement pour la position P04 du connecteur en IPE120.....	47
Figure 2. 22 : Ecrasement du béton dans la position P04	48
Figure 2. 23 : Résultats expérimentaux pour béton C20/25	49
Figure 2. 24 : Résultats expérimentaux pour béton C30/37	49
Figure 2. 25 : Déformation du connecteur en position P01	52
Figure 2. 26 : Cisaillement du connecteur en position P02.....	52
Figure 2. 27 : Déformation du connecteur en position P03	53
Figure 2. 28 : Déformation du connecteur en position P04	53
Figure 3. 1 principaux composants du modèle éléments finis	57
Figure 3. 2 relation contrainte-déformation du béton pour une analyse non linéaire EN 1992-1-1.....	59
Figure 3. 3 courbe contrainte-déformation sous une charge de compression uni axiale	60
Figure 3. 4 Modèles de traction du béton (a) linéaire (b) bilinéaire (C) exponentiel.....	61
Figure 3. 5 Relation contrainte-déformation pour les connecteurs en I, l'acier de construction et les armatures.....	63
Figure 3. 6 Modèle du spécimen pushout	64
Figure 3. 7 Maillage en éléments finis du spécimen pushout	65
Figure 3. 8 Maillage de la poutre en HEB160, le connecteur en IPE120 et les armatures	65
Figure 3. 9 Maillage de la section du béton coupée	66
Figure 3. 10 Contact sans frottement entre la dalle en béton et poutre en HEB160	67

Figure 3. 11 Contact intégré (embedded constrain) entre la dalle en béton et les armatures...	67
Figure 3. 12 Contact d'attache entre la poutre en HEB160 et le connecteur en IPE120	68
Figure 3. 13 Plan de symétrie du spécimen pushout	69
Figure 3. 14 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P01-A	70
Figure 3. 15 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P01-B.....	71
Figure 3. 16 Déformation du connecteur dans la position P01 et rupture du béton.....	71
Figure 3. 17 Plastification du connecteur dans la position P01 dans l'analyse numérique.....	72
Figure 3. 18 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P02-A	72
Figure 3. 19 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P02-B.....	73
Figure 3. 20 Contrainte au niveau du plan de cisaillement du connecteur dans la position P02	73
Figure 3. 21 Cisaillement du connecteur dans la position P02	74
Figure 3. 22 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P03-A	74
Figure 3. 23 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P03-B.....	75
Figure 3. 24 Contraintes dans le spécimen pushout dans la position P03.....	75
Figure 3. 25 Déformation du connecteur dans la position P03	76
Figure 3. 26 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P04-A	76
Figure 3. 27 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P04-B.....	77
Figure 3. 28 Contraintes dans le connecteur en IPE120 dans la position P04	77
Figure 3. 29 Déformation du connecteur en IPE120 dans la position P04	77
Figure 4. 1 Dimension à évaluer dans l'étude paramétrique	82
Figure 4. 2 Influence de la résistance à la compression du béton dans la position P01	83
Figure 4. 3 Influence de la résistance à la compression du béton dans la position P02.....	84
Figure 4. 4 Influence de la résistance à la compression du béton dans la position P03.....	84
Figure 4. 5 Influence de la résistance à la compression du béton dans la position P04.....	85

Figure 4. 6 Influence de la nuance d'acier du connecteur dans la position P01	86
Figure 4. 7 Influence de la nuance d'acier du connecteur dans la position P02	86
Figure 4. 8 Influence de la nuance d'acier du connecteur dans la position P03	87
Figure 4. 9 Influence de la nuance d'acier du connecteur dans la position P04	88
Figure 4. 10 Influence du diamètre des armatures de la dalle du béton dans la position P01..	88
Figure 4. 11 Influence du diamètre des armatures de la dalle du béton dans la position P02..	89
Figure 4. 12 Influence du diamètre des armatures de la dalle du béton dans la position P03..	90
Figure 4. 13 Influence du diamètre des armatures de la dalle du béton dans la position P04..	90
Figure 4. 14 Influence de la hauteur du connecteur dans la position P01	91
Figure 4. 15 Influence de la hauteur du connecteur dans la position P02.....	92
Figure 4. 16 Influence de la hauteur du connecteur dans la position P03.....	92
Figure 4. 17 Influence de la hauteur du connecteur dans la position P04.....	93
Figure 4. 18 Influence de la longueur du connecteur dans la position P01.....	94
Figure 4. 19 Influence de la longueur du connecteur dans la position P02.....	94
Figure 4. 20 Influence de la longueur du connecteur dans la position P03.....	95
Figure 4. 21 Influence de la longueur du connecteur dans la position P04.....	96
Figure A. 1 : Le ciment CPJ-CEM II/A M (P-L) 42,5 l'usine GICA (ELMALABIOD)	107
Figure A. 2 : Echantillon de sable utilisé	107
Figure A. 3 : Échantillons des graviers 3/8 et 8/15	108
Figure A. 4 : Le super plastifiant Sika® ViscoCrete®-522 RMX.....	108
Figure A. 5 : Courbe granulométrique pour sable concassé 0/3	110
Figure A. 6 : Courbe granulométrique pour Gravillon 3/8	111
Figure A. 7 : Courbe granulométrique pour Gravillon 8/15	112
Figure A. 8 : Mesure de la hauteur h1 et h2.....	112
Figure A. 9 : Essai de la masse volumique apparente.....	114
Figure A. 10 : Courbe du mélange	118
Figure A. 11 : Essai d'affaissement au cône d'Abrahams.	122

Liste des tableaux

Tableau	Description	page
Tableau 2. 1	Détails des spécimens pushout testés	34
Tableau 2. 2	Les dosages des matériaux du premier mélange	35
Tableau 2. 3	Résultats de compression du béton à 28 jours.....	36
Tableau 2. 4	Propriétés mécaniques de l'acier des connecteurs	38
Tableau 2. 5	Resistance à la compression des bétons	41
Tableau 2. 6	Capacite portante.....	50
Tableau 2. 7	Modes de rupture.....	51
Tableau 3. 1	Paramètres de plasticité	62
Tableau 3. 2	Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux.....	78
Tableau 4. 1	Modèles numériques simulés pour l'étude paramétrique pour chaque position .	82
Tableau A. 1	Résultat de l'analyse granulométrique de sable	109
Tableau A. 2	Résultat de l'analyse granulométrique Gravillon 3/8.....	110
Tableau A. 3	Analyse granulométrique du Gravillon 8/15	111
Tableau A. 4	Résultats d'Equivalent de sable.....	113
Tableau A. 5	Désignation de la nature du sable en fonction de l'équivalent de sable.....	113
Tableau A. 6	Résultat de la masse volumique spécifique absolue.....	114
Tableau A. 7	Résultat de la masse volumique apparente	115
Tableau A. 8	Valeurs approximatives du coefficient granulaire G.....	115
Tableau A. 9	Résultat des données de base des mélanges	116
Tableau A. 10	Optimisation de la compacité en fonction du type de vibration, de la forme des granulats, et du dosage en ciment.....	117
Tableau A. 11	les cordonné de la courbe granulaire	117
Tableau A. 12	Coefficient de compacité	119
Tableau A. 13	Les dosages des matériaux du premier mélange	120
Tableau A. 14	Résultats de compression du béton à 28 jours.....	122

Tableau B. 1 : Résultats numériques des essais pushout dans la position P01	123
Tableau B. 2 : Résultats numériques des essais pushout dans la position P02	125
Tableau B. 3 : Résultats numériques des essais pushout dans la position P03	127
Tableau B. 4 : Résultats numériques des essais pushout dans la position P04	130

Liste des symboles

- ε_c : déformation élastique ;
- ε_s : déformation ultime en traction et en compression ;
- ε_{slip} : déformation après glissement
- P_{Rd} : effort résistant au cisaillement des connecteurs à tête soudée dans les dalles pleines
- d : diamètre de la tige du connecteur de cisaillement en mm
- h_{sc} : hauteur du connecteur de cisaillement
- f_u : résistance ultime à la traction du connecteur de cisaillement
- f_{ck} : caractéristique de compression du cylindre
- f_t : résistance du béton à la traction
- E_c : module d'élasticité du béton
- γ_v : coefficient partiel de sécurité pour la résistance au cisaillement
- b_o : largeur effective de la dalle
- n_r : nombre de goujons par nervure
- h_p : hauteur du platelage profilé métallique
- A_{fl} : aire de la face frontale du connecteur
- a_0 : Épaisseur d'origine d'une éprouvette plate ou épaisseur de paroi d'un tube
- 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
- P_{test} : effort résistant ultime obtenu expérimentalement
- Δ_{test} : déplacement ultime obtenu expérimentalement
- E_{cm} : module d'élasticité du béton utilisé dans la modélisation numérique
- f_{cm} : valeur moyenne de la résistance à la compression du cylindre de béton
- σ_c : Contrainte de compression du béton
- f_{sy} : valeur de la limite d'élasticité utilisé pour la modélisation par éléments finis des connecteurs de cisaillement en I
- f_{su} : résistance ultime à la traction utilisé pour la modélisation par éléments finis des connecteurs de cisaillement en I
- f_u : résistance ultime en traction et en compression de l'acier ;
- f_y : limite d'élasticité de l'acier ;
- L : longueur des connecteurs ;

- n : coefficient d'équivalence ($n = E_a / E_c$) ;
- t_f : épaisseur de la semelle du connecteur en « I » ;
- t_w : épaisseur de l'âme du connecteur en « I » ;
- ε_{Sy} : déformation élastique du connecteur ;
- ε_{Su} : déformation ultime en traction et en compression du connecteur ;
- ν : coefficient de Poisson ;
- 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 : hauteur du connecteur ;
- η : degré de connexion, $\eta = N / N_f$

INTORODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Les structures composites acier-béton sont utilisées dans l'industrie de la construction depuis le début de l'année 1920. Ils constituent un système de construction rentable pour les bâtiments à plusieurs étages et les ponts en raison de l'action composite entre les poutres en acier et les dalles en béton armé ou précontraint. Initialement, des dalles en béton massif et des poutres en acier ont été utilisées pour construire ces structures composites.

De nos jours, les structures mixtes acier-béton sont de plus en plus utilisées dans de nombreuses applications structurelles. Ces structures combinent les matériaux acier et béton pour extraire leurs meilleures performances grâce à un couplage adéquat de ces matériaux pour former une section transversale plus performante. Par l'utilisation structurelle rationnelle des bons matériaux aux bons endroits, les poutres mixtes peuvent être très efficaces et légères. Le comportement composite de ces structures est largement influencé par le glissement interfacial entre les deux matériaux. Afin de limiter le glissement entre l'acier et le béton, les deux matériaux sont assemblés mécaniquement grâce à l'utilisation des éléments de connexion mécanique, appelés connecteurs. Par conséquent, le comportement des poutres mixtes est grandement affecté par la résistance et la ductilité de ces connecteurs de cisaillement.

En pratique, plusieurs types de connecteurs de cisaillement sont largement utilisées. Cependant, l'EN 1994-1-1 [1] propose des formules de dimensionnement pour un nombre restreint de types de connecteurs et qui sont couramment utilisés. Par conséquent, Il est nécessaire d'effectuer des essais Push-out afin d'étudier le comportement d'autres types de connecteurs de cisaillement. L'EN 1994-1-1 distingue entre les connecteurs ductiles ou non ductiles et les connecteurs souples ou rigides ou flexibles en fonction de l'allure de la courbe force-glissement obtenue à l'aide de l'essai push-out.

Plusieurs travaux de recherche ont été consacrés à l'étude de nouveaux types de connecteurs de cisaillement comme alternative à ceux traités dans l'Eurocode 4. Il a été montré que ces nouveaux types de connecteurs de cisaillement offrent une meilleure résistance, sécurité structurelle, qualité de soudage, constructibilité, rendement, etc. L'un des types de ces connecteurs est celui du connecteur de cisaillement en « I » qui a fait l'objet de plusieurs études. Les résultats de ces tests ont montré que dans les poutres mixtes, des connecteurs en forme de I peuvent être utilisés efficacement pour transmettre les forces de cisaillement longitudinales et limiter le glissement à l'interface acier- béton. Les éprouvettes testées comportaient des connecteurs en forme I de telle sorte que l'axe de faible inertie soit orienté contre la ligne d'action de l'effort de cisaillement longitudinal. Les connecteurs de cisaillement en forme de I

peuvent avoir plusieurs orientations à l'intérieur de la dalle de béton par rapport aux trois axes principaux d'inertie. Il en résulte une rigidité et une ductilité variable selon l'orientation des connecteurs. Il serait donc judicieux de déterminer l'orientation pour laquelle on obtient une meilleure résistance au glissement et une meilleure ductilité. Par conséquent, les travaux présentés dans le cadre de cette thèse ont pour objectifs d'étudier le comportement charge-glissement des connecteurs de cisaillement en forme I pour différentes orientations dans le plan de la dalle du en béton. Des essais expérimentaux et des simulations numériques ont été utilisés afin de définir l'orientation qui conduit à une performance optimale des connecteurs.

La présente thèse est organisée en quatre chapitres :

- **Le premier chapitre** présente l'état de connaissance et une synthèse globale des différents travaux de recherche qui ont été réalisés sur les différents types de connecteurs utilisés dans les structures mixtes acier-béton. Nous avons abordé tout d'abord des généralités sur les connecteurs de cisaillements dans les structures mixte acier-béton à savoir :
 - Le comportement composite entre les poutres en aciers et les dalles en béton armés.
 - Classification des différents types de connecteurs de cisaillement à savoir rigide, semi rigide et ductile
 - Les différents essais sur laboratoire qui permet d'évaluer le comportement des différents types de connecteurs de cisaillement proposé par la littérature.
 - Méthodes de calcul de la résistance des connecteurs de cisaillement proposé par la norme Eurocode.
 - Les différentes modes de ruine des connecteurs de cisaillement observé au passé.
 - Des travaux de recherches récentes sur des nouveaux type de connecteurs de cisaillements telle que :

L'analyse de ce premier chapitre nous a permis d'identifier les différents types de connecteurs de cisaillement proposés par la littérature, ainsi que leurs avantages et inconvénient lors de son utilisation dans les structures composites acier-béton. Aussi un aperçu sur la réglementation Eurocode concernant la classification des connecteurs de cisaillement et leurs dimensionnements, ainsi que les différents modes de ruptures adoptés.

- **Le deuxième chapitre** décrit le programme expérimental réalisé dans le cadre de cette thèse. Les résultats obtenus de l'essai pushout ont servi à la validation du modèle numérique qui sera développé dans le chapitre suivant. Ce chapitre comprend :

- Les dispositions de test pushout
- Les paramètres de l'essai
- L'instrumentation
- Les essais sur matériaux et les résultats des tests.

Le principale paramètre étudié dans cette étude expérimentale étaient l'orientation du connecteur de cisaillement en I, ou quatre positions différentes du connecteur dans la dalle en béton armé seront testé pour déterminer la meilleure orientation du connecteur qui donne la meilleure résistance au cisaillement et le meilleur comportement des poutres composites acier-béton.

- La première position P01
- La deuxième position P02
- La troisième position P03
- La quatrième position P04

Deux classes de résistances du béton ont été adoptées dans cette étude pour les essais de poussée C20 / 25 et C30 / 37 correspondants aux résistances à la compression souhaitées de 20 MPa et 30 MPa respectivement.

Des essais sur le matériau béton ont été effectué afin de faire la formulation des deux classes proposées dans cette thèse, on peut citer :

- Essais sur le béton : granulométrie, masse volumique, équivalent de sable, essais d'affaissement...

Aussi les armatures de béton et le connecteur en IPE120 ont subi des tests de traction afin d'identifier leurs résistances.

- Essais sur l'acier des armatures
- Essais sur l'acier des connecteurs en forme I

➤ Le **troisième chapitre** présente les outils utilisés pour le développement d'un modèle éléments finis 3D non linéaire pour simuler les essais pushout. Les résultats obtenus, en termes de résistance, de ductilité et de modes de rupture des connecteurs de cisaillement en forme I, à l'aide du logiciel de calcul ABAQUS sont validés par comparaison avec les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette thèse.

➤ Le **quatrième chapitre** présente l'étude paramétrique, réalisée à l'aide du modèle numérique développé et validé au chapitre 3, pour déterminer l'influence de divers paramètres sur les caractéristiques mécaniques des connecteurs de cisaillement en forme

« I » L'étude paramétrique réalisé dans ce chapitre nous a permis de tirer l'influence des paramètres étudiés sur le comportement charge- glissement des connecteurs de cisaillement en forme I, et qui peut donner un aperçu sur le comportement structural de ce type de connecteurs dans des ouvrages composites acier-béton.

**CHAPITRE 01 : Étude bibliographique sur les
connecteurs de cisaillements dans les structures
mixtes acier-béton**

1.1. Introduction :

Ce chapitre résume les principales recherches menées sur le comportement des connecteurs de cisaillement dans les structures composites acier-béton. L'accent est cependant mis sur les connecteurs de cisaillement en poutrelle I, H, C et L, particulièrement traités dans cette thèse. Actuellement, aucune méthode de dimensionnement des connecteurs de cisaillement de ce type ne figure dans les codes nationaux de calcul des ouvrages. Les méthodes de dimensionnement des connecteurs de cisaillement soudés proposées dans l'Eurocode 4 sont présentées dans ce chapitre et utilisées ultérieurement pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs de cisaillement en forme I. Ce chapitre met également en évidence les travaux antérieurs effectués par d'autres chercheurs concernant le comportement général des poutres composites acier-béton.

1.2. Généralités sur les poutres mixtes acier béton :

La construction mixte a commencé au début de l'année 1920 en utilisant de l'acier et du béton. Dans les années entre 1950 et 1960, la technique de construction en composite a été couramment adoptée pour les ponts et les bâtiments multi-étages [2]. Une poutre en acier, des connecteurs de cisaillement et une dalle en béton armé sont les principaux composants d'une poutre mixte. Traditionnellement, des dalles de béton pleines ont été utilisées avec des poutres en acier pour construire une poutre mixte.

La construction composite est plus rentable en termes d'économie de main-d'œuvre et de temps de construction car elle réduit la quantité de béton nécessaire pour la dalle de béton et minimise le poids propre de la dalle de béton. Le béton et l'acier fonctionnent beaucoup mieux lorsqu'ils agissent ensemble par rapport aux performances de chacun d'eux. Le fait que chaque matériau soit utilisé pour tirer parti de ses attributs positifs rend la construction mixte acier-béton très efficace et économique. Le béton est connu pour avoir une bien meilleure résistance à la compression que la traction qui peut être compensée par la bonne résistance à la traction de l'acier [3]. Ainsi, leur action composite est développée par l'utilisation de connecteurs de cisaillement pour transférer les efforts de cisaillement longitudinaux à l'interface acier-béton.

1.3. Comportement des poutres composites :

1.3.1. Comportement non composite

Pour un comportement non composite, la poutre en acier et la dalle en béton fléchissent séparément. Il en résulte un déplacement relatif entre les deux composantes définies comme « glissement ». En raison du fait que la poutre en acier et dalle en béton glissent librement l'un par rapport à l'autre,

aucune force de cisaillement n'est transférée de la dalle à la poutre, réduisant ainsi la rigidité et la résistance en comparaison avec un comportement composite. Pour ce type de poutre, aucun connecteur de cisaillement n'est utilisé et les sections planes ne restent pas planes. Cependant, la poutre en acier et la dalle en béton ont la même courbure dans toutes les sections le long de la poutre.

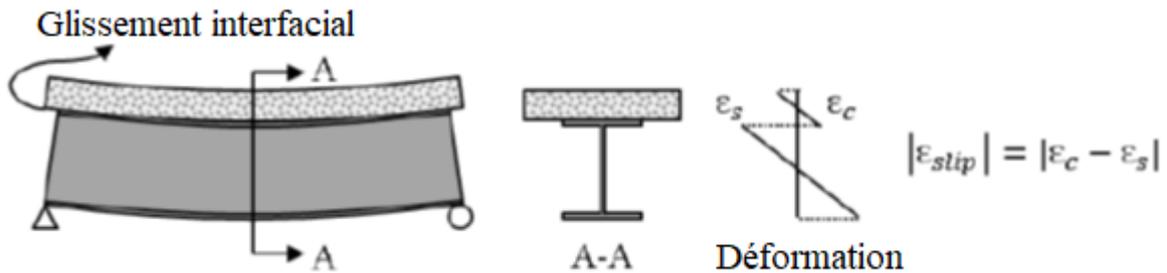


Figure 1. 1 Comportement non composite des poutres mixtes[4].

1.3.2. Comportement entièrement composite :

Une poutre est définie comme étant « entièrement composite » lorsqu'il y a suffisamment de connecteurs de cisaillement pour développer la résistance à la flexion totale de la section transversale donnée (c'est-à-dire que la résistance à la flexion de l'élément est régie par la résistance de la poutre en acier et celle de la dalle en béton. La résistance de la poutre n'est pas régie par la résistance des connecteurs de cisaillement). En règle générale, on suppose que pour une analyse élastique aucun glissement ne se produise entre l'acier et le béton sous charges de service. Le nombre de goujons de cisaillement pour une résistance composite totale, N_f , est le nombre de connecteurs qui permet à la poutre composite d'atteindre sa pleine résistance ultime. Elle est obtenue en calculant la force nécessaire à transférer à l'interface acier-béton à l'état de charge ultime. Dans un comportement entièrement composite, comme illustré à la figure 1.2, la poutre en acier et la dalle en béton fléchissent ensemble comme un élément monolithe sous les charges appliquées. Dans ce type de comportement, les forces de cisaillement sont entièrement transmises de la dalle à la poutre en acier, les sections planes restent planes et le glissement à l'interface acier-béton est négligeable sous charges de service. Cependant, même pour les poutres conçues pour atteindre leur résistance entièrement composite, on peut s'attendre à un certain glissement lorsque la résistance ultime de la poutre est atteinte.

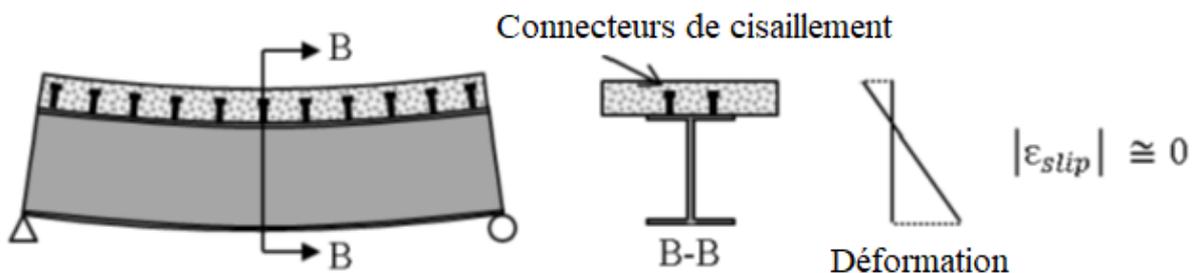


Figure 1. 2 Comportement entièrement composite des poutres mixtes[4].

1.3.3. Comportement partiellement composite

Une poutre est définie comme étant « partiellement composite » lorsque la résistance à la flexion de la poutre est régie par la résistance des connecteurs de cisaillement. La résistance ultime d'une poutre partiellement composite est inférieure à celle d'une poutre entièrement composite car le béton ne peut pas atteindre sa pleine résistance plastique, parce que la force dans la dalle est limitée par la résistance des connecteurs. Cette diminution de la résistance à la flexion peut être liée au degré de connexion de cisaillement N / N_f , où N est le nombre de connecteurs réellement utilisés. Le degré minimum de connexion de cisaillement, N / N_f , est limité par les codes entre 25 et 50% dans les bâtiments pour permettre pour un certain degré de ductilité après que la section ait atteint sa résistance ultime [1].

Dans un comportement partiellement composite comme le montre la figure 1.3, il y aura un certain glissement entre la poutre en acier et la dalle en béton en service et à l'état limite ultime. Dans ce type de comportement, les sections planes ne restent pas planes. Cependant, la poutre en acier et la dalle en béton ont la même courbure car il n'y a pas de séparation verticale entre la poutre en acier et la dalle en béton.

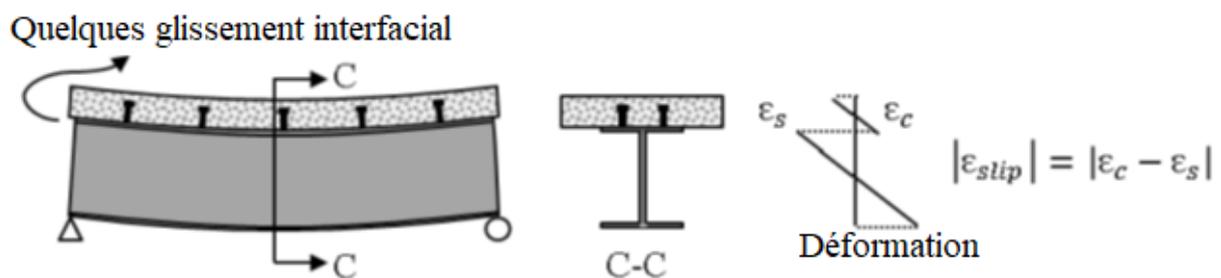


Figure 1. 3 Comportement partiellement composite des poutres mixtes[4].

1.4. Classification des connecteurs de cisaillement :

Les connecteurs de cisaillement définis par 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 le glissement [5].

L'Eurocode 4 [1] classe les connecteurs suivant deux classes :

- Les connecteurs rigides
- Les connecteurs ductiles.

Une troisième classe a été proposée par Aribert et Rabih [6] comme il est illustré sur la figure 1.4.

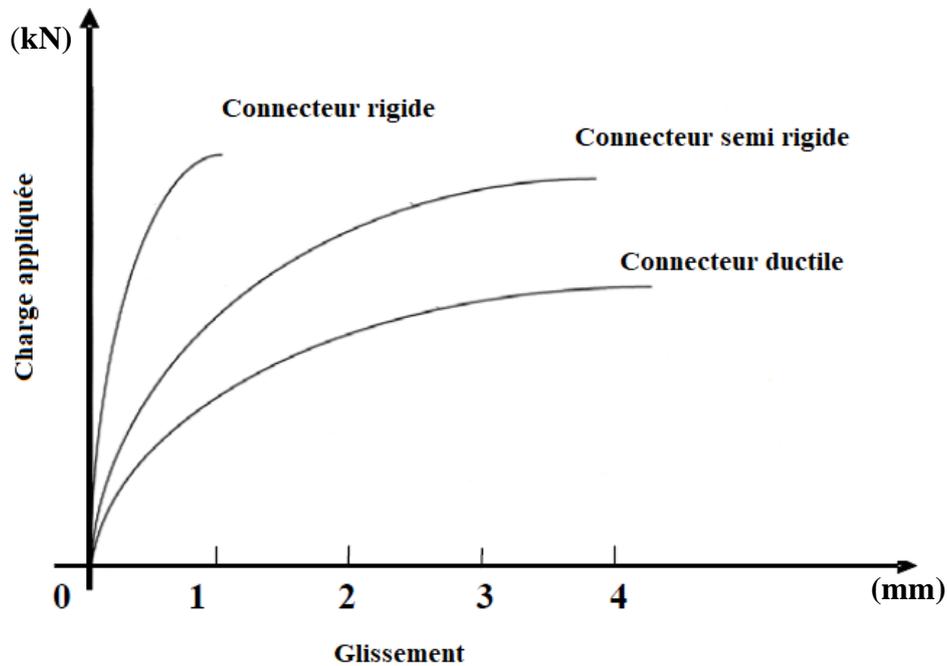


Figure 1. 4 Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par la courbe charge-glissement [7]

1.4.1. 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 rupture 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 [1].

Un connecteur ductile présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion en cisaillement [8].

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 souple 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 [5].

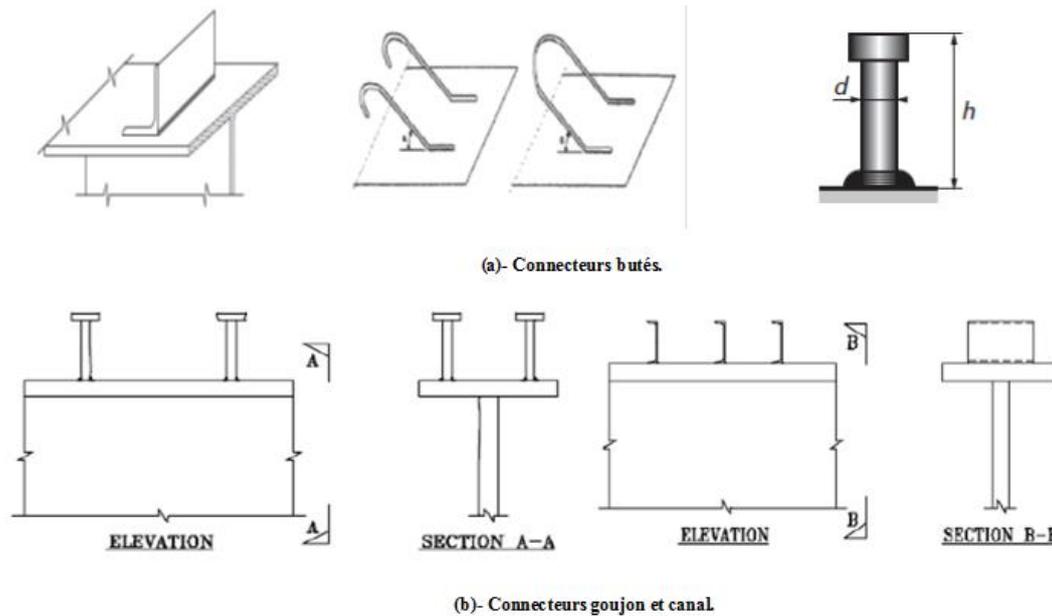


Figure 1. 5 Exemple de connecteurs ductiles[7].

1.4.2. Connecteurs de cisaillement rigides :

Le connecteur est rigide (non ductile) si pour une sollicitation déterminée il présente un comportement élastique [8].

Les connecteurs rigides résistent à des forces de cisaillement à travers la face avant, et ils subissent des déformations peu significatives lorsque la charge ultime est atteinte. Il se produit alors une concentration de contrainte dans le béton environnant provoquant soit la défaillance de béton ou une défaillance de la soudure [5].

Les connecteurs rigides ne permettent pas la redistribution des efforts de cisaillement longitudinaux. Le cisaillement longitudinal est déterminé à partir de la répartition des contraintes dans les sections transversales critiques par la méthode élastique [1].

l'Eurocode 4 [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 et M. Rabih [7] ont proposé une autre notion de connexion qui correspond aux connecteurs « semi-ductile » ou « semi-rigide » si on veut adopter un comportement élastoplastique. 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.

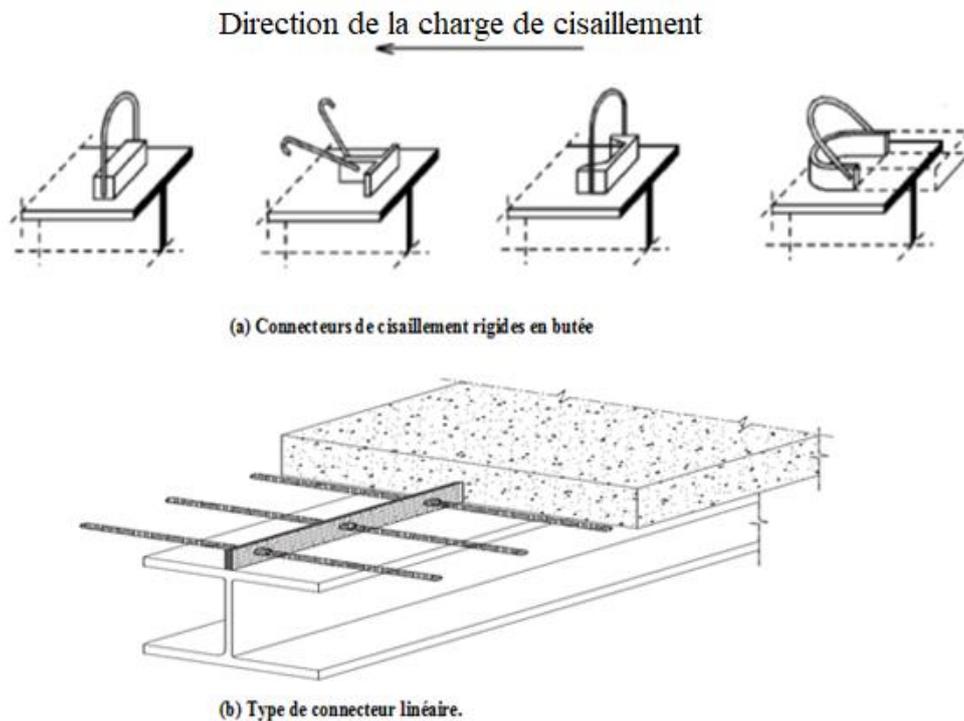


Figure 1. 6 Exemple de connecteurs rigides [7]

1.5. Modes de rupture des poutres mixtes avec connecteurs :

Trois modes de chargement différents peuvent induire la rupture des poutres mixtes acier-béton :

- Le premier est un chargement croissant agissant de façon instantanée.
- Le deuxième est constant au cours du temps avec une charge bien inférieure à la charge de ruine quasi-statique (il met en jeu les effets du fluage et du retrait du béton de la dalle),
- Le dernier est cyclique avec également une charge inférieure à celle de la ruine quasi-statique.

Sous sollicitations statiques, on peut envisager trois modes de ruptures :

- **Mode 1** : rupture par le béton, soit par dislocation locale soit par fendage de la dalle ou rupture mixte,
- **Mode 2** : rupture par l'acier provoqué par le cisaillement des connecteurs ou celui de la soudure,
- **Mode 3** : rupture mixte par déformation excessive de l'acier entraînant une concentration accrue des contraintes dans le béton et puis la rupture de celui-ci.

Pour les connecteurs très rigides la rupture se produit essentiellement par le mode 1 et pour les connecteurs ductiles par les modes 2 et 3. Par contre pour les connecteurs semi ductiles la rupture se produit par dislocation locale du béton [7].

1.6. Evaluation de la résistance des connecteurs de cisaillement :

Des recherches approfondies ont été menées sur l'évaluation de la résistance des connecteurs de cisaillement sur la base de trois types d'essais : les essais de poussée « pushout », de cisaillement direct et l'essai sur poutre.

1.6.1. Essais pushout :

Les tests pushout sont les tests les plus fréquemment utilisés. La figure 1.7 montre une configuration typique de cet essai. Comme on peut le constater sur cette figure, une partie relativement petite d'une poutre en acier à semelle large a un à quatre connecteurs de cisaillement sur les deux semelles. De plus, il y a une dalle de béton sur les deux semelles et l'ensemble du montage d'essai est orienté verticalement pour faciliter le processus de chargement. Ensuite, une force de cisaillement est appliquée aux connecteurs en déplaçant le vérin de chargement vers le bas.

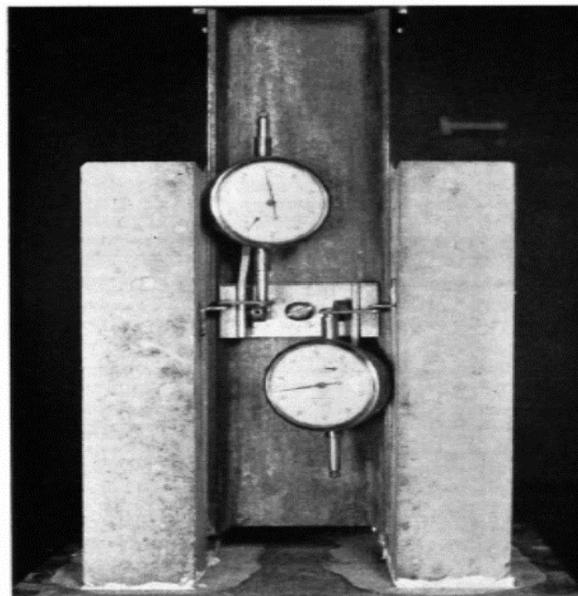


Figure 1. 7 Essai de poussé Pushout[4]

Bien que les tests pushout semblent pratiques et faciles à réaliser, ils présentent plusieurs lacunes. Ces lacunes comprennent l'excentricité de la charge appliquée qui conduit à une flexion involontaire des connecteurs de cisaillement, une répartition inégale de la force de cisaillement entre les connecteurs et l'incapacité du vérin de chargement à tirer sur la poutre, ce qui rend très difficile l'application des forces de cisaillement aux connecteurs en position

renversé, ce qui est plus représentative du chargement des connecteurs de cisaillement quand un camion se déplace le long d'un pont.

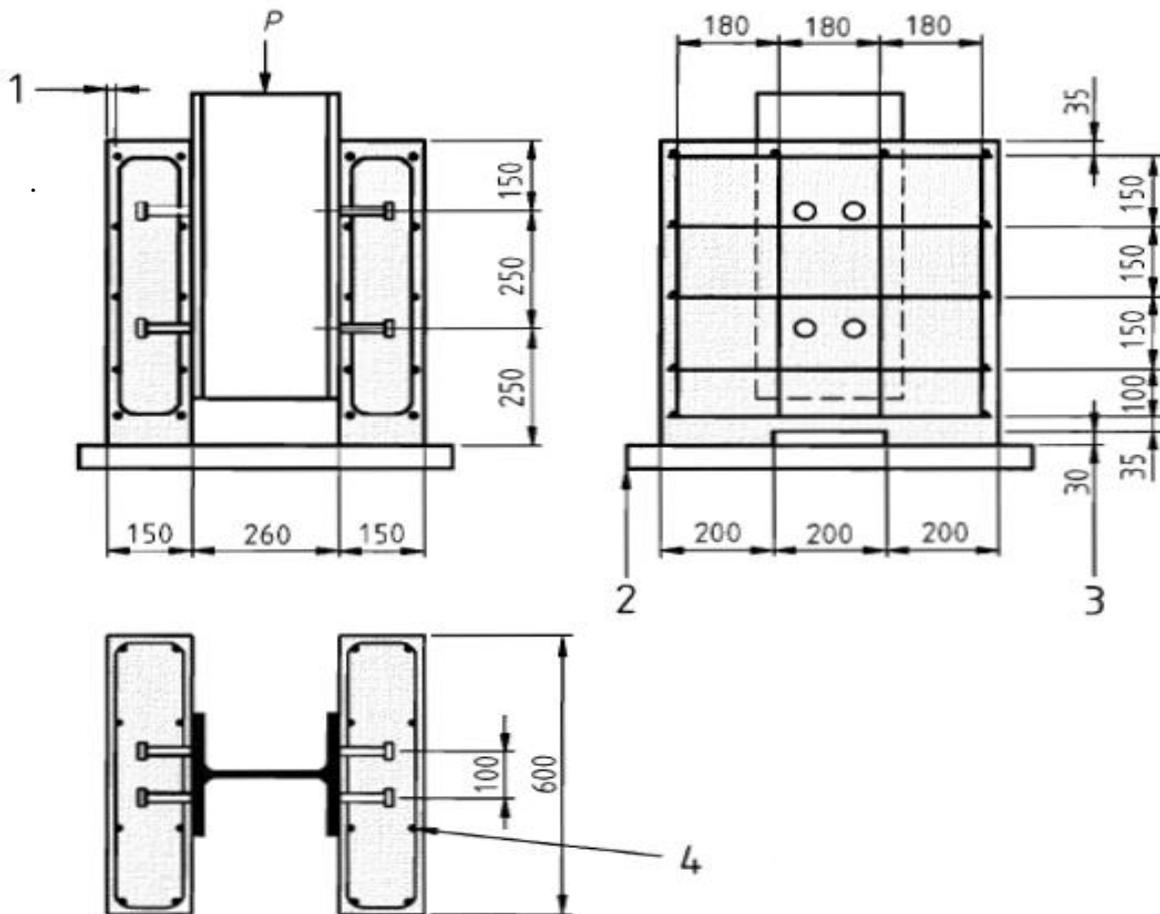


Figure 1. 8 Montage de l'essai push-out normalisé [1]

1.6.2. Essais de cisaillement direct :

Les essais de cisaillement direct ont également été fréquemment utilisés dans le passé. Ce type d'essai consiste en une seule plaque d'acier et une dalle de béton avec généralement un connecteur de cisaillement. La figure 1.9 montre une configuration typique de l'essai de cisaillement direct. Comme le montre cette figure, une force horizontale est généralement appliquée à l'interface acier-béton, minimisant toute excentricité. De plus, si le déplacement de la dalle est empêché dans les deux sens, il est beaucoup plus facile d'inverser la direction de l'effort avec cet essai qu'avec l'essai push-out. Par ailleurs, comme il n'y a qu'un seul connecteur, la force de cisaillement dans le connecteur est déterminée de façon plus précise que celle de l'essai push-out où plusieurs connecteurs sont utilisés. En résumé, une excentricité plus petite, une capacité d'inversion de charge, et l'estimation plus précise de la force de cisaillement dans le connecteur de cisaillement, sont incontestablement les avantages de l'essai de cisaillement direct par rapport à l'essai push-out .

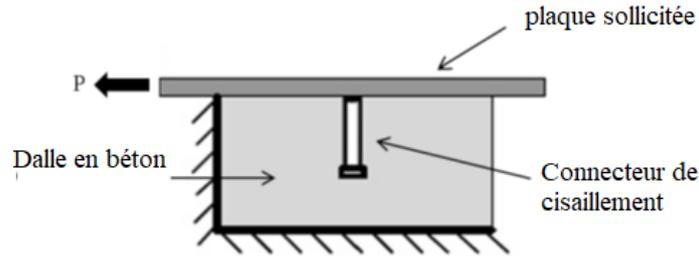


Figure 1. 9 Essai de cisaillement directe [4]

1.6.3. Essais sur poutre :

Les essais sur poutre sont utilisés moins fréquemment que les essais push-out et les essais de cisaillement direct en raison du fait que l'essai prend plus de temps, plus coûteux et plus difficiles à réaliser. Cependant, les essais de poutre à grande échelle fournissent des résultats plus précis que les autres essais réalisés à petite échelle.

Newmark et al [8] ont réalisé une série d'essais de poussée et 6 essais sur des poutres mixtes acier-béton à connexion partielle où les connecteurs sont de type C. De plus, ils ont développé les équations différentielles ci-dessous pour l'analyse de poutres partiellement composites en considérant des forces de cisaillement uniformément réparties.

$$F_L = \frac{EAZ}{EI} \cdot PL \left\{ \left(1 - \frac{u}{L}\right) \frac{x}{L} - \frac{\sqrt{C}}{\pi} \frac{\sinh\left[\frac{\pi}{\sqrt{C}}\left(1 - \frac{u}{L}\right)\right]}{\sinh\left(\frac{\pi}{\sqrt{C}}\right)} \sinh\left(\frac{\pi}{\sqrt{C}} \cdot \frac{x}{L}\right) \right\} \quad (1.1)$$

$$q_L = \frac{EAZ}{EI} \cdot P \left\{ \left(1 - \frac{u}{L}\right) - \frac{\sinh\left[\frac{\pi}{\sqrt{C}}\left(1 - \frac{u}{L}\right)\right]}{\sinh\left(\frac{\pi}{\sqrt{C}}\right)} \cosh\left(\frac{\pi}{\sqrt{C}} \cdot \frac{x}{L}\right) \right\} \quad (1.2)$$

$$\gamma_L = \frac{s}{k} q_L = \frac{EAZ}{EI} \cdot \frac{sP}{k} \left\{ \left(1 - \frac{u}{L}\right) - \frac{\sinh\left[\frac{\pi}{\sqrt{C}}\left(1 - \frac{u}{L}\right)\right]}{\sinh\left(\frac{\pi}{\sqrt{C}}\right)} \cosh\left(\frac{\pi}{\sqrt{C}} \cdot \frac{x}{L}\right) \right\} \quad (1.3)$$

$$\varepsilon_s = \left[\frac{y_s}{\sum EI} - \frac{F_L}{P\left(1 - \frac{u}{L}\right)x} \left(\frac{y_s z}{\sum EI} + \frac{1}{E_s A_s} \right) \right] P \left(1 - \frac{u}{L}\right) x \quad (1.4)$$

$$\varepsilon_b = \left[\frac{y_b}{\sum EI} - \frac{F_L}{P\left(1 - \frac{u}{L}\right)x} \left(\frac{y_b z}{\sum EI} + \frac{1}{E_b A_b} \right) \right] P \left(1 - \frac{u}{L}\right) x \quad (1.5)$$

$$y_L = \frac{PL^3}{EI} \left(1 - \frac{u}{L}\right) \frac{x}{L} \left\{ \frac{1}{6} \left[2 \frac{u}{L} - \left(\frac{u}{L}\right)^2 - \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right] + \frac{EAz^2}{\sum EI} \frac{C}{\pi^2} \frac{F_L}{F'_L} \right\} \quad (1.6)$$

Ils ont obtenu une solution de l'équation différentielle proposée pour le cas d'une poutre soumise à une charge concentrée dont les valeurs ont été comparées avec ceux des essais expérimentaux. En général, un bon accord a été observé entre les deux. Dans ces équations, FL , qL , γL , ε_s , ε_b et y_L sont respectivement la force de cisaillement transmise, le cisaillement horizontal par unité de longueur, le glissement, la déformation de la dalle, la déformation de la poutre et la déflexion.

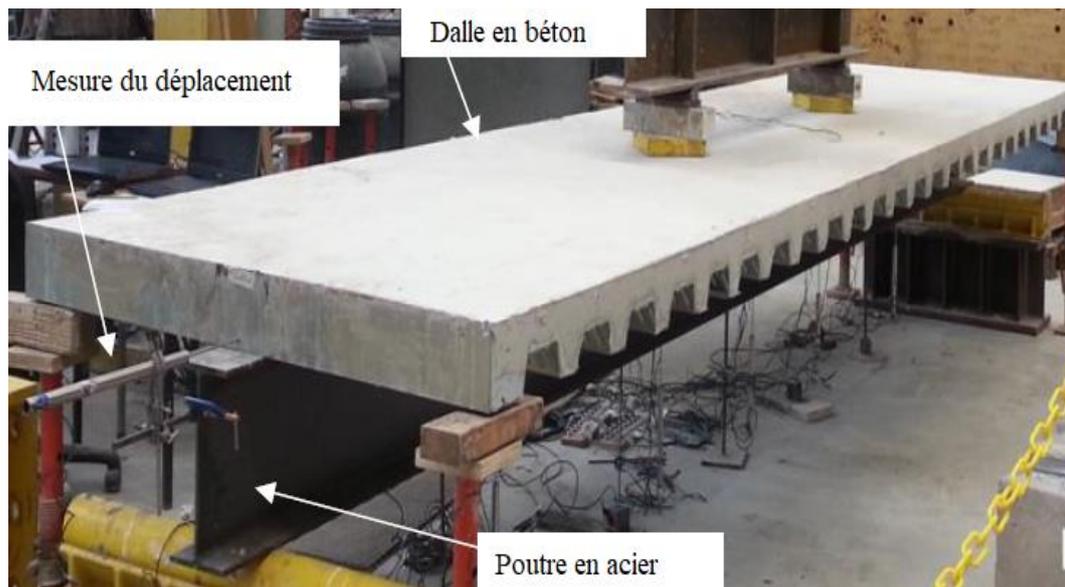


Figure 1. 10 Essai de cisaillement sur poutre [9].

1.6.4. Essai d'arrachement « Pull-out test »:

L'étude de la séparation par soulèvement entre la dalle et le profilé métallique n'a fait l'objet que de rares recherches. Le phénomène de soulèvement a été signalé par Chapman [7] au début des années 60, lors de recherches expérimentales sur plusieurs poutres mixtes isostatiques à degré de connexion variable.

En 1985, Aribert [7] a intégré la séparation éventuelle des parties acier et béton dans le calcul des poutres mixtes jusqu'à l'état ultime.

Des essais réalisés sur des connecteurs en cornière ont montrés que le rapport soulèvement/glissement est faible [7].

Afin de limiter ce phénomène, l'Eurocode 4, précise que les connecteurs doivent être munis d'un dispositif capable d'équilibrer un effort de soulèvement égal 10% de l'effort de cisaillement [1].

1.7. Calcul de la résistance au cisaillement selon Eurocode 4 :

Les équations de conception disponibles pour les connecteurs de cisaillement soudés sont prises en compte pour les autres types de connecteurs de cisaillement. Un bref aperçu de du codes de conception Eurocode 4 pour la résistance au cisaillement des connecteurs de cisaillement soudés dans la construction composite est présenté dans cette partie.

La résistance de la connexion de cisaillement est principalement influencée par la géométrie du connecteur, la résistance à la traction de l'acier du connecteur, la résistance à la compression et le module d'élasticité du béton. Les forces de cisaillement résistent par flexion, traction ou cisaillement à la base du connecteur de cisaillement. La racine du connecteur transmet les forces de cisaillement horizontales agissant à l'interface, tandis que la tête empêche le soulèvement de la dalle. La déformation plastique se produit après avoir atteint la résistance ultime du connecteur.

1.7.1. Goujon à tête :

L'Eurocode 4 fournit deux équations différentes, une pour une dalle pleine et l'autre pour une dalle mixte à tôle nervurée

➤ En présence d'une dalle pleine

En Europe, les provisions pour la construction composite dans le cadre de l'Eurocode ont été incluses dans les années 1990 et suivies par la publication de l'Eurocode 4 plus récemment. L'Eurocode 4 clause 6.6.3.1 [1], propose les équations 1-6 et 1-7 pour la détermination de la résistance au cisaillement des connecteurs de cisaillement à tête soudée enrobé dans une dalle pleine. La résistance de conception (P_{Rd}) doit être déterminée à partir de la valeur minimale de ces deux équations. Ces deux équations correspondent à deux modes de rupture principaux : la rupture de la dalle en béton et la rupture du connecteur de cisaillement.

$$P_{Rd} = \frac{0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_v} \quad (1.6)$$

$$P_{Rd} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \quad (1.7)$$

Où $\alpha = 0,2 (h_{scd} + 1) \leq 1,0$ pour $3 \leq h_{scd} \leq d$ et $\alpha = 1$, pour $h_{scd} > 4$

d = est le diamètre de la tige du connecteur de cisaillement en mm

h_{sc} = est la hauteur du connecteur de cisaillement

f_u = est la résistance ultime à la traction de l'acier du connecteur de cisaillement

f_{ck} = est la résistance caractéristique à la compression du cylindre (mesurée sur cylindre à 28 jours)

E_c = est le module d'élasticité du béton

γ_v = est le coefficient partiel de sécurité pour la résistance au cisaillement ($\gamma_v = 1,25$)

➤ **En présence d'une tôle mixte à tôle profilé**

La résistance au cisaillement d'un connecteur de cisaillement en présence d'une tôle mixte à tôle profilé est obtenue en multipliant la formule utilisée pour les connecteurs en présence d'une dalle pleine par un coefficient de réduction K_t déterminé à partir de l'équation suivante :

$$P_r = K_t P_{Rd} \quad (1.8)$$

$$K_t = \frac{0.6}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h_{sc}}{h_p} \right] \leq 1,0 \quad (1.9)$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h_{sc}}{h_p} \right] \leq 1,0 \quad (1.10)$$

Le facteur de réduction K_t , dépend de la direction de la pose de la tôle métallique au niveau de la semelle en acier. Soit les nervures sont parallèles soit elles sont perpendiculaires à l'axe de la poutre en acier comme illustré sur les figures (1.11) et (1.12) respectivement.

b_0 = est la largeur effective de la dalle

n_r = est le nombre de goujons par nervure

h_p = est la hauteur du platelage profilé métallique

h_{sc} = est la hauteur de la connexion de cisaillement

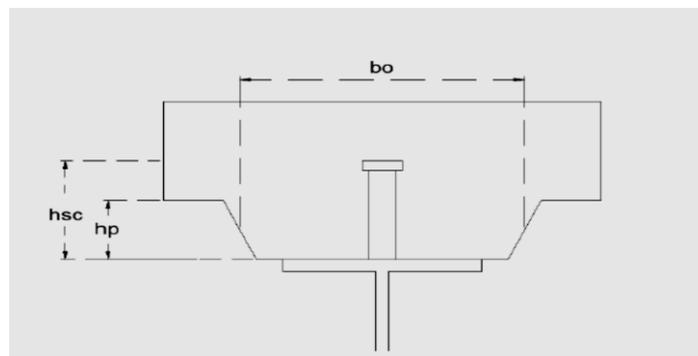


Figure 1. 11 Poutre composite avec des nervures parallèles à la poutre en acier [1]

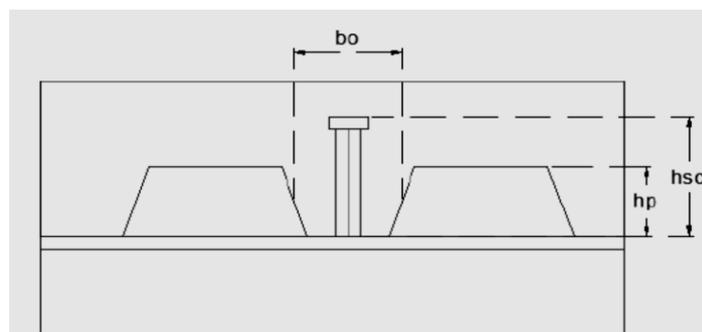


Figure 1. 12 Poutre composite avec des nervures perpendiculaires à la poutre en acier [1]

1.7.2. Résistance des connecteurs en équerre clouée :

La résistance ultime des équerres clouées de type « HVB » a été établie sur la base des essais, ainsi les valeurs obtenues sont indépendantes de la direction de l'effort rasant, et valable pour un calcul plastique pour une dalle pleine avec un béton de classe $\leq C 35/25$. Pour le calcul élastique de la résistance ultime, il faut multiplier la résistance ultime par un coefficient de réduction $\alpha = 0.7$.

1.7.3. Résistance des connecteurs en butée :

La résistance ultime au cisaillement est déterminée par la formule suivante :

$$P_{Rd} = h A_{fl} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (1.11)$$

Avec :

A_{fl} : l'aire de la face frontale du connecteur.

$$h = \sqrt{\frac{A_{f1}}{A_{f2}}} \leq 2.5 \text{ pour un béton de masse volumique courante, et } 2.0 \text{ pour un béton léger.}$$

A_{f2} : l'aire de la face frontale du connecteur agrandie en utilisant une pente de 1/5 jusqu'à la face arrière du connecteur adjacent.

1.7.4. Résistance des connecteurs en cornière soudée :

Dans le cas des cornières soudées sur la semelle supérieure du profilé métallique sa résistance est donnée par la formule empirique suivante :

$$P_{Rd} = 10 \cdot b h^{3/4} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_v \quad (1.12)$$

Avec :

b : la longueur de la cornière en mm.

h : hauteur de l'aile verticale de la cornière en mm.

Des essais réalisés sur des connecteurs en cornière ont montré que le rapport soulèvement / glissement est faible, et l'Eurocode 4 [1] recommande l'utilisation d'une barre d'armature filante traversant l'aile de la cornière afin de s'opposer au soulèvement de la dalle.

1.8. Travaux de recherches sur des nouveaux connecteurs de cisaillement

:

En pratique, plusieurs formes de connecteurs de cisaillement sont proposés dans la littérature dont plusieurs n'ont pas été abordés dans l'Eurocode 4 [1]. Les caractéristiques mécaniques de ces connecteurs sont essentiellement déterminées à partir des essais Push-out. Les connecteurs de cisaillement sont généralement divisés en deux classes, les connecteurs rigides et connecteurs ductiles en fonction de la répartition des efforts de cisaillement et de la relation

fonctionnelle entre la force et le glissement interfacial [10]. A noter que les différentes études menées sur les connecteurs de cisaillement depuis plus de 50 ans, ont montré qu'il n'y a pas de connecteur idéal. Le choix du type de connecteur dépend du coût, des difficultés de mise en œuvre et des performances mécaniques du connecteur [7]. Dans plusieurs travaux de recherche des nouveaux types de connecteurs de cisaillement ont été proposés. Ces travaux ont montré que les nouveaux connecteurs de cisaillement offrent une meilleure résistance, sécurité structurelle, qualité de soudage, constructibilité, rentabilité... etc.

1.8.1. Connecteur de cisaillement angulaire en forme de V [4] :

Un nouveau dispositif de cisaillement d'angle en forme V comme il est illustré sur la figure (1.13). a été proposé récemment comme connecteur mécanique de cisaillement dans une poutre composite [11]. Cet appareil composé d'un profil d'angle ou cornière en acier coupée en tranches orientées. Ces tranches sont soudées sur la semelle de la poutre en I (acier) avant coulage dans la poutre mixte acier-béton. L'inclinaison de la pente permet au connecteur de s'ancrer dans le béton pour éviter les mouvements latéraux.



Figure 1. 13 Connecteur en forme V[11]

Le connecteur de cisaillement d'angle en forme V est reconnu pour améliorer certaines propriétés mécaniques telles que ductilité, la résistance mécanique, la résistance à la dégradation sous chargement cyclique et une transmission de forces de cisaillement élevé, plus économique que les autres connecteurs de cisaillement, tel que les connecteurs de cisaillement en forme de L ou en forme de C. Les performances de ce connecteur de cisaillement ont été étudiées par des chercheurs précédents [11].

1.8.2. Connecteurs en forme de L, de C, et de T :

Les connecteurs de cisaillement en forme de C, L et T sont illustrés sur la figure 1.14. Les résultats des essais expérimentaux sur ce type de connecteur ont montré une bonne résistance au cisaillement, une ductilité suffisante et les modes de ruptures des connecteurs de

cisaillement angulaire en forme C étaient les mêmes observés dans les connecteurs en forme L et T, plus de fissures ont été observées dans ces dalles avec des connecteurs en C plus longs. Cependant, en comparant la résistance au cisaillement des connecteurs de cisaillement angulaire en forme de C sous chargement monotone et cyclique, ces connecteurs ont montré une dégradation de la résistance de 8,8 à 33,1%, sous chargement cyclique complètement inversé [12]. En outre, il a été conclu que le connecteur de cisaillement mentionné présente un bon comportement, en termes de capacité ultime de cisaillement, et satisfait les critères de ductilité, imposés par l'Eurocode 4, pour effectuer une répartition plastique de la force de cisaillement entre différents composants de la poutre mixte.

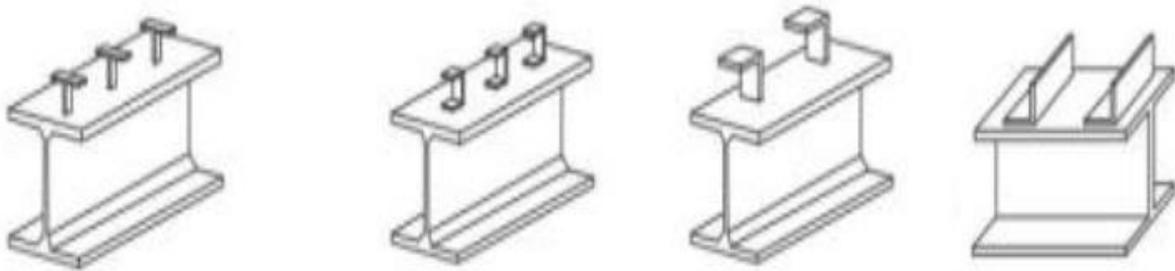


Figure 1. 14 Connecteurs en forme C, L, et T [13]

1.8.3. Connecteurs en forme de chapeau :

Le connecteur de cisaillement en forme de chapeau est développé pour assurer l'action composite de deux ou plusieurs matériaux différents plus efficacement. Des tests push-out pour étudier le comportement au cisaillement de ce type de connecteur et une analyse par éléments finis sont menées par Young-Ho Kim et al [14] pour étudier le modèle de distribution des contraintes dans la dalle de béton affectée par la présence de connecteur de cisaillement en forme chapeau comme présente la figure (1.15). À partir des résultats de ces recherches, des nouvelles formes de chapeaux peut être suggéré et testé.



Figure 1. 15 Connecteurs en forme chapeau [14]

1.8.4. Boulons à haute résistance en frottement :

XinpeiLiu et al [15] a proposé de remplacer les goujons à tête soudés par des boulons à haute résistance au frottement (HSFGB), comme il est montré sur la figure 1.16, plus facile à souder et surtout à démonter si on prévoit la modification de la structure de l'ouvrage. Etant donné que les poutres dans les construction modernes doivent être des éléments potentiellement durables et recyclables, l'utilisation de ces connecteurs est recommandé [15]. L'utilisation de ce type de connecteurs conduit à des poutres plus performantes en termes de rigidité, résistance ultime, ductilité sous charge uniformément répartie ou concentrée. Cinq points caractérisent le comportement charge-glisement peuvent être définie à partir de l'Etudes paramétriques réalisé sur ce type de connecteur. Premièrement en réduisant l'espacement entre les boulons (augmentant ainsi le nombre de boulons) conduit à une augmentation de la résistance ultime de la poutre composite. L'augmentation du diamètre des trous préfabriqués entraîne une diminution de la rigidité et de la capacité de cisaillement des poutres composites, en particulier pour la poutre avec un trou surdimensionné. Et en fin placer les connecteurs de cisaillement près de l'axe de la poutre métallique est un outil efficace pour améliorer les performances des poutres composites avec des trous surdimensionnés.

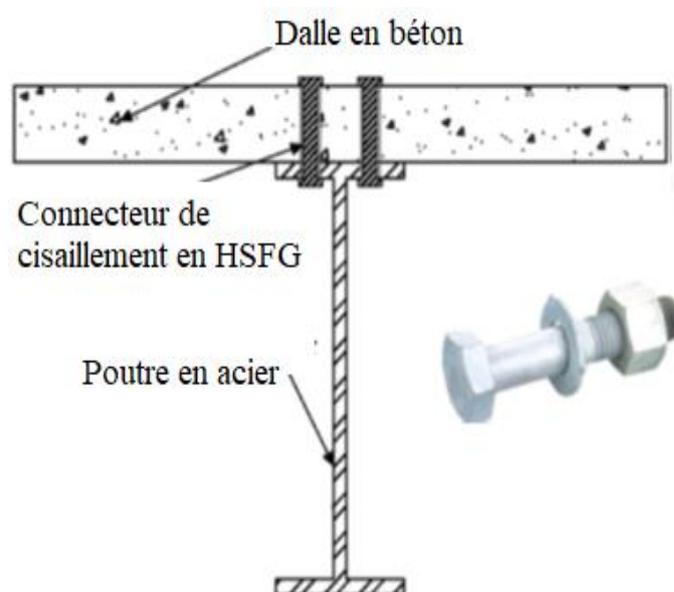


Figure 1. 16 Connecteurs avec des boulons à haute résistance au frottement HSFGB [15]

1.8.5. Connecteur de cisaillement développé à partir du reformage d'une partie du profilé en acier

Une nouvelle forme de connecteur de cisaillement résultant du reformage de la section de la poutre en acier formée à froid a été proposé par Nabil S. Mahmoud et al. Ce nouveau connecteur

de cisaillement a été déjà utilisé pour assurer l'action composite dans des poutres en acier composites formées à froid. La section en acier se compose de deux sections en U en acier formé à froid dos à dos qui sont reliés à des colonnes en béton armé à l'aide d'un nouveau connecteur de cisaillement, le nouveau connecteur de cisaillement est développé à partir du reformage d'une partie de la semelle du profilé en acier de manière à être noyée à l'intérieur du béton pour résister au glissement entre l'acier et le béton comme montre la figure (1.17).

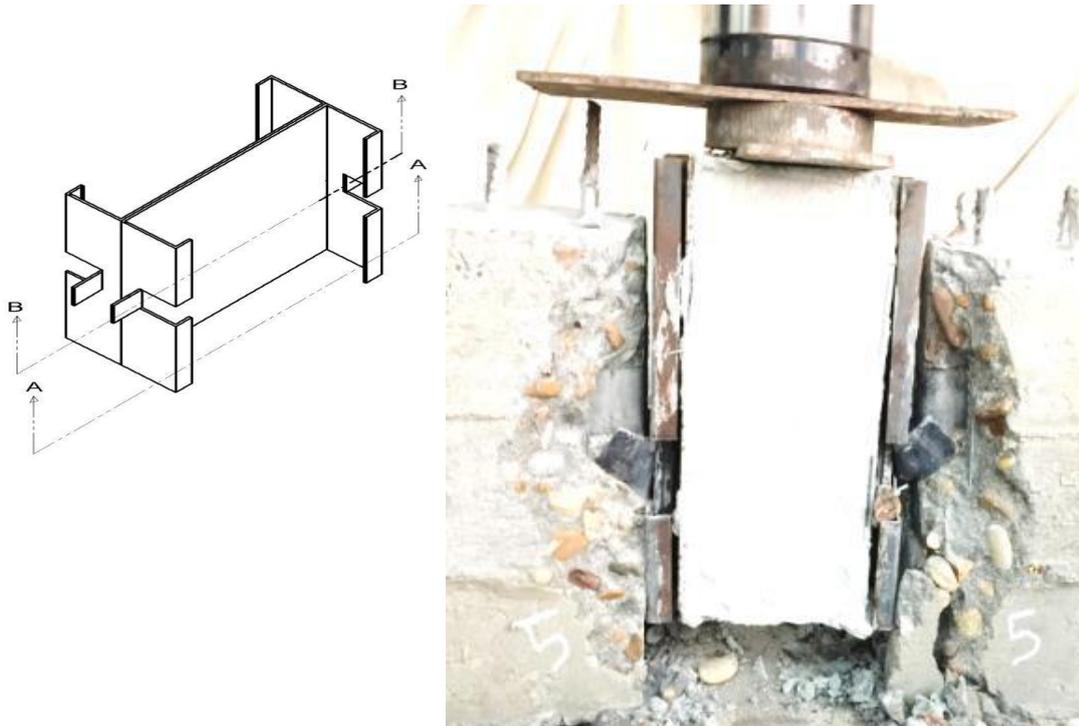


Figure 1. 17 Connecteurs développés à partir du reformage d'une partie de la poutre en acier [16]

Les résultats des test push-out ont montré que la ruine de la connexion de cisaillement se produit soit par écrasement du béton ou par cisaillement du connecteur en acier. Par ailleurs les essais ont montré que la résistance de la connexion augmente lorsque l'on augmente la résistance du béton à la compression, l'épaisseur des parois, la nuance d'acier des connecteurs ou la hauteur. encastrée du connecteur de cisaillement à l'intérieur de la dalle en béton [16].

1.8.6. Connecteurs en tube d'acier creux (HST) et à ouverture d'âme (WO)

Des connecteurs de cisaillement à tube d'acier creux (HST) et des connecteurs de cisaillement à ouverture d'âme (WO) sont comparées pour une utilisation dans un système à plancher mince [17]. Le HST qui est soudé à une poutre en acier perforée et le WO sont noyés dans une dalle de béton, (Figure 1.18). Les formes circulaire et carré des connecteurs

de cisaillement dans des essais pushout sous charge statique ont été comparés pour étudier le comportement au cisaillement du connecteur HST et WO.

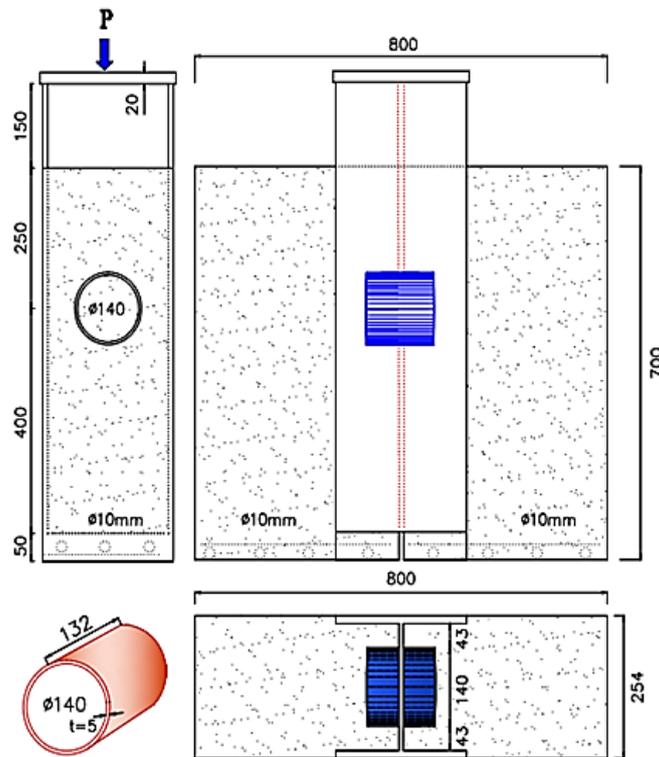


Figure 1. 18 Connecteurs en tube d'acier creux (HST) et à ouverture d'âme (WO) [17]

Les essais ont montré que la rupture des connecteurs de cisaillement CWO était due à la compression du béton de remplissage. Les forces de cisaillement élevées sont transmises au béton rempli par une fine âme de poutre en acier causant une ruine par rupture du béton. Dans les connecteurs HST, la rupture commence dans le béton sous le tube d'acier, suivi par la séparation entre le béton rempli et le béton environnant. Ceci montre que le tube en acier pourrait transmettre la force de cisaillement à la dalle en béton uniformément retardant ainsi la rupture du béton.

La résistance au cisaillement ultime des connecteurs de cisaillement HST est quasiment trois fois plus élevées que celles du WO. De plus, le comportement vis-à-vis du glissement des connecteurs de cisaillement WO montre moins de ductilité que les connecteurs HST [17].

1.8.7. Connecteur avec tube en acier

Le connecteur avec tube en acier (Figure 1.19) est proposé en tant que nouveau connecteur de cisaillement ayant montré de bonnes performances de résistance en composite. Des essais de poussée sur ce connecteur de cisaillement en position verticale et horizontale dans différents bétons renforcés ont été étudiés par Saeed Nasrollahi et al [18]. Les résultats des essais ont montré que l'utilisation de ces connecteurs est très efficace et économique lorsque

le cisaillement moyen requis varie entre 150 et 350 KN. Les modes de rupture dominants observés sont soit la rupture du bloc de béton (écrasement et fendage), soit la rupture par cisaillement du raccord de tuyau. Il a été observé que le tuyau horizontal n'est pas aussi efficace que le raccord de cisaillement de tuyau vertical et il n'est pas recommandé pour une utilisation pratique. De même les connecteurs de tuyau sont plus efficaces pour transmettre les forces de cisaillement que les connecteurs de C ou des goujons.



Figure 1. 19 Connecteurs en tubes d'acier [18]

1.9. Travaux de recherches concernant les connecteurs en forme I :

Un type de connecteur intéressant connu sous le nom de connecteur de cisaillement en « I » a été testé sous charge monotone. Des essais push-out ont été réalisés à l'Université de Coimbra au Portugal par L.F. Costa-Neves et al [19] sur des connecteurs de cisaillement en acier perforé de géométries variables. Deux géométries innovantes, l'I- Perforé et le 2T Perforé ont été testés. Les variables étudiées comprenaient la géométrie du connecteur de cisaillement et le ferrailage passant par les trous des connecteurs de cisaillement comme il est montré à la Figure 1.20.

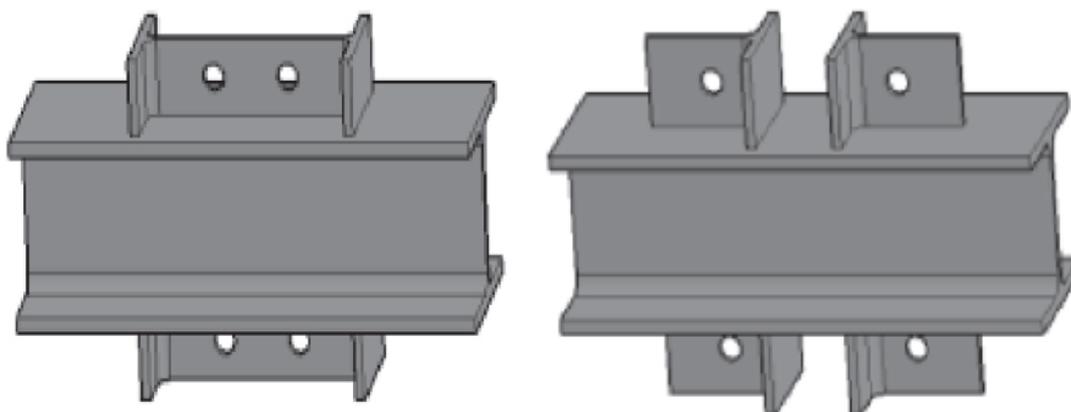


Figure 1. 20 Connecteurs en forme I et 2T perforés [19]

Titoum.M et Mazouz.A [20], [21] ont aussi conduit des recherches sur le comportement des connecteurs en forme I dans les poutres composites acier-béton. Les résultats des tests montrent que dans les poutres mixtes, des connecteurs en forme de I peuvent être utilisés pour transmettre les forces de cisaillement longitudinales et limiter le glissement interfacial entre l'acier et le béton. Dans ces travaux, la plus faible inertie du connecteur en forme de I a été utilisée pour résister à la force de cisaillement interfaciale comme montre la figure (1.21).

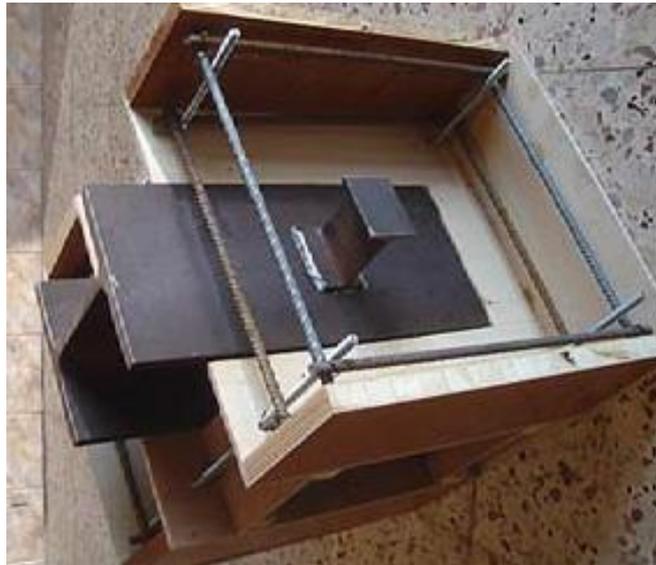


Figure 1. 21 Connecteurs en forme I [22]

En effet, dans des travaux antérieurs, le connecteur en forme de I était orienté de telle sorte que son axe d'inertie la plus faible était dirigé contre l'axe d'action de l'effort de cisaillement interfacial. 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, ce qui peut offrir une rigidité et une ductilité différentes et donc plus avantageux pour résister cisaillement et du glissement interfaciales.

1.10. Conclusion :

Des recherches antérieures et en cours sur les connecteurs de cisaillement dans les poutres mixtes acier-béton sont présentées dans ce chapitre. Une attention particulière est consacrée aux connecteurs de cisaillement soudés en forme « I » puisque c'est le sujet principal de cette thèse. À partir de la revue de la littérature, il a été constaté que des recherches antérieures sur les connecteurs en forme « I » ont été effectuées uniquement suivant deux orientations, 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. Par conséquent, il faut donc

étudier le comportement charge-glissement du connecteur de cisaillement en forme de I lorsqu'il prend différentes orientations dans le plan de la dalle de béton.

Cette thèse porte essentiellement sur le comportement des connecteurs de cisaillement en forme « I » en considérant différentes orientations sous chargement monotone. Les essais expérimentaux et l'analyse numérique seront présentés dans les chapitres suivants.

CHAPITRE 02 : Etude expérimentale des connecteurs en forme I avec différentes orientations

2.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons décrire la procédure expérimentale que nous avons utilisé pour étudier le comportement des connecteurs de cisaillement en forme I. Huit essais push-out ont été réalisés sous charge monotone afin de réaliser cet objectif. Ce chapitre comprend les dispositions nécessaires pour la réalisation du montage expérimental de l'essai push-out, les paramètres influençant le déroulement de l'essai, les instruments de mesure, les essais de caractérisation des matériaux y compris ceux utilisés pour la formulation. Les résultats des tests obtenues en terme charge-flèche sont présentés et commentés. Le principal paramètre étudié dans cette étude expérimentale était l'orientation du connecteur de cisaillement en I, ou quatre positions différentes du connecteur dans la dalle en béton armé seront testé pour déterminer la meilleure orientation du connecteur qui donne la meilleure résistance au cisaillement et le meilleur comportement des poutres composites acier-béton.

2.2. Description des éprouvettes :

Dans cette étude les quatre orientations des axes des connecteurs par rapport à l'axe longitudinal de la poutre en acier sont illustrées sur la figure 2.1. Dans la première configuration dénommée P01, l'axe vertical de symétrie de la section droite du connecteur (z) est perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre (Z) et l'axe horizontal de symétrie de la section du connecteur (y) est parallèle à l'axe longitudinal de la poutre (Figure 2.(a)). Cette configuration a été étudiée par Mazoz, et Titoum [20]. La deuxième configuration P02 est similaire à P01 mais l'axe horizontal de symétrie de la section du connecteur (y) est perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre (Figure (2.1(b))). Dans la troisième configuration dénommée P03, l'axe horizontal de symétrie de la section droite du connecteur (y) est perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre et l'axe vertical de symétrie de la section du connecteur (z) est parallèle à l'axe longitudinal de la poutre (Figure 2.1(c)). Dans la quatrième configuration dénommée P04, l'axe horizontal de symétrie de la section droite du connecteur (y) est parallèle à l'axe longitudinal de la poutre et l'axe vertical de symétrie de la section du connecteur (z) est perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre (Figure 2.1(c)).

Le dispositif d'essai de cisaillement Push-out utilisé dans cette étude est conforme à celui décrit dans l'Eurocode 4 [1]. Chaque éprouvette utilisée dans les essais de poussée se compose de deux dalles en béton armées identiques, une poutre en acier et des armatures longitudinales et transversales. Le dispositif d'essai ainsi que les caractéristiques géométriques des éprouvettes sont montrés sur la figure 2.3.

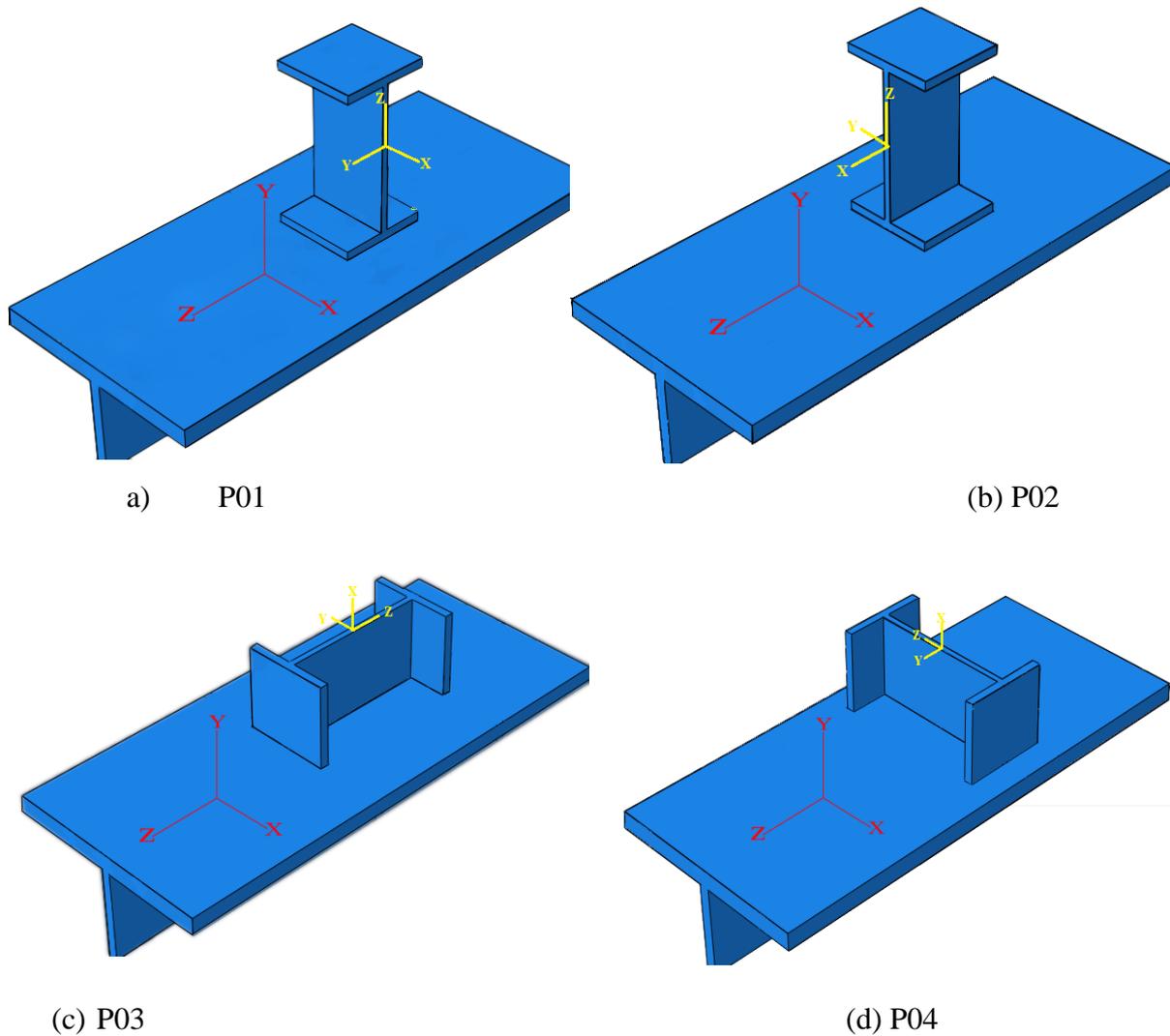


Figure 2. 1 : Différentes orientations du connecteur en forme I

La dalle de béton est de dimensions $(36 \times 32 \times 12 \text{ cm}^3)$ et renforcée par des armatures $4\Phi 8$ dans les deux sens. Les poutres en acier sont constituées par des profilés laminé à chaud HEB160.

Les connecteurs de cisaillement sont constitués de profilés laminés à chaud IPE120 (Figure 2.3).

Les dimensions standard de l'ensemble de l'éprouvette sont présentées sur la figure (2.2). Deux classes de béton C20 / 25 et C30 / 37 correspondant aux résistances à la compression visées de 20 MPa et 30 MPa respectivement ont été adoptées.

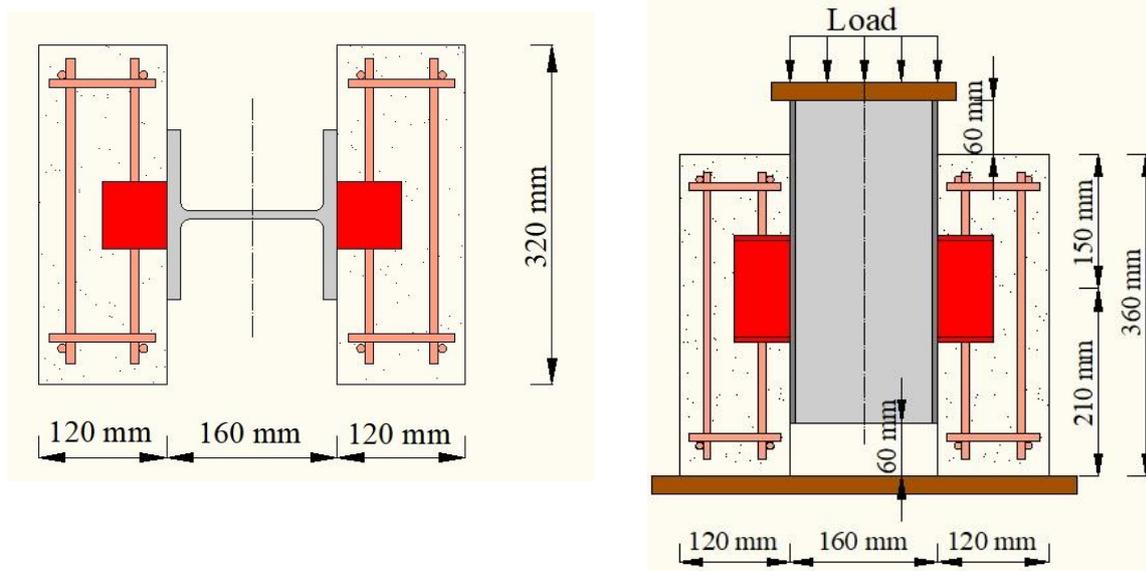


Figure 2. 2 : Caractéristiques géométriques des éprouvettes dans la configuration P03

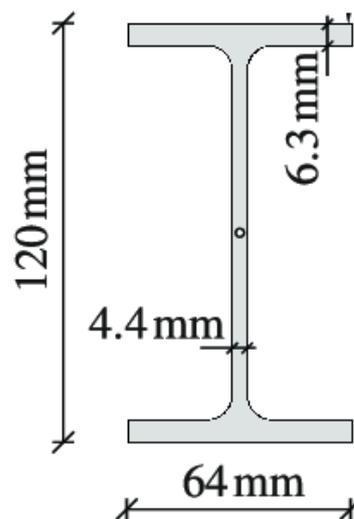


Figure 2. 3 : Section transversale des connecteurs de type IPE 120

2.3. Préparation des échantillons :

Les spécimens de poussée ont été fabriqués en utilisant une poutre en HEB160, Des poutrelles HEB laminées à chaud de 6 m de long ont été découpées en petit tronçons de 360 mm, comme il est montré sur la figure 2.4. De même une poutrelle IPE 120 a aussi été découpé à l'aide d'une scie à ruban en acier pour la confection des connecteurs ayant des longueurs appropriées. Les connecteurs ont ensuite été soudés aux semelles des poutres par un soudeur certifié. Les soudures ont été effectuées en utilisant un poste à souder à l'arc standard (Soudage à la baguette) comme indiqué sur la figure 2.4. Les électrodes utilisées sont Type ESAB (E6013) de 3,2 mm de diamètre et de 350 mm de long, avec des propriétés mécaniques de 400 MPa de limite

d'élasticité et Résistance ultime de 510 MPa. Le poste de soudure de marque TR-250-HF a été utilisé. Comme indiqué précédemment, pour tous les échantillons pushout, la distance entre l'âme du connecteur en IPE120 et l'extrémité inférieure de la dalle de béton, c'est-à-dire la distance d'extrémité, a été maintenue constante. Une soudure continue sur toute la longueur du connecteur a été adoptée afin de d'éviter toute rupture par écoulement du joint de soudure.

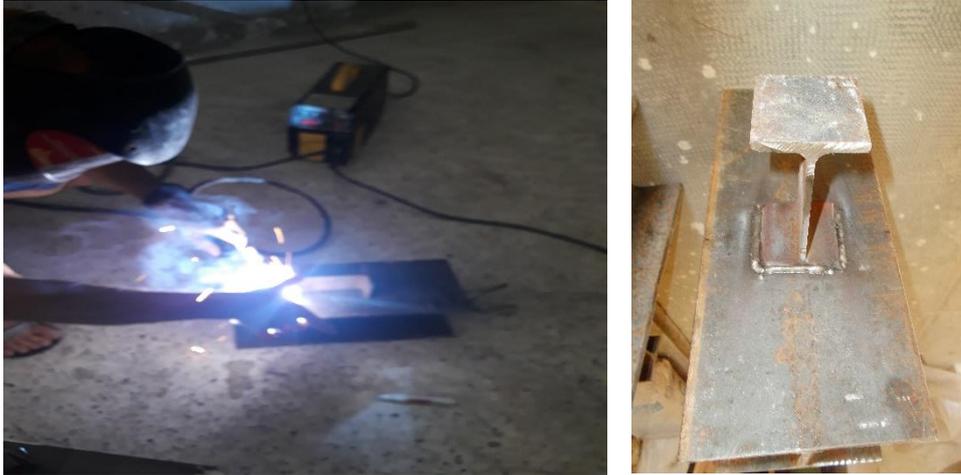


Figure 2. 4 : Préparation des spécimens pushout



Figure 2. 5 : Huilage de la poutre métallique

Après le soudage des connecteurs en IPE120 et les profilés en acier HEB160 ont été huilé au niveau des surface des semelles des HEB160 conformément aux spécifications de l'Eurocode 4, comme le montre la figure 2.5.

Des coffrages en bois ont été préparés en tenant compte des dimensions de la dalle en béton armé. Soit 320mm de largeur et 360mm de longueur par 120mm de hauteur, une ouverture rectangulaire légèrement plus grande que la largeur de la semelle de HEB160 a été réalisé à l'emplacement du connecteur en IPE120.



Figure 2. 6 : Préparation du coffrage

Des barres d'acier à haute adhérence de 8 mm de diamètre ont été utilisées comme armature de la dalle en béton. Les armatures transversales sont des cadres de 280 par 80 mm² comme il est montre sur la figure 2.7.



Figure 2. 7 : Préparation du ferrailage

Après l'opération d'huilage commence le soudage des connecteurs au niveau des semelles des poutres puis la mise en place du ferrailage de la dalle. Une fixation en bois a été réalisée de part et d'autre du coffrage pour maintenir la distance entre les deux dalles respectées.

Des éprouvettes cylindriques ont été préparé afin de caractériser le béton avant le coulage.



Figure 2. 8 : Emplacement des composantes de l'essai

2.4. Résumé des échantillons testés :

Le programme expérimental est composé de huit éprouvettes pushout, toutes les éprouvettes testées sont présentées dans le tableau 2.1,

Tableau 2. 1 Détails des spécimens pushout testés

Positions	Spécimens	Connecteur		Dalle de béton		Resistance à la compression du béton ciblé F_{cu} (Mpa)
		Profile	L (mm)	Nuance d'acier (Mpa)	Armatures	
P01	P01-A	IPE120	60	235	4 Φ 8	20
	P01-B	IPE120	60	235	4 Φ 8	30
P02	P02-A	IPE120	60	235	4 Φ 8	20
	P02-B	IPE120	60	235	4 Φ 8	30
P03	P03-A	IPE120	60	235	4 Φ 8	20
	P03-B	IPE120	60	235	4 Φ 8	30
P04	P04-A	IPE120	60	235	4 Φ 8	20
	P04-B	IPE120	60	235	4 Φ 8	30

Deux paramètres, notamment la position du connecteur de cisaillement en forme I à l'intérieur de la dalle de béton, et la résistance à la compression du béton, ont été utilisés pour étudier le comportement des connecteurs de cisaillement en IPE120 dans les structures composites.

2.5. Essais sur les matériaux utilisés :

Avant d'entamer les essais pushout il est nécessaire de déterminer les propriétés des matériaux utilisés. Des essais de traction simple ont été effectués sur des éprouvettes prélevées sur les connecteurs en IPE120, et les armatures pour déterminer les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés. Deux formulations de béton ont été réalisées afin d'obtenir des bétons de classe C20/25 et C30/37. Dans ce paragraphe les essais de caractérisation des matériaux entrant dans la composition du béton sont présentés.

2.5.1. Essais sur béton :

La formulation de la composition des bétons est définie par la méthode de Dreux-Gaurisse [23] basée sur l'analyse granulométrique (sable et différentes fractions de gravier).

- **Premier 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 2.2 ci-dessous représente les dosages des matériaux du premier mélange :

Tableau 2. 2 Les dosages des matériaux du premier mélange

Constituants	Pourcentage (%)	Volume (L)	Masse volumique spécifique absolue (g/cm ³)	Masse volumique apparente(g/cm ³)	La masse de 1m ³ de béton (kg)	Poids des 03 éprouvettes cubique normalisé (kg)	Poids des 08 spécimens en deux paires cubiques (kg)
Ciment	-	112.9	3.1	-	350	3.5	29.1
Sable	34	246.4	2.5	1.545	381	3.9	31.7
G3/8	10	66.6	2.5	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

- **Deuxième mélange :**

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 donc :

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

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

$D_{adj} = 350 * 1/100 = 3.5$ litres/1m³ de béton préparé

- **Confection des éprouvettes cylindriques :**

Une fois les éprouvettes cylindriques confectionnées, des essais de compression simple sont effectués à 28 jours à l'aide d'une presse hydraulique de capacité maximale de 2000 KN à une vitesse de chargement constante. Les résultats sont présentés dans le tableau 2.3

Tableau 2. 3 Résultats de compression du béton à 28 jours

	Classe de béton visée	Résistance à la compression Mesurée à 28j (f_{c28}MPa)		
Mélange 01	C20/25	21.985	21.904	21.341
Moyenne	-	21.74		
Mélange 02	C30/37	30.489	29.435	28.882
Moyenne	-	29.60		

2.5.2 Essais sur le connecteur de cisaillement :

Trois essais sur des coupons prélevés des connecteurs ont été menés pour déterminer les propriétés mécaniques de l'acier des connecteurs de cisaillement. Le découpage est effectué en forme d'os de chien, comme il est illustré sur la figures 2.9 conformément aux recommandations de l'annexe D de la norme BS EN ISO 6892-1 [24] pour les essais de traction sur coupon à l'aide de la machine IBERTEST. La figure (2.20) illustre également les dimensions des éprouvettes. Les éprouvettes ont une zone utile de longueur L_0 et de largeur 20 mm et une zone d'extrémité de largeur 40mm utilisé pour immobiliser l'éprouvette durant l'essai.

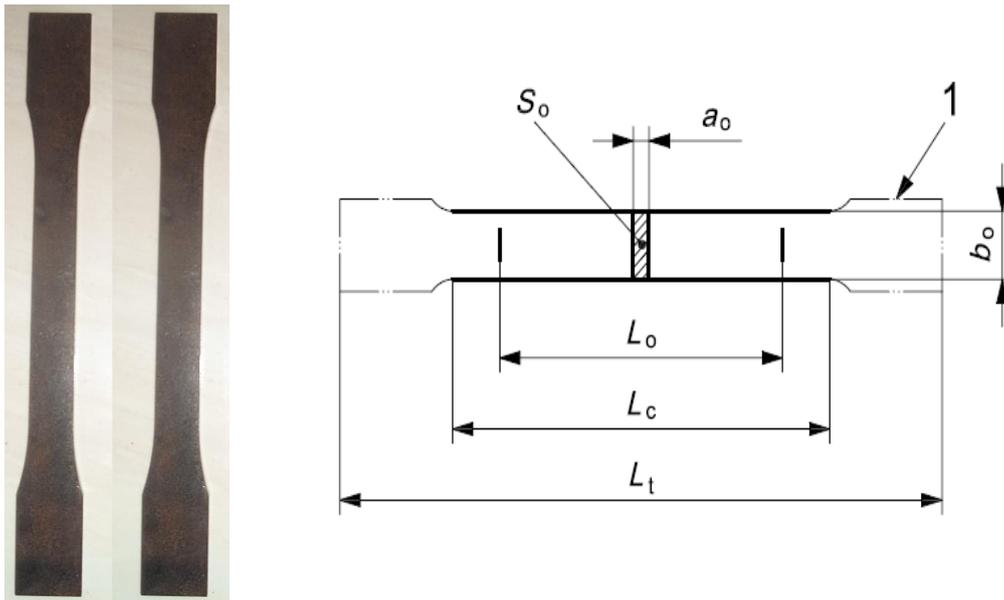


Figure 2. 9 : Coupons du connecteur IPE120 pour essai de traction

a_0 : Épaisseur d'origine d'une éprouvette plate ou épaisseur de paroi d'un tube qui est de 4.4 mm pour le IPE120.

b_0 : Largeur d'origine de la longueur parallèle d'une éprouvette plate prise égale à 20 mm.

L_0 : Longueur de jauge d'origine prise égale à 80 mm.

L_c : Longueur parallèle prise égale à 120 mm.

L_t : Longueur totale de l'éprouvette est de 280 mm.

S_0 : Section transversale d'origine de la longueur parallèle.

1 : extrémités pincées.

La procédure de l'essai adoptée pour tester le coupon est énumérée ci-dessous :

Étape 1 : Préparation de l'échantillon

Les échantillons sont préparés conformément à la norme BS EN ISO 6892-1 [24] pour les connecteurs de cisaillement en IPE120, comme illustré dans la figure (2.9). Les éprouvettes sont découpées en longueur de 280 mm. Ensuite nettoyez la surface et mesurez la section transversale d'origine (trois sections transversales, en utilisant des valeurs moyennes pour minimiser les erreurs de mesure, comme recommandé dans la norme BS EN ISO 6892-1 [24], en fonction de la forme de la section transversale, de l'épaisseur et de la largeur. Puis marquer la longueur de jauge d'origine, la longueur parallèle et les positions de la jauge de contrainte (les jauges de contrainte se situent à mi-longueur, des deux côtés des éprouvettes) en utilisant des lignes fines ou des lignes tracées ; mesurer la longueur de jauge et la longueur parallèle. Et enfin nettoyer à nouveau la surface, puis fixer des jauges de contrainte dans le sens longitudinal des éprouvettes.

Étape 2 : configuration

Serrez l'extrémité de pré tension supérieure d'une éprouvette, assurez-vous que l'éprouvette est verticale ou alignée avec la direction d'application de la charge.

Étape 3 : pré-chargement

Appliquer à l'éprouvette une charge de traction inférieure à une valeur correspondant à 5 % de la limite d'élasticité attendue. Ensuite observer le chargement, l'extension et les déformations, s'assurer que les courbes de chargement en fonction de l'extension sont correctes et que les jauges de contrainte fonctionnent bien. Puis décharger l'éprouvette, régler le chargement, l'extension et les déformations à zéro.

Étape 4 : Procédure de chargement

Le taux de chargement des essais de traction est contrôlé par le taux de séparation de la traverse à une vitesse égale au taux de déformation souhaité multiplié par la longueur parallèle ; dans la plage initiale du début à la fin de la production, le taux de déplacement est de 0,005 mm/s (le taux de déformation estimé est de 0,00007/s) ; après l'étape de plastification, cette vitesse augmente jusqu'à une valeur constante de 0,2 mm/s (la vitesse de déformation estimée est de 0,00286/s) conformément aux vitesses de déformation spécifiées données dans la norme BS EN ISO 6892-1[24].

La relaxation des contraintes est appliquée deux fois au cours des essais de traction réalisés en suspendant le chargement pendant 100 s à chaque fois pour obtenir les propriétés statiques du matériau ; le premier point de maintien est pendant la phase de plastification et le deuxième point de maintien est proche de la résistance ultime. Et enfin Arrêter l'essai après fracturation complète de l'éprouvette ; extraire les données d'essai de charge et de déformations ; retirez les deux pièces de la machine d'essai, mesurez à nouveau la longueur de référence et la longueur parallèle ainsi que la section transversale fracturée.

Le tableau 2.4 donne les valeurs moyennes mesurées du module d'Young E, de la limite élastique f_y ainsi que de la contrainte ultime f_u .

Tableau 2. 4 Propriétés mécaniques de l'acier des connecteurs

Type	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (MPa)
IPE120 l'âme	234,79	358,38	207843

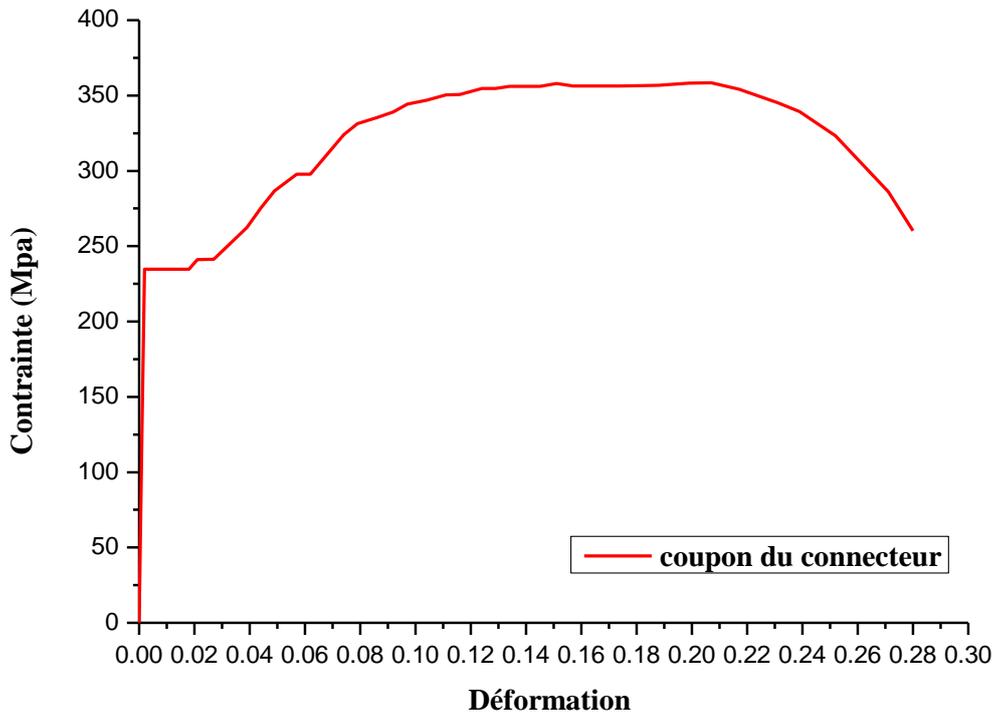


Figure 2. 10 : Courbe de traction des connecteurs en IPE120

2.5.3 Essais sur les armatures

Les propriétés mécaniques des barres d'armature en acier de diamètre 8 mm ont été établies par des essais de traction simple sur trois éprouvettes ayant une longueur de 250 mm. Ces essais ont été effectués à l'aide de la machine d'essai universelle IBERTEST. La courbe contrainte - déformation de traction est illustrée sur la Figure 2.11.

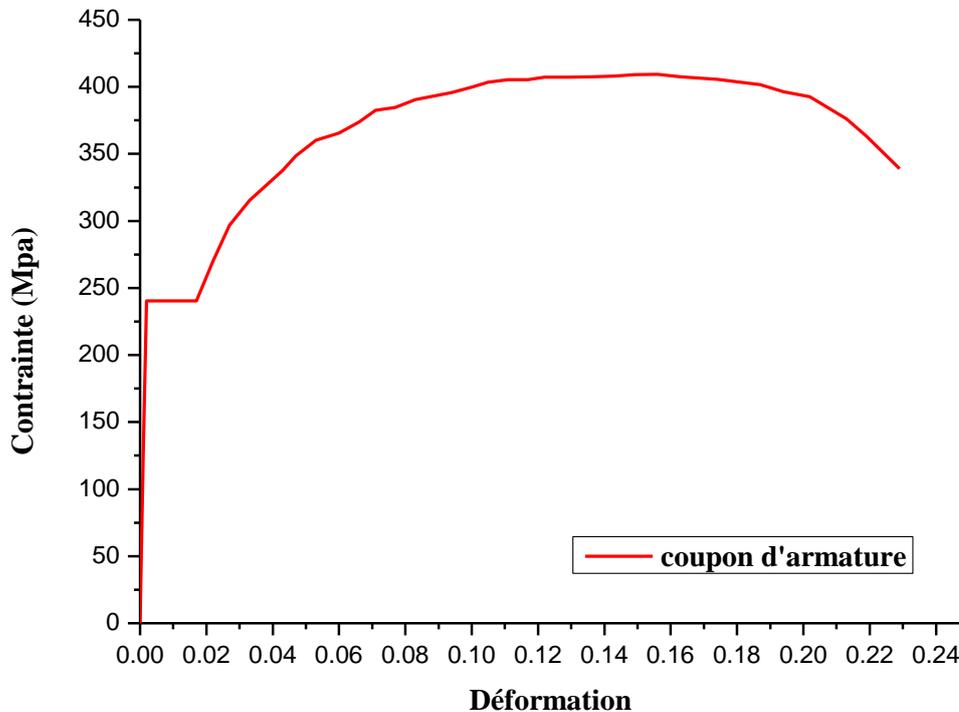


Figure 2. 11 : Courbe de traction sur les armatures

2.6 Configuration du test et instrumentations

Afin d'éviter la distinction de la résistance à la compression du béton d'une dalle à l'autre, les dalles de toutes les éprouvettes de poussée ont été coulées verticalement ; comme montre la figure (2.12), l'effet de frottement à l'interface acier-béton a été éliminé en huilant les semelles de HEB avant de couler les dalles.

Lors du coulage du béton, quatre cylindres en béton de 160 mm de diamètre et 320 mm de longueur ont été coulés à partir du mélange de béton. Ces spécimens de béton ont été testés pour la résistance à la compression le même jour que les essais de poussée.



Figure 2. 12 : Coulage des spécimens pushout

Le programme expérimental considère huit spécimens. Tous les échantillons testés sont indiqués dans le tableau 2.5.

Tableau 2. 5 Resistance à la compression des bétons

Séries	Fc (Mpa)	Fc (Mpa) Moyenne
Série A	21,98	
	19,538	
	20,077	20,487
	20,354	
Série B	28,882	
	29,435	
	30,143	30,037
	31,689	

2.6.1 Configuration du test

La Figure (2.13) montre la configuration complète du pushout test, y compris les positions du capteur de force, le transformateur linéaire variable pour la mesure des déplacements linéaire et du vérin hydraulique. L'échantillon a été placé sur le banc d'essai sous le centre d'un vérin hydraulique d'une capacité de 600 KN. Une plaque en acier de 2 cm d'épaisseur a été placée entre le vérin hydraulique et la section en acier de HEB 160 pour répartir la charge uniformément sur l'échantillon.



Figure 2. 13 : Configuration de l'essai pushout

2.6.2 Enregistrement du déplacement

Chaque spécimen testé est équipé d'un capteur de déplacement linéaire LVDT (de l'anglais Linear Variable Differential Transformer) aussi près que possible des connecteurs pour mesurer la séparation transversale entre le profilé en acier et chaque dalle en béton. Les capteurs sont reliés à une centrale d'acquisition qui transmet les données à un logiciel pour enregistrement et visualisation.



Figure 2. 14 : Mesure du déplacement

2.6.3 Procédure de chargement

On commence par appliquer un chargement préliminaire monotone à l'aide d'un servo-vérin piloté en force. Le chargement est appliqué par incréments de charges de 5 KN pendant une durée de 5 minutes jusqu'à atteindre 40 % de la charge de rupture prévue. La charge de rupture prévue a été déterminée à l'aide des formules de l'Eurocode 4 [1] pour les connecteurs de cisaillement soudés des poutres mixtes. La phase suivante consiste à effectuer le chargement en utilisant un pilotage en déplacement avec une vitesse constante de 0,2 mm/min jusqu'à la ruine. Le pilotage en déplacement permet de poursuivre l'essai au-delà de la charge maximale et obtenir la partie descendante de la courbe charge-glissement.

2.7 Résultats expérimentaux :

La charge ultime (P_{test}), le déplacement ultime (Δ_{test}), les modes de rupture et les courbes charge – glissement pour chaque éprouvette testée sont les principaux résultats obtenus à partir des essais expérimentaux de poussée. Les résultats obtenus seront présentés et discutés en détail dans cette section.

2.7.1 Position 01 :

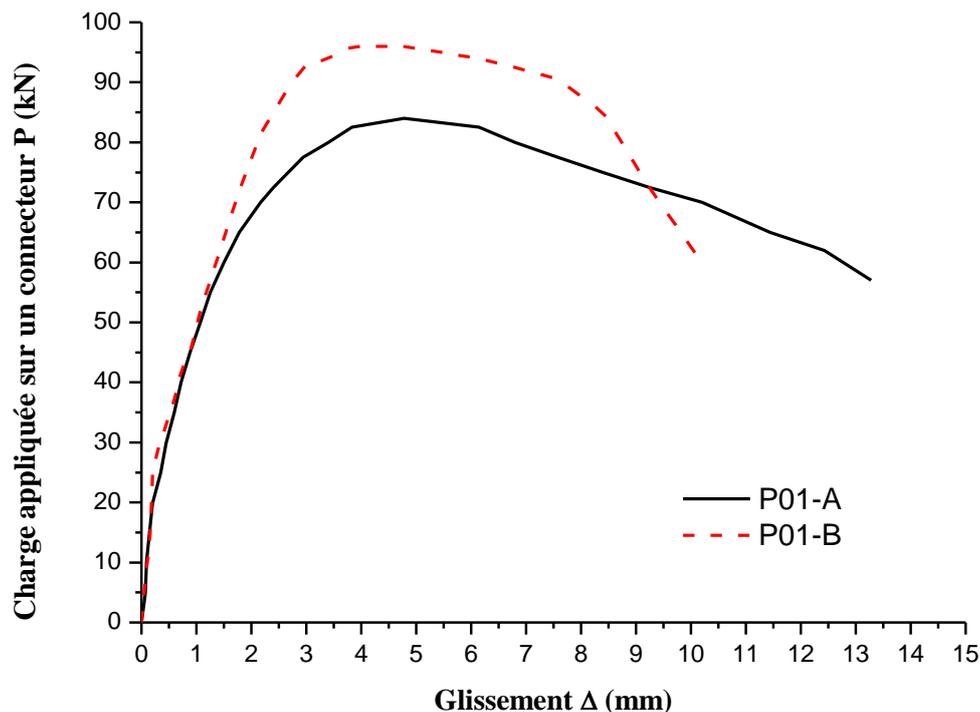


Figure 2. 15: courbe charge-glissement pour la position P01 du connecteur en IPE120

Les éprouvettes P01-A et P01-B avec connecteurs en IPE120 orienté selon la position P01 ont été testé. La résistance à la compression du béton est de 20,487 MPa pour le premier mélange de l'échantillant P01-A et de 30,037 MPa pour le second P01-B. Les premières fissures à la surface des dalles de béton sont apparues autour du connecteur comme le montre la figure (2.16) pour une charge de l'ordre de 80 kN par connecteur pour P01-A et aux alentours de 87 kN pour P01-B. Par conséquent, la capacité de cisaillement réelle de l'éprouvette P01-A est de 84 kN et 96 kN pour P01-B. L'essai s'est terminé lorsque les dalles de béton se sont fendues complètement.



Figure 2. 16 : Fissures dans les tests P01

2.7.2 Position 02 :

Lors des essais de la deuxième position P02 du connecteur en IPE120, de petites fissures ont été observées sur la surface extérieure des dalles de béton pour une charge d'environ 65 kN par connecteur de cisaillement, mais elles ne se sont pas propagées à l'intérieur de la dalle de béton en raison de la fragilité du connecteur dans cette position. Les résultats des deux essais n'ont pas été aussi satisfaisant que ceux obtenus lors des essais sur les spécimens P01-A et P01-B. La ruine des deux éprouvettes s'est produite par cisaillement des connecteurs, comme le montre la figure (2.18). Les courbes charge-glissement des éprouvettes P02-A et P02-B sont représentées dans la figure (2.17). Les charges de rupture mesurées des éprouvettes P02-A et P02-B sont respectivement égales à 78,9 kN et 95,6 kN par connecteur. A la ruine des glissements égaux à 11,31 mm et 8,11 mm ont été enregistrées respectivement pour les éprouvettes P02-A et P02-B.

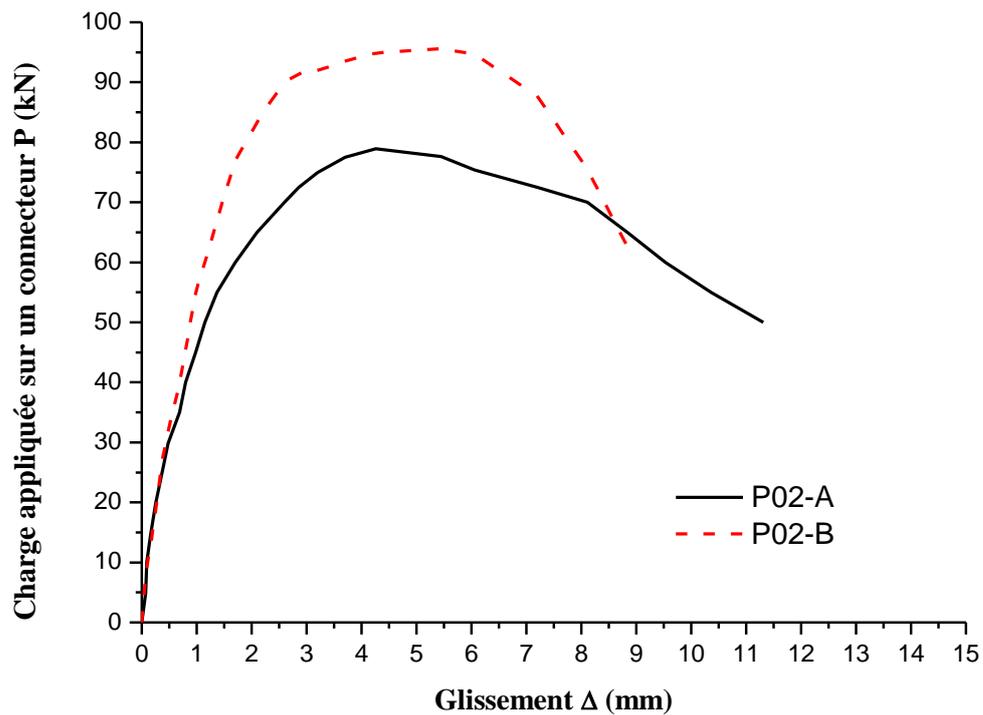


Figure 2. 17 : Courbe charge-glissement pour la position P02 du connecteur en IPE120



Figure 2. 18 : Cisaillement du connecteur dans la position P02

2.7.3 Position 03 :

La position P03 a été utilisée dans les échantillons P03-A et P03-B avec des connecteurs de cisaillement en IPE120 dans la dalle de béton composite, les deux résistances des bétons ont toujours été testés.

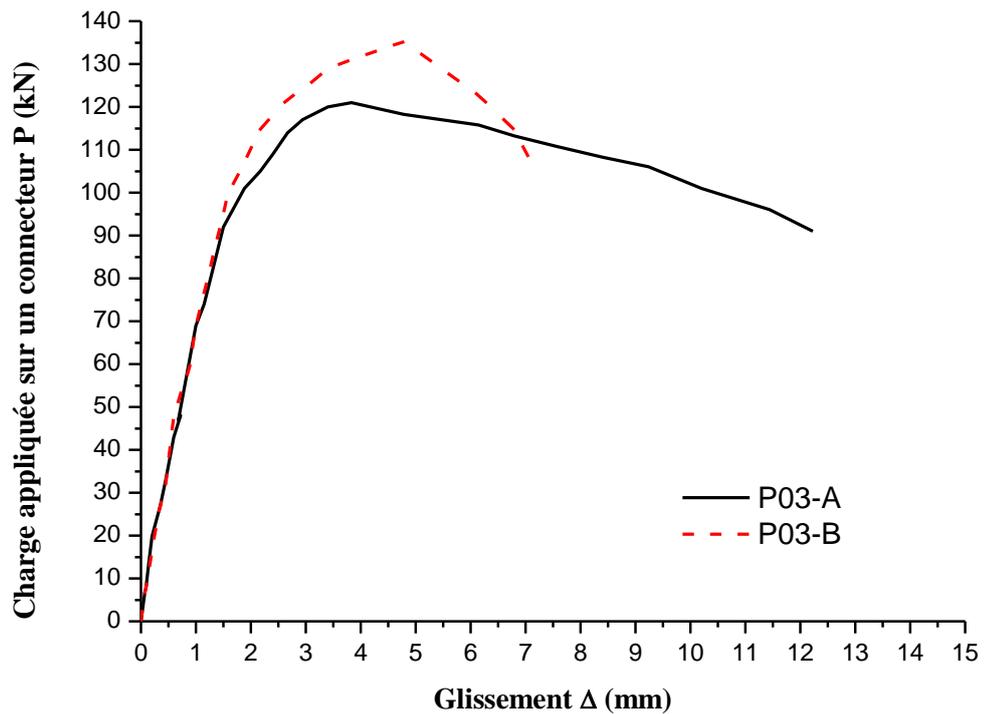


Figure 2. 19 : Courbe charge-glissement pour la position P03 du connecteur en IPE120

Dans chaque dalle de béton composite a été adopté pour les éprouvettes P03-A et P03-B. La charge a été appliquée lentement et des fissures initiales ont été remarquées à une charge d'environ 110 kN par connecteur de cisaillement à la surface extérieure de la dalle de béton. Ces petites fissures initiales ne sont propagées profondément à l'intérieur de la dalle avec une augmentation de la charge appliquée. Les deux échantillons se sont rompus avec fissuration et écrasement de la dalle de béton, comme illustré à la figure (2.20).

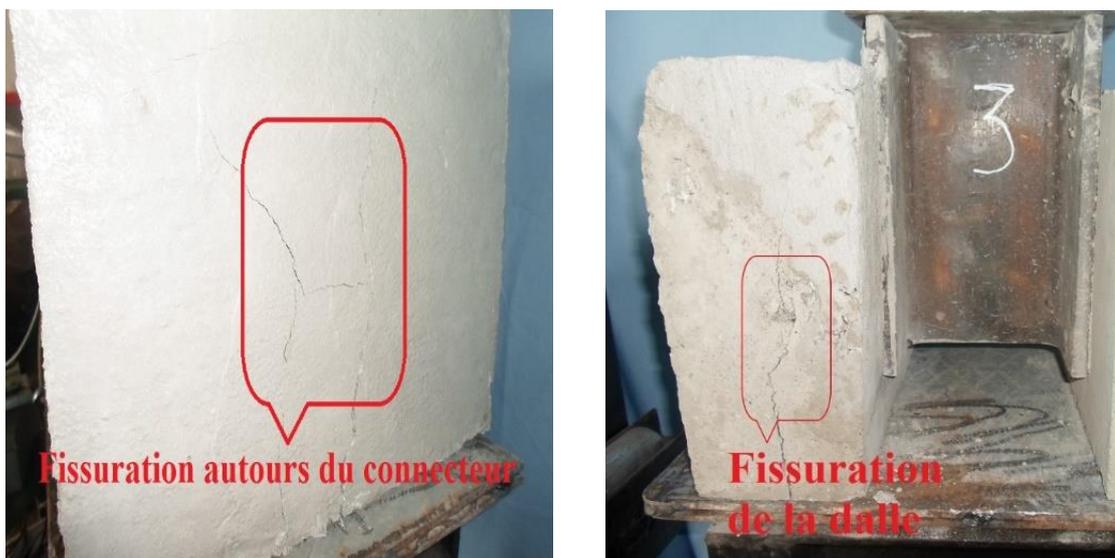


Figure 2. 20 : Fissuration de la dalle dans la position P03

La figure (2.19) présente les courbes de comportement charge-glissement des éprouvettes P03-A et P03-B. Les deux spécimens ont montré un comportement cohérent jusqu'à la charge de 90 kN par connecteur. Le comportement dans la partie plastique est légèrement différent. Cela pourrait être l'effet de la résistance du béton.

Les deux échantillons ont montré un comportement très ductile et ils ont rempli la limite ductile de 6 mm de glissement. Les capacités de cisaillement maximales de P03-A et P03-B étaient de 121 kN par connecteur et 135,25 kN par connecteur et un glissement de 12,23 mm et 7,28 mm respectivement.

2.7.4 Position 04 :

Les courbes de comportement charge-glissement et les capacités de cisaillement ultimes illustrées à la figure (2.21) pour les éprouvettes d'essai de poussée P04-A et P03-B sont différentes. La différence de capacité de cisaillement ultime pourrait être due à l'effet de la résistance à la compression du béton, car la résistance du béton de P04-B était d'environ 50 % supérieure à celle de P04-A selon les essais d'écrasement des éprouvettes cylindriques.

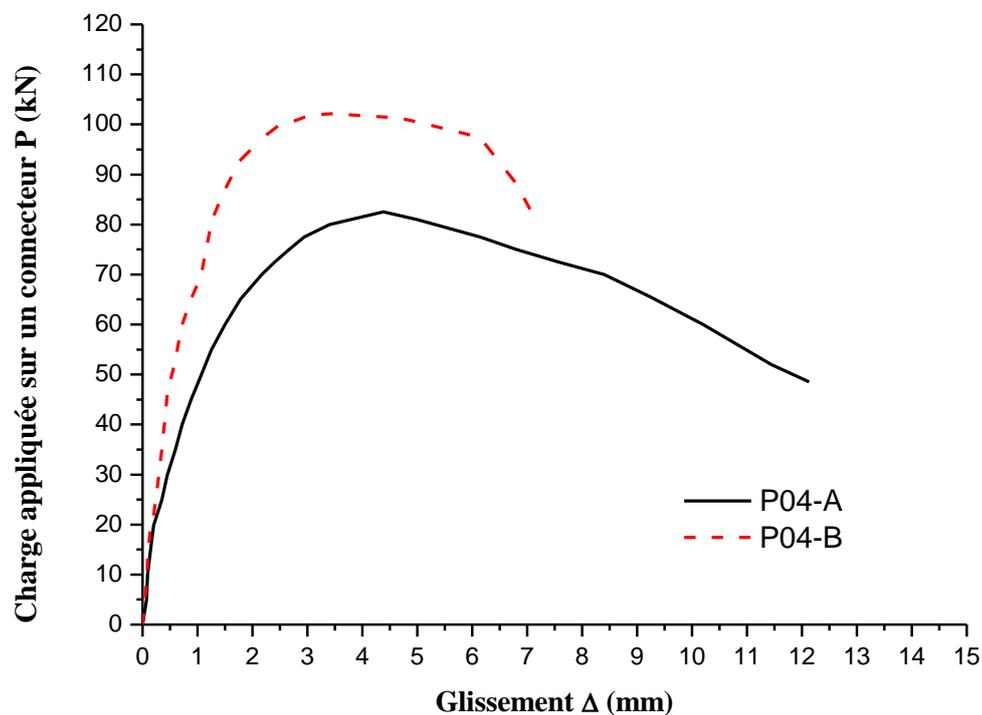


Figure 2. 21 : courbe charge-glissement pour la position P04 du connecteur en IPE120

Les spécimens P04-A et P04-B avaient un connecteur en IPE120 orienté selon la position P04 dans chaque dalle de béton composite. Les deux échantillons se sont rompus avec fissuration et écrasement du béton, comme le montrent la figure (2.22)



Figure 2. 22 : Ecrasement du béton dans la position P04

2.7.5 Comparaison entre les différentes positions étudiées :

Une discussion et comparaison des résultats des essais pushout sont décrits dans cette partie. Il comprend le comportement charge-glissement, la capacité portante de la connexion au cisaillement, la ductilité, la rigidité et les modes de ruine des structures composites avec des connecteurs de cisaillement en I. En outre, l'effet la position du connecteur en I et de la résistance à la compression du béton, sont également abordés dans cette partie. De plus, les résultats des essais pushout sont discutés et comparés.

2.7.5.1 Comportement charge-glissement :

Dans tous les spécimens des essais pushout, la relation charge-glissement a été enregistrée pour les deux dalles, puis on a tiré la charge appliquée sur un connecteur en divisant la charge appliquée sur les deux connecteurs.

Toutes les courbes charge-glissement ont des parties élastiques et plastiques claires. Dans la région élastique, les courbes charge-glissement montrent une relation presque linéaire pour tous, mais dans la région plastique, le glissement augmente et la rigidité diminue rapidement.

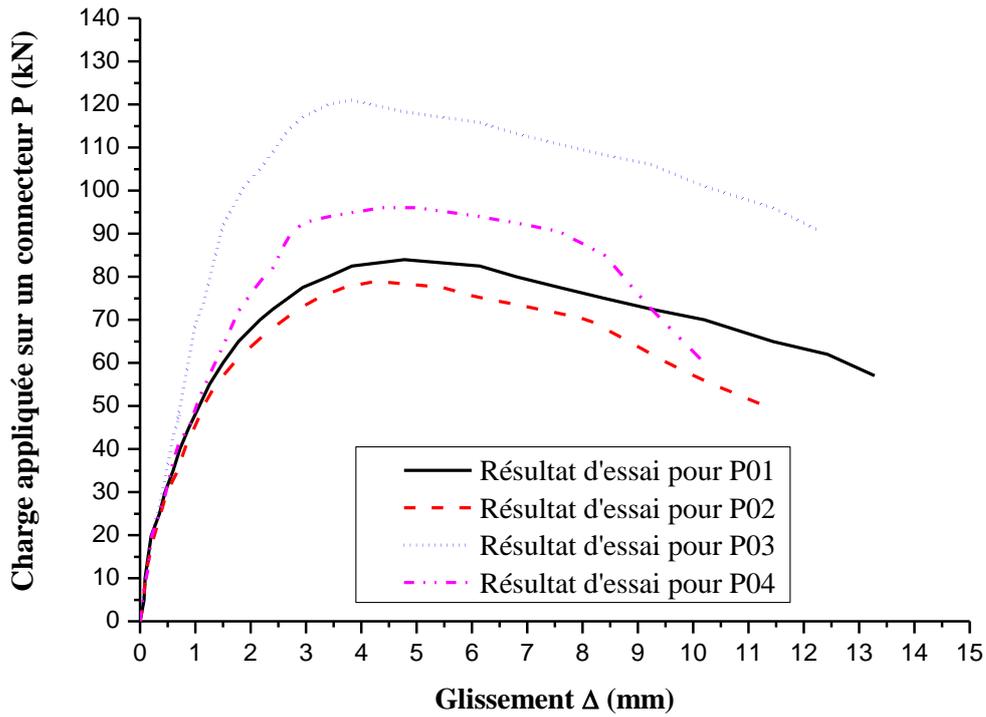


Figure 2. 23 : Résultats expérimentaux pour béton C20/25

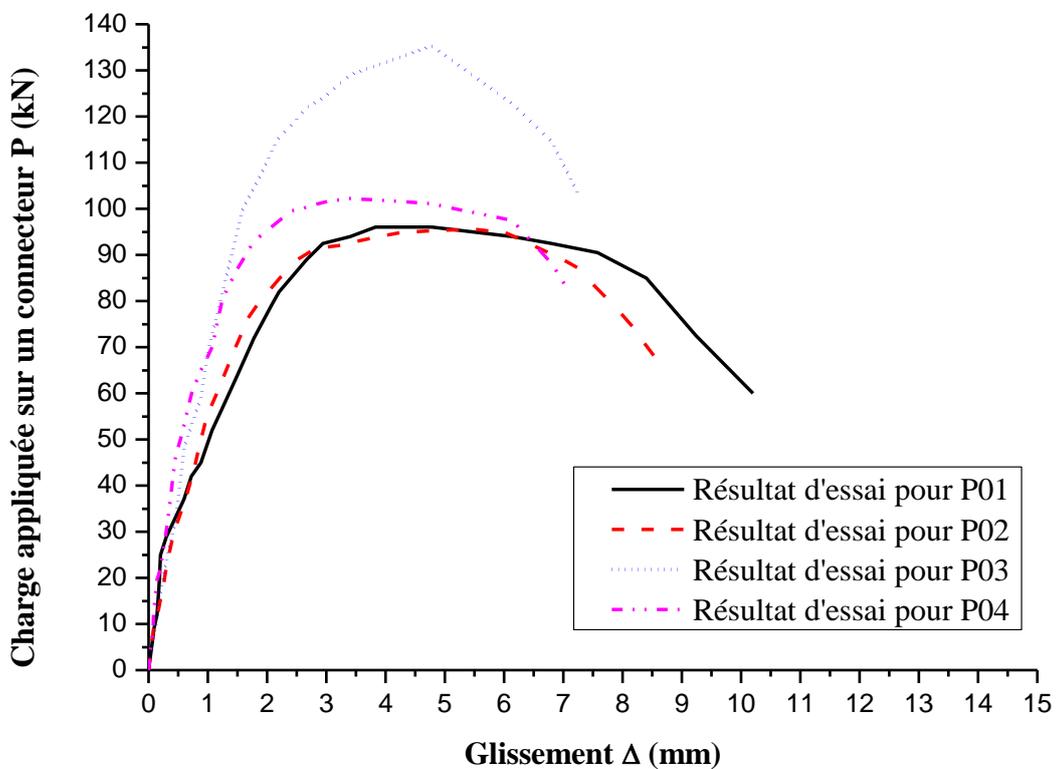


Figure 2. 24 : Résultats expérimentaux pour béton C30/37

2.7.5.2 Capacité portante :

La relation obtenue entre la charge appliquée et le glissement interfacial enregistré pour tous les échantillons testés est représentée sur la figure (2.23) et la figure (2.24). Il est facile de remarquer d'après les résultats obtenus énumérés dans le tableau 2.6 qu'il existe une orientation privilégiée pour laquelle la capacité portante d'un connecteur de cisaillement en forme I est nettement plus grande que celle de toutes les autres orientations testées dans les deux classes de béton. Les résultats des tests montrent que pour la classe de béton C20 / 25, la charge ultime P_{test} augmente de 44,05% avec le changement d'orientation du connecteur de la configuration habituelle P01 où la capacité portante est de 84 KN à la troisième configuration P03 où la capacité portante obtenue est de 121 KN. Un résultat similaire a été obtenu pour la classe de béton C30 / 37 où le gain de résistance augmente de 40,89% avec le changement d'orientation du connecteur de P01 (96,0 KN) à P03 (135,25 KN), voir tableau 2.6. Le pourcentage est mesuré par rapport à l'orientation habituelle P01. De plus, la différence entre la charge ultime P_{test} dans les configurations P01, P02 et P04 est insignifiante pour la classe de béton C20 / 25. Cependant, pour les résultats d'essais avec la classe de béton C30 / 37, la différence entre la charge ultime en configuration P01 et P02 est insignifiante alors que P04 présente une augmentation (10,02%) par rapport à P01.

Par contre, avec l'augmentation de la classe de béton de C20 / 25 à C30 / 37, on observe que la charge ultime (P_{test}) en configuration P01 augmente de 14,28%, en configuration P02 augmente de 21,17%, en configuration P03 augmente de 11,78%, et en configuration, P04 augmente de 23,88%. Cependant, cette augmentation de résistance s'accompagne d'une perte de ductilité notamment dans les configurations P03 et P04.

Tableau 2. 6 Capacité portante

Orientation	C20/25	C30/37
P01	84 KN	96 KN
P02	78,9 KN	95,6 KN
P03	121 KN	135,25 KN
P04	82,5 KN	102,2 KN

2.7.5.3 Glissement interfacial maximal :

Les résultats des tests obtenus montrent clairement que le connecteur en forme de I présente un comportement ductile ($\Delta_{\text{test}} > 6$ mm) dans toutes les configurations testées.

On constate à partir de l'analyse des résultats d'essais obtenus avec la classe de béton C20 / 25 que le glissement maximal Δ_{test} diminue de 8,95% avec le changement d'orientation du connecteur de la configuration P01 pour laquelle $\Delta_{test} = 13,28$ mm à la configuration P03 pour laquelle $\Delta_{test} = 12,23$ mm. Une diminution du glissement de 8,65 % peut également être constatée avec le changement d'orientation du connecteur de la configuration P01 à P04.

La diminution de ductilité est plus prononcée avec la classe de béton C30 / 37 par rapport au glissement maximal obtenu avec la classe de béton C20 / 25, en particulier dans les configurations P03 et P04.

2.7.5.4 Modes de rupture et déformation des connecteurs

Les modes de rupture observés durant les essais sont de deux types. Le premier type se produit par fissuration et écrasement de la dalle en béton. Le deuxième type se produit par cisaillement du connecteur et une fissuration visible dans la zone entourant le béton. Le premier mode de rupture a été observé dans tous les échantillons avec la classe de béton C20 / 25. La rupture par cisaillement du connecteur a été observé dans le cas du connecteur P02 et lorsque le béton est de classe C30 / 37. Forme de coupe par cisaillement dans l'âme du connecteur noyée dans le béton.

Tableau 2. 7 Modes de rupture

Positions	Spécimens	Mode de rupture
P01	P01-A	Ecrasement du béton
	P01- B	Ecrasement du béton
P02	P02-A	Ecrasement du béton
	P02- B	Cisaillement du connecteur
P03	P03-A	Ecrasement du béton
	P03- B	Ecrasement du béton
P04	P04-A	Ecrasement du béton
	P04-B	Ecrasement du béton

Des fissures sur les parois extérieures de la dalle de béton ont été observées dans tous les spécimens testés. Ces fissures étaient plus visibles dans les éprouvettes avec du béton à faible résistance de classe C20/25 que ceux avec du béton à plus résistant C30/37. Des fissures transversales du béton sont apparues pour la première fois près du centre des parois extérieures des dalles.

Les mécanismes d'endommagement du béton observés dans les différents spécimens sont très similaires, indépendamment de la disposition du connecteur de cisaillement et de la résistance du béton. Les figures (2.16), (2.20) et (2.22) illustrent des modes de rupture typiques caractérisés par la formation d'un cône de béton et des fissures autour de la racine du connecteur dues aux forces de compression.

Cependant, la largeur moyenne du cône de béton dans les spécimens P01, P03 et P04 est supérieure à celle du spécimen P02. Ceci est peut-être dû au fait que la surface de blocage du béton est plus grande dans les positions P01, P03 et P04 que dans P02. Les contraintes deviennent donc plus élevées dans le béton autour des connecteurs de cisaillement ce qui provoque un la rupture du connecteur.

Les déformations des connecteurs de tous les spécimens testés ont également été mesurées. Les figures 2.25, 2.26, 2.27 et 2.28 montrent les déformations des connecteurs pour toutes les positions étudiées.



Figure 2. 25 : Déformation du connecteur en position P01



Figure 2. 26 : Cisaillement du connecteur en position P02



Figure 2. 27 : Déformation du connecteur en position P03



Figure 2. 28 : Déformation du connecteur en position P04

2.8 Conclusion :

Huit essais pushout ont été effectués en utilisant des connecteurs de cisaillement en IPE120. Leur configuration détaillée, la procédure et les résultats des essais ont été présentés dans ce chapitre. Quatre différentes positions des connecteurs de cisaillement en IPE120 avec différentes résistances à la compression du béton ont été testés sous une charge de cisaillement statique monotone pour évaluer la résistance au cisaillement, la rigidité et la ductilité de ce type de connecteur.

Des essais sur des coupons constitués d'acier des connecteurs et des armatures de la dalle ont également été menés afin de déterminer les propriétés mécaniques des connecteurs de cisaillement en I et des barres d'armatures. La formulation du béton a été

déterminées à l'aide de la méthode « Dreux-Gaurisse » afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des bétons étudiés.

A partir des résultats obtenus des essais push-out les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- L'orientation du connecteur en forme de I a une influence significative sur sa résistance au cisaillement.
- Les résultats obtenus montrent qu'il existe une orientation privilégiée pour laquelle la capacité portante d'un connecteur de cisaillement en forme de I est nettement supérieure à celle de toutes les autres orientations testées en termes de charge ultime et de glissement interfacial. Pour l'orientation dénommée P03 dans cette étude, la surface de l'âme du connecteur en forme de I est parallèle à la surface de l'âme de la poutre en acier tandis que les ailes du connecteur et de la poutre en acier lui sont perpendiculaires.
- Les connecteurs de cisaillement en I présentent une ductilité suffisante dans toutes les orientations testées.
- L'augmentation de la résistance du béton augmente considérablement la capacité portante du connecteur. Cette augmentation s'accompagne d'une diminution significative de la ductilité.
- Deux types de mode de rupture ont été observés durant les essais :
 - ✓ Rupture par écrasement dans les cas où le béton de la dalle utilisé est de classe de résistance C20 / 25.
 - ✓ Rupture par cisaillement du connecteur et endommagement du béton enrobant le connecteur observé durant l'essai du spécimen P02 dans lequel le béton est de classe C30 / 37. Forme de coupe par cisaillement dans l'âme du connecteur noyée dans le béton.

CHAPITRE 03 : Modélisation numérique des essais

Pushout

3.1.Introduction :

Bien que les essais expérimentaux fournissent généralement des résultats proches de la réalité ils sont cependant très coûteux et exige beaucoup de temps à réaliser Pour des essais similaires à l'essai push-out, il est évident qu'il n'est pas possible de les utiliser pour effectuer une étude paramétrique ou une analyse de sensibilité. Par conséquent, un modèle éléments finis 3D non-linéaire a été développé à l'aide du logiciel ABAQUS [25] pour simuler le comportement des connecteurs de cisaillement en IPE120. En outre, le modèle numérique proposé est utilisé pour étudier l'influence de l'orientation et des dimensions des connecteurs en IPE et des caractéristiques des matériaux acier et béton sur les résultats de l'essai push-out. Les résultats du modèle numérique sont par la suite comparés avec ceux issus des essais push-out et qui ont été présentés en détail au chapitre 2.

3.2.Généralités sur la modélisation de l'essai pushout :

Le logiciel ABAQUS [25], est un programme basé sur la méthode des éléments finis. Que nous avons utilisé pour simuler l'essai push-out. L'approche statique générale pour l'analyse de la poutre en acier et la dalle en béton armé et le Connecteurs de cisaillement en IPE120 est utilisé dans cette étude. Les essais expérimentaux décrits dans le chapitre 02 sont utilisées pour développer un modèle en éléments finis. Seule la moitié du dispositif de l'essai de poussée a été considérée en raison des conditions de symétries par rapport à l'axe central de l'âme de la poutre en acier pour économiser en temps de calcul.

La géométrie du modèle éléments finis a été introduite après construction de la géométrie des différents composants utilisés dans les essais séparément : la poutre métallique en HEB160, la dalle de béton, les armatures et le connecteur de cisaillement en IPE120, comme il est illustré à la figure (3.1). Après maillage les différents composants ont été assemblés pour former la moitié de l'éprouvette de l'essai push-out.

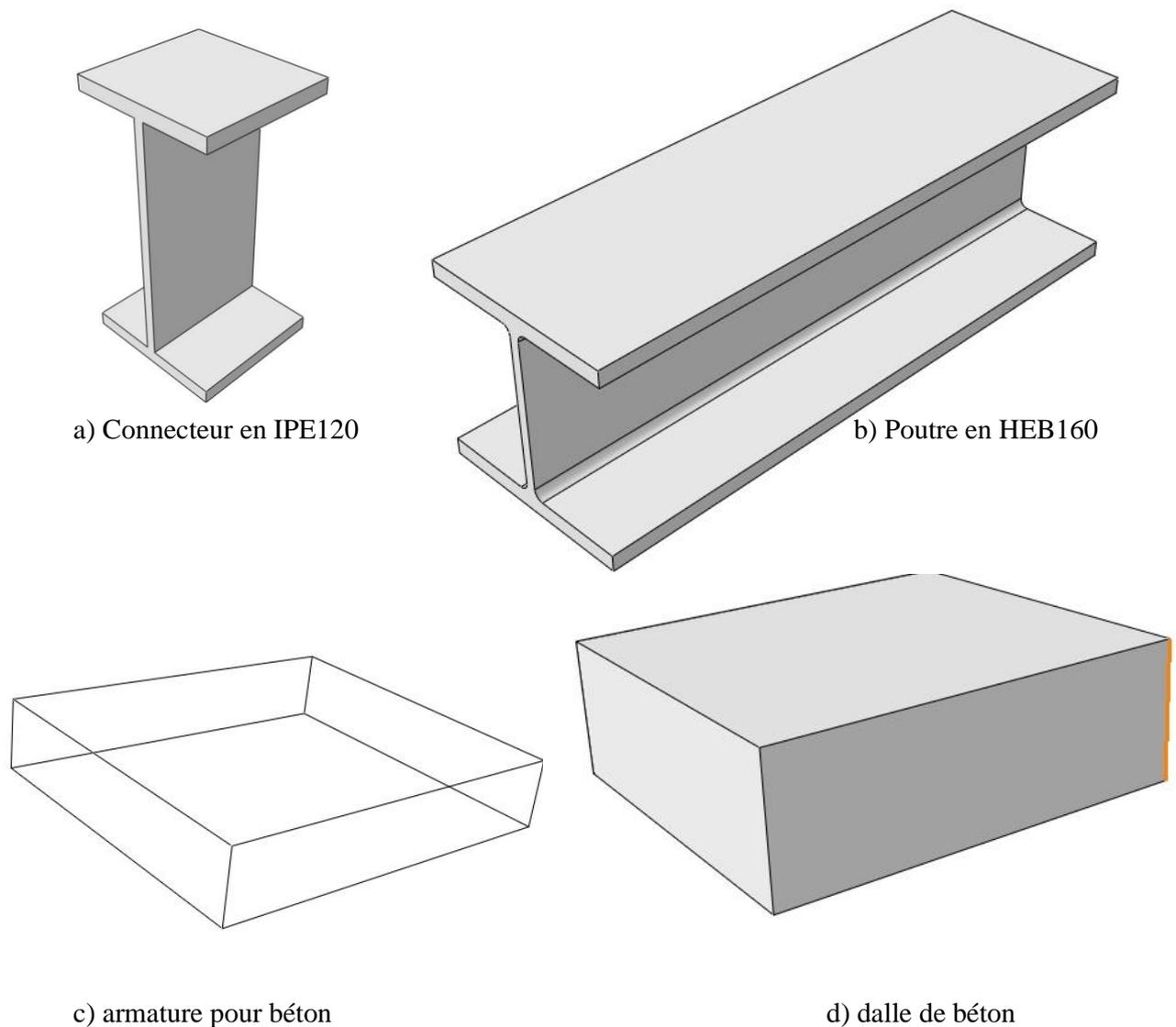


Figure 3. 1 principaux composants du modèle éléments finis

3.3. Lois de comportement des matériaux :

3.3.1. Modèle du béton

Le choix de la loi de comportement du béton est une étape très importante de l'analyse non linéaire par éléments finis. Le béton est un matériau non homogène par nature qui montre un comportement hautement non linéaire, différent en traction et en compression. Par ailleurs, la loi de comportement du béton doit être fondée sur la mécanique de l'endommagement pour tenir compte des chutes de raideur liées à la fissuration, le comportement anélastique, fragilité en traction etc. Les essais réalisés au cours de cette étude ont montré que les propriétés du béton conditionnent le comportement des éprouvettes y compris dans le cas où le mode de ruine se produit

par cisaillement longitudinal des connecteurs. Par conséquent, le choix du modèle approprié pour le matériau béton est très important pour la précision des calculs dans le modèle éléments finis.

En termes de comportement du béton, le modèle plasticité-endommagement (CPD model ou concrete damage plasticity model) du béton incorporé dans le logiciel ABAQUS a été utilisé dans cette étude pour simuler le comportement du béton. Ce modèle est capable de modéliser le béton sous différents types de chargement, y compris le chargement cyclique et suppose qu'il possède un endommagement élastique isotrope en traction et en compression.

Les modèles de plasticité couplés à l'endommagement sont couramment utilisés pour les structures en béton ou en béton armé soumises à des charges monotones, cycliques ou dynamiques sous faible pression de confinement [25]. Le modèle plasticité-endommagement du béton a été utilisé avec succès pour la dalle de béton par Qureshi et Lam [26], [27] en modélisation numérique. Le modèle plasticité- endommagement peut traiter deux modes de rupture de base, l'écrasement par compression ou la fissuration par traction de béton. Dans cette étude, le modèle plasticité-endommagement a été adopté en considérant que la résistance à la traction uniaxiale du béton est égale à 10 % de sa résistance à la compression simple.

3.3.1.1. *Comportement élastique du béton :*

Le module d'élasticité E_{cm} utilisé dans la modélisation a été calculé sur la base de la méthode BS EN 1992-1-1 [28], comme indiqué dans l'équation 3-1.

Le coefficient de poisson du béton a été pris comme 0,2 et la densité a été considérée comme 2400 kg/m³.

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad \text{3- 1}$$

3.3.1.2. *Le modèle plasticité-endommagement (CPD) :*

3.3.1.2.1. *Comportement en compression*

L'Eurocode 2 EN 1992-1-1 [28] fournit une équation pour déterminer la contrainte compression du béton σ_c comme indiqué dans l'équation 3-2 sous compression uni axiale.

La relation contrainte-déformation du béton pour l'analyse non linéaire est montrée dans la figure (3.2).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad 3-2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad 3-3$$

σ_c = Contrainte de compression du béton

Où, f_{cm} , est la valeur moyenne de la résistance à la compression du cylindre de béton et f_{ck} , est la résistance cylindrique à la compression caractéristique du béton

$$k = \frac{1.05 E_{cm} |\epsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad 3-4$$

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} \quad 3-5$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad 3-6$$

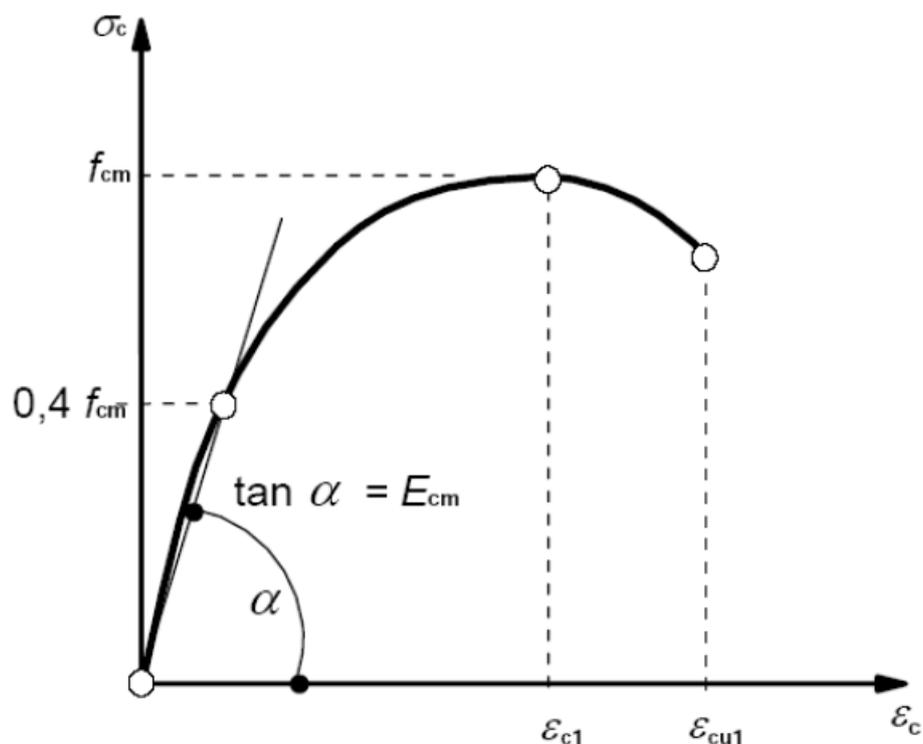


Figure 3. 2 relation contrainte-déformation du béton pour une analyse non linéaire EN 1992-1-1

La valeur de la déformation au pic ε_{c1} et de la déformation ultime nominale ε_{cu1} peuvent être respectivement de 0,0022 et 0,0035, selon la norme EN 1992-1-1 [28], pour la résistance à la compression du cylindre de 12 à 50 MPa. La déformation ultime nominale ε_{cu1} pour le béton avec une résistance à la compression supérieure à 50 MPa peut être calculée à l'aide de l'équation 3-7.

$$\varepsilon_{cu1} = 2.8 + 27 \left[\frac{98 - f_{cm}}{100} \right]^4 \quad 3-7$$

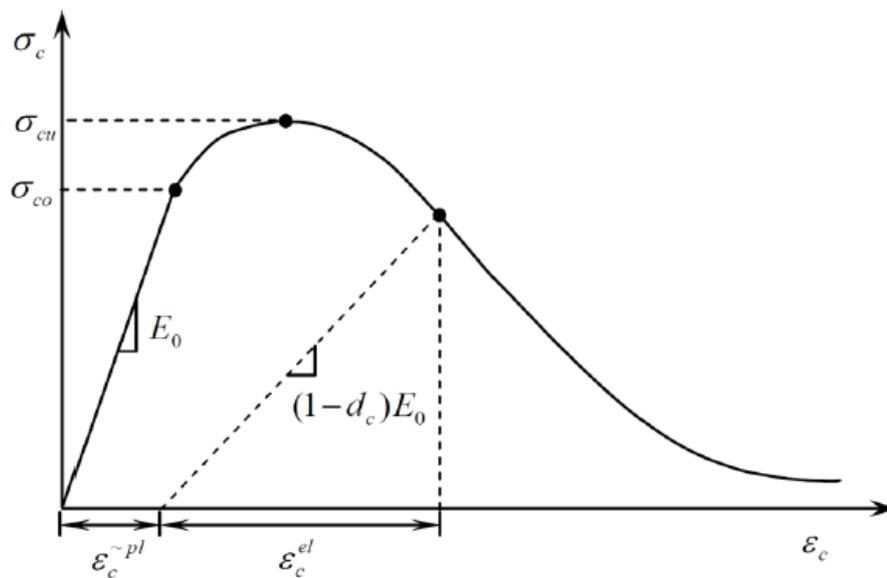


Figure 3.3 courbe contrainte-déformation sous une charge de compression uni axiale

La réponse du béton sous une charge de compression uni axiale est linéaire jusqu'à la limite d'élasticité initiale σ_{c0} comme le montre la figure (3.3). Au-delà de cette valeur, le comportement du béton devient plastique avec un durcissement sous contrainte et suivi d'un adoucissement au-delà de la contrainte de compression maximale σ_{cu} , comme illustré à la figure (3.3).

La partie descendante correspond à un adoucissement ou un endommagement béton du fait de la chute de rigidité élastique constatée lorsqu'on effectue une décharge élastique et des microfissures. L'endommagement isotrope est décrit par une variable scalaire d_c . Il n'y a pas d'endommagement (matériau sain) si $d_c = 0$; il y a rupture si $d_c = 1$; si $0 < d_c < 1$ le matériau est endommagé. La formulation unidimensionnel du modèle d'endommagement isotrope proposée par manuel ABAQUS [25] est définie par les formules (3.8) et (3.9) :

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{-pl}) \quad 3-8$$

$$\varepsilon_c^{\sim in} = \varepsilon_c \sim pl + \frac{d_c \sigma_c}{(1 - dc)E_0} \quad 3-9$$

$\varepsilon_c^{\sim pl}$ est la déformation plastique en compression

$\varepsilon_c^{\sim in}$ est la déformation inélastique en compression

3.3.1.2.2. Comportement en traction du béton :

Le comportement en traction du béton peut être exprimé de plusieurs manières telles que linéaire, bilinéaire et exponentielle. Le manuel ABAQUS propose une approche linéaire comme le montre la figure (3.4.a). Hillerborg [29] a développé une relation bilinéaire comme le montre la figure (3.4.b). Cornelissen et al. [30] ont présenté un modèle de relation exponentielle pour le comportement en traction du béton, comme illustré à la figure (3.4.c).

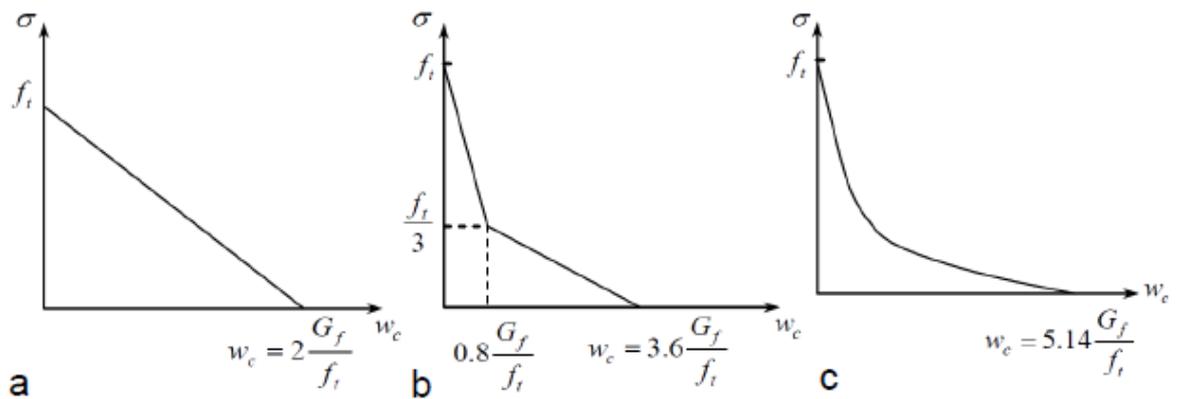


Figure 3. 4 Modèles de traction du béton (a) linéaire (b) bilinéaire (C) exponentiel

Comme mentionné dans les sections précédentes, la résistance à la traction axiale du béton est calculée conformément à la norme EN 1992-1-1 [28] et la résistance à la traction maximale a été prise comme 10 % de la résistance à la compression. La variable d'endommagement en traction d_t est calculée à l'aide de l'équation 3-10. Le déplacement de la fissuration w est obtenu à partir de l'équation 3-11 en utilisant les équations 3-12 à 3-14.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad 3-10$$

$$\frac{\sigma_c}{f_t} = f(w) - \frac{w}{w_c} f(w_c) \quad 3-11$$

$$f(w) = \left[1 + \left(\frac{c_1 w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left(1 - \frac{c_2 w}{w_c} \right) \quad 3-12$$

$$W_c = 5.14 \frac{G_f}{f_t} \quad 3-13$$

$$G_f = 73 [f_{cm}]^{0.18} \quad 3-14$$

c_1 , est pris égal à 3,0 et c_2 est égal à 6,93 pour le béton de densité normale. Et W_c est le déplacement de la fissure pour un endommagé complet ou aucune contrainte de traction ne peut être transféré. L'énergie de rupture G_f est déterminée à partir de MC 2010 Code de conception CEB_FIP [31] tel qu'exprimé dans l'équation 3-14.

3.3.1.2.3. Paramètres de plasticité retenus :

Cinq paramètres doivent être déterminés pour utiliser le modèle plasticité-endommagement du béton (CDP) fourni par le logiciel ABAQUS. L'angle de dilatation (ψ) qui est défini comme un paramètre de matériau qui contrôle la déformation plastique du béton. Il faut également définir l'angle de frottement interne du béton ou l'angle d'inclinaison de la surface de rupture qui évalue l'inclinaison du potentiel plastique sous haute pression de confinement. L'angle de dilatation était itérativement calibré pendant l'analyse pour obtenir les meilleurs résultats et il a été trouvé que 30.5⁰ donnent les meilleurs résultats.

L'excentricité définit le taux de potentiel d'écoulement hyperbolique et la valeur par défaut recommandé par ABAQUS 2012 a été utilisé. L'autre paramètre est le rapport de la résistance du béton à l'état biaxial à celle à l'état uni axial (σ_{bo}/σ_{co}).

La valeur choisie pour le modèle proposé est 1,16 qui est la valeur par défaut dans ABAQUS. Le paramètre de viscosité utilisé pour la régularisation viscoplastique du béton est pris égal à 0.001 dans cette analyse. Le tableau 3.1 résume les cinq paramètres.

Tableau 3. 1 Paramètres de plasticité

Angle de dilatation	Excentricité	σ_{bo}/σ_{co}	K_c	Les paramètres de viscosité
30.5	0.1	1.16	0.67	0.001
Où σ_{bo}/σ_{co} est le rapport de la limite d'élasticité initiale en compression équibiaxiale à la limite d'élasticité en compression uniaxiale initiale, K_c est le rapport invariant de la deuxième contrainte en traction à celui en compression.				

3.3.2. Modélisation des éléments en acier :

Selon l'Eurocode 2, la relation contrainte-déformation de l'acier commence par une partie ascendante élastique linéaire jusqu'à la limite d'élasticité suivie d'un palier linéaire d'écrouissage jusqu'à la résistance ultime. Dans la présente étude, les propriétés mécaniques de l'acier des barres d'armatures, de la poutre métallique et des connecteurs de cisaillement sont déterminées à l'aide des essais de traction simple et utilisés pour idéaliser la relation contrainte-déformation illustrée à la figure (3.5). Le module d'élasticité (E_s) est pris égal à 210 GPa.

Trois essais sur coupons ont été effectués pour déterminer les propriétés mécaniques des connecteurs de cisaillement en IPE120, comme il est décrit au chapitre 02. Les valeurs de la limite d'élasticité (f_y) et de la résistance ultime à la traction (f_u) mesurées ont été utilisées pour construire la courbe contrainte-déformation de l'acier des connecteurs de cisaillement.

Les propriétés mécaniques des barres d'armature ont été déterminées à l'aide de l'essai au coupon utilisant trois barres d'armature tel que décrit dans le chapitre 02. Ces valeurs ont été utilisées pour la modélisation des barres d'armature.

La limite d'élasticité de l'acier des poutres de 410 MPa est tirée du cahier des charges du fabricant. L'effet de la poutre en acier n'était pas très significatif comme observé lors des essais push-out. Par conséquent, l'acier a été considérée comme un matériau élastique linéaire avec un module d'élasticité de 210 000 MPa et un coefficient de Poisson de 0,3.

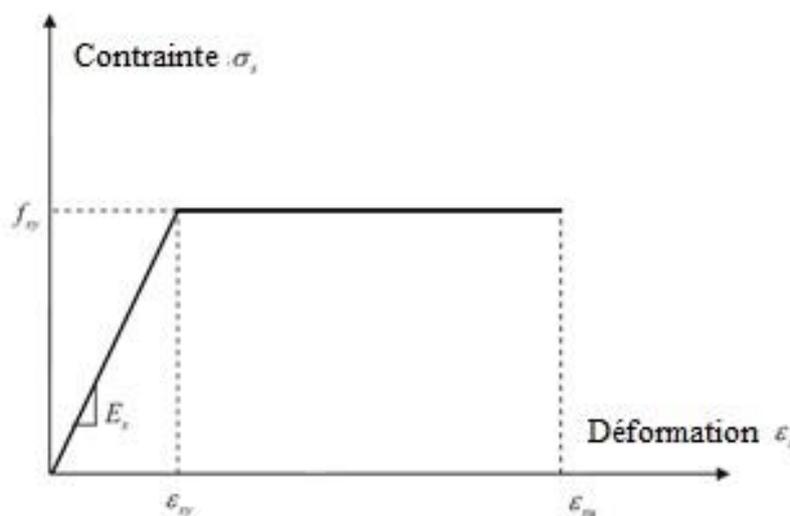


Figure 3. 5 Relation contrainte-déformation pour les connecteurs en I, l'acier de construction et les armatures [32]

3.4. Type d'éléments finis et maillage :

En raison de la symétrie de la géométrie, du chargement et des conditions aux limites, seule la moitié de l'éprouvette est modélisée comme le montre la figure (3.6). Le modèle numérique de

l'essai pushout en moitié du spécimen se compose de cinq composants, à savoir une dalle en béton, une moitié de poutre en acier, un connecteur en forme de I, des barres d'armature et une base rigide.

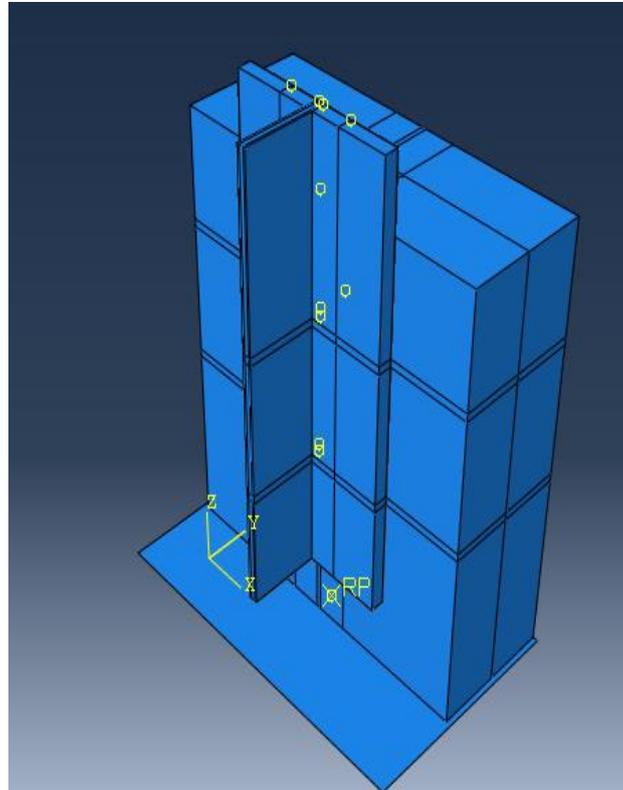


Figure 3. 6 Modèle du spécimen pushout

La dalle, la poutre et les connecteurs sont modélisées à l'aide des éléments volumiques briques linéaires à huit nœuds C3D8R. Dans ces éléments, chaque nœud possède 3 degrés de liberté en translation et stabilisés pour les problèmes de cisaillement. Les éléments de brique donnent une solution plus précise, une meilleure convergence et exige moins de temps de calcul que les autres éléments [9].

Les connecteurs sont modélisés par les éléments barres à deux nœuds T3D2 reliant la semelle supérieure des poutres et le plan médian de la dalle. Cet élément possède un degré de liberté dans son repère local et deux (2D) ou trois (3D) dans le repère global. et ne fonctionne qu'en traction ou compression simple. Il peut également être utilisé pour modéliser des composants où la déformation est calculée à partir du changement de longueur [25]. Les armatures longitudinales sont aussi modélisées à l'aide de l'élément de barre. L'avantage d'utiliser l'élément de barre est que la liaison parfaite peut facilement être définie en enrobant les barres d'acier dans une région hôte (dalle du béton dans notre cas).

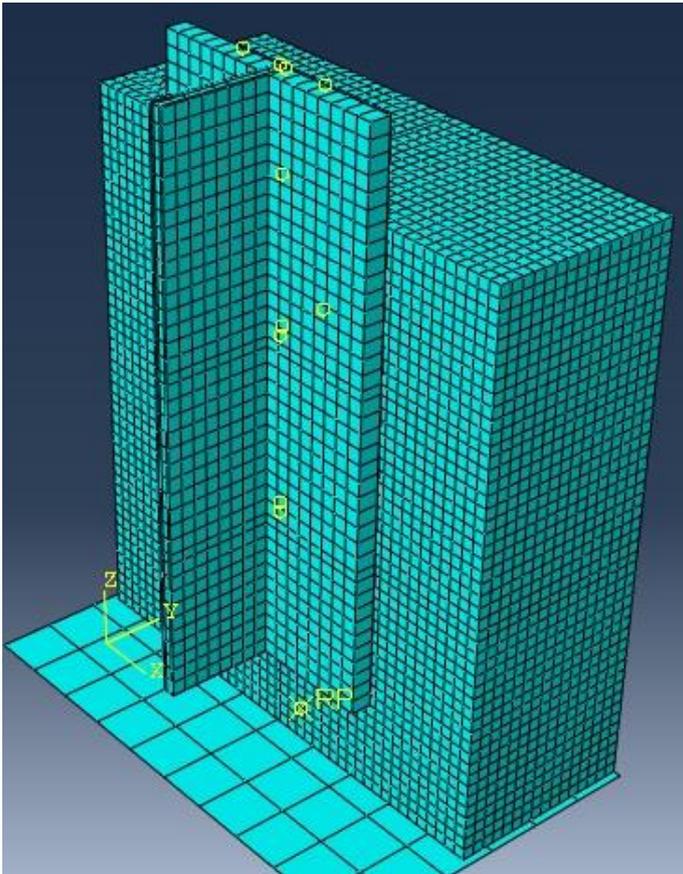


Figure 3. 7 Maillage en éléments finis du spécimen pushout

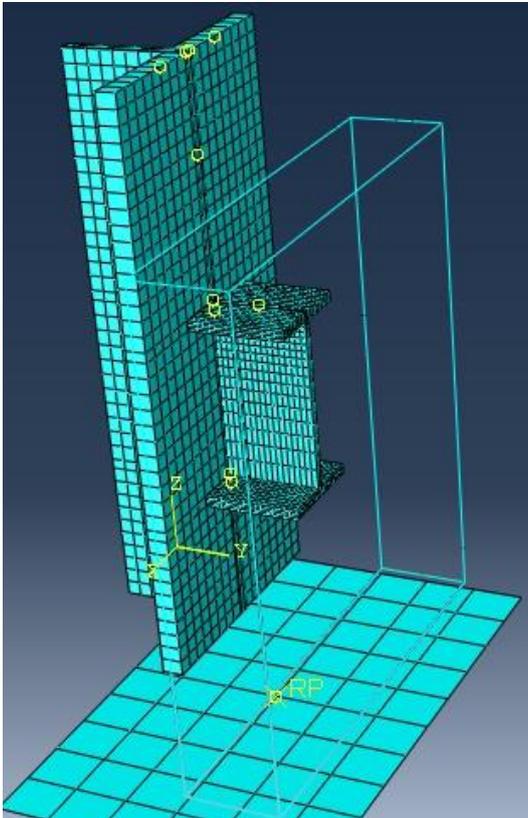


Figure 3. 8 Maillage de la poutre en HEB160, le connecteur en IPE120 et les armatures

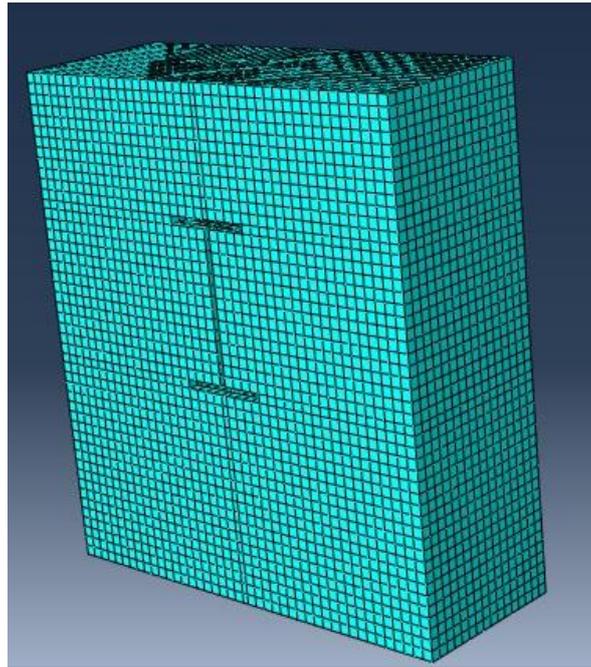


Figure 3. 9 Maillage de la section du béton coupée

3.5. Conditions d'interaction et de contacts :

Une fois que toutes les pièces du modèle d'essai pushout sont assemblées comme illustré à la figure (3.10), les interactions de contact appropriées sont définies entre surfaces d'interaction des différents composants. La méthode des paires de contacts est utilisée pour définir le contact « surface à surface » entre la dalle de béton, le connecteur de cisaillement en IPE120, les barres d'armatures et la poutre métallique en HEB160. Le contact entre la semelle inférieure du connecteur et la semelle supérieure a été modélisé en utilisant le module « tie constraint » d'Abaqus. Ceci revient à considérer qu'il n'y a pas de déplacement relatif entre les nœuds des deux surfaces. Dans les essais expérimentaux push-out, la surface de la semelle supérieure de la poutre en acier est généralement graissée pour réduire le frottement avec la dalle en béton. Le contact dalle-poutre est simulé en utilisant des éléments 3D de contact surface par surface ayant un comportement normal sans frottement.

Le contact entre la dalle et le connecteur a été défini avec un contact tangentiel de frottement statique égal à 0,2 en utilisant la formulation de rigidité par pénalité. Les barres d'armature situées à l'intérieur de la dalle de béton, comme le montre la figure (3.11). La contrainte intégrée (embedded constraint) été appliquée aux barres d'armature et à la dalle en béton. Une interaction de contact sans frottement a été appliquée à l'interface entre la dalle en béton et la base rigide.

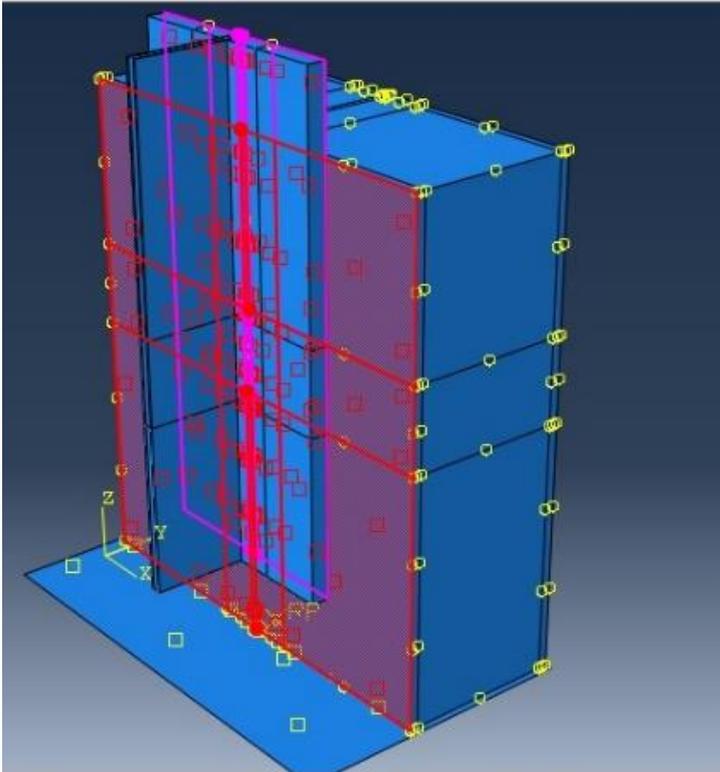


Figure 3. 10 Contact sans frottement entre la dalle en béton et poutre en HEB160

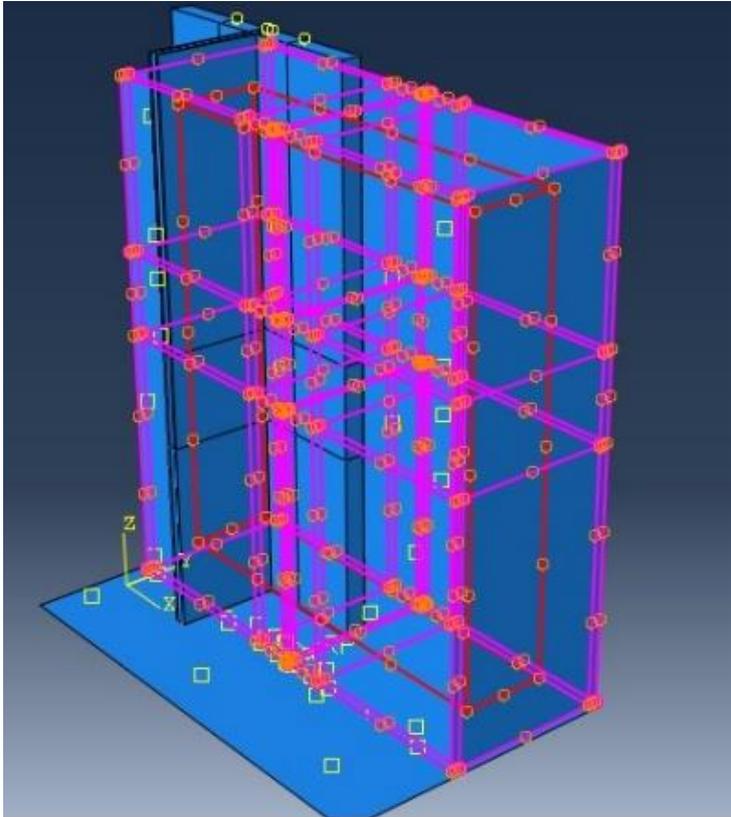


Figure 3. 11 Contact intégré (embedded constrain) entre la dalle en béton et les armatures

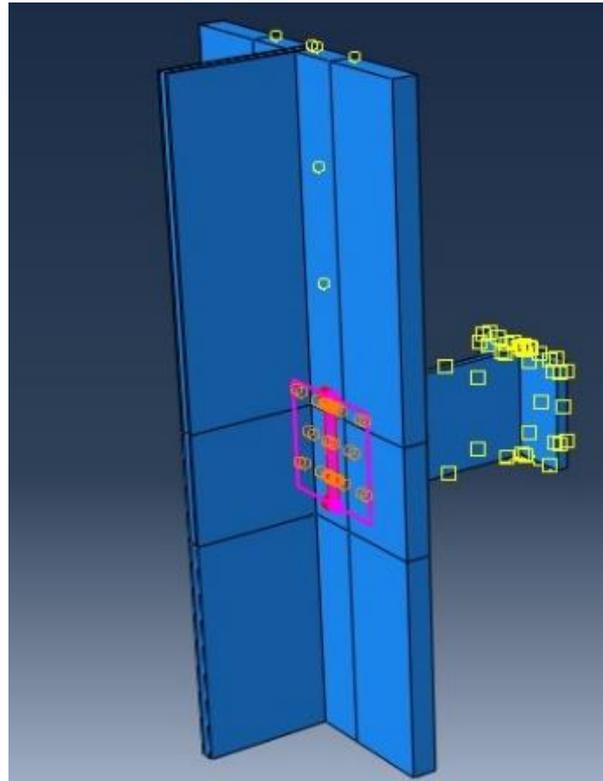


Figure 3. 12 Contact d'attache entre la poutre en HEB160 et le connecteur en IPE120

Le comportement normal est supposé être dur car cela permet une pénétration minimale de la surface « esclave » dans la surface principale « maître ». La méthode de pénalité est utilisée pour définir la tangente de frottement avec un coefficient de frottement égale à 0,20, et qui donnent des résultats plus proches des résultats expérimentaux.

3.6. Chargement et conditions aux limites :

Les conditions de symétrie se traduisent par un blocage du déplacement U1 et des rotations R2 et R3 au niveau de tous les nœuds de l'axe de symétrie.

Les dalles sont supposées s'appuyer sur un support infiniment rigide. Par conséquent, les déplacements de tous les nœuds situés sur la partie inférieure des deux dalles sont bloqués dans les 3 directions en translation et en rotation.

Dans cette analyse un déplacement imposé est appliqué à l'extrémité supérieure de la poutre en acier, comme le montre la figure (3.13).

Le glissement a été mesuré comme étant le déplacement relatif entre les nœuds de la semelle supérieure de la poutre en acier et la semelle inférieure du connecteur en I. La charge totale agissant sur la partie supérieure de la poutre est prise égale à la somme des réactions agissant au niveau du support des deux dalles en béton.

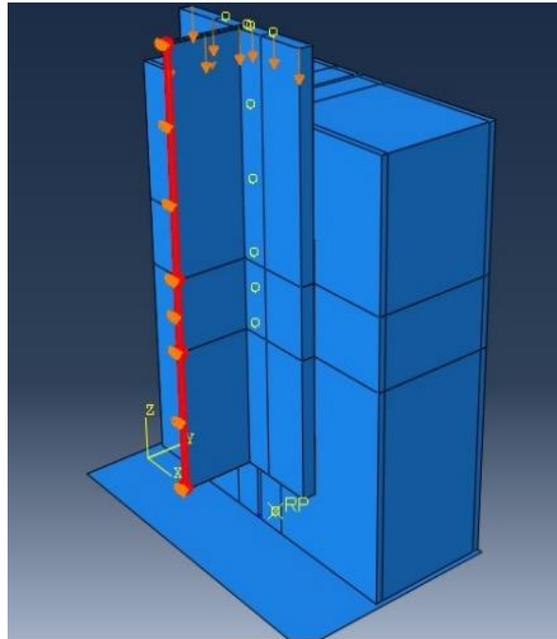


Figure 3. 13 Plan de symétrie du spécimen pushout

3.7. Méthode d'analyse :

Trois méthodes sont utilisées pour la résolution du problème d'équilibre :

- Méthode par contrôle d'effort
- Méthode par contrôle de déplacement
- Méthode de la longueur d'arc

Dans la littérature ces méthodes sont le plus souvent développées dans le cadre d'une formulation en déplacement. Pour notre cas la méthode de contrôle de déplacement est utilisée, l'approche consiste à imposer le déplacement d'un nœud particulier et résoudre ensuite le problème d'équilibre. Cette méthode assure la convergence du problème d'équilibre avant et après le point limite. La méthode du contrôle de déplacement [25] est souvent utilisée pour étudier le comportement de la connexion de cisaillement lors d'un essai pushout.. De plus, le problème de convergence est souvent rencontré lorsque les endommagements du matériau et la rupture sont inclus et que la charge ultime n'a donc pas pu être atteinte. C'est pourquoi nous avons appliqué une stabilisation automatique en utilisant un facteur d'amortissement à partir l'étape générale précédente égale à 0.50.

3.8. Résultats numériques :

À l'aide d'un modèle d'éléments finis 3D, nous pouvons déterminer la résistance au cisaillement et la courbe charge-glissement en utilisant les mêmes éprouvettes utilisés dans le programme expérimental avec des connecteur de cisaillement en IPE120.

3.8.1. Modèle P01-A et P01-B :

Les courbes charge-glissement des spécimens P01-A et P01-B obtenues à partir de l'analyse numérique sont comparées aux courbes charge-glissement obtenues à partir des essais expérimentaux. Les figures 3.14 et 3.15 montrent qu'il y'a une bonne concordance entre les courbes issues des simulations numériques et les courbes expérimentales et plus particulièrement en termes de ductilité et de résistance au cisaillement tant que le glissement est inférieur ou égal à celui correspondant à la charge ultime. Au-delà de cette charge l'écart devient plus significatif.

La charge maximale obtenue à partir du modèle numérique est respectivement de 84,38 kN et 102,35 kN par connecteur pour les éprouvettes P01-A et P01-B. Le glissement correspondant à la charge ultime est respectivement d'environ 13,16 mm et 9,17 mm pour les éprouvettes P01-A et P01-B. Alors que les valeurs mesurées lors des essais pour les éprouvettes P01-A et P01-B sont respectivement de 84 kN et 96 kN pour la charge ultime et de 13,28 mm et 10,2 mm pour le glissement.

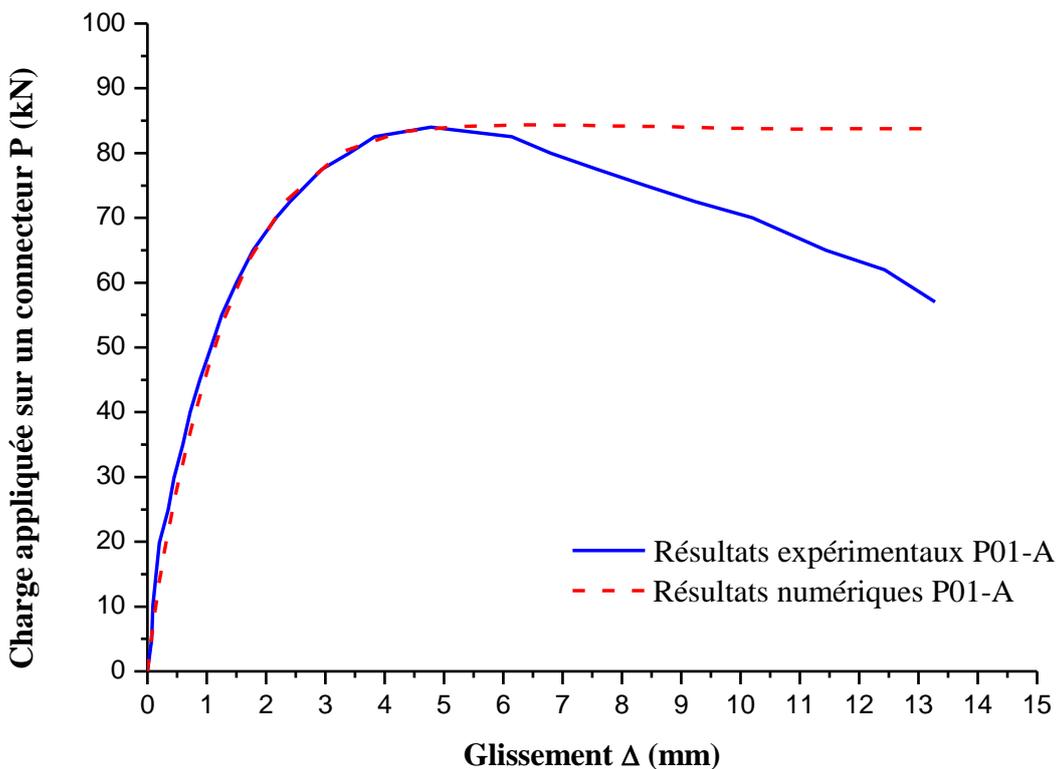


Figure 3. 14 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P01-A

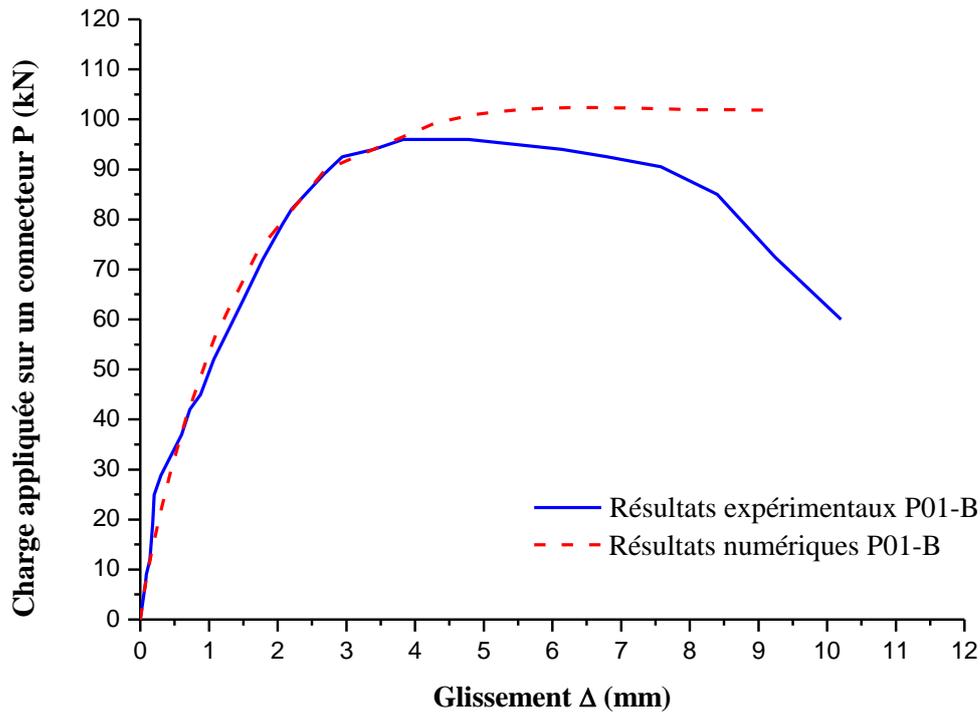


Figure 3. 15 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P01-B

Une rupture conique du béton a été observée dans les éprouvettes P01-A et P01-B comme illustré à la figure (3.16). Les modes de rupture obtenus à partir de l'analyse numérique sont comparés avec ceux obtenus expérimentaux comme il est indiqué sur la figure (3.16). Le modèle en éléments finis pour P01-A et P01-B a capturé un endommagement du béton et des déformations dans les connecteurs de cisaillement en I similaires à ceux observés durant les essais expérimentaux. On peut observer que la fissuration prédite par le modèle éléments finis et celle observée lors des essais se produisent autour des connecteurs de cisaillement.



Figure 3. 16 Déformation du connecteur dans la position P01 et rupture du béton

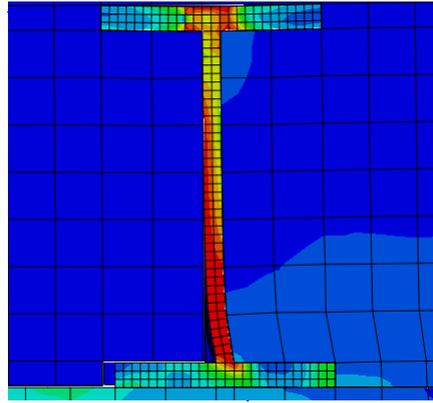


Figure 3. 17 Plastification du connecteur dans la position P01 dans l'analyse numérique

3.8.2. Modèle pour la position 02 :

Les courbes charge-glissement obtenues à partir de l'analyse par éléments finis sont comparées aux résultats expérimentaux comme illustrés dans les figures (3.18) et (3.19). Les courbes charge-glissement se sont comportées de manière très similaire à celles observées lors des essais expérimentaux en termes de ductilité et de charge ultime. La charge maximale par connecteur dans le cas des essais P02-A et P02-B était de 78,9 kN et 95,6 kN avec un glissement de 13,1 mm et 8,84 mm. Alors que dans l'analyse par éléments finis, la charge maximale par connecteur pour P02-A et P02-B était de 85,46 et 99,34 kN par connecteur avec un glissement d'environ 13,1 mm et 9,24 mm respectivement.

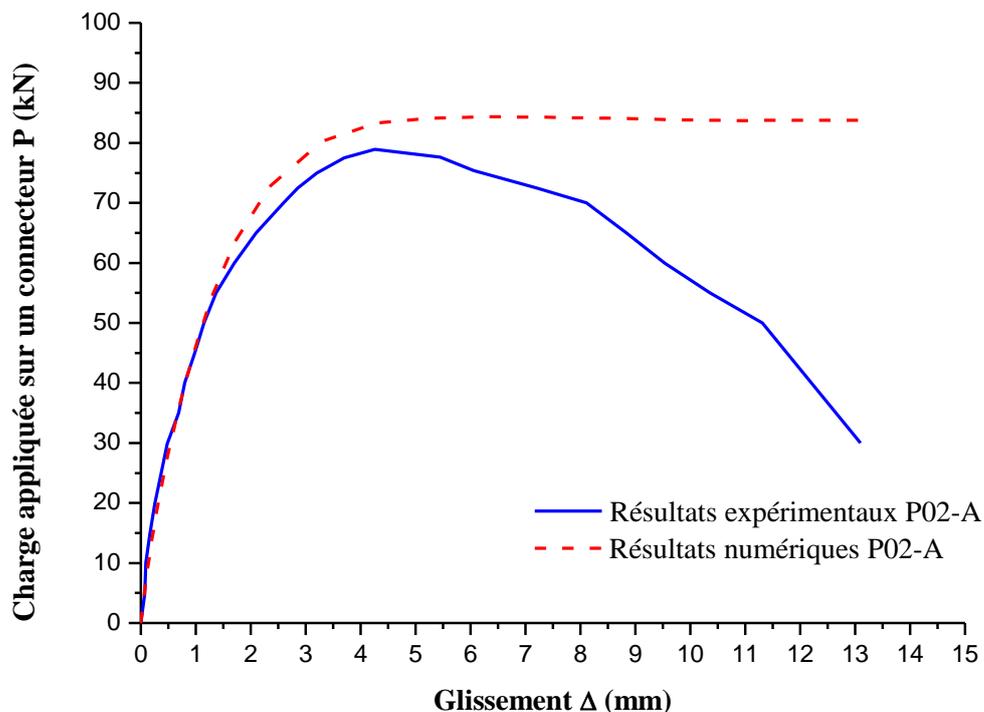


Figure 3. 18 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P02-A

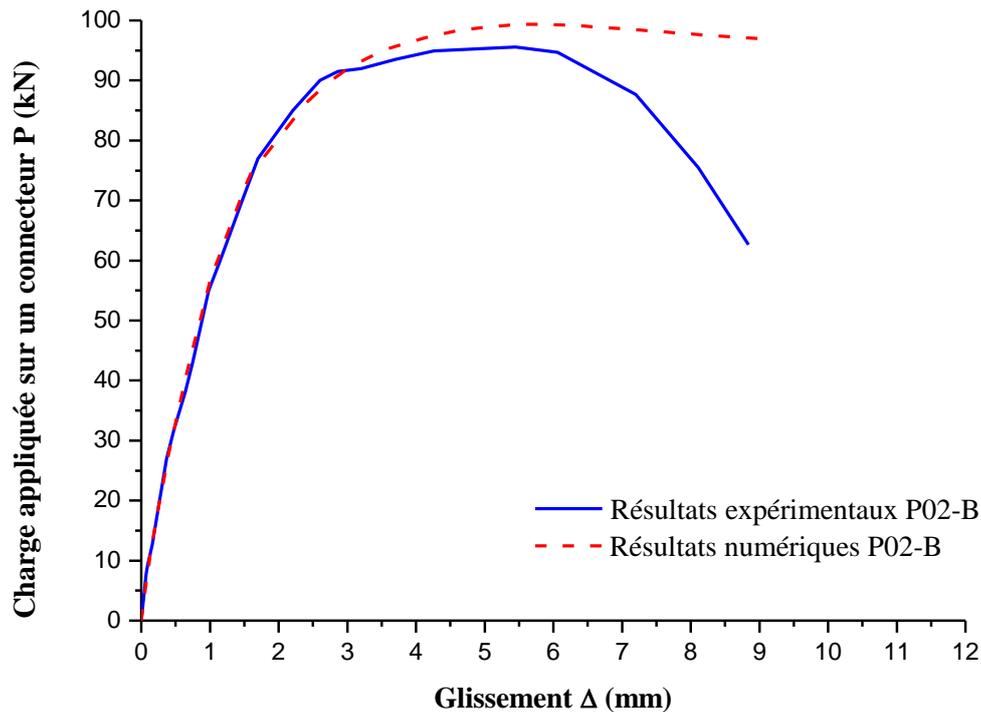


Figure 3. 19 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P02-B

Les modes de rupture ont également été étudiés et comparés aux essais expérimentaux de pushout. Dans le travail expérimental, les deux essais pushout ont échoué en raison du cisaillement des connecteurs en IPE120, ce qui a été correctement simulé par le modèle d'éléments finis. Lorsque la charge de rupture a été atteinte, la déformation dans le connecteur de cisaillement en I est devenue plus importante et les contraintes maximales ont été subies au niveau de l'âme du connecteur en IPE120, comme le montre le schéma des contraintes du connecteur de cisaillement de la figure (3.20).

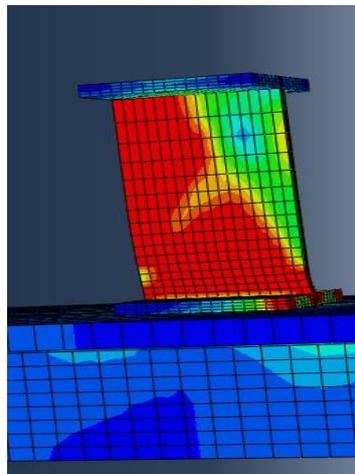


Figure 3. 20 Contrainte au niveau du plan de cisaillement du connecteur dans la position P02



Figure 3. 21 Cisaillement du connecteur dans la position P02

3.8.3. Modèle pour la position 03 :

Un connecteur de cisaillement en IPE120 orienté selon la position P03 a été utilisé pour les essais P03-A et P03-B. Le comportement charge-glissement du modèle à base d'éléments finis est pratiquement similaire des essais expérimentaux, comme le montrent les figures (3.22) et (3.23). La ductilité était plus faible dans le modèle numérique pour P03-B, tandis que la charge ultime par connecteur était de 123,7 kN avec un glissement de 11,58 mm et de 142,58 kN au glissement de 7,54 mm pour les résultats numériques de P03-A et P03-B respectivement. Alors que, dans les résultats expérimentaux était de 121 kN avec un glissement de 12,23 mm et de 135,25 kN avec un glissement de 7,28 mm pour les éprouvettes pushout P03-A et P03-B respectivement.

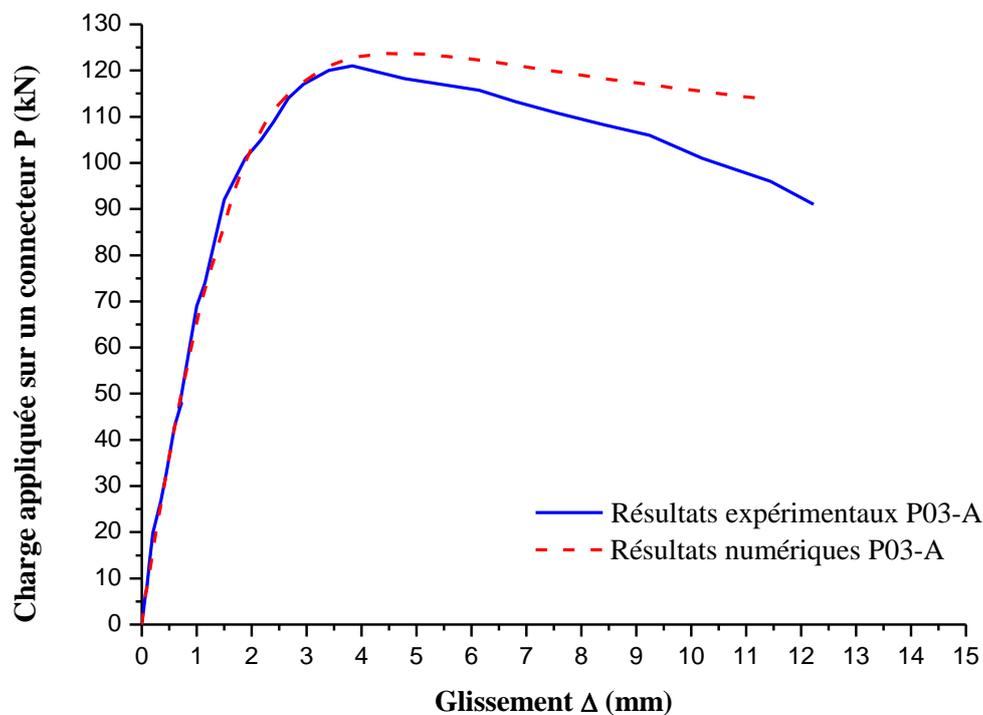


Figure 3. 22 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P03-A

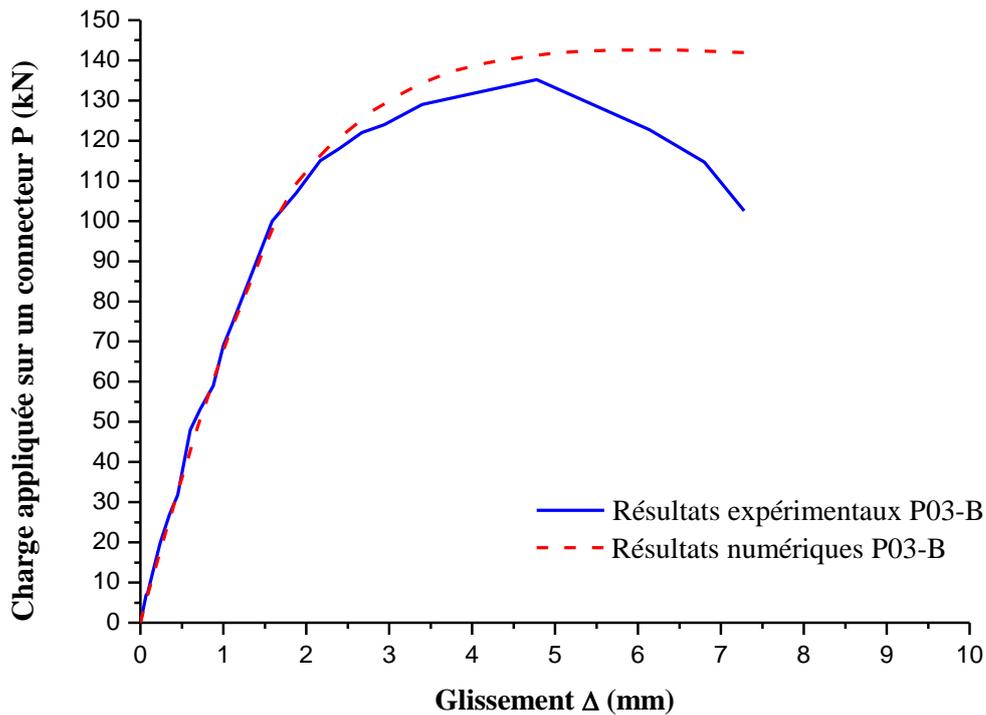


Figure 3. 23 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P03-B

Les modes de rupture des essais pushout expérimentaux ont également été comparés aux modes de rupture du modèle en éléments finis. Dans l'expérimental, l'échantillon pushout a échoué en raison de la rupture du cône de béton. Le modèle numérique a capturé la rupture du cône de béton, comme le montre la figure (3.24). La variable d'endommagement du béton indique clairement la rupture du cône de béton autour des connecteurs et a formé une forme conique. Le tracé du contour de contrainte de la figure (3.24) pour le connecteur de cisaillement montre clairement que le connecteur n'est pas entièrement déformé.

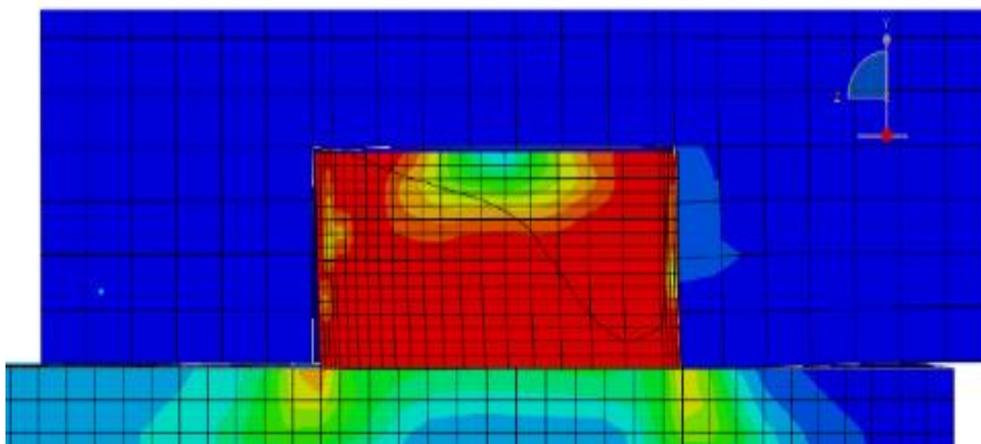


Figure 3. 24 Contraintes dans le spécimen pushout dans la position P03



Figure 3. 25 Déformation du connecteur dans la position P03

3.8.4. Modèle pour la position 04 :

Le comportement charge-glisement du modèle à base d'éléments finis est raisonnablement proche des essais expérimentaux dans la position P04, comme le montrent les figures (3.26) et (3.27). La charge ultime par connecteur dans le modèle numérique était de 85 kN avec un glissement de 12,73 mm et de 108,37 kN avec un glissement de 8,29 mm pour P04-A et P04-B respectivement. Bien que, dans les essais expérimentaux, il était de 66,3 kN avec un glissement de 3,9 mm et de 64,6 kN avec un glissement de 5,5 mm pour les éprouvettes pushout P04-A et P04-B respectivement.

Les modes de rupture ont été comparés aux essais expérimentaux pushout comme le montrent les figures (3.28) et (3.29). La formation d'une rupture conique dans le modèle éléments finis correspondait aux spécimens testés. Il n'y avait aucune preuve de déformation du connecteur dans le modèle éléments finis.

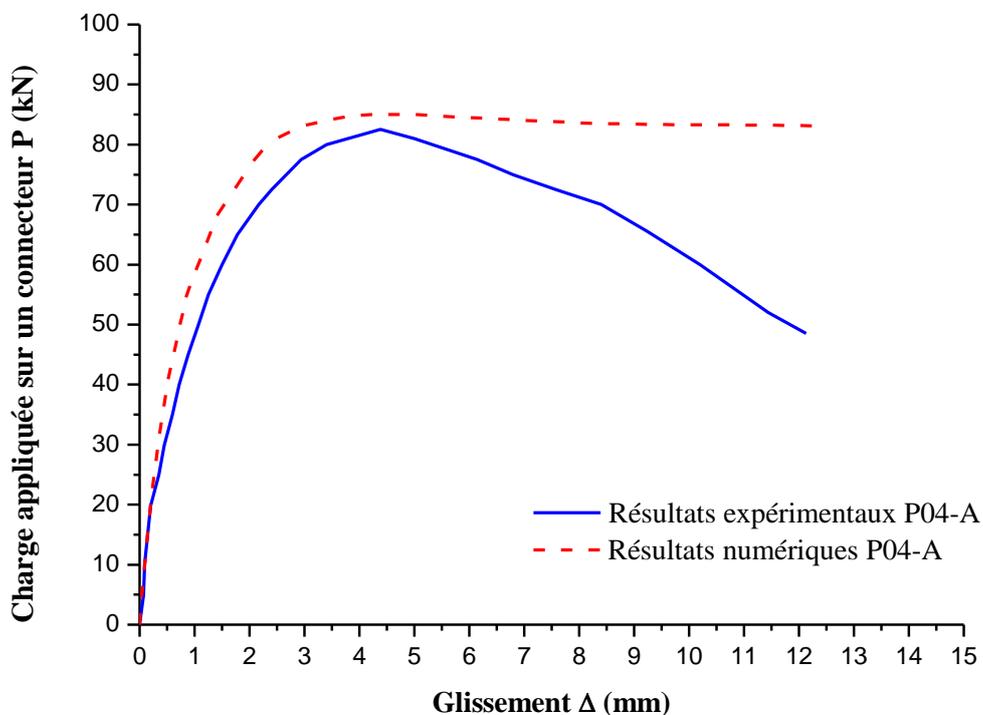


Figure 3. 26 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P04-A

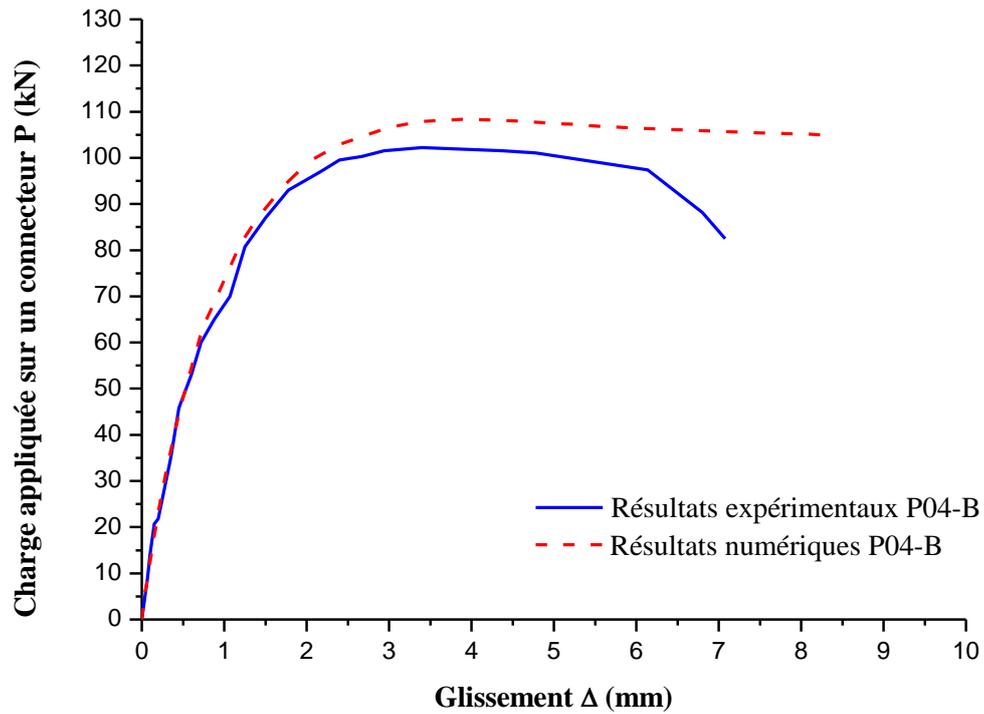


Figure 3. 27 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux du spécimen P04-B

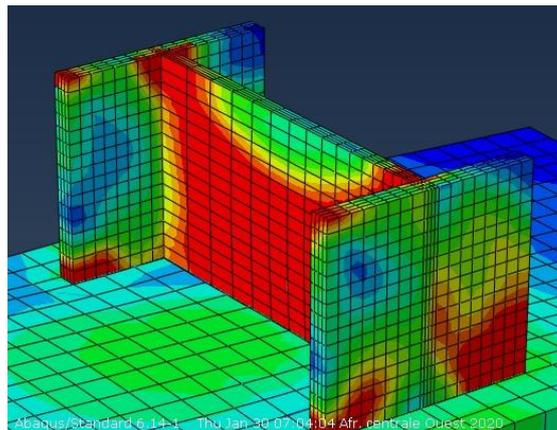


Figure 3. 28 Contraintes dans le connecteur en IPE120 dans la position P04



Figure 3. 29 Déformation du connecteur en IPE120 dans la position P04

3.9. Validation du modèle éléments finis :

Les résultats numériques obtenus ont été comparés aux résultats des tests expérimentaux. La comparaison dans le tableau 3.2 montre que le modèle d'éléments finis 3D établi au cours de cette étude est capable de prédire efficacement la capacité de cisaillement ultime et la courbe charge-glissement pour les essais pushout avec des connecteurs en forme de I.

Il est montré que dans le régime linéaire les résultats des éléments finis sont en bon accord avec les résultats des essais et divergent légèrement des résultats des tests dans le régime non linéaire pour les positions P03 et P04 des connecteurs étudiés. Cependant, les courbes numériques prennent la forme d'un écoulement plastique et divergent des courbes expérimentales après avoir atteint la charge ultime pour tous les échantillons. Ce comportement peut s'expliquer par le comportement du matériau acier adopté dans le modèle éléments finis qui était un comportement élastique parfaitement plastique bilinéaire.

Le tableau 3.2 montre la capacité de cisaillement obtenue expérimentalement et les résultats de glissement maximum par rapport aux résultats d'analyse par éléments finis.

Tableau 3. 2 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux

Positions	Spécimens	Résultats expérimentaux		Résultats numériques		Comparaison	
		Glissement vertical Δ_{test} (mm)	Charge ultime P_{test} (KN)	Glissement vertical Δ_{EF} (mm)	Charge Ultime P_{EF} (KN)	$\Delta_{test}/\Delta_{EF}$	P_{test}/P_{EF}
P01	P01-A	13,28	84	13,16	84,38	1,01	1,00
	P01-B	10,2	96	9,17	102,35	1,11	0,94
P02	P02-A	13,1	78,9	13,1	85,46	1,00	0,92
	P02-B	8,84	95,6	9,24	99,34	0,96	0,96
P03	P03-A	12,23	121	11,58	123,7	1,06	0,98
	P03-B	7,28	135,25	7,54	142,58	0,97	0,95
P04	P04-A	12,13	82,5	12,73	85	0,95	0,97
	P04-B	7,08	102,2	8,29	108,37	0,85	0,94

D'après les résultats répertoriés dans le tableau 3.2, les valeurs moyennes des rapports (P_{test}/P_{EF}) et ($\Delta_{test}/\Delta_{EF}$) sont respectivement de 0,957 et 0,988.

3.10. Conclusion :

Un modèle d'éléments finis non linéaires a été développés pour étudier le comportement des connecteurs de cisaillement en forme I dans une dalle composite utilisant une poutre métallique et le comportement structurel des poutres composites.

Les conclusions ci-dessous peut être tirées de l'étude numérique :

- L'analyse par éléments finis a indiqué que l'orientation du connecteur en forme de I a une influence significative sur la capacité de charge de cisaillement et sur la ductilité.
- Il existe une orientation privilégiée pour laquelle la capacité portante d'un connecteur de cisaillement en forme de I est nettement supérieure à celle de toutes les autres orientations testées en termes de capacité de charge ultime et de glissement interfacial. Cette orientation, est celle de l'éprouvette dénommé P03.
- La technique implicite peut être utilisée pour résoudre le problème statique en appliquant un déplacement imposé pour résoudre les problèmes non linéaires et de contact discontinu, donc cette technique est appropriée pour la simulation de l'essai pushout avec connecteurs de cisaillement en I.
- Les connecteurs de cisaillement en I présentent une ductilité suffisante pour toutes les orientations considérées.
- La résistance au cisaillement augmente d'environ 17 % lorsque l'on utilise un béton de classe de résistance C30/37 au lieu C20/25 mais la ductilité diminue en moyenne de 48%.
- La comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux a montré que le modèle éléments finis proposé peut prédire de façon satisfaisante le comportement des connecteurs dans un essai push-out.

CHAPITRE 04 : Etude paramétrique sur les poutres mixtes acier-béton

4.1. Introduction :

Sur la base du modèle d'éléments finis validé dans le chapitre 03, un total de 60 essais pushout ont été simulés en utilisant le logiciel à base d'éléments finis ABAQUS pour étudier les effets des dimensions du connecteur soit longueur ou hauteur et des propriétés des matériaux utilisé soit le béton ou bien l'acier. Les variables étudiées comprenaient la hauteur du connecteur en I, la longueur du connecteur, la résistance du connecteur ou bien sa nuance, la résistance à la compression du béton et le diamètre des barres d'armature. Les dimensions des connecteurs et les propriétés des matériaux des modèles P01-A et P01-B, P02-A et P02-B, P03-A et P03-B, et P04-A et P04-B étaient identiques à celles du modèle de référence abordés dans le chapitre 02 et le chapitre 03.

4.2. Généralités sur les paramètres influençant le comportement des poutres mixtes acier-béton :

Le logiciel ABAQUS (2012) est un programme basé sur la méthode des éléments finis, il peut être utilisé de façon générale et donc pour simuler l'essai pushout. L'approche statique générale pour l'analyse de la poutre en acier et la dalle en béton armé et les Connecteurs de cisaillement en IPE120 est utilisé dans cette étude. Les essais expérimentaux décrits dans le chapitre 02 sont utilisés pour développer un modèle en éléments finis. Seule la moitié de la géométrie de l'essai de poussée a été créée en raison des conditions symétriques à travers la ligne centrale de l'âme de la poutre en acier pour économiser du temps de calcul.

Cinq paramètres clés pouvant affecter le comportement des connecteurs de cisaillement en forme I dans les poutres composites acier-béton ont été choisis comme variables dans l'étude paramétrique. Ces paramètres étaient :

- la résistance à la compression de la dalle du béton
- la nuance des connecteurs utilisés
- l'armature de la dalle en béton
- la longueur des connecteurs en I
- la hauteur des connecteurs en I

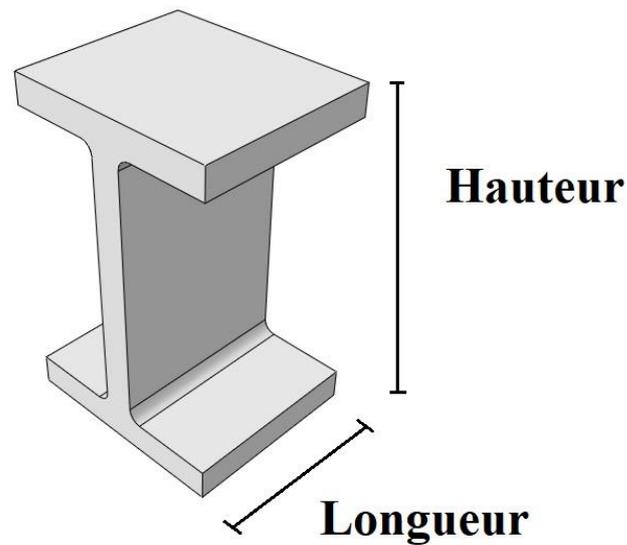


Figure 4. 1 Dimension à évaluer dans l'étude paramétrique

Pour des raisons de simplicité, les études paramétriques se sont limitées à trois modèles pour chaque paramètre étudié comme le montre le tableau 1.

Tableau 4. 1 Modèles numériques simulés pour l'étude paramétrique pour chaque position

Paramètres	Dalles du béton		Connecteurs		
	Armatures	Fcu (Mpa)	H (mm)	L (mm)	Nuance d'acier (Mpa)
La résistance du béton	4Φ8	20	120	60	235
	4Φ8	30	120	60	235
	4Φ8	40	120	60	235
La nuance d'acier du connecteur	4Φ8	20	120	60	235
	4Φ8	20	120	60	275
	4Φ8	20	120	60	355
L'armature de la dalle du béton	4Φ8	20	120	60	235
	4Φ10	20	120	60	235
	4Φ12	20	120	60	235
La longueur du connecteur	4Φ8	20	120	60	235
	4Φ8	20	120	70	235
	4Φ8	20	120	80	235
La hauteur du connecteur	4Φ8	20	120	60	235
	4Φ8	20	100	60	235
	4Φ8	20	80	60	235

4.2.1 Effet de la résistance à la compression du béton :

La résistance du béton affecte considérablement la capacité de charge d'un système de plancher mixte acier-béton et cela pour toutes les positions des connecteurs de cisaillement étudiés. L'étude paramétrique montre que la capacité portante augmente d'environ 35 % lorsque la résistance du béton passe de 20 MPa à 40 MPa. Les résultats de l'analyse numérique ont également montré que l'augmentation de la résistance à la compression du béton affecte la ductilité des poutres composite acier-béton.

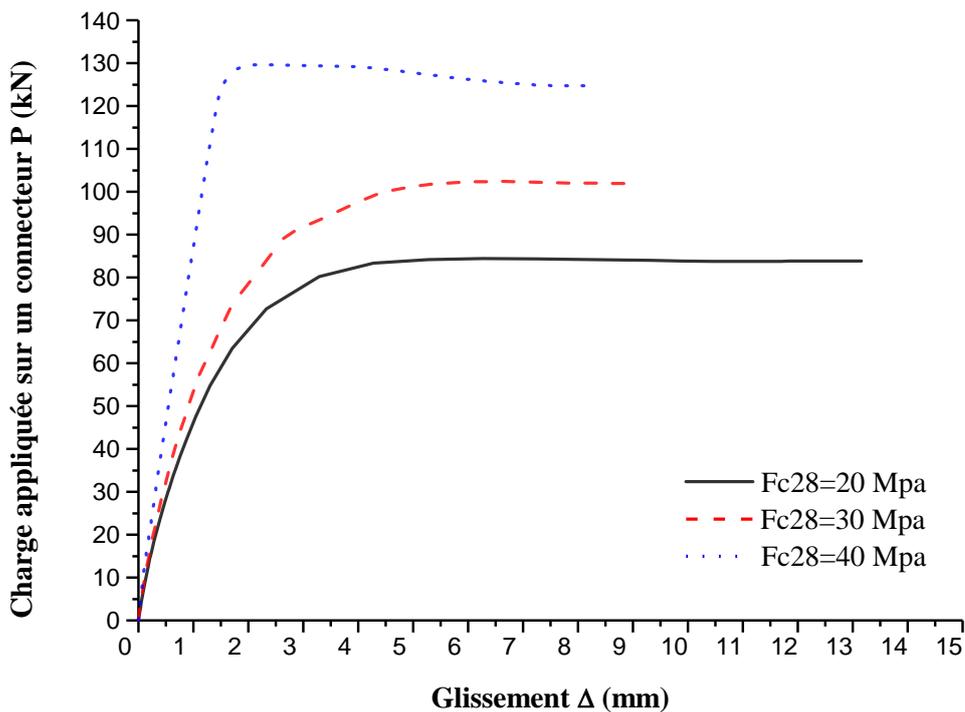


Figure 4. 2 Influence de la résistance à la compression du béton dans la position P01

Pour la position P01 la charge ultime pour une résistance à la compression du béton de 20 Mpa est de 84.38 kN alors que le glissement maximal est 13.16 mm, mais lorsque nous augmentons la résistance du béton à 30 Mpa la charge ultime deviens 102.35 kN donc soit une augmentation d'environ de 21% de la capacité de charge et le glissement maximal enregistré est 9.17 mm, l'utilisation d'un béton de 40 Mpa de résistance donne une capacité de charge de 129.68 kN et un glissement de 8.16 mm.

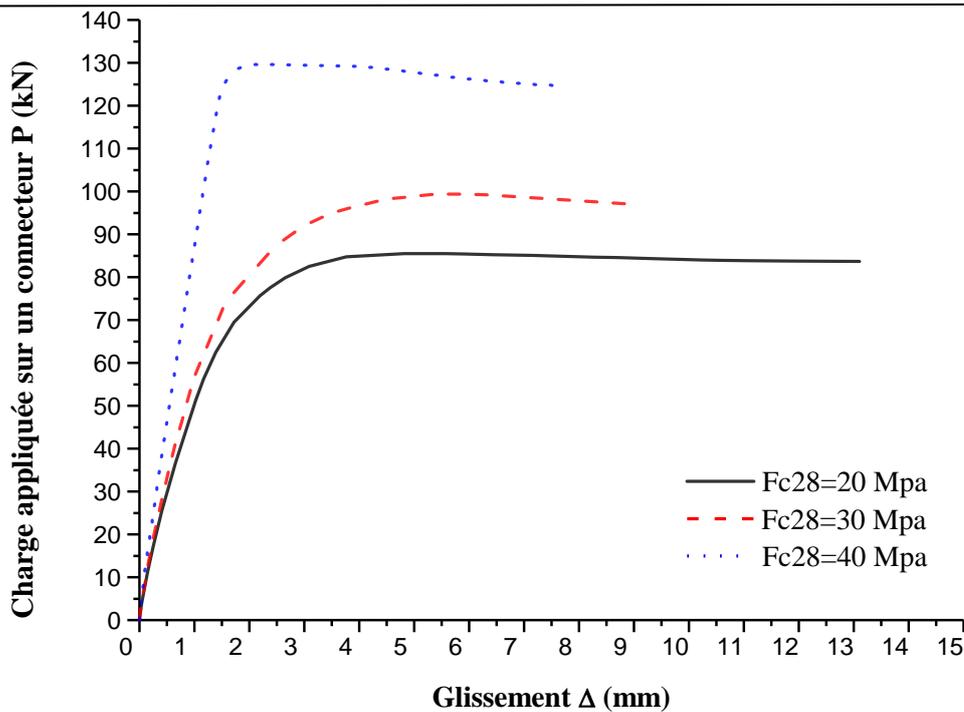


Figure 4. 3 Influence de la résistance à la compression du béton dans la position P02

La position P02 offre une capacité de charge de 85.46 kN et un glissement maximal de 13.10 mm pour la résistance à la compression du béton de 20 Mpa, cependant la résistance du béton de 30 Mpa donne une charge ultime de 99.34 kN donc soit 25% de plus en matière de capacité de charge et le glissement maximal enregistré est 9.24 mm, le béton de 40 Mpa de résistance donne une capacité de charge de 129.68 kN soit une augmentation de 51% par rapport au béton de 20 Mpa de résistance et avec une perte de ductilité ou le glissement maximal est de 7.66 mm.

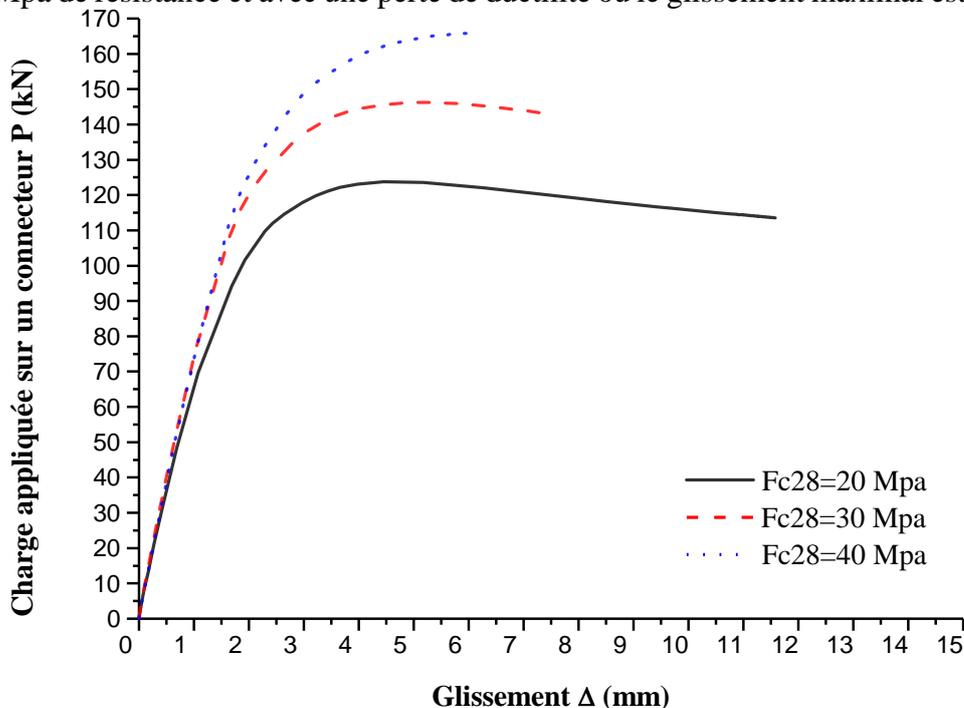


Figure 4. 4 Influence de la résistance à la compression du béton dans la position P03

La figure (4.4) montre la variation de la charge appliquée sur un connecteur de cisaillement en forme I en fonction du glissement enregistré, et cela pour différentes résistances du béton soit 20 Mpa, 30 Mpa, et 40 Mpa. Nous remarquons que l'augmentation de la résistance de 20 Mpa à 30 Mpa augmente la capacité de charge de la dalle mixte de 123 kN jusqu'à 146 kN et 166 kN pour le béton de 40 Mpa. En contrepartie nous constatons une perte de ductilité une fois la résistance du béton augmente soit 11.58 mm, 7.55 mm, et 6.24 mm pour les résistances 20 Mpa, 30 Mpa, et 40 Mpa respectivement.

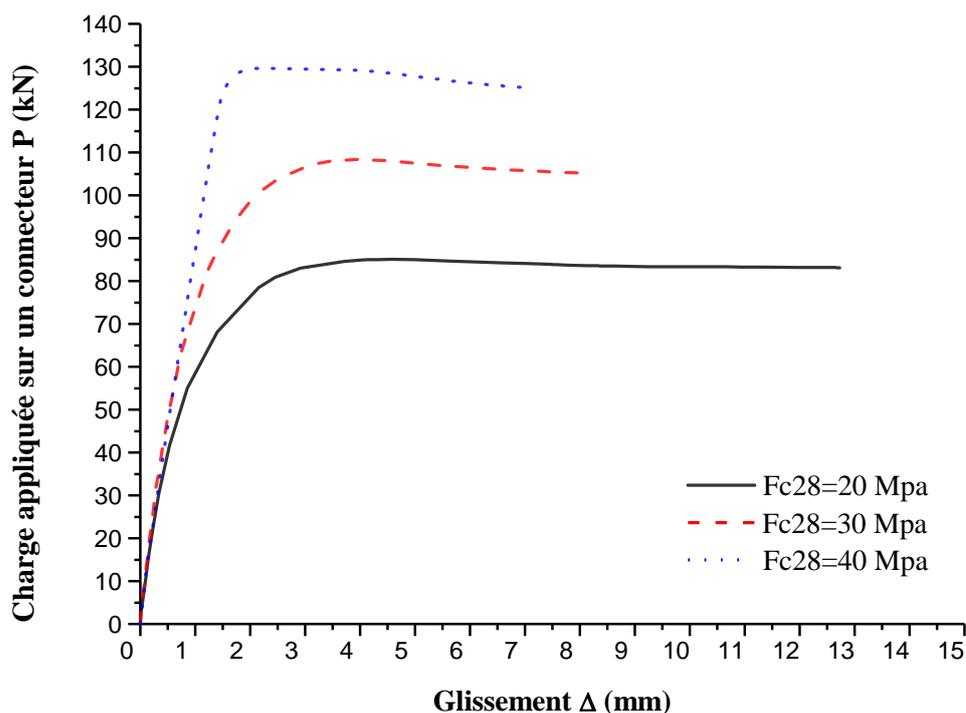


Figure 4. 5 Influence de la résistance à la compression du béton dans la position P04

La résistance du béton a la même influence dans la position P04 comme monte La figure (4.5), l'augmentation de la résistance de 20 Mpa à 30 Mpa augmente la capacité de charge de la dalle mixte de 85 kN jusqu'à 108.37 kN et 129.68 kN pour le béton de 40 Mpa, soit une augmentation de 51% du 20 Mpa à 40 Mpa. Mais lorsque la résistance du béton augmente 20 Mpa, 30 Mpa, et 40 Mpa nous constatons une perte de ductilité ou le glissement interfacial est de 12.73 mm, 8.29 mm, et 7.09 mm respectivement.

4.2.2 Effet de la nuance d'acier du connecteur :

Nous allons comparer dans cette partie le comportement charge-glissement des spécimens pushout avec des connecteurs de cisaillement en IPE120 mais avec différentes nuances S235, S275 et S355.

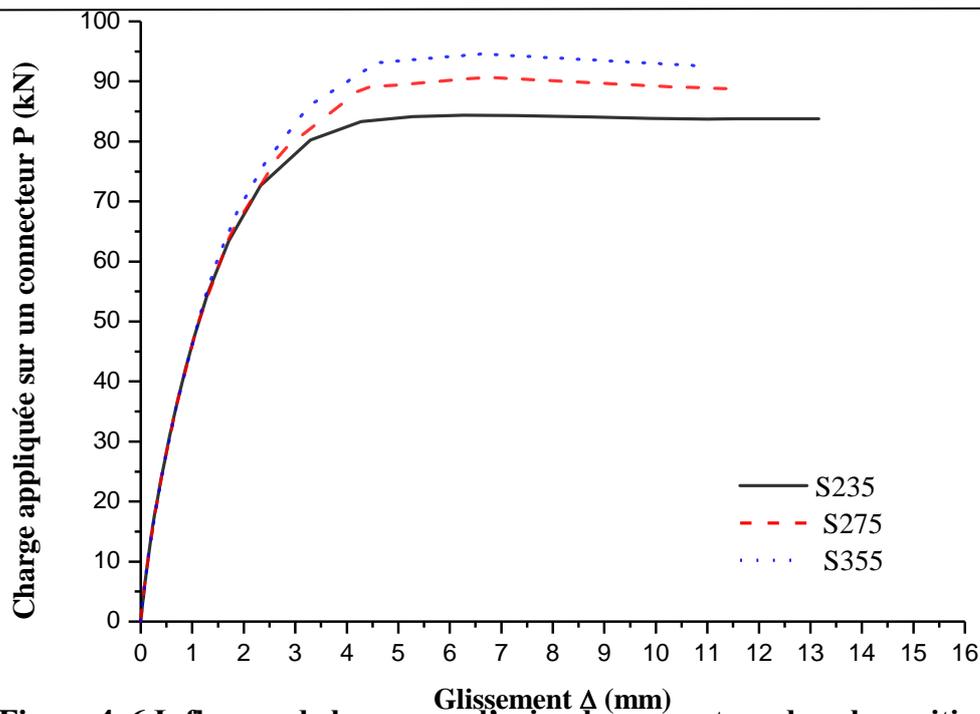


Figure 4. 6 Influence de la nuance d'acier du connecteur dans la position P01

Les résultats de l'analyse numérique des différentes nuances d'acier des connecteurs utilisés dans la position P01 ont montré que la capacité de cisaillement est plus élevée lorsque on augmente la nuance de S235 à S275. Comme le montre la figure (4.6), la capacité de charge des connecteurs en IPE120 avec nuance S275 est supérieure à celle des spécimens où le connecteur est d'une nuance S235 d'environ 8 %, et les spécimens où le connecteur est d'une nuance S355 ont une capacité de charge supérieure à celle des spécimens des connecteurs d'une nuance S235 et S275 et qui donne une augmentation de 12 % et 5 % respectivement.

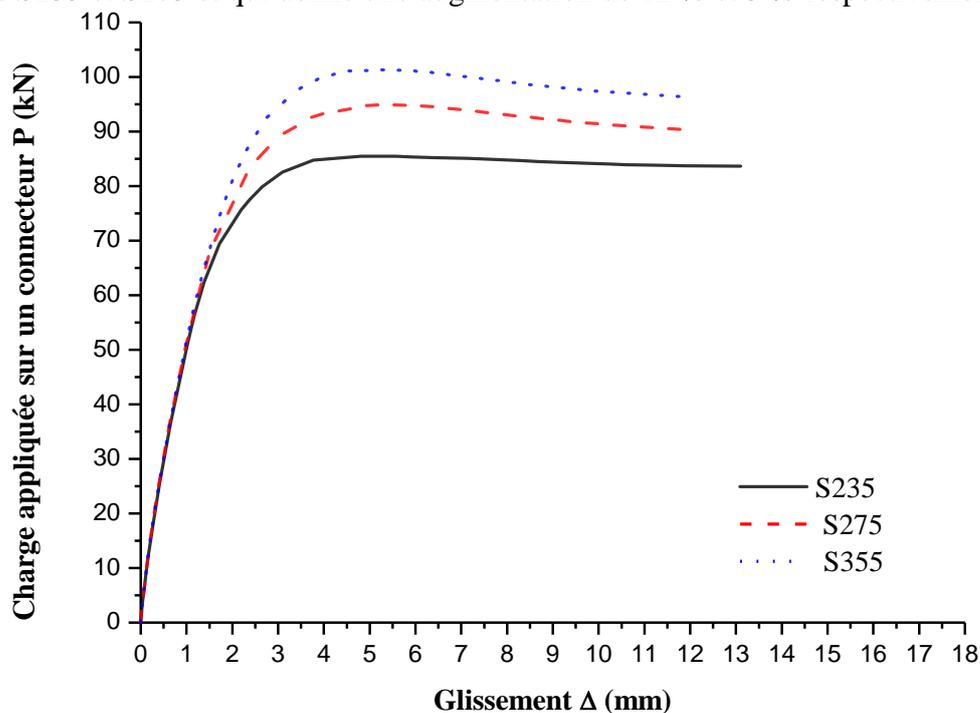


Figure 4. 7 Influence de la nuance d'acier du connecteur dans la position P02

Des différentes nuances d'acier des connecteurs utilisés dans la position P02 ont montré que lorsque on augmente la nuance, la capacité de cisaillement augmente. La figure (4.7) montre le comportement charge-glissement dans la position P02 des connecteurs avec différentes nuances S235, S275 et S355. La capacité de charge des connecteurs en IPE120 avec nuance S355 est supérieure à celle des spécimens où le connecteur est d'une nuance S235 et S275, et qui donne une augmentation de la capacité de cisaillement d'environ 19 % et 7% respectivement.

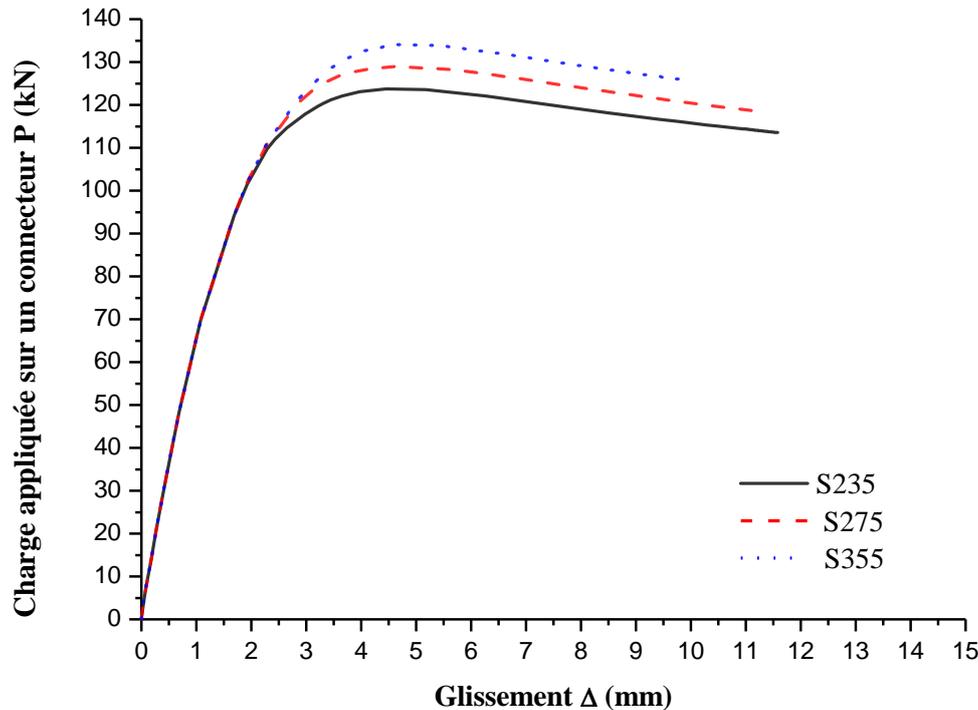


Figure 4. 8 Influence de la nuance d'acier du connecteur dans la position P03

Le même effet de l'augmentation de la nuance des connecteurs dans les positions P01 et P02 est observé dans la position P03, donc quand la nuance est plus élevée, la capacité de cisaillement augmente. La figure (4.8) montre l'effet de la nuance des connecteurs sur le comportement charge-glissement dans la position P03. La capacité de charge des connecteurs en IPE120 avec nuance S355 est supérieure à celle des spécimens où le connecteur est d'une nuance S235 et S275, et qui donne une augmentation de la capacité de cisaillement d'environ 8.5 % et 4% respectivement.

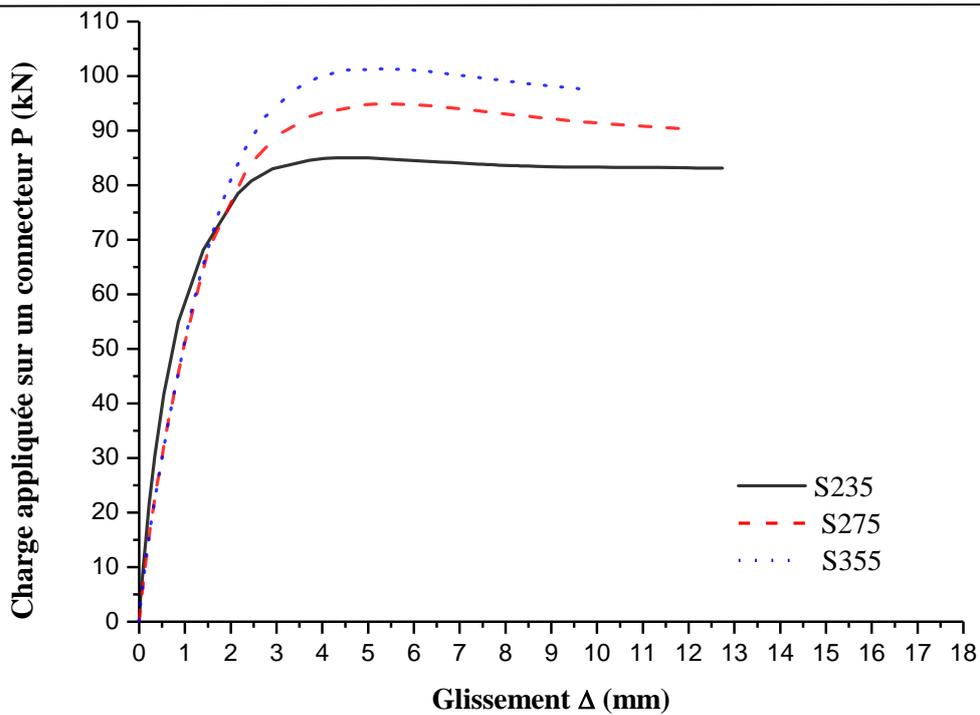


Figure 4. 9 Influence de la nuance d'acier du connecteur dans la position P04

Comparant le comportement charge-glissement des connecteurs dans la position P04 par rapport aux autres positions nous remarquons que l'effet de la nuance des connecteurs et le même, l'utilisation des connecteurs avec une nuance plus élevée provoque une résistance au cisaillement plus élevée, par la suite les connecteurs en IPE120 avec nuance S355 offre une capacité de de cisaillement plus élevée que S235 et S275 d'environ 20% et 7% respectivement.

4.2.3 Effet de l'armature de la dalle du béton :

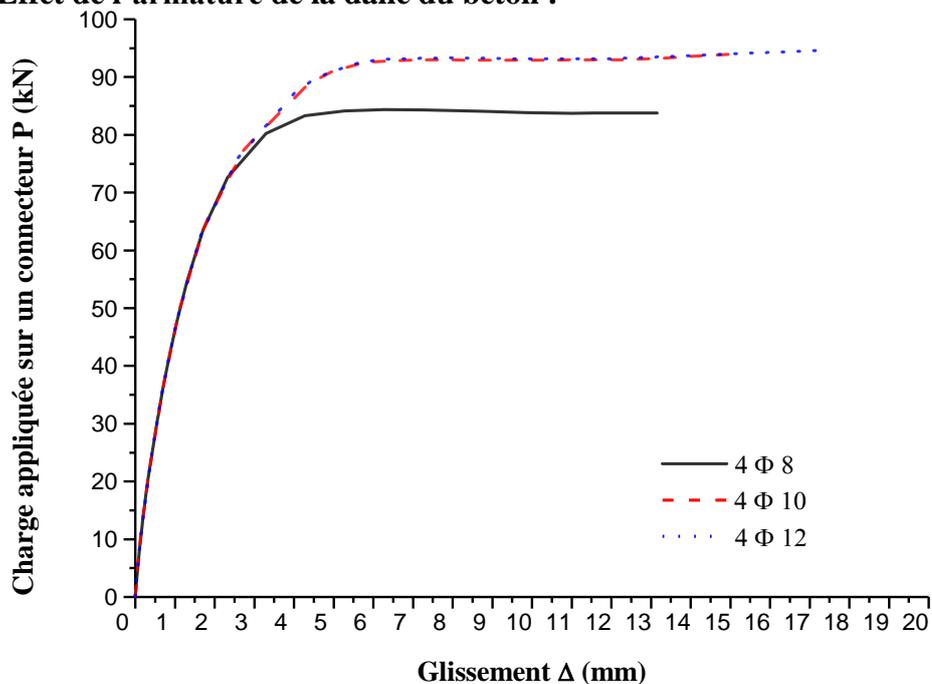


Figure 4. 10 Influence du diamètre des armatures de la dalle du béton dans la position P01

Trois diamètres de barres d'armature ($\Phi 8$, $\Phi 10$ et $\Phi 12$) ont été étudiés afin d'étudier l'influence de ce paramètre sur la capacité de charge ultime et la ductilité du connecteur en I. Il apparaît qu'une légère augmentation du diamètre des barres d'armature entraîne une augmentation considérable de la résistance au cisaillement et de la ductilité dans la position P01. La charge ultime a augmenté de 84.38 kN pour les $\Phi 8$, jusqu'au 92.98 kN et 93,31 kN lors de l'utilisation de barres d'armature $\Phi 10$ et $\Phi 12$ respectivement. Au même temps, le glissement interfacial maximal atteint respectivement 15.04 mm et 17.44 mm.

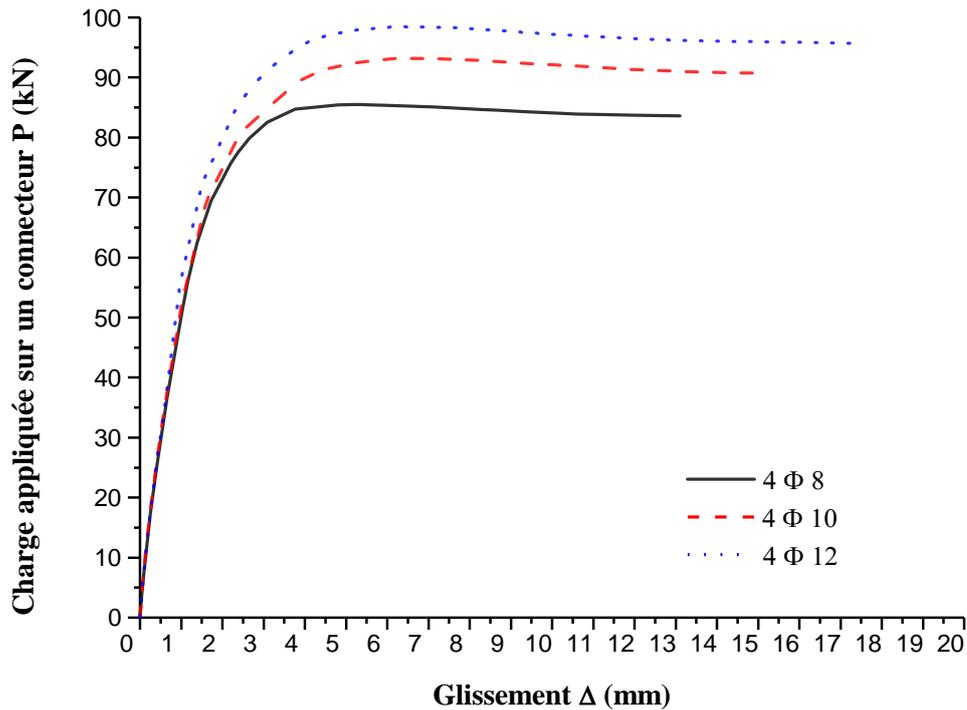


Figure 4. 11 Influence du diamètre des armatures de la dalle du béton dans la position P02

La figure (4.11) montre l'effet du diamètre des armatures de la dalle sur le comportement charge-glissement dans la position P02. Une augmentation du diamètre des armatures de $\Phi 8$, jusqu'au $\Phi 10$ et $\Phi 12$ engendre une augmentation de la charge ultime de cisaillement de 85.46 kN pour $\Phi 8$ jusqu'à 94,92 kN et 101.32 kN lors de l'utilisation de barres d'armature $\Phi 10$ et $\Phi 12$ respectivement. De même, le glissement interfacial maximal atteint respectivement 12.31 mm et 11.88 mm.

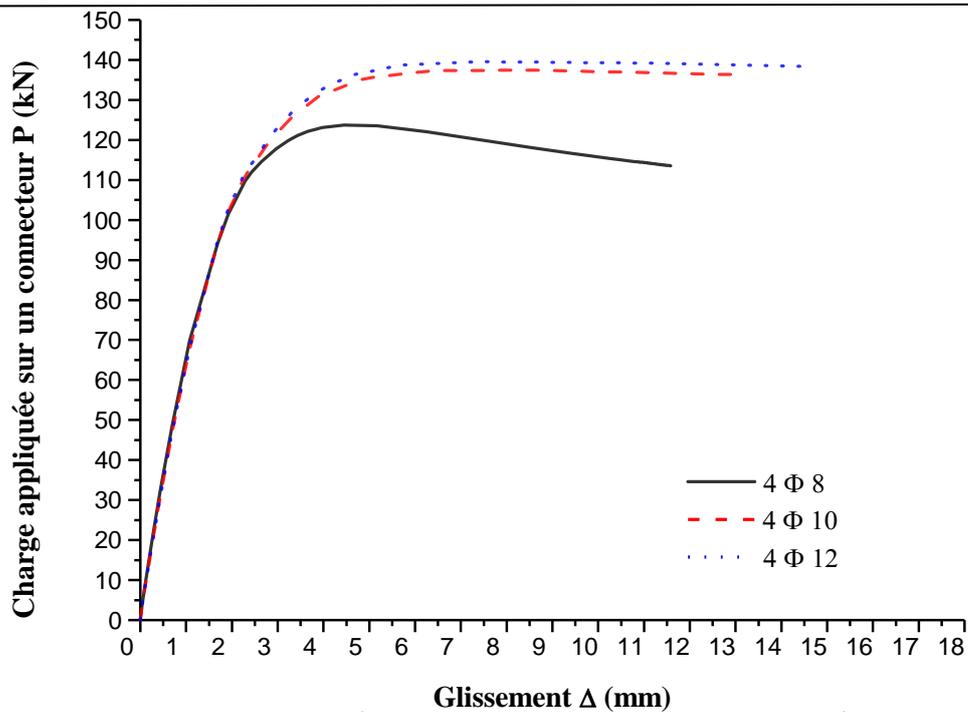


Figure 4. 12 Influence du diamètre des armatures de la dalle du béton dans la position P03

Le même effet de l'augmentation du diamètre des armatures dans les positions P01 est observé dans la position P03, donc quand on utilise des barres d'armature Φ 10 et Φ 12, la capacité de cisaillement augmente 123.70 kN pour Φ 8 et atteindrent 137.40 kN et 139.52 kN respectivement. Le glissement maximal atteint respectivement 13.39 mm et 14.56 mm.

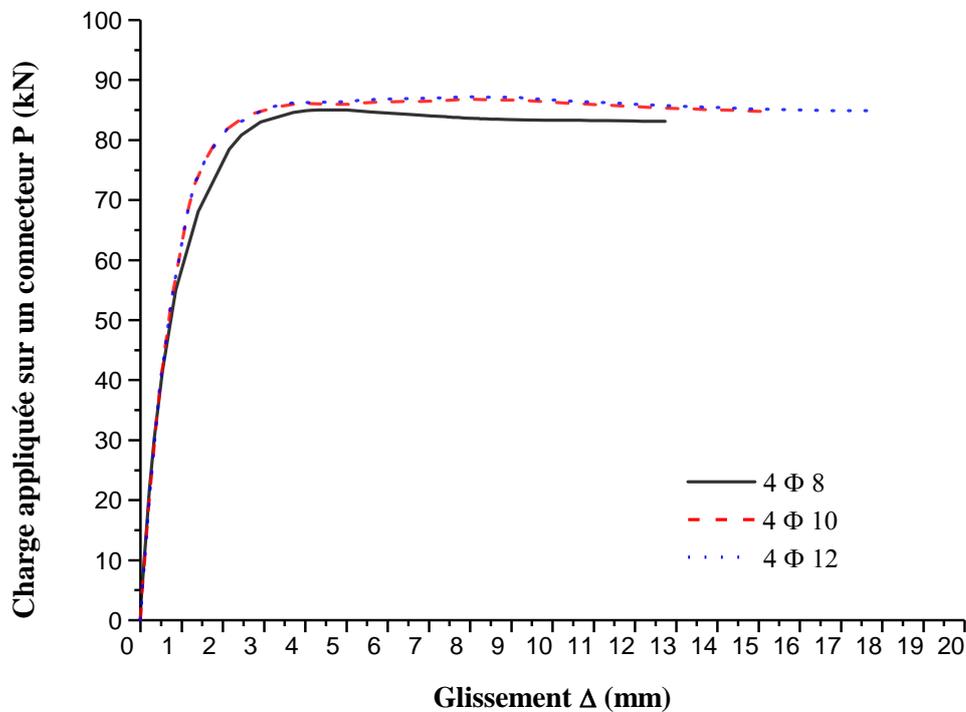


Figure 4. 13 Influence du diamètre des armatures de la dalle du béton dans la position P04

L'effet du diamètre des armatures sur la capacité de charge ultime dans position P04 est très minime par rapport aux autres positions P01, P02 et P03. L'augmentation des barres d'armature de diamètres $\Phi 10$ et $\Phi 12$, la capacité de cisaillement augmente très légèrement de 85 kN pour $\Phi 8$ et atteindre 86.77 kN et 87.21 kN respectivement. Le glissement maximal atteint respectivement 15.34 mm et 17.90 mm, comme le montre la figure (4.13).

4.2.4 Effet de la hauteur du connecteur :

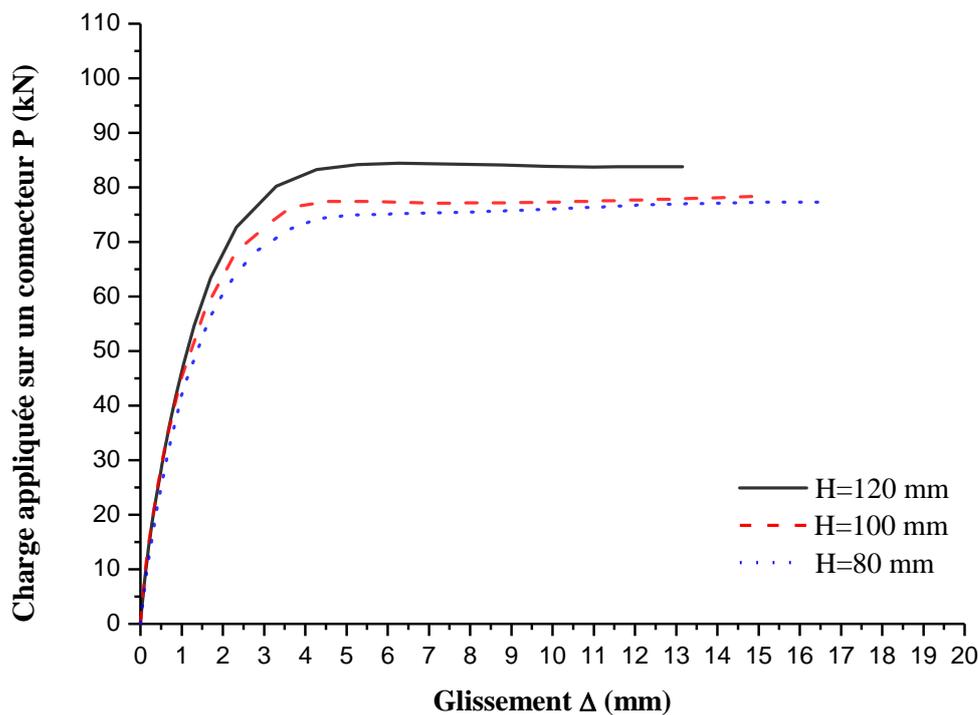


Figure 4. 14 Influence de la hauteur du connecteur dans la position P01

Trois hauteurs du connecteur ont été inspecté dans cette étude (H=80 mm, H=100 mm et H=120 mm). L'influence de ce paramètre sur la capacité de charge ultime et la ductilité du connecteur en I. Il apparaît qu'une légère diminution de la hauteur du connecteur entraîne une diminution de la résistance au cisaillement dans la position P01. La charge ultime est de 84.38 kN pour les H=120 mm, et pour H=100 mm et H=80 mm sont 78.49 kN et 77,26 kN respectivement. Par ailleurs, le glissement interfacial maximal a augmenté et atteint respectivement 15.42 mm et 16.59 mm.

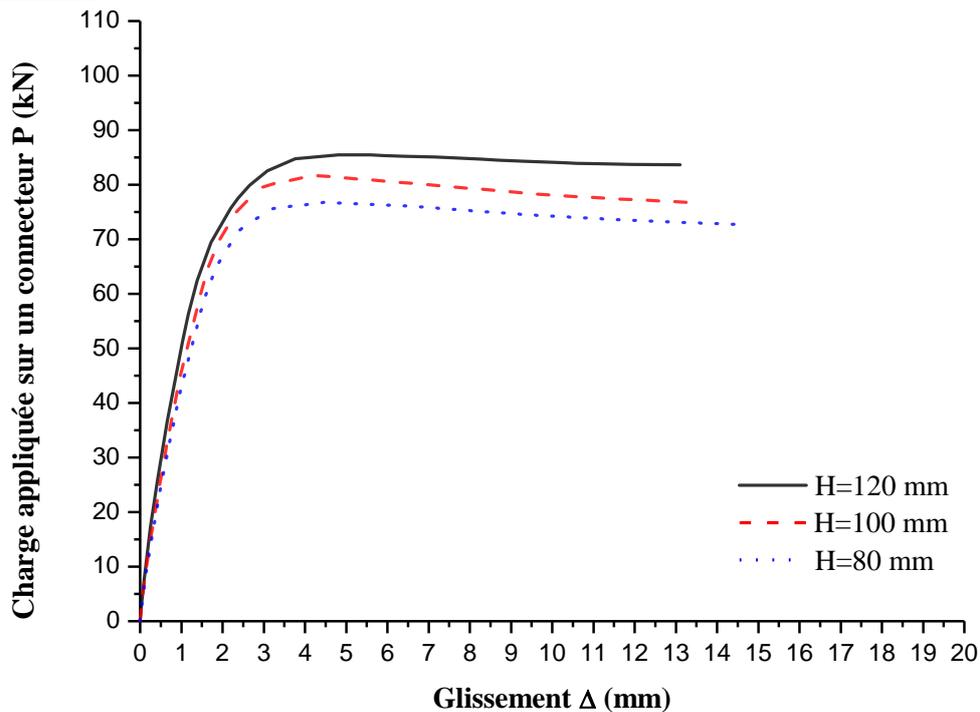


Figure 4. 15 Influence de la hauteur du connecteur dans la position P02

L'effet de la hauteur du connecteur sur la capacité de charge ultime dans position P02 est plus flagrant dans cette position par rapport à la position P01. La diminution de la hauteur du connecteur à H=100 mm et H=80 mm, engendre une diminution légère de la capacité de cisaillement de 85.46 kN pour H=120 mm et atteindre 81.66 kN et 76.76 kN pour H=100 mm et H=80 mm respectivement. Le glissement maximal atteint respectivement 13.54 mm et 14.60 mm, comme le montre la figure (4.15).

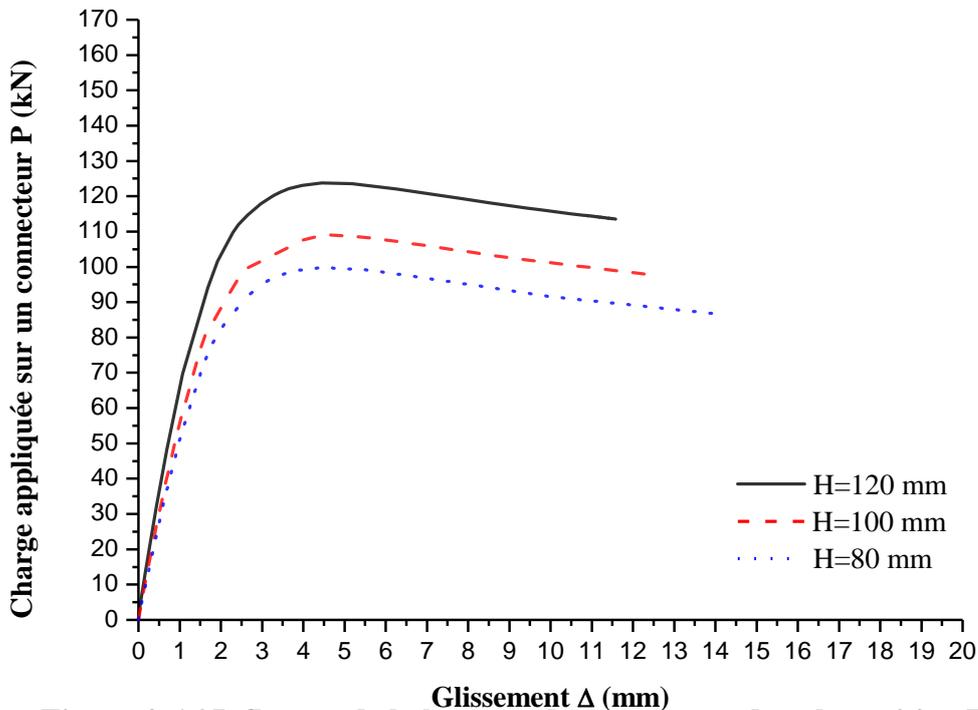


Figure 4. 16 Influence de la hauteur du connecteur dans la position P03

La figure (4.16) montre L'effet de la hauteur du connecteur sur la capacité de charge ultime dans position P03. Nous constatons que l'effet de la hauteur est flagrant dans cette position par rapport aux autres positions P01 et P02, la diminution de la hauteur du connecteur à H=100 mm et H=80 mm, engendre une diminution considérable de la résistance de cisaillement de 123.70 kN pour H=120 mm et atteindre 108.95 kN et 99.71 kN pour H=100 mm et H=80 mm respectivement. Le glissement maximal atteint respectivement 12.33 mm et 14.18 mm.

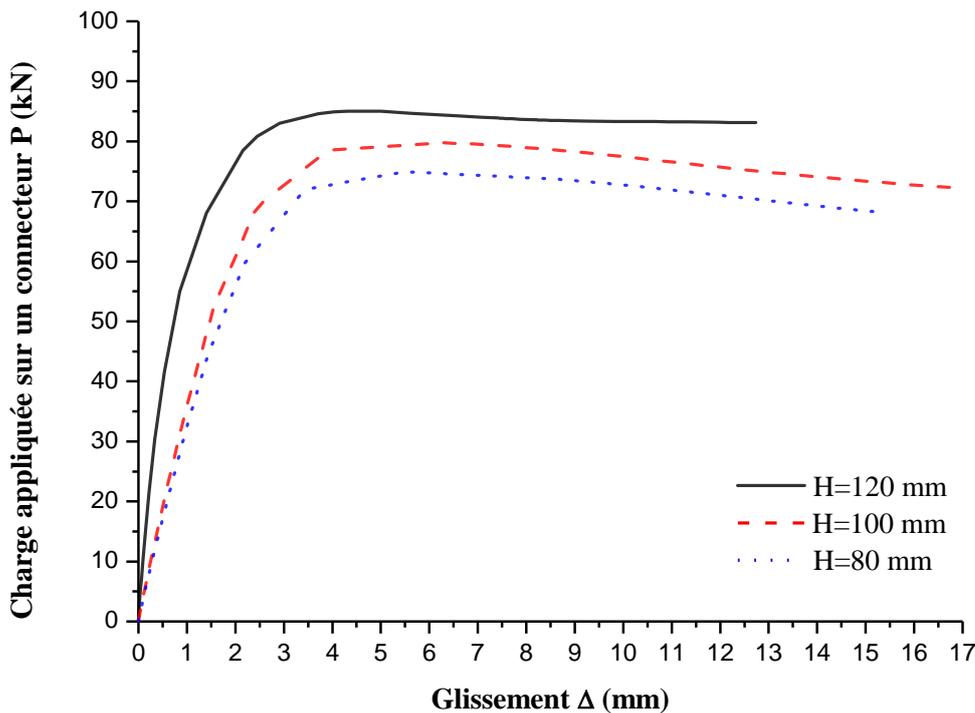


Figure 4. 17 Influence de la hauteur du connecteur dans la position P04

La figure (4.17) montre le comportement charge-glissement des connecteurs dans la position P04, l'effet de la hauteur dans cette position est similaire à celui des autres positions. L'utilisation des connecteurs avec une nuance plus élevée provoque une résistance au cisaillement plus élevée, par la suite les connecteurs en IPE120 avec nuance S355 offre une capacité de de cisaillement plus élevée que S235 et S275 d'environ 20% et 7% respectivement.

4.2.5 Effet de la longueur du connecteur :

Une évaluation de la longueur des connecteurs en forme I est étudié dans cette partie. La longueur de référence était de 60 mm, deux autres longueurs ont été modélisé 70 mm et 80 mm. la figure (4.18) montre que l'effet de la longueur sur la capacité de cisaillement du connecteur est considérable dans la position P01, ou l'augmentation de la longueur du connecteur engendre une augmentation de la charge ultime de cisaillement de 84.38 kN pour L=60mm jusqu'à

116.75 kN et 120.25 kN pour $L=70$ mm et $L=80$ mm respectivement. De même, le glissement interfacial maximal atteint respectivement 12.87 mm et 12.75 mm.

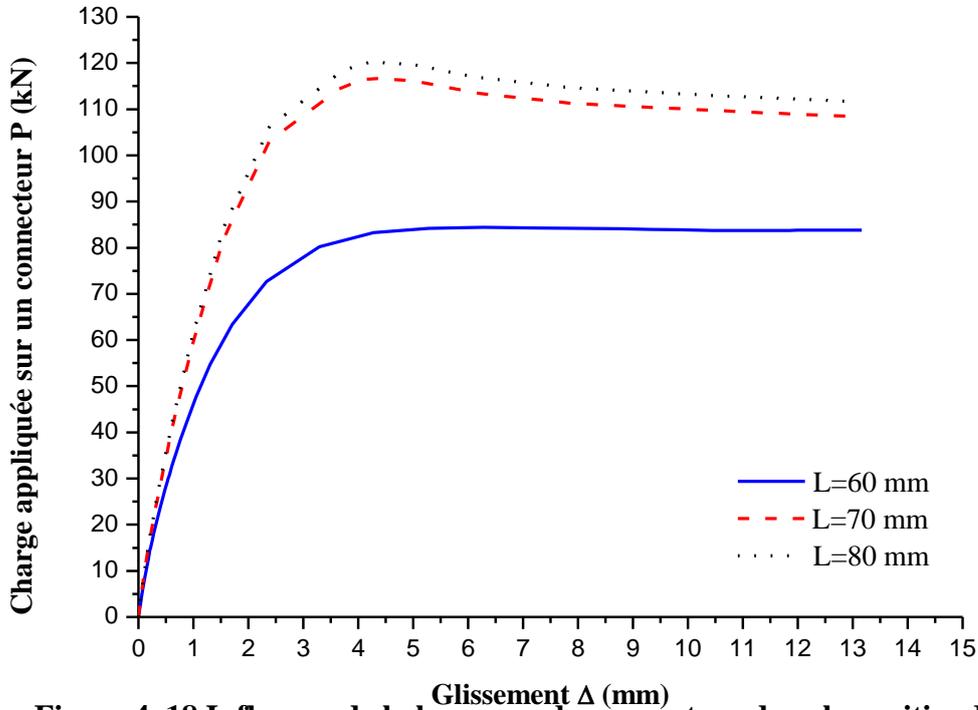


Figure 4. 18 Influence de la longueur du connecteur dans la position P01

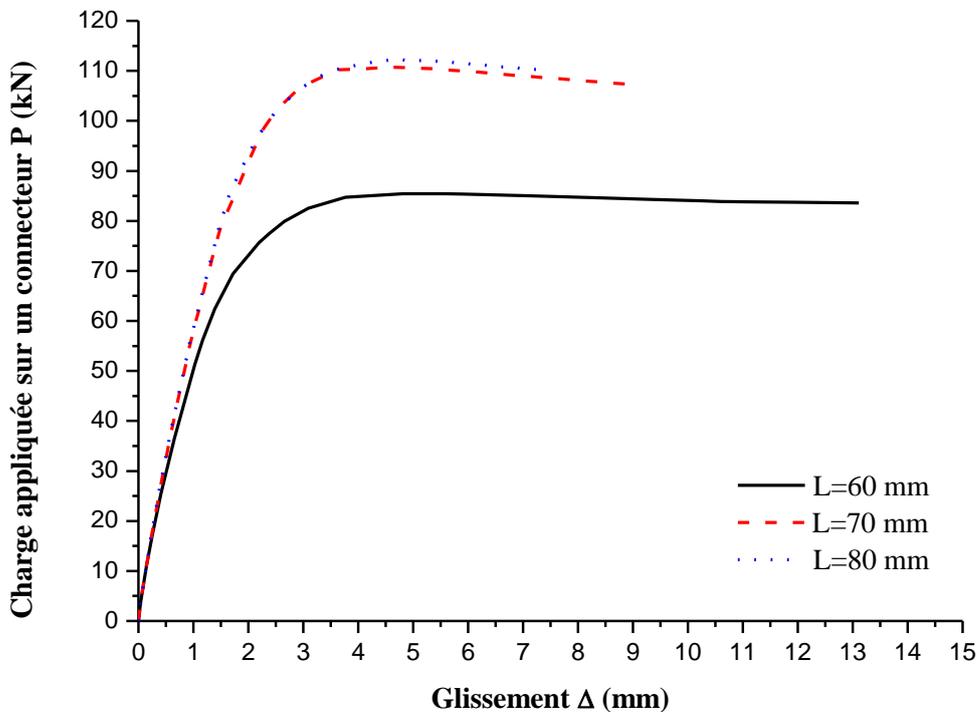


Figure 4. 19 Influence de la longueur du connecteur dans la position P02

La figure (4.19) montre le comportement charge-glissement dans la position P02 des connecteurs avec différentes longueurs $L=60$ mm, $L=70$ mm et $L=80$ mm. La capacité de charge des connecteurs en IPE120 avec des longueurs de $L=70$ mm et $L=80$ mm, est supérieure à celle des spécimens ou le connecteur est d'une longueur $L=60$ mm, et qui donne une augmentation de la capacité de cisaillement d'environ 29 % et 31 % respectivement.

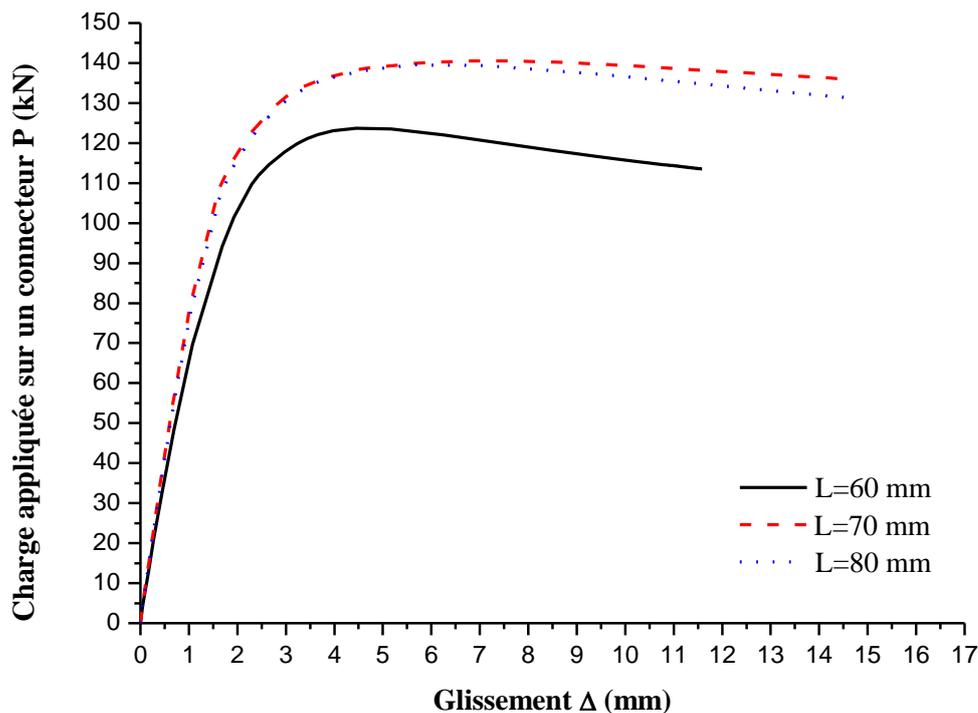


Figure 4. 20 Influence de la longueur du connecteur dans la position P03

L'effet de la longueur du connecteur sur la capacité de charge ultime dans position P03 est flagrant dans similaires des autres positions P01 et P02. L'augmentation de la longueur du connecteur à $L=70$ mm et $L=80$ mm, engendre une augmentation considérable de la capacité de cisaillement de 123.70 kN pour $L=60$ mm et atteindre 140.54 kN et 139.50 kN pour $L=70$ mm et $L=80$ mm respectivement. Le glissement maximal atteint respectivement 14.24 mm et 14.82 mm, comme le montre la figure (4.20).

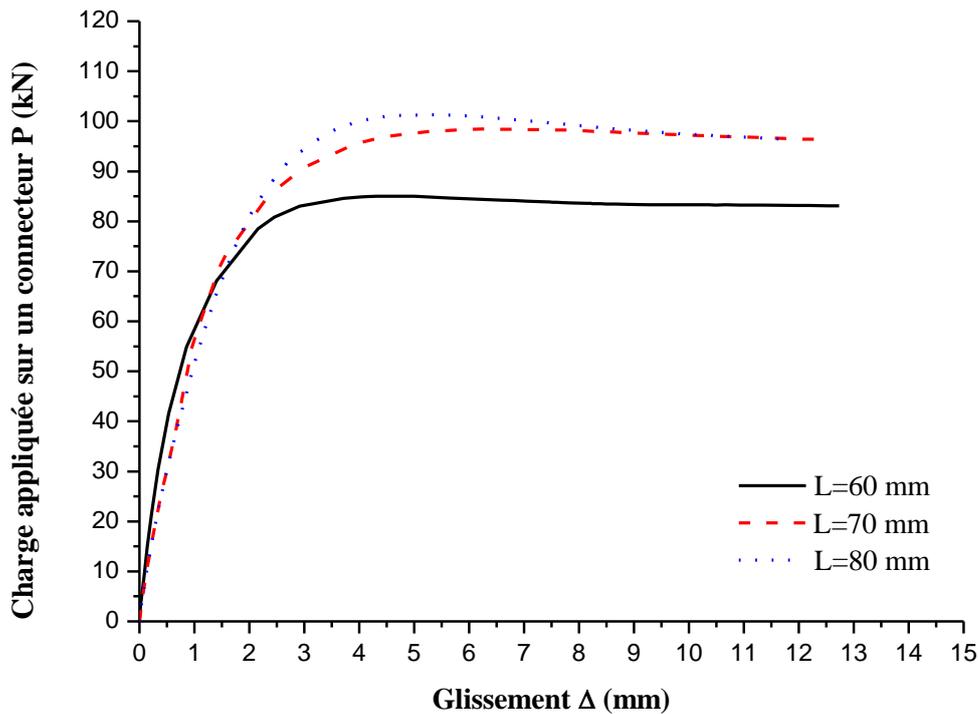


Figure 4. 21 Influence de la longueur du connecteur dans la position P04

Le même effet de l'augmentation de la longueur enregistré dans les positions P01, P02 est P03 est observé dans la position P04, donc quand on utilise des connecteurs en IPE120 avec des longueurs de L=70 mm et L=80 mm, la capacité de cisaillement augmente de 85 kN pour L=60 mm et atteindre 98.49 kN et 101.32 kN respectivement. Le glissement maximal atteint respectivement 12.54 mm et 11.88 mm, comme montre la figure (4.21).

4.3 Conclusion :

Dans ce chapitre soixante modèles à base d'éléments finis non linéaires ont été développés pour étudier le comportement d'un connecteur en forme I dans une dalle composite utilisant un tablier métallique et le comportement structurel des systèmes de poutres composites.

Nous avons réalisé des études paramétriques sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton à l'aide des logiciels ABAQUS qui est basé sur la méthode des éléments finis, les résultats obtenus à l'aide de ce logiciel ont permis de montrer l'incidence de certains paramètres sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton représentés par l'essai pushout.

Ce qui suit des conclusions peuvent être tirées de cette étude paramétrique :

- L'augmentation de la résistance à la compression du béton provoque une augmentation de la résistance au cisaillement du système composite, par ailleurs une perte de ductilité est signalé sur le comportement charge-glissement des poutres composites.

-
- Les armatures de la dalle en béton ont une grande influence sur la résistance au cisaillement de la poutre composite, l'augmentation du diamètre des armatures a provoqué une augmentation de la capacité de charge du système composite.
 - La nuance des aciers des connecteurs en IPE120 influe considérablement sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton, une augmentation de la nuance des aciers des connecteurs de S235 à S275 et S355 provoque une augmentation de la résistance au cisaillement des poutres composites, et de même pour la ductilité.
 - Une dégradation de la résistance au cisaillement fonction de la diminution de la hauteur du connecteur est enregistré dans cette étude paramétrique, les hauteurs de 100 mm et 80 mm ont donné des charges ultimes moins que celle avec une hauteur de 120 mm, mais gagne en matière de ductilité du système composite acier-béton.
 - L'augmentation de la hauteur du connecteur en forme I a un effet majeur sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton. Donc l'augmentation de la section provoque plus de résistance aux poutres.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Le comportement des connecteurs de cisaillement en forme « I » dans les structures composites a été étudié dans cette thèse. Deux principales méthodes d'investigation, expérimentales et le modèle des éléments finis ont été utilisés dans cette recherche. Le travail expérimental a été réalisé en utilisant la technique de poussée « Pushout » comme expliqué au chapitre 2. La partie expérimentale comprend la construction et le test de 8 pushout spécimens avec des connecteurs de cisaillement en IPE120 avec quatre différentes orientations. Les principaux paramètres étudiés étaient l'orientation des connecteurs de cisaillement en IPE120, et résistance à la compression du béton ou deux classes du béton ont été étudiées C20/25 et C30/37. L'observation expérimentale focalisée sur le mode de rupture, le glissement et la capacité de cisaillement de ce type de connecteur.

Une analyse par éléments finis a également été effectuée pour une meilleure compréhension du comportement composite des structures utilisant des connecteurs de cisaillement en forme « I » au chapitre 3. La simulation numérique a également été adoptée dans cette recherche pour évaluer l'effet de l'orientation des connecteurs en « I » sur la capacité de cisaillement, la ductilité, la rigidité pour les mêmes classes de béton abordées dans la partie expérimentale du chapitre 2. Un modèle d'éléments finis non linéaire tridimensionnel a été développé à l'aide du package ABAQUS 6.12. Le modèle proposé a été validé par rapport aux résultats expérimentaux de l'essai de pushout dans la présente recherche. Enfin, une étude paramétrique a été réalisée, l'objectif principal était d'évaluer des paramètres pouvant affecter le comportement des poutres composites acier-béton dans les quatre positions étudiées telle que la résistance à la compression de la dalle du béton, la nuance des connecteurs utilisés, l'armature de la dalle en béton, la longueur des connecteurs en I et la hauteur des connecteurs en I.

Le comportement des connecteurs de cisaillement en forme « I » dans les structures composites avec différentes orientations ont fait l'objet d'études expérimentales et étude numérique. Les résultats du modèle expérimental et des éléments finis montrent que la poutre composite avec des connecteurs en « I » a un comportement comparable aux autres connecteurs dans les poutres composites. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de tests de poussée expérimentaux :

- L'orientation du connecteur en forme de I a une influence significative sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton.

- Les résultats obtenus montrent qu'il existe une orientation privilégiée pour laquelle la capacité portante d'un connecteur de cisaillement en forme de I est nettement supérieure à celle de toutes les autres orientations testées en termes de capacité de charge ultime et de glissement interfacial. Dans cette orientation, nommée par P03 dans cette étude, la surface de l'âme du connecteur en forme de I est parallèle à la surface de l'âme de la poutre en acier tandis que les ailes du connecteur et de la poutre en acier sont perpendiculaires
- Les connecteurs de cisaillement en I présentent une ductilité suffisante dans toutes les orientations testées soit un glissement supérieur à 6 mm, donc on peut dire que le connecteur en IPE est un connecteur de cisaillement ductile.
- La résistance du béton affecte le comportement des connecteurs de cisaillement en forme I. Il semble que la résistance ultime au cisaillement augmente avec l'augmentation de la résistance du béton, cependant la ductilité des connecteurs testés diminue.
- Les modes de rupture observés pour les éprouvettes testées peuvent être classés en deux types :
 - ✓ Le premier est la fissuration et l'écrasement de la dalle de béton, a été observé dans tous les échantillons avec la classe de béton C20 / 25.
 - ✓ Le second est le cisaillement du connecteur avec une fissuration remarquable du béton environnant, a été observé dans l'orientation du connecteur P02 avec la classe de béton C30 / 37. Forme de coupe par cisaillement dans l'âme du connecteur noyée dans le béton

Une modélisation numérique a également été menée dans cette thèse, et les conclusions suivantes sont tirées de la modélisation par éléments finis :

- L'analyse par éléments finis a indiqué que l'orientation du connecteur en forme de I a une influence significative sur la capacité de charge de cisaillement et sur la ductilité.
- Il existe une orientation privilégiée pour laquelle la capacité portante d'un connecteur de cisaillement en forme de I est nettement supérieure à celle de toutes les autres orientations testées en termes de capacité de charge

ultime et de glissement interfacial. Cette orientation, nommée par P03 dans cette étude.

- La technique implicite peut être utilisée pour résoudre le problème statique en appliquant un déplacement imposé pour résoudre les problèmes non linéaires et de contact discontinu, donc cette technique est appropriée pour la simulation de l'essai pushout avec connecteurs de cisaillement en I.
- Les connecteurs de cisaillement en IPE présentent une ductilité suffisante dans toutes les orientations testées.
- La capacité de charge peut être augmentée jusqu'à environ 17 %, si la résistance à la compression du béton est augmentée de 20 Mpa à 30 Mpa, par contre nous allons perdre dans la ductilité de la poutre composite acier-béton au moyenne 48 %.
- Le modèle d'éléments finis a montré un comportement très similaire à celui observé dans le travail expérimental.

Des études paramétriques sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton à l'aide des logiciels ABAQUS qui ont permis de montrer l'incidence de certains paramètres sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton représentés par l'essai pushout. Les conclusions tirées de cette étude paramétrique sont :

- L'augmentation de la résistance à la compression du béton provoque une augmentation de la résistance au cisaillement du système composite, par ailleurs une perte de ductilité est signalé sur le comportement charge-glissement des poutres composites.
- Les armatures de la dalle en béton ont une grande influence sur la résistance au cisaillement de la poutre composite, l'augmentation du diamètre des armatures a provoqué une augmentation de la capacité de charge du système composite.
- La nuance des aciers des connecteurs en IPE120 influe considérablement sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton, une augmentation de la nuance des aciers des connecteurs de S235 à S275 et S355 provoque une augmentation de la résistance au cisaillement des poutres composites, et de même pour la ductilité.
- Une dégradation de la résistance au cisaillement fonction de la diminution de la hauteur du connecteur est enregistré dans cette étude paramétrique, les hauteurs

de 100 mm et 80 mm ont donné des charges ultimes moins que celle avec une hauteur de 120 mm, mais gagne en matière de ductilité du système composite acier-béton.

- L'augmentation de la longueur du connecteur en forme I a un effet majeur sur la résistance au cisaillement des poutres composites acier-béton. Donc l'augmentation de la section provoque plus de résistance aux poutres.

Perspectives :

La conclusion principale retenue de cette recherche est que les connecteurs de cisaillement en forme « I » ont un meilleur comportement lorsqu'ils prennent la position nommée P03 dans cette étude, en revanche cette position présente un point faible qui est la résistance au soulèvement, par la suite nous envisageons les perspectives suivantes pour la suite de notre étude :

- Résoudre le problème de soulèvement posé dans cette étude par utilisation des connecteurs de cisaillement en forme « I » dans la position P03 perforés avec des barres d'anti soulèvement. Ou bien couper des morceau x de la semelle pour former un ancrage anti soulèvement des connecteurs.
- Effectuer des essais expérimentaux sur des poutres mixtes connectées par des connecteurs en « I » dans la position P03 pour montrer l'efficacité du connecteur proposé en le comparant par d'autres types de connecteurs les plus utilisés au monde tel que « les goujons soudés ».
- Effectuer d'autres essais de pushout sur des connecteurs en « I » associées avec d'autres types de connecteurs « connexion composite » pour confirmer l'application des connecteurs proposés dans différents ouvrages mixtes acier-béton ;

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références

- [1] CEN (european committee for standardization), *eurocode 4 design of composite steel and concrete structures - part 1.1: general rules and rules for buildings eurocode*. 2004.
- [2] Ollgaard jg, slutter rg, and fisher jw, “shear strength of stud connectors in lightweight and normalweight concrete,” *eng j amer inst steel constr*, vol. 8, no. 2, pp. 55–64, 1971.
- [3] Claus goralski josef hegger, “*structural behavior of partially concrete encased composite sections with high strength concrete*,” *compos. Constr. Steel concr*. V, pp. 390–401, 2006.
- [4] m. S. E. Amir reza ghiami azad, b.s., “*fatigue behavior of post-installed shear connectors used to strengthen continuous non-*,” 2016.
- [5] D. J. Oehlers and g. Sved, “*composite beams with limited-slip-capacity shear connectors*,” *j. Struct. Eng.*, vol. 121, no. 6, pp. 932–938, 1995, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1995)121:6(932).
- [6] A. Mazoz, “*développement du système de connexion dans les poutres mixtes (acier-béton)*,” université abdelhamid ibn badis mostaganem, 2015.
- [7] B. Loubna, “*contribution à l’étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-béton assemblées par collage*,” université de reims champagne ardenne , ecole doctorale sciences technologies santé, 2005.
- [8] Newmark and n. M., “*test and analysis of composite beams with incomplete interaction*,” *proc. Soc. Exp. Stress anal.*, vol. 9, no. 1, pp. 75–92, 1951, accessed: jun. 02, 2021. [online]. Available: <http://ci.nii.ac.jp/naid/10004543145/en/>.
- [9] N. Rehman, “*behaviour of demountable shear connectors in composite structures*,” university of bradford, 2017.
- [10] D. D. Ć slobodan rankovic, “*static strength of the shear connectors in steel-concrete composite beams - regulations and research analysis*,” *ser. Archit. Civ. Eng.*, vol. 2, pp. 251–259, 2002.
- [11] I. Mansouri, m. Shariati, m. Safa, z. Ibrahim, m. M. Tahir, and d. Petković, “*analysis of influential factors for predicting the shear strength of a v-shaped angle shear connector in composite beams using an adaptive neuro-fuzzy technique*,” *j. Intell. Manuf.*, vol. 30, no. 3, pp. 1247–1257, 2019, doi: 10.1007/s10845-017-1306-6.
- [12] E. Baran and c. Topkaya, “*an experimental study on channel type shear connectors*,” elsevier ltd, 2012.

- [13] A. Pashan, “*behaviour of channel shear connectors : push-out tests,*” university of saskatchewan, 2006.
- [14] Y. H. Kim, h. Cho, s. Lee, and s. J. Yoon, “*experimental and analytical investigations on the hat shaped shear connector in the steel-concrete composite flexural member,*” *int. J. Steel struct.*, vol. 11, no. 1, pp. 99–107, 2011, doi: 10.1007/s13296-011-1009-3.
- [15] X. Liu, m. A. Bradford, q. J. Chen, and h. Ban, “*finite element modelling of steel-concrete composite beams with high-strength friction-grip bolt shear connectors,*” *finite elem. Anal. Des.*, vol. 108, pp. 54–65, 2016, doi: 10.1016/j.finel.2015.09.004.
- [16] N. Hassan, s. E. D. Abd rabbo, m. Ghannam, and a. Abdelkader, “*proposed formula for shear resistance of innovative shear connector between cold formed steel section and concrete,*” *bull. Fac. Eng. Mansoura univ.*, vol. 43, no. 1, pp. 7–19, 2018, doi: 10.21608/bfemu.2020.94548.
- [17] S. Baharom, e. Hosseinpour, and w. H. W. Badaruzzaman, “*hollow steel tube versus web opening as shear connectors in hollow steel tube versus web opening as shear connectors in slim-floor steel beam,*” in *13th international conference on steel, space and composite structure*, 2018, no. 31 january–2 february 2018.
- [18] S. Nasrollahi, s. Maleki, m. Shariati, a. Marto, and m. Khorami, “*investigation of pipe shear connectors using push out test,*” *steel compos. Struct.*, vol. 27, no. 5, pp. 537–543, 2018, doi: 10.12989/scs.2018.27.5.537.
- [19] I. F. Costa-neves, j. P. Figueiredo, p. C. G. S. Vellasco, and j. Cruz, “*perforated shear connectors on composite girders under monotonic loading : an experimental approach,*” *eng. Struct.*, vol. 56, pp. 721–737, 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.06.004.
- [20] A. Mazoz, a. Benanane, and m. Titoum, “*push-out tests on a new shear connector of i-shape,*” *int. J. Steel struct.*, vol. 13, no. 3, pp. 519–528, 2014, doi: 10.1007/s13296-013-3011-4.
- [21] M. Titoum, a. Mazoz, a. Benanane, and d. Ouinas, “*experimental study and finite element modelling of push-out tests on a new shear connector of I-shape,*” *adv. Steel constr.*, vol. 12, no. 4, pp. 487–506, 2016, doi: 10.18057/ijasc.2016.12.4.7.
- [22] A. Mazoz, “*développement du système de connexion dans les poutres mixtes (acier-béton),*” elsevier ltd, 2017.
- [23] J. Festa and g. Dreux, *nouveau guide du béton et de ses constituants*, huitième é. Paris-france: eyrolles editions, 2007.
- [24] N. Européenne, *metallic materials — tensile testing bsi standards publication en iso 6892-1*. 2016.

- [25] A. Duval *et al.*, *abaqus/cae 6.14 user's manual*, simulia., vol. Iv, no. June. 2014.
- [26] J. Qureshi, d. Lam, and j. Ye, “*effect of shear connector spacing and layout on the shear connector capacity in composite beams*,” *j. Constr. Steel res.*, vol. 67, no. 4, pp. 706–719, 2011, doi: 10.1016/j.jcsr.2010.11.009.
- [27] J. Qureshi and d. Lam, “*behaviour of headed shear stud in composite beams with profiled metal decking*,” *adv. Struct. Eng.*, vol. 15, no. 9, pp. 1547–1558, 2012, doi: 10.1260/1369-4332.15.9.1547.
- [28] N. Française norme européenne, *eurocode 2 calcul des structures en béton partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments*. 2005.
- [29] A. Hillerborg, “*numerical methods to simulate softening and fracture of concrete.*,” *fract mech concr, struct appl numer calc*, pp. 141–170, 1985, doi: 10.1007/978-94-009-6152-4_3.
- [30] H. W. Reinhardt, h. A. W. Cornelissen, and d. A. Hordijk, “*tensile tests and failure analysis of concrete*,” *j. Struct. Eng.*, vol. 112, no. 11, pp. 2462–2477, 1986, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1986)112:11(2462).
- [31] J. Walraven, “*the 2010 fib model code for concrete structures : a new approach the 2010 fib model code for concrete structures : a new approach in structural engineering*,” no. February 2014, 2010.
- [32] E. C. For s. (cen), *eurocode 3 :design of steel structures - part 1-1 general structure rules*. 2001.
- [33] N. Française norme européenne, “*nf en 934-2 adjuvants pour béton,mortier et coulis*,” vol. 33, no. 0, 2006.
- [34] Normalisation française, “*p 18-560 granulats analyse granulométrique par tamisage analyse descripteurs modifications corrections*,” no. 1, 1992, pp. 1–9.
- [35] N. Française norme européenne, “*xp p18-540 granulats*,” no. October 1997, 2003.
- [36] Norme française normalisation européenne, “*p 18-598 granulats équivalent de sable analyse*,” 1991.
- [37] Norme française normalisation européenne, “*p18-555 mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables*,” 1990.
- [38] N. Française norme européenne, “*p18-451 bétons, essais d'affaîsement*,” 1981, p. 2.

Annexe A : (Formulations et essais sur béton)

A. 1 Caractérisation des matériaux :

- **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



Figure A. 1 : Le ciment CPJ-CEM II/A M (P-L) 42,5 l'usine GICA (ELMALABIOD)

- **Le Sable concassé 0/3 :**

Le sable utilisé a été extrait de la localité d' El Malabiod situé à 27 Km de Tébessa, situé à l'extrême est de l'Algérie. Il s'agit d'un sable siliceux de classe granululaire (0/3) utilisé couramment dans la confection des bétons dans cette région.



Figure A. 2 : Echantillon de sable utilisé

- **Le Gravier :**

Pour assurer une bonne maniabilité (fluidité) du béton, nous avons choisi deux types de gravier. Il s'agit des graviers de type (3/8) et (8/15) de nature calcaire provenant du gisement d'El Malabiod.



Figure A. 3 : Échantillons des graviers 3/8 et 8/15

- **L'eau de gâchage :**

On a utilisé une eau potable de la ville de Tébessa, pour mélanger du béton [33].

- **L'adjuvant :**

En respectant la norme (NF EN 934-2 tab 11.1 et 11.2) [33], un super plastifiant à haut réducteur d'eau polyvalent est utilisé **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 $5 \pm 1,0$.



Figure A. 4 : Le super plastifiant Sika® ViscoCrete®-522 RMX

A.2 Les Essais sur granulats :

- **Analyse Granulométrique selon NF P 18-560 [34]:**

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

➤ *Le calcul numérique :*

On note les masses des refus partiels (M_i), 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 suivante :

TAMISANT (i) = 100 - refus (i) %(2)

➤ *Le sable :*

Les résultats des différents tamisages sont présentés dans le Tableau (2.2) :

Nous avons utilisé une masse de 2000 g du sable.

Tableau A. 1 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

➤ *Calcul du module de finesse :*

D'après la formule de la norme française NFP18-540 [35]

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

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

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

Comme : $2.8 \leq M f = 2.89 \leq 3.3$

Ce qui correspond à un sable peu grossier qui donnera des bétons résistants, mais moins maniables.

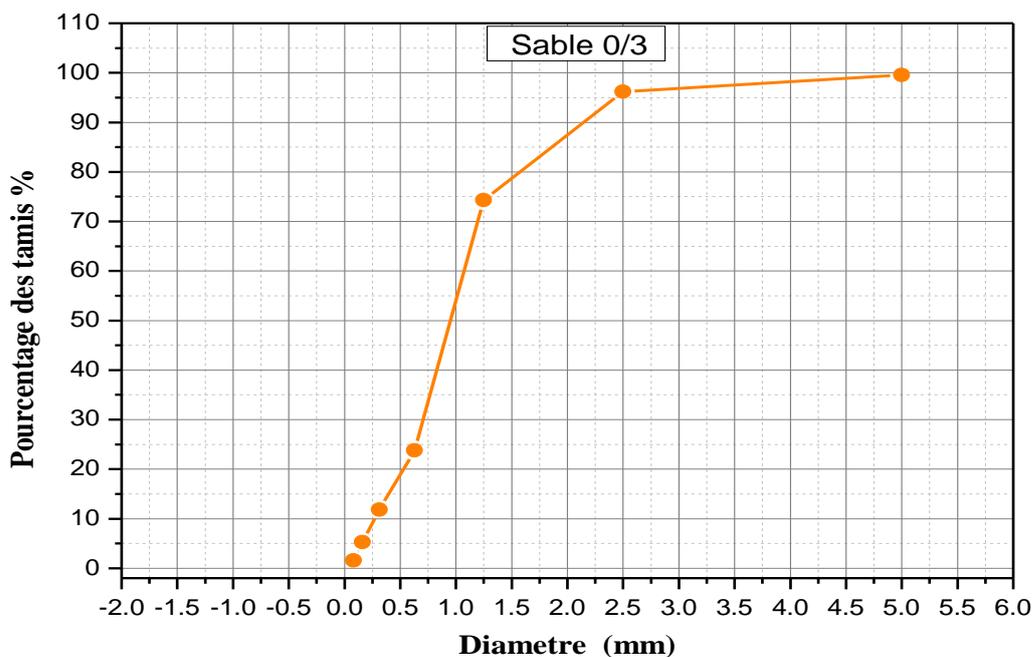


Figure A. 5 : Courbe granulométrique pour sable concassé 0/3

➤ *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 a été effectuée au niveau du laboratoire de L'université. Les résultats de l'analyse granulométrique obtenus pour 2.5 kg de gravillon 3/8 sont indiqués sur le Tableau A.2.

Tableau A. 2 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

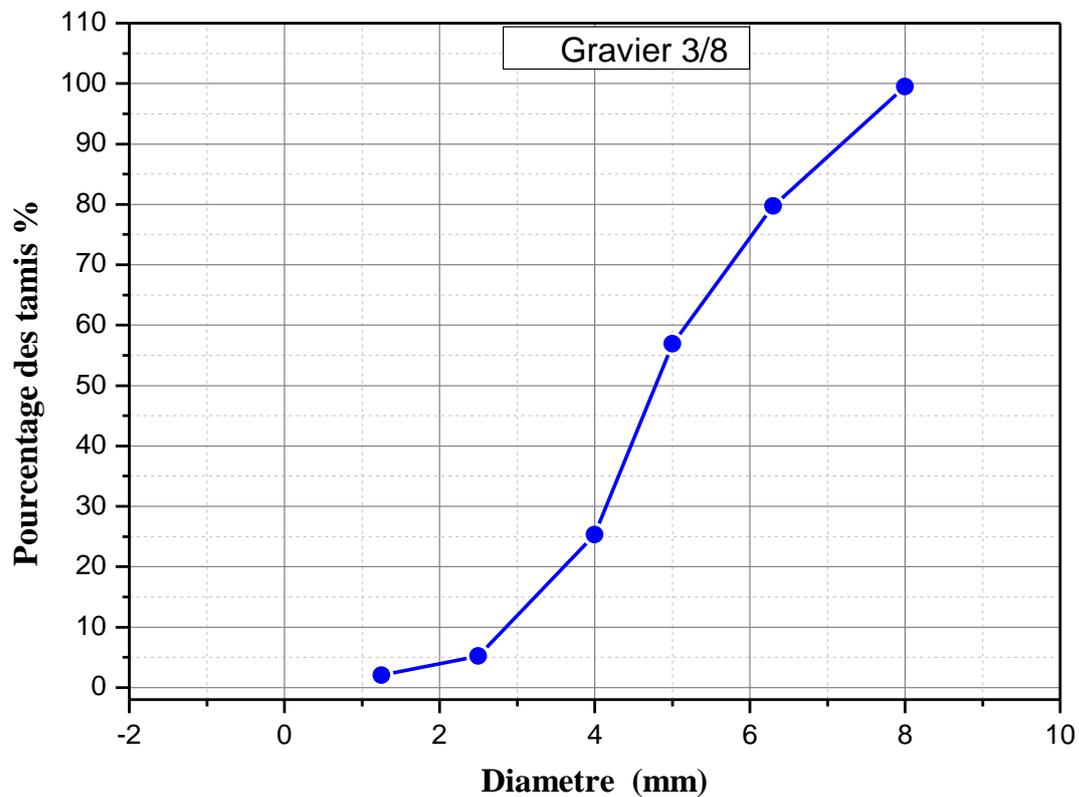


Figure A. 6 : Courbe granulométrique pour Gravier 3/8

➤ *Gravier 8/15 :*

Le deuxième granulat utilisé est un gravier de classe granulaire comprise entre 8 et 15 mm. Produit extrait de la même carrière que le gravillon 3/8. Les résultats de l'analyse granulométrique sont représentés dans le tableau A.3.

Tableau A. 3 Analyse granulométrique du Gravier 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

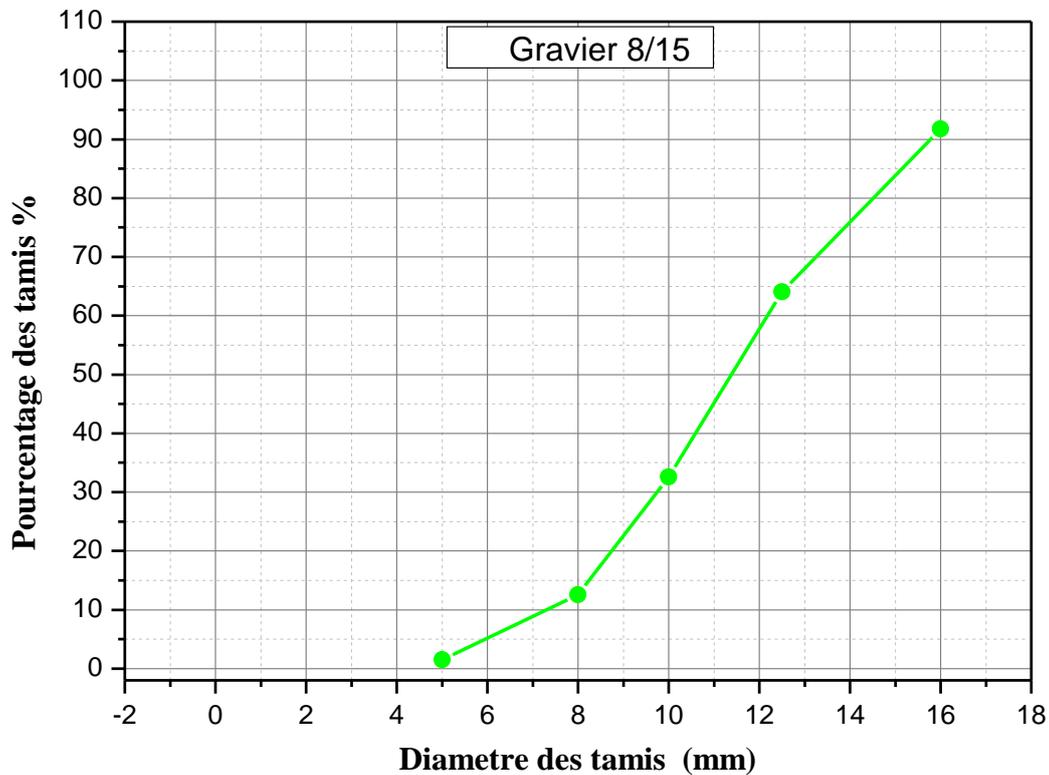


Figure A. 7 : Courbe granulométrique pour Gravier 8/15

➤ *Essai d'Equivalent de sable selon (NF P 18-598) [36] :*

L'essai d'équivalent de sable est utilisé couramment pour évaluer la propreté des sables entrant dans la formulation des bétons.

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

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

On déduit l'équivalent de sable :

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

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



Figure A. 8 : Mesure de la hauteur h_1 et h_2

➤ *Les Résultats d'essai :*

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

$$E.S.P_1 = \frac{h'2}{h_1} * 100 = \frac{7.7}{10.9} * 100 = 70.64 (\%).$$

$$E.S.P_2 = \frac{h'2}{h_1} * 100 = \frac{7.4}{10.3} * 100 = 71.84 (\%).$$

Tableau A. 4 Résultats d'Equivalent de sable

N° de l'essai	01	02
La hauteur h'2 (cm)	7.70	7.40
La hauteur h1 (cm)	10.90	10.30
ESp = h'2 / h1×100 (%)	70.64	71.84
ESp moyenne (%)	71.24	

On a trouvé :

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

Tableau A. 5 Désignation de la nature du sable en fonction de l'équivalent de sable

N°	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.**

➤ *Essai de la Masse volumique selon (NF P 18-555)[37] :*

✓ *La masse volumique spécifique absolue :*

Pratiquement on a prélevé un échantillon de masse m_i On nomme γ_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 A. 6 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 γ_i (g/cm ³)	2.5	2.5	2.56

➤ **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.



Figure A. 9 : Essai de la masse volumique apparente

La masse volumique apparente est calculée comme suit :

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

Tableau A. 7 Résultat de la masse volumique apparente

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

A.3 La méthode « DREUXGORISSE » :

- Calcul du premier 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 A.8 ci-dessous représente le coefficient G de qualité des granulats :

Tableau A. 8 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 A. 9 Résultat des données de base des mélanges

Données de base	La résistance désirée f_{c28}	Résistance visée f_{cm}	Classe de résistance du ciment S_c	Dosage du ciment	Coefficient granulaire	Le rapport C/E
Mélange 01	20Mpa	23Mpa	42.5Mpa	C=350 kg/m ³	G=0.50	1.582
Mélange 02	30Mpa	34.5Mpa				2.124

➤ Construction de la courbe granulaire de référence OAB :

La courbe de référence est composée par deux droites définies 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, $D_{max} = 16\text{mm}$

Y_B : est fixé à 100% de tamisât

B [16 ; 100]

✓ Le point A :

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

Y_A : déterminée par la relation suivante :

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

On a choisi le terme correcteur k dans le tableau A.10 :

Tableau A. 10 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 du 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 **normaux concassé** pour 350 kg/m^3 de dosage de ciment).

$K_S=0$: ajustement de la granularité du sable parce que le sable n'est pas grossi pour car le module de finesse : $M_f = 2.89$.

$K_P=0$: le béton non pompable.

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

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

Donc les coordonnées est :

Tableau A. 11 les coordonnées de la courbe granulaire

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

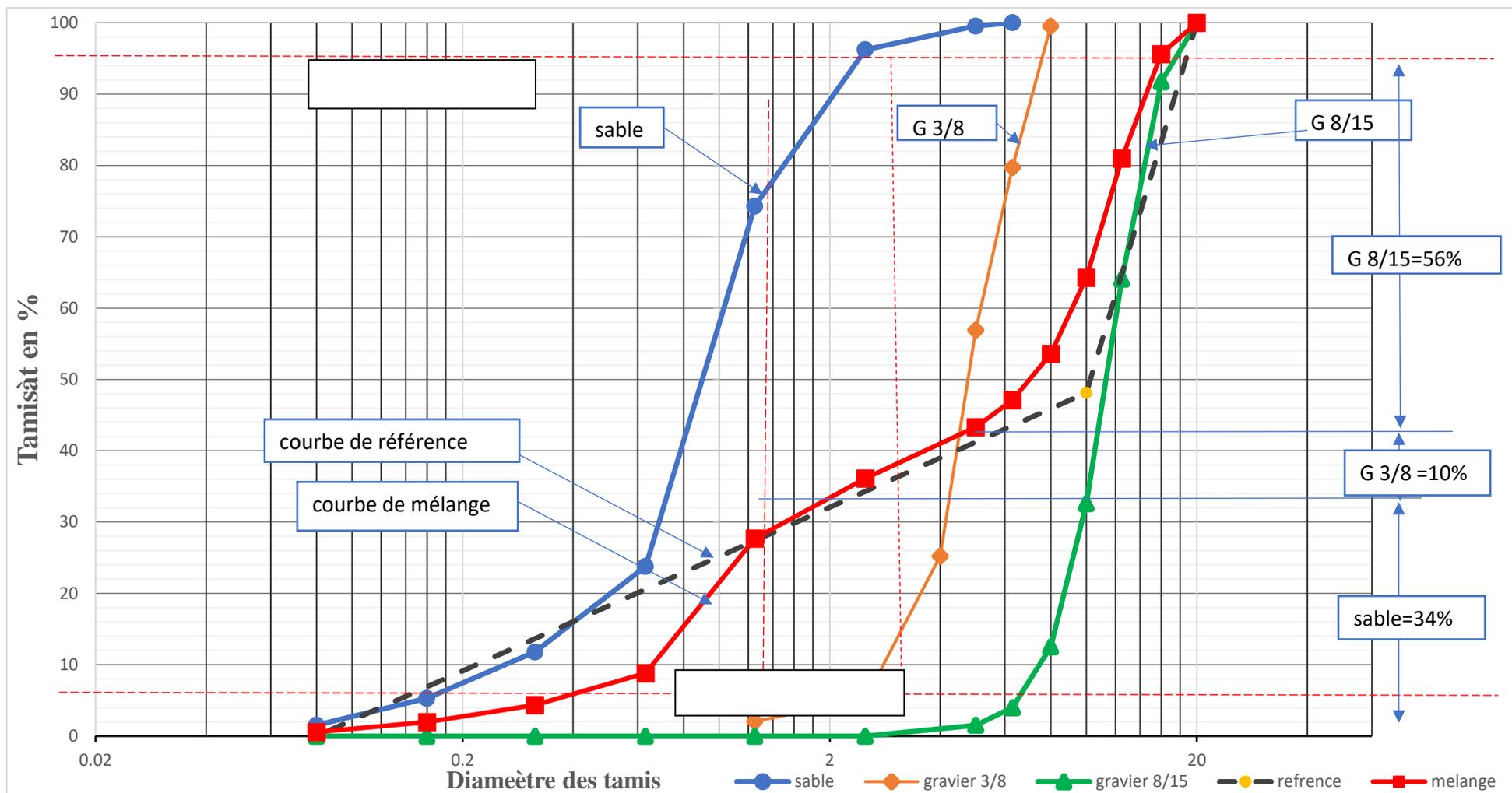


Figure A. 10 : Courbe du mélange

➤ *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 [16].

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 $E=0,632$
 / $E * C = 0,632 * 350 = 221,20$ litres

➤ *Calcul de coefficient de compacité γ :*

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 A. 12 Coefficient de compacité

Consistance	Serrage	Coefficient γ 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 normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,82	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	0,82	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 adopte le Coefficient de compacité $\gamma = 0.815$ dans le tableau A.13 pour $D=12,5 \leq D=15\text{mm} \leq D=20$ 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)**.

➤ *Calcul 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 kg/m³** / Masse volumique de ciment : **3.1 g/cm³**

✚ 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 cylindrique : $V = \pi.r^2.h$

$$V = 3.14 * 0,08^2 * 0.32 = 0.0064\text{m}^3$$

❖ Volume d'une paire du spécimen cylindrique : $V = a*b*h$

$$V = 0.125 * 0.36 * 0.32 = 0.0144\text{m}^3$$

Tableau A. 13 Les dosages des matériaux du premier mélange

Constituants	Pourcentage	Volume	Masse volumique spécifique absolue	Masse volumique apparente	La masse de 1m ³ de béton (kg)	Poids des 03 éprouvettes cubique normalisé (kg)	Poids des 08 spécimens en deux paires cubiques (kg)
Ciment	-	112.9	3.1	-	350	3.5	29.1
Sable	34	246.4	2.5	1.545	381	3.9	31.7
G3/8	10	66.6	2.5	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

• *Calcul du 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.

➤ **Calcul du 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/1m³ de béton préparé

• **Coulage du béton :**

La confection des éprouvettes de béton pour les essais mécaniques est réalisée au sein du laboratoire de structures de l'université de Tébessa suivant les étapes suivantes :

- Mise en marche du moteur de la bétonnière 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 le béton t prêt, il est vidé dans une brouette et transporté au point de coulage.

• **Essai d'Affaissement (cône d'Abrahams) NF P18-451[38] :**

L'*essai* d'affaissement au *cône d'Abrams* est un *essai* réalisé sur le béton de ciment frais peu fluide pour déterminer sa consistance. Les quatre classes de consistance déterminées en fonction de la hauteur d'affaissement sont :

- 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.



Figure A. 11 : Essai d'affaissement au cône d'Abrahams.

Nous avons enregistré un affaissement de 8 cm, le béton utilisé est donc de consistance **plastique**.

- **Confection des éprouvettes cylindriques :**

Une fois les éprouvettes cylindriques confectionnées, des essais de compression simple sont effectués à 28 jours à l'aide d'une presse hydraulique de capacité maximale de 2000 KN à une vitesse de chargement constante. Les résultats sont présentés dans le tableau A.14

Tableau A. 14 Résultats de compression du béton à 28 jours

	Classe de béton visée	Résistance à la compression Mesurée à 28j (f_{c28} MPa)		
Mélange 01	C20/25	21.985	21.904	21.341
Moyenne	-	21.74		
Mélange 02	C30/37	30.489	29.435	28.882
Moyenne	-	29.60		

Annexe B : (Résultats numériques des essais pushout)

Tableau B. 1 : Résultats numériques des essais pushout dans la position P01

Béton de classe C20/25		Béton de classe C30/37	
Glissement en mm	Charge en kN	Glissement en mm	Charge en kN
0	0	0	0
0.00261	0.26442	0.04148	3.97816
0.00537	0.47926	0.0847	7.64465
0.00682	0.56971	0.15273	12.56036
0.00831	0.66058	0.25786	19.37295
0.01046	0.8213	0.42165	28.53524
0.01364	1.07036	0.67636	40.61199
0.0184	1.44442	1.07351	56.16949
0.02555	2.00574	1.70268	73.54428
0.03628	2.84671	2.69233	89.92404
0.05247	4.09964	4.25438	99.00366
0.07693	5.95093	4.40205	99.60887
0.11431	8.59498	4.62436	100.30081
0.17219	12.21753	4.70776	100.53308
0.19418	13.52585	4.83299	100.83858
0.20246	14.00941	4.87996	100.94606
0.21078	14.4867	4.95045	101.09498
0.21912	14.95863	5.05628	101.29592
0.23171	15.65491	5.2152	101.55533
0.2507	16.67674	5.27482	101.64432
0.27942	18.16798	5.29719	101.67651
0.32295	20.32225	5.33075	101.72262
0.38909	23.40045	5.3811	101.78659
0.48975	27.75235	5.45667	101.87284
0.52773	29.33772	5.48501	101.90373
0.54201	29.92532	5.52754	101.94716
0.56349	30.79542	5.59137	102.00354
0.58503	31.65509	5.61532	102.02328
0.60662	32.5054	5.65125	102.05069
0.6391	33.76341	5.70516	102.08749
0.688	35.61513	5.78604	102.13309
0.76207	38.30091	5.90753	102.18915
0.87426	42.14667	5.9531	102.2097
1.04444	47.55457	6.02146	102.23828
1.30493	54.68405	6.12402	102.27536
1.70787	63.38505	6.16248	102.28929
2.32867	72.63681	6.22019	102.30724

3.29447	80.19795	6.30678	102.32609
4.28056	83.26802	6.33925	102.33343
5.27599	84.14715	6.38796	102.34523
6.27399	84.38457	6.46103	102.35548
7.27212	84.29084	6.57069	102.35803
8.76689	84.07592	6.61182	102.35678
9.3272	83.96711	6.67352	102.35167
9.88811	83.8408	6.76607	102.33882
10.44881	83.75044	6.80077	102.33295
11.00916	83.72231	6.85283	102.32263
11.56924	83.74669	6.93094	102.30334
11.70927	83.75374	6.96023	102.29543
11.84928	83.76198	7.00417	102.28288
11.98927	83.77131	7.07009	102.2623
12.12925	83.78206	7.09481	102.25432
12.16425	83.78476	7.13189	102.24171
12.16425	83.78476	7.18752	102.22135
13.16425	83.78476	7.27097	102.18809
-	-	7.39615	102.13299
-	-	7.58398	102.05463
-	-	7.86552	101.9908
-	-	7.97106	101.9763
-	-	8.12935	101.9686
-	-	8.36694	101.94929
-	-	8.45605	101.93921
-	-	8.58973	101.92267
-	-	8.79025	101.89961
-	-	8.86545	101.88986
-	-	8.97823	101.87982
-	-	9.02053	101.87625
-	-	9.08397	101.87116
-	-	9.17912	101.8629

Tableau B. 2 : Résultats numériques des essais pushout dans la position P02

Béton de classe C20/25		Béton de classe C30/37	
Glissement en mm	Charge en kN	Glissement en mm	Charge en kN
0	0	0	0
0.04116	3.65384	0.04015	3.8943
0.08504	6.78351	0.08303	7.26706
0.15169	11.1584	0.14778	12.07415
0.25419	17.19415	0.2476	18.69114
0.41201	25.43157	0.40137	27.79122
0.65478	36.56071	0.63827	40.15669
1.02831	51.255	1.00274	56.75902
1.17083	56.16975	1.57353	74.17726
1.38849	62.42068	2.4277	86.61279
1.72068	69.3907	2.76867	90.01616
2.19755	75.64692	2.89849	91.1038
2.3806	77.52074	2.94747	91.4883
2.6583	79.87352	3.02095	92.02988
3.09283	82.50677	3.13152	92.78966
3.76917	84.7337	3.3015	93.82149
4.81797	85.43293	3.36606	94.1747
5.21268	85.46293	3.46342	94.65724
5.36098	85.45834	3.50001	94.83148
5.58309	85.43525	3.55504	95.08009
5.91606	85.3556	3.63787	95.42798
6.41404	85.22638	3.76264	95.90077
7.15962	85.03545	3.80947	96.06962
8.274	84.66709	3.88004	96.30981
8.69115	84.51049	3.98624	96.64583
9.31624	84.28804	4.02595	96.7689
10.25334	84.0057	4.08557	96.94951
10.60491	83.90538	4.17518	97.21348
11.13198	83.81199	4.20876	97.31048
11.92248	83.71795	4.25911	97.45075
13.10816	83.60502	4.33462	97.64791
-	-	4.36295	97.7194
-	-	4.40549	97.822
-	-	4.46936	97.96749
-	-	4.49332	98.02048
-	-	4.52929	98.09805
-	-	4.58327	98.20973
-	-	4.60352	98.24997
-	-	4.6339	98.3083

-	-	4.6795	98.39294
-	-	4.74795	98.5094
-	-	4.77364	98.55203
-	-	4.81218	98.61148
-	-	4.87005	98.69132
-	-	4.89176	98.72073
-	-	4.92435	98.76168
-	-	4.97326	98.81929
-	-	5.04659	98.90462
-	-	5.07409	98.93604
-	-	5.11535	98.98226
-	-	5.17726	99.04434
-	-	5.20047	99.06832
-	-	5.23528	99.1076
-	-	5.28749	99.15766
-	-	5.3658	99.21971
-	-	5.39516	99.24071
-	-	5.43922	99.2683
-	-	5.45574	99.27802
-	-	5.48053	99.29123
-	-	5.51771	99.30819
-	-	5.57352	99.32678
-	-	5.65723	99.3402
-	-	5.68862	99.34352
-	-	5.73572	99.34579
-	-	5.80643	99.34338
-	-	5.83295	99.34153
-	-	5.87271	99.33885
-	-	5.88763	99.33798
-	-	5.91	99.3346
-	-	5.94356	99.32778
-	-	5.99388	99.31396
-	-	6.06937	99.2853
-	-	6.09767	99.27398
-	-	6.14013	99.25479
-	-	6.20378	99.22012
-	-	6.29922	99.16209
-	-	6.4423	99.05958
-	-	6.65677	98.88787
-	-	6.97766	98.62148
-	-	7.45746	98.24605
-	-	8.17441	97.59242
-	-	9.24406	96.83674

Tableau B. 3 : Résultats numériques des essais pushout dans la position P03

Béton de classe C20/25		Béton de classe C30/37	
Glissement en mm	Charge en kN	Glissement en mm	Charge en kN
0	0	0	0
0.0453	4.24398	0.04564	4.00217
0.093	7.8943	0.09334	7.44795
0.16593	13.04788	0.16574	12.42196
0.27426	20.96572	0.27311	20.19279
0.43868	32.36404	0.43522	31.62051
0.68987	48.30657	0.68125	48.03779
1.07703	69.67256	1.05718	71.00484
1.6872	94.16586	1.64506	100.74285
1.92534	101.50945	1.8758	109.27543
2.29407	109.71962	2.23772	117.97501
2.43475	111.96251	2.79639	127.37714
2.64814	114.62477	3.2234	132.61317
2.97166	117.7929	3.54777	135.65034
3.21651	119.69826	3.79326	137.42702
3.30868	120.32953	4.16483	139.33842
3.44757	121.13941	4.72702	141.14703
3.65706	122.10566	4.9385	141.66097
3.9736	123.06242	5.25679	142.18442
4.45188	123.7028	5.73586	142.57178
5.17397	123.56368	6.4567	142.58014
6.26301	122.06287	7.54109	141.77209
7.89884	119.18727	-	-
8.51203	118.12998	-	-
9.43152	116.63277	-	-
9.77627	116.08534	-	-
10.29321	115.31555	-	-
10.48704	115.03301	-	-
10.77773	114.62494	-	-
10.88673	114.47237	-	-
10.89695	114.45916	-	-
10.90078	114.45287	-	-
10.90653	114.44535	-	-
10.91514	114.43033	-	-
10.92808	114.41496	-	-

10.93292	114.40687	-	-
10.9402	114.39774	-	-
10.95112	114.38304	-	-
10.95521	114.37745	-	-
10.96135	114.36901	-	-
10.97074	114.3801	-	-
10.9742	114.37929	-	-
10.97938	114.37034	-	-
10.98724	114.36828	-	-
10.99893	114.35577	-	-
11.00333	114.35158	-	-
11.0099	114.34216	-	-
11.01976	114.32827	-	-
11.02345	114.32255	-	-
11.02899	114.31439	-	-
11.0373	114.30157	-	-
11.04975	114.28128	-	-
11.05442	114.27375	-	-
11.06143	114.26304	-	-
11.07194	114.24698	-	-
11.07589	114.24089	-	-
11.0818	114.23195	-	-
11.09066	114.21825	-	-
11.10396	114.19803	-	-
11.10895	114.19057	-	-
11.11643	114.17937	-	-
11.12765	114.16252	-	-
11.13186	114.15627	-	-
11.13817	114.14689	-	-
11.14764	114.13278	-	-
11.15119	114.12746	-	-
11.15651	114.11955	-	-
11.1645	114.1077	-	-
11.17648	114.08978	-	-
11.18097	114.08312	-	-
11.18771	114.07315	-	-
11.19781	114.05824	-	-
11.2016	114.05266	-	-
11.20729	114.0443	-	-
11.21582	114.03181	-	-
11.22861	114.01324	-	-
11.2334	114.00618	-	-
11.2406	113.99573	-	-

11.25139	113.98019	-	-
11.25544	113.97437	-	-
11.26151	113.96567	-	-
11.27061	113.95263	-	-
11.27403	113.94774	-	-
11.27915	113.94041	-	-
11.28683	113.92946	-	-
11.29835	113.91308	-	-
11.30268	113.90695	-	-
11.30916	113.89777	-	-
11.31888	113.884	-	-
11.32253	113.87887	-	-
11.328	113.87117	-	-
11.3362	113.85962	-	-
11.3485	113.84232	-	-
11.35312	113.83592	-	-
11.36004	113.8263	-	-
11.37042	113.81177	-	-
11.37431	113.80625	-	-
11.38015	113.7978	-	-
11.38891	113.78507	-	-
11.40205	113.76599	-	-
11.40698	113.75886	-	-
11.41437	113.74821	-	-
11.42546	113.73234	-	-
11.42962	113.72641	-	-
11.43585	113.71757	-	-
11.44521	113.70437	-	-
11.44871	113.69944	-	-
11.45397	113.69207	-	-
11.46187	113.68108	-	-
11.4737	113.66471	-	-
11.47814	113.65859	-	-
11.4848	113.64946	-	-
11.49479	113.63584	-	-
11.49853	113.63076	-	-
11.50415	113.62316	-	-
11.51258	113.61178	-	-
11.52521	113.5948	-	-
11.54417	113.5696	-	-
11.5726	113.53216	-	-
11.58327	113.51816	-	-

Tableau B. 4 : Résultats numériques des essais pushout dans la position P04

Béton de classe C20/25		Béton de classe C30/37	
Glissement en mm	Charge en kN	Glissement en mm	Charge en kN
0	0	0	0
0.02117	3.18075	0.02014	3.39047
0.04246	5.48277	0.04035	5.88753
0.06446	7.12349	0.07134	8.88106
0.09596	10.27537	0.11658	14.16199
0.14507	14.99995	0.18695	21.76562
0.22051	21.51759	0.2954	32.10828
0.34026	30.32137	0.46609	45.7917
0.53397	41.56071	0.73066	62.82442
0.85595	54.93243	1.19753	81.48834
1.40337	68.08825	1.39923	86.84389
2.15745	78.45674	1.67026	92.77819
2.45321	80.80436	1.76599	94.6898
2.91693	83.01517	1.90315	97.10147
3.71549	84.56937	2.10983	100.06611
4.02326	84.86019	2.42241	103.09948
4.13986	84.93452	2.91763	106.13787
4.31696	84.98816	3.10814	107.00366
4.58861	85.0014	3.40693	107.87997
5.00105	84.98371	3.91657	108.37215
5.62756	84.65807	4.46986	108.07552
6.58073	84.24134	5.05185	107.46781
6.82049	84.12409	5.27375	107.19425
7.06134	84.01413	5.61401	106.78121
7.42557	83.8633	6.13005	106.32964
7.45975	83.8495	6.90139	105.81024
7.51109	83.82656	7.1918	105.61223
7.58831	83.79213	7.63114	105.34006
7.70453	83.74116	8.29619	105.01441
7.8797	83.66723	-	-
8.14437	83.58174	-	-
8.16922	83.57375	-	-
8.20653	83.56453	-	-
8.22054	83.56028	-	-
8.24156	83.55293	-	-

8.27311	83.54252	-	-
8.32046	83.5265	-	-
8.39165	83.50373	-	-
8.49879	83.47572	-	-
8.66026	83.44295	-	-
8.90436	83.40265	-	-
9.27424	83.33727	-	-
9.83459	83.29845	-	-
10.04552	83.2837	-	-
10.36329	83.27202	-	-
10.48275	83.27028	-	-
10.66236	83.27213	-	-
10.9321	83.2603	-	-
11.33796	83.22498	-	-
11.9505	83.14982	-	-
12.18055	83.13047	-	-
12.52627	83.11707	-	-
12.53438	83.11638	-	-
12.54654	83.11616	-	-
12.56479	83.11431	-	-
12.57163	83.11303	-	-
12.5819	83.11116	-	-
12.5973	83.10873	-	-
12.60307	83.10778	-	-
12.61173	83.10641	-	-
12.62473	83.10457	-	-
12.64423	83.1022	-	-
12.65154	83.10131	-	-
12.66251	83.10005	-	-
12.67897	83.09824	-	-
12.68514	83.09756	-	-
12.69439	83.09656	-	-
12.70828	83.09512	-	-
12.72912	83.09298	-	-
12.73693	83.09218	-	-