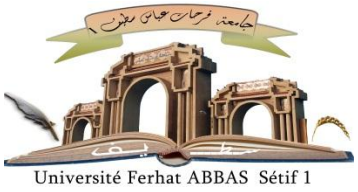
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ FERHAT ABBAS SETIF1

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

THÈSE

Présentée au Département de *Génie Civil*

Pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : *Génie Civil* **Option :** *Matériaux et Structures*

Par

SADOUN Oualid

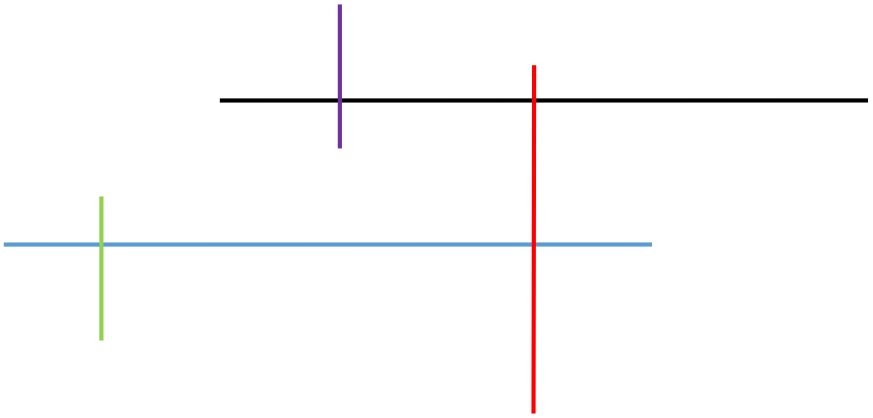
THÈME

Renforcement des poutres en béton armé par torons d'acier en utilisant la technique NSM

Soutenue le 30/10/2021 devant le Jury :

GUELLAL Messoud	**Pr**	**Univ. Sétif 1**	**Président**
MERDAS Abdelghani	**Pr**	**Univ. Sétif 1**	**Directeur de thèse**
CHIKH Nasr-Eddine	**Pr**	**Univ. M MENTOURI Constantine1**	**Examinateur**
YAHIAOUI Djarir	**MCA**	**Univ. M BENBOULAID Batna 2**	**Examinateur**

Avant-propos



Renforcement des poutres en béton armé par torons d'acier en utilisant la technique NSM

Par :

SADOUN Oualid

Thèse supervisée par :

Dr. MERDAS Abdelghani

La présente thèse soumise au département de génie civil en conformité avec les exigences pour le diplôme de doctorat LMD. Le travail présenté dans cette étude a été réalisés au niveau du laboratoire d'Unité de Recherche Matériaux Émergents URME, Université Ferhat Abbas Sétif 1, aussi bien que les parties associées au béton, ont été réalisées au sein du laboratoire de Département de Génie Civil, Université Ferhat Abbas Sétif 1. Une partie de cette étude concernant le renforcement des poutres par les barres d'acier de précontrainte (AP) - NSM a été réalisée au sein du laboratoire de matériaux de Génie Civil (Bachir El Ibrahimi-Bordj Bou Arreridj) et dans un laboratoire privée.

Cette thèse a fait l'objet de la publication et des communications suivantes :

Publication international :

- ***Oualid Sadoun*, Abdelghani Merdas & Abdellah Douadi (2020):** *The bond and flexural strengthening of reinforced concrete elements strengthened with near surface mounted prestressing steel (PS) bars*, *Journal of Adhesion Science and Technology*, **DOI:10.1080/01694243.2020.1753278**

Conférence internationale :

- ***Oualid Sadoun*** *& MERDAS Abdelghani (2019), Prestressing Steel (PS) bars with several surface condition for bond behaviour improvement of elements in concrete by NSM technique, International conference on Mechanics and Materials (ICMM19), Sétif,11- 12 November 2019, Algeria.*

Conférences nationales :

- ***Oualid Sadoun*,** *MERDAS Abdelghani & DOUADI Abdellah (2018), Les méthodes utilisées pour le renforcement des poutres en béton armé avec matériaux composite : état de l'art, 7ème Séminaire National Matériaux, Procédés et Environnement (SNMPE 2018), 04-05 Décembre 2018 Université M'Hamed Bougara de Boumerdès.*

- ***Oualid Sadoun*** *&MERDAS Abdelghani (2019), Le comportement globale des poutres en béton armé renforcées par des barres en acier de la précontrainte (AP) selon la technique NSM, Premières Journées D'études Technologiques Sur Les Matériaux De Construction (JETMC2019), 26-27 novembre 2019, Sétif, Algeria.*

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie notre bon **DIEU** *le tout puissant qui m'a donné de la volonté et de la force pour élaborer ce travail.*

Je tiens à remercier et à exprimer ma profonde reconnaissance, **Mr. MERDAS Abdelghani**, *Maitre de conférences à l'université Ferhat Abbes Sétif 1, pour l'honneur qu'il m'a fait en me confiant ce travail et qui, par sa compétence scientifique et son expérience, a su m'informer, me conseiller, m'épauler et guider mes réflexions tout au long de ces années.*

Je remercie **Mr. GUELLAL Messoud**, *qui a accepté de présider le jury de cette thèse*

Je suis reconnaissant à **Mr.CHIKH Nasr-Eddine** *(Professeur à l'Université M MENTOURI Constantine1), et* **Mr. YAHIAOUI Djarir** *(Maitre de Conférence à l'université M BENBOULAID Batna 2) d'avoir accepté d'examiner mon travail et d'y accorder un intérêt.*

Je remercie **Mr. NOUI Ammar**, *Chef de Département de Génie Civil Université de Bordj Bou Arréridj, qui nous a accueilli à bras ouvert dans son laboratoire pédagogique et mis à notre disposition tout le matériel nécessaire pour la réalisation d'une partie de ce travail. Je ne peux pas terminer sans remercier* **Mr. MGHAGHI bilale** *pour m'avoir accueilli dans son laboratoire, et pour sa générosité.*

Je tiens à remercier toute l'équipe pédagogique du Département de Génie Civil, Université Ferhat ABBAS.

J'aimerais également profiter de l'occasion pour exprimer ma gratitude au directeur et aux membres de l'Unité de recherche matériaux émergents **URME**, *Université Ferhat ABBAS.*

Je suis très reconnaissant à mes collègues doctorants **Abdellah**, **Riad**, **Abdelghani**, **Mouhamed**, **Aghiles** **et** **Lhadi** *pour leurs amitiés, leurs encouragements et leurs aides.*

Je remercie chaleureusement **mon Père**, **ma Mère**, **mes frères**, **mes sœurs**, *et* **toute ma famille** *pour leur encouragement tout au long de ce travail.*

DEDICACE

Je dédie mon travail de thèse

À celui qui a toujours été à mon écoute, qui m'a protégé et qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans ma vie, ***à mon Père***.

À celle qui me donne la tendresse et l'amour, ***à ma Mère***.

À ***mes frères***, ***mes sœurs***, et ***toute ma famille***, avec mes sentiments de respect, d'amour, et de gratitude pour tous les sacrifices déployés pour m'élever dignement et assurer mon éducation dans les meilleures circonstances.

A tous mes chers meilleurs amis

Table des matières

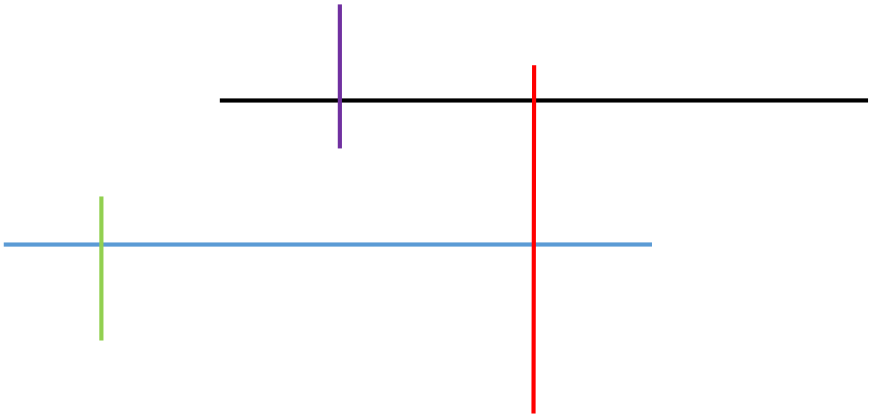


TABLE DES MATIÈRES

Avant propos i

Remerciment ii

Dédicace iii

Tables des Matières iv

Liste des Figures viii

Liste des Tableaux xii

Notation Principales xiv

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale 2

CHAPITRE I. ÉTAT DE L'ART

I.1. Introduction 7

I.2. Techniques de renforcement des ouvrages en utilisant les matériaux composites (PRF) 7

I.3. Les barres d'acier de la précontrainte 16

I.4. Comportement d'adhérence entre les renforts NSM et le béton 18

I.5. Comportement en flexion des poutres en BA renforcées par NSM 26

I.6. Travaux expérimentaux antérieurs portant sur le renforcement en flexion des poutres en BA selon la technique NSM 28

I.7. Conclusion 39

CHAPITRE II. COMPORTEMENT D'ADHÉRENCE ENTRE L'ACIER DE LA PRECONTRAINTE (AP) ET LE BÉTON SELON LA TECHNIQUE NSM

II.1. Introduction 42

II.2. Résumé des travaux expérimentaux existants 42

II.3. Description des matériaux 43

II.4. Adhérence acier de la précontrainte (AP)-béton 50

II.5. Résultats expérimentaux et discussions 52

II.6. Modélisation analytique de la relation contrainte d'adhérence (τ) –glissement 56

II.7. Conclusion 60

CHAPITRE III. ÉTUDE DE POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES PAR NSM- AP-Sc

III.1. Introduction....63
III.2. Programme expérimental....63
III.3. Résultats et discussions....69
III.4. Etude analytique....78
III.5. Conclusion....85

CHAPITRE IV. TRAITEMENT DE DÉCOLLEMENT PRÉMATURÉ PAR FIXATION DES EXTRÉMITÉS

IV.1. Introduction....88
IV.2. Programme expérimental....88
IV.3. Résultats et discussions....93
IV.4. Comparaison des valeurs expérimentales et analytiques....102
IV.5. Conclusion....103

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale....106

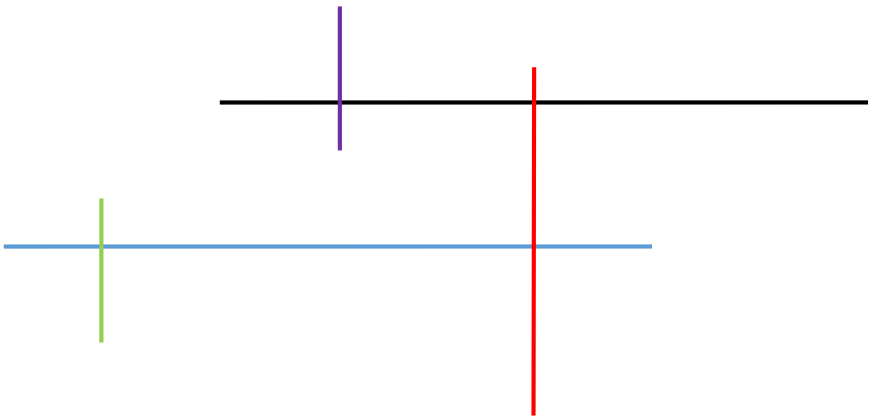
RÉFÉRENCES

Références....111

ANNEXE

Annexe....120

Liste des figures



Liste des Figures

CHAPITRE I. ÉTAT DE L'ART

Figure I.1 : Méthodes de renforcement des PRF ; (a) Plaque ou lamelle de PRF-EBR, (b) Barre de PRF-NSM, (c) Lamelle de PRF-NSM 8

Figure I.2 : Procédure de renfoncement par NSM **[31]**..... 11

Figure I.3 : Applications pratiques de la technique de NSM-PRF..... 12

Figure I.4 : Courbes comparatives de contrainte-déformation de différents composites en PRF, des barres en acier et d'acier de la précontrainte **[35]**. 13

Figure I.5 : Différents configurations de renforcement du système NSM. 15

Figure I.6 : Dimensions des engravures de la technique NSM. 16

Figure I.7 : Schéma d'une filière de tréfilage..... 17

Figure I.8 : Schéma de principe de l'élaboration des barres d'acier de la précontrainte **[41]**..... 18

Figure I.9 : La relation de contrainte d'adhérence et le glissement **[42]**..... 19

Figure I.10 : Test d'arrachement direct (**Yan, X *et al.* [43]**)..... 20

Figure I.11 : Test d'arrachement par flexion (Sena Cruz JM et al. **[44]**) 20

Figure I.12 : Différentes configuration de surfaces des barres d'armature de PRF..... 23

Figure I.13 : Modes de rupture d'adhérence de système NSM..... 25

Figure I.14 : Courbe typique de la flèche à mi- portée en fonction du moment de flexion maximale **[55]**..... 27

Figure I.15 : Vue en plan du renforcement de la NSM avec des engravures d'emboîtement mécanique **[59]**..... 29

Figure I.16 : Détails des sections de poutres renforcées **[63]**..... 31

Figure I.17 : Détails des spécimens avec ancrage d'extrémité et enroulement transversal **[64]**... .. 33

Figure I.18 : Fabrication et forme finale des barres en PRFV **[66]**..... 34

Figure I.19 : Schéma typique de rupture par écrasement du béton comprimé..... 35

Figure I.20 : Schéma typique de rupture du renfort NSM... 35

Figure I.21 : Schéma typique de la rupture par cisaillement..... 36

Figure I.22 : Schéma typique de rupture par la séparation du béton d'enrobage..... 37

Figure I.23 : Schéma typique de rupture par décollement à l'extrémité du renfort... 37

Figure I.24 : Schéma typique de rupture par décollement du renfort NSM à mi- portée..... 38

Figure I.25 : Modes de ruines du renforcement en flexion par système NSM..... 39

CHAPITRE II. COMPORTEMENT D'ADHÉRENCE ENTRE L'ACIER DE LA PRECONTRAINTE (AP) ET LE BÉTON SELON LA TECHNIQUE NSM

Figure II.1 : Le comportement d'une barre en acier de la précontrainte à la traction..... 45

Figure II.2 : Mode de rupture en traction des barres en acier de la précontrainte (AP)..... 46

Figure II.3 : Les renforts AP utilisés dans les essais d'arrachement direct..... 47

Figure II.4 : Les étapes à suivre pour la détermination des propriétés mécaniques du béton, (a) : Eprouvettes surfacées avec du soufre, (b) : Essai de compression, (c) : Mesure du module d'Young, (d) : Essai de traction par fendage 49

Figure II.5 : Essais d'arrachement direct : (a) géométrie de l'éprouvette et configuration de l'essai, (b) montage d'essai, (c) section de l'éprouvette étudiée, (d) dimensions de la plaque d'acier. Note : toutes les unités sont en millimètres 51

Figure II.6 : Courbe force d'arrachement- glissement de tous les spécimens. 53

Figure II.7 : Influence de la modification de la surface sur Fmax et Smax. 55

Figure II.8 : Modes de rupture pour les éprouvettes : (a) glissement de la barre AP, (b) : décollement total de la couche de revêtement du sable..... 56

Figure II.9 : Courbes contrainte d'adhérence–glissement : comparaison entre les modèles analytiques et résultats expérimentaux. 59

CHAPITRE III. ÉTUDE DE POUTRES EN BÉTON ARME RENFORCÉES PAR NSM- AP-Sc

Figure III.1 : Caractéristiques géométriques et schéma de ferraillage. Note : toutes les dimensions sont en millimètres..... 64

Figure III.2 : Renfort utilisé dans le renforcement des poutres en BA. 65

Figure III.3 : Procédure de fabrication des poutres et des éprouvettes cylindriques en béton..... 65

Figure III.4 : Processus de renforcement des poutres..... 66

Figure III.5 : Paramètre d'étude (détailles des configurations). Note : toutes les dimensions sont en millimètres. 68

Figure III.6 : Montage d'essai 68

Figure III.7 : Configuration de chargement des poutres et diagramme du moment de flexion..... 69

Figure III.8 : Courbe charge- flèche à mi- portée pour les poutres testées..... 71

Figure III.9 : Le mode de rupture de la poutre de contrôle..... 71

Figure III.10 : Les modes de rupture des poutres renforcées. (a) B-1 ; (b) B-2 ; et (c) B-3 72

Figure III.11 : Flèche à mi- portée à des charges de 20 et 35 kN... 73

Figure III.12 : Les capacités des charges pour toutes les poutres testées... 74

Figure III.13 : Ductilité de déplacement..... 76

Figure III.14 : Rigidité de déplacement..... 77

Figure III.15 : Amélioration de la rigidité des poutres renforcées par des barres NSM-AP-Sc... .. 78

Figure III.16 : Diagramme de déformations dans la section fissurée à la ruine de poutre par écrasement du béton comprimé... 80

Figure III.17 : Répartition des contraintes dans le béton et les renforts AP-Sc entre les deux dernières fissures à l'extrémité des renforts AP-Sc... 82

Figure III.18 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs calculées : (a) charge ultime, (b) flèche ultime..... 85

CHAPITRE IV. TRAITEMENT DE DÉCOLLEMENT PRÉMATURÉ PAR FIXATION DES EXTRÉMITÉS

Figure IV.1 : Dimensions et détails de ferraillage de la poutre en BA. Note : toutes les unités sont en millimètres. 89

Figure IV.2 : Renforts et étriers en AP-Sc utilisé dans le renforcement des poutres en BA..... 90

Figure IV.3 : Paramètre d'étude (détailles des configurations). Note : toutes les unités sont en millimètres. 92

Figure IV.4 : Dispositif d'essai. 93

Figure IV.5 : Courbe charge- flèche à mi- portée pour les poutres testées 95

Figure IV.6 : Flèche à mi- portée à des charges de 15 et 20 kN…… 96

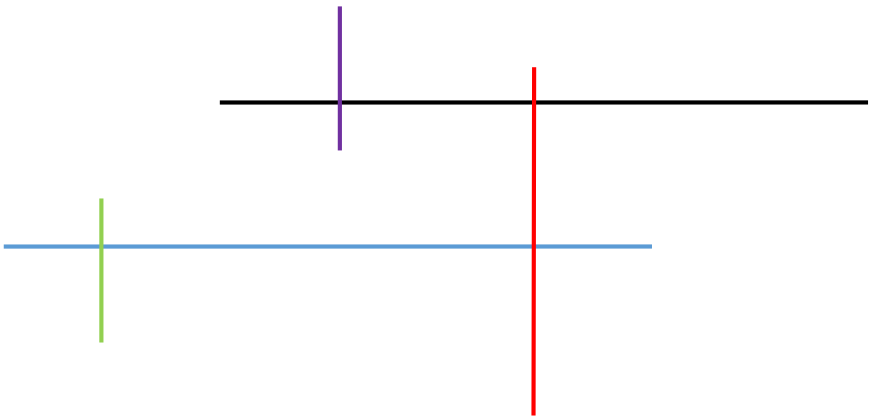
Figure IV.7 : Les modes de rupture des poutres testées. (a) CB ; (b) B-1/60 ; et (c) B-2/80 ;(a) B-3/2U-60 ; (b) B-5/2U-80 ; et (c) B-5/2U-90 97

Figure IV.8 : Augmentation de la capacité des charges des poutres renforcées... 98

Figure IV.9 : L'effet de la fixation des extrémités sur la performance des barres NSM-AP-Sc ... 101

Figure IV.10 : L'effet de la longueur d'ancrage sur la charge ultime et la rigidité 102

Liste des tableaux



Liste des Tableaux

CHAPITRE I. ÉTAT DE L'ART

Tableau I.1. Description des modes de rupture pour le système EBR **[24]**. 10

Tableau I.2. Propriétés mécaniques des matériaux en PRF et en acier **[4]** 13

CHAPITRE II. COMPORTEMENT D'ADHÉRENCE ENTRE L'ACIER DE LA PRECONTRAINTE (AP) ET LE BÉTON SELON LA TECHNIQUE NSM

Tableau II.1. Récapitule des travaux expérimentaux antérieurs sur le comportement d'adhérence effectués en utilisant la technique NSM.…. 43

Tableau II.2. La composition chimique des barres en AP …... 44

Tableau II.3. Résistance en traction et module d'élasticité des barres AP... …… .. 45

Tableau II.4. Composition et propriétés principales du béton... …… 48

Tableau II.5. Détaille des échantillons…….……50

Tableau II.6. Résultats expérimentaux…….....….52

Tableau II.7. Paramètres pour la modélisation de la relation τu-glissement……..... 58

CHAPITRE III. ÉTUDE DE POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES PAR NSM- AP-Sc

Tableau III.1. Propriétés d'adhésif **[76]** ……..... 64

Tableau III.2. Détails des poutres testées. 67

Tableau III.3. Résumé des résultats obtenus. 69

Tableau III.4. Indice de ductilité... …….....….. 76

Tableau III.5. Les valeurs de la rigidité... …… 78

Tableau III.6. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs analytiques..... 84

CHAPITRE IV. TRAITEMENT DE DÉCOLLEMENT PRÉMATURÉ PAR FIXATION DES EXTRÉMITÉS

Tableau IV.1. Composition et propriétés principales du béton ……..... 89

Tableau IV.2. Récapitule du programme d'essais, détails de renforcement. 91

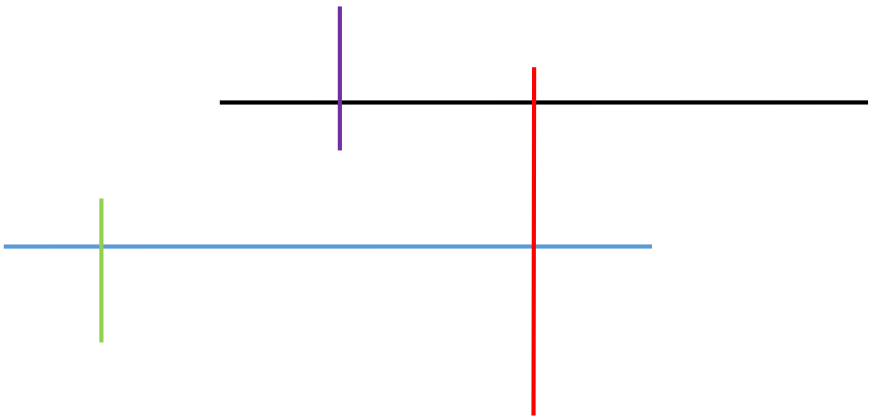
Tableau IV.3. Résultats des poutres testées. 94

Tableau IV.4. Récapitule de l'indice de ductilité... …….....….. 99

Tableau IV.5. Les valeurs de la rigidité des poutres testées... …….....….. 100

Tableau IV.6. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs analytiques. 103

Notation Principales



Notation Principales

AP	: Barre d'acier de la précontrainte.
$AP-Sc$	: Barre d'acier de la précontrainte revêtue avec du sable.
PRF	: Polymères Renforcés en Fibres.
EBR	: Technique de renforcement externe (External Bonded Reinforcement).
NSM	: La technique de montage en surface (Near Surface Mounted).
$PRFA$	: Polymère Renforce en Fibre d'Aramide.
$PRFC$	: Polymère Renforce en Fibre de carbone.
$PRFV$	: Polymère Renforce en Fibre de verre.
db	: Le diamètre nominal d'une barre ronde, (mm).
bg	: La largeur d'engravure, (mm).
hg	: La profondeur d'engravure, (mm).
ag	: La distance nette entre deux engravures adjacentes, (mm).
ae	: La distance nette entre une engravure et le bord de la poutre, (mm).
τ_{μ}	: La contrainte moyenne ultime d'adhérence, (MPa).
$Fmax$	: La force d'arrachement maximale, (kN).
φ	: Le diamètre de la barre AP, (mm).
L_b	: La longueur d'adhérence, (mm).
S_{max}	: La valeur moyenne maximale de glissements, (mm).
ET	: Ecart type.
CV	: Coefficient de variation.
$\tau_{(av)}$	: La contrainte d'adhérence moyenne de la barre AP lisse, (mm).
S	: Le glissement de la barre AP lisse, (mm).
S_u	: Le glissement qui correspond à la contrainte moyenne ultime d'adhérence, (mm).
a et b	: Sont des paramètres d'ajustement des courbes aux données expérimentales.
α *et* α'	: Sont les paramètres d'ajustement de la courbe.
$\tau_{(S)}$	: La contrainte d'adhérence locale, (MPa).
S	: Le glissement locale, (mm).
μ_{Δ_u}	: L'indice de ductilité.
Δu	: Le déplacement à la charge ultime, (mm).
Δy	: Le déplacement à la fin de la phase élastique.
k	: Rigidité de déplacement, (kN/m).
P_u	: La charge ultime, (kN).
ε_{cu}	: La déformation maximale du béton à sa contrainte ultime.

ε_f : Déformation dans les renforts dans les aciers tendus.

ε_s : Déformation dans les aciers tendus.

ε'_s : Déformation dans les aciers comprimés.

M_u : Moment de flexion ultime, (kN-m).

F_s : La force de traction dans les aciers tendus, (kN).

F_f : La force de traction dans les renforts NSM, (kN).

F'_s : La force de compression dans les aciers comprimés, (kN).

F_c : La force de compression dans le béton, (kN).

A_s : Section d'acier tendu, (mm^2).

A_f : Section du renfort, (mm^2).

A'_s : Section d'acier comprimé.

f_y : La limite d'élasticité de l'acier, (MPa).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton, (MPa).

E_s : Module d'élasticité de l'acier, (GPa).

E_f : Module d'élasticité du renfort, (GPa).

d'_s : La distance entre la fibre la plus comprimé du béton et le centre de gravité de l'acier de comprimé, (mm).

d_s : La distance entre la fibre la plus comprimé du béton et le centre de gravité de l'acier tendu, (mm).

d_f : La distance entre la fibre la plus comprimé du béton et le centre de du renfort AP-Sc, (mm).

y : La distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section, (mm).

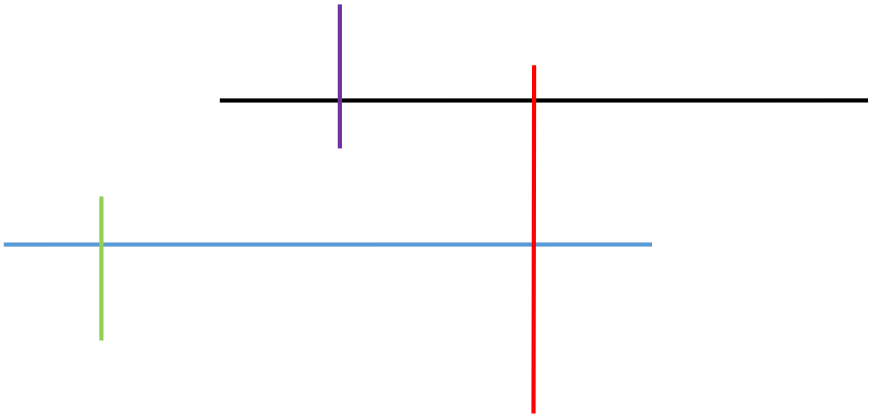
β : Facteur de correction lié au bloc de contrainte du béton.

L_a : La longueur de la portée de cisaillement, (mm).

I_{cr} : L'inertie de la section fissurée, (mm^4).

S_l : Distance entre les deux dernières fissures, (mm).

Introduction générale



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le monde entier, les éléments de structure en béton armé doivent être réhabilités ou renforcés à certain moment pour différentes raisons, telles que des erreurs de conception ou de réalisation, l'augmentation des charges de service, détérioration due à la corrosion de l'acier causée par l'exposition à un environnement agressif, ou des événements accidentels **[1,2]**.

Précédemment, démolir et reconstruire était l'action la plus courante dans les problèmes de détérioration des structures en béton armé. Toutefois, cette option souvent n'est pas écologique, rentable et efficace sur le plan environnemental et économique car elle implique la production de plus de déchets et une consommation importante des matières premières. Par conséquent, des alternatives telles que la réhabilitation et le renforcement des structures en béton armé pour faire face aux performances exigées sont les méthodes les puls répondantes **[3]**.

Depuis des dizaines d'années, le renforcement a été réalisé au moyen des plaques d'acier collées à l'extérieur d'élément **[4]**. Cependant, l'exposition des plaques d'acier à différentes conditions climatiques va entraîner une dégradation à ces renforts via la corrosion de l'acier. À cet effet, les chercheurs ont pensé à utiliser de nouveaux matériaux afin d'éviter ces dégradations indésirables.

Parmi les solutions les plus pratiques qui ont été adoptées pour la réhabilitation des structures dégradées est l'utilisation des matériaux composites tels que les polymères renforcées en fibres (PRF) qui ne sont pas sensible à la corrosion **[5,6]**. Les principaux avantages de l'utilisation de ces composites en PRF sont, entre autres, la haute résistance à la traction, qui peut atteindre dix (10) fois celle de l'acier habituel, cette caractéristique permet de réduire le taux de renforcement et la faible densité qui peut réduire également les coûts d'installation et d'entretien. Cependant, la rupture fragile, le faible module d'élasticité et la faible résistance aux charges transversales, sont les principaux inconvénients des matériaux en PRF **[7]**, en plus les matériaux en PRF sont plus chers et limités sur le marché.

Les structures en BA existantes peuvent être renforcées à l'aide de matériaux en PRF grâce à deux grandes techniques communes : technique de renforcement externe (Externally bonded reinforcement : EBR), dans laquelle l'élément en PRF est collé à la surface extérieure de l'élément à renforcer et la technique de renforcement interne (Near Surface Monted : NSM), dans laquelle l'armature en PRF est insérée dans une rainure effectuée dans l'enrobage en béton de l'élément structural en BA.

La technique EBR est considérée comme une méthode de renforcement efficace pour améliorer la capacité portante des structures existantes. Cependant, la rupture prématurée par

décollement des lamelles de PRF empêche que l'élément renforcée atteigne sa pleine capacité, ce qui limite l'efficacité de cette technique de renforcement **[3,8]**.

Pour cette raison, la nouvelle technique de renforcement dite NSM a été récemment développée, est considérée comme une technique de renforcement alternative et plus efficace que la technique EBR dans de nombreux cas en raison de sa capacité à obtenir des forces d'adhérence plus élevées et de la possibilité d'éviter ou de retarder les ruptures de décollement prématurées, qui sont souvent observées dans cette dernière technique **[9]**.

La technique NSM présente plusieurs avantages potentiels par rapport à la technique EBR, tels que : (i) un temps d'installation minimal, (ii) aucune exigence de préparation de la surface, à l'exception de la coupe des rainures, (iii) une tendance moindre à la rupture par décollement, et (iv) une exposition moindre aux dommages mécaniques, au feu et au vandalisme puisque l'armature en PRF est protégée par le revêtement en béton. **[10,11]**. De plus, l'esthétique d'une structure renforcée avec des armatures NSM est pratiquement inchangée **[12]**. Ainsi, la méthode NSM pourrait être utilisée dans les zones où le moment est négatif des dalles en béton par exemple **[13]**. Cependant, la rupture due au décollement reste encore le mode de rupture le plus courant. Le décollement peut se produire sous forme d'une séparation du béton d'enrobage ou d'un décollement à l'extrémité du renfort NSM **[14,15]**. Récemment, autres types de renforts NSM ont été également utilisés, tels que les barres en acier et les barres en alliage d'aluminium, afin de réduire le coût et améliorer la ductilité des poutres en BA **[16,17]**.

Objectifs

Selon de nombreuses études antérieures sur l'étude du comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par la technique NSM en utilisant des renforts en PRF **[55-66]**. Les chercheurs ont constatés que le mode de rupture obtenu est généralement par décollement des renforts en PRF, ce qui entraîne une diminution de la ductilité des poutres renforcées et l'empêche d'atteindre sa capacité de charge maximale. En plus, les matériaux PRF ne sont pas disponibles sur le marché algérien ce qui nécessite une longue durée pour l'importation, sans oublier bien sûr leurs couts élevés. Pour cela, nous avons cherché à utiliser des barres d'acier de la précontrainte (AP) comme matériau de renfort alternatif dans cette étude, en raison de leurs bonnes caractéristiques, sa ductilité, son coût et sa disponibilité. En outre, les barres AP présentent un comportement ductile par opposition au comportement fragile des PRF. Par conséquent, elles peuvent fonctionner de manière adéquate comme renforts ductile dans les applications de la technique NSM.

L’adhérence du renfort NSM au béton joue un rôle majeur dans l'efficacité du système de renforcement par NSM. Elle est responsable du transfert des forces entre le renfort et le béton environnant, de manière à ce que la section fonctionne comme une seule unité. Ainsi, l’étude de l'adhérence des armatures en NSM permet de clarifier les points obscurs et déterminer si la technique de renforcement par NSM est appropriée ou non.

L'objectif principal de la présente thèse est d'étudier le comportement d’adhérence et de flexion des éléments en béton armé renforcés par la technique NSM à l'aide de barres d'acier de la précontrainte (AP).

Afin d'atteindre cet objectif, la thèse est structurée comme suit :

Au **premier chapitre**, une étude bibliographique sur les travaux réalisés dans le cadre de l'étude de l'efficacité du comportement d'adhérence des armatures NSM a été résumée. Tout d'abord, une description détaillée des deux méthodologies principales communes pour le renforcement des éléments en BA avec des matériaux PRF (EBR et NSM). Ensuite, nous étudions, en détail, l’insertion des renforts NSM dans les structures en béton pour les armer. Enfin nous consacrons une grande partie de notre étude bibliographique pour faire le point de la technique de renforcement de NSMqui consiste à insérer les renforts dans des engravures préparées sur la surface tendue de la structure à renforcer. Nous analysons dans cette dernière partie les essais présents dans la littérature qui ont été réalisés pour éprouver cette technique (arrachement (pull-out), flexion).

Le **deuxième chapitre** consacrée à l'étude du comportement d'adhérence entre les barres en acier de la précontrainte (AP) avec le béton selon la technique NSM. Premièrement, les barres AP sont initialement disponibles avec des surfaces lisses. Cependant, afin d'améliorer l'adhérence mécanique de ces barres, la surface des barres AP lisses est modifiée par un revêtement de sable. Ensuite, des essais d'arrachement directs sont effectués pour évaluer le comportement d'adhérence des barres AP lisses et revêtues avec du sable avec le béton.

Dans le **troisième chapitre**, nous étudions le comportement à la flexion des poutres en béton armé renforcées par des barres en acier de la précontrainte revêtues avec sable (AP-Sc) selon la technique NSM. Le programme expérimental a été réalisé pour étudier l’effet de la longueur de renforcement et l’effet du taux de renforcement sur la réponse à la flexion des poutres. Pour atteindre ces objectifes, des poutres en BA renforcées avec la technique NSM ont été testées sous une charge de flexion de quatre points. Les résultats obtenus ont été discutés en termes de

réponses de charge – flèche, capacité de charge, ductilité, modes de rupture, l'effet de la longueur de renforcement et l'effet du taux de renforcement.

Au **quatrième chapitre**, nous étudions l'efficacité de l'utilisation des fixations aux extrémités des barres NSM-AP-Sc visant à retarder ou empêcher le décollement prématuré des renforts NSM et la séparation du béton d'enrobage à l'extrémité des barres NSM-AP-Sc et ainsi augmenter la capacité de charge des poutres renforcées. Pour atteindre ces objectives, un programme expérimental a été développé pour étudier le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par des barres NSM-AP-Sc. Les résultats obtenus ont été discutés en termes de réponses de charge – flèche, capacité de charge, ductilité, modes de rupture, l'effet de la fixation des extrémités et l'effet de la longueur d'ancrage.

Finalement, la **conclusion générale** résume les résultats obtenus au cours des travaux effectués dans le cadre de cette thèse tout en citant quelques **perspectives**.

CHAPITRE I.

ÉTAT DE L'ART

I.1. Introduction 7

I.2. Techniques de renforcement des ouvrages en utilisant les matériaux composites (PRF) 7

I.2.1. Polymère renforcée par des fibres (PRF) 7

I.2.2. Renforcement des structures en béton en utilisant les PRF 8

I.2.3. Technique de renforcement externe (EBR) 9

I.2.4. Technique NSM 10

I.2.4.1. Installation du l'armature NSM 11

I.2.4.2. Applications de la technique NSM 12

I.2.4.3. Les composantes de la technique NSM 13

I.3. Les barres d'acier de la précontrainte 16

I.4. Comportement d'adhérence des renforts NSM au béton 18

I.4.1. Méthodes utilisées pour caractériser le comportement d'adhérence 19

I.4.2. Facteurs influençant le comportement d'adhérence 21

I.4.2.1. Effet de la résistance du béton 21

I.4.2.2. Effet de la longueur de scellement 22

I.4.2.3. Effet de l'état de la surface du renfort 22

I.4.3. Mécanismes de ruine observés lors des essais d'adhérence 23

I.5. Comportement en flexion des poutres en BA renforcées par NSM 26

I.6. Travaux expérimentaux antérieurs portant sur le renforcement en flexion des poutres en BA selon la technique NSM 28

I.6.1. Poutres renforcées avec des longueurs de renfort NSM partiellement ancrées 30

I.6.2. Ductilité des poutres renforcée par NSM -PRF 32

I.6.3. Effet des conditions d'extrémité des renforts NSM 33

I.6.4. Mécanismes de rupture des poutres renforcées avec NSM-PRF 34

I.6.4.1. Rupture due à la flexion 35

I.6.4.2. Rupture due au cisaillement 36

I.6.4.3. Rupture due au décollement 36

I.7. Conclusion 39

I.1. Introduction

La réhabilitation et le renforcement des structures en béton armé est un sujet très vaste. Nombreux matériaux et méthodes sont possibles pour la réparation et le renforcer des éléments structuraux en béton armé **[18,19]**.

Ce chapitre présente un aperçu de la littérature antérieure sur les techniques de base utilisées pour la réhabilitation et le renforcement des structures en béton armé. Des principaux aspects des techniques de renforcement par collage externe (EBR) et par armature montée près de la surface (NSM) sont présentés. Les avantages de la technique NSM par rapport à la technique EBR et les propriétés des matériaux composites tels que le polymère renforcé de fibres (FRP) et les autres matériaux utilisés dans le renforcement des structures en béton armé sont étudiés. Un résumé détaillé des essais d'adhérence précédents effectués pour étudier le comportement d'adhérence des armatures en PRF de NSM dans le béton est également présenté. Les résultats des recherches et des études expérimentales menées sur le renforcement en flexion des poutres en béton armé à l'aide de la technique NSM sont largement présentés.

I.2. Techniques de renforcement des ouvrages en utilisant les matériaux composites (PRF)

I.2.1. Polymère renforcée par des fibres (PRF)

Actullement, l'utilisation des PRF dans le domaine de la construction est une technologie bien connue et les PRF offrent une alternative efficace aux matériaux traditionnels comme l'acier, principalement en raison de leurs propriétés supérieures telles que leur rapport résistance/poids élevé, leurs propriétés non corrosives et leur durabilité **[4,12]**.

Les PRF sont des composites qui se constituent de deux composants : les fibres, qui sont les éléments porteurs de charges, et la matrice, qui assure la cohésion des fibres, la retransmission des charges appliquées aux fibres, et la protection des fibres contre l'environnement extérieur **[3]**. Cette matrice, telle qu'une résine époxy, un polyester, un ester vinylique où une autre matrice durcie, joue le rôle de liant et conserve les fibres dans la position souhaitée, ce qui confère au matériau composite son intégralité structurelle en offrant une capacité de transfert de force de cisaillement. FRP est constitué de différents types de fibres (carbone, verre et aramide) enrobées dans une matrice polymère, qui est généralement de la résine époxy **[4]**. Cependant, le FRP présente plusieurs inconvénients, tels que : l'anisotropie et la variété dans les propriétés physiques et mécaniques comparés à l'acier, la rupture fragile, le faible module

d'élasticité, en plus de la faible résistance aux charges transversales, sont les principaux inconvénients des matériaux en PRF, ainsi les matériaux en PRF sont très chers et sont limités sur le marché **[20]**.

I.2.2. Renforcement des structures en béton en utilisant les PRF

Lorsqu'une structure doit supporter des charges supérieures à celles pour lesquelles elle a été conçue à l'origine, elle doit être soit reconstruite après démolition, soit renforcée. Il existe plusieurs raisons pour lesquelles les structures doivent être renforcées au lieu de démolir. Par exemple, la reconstruction est généralement plus coûteuse qu'un processus de renforcement, elle peut prendre plus de temps qu'un procédé de renforcement. Par conséquent, dans de nombreux cas, le renforcement est recommandé plutôt par rapport à la démolition et à la reconstruction.

Précédemment, les méthodes usuelles de renforcement des structures en béton armé consistaient à ajouter du béton, à ajouter des armatures en acier **[21]**, à chemiser les poteaux et à coller des plaques d'acier sur la face tendue de l'élément. Avec le développement rapide des composites PRF et en raison de leurs avantages mentionnés précédemment par rapport aux méthodes traditionnelles, le collage des armatures en PRF avec un adhésif est devenu une méthode efficace pour renforcer les structures en béton.

Généralement, le renforcement par des PRF consiste soit à augmenter la résistance à la flexion des éléments structuraux tels que les poutres et les dalles en ajoutant un renforcement longitudinal, soit à augmenter la capacité de cisaillement des poutres, des dalles et des colonnes par un renforcement transversal. Les principales techniques de renforcement des structures en BA utilisant des matériaux en PRF sont la technique de renforcement externe (EBR) et l'insertion de renforts PRF dans des engravures préparées sur la surface du béton (NSM), (voir la **Figure I.1**).

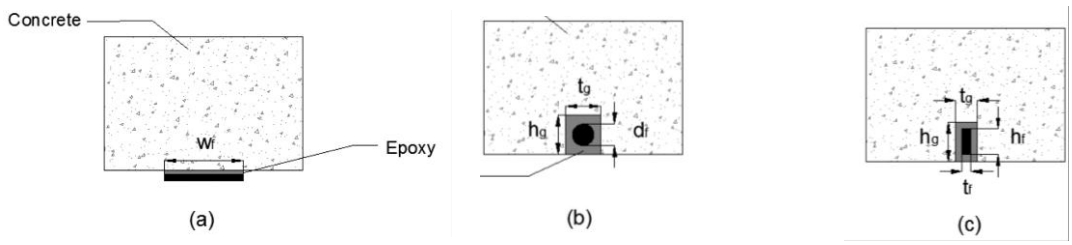


Figure I. 1: Méthodes de renforcement des PRF ; (a) Plaque ou lamelle de PRF-EBR, (b) Barre de PRF-NSM, (c) Lamelle de PRF-NSM.

I.2.3. Technique de renforcement externe (EBR)

La technique EBR consiste en un ou plusieurs tissue ou en lamelle en FRP qui sont collés sur la surface tendue externe de l'élément renforcé à l'aide d'adhésifs époxy **[11]**. Afin de transmettre de manière efficace les charges de l'élément renforcé aux PRF installés, la surface du béton doit être rugueuse et nettoyée et une surface de béton adéquate et en bonnes conditions doit être assurée pour garantir une bonne adhérence entre les PRF et le substrat du béton.

Les systèmes de renforcement externe (EBR) ont été appliqués avec succès pour renforcer les structures en béton existantes depuis le début des années 1980 (**ACI, 2002 [1]**). Ils ont été développés comme une alternative efficace aux techniques classiques, par exemple, le collage de plaques d'acier et le chemisage de poteaux. La technique EBR peut être utilisée non seulement pour les structures en béton, mais aussi pour le renforcement des structures en bois, en maçonnerie et en acier. L'un des inconvénients des systèmes EBR est la sensibilité aux dommages mécaniques ainsi qu'aux dommages causés par les effets environnementaux tels que les cycles de gel et de dégel en raison d'une exposition directe. En outre, les systèmes EBR sont facilement susceptibles d'être endommagés par le feu et le vandalisme.

Le collage externe des lamelles de PRF sur les surfaces des structures en béton armé est considéré comme une méthode de renforcement efficace pour améliorer la capacité portante des structures existantes. Cependant, la rupture prématurée par décollement des lamelles de PRF empêche que l'élément renforcée atteigne sa pleine capacité et le PRF son plein potentiel, ce qui limite l'efficacité de cette technique de renforcement **[22]**.

Pour cette raison, la nouvelle méthode de renforcement dite NSM a été récemment développée, est considérée comme une technique de renforcement plus efficace que la technique EBR dans de nombreux cas en raison de sa capacité à obtenir des forces de liaison plus élevées et de la possibilité d'éviter ou de retarder les ruptures de décollement prématurées, qui sont souvent observées dans la technique EBR **[23]**.

Pham H *et al.* [24] présentent plus de modes de rupture par rapport aux poutres en béton armé (BA) conventionnelles renforcées avec la technique EBR. Les modes de rupture sont classés en deux types. Le premier type de rupture comprend les modes de rupture usuels tels que l'écrasement du béton et la rupture des PRF basée sur une action composite complète. Le deuxième type de rupture est une rupture prématurée sans atteindre l'action composite complète à la rupture. Le **Tableau I.1** résume les modes de rupture des poutres renforcées par PRF avec le système EBR.

Tableau I.1 : Description des modes de rupture pour le système EBR **[24]**.

Modes de rupture		*Description*
Cas I : Action PRF composite complète	***L'écrasement du béton en compression.***	Si les ruptures prématurées sont évitées, la capacité de flexion ultime de la poutre est atteinte lorsque soit le composite FRP cède par rupture en traction, soit le béton s'écrase en compression. Ce mode de rupture est similaire aux modes de rupture en flexion classiques des poutres en béton armé, à l'exception de la rupture fragile des PRF.
	Rupture des PRF	
Cas II : Rupture prématurée	***Séparation du béton d'enrobage***	La rupture de la séparation du béton d'enrobage est provoquée par la formation d'une fissure à l'extrémité de la plaque composite ou à proximité de celle-ci en raison d'un cisaillement interfacial élevé et de contraintes normales provoquées par la rupture brutale de la plaque composite.
	Décollement de l'interface époxy-béton à l'extrémité du renfort	Cette rupture de décollement est causée par un cisaillement interracial élevé et des contraintes normales près de l'extrémité de la plaque qui dépassent la résistance de l'élément le plus faible (béton ou époxy).
	Décollement provoqué par une fissure de flexion	Le décollement induit par une fissure de flexion se produit lorsque la contrainte de liaison concentrée à l'endroit de la fissure dépasse la résistance au cisaillement dans la couche la plus faible.

I.2.4. Technique NSM

La technique NSM-PRF consiste à l'insertion des barres en PRF dans des engravures effectuées préalablement dans le béton d'enrobage des surfaces tendues, remplies de résines époxydiques pour fixation **[26]**. La technique NSM a été utilisée dans de nombreuses applications telles que les structures en béton armé et précontraint ainsi que les structures faites d'autres matériaux, comme le bois et la maçonnerie. Les recherches menées jusqu'à présent indiquent que la technique NSM est une technique prometteuse et efficace pour augmenter les capacités de flexion et de cisaillement des éléments structurels tels que les poutres **[27,28]**.

La technique NSM offre de nombreux avantages par rapport à la technique EBR. Par exemple, l'application d'un renforcement NSM ne nécessite aucun travail de préparation de surface (autre que la formation de l'engravure). gnéralement l'armature en PRF est encastrée dans le revêtement de béton, elle n'est pas susceptible de subir aux dommages résultant du au feu, aux impacts mécaniques et aux autres effets. Par conséquent, il permet de renforcer les zones de moment négatif des poutres et des dalles. Le renforcement par NSM est moins susceptible de se décoller du revêtement en béton, en outre, l'esthétique d'une structure renforcée avec un renforcement NSM est pratiquement inchangée **[29,30]**.

I.2.4.1. Installation du l'armature NSM

La procédure d'installation des renforts en NSM sur des éléments en béton est généralement effectuée comme suit **[31]** (voir la **Figure I.2**):

1) Réalisation des engravures dans le revêtement en béton sur la surface tendue de la poutre à l'aide d'une scie à diamant qui permet d'obtenir deux faces parallèles lisses et une interface rugueuse au fond.
2) Nettoyage des engravures à l'aide de l'air comprimé.
3) Nettoyage avec de l'acétone les renforts NSM.
4) Remplissage de l'engravure par l'adhésif époxy jusqu'au au milieu.
5) Insertion du renfort dans l'engravure après le traitement de sa surface.
6) Achèvement du remplissage de l'engravure avec la résine et nivellement du surfaçage, le renfort adhère donc à la résine avec les trois côtés.

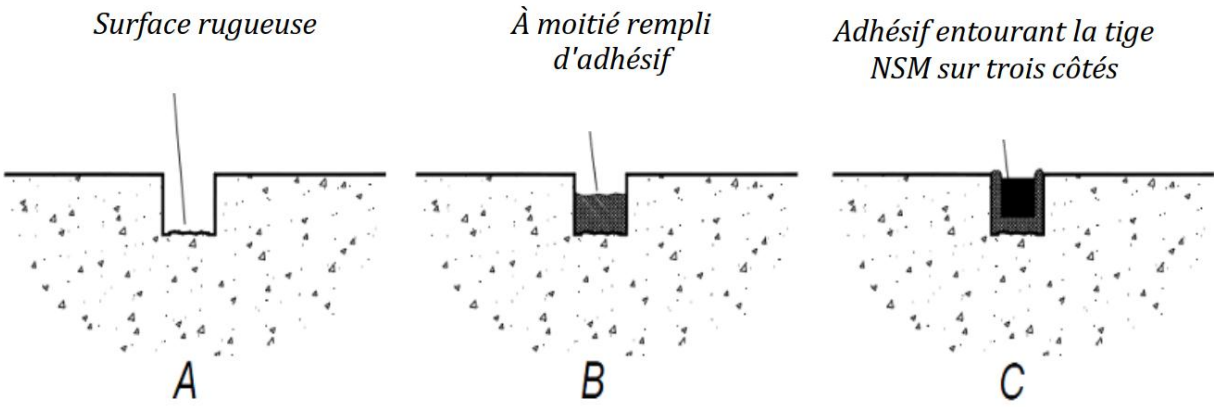


Figure I.2 : Procédure de renfoncement par NSM **[31]**.

I.2.4.2. Applications de la technique NSM

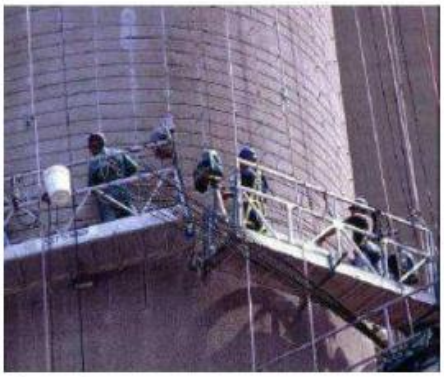
Bien que la technique NSM-PRF est une technique relativement nouvelle, la première application a été utilisée en Laponie, Finlande, dans les années 1940, où une dalle de pont en béton a été renforcée dans la zone de moment négatif (Asplund 1949 **[32]**). Dans cette application, des barres d'acier ont été placées dans des engravures réalisées dans le revêtement supérieur du béton, puis collées avec un mortier de ciment.

La première application de NSM-PRF a été reportée en 1998 et consistait à renforcer le pilier de la station navale de San Diego, CA (USA) **[33]**, où des barres de PRF ont été utilisées pour augmenter la capacité de la dalle du pont dans les régions de moments négatifs. Une autre application de la technique NSM FRP est le renforcement du sol au niveau de la route du Myriad Convention Centre, Oklahoma City, USA **[34]**, où des barres NSM-FRP ont été utilisées pour le renforcement en cisaillement des poutres en béton armé. La **Figure I.3** présente quelques exemples de mise en œuvre pratique de la technique NSM.

Strengthening of negative moment regions of a bridge deck with NSM FRP bars (Parretti and Nanni, 2004)

Vertically placed NSM bars for shear strengthening (Hogue *et al.*, 1999)

Strengthening of a column with NSM FRP rods (Alkhrdaji *et al.* 1999, cited by De Lorenzis (2002))



Strengthening of a silo using NSM CFRP bars (ICRI, 2001)

Figure I.3 : Applications pratiques de la technique de NSM-PRF.

I.2.4.3. Les composantes de la technique NSM

a) Renforts

Les renforts les plus couramment utilisés dans les applications de la technique NSM sont l'aramide (PRFA), le carbone (PRFC) et le verre (PRFV). Le **Tableau I.2 [4]** et la **Figure I.4 [35]** présentent une comparaison des propriétés mécaniques entre des PRF, des barres en acier et d'acier de la précontrainte (AP).

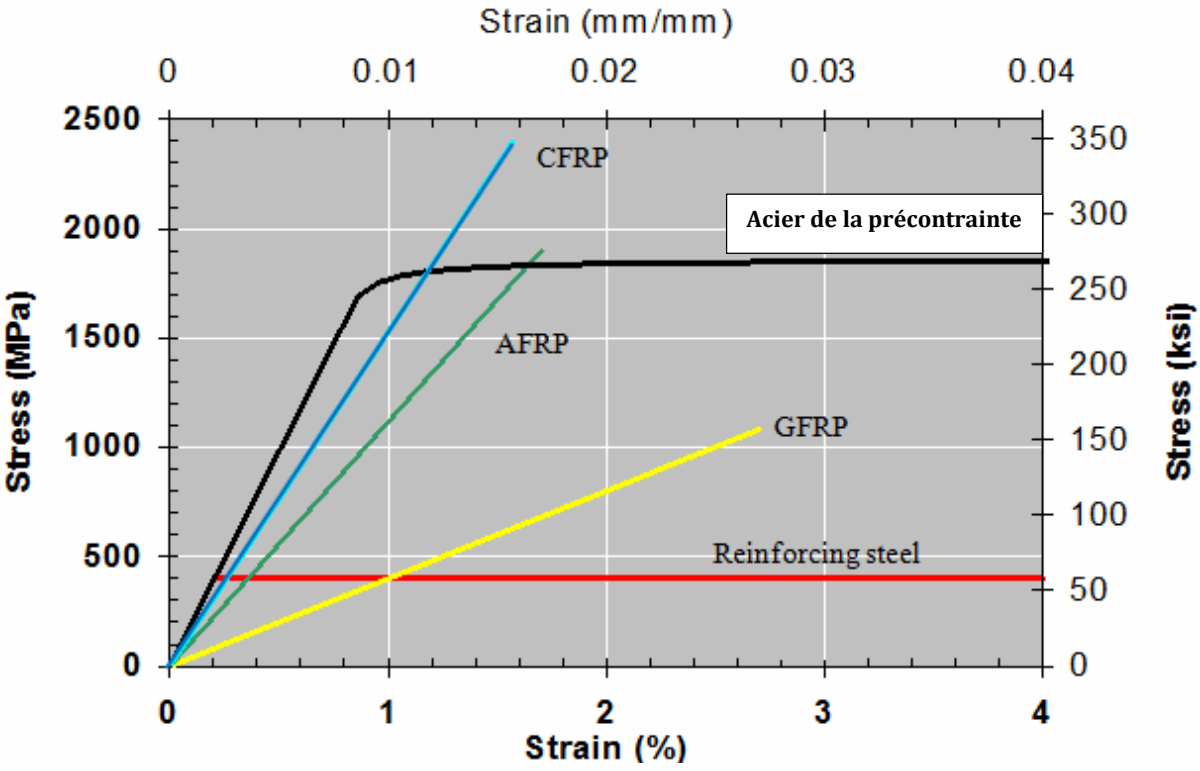


Figure I.4 : Courbes comparatives de contrainte-déformation de différents composites en PRF, des barres en acier et d'acier de la précontrainte **[35]**.

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques des matériaux en PRF et en acier **[4]**.

Types de renfort	*PRFC*	*PRFV*	*PRFA*	*Acier*	*Acier de la précontrainte*
Contenu en fibres(%)	50-80	65-75	60-70	-	-
Résistance à la traction (MPa)	1800-2400	1000-1250	1000-1800	400-500	1470-1850
Module d'élasticité (GPa)	120-250	25-55	40-125	200	145-165

Les barres d'acier de la précontrainte présentent un comportement ductile par rapport au comportement fragile des PRF. Le module d'élasticité des barres en PRF est généralement inférieur à celui de l'acier et reste pratiquement constant jusqu'au point de rupture. En raison

des valeurs plus faibles du module d'élasticité, les déformations attendues dans les structures en béton armé en PRF sont plus importantes que celles des structures en béton armé en acier **[36]**.

La résistance à la traction des barres en PRF est plus élevée par rapport à celle des barres en acier. Cependant, la résistance à la traction des barres d'acier de la précontrainte peut être plus de 47% supérieure à celle des barres en PRFV. Par conséquent, les barres d'acier de la précontrainte peuvent fonctionner de manière adéquate comme renforcement ductile dans les applications de la technique NSM. De même dans les nouvelles constructions en utilisant les AP comme renforcement interne avec ou a la place des armatures ordinaires.

b) Matériaux de scellement

Le matériau de scellement est le moyen pour le transfert de contraintes entre le renfort NSM et le béton. Le remplissage des engravures peut être effectué à l'aide du mortier, du ciment ou d'époxy. En termes de comportement de la structure, les propriétés mécaniques les plus appropriées sont les résistances à la traction et au cisaillement **[30]**. Sa résistance à la traction est particulièrement importante lorsque les renforts encastrés ont une surface déformée, ce qui produit des contraintes de traction circonférentielles élevées dans l'interface du matériau de scellement-renfort.

L'utilisation de mortier à base de ciment comme matériau de scellement a été étudiée afin de réduire le coût du matériau, de minimiser les impacts environnementaux et d'obtenir une meilleure résistance aux températures élevées. Le mortier à base de ciment a une résistance à la traction inférieure à celle de la pâte époxy. Lors d'essai d'arrachement, des éprouvettes remplies de mortier de ciment ont cédé à une charge ultime inférieure à celle des éprouvettes remplies d'époxy **[27]**.

La résine époxy à deux composants (Composant A : résine et Composant B :durcisseur) est la plus utilisée comme matériau de scellement dans les applications de la technique NSM.

L'époxy à faible viscosité est généralement choisie pour le renforcement dans les régions de moment négatif, car l'époxy peut être coulée dans les engravures orientées vers le haut. Dans les autres cas, il faut utiliser une résine époxy à haute viscosité pour éviter les écoulements dans les engravures orientées vers le bas **[37]**.

c) Dimensions des engravures

La **Figure I.5** montre plusieurs configurations de renforcement du système NSM, où d_b est le diamètre nominal d'une barre ronde, et t_f et h_f sont respectivement l'épaisseur/ la largeur et la hauteur d'une lamelle de PRF ou d'une barre rectangulaire.

La largeur (bg) et la profondeur (hg) de l'engravure, la distance nette entre deux engravures adjacentes (ag) et la distance nette entre une engravure et le bord de la poutre (ae) sont autant de facteurs qui peuvent affecter la performance d'adhérence et donc le comportement structural. Sur la base des résultats des essais d'adhérence des barres rondes dans des engravures carrées (bg = hg) et en définissant le coefficient k = bg/d_b, **De Lorenzis *et al.*** **[27]** a proposé une valeur minimale de 1,5 pour le coefficient k dans le cas des barres lisses ou légèrement sablées et une valeur minimale de k=2 pour les barres à haute adhérence.

Parretti et Nanni **[28]** ont suggéré que la largeur et la profondeur ne devraient pas être inférieures à 1,5 fois le diamètre de la barre. **Al-Mahmoud *et al.*** **[38]**, a recommandé que la valeur optimal k doit être entre 1.7 et 2.5 quels que soient le type de matériau de scellement et du béton.

Pour les lamelles NSM, **M. Blaschko** **[39]** a proposé que la profondeur et la largeur d'engravure doivent être supérieures d'environ 3 mm à la hauteur et à l'épaisseur de la lamelle FRP correspondante respectivement, de manière à obtenir une épaisseur de couche adhésive d'environ 1 à 2 mm. Pour les lamelles NSM également, **Parretti et Nanni** **[28]** ont recommandé que la largeur minimale d'un engravure ne soit pas inférieure à $3t_f$ et que la profondeur minimale ne soit pas inférieure à $1{,}5h_f$.

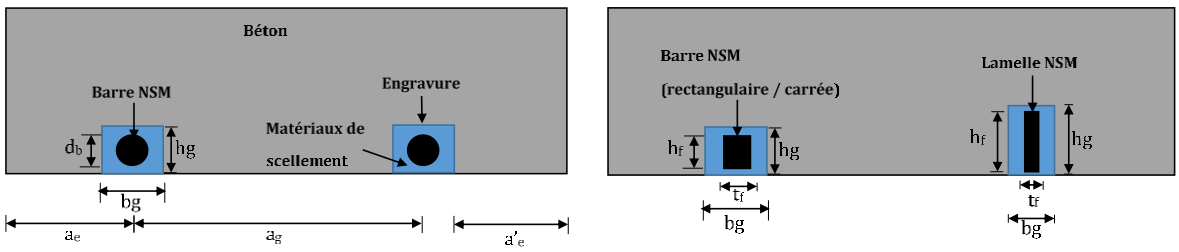


Figure I.5 : Différents configurations de renforcement du système NSM.

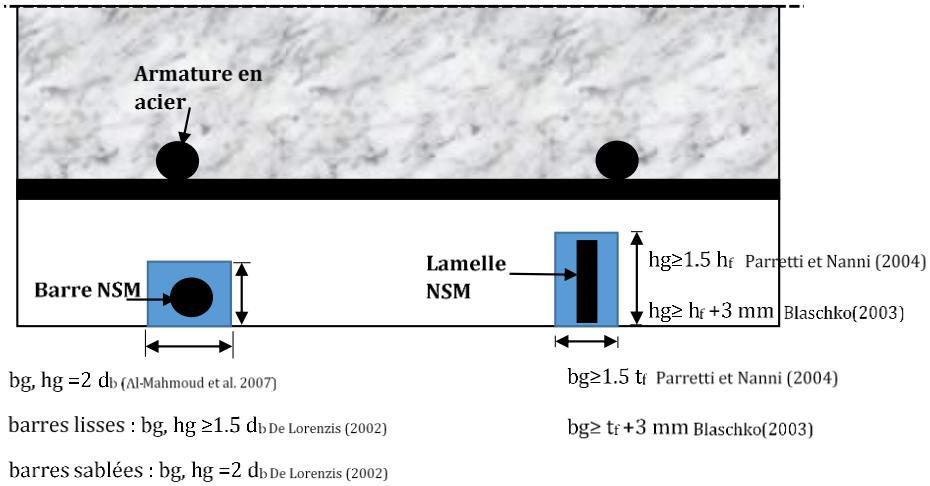


Figure I.6 : Dimensions des engravures de la technique NSM.

I.3. Les barres d'acier de la précontrainte

Les barres d'aciers de la précontrainte utilisées dans ce travail ont été fabriqués dans l'usine de TRIFISOUD ELEULMA à l'aide d'une opération qui s'appelle le tréfilage. Cette opération nous a permis d'obtenir des fils métalliques de sections et de forme bien déterminées, le principe de tréfilage est défini dans l'étymologie du mot, qui fait appel à deux notions : celle de la « traction » et celle du « fil »

Le tréfilage est un procédé de mise en forme à froid qui permet de réduire le diamètre d'un fil par passages successifs dans des filières de diamètre décroissant en présence de lubrifiant. Ceci entraîne une diminution de section du fil accompagnée d'un renforcement par écrouissage. Une filière de tréfilage est constituée d'un noyau dur en carbure de tungstène lié au cobalt assurant la réduction de section. Dans certains cas, pour limiter l'usure des filières et leur échauffement au passage du fil, des noyaux en diamant peuvent être utilisés. Une monture en acier ou en aluminium vient enserrer le noyau pour lui permettre de résister aux fortes pressions appliquées au cours du tréfilage **[40]**. La filière peut se décomposer en plusieurs parties (voir la **Figure I.7**).

- Un cône de réduction qui joue le rôle d'entonnoir de dégagement et qui permet aussi de répartir et d'entrainer le lubrifiant.
- Un cône de travail, de demi-angle α et de longueur L*c* équivalente à une fois et demi le diamètre de sortie : c'est dans cette partie de la filière que s'effectue la réduction de section du fil.
- Une zone de calibrage, qui comme son nom l'indique, permet de calibrer le diamètre du fil. Sa longueur correspond environ à la moitié du diamètre de sortie.

- Un cône de sortie, d'angle β qui permet un déchargement progressif de la filière et l'évacuation du lubrifiant.

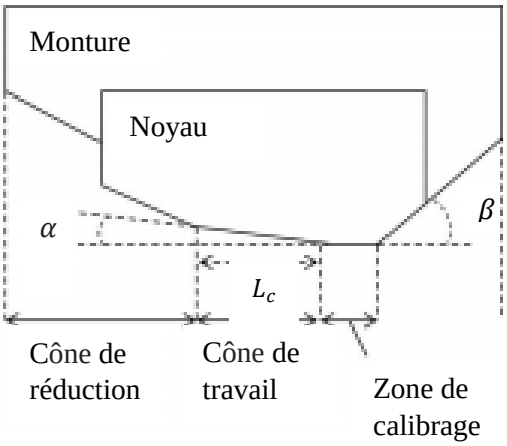


Figure I.7 : Schéma d'une filière de tréfilage.

- ***Schéma industriel d'élaboration des barres d'acier de la précontrainte***

La première étape consiste en un décalaminage mécanique du fil d'entrée. Ce dernier subit ensuite une étape de dépôt de coulant de tréfilage permettant par la suite l'accroche du lubrifiant de tréfilage à sec. L'étape qui suit correspond donc à un ou plusieurs étape(s) de tréfilage à sec du fil machine, réduisant le diamètre initial. Cette étape provoquant une augmentation de la résistance du matériau concomitante à une réduction de sa ductilité, il est nécessaire de réaliser un traitement thermique d'austénitisation (environ 900°C) suivi d'un refroidissement contrôlé permettant derégénérer la microstructure perlitique de l'acier et d'améliorer ainsi sa ductilité pour poursuivre le tréfilage **[40]**. Les différents paramètres de ce traitement permettent de contrôler la microstructure et par conséquent les propriétés mécaniques du fil.

Une fois la microstructure régénérée, le fil est revêtu d'une couche de cuivre puis de zinc par électrodéposition avant de subir un traitement thermique de diffusion à une température comprise entre 300 et 500°C. Cette étape a pour but de former un revêtement de laiton qui servira de lubrifiant pour l'étape de tréfilage humide et permettra l'adhésion entre le renfort et la gomme au sein du pneumatique **[41]**.

Le tréfilage humide est ensuite effectué dans un bain destiné au refroidissement et à la lubrification. Cette étape permet la réduction du diamètre du fil jusqu'à des diamètres de 1 à 5 mm. Tout comme le tréfilage à sec, cette étape induit une augmentation de la résistance mécanique du fil et une diminution de sa ductilité **[41]**.

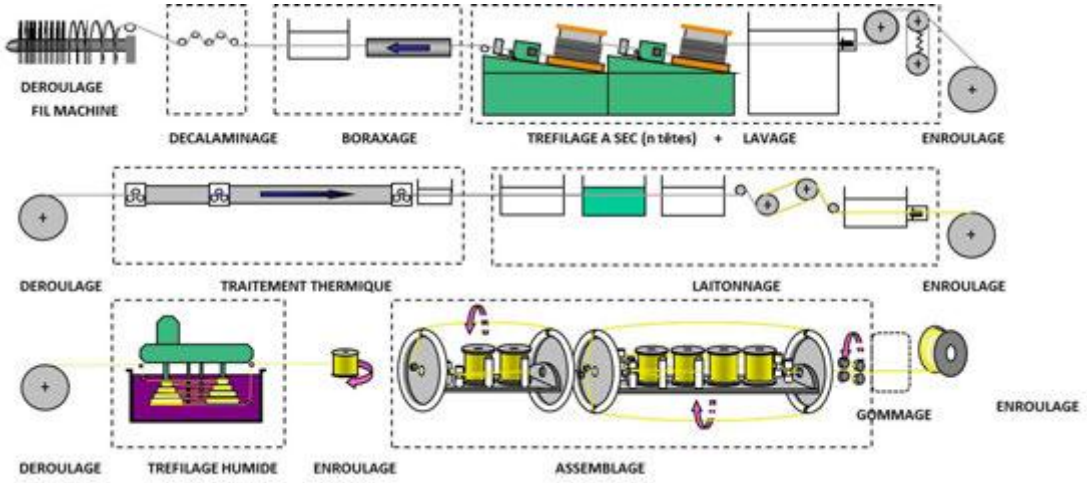


Figure I.8 : Schéma de principe de l'élaboration des barres d'acier de la précontrainte **[41]**.

I.4. Comportement d'adhérence des renforts NSM au béton

L'adhérence entre les renforts NSM et le béton joue un rôle majeur dans l'efficacité du renforcement des NSM. Elle est responsable du transfert des forces entre le renfort NSM et le béton environnant, de manière à ce que la section fonctionne comme une seule unité. Ainsi, l'adhérence de l'armature NSM détermine si la technique NSM est une technique de renforcement appropriée ou non.

De Lorenzis *et al.* **[42]** ont mené une étude expérimentale sur le comportement d'adhérence et définir le mécanisme de transfert des charges entre les renfort NSM et le béton. Le test a été effectué sur 36 spécimens avec différents variables. Le type de barre en PRF (PRFC et PRFV), la surface de PRF (nervurés et revêtue avec sable), le matériau de scellement, la longueur ancrée et la taille d'engravures sont les paramètres qui ont été étudiés dans le cadre des essais d'arrachements. Deux matériaux de scellement ont été utilisés résine époxy et mortier de ciment avec une résistance du béton à la compression de 22 MPa.

La courbe illustrée à la **Figure I.9** ci-dessous représente le comportement d'adhérence typique d'une série d'essais.

Selon cette courbe, plusieurs phases peuvent être observées :

Phase I : représente l'adhérence chimique travaille sur le transfert de la charge entre l'armature NSM et le béton. Dans cette phase, aucun glissement ne se produit.

Phase II : représente la rupture de l'adhérence chimique et le transfert des forces est assuré par le frottement mécanique entre les interfaces résine/béton.

Phase III : représente la rupture de l'adhérence du systéme NSM. On observe que la diminution de la force d'arrachement par rapport à l'augmentation du glissement.

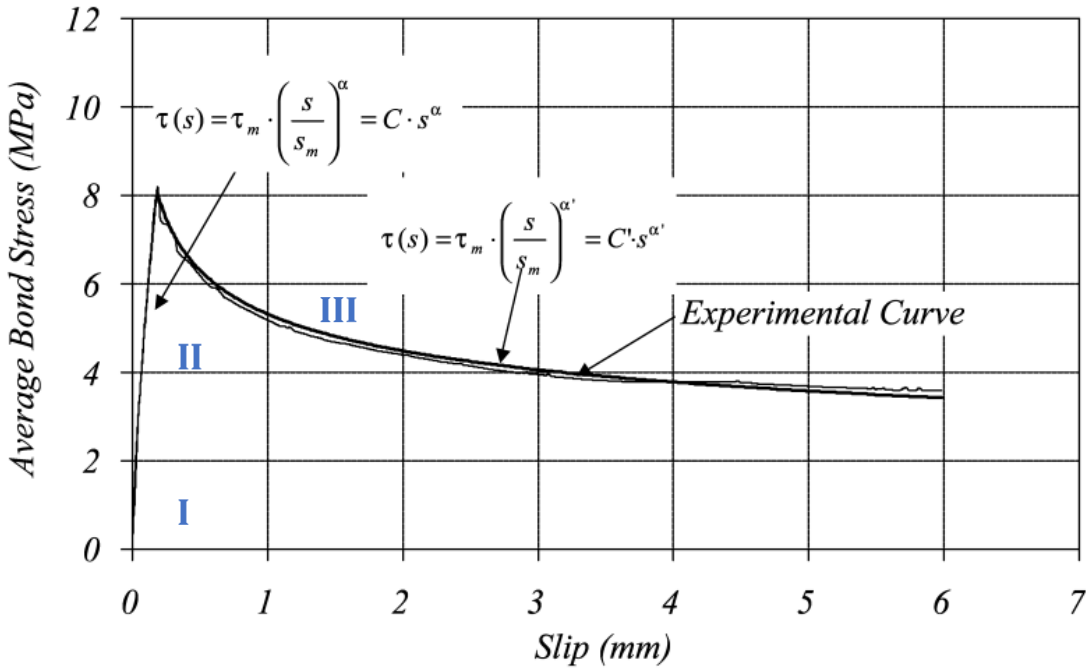


Figure I. 9 : La relation de contrainte d'adhérence et le glissement **[42]**.

I.4.1. Méthodes utilisées pour caractériser le comportement d'adhérence

Plusieurs méthodes d'essai ont été proposées pour étudier l'adhérence entre les renforts NSM et le béton . Les essais d'arrachement direct **[43]** et les essais d'arrachement par flexion (beam test) **[44]** sont généralement considérés comme les essais les plus utilisés pour caractériser le comportement d'adhérence (voir la **Figure I. 10** et **Figure I. 11**).

De Lorenzis *et al.* **[30]** ont mis en évidence un certain nombre d'inconvénients pratiques des essais d'arrachement par flexion. Par exemple, la taille de l'échantillon est importante, en particulier si de grandes longueurs de liaison sont testées et qu'il est difficile d'effectuer le test en mode de contrôle du glissement. Il est également difficile de contrôler visuellement le comportement de ces derniers pendant le chargement pour observer l'initiation et la propagation des fissures.

Les essais d'arrachement direct permettent de surmonter les inconvénients des essais d'arrachement par flexion mentionnés ci-dessus. L'éprouvette d'essai d'arrachement direct la plus simple, peut être composée d'un bloc de béton carré/rectangulaire encastré avec une barre NSM sur l'un des côtés, mais dans cette configuration, la barre NSM entraîne une charge excentrée du bloc de béton. L'utilisation de deux boulons en acier sur deux côtés opposés ou

même de quatre boulons en acier sur les quatre côtés pour fixer le bloc du béton a été tentée pour surmonter ce problème **[43]**.

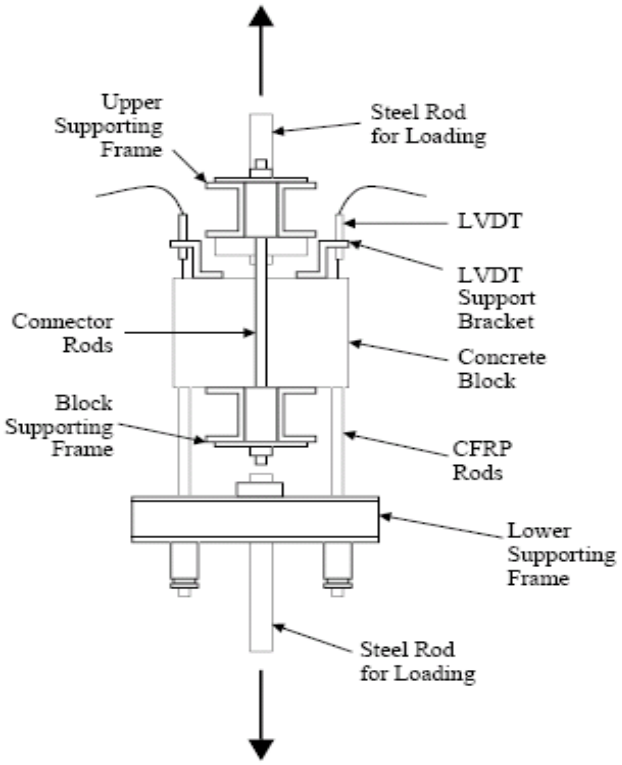


Figure I.10 : Test d'arrachement direct (**Yan, X *et al* [43]**).

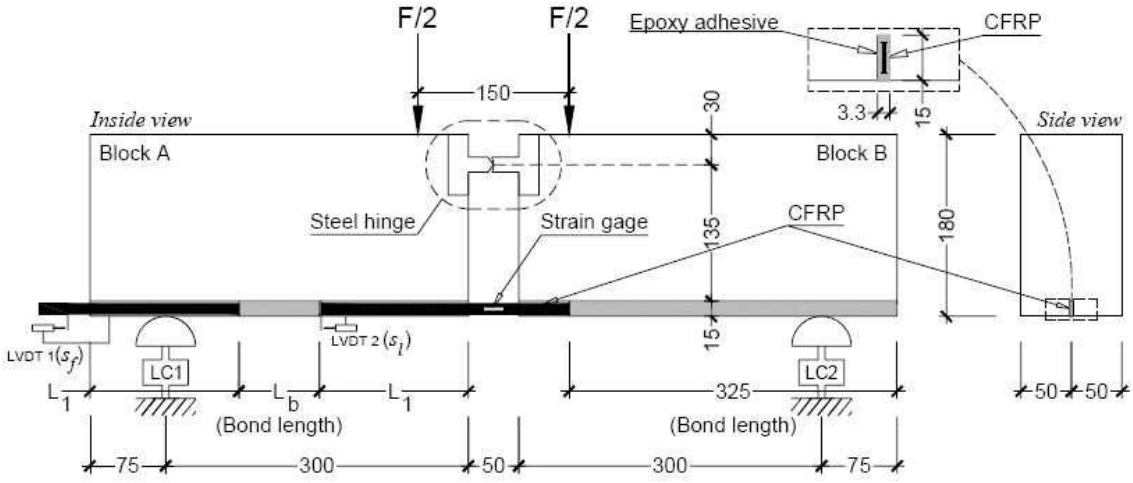


Figure I.11 : Test d'arrachement par flexion (**Sena Cruz JM *et al*. [44]**).

I.4.2. Facteurs influençant le comportement d'adhérence

Des recherches expérimentales considérables ont été menées pour comprendre le comportement d'adhérence des renforts NSM dans le béton. La performance de l'adhérence dépend d'un certain nombre de paramètres, notamment la longueur d'adhérence, l'état de la surface du renfort, le type de matériau PRF, les propriétés des engravures et le type de matériau de scellement.

Certains paramètres importants qui semblent affecter la performance de l'adhérence, ils seront expliqués dans les sections suivantes.

I.4.2.1. Effet de la résistance du béton

Ehsani *et al.* **[45]** ont mené une étude pour déterminer l'effet de la résistance du béton sur le comportement d'adhérence des barres d'armature en PRF dans le béton. Il a été observé que, avec une augmentation de la résistance du béton, la contrainte d'adhérence des barres de PRF augmentait légèrement. De plus, la rigidité initiale de la courbe contrainte d'adhérence-glissement a augmenté et le glissement a diminué.

Hattori *et al.* **[46]** ont testé la performance d'adhérence des barres PRFA et ont remarqué que la contrainte d'adhérence maximale dépend de la résistance à la compression du béton.

Benmokrane, B *et al*.[47] ont étudié l'effet de la résistance du béton sur le comportement d'adhérence des barres d'armature en PRF dans le béton en se basant sur des essais d'adhérence des poutres et il a été conclu que l'augmentation de la résistance d'adhérence est proportionnelle à la racine carrée de la résistance à la compression du béton.

Les résultats des essais d'arrachement ont également indiqué que le mode de rupture lors de l'arrachement des barres dépend de la résistance à la compression du béton. Pour la résistance du béton, f_c >30 MPa, la résistance d'adhérence des barres en PRF ne dépend pas de la résistance à la compression du béton, puisque dans ce cas, la rupture se produit à la interface de la surface de la barre en PRF. Au contraire, pour le béton à faible résistance (environ 15 MPa), la résistance à la compression du béton affecte directement la performance de liaison des barres d'armature en PRF, car dans ce cas, l'interface de rupture se produit dans la matrice du béton **[48,49]**.

I.4.2.2. Effet de la longueur de scellement

L'effet de la longueur de scellement sur la contrainte d'adhérence moyenne maximale des barres en PRF dans le béton a été étudié par **Pecce *et al.*** **[50]** et **Aly,R *et al*** **[51]**. Il ont constaté que la valeur moyenne maximale de la contrainte d'adhérence diminue avec l'augmentation de la longueur de scellement. Les barres d'acier ont donné les mêmes résultats. Cela s'explique par la distribution non linéaire de la contrainte d'adhérence sur la longueur de la barre d'armature. Plus la longueur de scellement augmente, plus la contrainte est répartie sur une grande longueur et donc, la résistance d'adhérence diminue. Il a également été remarqué que la rigidité d'adhérence initiale des barres de PRF était également influencée par la longueur du scellement.

Okelo, R. **[52]** a mené une investigation sur le comportement d'adhérence des barres en PRFV et PRFC et il a été observé que l'arrachement réel de la barre d'armature se produit lorsque la longueur de scellement est courte, la résistance à la compression du béton est faible et la taille de la barre d'armature est petite. Au contraire, lorsque la longueur de scellement est longue et que la résistance à la compression du béton est élevée, la rupture se produit par fracture de la barre d'armature, fissuration de la couverture du béton ou rupture du béton par cisaillement et compression.

I.4.2.3. Effet de l'état de la surface du renfort

La variété des états des surfaces présentes sur les armatures en PRF entraîne des caractéristiques d'adhérence nettement différentes d'une armature à l'autre **[38, 53,54]**. Le mécanisme d'adhérence est essentiellement dû au frottement et à la résistance mécanique **[23]**. Les barres de PRF revêtues avec du sable ont une bonne adhérence au béton, mais la rupture de l'adhérence est brusque et fragile et l'interface entre les grains de sable et la barre se rompt brutalement **[38]**.

Lorsqu'une spirale de fibres est collée à la face externe de la barre d'armature de PRF, la contrainte d'adhérence est légèrement supérieure à celle des barres d'armature lisses. La perte d'adhérence est due au détachement de la spirale tandis que le béton reste non écrasé. L'adhérence entre la barre d'armature et le béton se fait par frottement **[53]**.

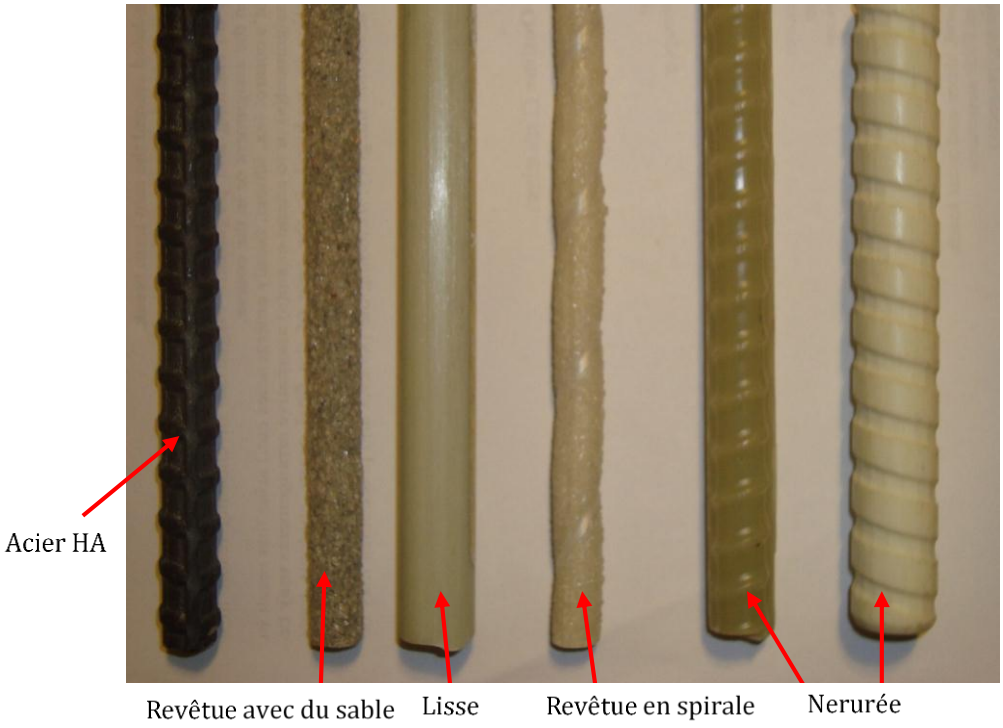


Figure I.12 : Différentes configuration de surfaces de barres d'armature de PRF.

Pour les barres PRF à surface déformée, différents mécanismes d'adhérence ont été observés en fonction de la forme de la surface extérieure, de la résistance à la compression du béton et des propriétés mécaniques de la barre. Toutefois, lorsque la barre PRF a des caractéristiques suffisantes pour confiner le béton latéralement à travers les nervures, il est possible d'augmenter la force d'adhérence par emboîtement mécanique **[54]**.

I.4.3. Mécanismes de ruine observés lors des essais d'adhérence

De Lorenzis et Teng [30] ont présenté une revue des recherches existantes sur les différents aspects structurels du renforcement des structures en BA par le PRF-NSM. Ils ont identifié différents modes possibles de rupture de d'adhérence des systèmes de PRF-NSM, qui sont récapitulés dans la **Figure I.13**.

- ***Rupture de l'adhérence à l'interface barre-époxy***

Ce mode peut se produire soit sous forme de rupture interfaciale (bar-époxy, (IRC)), ou d'une rupture par cisaillement du matériau de scellement à l'interface avec le renfort composite (ICR). Le mode de rupture interfaciale est essentiel pour les barres ayant une surface lisse ou légèrement sablée, c'est-à-dire lorsque le degré de rugosité de la surface est insuffisant pour assurer un emboîtement mécanique entre la barre et le matériau de scellement et que la résistance de l'emboîtement mécanique dépend principalement de l'adhérence entre la barre et le matériau de scellement.

- ***Rupture par perte d'adhérence à l'interface époxy -béton***

Cette rupture d'adhérence peut se produire à l'interface époxy – béton (IRB) lorsque l'époxy utilisée présente une bonne adhérence avec le renfort composite et que la taille de l'engravure est importante, ou sous forme de rupture de cisaillement cohésif dans le béton environnant (ICB).

- ***Rupture de la couche de résine couvrant le renfort composite (splitting)***

Le mécanisme de rupture de la couche de matériau de scellement qui couvre le renfort composite dans le système NSM est semblable à celui obtenu avec les renforts d'acier HA. Pour un renfort composite, la composante radiale des contraintes d'adhérence est équilibrée par les contraintes de traction circonférentielles dans la couche de résine qui couvre le renfort et qui peut mener à la formation d'une fissure qui se propage longitudinalement jusqu'à la rupture par splitting. Le béton entourant l'engravure, qui est également soumis aux contraintes de traction, peut par la suite se fissurer lorsque sa résistance en traction est atteinte, causant la rupture le long de l'engravure. Ce mode de rupture dépend principalement des dimensions de l'engravure et de la résistance en traction du matériau de scellement **[25]**.

- ***Fissuration de l'enrobage de la résine et rupture de la couche d'enrobage du béton couvrant le renfort dans le plan incliné. (RB)***

Ce mode de rupture est observé s'il y a une adhérence parfaite entre le renfort composite et la résine (généralement dans le cas des renforts à reliefs type barres à haute adhérence) et une faible résistance du béton.

Les modes de ruptures discutés ci-avant sont observés pour une barre composite, ces modes peuvent être aussi observés dans le cas de plats **[30]**. On peut par ailleurs constater d'autres types de rupture, comme le dernier mode présenté **Figure I.13**, pour lequel le renfort composite est près du bord de l'éprouvette (**Blaschko *et al*. [39]**).

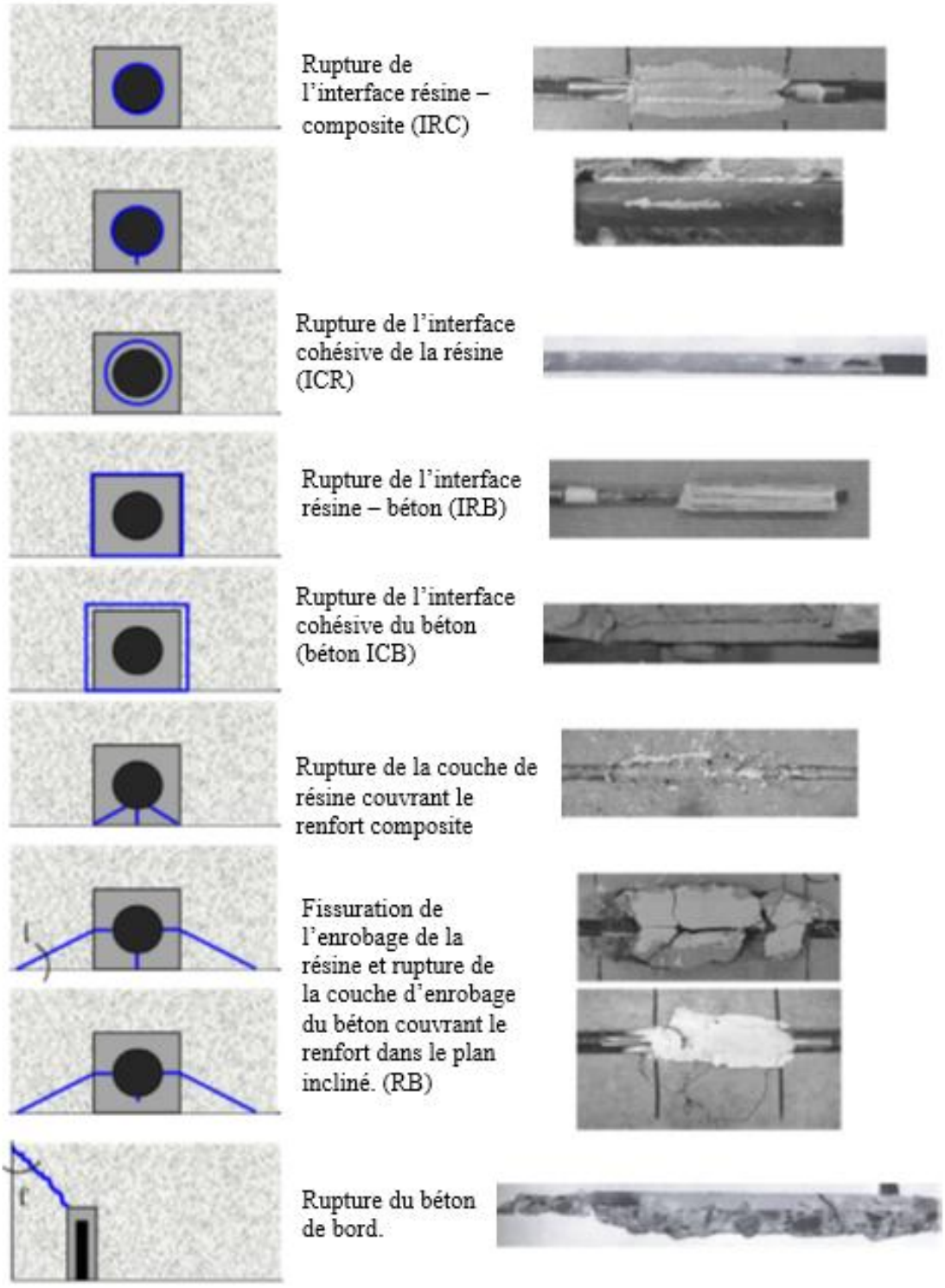


Figure I.13 : Modes de rupture d'adhérence de système NSM.

I.5. Comportement en flexion des poutres en BA renforcées par NSM

Un nombre important d'études expérimentales ont été menées sur des poutres en BA renforcées en flexion avec des barres rondes ou carrées en PRF selon la technique NSM au cours des deux dernières décennies **[54-60]**. Les études expérimentales existantes sur les poutres renforcées avec des barres PRF-NSM montrent généralement une amélioration significative de la capacité de flexion de la poutre renforcée, le pourcentage maximum d'augmentation de la capacité de flexion étant plus de 200%.

L'importance de cette amélioration dépend notamment du taux de renfort NSM, du taux des aciers tendus, de la longueur de renforcement, de la condition d'extrémité de renfort NSM et du mode de rupture.

Al-Mahmoud *et al.* **[55]** ont étudié de manière expérimentale et analytique le renforcement des poutres en BA à l'aide de barres de PRFC- NSM. Dans cette étude, l'effet de la longueur du renforcement, du type de matériau de remplissage, de la section en PRFC et de la résistance à la compression du béton sur le comportement des poutres renforcées ont été étudiés.

L'influence de la longueur de renforcement a été étudiée avec une série de trois poutres similaires renforcées par deux barres en PRFC de 6 mm dans la résine : S-C 6 (VC30), S-C 6 (270-R) et S-C 6 (210-R). La seule différence entre la poutre S-C 6(VC30) (longueur de renforcement de 300 cm) et la poutre S-C 6 (270-R) (longueur de renforcement de 270 cm) est que le renforcement a été arrêté juste avant les appuis. l'augmentation de la longueur de renforcement de 270 à 300 cm induit une augmentation du moment charge ultime de 53.3 à 58.5 kN/m (augmentation de 9,72%). La poutre renforcée par des barres en CFRP et collée avec du mortier a montré un décollement du mortier de l'engraveure. D'autre part, lorsque la rupture était due à une dégradation du système NSM (c'est-à-dire rupture de l'époxy, rupture du PRF et rupture aux interfaces barre-époxy et béton-époxy), la résistance du béton a donné un effet insignifiant sur la capacité de charge de la poutre renforcée.

Al-Mahmoud *et al.* **[55]** a expliqué le comportement global typique de la poutre renforcée par PRFC-NSM. La **Figure I.14** montre la relation typique entre la flèche à mi-portée et le moment de flexion maximale pour une poutre renforcée avec des barres en PRFC-NSM. Lorsqu'une poutre en BA renforcée par des barres en PRF de NSM est soumise à un moment de flexion positif croissant, on peut distinguer trois stades sur la courbe de la flèche à mi-portée en fonction du moment de flexion maximal.

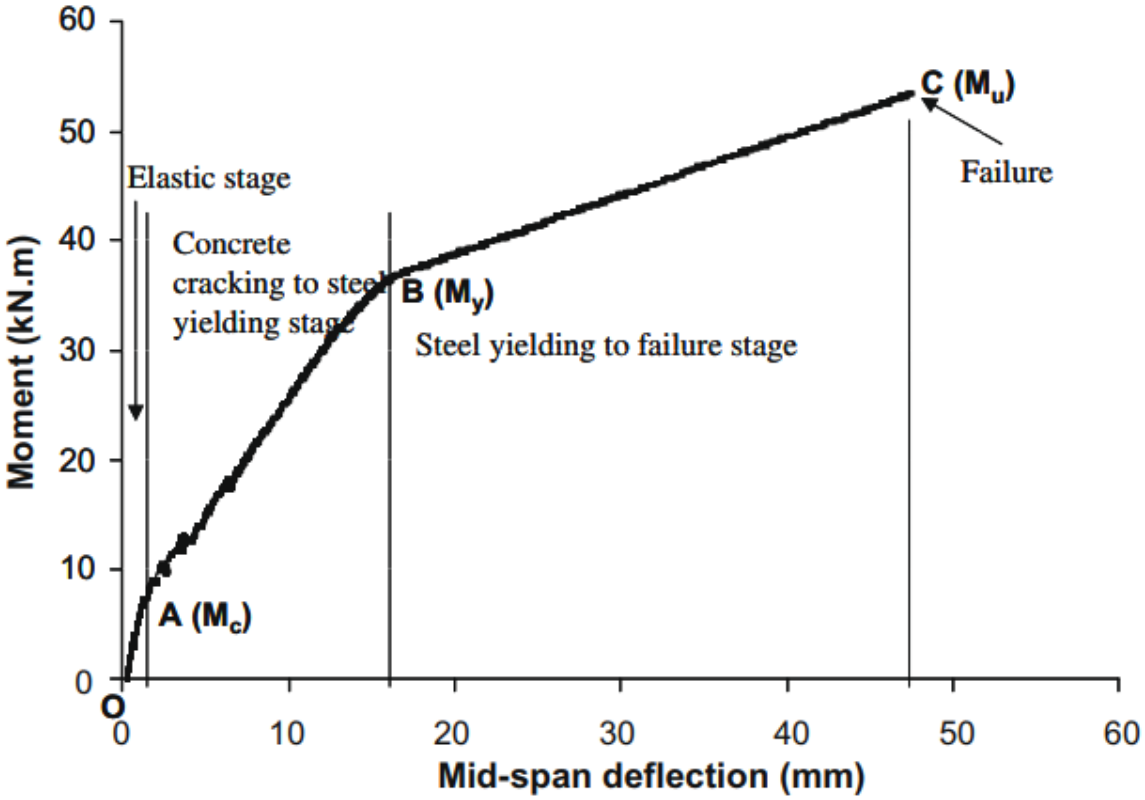


Figure I.14 : Courbe typique de la flèche à mi-portée en fonction du moment de flexion maximale **[55]**.

- ***Stade élastique (OA)***

Cette étape correspond au comportement avant la fissuration du béton. Le comportement est élastique et linéaire. Dans cette première étape, avant l'apparition des fissures, l'adhérence entre les barres en PRFC, le matériau de remplissage et le béton est parfaite.

- ***La fissuration du béton jusqu'a plastification des aciers tendus(AB)***

La fissuration se produit dans les sections en béton de la poutre situées dans la zone de moment maximum. Au début de cette deuxième étape, les fissures ne traversent pas le matériau de remplissage en raison de sa résistance à la traction éléve (résine époxy). Sous l'augmentation de la charge, les fissures sont plus larges et de nouvelles fissures de flexion apparaissent. La fissuration se développe en fonction du moment de flexion appliqué et de nombreuses fissures étroites uniformément réparties sont observées sur toute sa longueur. Cette étape se termine en B, lorsque le moment atteint la valeur qui provoque la déformation des barres d'acier tendus.

- ***Plastification d'acier tendu jusqu'au stade de la rupture (BC)***

L'acier tendu se plastifieé alors que les barres en PRFC sont encore dans la zone élastique. À ce stade, les barres en PRFC contrôlent la largeur des fissures jusqu'à la rupture de la poutre.

Le plus faible module d'élasticité des barres en PRFC et la déformation de l'acier entraînent un changement de la pente de la courbe flèche à mi-portée - moment de flexion. Au cours de cette étape, la résine qui recouvre la barre PRFC commence à se fissurer. Cette étape se termine lorsque la charge ultime est atteinte et la rupture se produit.

I.6. Travaux expérimentaux antérieurs portant sur le renforcement en flexion des poutres en BA selon la technique NSM

De Lorenzis *et al.* [56] ont réalisé un programme expérimental pour étudier le renforcement en flexion et en cisaillement des structures en béton armé avec des barres en PRF montées près de la surface. Quatre poutres en béton armé à échelle réelle avec une section transversale en forme de T et une longueur totale de 4,5 m ont été testées en flexion. Les poutres ont été chargées en flexion en quatre points avec une portée en cisaillement de 1830 mm, et ont été instrumentées pour enregistrer les déformations le long de la portée de la poutre, et les contraintes dans le béton, le renforcement en acier et les barres NSM. Les résultats des tests ont indiqué que l'augmentation du taux de reforcement NSM ne produit pas un gain significatif de capacité (11 %).

De Lorenzis *et al.* [57] ont réalisé un test expérimental pour étudier l'effet de la modification du taux de renforcement interne de l'acier et du taux de renforcement supplémentaire des PRF sur le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par des barres NSM. Les résultats de l'essai ont confirmé que les barres en PRF-NSM augmentent de manière significative la capacité de flexion des éléments en BA. Dans les poutres testées, une augmentation de la charge ultime allant de 21,3 % à 60,6 % a été obtenue. Le mode de rupture a été l'écrasement du béton après avoir plastifier les armatures longitudinales en acier pour les poutres ayant le taux d'armature en acier le plus élevé, et la fissuration du béton d'enrobage suivi d'un décollement des barres NSM pour les autres poutres.

Hassan et Rizkalla. [23] ont étudié le mécanisme d'adhérence des barres de PRF-NSM pour le renforcement en flexion des structures en béton. Les résultats des essais ont suggéré que la longueur de scellement des barres en PRFV-NSM avec les dimensions d'engraveure et les propriétés de matériau utilisées dans ce programme ne devrait pas être inférieure à 80 fois le diamètre des barres. Le changement du type d'adhésif époxy a un effet négligeable sur la capacité de charge ultime des poutres renforcées.

El-Hacha *et al.* [58] ont étudié expérimentalement le renforcement en PRF pour le renforcement en flexion des structures en béton armé. Les barres en PRFC ont été utilisées comme renforcement NSM tandis que les lamelles en PRFC et PRFV ont été utilisées soit comme NSM soit comme EBR. Les résultats ont montré que l'utilisation des mêmes lamelles de PRFC - NSM augmentait la résistance des poutres renforcées d'environ 4,8 fois celle obtenue en utilisant des lamelles-EBR.

Jung WT *et al.* [59] ont étudié le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par des renforts de PRF de type EBR et NSM. Huit poutres ont été testées. Une poutre non renforcée a été désignée comme poutre témoin, deux poutres ont été renforcées avec des bandes EBR, deux avec des bandes NSM, une avec une barre NSM, et deux avec un renforcement NSM avec des rainures d'emboîtement mécanique (voir la **Figure I.15**). Les poutres renforcées avec des bandes NSM ont subi une capacité de moment plus élevée que celles renforcées avec des bandes EBR. La même observation a été rapportée par **Taljsten B *et al.* [60]**. D'autre part, les engraveures d'emboîtement mécanique ont empêché le décollement prématuré du PRF et ont amélioré l'efficacité des systèmes NSM.

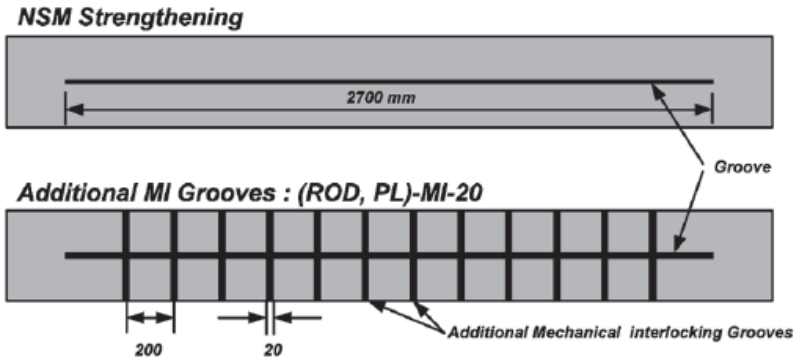


Figure I.15 : Vue en plan du renforcement de la NSM avec des engraveures d'emboîtement mécanique **[59]**.

Le comportement des poutres BA renforcées à l'aide de barres PRFC à haute performance avec une section transversale trapézoïdale comme NSM a été étudié expérimentalement dans **[61]** (**Ha G-J *et al.***). Les résultats des poutres testées ont montré que l'augmentation de la capacité de charge des poutres renforcées se situait entre 14,2 % et 55,1 % par rapport à celle des poutres témoins , elle dépend principalement de la méthode de renforcement. D'autre part, l'utilisation de barres trapézoïdales en FRPC dans l'engraveure du béton en combinaison avec des raccords métalliques boulonnés de type U a permis d'obtenir la meilleure action composite.

Kalayci AS *et al.* [62] ont mené un programme expérimental pour identifier les effets de la taille des engraveures sur les systèmes de PRF de NSM. Les résultats ont indiqué que les dimensions des engraveures dans la gamme étudiée n'ont pas affecté la réponse des poutres renforcées avec des bandes ou des barres NSM. Les principaux modes de rupture étaient la fissuration de l'époxy et la fissuration du béton pour les éprouvettes présentant respectivement de petites et de grandes engraveures.

I.6.1. Poutres renforcées avec des longueurs de renfort NSM partiellement ancrées

Soliman SM *et al.* [63] ont étudié de nombreuses caractéristiques des barres NSM-FRP. Vingt poutres ont été testées pour étudier leur comportement en flexion. Les poutres ont été renforcées avec des barres NSM-FRP pour améliorer leur relation charge-déflexion. Les paramètres de l'étude sont les types de barres NSM-PRF (PRFC et PRFV), le diamètre des barres FRP, la longueur d'encrage et la taille des engraveures. Trois séries ont été mises en place et coulées avec du béton prêt à l'emploi ayant une résistance à la compression de 40,0 MPa. Tous les spécimens ont été testés sous une charge en quatre points avec une portée de cisaillement de 800 mm. Les trois séries ont été classées en fonction du taux d'acier interne. comme le montre la **Figure I.16** ci-dessous.

La série A était composée de douze poutres. La poutre de contrôle était renforcée par un renfort d'acier de 0,4 %. Le reste des spécimens était renforcées avec une barre de PRFC. Les longueurs d'encrages sont de 12db, 24db, 48db et 60db avec une taille d'engraveure de 1,5db et 2db respectivement. L'objectif de cette série est d'étudier la longueur d'encrage et la taille d'engraveure. La série B comprenait trois spécimens. Les spécimens de contrôle ont été renforcés avec taux d'acier interne de 0,8%. Les deux autres poutres ont été renforcées avec des barres en PRFC qui ont une longueur d'encrage de 24db et 48db avec une taille d'engraveure de 2db. L'objectif de cette série était d'étudier l'effet du taux d'acier sur la performance de la technique NSM-FRP. Enfin, la série C était composée de cinq poutres avec des taux d'acier interne de 0,16%, les poutres ont été renforcées avec des barres en PRFC d'une longueur d'encrage de 12db, 18db, 24db, et 48db avec une taille d'engraveure de 2db.

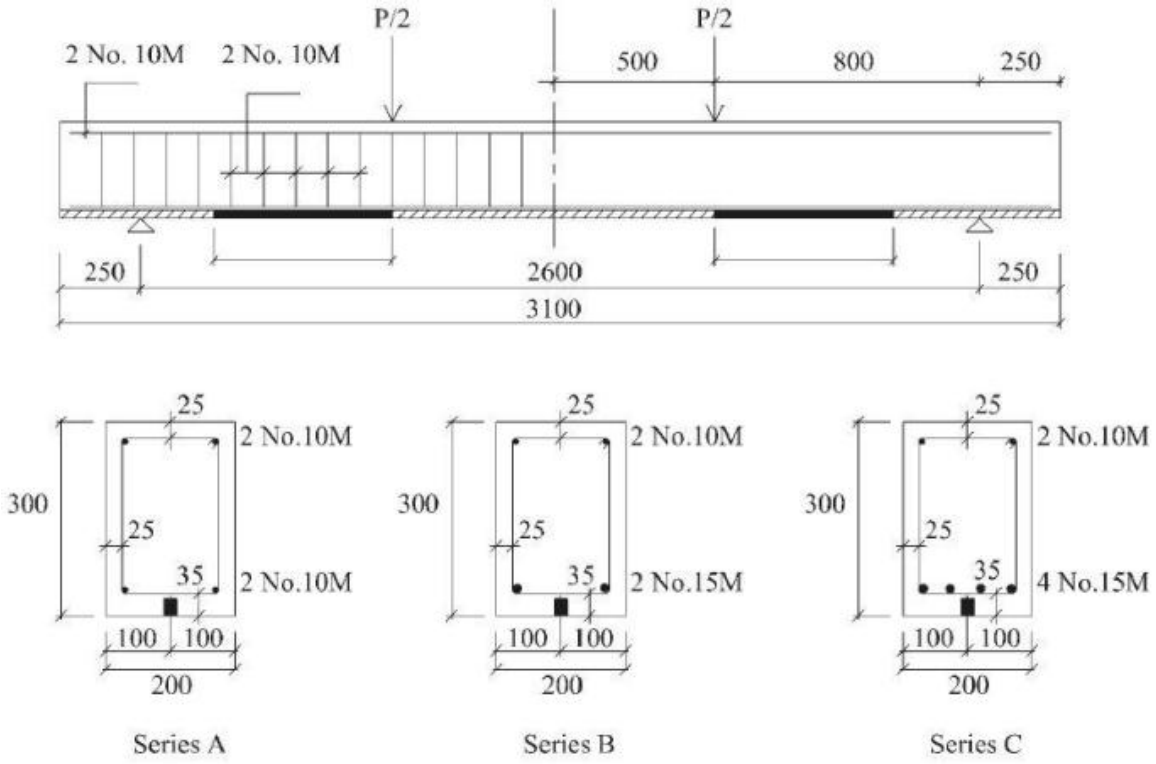


Figure I.16 : Détails des sections de poutres renforcées **[63]**.

Les résultats ont montré que l'augmentation de la longueur d'encrage de 24 db à 48 db (db est le diamètre de la barre en PRFC) a augmenté la capacité ultime de 29% alors que la capacité ultime a augmenté de 3% seulement en augmentant la longueur d'encrage de 48 db à 60 db (c'est-à-dire qu'une longueur d'encrage de 48 db a été indiquée comme une limite au-delà de laquelle il n'y a pas augmentation de la capacité de charge des poutres renforcées avec l'augmentation de la longueur d'encrage). Dans cette recherche, la longueur d'encrage optimale s'est avérée être de 48 db et le taux d'acier interne optimal de 0,4%. Il a été découvert que l'utilisation d'un engraveure de plus petite taille retarde la rupture du décollement en augmentant la distance entre les barres de PRF et les armatures en acier. Les barres PRFC et le PRFV donnent la même capacité de charge en cas de rupture. Cependant, la barre PRFV a donné plus de ductilité en raison de son module d'élasticité relativement faible.

Sharaky IA *et al* [64] ont étudié le comportement expérimental en flexion de poutres en BA renforcées avec des barres et des bandes de PRF NSM partiellement et totalement ancrées. Les barres en PRFC et en PRFV ont été utilisées comme renforts de la NSM. Deux longueurs ancrées (384 mm et 480 mm dans chaque portée de cisaillement) ont été étudiées pour les poutres renforcées par des armatures NSM partiellement ancrées, alors que la longueur d'ancrage était de 2000 mm dans les poutres renforcées par un renforcement des NSM totalement ancrées. Les auteurs conclurent que les poutres renforcées par des PRF-NSM

totalement ancrées avaient une plus grande rigidité et une plus grande capacité de charge que les poutres avec des PRF NSM partiellement ancrées.

I.6.2. Ductilité des poutres renforcée par NSM-PRF

Malgré le fait que l'utilisation de polymères renforcées de fibres (PRF) montés près de la surface (NSM) améliore de manière satisfaisante la capacité de flexion des poutres en béton armé déficientes, les poutres en béton renforcées avec des PRF-NSM présentent généralement un comportement fragile.

Des études précédentes ont montré que les poutres en BA renforcées avec des barres ou des lamelles de PRFC peuvent effectivement augmenter la résistance et la rigidité des éléments en BA **[55]**. Cependant, la ductilité des poutres renforcées en PRFC -NSM a considérablement diminué et des modes de rupture fragiles ont été observés **[56-64]**. Les renfort en PRFV ont une résistance et une rigidité inférieures à celles des PRFC, mais ils possèdent toujours de bonnes propriétés mécaniques et sont moins coûteux que les PRFC. Plusieurs chercheurs ont constaté que l'utilisation de PRFV dans le renforcement des NSM offre une plus grande ductilité que le renforcement en PRFC, mais le comportement fragile a également été constaté **[63]**.

Une étude expérimentale a été effectuée par **Guohua Xing *et al.*** **[17]** pour trouver une alternative ou un matériau qui a la capacité d'améliorer la ductilité .Donc ils ont utilisé les barres en alliage d'aluminium, une comparaison a été effectuée avec des poutres qui ont été renforcées avec des brres en PRFV. Ils ont conclu que les barres en PRFV diminuent la ductilité jusqu'à 21% par rapport à la poutre de contrôle, tandis que la ductilité des poutres renforcées par les barres en alliage d'aluminium était très proche de poutre de contrôle (une diminution seulement de 1 % à 7%).

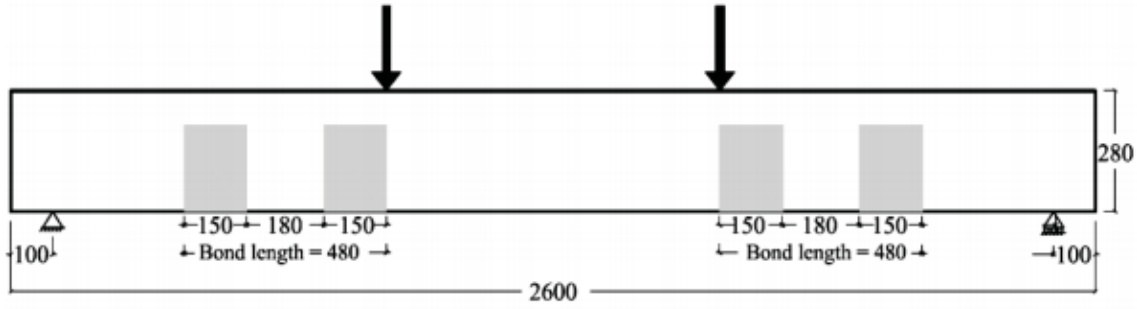
Akter Hosen Md *et al*. **[65]** ont étudié le comportement expérimental de poutres BA renforcées en flexion avec des barres NSM. Ils ont utilisé des barres d'acier et des barres PRFC comme renforcement NSM. Les résultats expérimentaux montrent que les barres en PRFC augmentent la charge ultime plus de 40% par rapport aux barres en acier en raison de la plus grande résistance à la traction. D'autre part, la ductilité des spécimens de poutres renforcées avec des barres d'acier était supérieure de 10 à 34 % à celle de la poutre de contrôle. En outre, la ductilité des poutres renforcées avec des barres PRFC était inférieure de 37à 52% à celle de la poutre de contrôle. Par conséquent, les poutres renforcés avec des barres d'acier avaient une ductilité supérieure à celle des spécimens renforcés avec PRFC.

I.6.3. Effet des conditions d'extrémité des renforts NSM

La technique PRF–NSM est devenue plus efficace pour renforcer les poutres en béton armé .En effet, elles augmentent la capacité de d'adhérence et offrent une protection contre les dommages extérieurs. Cependant, la plupart des recherches précédentes ont montré que la rupture des poutres en béton armé renforcées avec cette technique est due au décollement ou à la séparation du béton d'enrobage.

Sharaky IA *et al.* **[64]** ont étudié l'effet de l'enroulement transversal et de l'ancrage des extrémités sur le comportement et la capacité de charge des poutres renforcées par des barres NSM utilisant deux différentes techniques pour retarder ou empêcher la séparation du béton d'enrobage et /ou le decollement prématuré, comme le montre la **Figure I.17**.

a) Mécanisme d'ancrage des extrémités



b) Ancrage par des chemises de «PRF» en forme de U

Figure I.17 : Détails des spécimens avec ancrage d'extrémité et enroulement transversal **[64]**.

Dans la première technique, l'ancrage mécanique des extrémités a été utilisée. Dans cette technique, des trous verticaux de 10 mm de diamètre et 200 mm de profondeur ont été percés pour y installer des barres d'acier à l'aide d'époxy (voir la **Figure I.17.a**) . Les barres d'acier étaient raccordées aux tubes d'acier à l'aide de vis et les tubes d'acier étaient collés aux extrémités des barres NSM. Dans la seconde technique, des chemises de «PRF» en forme de U ont été collées à côté de la tension des poutres en béton (voir la **Figure I.17.b**). Les deux

techniques ont permis d'augmenter la rigidité des poutres, la charge d'élasticité et la charge ultime des poutres renforcées. D'autre part, la flèche des poutres a diminué et la séparation du béton d'enrobage est retardée. L'utilisation d'un ancrage par des chemises de «PRF» en forme de U a retardé la séparation du béton d'enrobage et a augmenté la charge ultime des poutres renforcées de 121,6 % par rapport à la poutre de contrôle .

Reda RM *et al.* **[66]** ont proposé une nouvelle méthode pour retarder la séparation du béton d'enrobage et le décollement des barres en PRF par des barres en PRFV-NSM pliées pendant leur fabrication avec 45 et 90^0 (voir la **Figure I.18**).

Les résultats des essais ont montré que les barres en PRFV aux extrémités pliées ont empêché la séparation du béton d'enrobage et ont augmenté la capacité de charge des poutres renforcées. La capacité de charge des poutres renforcées par des barres PRFV -NSM ayant des extrémités inclinées à 45^0 et 90^0 était respectivement de 201% et 185% par rapport à le poutre de contrôle.

a) Barres en PRFV aux extrémités pliées à 90^0 b) Barres en PRFV aux extrémités pliées à 45^0

Figure I.18 : Fabrication et forme finale des barres en PRFV **[66]**.

I.6.4. Mécanismes de rupture des poutres renforcées avec NSM-PRF

Malgré une adhérence relativement forte entre les barres PRF-NSM et le béton, des ruptures de décollement sont encore possibles dans les poutres en BA renforcées en flexion avec cette technique.

Dans le cas des poutres isostatique renforcées avec des barres PRF-NSM, différents mécanismes de ruptures sont observés **[55-67]**. Ces mécanismes sont classés en trois causes principales : rupture due à la flexion, au cisaillement ou au décollement. Ces causes ayant des origines différentes, des combinaisons sont possibles. Les mécanismes de rupture les plus courants sont présentés ci-après :

I.6.4.1. Rupture due à la flexion

Les mécanismes de rupture en flexion des poutres renforcées avec FRP-NSM sont produits par deux actions principales :

i) L'écrasement du béton comprimé.

ii) La rupture du renfort NSM .

Lors du dimensionnement des éléments, c'est la rupture de plastification des aciers tendus qui est visée. Ces deux mécanismes sont expliqués ci-dessous :

i) Écrasement du béton comprimé

Ce mode de rupture en flexion est dû à la plastification de l'armature tendu et à la ruine du béton comprimé (voir la **Figure I.19**). Ce mécanisme de rupture se produit plus brutalement lorsque les poutres sont fortement armées. Elles sont renforcées soit par un excés d'armatures tendues, soit par excés de renfort NSM.

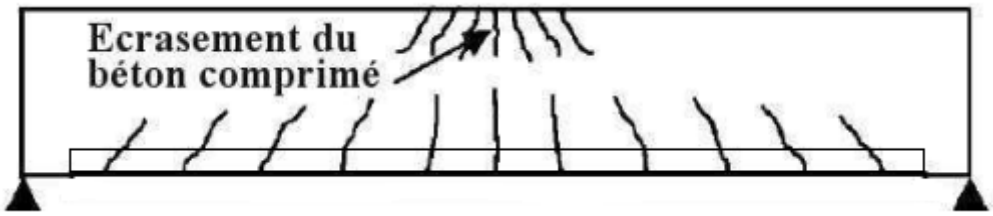


Figure I.19 : Schéma typique de rupture par écrasement du béton comprimé.

ii) Rupture du renfort NSM

Ce mécanisme de rupture en flexion est caractérisé par : 1) une importante plastification de l'armature tendu et 2) la rupture du renfort PRF en traction (voir la **Figure I.20**). Ce mécanisme de rupture est constaté, en particulier, dans les poutres faiblement ou moyennement armées.

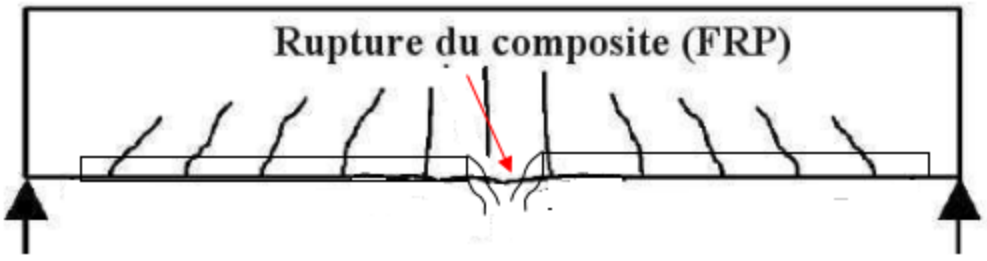


Figure I.20 : Schéma typique de rupture du renfort NSM.

I.6.4.2. Rupture due au cisaillement

La rupture de poutres due à l'effort tranchant se produit lorsque la résistance au cisaillement des poutres sans renforcement est insuffisante. Les fissures apparaissent d'abord au niveau des extrémités du renfort NSM et sont inclinées vers le milieu de la poutre (voir la **Figure I.21**). Ce phénomène est une conséquence de la combinaison des contraintes provenant de la non continuité du renfort NSM.

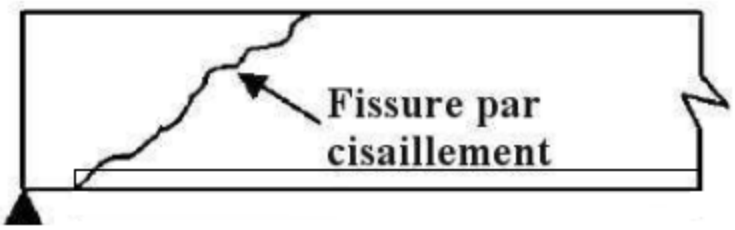


Figure I.21 : Schéma typique de la rupture par cisaillement.

I.6.4.3. Rupture due au décollement

La rupture de poutres renforcées due au décollement est la principale cause de la ruine de la poutre renforcée par la technique PRF-NSM. Le décollement peut se produire dans 6 endroits différents de la poutre: (1) entre l'armature tendue et le béton d'enrobage , (2) dans le béton d'enrobage, (3) entre le béton et l'adhésif, (4) entre l'adhésif et le renfort NSM, (5) dans l'adhésif et (6) dans le renfort NSM. Les mécanismes de rupture, dus au décollement, les plus observés sont la séparation du béton d'enrobage entre l'armature d'acier tendu et le béton, le décollement du renfort NSM se situe soit à l'extrémité, soit à mi-portée de la poutre. Ces trois mécanismes sont présentés dans les sections suivantes.

- ***Séparation du béton d'enrobage***

La rupture de la poutre due à la séparation du béton d'enrobage commence avec la formation d'une fissure près de l'extrémité du renfort NSM (voir la **Figure I.22**). Cette fissure est due aux contraintes normales et aux cisaillement élevés engendrés par la fin brusque du renfort NSM (la barre PRF se termine à une distance significative de l'appui) **[55]**. Une fois que cette fissure est formée, elle se propage jusqu'à l'armature tendu et la fissure progresse horizontalement au même niveau que l'armature, en produisant la séparation avec le béton.

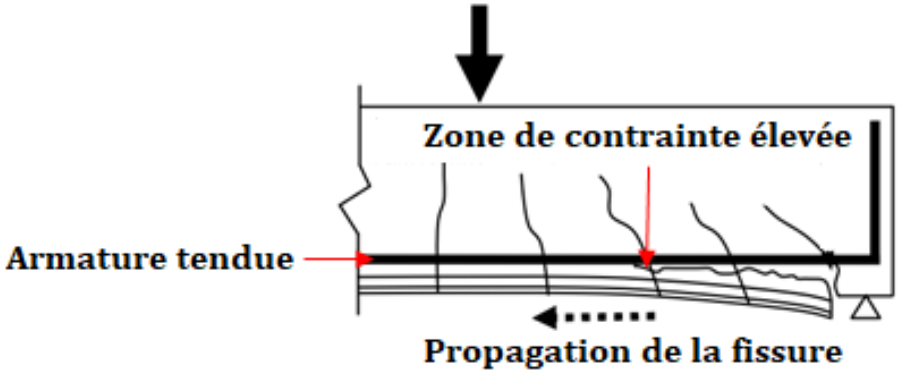


Figure I.22 : Schéma typique de rupture par la séparation du béton d'enrobage.

Décollement à l'extrémité du renfort

La rupture due au décollement à l'extrémité du renfort NSM est également due à la présence d'une concentration des contraintes normales et de cisaillement à l'interface adhésif/béton. La résistance à la contrainte de cisaillement de l'adhésif est alors plus élevée que celle du béton. Le décollement du renfort NSM se produit la plupart du temps entre le béton et la adhésif (voir la **Figure I.23**). Ce mécanisme débute aux extrémités du renfort NSM et se propage vers le milieu de la poutre. Il résulte de la concentration des contraintes présentes à l'extrémité du renfort NSM **[68]**.

Le décollement à l'extrémité du renfort NSM se produit souvent lorsque trois conditions sont rassemblées **[68]** : (1) une courte portée, ce qui produit un cisaillement élevé et un décollement entre le renfort FRP et la poutre, située proche des appuis, (2) les extrémités du renfort FRP sont éloignées des appuis, (3) l'application d'un renfort FRP rigide limite la flèche et produit une contrainte de cisaillement importante près des extrémités du renfort NSM.

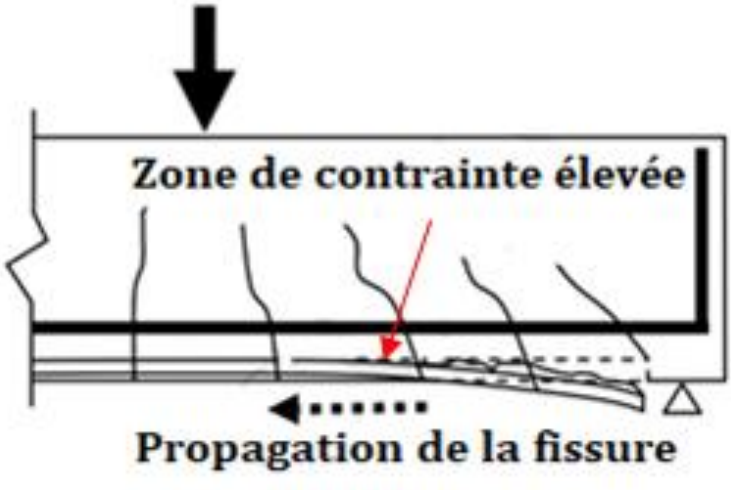


Figure I.23 : Schéma typique de rupture par décollement à l'extrémité du renfort.

Décollement du renfort NSM à mi-portée

Le décollement de la barre NSM à mi-portée se produit à cause de la concentration élevée des contraintes dans l'interface adhésif/béton. C'est la même raison que pour les deux mécanismes mentionnés précédemment : i) séparation du béton d'enrobage et ii) décollement à l'extrémité du renfort. Pour ce mécanisme, la rupture est due à la grande déformation de la barre NSM provoquée par la propagation de fissures dues à la combinaison des contraintes de cisaillement et du moment de flexion (voir la **Figure I.24**).

Le décollement à mi-portée se produit sous les conditions suivantes **[68]** :

1) Une portée importante de l'effort tranchant, c'est-à-dire, que la résistance à l'effort tranchant aux extrémités est très supérieure à la résistance du moment fléchissant, donc des fissures dues au moment de flexion élevée se produisent proche de la mi-portée.
2) Les extrémités la barre NSM sont très proches des appuis.

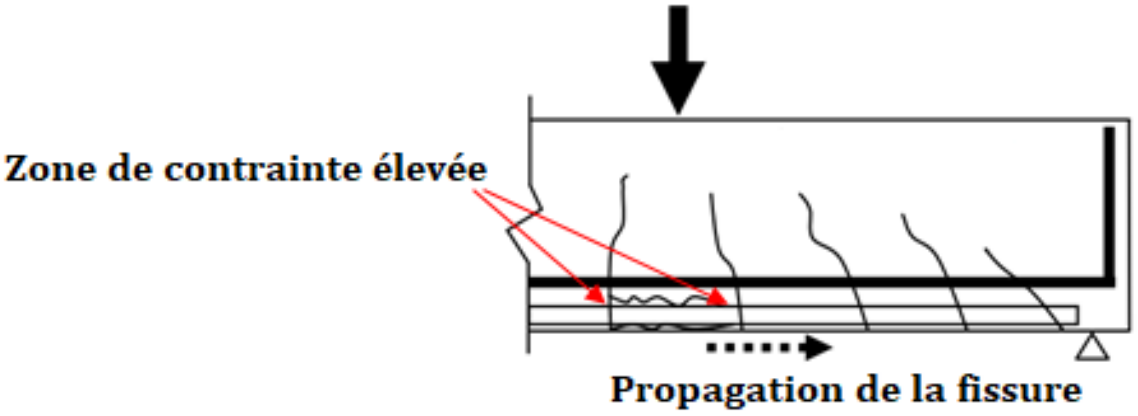
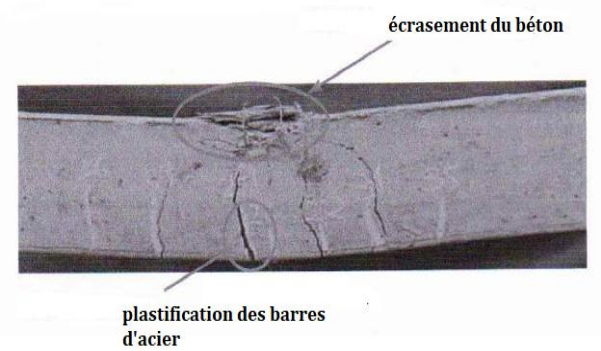
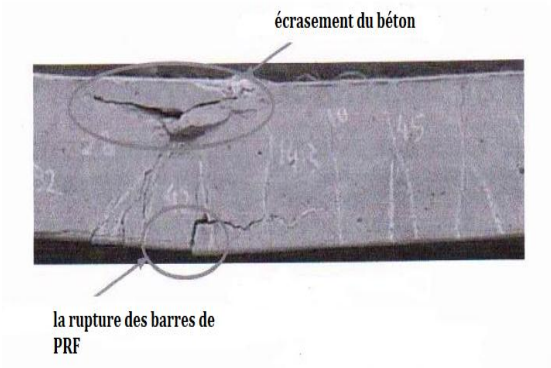


Figure I.24 : Schéma typique de rupture par décollement du renfort NSM à mi-portée.

La **Figure I.25** ci-dessous montre des exemples des modes de rupture des poutres renforcées de PRF avec le système NSM .

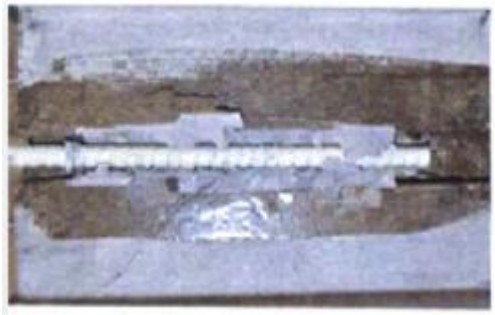


a) l'écrasement du béton comprimé (**Almusallam et al. [67]**).



b) Rupture du renfort NSM (**Almusallam et al. [67]**).

c) La séparation du béton d'enrobage (**De lorenzis et Teng [30]**).



d) Rupture par décollement interfacial entre PRF et l'adhésif époxy (**Sharaky IA et al. [36]**).

e) Détachement de PRF +éclatement du béton d'enrobage (**Al-Mahmoud et al. [55]**).

Figure I.25 : Modes de ruines du renforcement en flexion par système NSM.

I.7. Conclusion

Les études présentées dans ce chapitre ont montré que l'utilisation des barres de PRF du NSM est une technique efficace pour améliorer la rigidité et la capacité de flexion des poutres en béton armé. D'autre part, les caractéristiques d'adhérence ont un grand effet sur la performance de la technique NSM.

L'adhérence dépend d'un certain nombre de paramètres, notamment la longueur d'adhérence, l'état de la surface du renfort, le type de matériau PRF, les propriétés des engravures et le type de matériau de scellement.

Malgré le fait que la méthode NSM-PRF présente certains avantages par rapport à la technique EBR PRF (amélioration de l'adhérence, de la protection, de l'esthétique), les poutres renforcées avec les barres PRFV, PRFA ou PRFC peuvent effectivement augmenter la résistance et la rigidité des poutres en BA. Cependant, la ductilité des poutres renforcées en PRF-NSM a diminué de manière significative et des modes de rupture fragiles due au décollement ont été observés.

Les conditions des extrémités des renforts NSM ont permis d'augmenter la rigidité et la capacité de charge des poutres renforcées et retarder ou empêcher la séparation du béton d'enrobage et /ou le decollement prématuré.

CHAPITRE II.

COMPORTEMENT D'ADHÉRENCE ENTRE L'ACIER DE LA PRÉCONTRAINTE (AP) ET LE BÉTON SELON LA TECHNIQUE NSM

II.1. Introduction 42

II.2. Résumé des travaux expérimentaux existants 42

II.3. Description des matériaux 43

II.3.1. Les barres en acier de la précontrainte (AP) 43

II.3.1.1. La résistance en traction directe et le module d'élasticité des barres AP 44

II.3.1.2. La modification de l'état de surface des barres AP lisses 46

II.3.2. Adhésif 47

II.3.3. Béton 48

II.4. Adhérence acier de la précontrainte (AP)- béton 50

II.4.1. Essai d'arrachement direct 50

II.4.2. Présentation du corps d'épreuve et dispositif d'essai 50

II.5. Résultats expérimentaux et discussions 52

II.5.1. Courbes force d'arrachement –glissement 52

II.5.2. Influence de la taille de l'engravure 54

II.5.3. Influence de la modification de la surface 54

II.5.4. Modes de rupture 55

II.6. Modélisation analytique de la relation contrainte d'adhérence (τ)–glissement 56

II.6.1. Comparaison des résultats des tests pour le modèle contrainte d'adhérence (τ) – glissement 58

II.7. Conclusion 60

II.1. Introduction

La technique de réhabilitation et de renforcement utilisant des armatures montées près de la surface (NSM) s'est avérée être une alternative aux méthodes existantes pour les structures en béton déficientes **[63]**. En fait, l'amélioration de l'adhérence entre l'armature et le béton conduit à une meilleure performance de la technique de renforcement NSM. L'adhérence permet de transférer les contraintes entre l'armature- NSM et le béton environnant **[37]**. Plusieurs résultats expérimentaux de tests d'adhérence utilisant des renforts en PRF selon la technique de renforcement NSM montrent que les propriétés mécaniques des matériaux, les conditions de surface des renforts en PRF, les géométries des renforts et des engravures affectent de manière significative le comportement d'adhérence dans la technique de renforcement NSM **[69-73]**.

Ce chapitre a été consacrée à l'étude du comportement d'adhérence entre les barres en acier de la précontrainte (AP) avec le béton selon la technique NSM. En effet, ces barres sont fabriquées par la société De Tréfilage & De Fabrication Des Produits De Soudage EL –Eulma, Algérie (TREFISOUD®). Premièrement, les barres AP sont initialement disponibles avec des surfaces lisses. Cependant, afin d'améliorer l'adhérence mécanique de ces barres, la surface des barres AP lisses est modifiée par un revêtement du sable. Ensuite, des essais d'arrachement direct ont été effectués pour évaluer le comportement d'adhérence des barres AP lisses et revêtues avec du sable dans le béton.

II.2. Résumé des travaux expérimentaux existants

Le **Tableau II.1** récapitule les principaux travaux réalisés pour caractériser le comportement d'adhérence des éléments en BA renforcées selon la technique NSM. A partir des essais d'arrachement direct ou par flexion (beam test). Plusieurs types des renforts ont été utilisés dans ces études (PRFC, PRFV). La résine époxy a été utilisée comme matériau de scellement dans de nombreux cas. Dans la plupart de ces études, la fibre en carbone CFRP a été choisie comme matériau de renforcement.

Dans le **Tableau II.1**, on récapitule les principaux travaux effectués dans ce cadre, il y a très peux de existe rarement des recherches qui examinent le comportement d'adhérence des éléments en BA renforcés par la technique NSM en utilisant des barres en acier de la précontrainte (AP). Ces barres AP présentent de bonnes caractéristiques telles que 'une résistance mécanique élevée, une meilleure ductilité et un bon rapport coût-efficacité. Elles présentent un comportement ductile par rapport au comportement fragile des PRF. Par

conséquent, les barres AP peuvent fonctionner correctement comme renforcement ductile dans les applications de la technique NSM.

Tableau II. 1: Récapitule des travaux expérimentaux antérieurs sur le comportement d'adhérence effectués en utilisant la technique NSM.

Auteurs	*Type de renfort*	*État de de surface du renfort*	*Résultats sélectionnés*
Lee *et al* [69]	Joncs en PRFC et PRFV	Lisse, revêtu avec du sable	Les joncs en CFRP revêtu avec du sable offrent une meilleure performance par rapport aux renforts avec surface lisse en termes de force d'arrachement – glissement.
Ceroni *et al* [70]	Barres et lamelles en PRFC, PRFV	Lisse	La relation contrainte-glissement dépend du type de renforcement, ce qui conduit à avoir une distribution différente de la contrainte axiale dans le renforcement et des contraintes de cisaillement le long des interfaces.
Kotynia *et al* [71]	Joncs en PRFV	Usiné	La configuration des surfaces des barres GFRP offrent un bon comportement d'adhérence au béton.
Merdas *et al* [72]	Jonc et plat en PRFC	Lisse	La force d'arrachement augmente presque linéairement avec la longueur d'encrage, quelle que soit la résistance du béton. Ce paramètre joue un rôle important dans l'efficacité de la réponse du comportement de l'adhérence. Les plats en CFRP offrent une meilleure performance par rapport aux joncs en termes de force d'arrachement –glissement.
De Lorenzis [27]	Jonc et plat en PRFC	Lisse	La résine époxy montre une meilleure performance que le mortier à base de ciment quel que soit la configuration de l'essai.
A. Douadi *et al* [73]	Barres en AP	Lisse	L'augmentation de la taille d'engravure induit une augmentation de la force d'arrachement.

II.3. Description des matériaux

II.3.1. Les barres en acier de la précontrainte (AP)

Les barres AP utilisé dans cette étude, sont des barres destinées pour la fabrication des torons d'aciers pour le béton précontraint, le diamètre nominal des barres est de 6 mm. Il présente une

surface extérieure lisse. Les propriétés mécaniques des barres en acier de la précontrainte telles que la résistance en traction, le module d'élasticité sont obtenus par des essais au niveau du l'unité de recherche matériaux émergents URME et déclaré également par le fabricant TREFISOUD® **[74]**. Le **Tableau II.2** ci-dessous montre ses composition chimique des barres en acier de la précontrainte déclaré par le fabricant TREFISOUD®.

Tableau II. 2 : La composition chimique des barres en AP.

% élément	*Fer (Fe)*	*Carbone (C)*	*Manganèse (Mn)*	*Silicium (Si)*	*Nickel (Ni)*	*Chrome (Cr)*	*Cuivre (Cu)*
Min	98.16	0.79	0.60	0.15	------	0.30	------
Max	97.34	0.86	0.90	0.35	0.10	0.35	0.10

II.3.1.1. La résistance en traction directe et le module d'élasticité des barres en AP

Deux essais de traction uniaxiale sur des barres AP lisse de 40 cm de longueur et de 6mm de diamètre conformément à la norme EN 10002 **[75]** ont été réalisés. Ces essais permettent de déterminer le module d'Young et la limite d'élasticité de ces barres, les essais ont été réalisés au niveau du laboratoire mécanique de l'URME de université Ferhat ABBAS Sétif 1, en utilisant la machine d'essai MTS de 50 KN de capacité maximale avec un chargement piloté en déplacement (2 mm/min), qui permet de mesurer la force appliquée à l'éprouvette et la déformation de l'éprouvette. Pour mettre en œuvre ces essais, les barres sont placées dans les mors de la machine de traction sollicitées jusqu'à leurs ruptures, la valeur de déformation utilisée pour calculer le module d'élasticité correspond à la valeur moyenne.

La contrainte conventionnelle (σ) dans la barre est calculée en divisant l'effort appliqué (F) par la section (S) de la barre supposée constante (hypothèse que la variation de la section liée à l'effet de poisson est négligeable) :

$$\sigma = \frac{F}{s} \qquad (II.1)$$

Les courbes contrainte/déformation ($\sigma = f(\varepsilon)$) donnent la valeur du module d'Young (E) qui est calculé à partire de la pente de la courbe pendant la phase élastique du matériau, ainsi que la valeur de la limite élastique σ_y, correspondant à la contrainte maximale exercée lors de la phase élastique.

Comme représenté sur la **Figure II.1**, quatre phases se distinguent sur la courbe contrainte-déformation :

- la phase élastique qui permet de déterminer les caractéristiques élastiques de l'acier.
- la phase plastique sans écrouissage pendant laquelle la courbe forme un palier .
- la phase plastique avec écrouissage.
- la rupture caractérisée par la diminution brutale de la contrainte conventionnelle.

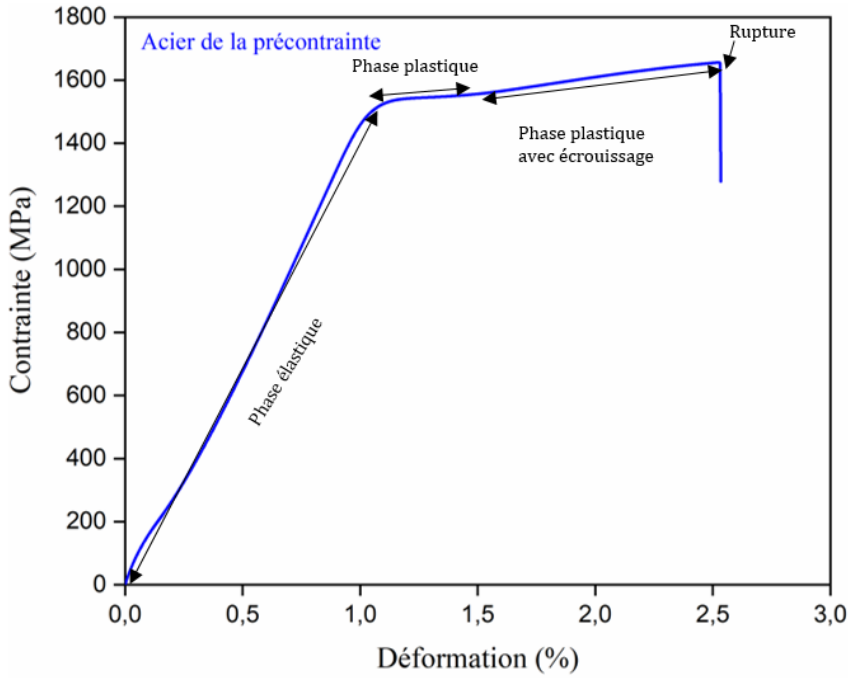


Figure II. 1 : Le comportement d'une barre en acier de la précontrainte à la traction.

La **Figure II.2** montre le mode de rupture de la barre en acier de la précontrainte (AP), soumise à la traction directe, les barres s'allongent de plus de 2.5 %, puis la striction survient et les barres rompent brutalement.

Le **Tableau II. 3** récapitule les contraintes maximales de traction directe et le module d'élasticité obtenus sur deux éprouvettes.

Tableau II. 3 : Résistance en traction et module d'élasticité des barres AP.

Obtenus au laboratoire					***Déclaré par le fabricant [74]***	
Eprouvette	***E (GPa)***	***Moyenne (GPa)***	***σ_y (MPa)***	***Moyenne (MPa)***	***E (GPa)***	***σ_y (MPa)***
1	145.80	144.04	1461.60	1457.73	147	1470
2	143.72		1453.86			

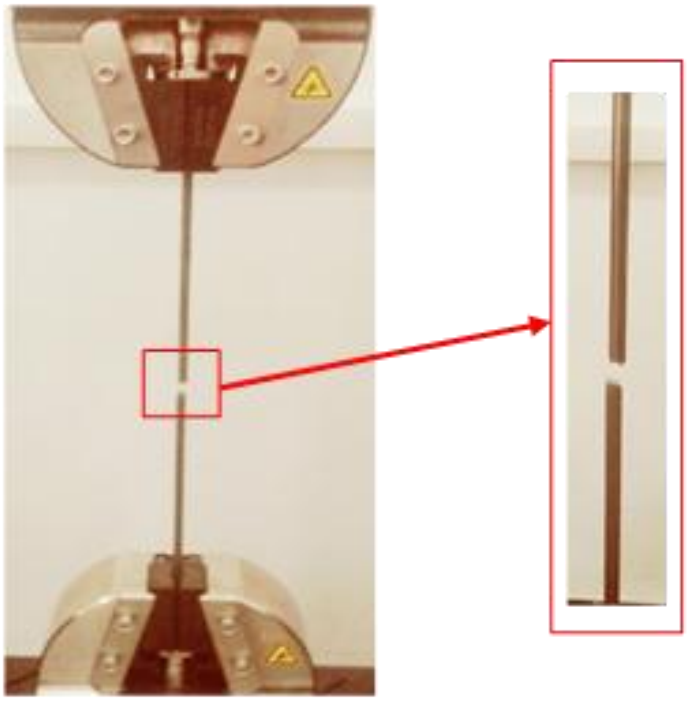


Figure II.2 : Mode de rupture en traction des barres en acier de la précontrainte (AP).

II.3.1.2. La modification de l'état de surface des barres AP lisses

Les barres AP sont initialement lisses. L'état de la surface des barres AP lisses a été modifiée par un revêtement du sable, afin d'étudier l'influence de cette modification de surface sur le comportement d'adhérence. La taille des grains du sable de revêtement utilisé varie entre 0,5 et 0,63 mm. Les surfaces des barres AP sont nettoyées par l'acétone pour éliminer toute impureté. Ensuite, une fine couche de résine époxy de type Sikadur®-330 [**76]** a été appliquée sur les surfaces lisses des barres AP à l'aide d'un pinceau. Ensuite, les barres recouvertes par résine époxy sont roulées sur un seul tour dans le sable. L'épaisseur de la couche de revêtement du sable est mesurée par un pied coulisse à différents points le long des barres revêtues du sable, il varie entre 1,3 et 1,5 mm. La **Figure II.3** montre les barres AP lisses et revêtues avec du sable utilisées dans cette étude.

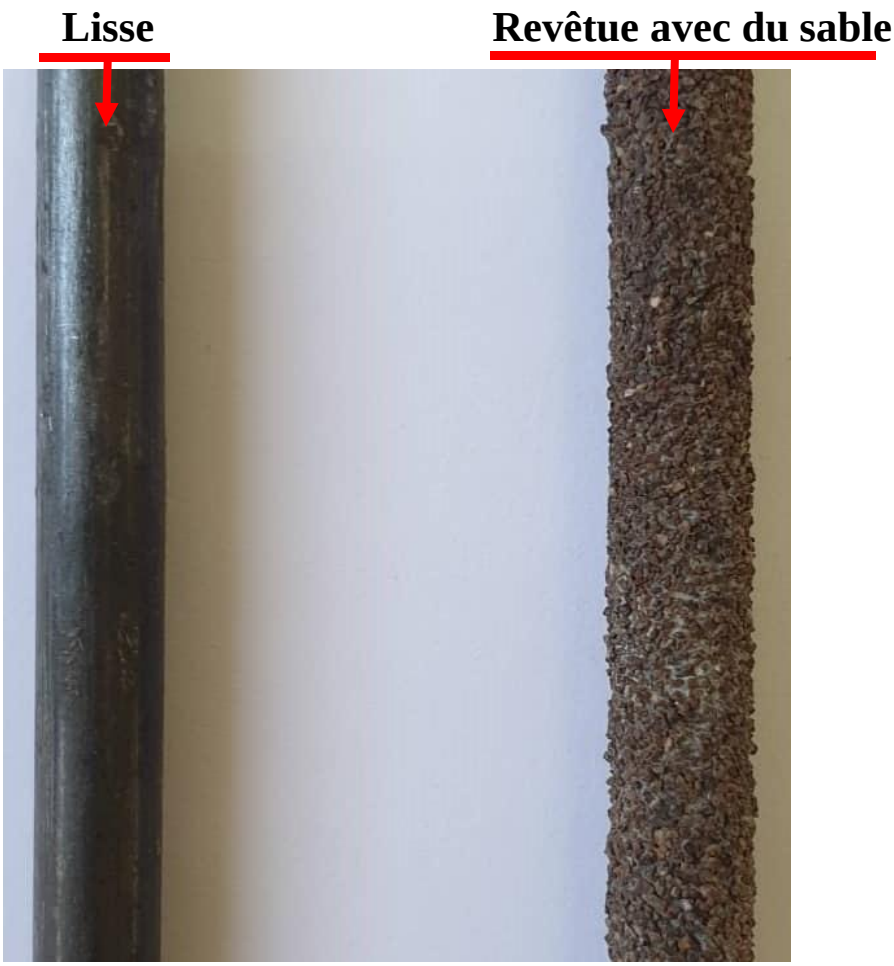


Figure II.3 : Les renforts AP utilisés dans les essais d'arrachement direct.

II.3.2. Adhésif

Un adhésif époxydique, a été utilisé pour coller les barres AP au béton, il s'agit d'une résine époxy nommée Sikadur®-330. Le Sikadur® 330 comporte deux composants (Composant A : résine et Composant B : durcisseur). Le composant A est de couleur blanc, tandis que le composant B est gris. Ces deux composantes ont été mélangées dans un rapport de 4(A) :1(B) jusqu'à l'obtention d'une couleur gris clair. L'adhésif a été fabriqué par la société SIKA **[76]**. La résistance à la traction, le module d'élasticité et l'allongement à la rupture sont 30 MPa, 4500 MPa et 0.9 % respectivement selon le fabricant, la résistance d'adhérence avec l'acier et le béton selon la norme EN 24624 est de 21 MPa et de 4MPa respectivement. Le durcissement de la résine époxy est au bout de 7 jours à une température ambiante de 23^0 C.

II.3.3. Béton

Pour la formulation du béton nous avons utilisé la méthode de Dreux –Gorisse **[77]**. Un seul type de béton vibré de capacité portante de 25 MPa a été utilisé. Les propriétés mécaniques du béton durci (la résistance en compression, en traction et le module d'élasticité) ont été mesurées à 28 jours sur des cylindres en béton (diamètre = 160 mm, longueur =320 mm) selon la norme NF P19-406 **[78]** et la norme NF P18-408 **[79]**,respectivement (voir la **Figure II.4**). Les éprouvettes ont été enlevées de leurs moules 24 heures après le coulage. Elles ont été stockées pendant 28 jours dans une salle humide (Température = 25 ^{0}C, Humidité = 40%). Les éprouvettes ont été surfacées avec du soufre qui est préalablement chauffé jusqu'à sa température de liquéfaction. Une fois les éprouvettes surfacées (voir la **Figure II.4(a)**), il faut attendre au moins 2 heures pour réaliser l'essai mécanique. Les différents essais ont été réalisés sur une presse hydraulique MCC8 de 3000 kN de capacité maximale, assistée par ordinateur (voir la **Figure II.4 (b)**). La mesure du module d'élasticité est ensuite effectuée sur les éprouvettes comme présenté sur la **Figure II.4(c)**. Les propriétés mécaniques du béton sont déterminée en effectuant la moyenne des valeurs obtenues sur les éprouvettes cylindriques. Le test consiste en 3 cycles de chargement-déchargement entre 0.5 MPa et le 30% de la résistance en compression du béton déterminée préalablement.

Le **Tableau II.4** montre les compositions et les propriétés mécaniques du béton utilisé pour l'essai d'arrachement direct.

Tableau II.4 : Composition et propriétés principales du béton.

Constitutions	***Quantités***
Sable grossier 0/4 (kg/m^3)	641.56
Gravier 3/8 (kg/m^3)	165.65
Gravier 8/16 (kg/m^3)	861.36
Ciment CPJ-CEM II 42.5 (kg/m^3)	350.00
Eau (kg/m^3)	192.92
Résistance à la compression (MPa)	26.2 ± 0.8
Résistance à la traction (MPa)	2.3 ± 0.16
Module de Young (GPa)	31.27 ± 1.12

(a)

(b)

(c)

(d)

Figure II.4 : Les étapes à suivre pour la détermination des propriétés mécaniques du béton, (a) : Eprouvettes surfacées avec du soufre, (b) : Essai de compression, (c) : Mesure du module d'Young , (d) : Essai de traction par fendage.

II.4. Adhérence acier de la précontrainte (AP)-béton

II.4.1. Essai d'arrachement direct

Le but de cet essai est d'étudier le comportement d'adhérence des éléments en béton renforcés avec des armatures selon la technique NSM-AP, huit échantillons de blocs de béton répartis en quatre séries ont été testés en arrachement directe sous charge de traction monotone jusqu'à la rupture. Les influences de la taille des engravures et des conditions de surface (lisse et revêtue avec du sable) des barres AP sur le comportement d'adhérence ont également été étudiées. Le **Tableau II.5** montre les différentes configurations des échantillons inclus dans les essais d'arrachement direct. Comme résumé dans le **Tableau II.5**, les désignations des éprouvettes d'arrachement ont été effectuées comme suit : le premier terme fait référence aux barres AP, suivi de l'état de la surface des barres (S : barre lisse, Sc : barre revêtue avec du sable) et le troisième terme identifie la taille de l'engravure (db est le diamètre de la barre d'acier de la précontrainte).

Tableau II.5 : Détaille des échantillons.

Échantillons	*Matériaux*	*L'état de surface*	*La taille d'engravure*	*Longueur d'encrage (mm)*
AP-S-1.5	Barre en AP	Lisse	1.5db	60
AP-S-2		Lisse	2db	
AP-Sc-1.5		Revêtue avec du sable	1.5db	
AP-Sc-2		Revêtue avec du sable	2 db	

II.4.2. Présentation du corps d'épreuve et dispositif d'essai

Comme montré dans la **Figure II.5**, la géométrie de l'échantillon et la configuration des tests utilisés dans les essais d'arrachement direct sont similaires que celles utilisées précédemment décrit dans l'étude **[69]**. Cet essai consiste à extraire une barre en AP collée dans une éprouvette de béton. La géométrie des échantillons est constituée de blocs en béton aux dimensions 350 ×300 ×150 mm. Après 28 jours de conservation, une engravure est réalisée au milieu de la surface latérale de chaque bloc comme présentée dans la **Figure II.5 (c)**. Ensuite, les engravures ont été nettoyées à l'aide d'une brosse métallique et d'un jet d'air à haute pression pour assurer une bonne adhérence entre l'adhésif et la surface du béton. La taille des engravures effectuées est de 1,5 db et 2 db comme recommandé par **De Lorenzis *et al***. **[30]**, où db est le diamètre de

la barre AP. Une seule longueur d'adhérence de 60 mm a été testée. Une longueur de 30 mm de l'engravure située au sommet du bloc de béton n'est pas été collée pour éviter la rupture prématurée par fissuration du béton à l'extrémité chargée **[38]** (voir **Figure II.5 (a)**). Afin d'éviter tout déplacement vertical du bloc de béton pendant l'essai d'arrachement, une plaque d'acier de 20 mm d'épaisseur a été placée au-dessus du bloc de béton et fixée à la base rigide à l'aide de quatre boulons en acier **[80]**.

Le comportement d'adhérence entre la barre en AP et le béton est apprécié grâce à l'enregistrement des variations des glissements des renforts, mesurés à l'extrémité chargée à l'aide d'un capteur de déplacement numérique (extensomètre axial avec une course de ±12,5 mm, voir **Figure II.5 (b)**), sous chargement monotone jusqu'à la rupture. Les différents essais ont été réalisés au niveau du laboratoire URME, université de Sétif 1 en utilisant la machine d'essai MTS de 50 KN de capacité avec un chargement piloté en déplacement (2 mm/min).

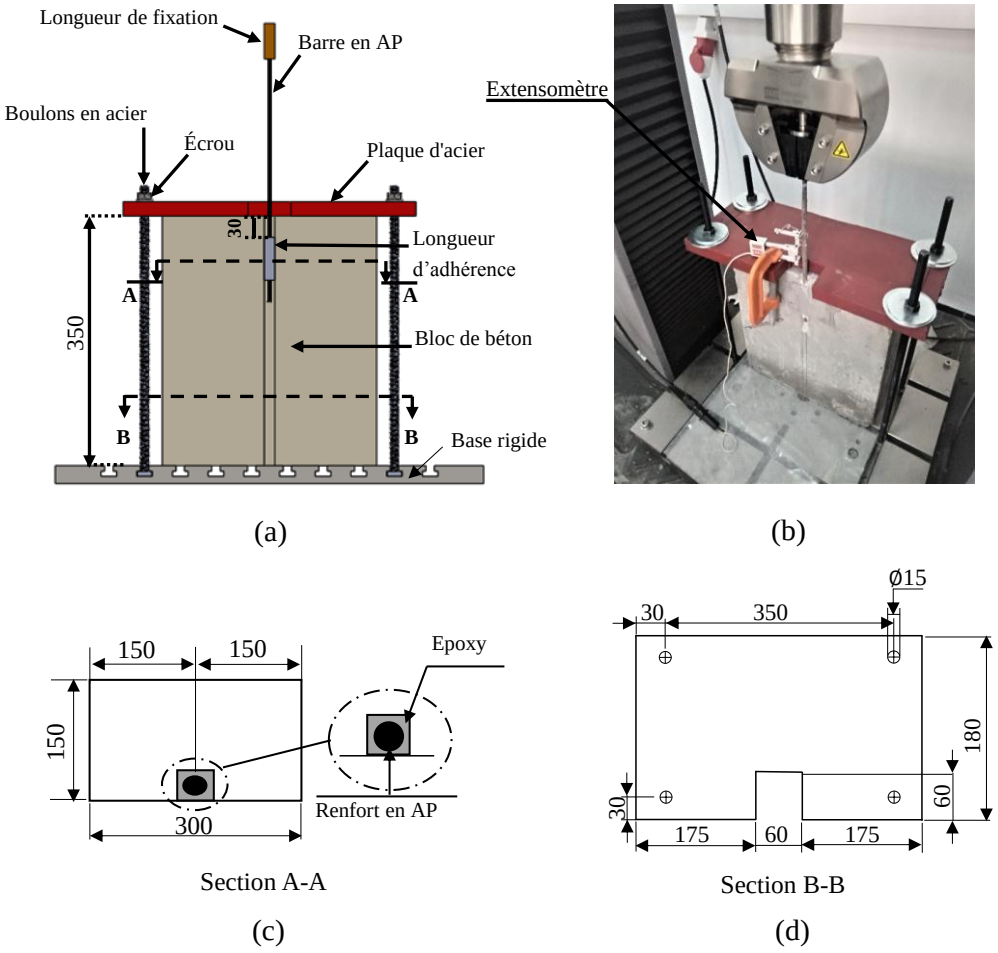


Figure II.5 : Essais d'arrachement direct : (a) géométrie de l'éprouvette et configuration de l'essai, (b) montage d'essai, (c) section de l'éprouvette étudiée, (d) dimensions de la plaque d'acier. Note : toutes les unités sont en millimètres.

II.5. Résultats expérimentaux et discussions

Dans cette section, les résultats obtenus lors des essais d'arrachement sont présentés et discutés en termes de courbes force d'arrachement–glissement, effet de la taille de l'engravure et d'effet de la modification de surface de barre AP.

La contrainte moyenne ultime d'adhérence est définie par la relation suivante (**De Lorenzis *et al* [30]**) :

$$\tau_\mu = \frac{F_{max}}{\pi \varphi L_b} \qquad (II.2)$$

Où τ_μ est la contrainte moyenne ultime d'adhérence, F_{max} est la force maximale, φ et le diamètre de la barre AP (mm) et L_b étant la longueur d'adhérence (mm).

Le **Tableau II.6** récapitule les valeurs moyennes maximales des contraintes d'adhérence(τ_μ), des glissements (S_{max}), ET : Ecart type et CV : Coefficient de variation.

Tableau II.6 : Résultats expérimentaux.

Nom de séries	F_{max} (kN)	*Moyenne (KN)*	*ET (KN)*	*C.V (%)*	$S_{max}(mm)$	$\tau_u(MPa)$
AP-S-1.5	5.55 5.86	5.71	0.16	2.80	0.37	5.05
AP -S-2	6.51 6.78	6.65	0.14	2.11	0.50	5.88
AP -Sc-1.5	8.39 8.55	8.47	0.08	0.94	0.22	7.49
AP -Sc-2	9.72 9.94	9.83	0.11	1.12	0.25	8.69

II.5.1. Courbes force d'arrachement –glissement

Les courbes forces d'arrachement –glissement obtenues pour les différents spécimens sont présentées sur la **Figure II.6**. Le comportement global est caractérisé par une augmentation initiale de la force sans glissement ne se produit, suivie d'un glissement continu avec le chargement pendant l'essai. Tout en remarquant un comportement non-linéaire de la relation force d'arrachement- glissement.

On peut voir que les courbes ayant trois phases : la phase initiale (I), la phase ascendante jusqu'à la force d'arrachement maximale (II) et une phase descendante (III).

Phase (I) : une augmentation initiale de la force d'arrachement sans glissement est observée. Dans cette phase, l'adhérence chimique travaille sur le transfert de la charge entre l'armature AP et le béton **[23]**.

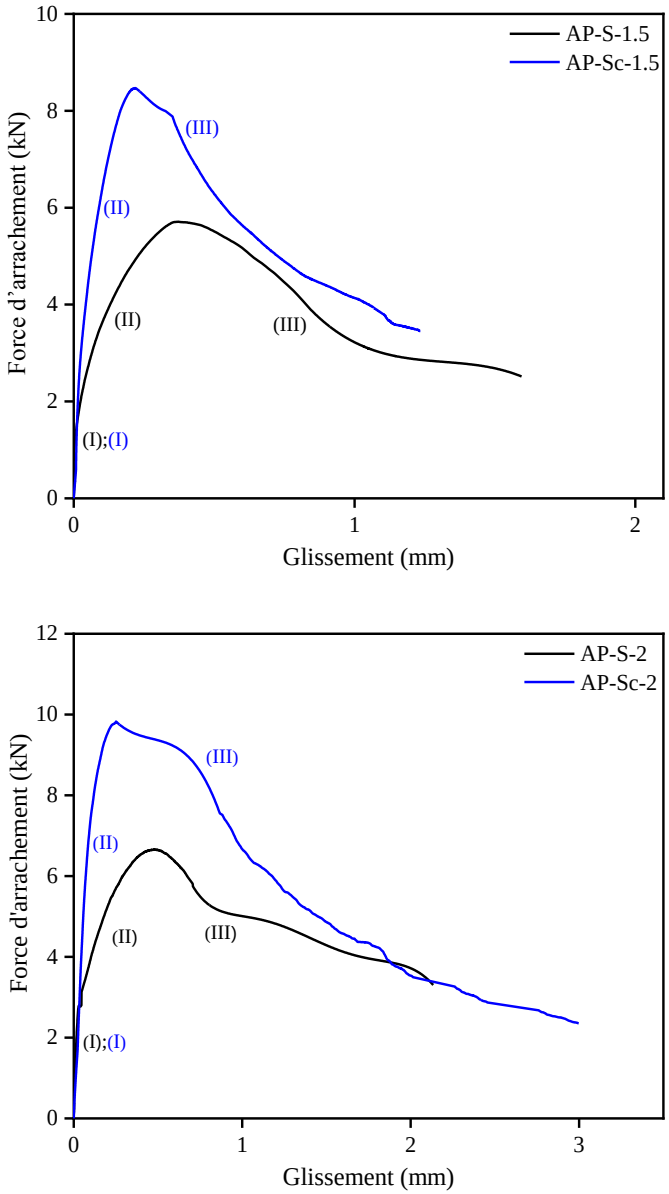


Figure II.6 : Courbe force d'arrachement- glissement de tous les spécimens.

Phase ascendante (II) : lorsque l'adhésion chimique commence à se rompre, la phase ascendante se commence et se poursuit jusqu'à la charge maximale. Dans cette phase, le transfert des forces est assuré par le frottement mécanique **[23]**. On observe que, les pentes des

spécimens renforcés avec des armatures AP revêtue avec du sable ont des valeurs plus élevées que celles renforcées avec des barres AP lisses. Cela s'explique par l'augmentation de l'emboîtement résultant du revêtement de sable qui a amélioré l'adhérence mécanique. La force d'arrachement maximale est atteinte lorsque les glissements enregistrés compris entre 0.22 et 0.5 mm.

La phase descendante (III) : elle s'exprime par la diminution de la force d'arrachement par rapport à l'augmentation du glissement. On constate que, pour les spécimens renforcés avec des barres lisses, la force d'arrachement commence à diminuer régulièrement avec l'augmentation du glissement. Cependant, pour les échantillons renforcés avec des armatures AP revêtu avec du sable, la force d'arrachement commence à diminuer avec deux sous-phases, la première représentée par une lente diminution de la force avec une augmentation courte de la valeur de glissement. Cela peut s'expliquer par l'écrasement et le décollement de revêtement des grains de sable de la couche de résine **[38]**. Dans la deuxième sous-phase, la force d'arrachement a diminué considérablement avec l'augmentation du glissement. Cela s'explique par le détachement total de l'ensemble du revêtement de sable et de la couche de résine sur la barre AP **[81]**.

II.5.2. Influence de la taille de l'engravure

L'influence de la taille des engravures est étudiée dans cette partie expérimentale, en comparant les éprouvettes AP-S-1.5 et AP-S-2, avec des tailles des engravures de 1.5db et 2db, respectivement. L'augmentation de la taille de l'engravure de 1,5db à 2db, induira une augmentation de la force d'arrachement maximale, de 5,71 kN à 6,65 kN. Ceci est dû à l'augmentation de la surface de contact entre la résine époxy et le béton, lorsque la dimension de l'engravure augmente, ceci génère plus de frottement, résultant en une capacité de charge plus élevée. Les résultats sont cohérents avec les résultats rapportés par : **Lee D *et al* [69]** et **Douadi A *et al* [73]**.

II.5.3. Influence de la modification de la surface

Dans cette étude, les surfaces lisses des barres AP sont modifiées à l'aide d'un revêtement de sable afin d'améliorer leur adhérence mécanique. La **Figure II.7** présente une comparaison entre la force maximale moyenne (Fmax) et le glissement (Smax) des barres AP lisses et revêtues avec du sable en ce qui concerne les engravures de 2db de taille. Il est évident que le revêtement du sable améliore

considérablement les caractéristiques d'adhérence mécaniques (Fmax et Smax) de la barre AP lisse.

Fmax de la barre AP revêtue avec du sable (AP-Sc-2) a augmenté jusqu'à 48% par rapport à la barre lisse (AP-S-2). Cependant, Smax de l'échantillon AP-Sc-2 a diminué de 50% par rapport à l'échantillon AP-S-2. Par conséquent, le revêtement des barres avec du sable a renforcé le frottement mécanique, qui à son tour a amélioré ses caractéristiques mécaniques d'adhérence.

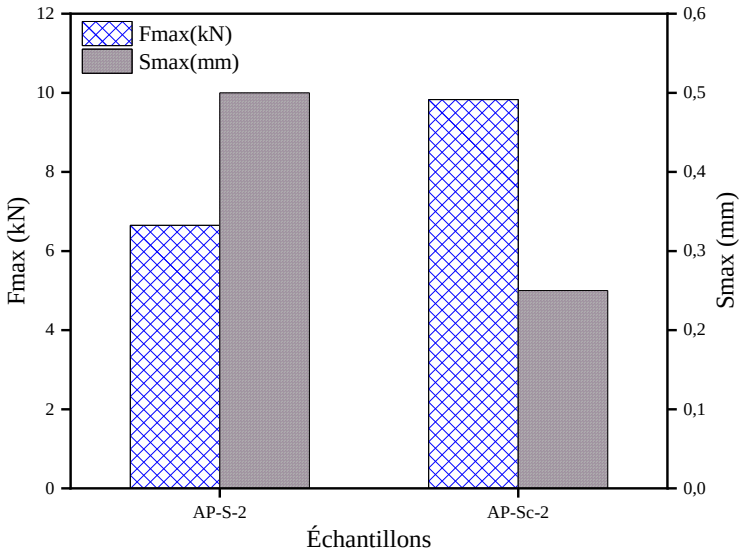


Figure II.7 : Influence de la modification de la surface sur Fmax et Smax.

II.5.4. Modes de rupture

Comme le montre la **Figure II.8**, deux modes de rupture ont été observés :

La rupture de la barre lisse était par glissement sans apparition de fissures à la surface des blocs de béton, ce qui peut s'expliquer par la faible rugosité des barres AP (**Figure II.8(a)**). Ce mode de rupture a été également observé par **Merdas A *et al* [72]**.

La **Figure II.8(b)** indique que les barres revêtues avec du sable se sont rompues par décollement de toute la couche de revêtement avec du sable sur les barres, quelle que soit la dimension de l'engravure. Ceci peut être expliqué par la forte contrainte de liaison à l'interface barre AP-couche de résine revêtue avec du sable **[69]**, ce mode de rupture a également été observé par **AL-mahmoud F *et al* [38]**.

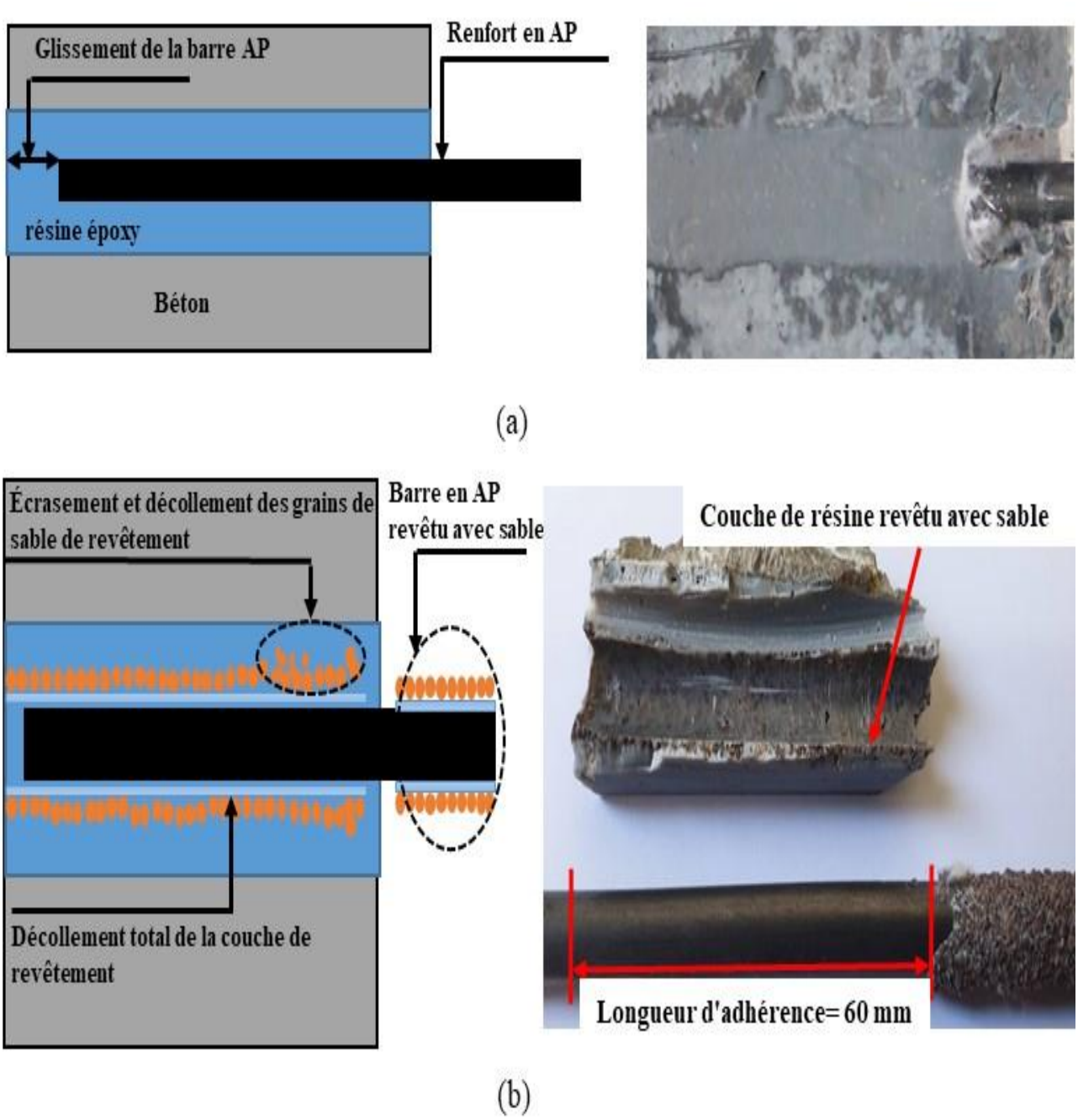


Figure II.8 : Modes de rupture pour les éprouvettes : (a) glissement de la barre AP, (b) : décollement total de la couche de revêtement du sable.

II.6. Modélisation analytique de la relation contrainte d'adhérence (τ)–glissement

Dans un essai d'arrachement direct monotone, les forces sont transférées de l'armature vers le béton à travers l'adhésif via la contrainte de cisaillement qui apparaît à leurs interfaces **[82]**. Notre objectif dans cette section est de nous assurer que les modèles disponibles sont également

adaptés à la prédiction de la forme de la courbe d'adhérence (τ) -glissement des barres AP lisses et revêtues avec du sable dans le béton.

La courbe d'adhérence (τ) -glissement des barres AP lisses est analytiquement modélisée par l'équation utilisée par **Xing *et al***. **[83]** :

$$1)\ \tau_{(av)} = \tau_u \left(\frac{S}{S_u}\right)^a \qquad \text{pour } 0 \le S \le S_u \qquad (II.3)$$

$$2)\ \tau_{(av)} = \tau_u \left(\frac{\frac{S}{S_u}}{b\left(\frac{S}{S_u}-1\right)^3 + \frac{S}{S_u}}\right) \qquad \text{pour } S \ge S_u \qquad (II.4)$$

Avec :

- $\tau_{(av)}$: la contrainte d'adhérence moyenne de la barre AP lisse.
- S : le glisement de la barre AP lisse.
- τ_u **:** la contrainte moyenne ultime d'adhérence.
- S_u : le glissement qui correpond à la contrainte moyenne ultime d'adhérence.
- a et b : sont des paramètres d'ajustement des courbes aux données expérimentales.

L'autre modèle d'analyse utilisé pour la prédiction de la courbe d'adhérence (τ)-glissement des barres AP revêtues avec du sable dans le béton est celui recommandé par **De Lorenzis *et al*** **[42]**.

Le modèle analytique proposé est composé d'une branche ascendante (pré-pic) et d'une branche descendante (post-pic) du comportement d'adhérence.

Ces deux branches peuvent être décrites par les équations suivantes :

$$\tau_{(S)} = \tau_m \left(\frac{S}{S_m}\right)^{\alpha} \qquad \text{pour } 0 \le S \le S_m \qquad (II.5)$$

$$\tau_{(S)} = \tau_m \left(\frac{S}{S_m}\right)^{\alpha'} \qquad \text{pour } S \ge S_m \qquad (II.6)$$

Où, τ_m et S_m sont, respectivement, la contrainte d'adhérence maximale et le glissement correspondant, et α et α' sont les paramètres d'ajustement de la courbe.
$\tau_{(S)}$ et S sont, respectivement, la contrainte d'adhérence locale et le glissement local.

II.6.1. Comparaison des résultats des tests pour le modèle contrainte d'adhérence (τ) –glissement

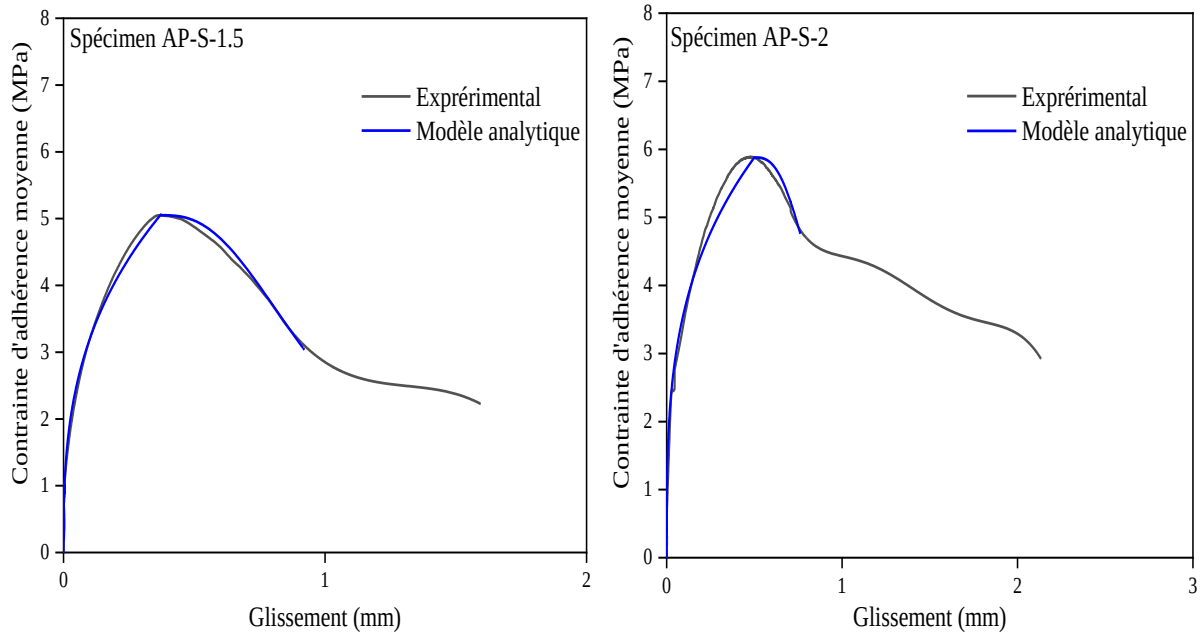
Les deux modèles proposées par **Xing *et al* [83]** et **De Lorenzis *et al* [42]** sont considérés comme assez représentatifs pour calculer la contrainte d'adhérence–glissement dans un modèle du béton renforcé à l'aide de barres AP lisses et revêtues avec du sable selon la technique NSM.

Du **Tableau II.7**, le rapport entre τ_u calculée et τ_u expérimentale (τ_u (calculée)/ τ_u (expérimental)) est d'environ 0,18, 0,01, 0,03 et 0,01 pour les spécimens AP-S-1.5, AP-S-2, AP-Sc-1.5 et AP-Sc-2 respectivement. Nous constatons que τ_u calculée selon ces modèles a une bonne concordance avec les résultats expérimentaux pour toute les configurations étudiées.

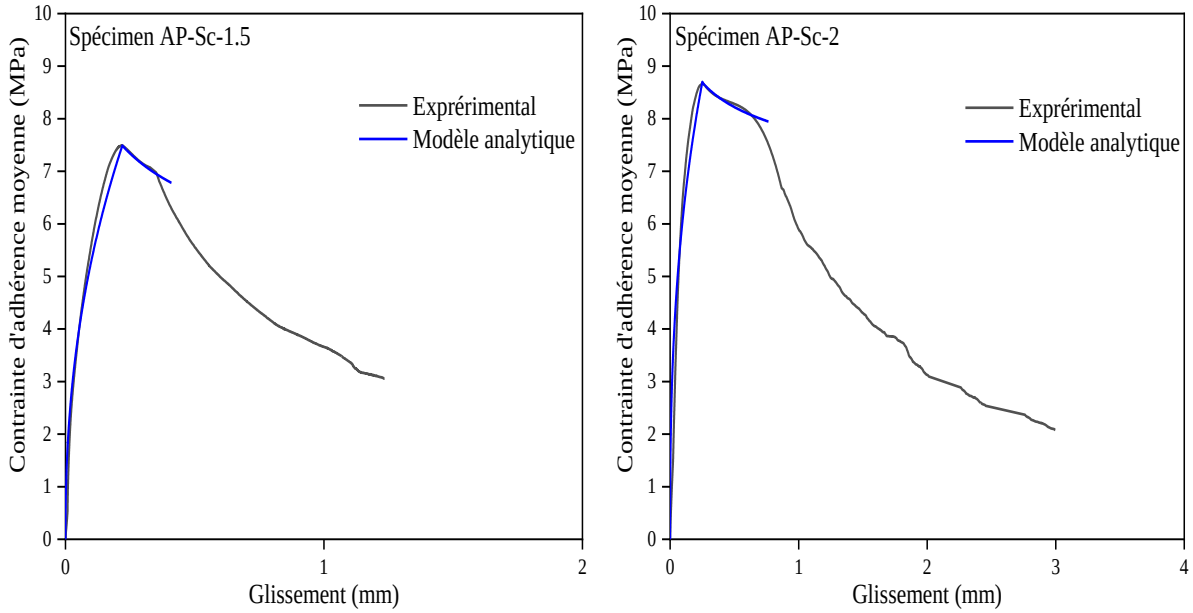
Tableau II.7 : Paramètres pour la modélisation de la relation τu-glissement.

Barres AP lisses						
Spécimens	$\tau_u\ exp$ (MPa)	$S_u(mm)$	a	b	$\tau_u\ cal(MPa)$	$\left(\tau_u\ cal/\tau_u\ exp\right)$ %
AP-S-1.5	5.05	0.37	0.35	0.5	5,059	0,18
AP-S-2	5.88	0.50	0.30	2.5	5,876	0,01
Barres AP revêtue avec du sable						
Spécimens	$\tau_u\ exp$ (MPa)	$S_u(mm)$	α	α'	$\tau_u\ cal(MPa)$	$\left(\tau_u\ cal/\tau_u\ exp\right)$ %
AP-Sc-1.5	7.49	0.22	0.44	-0.16	7,491	0,03
AP-Sc-2	8.69	0.25	0.38	-0.08	8,702	0,01

La **Figure II.9** (**a** et **b**) montre une comparaison entre les courbes obtenues analytiquement et expérimentalement pour le cas des barres AP à surface lisse et revêtues avec du sable. Il est bien claire que les résultats expérimentaux sont en bonne corrélation avec les modèles analytiques choisis. Par conséquent, les modèles existant sont également valide pour les barres AP lisses et revêtues avec du sable.



a) barres AP lisses.



b) barres AP revêtue avec du sable.

Figure II.9 : Courbes contrainte d'adhérence–glissement : comparaison entre les modèles analytiques et les résultats expérimentaux.

II.7. Conclusion

Cette étude a examiné le comportement d'adhérence entre les barres en acier de la précontrainte (AP) avec le béton selon la technique NSM. La surface des barres en AP lisse a été traitée par l'ajout d'un revêtement du sable sur la surface des barres en utilisant une résine époxy, afin d'améliorer l'adhérence mécanique de ces barres. C'est pourquoi une étude expérimentale a été menée à l'aide des essais d'arrachement direct pour étudier les influences de la taille des engravures et l'effet de la modification de la surface (lisse et revêtue avec du sable) des barres AP sur le comportement d'adhérence. À partir des résultats expérimentaux et analytiques obtenus, Les conclusions suivantes peuvent être tirées ;

- Les barres AP ont de bonnes caractéristiques, on plus de leur disponibilité et leur prix modiré, elle offres une résistance mécanique élevée et un comportement ductile.
- La technique de renforcement NSM en utilisant des barres AP semble être une bonne solution pour renforcer les éléments structuraux en BA.
- Le revêtement du sable améliore considérablement le comportement d'adhérence de la barre AP lisse avec le béton, augmente son frottement mécanique et améliore ses caractéristiques mécaniques d'adhérence.
- La force d'arrachement augmente avec l'augmentation de la taille de l'engravure.
- Les résultats des modèles analytiques sont en bonne corrélation avec les résultats expérimentaux.

Dans le troisième chapitre nous allons étudier la possibilité d'utiliser des barres en AP revêtues avec du sable pour renforcer les poutres en béton armé par la technique de NSM.

CHAPITRE III.

ÉTUDE DE POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES PAR NSM- AP-Sc

III.1. Introduction 63

III.2. Programme expérimental 63

III.2.1. Présentation des éléments étudiés 63

III.2.2. Propriétés des matériaux utilisés 64

III.2.3. Fabrication des poutres 65

III.2.4. Renforcement des poutres 66

III.2.5. Paramètres étudiés 67

III.2.6. Dispositif d'essai et instrumentation 67

III.2.7. Chargement 68

III.3. Résultats et discussions 69

III.3.1. Courbes charge de flexion- fléché à mi portée 70

III.3.2. Les modes de rupture des poutres 71

III.3.2.1 Mode de rupture de la poutre de contrôle 71

III.3.2.2. Les modes de rupture des poutres renforcées 72

III.3.3. L'effet de renforcement NSM-AP-Sc sur la flèche à mi- portée 73

III.3.4. Amélioration de la capacité de charge des poutres renforcées 73

III.3.4.1. Effet de la longueur de renforcement 74

III.3.4.2. Effet du taux de renforcement 75

III.3.5. Analyse de la ductilité 75

III.3.6. La rigidité des poutres renforcées 77

III.4. Etude analytique 78

III.4.1. Calcul des charges ultimes (Pu) des poutres renforcées 79

III.4.1.1. Ruine des poutres renforcées par écrasement du béton comprimé 79

III.4.1.2. Ruine par la délamination du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement 81

III.4.2. Prédiction de la flèche maximale (Δu) des poutres renforcées 83

III.4.3. Différence entre les valeurs analytiques et résultats expérimentaux 83

III.4.3.1. Différence entre Pu (exp) et Pu (cal) 84

III.4.3.2. Différence entre Δu (exp) et Δu (cal) 84

III.5. Conclusion 85

III.1. Introduction

Cette étude, a été élaborée de telle sorte qu'on reproduise les conditions réelles d'exploitation des ouvrages en Algérie en utilisant des matériaux locaux disponibles sur le marché algérien ayant de bonnes caractéristiques mécaniques, et notamment leurs comportements en ductile comme armature selon la technique NSM. De cet effet, nous avons utilisé des barres en acier de la précontrainte revêtue avec du sable (AP-Sc) qui ont les meilleurs comportements d'adhérence selon les résultats obtenus dans le deuxième chapitre comme armature pour renforcer les éléments en béton armé. Pour atteindre ces objectifs, des poutres en BA renforcées avec la technique NSM ont été testées sous une charge de flexion de quatre points. Les résultats obtenus ont été discutés en termes de réponses de charge – flèche, de

capacité de charge, de ductilité, de modes de rupture, de l'effet de la longueur de renforcement et l'effet du taux de renforcement.

III.2. Programme expérimental

III.2.1. Présentation des éléments étudiés

Les dimensions de la poutre sont indiquées sur la **Figure III.1**, ces poutres ont été dimensionnées conformement à la réglementation en vigueur du B.A.E.L. 91 **[84]**, toutes les poutres ont des sections transversales rectangulaires de 100×150 mm^2, avec une longueur totale de 1000 mm, la distance entre appuis est de 900 mm, le ferraillage longitudinal dans la partie tendue et comprimé est effectué a l'aide des armatures en acier de 8 mm de diamètre et ce pour l'ensemble des poutres. Pour caractériser les aciers utilisés dans la confection des poutres, des barres en acier de 8mm de diamètre et 40 cm de longueur ont été testées conformément à la norme EN 10002 **[75]**, la limite d'élasticité et le module d'élasticité obtenue sont 580 Mpa et 210 Gpa respectivement. Concernant les armatures transversales utilisées ont des sections de 6 mm de diamètre entreposées avec un espacement de 7 cm afin de reprendre les efforts de cisaillement.

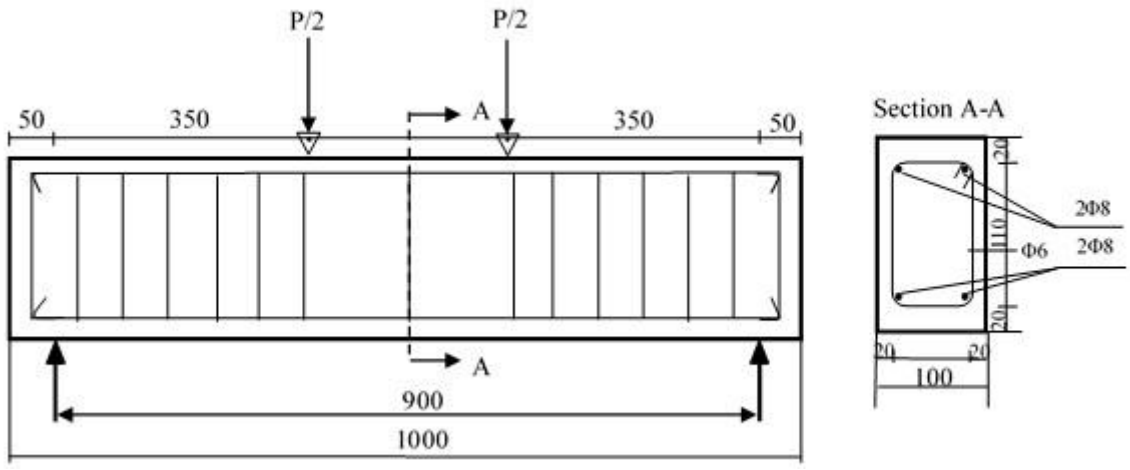


Figure III. 1 : Caractéristiques géométriques et schéma de ferraillage. Note : toutes les dimensions sont en millimètres.

III.2.2. Propriétés des matériaux utilisés

La fabrication des poutres a été effectuée avec le même type du béton de résistance de 25 MPa, qu'on a utilisé pour réaliser les tests d'adhérence. L'élaboration des caractéristiques mécaniques du béton résulte de trois essais sur éprouvettes cylindriques reglementaires (diamètre = 160 mm, longueur = 320 mm), conservées dans les mêmes conditions que les poutres. Elles ont été stockées pendant 28 jours dans une salle humide (Température = 25^0C, Humidité = 40%). Les résistances en traction, en compression et le module d'élasticités des éprouvettes ont été mesurés de la même façon que celles effectuées dans le **chapitre II**.

L'adhésif utilisé pour coller les barres AP-Sc au béton est une résine époxy (Sikadur®-330) fabriqué par la société SIKA **[76]**. Le **Tableau III.1** ci-dessous, montre ses propriétés telles que la résistance à la traction, le module d'élasticité et l'allongement à la rupture.

Tableau III. 1 : Propriétés d'adhésif **[76]**.

Résistance à la traction (MPa)		30
Module d'élasticité(MPa)	***en flexion***	3800
	en traction	4500
Allongement à la rupture (%)		0,9

La **Figure III.2** ci-dessous, présente le seul type de renfort utilisé dans cette deuxième investigation expérimentale, des barres en acier de la précontrainte revêtues avec du sable (AP-Sc) qui offrent les meilleurs résultats dans la première partie d'essais d'arrachement.

Figure III.2 : Renfort utilisé dans le renforcement des poutres en BA.

III.2.3. Fabrication des poutres

Le collage du béton dans les moules a été effectué en deux couches, chacune vibrée pendant 45 secondes, à l'aide d'une aiguille vibrante (25 cm) de 50 HZ. En parallèle de la fabrication des poutres , des éprouvettes cylindriques pour les essais de compression ont été coulées. La **Figure III.3** présente quelques étapes du processus de fabrication des poutres. Apres un jour

de collage, les poutres sont démoulées et conservées dans une salle de conservation jusqu'au jour de l'essai.

a) Malaxeur à béton utilisé

b) Ferraillage et coffrage utilisé pour la fabrication des poutres.

c) Aiguille Vibrante

d) Vibration du béton

e) Remplissage des moules avec du béton et échantillonnages pour déterminer les caractéristiques du béton, bacs de conservation

Figure III.3 : Procédure de fabrication des poutres et des éprouvettes cylindriques en béton.

III.2.4. Renforcement des poutres

L'insertion des barres AP-Sc dans les poutres, a commencé par le découpage des engravures, préalablement réalisées dans le revêtement en béton des surfaces tendues, à l'aide d'une scie spéciale avec une lame diamantée de 4 mm d'épaisseur. Toutes les poutres ont les mêmes dimensions d'engravure, la forme des engravures est carrée. Les dimensions ont été fixées en fonction du diamètre de renfort (2×db où db est le diamètre de renfort). Un jet d'air comprimé avec une brosse métallique a ensuite été utilisé pour nettoyer les engravures afin d'assurer une meilleure adhérence entre l'adhésif et la surface du béton. L'engravure a été remplie à moitié avec l'adhésif et le renfort a ensuite été inséré au milieu et légèrement enfoncé, permettant à l'adhésif de circuler autour du renfort. La résine époxy a été ajoutée pour remplir complètement l'engravure et la surface a été nivelée. Les poutres ont été laissées pendant une semaine pour assurer le durcissement complet de la résine. La **Figure III.4** montre quelques étapes du processus de renforcement des poutres.

a) Traitement de surfaces des engravures à l'aide d'une brosse métallique.

b) Nettoyage de l'engravure avec l'air comprimé

d) Malaxage de l'adhésif epoxy

e) Scellement des renforts

Figure III.4 : Processus de renforcement des poutres.

III.2.5. Paramètres étudiés

Dans cette étude, le renfort en AP revêtue avec sable (AP-Sc) est utilisé comme renfort pour renforcer les poutres en BA selon la technique NSM. Des essais de flexion (quatre points de flexion) ont été effectués sur huit poutres divisées en quatre séries pour étudier le comportement en flexion des poutres en BA renforcées par des barres NSM-AP-Sc. Le **Tableau III.2** résume les spécimens de poutres utilisés dans les essais de flexion. La première poutre (CB) sans renforcement est considérée comme une poutre de contrôle ou témoins, tandis que les trois autres poutres (B-1, B-2, B-3) sont des spécimens renforcés par des barres NSM-AP-Sc.

La poutre B-1 est renforcée en utilisant une seule barre NSM-AP-Sc avec une longueur de 850 mm, la poutre B-2 est renforcée en utilisant une seule barre NSM-AP-Sc avec une longueur de 1000 mm. Afin d'étudier l'influence de la longueur de renforcement sur le comportement globale des poutres renforcées. La poutre B-3 est renforcée en utilisant deux barres NSM-AP-

Sc avec une longueur de 1000 mm, pour étudier l'influence de taux de renforcement sur la capacité portante des poutres renforcées. Les configurations de renforcement des poutres testées sont illustrées à la **Figure III.5**.

Tableau III.2 : Détails des poutres testées.

Poutres	***Barres de renforcement***		***Matériaux de renforcement NSM***	***Longueur de renfort collé L_R (mm)***	***Les dimensions des engravures (mm)***
	Nombre	***Diamètre (mm)***			
CB	Poutre de contrôle (sans renforcement)				12×12
B-1	1	6	Barres en acier de la précontrainte (AP-Sc)	850	
B-2	1	6		1000	
B-3	2	6		1000	

III.2.6. Dispositif d'essai et instrumentation

Comme le montre la **Figure III.6** , tous les spécimens de poutres sont testés en flexion en quatre points jusqu'à la rupture dans le laboratoire de génie civil (Université Mouhamed Elbachir Elibrahimi de BBA). Les poutres sont placées sur un bâti approprié pour être soumises à la flexion « quatre points ». Il s'agit d'une machine INSTRON équipée d'une cellule de charge de 150 kN de capacité maximale, pilotée en déplacement (1.0 mm/mn). La machine est composée d'une traverse supérieure mobile et d'une autre inférieure qui permet de mettre en place les spécimens d'épreuve. La charge est appliquée de façon monotone croissante jusqu'à la rupture. un capteur de déplacement (LVDT) a été utilisé pour mesurer la flèche à mi-portée.

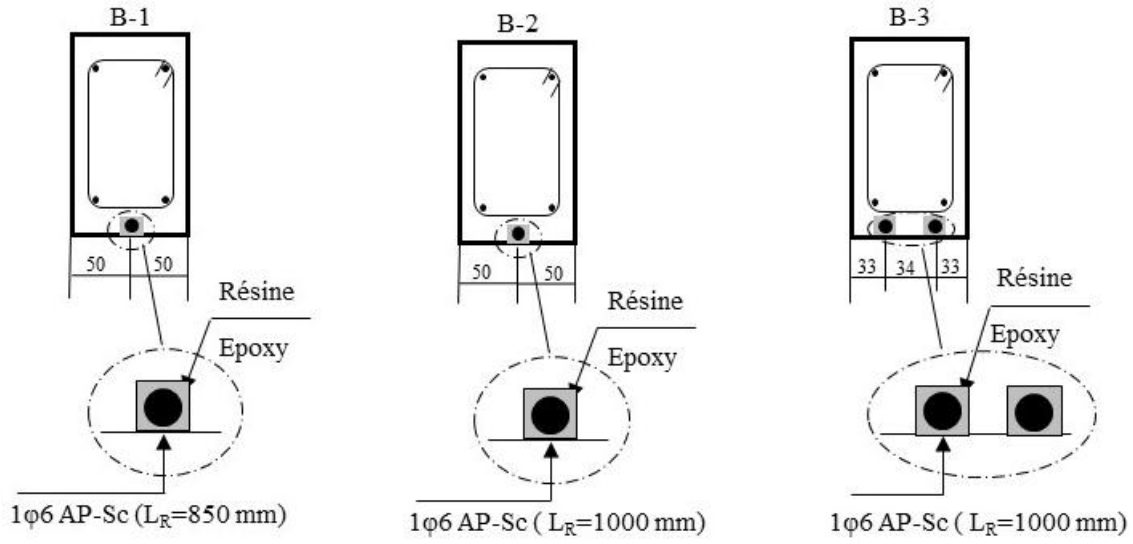


Figure III.5 : Paramètre d'étude (détailles des configurations). Note : toutes les dimensions sont en millimètres.

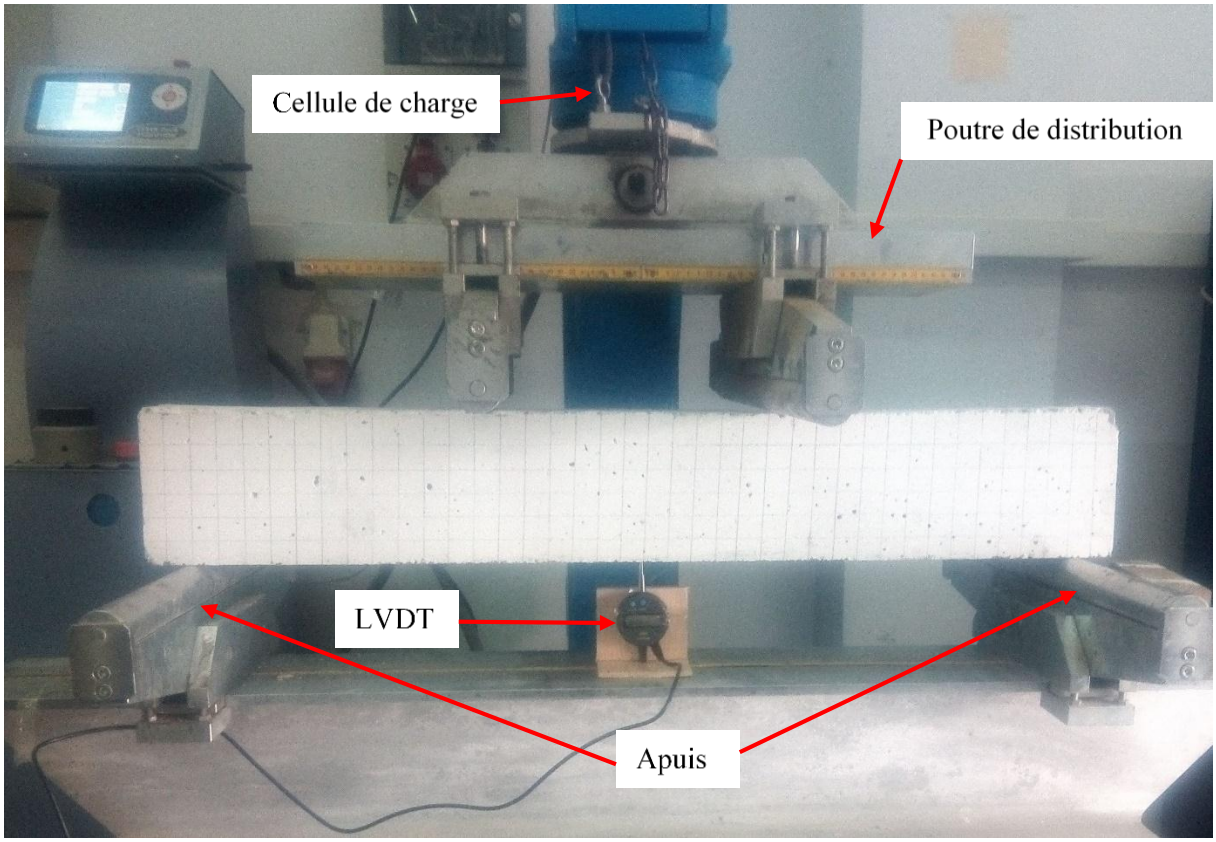


Figure III.6 : Montage d'essai.

III.2.7. Chargement

Les poutres isostatiques, reposent sur un appui simple et une rotule, soumises à un chargement en flexion quatre points comme schématisé sur la **Figure III.7**.

La distance entre appuis est de 0.9 m. Le moment de flexion My est calculé en fonction de l'abscisse x pour une charge P/2 appliquée aux deux points (B et C) par l'intermédiaire de la formule suivante :

$$M_{y(x)} = \frac{Px}{2} \qquad \text{pour } 0 \leq x \leq 0.35\ m \qquad (III.1)$$

$$M_{y(x)} = 0.175\ P \qquad \text{pour } 0.35 \leq x \leq 0.55\ m \qquad (III.2)$$

$$M_{y(x)} = \frac{P(0.9 - x)}{2} \qquad \text{pour } 0.55 \leq x \leq 0.9\ m \qquad (III.3)$$

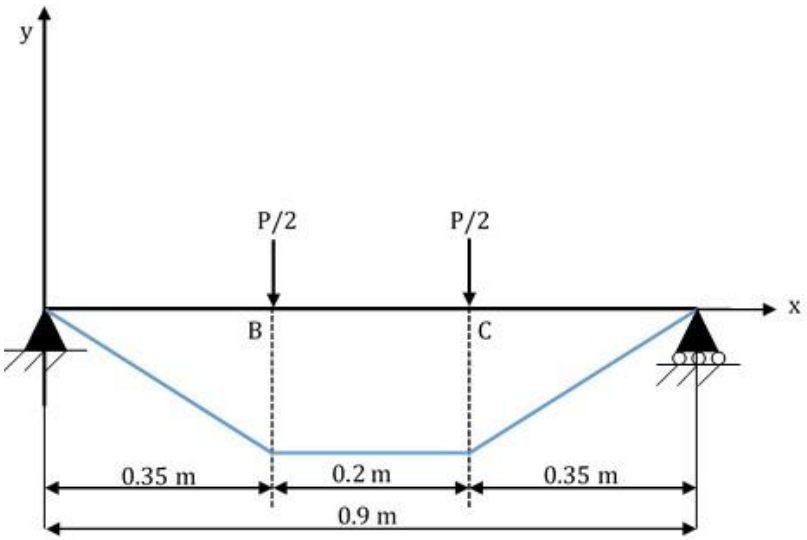


Figure III.7 : Configuration de chargement des poutres et diagramme du moment de flexion.

III.3. Résultats et discussions

La réponse globale des poutres testées ont été analysée en termes de capacité portante (Fu), charge de la première fissuration (1er Fcr), la rigidité, la ductilité et les modes de rupture. Le **Tableau III.3** résume les résultats obtenus.

Tableau III.3 : Résumé des résultats obtenus.

Poutres	*Capacité de charge*						*La flèche maximale* (Δ_u) *(mm)*		
	1er Fcr (kN)	*Moyenne (kN)*	*ET (kN)*	*Fu (kN)*	*Moyenne (kN)*	*ET (kN)*	Δ_u *(mm)*	*Moyenne (mm)*	*ET (mm)*
CB	12.79	12.35	0.44	38.68	39.73	1.05	10.57	11.75	1.18
	11.91			40.78			12.93		
B-1	16.41	17.54	1.13	52.63	51.86	0.77	8.51	8.08	0.43
	18.67			51.09			7.65		
B-2	20.34	18.42	1.92	55.33	56.69	1.36	8.96	9.48	0.52
	16.50			58.05			10.00		
B-3	22.02	21.17	0.85	65.14	65.82	0.68	8.38	8.65	0.27

III.3.1. Courbes charge de flexion- flèche à mi portée

La poutre CB est considérée comme poutre de contrôle pour facilite la comparaison entre les poutres renforcées et poutre non renforcée. La **Figure III.8** présente les courbes charge - fléche à mi portée pour toutes les poutres testées. L'évaluation des courbes charge-flèche montre que les poutres renforcées ont un comportement bi-linéaire défini par : (i) la phase de fissuration qui est identique à celle de la poutre de contrôle et (ii) la phase ultime.

La pente initiale des poutres renforcées est légèrement inférieure à celle de la poutre de contrôle, ce qui indique que la rigidité initiale de la poutre de contrôle est légèrement supérieure à celle des poutres renforcées. Ceci est attribué au fait que le béton enlevé au bas des poutres renforcées pour couper les engravures a un module d'élasticité plus élevé que la résine époxy qui a rempli les engravures **[17]**.

Le béton commence à se fissurer, la première charge de fissuration de la poutre de contrôle est de 12,35 kN (**Tableau III.3**). Les poutres renforcées avec des barres NSM-AP-Sc augmentent les premières charges de fissuration par rapport à la poutre de contrôle. L'augmentation des charges de la première fissuration se situe entre 42,02 % et 71,41 %. La propagation des fissures dans tous les spécimens de poutres augmente avec l'augmentation de la charge appliquée. D'autre part, selon la **Figure III.8**, les pentes des poutres renforcées sont supérieures à celle de la poutre de contrôle. Cela peut s'expliquer par le fait que les barres NSM-AP-Sc peuvent améliorer la rigidité et la charge d'élasticité des poutres renforcées. La phase de fissuration se termine au début de la plastification des aciers tendus **[65]**.

Dans la deuxième phase, les poutres renforcées présentent un comportement ductile similaire à celui de la poutre de contrôle. Cependant, dans cette phase, toutes les poutres renforcées présentent une augmentation plus importante des taux de charge par rapport à celle de la poutre de contrôle. Ce qui signifie que le renforcement supplémentaire dans la zone tendue des poutres renforcées assuré par les barres AP-Sc, améliore la résistance à la flexion des poutres en BA après la plastification des aciers tendus **[85]**. En outre, la poutre B-3 renforcée avec deux barres NSM-AP-Sc atteint une charge ultime plus élevée que les poutres B-1 et B-2 renforcées avec une seule barre NSM-PS-Sc. La poutre B-2 présente une charge ultime plus élevée que la poutre B-1. Dans ce cas, l'augmentation de la longueur des armatures de 850 à 1000 mm est suffisante pour éviter l'intersection entre les fissures de cisaillement et les fissures de flexion à l'extrémité des barres AP-Sc **[86]**, et le mode de rupture passe de la séparation du béton d’enrobage inférieur de la poutre B-1 à l'écrasement du béton comprimé de la poutre B-2.

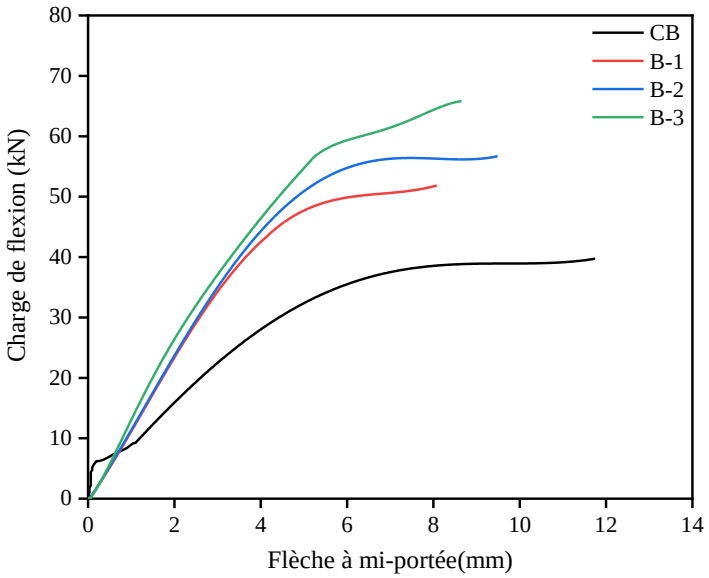


Figure III.8 : Courbe charge- flèche à mi-portée pour les poutres testées.

III.3.2. Les modes de rupture des poutres

III.3.2.1. Mode de rupture de la poutre de contrôle

Le mode de rupture de la poutre de contrôle (voir la **Figure III.9**) est caractérisé par un rupture en flexion. Cette rupture s'est produite à mi-portée de la poutre par la propagation de fissures perpendiculaires à l'axe de la poutre après la plastification des aciers tendue **[18]**, suivi d'un écrasement de béton comprimé. On constaté des fissures diagonales qui apparaissent en dehors de la zone de moment constant.

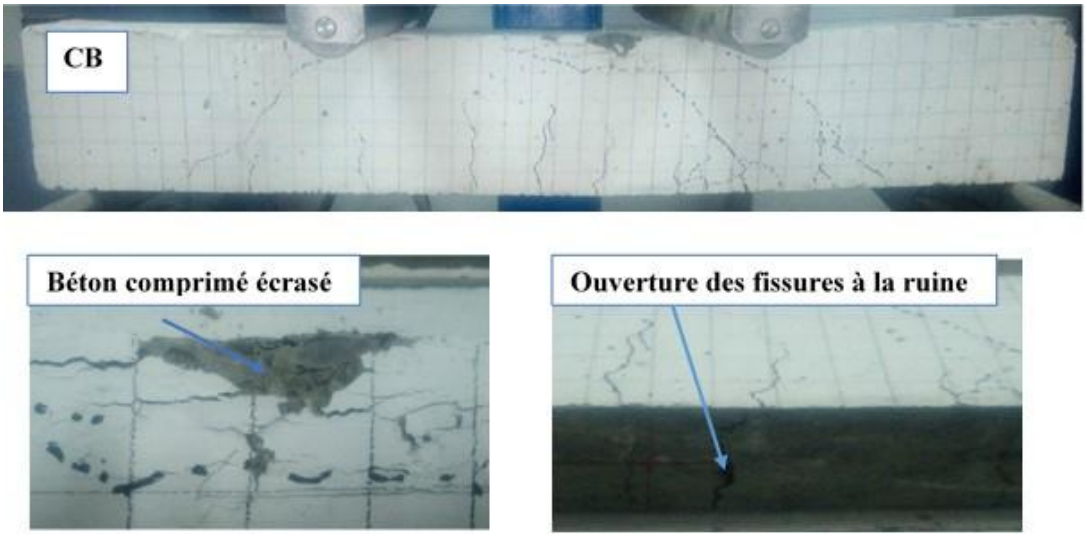
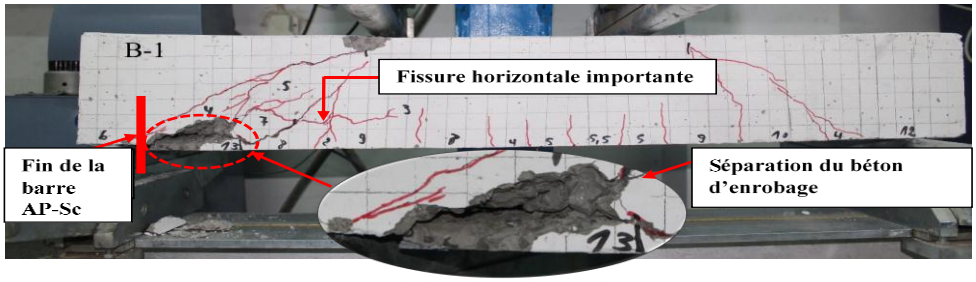


Figure III.9 : Le mode de rupture de la poutre de contrôle.

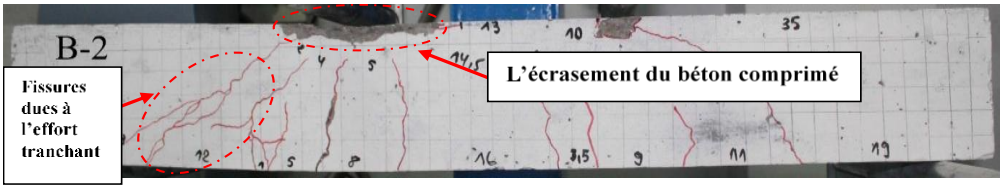
III.3.2.2. Les modes de rupture des poutres renforcées

Les modes de rupture pour les poutres renforcées sont récapitulées dans la **Figure III.10**. Concernant la poutre B-1 avec une longueur collé de 850 mm, le mode de rupture constatée est caractérisé par la séparation du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement, ce mode de rupture apparaitre lorsque le renfort NSM est mis à une distance importante loin des appuis (longueur collé insuffisant) **[55]**. Il commence par une apparition d'une fissure d'effort tranchant et une fissure de flexion au niveau d'éxtrimité du renfort, l'intersection entre ces deux fissures engendre une fissure horizontale sous les aciers tendus qui se développe vers la mi-portée de la poutre.

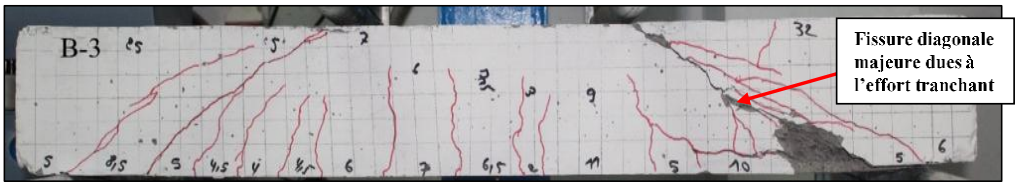
La poutre B-2 renforcée avec une barre de AP-Sc avec une longueur collé de 1000 mm, le mode de rupture est caractérisé par l'écrasement du béton comprimé après l'écoulement des armatures **[17]**. Les fissures dues à la charge de flexion se sont propagées et leur ouverture est bien visible. Concernant la poutre B-3 renforcée avec deux barres de AP-Sc, une rupture en cisaillement est observée en raison du développement d'une fissure diagonale majeure dans la région de cisaillement de la poutre, qui se produit lorsque la capacité de la région à supporter le champ de contrainte combiné de compression-tension est dépassée.



(a)



(b)



(c)

Figure III.10 : Les modes de rupture des poutres renforcées. (a) B-1; (b) B-2; et (c) B-3.

III.3.3. L'effet de renforcement NSM-AP-Sc sur la flèche à mi- portée

La **Figure III.11** montre l'effet du renforcement avec des barres NSM-AP-Sc sur la flèche à mi-portée des poutres renforcées. On constate que la flèche à mi-portée des poutres renforcées diminue d'environ 43% à une charge appliquée de 20 kN et d'environ 52% à une charge appliquée de 35 kN par rapport à la poutre de contrôle. Cette réduction peut s'expliquer par l'amélioration de la rigidité à la flexion des spécimens de poutres renforcées avec les barres NSM-AP-Sc.

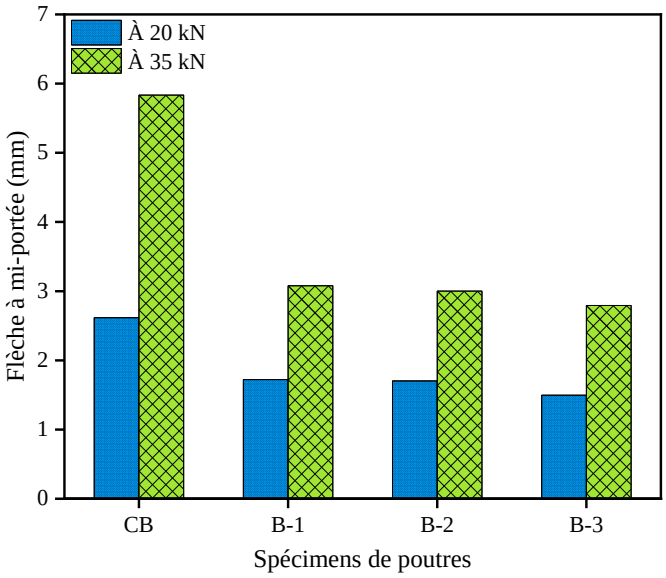


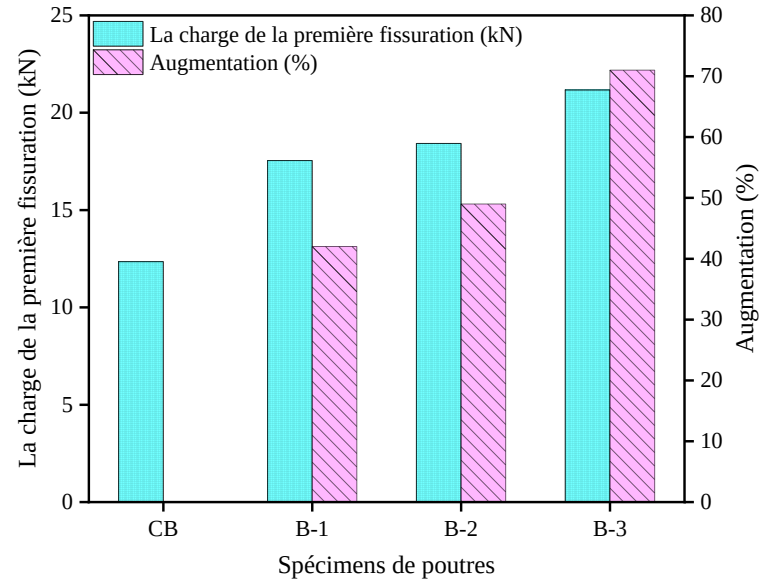
Figure III.11 : Flèche à mi-portée à des charges de 20 et 35 kN.

III.3.4. Amélioration de la capacité de charge

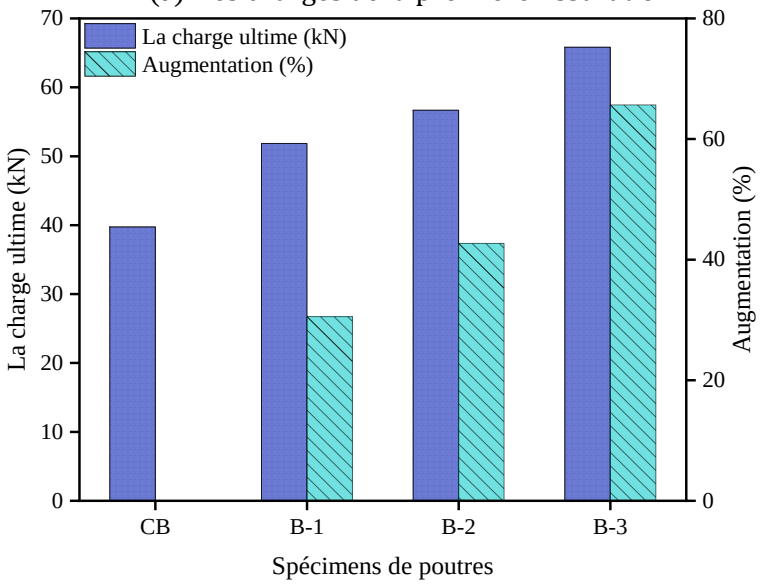
La capacité de charge des poutres testées est représentée en termes de la charge de la première fissuration et de la charge ultime, comme le montre la **Figure III.12**.

Les poutres renforcées avec des barres NSM-AP-Sc indiquent une amélioration considérable à la fois de la charge de première fissuration (**Figure III.12 (a)**) et de la charge ultime par rapport à la poutre de contrôle (**Figure III.12 (b)**). Cette amélioration est due au renforcement supplémentaire en traction (barres en AP-Sc), qui augmente la performance en flexion des poutres renforcées en BA.

Dans les sections suivantes, la performance de la technique NSM pour améliorer la charge de première fissuration et la charge ultime des poutres renforcées à l'aide de barres AP-Sc est examinée en ce qui concerne la longueur et le taux de renforcement.



(a) Les charges de la première fissuration



(b) Les charges ultimes

Figure III.12 : Les capacités des charges pour toutes les poutres testées.

III.3.4.1. Effet de la longueur de renforcement

La première charge de fissuration dans les poutres B-1 (L_R=850 mm) et B-2 (L_R=1000 mm) apparaît à environ 17,54 kN et 18,42 kN respectivement, ce qui représente une augmentation de 42,02% et 49,15% par rapport à la première charge de fissuration de la poutre de contrôle. Cela signifie que l'augmentation de la longueur de renfort entraîne une augmentation de 5,02 % de la première charge de fissuration de la poutre B-2 par rapport à la poutre B-1.

La charge ultime des poutres B-1 et B-2 augmente de 30,53 et 42,69 % respectivement, par rapport à la poutre de contrôle. Cela implique une augmentation de 12,16% de la charge ultime

de la poutre B-2 par rapport à B-1, ce qui peut s'expliquer par l'augmentation de la longueur du renfort AP-Sc. Cette augmentation change le mode de rupture de la séparation du béton d'enrobage inférieur de la poutre B-1 à l'écrasement du béton comprimé de la poutre B-2.

III.3.4.2. Effet du taux de renforcement

Le taux de renforcement NSM-AP-Sc des poutres B-2 et B-3 est de 0,19% et 0,39% respectivement. La première charge de fissuration des poutres B-2 et B-3 s'est améliorée de 49,15% et 71,41%, respectivement, par rapport à la poutre de contrôle. Ce qui entraîne une augmentation de 14,93% de la première charge de fissuration du B-3 par rapport au B-2. Cela peut s'expliquer par le taux de renforcement plus élevé qui augmente la rigidité de la poutre B-3 **[65]**.

La charge ultime des poutres B-2 et B-3 a augmenté de 42,69 et 65,67 %, respectivement, par rapport à la poutre de contrôle. Cela signifie une amélioration de 16,10 % de la charge ultime de la poutre B-3 par rapport à la poutre B-2. Par conséquent, l'augmentation du taux de renforcement ne conduit pas à une amélioration significative de la charge ultime de la poutre B-3. Cela en raison du taux excessif du renfort AP-Sc, qui entraîne un changement du mode de rupture, passant de l'écrasement du béton comprimé à la rupture par cisaillement, ce qui empêche la poutre renforcée d'atteindre sa capacité maximale.

III.3.5. Analyse de la ductilité

La ductilité est une mesure de la capacité des matériaux à supporter une déformation plastique importante et à absorber l'énergie sans risque de décollement prématuré, et constitue un facteur important dans la conception des structures. Dans cette étude expérimentale, l'indice de ductilité de déplacement est exprimé par la formule suivante **[87]** :

$$\mu_{\Delta_u} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad (III.4)$$

Où μ_{Δ_u},Δu, Δy sont respectivement l'indice de ductilité, le déplacement à la charge ultime et le déplacement à la fin de la phase élastique. Le **Tableau III.4** indique les valeurs de l'indice de ductilité de déplacement des spécimens de poutres testées.

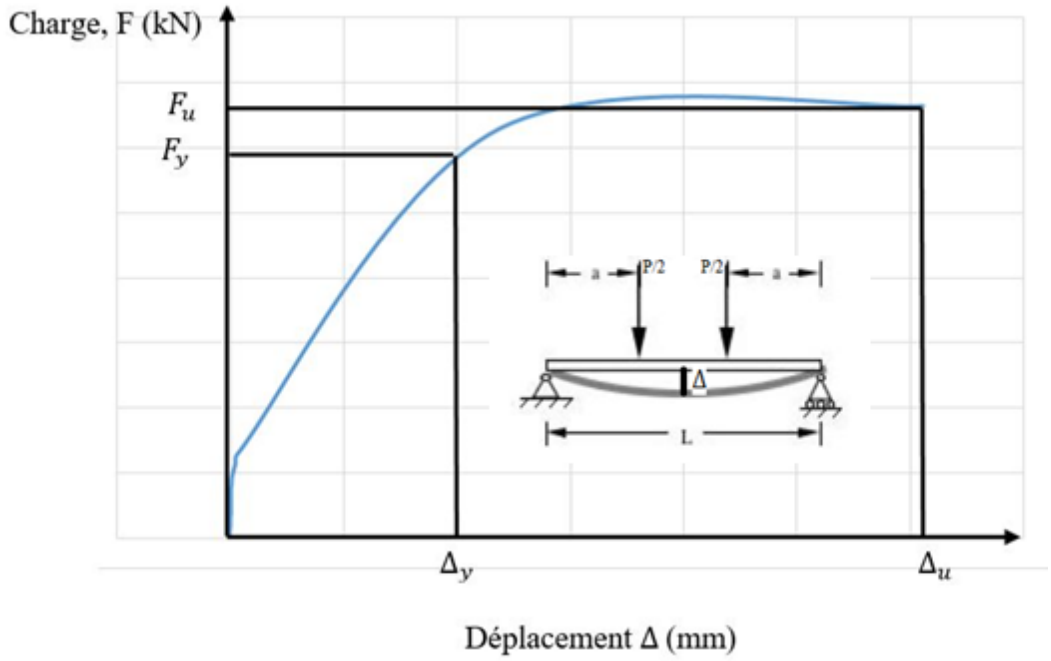


Figure III.13 : Ductilité de déplacement.

Tableau III.4 : Indice de ductilité.

Spécimens	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	μ_{Δ_u}	*Comparaison avec CB (%)*
CB	5.62	11.75	2.09	-
B-1	4.42	8.08	1.83	-12.44
B-2	4.85	9.48	1.95	-6.47
B-3	5.23	8.65	1.65	-21.05

Toutes les poutres renforcées présentent une diminution de la ductilité par rapport à la poutre témoin, ceci est dû à l'augmentation du renforcement en traction (barres en AP-Sc).

Une diminution de la ductilité allant jusqu'à 12,44 % est observée dans la poutre B-1 par rapport à la poutre de contrôle, en raison de la longueur insuffisante des armatures (850 mm), ce qui entraîne une rupture de la délamination du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement en raison de la dégradation du système de renforcement **[85]**.

Autrement, la ductilité montre une amélioration de jusqu'à 5,97% en augmentant la longueur de renforcement, cette amélioration est due au placement de la barre AP-Sc sur toute la longueur de la poutre (B-2), qui empêche la rupture par la séparation du béton d'enrobage inférieur de la poutre. De plus, la réduction de la ductilité de la poutre B-3 d'environ 21,05 % est due au le taux de renforcement excessif (0,39 %), qui entraîne un mode de rupture indésirable (rupture en cisaillement, voir la **Figure III.10**).

III.3.6. La rigidité des poutres renforcées

La rigidité est l'une des propriétés les plus courantes des structures en béton armé et se définit comme la capacité de résister aux charges et aux déplacements. La rigidité est un facteur clé de l'aptitude au service de l'élément en béton armé, telles que les caractéristiques de fissures et la flèche. La rigidité de poutres renforcées en béton armé principalement dépend de la charge appliquée, la fissuration, des renforcements et des matériaux de liaison, à savoir la colle époxy **[88]**.

Dans cette étude, La rigidité des éprouvettes évaluée à partir de la pente de la courbe charge-fléché au niveau de la charge de service (**Figure III.14**) **[89]**. Par conséquent, les charges de service ($F_{à\ L/250}$) pour toutes les poutres renforcées ont été mesurées à une au point de flexion qui est égal à L/250 (où, L = longueur de portée de la poutre) **[90]**.

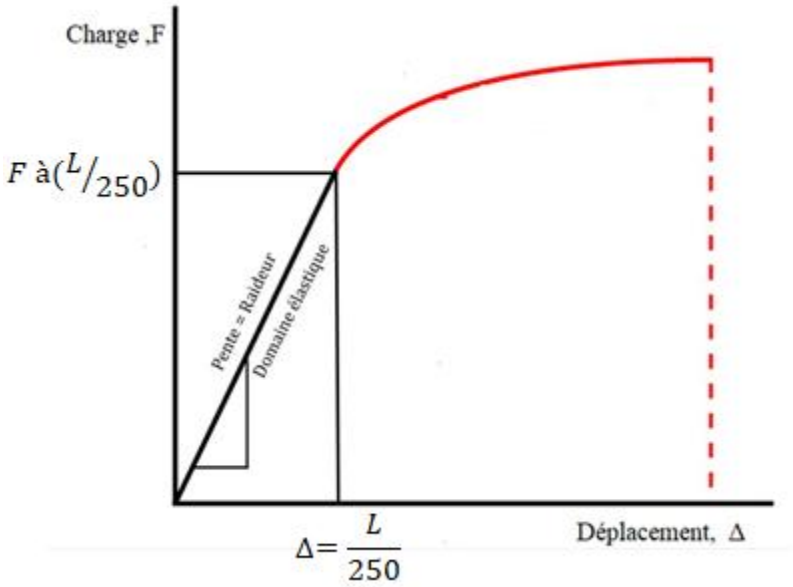


Figure III.14 : Rigidité de déplacement.

La flèche en charge de service (L/250) des spécimens de poutre était de 3.6 mm, la rigidité (k) est calculée par l'équation suivante :

$$k = \frac{F\ à(L/250)}{\Delta = \frac{L}{250}} \qquad (III.5)$$

Les valeurs de rigidité de tous les spécimens sont présentées dans le **Tableau III.5**.

Tableau III.5 : Les valeurs de la rigidité.

Spécimens	$F_{L/250}$ (kN)	$\Delta_{=L/250}$ (mm)	k (kN/m)	*Amélioration (%)*
CB	26	3.6	7222.29	/
B-1	39.62	3.6	11006.56	52.39
B-2	40.91	3.6	11366.45	57.38
B-3	43.11	3.6	11977.45	65.84

La technique NSM avec des barres en AP-Sc semble être efficace pour augmenter la rigidité des poutres renforcées en BA, comme le montre dans la **Figure III.15**. L'augmentation du taux des barres NSM-AP-Sc a permis d'augmenter la rigidité de 57,38% à 65,84% par rapport à la poutre de contrôle. De plus, l'augmentation de la longueur des barres NSM-AP-Sc de 850 mm à 1000 mm augmente la rigidité d'environ 5 %.

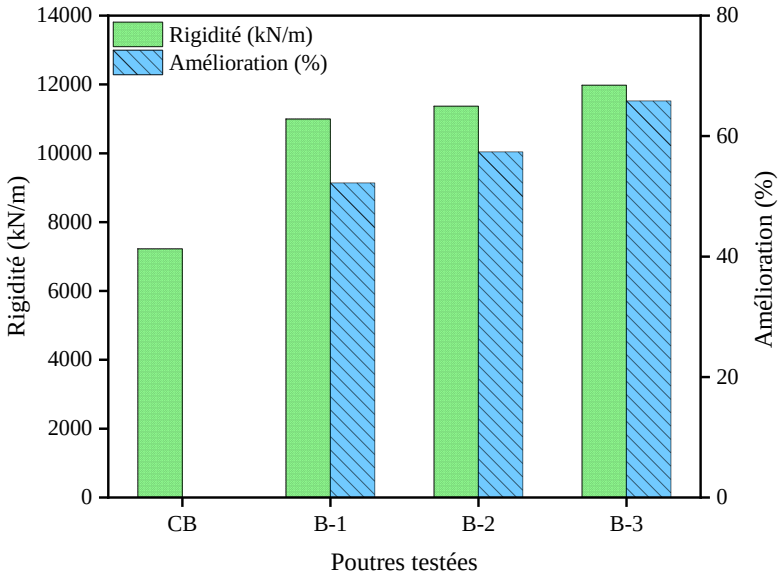


Figure III.15 : Amélioration de la rigidité des poutres renforcées par des barres NSM-AP-Sc.

III.4. Etude analytique

Cette étude est basée sur les calculs standard de BAEL **[84]** et les recommandations de l'Association Française de Génie Civil pour les structures renforcées par matériaux composites **[91]** à propos du renforcement avec des plaques composites. Elle s'applique aux éléments prismatiques, généralement appelés poutres, dont les sections transversales sont soumises à des efforts normaux issus de la flexion.

Le but est de vérifier si les modèles BAEL conventionnels peuvent être adaptés pour la prendre en compte du renforcement par la technique NSM. Ces calculs seront effectués pour comparer les résultats du calcul analytique avec les résultats expérimentaux.

Pour calculer les moments ultimes des poutres renforcées par des barres en acier de la précontrainte revêtues avec du sable (AP-Sc), nous allons utiliser les hypothèses classiques du béton armé, on suppose :

- Principe de Navier-Bernoulli : au cours des déformations, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions.
- La résistance du béton tendu est négligée
- Adhérence parfaite entre l'acier et le béton : au contact entre le béton et les armatures
- Une adhérence parfaite des barres en AP-Sc avec le matériau de scellement.
- Une adhérence parfaite du matériau de scellement avec le béton.

Cela signifie qu'il ne se produit aucun glissement relatif des barres AP-Sc par rapport au matériau de scellement ou de ce dernier par rapport au béton.

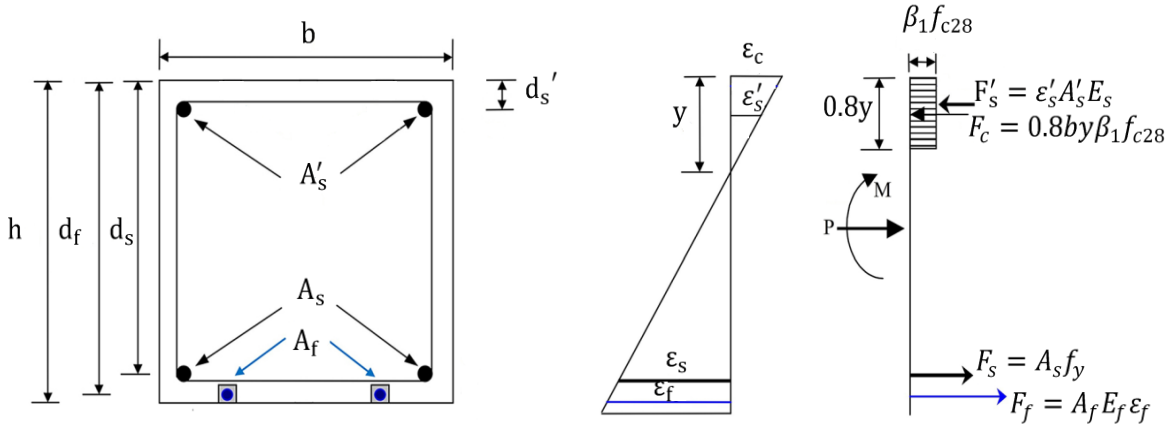
On suppose aussi que :

- La réduction de la section transversale du béton causée par l'engravure n'est pas prise en compte.

III.4.1. Calcul des charges ultimes (P_u) des poutres renforcées

III.4.1.1. Ruine des poutres renforcées par écrasement du béton comprimé

En supposant que la ruine des poutres renforcées avec des barres NSM-AP-Sc (B-2 ; B-3) et de la poutre de contrôle s'est produite par écrasement du béton comprimé après la plastification des aciers tendus. Dans ce cas, la déformation maximale du béton à sa contrainte ultime (ε_{cu}) est limitée à 0,0035. Les calculs sont effectués dans la zone de moment de flexion constant en utilisant la méthode d'analyse de section typique, on rappelle qu'il n'y a pas des efforts tranchants dans cette zone. Les déformations et les forces de la section transversale de la poutre sont indiquées à la **Figure III.16**.



Section fissurée. Distribution des déformation. Les efforts internes.

Figure III.16 : Diagramme de déformations dans la section fissurée à la ruine de poutre par écrasement du béton comprimé.

Les déformations maximale dans les renforts AP-Sc (ε_f) et dans les aciers tendus(ε_s) et les aciers comprimé (ε_s') à la ruine sont calculées par :

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{d_f - y}{y} \qquad (III.6)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d_s - y}{y} \qquad (III.7)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{cu} \frac{y - d_s'}{y} \qquad (III.8)$$

La distance entre la fibre la plus comprimé du béton et l'axe neutre (y), est calculée à partir de l'équilibre des forces produit par l'équation suivante :

$$0.8 b \beta_1 f_{c28} y^2 + \left(\varepsilon_{cu}\left(A_f E_f + A_s' E_s\right) - A_s f_y\right) y - \varepsilon_{cu}(d_f A_f E_f + d_s' A_s' E_s) = 0 \qquad (III.9)$$

Par conséquent, le moment de flexion ultime Mu est exprimé comme suit :

$$M_u = \left[A_s' E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{y - d_s'}{y}\right)(0.4y - d_s')\right] + \left[A_s f_y (d_s - 0.4y)\right]$$
$$A_f E_f \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - y}{y}\right)(d_f - 0.4y)\Big] \qquad (III.10)$$

La charge ultime Pu est calculée par l'équation suivante:

$$P_u = \frac{2M_u}{L_a} \qquad (III.11)$$

Où :

F_s et F_f sont les forces de traction dans les aciers tendus et le renfort AP-Sc respectivement. F'_s et F_c sont les forces de compression dans les aciers comprimé et le béton ,respectivement. b, h et y sont la largeur de la poutre, la hauteur de la poutre et la distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section, respectivement. A_s, A_f et A'_s sont les sections des aciers tendus, de le renfort de AP-Sc et des aciers comprimé respectivement. f_y, f_{c28} , E_s, et E_f sont la limite d'élasticité de l'acier, la résictance à la compression du béton, le module d'élasticité de l'acier et le module d'élasticité du renfort AP-Sc respectivement. d'_s, d_s et d_f sont la distance entre la fibre la plus comprimé du béton et le centre de gravité de l'acier de comprimé, de l'acier tendu et du renfort AP-Sc respectivement. β_1 est le facteur de correction lié au bloc de contrainte du béton(β_1=0.85**)** **[84]**. L_a est la longueur de la portée de cisaillement.

III.4.1.2. Ruine par la délamination du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement

Le mode de ruine par la délamination du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement a été observé expérimentalement sur la poutre renforcée B-1. Un modèle analytique est élaboré par **Al-Mahmoud *et al*** **[86]** pour estimer le moment ultime de la poutre qui a un mode de rupture par l'éclatement de l'enrobage inférieur de la poutre. Le critère développé nécessite de connaître la distance entre les deux dernière fissures à l'extrémité des renforts AP-Sc (points A et B), comme le montre la **Figure III.17**. La zone de béton sous les aciers tendu entre ces deux dernières fissures peut être modélisée comme une poutre en porte-à-faux qui se déforme sous l'action des renforts AP-Sc tendus au niveau de contrainte variant de σ_f à 0, qui engendre un moment de flexion M_B sur la surface de béton au niveau des aciers tendus.

Au moment de la ruine, la contrainte à la traction du béton (σ_B) atteint la valeur maximale au point B **[86]** est exprimée comme suit :

$$\sigma_B = f_{ct} = \frac{6n_f A_f d_b (d_f - y)}{f_{ct} I_{cr} b {S_l}^2} M_B \qquad (III.12)$$

Ainsi, le M_B est obtenu au point B comme suit :

$$M_B = \frac{f_{ct} I_{cr} b {S_l}^2}{6 n_f A_f d_b (d_f - y)} \qquad (III.13)$$

Où, f_{ct} est la résistance à la traction ultime du béton, I_{cr} est l'inertie de la section fissurée (mm^4), S_l est la distance entre les deux dernières fissures ($S_l \cong 130\ mm$) , n_s est le rapport modulaire $\left(n_s = \frac{E_s}{E_c}\right)$, n_f est le rapport modulaire des renforts NSM $\left(n_f = \frac{E_f}{E_c}\right)$, d_b est la distance entre le centre de gravité des renforts AP-Sc et les aciers tendus (mm). Ec est le module d'élasticité du béton ($Ec = 4700\sqrt{f_{c28}}$).

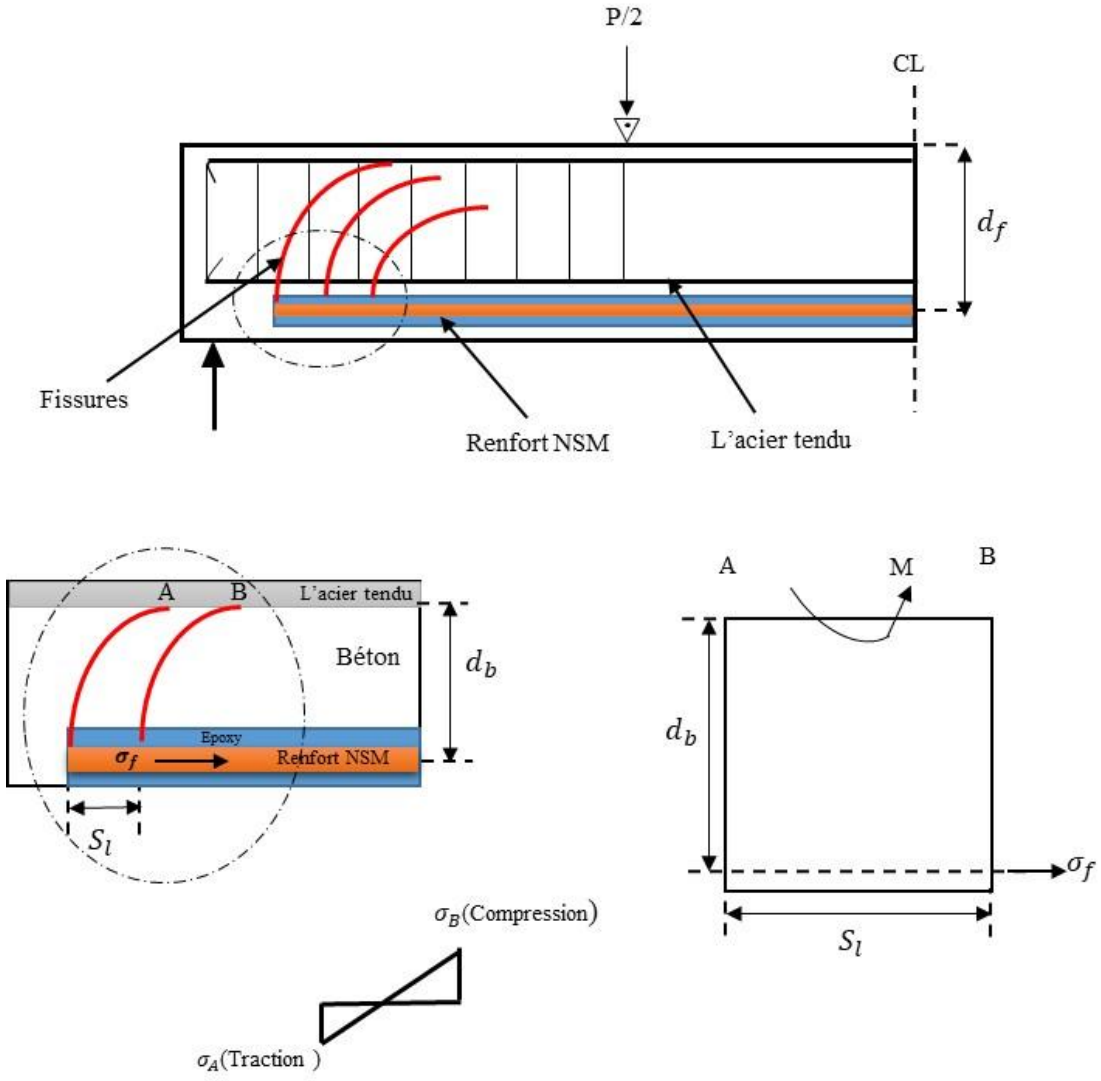


Figure III.17 : Répartition des contraintes dans le béton et les renforts AP-Sc entre les deux dernières fissures à l'extrémité des renforts AP-Sc.

III.4.2. Prédiction de la flèche maximale (Δ_u) des poutres renforcées

La prédiction de la flèche ultime à mi-portée (Δ_u) des poutres renforcées avec la technique NSM - AP-Sc soumises à une flexion en quatre points est calculée à l'aide de l'équation suivante **[90]** :

$$\Delta_u = \frac{P_u L_a}{48 E_c I^c{}_{cr}} (3L^2 - 4L_a^2) \qquad (III.14)$$

Où , P_u est la charge ultime prédite, L est la longueur de portée de la poutre entre les deux appuis.

$I^c{}_{cr}$ est le moment d'inertie de la section fissurée en négligeant la contribution des aciers tendus **[17]** qui est calculé comme suit :

$$I^c{}_{cr} = \frac{by^3}{3} + n_s A'_s (y - d'_s)^2 + n_f A_f (d_f - y)^2 \qquad (III.15)$$

III.4.3. Différence entre les valeurs analytiques et résultats expérimentaux

Les valeurs utilisées dans les calculs des charges ultimes et flèches maximales des poutres étudiées CB, B-1, B-2 et B-3 sont :

$b = 100$ mm $h = 150$ mm , $d'_s = 24$ mm, $d_s = 126$ mm , $d_f = 144$ mm, $A_s = 100.48$ mm^2, $A_f = 28.26$ mm^2 et $A'_s = 100.48$ mm^2. $f_y = 580$ MPa, $E_s = 210000$ MPa , $E_f = 144040$ MPa . $L_a = 350$ mm , $L = 900$ mm . $\varepsilon_{cu} = 0.0035$, $S_l \cong 130\ mm$.

Le **Tableau III.6** récapitule les résultats expérimentaux des charges ultimes et flèches maximales, comparés à ceux analytiques des poutres dont les ruines sont dues à :

- l'écrasement du béton comprimé après la plastification des aciers tendus.
- la séparation du béton d'enrobage.

Tableau III.6 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs analytiques.

Spécimens	*Charge ultime (kN)*			*Flèche maximale (mm)*			*Mode de ruine*
	$P_{u(exp)}$	$P_{u(cal)}$	$\left(P_{u(cal)}/P_{u(exp)}\right)$	$\Delta_{u(exp)}$	$\Delta_{u(cal)}$	$\left(\Delta_{u(cal)}/\Delta_{u(exp)}\right)$	
CB	39.73	38.43	0.96	11.75	12.66	1.07	1
B-1	51.86	53.07	1.02	8.08	7.49	0.92	2
B-2	56.69	65.27	1.15	9.48	9.22	0.97	1
B-3	65.82	86.64	1.31	8.65	7.99	0.92	-

(1) l'écrasement du béton comprimé.
(2) la séparation du béton d'enrobage.

Le **Tableau III.6** montre un bon accord entre les valeurs expérimentales et analytiques calculées de la charge ultime et de la flèche ultime pour toutes les poutres étudiées.

III.4.3.1. Différence entre $P_{u(exp)}$ et $P_{u(cal)}$

La **Figure III.18 (a)** compare les charges ultimes expérimentales et les charges ultimes prévues des poutres étudiées.

Les calculs conventionnels dont la ruine est due à l'écrasement du béton comprimé montrent des valeurs analytiques de la charge ultime supérieures que celle expérimentales de 15% et 31% pour les poutres B-2 et B-3 respectivement. Concernant la poutre contrôle, la valeur analytique de la charge ultime dont la ruine est due à l'écrasement du béton comprimé, est inférieure à celle expérimentale de 4%.

La surestimation significative des valeur ultime dans la poutre B-3 renforcée par deux barres AP-Sc (31%) est principalement à cause de la ruine par cisaillement qui n'est pas prise en compte dans ces modèles analytiques utilisés dans notre étude. D'autre part , le modèle analytique élaboré par **Al-Mahmoud *et al* [86]**, qui a été utilisé pour calculer la charge ultime de la poutre B-1(dont la ruine est due au la séparation du béton d'enrobage), montre un fort accord avec les résultats expérimentaux (2%).

III.4.3.2. Différence entre $\Delta_{u(exp)}$ et $\Delta_{u(cal)}$

La **Figure III.18 (b)** montre la comparaison entre la flèche ultime des essais expérimentaux et les flèches calculées des poutres testées. Le rapport entre la flèche ultime calculée et la flèche expérimentale (Δu(calculée)/Δu (expérimental)) est d'environ 1,08, 0,93, 0,97 et 0,92 pour les poutres CB, B-1, B-2 et B-3 respectivement. Les valeurs prédites de la flèche ont donné une

assez bonne estimation des flèches expérimentales des poutres renforcées avec des barres NSM-AP-Sc.

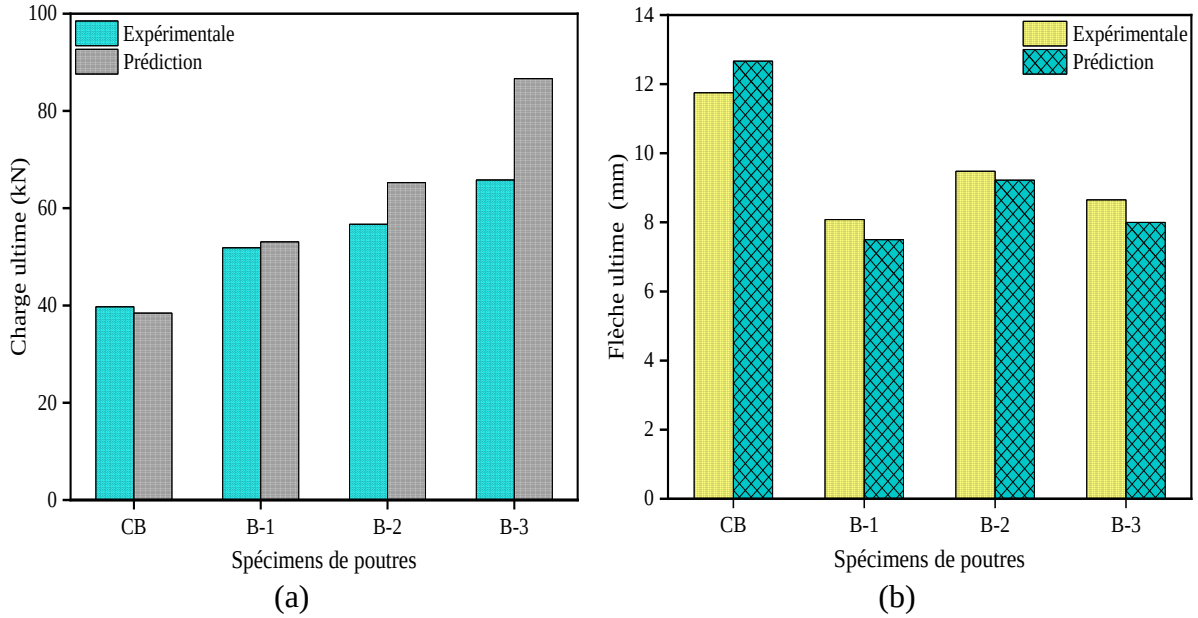


Figure III.18 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs calculées : (a) charge ultime, (b) flèche ultime.

III.5. Conclusion

Le programme expérimental effectué et développé dans ce chapitre était d'étudier la possibilité de l'utilisation des barres en acier de la précontrainte revêtue avec du sable (AP-Sc) qui ont offrent les meilleurs comportements d'adhérence comme armature pour renforcer les éléments en béton armé selon la technique du renforcement monté près de la surface (NSM). Pour atteindre cet objectif, des poutres en béton armé renforcées avec la technique NSM, au total, huit poutres divisées en quatre séries pour étudier le comportement en flexion des poutres renforcées par des barres NSM-AP-Sc : un poutre de contrôle non renforcé et trois spécimens renforcées par des barres en AP-Sc. Tous les spécimens de poutre ont été testés sous chargement en flexion quatre points, l'étude a été réalisée jusqu'à la charge de rupture. Les résultats obtenus ont été discutés en termes de réponses de charge – flèche, de la capacité de charge, de ductilité, de rigidité, de modes de rupture, de l'effet de la longueur de renforcement et de l'effet du taux de renforcement.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette étude :

- La technique de renforcement NSM avec des barres en acier de la précontrainte revêtues avec du sable (AP-Sc) est une méthode très efficace et rentable pour améliorer la capacité de charge et réduire la flèche des poutres en BA.

- L'augmentation du taux de renforcement des barres NSM-AP-Sc augmente la charge de la première fissuration et la charge ultime des poutres. Par contre, cela entraîne une diminution de la ductilité.
- L'augmentation de la longueur des barres NSM-AP-Sc améliore la ductilité, la rigidité et la capacité de flexion des poutres renforcées. En outre, elle modifie le mode de rupture, passant de la séparation du béton d'enrobage à l'écrasement du béton.
- La technique NSM utilisant des barres AP-Sc améliore les valeurs de rigidité des spécimens de poutres d'environ 65,84% par rapport à la poutre témoin.
- Les résultats des modèles analytiques sont en bonne corrélation avec les résultats expérimentaux du point de vue de la charge ultime et du calcul de la flèche ultime.
- Les barres AP-Sc peuvent être utilisées comme alternatives aux renforts PRFs.

CHAPITRE IV.

TRAITEMENT DE DÉCOLLEMENT PRÉMATURÉ PAR FIXATION DES EXTRÉMITÉS

IV.1. Introduction 88

IV.2. Programme expérimental 88

IV.2.1. Présentation des spécimens d'essai 88

IV.2.2. Propriétés des matériaux utilisés 89

IV.2.3. Spécimens et technique de renforcement 90

IV.2.4. Instrumentation et mise en place de tests 93

IV.3. Résultats et discussions 93

IV.3.1. Courbes charge -flèche des poutres testées en flexion 94

IV.3.2. Les modes de rupture des poutres 96

IV.3.3. La capacité de charge 98

IV.3.4. Comportement de la ductilité 99

IV.3.5. La rigidité des poutres 100

IV.3.6. Influence de la fixation des extrémités 100

IV.3.7. Influence de la longueur d'ancrage 101

IV.4. Comparaison des valeurs expérimentales et analytiques 102

IV.5. Conclusion 103

IV.1. Introduction

Malgré que les recherches indiquent que la technique NSM est efficace pour augmenter la capacité de flexion et de cisaillement des éléments de structure, la rupture due au décollement reste le mode de rupture le plus courant. Le décollement peut se produire sous la forme d'une séparation du béton d'enrobage ou d'un décollement à l'extrémité du renfort NSM.

Ce mode de rupture commence de l'extrémité du renfort NSM et se propage ensuite à la face de tension au niveau des aciers tendus dans le sens de l'augmentation du moment **[92]**.

En raison du problème de décollement, des recherches ont été consacrées à trouver le moyen pour remédier ce type de ruine. Certains chercheurs se sont intéressés au comportement en flexion des poutres en BA renforcées par la technique NSM **[55, 64, 66]**. Leurs résultats expérimentaux ont montré que la longueur, la position des renforts NSM et les conditions des extrémités des renforts affectent considérablement le comportement en flexion des poutres en BA. Ces paramètres peuvent retarder ou empêcher les ruptures par décollement et améliorer la capacité de charge et la ductilité des poutres en béton armé.

Dans cette étude, la fixation aux extrémités des barres NSM-AP-Sc par deux étriers de forme U visant à retarder ou empêcher le décollement prématuré des renforts NSM et la séparation du béton d'enrobage à l'extrémité des barres NSM-AP-Sc et ainsi augmenter la capacité de charge des poutres renforcées. Pour atteindre ces objectifs, un programme expérimental a été développé pour étudier le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par des barres NSM-AP-Sc. Les résultats obtenus ont été discutés en termes de réponses de charge – flèche, de capacité de charge, de ductilité, modes de rupture, l'effet de la fixation des extrémités et l'effet de la longueur d'ancrage.

IV.2. Programme expérimental

IV.2.1. Présentation des spécimens d'essai

Au total, six poutres en BA ont été fabriquées à partir du même mélange du béton, y compris une poutre de contrôle (CB),et testées après 28 jours de coulage en appliquant des charges de flexion progressives en quatre points de façon monotone jusqu'à la rupture. Toutes les poutres ont une section carré ($100\times100mm^2$). La longueur totale de la poutre est de 1000 mm, la longueur entre appuis est de 900 mm. La géométrie et les dimensions de base de la poutre sont indiquées dans la **Figure IV.1**. Le ferraillage longitudinal dans la partie tendue et comprimé est de 8 mm de diamètre et ce pour l'ensemble des poutres. La résistance élastique et le module

d'élasticité obtenus sont 580 MPa et 210 GPa, respectivement. Les armatures transversales utilisées ont des sections de 6 mm de diamètre avec un espacement de 7 cm afin de reprendre les efforts de cisaillement.

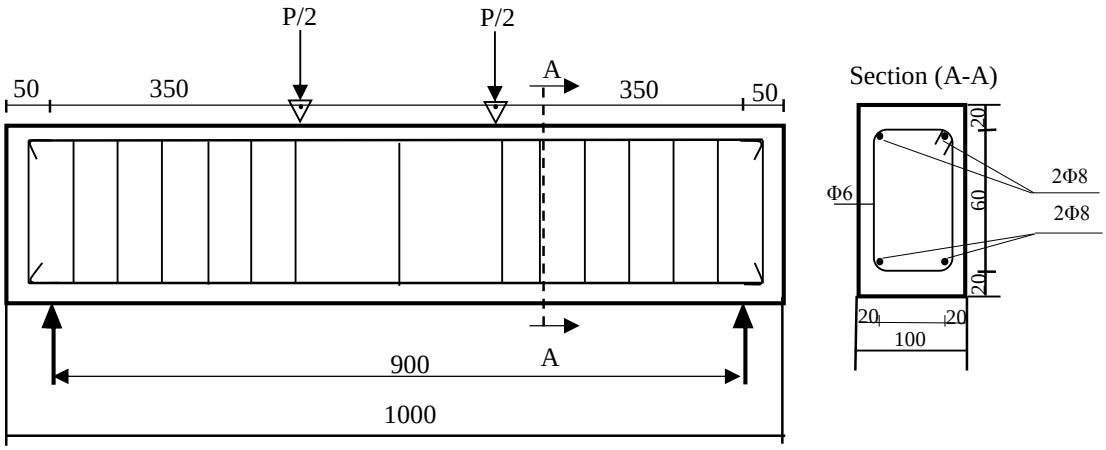


Figure IV. 1 : Dimensions et détails de ferraillage de la poutre en BA. Note : toutes les unités sont en millimètres.

IV.2.2. Propriétés des matériaux utilisés

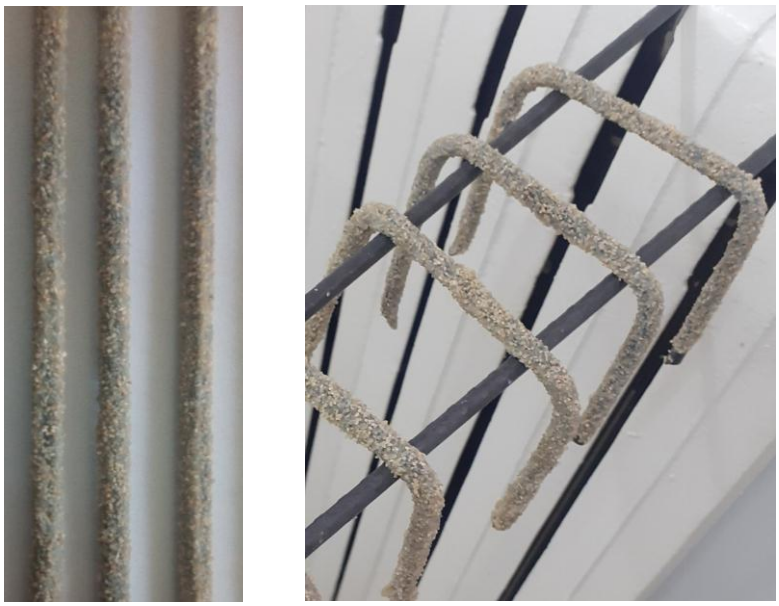
Les caractéristiques du béton utilisé dans la formulation, en utilisant la méthode de Dreux – Gorisse **[77]**, sont représentées dans le tableau ci-dessous. Les propriétés mécaniques du béton des poutres confectionnées ont été déterminées par des essais en laboratoire sur trois éprouvettes cylindriques de béton durci (D = 160 mm et H = 320 mm) selon la regementation en vigueurs. Le **Tableau IV.1** montre les compositions et les propriétés mécaniques du béton utilisé à 28 jours.

Tableau IV. 1 : Composition et propriétés principales du béton.

Constitutions	***Quantités***
Sable grossier 0/4 (kg/m^3)	658.74
Gravier 3/8 (kg/m^3)	162.05
Gravier 8/16 (kg/m^3)	867.45
Ciment CPJ-CEM II 42.5 (kg/m^3)	350.00
Eau (kg/m^3)	196.00
Résistance à la compression (MPa)	27,4 ± 0.34
Résistance à la traction (MPa)	2,25± 0.25
Module de Young (GPa)	32,20 ± 1.16

L'adhésif utilisé pour coller les barres AP-Sc au béton est une résine époxy (Sikadur®-330) fabriqué par la société SIKA$^{@}$ **[76]**. Les propriétés de cet adhésif sont mentionnées dans le **chapitre II** et **III**.

Un seul type de renfort a été utilisé dans cette investigation expérimentale, tel que des barres en acier de la précontrainte d'un diamètre nominal de 6 mm revêtues avec du sable (AP-Sc). Des étriers en AP-Sc en forme de U d'un diamètre de 6 mm ont également été utilisés comme representé dans la **Figure IV.2** ci-dessous.



a) AP revêtues avec du sable (AP-Sc)

b) Étriers en AP-Sc

Figure IV.2 : Renforts et étriers en AP-Sc utilisé dans le renforcement des poutres en BA.

IV.2.3. Spécimens et technique de renforcement

Des engravures de 15 mm × 15 mm de section ont été effectuées au milieu du béton d'enrobage de la partie tendue des poutres pour placer les barres NSM-AP-Sc comme recommandé par **De Lorenzis *et al* [42]**. Pour l'utilisation des étriers en AP-Sc sous forme de U dans les poutres, des engravures de 15 mm × 15 mm de section ont été effectuées dans les côtés verticaux et en bas des poutres à l'aide d'une scie spéciale avec une lame diamantée de 4 mm d'épaisseur. Ensuite, toutes les engravures ont été nettoyées à l'aide d'un jet d'air à haute pression et d'une brosse métallique pour assurer une bonne adhérence entre l'adhésif et la surface du béton.

Généralement, l'extrémité de la barre AP-Sc est susceptible de subir a une rupture prématurée par la séparation du béton d'énrobage. On suppose que les deux étriers en U en AP-Sc collées aux extrémités de la barre AP-Sc peut remplir deux fonctions : (1) transférer une partie de la force de traction de la la barre AP-Sc aux deux côtés de la poutre de telle sorte que

la force de traction transférée à la sous-face de la poutre est réduite. (2) Si des étriers en U sont prévue à l'extrémité de la barre, la force de traction dans la barre AP-Sc peut être transférée en grande partie à l'étrier en U, et en tant que résulte la contrainte de cisaillement interfaciale près de l'extrémité de la barre (et donc la force de traction transférée à la sous-face de la poutre d'origine) peut être considérablement réduite.

Le **Tableau IV.2** ci-dessous résume la denomination et le programme d'essais des spécimens de poutres utilisés dans les essais de flexion.

Tableau IV.2 : Récapitule du programme d'essais, détails de renforcement.

Poutres	***Matériaux de renforcement NSM***	***Longueur d'ancrage (mm)***	***Condition d'extrémité du renfort AP-Sc***	***Variables d'essai***
CB	Poutre de référence ou de contrôle (sans renforcement)			
B-1/60	Une barre en acier de la précontrainte (AP-Sc) de 6 mm de diamètre	600	Sans	La longueur du renforcement NSM
B-2/80		800	Sans	La longueur du renforcement NSM
B-3/2U-60		600	2U	Fixation des extrémités
B-3/2U-80		800	2U	Fixation des extrémités et longueur d'ancrage
B-3/2U-90		900	2U	Fixation des extrémités et longueur d'ancrage

- La première poutre témoins (CB), sans renforcement est considérée comme une poutre de contrôle.
- Les poutres renforcées par NSM avec des barres droites (sans fixation aux extrémités) (B-1/60, B-2/80) : la poutre B-1/60 renforcée par une barre NSM-AP-Sc avec une longueur de 600 mm, et la poutre (B-2/80) renforcée par une barre NSM-AP-Sc de 800 mm de longueur.
- Les poutres renforcées par NSM avec des barres de fixation aux extrémités (B-3/2U-60, B-4/2U-80 et B-5/2U-90) :
  - La poutre B-3/2U-60 renforcée par une barre NSM-AP-Sc avec une longueur de 600 mm en utilisant deux étriers en U aux extrémités de la barre NSM-AP-Sc.
  - La poutre B-4/2U-80 renforcée par une barre NSM-AP-Sc (800 mm de long) en utilisant deux étriers en U aux extrémités de la barre NSM-AP-Sc.
  - La poutre B-5/2U-90 renforcée par une barre NSM-AP-Sc (900 mm de long) en utilisant deux étriers en U aux extrémités de la barre NSM-AP-Sc.

Les configurations de renforcement des poutres testées sont détaillées dans la **Figure IV.3**.

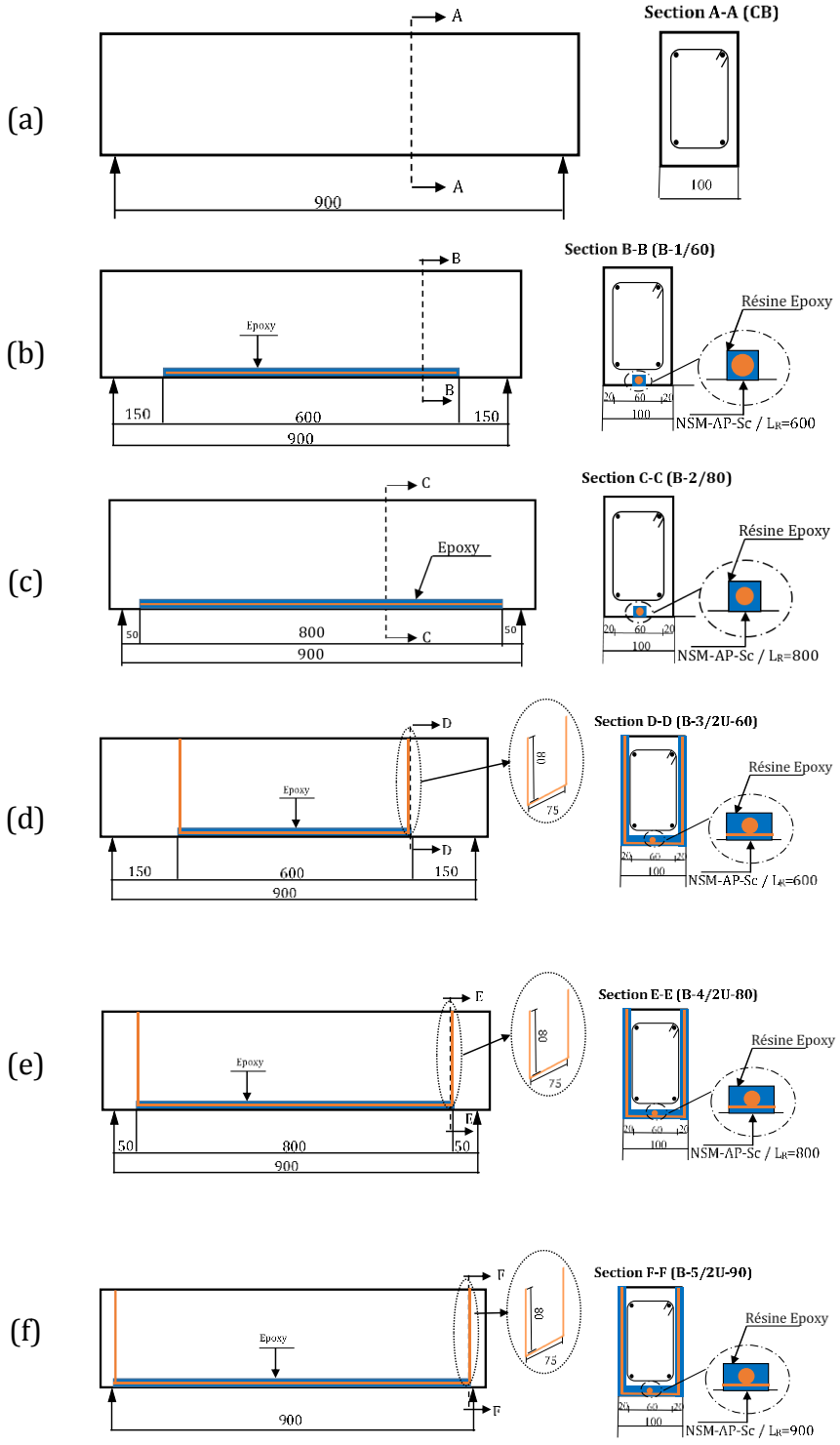


Figure IV.3 : Paramètre d'étude (détailles des configurations). Note : toutes les unités sont en millimètres.

IV.2.4. Instrumentation et mise en place de tests

Comme montré dans la **Figure IV.4**, tous les spécimens de poutres ont été testées jusqu'à la ruine sous une charge monotone croissante en flexion 4-points, en utilisant un banc de flexion de 400 kN de capacité . La vitesse de chargement de (1 mm/min). Le déplacement vertical de chaque poutre a été mesuré à mi-portée par un capteur LVDT de capacité 100 mm avec une résolution de 0,01 mm (Capteur de Déplacement Linéaire), qui sera enregistré en fonction de l'évolution de l'intensité de la charge appliquée.

Figure IV.4 : Dispositif d'essai.

IV.3. Résultats et discussions

Les résultats de cette étude sont résumés dans le **Tableau IV.3** ci-dessous, en termes de charge de fissuration (Pcr) charge ultime (Pu) et la flèche maximale (Δu). Les modes de rupture des poutres testées sont également indiqués dans la dernière colonne du tableau. L'effet des variables d'essais sur le comportement en flexion des poutres testées sera discuté ci-après.

Tableau IV.3 : Résultats des poutres testées.

Poutres	*Pcr (kN)*	*Pu (kN)*	*Δu (mm)*	*Mode de rupture*
CB	5.38	24.89	13.51	Plastification des aciers tendus puis écrasement du béton comprimé
B-1/60	8.66	31.42	8.11	Séparation du béton d'enrobage
B-2/80	9.09	34.23	8.14	Séparation du béton d'enrobage
B-3/2U-60	8.50	41.23	11.84	Écrasement du béton comprimé
B-4/2U-80	9.47	43.58	11.83	Écrasement du béton comprimé
B-5/2U-90	9.81	44.13	11.54	Écrasement du béton comprimé

IV.3.1. Courbes charge -flèche des poutres testées en flexion

La **Figure IV.5** présente les courbes charge-flèche à mi portée pour toutes les poutres testées.

En général, les poutres présentaient une réponse quasi-tri-linéaire définie par trois phases : la fissuration du béton (la phase élastique), la plastification des aciers et la phase de rupture, de la plastification des aciers jusqu'à la rupture de la poutre.

La première phase correspond au comportement de la poutre avant sa fissuration. Le comportement dans cette phase est élastique linéaire, la barre NSM n'a pas encore contribuée à l'augmentation de la rigidité.

Dans la seconde phase, le béton commence à se fissurer, la première charge de fissuration de la poutre de contrôle est de 5.38 kN (**Tableau IV.3**). Les poutres renforcées avec des barres NSM-AP-Sc enregistrent une augmentation dans les charges de premières fissurations par rapport à la poutre témoin. L'augmentation des charges de la première fissuration se situe entre 57.99% et 82.34%. Dans cette phase, la rigidité et la résistance à la flexion ont été considérablement augmentées. La charge d'élasticité a été augmentée de 33.51, 49.70, 79.28, 95.52 et 93.21 % pour les poutres B-1/60, B-2/80, B-3/2U-60, B-3/2U-80 et B-3/2U-90 respectivement par rapport à la poutre de contrôle. Cette phase se termine au début de la plastification des aciers tendus **[65]**.

La dernière phase comprend le temps entre la plastification des aciers et la rupture de la poutre testée. La rigidité globale des poutres testées a diminué au cours de cette phase en raison de la plastification des aciers tendus.

Les poutres renforcées avec fixation des extrémités par l'ajout de deux étriers de forme U aux extrémités des barres NSM-AP-Sc (B-3/2U-60, B-3/2U-80 et B-3/2U-90) présentent un

comportement ductile similaire à celui de la poutre de contrôle, tandis que les poutres renforcées avec des barres AP-Sc droite (B-1/60 et B-2/80) présentent un comportement quasi fragile. Comme indiqué sur la **Figure IV.5** et le **Tableau IV.3**, l'utilisation des barres NSM-AP-Sc a considérablement augmenté la capacité de charge ultime des poutres renforcées par rapport à la poutre témoin. La charge ultime a été augmentée de 26.23, 37.52, 65.64, 75.09 et 77.30 % pour les poutres B-1/60, B-2/80, B-3/2U-60, B-3/2U-80 et B-3/2U-90, respectivement, par rapport à la poutre de contrôle. Ce qui signifie que le renforcement supplémentaire dans la zone tendue des poutres renforcées assuré par les barres AP-Sc, contrôle et stabilise la résistance à la flexion des poutres en BA après la plastification des aciers tendus **[85]**. De plus, les poutres renforcées avec fixation des extrémités ont des charges ultimes plus élevées que les poutres renforcées avec des barres AP-Sc droite (sans fixation des extrémités). Cela peut s'expliquer par l'ajout de deux étriers de forme U aux extrémités des barres NSM-AP-Sc qui limitent la probagation des fissures et empêche l'intersection entre les fissures de cisaillement et de flexion à l'extrémité des barres AP-Sc **[86]**. On outre, le mode de rupture passe de la séparation du béton d'enrobage inférieur des poutres B-1/60 et B-2/80 à l'écrasement du béton comprimé des poutres B-3/2U-60, B-3/2U-80 et B-3/2U-90.

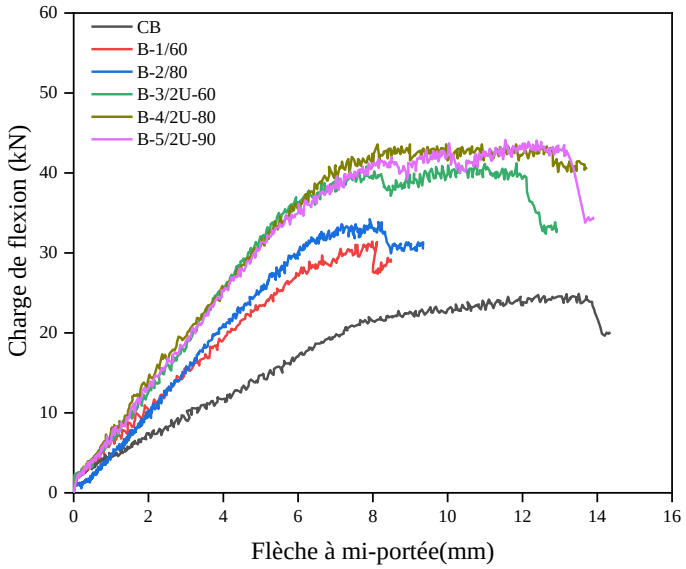


Figure IV.5 : Courbe charge- flèche à mi-portée pour les poutres testées.

La **Figure IV.6** montre la réduction de la flèche à mi-portée due au renforcement par la technique NSM utilisant des barres AP-Sc. La flèche à mi-portée des poutres renforcées a diminué d'environ 55.87 % à une charge appliquée de 15 kN et d'environ 57.89% à une charge appliquée de 20 kN par rapport à la poutre de contrôle. Alors que les poutres renforcées avec fixation des extrémités montre une réduction de la flèche à mi-portée de 19.93% et 20.62% aux

charges appliquées de 15 kN et 20 kN ,respectivement, par rapport aux poutres renforcées avec des barres AP-Sc droite (sans fixation des extrémités).

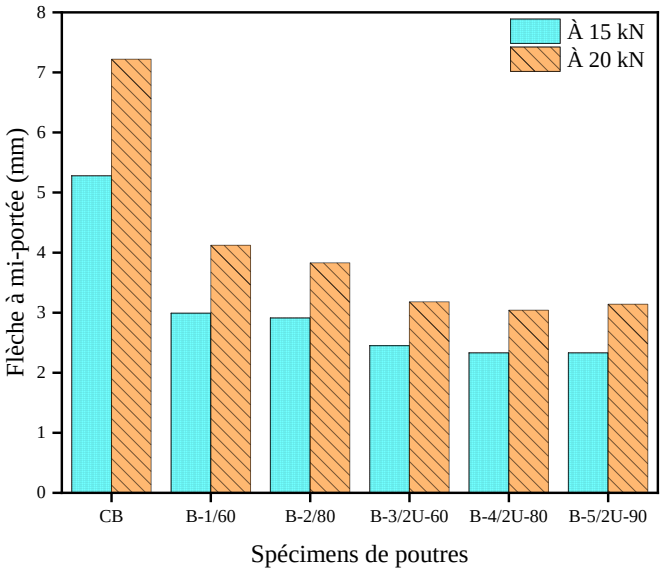


Figure IV.6 : Flèche à mi-portée à des charges de 15 et 20 kN.

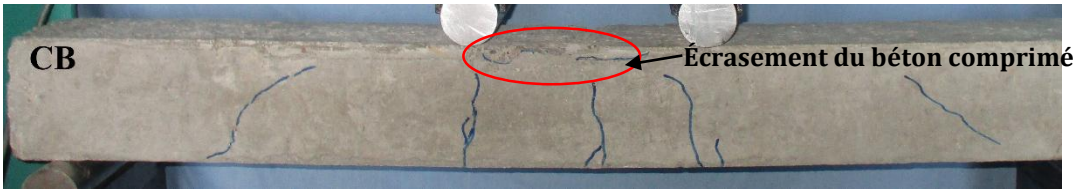
IV.3.2. Les modes de rupture des poutres

Dans cette étude, deux modes de rupture ont été constatés :

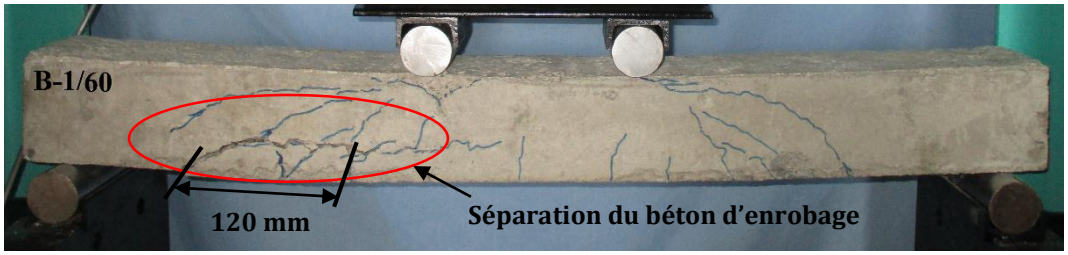
Le premier mode (Mode 1) est caractérisé par un écrasement du béton comprimé après plastification des aciers tendus. Les poutres CB, B-3/2U-60, B-3/2U-80 et B-3/2U-90 ont eu ce mode de rupture.

Le deuxième mode (Mode 2) est caractérisé par la séparation du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement. Les poutres ayant ce mode de rupture sont la B-1/60 et la B-2/80.

Les différents modes de rupture sont illustrés dans la **Figure IV.7** ci-dessous.

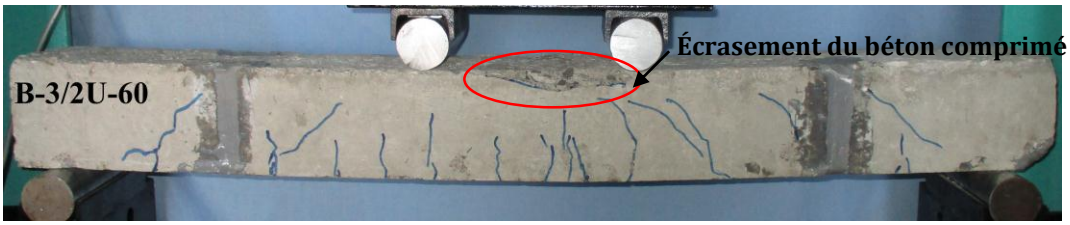


(a) (Mode 1)

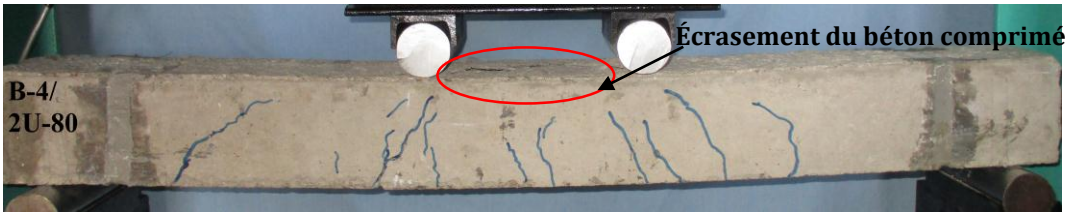


(b) (Mode 2)

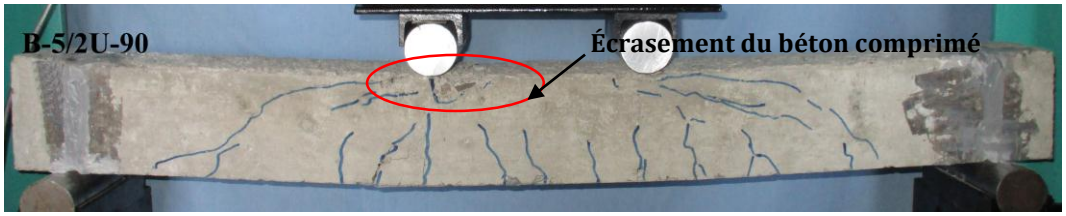
(c) (Mode 2)



(d) (Mode 1)



(e) (Mode 1)

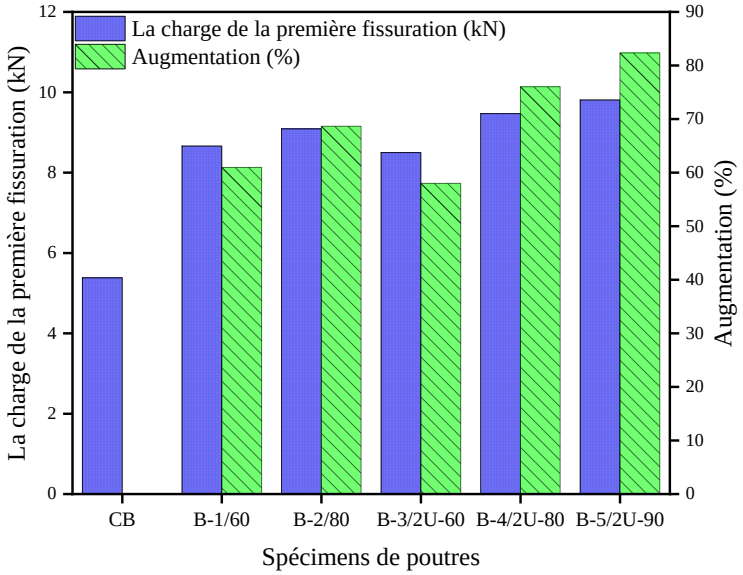


(f) (Mode 1)

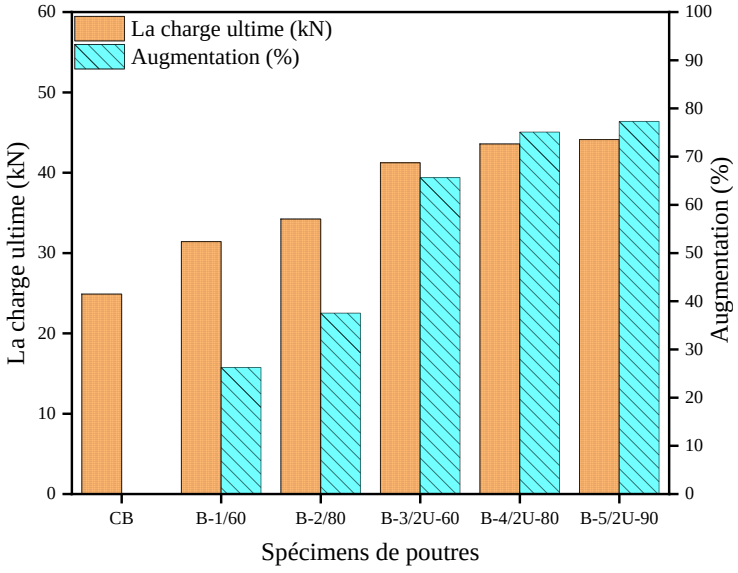
Figure IV.7: Les modes de rupture des poutres testées. (a) CB; (b) B-1/60; et (c) B-2/80 ;(a) B-3/2U-60; (b) B-5/2U-80; et (c) B-5/2U-90.

IV.3.3. La capacité de charge

La **Figure IV.8** montre les capacités de charge qui représentent la première charge de fissuration, et la charge ultime. Les poutres renforcées avec la technique NSM en utilisant des barres AP-Sc ont montré une augmentation significative de leur rigidité lors de la phase de pré-fissuration (**Figure IV.5**).



(a) Les charges de la première fissuration



(b) Les charges ultimes

Figure IV.8: Augmentation de la capacité des poutres renforées.

La première charge de fissuration a montré une augmentation remarquable pour les poutres renforcées avec fixation des extrémités par rapport aux poutres renforcées avec des barres droites sans fixation des extrémités (sauf la poutre B3/2U-60). Les poutres renforcées par des

barres AP-Sc avec fixation des extrémités ont amélioré la charge de la première fissuration jusqu'à 82.34% par rapport à la poutre de contrôle. Les poutres renforcées par des barres AP-Sc sans fixation des extrémités ont amélioré la charge de la première fissuration jusqu'à 68.95% par rapport à la poutre de contrôle.

Les barres NSM-AP-Sc sans fixation des extrémités ont augmentée la capacité de la charge ultime jusqu'à 37.52% par rapport à la poutre de contrôle. Autrement, les barres NSM-AP-SC avec fixation des extrémités ont permis d'augmenter la capacité de la charge ultime jusqu'à 77.30 % par rapport à la poutre de contrôle.

Cela signifie que l'utilisation de fixation aux extrémités entraîne une augmentation de la première charge de fissuration de 7.06 % et une augmentation de la charge ultime de 27.31 % par rapport aux poutres renforcées avec des barres AP-Sc droite.

IV.3.4. Comportement de la ductilité

Le **Tableau IV.4** montre l'indice de ductilité en déplacement des poutres testées. Toutes les poutres renforcées présentent une réduction de la ductilité par rapport à la poutre de contrôle (sauf la poutre B-3/2U-60).

La ductilité a diminué de 26.63 et 27.17% pour les poutres B-1/60 et B-2/80, respectivement, par rapport à la poutre de contrôle, en raison de la dégradation du système de renforcement (rupture par la séparation du béton d'enrobage) **[85]**.

Il a également été observé que les poutres renforcées avec fixation des extrémités (B-3/2U-60, B-3/2U-80 et B-3/2U-90) ont montré une ductilité de 17.91% à 46.26% supérieure à celle des poutres renforcées avec des barres AP-Sc droite. De plus, la ductilité montre une amélioration de 6.52 % pour la poutre B-3/2U-60 par rapport à la poutre de contrôle.

Tableau IV.4:Récapitule de l'indice de ductilité.

Spécimens	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	μ_{Δ_u}	*Comparaison avec CB (%)*
CB	7.32	13.51	1.84	-
B-1/60	6.01	8.11	1.35	-26.63
B-2/80	6.06	8.14	1.34	-27.17
B-3/2U-60	6.04	11.84	1.96	6.52
B-4/2U-80	6.93	11.83	1.70	-7.60
B-5/2U-90	7.30	11.54	1.58	-14.13

IV.3.5. La rigidité des poutres

Le **Tableau IV.5** résume les valeurs de la rigidité des poutres testées. Les poutres renforcées par des barres AP-Sc ayant fixation des extrémités (B-3/2U-60, B-3/2U-80 et B-3/2U-90) ont augmenté leurs rigidité de 97.46 % à 99.55% par rapport à la poutre de contrôle, tandis que les poutres renforcées avec des barres AP-Sc droite (B-1/60 et B-2/80) ont augmenté, leur rigidité de 52.36 % à 71.63% respectivement. Les barres AP-Sc avec fixation des extrémités sont considérées comme efficaces dans le contexte de la rigidité des poutres.

Tableau IV.5 : Les valeurs de la rigidité des poutres testées.

Spécimens	$F_{L/250}$ (kN)	$\Delta_{=L/250}$ (mm)	k (kN/m)	*Amélioration (%)*
CB	11.07	3.6	3075.59	/
B-1/60	16.87	3.6	4686.14	52.36
B-2/80	19.00	3.6	5278.83	71.63
B-3/2U-60	21.86	3.6	6073.19	97.46
B-4/2U-80	22.03	3.6	6121.53	99.03
B-5/2U-90	22.09	3.6	6137.55	99.55

IV.3.6. Influence de la fixation des extrémités

Comme expliqué précédemment, le mode de rupture critique de la plupart des poutres renforcées avec des armatures NSM était la séparation du béton d'enrobage à l'éxtrimité du renfort NSM. Pour améliorer la capacité de charge de ces poutres en empêchant ce type de rupture, une méthode à été utilisée : des étriers de forme U ont été placés aux extrémités des barres NSM-AP-Sc (B-3/2U-60, B-4/2U-80 et B-5/2U-90).

Les poutres renforcées sans fixation des extrémités ont le même mode de rupture par la séparation du béton d'énrobage à l'éxtrimité de la barre NSM-AP-Sc. Cependat, la séparation du béton d'énrobage à été éliminée dans les poutres renforcées avec fixation des extrémités. Cette observation signifient que l'utilisation de deux étriers en U aux extrémités de la barre AP-Sc induit une diminution des contraintes dans l'extrémité de la barre AP-Sc, ce qui entraîne un changement du mode de rupture.

La **Figure IV.9** présente une comparaison de la charge ultime et de la rigidité entre les poutres renforcées ayant un ancrage aux extrémités (B-3/2 U-60 et B-4/2 U-80) et les poutres renforcées sans ancrage aux extrémités (B-2/60 et B-2/80).

La charge ultime de la poutre B-3/2U-60 a été augmentée de 31.22 et 20.44% par rapport à la poutre B-1/60 et à la poutre B-2/80, respectivement, tandis que la rigidité a été augmentée de 29.59 et 15.04% ,respectivement.

Pour la poutre B-4/2U-80, la charge ultime a été augmentée de 27.31% par rapport à celle de la poutre B-2/80, ainsi que la rigidité de cette poutre a été améliorée de 15.96%.

On peut noter que, les poutres renforcées avec fixation des extrémités ont des capacités des charges et de rigidités supérieures à celui sans fixation des extrémités. Ces augmentations peut s'expliquer par l'ajout de deux étriers de forme U aux extrémités des barres NSM-AP-Sc afin d'assurer un meilleur adhérence de ces barres au béton en vue d'éviter la rupture fragile prématurée (la séparation du béton d'enrobage inférieur ou décollement des barres NSM-AP-Sc), cela améliore les performances des barres NSM-AP-Sc.

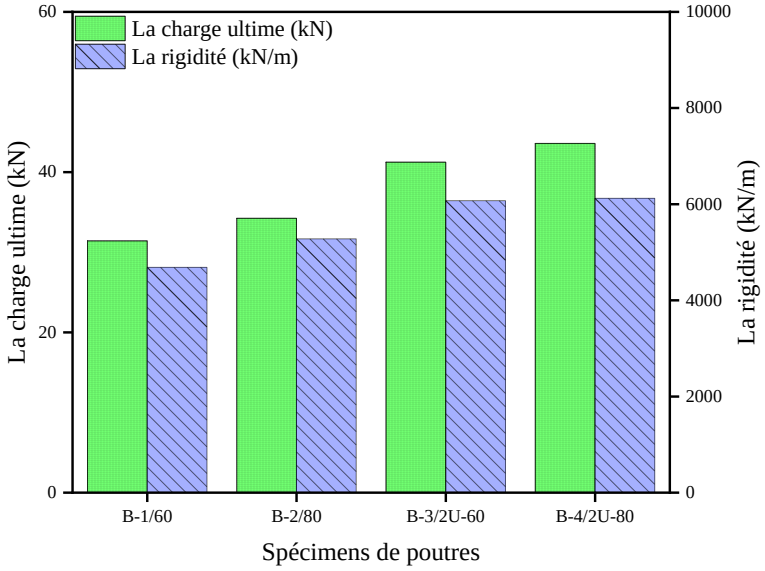


Figure IV.9 : L'effet de la fixation des extrémités sur la performance des barres NSM-AP-Sc.

IV.3.7. Influence de la longueur d'ancrage

L'influence de la longueur d'ancrage est étudiée dans cette section, en comparant les poutres B-3/2U-60 (longueur = 600 mm), B-4/2U-80 (longueur = 800 mm) et B-5/2U-90 (longueur = 900 mm), ces poutres ayant les mêmes conditions des extrémités (deux étriers de forme U aux extrémités de la barre AP-Sc).

La **Figure IV.10** présente l'effet de la longueur d'ancrage des barres AP-Sc sur la charge ultime et la rigidité des poutres renforcées.

Selon les résultats obtenus, en augmentant la longueur d'ancrage de 600 à 800 mm, la charge ultime a augmentée de 5.70%, ainsi que la rigidité a augmentée de 0.79% seulement. Alors que, lorsque en augmentant la longueur d'ancrage de 800 à 900 mm ,la charge ultime et la rigidité ont augmenté de 1.26% et 0.26% seulement, respectivement.

Par conséquent, l'augmentation de la longueur d'ancrage des barres NSM-AP-Sc n'a pas d'influence significative sur la performance en flexion des poutres renforcées, parce que les barres sont fixée déjà par duex étriers en U, ces derniers ont augmenté l'adherence.

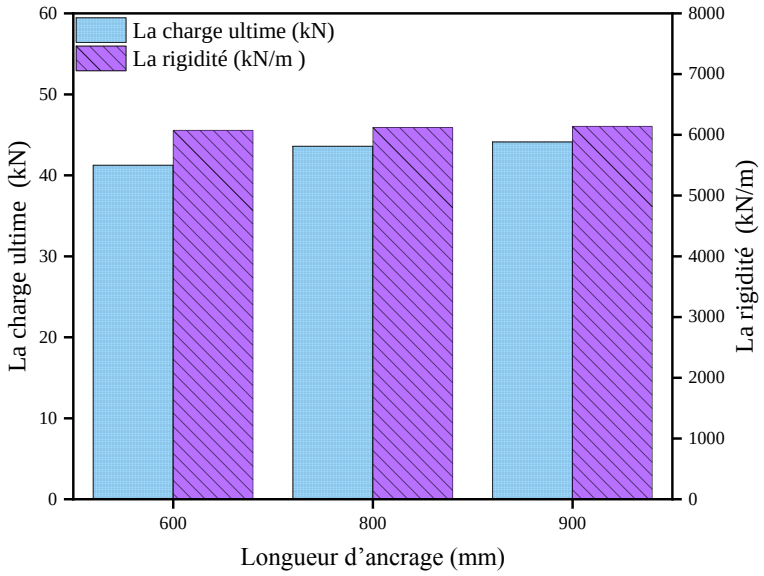


Figure IV.10 : L'effet de la longueur d'ancrage sur la charge ultime et la rigidité.

IV.4. Comparaison des valeurs expérimentales et analytiques

Le **Tableau IV-6** récapitule les résultats du calcul analytique de la charge ultime et de la flèche maximale en supposant que le mode de ruine des poutres renforcées advenir par écrasement de béton comprimé (CB, B-3/2U-60, B-3/2U-80, B-3/2U-90), par la rupture de la délamination du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement (B-1/60 et B-2/80), en comparaison avec les résultats expérimentaux des poutres testées.

Les valeurs utilisées dans les calculs des charges ultimes et les flèches maximales des poutres étudiées sont :

$B = 100$ mm $h = 100$ mm , $d'_s = 24$ mm, $d_s = 76$ mm , $d_f = 94$ mm, $A_s = 100.48\ mm^2$, $A_f = 28.26\ mm^2$ et $A'_s = 100.48\ mm^2$. $F_y = 580$ MPa, $E_s = 210000$ MPa , $E_f = 144040$ MPa . $L_a = 350$ mm , $L = 900$ mm . $\varepsilon_{cu} = 0.0035$

$S_l \cong 120\ mm(\mathrm{B}-1/60)$, $S_l \cong 125\ mm$ $(\mathrm{B}-2/80)$.

Tableau IV.6 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs analytiques.

Spécimens	*Charge ultime (kN)*			*Flèche maximale (mm)*			*Mode de ruine*
	$P_{u(exp)}$	$P_{u(cal)}$	$\left(P_{u(cal)}/P_{u(exp)}\right)$	$\Delta_{u(exp)}$	$\Delta_{u(cal)}$	$\left(\Delta_{u(cal)}/\Delta_{u(exp)}\right)$	
CB	24.89	22.35	0,89	13.51	15.89	1.17	1
B-1/60	31.42	29.05	0.93	8.11	10.39	1.28	2
B-2/80	34.23	31.52	0.92	8.14	11.27	1.38	2
B-3/2U-60	41.23	36.58	0.88	11.84	13.09	1.10	1
B-3/2U-80	43.58	36.58	0.84	11.83	13.09	1.11	1
B-3/2U-90	44.13	36.58	0.83	11.54	13.09	1.13	1

(1) l'écrasement du béton comprimé.
(2) la séparation du béton d'enrobage.

Le **Tableau IV.6** montre que les valeurs analytiques et expérimentales de la charge ultime et de la flèche maximale sont généralement bien corrélées.

Les valeurs des charges ultimes obtenus en considérant une ruine par écrasement du béton comprimé sont inférieures à celles expérimentales de 11, 12, 16 et 17 % pour les poutres CB, B-3/2U-60, B-3/2U-80, B-3/2U-90, respectivement. En revanche, des charges ultimes calculés par le modèle analytique en supposant que la rupture est par délamination du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement, sont proches de celles expérimentales (7 et 8% pour les poutres B-1/60 et B-2/80, respectivement).

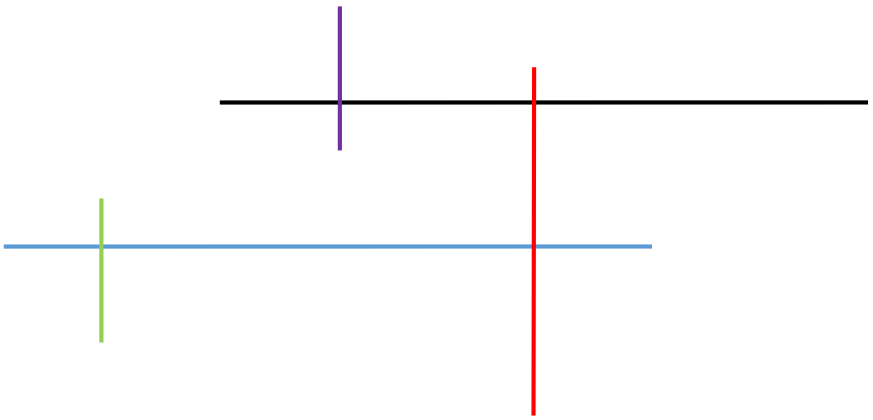
Les valeurs calculés de la flèche ont donné une prédiction raisonnable des flèches expérimentales des poutres renforcées.

IV.5. Conclusion

Ce travail a présenté les résultats d'une étude expérimentale sur l'efficacité de la fixation des étriers en U aux extrémités des barres NSM-AP-Sc pour retarder ou empêcher le décollement prématuré des renforts NSM et la séparation du béton d'enrobage et ainsi augmenter la capacité de la charge des poutres renforcées et d'optimiser la longeure d'adhérence. Sur la base des résultats expérimentaux présentés dans ce travail, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Les poutres renforcées par des barres en NSM-AP-Sc avec fixation des extrémités ont montré une grande capacité de charge et de rigidité par rapport aux poutres témoins et sans fixation d'extrémités.
- Les poutres renforcées par des barres en NSM-AP-Sc avec fixation des extrémités ont montré une meilleure ductilité par rapport a celles renforcées par des barres droites.
- Les étriers verticaux en U fixés aux extrémités des barres NSM-AP-Sc empêchent la rupture par la séparation du béton d'enrobage à l'extrémité du renforcement par les deux mécanismes suivants : (1) réduction des contraintes de séparation (normales) entre le béton et la barre NSM-AP-Sc; et (2) limitation de la propagation de la fissure horizontale au niveau des barres d'acier tendus.
- L'augmentation de la longueur d'adhérence des barres NSM-AP-Sc n'a pas d'influence significative sur la capacité de charge et de rigidité des poutres renforcées. Ainsi, en assurant un bon fixation aux extrémités des barres, nous pouvons réduire la longueur d'adhérence.
- La fixation aux extrémités améliorer la performance de l'utilisation du matériau AP-Sc.
- Les résultats analytiques et expérimentaux ont montré une bonne concordance.

Conclusion générale



CONCLUSION GÉNÉRALE

Le travail réalisé dans le cadre de cette thèse de doctorat est situé dans le contexte large de nombreuses études réalisées sur la réhabilitation des structures en béton par matériaux composites depuis quelques décennies. Ce domaine de recherche est aujourd'hui particulièrement important dans les sociétés contemporaines confrontées au vieillissement de nombreuses infrastructures transports, parc immobilier et monument historique), à leur endommagement sous l'effet de charges accidentelles (par exemple sismiques) ou soumises à un développement de l'activité, les infrastructures existantes sont confrontées au dépassement potentiel des capacités portantes prises en compte pour les ouvrages lors de leur conception. Le coût de la réhabilitation et de la réparation est dans la plupart des cas bien inférieur au coût de remplacement par une nouvelle structure. De plus, la réparation et la réhabilitation prennent généralement moins de temps que le remplacement, ce qui réduit le temps d'interruption des services. Les propriétés mécaniques et physiques supérieures barres d'acier de la précontrainte en font d'excellents candidats pour la réparation et la rénovation des structures.

Nous avons choisi dans ce contexte d'orienter ses travaux vers la technique de renforcement NSM (**Near-Surface Mounted**), qui se développe depuis peu comme une alternative à la technique classique du collage de plats ou de tissus composites en surface des éléments de structures en béton à réparer ou renforcer (technique EBR, Externally Bonded Reinforcement). Ce choix est judicieux car la technique NSM, même si elle est déjà opérationnelle sous certaines conditions, n'a pas encore fait l'objet d'autant d'études que les techniques plus classiques, alors qu'elle s'en différencie de manière très significative sur certains points.

Dans ce contexte, le recours au renforcement par NSM (Near Surface Mounted) des poutres en béton armé fléchies employant des barres d'acier de la précontrainte est une option très intéressante pour améliorer leurs capacités de résistance et de déformation. Cette nouvelle technique NSM consiste à l'insertion des renforts dans des engravures réalisées préalablement dans le béton d'enrobage des surfaces tendues, remplies de résines pour fixation. L'utilisation de ces renforts en barres en acier de la précontrainte (AP) comme armature additionnelle selon la technique NSM est devenue une technique émergente pour le renforcement des éléments en béton armé BA.

Du fait, on a proposé de s'intéresser principalement au comportement d'adhérence et de flexion des éléments en béton armé renforcés par la technique NSM à l'aide des barres d'acier de la précontrainte (AP).

L'efficacité de la technique NSM dans le renforcement des structures est fortement dépendante de la performance d'adhérence entre les renforts et le béton (les barres en acier de la précontrainte dans notre cas). Le comportement d'adhérence du système NSM dépend de plusieurs parametres, le plus important est l'interaction entre les deux interfaces existantes (béton-colle et colle-renfort) et leurs réponses, en termes de glissement de charge et de capacité de charge peut être fortement affectée par différents paramètres.

Le travail présenté est découpé en différentes parties. Dans un premier temps, une analyse poussée de la littérature scientifique actuellement disponible sur le sujet est proposée. Compte tenu de l'importance de cette analyse, elle a été traitée en deux grandes parties. La première traite de la problématique globale de la réparation et du renforcement des ouvrages en béton et détaille les différents types de matériaux utilisés, tant en ce qui concerne les renforts (composites à base de fibres de verre, carbone, aramide, basalte; aciers) qu'en ce qui concerne les matériaux de collage. Cette partie permet de restituer avec précision les différentes difficultés posées par le renforcement et la réparation des structures en béton et donne par ailleurs les clefs du comportement des matériaux utilisés dans ce domaine. La deuxième partie prolonge la première partie en se focalisant sur les techniques de réparation et de renforcement par jonc ou tissus composites. La technique EBR est d'abord présentée, avant de faire un état de l'art sur les connaissances acquises par la recherche et concernant la méthode NSM. Les avancées les plus récentes ont été prises en compte dans cette revue bibliographique.

Les trois parties qui suivent présentent les études expérimentales réalisées sont :

- La première partie a été consacrée à l'étude du comportement d'adhérence entre les barres en acier de la précontrainte (AP) avec le béton selon la technique NSM. En effet, ces barres sont fabriquées par la société de Tréfilage & De Fabrication Des Produits De Soudage EL–Eulma, Algérie TRIFISOUD$^{@}$. Les barres AP sont initialement disponibles avec des surfaces lisses. Cependant, afin d'améliorer l'adhérence mécanique de ces barres, la surface des barres AP lisses est modifiée par un revêtement de sable. Ensuite, des essais d'arrachement direct ont été effectués pour évaluer le comportement d'adhérence des barres AP lisses et revêtues avec du sable dans le béton.

- La seconde partie a été dédiée à l'étude du comportement de poutres en béton armé fléchies renforcées par des barres d'acier de la précontrainte selon la technique NSM. Cette étude a été élaborée de telle sorte qu'elle reproduise les conditions réelles des ouvrages en exploitation en Algérie tout en utilisant des matériaux locaux disponibles

sur le marché algérien et qui ont un comportement ductile, utilisés comme armature selon la technique NSM. De cet effet, nous avons utilisé des barres en acier de la précontrainte revêtues avec du sable nommées (AP-Sc) et qui ont les meilleurs comportements d'adhérence selon les résultats obtenus dans le premiere partie. Les résultats obtenus ont été discutés en termes de réponses de charge–flèche, de capacité de charge, de ductilité, de modes de rupture, de l'effet de la longueur de renforcement et de l'effet du taux de renforcement.

- La troisième partie s'est intéressée à l'utilisation de la fixation aux extrémités des barres NSM-AP-Sc pour retarder ou empêcher le décollement prématuré des renforts NSM et la séparation du béton d'enrobage à l'extrémité des barres NSM-AP-Sc et tout en augmentant la capacité portante des poutres renforcées.

Les principales conclusions tirées de ces travaux sont :

- Une augmentation de la force d'arrachement est observé avec l'augmentation de la taille de l'engravure.
- Pour les éprouvettes avec des barres en AP (ceux ayant une surface lisse), le mode de rupture rupture observé était la rupture à l'interface barre-époxy due à la faible rugosité des barres AP.
- La modification des surfaces lisses des barres AP à l'aide d'un revêtement de sable, améliore considérablement les caractéristiques d'adhérence mécaniques (F_{max} et S_{max}) de la barre AP lisse.
- La technique de renforcement NSM avec des barres en acier de la précontrainte revêtues avec du sable (AP-Sc) est une méthode très efficace et rentable pour améliorer la capacité de charge, la rigidité et réduire la flèche des poutres renforcées. Elle peut être considérée comme méthode alternative à la technique NSM en utilisant des renforts en fibres de carbone importés.
- Lorsqu'on augmente la longueur des barres NSM-AP-Sc, la rigidité, la capacité maximale et la ductilité ont augmenté tandis que la flèche a diminuée.
- L'augmentation du taux de renforcement augmente la capacité de la charge et la rigidité des poutres renforcées, tandis que la ductilité a diminué.

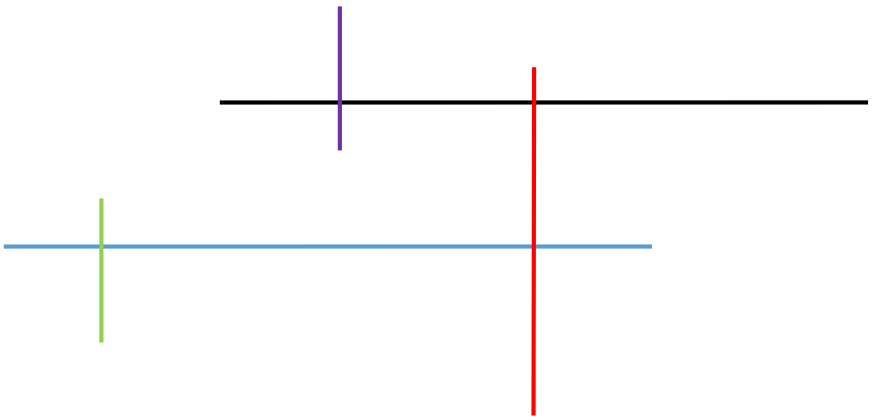
- Les poutres renforcées par des barres NSM-AP-Sc avec fixation des extrémités ont montré une plus grande capacité de charge, de rigidité et une meilleure ductilité que celles temoins sans fixation des extrémités.
- Le placement de la barre AP-Sc sur toute la longueur de la poutre et l'utilisation des étriers verticales en U aux extrémités des barres NSM-AP-Sc ont été considérée suffisante afin d'éviter l'intersection entre les fissures de l'effort tranchant à l'extrémité des barres AP-Sc (séparation du béton d'enrobage).
- L'utilisation des fixations au niveaux des extrémités a permis de réduire la longueur d'adhérence des barres NSM-AP-Sc et d'améliorer la performance de l'utilisation du matériau AP-Sc.

Perspectives

Sur la base des résultats obtenus dans cette recherche, on prose les perspectives suivantes pour la poursuite des travaux de recherche dans ce domaine :

- Pour approfondir l'étude du comportement d'adhérence des systèmes de renforcement des AP-Sc-NSM, il est nécessaire d'inclure d'autres paramètres d'influence possibles et des combinaisons de ces derniers (Création des nouvelles configurations des surfaces des renforts AP-Sc, le revêtement de surface d'engravure).
- Étudier expérimentalement l'efficacité de renforcement en flexion avec des renforts en AP-Sc-NSM des poutres endommagées, et le leur comportement sous charge de fatigue.
- Réaliser des travaux expérimentaux plus approfondis concernant la technique de renforcement des AP-Sc-NSM pour parvenir à des équations de conception capables de prédire la charge ultime des poutres renforcées.
- Effectuer une analyse numérique détaillée pour les éléments structuraux renforcés par les barres AP-Sc-NSM en tenant compte des principales propriétés géométriques et mécaniques utilisées.

Références



RÉFÉRENCES

[1]. Bakis CE, Ganjehlou A, Kachlakev DI, et al. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Reported by ACI Committee. 2002;440.

[2]. Capozucca R. Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion. Construction and Building Materials. 1995;9:295–303.

[3]. Yang D-S, Park S-K, Neale KW. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composites. Composite Structures. 2009;88:497–508.

[4]. Munoz MB. Study of bond behaviour between FRP reinforcement and concrete [PhD Thesis]. Universitat de Girona; 2011.

[5]. Badawi MA. Monotonic and fatigue flexural behaviour of RC beams strengthened with prestressed NSM CFRP rods. 2007;

[6]. Tavakkolizadeh M. Strengthening and repair of steel-concrete composite girders using CFRP laminates. 2001;

[7]. Sen R, Liby L, Mullins G. Strengthening steel bridge sections using CFRP laminates. Composites Part B: Engineering. 2001;32:309–322.

[8]. Asplund SO. Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement. Journal Proceedings. 1949. p. 397–406.

[9]. Chen JF, Teng JG. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. Journal of structural engineering. 2001;127:784–791.

[10]. Ranković S, Folić R, Mijalković M. Effects of RC beams reinforcement using near surface mounted reinforced FRP composites. Facta universitatis-series: Architecture and Civil Engineering. 2010;8:177–185.

[11]. Dias SJE, Barros JAO. NSM shear strengthening technique with CFRP laminates applied in high-strength concrete beams with or without pre-cracking. Composites Part B: Engineering. 2012; 43:290–301.

[12]. Dias SJ, Barros JA. Shear strengthening of RC beams with NSM CFRP laminates: Experimental research and analytical formulation. Composite Structures. 2013;99:477–490.

[13]. Dias SJE, Barros JAO. Shear strengthening of RC T-section beams with low strength concrete using NSM CFRP laminates. Cement and Concrete Composites. 2011;33:334–345.

[14]. Costa IG, Barros JA. Flexural and shear strengthening of RC beams with composite materials–The influence of cutting steel stirrups to install CFRP strips. Cement and Concrete Composites. 2010;32:544–553.

[15]. Khalifa AM. Flexural performance of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips. Alexandria Engineering Journal. 2016;55:1497–1505.

[16]. Hosen M, Jumaat MZ, Alengaram UJ, et al. Near surface mounted composites for flexural strengthening of reinforced concrete beams. Polymers. 2016;8:67.

[17]. Xing G, Chang Z, Ozbulut OE. Behavior and failure modes of reinforced concrete beams strengthened with NSM GFRP or aluminum alloy bars. Structural Concrete. 2018;19:1023–1035.

[18]. Al-Salloum YA, El-Gamal S, Almusallam TH, et al. Effect of harsh environmental conditions on the tensile properties of GFRP bars. Composites Part B: Engineering. 2013;45:835–844.

[19]. El-Gamal S, Al-Salloum Y, Alsayed S, et al. Performance of near surface mounted glass fiber reinforced polymer bars in concrete. Journal of Reinforced Plastics and Composites. 2012;31:1501–1515.

[20]. Bank LC. Composites for construction: structural design with FRP materials. John Wiley & Sons; 2006.

[21]. Arya C, Clarke JL, Kay EA, et al. TR 55: Design guidance for stengthening concrete structures using fibre composite materials: A review. Engineering Structures. 2002;24:889–900.

[22]. Hassan T, Rizkalla S. Investigation of bond in concrete structures strengthened with near surface mounted carbon fiber reinforced polymer strips. Journal of composites for construction. 2003;7:248–257.

[23]. Hassan T, Rizkalla S. Bond mechanism of NSM FRP bars for flexural strengthening of concrete structures. ACI Structural Journal. 2004;101:830–839.

[24]. Pham H, Al-Mahaidi R. Assessment of available prediction models for the strength of FRP retrofitted RC beams. Composite Structures. 2004;66:601–610.

[25]. Merdas A. Contribution à l'étude de l'adhérence renfort-béton et du comportement des poutres en B.A. renforcées par PRFC utilisant la technique NSM (Near Surface Mounted) [Internet] [Thesis]. 2018 [cited 2020 Oct 19]. Available from: http://dspace.univ setif.dz:8888/jspui/handle/123456789/2003.

[26]. Merdas A, Fiorio B, Chikh N-E. Étude de l'adhérence des joncs et des plats composite avec le béton par flexion (beam test). Comptes Rendus Mécanique. 2011;339:796–804.

[27]. De Lorenzis L, Lundgren K, Rizzo A. Anchorage length of near-surface mounted fiber-reinforced polymer bars for concrete strengthening-experimental investigation and numerical modeling. ACI Structural Journal. 2004;101:269–278.

[28]. Nanni A. North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: principles, applications and unresolved issues. Construction and building materials. 2003;17:439–446.

[29]. Nanni A, Alkhrdaji T, Barker M, et al. Overview of testing to failure program of a highway bridge strengthened with FRP composites. Proceedings of fourth international symposium on non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures (FRPRCS-4). American Concrete Institute Farmington Hills, Mich.; 1999. p. 69–75.

[30]. De Lorenzis L, Teng JG. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. Composites Part B: Engineering. 2007;38:119–143.

[31]. Bisby LA, Fitzwilliam J. An introduction to FRP composites for construction. ISIS education module, Manitoba, Canada. 2006;

[32]. Asplund SO. Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement. Journal Proceedings. 1949. p. 397–406.

[33]. De Lorenzis L, Nanni A. Bond between near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods and concrete in structural strengthening. Structural Journal. 2002;99:123–132.

[34]. Hogue T, Cornforth RC, Nanni A. Myriad convention center floor system reinforcement. Special Publication. 1999;188:1145–1162.

[35]. Pilakoutas K, Achillides Z, Waldron P. Non-ferrous reinforcement in concrete structures. Centenary Conference on Innovation in Civil and Structural Engineering Civil-Comp Ltd. 1997. p. 47–58.

[36]. Attia Abdelgayed Abdelgawad Sharaky I. A study of the bond and flexural behaviour of reinforced concrete elements strengthened with near surface mounted (NSM) FRP reinforcement. 2013;

[37]. Abdel Wahab N. Bond behaviour of beams reinforced with near surface mounted carbon fibre reinforced polymer rods under fatigue loading. 2011;

[38]. AL-mahmoud F, Castel A, François R, et al. Effect of surface pre-conditioning on bond of carbon fibre reinforced polymer rods to concrete. Cement and Concrete Composites. 2007;29:677–689.

[39]. Blaschko M. Bond behaviour of CFRP strips glued into slits. Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures: (In 2 Volumes). World Scientific; 2003. p. 205–214.

[40]. Abdellaoui A. Etude de la texture cristallographique de fils d'acier perlitiques en fonction des conditions de tréfilage: influence sur les propriétés mécaniques [PhD Thesis]. Université Paul Verlaine-Metz; 1995.

[41]. Lamontagne A. Etude des mécanismes physiques responsables des évolutions microstructurales des aciers perlitiques au cours du tréfilage et du vieillissement post-tréfilage [PhD Thesis]. 2014.

[42]. De Lorenzis L, Rizzo A, La Tegola A. A modified pull-out test for bond of near-surface mounted FRP rods in concrete. Composites Part B: Engineering. 2002;33:589–603.

[43]. Yan X, Miller B, Nanni A, et al. Characterization of CFRP rods used as near surface mounted reinforcement. 8th International conference on structural faults and repair. 1999. p. 1–12.

[44]. Sena Cruz JM, Barros JAO, Gettu R, et al. Bond Behavior of Near-Surface Mounted CFRP Laminate Strips under Monotonic and Cyclic Loading. Computers & Structures. 2006;10:295–303.

[45]. Ehsani MR, Saadatmanesh H, Tao S. Bond of hooked glass fiber reinforced plastic (GFRP) reinforcing bars to concrete. ACI Materials Journal. 1995;92:391–400.

[46]. Hattori A, Inoue S, Miyagawa T, et al. A study on bond creep behavior of FRP rebars embedded in concrete. RILEM PROCEEDINGS. CHAPMAN & HALL; 1995. p. 172–172.

[47]. Benmokrane B, Tighiouart B. Bond strength and load distribution of composite GFRP reinforcing bars in concrete. Materials Journal. 1996;93:254–259.

[48]. Achillides Z, Pilakoutas K. Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions. Journal of Composites for construction. 2004;8:173–181.

[49]. Baena M, Torres L, Turon A, et al. Experimental study of bond behaviour between concrete and FRP bars using a pull-out test. Composites Part B: Engineering. 2009;40:784–797.

[50]. Pecce M, Manfredi G, Cosenza E. Experimental Response and Code Modelsof GFRP RC Beams in Bending. Journal of Composites for Construction. 2000;4:182–190.

[51]. Aly R, Benmokrane B, Ebead U. Tensile lap splicing of bundled CFRP reinforcing bars in concrete. Journal of Composites for Construction. 2006;10:287–294.

[52]. Okelo R. Realistic bond strength of FRP rebars in NSC from beam specimens. Journal of Aerospace Engineering. 2007;20:133–140.

[53]. Lee J-Y, Kim T-Y, Kim T-J, et al. Interfacial bond strength of glass fiber reinforced polymer bars in high-strength concrete. Composites Part B: Engineering. 2008;39:258–270.

[54]. Cosenza E, Manfredi G, Realfonzo R. Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete. Journal of composites for construction. 1997;1:40–51.

[55]. Al-Mahmoud F, Castel A, François R, et al. Strengthening of RC members with near-surface mounted CFRP rods. Composite Structures. 2009;91:138–147.

[56]. De Lorenzis L, Nanni A, La Tegola A. Flexural and shear strengthening of reinforced concrete structures with near surface mounted FRP rods. Proc of the 3rd Int Conf. 2000. p. 521–528.

[57]. De Lorenzis L, Micelli F, La Tegola A. Passive and active near surface mounted FRP rods for flexural strengthening of RC beams. Proceedings of ICCI. 2002.

[58]. El-Hacha R, Rizkalla SH. Near-surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures. Structural Journal. 2004;101:717–726.

[59]. Jung W-T, Park Y-H, Park J-S, et al. Experimental investigation on flexural behavior of RC beams strengthened by NSM CFRP reinforcements. Special Publication. 2005;230:795–806.

[60]. Taljsten B, Nordin H. Concrete beams strengthened with external prestressing using external tendons and near-surface-mounted reinforcement (NSMR). Special Publication. 2007;245:143–164.

[61]. Ha G-J, Kim Y-Y, Cho C-G. Groove and embedding techniques using CFRP trapezoidal bars for strengthening of concrete structures. Engineering structures. 2008;30:1067–1078.

[62]. Kalayci AS, Yalim B, Mirmiran A. Construction tolerances and design parameters for NSM FRP reinforcement in concrete beams. Construction and building materials. 2010;24:1821–1829.

[63]. Soliman SM, El-Salakawy E, Benmokrane B. Flexural behaviour of concrete beams strengthened with near surface mounted fibre reinforced polymer bars. Canadian Journal of Civil Engineering. 2010;37:1371–1382.

[64]. Sharaky IA, Torres L, Sallam HEM. Experimental and analytical investigation into the flexural performance of RC beams with partially and fully bonded NSM FRP bars/strips. Composite Structures. 2015;122:113–126.

[65]. Hosen MA, Jumaat MZ, Islam AS. Side Near Surface Mounted (SNSM) technique for flexural enhancement of RC beams. Materials & Design. 2015;83:587–597.

[66]. Reda RM, Sharaky IA, Ghanem M, et al. Flexural behavior of RC beams strengthened by NSM GFRP Bars having different end conditions. Composite Structures. 2016;147:131–142.

[67]. Almusallam TH, Elsanadedy HM, Al-Salloum YA, et al. Experimental and numerical investigation for the flexural strengthening of RC beams using near-surface mounted steel or GFRP bars. Construction and Building Materials. 2013;40:145–161.

[68]. Zhang SS, Yu T, Chen GM. Reinforced concrete beams strengthened in flexure with near-surface mounted (NSM) CFRP strips: Current status and research needs. Composites Part B: Engineering. 2017;131:30–42.

[69]. Lee D, Cheng L, Yan-Gee Hui J. Bond characteristics of various NSM FRP reinforcements in concrete. J Compos Constr. 2013;17(1):117–129.

[70]. Ceroni F, Pecce M, Bilotta A, et al. Bond behavior of FRP NSM systems in concrete elements. Composites Part B: Engineering. 2012;43(2):99–109.

[71]. Kotynia R, Szczech D, Kaszubska M. Bond behavior of GRFP bars to concrete in beam test. Procedia Eng. 2017;193:401–408.

[72]. Merdas A, Fiorio B, Chikh N-E. Aspects of bond behavior for concrete beam strengthened with carbon fibers reinforced polymers–near surface mounted. Journal of Reinforced Plastics and Composites. 2015;34:463–478.

[73]. Douadi A, Merdas A, Sadowski Ł. The bond of near-surface mounted reinforcement to low-strength concrete. Journal of Adhesion Science and Technology. 2019;33:1320–1336.

[74]. Trefisoud company: Societe de Trefilage et de Fabrication des produits de Soudage [A company specializing in Trefiling and manufacture of Welding products]. Algeria [Internet]. [cited 2019 Dec 16]. Available from: https://www.trefisoud.com/index1.html.

[75]. EN 10002. Metallic materials-tensile testing part1: method of test at ambient, 2001.

[76]. Sikadur® 330. Resin Epoxy of Impregnation for Tissue of Strengthening.

[77]. Deux G, Festa J. Nouveau Guide du Béton et de ses Constituants [A new guide to concrete and its constituents]. Paris : Editions Eyrolles ; 1998 (French).

[78]. NF P18-406. Essai de compression [Compression test]; 1981. French.

[79]. NF P18-408. Essai de traction [Tensile test]; 1981. French.

[80]. Fernandes PMG, Silva PM, Sena-Cruz J. Bond and flexural behavior of concrete elements strengthened with NSM CFRP laminate strips under fatigue loading. Engineering Structures. 2015;84:350–361.

[81]. Kalupahana W, Ibell T, Darby A. Bond characteristics of near surface mounted CFRP bars. Construction and Building Materials. 2013;43:58-68.

[82]. Kim B, Lee J-Y. Resistance of interfacial debonding failure of GFRP bars embedded in concrete reinforced with structural fibers under cycling loads. Composites Part B: Engineering. 2019;156:201–211.

[83]. Xing G, Zhou C, Wu T, Liu B Experimental study on bond behavior between plain reinforcing bars and concrete. Advances in Materials Science and Engineering. 2015;2015:604280–604289.

[84]. BAEL (1992). Règle technique de conception et de calcul des ouvrage et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites [BAEL (1992) :technical rule for the design and calculation of reinforced concrete structures and structures according to the limit state method], mars 1992.

[85]. Abdallah M, Al Mahmoud F, Boissière R, et al. Experimental study on strengthening of RC beams with Side Near Surface Mounted technique-CFRP bars. Composite Structures. 2020;234:111716.

[86]. Al-Mahmoud F, Castel A, François R, et al. RC beams strengthened with NSM CFRP rods and modeling of peeling-off failure. Composite Structures. 2010;92:1920–1930.

[87]. Kreit A. Prolongation de la durée de vie des ouvrages en béton armé [PhD Thesis]. Toulouse, INSA; 2012.

[88]. Obaydullah M, Jumaat MZ, Alengaram UJ, et al. Prestressing of NSM steel strands to enhance the structural performance of prestressed concrete beams. Construction and Building Materials. 2016;129:289–301.

[89]. Qeshta IMI, Shafigh P, Jumaat MZ. Flexural behaviour of RC beams strengthened with wire mesh-epoxy composite. Construction and Building Materials. 2015;79:104–114.

[90]. Eurocode 2. 2004. Design of concrete structures: part 1–1: general rules and rules for buildings. EN 1992-1-1.

[91]. AFGC. (2003). Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites: Recommandations provisoires. Association française de génie civil.

[92]. Fu B, Teng JG, Chen JF, et al. Concrete Cover Separation in FRP-Plated RC Beams: Mitigation Using FRP U-Jackets. J Compos Constr. 2017;21:04016077.

ANNEXE

L’objectif de cette annexe est d’effectuer une présentation rapide des principales études sur le renforcement des poutres en BA par les aciers de la précontrainte en utilisant la technique NSM.

Yanuar, H *et al*. [93] ont étudié la performance des câbles d'acier comme renforcement externe des poutres en béton armé avec différents types d'ancrage.

L'étude a été menée sur des poutres en béton armé de 100 mm x 150 mm x 1000 mm, comprenant une poutre sans renforcement (BTP), une poutre renforcée par 2 câbles en acier de 6 mm de diamètre avec un ancrage de type 1 (BPA1) et une poutre renforcée par 2 câbles en acier de 6 mm de diamètre avec un ancrage de type 2 (BPA2). d'acier de 6 mm de diamètre avec une ancre d'extrémité de type 2 (BPA2).

L'ancre flottante et les plaques d'acier qui ont été utilisées comme ancrage d'extrémité sont illustrées à la **Figure 1**, l'échantillon de poutre en béton armé, tel que montré sur la **Figure 2**.

L’ancrage d'extrémité sont illustrés à la **Figure 3**, tandis que le détail de l'ancrage d'extrémité est illustré à la **Figure 4**.

Figure 1 : Les câbles en acier utilisées.

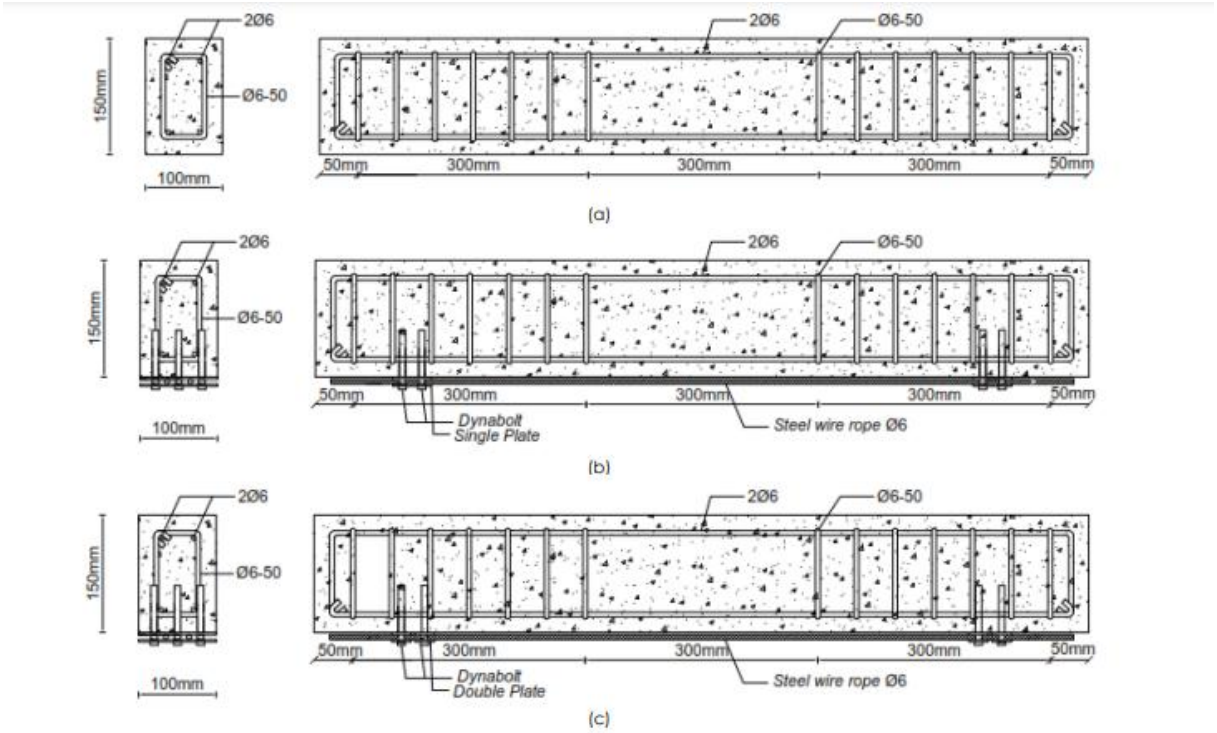


Figure 2 : Détails des sections de poutres renforcées **[93]**.

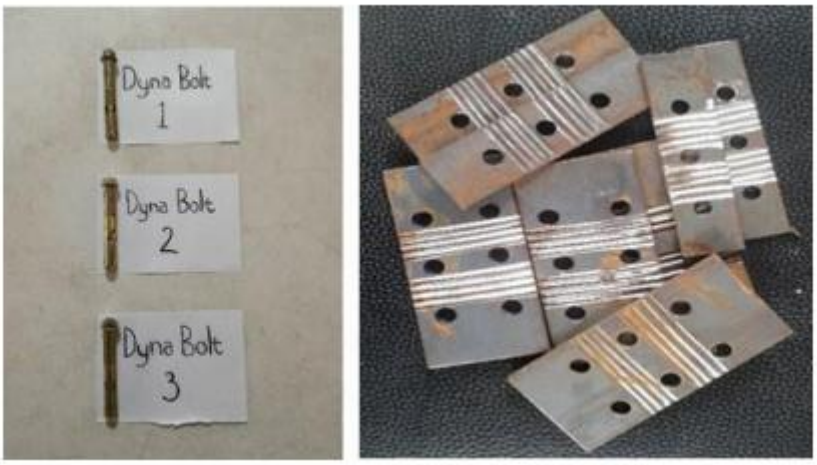


Figure 3 : L'ancrage d'extrémité **[93]**.

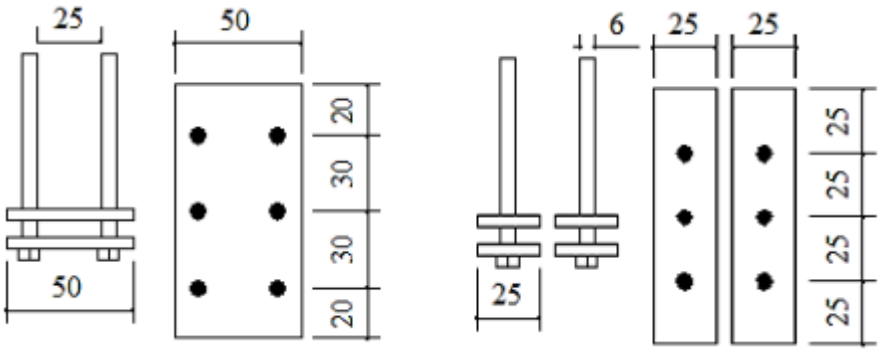


Figure 4 : Détail de l'ancrage d'extrémité **[93]**.

Les résultats de cette étude prouvent que l'utilisation de l'utilisation de câbles d'acier pour le renforcement externe de poutres en béton armé présente l'avantage d'un meilleure aptitude au service que les poutres non renforcées.

Les poutres en béton armé qui sont renforcées extérieurement par des câbles en acier présentent une augmentation significative de la capacité de charge avec une augmentation de 60% et de 20% respectivement. Capacité de charge avec une augmentation de 60% et de 47.44% respectivement pour BPA1 et BPA2. Tous les spécimens de poutres satisfont aux exigences minimales de ductilité.

Khair Al *et al* **[94]** ont étudié le comportement expérimental en flexion de poutres en BA renforcées avec des barres en PRF et plaques d'acier galvanisé à haute résistance (plaques HSGS) en utilisent la technique NSM . Les résultats expérimentaux de cette étude suggèrent que les plaques HSGS peuvent être utilisées pour augmenter la résistance des structures en béton armé avec peu ou pas de perte de ductilité. L'utilisation de plaques HSGS améliore la ductilité de l'élément de 75 %.

Obaydullah M *et al*. **[95]** a mené une étude expérimentale sur le renforcement des poutres précontraintes en utilisant des torons d'acier précontraints montés près de la surface (NSM) .

Un total de sept poutres précontraintes a été testé. Une poutre précontrainte a été conservée sans renforcement comme spécimen de contrôle. Une poutre précontrainte a été renforcée en utilisant un toron d'acier NSM sans force de précontrainte. Les cinq autres spécimens ont été renforcés avec des torons en acier NSM précontraints à 30 %, 40 %, 50 %, 60 % et 70 % de la capacité de traction des torons. Chaque poutre renforcée a utilisé un toron de renforcement.

Un dispositif de précontrainte spécial a été utilisé pour faciliter la libération en toute sécurité de la force de précontrainte dans les torons (**Figure 5**). Ce dispositif se composait d'un lourd

cadre en acier, d'une pince, d'ancrages, d'un moteur électrique pour la mise à niveau et le positionnement des poutres, et d'un vérin hydraulique. Après la préparation des rainures, les poutres ont été placées dans le cadre en acier. Ensuite, le toron de renforcement a été placé au-dessus de la rainure, fixé au cadre avec des ancres et précontraint au niveau de précontrainte souhaité (30-70% du toron). (30-70% de la capacité de traction du toron) au moyen du vérin hydraulique. vérin hydraulique. Une fois la force souhaitée atteinte, le collier de serrage a été serrée pour verrouiller le système. La longueur d'élongation des torons de renforcement a également été mesurée manuellement pour confirmer la force appliquée.

Figure 5 : Système de renforcement des poutres **[95]**.

Les résultats des essais ont suggéré que le renforcement de la flexion des poutres en béton précontraint en utilisant de torons NSM précontraints s'est avéré efficace. La précontrainte des torons NSM a considérablement amélioré les performances des poutres. Par rapport aux poutres non renforcées. Les torons précontraints ont amélioré les performances globales en

diminuant les déflexions, retardant la formation de fissures, réduisant la largeur des fissures, et augmentant la première fissure, la limite d'élasticité et les charges ultimes.

Globalement, l'augmentation du niveau de précontrainte dans les torons NSM améliorait le comportement en flexion des poutres précontraintes dans des conditions de service et ultimes. La charge de première fissure a été particulièrement améliorée en augmentant le niveau de précontrainte dans le toron NSM.

Résumé

L'objectif du programme expérimental développé dans ce travail de thèse est d'étudier la possibilité d'utiliser des barres d'acier de précontrainte (AP) pour renforcer les poutres en béton armé par la technique de NSM (Near Surface Mounted reinforcement) qui consiste à sceller la barre AP dans une engravure déjà préparée sur la surface de la poutre à renforcer. Nous étudions, en premier lieu, quelques propriétés mécaniques des barres d'acier de précontrainte (AP) lisse et ensuit, afin d'améliorer l'adhérence mécanique de ces barres, la surface des barres AP lisses est modifiée par un revêtement de sable. En deuxième lieu, des essais d'arrachement direct sont effectués pour évaluer le comportement d'adhérence des barres AP lisses et revêtue avec du sable (AP-Sc) dans le béton. Par la suite, le comportement global de poutres renforcées par cette technique (AP-Sc-NSM) et soumises à une flexion quatre points est étudié, nous effectuons une étude importante de quelques paramètres. Une comparaison entre les résultats expérimentaux et des calculs analytiques des états limites principaux est effectuée. Les résultats expérimentaux montrent que le renforcement des poutres par cette technique en utilisant les barres d'acier de précontrainte revêtue avec du sable s'avère très satisfaisant.

Mots-clés : *Adhérence, Arrachement direct, Barres d'acier de précontrainte (AP), Barres AP revêtue avec du sable (AP-Sc), Flexion, Poutres, NSM.*

Abstract

The main objective of this work is to study the performance of prestressing steel (AP) bars as reinforcements in the reinforced concrete (RC) elements strengthened by the near-surface mounted method (NSM). First, some mechanical properties of smooth prestressing steel bars (AP) and then, in order to improve the mechanical adhesion of these bars, the surface of the smooth AP bars is modified by a sand coating. Second, direct pull-out tests are performed in order to study the bond performance between PS reinforcement and concrete. The influences of groove sizes and PS surface conditions (smooth and sand coated) are evaluated. The results show that the sand coated AP (AP-Sc) reinforcement has the best adhesion behavior compared with the smooth bar. Afterwards, the global behaviour of beams strengthened using this technique (AP-Sc-NSM) and subjected to a four-point bending is investigated, we perform an important study of several parameters. A comparison between the experimental results and analytical calculations of the main limit states is performed. The experimental results indicate that strengthening concrete structural members with the Near Surface Mounted reinforcement technique using the sand coated AP (AP-Sc) reinforcement gives very satisfactory results.

Keywords: *Bond, Direct pull-out, Prestressing steel (AP), Sand coated AP bar, Flexural strengthening, Beams, NSM.*

ملخص

الهدف من البرنامج التجريبي الذي تم تطويره في هذه الاطروحة هو دراسة إمكانية استخدام قضبان فولاذية مسبقة الإجهاد (AP) لتقوية عوارض الخرسانة المسلحة بتقنية NSM (التسليح القريب من السطح) والتي تتكون من وضع قضبان AP في اخاديد معدة مسبقا على سطح الرافدة المراد تقويتها. ندرس أولاً بعض الخواص الميكانيكية للقضبان الفولاذية مسبقة الإجهاد الملساء (AP) ومن ثم، من أجل تحسين الالتصاق الميكانيكي لهذه القضبان، يتم تعديل سطح قضبان AP الملساء بطبقة من الرمل(AP-Sc). ثانيًا، يتم إجراء اختبارات السحب المباشر لتقييم سلوك الرابطة لقضبان AP الملساء والمغلفة بالرمل في الخرسانة . بعد ذلك، تمت دراسة السلوك العام للروافد المقواة بهذه التقنية (AP-Sc-NSM) وتعرض للانحناء بأربع نقاط ، ونجري دراسة مهمة لبعض المعلمات. تم إجراء مقارنة بين النتائج التجريبية والحسابات التحليلية لحالات الحد القصوي. أظهرت النتائج التجريبية أن تقوية الروافد بهذه التقنية باستخدام قضبان فولاذية مسبقة الإجهاد مطلية بالرمل تعتبر مرضية للغاية.

الكلمات المفتاحية: الرابطة، السحب المباشر ، قضبان فولاذية مسبقة الإجهاد(AP) ، قضبان AP المغلفة بالرمل، انحناء، تقنية NSM.