REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Thèse de Doctorat

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures et matériaux

Présentée par : M^{me} BOUZEBOUDJA Fatma épouse IDDIR

Thème

Poinçonnement de dalles armées de tissus composites

Devant le jury composé de :

BEZZAZI Boudjema	Professeur	U.M.B Boumerdes	Président
AIT TAHAR Kamal	Professeur	U.M.M.T.O	Rapporteur
ZERIZER Abdellatif	Professeur	U.M.B Boumerdes	Examinateur
MELBOUCI Bachir	Professeur	U.M.M.T.O	Examinateur
GHERNOUTI Youcef	Maitre de conférences	U.M.B Boumerdes	Examinateur

-Soutenue en 2017-

Remerciements

En premier lieu, je voudrais témoigner ma reconnaissance et sincères remerciements à mon directeur de thèse M_r AIT TAHAR K professeur à l'université UMMTO de Tizi – ouzou, pour avoir accepté de me proposer ce thème et diriger cette thèse, pour son suivi régulier, sa grande disponibilité, ses enrichissants et précieux conseils incessants grâce auxquels ce travail est mené a terme, Je tiens à lui exprimer ma profonde gratitude pour sa compréhension et ses encouragements pendant les périodes difficiles durant la réalisation de ce travail.

Je remercie Mr BEZZAZI B Professeur à l'université UMBB de Boumerdes de m'avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les membres du jury, Mr MELBOUCI B Professeur à l'université Mouloud Mammeri, Mr ZERIZER A Professeur à l'université UMBB de Boumerdes, et Mr GHERNOUTI Y Maitre de conférences à l'université UMBB de Boumerdes, qui m'ont fait l'honneur d'examiner cette thèse.

Le présent travail n'aurait pu être ce qu'il est, sans l'aide, le soutien, la collaboration l'échange, le partage et la complicité, de Melle Chafika ALI AHMED , Mr Abdelmadjid SI, SALEM et Melle Souad AIT TALEB, je les remercie du fond de mon cœur.

Mes remercîments sont également adressés à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin dans la réalisation de ce travail, en particulier les techniciens du laboratoire de génie civil M^r MAMOU pour sa contribution au cours des investigations expérimentales et sa disponibilité durant les essais mécaniques, et Mr BOUHERAOUA pour son aide dans la réalisation des spécimens.

Un particulier et énorme merci à une unique fille qui est ma sœur Houria ! Pour son grand et exceptionnel soutien durant les moments les plus difficiles de ma vie. Aucune expression ne sera à la hauteur de la valeur de ce qu'elle a fait pour moi, et de ma gratitude pour elle. Je remercie également mes sœurs Aldjia et Ouardia

Un spécial remerciement et profonde gratitude sont adressés à mon époux, pour son soutien inconditionnel sur tous les plans, durant la période de réalisation de ce travail.

Enfin, je rends un grand hommage à ma famille et belle famille, en particulier mes chers parents aux quels je dois ce que je suis, qui m'ont toujours soutenu et encouragé dans mes choix tant professionnels que privés, ainsi que mes chers enfants Samy, Yani et Alycia.

Résumé

L'analyse du comportement des dalles en béton armé sollicitées par un chargement vertical progressif de poinçonnement est un thème très actuel ; les accidents récents montrent clairement l'importance de ce phénomène. La résistance au poinçonnement est un paramètre important dans la conception des dalles en béton et le mode de rupture par poinçonnement est fort complexe. A ce jour, les mécanismes de rupture ne sont pas totalement définis et des essais sont couramment réalisés pour mettre en évidence ce phénomène et font toujours l'objet de recherches au niveau des laboratoires.

Le collage de matériaux composites est une des méthodes de réhabilitation très répandue dans le génie civil, cependant ce type de renfoncement présente un inconvénient majeur qui est le décollement de la plaque ou lamelles composites. Néanmoins, peu de travaux ont été effectués sur le renforcement interne des dalles épaisses en béton par des matériaux composites. L'utilisation de grilles en fibres de verre (GFV) et en polypropylène (GPP) à l'intérieur de la matrice béton qui peut être une solution intéressante pour améliorer la capacité portante et modifier le mode de rupture des dalles épaisses soumises à un chargement vertical progressif de poinçonnement, est proposée dans ce travail de recherche. Les paramètres d'étude retenus sont : le type de la grille GFV et GPP, les dimensions des mailles des grilles, l'excentricité de la charge et la position de la grille selon l'épaisseur de la dalle.

Une investigation expérimentale est réalisée afin d'étudier l'influence des paramètres d'étude retenus, sur le comportement global et les mécanismes de rupture des dalles épaisses renforcées par des grilles GFV et GPP comparativement aux dalles en béton. Pour mieux comprendre le comportement des dalles testées jusqu'à la rupture, une simulation numérique à base d'éléments finis, est réalisée dans un espace tridimensionnel pour déterminer le mode de ruine et le niveau de charge correspondant. Afin de prédire le comportement de la dalle en termes de déformée qui dépend principalement des caractéristiques flexionnelles de cette dernière, un modèle analytique est développé. Enfin, une modélisation de l'interface grillebéton, en utilisant une loi de comportement permettant d'exprimer les relations entre le glissement relatif entres les surfaces en contact et la contrainte de cisaillement qui se développe au niveau de l'interface entre les deux matériaux, est effectuée. D'un point de vue économique, ce procédé de renforcement des dalles épaisses en béton est facile à mettre en œuvre et peut concurrencer les méthodes traditionnelles de renforcement beaucoup plus complexes.

Mots clés: Dalle en béton, renforcement, grilles, poinçonnement, expérimental, modélisation.

Abstract

The studying of the punching behavior of reinforced concrete slabs is a very topical issue; recent accidents clearly show the importance of this phenomenon. Punching resistance is an important parameter in the design of concrete slabs; the punching failure mode is very complex. To date, the mechanisms of this failure mode are not fully defined and tests are commonly performed to highlight the phenomenon and are still researched in many research laboratories.

Composite materials bonding is one of widely used methods of rehabilitation in civil engineering; however this type of reinforcement has a major drawback, which is the peeling off of the composite plate or blades. However, little work has been done on the internal strengthening of concrete slabs by introducing additional reinforcement. Using matrices of glass fiber (GFV) and polypropylene (GPP) within the concrete matrix, which can be an attractive solution for improving the bearing capacity and modifying the failure mode of thick slabs elements subject to vertical progressive punching load, is proposed in this research. Retained study parameters are: the type of the GFV and GPP grid, the mesh dimensions of the grids, the eccentricity of the load and the position of the grid in the thickness of the slab.

An experimental investigation was conducted to study the influence of the selected parameters on the overall behavior and failure mechanisms of thick slabs reinforced with GFV and GPP grids compared to concrete slabs. To better understand the behavior of the slabs tested until failure, a numerical simulation based on finite element method is performed in three dimensional space to determine the failure mode and the corresponding level of load. In order to predict the behavior of the slab in terms of deformation which depends primarily on the flexural characteristics of this slab, an analytical model was developed. Finally, a modeling of the grid-concrete interface, using a constitutive law for expressing relationships between the relative sliding of contact surfaces, and the shear stress occurring in the interface between the two materials is achieved. From an economic point of view, this reinforcement process of concrete thick slabs is easy to implement and can compete with the traditional more complex reinforcement methods.

Key words: Concrete slab, reinforcement, grids, punching, experimental, modeling.

TABLE DES MATIERES

Résumé	
Abstract	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Principales notations	
Introduction générale	1
Chapitre I. Recherche bibliographique : comportement des dalles et poinçonnement.	
I.1. Introduction	6
I.2. Poinçonnement des dalles	6
I.3. Mécanisme de rupture	7
I.4 Différents types de poinçonnement	8
I.4.1. Poinçonnement symétrique	
I.4.2. Poinçonnement non symétrique	9
I.4.3. Poinçonnement excentré	9
I.5. Solutions adaptées pour limiter la rupture par poinçonnement	
I. 5.1. Planchers champignons	10
I .5.2. Les armatures relevées	11
I .5.3. Armatures de poinçonnement	
I .5.4. Précontrainte	14
I.5.4.1. Précontrainte additionnelle	14
I.5.4.2. Dalles précontraintes	14
I .5. 5. Collage de tôles en acier	15
I .5. 6. Collage de matériaux composites	16
I.6. Comportement mécanique de dalle en béton armé	17
Phase élastique linéaire	17
Phase de fissuration	17
Phase d'écoulement	17
Phase de rupture	17
I.7. Revue des travaux antérieurs : Poinçonnement des dalles armées de PRF	19
I.8. Conclusion du chapitre	

Chapitre II. Matériaux Composites

II.1. Définition	
II.2. Éléments constituants d'un matériau composite	
La matrice	
Les charges et additifs	
Les renforts	
II.3. Les tissus de renfort	
- Tissu de fibres de verre	
- Tissu de fibres de carbone	
II.4. Propriétés mécaniques des renforts	
II.5. Utilisation des matériaux composites dans le génie civil	

38
39
39
39
40
40
41
41
41
42
44
44
47
48

Chapitre III. Investigations expérimentales et analyses

III.1 Introduction	50
III.2 Paramètres d'étude	50
III.3. Présentation du programme expérimental réalisé	51
III.4. Effets d'échelle	51
III.5 Description des éprouvettes	52
III.6.Matériaux utilisés	53
III.6.1 Béton	53
III.6.1.1. Composition	53
III.6.1.2. Essai de compression	53
III.6.2. Grilles de renfort	55
III.6.2. 1. Essais de traction des grilles	55
III.7 Confection des spécimens Dalles	58
III.8. Mode du chargement et acquisition	59
III.9 Présentation des différents essais et résultats	60
III.9.1. Charge de poinçonnement centrée	61
III.9.1.1-Variantes considérées : (Série N°1)	61
- Résultats et discussions	61
III.9.1.2 – Variation de la position des grilles : (Série N°2)	66
- Résultats et discussions	66
III.9.2 Charge de poinçonnement excentrée	69
III.9.2.1. Variantes considérées (Série N°3)	69
- Résultats et discussions	69
III.10 Modes de rupture	72
III.10.1. Présentation des modes de rupture des spécimens testés	72
III.10.2. Analyse des résultats et discussion	74
III.11. Aspect caractérisant le comportement flexionnel des dalles	75
III.12. Conclusion du chapitre	77

Chapitre IV. Modélisation du comportement en flexion et de l'interface grilles- béton

IV.1	Introduction	79
1 V . 1		19

IV.2. Modélisation géométrique	. 79
IV.2.1. Homogénéisation	. 80
IV.2.2. Formulation théorique	. 81
IV.2 3. Relation contraintes-déformations	. 82
IV.2.4. Relation efforts internes-déformations	. 83
IV.2. 5. Matrice de rigidité	. 84
IV.2.6. Solution analytique	. 85
IV.3. Résultats et analyse	. 87
IV.3.1. Evolution du champ des déplacements	. 87
IV.3.2. Evolution des contraintes	. 88
IV.4. Modélisation de l'interface grilles- béton	. 92
IV.4. 1. Présentation	. 92
IV.4. 2. Comportement de l'interface	. 93
IV.4. 3. Modèle contrainte de cisaillement –glissement	. 94
IV.4. 4. Modèles existants	. 94
IV.4. 4. 1. Modèles non linéaires	. 94
IV.4. 4. 2. Modèles analytiques	. 95
IV.4. 4. 3. Modèle de Lu et Teng	. 98
IV.4. 4. 4. Modèle simplifié	. 99
IV.5. Contrainte d'adhérence -glissement de l'interface béton -GFV	. 100
IV.5. 1. Application du modèle simplifié au cas de dalles renforcées par des grilles	. 100
IV.5.2. Analyse des résultats	. 101
IV.6. Conclusion du chapitre	. 103

Chapitre V. Simulation Numérique

V.1. Introduction	105
V.2. Résolution avec Abaqus	
V.3. Description du modèle numérique	106
V.4. Maillage et conditions aux limites	107
V.5. Modélisation numérique	
V.5.1. Modélisation du béton	108
V.5.1.1.Relations contraintes-déformations	109
V.5.1.2. Comportement du béton sous chargement uni axial	110
V.5.1.3. Fermeture des fissures et restitution de la rigidité	
V.5.1.4. Paramètres du modèle	
V.5.2. Modèle élastique pour le composite	113
V.6. Résultats et discussion	
V.6.1. Courbes forces-déplacements	
V.6.2. Evolution des forces dans les dalles	115
V.6.3. Evolution des déplacements dans les dalles	115
V.6.4. Evolution des dommages en traction dans les dalles	
V.7. Confrontation des résultats	
V.8. Conclusion du chapitre	
Conclusion générale et perspectives	
Références Bibliographiques	127

Liste des figures

Figure I.1: Plancher dalle : (a)avant fissurations, (b) après fissuration	.7
Figure I.2 : Cas d'effondrement de structures par poinçonnement.	.7
Figure I.3 : Fissuration lors d'une rupture par poinçonnement	. 8
Figure I.4 : Evolution des fissures sur la face tendue d'une dalle pendant la mise et	n
charge	. 8
Figure I.5: Rupture par poinçonnement d'une dalle sur une colonne intérieure san	S
excentricité	. 9
Figure I.6 : Différents types de poinçonnement de dalles en béton armé	.10
Figure I.7 : Plan d'armature pour un étage type selon le concept de plancher-dalle d	e
Turner	. 11
Figure I.8 : Détail du concept de plancher-dalle de Turner	. 11
Figure 1.9 : Exemple d'utilisation des barres relevées. Moulin Roland, Brême, 1910	. 12
Figure I.10 : (a) ensemble de pièces; et (b) détail d'un goujon	. 13
Figure 1.11 : a)Placement des armatures anti poinçonnement autour d'un poteau de rive	
b) Placement des armatures anti poinçonnement autour d'un poteau central	. 13
Figure 1.12 : a)Ferraillage d'une dalle ,b) detail d'un etrier de poinconnement	. 13
Figure 1.13 : Types de réparation par précontrainte additionnelle	. 14
Figure 1.14 : Vue en plan et coupe sur la hauteur d'une dalle précontrainte	. 15
Figure 1.15 : Renforcement d'un viaduc par tôles collées	. 16
Figure 1.16 : Collages de matériaux composites sur des éléments d'essais	. 17
Figure 1.17 : Illustration du procede de reparation par FRP	.1/
Figure 1.18 : Phases successives du comportement d'une dalle en flexion	. 18
Figure 1.19 : Description de l'essai de dalle en porte a faux	.21
Figure 1.20 : Courbes charge-fleche du groupe A	. 21
Figure 1.21 : Courbes charge-fleche du groupe B	. 22
Figure 1.22 : Courbes charge-fleche du groupe C	. 22
Figure 1.25 : Schemas de renforcement des dalles	. 23
Figure 1.24 : Courdes charge fleche de la meme dalle avec et sans remorcement	. 24
Figure 1.25 : Details du lerrainage des specimens	. 28
Figure 1.20 : Fieches mesures en fonction de la charge appriquée	. 50
Figure II.1 . Differents constituants a un materiau composite	. 54
Figure II.2 : Challe et traile d'un ussu	. 55
Figure II.5 . Differents types a annures.	. 55
Figure II.4. Tissus de Holes	. 30
Figure II.6 : Confinement par les FRP	. 42
Figure II.7 : Mode de rupture relatif au décollement des bandes composite	. - J //
Figure II.8 : Les recherches entreprises (avec la permission $C \land S T$)	
Figure II.9 : Colonnes et dalle avec coffrage en tissu (avec la permission C A S T)	. - 0 46
Figure III 1 : Effet d'échelle loi de Bazant	52
Figure III 2 : Dimensions des dalles et positions des renforts	. 52
Figure III.3 : Essai de compression	. <i>52</i> 54
Figure III.4 : Grilles a petites mailles (G/PM)	.56
Figure III.5 : Grilles a grandes mailles (G/GM)	.56
Figure III.6 : Formes des éprouvettes	.56
Figure III.7 : Essais de traction directe des différentes grilles	.56
Figure III.8 : Courbes contraintes- déformations des grilles	. 57
Figure III.9 : Types de grilles utilisées	.59

Figure III.10 : Procédures de réalisation et murissement des éprouvettes dalles	59
Figure III.11 : Machine d'essai IBERTEST et dispositif d'appuis	60
Figure III.12 : Courbes 'Forces- fleches' des différentes variantes de dalles renforcees par	()
deux grilles de petites mailles	62
Figure III.13: Courbes Forces- fleches des differentes variantes de dalles renforcees par	\sim
deux grilles de grandes mailles	63
Figure III.14 : Confrontation des courbes 'Forces- fleches' des variantes de dalles renforcees	<i>с</i> 1
par deux grilles GFV /GPP de differentes mailles et de la dalle de reference	64
Figure III.15 : Histogramme des forces ultimes et des fieches correspondantes selon les	
unrerentes variantes de remorcement	65
Figure III 16 : Confrontation des courbes 'charges flèches' des différentes variantes selon la	05
nosition des deux grille et de la dalle de référence	67
Figure III 17 · Histogramme des forces ultimes et des flèches correspondantes selon les	07
différentes dispositions des grilles sur la hauteur de la dalle	67
Figure III 18 · Différentes excentricités des charges considérées par rapport au centre de la	07
dalle	69
Figure III.19 : Confrontation des courbes 'charges- flèches' des différentes variantes selon	07
l'excentricité de la charge	70
Figure III.20 : Histogramme des forces ultimes et des flèches correspondantes selon les	
différentes excentricités considérées	71
Figure III.21 : Modes de rupture des dalles renforcées avec grilles à grandes mailles	
soumises à un chargement de poinçonnement centré	72
Figure III.22 : Modes de rupture des dalles renforcées avec grilles à petites mailles soumises	
à un chargement de poinçonnement centré	.73
Figure III.23 : Modes de rupture des dalles renforcées selon différentes positions des grilles	
sous un chargement de poinçonnement centré	.73
Figure III.24 : Modes de rupture des dalles renforcées par des grilles sous un chargement de	
poinçonnement excentré	73
Figure III.25 : Modes de rupture	74
Figure III.26 : Phases successives du comportement de la dalle renforcée par 'GFV/PM –	-
GPP/PM^2	/6 70
Figure IV.1: Modelisation geometrique de la dalle renforcee par deux grilles	/9 00
Figure IV.2 : Variation de rigidite dans la direction de l'épaisseur de la plaque FGM	80
Figure 17.5 . Evolution des deplacements verticaux totaux dans la direction de la longueur de la dalle	88
Figure IV A : Evolution des contraintes de cisaillement τ dans la direction de l'énaisseur de	00
In dolla	00
Figure IV 5 : Evolution des contraintes de ciscillement τ dans le direction de l'énsisseur de	90
Figure 17.5 . Evolution des contraintes de cisamement t_{yz} dans la direction de l'épaisseur de la della	00
Figure IV 6 : Evolution des contraintes normales σ dans la direction de l'énaisseur de la	90
delle σ_{χ} dans la "uncerton des contraintes normales σ_{χ} dans la "uncerton de l'expansed de la	91
Figure IV 7 : Courbe contrainte- déformation idéalisée des composites PRE hybrides	92
Figure IV.8 · Allure de la loi constitutive contrainte d'adhérence – glissement	94
Figure IV.9 : Schéma du mécanisme de retrait de tissu	95
Figure IV.10 : Pull–push loading scheme and equilibrium of a single varn	96
Figure IV.11 : Contrainte d'adhérence –déplacement au niveau de l'interface béton –textile	96
Figure IV.12 : Courbes contrainte d'adhérence- glissement de la simulation par éléments finis	-
et modèles contrainte d'adhérence- glissement de Lu et Teng.	99
Figure IV.13 : Contrainte d'adhérence –glissement de l'interface béton –GFV	101

Figure IV.14 : Illustration des différents domaines de la courbe de contrainte d'adhérence –
glissement de l'interface béton –GFV 101
Figure V.1 : Modèle numérique 106
Figure V.2 : Gamme d'éléments disponibles dans Abaqus 107
Figure V.3 : Maillage des grilles GFV et GPP 107
Figure V.4 : Maillage de la dalle
Figure V.5 : Conditions aux limites 108
Figure V.6 : Comportement du béton
Figure V.7 : Chargement cyclique du béton
Figure V.8 : Courbes force-déplacement
Figure V.9 : Evolution des forces dans les dalles renforcées par GFV+GPP 115
Figure V.10 : Evolution des déplacements dans les dalles renforcées par GFV+GPP 115
Figure V.11 : Evolution des dommages en traction dans la dalle témoin en béton 116
Figure V.12 : Evolution des dommages en traction dans une dalle renforcée par GFV+GPP 117
Figure V.13 : Confrontation des résultats expérimentaux et numériques pour une dalle
renforcée par GFV+GPP 117
Figure V.14 : Confrontation de la capacité portante; modèle et essais mécaniques 118
Figure V.15 : Confrontation des modes de rupture (expérimental et numérique) 119

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques des spécimens testés par Matthys et Taerwe (2000)	20
Tableau I.2 : Caractéristiques des dalles testées par TENG J.G. et Al. 2001	21
Tableau I.3: Caractéristiques des spécimens testés par Zhang et Coll. (2005)	23
Tableau I.4: Caractéristiques du renforcement des dalles testées par EL Hussain ROCH	HDI.
(2004)	24
Tableau I.5 : Caractéristiques des spécimens testés par EL H ROCHDI. (2004)	25
Tableau I.6 : Caractéristiques des spécimens testés par Zhang et Coll. (2005)	26
Tableau I.7 : Caractéristiques des spécimens testés par Gamal et Coll. (2005)	26
Tableau I.8 : Caractéristiques des spécimens testés par Lee et Coll. (2009)	27
Tableau I.9 : Caractéristiques des spécimens testés par DULUDE (2011)	28
Tableau I.10: Détails des dalles testées	29
Tableau I.11 : Propriétés des barres PRFV	29
Tableau I.12 : Propriétés du béton des spécimens testés	29
Tableau II.1 : Propriétés mécaniques et physiques des différents types renfort	37
Tableau II.2 : Classification des fibres (les plus utilisées) selon leur nature chimique	38
Tableau II.3 : Caractéristiques et propriétés de chaque famille de fibres	40
Tableau III.1 : Composition d'un 1m ³ de béton	53
Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques des grilles	55
Tableau III.3 : Propriétés physico-mécaniques des grilles	58
Tableau III.4 : Nomenclature des dalles	61
Tableau III.5 : Résultats de la première série d'essais	62
Tableau III.6 : Gains en termes de capacité portante et en ductilité relativement à la dall	e en
béton seul, des différentes variantes de renforcement	65
Tableau III.7 : Positions des grilles dans la dalle	66
Tableau III.8 : Résultats des essais de la deuxième série d'essais de poinçonnement	67
Tableau III.9 : Résultats des essais de poinçonnement excentré	70
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des spécimens considérés	87
Tableau IV.2 : Evolution des déplacements et de la rigidité (face supérieure)	88
Tableau IV.3 : Evolution des contraintes pour k=10	89
Tableau IV.4 : Valeurs des paramètres caractérisant l'interface béton- Grilles GFV	100

Principales Notations

GFV	Grille de fibres de verre
GPP	Grille de polypropylène
а	Longueur totale de la dalle
b	Largeur totale de la dalle
h	Hauteur totale de la dalle
d	Largeur entre appuis de la charge
$\mu_{\scriptscriptstyle GFV}$	Fraction volumique de la grille GFV
$\mu_{\scriptscriptstyle GPP}$	Fraction volumique de la grille GPP
E_{GFV_L}	Module d'Young longitudinal de GFV
E_{GFV_T}	Module d'Young transversal de GFV
E_{GPP_L}	Module d'Young transversal de GPP
E_b	Module d'Young du béton
$ u_{\text{GFV}}$	Coefficient de Poisson de la grille GFV
V_{GPP}	Coefficient de Poisson de la grille GPP
${\cal V}_b$	Coefficient de Poisson du béton
g(z)	La fraction volumique des matériaux à gradient fonctionnel.
k	Paramètre qui tient compte du changement du matériau suivant la hauteur.
$E(z)_p$	La variation du module de Young de la dalle non homogène renforcée.
$\sigma_{_{x}}$	Contrainte normale de la dalle renforcée par composite.
\mathcal{E}_{x}	Déformations normales de la dalle renforcée par composite.
$ au_{_{xz}}$	Contraintes de cisaillements de la dalle renforcée
γ_{xz}	Coefficient de cisaillement.
$G(z)_p$	Module de cisaillement de la dalle renforcée.

$\delta w_{ m int}$	Travail intérieur.
δw_{ext}	Travail extérieur.
$\mathbf{N}_{\mathbf{x}}$	L'effort normal.
$M_{\rm x}$	Le moment fléchissant.
$\mathbf{S}_{\mathbf{x}}$	Le moment supplémentaire du au cisaillement transverse.
W	Déplacement transverse
и	Déplacement horizontal dans le sens xx
v	Déplacement horizontal dans le sens yy
w ₀	Déplacement transverse du plan médian
v_0	Déplacement horizontal du plan médian dans le sens xx
u_{0}	Déplacement horizontal du plan médian dans le sens yy
τ	Contrainte de cisaillement à l'interface matrice -renfort
$ au_{max}$	Contrainte de cisaillement maximale à l'interface matrice -renfort
S	Glissement entre le renfort et le béton
\mathbf{S}_{0}	Glissement correspondant à la fin du domaine élastique linéaire
Ν	Force axiale du fil du renfort
Gc	Module élastique de cisaillement du béton
t _c	Epaisseur effective du béton
М	matrice de masse modale.
Р	Force externe
Ι	Force interne
$oldsymbol{D}_{o}^{el}$	Rigidité élastique initiale non endommagée du materiau
D^{el}	Rigidité élastique endommagée du matériau
d	Variable scalaire d'endommagement

Introduction générale

Introduction générale

Les dalles en béton armé lorsqu'elles sont soumises à des charges ponctuelles, développent des résistances plus ou moins faibles. Sous l'effet d'une charge concentrée (poinçonnement), des efforts tranchants très importants se développent dans la zone fortement sollicitée de la dalle conduisant à la rupture par poinçonnement de cette dernière. Ce mécanisme de rupture peut se rencontrer essentiellement dans les planchers-dalles et dans les semelles et radiers de fondation, ou lorsqu'une grande charge est transmise à une dalle par des appuis concentrés. Au vue de ce constat, la résistance au poinçonnement constitue un paramètre important dans la conception des dalles en béton

Pour améliorer la capacité portante des dalles sous l'effet du poinçonnement, de nombreuses solutions techniques sont disponibles et maîtrisées, elles ont fait preuve d'efficacité, et répondent à l'ensemble des problèmes potentiels rencontrés sur les structures en béton armé. Il convient de choisir la solution technique adaptée à la pathologie à traiter, après un diagnostic complet et précis des désordres, de leurs causes et de leurs évolutions.

Depuis la fin des années 1980, de nouveaux matériaux et procédés ont été introduits et développés dans le domaine de la construction, afin d'améliorer les performances mécaniques (résistance, ductilité, durabilité) des dalles en béton armé, tels que : l'utilisation des bétons à hautes performances(BHP), des membranes imperméables, des armatures avec revêtement d'époxy, etc. Toutefois, ces derniers ne font que retarder le début inévitable de la corrosion de l'armature incorporée dans la dalle. Cependant, ce problème peut être complètement évité avec l'utilisation d'un matériau non corrodable tel que, les armures de fibres. En effet, l'utilisation des matériaux composites qui présentent des performances mécaniques et chimiques très intéressantes, et étant relativement plus déformables et de natures plus légères, s'avère une approche potentielle et très prometteuse.

Aujourd'hui, de nouvelles techniques qui font appel aux matériaux composites sont étudiées dans différents travaux. Ces méthodes connaissent actuellement un essor très important puisque ces matériaux innovants disposent d'atouts importants par rapport aux matériaux traditionnels tels que: la légèreté, résistance mécanique et chimique, liberté de forme et durée de vie prolongée. Le renforcement par des composites peut être une solution intéressante et rentable.

En génie civil, les matériaux composites connaissent des applications diverses. Ils sont utilisés comme renforcement interne ou externe de l'élément de structure. En règle générale, le renforcement externe est principalement utilisé lors de la réhabilitation des structures existantes afin d'augmenter leur résistance. Dans ce cas, des matériaux composites 'FRP' sont utilisés principalement sous forme de tissus par moulage au contact ou de plaques

préfabriquées. Les fibres peuvent être orientées dans différentes directions afin d'optimiser leur utilisation. Le renforcement interne est quant à lui utilisé lors de nouvelles constructions, il est réalisé en utilisant des armatures en matériaux composites seuls tel que les armatures FRP, ou conjointement avec des armatures classiques (ferraillage conventionnel).

Mise en contexte

La technique de réhabilitation par collage des plaques et lamelles en matériaux composites présente des inconvénients tels que : les coûts et la mise en œuvre supplémentaires, et surtout le problème de décollement de la plaque composite, qui constitue l'inconvénient majeur de cette technique de renforcement.

Pour réduire les coûts d'intervention après dégradation, éviter le problème du décollement du renfort et assurer un comportement relativement plus ductile pour les éléments structuraux en béton armé, l'utilisation des grilles en fibres de verre et en polypropylène pourrait être une solution intéressante, et bon marché comparativement aux plaques composites en 'FRP'. Une méthode, qui consiste à intégrer des grilles de renfort de natures différentes dans la matrice béton, selon la hauteur de l'élément dalle, pour améliorer son comportement sous un chargement de poinçonnement, est proposée dans ce travail de recherche.

Objectifs

L'objectif principal de ce travail est la caractérisation du comportement structural des dalles bidirectionnelles armées de grilles à base de fibres de verre, de polypropylène et métalliques sous un chargement de poinçonnement. Le travail de thèse comporte plusieurs parties qui corroborent tout l'intérêt de cette recherche, il consiste à :

- Réaliser une investigation expérimentale sur les différentes variantes de dalles armées des grilles de renfort. Cela servira à déterminer l'influence sur la résistance et le mode de rupture des dalles considérées des paramètres suivants : dimensions des mailles des grilles, disposition de ces grilles dans la matrice béton relativement à l'épaisseur de la dalle, position de la charge de poinçonnement par rapport au centre de cette dernière.
- Développer un modèle de calcul, basé sur la théorie des plaques stratifiées, avec prise en compte de l'influence du cisaillement transverse, qui permet de caractériser la réponse mécanique des dalles proposées sous un chargement de poinçonnement, dans le domaine élastique.

- Prendre en considération l'interface 'béton- grille' dans la modélisation, en utilisant une loi de comportement permettant d'exprimer la relation entre le glissement relatif et la contrainte de cisaillement se développant entre les surfaces en contact, pour mettre en évidence l'importance et l'influence de l'adhérence béton- renfort, dans le comportement des dalles testées.
- Réaliser une simulation à base d'éléments finis, pour mieux comprendre le comportement non linéaire des dalles étudiées et confronter les résultats obtenus au niveau local et global, aux résultats obtenus à partir des essais.

Plan de la thèse

Le **premier chapitre** constitue une synthèse bibliographique sur le comportement des dalles sous chargement de poinçonnement. Les différents types de poinçonnement existants ainsi que les solutions adoptées pour limiter ce phénomène qui engendre la rupture des dalles sont présentées et analysées. Un résumé de quelques travaux expérimentaux réalisés par plusieurs chercheurs sur les dalles bidirectionnelles armées de grilles en FRP, en VFRP ou des bandes en fibres de verre, soumises au poinçonnement , en précisant à chaque fois les caractéristiques des spécimens étudiés, le mode d'essai réalisé, les paramètres d'étude et les résultats obtenus, est également présenté. L'analyse des modes de rupture obtenus a confirmé que la ruine de la structure se produit essentiellement par poinçonnement local. Le collage de matériaux composites semble être une technique prometteuse pour le renforcement des structures en béton armé, cependant ce type de renfoncement présente un inconvénient majeur, qui est le décollement de la plaque composite.

Cependant, peu de travaux ont été effectués sur le renforcement interne des dalles en béton par introduction d'un renforcement additionnel. L'utilisation de grilles de fibres de verre et de polypropylène à l'intérieur de la matrice béton, peut être une solution intéressante pour améliorer la capacité portante et le mode de rupture des éléments dalles soumises à un chargement vertical progressif de poinçonnement.

Le second chapitre est dédié à la présentation des matériaux composites et leurs différentes applications dans le domaine du génie civil, ils constituent une alternative qui offre des voies intéressantes aux ingénieurs et architectes pour une industrie de construction plus durable. L'utilisation des matériaux composites dans la réparation des ouvrages en génie civil est devenue une solution prometteuse et efficace. Cependant, le mode de rupture le plus important de ces structures renforcées est le décollement de la plaque composite en raison des contraintes d'interface élevées à proximité du bord de la plaque collée. Ce problème fait l'objet de plusieurs recherches menées par plusieurs laboratoires pour la prédiction exacte des contraintes agissantes à l'interface composite- béton.

Le **troisième chapitre** est totalement dédié à l'étude expérimentale. Les paramètres d'étude retenus sont : le type de la grille (grille en fibres de verre, grille en polypropylène et grille métallique), les dimensions des mailles des grilles, l'excentricité de la charge de

poinçonnement et la position de la grille dans l'épaisseur de la dalle. L'ensemble des essais ont porté sur la caractérisation expérimentale du comportement sous poinçonnement des dalles en béton, plus spécifiquement celles renforcées par des grilles, réalisées selon la conception de renforcement proposée. Tous les paramètres, régissant le comportement global sont identifiés, leurs influences sur le mode de rupture sont présentées et analysées.

Trois séries de dalles ont été considérées : la première série a porté sur des dalles armées de deux grilles de natures et de dimensions des mailles différentes. Les résultats obtenus, a partir de cette série d'essais, ont permis de quantifier les différents apports en termes de capacité portante et de ductilité, des dalles en béton armées de grilles comparativement aux dalles en béton de référence, et surtout d'identifier la meilleure combinaison entre les grilles qui assure un meilleur comportement. Cette meilleure variante de combinaison de grilles, est utilisée dans la deuxième série d'essais en considérant cette fois- ci, des positions différentes des deux grilles de renfort selon la hauteur de la dalle. Enfin, dans la troisième série d'essais, on s'est intéressé à l'influence de l'excentricité de la charge appliquée par rapport au centre de la dalle, sur la réponse mécanique ainsi que le mode de rupture observé. Tous les résultats obtenus donnant les valeurs des capacités portantes, des flèches correspondantes sont présentés et discutés. Les modes de rupture ainsi que la confrontation des courbes charge-flèche des différents spécimens sont illustrés et discutés.

Dans le **quatrième chapitre**, une modélisation analytique basée sur la théorie classique des plaques épaisses, avec prise en compte de l'effet du cisaillement transverse en utilisant une fonction de gauchissement du troisième ordre est réalisée. Elle porte sur la modélisation du comportement d'une dalle en béton armée de deux grilles, l'une en fibres de verre (GFV) et l'autre en polypropylène (GPP), dans un espace tridimensionnel, sous un chargement de poinçonnement centré croissant, jusqu'à la rupture. Le but est de déterminer l'expression de la flèche a n'importe quel point de la dalle en fonction du chargement appliqué.

Les résultats obtenus en termes d'évolution du déplacement vertical dans la direction de la longueur de la dalle, ainsi qu'en termes des contraintes normales et de cisaillement, dans la direction de la hauteur de la dalle pour divers paramètres du matériau sont présentés et analysés. Une étude du comportement interfacial des matériaux utilisés pour la confection des dalles testées, en utilisant un modèle existant dans la littérature pour établir une relation entre le glissement et la contrainte d'adhérence développée au niveau de l'interface entre les deux matériaux est également présentée .

Le **cinquième chapitre** est consacré à la procédure numérique moyennant un code de calcul par éléments finis, qui nous a permis de simuler le comportement mécanique des dalles armées de grilles de fibres de verre et de polypropyléne, soumises à un chargement centré. Les différentes étapes permettant la définition de la géométrie du modèle numérique ainsi que les conditions aux limites du problème sont présentées. Le modèle, éléments finis, permet de déterminer la réponse de la structure étudiée, à travers l'évolution des déplacements en fonction de la charge appliquée. La visualisation des cartographies de propagation des

dommages en traction, les évolutions des contraintes et des déplacements, permet une meilleure compréhension du comportement des dalles proposées.

Enfin, ce travail est terminé par une **conclusion générale** où sont rappelés les principaux résultats expérimentaux et théoriques obtenus. Des **perspectives**, pour de futures recherches sont proposées.

Chapitre I

Recherche bibliographique : Comportement des dalles et poinçonnement

Chapitre I. Recherche bibliographique : comportement des dalles et poinçonnement.

I.1.Introduction

Les dalles constituent un des éléments de structure les plus classiques, elles sont couramment utilisées dans les structures du génie civil, comme : les bâtiments, les parkings et les tabliers de ponts.

Du point de vue mécanique, une dalle est un élément bidimensionnel de structure plane, d'épaisseur faible par rapport à ses dimensions dans le plan. Elle résiste aux efforts auxquels elle est soumise par des mécanismes de flexion dans une ou deux directions, suivant sa géométrie et ses conditions aux limites [GUIDOTTI.2010].Les dalles en béton armé, lorsqu'elles sont soumises à des charges ponctuelles, développent des résistances plus ou moins faibles. La rupture par poinçonnement est due à l'effort tranchant développé dans la zone fortement comprimée.

I.2.Poinçonnement des dalles

La résistance au poinçonnement constitue un paramètre important dans la conception des dalles en béton. Sous l'effet d'une charge concentrée (poinçonnement), des efforts tranchants très importants sont développés dans la dalle. La distribution de ces efforts tranchants est de forme hyperbolique, maximale au nu de la colonne [FAVRE R. et al. 1997] Généralement, des efforts de flexion accompagnent les efforts tranchants. Ainsi, des ruptures dites par flexion-poinçonnement peuvent être présentes dans certains cas. Ce terme signifie que le mode de rupture final est par poinçonnement, mais l'origine de la rupture est la flexion [STEIN et al. 2007]. Ce phénomène est visible essentiellement dans les dalles armées d'acier. La grande ductilité observée, lors de la rupture en flexion des dalles armées d'acier, engendre de larges déformations (plastification des armatures) entraînant un deuxième mode de rupture par poinçonnement.

Les dalles ayant un faible taux d'armatures (moins de 1 %), sont susceptibles d'avoir une rupture par flexion-poinçonnement. [CLEMENT T.2012] .Le mode de rupture par poinçonnement est fort complexe, des essais sont couramment réalisés pour mettre en évidence ce phénomène par beaucoup de chercheurs. Les principaux points inhérents au problème de rupture par poinçonnement sont actuellement établis [FAVRE R. et al. 1997]

Le poinçonnement des dalles est caractérisé par une force concentrée exercée par un poteau, c'est la réaction d'une colonne ou charge concentrée qui engendre une rupture locale par pénétration à travers la dalle (*Figure I.1*). Cela a pour conséquence l'effondrement d'une grande surface de la dalle.



Figure I.1: *Plancher dalle* : (*a*)*avant fissurations*,(*b*) *après fissuration* [CLEMENT T.2012]

Ce phénomène est rencontré essentiellement dans les ponts dalles de moyennes portées (entre 20 et 30 m environ) franchissant les autoroutes, les planchers-dalles et les stationnements étagés (*Figure I.2*) et dans les semelles et radiers de fondation ou lorsqu'une grande charge est transmise à une dalle par des appuis concentrés.



Figure I.2 : Cas d'effondrement de structures par poinçonnement : (a) parking sur plusieurs étages enphase de construction (Piper Row Car Park, Wolverhapton, 1997), (b) pont–dalle [LES 2007].

I.3. Mécanisme de rupture

Lorsque la dalle est soumise au chargement de poinçonnement, elle commence à se déformer sans que des fissures se forment. L'évolution des fissures sur la face tendue pendant la mise en charge est illustrée par la figure I.4[GUANDALINI S.2005].Des fissures tangentielles apparaissent très tôt à la face supérieure de la dalle près de la projection du périmètre de la colonne (moment de fissuration radial, fig. I.4.a). Les fissures qui suivent divisent la dalle en secteurs (fig. I.4.b).Les moments radiaux restent limités, ainsi que les courbures dans la direction radiale, dans une zone proche de la colonne. D'autres fissures tangentielles se forment à une distance plus grande de la colonne. Par la suite, des fissures internes en forme de tronc de cône se développent, en partant des fissures tangentielles créées par les moments radiaux, en direction de la tête de la colonne (figure. I.3).

A partir d'une certaine charge et jusqu'à la rupture, on n'observe plus de formation de nouvelles fissures, mais seulement une ouverture des fissures existantes.



Figure 1.3: Fissuration lors d'une rupture par poinçonnement [GUANDALINI S.2005]



Figure I.4 : Evolution des fissures sur la face tendue d'une dalle pendant la mise en charge [GUANDALINI S.2005]

La rupture se produit brutalement, sans déformation préalable significative dans le cas de dalles normalement armées : la fissure tronconique entre la dalle et le cône de poinçonnement s'ouvre largement et la fente qui s'ensuit conduit à une rupture rapide. En surface une grande fissure tangentielle apparaît. Celle-ci ne donne toutefois pas la dimension réelle du cône de poinçonnement en surface car les deux nappes d'armature tendue sont arrachées par le cône et la fissure visible en surface est donc plus grande qu'en réalité, comme illustrée par les figure I.1 et I.4. c.

I.4 Différents types de poinçonnement

En fonction des caractéristiques géométriques des dalles et des poteaux ainsi que de la position du poteau dans la dalle on distingue trois types de poinçonnement :

I.4.1 Poinçonnement symétrique

On parle de poinçonnement symétrique si la géométrie, la charge, les conditions d'appuis et la constitution de la dalle (matériau et armatures) peuvent être considérés symétriques par rapport à deux axes de symétrie. Dans le poinçonnement symétrique, on a une double symétrie axiale, (Figure I.5 a)

I.4.2 Poinçonnement non symétrique

Le poinçonnement non symétrique (Figure I.5 b) est observé lorsqu'on a une asymétrie de la charge, des portées différentes ou des quantités d'armatures de flexion différentes dans les deux directions de la dalle. On rencontre très souvent ce problème dans les bâtiments et les parkings avec des planchers dalles et dans les ponts-dalles, les exigences architecturales et fonctionnelles imposent souvent des irrégularités géométriques comme des colonnes rectangulaires et des portées différentes qui amènent aux situations de non symétrie centrée [TASSINARI L. 2011].

I.4.3.Poinçonnement excentré

Le poinçonnement excentré est un phénomène essentiellement rencontré dans le cas des colonnes de bord et colonnes d'angle (Figure I.5 c), il est caractérisé par une combinaison d'un effort vertical centré exercé par le poteau sur la dalle et un moment de flexion transmis par le même poteau.



Figure I.5 : *a*) Rupture par poinçonnement d'une dalle sur une colonne intérieure sans excentricité, b) rupture par poinçonnement d'une dalle sur une colonne intérieure avec excentricité et c) rupture par poinçonnement d'une dalle sur une colonne de bord.[TASSINARI L. 2011]

L'effet combiné de la charge verticale et du moment peut être remplacé par une charge verticale excentrée par rapport à l'axe de la colonne. Dans ce cas, la surface de rupture se forme du coté de la colonne où l'excentricité est appliquée. Cette surface n'est plus nécessairement un cône tronqué, mais peut devenir asymétrique autour de la colonne suivant l'intensité du moment de flexion, cette asymétrie augmente avec l'augmentation de l'excentricité[KRÜGER G.1999].



Figure I.6 : Différents types de poinçonnement de dalles en béton armé: (a)poinçonnement axisymétrique;(b) poinçonnement symétrique;(c)poinçonnement non symétrique; (d)poinçonnement excentré [TASSINARI L. 2011]

I.5. Solutions adoptées pour limiter la rupture par poinçonnement

Dans le but de limiter ce phénomène plusieurs techniques de renforcement des structures ont été développées, allant de l'introduction à l'intérieur des dalles d'armatures spéciales jusqu'au collage à l'extérieur de tôles métalliques ou de plaques composites.

I.5.1 Planchers champignons

Ce système consiste en un élargissement de la colonne lorsqu'elle entre en contact avec la dalle, pour justement se prémunir du risque de faire pénétrer la colonne à travers la dalle.

Le premier plancher-dalle avec chapiteau (bâtiment à cinq étages) a été conçu par Turner (chercheur américain) aux Etats Unis en 1906 avec la disposition complexe des barres d'armature de flexion dans quatre directions, se croisant sur les colonnes, afin de chercher dans le plus de directions possibles les moments et de les ramener sur la colonne, (fig. I.7 a).

Cette technique a été améliorée par Maillart (fig. I.7 b) en transmettant mieux l'effort par la ligne génératrice hyperbolique des champignons (têtes des colonnes).



Figure 1.7 : *Plan d'armature pour un étage type selon le concept de plancher-dalle de Turner : (a) adapté de [Turner1905b] et plan d'armature pour le troisième étage du bâtiment de Altdorf de Maillart construit entre 1911 et 1912 ; (b) adapté de [BILLINGTON 2008]*



Figure I.8 : Détail du concept de plancher-dalle de Turner (*a*), adapté de [Turner1905b] et de celui de Maillart (*b*)[BILLINGTON 2008]

I .5.2 Les armatures relevées

Ce système consiste à plier les armatures de la zone tendue sur appuis et développer l'ancrage dans la zone comprimée. La *Figure I.9* montre un exemple d'application de ce système, ces armatures limitent les fissures dues à l'effort tranchant et au poinçonnement qui se développent dans les dalles et même dans les poutres .En Suisse, cette application s'est développée dès l'introduction des planchers champignons, et dans les ponts-dalles dans les années 50,60 et 70 [KRÜGER G.1999].



Figure I.9 : *Exemple d'utilisation des barres relevées. Moulin Roland, Brême, 1910.* [GÖS 1991].

Pour cette méthode on peut citer deux avantages principaux, dans le cas de la rupture par effort tranchant ou par poinçonnement [BILLINGTON 2008]

- La composante verticale de l'effort de la barre participe directement à la résistance à l'effort tranchant. Cet effet est aussi caractéristique des autres systèmes d'armatures pour la reprise des efforts tranchants, comme par exemple, les étriers verticaux;
- Lors de la rupture par poinçonnement, la dalle n'est retenue que par les armatures de flexion de la nappe inférieure [MIRZAEI Y. 2010].La grande quantité d'armatures de flexion nécessaires pour soutenir la dalle après la rupture par poinçonnement est généralement difficile à mettre en place pour des raisons constructives. Dans ce cas, des barres relevées bien ancrées peuvent prévenir l'effondrement complet de la structure.

L'inconvénient principal de ce système est le façonnage et la mise en place compliqués à cause de l'interaction avec les armatures de flexion, ce qui demande un travail long, compliqué et par conséquent, une plus grande demande de main d'œuvre.

I.5.3. Armatures anti poinçonnement

Il existe deux systèmes d'armatures de poinçonnement : les goujons et les étriers, généralement disposés dans le sens vertical autour du poteau à l'intérieur de la dalle. Le premier système est une série de goujons alignés (*Figure I.10*), composés d'armatures nervurées. L'ancrage des armatures est assuré aux deux extrémités par des têtes d'ancrage dont le diamètre est au moins trois fois celui de la barre d'armature. Ce type d'armatures munies d'ancrages mécaniques aux deux extrémités permet d'obtenir un bon confinement du béton.

Ghali. A (1989), donne les règles de dimensionnement à l'aide de huit essais de poinçonnement centré. Regan. P.E. (1985), donne les recommandations d'utilisation des goujons pour le calcul avec les normes britanniques BS8110 de 1985[MICHEL L. 2007].



Figure I.10 : (a) Ensemble d'armatures anti poinçonnement ; et (b) Détail d'un goujon [MICHEL L. 2007]



Figure I.11 :a)*Placement des armatures anti poinçonnement autour d'un poteau de rive ; b*) *Placement des armatures anti poinçonnement autour d'un poteau central [HALFEN]*

Le deuxième système est réalisé par des barres d'armatures façonnées, tel qu'est illustré par la *Figure I.12*,



FigureI.12 :*a*)*Ferraillage d'une dalle* ; *b*) *detail d'un etrier de poinconnement[KRÜGER G.1999]*

Les armatures de poinçonnement sont diposées dans la dalle dans la region dangereuse(*FigureI.12*) dans le but de limiter les fissures diagonales dûes à l'effort tranchant provoqué par la charge concentrée exercée par le poteau sur la dalle. Elles traversent la zone d'appui et se superposent à l'armature de flexion déjà présente. Ce qui permet une

augmentation de la rigidité de la zone d'appui et, par conséquent, une diminution des déformations de la région qui l'entoure. Selon la théorie de la fissure critique [KRÜGER G.1999], cet effet engendre une augmentation indirecte de la résistance au poinçonnement. Celle–ci dépend du rapport entre la quantité d'armatures de flexion et la quantité d'armatures de poinçonnement disposées.

I .5. 4. Précontrainte I .5. 4.1. Précontrainte additionnelle

La précontrainte additionnelle est réalisée par la mise en œuvre d'armatures de précontrainte (câble ou barres). Elle consiste à ajouter une force dans des ouvrages existants, soit dans le but de leur redonner leur état de service initial, soit pour leur donner un nouvel état de service. Cette technique est utilisée pour renforcer une grande variété d'ouvrage (ponts, barrages, réservoirs, bâtiment). Elle permet, en effet, d'appliquer des efforts, en des points et suivant des directions bien définies, capables de s'opposer aux efforts générateurs des désordres .En revanche, la mise en œuvre de tout ce qui concerne la protection définitive des armatures nécessite un niveau particulier de qualité de conception [CLEMENT T.2012].

Le premier effet de la précontrainte sur le poinçonnement est d'apporter un soulagement important de l'effort de poinçonnement au voisinage de la colonne grâce à la composante verticale du câble, qui agit vers le haut et s'oppose directement à l'effort tranchant, provenant du poids propre et des charges utiles [ROCHDI E. H. 2004].

L'introduction d'un effort normal dans la section a pour conséquence une diminution des déformations, correspondant à un changement d'inclinaison des fissures de poinçonnement, ce qui induit une seconde augmentation de la résistance au poinçonnement.



FigureI.13 : Types de réparation par précontrainte additionnelle [CLEMENT T. 2012].

I.5.4.2. Dalles précontraintes

Le système des dalles précontraintes est essentiellement utilisé dans les planchers dalles et les ponts franchissant une autoroute. Il consiste à introduire un câble précontraint (*Figure I.14*) dans la dalle avant son coulage, ce dernier provoque un moment de flexion dû à la précontrainte agissant dans le sens inverse à celui des charges habituelles auxquelles est

soumise la dalle, qui augmente la résistance au poinçonnement de cette dernière [CLEMENT T.2012]

Ce même moment tend en revanche à diminuer les déformations à la rupture. Un effort normal de compression dû à la précontrainte tend également à faire augmenter la résistance au poinçonnement. Les câbles de précontraintes peuvent introduire, en plus du moment de flexion et de l'effort normal, une composante verticale au niveau de la colonne qui s'oppose aux charges verticales. Le tracé et la disposition des câbles ont une grande influence sur la charge de rupture[CLEMENT T.2012].



Figure I.14: Vue en plan et coupe sur la hauteur d'une dalle précontrainte [CLEMENT T.2012]

I .5.5. Collage de tôles en acier

Le renforcement de structure par plaques métalliques, mieux connue sous le nom de procédé l'Hermite [ROCHDI E.H. 2004], consiste à coller des tôles en acier d'épaisseur allant de 0,5 à 1 mm sur les faces tendues de structures en béton armé. Pour que l'adhérence entre l'acier et la colle ait une bonne tenue, les tôles utilisées doivent subir toute leur préparation en usine (découpage, sablage...), la colle utilisée est généralement, une résine époxyde.

D'après [THEILLOUT J.N. 1997] quelques problèmes se posent lors de l'utilisation de tôles extérieures :

-Sensibilité de l'acier à l'oxydation, il demande donc une protection et un entretien quotidiens,

-La difficulté de mise en flexion locale de la tôle au voisinage des fissures qu'elle recouvre,

- Nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine,

- Impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masses manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation.

L'emploi de ce mode de réparation est particulièrement limité à cause de sa mise en œuvre difficile et onéreuse. La mise en œuvre des colles, la réalisation du placage, etc., doivent impérativement être confiées à des entreprises spécialisées ou à des laboratoires, du fait de la difficulté de la mise en œuvre de cette technique, certains procédés font d'ailleurs l'objet de brevets (ex. : brevet UTI-L'HERMITE, inventeur de la technique) [ROCHDI E. H. 2004].



FigureI.15: Renforcement d'un viaduc par tôles collées[ROCHDI E. H. 2004].

I.5. 6. Collage de matériaux composites

En génie civil, les matériaux composites (ou les matériaux FRP) sont utilisés dans deux grandes catégories d'application : l'utilisation externe pour la réhabilitation de structures existantes afin d'augmenter leur résistance (*Figure I.16 et Figure I.17*) et l'utilisation interne dans la matrice béton.

Le collage de matériaux composites est une des méthodes de réhabilitation très répandue dans le génie civil [ROCHDI E. H. 2004].Plusieurs éléments de structure peuvent être renforcés par collage de plaques en matériaux composites. Les fibres les plus utilisées sont essentiellement des tissus en fibres de carbone et de verre, qui peuvent être orientées dans différentes directions afin d'optimiser leur utilisation.

Certains utilisent directement les fibres sous formes de fil continu et d'autres font appel à des semi-produits plus ou moins sophistiqués, tels que les tissus secs et le tissu pré imprégnés pour quelques applications. Il reste évident que les résines adéquates doivent être utilisées pour optimiser l'emploi des fibres [ROCHDI E. H. 2004].

Les propriétés mécaniques du renfort dépendent principalement des caractéristiques des fibres, de leur orientation, de leur forme, de leur rapport volumétrique par rapport à la matrice, de la qualité de l'interface entre la plaque composite et la dalle ainsi que du procédé de fabrication. Quant à la matrice, son rôle est de maintenir les fibres en place, de transmettre et de distribuer les sollicitations mécaniques extérieures au renfort.

Les principaux avantages du collage des matériaux composites sont leur légèreté, leur excellente résistance à la corrosion, ainsi que l'absence de réaction avec des agents agressifs extérieurs, tels que le sel, les produits chimiques et l'alcalinité du béton.



Figure I.16 : Collages de matériaux composites sur des éléments d'essais



Figure I.17:*Illustration du procédé de réparation par FRP mis en œuvre par collage de bandes préfabriquées (a) et par moulage au contact (b)*[*CONTAMINE R. 2011*]

I.6.Comportement mécanique de dalle en béton armé

Le comportement flexionnel des dalles comprend plusieurs phases qu'il est important de distinguer : la figure I.18 illustre les phases successives du comportement d'une dalle en béton armé sous une charge qui augmente progressivement.

Phase élastique linéaire

Dans cette première phase de chargement (stade I), la dalle se comporte pratiquement comme une structure douée d'un comportement élastique linéaire.

• Phase de fissuration

La fissuration du béton apparaît dans les zones les plus sollicitées pour s'étendre sous charge croissante aux autres zones pour lesquelles le moment de fissuration est dépassé. La rigidité des sections fissurées est réduite, ce qui conduit à une modification de la répartition des moments de flexion, les moments dans les zones non fissurées augmentent plus, pour un même accroissement de charge, que dans la phase élastique. Tant que l'écoulement de l'armature ne se produit pas, l'ouverture des fissures est limitée.

• Phase d'écoulement

L'armature s'écoule progressivement dans les zones où les moments sont les plus élevés. Les sections où l'acier d'armature atteint sa limite d'écoulement continuent de se déformer, mais le moment de flexion n'y augmente plus, ce qui cause une redistribution des moments, plus importante que dans la phase précédente. Les zones d'écoulement de l'acier s'étendent progressivement et se concentrent le long de bandes étroites où se produisent les fissures les plus ouvertes. Ces fissures se développent suivant un schéma qui dépend notamment de la géométrie de la dalle, des conditions d'appui, de la répartition des armatures et du mode de chargement.

• Phase de rupture

Lorsque les lignes d'articulation ont atteint un stade de développement tel que la dalle est transformée en un assemblage de sous-structures, une très légère augmentation de la charge conduit à un état d'équilibre instable provoquant l'effondrement de la dalle.

Dans le domaine élastique, selon les conditions d'appuis, on trouve différentes solutions, le plus souvent sous forme de séries de Fourier (solution de Navier pour les dalles articulées sur leurs quatre côtés, solution de Maurice Lévy pour les dalles articulées sur deux côtés opposés).

Dans le domaine post-élastique, la méthode cinématique est applicable aux dalles en partant d'un mécanisme admis apriori, c'est la théorie des lignes de rupture développées initialement par Johansen [ROCHDI E.H. 2004].



FigureI.18: *Phases successives du comportement d'une dalle en flexion* [ROCHDI E. H. 2004]

Dans le cas des dalles renforcées par composites, et contrairement aux poutres renforcées, on trouve moins de travaux dans la littérature [ROCHDI E.H. 2004]

I.7. Revue des travaux antérieurs: Poinçonnement des dalles armées de PRF

Matthys et Taerwe (2000)

Au cours leur projet de recherche Matthys et Taerwe (2000), ont testé le comportement de 17 dalles bidirectionnelles soumises au poinçonnement. Une charge ponctuelle a été appliquée au centre de la dalle, c'est-à-dire à l'emplacement potentiel d'une colonne. Huit supports disposés sur le périmètre de la dalle maintenaient le spécimen en place. Le périmètre de la dalle était libre en rotation. *Le tableau I.1* présente un résumé des caractéristiques des spécimens testés. Dans la réalisation des spécimens, deux principaux types d'armatures ont été utilisés, soit des armatures sous forme de grilles et d'autres sous forme de barres. Les armatures des deux types testées étaient uniformément distribuées dans la dalle.

Les dalles testées armées de grilles avaient un réseau de fissuration différent de celles armées de barres. Les dalles renforcées de grilles de PRP avaient des fissures apparaissant soudainement sur toute la profondeur de la dalle et le long des renforcements. Ces fissures étaient dues à un glissement relatif du renforcement. À l'opposé, les spécimens armés de barres avaient une fissuration plus dispersée et moins profonde. De plus, des fissures circonférentielles ont été rapportées sur ces spécimens. Cependant, un glissement de l'armature a été remarqué pour tous les spécimens testés.

A la rupture, les fissures formaient un cône près de la colonne. L'angle des fissures variait entre 21 et 42 degrés. Une forte interaction entre les résistances des dalles en flexion et au poinçonnement a été observée. De plus, les dalles armées de PRF ont démontré des résistances au poinçonnement ainsi que des rigidités post-fissuration moins élevées comparativement aux dalles armées d'acier ayant un taux d'armature semblable. Toutefois, en augmentant le taux d'armature ou l'épaisseur de la dalle, un comportement semblable à celui des spécimens de référence a été observé.

Tableau I.1 : Caractéristiques des spécimens testés par Matthys et Taerwe (2000)		
Nombre de spécimens	17	
Dimensions	1,0 m x 1,0m	
Epaisseur	120 mm ou 150mm	
Type de renforcement	-Grille de PRFC	
	-Barres de PRFC	
	-Hybride : grille de PRFV et PRFC	
	-Acier (spécimens de référence	
Taux de renforcement	0,27% à 3,76%	
<i>f</i> _{c28}	32-42 MPa (16 spécimens)	
	118 MPa (1 spécimen	

Teng J.G. et Al. 2001

Les auteurs ont réalisé une étude expérimentale sur dalle en BA en porte-à-faux renforcée par des bandes en fibres de verre, les bandes composites sont ancrées dans le béton, elles sont introduites dans des encoches remplies de mortier et d'époxy dans le mur d'ancrage (figure I.19). Les auteurs ont traité dix dalles décomposées en trois groupes A, B et C pour étudier l'influence de différents paramètres tels que : le degré de renforcement en acier et en composite (*Tableau I.2*)

Deux modes de rupture ont été observés. D'une part, le décollement total des bandes composites, dans le cas des dalles avec un degré de renforcement élevé (0.5%) (dalles A3, A4, B3 et C3). Pour ces dalles ni le béton, ni les bandes de matériaux composites n'ont atteint leur résistance ultime. D'autre part, les dalles moins renforcées (dalles A2, B2 et C2) ont présenté un mode de rupture mixte avec un décollement partiel du renfort et une rupture des fibres de verre en traction.

Les auteurs ont constaté que le composite a un effet plus important sur la résistance de la dalle que sur sa rigidité, cependant, le mode de rupture des dalles non renforcées est plus ductile que celui des dalles renforcées.
Tableau I.2: Caractéristiques des dalles testées parTENG J.G. et Al. 2001									
Dalle	Largeur	Epaisseur	Enrobage	Résistance	Résistance	Acier	Bandes		
	(mm)	(mm)	(mm)	Béton	Acier		Composite		
				(MPa	(MPa)		(mm ²)		
A1	500	104	27	41,2	335	5xHA8	0		
A2	500	102,2	8	42,4	306	5xHA8	40x1,7x1		
A3	501	101	15	41,2	360	5xHA8	80x1,6x1		
A4	500	100,9	18	38,4	314	5xHA8	80x8x2		
B1	500	101,9	11	36,6	455	5xHA6	0		
B2	500	100,2	7	39,6	808	5xHA6	40x1,92		
B3	502	102,1	14	29,5	400	5xHA6	80x1,49		
C1	501	103,2	19	42,3	316	5xHA10	0		
C2	500	102,5	19	42,5	354	5xHA10	40x1,67		
C3	500	101,1	14	39,4	304	5xHA10	80x1,69		



Figure 1.19 : Description de l'essai de dalle en porte à faux [Teng J.G. et al. 2001]



FigureI.20 : Courbes charge-flèche du groupe A [Teng J.G. et al. 2001]



Figure I.21: Courbes charge-flèche du groupe B [Teng J.G. et al. 2001]



Figure I .22: Courbes charge-flèche du groupe C [Teng J.G. et al. 2001]

Rochdi et coll. (2004)

Pour effectuer leur étude ROCHDI et coll. (2004) ont étudié le comportement de quatre dalles bidirectionnelles dont les détails sont présentés sur le *tableauI.3*, les dalles soumises aux essais de poinçonnement étaient simplement appuyées sur tout le périmètre. La charge au centre de la dalle était appliquée de façon incrémentale, afin de faire un suivi des fissures.

Comme l'ont démontré d'autres chercheurs, une augmentation du taux d'armatures procure une augmentation de la résistance au poinçonnement à la dalle. Cependant, les auteurs affirment que cette augmentation n'est pas significative et qu'une augmentation de la résistance en compression du béton ou de la profondeur de la dalle sont des avenues plus intéressantes afin d'augmenter la résistance au poinçonnement de la dalle. De plus, le profil des déformations dans l'armature de la dalle montre que les déformations sont inversement proportionnelles à la distance de la jauge par rapport au centre de la dalle. Ces résultats sont en opposition avec ceux d'Ospina et coll. (2003) où un profil des déformations constant le long des armatures avait été rapporté.

Tableau I.3: Caractéristiques des spécimens testés par Zhang et Coll. (2005)				
Nombre de spécimens 4				
Dimensions	1,9 m x 1,9m			
Epaisseur	150mm			
Type de renforcement	-Barres PFRV			
Taux de renforcement	0,95% à 1,67 %			
F _{c28}	26 -40 Mpa			

El-Hussain ROCHDI. (2004)

L'objectif de cette étude est d'observer le comportement d'une dalle renforcée par matériaux composites sous chargement centré. Huit dalles ont été fabriquées dont six renforcées, une première série des essais a servi de comparaison entre le comportement des dalles renforcées et non renforcées, ainsi que l'évaluation de l'effet du taux de renforcement sur le comportement des dalles renforcées. Le tableauI.4 résume les caractéristiques des dalles. Lors de l'essai, la dalle est retournée telle que la face renforcée se trouve en position supérieure et simplement appuyée.

L'objectif de la thèse a porté sur l'évaluation du gain en rigidité et en résistance de dalles renforcées par matériaux composites. Les essais menés sur dalles simplement appuyées renforcées et non renforcées ont clairement mis en évidence l'influence du composite en particulier sur la charge ultime.

Deux bandes composites à faible grammage en fibre de 30 cm de largeur sont collées dans les deux directions (*Figure 1.23*). Pour le renforcement interne, le treillis soudé d'armature a été placé à mi-hauteur de la dalle, ces deux mesures visent à réduire la capacité flexionnelle de la dalle.



Figure I.23: Schémas de renforcement des dalles

Pour augmenter la résistance au poinçonnement, une deuxième mesure concerne l'ancrage de mèches en fibres de carbone dans l'extrémité de la dalle, afin de réduire les risques de rupture prématurée par décollement du composite.

Tableau I.4: Caractéristiques du renforcement des dalles testées parEL Hussain ROCHDI.							
(2004)							
dalle	Armatures(%) Composite						
		Surface(%)	Epaisseur(%)				
D11	0,12	-	-				
D12	0,33	-	-				
D13	0,12	65	1				
D14	0,12	65	1,6				
D15	0,12	65	2,0				
D16	0,12	38	0,8				
D17	0,33	38	1,2				
D18	0,33	38	1				

L'analyse des modes de rupture obtenus ont confirmé que la ruine de la structure se produit essentiellement par poinçonnement local. Les essais menés sur dalles renforcées et non renforcées ont clairement mis en évidence l'influence du composite, en particulier sur la charge ultime (figure I.24). Les relations moment-courbure sont peu modifiées en phase élastique, par contre les moments ultimes peuvent être 4 à 5 fois supérieurs. Les déplacement verticaux d'un élément de plaque renforcée par matériaux composites sont particulièrement sensibles à l'épaisseur du renfort appliqué et à son module et peuvent être minimisés de 20%.



FigureI.24: Courbes charge flèche de la même dalle avec et sans renforcement

TableauI.5 : Caractéristiques des spécimens testés par EH.ROCHDI (2004)				
Nombre de spécimens	18			
Dimensions	0,56 m x 0,56 M			
Epaisseur	50mm			
Type de renforcement	-Grille de PRFC			
	-Acier			
Taux de renforcement	0,12 % - 0,33 %pour l'acier			
	0,38- 0,65% pour le composite			
F _{c28} 25 Mpa				

Zhang et coll. (2005)

Dans cette étude, les auteurs ont testé le comportement d'une dalle armée de PRFV soumise au poinçonnement. L'objectif de cette étude était de déterminer l'influence d'un béton à hautes performances sur le poinçonnement de dalle armée de PRFV, ayant un béton d'une résistance à la compression de 71 MPa. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus en testant deux spécimens ayant un béton d'une résistance de 35 MPa. Le tableau présente un résumé des caractéristiques des spécimens testés.

Les auteurs indiquent que la rigidité des dalles armées de PRFV après fissuration est différente de la dalle de référence armée d'acier. Dans le cas des dalles armées de PRFV, les auteurs indiquent que la rigidité des dalles est définie en trois phases. Tout comme la dalle de référence, la première phase de la dalle est dans le domaine élastique jusqu'à la fissuration, la deuxième phase des dalles de PRFV en est une de transition où la rigidité de la dalle diminue progressivement jusqu'à une stabilité. Dans la troisième phase, la rigidité de la dalle reste constante jusqu'à la rupture de la dalle. Ce qui est différent pour le cas de la dalle de référence, pour laquelle la rigidité comprend deux phases soit la rigidité avant fissuration et post-fissuration où la rigidité de la dalle est constante tout au long de la phase.

Les auteurs on conclus que l'utilisation d'un béton haute performance a permis d'augmenter de façon considérable la résistance au poinçonnement de la dalle. Toutefois, la résistance a augmenté dans des proportions bien en dessous d'un facteur équivalent à la racine carrée de la résistance en compression du béton comme présenté dans plusieurs normes. De plus, la résistance en compression plus élevée du béton du spécimen n'a pas permis d'augmenter significativement la rigidité post-fissuration de la dalle.

Tableau I.6 : Caractéristiques des spécimens testés par Zhang et Coll. (2005)					
Nombre de spécimens	2				
Dimensions	1,9 m x 1,9m				
Epaisseur	150mm				
Type de renforcement	-Barres PFRV				
	-Acier (spécimens de référence)				
Taux de renforcement	1,10% à 1,18 %				
F _{c28}	35 -71 Mpa				

El-Gamal et coll. (2005a)

Lors de cette étude deux des quatre bordures des dalles testées en poinçonnement étaient restreintes d'un point de vue rotationnel. Contrairement aux essais mentionnés précédemment, pour lesquels les dalles sont simplement appuyées sur les quatre cotés, donc une liberté de rotation des quatre cotés. Les spécimens représentaient une dalle de pont où deux côtés étaient appuyés sur des poutres d'acier. Des boulons, simulant les goujons de la dalle, empêchaient la rotation des dalles au niveau des appuis. Une charge concentrée de 600 mm x 250 mm représentant l'empreinte d'un camion CL-625 était appliquée jusqu'à la rupture du spécimen. Les spécimens sont armés de barres de PRP avec un revêtement sablé, cependant la dalle de référence est armée d'acier. Le tableau présente un résumé des caractéristiques des spécimens testés

Les dalles armées de PRF présentaient plus de fissures, mais de moins grande ouverture. Cette différence est attribuable aux différentes propriétés d'adhérence des armatures. Pour tous les spécimens testés la rupture s'est produite par poinçonnement. La surface de rupture sur le dessus des dalles (lieu de l'application de la charge) était de forme elliptique tandis qu'elles étaient de forme circulaire pour le dessous de la dalle. Les résistances des dalles au poinçonnement ont excédé plus de trois fois la charge ultime de design du *Code canadien surle calcul des ponts routiers* (CSA 2006). Toutefois, afin d'atteindre ces résistances, un taux d'armature supérieur à celui de la dalle de référence a été utilisé.

Tableau I.7 : Caractéristiques des spécimens testés par Gamal et Coll. (2005 _a)				
Nombre de spécimens 6				
Dimensions 3m x 2,5m				
Epaisseur	200mm			
Type de renforcement	-Barres PFRV			
	-Barres PRFC			
	-Acier (spécimens de référence)			
Taux de renforcement0,3% à 2,0 %				
F _{c28} 44-50 Mpa				

Lee et coll. (2009)

Dans cette étude, les paramètres utilisés sont le type de renforcement (PRFV ou acier), la concentration des armatures près de la colonne et l'utilisation de béton fibré. Un total de six dalles ont été testées en poinçonnement. *Le tableau I.8* présente un résumé des caractéristiques des spécimens testés. La concentration des armatures a été effectuée dans une zone équivalente à 1,5 fois l'épaisseur de la dalle de chaque côté de la face de la colonne. Afin d'étudier l'effet de la concentration des armatures, des dalles homologues avec une armature uniformément distribuée sur la largeur de la dalle ont été testées. Les spécimens avec ou sans armature concentrée dans la zone immédiate de la colonne avaient des quantités d'armatures totales identiques. Il faut noter que 0,5 % de fibre d'acier par volume de béton a été utilisé près de la colonne d'un spécimen.les caractéristiques des dalles testées sont représentés sur le *tableau I.8*.

La résistance au poinçonnement des dalles armées de PRFV a été en moyenne 24 % inférieure à celle des dalles de référence armées d'acier ayant un même taux d'armatures. L'utilisation d'armatures concentrées dans la zone de la colonne, a entraîné une augmentation entre 5 % et 11 % de la résistance au poinçonnement.

De plus, la distribution concentrée près de la colonne a permis d'augmenter la rigidité post-fissuration, une distribution plus uniforme des déformations dans les armatures ainsi qu'un meilleur contrôle de la fissuration. L'utilisation d'un béton avec 0,5 % de fibre a permis d'augmenter de 33 % la résistance au poinçonnement comparativement à la dalle homologue sans béton fibré. La rigidité post-fissuration de la dalle n'a cependant pas été affectée par l'ajout de fibre dans le béton. Par contre, la présence de béton fibré a permis un excellent contrôle de la fissuration près de la colonne.

Tableau I.8 : Caractéristiques des spécimens testés par Lee et Coll. (2009)					
Nombre de spécimens	6				
Dimensions	2,3mx2,3m				
Epaisseur	150mm				
Type de renforcement	-barres PFRV				
	-acier (spécimens de référence)				
Taux de renforcement1,18% à 3 %					
F _{c28} 36 Mpa					

Christian DULUDE 2011

Dans cette étude, dix spécimens on été réalisés et testés sous chargement de poinçonnement. Les spécimens comprenaient une dalle bidirectionnelle ainsi qu'une colonne à son centre. Huit spécimens étaient armés en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) tandis que deux spécimens étaient armés d'acier pour des fins de comparaison. Deux séries correspondant à l'épaisseur de la dalle (200 ou 350 mm) ont composé le plan expérimental.Dans ce travail, les paramètres influençant la résistance au poinçonnement

sont : le taux d'armature(PRFV), l'épaisseur de la dalle ainsi que la dimension de la colonne (figure I.25).

L'auteur a conclu que l'utilisation de barres de PRFV à haut module d'élasticité (60 GPa) comparativement aux barres utilisées dans ce projet (48 GPa) aurait pour effet d'augmenter la résistance au poinçonnement, notamment l'augmentation du taux d'armatures PRFV, a augmenté la résistance au poinçonnement normalisée des spécimens.

Tableau I.9 : Caractéristiques des spécimens testés par DULUDE (2011)			
Nombre de spécimens	10		
Dimensions	2,5mx2,5m		
Epaisseur	200mm et 350mm		
Dimensions de la colonne	(300x300)mm ² et (450x450)mm ²		
Type de renforcement	-barres PFRV		
	-acier (spécimens de référence)		
Taux de renforcement	0,33% - 1,66%		
F _{c28}	60 Gpa et 48Gpa		



Figure I.25: détails du ferraillage des spécimens

Spécimen	Type de Renf.	Épaisseur de la dalle, mm	Renf. de tension	ρ, %	Dimension de la colonne, mm	Renf. de compression
V _(0,7) 20-45	PRFV		12 No.15	0,71 %	450	
V _(0,7) 20-30C	PRFV		12 No.15	0,71 %	300	4 No.25
V(1,6)20-30	PRFV	200	18 No.20	1,57 %	300	-
V _(1.6) 20-45C	PRFV		18 No.20	1,57 %	450	4 No.25
A(1,7)20-30	Acier		18-20M	1,66 %	300	
V _(0,3) 35-45	PRFV		12 No.15	0,33 %	450	· -
V _(0,3) 35-30C	PRFV		12 No.15	0,33 %	300	4 No.25
V _(0,7) 35-30	PRFV	350	18 No.20	0,73 %	300	-
V(0,7)35-30C	PRFV		18 No.20	0,73 %	300	4 No.25
A(0,8)35-30	Acier		18-20M	0,77 %	300	-

Tableau I.10: Détails des dalles testées

Tableau I.11 : Propriétés des barres PRFV

Désignation	Dia., mm	Section, mm ²	Module d'élasticité, GPa	Contrainte de tension ultime, MPa	Contraite de tension garantie, MPa	Déformation à la rupture, %
No. 15	15,9	199	48,2	751	683	1,56
No. 20	19,0	284	47,6	728	656	1,53
No. 25	25,5	510	51,9	675	597	1,30

Tableau I.12 : Propriétés du béton des spécimens testés

Spécimen	f _с , MPa	<i>f_{sp}</i> , MPa
V _(0,7) 20-45	44,9	2,89
V _(0,7) 20-30C	38,6	2,82
V _(1,6) 20-30	38,6	2,82
V _(1.6) 20-45C	39,4	2,31
A(1,7)20-30	45,4	2,77
V _(0,3) 35-45	48,6	2,55
V _(0,3) 35-30C	39,4	2,31
V _(0,7) 35-30	39,4	2,31
V _(0,7) 35-30C	46,7	2,72
A(0,8)35-30	38,6	2,82



Figure 1.26 : Flèches mesurées en fonction de la charge appliquée

-En augmentant le taux d'armatures de 0,71% à 1,57% et de 0,33% à 0,74% respectivement pour les spécimens armés de PRFV des séries 200 et 350, la résistance au poinçonnement normalisée des spécimens a augmenté entre 12% et 41%.

-Les spécimens armés de PRFV ont démontré des ouvertures de fissures, des flèches postfissuration et des déformations dans l'armature plus importantes que les spécimens de référence ayant un même taux de renforcement. Ces résultats sont dus au module d'élasticité plus faible des armatures de PRFV qui est environ le quart du module de l'acier.

-En augmentant l'épaisseur de la dalle, les spécimens de la série 350 ont démontré une surface de rupture plus grande que ceux de la série 200. De plus, en augmentant d'environ 115% de la hauteur effective et en maintenant la même quantité d'armatures, les spécimens armés de PRFV de la série 350 ont présenté en moyenne, une augmentation de 122% de la résistance au poinçonnement.

-Le remplacement de l'acier d'armature par des armatures en polymères renforcés de fibres (PRF) est une excellente solution pour contrer la problématique de corrosion dans les environnements agressifs. L'utilisation d'un tel type d'armature dans les stationnements étagés, entre autres, permettrait de prolonger grandement la durée de vie utile de la structure.

I.8. Conclusion du chapitre

Le comportement des dalles en béton armé sous chargement de poinçonnement est essentiellement influencé par le type d'armatures, leur pourcentage, l'épaisseur de la dalle et la concentration des armatures dans la région de poinçonnement. Le mode de rupture par poinçonnement se caractérise par un cisaillement du béton sur l'épaisseur de la dalle autour de la zone d'application de la charge.

Comme le montrent les études déjà réalisées, le collage de matériaux composites semble être une technique prometteuse pour le renforcement des structures en béton armé, cependant ce type de renfoncement présente un inconvénient majeur qui est le décollement de la plaque ou lamelles composites.

Dans le cas des dalles, le composite peut être utilisé sous forme de bandes réparties sur la face tendue, en plaques collées au centre de la dalle pour couvrir la zone la plus sollicitée. Parmi les modèles proposés pour décrire le comportement ultime des dalles renforcées, il y a ceux qui font appel aux éléments finis et ceux basés sur l'analyse des efforts généralisés, en considérant la dalle et le renfort composite comme une plaque multicouches. Cependant, peu de travaux ont été effectués sur le renforcement des dalles soumises à un chargement centré, bien que cette forme de sollicitation soit souvent rencontrée en particulier dans les planchersdalles ou lorsqu'une grande charge est transmise à une dalle par des appuis concentrés.

Suite à cette synthèse bibliographique, il paraît indispensable d'étudier le comportement des dalles en béton armées par des renforts internes (grilles) en matériaux composites, de tenir compte de l'influence de l'excentricité du chargement sur le comportement mécanique ainsi que sur les modes de rupture.

La suite de notre travail portera donc sur la présentation du concept de renforcement interne des dalles en béton par des grilles de natures différentes, la procédure expérimentale ainsi que l'étude théorique et numérique à base des éléments finis.

Chapitre II Matériaux Composites

Chapitre II. Matériaux Composites

II.1. Définition

Les matériaux composites sont des produits de synthèse, composés de renforts, tels que : les fibres de verre, d'aramide ou fibres de carbone,... et une matrice dont le rôle consiste à protéger et à transmettre les charges aux fibres résistantes [Berthelot.J.M]. Les composites sont des matériaux qui peuvent se substituer aux métaux, grâce à leurs légèretés, leurs résistances, qui dépassent celles de l'acier. En effet, les plaques composites FRP sont au moins deux fois plus résistantes que les plaques en acier et leur poids est 80% moins que celui de l'acier, pour la même dimension de la plaque [Berthelot.J.M].

Un matériau composite est donc constitué d'une combinaison de deux ou plusieurs matériaux distincts, compatibles et non miscibles, dont l'association permet d'obtenir un matériau possédant des propriétés meilleures que celles de ses constituants pris séparément.

Le type d'association matrice- renfort dépend des contraintes imposées au concepteur : caractéristiques mécaniques élevées, tenue en température, cout, résistance à la corrosion, etc.[Berthelot.J.M].

II.2 Éléments constituants d'un matériau composite :

Un matériau composite est constitué de deux phases :

Une phase continue qui est la matrice, généralement ductile mais possédant une résistance et une rigidité faibles, assure la protection des fibres et le transfert des efforts vers ces dernières, plus rigides et plus résistantes. Son rôle consiste donc à maintenir les fibres en place, de transmettre et de distribuer les sollicitations mécaniques extérieures au renfort, de fournir un support latéral agissant contre le voilement des fibres sous compression et de les protéger contre l'abrasion mécanique et les conditions environnementales (figure II.1).

Une phase discontinue constituée de renforts ou fibres qui assurent la fonction mécanique (résistance).

Le comportement mécanique des matériaux composites est gouverné par plusieurs facteurs principaux, tels que: le type et nature des fibres de renfort, le type de matrice, la fraction volumique des constituants.



Figure II.1 : Différents constituants d'un matériau composite [Berthelot J.M]

- La matrice :Les résines utilisées dans les matériaux composites ont pour rôle de transférer les sollicitations mécaniques aux fibres et les protéger de l'environnement extérieur [J.M.Berthelot]. les principales matrices utilisées sont la résine:
 - Epoxy,
 - Polyester, Vinylester,
 - Phénolique
 - BMI,
 - Cynatester.
- Les charges et additifs : Ils ont pour fonction soit d'améliorer les caractéristiques mécaniques et physiques du matériau composite, soit d'en faciliter la mise en œuvre.
- Les renforts : Ils confèrent au composite des caractéristiques mécaniques élevées, des propriétés physiques telles que la tenue a la température, la résistance à l'abrasion, ainsi qu'une masse volumique faible. En fonction des utilisations les renforts peuvent être d'origine végétale, minérale, artificielle, synthétique, etc. toutefois les renforts les plus utilisés se présentent sous forme de fibres ou formes dérivées :
 - Forme linéique.
 - Forme de tissus surfaciques
 - Forme multidirectionnelle.

II.3. Les tissus de renfort :

Grâce aux nombreux procédés et technologies de production, les textiles offrent la possibilité de création de motifs adaptés aux performances visées. À l'échelle microscopique, la fibre ou le filament constitue la plus petite unité, contenue par le renfort textile (de 5 à 30 μ m de diamètre) [CONTAMINE R. 2011]. Ces filaments sont joints les uns aux autres par une opération d'ensimage pour former des fils. Ces fils servent à la confection d'armatures textiles par tricotage, tissage ou collage.

Le tissu de renfort confère au composite ces caractéristiques mécaniques : rigidité, résistance et dureté, ce renfort améliore également des propriétés physiques telles que, la tenue au feu, résistance à l'abrasion. Les tissus sont formés par l'entrecroisement perpendiculaire et alternatif des fils de chaîne et de trame.

- Chaîne: Fils disposés les uns à côté des autres dans le sens de la longueur du tissu.
- Trame: Ce sont les fils perpendiculaires aux fils de chaînes.
- Armure: c'est le mode d'entrecroisement des fils de chaîne et de trame.



Figure II.2 : Chaine et trame d'un tissu.

Leurs caractéristiques résident :

- Dans l'égalité du nombre de fil de chaîne et de trame dans l'armure.

- Dans chaque rapport, le fil de chaîne est recouvert qu'une seule fois par le fil de trame.

On distingue trois types d'armures fondamentales: l'armure toile, l'armure sergé et l'armure satin.



Figure II.3 : Différents types d'armures.

Les principaux types tissus utilisés dans le génie civil sont le verre et le carbone

Tissu de fibres de verre

Les fibres de verre sont élaborées à partir d'un verre filable, appelé verre textile, composé de silice, alumine, chaux, magnésie, etc. ces produit confèrent aux fibres de verre un excellent rapport performances/ prix

Selon les compositions chimiques des fibres de verre, on distingue les variétés E, R, S. Un pourcentage élevé de silice améliore les propriétés mécaniques des verres et élève leur température maximale d'utilisation [Berthelot.J.M].



Figure II.4 : Tissus de fibres.

Tissu de fibres de carbone

La fibre de carbone se compose de fibres extrêmement fines, d'environ 5 à 10 micromètres de diamètre, et est composée principalement d'atomes de carbone, agglomérés dans des cristaux microscopiques qui sont alignés plus ou moins parallèlement à l'axe long de la fibre. L'alignement des cristaux rend la fibre extrêmement résistante pour sa taille. Plusieurs milliers de fibres de carbone sont enroulées ensemble pour former un fil, qui peut être employé tel quel ou tissé[Berthelot.J.M].

Ce type de fibres est caractérisé par sa faible densité (1,7 à 1,9), sa résistance élevée à la traction et à la compression, sa flexibilité, sa bonne conductivité thermique, sa tenue en température et son inertie chimique.

II.4. Propriétés mécaniques des renforts

<i>Tableau II.1:Propriétés mécaniques et physiques des différents types renfort</i> [Berthelot J. M., 2010].								
Type de fibre	Densité	Diamètre (µm)	Resistance a la traction(Mpa)	Module d'élasticité(Mpa)	Allongement max(%)	Température de fusion(°C)		
Verre E	2.54	3-30	3400	73000	4.5	850		
Verre D	2.14	3-30	2500	55000	4.5	-		
Verre R	2.48	3-30	4400	86000	5.2	990		
Carbone HR	1.78	8	3500	200000	1	2500		
Carbone HM	1.8	8	2200	400000	0.5	2500		
Aramide HR	1.45	12	3100	70000	4	480		
Aramide HM	1.45	12	3100	130000	2	480		

Chaque famille de fibres présente des caractéristiques et des propriétés spécifiques

II.5. Utilisation des matériaux composites dans le génie civil

La corrosion des armatures métalliques constitue une préoccupation importante pour les concepteurs et ingénieurs de Génie Civil. Le recours aux matériaux composites peut constituer une alternative forte intéressante eu égard à leurs propriétés mécaniques. Actuellement, plusieurs procédés de renforcements par les composites sont proposés par différents chercheurs.. Les différentes techniques de renforcement utilisent directement les fibres sous forme de fil continu et d'autres font appel à un semi-produit plus ou moins sophistiqué, tel que : les tissus secs, le tissu pré imprégnés ou des produits pultrudés [DRAGOS P. et IWONA Z. 2012].

Les enjeux de durabilité et économiques sont à l'origine de la prise de conscience de l'importance de l'utilisation des matériaux composites dans le domaine du génie civil, donc, au développement des techniques de leur utilisation dans la construction et dans la réhabilitation. Les matériaux traditionnels ont montré leurs limites à long terme (oxydation des tôles d'acier, durabilité du béton projeté, etc.). En même temps, la rentabilité de l'utilisation d'un matériau est conditionnée par sa durabilité, et donc, par la baisse des fréquences d'intervention [DULUDE C. 2011].

La recherche dans le domaine de l'utilisation des matériaux composites s'est orientée vers de nouveaux matériaux capables de répondre aux différents critères exigés par les

opérations de la maintenance des ouvrages. Plusieurs raison sont permis aux matériaux composites, restés longtemps limités aux applications militaires et à l'industrie aéronautique, de s'implanter dans le domaine de génie civil. On peut citer parmi ces raisons le développement qu'a connu l'industrie des composites durant les trois dernières décennies et la crise qu'a traversé l'industrie aéronautique depuis le début des 90, ce qui avait comme conséquence une baisse des prix des composites [Fiche technique *TORAY* 2004].

Depuis leurs premières applications en génie civil, l'intérêt des matériaux composites s'est généralisé sur l'ensemble de la communauté internationale, groupes industriels et laboratoires de recherche, et s'est particulièrement accentuée ces dernières années, si l'on juge par l'importance du nombre de publications et colloques internationaux dédiés à ces matériaux innovants [DULUDE C. 2011], cependant, dans beaucoup de travaux sur les techniques de renforcement par collage de matériaux composites, on relève les problèmes du décollement de la plaque composite.

Tableau II.2: Classification des fibres (les plus utilisées) selon leur nature chimique						
Organiques		Inorganiques				
Naturelles	Synthétiques	Naturelles	Synthétiques	Métalliques		
Cellulose	Acryliques	Amiante*	Bore	Aciers		
Chanvre	Aramide	Basalte	Carbone	Aciers		
Coton	Polyamides		Carbure de	inoxydables		
Lin	Polyesters		silicium			
	Polypropylène		verre			
	Polyuréthane					

*L'amiante est tres reglementé car il presente de forts risques sanitaires (cause de pathologies mortelles)

II.6. Formes d'utilisation des composites

Les formes d'utilisation des matériaux composites dans le génie civil sont nombreuses, la première forme utilisée est le béton armé, qui est constitué d'une matrice béton et de l'acier, le béton fibré qui est principalement constitué de fibres courtes incorporées dans le béton pour améliorer ses caractéristiques.

D'autres types de composites utilisés dans la construction sont les matériaux constitués essentiellement d'une résine, et d'un renfort, dans ce type de matériaux on peut citer les barres FRP qui constituent une grande alternative aux barres d'acier au Canada et les Etats-Unis, et les plaques FRP qui sont collées sur les surfaces endommagées pour la réhabilitation des ouvrages, ainsi que le béton armé de textiles (TRC : textile reinforced concrete.

II.6.1. Bétons fibrés

Le béton fibré est un béton dans lequel sont incorporées des fibres qui sont reparties dans la matrice soit d'une façon aléatoire ou avec une orientation préférentielle, afin de constituer un matériau présentant un comportement plus homogène. Les fibres sont définies comme des éléments discontinus, de natures variables, des formes sensiblement cylindriques, de diamètre et de longueur variables, et présentent des caractéristiques mécaniques, différentes. Les fibres les plus utilisées peuvent être classées selon leur origine en :

- > Fibres synthétiques d'origine minérale : verre, carbone, fibres métalliques.
- Fibres synthétiques organiques : polyamides, polypropylène, acrylique, kevlar, aramide

Les bétons fibrés font l'objet de méthodes spécifiques de dimensionnement pour des applications structurelles (dalles, dallages industriels, voussoirs, pieux, etc...).

Le béton fibré est caractérisé par :

- La résistance à la fatigue ;
- La résistance à la traction par flexion ;
- La ductilité en traction (déformabilité avant rupture) ;
- La résistance à l'abrasion, à l'usure en général ;
- Le bon comportement au feu ;
- La résistance aux chocs ;
- La résistance mécanique au jeune âge.

II.6.1.1. Fibres utilisées

Les fibres métalliques

Les fibres métalliques sont de types et de formes variés et présentent une très bonne compatibilité avec le béton. Les fibres sont composées d'acier inoxydable ou d'acier galvanisé contre la corrosion. En général, la longueur des fibres varie de 25 à 60 mm et le diamètre varie de 0,5 à 1,3 mm. Elles présentent une très bonne compatibilité avec le béton,

Du fait de leurs propriétés, les fibres trouvent un vaste domaine d'application dans le but de réduire les risques de fissuration, espacer les joints de retrait, augmenter la résistance aux chocs et tirer parti de l'amélioration de la résistance en traction pour diminuer le dimensionnement des pièces, telles que :

- dallages, parkings, pistes ;
- bétons projetés en galeries, tunnels, talus ;
- éléments préfabriqués divers : tuyaux, caniveaux, garages ;
- pieux de fondation.

Les fibres de polypropylène

Le polypropylène est un polymère cristallisable de la famille des polyoléfines des produits chimiques, II a connu une extension croissante dans ce domaine, grâce aux nombreux avantages qui le caractérisent. Il faut cependant mentionner leur insensibilité chimique, leur souplesse, qui rend aisée leur incorporation au béton et leur allongement à la rupture (15 à 20 %), qui favorise la « ductilité » du béton.

Le grand avantage des bétons de fibres de polypropylène est leur bonne résistance à la fissuration due au « premier retrait », leur résistance aux chocs. Ainsi que la tenue au feu car ils permettent l'évacuation de la vapeur d'eau emprisonnée à l'intérieur des porosités susceptibles de créer des contraintes internes pouvant entraîner un écaillage du béton, En cas d'élévation importante de la température, les fibres fondent lorsque les températures atteignent 140 à 170 °C. Elles créent ainsi en fondant un réseau tridimensionnel susceptible de permettre à la vapeur d'eau de s'échapper à l'extérieur.

Les fibres de verre

Les fibres de verre sont des renforts très efficaces, grâce à leurs caractéristiques mécaniques élevées (3000 MPa pour la résistance à la traction). Il faut aussi souligner leur excellente résistance au feu (jusqu'à 800 C). Ce critère ajouté à un coefficient de dilatation du même ordre que celui de la pâte de ciment, confère aux bétons de fibres de verre une bonne résistance au feu.

Les domaines d'application sont très vastes. Les fibres de verre permettent la réalisation d'éléments de faible épaisseur (éléments architectoniques, éléments de bardage, panneaux de façade, etc.), de mobilier urbain et de produits d'assainissement.

Tableau II.3: Caractéristiques et propriétés de chaque famille de fibres.							
	masse volumique (g/cm ³)	Diamètre moyen (µm)	Resistance à la traction (N/mm ²)	Module d'élasticité (Gpa)	Allongement à la rupture(%)		
Fibres métalliques	7,85	50-1000	1000-2500	150-200	3-4		
Fibres de verre	2,6	9-15	2000-3400	80	2-4,5		
Fibres de polypropylène	0,9	>4	500-750	5-10	10-20		

II.6.1.2. Les domaines d'application des bétons fibrés

Les bétons fibrés peuvent être utilisés pour une grande variété d'application en génie civil :

- béton coulé sur place (dalles, planchers, fondations, voiles, pieux, etc.);

- béton préfabriqué (poutres, voussoirs, tuyaux d'assainissement, etc.) ;

 béton projeté (voie mouillée/voie sèche, construction et réparation de tunnels, confortement de parois, etc.);

Le choix du type de fibres est fonction du domaine d'application et des performances souhaitées.

II.6.2. Matériaux composites à fibres longues

On distingue trois grandes familles des composites à fibres longues utilisées dans le génie civil, les armatures FRP et les plaques composites FRP et les TRC

II.6.2.1.Les armatures FRP

La détérioration des structures en béton armé est une problématique très persistante dans les pays nordiques. Ces structures sont soumises à un environnement très agressif comprenant l'humidité, les cycles de gel et de dégel et la présence d'ions de chlorure, Dans un tel environnement, l'acier se corrode de façon prématurée. En se corrodant, l'acier augmente de volume et exerce une pression sur le béton. Cette pression le fera éventuellement éclater à cause de la faible résistance en traction du béton [DULUDE C. 2011]. De plus, la corrosion réduit la section efficace des armatures d'acier, ce qui réduit la résistance des structures. Pour éliminer la corrosion des aciers, l'utilisation des armatures en polymères renforcés de fibres (FRP), semble une alternative prometteuse.

Les armatures en FRP sont constituées de deux matériaux distincts : les fibres, qui sont principalement les fibres de verre, de carbone et d'aramide, et la résine. Ces barres sont maintenant largement produites et utilisées dans de nombreuses constructions telles que, les ponts routiers et les structures en milieu marin, elles présentent plusieurs avantages comparativement aux traditionnelles barres métalliques. Il est important de souligner le fait que les armatures (FRP) dominent dans la majorité des applications à cause de leur faible coût par rapport aux autres types de fibres (entre 6 à 8 fois moins chères que les barres en fibres de carbone ou d'aramide). La Figure II.1illustre quelques types armatures de FRP utilisées dans la construction.



Figure II.5: Armatures de FRP utilisées dans la construction.

Les propriétés mécaniques des armatures de polymères renforcés de fibres (FRP) dépendent principalement des caractéristiques des fibres, de leur orientation, de leur forme, de leur rapport volumétrique par rapport à la matrice, de la qualité de l'interface entre les fibres et la résine ainsi que du procédé de fabrication. Quant à la matrice, son rôle est de maintenir les fibres en place, de transmettre et de distribuer les sollicitations mécaniques extérieures au renfort, de fournir un support latéral agissant contre le voilement des fibres sous compression et de les protéger contre l'abrasion mécanique et les conditions environnementales.

Les matériaux composites FRP constituent une solution alternative pour plusieurs types d'application, par exemple :

• *Les infrastructures de transport ou routières* : ponts, dalle unidirectionnelle de stationnements étagés, élément en double T en béton préfabriqué pour les stationnements étagés.

• *Les structures et ouvrages en contact avec le sol :* dalles sur sol, murs de soutènement, revêtements de tunnels, mines souterraines, etc. le nombre de ponts routiers construits avec des armatures de FRP se compte maintenant par centaines au Canada et dans le nord-est des États-Unis.

• *Les structures et ouvrages en milieu chimique corrosif :* bassins et réservoirs de stockage de produits pétrochimiques, d'usines de pâtes et papiers, de gaz liquides, de pétrole et de gaz naturels, bassins et réservoirs d'usines d'épuration et de traitement des eaux, etc.

• *Les infrastructures en milieu marin :* pour ce cas, on pet citer plusieurs ouvrages tels que : les quais, les tunnels sous la mer, piliers, les plates-formes de forage, etc. [DULUDE C. 2011]

II.6.2.2. Les plaques FRP :

Confrontés au problème du vieillissement des infrastructures et à l'augmentation du trafic routier, les spécialistes en génie civil ont pris conscience du potentiel des matériaux composites pour les applications structurelles et le renforcement des ouvrages en béton vers la fin des années 80. Là encore, les remarquables performances mécaniques, la résistance à la corrosion, la légèreté et la grande facilité de mise en œuvre sur chantier constituent les principaux atouts des composites par rapport aux matériaux traditionnels. Le renforcement d'ouvrages par collage externe de matériaux composites, développé à partir des années 1990, s'est ainsi progressivement imposé au détriment de la technique de réparation classique par

tôles d'acier collées, cette dernière nécessitant le recours à de lourds équipements de chantier et le traitement anticorrosion des tôles métalliques [HOUHOU N. 2012].

Le matériau composite utilisé comme renfort peut se présenter sous forme de plaques rigides ou sous forme de tissu plus ou moins flexibles. Les plaques sont des produits qu'on appelle produits imprégnés puisque la résine (matrice) est déjà dans le matériau. On doit alors utiliser un autre moyen (colle ou ancrages mécaniques) pour les fixer à la membrure à réparer.

Par opposition, on désigne par produits non imprégnés ou matériaux secs les tissus que l'on imprègne directement sur la membrure à réhabiliter. Les tissus peuvent aussi être préimpregnés de résine ; ceux-ci sont du même type que les plaques, mais conservent toujours une certaine flexibilité. Le renforcement avec ces matériaux est similaire à celui des plaques métalliques collées, la technique du renforcement restant la même.



*Figure II.6 :*Confinement par les *FRP* : a) renforcement à la compression, b) renforcement à l'effort tranchant.

Les plaques FRP sont principalement utilisées dans :

- la réhabilitation des éléments ayant subis des endommagements tels que, les dalles, les poutres, les poteaux, les ponts, etc ;

- la mise en conformité des ouvrages existants, soit pour des raisons de pertes des propriétés initiales, soit pour des raisons de remise à niveau, liées à de nouvelles conditions d'exploitation ;

- la construction de nouveaux bâtiments et d'ouvrages d'art plus légers et plus performants.

a) Problèmes liés au collage des plaques composites FRP

La durée de vie d'une structure en béton est de l'ordre de 50 à 100 ans, et le renfort doit être aussi durable pour permettre à la structure renforcée de résister pour une période de temps du même ordre.

Depuis les premières applications des composites en génie civil, qui remontent au début des années 1980, et avec le développement des différents procédés et techniques de mise en œuvre, l'utilisation des composites a largement intéressé les laboratoires de recherche et les organismes industriels. Cependant, et malgré les nombreux avantages qu'offrent les matériaux composites FRP, (propriétés mécaniques élevés, poids faible, résistance à la corrosion, etc.), le problème du décollement de la plaque composite utilisée dans le renforcement de l'élément en béton constitue un sujet de recherche pour plusieurs chercheurs au niveau des laboratoires.



Figure II.7: Mode de rupture relatif au décollement des bandes composite [Limam O. 2003].

On recense dans la littérature un grand nombre de travaux traitant l'interface entre la plaque FRP et le béton.

II.6.2.3. Les bétons armés de textiles (TRC):

A la fin des années 1950 en URSS, des chercheurs ont eu l'idée de tirer parti de la résistance exceptionnelle du verre en traction pour renforcer les bétons. Cependant, la forte sensibilité des fibres de verre E à l'alcali réaction avait engendré l'abandon de cette technologie [CONTAMINE R. 2011]

L'utilisation du terme « textile-mortier » (ou Textile Reinforced Concrete, TRC) destiné à la conception ou a la réparation d'éléments structuraux est très récente. Les premières

recherches effectuées dessus on débuté au milieu des années 90 [*OHNO_94*], [*PELED_94*]. Cependant il a fallu attendre la fin des années 90 avant qu'un nombre important de chercheurs s'intéressent a ce sujet [*HEGGER_98*], [*PELED_98*], [*LITTWIN_99*], [*BANHOLZER_01*], [*BRAMESHUBER_01*], [*KRÜGER_01*], [*MOLTER_01*] [CONTAMINE R. 2011].....

Le TRC est un mortier armé de textiles, ce matériau composite peut être utilisé dans de nouvelles structures, ainsi que dans le renforcement des poutres, des dalles, des colonnes et même des murs. Une différence importante entre les TRC et les bétons de fibres (FRC) est que les fibres courtes des FRC sont orientées dans toutes les directions, tandis que les fibres textiles TRC se comportent comme des armatures en acier normal, avec l'orientation exacte pour reprendre les efforts.

- Utilisation des tissus comme coffrage

Le coffrage en tissu a été utilisé dans la construction de structures en béton depuis le début des années 1900, mais ce n'est que dans les années 1960 que son utilisation a commencé à se répandre, précipitée par la nouvelle disponibilité de tissus de résistance élevée, à bas prix. L'intérêt initial dans les possibilités architecturales du coffrage en tissu peut être attribué à l'architecte espagnol Miguel Fisac [Contamine R. 2012], dont le travail dans ce domaine a culminé dans une méthode brevetée pour la construction de panneaux préfabriqués avec un coffrage en tissu.

Depuis, de multiples méthodes de conception et de construction de coffrages en tissu ont étés développées. Au Japon, le système 'zéro-perte' de Kenzo Unno [Orr JJ et al 2011] pour coulage de murs avec coffrage en tissu a eu du succès, tandis qu'en Amérique du Nord des gains significatifs en matériaux et en coûts de main-d'œuvre ont été enregistrés suite à l'utilisation du coffrage en tissu dans la construction de colonnes et appuis (semelles).

Des travaux de recherche en cours, menée par le professeur Mark West au Centre for Architectural Structures and Technology (C.A.S.T) de l'université du Manitoba ont mis en valeur les possibilités architecturales du coffrage en tissu pour des poutres, en plus de son utilisation pour des coques, des panneaux, des colonnes et des murs [Orr JJ et al 2011].



Figure II.8 :Les recherches entreprises [Orr JJ et al 2011].



*Figure II.9:*Colonnes et dalle avec coffrage en tissu [Orr JJ et al 2011]

Les poutres avec coffrage en tissu offrent des avantages significatifs pour les concepteurs, tels que : réduction importante des quantités de matériaux à utiliser, facilité de construction et aspect esthétique. D'autres avantages peuvent être obtenus à l'aide du renforcement précontraint, en acier ou en polymères renforcés de fibres(FRP), où des améliorations tant dans la sûreté de fonctionnement que dans le comportement à l'état-limite ultime peuvent être obtenues. Les travaux pour mettre à disposition de meilleurs conseils de design pour ces structures remarquables sont maintenant en bonne voie.

Un travail supplémentaire est exigé pour étudier l'influence de l'utilisation de tissus en fibres flexibles de polymères renforcés et de grilles composites en renforcements externes des éléments structuraux tels que, les poutres, les colonnes, etc, que dans le renforcement interne dans des éléments structuraux tels que, les dalles.

Le coffrage en tissu fournit non seulement des moyens simples par lesquels de telles structures peuvent être coulées, mais en permettant à l'eau en excès dans les pores de s'écouler de la surface du béton l'élément résultant est tant durable qu'esthétique. Les détails d'un certain nombre de petites maisons construites en utilisant un coffrage en tissu, et la construction techniques pour de telles structures sont étudiés dans le travail en cours à l'école Yester morrow Design Schoo [Contamine R. 2012].

II.7. Avantages de l'utilisation des matériaux composites

• Excellente résistance à la corrosion: les matériaux composites ne se corrodent pas même dans un environnement agressif, sans réaction aux particules de sel, produits chimiques et à l'alcalinité du béton ce qui confère aux structures renforcées une durées de vie plus longue et donc diminution des fréquences des opérations de réhabilitation [DULUDE C. 2011]

• Légèreté: densité quatre fois inférieure à celle de l'acier entraînant des économies de transport, de mise en place et contrairement aux plaques métalliques, n'augmentent pas le poids des éléments renforcés, car l'augmentation du poids de ces derniers provoque une augmentation de la descente de charge, qui n'est pas prise en considération à la conception

• Neutralité électrique et magnétique : les matériaux composites ne contiennent aucun métal et ne causent pas d'interférence lors de l'opération d'instruments électroniques sensibles.

• **Isolateur thermique**: ils offrent une très bonne isolation thermique aux structures (ne crée pas de pont thermique)

• Facilité de mise en œuvre: Un autre avantage du TRC par rapport au béton armé est que le renfort, est plus léger et plus facile à travailler. On peut travailler avec la maille textile facilement, plier à la main ou l'utiliser pour envelopper des éléments structuraux tels que des poutres ou des colonnes en comparaison avec les barres d'armature en acier.

II.8. Conclusion du chapitre

Ces dernières années, l'utilisation des matériaux composites constitués de résine et de renforts dans le domaine du génie civil a pris de l'ampleur, grâce à leurs caractéristiques très intéressantes.

Le remplacement des armatures métalliques par des armatures en polymères renforcés.de fibres (FRP) est une excellente solution pour annihiler et contrer le problème de corrosion dans les environnements agressifs. L'utilisation d'un tel type d'armatures dans les stationnements étagés, entre autres, permettrait de prolonger grandement la durée de vie utile des structures

Le coffrage de tissu est de plus en plus utilisé en Amérique du Nord dans la construction des colonnes et des semelles et des poutres en béton. Cette alternative offre des voies intéressantes pour des ingénieurs et des architectes s'orientant vers une industrie de construction plus durable. En concevant des structures en béton optimisées, des économies significatives dans l'utilisation de matériaux peuvent être réalisées.

L'utilisation des matériaux composites dans la réparation des ouvrages en génie civil est devenue une solution prometteuse et efficace. Cependant, le mode de rupture le plus important des ces structures renforcées est le décollement de la plaque composite en raison des contraintes d'interface élevées à proximité du bord de la plaque collée.

Ce problème fait l'objet de plusieurs recherches menées par plusieurs laboratoires de recherche pour la prédiction exacte des contraintes agissant à l'interface acier- béton.

Chapitre III Investigation expérimentale et analyses

Chapitre III. Investigation expérimentale et analyses

III.1. Introduction :

L'étude expérimentale est réalisée au Laboratoire de génie civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. Toutes les opérations inhérentes à l'investigation sont présentées, à savoir : la présentation des matériaux utilisés, l'élaboration des spécimens d'essai, les modes d'essai, les modes d'endommagement et rupture. Pour mettre en évidence tout l'intérêt de notre proposition de conception des dalles épaisses avec un renforcement interne de grilles de natures différentes, plusieurs variantes d'étude ont été considérées. Tous les résultats obtenus donnant les valeurs des capacités portantes, des flèches correspondantes sont présentés et discutés. Les modes de rupture ainsi que la confrontation des courbes charges-flèches des différents spécimens sont illustrés et discutés. Ces résultats ont permis de quantifier les différents apports de la conception proposée comparativement aux dalles en béton de référence.

Les principaux paramètres influençant la résistance au poinçonnement des dalles en béton armé sont :Les dimensions en plan et l'épaisseur de la dalle; la résistance du béton; les dimensions de la colonne; le type et le taux d'armatures; la présence d'armatures de compression; la concentration d'armatures dans la région de la colonne; la présence d'armatures de poinçonnement, position de la charge sur la surface de la dalle (excentricité). La plupart de ceux-ci sont considérés dans les normes de conception, mais quelques-uns ne sont pas pris en compte. Une conception, qui consiste à intégrer des grilles de renfort de natures différentes dans la matrice béton, selon la hauteur de l'élément dalle, pour améliorer son comportement sous un chargement de poinçonnement, est proposée dans ce travail de recherche.

III.2. Paramètres d'étude

L'objectif principal de cette investigation expérimentale consiste à réaliser une caractérisation du comportement structural des dalles bidirectionnelles armées de grilles à base de fibres de verre, de polypropylènes et métalliques sous un chargement de poinçonnement, pour déterminer l'influence :

- des dimensions des mailles des grilles,

- de leurs dispositions dans la matrice béton relativement à l'épaisseur de la dalle,

- de la position da la charge de poinçonnement par rapport au centre de la dalle,

sur la résistance et le mode de rupture des dalles considérées ;

Les paramètres d'étude retenus pour cette étude sont :

- ✓ le type de grilles : trois types seront utilisés ;grille à base de fibres de verre, 'GFV', grille en polypropylène 'GPP' et grille métallique 'GM'
- \checkmark les dimensions des mailles des grilles

- ✓ l'excentricité du chargement
- ✓ la position de la grille dans l'épaisseur de la dalle

Trois séries de dalles ont été considérées : la première série a porté sur des dalles armées de deux grilles de natures différentes. Différentes dimensions des mailles ont été considérées. Les résultats obtenus, sur cette série d'essais, ont permis de quantifier les différents apports en termes de capacité portante et de ductilité, des dalles en béton armées de grilles de natures différentes comparativement aux dalles en béton de référence avec des dimensions équivalentes et surtout d'identifier la meilleure combinaison entre les grilles qui assure un meilleur comportement. Cette meilleure variante de combinaison de grilles, est utilisée dans la deuxième série d'essais en considérant cette fois- ci, des positions différentes des deux grilles selon la hauteur de la dalle. Enfin, dans la troisième série d'essais, on s'est intéressé à l'influence de l'excentricité de la charge appliquée par rapport au centre de la dalle, sur sa réponse mécanique ainsi que son mode de rupture.

Enfin, les résultats d'essais obtenus sur la meilleure variante de combinaison des grilles, seront d'une part utilisés dans le développement d'un nouveau modèle physique pour le calcul de la résistance au poinçonnement et d'autre part, confrontée aux résultats d'une simulation numérique.

III.3. Présentation du programme expérimental réalisé

Le programme expérimental considéré dans cette étude est composé de deux parties complémentaires ; La première partie consiste à caractériser les matériaux utilisés dans cette étude, en réalisant les différents essais au laboratoire. A cet effet, des essais de compression sont menés suivant la norme NFP18-406 sur des spécimens cylindriques de diamètre 150 mm et de hauteur de 300 mm, des essais de traction direct sont réalisés sur des éprouvettes prismatiques selon la norme NF EN ISO 178 et ASTM D790, élaborées à partir des grilles considérées. La seconde partie consiste à confectionner les différentes séries de dalles en béton renforcées par les grilles et à les soumettre à un chargement de poinçonnement graduel. Chaque série comporte trois dalles confectionnées à partir de la même gâchée de béton. Les résultats obtenus sont présentés et discutés.

III.4. Effets d'échelle

Du point de vue de l'analyse limite plastique et dans toute théorie où les critères de rupture des matériaux sont exprimés en fonction des contraintes et des déformations (viscoélasticité, viscoplasticité, ...) indépendamment de la taille de la structure, il ne peut y avoir d'effet d'échelle. La résistance nominale σ u est constante, quelle que soit la taille et la géométrie de la structure. Si on trace $\log \sigma_u$ en fonction de log d, on obtient une droite horizontale (en pointillé sur la figure (III-1 b).

D'un autre côté, la théorie de la rupture linéaire élastique, met en évidence un important effet d'échelle. La courbe log σ nu en fonction de log d est une droite de pente -1/2.

Les structures en béton ont un comportement intermédiaire illustré par la courbe en trait plein de la figure (III-1 b).De plus, si le comportement de la structure est ductile, des structures géométriquement similaires mais de tailles différentes vont rompre au même niveau de

contrainte: il n'y aura pas d'effet d'échelle. Si le comportement est fragile, l'effet d'échelle peut être important, la résistance nominale décroît lorsque la taille augmente .Dans notre étude, l'échelle de réduction va être fonction :Des moyens de manutentions disponibles au laboratoire : machine d'essai *IBERTEST* de type ELE ; de la représentativité de l'essai : représentativité des dimensions, du ferraillage,...

Le facteur qui peut générer des effets d'échelle, dans notre étude, est l'épaisseur de la dalle. Le rapport l/h doit rester dans les intervalles décrits par la théorie des plaques.

A cet effet, la solution retenue est d'utiliser un béton avec des dosages permet tant d'avoir des résistances similaires au béton habituel.



Figure III.1 : Effet d'échelle, loi de Bazant[Bazant 1987].

III.5. Description des éprouvettes

En tenant compte des dimensions de la machine d'essai de type ELE (IBERTEST) de capacité de 200 KN, disponible au laboratoire, avec laquelle on a effectué les essais de poinçonnement sur les dalles, On a opté pour la réalisation des dalles de dimensions :280 x 230 x 70 mm³ (longueur x largeur x épaisseur). La figure III.2 illustre les dimensions des dalles et les positions des grilles dans la dalle.



FigureIII.2 : dimensions des dalles et positions des renforts

NB : la première série a porté sur des dalles armées par deux lits de grilles (figureIII.2), ce type de renforcement leur confère un comportement analogue à celui d'un composite de type stratifié.

III.6. Matériaux utilisés

Toute étude expérimentale doit débuter une définition et une caractérisation expérimentale des matériaux utilisés dans la confection des éprouvettes d'essais. Dans notre cas, deux matériaux catégories sont utilisés : le béton et les différentes grilles de renfort. La caractérisation classique du comportement mécanique (compression axiale, traction par flexion, traction axiale) permet de déterminer les propriétés mécaniques des matériaux (résistance élastique, déformations, module d'élasticité, coefficients de poisson) ainsi que la charge ultime de rupture et la déformation ultime correspondante. Les résultats obtenus, en plus de la caractérisation du comportement mécanique, permettent de comprendre les mécanismes d'endommagement et de rupture des éléments confectionnés à partir de ces matériaux.

III.6.1. Béton

III.6.1.1. Composition

Le béton utilisé est constitué d'un ciment de type CEM III, 32,5 de résistance réelle de420 bars, un sable roulé (0/5), et un gravier (8/15) lavés et séchés à l'étuve. L'analyse granulométrique par tamisage a été réalisée suivant la norme NF P18-560, avec une tamiseuse à fréquence réglable, de 50 Htz. La composition par m³ du béton été formulée selon la méthode de DREUX GORISSE et donnée dans le tableau 1. Les mélanges sont réalisés avec un malaxeur à axe vertical, de capacité de 65 L. Les fractions massiques du béton utilisées pour 1 m³ de volume sont données dans le tableau III.1.

Composants	Masse pour 1m ³ de béton		
Ciment (Kg/ m^3)	350 + 75		
Sable (Kg/m^3)	750		
Gravier3/8 (Kg/m ³)	253		
Gravier 8/15 (Kg/m ³)	572		
Eau (Litres)	192		
Rapport E/C	0,54		

Tableau III.1 : Composition d'un m³ de béton

III.6.1 .2. Essai de compression

Le matériau béton est caractérisé par sa résistance en compression. Sa résistance en traction est très faible et peut être déduite de sa résistance en compression. L'essai de traction par flexion et l'essai de fendage sont généralement les plus utilisés. Les éprouvettes normalisées pour l'essai de compression sont de type cylindrique de hauteur 320 mm et de diamètre 160mm (selon selon la norme NF EN12390- 4) comme illustré dans la figure III.3. La

résistance f_{c28} est prise comme la valeur moyenne de trois éprouvettes appartenant à la même série, réalisées à partir de la même gâchée de béton, testées après 28 jours de murissement dans des bacs hygrométriques à une T°=20°c., dans des conditions de température et d'humidité contrôlées selon la norme NF EN12390-4. À partir de la courbe moyenne des contraintes-déformations, on détermine les paramètres, tels que : le module de Young instantané 'E', la contrainte de rupture ' σ_{rup} ', la déformation maximale à la rupture ' ε_{rup} ' et le coefficient de poisson ' υ '.

L'évolution des contraintes à 28 jours en fonction des déformations axiales et radiales des spécimens cylindriques est illustrée sur la figure (III.3). La résistance caractéristique moyenne du béton à 28 jours donnée par les essais de compression est de 34.8 MPa. La valeur au pic définit la contrainte ultime qui caractérise la résistance du béton à la compression. La rupture se produit au delà du pic.



c)



Figure III.3 : Essai de compression : a) éprouvettes d'essai , b) mode d'essai de compression, c) courbe contrainte- déformation en compression

III.6.2.Grilles de renfort

Dans le cadre de ce travail, trois types de grilles sont utilisés: grille à base de fibres de verre (GFV), grille de polypropylène (GPP) et grille métalliques (GM).

La grille à base de fibres de verre (GFV) présente des caractéristiques mécaniques très intéressantes, elle résiste bien à la traction, mais les fibres ont une faible tenue aux attaques chimiques du ciment, donc il est recommandé de les ensimer pour les protégées. La grille de polypropylène (GPP) présente une très grande déformabilité. Ces matériaux sont également caractérisés par leur légèreté et leur faible coût.

III.6.2. 1. Essais de traction des grilles

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des grilles utilisées (GFV, GPP et GM), des essais de traction directe ont été réalisés, en utilisant une machine équipée d'une cellule de force maximale de 200 KN. Elle est munie d'un logiciel de commande et de traitement des résultats, ce qui permet une représentation des diagrammes (force /déplacement et force/temps). La machine est pilotée à une vitesse de traverse constante fixée à 10 mm/min soit 0.1 KN/s. Les éprouvettes utilisées pour les essais sont dimensionnées selon la norme NF EN ISO 178 et ASTM D790. La géométrie des éprouvettes est représentée sur la figure III.6.

Pour mettre en évidence l'influence des dimensions de la maille de la grille sur la capacité portante de la dalle renforcée et surtout sur le mode de rupture, deux types de mailles ont été considérées dans cette étude : Petites mailles et grandes mailles. (voir Figures III.4 et III.5). Les caractéristiques géométriques des grilles selon les dimensions des mailles sont présentées dans le tableau III.2.

Les grilles ont été coupées, selon la géométrie requise pour l'essai, La découpe du GFV à partir du rouleau demande un soin particulier pour garder l'orientation et la répartition des fibres intactes.

	Grille 'GFV'	Grille 'GM'	Grille 'GPP'	
Longueur (mm)	280			
Largeur (mm)	230			
Surface- G maille (mm ²)	20 x 15			
Surface- P maille (mm ²)	<i>3 x 3</i> 4x4			
Section fibre (mm2)		0,2376	7,065	

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques des grilles.



Figure III.4 :*Grilles a petites mailles (G/PM)* : *a) GFV, b) GPP, c) GM.*



Figure III.5 :*Grilles agrandes mailles*(*G/GM*) : *a*) *GFV*, *b*) *GPP*, *c*) *GM*.



Figure III.6 : Formes des éprouvettes : a) GPP, b) GFV



Figure III.7 : Essais de traction directe des différentes grilles
Les résultats des essais sont illustrés sur la figure (III.8).

a)



Figure III.8 : Courbes contraintes- déformations des grilles : a) grille 'GFV', b) grille 'GM', c) Grille 'GPP'

Les caractéristiques mécaniques des différents types de grilles, données par le fournisseur sont résumées dans le tableau III.3.

	Grille Métallique (GM)	Grille en polypropylène (GPP)	Grille en fibres de verre (GFV)
Masse Volumique ((g/cm3)	7.85	0.9	2.6
Resistance a la traction (MPa)	1000 - 2500	500-750	3400
Module d'élasticité (Gpa)	150 - 200	5 - 10	82
Allongement à la rupture (%)	3 - 4	10-20	2 - 4.5

Tableau III.3: Propriétés physico-mécaniques des grilles.

III.7. Confection des spécimens Dalles

Le coffrage utilisé pour la réalisation des dalles est un moule métallique, constitué de plaques démontables, il a été imprégné par un agent démoulant pour faciliter le décoffrage des spécimens après la prise du béton. Les dalles armées on été confectionnées en respectant la procédure qui consiste à réaliser les cinq (05) étapes, dans l'ordre établi. Pour assurer la continuité de la matrice béton, il est recommandé, à chaque étape, de réaliser une vibration du béton, à l'aide d'une table vibrante. Pour les grandes dalles, de préférence, il faut utiliser une vibration externe par une aiguille vibrante de diamètre $\phi = 40$ mm. Chaque dalle est renforcée de deux (02) grilles de nature différente et chaque série de dalle, comporte trois (03) éprouvettes réalisées à partir de la même gâchée du béton.

Les étapes à respecter sont :

- 1. Coulage de la première couche de béton (couche d'enrobage).
- 2. Pose de la première nappe de la grille.
- 3. Coulage d'une autre couche de béton.
- 4. Pose de la deuxième nappe de la grille.
- 5. Coulage de la dernière couche de béton (couche de surface).

Juste après le bétonnage, toutes les dalles ont été recouvertes d'un tissu en plastique pour éviter la fissuration précoce due au retrait. Les spécimens seront démoulés à 24h après le coulage. Toutes les éprouvettes ont été mises en mûrissement, dans des bacs d'eau à une $T^{\circ}=20^{\circ}$ c, pendant une durée de 28 jours, selon la norme européenne (NF 2001) relative à la confection et la conservation des éprouvettes.

Un contrôle d'affaissement en utilisant un cône d'Abrams (EN 12350-2) est toujours effectué avant l'opération de bétonnage.

La Figure III.9 illustre le mode de renforcement et l'opération de murissement des éprouvettes dalles.



Figure III.9 : Types de grilles utilisées : a) b) c) : Petites mailles ; a'), b'), c') : Grandes mailles



Figure III.10. Procédures de réalisation et murissement des éprouvettes dalles

III.8.Mode de chargement et acquisition

Apres 28 jours de murissement, les dalles sont testées sous chargement de poinçonnement progressif. La machine d'essai est de type ELE (IBERTEST) de capacité de 200 KN, équipée d'une chaîne d'acquisition et de contrôle numérique. Un traitement statistique automatique est réalisé à chaque fin de série de test. L'essai est piloté en force. Le chargement mécanique est appliqué à l'aide d'un vérin hydraulique sur la dalle, à travers une plaque métallique carrée et rigide de 30 mm de coté et d'une épaisseur de 1cm. lors de l'essai, la valeur de la charge de rupture et la flèche verticale au milieu de la dalle, sous la surface d'application de la charge sont relevées automatiquement, pour chaque incrément de charge. La vitesse de chargement est de 10 N/s. Pour le besoin de l'essai, un dispositif d'appui rigide en acier, de forme

rectangulaire, constitué de quatre cotés supposés infiniment rigides et vide au milieu afin de ne pas gêner le fléchissement de la dalle sous chargement, est confectionné. La dalle est donc simplement appuyée sur les quatre cotés. La figure III.11 illustre le mode d'essai et le dispositif d'appuis. L'essai est conduit jusqu'à la rupture totale de la dalle.



FigureIII.11 : Machine d'essai IBERTEST et dispositif d'appuis.

III.9. Présentation des différents essais et résultats

La caractérisation expérimentale du comportement sous poinçonnement a porté sur plusieurs variantes de dalles en béton renforcées par deux grilles de nature différente. Tous les paramètres, régissant le comportement global sont identifiés ainsi que leurs influences sur le mode de rupture sont présentées et analysées. Trois séries de dalles ont été considérées : la première série a porté sur des dalles armées de deux grilles de nature différente. Pour chaque variante, deux types de mailles de la grille ont été considérés. Les résultats obtenus, en termes de capacité portante et de ductilité, comparativement aux dalles en béton de référence avec des dimensions équivalentes sur cette série d'essais, ont permis d'identifier la meilleure combinaison de grilles, qui assure un meilleur comportement.

Cette meilleure variante de combinaison de grilles, est utilisée dans la deuxième série d'essais, en considérant cette fois- ci, des positions différentes des deux grilles de renfort selon la hauteur de la dalle.

Enfin, dans la troisième série d'essais, l'objectif visé consiste à étudier l'influence de l'excentricité de la charge appliquée par rapport au centre de la dalle, sur la réponse mécanique ainsi que le mode de rupture observé. Tous les résultats obtenus donnant les valeurs des capacités portantes, des flèches correspondantes sont présentés et discutés. Les

modes de rupture ainsi que la confrontation des courbes charges-flèches des différents spécimens sont illustrés et discutés.

III.9.1. Charge de poinçonnement centrée

III.9.1.1. Variantes considérées : (Série N°1)

La première série d'essais comporte 21 dalles de dimensions identiques (280 x230 x70 mm³). Deux variantes sont considérées : 9 dalles renforcées par des grilles à petites mailles et 09 dalles renforcées par des grilles à grandes mailles. Chaque dalle est renforcée de deux (02) grilles. Pour chaque variante, une combinaison de grilles est adoptée, pour mettre en évidence l'influence de la compatibilité du travail mécanique des grilles, l'influence de la position de la grille dans la dalle sur la reprise de la charge appliquée et sur le mode de rupture. Pour assurer une bonne reproductibilité des résultats, trois éprouvettes au moins pour chaque variante sont réalisées. Trois (03) dalles en béton non renforcées considérées comme des dalles de référence, sont également réalisées pour la confrontation des résultats. Les différentes combinaisons considérées sont indiquées dans le tableau III.4.

Désignation de la	Type de maille	Position de la grille dans la dalle		
dalle		Grille / inferieure	Grille/ supérieure	
GM - $GPP_{(PM)}$		GM	GPP	
GM-GFV _(PM)	Petites mailles	GM	GFV	
GFV-GPP _(PM)	G/PM	GFV	GPP	
GM - $GPP_{(GM)}$		GM	GPP	
GM-GFV _(GM)	Grandes mailles	GM	GFV	
GFV-GPP _(GM)	G/GM	GFV	GPP	

- Résultats et discussions

Les différents résultats obtenus en termes de capacité portante, ductilité, des différentes dalles considérées sont récapitulés dans le tableau (III.6). La capacité portante de la dalle est identifiée par la valeur de la charge ultime, détectée lors de l'essai.

Tune de		Dalle en béton renforcée par deux grilles : Série N•1				
grille	Combinaison	Contrainte ultime (Mpa)	Flèche à la première fissure (mm)	Charge ultime(KN)	Flèche maximale (mm)	
G/PM	GFV-GPP _(PM) GM-GPP _(PM) GM-GFV _(PM)	1.10 0.87 0.73	3,07 1.96 1.7	25.42 13.96 17,13	7,17 1,96 7,24	
G/GM	GFV-GPP _(GM) GM-GPP _(GM) GM-GFV _(GM)	1.07 0.86 1,06	1.96 2,02 2,12	17.67 13,51 17.48	7,55 4,41 3,68	
Dalle témoin	Béton seul	0.77	1,65	12,45	1,65	

Tableau III.5 : Résultats de la première série d'essais

Les différentes courbes forces-flèches correspondantes, décrivant l'évolution du chargement extérieur appliqué en fonction du déplacement, mesuré au centre de la dalle sont illustrées par les figures III. 12 et III.13. La confrontation des courbes permet de choisir la meilleure combinaison des grilles, le type de mailles de la grille et la meilleure position des grilles dans la matrice béton. Cette variante sera utilisée dans la deuxième série N°2 des dalles. Le comportement sous poinçonnement de cette dalle renforcée par cette combinaison sera confronté à celui de la dalle de référence.



*Figure III.12.*Courbes 'Forces- flèches' des différentes variantes de dalles renforcées par deux grilles de petites mailles.



Figure III.13. Courbes 'Forces- flèches' des différentes variantes de dalles renforcées par deux grilles de grandes mailles.

Dans le cas de renforcement par des grilles à petites mailles (figure III.12) on constate que le meilleur comportement est observé pour la variante GFV/PM-GPP/PM, en effet, la phase élastique du comportement est caractérisée par une charge ultime de 25,42KN et une flèche correspondante de 2,39 mm, nettement supérieure à celles des variantes GM/PM-GPP/PM et GM/PM-GFV/PM.

Pour le cas de renforcement par des grilles à grandes mailles (figure III.13), le domaine élastique est identique pour toutes les variantes GFV/GM-GPP/PM et GM/GM-GFV/GM. Les charges qui provoquent les premières fissures sont respectivement égales à 17,26 KN et 17,48 KN, et les flèches correspondantes sont respectivement égales à 1,96 mm et 1,41mm. Dans le domaine post-fissuration, on peut observer que la variante de dalle renforcée par deux grilles GFV/PM-GPP/PM présente un meilleur comportement.

En comparant les valeurs ultimes des charges et de ductilités de toutes les dalles de la série N°1, on peut constater que la dalle en béton renforcée par deux grilles GFV/PM-GPP/PM est la meilleure variante. Les dimensions importantes des mailles assurent la continuité de la matière 'béton', alors que dans le cas des petites mailles, la dalle se comporte comme une structure stratifiée. La fraction volumique du renfort est plus importantes, les grilles résistent et reprennent mieux les efforts de traction sollicitant la dalle. Le comportement global est analogue à celui des structures renforcées par des TFC et des structures stratifiées, à cet effet, la théorie des stratifiée peut être appliquée pour modéliser le comportement mécanique sous chargement vertical progressif de poinçonnement.

La figure III.14 illustre la confrontation des courbes Forces- flèches des dalles renforcées par une combinaison de deux grilles (GFV/GPP), selon le type de maille de la grille, comparativement à la dalle de référence.



*Figure III.14.*Confrontation des courbes 'Forces- flèches' des variantes de dalles renforcées par deux grilles GFV/GPP de différentes mailles et de la dalle de référence.

A partir de la figure III.13, on peut constater qu'une amélioration considérable en termes de résistance et de ductilité est obtenue avec les dalles renforcées par la combinaison de grilles GFV et GPP. En effet, la dalle témoin présente un comportement fragile avec une charge ultime de rupture égale à12.45 KN et une flèche correspondante égale à 1.65mm, par contre la rupture de la dalle renforcée par la combinaison de grilles GFV/PM et GPP/PM est obtenue sous une charge ultime de 25,42KN et une flèche correspondante de 2,39 mm. Cette variante de dalles présente les gains en termes de capacité portante et de ductilité estimés respectivement à 104,18% et 86,06%. Pour les différentes variantes de dalles considérées dans cette étude, les gains sont récapitulés dans le tableau III.6. La figure III.15 montre les histogrammes des résistances et de déformations correspondantes des déférents spécimens étudiés

TableauIII.6 : Gains en termes de capacité portante et en ductilité relativement à la dalle en béton seul, des différentes variantes de renforcement

Type de combinaison de grilles de renforcement de la dalle en béton	gain en résistance (%)	Gain en ductilité (%)
(GFV-GPP) _(PM)	104,18	86,06
(GM-GPP) _(PM)	12,13	18,79
(GM-GFV) _(PM)	37,59	3,03
(GFV-GPP) _(GM)	41,93	18,78
(GM-GPP) _(GM)	08,52	22,24
(GM-GFV) _(GM)	40,40	28,48



Figure III.15 : Histogramme des forces ultimes et des flèches correspondantes selon les différentes variantes de renforcement

La grille à base de fibres de verre (GFV) améliore la résistance grâce à ses excellentes performances mécaniques et la grille en polypropylène (GPP)améliore la ductilité, grâce l'excellente déformabilité du polypropylène. L'utilisation simultanée de ces deux grilles permet d'améliorer le comportement structural des dalles en béton vis-à-vis des sollicitations de poinçonnement.

III.9.1.2. Variation de la position des grilles : (Série N°2)

Tenant compte du résultat trouvé précédemment dans la série N°1, dans cette série N°2, on considère la combinaison de grilles GFV/PM et GPP/PM qui a donné les meilleurs résultats. L'objectif visé consiste à évaluer l'influence de la position des grilles suivant la hauteur de la dalle en béton sous un chargement de poinçonnement appliqué au centre de la dalle. Trois positions des grilles ont été considérées : V-PP-3cm, V-PP-2cm et V-PP-1cm. La grille GFV/PM est posée à la partie inférieure, et la grille GPP est posée à la partie supérieure de la dalle. Les différentes positions des grilles sont illustrées sur le tableau III.7.



Tableau III.7: Positions des grilles dans la dalle.

III.9.1.2. 1. Résultats et discussions

Les principaux résultats obtenus sur les différentes dalles de la série N°2 sont résumés dans le tableau III.8 et la confrontation des courbes 'charge – flèche' des trois variantes est illustrée su la figure III.16.

Dalles	Contrainte ultime (Mpa)	Charge ultime(KN)	Flèche ultime (mm)	Fleche à la rupture (mm)
GFV-GPP-1cm	1,21	15.45	3,95	7,89
GFV-GPP -2cm	0,79	13,20	2,23	7,25
GFV-GPP -3cm	1,45	24,95	3,07	6,93

Tableau III.8 : Résultats des essais de la deuxième série d'essais de poinçonnement



Figure III.16 : Confrontation des courbes charges flèches des différentes variantes selon la position des deux grille et de la dalle de référence.



Figure III.17 : *Histogramme des forces ultimes et des flèches correspondantes selon les différentes dispositions des grilles sur la hauteur de la dalle*

- Les résultats montrent que la dalle GFV-GPP-3cm (voir figure III.16) présente le meilleur comportement. La charge ultime est de 24.95 KN et la flèche la première fissure ure est égale à 3,07mm. Comparativement aux autres variantes, GFV-GPP -1cm et GFV-GPP -2cm, les valeurs des charges ultimes sont respectivement égales à 15,45 KN et 13,20 KN et les flèches correspondantes sont respectivement égales à 7,89 mm et 7,25 mm. L'analyse des courbes nous permet de constater ce qui suit :
- La variante GFV-GPP-1cm, présente un meilleur comportement dans le domaine élastique. En effet, même si la charge limite élastique est peu améliorée comparativement à la dalle de référence et inférieure à la charge limite élastique obtenue dans les autres variantes de dalles renforcées, on remarque que la flèche qui correspond au premier pic (f=3.95) est largement supérieure aux autres flèches. En effet, dans cette variante, les deux grilles se trouvent dans la zone tendue de la dalle, donc la grille GPP confère à la dalle en béton une meilleure déformabilité, mais ne contribue pas à l'amélioration de la capacité portante ;
- Pour la variante GFV-GPP-2cm, on observe que la flèche au premier pic de 2,3 mm est relativement faible comparativement à la flèche obtenue pour les autres variantes (4,32 et 3,07mm). Ceci peut être expliqué par la position de la grille GPP au niveau de l'axe neutre de la dalle en béton. A cet effet, la grille GPP, dans le domaine élastique n'a presque pas travaillé. La grille GFV a travaillé seul sans aucune contribution de la grille GPP. Les valeurs de la charge (13,20KN) et de la flèche (2.23 mm), provoquant la première fissure confirment la non contribution de la grille GPP dans l'amélioration de la capacité portante et la déformabilité de la dalle renforcée ;
- Les meilleurs résultats en termes de résistance et de flèches sont obtenues pour la variante GFV-GPP-3cm ;
- Enfin, toutes les dalles renforcées par les grilles présentent plusieurs pics avant de se rompre. On assiste à une redistribution des efforts entres les fibres des grilles. Les premières fissures créent des discontinuités locales de la matrice béton. Lorsque les différents blocs sont séparés, c'est les grilles qui jouent le rôle de tirant pour solidariser et relier les blocs de la dalle. On observe alors à une succession de pics avant la rupture finale de la dalle renforcée. Ce comportement sera détaillé dans la suite du travail.

III.9.2. Charge de poinçonnement excentrée

III.9.2.1.Variantes considérées (Série N°3)

On parle de poinçonnement excentré lorsque la dalle transmet une charge verticale et un moment de flexion à la colonne, l'effet combiné de la charge verticale et du moment peut être remplacé par une charge excentrée par rapport à l'axe de la colonne. Pour pouvoir étudier ce cas de chargement et comme les moyens d'effectuer les essais sur des dalles à grande échelle au laboratoire ne sont pas disponibles, cette excentricité est réalisée par le placement de la pièce servant de poinçon sur la dalle.

L'objectif visé consiste à étudier le comportement des dalles renforcées par des grilles GFV/PM -GPP/PM sous un chargement excentré et d'évaluer l'effet de la variation de l'excentricité sur la charge ultime et le mode de rupture. Toutes les dalles de la série N°3 ont été testées sous différentes orientations de l'excentricité.

Trois types d'excentricités de la charge par rapport au centre de symétrie de la dalle on été considérés : excentricité selon l'axe xx (ex), excentricité selon l'axe yy (ey) et excentricité selon les deux axes xx et yy (exy). Ces trois cas sont illustrés dans la figure III.18.La valeur de l'excentricité est prise égale à 1/8 L. avec :

L : portée de la dalle selon la direction considérée.

Pour chaque excentricité trois (03) dalles en béton renforcées par des grilles GFV/PM –GPP/PM- 3 cm, ont été réalisées. Les différents résultats sont présentés dans le tableau III.9 .



Figure III.18: Différentes excentricités de la charge, considérée par rapport au centre de

Chapitre III

la dalle.

- Résultats et discussions

Les principaux résultats de cette série des essais sont présentés dans le tableauIII. 9

Désignation	Excentricité (mm)	Flèche au 1 ^{er} pic (mm)	Contrainte maximale (Mpa)	Flèche maximale (mm)	Force ultime (KN)
GFV-GPP-ex	28,8	3.61	0.37	9,89	18.55
GFV-GPP-ey	35	3.67	0.39	7,91	19.58
GFV-GPP-exy	$e_x = 28,8$ $e_y = 35$	3.56	0.49	9,86	24.45
GFV-GPP-centre	$e_x = e_y = 0$	3.07	1.47	7.41	24,95

Tableau III. 9 : Résultats des essais de poinçonnement excentré

La figure III.19, ci-dessous illustre la confrontation des courbes 'force-flèche', des dalles renforcées par des grilles (V-PP-3 cm) soumises à un chargement de poinçonnement excentré, selon les différentes excentricités considérées comparativement à la dalle renforcée sous poinçonnement centré.



Figure III.19 : Confrontation des courbes 'charges –flèches' des différentes variantes selon l'excentricité de la charge.



Figure III.20 : Histogramme des forces ultimes et des flèches correspondantes selon les différentes excentricités considérées

L'analyse des résultats illustrés sur les figures III.19 et III.20 nous permettent de constater ce qui suit :

- Dans la phase élastique, les dalles GFV-GPP soumises au poinçonnement excentré selon xy (exy) et poinçonnement centré, présentent des comportements analogues avec des charges ultimes très proches de 24,45 KN et 24,95 KN, respectivement. Il en est de même pour les dalles renforcées soumises à des charges excentrées suivant les axes principaux de la dalle ex et ey, qui présentent des charges ultimes très proches ,de l'ordre de 19KN correspondant à pratiquement la même flèche, cependant on remarque pour la dalle soumise au poinçonnement excentré selon la direction x, une flèche plus importante à la rupture ;
- Les dalles résistent mieux quand la charge est appliquée avec une excentricité diagonale « e_{xy}» comparativement aux cas où la charge est appliquée en un point d'excentricité selon les axes x (e_x) et y (e_y). Les flèches des dalles *GFV-PP-ex* et *GFV-GPP-ey* sont légèrement supérieures à celles des dalles soumises à un chargement centré, La flèche la plus importante est obtenue pour le cas des dalles *GFV-GPP-ey* (excentricité suivant y-y), elle est due à la grande dimension de la dalle dans ce sens ;
- L'excentricité de la charge dans la direction des axes principaux, diminue la résistance de la dalle comparativement à la charge centrée ;

- En tenant compte des valeurs obtenues des différents paramètres concernant chaque excentricité, on constate que les meilleurs résultats sont obtenus pour l'excentricité diagonale (suivant x et y).

III.10.1. Présentation des modes de rupture des spécimens testés

La rupture par poinçonnement est caractérisée par une force concentrée agissant perpendiculairement sur une dalle par la réaction d'une colonne ou charge concentrée qui crée une rupture locale par pénétration à travers la dalle, ce mode de rupture est observé dans le cas des dalles symétriques du point de vue portées, c'est-à-dire la longueur et la largeur ont la même dimension à une échelle plus au moins réelle. Dans notre cas les dimensions sont faibles comparativement à l'échelle réelle. De plus les portées dans les deux directions sont différentes (LX différent de LY), donc on est dans le cas du poinçonnement non symétrique pour lequel ne se forme pas le cône de poinçonnement. Les modes de rupture obtenus pour l'ensemble des dalles renforcées testées sont illustrés par les figures III.21, III.22 ; III.23 et III24.



FigureIII.21:Modes de rupture des dalles renforcées avec grilles à grandes mailles soumises à un chargement de poinçonnement centré.



FigureIII.22: Modes de rupture des dalles renforcées avec grilles à petites mailles soumises à un chargement de poinçonnement centré.



FigureIII.23 : Modes de rupture des dalles renforcées selon différentes positions des grilles sous un chargement de poinçonnement centré.





III.10.2. Analyse des résultats et discussions

D'après les différentes figures III.21, III.22 ; III.23 et III24, on constate deux principaux modes de rupture, à savoir la rupture par poinçonnement et la rupture par flexion. La rupture par poinçonnement est caractérisée par un champ de fissurations de faibles largeurs et longueurs autour de la zone la plus sollicitée en traction (face inferieure de la dalle), cependant la rupture par flexion est caractérisées par deux fissures qui se croisent, parallèles aux deux directions principales, qui se propagent jusqu'aux extrémités de la dalle. La rupture par poinçonnement se produit lorsque la dalle développe une importante résistance au chargement exercé, tandis que la rupture par flexion se produit pour les dalles les plus fragiles. La figure III.25 illustre les modes de rupture observés : rupture par flexion et rupture par poinçonnement.



FigureIII.25: Modes de rupture : a) Rupture par flexion, b) Rupture par poinçonnement

- Pour les différentes dalles de la série N°1, on observe une rupture par poinçonnement qui se produit pour la dalle renforcée de GFV/PM FPP/PM sous un chargement centré. Ce mode de rupture est dû aux propriétés mécaniques de la grille de fibres de verre GFV. Les sollicitations sont mieux réparties, la fissuration est également mieux répartie sur toute la face tendue de la dalle, contrairement au mode de rupture par flexion, où l'on peut aisément observer la formation de fissures importantes selon les deux directions principales en plan de la dalle, telle que montrée par la figure III.25 ;
- Concernant les dalles appartenant à la deuxième série (Série N°2), on constate une rupture par poinçonnement pour la dalle 'GFV-GPP-3cm'. Ce mode de rupture est déjà observé dans la première série de dalles (Série N°1). Par contre, une rupture fragile par flexion est obtenue pour la dalle GFV-GPP-2cm, ce mode de rupture peut être expliqué par le fait que la grille de polypropylène GPP est proche de l'axe neutre (région la moins sollicitée de la dalle) contribue faiblement à la reprise des efforts et n'influe pas sur le mode de rupture. Enfin, la dalle renforcée 'GFV-GPP-1 cm' a présenté un mode de rupture combiné entre la flexion et le poinçonnement. Ceci peut être expliqué par la

participation des deux grilles dans la reprise des efforts développés par l'essai de poinçonnement et dans le mode de développement du champ de fissuration sur la face inférieure de la dalle renforcée. La grille à base de fibres de verre confère à la dalle de la résistance alors que la grille de polypropylène lui confère de la déformabilité ;

- Dans le cas du chargement excentré, on observe pour les trois types de dalles des modes de rupture différents, les deux dalles soumises à une charge excentrée suivant un seul axe(x-x ou y-y) subissent une rupture par flexion, ce qui est expliqué par l'inégalité des dimensions des dalles de part et d'autre par rapport au point d'application de la charge, cependant dans le cas du chargement excentré selon les deux directions en plan (xx, yy)(excentricité diagonale), on observe une rupture par poinçonnement décalée dans le sens de la diagonale par rapport au centre de la dalle ;
- Le point d'application de la charge est considéré donc comme étant un paramètre régissant le mode de rupture de la dalle. En effet, le comportement de la dalle est relativement tributaire du point d'application de la charge (surtout dans le cas du chargement excentré).

III.11. Aspect caractérisant le comportement flexionnel des dalles

Le renforcement par la grille de polypropylène 'GPP' confère au matériau béton une plus grande déformabilité, grâce aux propriétés élasto-plastiques du matériau polypropylène, alors que la grille à base de fibres de verre 'GFV' lui confère plus de résistance, eu égard aux bonnes caractéristiques mécaniques de la fibre de verre.

Le rapprochement des mailles, permet d'obtenir un renforcement homogène de la dalle et une meilleure distribution des sollicitations autour de la zone la plus sollicitée de la fibre tendue. Cette observation est confirmée par la confrontation des deux variantes de renforcement en fonction de la dimension des mailles, où le mode de rupture par poinçonnement est obtenu uniquement dans le cas des dalles renforcées de grilles à petites mailles.

L'utilisation des grilles métalliques permet de rigidifier la dalle de béton, mais la rupture est dans tous les cas de figures est obtenue par flexion. Les confrontations effectuées mettent en évidence l'apport de la conception proposée en termes de capacité portante et de ductilité comparativement au béton non renforcé.

Les différents aspects caractérisant le comportement flexionnel des dalles ont été observés sur la dalle renforcée par la combinaison de grilles 'GFV/PM –GPP/PM'. En effet, au cours du chargement, le comportement de la dalle renforcée passe par plusieurs phases successives, chacune est caractérisée par une résistance au pic et une flèche correspondante. Les premières fissures créent des discontinuités locales de la matrice béton et un décollement de l'interface béton- GFV. Lorsque les différents blocs sont séparés, c'est les grilles qui jouent

le rôle de tirant pour solidariser et relier les blocs de la dalle. Lorsque la grille GPP cède, on assiste à la ruine totale de la dalle. Les différents pics observés dans toutes les phases correspondent à la rupture des chaines les unes après les autres. Ce comportement est caractérisé par quatre phases comme illustré par la figure III-26.



Figure III.26. *Phases successives du comportement de la dalle renforcée par* '*GFV/PM – GPP/PM*'

- Phase I: Cette phase correspond au comportement élastique du béton non fissuré, caractérisée par une augmentation rapide de la charge, jusqu'à 25,42 KN, correspondant à une flèche de 3mm. Le premier pic correspond à la valeur limite élastique. A la fin de cette phase, on assiste à une chute rapide de la résistance due à l'initiation et la propagation des premières fissures ;
- Phase II: Lors de cette phase, des fissures apparaissent sur la face tendue de la dalle, et la flèche augmente plus rapidement, la chute de la charge est due au décollement au niveau de l'interface béton- grille GFV des deux cotés de la fissure. la grille GFV joue alors le rôle de tirant pour solidariser et relier les 'blocs fissurés' de la dalle. On assiste alors à une reprise de la résistance ;
- Phase III: dans cette phase, une chute de la charge se produit brutalement, ce qui correspond à la rupture de la grille GFV. Seule la grille GPP continue à résister aux sollicitations développées par le chargement appliqué. Cette phase est très courte, car la grille GPP résiste faiblement au chargement appliqué et se déforme rapidement ;
- Phase IV : Cette phase correspond à la rupture de l'ensemble des composants de la dalle.

III.12. Conclusion du chapitre

Les résultats obtenus dans cette étude expérimentale, menée sur des dalles renforcées par des grilles de natures différentes, soumises à un chargement centré et excentré de poinçonnement, jusqu'à la rupture, montrent clairement l'amélioration en termes de résistance et de déplacement, comparativement aux dalles en béton.

Les résultats des essais menés dans la première série de dalles, ont montré que l'amélioration de la charge ultime ainsi que le passage du mode de rupture flexionnel au mode de rupture par poinçonnement sont contrôlés, essentiellement, parle type de grille utilisée et sa dimension des mailles, en effet, le renforcement par des grilles à petites mailles donne de meilleurs résultats, car le nombre de fils par grille augmente, donc la grille résiste mieux, surtout la grille GFV.

Les résultats obtenus mettent en évidence le gain de la conception proposée en termes de capacité portante qui est de l'ordre de 104,18 % et en termes de ductilité de 86,06%. Elle permet également le développement des mécanismes flexionnels dans la dalle, ce qui conduit à un mode de rupture plus ductile comparativement aux dalles de référence. Cependant lorsqu'on utilise des grilles à petites dimensions de mailles, on observe un léger glissement entre les grilles et le béton au niveau de l'interface, ce paramètre va être étudié dans la suite de ce travail.

Le mode conventionnel de rupture, par poinçonnement, n'est pas trop influencé par la présence des grilles à grandes mailles, par contre on observe un changement du mode de rupture par flexion au mode de rupture par poinçonnement dans le cas d'utilisation des grilles à petites mailles. La vitesse de propagation des microfissures, et le champ des fissurations sont très influencés par la présence des grilles à petites mailles dans la matrice béton.

Les champs des déplacements des dalles renforcées par des grilles GFV et GPP, sont particulièrement sensibles à l'excentricité du chargement appliqué. En effet le point d'application de la charge est considéré comme étant un paramètre régissant le mode de rupture de la dalle. Lorsque la charge est appliquée avec une excentricité par rapport au centre de symétrie de la dalle, la surface de rupture perd son caractère symétrique autour du point d'application de la charge.

Les résultats confirment que le passage du mode de rupture flexionnel au mode de rupture par poinçonnement est contrôlé, essentiellement, par le type du renfort, les dimensions des mailles des grilles, ainsi que l'excentricité de la charge.

Chapitre IV Modélisation du comportement en flexion et de l'interface grilles- béton

Chapitre IV. Modélisation du comportement en flexion et de l'interface grilles-béton

IV. 1. Introduction

Une modélisation analytique basée sur la théorie classique des plaques est menée, sur le comportement mécanique des dalles épaisses en béton renforcées par des grilles de différentes natures, chargées en poinçonnement jusqu'à la rupture. La charge est appliquée au centre de la dalle. La modélisation analytique est réalisée par application de la théorie des plaques épaisses à gradient fonctionnel. La fonction de loi de puissance des matériaux à gradients fonctionnels, permettant de décrire les variations des propriétés matérielles de la plaque à traves sa hauteur, avec l'apparition des concentrations de contraintes dans les interfaces en considérant le matériau comme une matrice continue mais change de propriétés graduellement, est utilisée.

Plusieurs modèles sont utilisés avec ou sans prise en compte de l'influence du cisaillement transverse. Le modèle mis au point permet de tenir compte de l'effet du cisaillement transverse en utilisant une fonction de gauchissement du troisième ordre (TSDT). Les équations d'équilibre sont obtenues par application du principe des travaux virtuels (PTV), et la solution mathématique est recherchée par l'approche de Navier pour les plaques, permettant d'évaluer avec précision les champs de déformations et de contraintes de l'élément considéré en fonction du chargement extérieur appliqué, pour divers valeur du paramètre du matériau.

Ces dernières années, plusieurs travaux ont été effectués sur la modélisation de l'interface béton-composite [Smith et al.] ; [Tounsi et al.] et [Benyoucef et al.]. Dans le but d'établir une relation contrainte d'adhérence- glissement caractérisant l'interface entre le béton et les grilles des dalles étudiées, on utilisera un model caractérisant cette dernière.

IV.2. Modélisation géométrique

Les caractéristiques géométriques et les conditions aux limites de l'élément considéré sont illustrées sur la figure IV.1. Les dimensions de la dalle sont 280 x 230 x 70 mm. Les coordonnées (x) et (y) définissent le plan de la dalle de longueur (a) et de largeur (b), tandis que l'axe (z) est l'origine à la surface du milieu de la plaque et dans le sens de l'épaisseur.



Figure IV. 1 : Modélisation géométrique de la dalle renforcée par deux grilles

Le renforcement est réalisé par deux grilles simultanément. Les tissus composites utilisés sont la grille de fibres de verre (GFV) et la grille de polypropylène (GPP). Leurs modules d'Young sont donnés par la loi de Tsai-Pagano comme suit :

$$E_{GFV} = \frac{3}{8} E_{GFV_L} + \frac{5}{8} E_{GFV_T}$$
(IV.1)

$$E_{GPP} = \frac{3}{8} E_{GPP_L} + \frac{5}{8} E_{GPP_T}$$
(IV.2)

 E_{GFV_L} , E_{GFV_T} Modules d'Young longitudinal et transversal de la grille GFV respectivement. E_{GPP_L} , E_{GPP_T} Modules d'Young longitudinal et transversal respectivement de la grille GPP

IV.2.1.Homogénéisation

Les propriétés du matériau dont le module de Young et le coefficient de Poisson sur les surfaces supérieure et inférieure sont différentes, mais sont déterminées selon les demandes d'exécution comme montré sur la figure IV.2. Obtenus en changeant sans interruption les constituants des matériaux multi-phases dans une fraction prédéterminée de volume du matériau constitutif, ces paramètres varient de façon continue, dans le sens de l'épaisseur. L'effet de la variation du coefficient de Poisson sur la déformation est beaucoup moins important que celui du module de Young.

A cet effet, la valeur du coefficient de Poisson est prise constante en tout point de la plaque. Par contre le module de Young change dans la direction de l'épaisseur.



Figure IV.2. Variation de rigidité dans la direction de l'épaisseur de la plaque FGM

Les propriétés matérielles E_1 représentent les rigidités variantes de la face inferieure situé à une position z = -h/2 jusqu'au plan médian de la plaque, contenant une matrice béton et une grille GFV. Cependant E_2 est la rigidité variante du plan moyen jusqu'à la face supérieure contenant une matrice béton et une grille GPP. Elles sont données par les expressions (IV.3) et (IV.4)

$$E_1 = E_b + \mu_{GFV} (E_{GFV} - E_b)$$
(IV.3)

$$E_2 = E_b + \mu_{GPP}(E_{GPP} - E_b) \tag{IV.4}$$

Avec μ_{GFV} , μ_{GPP} sont les fractions volumiques des grilles GFV et GPP respectivement, et E_b est le module d'Young de la matrice béton.

La variation du module de Young dans la direction de l'épaisseur dans la plaque est fonction des modules de Young des matériaux constitutifs et du paramètre « k » qui tient compote du changement des propriétés du matériau, et qui indique le profil de variation des matériaux à travers l'épaisseur, La loi retenue dans cette étude est de type puissance (power-lawfunction), elle est donnée par l'équation (IV.5) :

$$E(z) = E_1 + (E_2 - E_1)(\frac{1}{2} + \frac{z}{h})^k$$
(IV.5)

IV.2.2.Formulation théorique

La réponse de la structure sous chargement ponctuel statique est évaluée par la théorie classique des plaques épaisses, avec prise en compte de l'influence du cisaillement transverse, à travers la fonction de gauchissement du troisième ordre. Le champ de déplacement de n'importe quel point situé à une position (x,y, z) de la plaque est donné par l'expression (IV.6):

$$u(x, y, z) = u_0(x, y) - z \frac{\partial w_0}{\partial x} + f(z)\gamma_{xz}^0$$

$$v(x, y, z) = v_0(x, y) - z \frac{\partial w_0}{\partial y} + f(z)\gamma_{yz}^0 (\text{IV. 6})$$

$$w(x, y) = w_0(x, y)$$

Avec : u, v, w sont les déplacements dans les directions x, y, z respectivement u_0, v_0, w_0 sont les déplacements du plan médian

Les hypothèses de la présente théorie des plaques sont les suivantes :

- Les déplacements sont négligeables par rapport à l'épaisseur de la plaque, en conséquence les déformations sont infinitésimales;
- La contrainte normale transversale σ_z est négligeable devant les autres contraintes planes σ_x et σ_y .

Le déplacement transverse w(x, y) contient deux composantes de flexion ' w_b , et de cisaillement ' w_s . Ces composantes sont en fonction des coordonnées x et y. le champ de déplacement de l'équation (IV.6) est ainsi donné par la formulation explicite (IV.7) suivante :

$$u(x, y, z) = u_0(x, y) - z \frac{\partial w_b}{\partial x} - f(z) \frac{\partial w_s}{\partial x}$$

$$v(x, y, z) = v_0(x, y) - z \frac{\partial w_b}{\partial y} - f(z) \frac{\partial w_s}{\partial y}$$

$$w(x, y) = w_b(x, y) + w_s(x, y)$$

(IV.7)

 $f \ge R$ eprésente la fonction de forme déterminant la distribution des contraintes et des déformations transversales suivant l'épaisseur. Le champ de déplacement de la théorie classique des plaques est obtenu en posant $f \ge 0$.

La théorie du premier ordre (first-order shear déformation theory FSDT) est obtenue en posant f = z. Dans le cadre de cette étude, la théorie des déformations du troisième ordre (the third-order shear déformation theory ou TSDT) [REDDY JN .1984], est obtenue par la relation (IV.8) est utilisée.

$$f(z) = z(1 - \frac{4z^2}{3h^2})$$
 (IV.8)

IV.2. 3. Relation contraintes-déformations

Les déplacements et les déformations du second ordre sont négligés (relation linéaire entre déformations et déplacements). Selon cette hypothèse, les relations cinématiques peuvent être obtenues par la relation (IV.9).

$$\varepsilon_{x} = \frac{\partial u_{0}}{\partial x} - z \frac{\partial^{2} w_{b}}{\partial x^{2}} - f(z) \frac{\partial^{2} w_{s}}{\partial x^{2}}$$

$$\varepsilon_{y} = \frac{\partial v_{0}}{\partial y} - z \frac{\partial^{2} w_{b}}{\partial y^{2}} - f(z) \frac{\partial^{2} w_{s}}{\partial y^{2}}$$

$$\varepsilon_{z} = 0$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u_{0}}{\partial y} + \frac{\partial v_{0}}{\partial x} - 2 \frac{\partial^{2} w_{b}}{\partial x \partial y} - 2 f(z) \frac{\partial^{2} w_{s}}{\partial x \partial y}$$

$$\gamma_{yz} = g(z) \frac{\partial w_{s}}{\partial y}$$

$$\gamma_{xz} = g(z) \frac{\partial w_{s}}{\partial x}$$
(IV.9)

Le tenseur de déformations est obtenu par la dérivée du champ de déplacement dans le cadre de l'hypothèse des petites perturbations (HPP).

Avec:
$$g(z) = 1 - \frac{\partial f(z)}{\partial z}$$

Si on considère un état de contrainte au point M(x, y, z), alors dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire et isotrope, les relations constitutives s'écrivent comme suit

En utilisant les propriétés matérielles définies dans l'équation (IV.1), les coefficients de rigidité Q_{ij} peuvent êtres écris de la manière suivante (IV.11).

$$Q_{11} = Q_{22} = \frac{E(z)}{1 - \nu^2}$$

$$Q_{12} = \frac{\nu E(z)}{1 - \nu^2}$$

$$Q_{44} = Q_{55} = Q_{66} = \frac{E(z)}{2(1 + \nu)}$$
(IV.11)

IV.2. 4. Relation efforts internes-déformations

Les équations gouvernantes d'équilibre peuvent être exprimées en utilisant le principe des déplacements virtuels. Pour toute variation des déplacements et déformations virtuels δu , δv , δw et $\delta \varepsilon$, le travail des efforts intérieurs est égal au travail des efforts extérieurs. Le principe des travaux virtuels pour ce problème s'écrit (IV.12)

$$\int_{-h/2}^{h/2} \int_{\Omega} \left[\sigma_x \delta \varepsilon_x + \sigma_y \delta \varepsilon_y + \tau_{xy} \delta \gamma_{xy} + \tau_{yz} \delta \gamma_{yz} + \tau_{xz} \delta \gamma_{xz} \right] d\Omega \, dz - \int_{\Omega} q \delta W \, d\Omega = 0$$
(IV. 12)

Où : Ω est la surface supérieure.

En substituant les équations des efforts internes donnés par les relations (IV.14) dans l'équation (IV.12) et par intégration à travers l'épaisseur de la plaque, l'équation (IV.12) peut être réécrite comme suit.

$$\int_{\Omega} \left[N_x \delta \ \varepsilon_x^0 + N_y \delta \ \varepsilon_y^0 + N_{xy} \delta \ \varepsilon_{xy}^0 + M_x^b \delta \ k_x^b + M_y^b \delta \ k_y^b + M_{xy}^b \delta \ k_{xy}^b + M_x^s \delta \ k_x^s + M_y^s \delta \ k_{xy}^s + M_x^s \delta \ k_{xy}^s + M_{xy}^s \delta \$$

 $O\hat{u}: N, M$, et S: sont les efforts résultants

Les efforts normaux, les moments fléchissant, et les efforts supplémentaires dus au cisaillement transverse sont définis par :

$$N_{x}, N_{y}, N_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{x}, \sigma_{y}, \tau_{xy} dz$$

$$M_{x}^{b}, M_{y}^{b}, M_{xy}^{b} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{x}, \sigma_{y}, \tau_{xy} zdz$$

$$M_{x}^{s}, M_{y}^{s}, M_{xy}^{s} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{x}, \sigma_{y}, \tau_{xy} fdz$$

$$S_{xz}^{s}, S_{yz}^{s} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz}, \tau_{yz} gdz$$
(IV.14)

En substituant l'équation (IV.10) dans l'équation (IV.14), les efforts résultants sont donnés comme suit :

$$\begin{cases} N\\ M^{b}\\ M^{s} \end{cases} = \begin{bmatrix} A_{ij} & B_{ij} & C_{ij}\\ B_{ij} & D_{ij} & E_{ij}\\ C_{ij} & E_{ij} & G_{ij} \end{bmatrix} \begin{cases} \varepsilon\\ k^{b}\\ k^{s} \end{cases} et \begin{cases} S_{yz}^{s}\\ S_{xz}^{s} \end{cases} = \begin{bmatrix} A_{44}^{s} & 0\\ 0 & A_{55}^{s} \end{bmatrix} \begin{cases} \gamma_{yz}^{s}\\ \gamma_{xz}^{s} \end{cases}$$
(IV.15)

Avec :

$$N = N_{x}, N_{y}, N_{xy}^{t}, M^{b} = M_{x}^{b}, M_{y}^{b}, M_{xy}^{b}^{t}, M^{s} = M_{x}^{s}, M_{y}^{s}, M_{xy}^{s}^{t}$$
(IV.16)
$$\varepsilon = \varepsilon_{x}^{0}, \varepsilon_{y}^{0}, \varepsilon_{xy}^{0}^{t}, k^{b} = k_{x}^{b}, k_{y}^{b}, k_{xy}^{b}^{t}, k^{s} = k_{x}^{s}, k_{y}^{s}, k_{xy}^{s}^{t}$$
(IV.17)

IV.2. 5. Matrice de rigidité

Les termes de la matrice reliant les efforts internes résultants de plaques et les déformations correspondantes peuvent êtres écrites d'une manière explicite comme suit :

$$A = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & 0 \\ A_{12} & A_{22} & 0 \\ 0 & 0 & A_{66} \end{bmatrix} B = \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & 0 \\ B_{12} & B_{22} & 0 \\ 0 & 0 & B_{66} \end{bmatrix}$$
$$C = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{12} & C_{22} & 0 \\ 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \quad D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{12} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D_{66} \end{bmatrix}$$
(IV.18)
$$E = \begin{bmatrix} E_{11} & E_{12} & 0 \\ E_{12} & E_{12} & 0 \\ 0 & 0 & E_{66} \end{bmatrix} G = \begin{bmatrix} G_{11} & G_{12} & 0 \\ G_{12} & G_{12} & 0 \\ 0 & 0 & G_{66} \end{bmatrix}$$

Où : A_{ij} , B_{ij} , etc., sont les rigidités de la plaque,

$$A_{ij} = B_{ij} = C_{ij} = D_{ij} = E_{ij} = G_{ij} = \int_{-h/2}^{+h/2} 1, z, f(z), z^2, zf(z), f(z) ^2 Qij.dz \quad (i = j = 1, 2, 6)$$

$$A_{ij}^s \int_{-h/2}^{+h/2} f'(z) ^2 Qij.dz \text{ avec } (i = j = 4, 5)$$

Les équations d'équilibre associées à la présente théorie de déformation de cisaillement sont données par les équations (IV. 19)

$$\partial u : \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} = 0$$

$$\partial v : \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} = 0$$

$$\partial w_b : \frac{\partial^2 M_x^b}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}^b}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y^b}{\partial y^2} + \frac{P}{cd} = 0$$

$$\partial w_s : \frac{\partial^2 M_x^s}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}^s}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y^s}{\partial y^2} + \frac{\partial S_{xz}^s}{\partial x} + \frac{\partial S_{yz}^s}{\partial y} + \frac{P}{cd} = 0$$
(IV.19)

IV.2. 6. Solution analytique

Dans ce travail, nous nous sommes intéressés aux solutions analytiques de l'équation (IV.19) pour une dalle simplement appuyée La résolution de cette équation différentielle, définissant l'équilibre statique de la dalle composite considérée, est menée par des méthodes d'approximation. Les conditions aux limites suivantes sont imposées aux bords de la plaque.

$$v(0, y) = w_b(0, y) = w_s(0, y) = \frac{\partial w_b}{\partial y}(0, y) = \frac{\partial w_s}{\partial y}(0, y) = 0$$

$$v(a, y) = w_b(a, y) = w_s(a, y) = \frac{\partial w_b}{\partial y}(a, y) = \frac{\partial w_s}{\partial y}(a, y) = 0$$

$$u(x, 0) = w_b(x, 0) = w_s(x, 0) = \frac{\partial w_b}{\partial x}(x, 0) = \frac{\partial w_s}{\partial x}(x, 0) = 0 \text{ (IV.20)}$$

$$u(x, b) = w_b(x, b) = w_s(x, b) = \frac{\partial w_b}{\partial x}(x, b) = \frac{\partial w_s}{\partial x}(x, b) = 0$$

$$N_x(0, y) = M_x^b(0, y) = M_x^s(0, y) = N_x(a, y) = M_x^b(a, y) = M_x^s(a, y) = 0$$

$$N_y(x, 0) = M_y^b(x, 0) = M_y^s(x, 0) = N_y(x, b) = M_y^b(x, b) = M_y^s(x, b) = 0$$

Pour résoudre ce problème, la série doubles de Navier, basée sur la transformation du chargement extérieur appliqué à un chargement harmonique est utilisée. Navier a présenté la force extérieure pour le cas d'une charge P uniformément repartie sur un rectangle de cotés c,d sous forme sinusoïdale comme suit (IV.21):

$$q(x, y) = \frac{P}{cd} \sin(\lambda x) \sin(\mu y),$$
(IV.21)
Où : $\lambda = \pi / a, \mu = \pi / b$ et $\frac{P}{cd}$ représente l'intensité de la charge au centre de la plaque.

En solution de Navier, nous assumons la forme de solution suivante pour (u, v, w_b, w_s) qui doivent satisfaire aux conditions imposées.

$$\begin{cases} u \\ v \\ w_b \\ w_s \end{cases} = \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} \begin{cases} \overline{U}_{mn} \cos(\lambda x) \sin(\mu y) \\ \overline{V}_{mn} \sin(\lambda x) \cos(\mu y) \\ \overline{W}_{mn}^b \sin(\lambda x) \sin(\mu y) \\ \overline{W}_{mn}^s \sin(\lambda x) \sin(\mu y) \end{cases}$$
(IV.22)

Où : \overline{U}_{mn} , \overline{W}_{mn}^{b} , et \overline{W}_{mn}^{s} sont des paramètres se déterminant à partir des conditions de l'équation (IV.24) satisfaisantes à l'équation de base (IV.19). D'où on obtient l'équation d'opérateur (IV.23) suivante:

$$K \quad \Delta = F \quad (\text{IV.23})$$

Où : A et R sont des vecteurs de déplacement et du chargement respectivement.

$$\Delta = \overline{U}, \overline{V}, \overline{W}_{b}, \overline{W}_{s} \quad \text{et} \quad F^{T} = \left\{0, 0, \frac{P}{cd}, \frac{P}{cd}\right\} \text{ (IV. 24)}$$

La matrice de rigidité globale permettant la résolution de l'équation (IV.19) est donnée ci-dessous :

$$K = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{12} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} & a_{34} \\ a_{14} & a_{24} & a_{34} & a_{44} \end{bmatrix}$$
(IV.25)

Avec:

$$\begin{aligned} a_{11} &= A_{11}\lambda^2 + A_{66}\mu^2; \\ a_{12} &= \lambda \ \mu \quad A_{12} + A_{66} \\ a_{13} &= -\lambda \ [B_{11}\lambda^2 + (B_{12} + 2B_{66}) \ \mu^2] \\ a_{14} &= -\lambda \ [B_{11}^s\lambda^2 + (B_{12}^s + 2B_{66}^s) \ \mu^2] \\ a_{22} &= A_{66}\lambda^2 + A_{22}\mu^2 (\text{IV. 26}) \\ a_{23} &= -\mu \ [(B_{12} + 2B_{66}) \ \lambda^2 + B_{22}\mu^2] \\ a_{34} &= -\mu \ [(B_{12}^s + 2B_{66}^s) \ \lambda^2 + B_{22}^s\mu^2] \\ a_{33} &= D_{11}\lambda^4 + 2(D_{12} + 2D_{66})\lambda^2 \ \mu^2 + D_{22}\mu^4 \\ a_{34} &= D_{11}^s\lambda^4 + 2(B_{12}^s + 2B_{66}^s)\lambda^2 \ \mu^2 + B_{22}^s\mu^4 \\ a_{44} &= H_{11}^s\lambda^4 + 2(H_{11}^s + 2H_{66}^s)\lambda^2\mu^2 + H_{22}^s\mu^4 + A_{55}^s\lambda^2 + A_{44}^s\mu^2 \end{aligned}$$

IV.3. Résultats et analyse

Dans cette étude, l'analyse statique des dalles renforcées par des grilles simplement appuyées, par la théorie raffinée des plaques est effectuée. L'analyse statique est réalisée pour une combinaison d'une matrice béton avec deux grilles compatibles. Les caractéristiques géométriques des dalles renforcées considérées, les paramètres mécaniques des matériaux constitutifs et l'intensité du chargement sont récapitulés dans le tableau (IV.1).

Paramètres	Notation	Unité	Valeur		
Géométrie					
Longueur totale de la dalle	а		280		
Largeur totale de la dalle	b		230		
Hauteur totale de la dalle	h	(mm)	70		
Longueur entre appuis de la charge	С		30		
Largeur entre appuis de la charge	d		30		
Fraction volumique de la grille GFV	μ_{GFV}	(%)	3		
Fraction volumique de la grille GPP	$\mu_{\scriptscriptstyle GPP}$	(70)	3		
Caractéristiques mécaniques					
Module d'Young longitudinal de GFV	E_{GFV_L}		73 000		
Module d'Young transversal de GFV	E_{GFV_T}		1 360		
Module d'Young longitudinal de GPP	E_{GPP_L}	(Mpa)	10 000		
Module d'Young transversal de GPP	E_{GPP_T}		930		
Module d'Young du béton	E_b		32000		
Coefficient de Poisson de la grille GFV	$ u_{GFV}$		0.31		
Coefficient de Poisson de la grille GPP	${\cal V}_{GPP}$		0.33		
Coefficient de Poisson du béton	V _b		0.2		
Chargement					
Charge ponctuelle appliquée	Р	(kN)	10		

Tableau IV. 1 Caractéristiques géométriques et mécaniques des spécimens considérés

IV.3. 1. Evolution du champ des déplacements

L'expression de la flèche est obtenue en reportant les équations (VI 22) dans l'équation (VI 21). Pour une charge P uniformément repartie sur un rectangle de $\cotés c, d$

Le déplacement vertical de n'importe quel point situé à une position M(x, y) est donné par la relation (IV.27) :

$$w(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} (\overline{W}_{mn}^{b} + \overline{W}_{mn}^{s}) \sin(\lambda x) \sin(\mu y)$$
(IV.27)

Les résultats obtenus en termes d'évolution de la rigidité totale dans la direction de la hauteur de la dalle et en termes des déplacements verticaux au centre de la dalle renforcée sont récapitulé dans le tableau(IV.2).

L'évolution de la flèche totale de la dalle renforcée dans la direction de sa longueur pour divers paramètres du matériau est illustrée par la figure (IV.3).

x/a	E(z)(Mpa)	$w_b(mm)$	$w_s(mm)$	W(mm)
0	31819,2125	0,0000	0,0000	0,0000
0,1	31819,2125	-0,5062	0,0303	-0,4759
0,2	31819,2127	-0,9630	0,0577	-0,9053
0,3	31819,2224	-1,3255	0,0794	-1,2461
0,4	31819,3887	-1,5585	0,0933	-1,4651
0,5	31820,8539	-1,6390	0,0982	-1,5409
0,6	31829,3756	-1,5593	0,0934	-1,4659
0,7	31866,6906	-1,3271	0,0795	-1,2476
0,8	31999,6857	-0,9651	0,0578	-0,9073
0,9	32405,2669	-0,5087	0,0305	-0,4783
1	33500	-0,0026	0,0002	-0,0025

Tableau IV.2 : Evolution des déplacements et de la rigidité(face supérieure)



Figure IV.3. Evolution des déplacements verticaux dans la direction de la longueur de la dalle

IV.3. 2. Evolution des contraintes

L'évolution du champ de contraintes dans la direction de l'épaisseur de la dalle renforcée est quantifiée en injectant les relations de u(x, y, z), v(x, y, z) et w(x, y) dans les équations de contraintes normales et contraintes de cisaillement, on obtient alors les expressions données par la relation (IV.28) suivante :

$$\sigma_{x}(x, y, z) = \frac{E(z)}{(1 - \nu^{2})} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} \left[-\lambda \overline{U}_{mn} + \lambda z \overline{W}_{mn}^{b} + \lambda z^{2} (1 - \frac{4z^{2}}{3h^{2}}) \overline{W}_{mn}^{b} \right] \sin(\lambda x) \sin(\mu y)$$

$$\tau_{yz}(x, y, z) = \frac{E(z)}{2(1 + \nu)} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} \left[\mu (1 - \frac{4z^{2}}{3h^{2}}) \overline{W}_{mn}^{b} \right] \sin(\lambda x) \cos(\mu y)$$

$$\tau_{xz}(x, y, z) = \frac{E(z)}{2(1 + \nu)} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} \left[\lambda (1 - \frac{4z^{2}}{3h^{2}}) \overline{W}_{mn}^{s} \right] \cos(\lambda x) \sin(\mu y)$$
(IV.28)

L'application des expressions des contraintes normales et de cisaillement précédentes permet d'évaluer finement la variation de ces dernières dans la direction de la hauteur de la dalle armée de tissu composite pour différentes positions, définies par l'indice de la fraction volumique k.

Le tableau IV.3 résume les valeurs numériques des contraintes normales et des contraintes de cisaillement en fonction du rapport z/h, pour une valeur du paramètre du matériau k=10(correspondant à la face supérieure).

z / h	$\sigma_x(Mpa)$	$ au_{yz}(Mpa)$	$ au_{xz}$ (Mpa)
-0,5	43,31	0,00	0,00
-0,4	32,94	7,59	9,24
-0,3	24,40	13,49	16,42
-0,2	14,81	17,70	21,55
-0,1	6,04	20,23	24,63
0	3,62	21,08	25,66
0,1	-12.85	20,24	24,64
0,2	-21.24	17,73	21,58
0,3	-30.91	13,56	16,51
0,4	-39.98	7,73	9,41
0,5	-49.89	0,00	0,00

Tableau IV.3. *Evolution des contraintes pour k=10*

Les évolutions des contraintes de cisaillement τ_{yz} et τ_{xz} dans la direction de l'épaisseur de la dalle et des contraintes normales σ_x sont illustrées par les figures IV.4, IV.5 et IV.6.



FigureIV.4. Evolution des contraintes de cisaillement τ_{yz} dans la direction de l'épaisseur de la dalle pour différentes valeurs de k







FigureIV.6. Evolution des contraintes normales σ_x dans la direction de l'épaisseur de la dalle pour différentes valeurs de k

Sur les figures IV.4 et IV.5, nous avons respectivement présenté la variation des contraintes de cisaillement transverse τ_{yz} et τ_{xz} à travers l'épaisseur de la dalle, pour k= (0, 3,7 et 10). La valeur maximale pour chaque cas est observée à un point sur le plan médian de la dalle, et la contrainte la plus élevée est obtenue pour K= 10 correspondant à la fibre supérieure. On constate que les valeurs des contraintes de cisaillement diminuent lorsque k diminue.

La figure IV.6 représente les courbes de variation de la contrainte axiale à travers l'épaisseur de la dalle pour k=0, 3,7 et 10. Sous l'application de la charge de poinçonnement, les contraintes sont de compresserions à la partie supérieure et de traction à la partie inférieure. Pour toutes les valeurs de k, la contrainte axiale varie linéairement sur l'épaisseur de la dalle, pour chaque cas la valeur maximale de la contrainte est obtenue pour la valeur de z/h=-0.5 h correspondant a la fibre inferieure de la dalle(c'est la fibre la plus tendue), tandis que la valeur minimale (en valeur algebrique) est observée pour z/h=0.5 h correspondant à la fibre supérieures de la dalle(c'est la fibre la plus comprimée).On constate que les valeurs maximales de traction et de compression sont obtenues pour k=0 (fibre inferieure).

Les différents résultats obtenus démontrent que la position de la grille de fibres de verre dans la dalle influence considérablement sur les contraintes développées sur la hauteur de la dalle, donc sur le comportement global de cette dernière.

IV.4. Modélisation de l'interface grilles- béton

IV.4.1. Présentation

Dans notre étude expérimentale présentée précédemment, on a constaté un décollement entre le béton et la grille à base de fibres de verre GFV, après le développement des fissures au niveau de la partie tendue de la dalle, ce qui correspond à Δf sur *la figure IV.*7. Ce phénomène est aussi observé dans le cas de la réhabilitation des ouvrages existants par collage de matériaux composites, en raison des contraintes d'interface élevées à la proximité du bord de la plaque composite (FRP) pour le cas de la réhabilitation par matériaux composites et au niveau de la fissure pour le cas du renforcement par textiles, comme il a été mentionné dans notre synthèse bibliographique.

Ces dernières années, plusieurs travaux ont été effectués sur la modélisation de l'interface béton-composite [LU X.Z. et TENG J.G. 2005] ;[NEALE et EBEAD. 2005] :et [Giulia Carozzi F et al.2016]. Concernant notre proposition de renforcement interne des dalles épaisses par deux grilles de natures différentes, on utilisera un modèle analytique pour caractériser l'interface entre la grille GFV et la matrice béton. L'objectif visé consiste à établir une relation contrainte d'adhérence- glissement caractérisant l'interface entre le béton et la grille utilisée.



Figure IV.7 : Courbe contrainte- déformation idéalisée des composites PRF hybrides [Wang et Wu 2010]

La figure IV.7 illustre la courbe contrainte-déformation idéalisée des composites FRP
hybrides composés de trois types de fibres de haut module, de résistance et de ductilité. Des fibres à haut module peuvent être utilisées pour assurer l'amélioration de la rigidité et la résistance à la fissuration.

Pour améliorer largement la résistance structurelle, les fibres à haute résistance peuvent être utilisées conjointement avec des fibres ayant un comportement ductile, qui présentent un certain écrouissage jusqu'à la rupture des fibres à haute résistance. Ces dernières peuvent être utilisées pour contrôler la déformation des éléments des structures.

En outre, la durée de vie peut être augmentée en mélangeant des fibres à haute ductilité avec des fibres à haute résistance. Des études théoriques ont montré que la rigidité peut être améliorée par des fibres de module plus élevé et le comportement ductile peut être obtenu par des fibres hybrides, où les fibres de carbone sont mélangées dans certaines proportions avec des fibres d'aramide ou de verre [Wang et Wu 2010]. Mais le principal problème souvent rencontré est la défaillance prématurée de l'interface des composites se produisant en raison de la concentration de contraintes localement élevées au niveau de l'interface béton -fibres.

IV.4. 2. Comportement de l'interface

Le but de cette partie est de déterminer des lois de comportement permettant d'exprimer la relation entre le glissement relatif des surfaces en contact au niveau de l'interface et la contrainte tangentielle. L'interface est définie comme un 'objet' constitué des deux surfaces des matériaux en contact. Pour décrire le comportement des interfaces, trois types de relations sont développées, appelées lois de comportement des interfaces.

Les tests de traction existants ont montré définitivement que dans la grande majorité des cas et à l'exception des cas où un adhésif très faible ou un béton très fort sont utilisés, la rupture d'un joint FRP-béton est obtenue grâce au développement de fissures dans la couche de béton adjacente à la couche adhésive. Dans le cas où cette plaque est plus étroite que le bloc de béton. Durant l'augmentation de la charge, le plan de rupture se propage de l'extrémité chargée vers l'extrémité libre de la plaque FRP.

A partir d'études théoriques et expérimentales, les six paramètres suivants ont été déterminés comme régissant le comportement local en adhérence-glissement ainsi que la force d'adhérence du joint FRP-béton dans les tests de traction [NEALE et EBEAD. 2005] :

- (a) la force du béton,
- (b) la longueur de l'adhérence L,
- (c) la rigidité axiale de la plaque FRP,
- (d) le ratio de longueur FRP-béton,
- (e) la rigidité de l'adhésif,
- (f) la force de l'adhésif.

Un aspect très important du comportement de ces joints collés est l'existence d'une longueur effective L_e d'adhérence au-delà de laquelle une augmentation de la longueur d'adhérence L ne peut pas améliorer la charge ultime. Cela constitue une différence fondamentale entre une plaque collée à l'extérieur et des barres de renforcement internes pour lesquelles une longueur suffisante d'ancrage

peut toujours être trouvée afin d'assurer une résistance à la traction complète du renforcement.

IV.4. 3. Modèle contrainte de cisaillement -glissement.

La figure IV.8. illustre la relation entre la contrainte tangentielle τ , et le glissement *s*, L'allure de cette relation est la même pour toutes les interfaces.



Figure IV.8: Allure de la loi constitutive contrainte d'adhérence –glissement [NEALE et al. 2005].

Elle est composée d'une première partie élastique linéaire, suivie d'une deuxième partie qui devient progressivement non linéaire au fur et à mesure que le glissement augmente. Simultanément, la déformation plastique dans l'interface augmente jusqu'à la rupture. Le comportement post-rupture peut être décrit par une diminution de la contrainte d'adhérence avec l'augmentation du glissement. Schématiquement, cette relation peut être représentée par un comportement bilinéaire (figure IV.8), dont les segments possèdent les caractéristiques suivantes:

Segment 1: comportement linéaire élastique, allant de S= 0 à S= S₀, avec : S₀ étant le glissement correspondant à la fin du domaine élastique linéaire, et à la contrainte d'adhérence maximale τ_{max},
Segment 2: comportement localement linéaire, représentant la décharge inélastique et adoucissante, pour *s* >*s*₀.

IV.4. 4. Modèles existants

IV.4. 4. 1. Modèles non linéaires

Afin de développer une loi du matériau flexible et unifiée, la loi constitutive de la liaison inter

faciale, la réaction du fil à la contrainte de traction longitudinale, et la contrainte à la jonction des fils longitudinaux et transversaux sont décrits comme des fonctions linéaires par segments (voir figure IV.9.).

La figure IV.9a représente un modèle de glissement au niveau de l'interface de la pré- et post-contrainte de cisaillement τ maximale en fonction du glissement S. La figure 9b présente un modèle typique de contrainte de traction de fil longitudinal qui pourrait commencer avec un relâchement initial. Finalement, un modèle SPRING (RESSORT) non linéaire comme montré par la figure IV. 9c représente la rigidité additionnelle g apparaissant à la jonction (croisement) des fils.



Figue.IV. 9 : Schéma du mécanisme de retrait de tissu; (a) modèle de glissement de liaison d'interface; (B) du modèle de fil longitudinal; (C) modèle de ressort simulant la force d'ancrage au fil croix jonction; (d) l'échantillon du composite [SORANAKOM .C 2008]

Avec la similitude d'utilisation de segments multilinéaires pour décrire des modèles de comportement des matériaux et l'utilisation de modules sécants pour contrôler les comportements constitutifs des matériaux, les trois modèles peuvent être mis en œuvre comme des fonctions linéaires par morceaux dans le modèle aux différences finies.

IV.4. 4. 2. Modèles analytiques

Dans cette partie on citera le plus récent des modèles analytiques proposés dans la littérature concernant le glissement entre le béton et le textile, développé par [CAROZZI G F. et al. 2016]

Hypothèses:

- Le renfort et la matrice sont considérés indéformables, c'est-à-dire, juste le déplacement 'u' du textile qui est considéré. le glissement entre le fil et la matrice est alors égal au déplacement du fil de la grille,
- le déplacement est considéré le même dans chaque fil de la grille, donc la charge externe appliquée est considérée comme également répartie entre les fils du tissu textile. Ça signifie que

la prédiction du modèle en fonction de la charge appliquée doit être multiplié par le nombre de fils dans le tissu, afin d'obtenir la réponse du modèle réel,

- Afin de prendre en compte l'effet de l'échec, une surface effective devrait être considérée dans le modèle. La zone efficace est une fraction de la zone de fil sec et elle doit être estimée à partir de résultats expérimentaux,
- Le fil est supposé être élastique linéaire et aucun cisaillement entre les filaments du fil n'est considéré,
- Une tri linéaire relation contrainte de cisaillement -déplacement entre la contrainte de cisaillement τ au niveau de l'interface matrice –textile et déplacement du fil 'u' est supposée.



Figure. IV. 10:*Schéma de chargement pull-out et équilibre d'un seul fil* [CAROZZI G F. et al. 2016]

Sur la figure IV. 10, un pull-push chargement configuration similaire à celui pris en compte dans le test expérimental est représenté. Le comportement d'un seul fil du tissu est étudié, selon les hypothèses énoncées ci-dessus, La surface effective du fil est désignée par 'A', alors 'p' désigne le périmètre humide du fil.



Figure IV. 11 : Contrainte d'adhérence –déplacement au niveau de l'interface béton –textile [CAROZZI G F. et al. 2016]

L'équilibre d'une petite longueur dx du fil donne:

 $\tau = \frac{1}{p} \frac{dN}{dx}$ (IV.29) Où :

N : est la force axiale du fil,

 τ : est la contrainte de cisaillement à l'interface matrice textile qui est fonction, selon la principale hypothèse du modèle, du déplacement du fil, 'u'.

Alors, la compatibilité et les relations constitutives pour le fil donnent:

$$\frac{dN}{dx} = \mathrm{EA}\frac{\mathrm{d}^2\mathrm{u}}{\mathrm{dx}^2} \tag{IV.30}$$

où :

E : est le module de Young du fil. L'insertion de l'équation. (IV.1) dans l'équation. (IV. 2) donne:

$$\frac{\mathrm{d}^2 \mathrm{u}}{\mathrm{d}\mathrm{x}^2} - \frac{\mathrm{p}}{\mathrm{EA}}\tau = 0 \tag{IV.31}$$

Les revues de la littérature montrent que les modèles bilinéaires avec une branche ascendante linéaire suivie d'une branche linéaire descendante fournissent une bonne approximation des données expérimentales. En outre, une étape de friction est ajoutée, afin de modéliser le frottement entre le tissu et la matrice. Dans le modèle suivant, l'évolution de la contrainte de cisaillement à l'interface textile-mortier est considérée tri-linéaire, comme représentée sur la Figure IV.11

Dans le stade (I), le fil est complètement liée à la matrice et la contrainte de cisaillement à l'interface entre le fil et la matrice augmente proportionnellement au déplacement du fil, qui est de $\tau = k_1 u$ et le glissement est compris entre 0 et u_{max}. Lorsque la contrainte de cisaillement est maximale, soit τ_{max} , est atteinte, l'étape II correspond à l'étape de ramollissement. La contrainte de cisaillement diminue proportionnellement au déplacement du fil. Dans cette branche d'adoucissement le glissement est compris entre u_{max} et u₀ et la contrainte de cisaillement à l'interface devient:

$$\tau = -k_2 u + \tau_{\max} \ \frac{k_1 + k_2}{k_1}$$
(IV.32)

où k1 et k2 sont les pentes du ascendant et descendant branche, respectivement. Enfin, le déplacement atteint à la fin de la phase de ramollissement est donné par la relation suivante :

$$u_0 = -\frac{\tau_0}{k_2} + \tau_{\max} \ \frac{k_1 + k_2}{k_1 k_2}$$
(IV .33)

À la fin (étape (IV)), la contrainte de cisaillement devient constante et est égale à la τ_0 de friction quand le déplacement du fil est supérieur à u_0 .

IV.4. 4. 3. Modèle de Lu et Teng

Une étude du comportement de l'interface a été entreprise en utilisant le modèle éléments finis de Lu et al.[40], pour étudier le comportement local 'adhérence-glissement de l'interface' et cela en tenant compte des effets de certains paramètres-clés. La rigidité axiale de la plaque FRP est de 26 GPa mm, [LUX.Z. et TENG J.G. 2005] qui est semblable à celle fournie par une couche mince de TFV et qui est comprise dans la gamme la plus courante des rigidités axiales en essai de traction.

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.2. La rigidité en cisaillement de la couche adhésive est 5 GPA/mm. La longueur d'adhérence de la plaque FRP est de 200 mm, qui est plus longue que la longueur d'adhérence efficace.

Un modèle d'adhérence-glissement, est proposé pour décrire la relation locale adhérence glissement :

$$\tau = \tau_{max} \quad \frac{s}{s_0 A} + B^2 - B \qquad \qquad si \ S \le S_0 \tag{IV.34}$$

$$\tau = \tau_{max} e^{-\alpha(S_{S_0}-1)} \qquad \qquad si S > S_0 \tag{IV.35}$$

Où :
$$A = \frac{(S_0 - S_e)}{S_0}$$
 et $B = \frac{S_e}{2(S_0 - S_e)}$

Afin de capturer le plus étroitement possible les courbes éléments-finis d'adhérence-glissement, plusieurs formes d'équations ont été testées et les équations (V 34) et (V 35) se sont révélées prédire le mieux les courbes adhérence-glissement sans complexité excessive.

La contrainte maximale d'adhérence (τ_{max}) et le glissement correspondant s₀ sont donnés par :

$$\tau_{max} = \alpha_1 \beta_\omega f_t \tag{IV. 36}$$

$$S_0 = \alpha_2 \beta_\omega f_t + S_e \tag{IV. 37}$$

Où $S_e = {}^{\tau_{max}} K_0$ est la composante élastique de s_0 et β w est le rapport de largeur FRP-béton. La rigidité initiale du modèle adhérence-glissement est définie par :

$$K_0 = \frac{K_a K_c}{(K_a + K_c)}$$
(IV.38)

$$O\dot{u}: K_{a=} \overset{G_a}{t_a} et K_c = \overset{G_c}{t_c} t_c$$

 G_c est le module élastique de cisaillement du béton et t_cest l'épaisseur effective du béton dont la déformation forme une partie du glissement de l'interface, qui peut être déduite de la rigidité initiale de la courbe adhérence-glissement d'une analyse éléments finis.

Le paramètre α de l'équation (IV. 35) détermine la forme de la branche descendante et est donné par :

$$\alpha = \tau_{max} \frac{S_0}{(G_f - G_f^a)} \tag{IV.39}$$

Où l'énergie de fracture inter faciale peut être exprimée par:

$$G_f = \alpha_3 \beta_w^2 \quad \overline{f_t} f(K_a) \tag{IV.40}$$

L'énergie de fracture de la branche ascendante peut être calculée par :

$$G_f^a = {}_0^{s_0} \tau ds = \tau_{max} s_0 \; \frac{2A}{3} \; \frac{1 + B^2 A}{A} - B - \frac{2}{3} B^3 A \tag{IV.41}$$

Tandis que le facteur de ratio de largeur est donné par :

$$\beta_{\omega} = \frac{2.25 - b_f}{1.25 + b_f} b_c$$
(V 42)

Les courbes contrainte d'adhérence- glissement de la simulation par éléments finis et modèles contrainte d'adhérence- glissement de Lu et Teng [LU X.Z. et TENG J.G. 2005] sont illustrées par la figure IV.12.



Figure IV. 12 :Courbes contrainte d'adhérence- glissement de la simulation par éléments finis et modèles contrainte d'adhérence- glissement de Lu et Teng. [LU X.Z. et TENG J.G. 2005]

IV.4. 4. 4. Modèle simplifié :

Un modèle simplifié sans perte significative en précision peut être facilement obtenu en notant que la rigidité initiale de la courbe adhérence-glissement est beaucoup plus grande que la rigidité sécante au point maximal. En se basant sur cette observation, la rigidité initiale peut être rapprochée comme l'infinie et le modèle d'adhérence-glissement simplifié suivant peut être obtenu par la relation (IV41)[LU X.Z. et TENG J.G. 2005]:

$$\tau = \tau_{max} \frac{s}{s_0} \qquad \text{où} \qquad \tau = \tau_{max} e^{-\alpha (\frac{s}{s_0} - 1)}$$
(IV.41)
Avec :
$$S_0 = 0.0195 \beta_{\omega} f_t$$
$$G_f = 0.308 \beta_{\omega}^2 \frac{f_t}{f_t}$$
$$\alpha = \frac{1}{\frac{G_f}{\tau_{max} s_0} - \frac{2}{3}}$$

$$\tau_{max}$$
 et β_w peuvent être calculés avec les équations (IV. 36) et (IV. 42).

La courbe adhérence-glissement prédite par le modèle simplifié présente une légère différence par rapport à celle prédite par le modèle précis.

IV.5. Contrainte d'adhérence –glissement de l'interface béton –GFV

IV.5. 1. Application du modèle simplifié au cas de dalles renforcées par des grilles :

Vu que les paramètres pris en considération dans le modèle simplifié s'appliquent au cas des dalles renforcés proposées, dans cette étude une application du modèle simplifiée est menée a pour but obtenir la courbe contrainte d'adhérence – glissement entre le béton et les grilles utilisées (GFV et GPP).

Les différents paramètres pris en considération dans notre cas sont les suivants :

Tableau IV.4 : Valeurs des paramètres caractérisant l'interface béton- Grilles GFV

Paramètres	f _c (Mpa)	$f_t(Mpa)$	α	ßw	S ₀ (<i>mm</i>)	G _f (Mpa)	$ au_{max}(Mpa)$
Valeurs	34.8	2.69	1.5	1	0.052	0,505	4.035

Avec: f_t= 0,6+0,06 f_c= 2,69 Mpa

Puisque dans notre cas la GFV s'étale sur toute la surface de la dalle, donc les largeurs du béton et de la

grille sont égales, ce qui donne une valeur de $\beta w = 1$

Apres avoir programmé les différentes équations du modèle et tenu compte des paramètres réels caractérisant l'interface matrice béton-grilles, on obtient les courbes illustrées par les figures IV.13 et IV.14.



Figure IV.13 : Contrainte d'adhérence –glissement de l'interface béton –GFV



Figure IV.14 : Illustration des différents domaines de la courbe de contrainte d'adhérence -glissement de l'interface béton -GFV

IV.5.2. Analyse des résultats

A partir de cette courbe, les observations suivantes peuvent être faites :

- L'allure de la courbe est très proche des allures des courbes illustrées par la figure IV.9, IV.11 et IV.12.

- La courbe adhérence-glissement est composée :
 - ✓ d'une branche montante correspondant à la phase élastique, pour laquelle on observe une importante augmentation de la contrainte d'adhérence, tandis que le glissement n'est pas significatif ;
 - ✓ une branche descendante, correspondant au début de la rupture de l'interface, pour laquelle, on observe que la contrainte d'adhérence tend vers zéro quand le glissement est suffisamment grand.
 - ✓ La rigidité initiale de la courbe adhérence-glissement est beaucoup plus grande que la rigidité sécante au point de contrainte maximale. Cette haute rigidité initiale, représentant la rigidité de l'état élastique complètement linéaire de l'interface, diminue rapidement avec l'apparition de microfissures dans le béton durant l'augmentation de la contrainte d'adhérence,
 - ✓ Enfin, comparativement au cas du renforcement par collage de plaques composites FRP ou, généralement la contrainte d'adhérence maximale τ_{max} de l'ordre de 3 Mpa, dans notre cas τ_{max}= 4,035 Mpa, ce qui signifie que l'adhérence du GFV est plus importante que celle du FRP avec le béton.

IV.6. Conclusion du chapitre

Une théorie raffinée étendue à la réponse statique de flexion de dalles rectangulaires en béton renforcées par des grilles GFV et GPP est menée. Cette analyse est basée sur la théorie classique des plaques épaisses, avec prise en compte de l'effet du cisaillement transverse en utilisant une fonction de gauchissement du troisième ordre.

Les diffèrent résultats obtenues en termes de déplacements globaux de la dalle renforcée dans la direction de sa longueur, et en termes d'évolution du champ de contraintes à travers l'épaisseur de la dalle pour diverses valeurs de l'indice de la fraction volumique des constituants du matériau à gradient fonctionnel sont évalués à partir d'un modèle numérique mis au point permettant de résoudre l'équation différentielle régissant le comportement de la dalle renforcée et simplement appuyée sous chargement de poinçonnement.

Dans ce travail, on a également modélisé le comportement de l'interface entre le béton et la grille de renforcement des dalles testées. Des études antérieures ont permis de concevoir des modèles, qui permettent de calculer, à chaque pas de glissement entre les deux matériaux, la répartition des contraintes d'adhérence le long de l'interface. Dans notre cas, on a utilisé le modèle simplifié de (Lu et Teng) qui se rapproche le plus au cas des dalles renforcées de grilles composites. L'application de ce modèle nous a permis de tracer la courbe contrainte d'adhérence-glissement entre le bêton et le renfort des dalles utilisées dans notre travail.

L'analyse de la courbe contrainte d'adhérence- glissement obtenue nous a permis de constater que l'utilisation de grilles à l'intérieur de la matrice bêton conduit à un meilleur comportement de l'interface entre ces deux derniers, le décollement de l'interface béton- grille ne se produit qu'après l'apparition de nombreuses fissures au niveau du béton d'enrobage.

Néanmoins, une modélisation typique de l'interface grille - béton devrait être établie pour avoir une courbe contrainte d'adhérence –glissement plus exacte et propre à ce cas de renforcement.

Chapitre V Simulation numérique

Chapitre V. Simulation Numérique

V.1. Introduction

De nombreuses recherches ont contribué à la compréhension du comportement du béton. Elles ont conduit au développement de nombreuses méthodes d'analyse, dont la méthode des éléments finis. Cette méthode est basée sur la discrétisation de la forme complexe du béton en un grand nombre d'éléments de formes géométriques simples connectés les uns aux autres par des points appelés nœuds.

Les premières applications des éléments finis au calcul d'une structure en béton armé datent de la fin des années 1960 [G. VASUDEVAN et al. 2013] ;[WANG J ET ZHANG C. 2008]. Depuis, cette méthode est de plus en plus utilisée dans de nombreux domaines du fait que c'est une méthode fiable permettant de modéliser des matériaux les plus complexes.

La simulation numérique du comportement de la dalle en béton renforcée avec des grilles en fibres de verre (GFV) et en polypropylène (GPP), est réalisée moyennant le code de calcul par éléments finis Abaqus. Ce logiciel s'adapte à tout type de structures et permet leur analyse aussi bien dans le domaine linéaire que non linéaire.

V.2. Résolution avec Abaqus

La résolution avec ABAQUS/Explicit se fait en avançant explicitement dans le temps et en considérant le système comme dynamique même si le problème est statique, auquel cas, le temps est un temps virtuel. L'équation à résoudre est l'équation usuelle de Newton :

$$M\ddot{u} = P - I \tag{V.1}$$

 \ddot{u} étant le vecteur des accélérations nodales et M est la matrice de masse modale.

Pour chaque incrément de temps t, connaissant les forces externes P(t) et internes I(t), il est possible de calculer les accélérations nodales :

$$\ddot{u}(t) = (M)^{-1}(P(t) - I(t))$$
(V.2)

L'intégration de cette équation, donne le vecteur des déplacements nodaux :

$$\dot{u}(t + \frac{\Delta t}{2}) = \dot{u}(t - \frac{\Delta t}{2}) + \frac{\Delta t(t + \Delta t) + \Delta t(t)}{2} \ddot{u}(t)$$
(V.3)

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t(t + \Delta t)\dot{u}(t + \frac{\Delta t}{2})$$
(V.4)

L'incrément de déformation de au niveau des éléments est ensuite calculé, connaissant le taux de déformation ε .Les contraintes au niveau des éléments sont alors calculées en utilisant la loi constitutive du matériau :

$$\sigma(t + \Delta t) = f(\sigma(t), d\varepsilon) \tag{V.5}$$

Enfin, le nouveau vecteur des forces nodales internes est calculé : $I(t+\Delta t)$. Le processus est répété pour l'incrément suivant : $t + \Delta t$.

Ainsi, avec cette philosophie, une force appliquée à un nœud est interprétée comme une accélération nodale et est transmise au cours des incréments suivants, aux nœuds adjacents.

V.3. Description du modèle numérique

Le modèle à simuler est composé d'une dalle rectangulaire en béton. Elle est formée par la superposition de plusieurs couches de matériaux. En effet, une grille en polypropylène(GPP) est posée sur la première couche de béton alors qu'une autre grille de fibres de verre (GFV) est posée sur la deuxième couche de béton. La grille GFV est à son tour couverte par une dernière couche de béton. Cette disposition est illustrée par la figure.V.1.



Figure V.1 : Modèle numérique.

V.4.Maillage et conditions aux limites

Le logiciel Abaqus fournit plusieurs types d'éléments (figure.V.2). Il dispose d'éléments linéiques, surfaciques et volumiques.



Figure V.2 : Gamme d'éléments disponibles dans Abaqus.

Les grilles de polypropylène GPP et de fibres de verre GFV sont maillées avec des éléments2D à 4 nœuds de dimensions 1cm x1cm (figure.V.3). Ils présentent deux degrés de liberté par nœud.



Figure.V.3 : Maillage des grilles GFV et GPP.

La matrice béton est maillée avec des éléments 3D ayant 8 nœuds, de dimensions 2cm x 2cm x 2cm. Ils présentent six degrés de liberté par nœud (figure. V.4).



Figure.V.4 : a)Maillage de la dalle, b) Conditions aux limites

La dalle est simplement appuyée sur ses quatre cotés. Les conditions aux limites du problème simulé, se résument au blocage des déplacements, de la surface inférieure, dans les trois directions (Ux, Uy, Uz) et à l'application d'une charge ponctuelle centrée (figure.V.5).

V.5. Modélisation numérique

V.5.1. Modélisation du béton

Pour décrire le comportement non linéaire complexe du béton, un modèle couplant la plasticité et l'endommagement du béton est utilisé. Il s'agit du modèle « *Concrete Damaged Plasticity*» [Al-ROUSAN R et Haddad R. 2013], [MARTINELLI E et al. 2014]implémenté dans le code de calcul à base des éléments finis 'Abaqus'.

Il tient compte de l'effet de la microfissuration sur la rigidité du matériau au niveau macroscopique et des déformations irréversibles du béton.

Le modèle « *Concrete Damaged Plasticity*» fournit une capacité générale pour la modélisation du béton et d'autres matériaux quasi-fragiles dans tous les types de structures (poutre, coque, solides). Il est basé sur les modèles proposés par [LUBLINER J et al 1989]et[LEE J et FENVES G.L. 1998]

Le modèle considère que la rupture se traduit par une fissuration en traction et un éclatement en compression. Il utilise la déformation plastique équivalente en traction, et en compression.

Ce modèle est caractérisé principalement par la décomposition de la vitesse de déformation comme suit :

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \tag{V.6}$$

 $_{\rm où}(\dot{\varepsilon}^{el})_{\rm et}(\dot{\varepsilon}^{pl})_{\rm sont \ les \ vitesses \ de \ déformation \ élastique \ et \ plastique \ respectivement.}$

V.5.1.1.Relations contraintes-déformations

Elles sont données par l'expression V.7 suivante :

$$\sigma = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = (1 - d)D_o^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$$
(V.7)

 D_{o}^{el} , D^{el} représentent, respectivement, la rigidité élastique initiale non endommagée et la rigidité élastique endommagée du matériau.

d: est la variable scalaire d'endommagement. Elle prend la valeur 0, lorsque le matériau est sain et la valeur 1 lorsqu'il est complètement endommagé.

Les dommages associés aux mécanismes de défaillance du béton (fissuration et écrasement) se traduisent par une diminution de la raideur élastique.

La contrainte effective est donnée par :

$$\bar{\sigma}^{def} = D_o^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \tag{V.8}$$

V.5.1.2. Comportement du béton sous chargement uni axial

Le béton présente un comportement différent, selon qu'il soit soumis à une compression ou une traction.

En effet, dans le cas de la traction uni axiale, la courbe contrainte-déformation présente un segment linéaire jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture soit atteinte. Celle-ci, correspond à l'apparition de microfissures dans le béton. Au delà de cette valeur limite, la réponse du béton présente un ramollissement (figure V.6.a).





Figure .V.5 : Comportement du béton (a) en traction uni axiale (domaine post-élastique) (b) en compression uni axiale.

Dans le cas de la compression uni axiale, la courbe présente un segment linéaire jusqu'à ce que la valeur de la limite élastique de la contrainte soit atteinte. Dans le domaine plastique, la réponse est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'adoucissement au delà de la contrainte de rupture (figure V.6.b).

V.5.1.3. Fermeture des fissures et restitution de la rigidité

Lors d'un chargement cyclique du béton, une restitution de la rigidité élastique est observée, lorsque la charge change de signe en passant d'une traction à une compression (figure.V.7).



Figure.V.6 : Chargement cyclique du béton.

Ce modèle tient compte de ce phénomène à travers la relation suivante :

$$(1-d) = (1 - S_t d_c)(1 - S_c d_t)$$
(V.9)

où S_t et S_c : représentent les effets du recouvrement de raideur associés aux inversions de la charge.

$$S_t = 1 - w_t r^*(\bar{\sigma}_{11})$$
 (V.10.*a*)

$$S_c = 1 - w_c (1 - r^*(\bar{\sigma}_{11})) \tag{V.10.b}$$

et $r^*(\overline{\sigma}_{11}) = H(\overline{\sigma}_{11}) = 1$ si $\overline{\sigma}_{11} > 0$ et 0 si $\overline{\sigma}_{11} < 0$

Lorsque la rigidité en compression est recouverte lors de la fermeture des fissures qui se traduit par le passage de la traction vers la compression, $w_t = 0$. Alors que lorsque le chargement passe de la compression à la traction, $w_c = 1$.

V.5.1.4. Paramètres du modèle

Les états d'endommagement du matériau sont décrits par la fonction *F* qui dépend de la contrainte effective et de la vitesse de déformation. Elle est donnée par :

$$F(\bar{\sigma}, \dot{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha \bar{p} + \beta (\dot{\varepsilon}^{pl}) \ \hat{\bar{\sigma}}_{max} - \gamma \ \hat{\bar{\sigma}}_{max}$$
(V.11)

Cette fonction doit satisfaire la condition suivante :

$$F(\overline{\sigma}, \dot{\varepsilon}^{pl}) \leq 0$$

La fonction $\beta(\dot{\varepsilon}^{pl})$ s'écrit :

$$\beta(\dot{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\overline{\sigma}_c}{\overline{\sigma}_l(\tilde{\varepsilon}_l^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$
(V.12)

Le coefficient α peut être déterminé à partir des contraintes initiales de compression uni axiale et bi axiale $\sigma_{bo} et \sigma_{co}$ respectivement, tel que :

$$\alpha = \frac{\sigma_{bo} - \sigma_{co}}{2\sigma_{bo} - t\sigma_{co}}$$

Le coefficient γ est pris en compte dans l'équation seulement lorsque le spécimen est soumis à une compression triaxiale. Sa valeur est $\gamma = 3$.

Le modèle élastoplastique endommageable utilise la loi d'écoulement non associée, qui s'écrit :

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \tag{V.13}$$

 $\dot{\lambda}$ est un multiplicateur plastique non négatif, et G est le potentiel d'écoulement qui s'écrit :

$$G = \sqrt{\left(\varepsilon\sigma_{to}\tan\psi\right)^2 + \overline{q}^2} - \overline{p}\tan\psi \tag{V.14}$$

 $\sigma_{\scriptscriptstyle to}$, est la résistance uniaxiale à la traction à la rupture.

 ε , est l'excentricité de la surface potentielle dans le domaine plastique. Elle est considérée dans ce modèle comme étant égale à 0.1. Lorsque $\varepsilon = 0$, G tend vers une ligne.

 ψ étant l'angle de dilatation mesuré dans le plan p-q sous haute pression de confinement. Il prend généralement les valeurs de 36° ou 40° [KMIECIK P et KAMIŃSKI M . 2011].

V.5.2. Modèle élastique pour le composite

Les grilles de composites utilisées dans le cadre de ce travail, présentent un comportement orthotrope, vu qu'elles ont trois plans de symétrie.

Dans le cadre de l'élasticité linéaire, le comportement d'un matériau considéré continu, peut être décrit par la loi de Hooke généralisée, qui se présente sous une forme reliant le tenseur des contraintes au tenseur des déformations e par la matrice de rigidité[C].

La loi de comportement a la forme de l'équation (V.15):

$$\Delta \sigma_{ij} = E_{ijkl} \Delta \varepsilon_{kl} \tag{V.15}$$

La matrice de rigidité comporte, dans ce cas, 9 composantes. Elle s'écrit comme suit :

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix}$$
(V.16)

La loi de Hooke s'écrit alors sous forme matricielle, comme suit :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{1} \\ \sigma_{2} \\ \sigma_{3} \\ \sigma_{4} \\ \sigma_{5} \\ \sigma_{6} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{1} \\ \varepsilon_{2} \\ \varepsilon_{3} \\ \varepsilon_{4} \\ \varepsilon_{5} \\ \varepsilon_{6} \end{bmatrix}$$
(V.17)

Plusieurs critères de rupture sont utilisés pour les composites. On retiendra, dans notre cas, le critère interactif de Tsai-wu, vu que les critères de la contrainte maximale et de la déformation maximale ne tiennent pas compte des interactions entre les contraintes principales et les déformations principales et supposent que les mécanismes élémentaires de la rupture sont des phénomènes indépendants. Ce critère s'écrit comme suit :

$$F_i \sigma_i + F_{ii} \sigma_i \sigma_i = 1,$$
 $i = 1, 2, ..., 6.$ (V.18)

Ou les paramètres F_{i} et F_{ij} caractérisent le matériau composite utilisé. Ils dépendent des contraintes à la rupture du composite.

V.6. Résultats et discussion

V.6.1. Courbes force-déplacement

La courbe de la dalle renforcée avec des grilles en fibres de verre (GFV)et de polypropylène (GPP) présente un pic correspondant à la force maximale atteinte et qui dépasse largement le pic enregistré pour la dalle témoin (figure.V.8).



Figure.V.7 : Courbes force-flèche.

Dans le cas des dalles renforcées par des grilles, on observe que la rigidité des dalles est définie en trois phases. Tout comme la dalle de référence, la première phase de la dalle est dans le domaine élastique jusqu'à la fissuration, la deuxième phase des dalles renforcées par les deux grilles GFV et GPP correspond à une de transition où la rigidité de la dalle diminue progressivement jusqu'à une stabilité, dans la troisième phase, la rigidité de la dalle reste constante jusqu'à la rupture de la dalle.

On enregistre à cet effet un gain, en force, de 110,38%. De même, un gain considérable en ductilité est constaté. En effet, la dalle renforcée présente un déplacement de l'ordre de 12 mm contre 2.5mm pour la dalle témoin, soit un gain en déplacement de 380%.

V.6.2. Evolution des forces dans les dalles

La cartographie des forces (figure V.9), montre l'évolution de la force pour deux incréments de charge. Ceci met en évidence l'apport déjà montré dans la partie expérimentale, en matière d'amélioration de la capacité portante de la dalle renforcée.





L'évolution du chargement extérieur appliqué entraine pour un certain de seuil de résistance, la localisation du champ de forces au niveau de la zone tendue et plus précisément au centre de la dalle. Ce champ se propage à une vitesse relativement faible.

V.6.3. Evolution des déplacements dans les dalles

L'évolution, pour deux incréments de charge, des déplacements de la dalle est représentée par la figure V.10.



Figure.V.9 : Evolution des déplacements dans les dalles renforcées par GFV+GPP.

Il ressort de l'analyse de cette cartographie que la dalle renforcée gagne en ductilité au fur et à mesure que la force appliquée augmente.

V.6.4. Evolution des dommages en traction dans les dalles

La simulation numérique qui se base sur la modélisation du comportement mécanique du béton, permet de suivre l'évolution des fissures dans les dalles témoin et renforcée. L'évolution des dommages dus à la traction dans les dalles, pour différents taux de chargements appliqués, permet une analyse du processus de fissuration et des modes de rupture des dalles.

La rupture, par flexion, de la dalle témoin se produit suite à l'apparition de deux fissures perpendiculaires et parallèles aux deux directions principales, comme illustrée par la figure V.11), qui évoluent graduellement jusqu'à atteindre les extrémités de la dalle.



Figure. V.10 : Evolution des dommages en traction dans la dalle témoin en béton.

La rupture de la dalle renforcée par les grilles en fibres de verre GFV et de polypropylène GPP, est une rupture par poinçonnement. Elle est caractérisée par un champ de fissurations, de faibles ouvertures et longueurs, qui se développent autour de la zone tendue (face inferieure de la dalle) (figure .V.12).

Le champ de fissuration, dans ce cas, est de moindre ampleur que dans le cas de la dalle témoin. Ceci peut être expliqué par le fait que la grille en fibres de verre GFV a tendance à uniformiser et mieux répartir les sollicitations au niveau des endroits les plus sollicités de la fibre tendue de la dalle.



Figure.V.11: Evolution des dommages en traction dans une dalle renforcée par GFV+GPP.

V.7. Confrontation des résultats:

Dans le but de valider les résultats numériques, une confrontation avec les résultats expérimentaux est réalisée. L'histogramme des valeurs des forces est donné par la figure V.13.



Figure.V.12 : Confrontation des résultats expérimentaux et numériques pour une dalle armée de GFV+GPP.



Figure V.13. Confrontation de la capacité portante; modèle et essais mécaniques

Les figures V.13 et V.14 montrent clairement que les valeurs de la force ultime données par les essais expérimentaux et par l'analyse numérique, ne présentent pas de grandes différences. En effet, un écart de 9,36% est enregistré entre ces deux valeurs

Modes de rupture :

La figure III.15 présente une comparaison entre les modes de rupture des dalles obtenus lors des essais expérimentaux de poinçonnement et ceux obtenus a partir de la simulation numérique, sur laquelle on constate une concordance satisfaisante.

Dalle témoin



Dalle GFV-GPP



Figure V.14. Confrontation des modes de rupture (expérimental et numérique).

Deux principaux modes de rupture sont obtenus, la rupture par flexion et la rupture par poinçonnement, le premier mode est obtenu pour la dalle témoin et caractérisé par deux fissures qui se croisent, parallèles aux deux directions principales, qui se propagent jusqu'aux extrémités de la dalle. Ce mode de rupture se produit pour les dalles les plus fragiles. Tandis que la rupture par poinçonnement, obtenue pour la dalle armée de GFV et GPP est caractérisée par un champ de fissurations de faibles largeurs et longueurs autour de la zone la plus sollicitée en traction, ce mode de rupture est obtenu grâce a la présence de la grille GFV au niveau de fibre inferieure (fibre tendue) de la dalle, qui procure une meilleure répartition et diminue la largeur des fissures dans la zone la plus sollicitée

V.8. Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, nous avons présenté la procédure numérique, qui nous a permis de simuler le comportement mécanique de la dalle armée des grilles GFV et GPP ainsi que de la dalle témoin, sous un chargement de poinçonnement centré. Les différentes étapes permettant la définition de la géométrie du modèle numérique ainsi que les conditions aux limites du problème sont présentées.

Les ouvertures et les longueurs des fissures observées dans le cas de la dalle renforcée par les deux grilles GFV et GPP sont moins importants comparativement à celles observées dans le cas de la dalle témoin. Ceci est dû au fait que la grille GFV a tendance à mieux répartir et uniformiser les sollicitations aux niveaux des endroits les plus sollicités de la fibre tendue de la dalle.

Le modèle, éléments finis, permet de quantifier la réponse de la structure étudiée, à travers l'évolution des déplacements et des charges. Les différents résultats numériques obtenus sont validés par les résultats expérimentaux obtenus dans le chapitre précédent.

En conclusion, une bonne concordance entre les résultats du modèle numérique et les résultats expérimentaux est observée. Ceci met davantage en évidence l'intérêt de cette technique de renforcement de dalles avec des grilles composites La visualisation des différentes cartographies de propagation des dommages permet de mieux comprendre le comportement mécanique de ces structures. Il serait intéressant de poursuivre le travail, en considérant d'autres combinaisons de renforcement par de grilles de natures différentes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le mode de rupture des dalles en béton soumises à un chargement vertical progressif de poinçonnement est fort complexe. A ce jour, les mécanismes de rupture par poinçonnement ne sont pas totalement définis et des essais sont couramment réalisés pour mettre en évidence ce phénomène et font toujours l'objet de recherches au niveau des laboratoires.

Le recours aux matériaux composites dans le domaine du génie civil a pris de l'ampleur ces dernières années. En effet leurs intéressantes performances mécaniques, leur résistance à la corrosion, leur légèreté et leur grande facilité de mise en œuvre sur chantier, constituent leurs principaux atouts par rapport aux matériaux traditionnels qui ont montré leurs limites à long terme (oxydation des tôles d'acier, durabilité du béton projeté, etc.). Des armatures en polymère renforcé de fibres (FRP) et des plaques et lamelles composites, constituent une alternative à l'utilisation des aciers et tôles métalliques. Cependant, le mode de rupture par décollement de la plaque composite dû aux contraintes d'interface élevées à proximité du bord de la plaque collée, constitue un problème majeur pour le renforcement par collage de matériaux composites.

Pour éviter le décollement de la plaque de renforcement en FRP, dans le cadre de ce travail de recherche, nous avons proposé une méthode de renforcement interne des dalles épaisses en béton, par des grilles GFV et GPP, noyées dans la matrice béton, pour améliorer la capacité portante et modifier le mode de rupture des ces éléments. Cette méthode consiste donc à réaliser un renforcement interne additionnel au ferraillage traditionnel. Les paramètres d'étude retenus sont : le type de grille (GFV et GPP), les dimensions de la maille des grilles, l'excentricité de la charge et la position de la grille selon l'épaisseur de la dalle. La méthode proposée de renforcement des dalles épaisses en béton est facile à mettre en œuvre et peut concurrencer les méthodes traditionnelles de renforcement des dalles beaucoup plus complexes et onéreuses.

Les contributions théoriques et expérimentales de cette recherche ont permis d'une part une meilleure compréhension du phénomène du poinçonnement des dalles épaisses en béton renforcées par des grilles et une amélioration importante de la capacité portante, d'autre part. Les différents résultats obtenus mettent en évidence l'intérêt du renforcement interne des dalles épaisses en béton par des grilles GFV et GPP ; en effet la grille GFV augmente considérablement la charge ultime et permet une meilleure répartition des fissures au niveau de la zone tendue, tandis que la grille GPP permet le développement des mécanismes flexionnels dans la dalle, ce qui conduit à un mode de rupture plus ductile comparativement aux dalles en béton de référence.

Les investigations expérimentales ont permis d'identifier tous les paramètres, régissant le comportement global ainsi que leurs influences sur le mode de rupture. Trois séries de dalles ont été considérées : la première série a porté sur des dalles armées de deux grilles. Pour chaque combinaison de grilles, différentes dimensions de la maille ont été considérées. Les résultats obtenus, en plus de la quantification des différents apports en termes de capacité portante et de ductilité, comparativement aux dalles en béton de référence, ont permis surtout d'identifier la

combinaison de grilles qui assure un meilleur comportement. Pour cette meilleure variante, des positions différentes des deux grilles GFV et GPP selon la hauteur de la dalle, ont été considérées, Enfin, des essais ont été menés pour tenir compte de l'effet de l'excentricité de la charge appliquée par rapport au centre de la dalle, sur la réponse mécanique ainsi que sur le mode de rupture.

La confrontation des différentes courbes 'charges- flèches', ainsi que l'analyse des modes de rupture observés pour les trois séries d'essais, permettent de formuler les conclusions suivantes :

- Toutes les dalles armées par les grilles présentent plusieurs pics avant de se rompre. On assiste à une redistribution des efforts entres les fibres des grilles. Lorsque plusieurs fissures apparaissent, c'est les grilles qui jouent le rôle de tirant pour solidariser et relier les fragments de béton. Ce qui provoque une succession de pics avant la rupture finale de la dalle armée ;
- Un gain de l'ordre de 41,93 % est obtenu, en terme de capacité portante (charge ultime) des dalles armées simultanément de grilles GFV et GPP de grandes mailles, et de l'ordre de 18,78 % en terme de ductilité, tandis que le gain obtenu, pour le cas des dalles renforcées par des grilles GFV et GPP à petites mailles , est de l'ordre de 104,18 % en termes de capacité portante et de l'ordre de 86,06 % en termes de ductilité, par rapport aux dalles de référence ;
- Le renforcement par des grilles à petites mailles donne de meilleurs résultats, car l'augmentation du nombre de fils par grille, implique une augmentation du pourcentage du renfort dans le béton, donc la grille résiste mieux, surtout la grille GFV;
- Le mode de rupture, par poinçonnement, n'est pas trop influencé par la présence des grilles à grandes mailles, par contre on observe un changement du mode de rupture de flexion en mode de rupture par poinçonnement dans le cas des dalles renforcées de grilles GFV et GPP à petites mailles, car la grille GFV confère au béton fissuré un effet goujon après fissuration ;
- La vitesse de propagation des microfissures, et le champ de fissuration sont très influencés par la présence des grilles à petites mailles dans la matrice béton. On note une bonne contribution du béton dans l'augmentation de la résistance de la dalle renforcée au poinçonnement ;
- Lorsque la grille GPP se trouve au dessous de l'axe neutre de la dalle (1 cm au dessus de la grille GFV), une amélioration en termes de ductilité de l'ordre de 162% est obtenue comparativement à la dalle de référence. Cependant, la meilleure valeur de la capacité portante, est obtenue lorsque la grille GPP se trouve au niveau de la fibre supérieure et la grille GFV se trouve au niveau de la fibre inferieure de la dalle ;

- Dans le cas du chargement excentré, on observe une diminution de la résistance de l'ordre de 37%, et un changement du mode de rupture par poinçonnement au mode de rupture par flexion. Lorsque la charge est excentrée selon la direction diagonale de la dalle, celle ci n'engendre pas un grand changement dans le comportement de la dalle ;
- le passage du mode de rupture flexionnel au mode de rupture par poinçonnement est contrôlé, essentiellement, par le type de renfort, la dimension des mailles des grilles, ainsi que l'excentricité de la charge.

La modélisation basée sur la théorie de plaques stratifiées, avec prise en compte de l'influence du cisaillement transverse, a permis de caractériser la réponse mécanique des dalles proposées sous un chargement de poinçonnement, dans le domaine élastique et d'évaluer le déplacement vertical pour n'importe quel point de la dalle renforcée, ainsi que l'évolution du champ de contraintes normales et de cisaillement à travers l'épaisseur de la dalle renforcée de grilles GFV et GPP.

L'analyse numérique à base d'éléments finis entreprise pour mieux comprendre le comportement non linéaire des dalles étudiées a permis de constater que les ouvertures et les longueurs des fissures, dans le cas de la dalle renforcée par les deux grilles GFV et GPP sont moins importantes comparativement à celles observées dans le cas de la dalle de référence, grâce à la présence de la grille GFV qui a tendance à mieux répartir et uniformiser les sollicitations aux niveaux des zones les plus sollicités de la fibre tendue de la dalle.

Enfin, une étude du comportement de l'interface entre le béton et la grille de renforcement des dalles testées, en utilisant des modèles qui permettent de calculer, à chaque pas de glissement entre les deux matériaux, la contrainte d'adhérence au niveau de leur interface est réalisée . L'analyse de la courbe contrainte d'adhérence- glissement obtenue nous a permis de constater que l'utilisation de grilles GFV et GPP à l'intérieur de la matrice bêton conduit à un meilleur comportement de l'interface entre la grille et la matrice béton, le décollement de l'interface béton-grille ne se produit qu'après l'apparition de nombreuses fissures au niveau du béton d'enrobage. Néanmoins, une modélisation typique de l'interface grille - béton devrait être établie pour avoir une courbe contrainte d'adhérence –glissement plus exacte et propre à ce cas de renforcement

Ces conclusions mettent en évidence l'intérêt du renforcement des dalles par des grilles GFV et GPP. En effet la grille GFV disposée au niveau de la fibre tendue, augmente considérablement la charge ultime des dalles soumises au poinçonnement et confère une meilleure répartition des fissures. Tandis que la grille GPP permet le développement des mécanismes flexionnels dans la dalle, ce qui conduit à un mode de rupture plus ductile comparativement aux dalles de référence.

Les résultats obtenus dans cette étude sont très intéressants, toutefois certains aspects complexes n'ont pas pu être traités dans cette thèse. Des investigations expérimentales et des études théoriques pour appréhender et comprendre le comportement de ces dalles épaisses en béton renforcées par des grilles sont plus que nécessaires.

Perspectives

- Mener des investigations sur des spécimens à grande échelle, avec une colonne ancrée dans la dalle ;
- Analyser la possibilité de réalisation d'un coffrage collaborant sous la face tendue de la dalle, constitué par du mortier renforcé de grille ;
- Etudier le cisaillement au niveau de l'interface béton- grille, en tenant compte des paramètres mécaniques et géométriques des grilles ;
- Effectuer une étude comparative entre le renforcement par collage externe de matériaux composites FRP, et le renforcement interne par des grilles composites.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[AIT TAHAR K. et BOUZEBOUDJA F. 2011] **K.Ait Tahar et F.Bouzeboudja**; *Dalles en béton renforcées par des grilles composite;* Matériaux & Techniques 99, 281–289,2011.

[AL-ROUSAN R. et HADDAD R. 2013]**R.Al-Rousan, R.Haddad**; *NLFEA sulfatedamage reinforced concrete beams strengthened with FRP composites;* Composite Structures 96,pp 433–445, 2013.

[BADANOIU A. 2003]**A.Badanoiu et J.Holmgren;***Cementitious composites reinforced with continuous carbon fibers for strengthening of concrete structures*;Cement and Concrete Composites, Volume 25, N° 3, pp387-394,April 2003.

[BANHOLZER B.2004]**B.Banholzer**;*Bond Behaviour of a Multi-Filament Yarn embeddedin a Cementitious Matrix;* RWTH Aachen: Aachen, 2004 – Dissertation.

[BANHOLZER B. 2006]**B.Banholzer**;*Bond of a Strand in a Cementitious Matrix*;MaterStruct, 2006, 39(10):1015–28.

[BENSMAINE D. 2011] **D.Bensmaine**; *Le comportement élasto-plastique des interfaces cas des chaussées. Modélisation d'un essai de double cisaillement;* Thèse de Magister en Génie-Cicil, Université de Batna 2011.

[BENTUR A. et MINDESS S. 1990] **A.Bentur et S.Mindess**; *Fibre Reinforced Cementitious Composites*; Second edition published by Taylor & Francis 2 Park Square, Milton Park, Abingdon, Oxon OX14 4RN, 2007.

[BIRYUKOVICHK.L. 1965]**K.L.Biryukovich et D.L.Yu**; *Glass fiber reinforced cement*; translated by G. L. Cairns, CERA Translation, N° 12, Civil EngineeringResearch Association, London; pp41; 1965.

[BRAMESHUBER W. 2006] **W.Brameshuber**;*Textile Reinforced Concrete* -State-of-the-Art Report of RILEM TC 201-TRC.

[BRIEMEL P.A. 2013] **P.-A.Briemel**; Simulation numérique du renforcement de structures en béton armé par des renforts en fibres végétales et comparaison au renforcement par des fibres de carbone; Projet de Fin d'études Elève ingénieur, INSA de Strasbourg, spécialité Génie Civil, 2013.

[BRUCKNERA.etORTLEPPR.2006]A.Bruckner,R.OrtleppandM.Curbach;Textile Reinforced Concrete for Strengthening In Bending And Shear;Materials And Structures,DOI 10.1617/s11527-005-9027-2,39 pp741–748, 2006.

[BRUCKNER A. et al 2008] A.**Bruckner, R.Ortlepp, M.Curbach;***Anchoring of shear strengthening for T-beams made of textile reinforced concrete (TRC);*M. Mater Struct (2008) 41: 407.doi:10.1617/s11527-007-9254-9.

[CAROZZI G F. et al. 2016]**G F Carozzi, P.Colombi , G.Fava, C.Poggi**;*A cohesive interface crack model for the matrix–textile debonding in FRCM composites*;Composite Structures volume N[°] 143 p 230–241, 2016.

[CEB 2010] *CEB-FIP Model Code 2010*; Bulletin 55, ISBN: 978-2-88394-095-6, Lausanne Switzerland, 2010.

[CLEMENT T.2012] **T.Clément** ;*Influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement de dalles en béton armé ;* thèse de doctorat,Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse2012.

[CONCIATORI D. et al2010]**D.Conciatori, B.Massicotte, P.Théorêt** ;*Comportement des ponts de type dalles pleines en béton armé* ;Groupe de recherche de génie des structures, École Polytechnique de Montréal, Montréal (Québec), 17e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, mai 2010.

[CONTAMINE R. 2011]**R.Contamine**; Contribution à l'étude du comportement mécanique de composites textile-mortier. Application à la réparation et/ou renforcement de poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant; thèse de doctorat, UNIVERSITE DE LYON, décembre 2011.

[DAVIS B. 2007] **B.Davis**; *Natural fiber reinforced concrete;*http://people.ce.gatech.edu/~kk92/natfiber.pdf (website consulted in June 2012).

[DE LORENZIS et ZAVARISE 2009] **L. De Lorenzis**, **G. Zavarise**; *Cohesive zone modeling of interfacial stresses in plated beam*; International Journal of Solids and Structures 46 (2009) pp 4181–4191.

[DIANA 2010] *Diana; Finite Element Analysis, User's Manual*, release 9.4.3. TNO Building and Construction Research, Delft, Netherlands.

[DILTHEY U. 2006] **U.Dilthey, M.Schleser, M.Möller, O.Weichold**; *Applications of polymers in textile reinforced concrete - From the interface to construction elements*; Proceedings of the 1st international RILEM conference ontextile reinforced concrete, Aachen, pp55-65, September 6-7 2006.

[DIN 1045-1]*Concrete, reinforced and prestressed concrete structures*; Groz-Beckert (2010), The Albstadt-Lautlingenbridge, https://news.grozbeckert.com/pages/en_n3 _textile _reinforced _concrete _bridge.php5 (website consulted in May 2012).

[DIOP A.2005] **A.Diop**;*Modèle d'éléments fins type P pour l'analyse des dalles épaisses*;Projet de fin d'études de diplôme d'ingénieur de conception, Université Cheikh AntaDiop de Dakar, Sénégal, 2005.

[DRAGOS P. et IWONA Z. 2012]**P.Dragos et Z.Iwona;** Analysis of reinforced concrete slabsstrengthened with textile reinforcement, Non-linear Finite Element Analysis;Master's Thesis 2012:87, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2012.

[DULUDE C. 2011] ; **C. Dulude** ;*poinçonnement des dalles bidirectionnelles en béton armé d'armature de polymères renforcés de fibres de verre* ; Université de SHERBROOKE; Canada 2011

[DUQUETTE P. 1998] **P. Duquette** ; *Renforcement en flexion de poutres en béton armé a l'aide de plaques en matériau composite réalisées in-situ ;* ; thèse de doctorat ; université LAVAL ; canada ;1998

[EL-GAMAL S. et al. 2005] **S.El-Gamal, E.El-Salakawy, B.Benmokrane**; Behavior of concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer bars under concentrated loads; ACI Structural Journal, volume 102, number 5, p.727-735.

[FAVRE et al. 1997] **R.Favre, J.-P.Jaccoud, O.Burdet et H.Charif**; *Dimensionnement des structures en béton*; volume 8, 2e édition, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 591 p, 1997.

[FAYOLLE S. 2013] **S.Fayolle**; *Loi de comportement de plaques en béton armé GLRC_DAMAGE*; code ASTER, Manuel de référence, Fascicule r7.01 : Modélisations pour le Génie Civil et les géomatériaux.

[GHASEMI M.et al 2014]**M.Ghasemi,Naghibdehi, M.K.Sharbatdar, M.Mastali**;*Repairing reinforced concrete slabs using composite layers;* Materials and Design, Vol. 54, pp. 136-144, 2014.

[GUANDALINI S.2005] ; **S. Guandalini** ;*Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé ;* école polytechnique fédérale de Lausanne ; France ; 2005.

[GUIDOTTI R. 2010] **R.Guidotti** ;*Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées* ;Thèse de doctorat ès sciences N° 4812, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, septembre 2010.

[HÄUSSLER-COMBE U. et HARTIG J. 2007] U.Häussler-Combe, J.Hartig; Bond and failure mechanisms of textile reinforced concrete (TRC) under uniaxial tensile loading; Cement and Concrete Composites 29(4):279-289, April 2007.
[HEGGER J. et WILL N. 2004] **J.Hegger, N.Will**; *Tragverhalten von TextilbewehrtemBeton (Load- Bearing behaviour of TRC)*, Beton und Stahlbetonbau 99, Vol. 6, p. 452-455.

[HUSSEIN A. et al 2004] A.**Hussein,I.Rashid, etB.Benmokrane**; *Two-Way Concrete Slabs Reinforced with GFRP Bars*; 4^{lh} International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures,CSCE, Calgary, AB, Canada.

[KEIL A. et al. 2008] **A.Keil, H.Cuypers, M.Raupach, J.Wastiels**;*Study of the bond in textile reinforced concrete: influence of matrix and interface modification;* Challenges for Civil Constructions 2008, Proceedings of International Conference, ISBN : 978-972-752-100-5, Faculdade de Enghenharia da Universidade do Porto, 2008.

[KERBOUAA B. et al 2013] **B.Kerboua, I.Bensaid et E.A.Bedia**; Impact of interfacial stresses distribution of structures reinforced by composites FRP: new model of the laminate layers; Journal of Adhesion Science and Technology, Vol. 27, No. 17, pp 1853–1865, 2013.

[KMIECIK P et KAMIŃSKI M . 2011] **P.Kmiecik, M Kamiński**;*Modeling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration*; Archives of civil and mechanical engineering, vol.XI, n° 03, (2011), 14p.

[KRÜGER G.1999] ; **G. Krüger**;*résistance au poinçonnement excentré des planchers dalles* ; thèse de doctorat *;* école polytechnique fédérale de Lausanne ; France ; 1999

[KRÜGER M. 2001]**M.Krüger, H.-W.Reinhardt, M.Fichtlscherer**; *Bond behaviour of textile reinforcement in reinforced and prestressed concrete*; Otto-Graf-Journal, Vol. 12 p 33-50, 2001.

[KRÜGER M. 2004] : **M.Krüger**; *Vorgespanntertextilebewehrterbeton (Prestressed textile reinforced concrete)*; Philosophy doctoral thesis, Stuttgart, UniversitätStuttgart, FakultätBau-und Umweltingenieurwissenschaften, Diss,2004.

[LEE J et FENVES G.L. 1998]**J Lee et G.L.Fenves;** *Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures;* Journal of Engineering Mechanics, Vol 124, n° 8, pp. 892-900, (1998).

[LEPENIES et al]I. Lepenies, C. Meyer, H. Schorn et B. Zastrau; Modeling of Load Transfer Behavior of AR-Glass-Rovings in Textile Reinforced Concrete; SP-244-7.

[LORENZ et ORTLEPP 2012] E. Lorenz et R. Ortlepp; Bond Behavior of Textile Reinforcement-Development of a Pull-Out Test and Modeling of the Respective Bond versus Slip Relatio; InstitutfürMassivbau, TU Dresden, Germany 2012. [LORETO G.et LEARDINI L. 2013] **G.Loreto, L.Leardini, D.Arboleda and A.Nanni**; *Performance of RC Slab-Type Elements Strengthened with Fabric-Reinforced Cementitious-Matrix Composites*; American Society of Civil Engineers, DOI: 10.1061/ (ASCE) CC.1943-5614.0000415, 2013.

[LU X.Z et TENGJ.G. 2005] : **X.Z.Lu, J.G.Teng , L.P.Ye, J.J. Jiang**; *Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete*; journal Engineering Structures, 27, (2005), 920–937.

[LV Y et al 2012]**Y.Lv, H.M.Cheng, Z.G.Ma**; *fatigue performances of glass fiber reinforced concrete in flexure;* International Conference on Advances in Computational Modeling and Simulation, Procedia Engineering 31 (2012) pp 550–556.

[MARCIN L. 2010] **Lionel Marcin**; *Modélisation du comportement, de l'endommagement et de la rupture de matériaux composites à renforts tissés pour le dimensionnement robuste de structures*; Mechanics [physics.med-ph], Université Bordeaux 1, France 2010.

[MARK P. et BENDER M. 2010]**P.Mark et M.Bender;** *Computational modeling of failure mechanisms in reinforced concrete structures;* Architecture and Civil Engineering Vol. 8, No 1, 2010.

[MARTIN J.S. 2006] **J.S. Martin**; An Experimental Investigation of Bond in Reinforced Concrete; Master's Thesis of Master in Civil Engineering, University of Washington, 2006.

[MARTINELLI E et al. 2014] **E. Martinelli et al** ;*A 1D finite element model for the flexural behaviour of RCbeams strengthened with MF-FRP strips;* Composite Structures 107 (2014) 190–204.

[MASSICOTTE B. et al 2009]**B.Massicotte, G.Cossette, E.Yildiz, J.-F.Laflamme, B.Pilon** ;*Résistance ultime d'une dalle épaisse – Essais In Situ et analyses;* 16^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, mai 2009.

[MATTHYS S. et TAERWE L. 2000] **S.MatthysetL.Taerwe**; *Concrete slabs reinforced with FRP grids*; Journal of Composites for Construction, volume 4, numéro 3, p. 154-161.

[MATWEB 2012] **MatWeb**;*Properties of SIGRAFIL C30 T050 EPY carbon fibre*; http://www.matweb.com (website consulted in April 2012). [MIRZAEIY. 2010]**Y.Mirzaei**;*Post-PunchingBehavior of ReinforcedConcreteSlabs*; Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, Mai 2010.

[MOLTER M. 2001]**M.Molter;***BruchtragverhaltentextilbewehrterBiegekörper.* (Loadbearing capacity and serviceability of textile reinforced bending beams.); Proceedings of First Colloquium on Special Research Areas 528 and 532, Aachen University,pp205-219,2001.

[MOLTER M. 2005] **M.Molter**; *Load-bearing behaviour of textile reinforced concrete*; Philosophy doctoral thesis, RWTH Aachen University,2005.

[MUTTONI A. et al 2007]**Dr A.Muttoni, Dr Miguel Fernández Ruiz** ;*Dimensionnement du systèmed'armature contre le poinçonnementancoPLUS selon SIA 262(2003)* ; Projet 07.A05, Rapport 07-A05-R1c, ANCOTECH SA, 20 novembre 2007.

[NAAMAN A.E. 1982] **A.E.Naaman, S.Shah, J.Throne**; *Some developments in polypropylene fibers for concrete*; SP-81, American Concrete Institute, Detroit,pp375-396, 1982.

[NAAMAN A.E. 1988] : **A.E.Naaman**; *Guide for the Design, Construction, and Repair of Ferrocement*; ACI Structural Journal, volume 85, Issue N°3, pp325-351, 1988.

[NAAMAN A.E. 1999]**A.E.Naaman**; *Ferrocement and laminated cementitiouscomposites*; Techno Press3000, 1999.

[NAAMAN A.E. 2000] **A.E.Naaman**; *Ferrocement and laminated cementitiouscomposites*; Techno Press 3000, Ann Arbor, Michigan, USA, ISBN0-9674939-0-0,370 pages, 2000.

[NAAMAN A.E. 2005]**A.E.Naaman**; *Thin cement composites : performancecomparison between steel and textile reinforcements*; Composites in Construction -Third International Conference, Lyon, France, pp1155-1164, July 11-13, 2005.

[NAAMAN 2006] **A.E.Naaman;***Ferrocement: Four decades of progress*; Journalof ferrocement, volume 30, N°1, pp741-756, January 2006.

[NEALEK.W. et al. 2005]**K.W.Neale, U.A.Ebead, H.M.AbdelBaky, W.E.Elsayed** and A.Godat; *Modelling Of Debonding Phenomena In Frp-Strengthened Concrete Beams And Slabs*;Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), International Institute for FRP in Construction, University of SherbrookeSherbrooke, Quebec, Canada J1K 2R1.

[NEALE K.W. et al. 2011] **K.W.Neale, A.Godat, H.M.AbdelBaky, W.E.Elsayed and U.A.Ebead**; *Approaches For Finite Element SimulationsOf FRP-Strengthened*

Concrete Beams And Slabs; ArchitectureCivil Engineering Environment, The Silesian University of Technology No. 4/2011.

[OGURA et al]**H.Ogura, M.Kunieda, N.Ueda et H.Nakamura**; *Meso-scale modeling for fiber reinforced concrete under mixed mode fracture;* VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-8.

[Orr JJ et al 2011] **Orr JJ, Darby AP, Ibell TJ, Evernden MC and OtletM**; Concrete structures using fabric formwork, Structural Engineer 89(8): 20–26; 2011.

[ORTLEPP R. et al 2006]**R.Ortlepp, U.Hampel, M.Curbach;***A new approach for evaluating bond capacity of TRC strengthening;* Cement and Concrete Composites 28(7):589-597, August 2006.

[PELED A. 2000]A.**Peled,A.Bentur**; *Geometrical characteristics and efficiency of textile fabrics for reinforcing cement composites*; Cement andConcrete Research, Volume 30, N° 5,pp781-790,May 2000.

[PEREZ F. 2005]**F.Perez**; Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments bicouches sous sollicitations statiques et cycliques; Thèse Ph.D, Université Laval, Mars 2005.

[PETRE D.et ZAPALOWICZ I. 2012] **D.PetreI.Zapalowicz**; *Analysis of reinforced concrete slabs strengthened with textile reinforcement*; Master of Science Thesis; Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2012.

[RAMASWAMY R] **A.Ramaswamy**; Developments in Alternative Reinforcement Forms for Application in Structural Concrete.

[ROCHDI E.H. 2004]**El HoussainRochdi ;** *Contribution à l'analyse du comportement mécanique de dalles en béton arme renforcées par matériaux composites ;* thèse de doctorat, Université Claude Bernard - Lyon 1, France 2004.

[SCHLADITZ F. et al 2012] **F.Schladitz, M.Frenzel, D.Ehlig, M.Curbach**;*Bending load capacity of reinforced concrete slabs strengthened with textile reinforced concrete;* Engineering Structures, Volume 40, pp 317-326, July 2012.

[SIERRA RUIZ V. 2002] **V.Sierra Ruiz**; *Renforcement d'éléments structuraux en béton armé à l.aide de matériaux composites : analyse fine de la zone d'ancrage ;*Thèse doctorale, Université Blaise Pascal, 191p,.Déc. 2002.

[SMITH et al. 2002] , S.T Smith, J.GTeng;FRP-strengthened RC beams, I: review of debonding strength models. Engineering Structures, 2002, vol.24, p.385-395.

[SORANAKOM C. 2008] **C.Soranakom, B.Mobasher**; *Geometrical and mechanical aspects of fabric bonding and pullout in cement composites*; Materials and Structures, DOI 10.1617/s11527-008-9422-6, August 2008.

[STEIN et coll. 2007] **T.Stein, A.GhalietW.Dilger**; *Distinction between punching and flexural failure modes of flat plates*. ACI Structural Journal, volume 105, numéro 2, p. 238-241, 2007.

[TENG J.G. et al. 2001]**Teng J.G**;*Behaviour of GFRP-strengthened RC cantilever slabs, Construction and Building Materials;* Volume 15, Issue 7, October 2001, pp 339-349.

[TASSINARI L. 2011]**L.Tassinari** ; poinçonnement symétrique des dalles en béton armé ; école polytechnique fédérale de Lausanne ; thèse de doctorat N^O 5030 ; 2011.

[THOMANN M. 2005]**M.Thomann**;*Connexions Par Adhérence Pour Les Ponts Mixtes Acier-Béton*; THÈSE N^O 3381 (2005), Lausanne, EPFL 2005.

[THONIER H. 2011] **H.Thonier**; *Poinconnement des dalles sur poteaux rectangulaires dimensionnement et ferraillage*; Eurocode 2-1-1 – Art. 6.4 et 9.4.

[VASUDEVAN G et al. 2013] G. Vasudevan and S. Kothandaraman; Study on Non-Linear Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams using Ansys By Discrete Reinforcement Modeling; Strength of Materials, Vol. 45, No. 2, March, 2013

[WANG J. et ZHANG C. 2008]**J.Wang, C.Zhang;** Nonlinear fracture mechanics of *flexural–shear crack induced debonding of FRP strengthened concrete beams*; International Journal of Solids and Structures 45 (2008) 2916–2936.

[WANG X.et WUZ. 2010]**X.WANG, Z.WU**;*IntegratedHigh-Performance Thousand-Metre Scale Cable-Stayed Bridge With Hybrid FRP Cables*; Composites,Part B 41 (2010) pp166–175.

[WALK-LAUFFER B. 2003]B.**Walk-Lauffer, J.Orlowsky, M.Raupach**; Verstärkung des inneren Roving-VerbundesimtextilbewehrtenBeton.(Increase of bond properties within the roving in textile reinforced concrete.); Weimar: Bauhaus-Universität, 2003. - In: 15. InternationaleBaustofftagung, Volume 2, pp281-290, September 24-27, 2003.

[WASTIELS J. 2008]**J.Wastiels, O.Remy**; *Formulation of combining textile reinforcement and mineral matrix*; Textilearchitecture - Textile structures and buildings of the future, CONTEX-T,2008.

[WILLIAMS PORTAL N. et al.2014]**N.Williams Portal, I.F.Perez, L.N.Thrane, K.Lundgren**; *Pull-out of textile reinforcement in concrete;*Construction and Building Materials 71 (2014) pp63–71. [ZANDI HANJARI K. 2008] **K.ZandiHanjari**; *Load-Carrying Capacity of Damaged Concrete Structures*; Licentiate Thesis No. 2008:06, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 98 pp.

[ZHANG Q. et al. 2005] Q.**Zhang, H.Marzouket A.Hussein**; *A preliminary study of high strength concretetwo-way slabs reinforced with GFRP bars*; 33rd CSCE Annual Conference 2005,CSCE,Toronto, ON, Canada, p. GC-318-1 -GC-318-10.

[ZHELYAZOV T. 2008] **T.Zhelyazov** ; *Renforcement des structures en beton arme par collage de materiaux composites -comportement mecanique des structures sollicitees a la flexion* ; Thèse en cotutelle de Doctorat, spécialité mécanique et génie civil, Université de Reims Champagne Ardenne 2008.

Résumé

La résistance au poinçonnement est un paramètre important dans la conception des dalles en béton et le mode de rupture par poinçonnement est fort complexe. Le collage de matériaux composites est une des méthodes de réhabilitation très répandue dans le génie civil, cependant ce type de renfoncement présente un inconvénient majeur, il s'agit du décollement de la plaque ou lamelles composites. Néanmoins, peu de travaux ont été effectués sur le renforcement interne des dalles épaisses en béton par des matériaux composites. L'utilisation de grilles en fibres de verre (GFV) et en polypropylène (GPP) à l'intérieur de la matrice béton qui peut être une solution intéressante pour améliorer la capacité portante et modifier le mode de rupture des dalles épaisses soumises à un chargement de poinçonnement, est proposée dans ce travail de recherche. Les paramètres d'étude retenus sont : le type de la grille GFV et GPP, les dimensions des mailles des grilles, l'excentricité de la charge et la position de la grille selon l'épaisseur de la dalle.

Une investigation expérimentale est réalisée afin d'étudier l'influence des paramètres d'étude retenus, sur le comportement global et les mécanismes de rupture des dalles épaisses renforcées par des grilles GFV et GPP comparativement aux dalles en béton. Pour mieux comprendre le comportement des dalles testées jusqu'à la rupture, une simulation numérique à base d'éléments finis, est réalisée dans un espace tridimensionnel pour déterminer le mode de ruine et le niveau de charge correspondant. Afin de prédire le comportement de la dalle en termes de déformée, un modèle analytique est développé. Enfin, une modélisation de l'interface grille- béton, en utilisant une loi de comportement permettant d'exprimer les relations entre le glissement relatif entres les surfaces en contact et la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface entre les deux matériaux, est effectuée. D'un point de vue économique, ce procédé de renforcement est facile à mettre en œuvre et peut concurrencer les méthodes traditionnelles de renforcement beaucoup plus complexes.

Mots clés: Dalle en béton, renforcement, grilles, poinçonnement, expérimental, modélisation.

Abstract

Punching resistance is an important parameter in the design of concrete slabs; the punching failure mode is very complex. Composite materials bonding is one of widely used methods of rehabilitation in civil engineering; however this type of reinforcement has a major drawback, which is the peeling off of the composite plate or blades. However, little work has been done on the internal strengthening of concrete slabs by introducing additional reinforcement. Using matrices of glass fiber (GFV) and polypropylene (GPP) within the concrete matrix, which can be an attractive solution for improving the bearing capacity and modifying the failure mode of thick slabs elements subject to punching load, is proposed in this research. Retained study parameters are: the type of the GFV and GPP grid, the mesh dimensions of the grids, the eccentricity of the load and the position of the grid in the thickness of the slab.

An experimental investigation was conducted to study the influence of the selected parameters on the overall behavior and failure mechanisms of thick slabs reinforced with GFV and GPP grids compared to concrete slabs. To better understand the behavior of the slabs tested until failure, a numerical simulation based on finite element method is performed in three dimensional space to determine the failure mode and the corresponding level of load. In order to predict the behavior of the slab in terms of deformation, an analytical model was developed. Finally, a modeling of the grid-concrete interface, using a constitutive law for expressing relationships between the relative sliding of contact surfaces, and the shear stress occurring in the interface between the two materials is achieved. From an economic point of view, this reinforcement process of concrete thick slabs is easy to implement and can compete with the traditional more complex reinforcement methods.

Key words: Concrete slab, reinforcement, grids, punching, experimental, modeling