



**RENFORCEMENT DE DALLES EPAISSES
VOLET EXPERIMENTAL**

**Rapport d'étape
GCT-2010-01
Département de génie civil**

**Présenté à
Sylvain Goulet ing.
Chargé de projet
Ministère des transports du Québec**

**Par
Josée Bastien, ing. PhD, responsable
Philippe Provencher, étudiant
Marc Jolin, ing. PhD**

Février 2010

CANQ
UL
505
2010
Rapp.

Avant-Propos

Le présent document est largement inspiré d'un document produit par monsieur Philippe Provencher dans le cadre d'études de maîtrise qu'il effectue sous la direction de Josée Bastien, professeure titulaire, et de Marc Jolin, professeur agrégé de l'Université Laval.



Table des matières

Avant-Propos	ii
Table des matières	iii
Liste des tableaux.....	v
Liste des figures	v
1 Introduction.....	1
2 Présentation des résultats	2
2.1 Propriétés du béton	2
2.2 Comportement des dalles.....	4
2.2.1 Courbes de chargement.....	4
2.2.2 Modes de ruptures.....	7
2.2.3 Ouverture des fissures principales de cisaillement	11
2.3 Déformation des armatures longitudinales	12
2.4 Déformation des barres de renforcement en cisaillement.....	15
2.5 Autopsie des dalles	20
2.5.1 Dalle 3Ba	20
2.5.2 Dalle 2Ba	22
3 Analyse des résultats et discussion	26
3.1 Résistance ultime	26
3.1.1 Gain de résistance	26
3.1.2 Résistance théorique vs pratique.....	26
3.2 Comparaison des dalles de type A avec la littérature	27
3.3 Comportement des dalles.....	30
3.3.1 Courbes de chargement.....	30
3.3.1.1 Dalles de type 1.....	30
3.3.1.2 Dalles de type 2.....	31
3.3.1.3 Dalles de type 3.....	32
3.3.1.4 Comparaison avec des étriers conventionnels	33
3.3.2 Énergie dissipée à la rupture.....	35
3.3.3 Fissuration en cisaillement.....	36
3.3.3.1 Dalles de type 1.....	37
3.3.3.2 Dalles de type 2.....	38
3.3.3.3 Dalles de type 3.....	38
3.3.3.4 Conclusion	38
3.3.4 Déformation des armatures de flexion.....	39
3.3.5 Déformation des renforcements en cisaillement.....	39
3.3.5.1 Dalle 1Ba	39
3.3.5.2 Dalles 2B.....	40
3.3.5.3 Dalles 3B.....	41
3.3.5.4 Conclusion	43
3.4 Comportement des dalles de type 2B	44
4 Conclusion	49
4.1 Introduction.....	49
4.2 Conclusions générales.....	49
4.3 Études futures	52

CANQ
UL
505
2010
Rappo

REÇU
Centre de documentation
25 FEV. 2013
Ministère des Transports

Ministère des Transports
Centre de documentation
700, boul. René-Lévesque Est,
21^e étage
Québec (Québec) G1R 5H1

5 Bibliographie53

Liste des tableaux

Tableau 1 : Propriétés du béton frais	3
Tableau 2 : Propriétés mécaniques du béton durci	3
Tableau 3 : Mode de rupture des dalles de type 1	8
Tableau 4 : Mode de rupture des dalles de type 2	9
Tableau 5 : Mode de rupture des dalles de type 3	9
Tableau 6 : Gain de résistance en cisaillement des dalles	26
Tableau 7 : Comparaison entre les résistances au cisaillement théorique et pratique	27
Tableau 8 : Résumé des caractéristiques des dalles.....	28
Tableau 9 : Énergie dissipée à la rupture	35
Tableau 10 : Charge de fissuration en cisaillement des dalles	37
Tableau 11 : Espacement transversal des barres de renforcement en cisaillement	47

Liste des figures

Figure 1 : Courbes de chargement des dalles de type 1	5
Figure 2 : Courbes de chargement des dalles de type 2.....	6
Figure 3 : Courbes de chargement des dalles de type 3.....	6
Figure 4 : Ouverture des fissures de cisaillement des dalles du type 1	11
Figure 5 : Ouverture des fissures de cisaillement des dalles de type 2.....	11
Figure 6 : Ouverture des fissures de cisaillement des dalles du type 3	12
Figure 7 : Déformation des armatures longitudinales des dalles de type 1	13
Figure 8 : Déformation des armatures longitudinales des dalles de type 2	14
Figure 9 : Déformation des armatures longitudinales des dalles de type 3	15
Figure 10 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 1Ba ..	16
Figure 11 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 2Ba ..	17
Figure 12 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 2Bb ..	18
Figure 13 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 3Ba ..	19
Figure 14 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 3Bb ..	19
Figure 15 Intérieur du trou de carottage et extrémité inférieure de la barre R2WS dalle 3Ba	21
Figure 16 : Carotte de la barre R3WS, dalle 2Ba	22
Figure 17 : Extrémité supérieure de la barre R3WS, dalle 3Ba.....	22
Figure : 18 Vue de la face sud de la dalle 2Ba suite à l'extraction des barres	23
Figure : 19 Vue rapprochée de la face sud de la dalle 2Ba suite à l'extraction des barres ..	24
Figure 20 Partie supérieure de la barre R3S, dalle 2Ba	25
Figure 21 : Résistance au cisaillement de poutres de béton armé (Bentz 2005)	29
Figure 22 : Relation entre la résistance au cisaillement et le paramètre d'espacement effectif des fissures (Sherwood, Lubell et al. 2006).....	29
Figure 23 : Compression du béton et fissure traversant les renforcements (1Ba)	30
Figure 24 : Motif de fissuration des dalles 2Bet 3B	46

1 Introduction

Au Québec, les infrastructures routières en béton se détériorent rapidement. Le ministère des transports du Québec possède un grand nombre de structures en béton, notamment des structures de type dalle épaisse construites majoritairement dans les années 50 à 70. Les charges qui sollicitent ces structures sont aujourd'hui beaucoup plus importantes que celles prévues lors de leur conception. De plus, ce type de structure présente parfois une lacune au niveau de la résistance au cisaillement, ce qui peut entraîner une rupture fragile de l'ouvrage.

L'Université Laval, en collaboration avec le MTQ, a donc mis en place un projet qui vise à évaluer la capacité réelle en cisaillement des structures de type dalle épaisse et qui permettra d'évaluer l'efficacité de certains types de renforcement. Le projet consiste à soumettre des dalles grandeurs réelles renforcées et non renforcées à des sollicitations en cisaillement. Ces essais permettront de déterminer l'efficacité du renforcement en terme de gain en résistance à l'ultime en cisaillement et de comportement à la rupture.

Le présent document fait suite au rapport ayant pour titre « Renforcement de dalles épaisses en cisaillement- volet expérimental », GCI-2009-07 présenté au Ministère des transports du Québec dans le contexte de cette étude.

Le présent document, basé sur le mémoire de maîtrise de monsieur Philippe Provencher, apporte certaines précisions sur les résultats expérimentaux obtenus et déjà présentés dans le rapport précédent. L'intégralité du mémoire sera disponible lorsque son approbation par la Faculté des études supérieures de l'Université Laval sera obtenue.

Le présent document est donc structuré en trois parties. D'abord, les principaux résultats sont présentés, puis vient leur analyse. Par la suite, des conclusions générales sont tirées. Il est conseillé au lecteur d'être familier avec le précédent rapport afin de bien saisir la portée du présent document.

2 Présentation des résultats

Les paragraphes qui suivent présentent d'abord les propriétés du béton à l'état frais et durci. Ensuite, on y retrouve les résultats montrant le comportement des dalles lors des essais de chargement et, finalement, les observations effectuées durant l'autopsie des dalles 2Ba et 3Ba. Le lecteur peu familier avec l'étude peut se référer à l'annexe A qui présente les caractéristiques générales de chacune des dalles soumises aux essais expérimentaux.

2.1 Propriétés du béton

Les tableaux qui suivent présentent respectivement les résultats des essais sur le béton frais et le béton durci réalisés pour caractériser chacune des huit gâchés nécessaires à la fabrication des 12 dalles de béton armé du projet. Les résultats obtenus lors de l'essai de convenue conduit avec la formulation de mélange qui a été retenue pour la fabrication des dalles sont également présentés dans ces tableaux. On peut noter chaque gâché des types 1 et 2 correspond à deux dalles, une de type A (non renforcée) et une de type B (renforcée), alors que les gâchés du type 3 correspondent chacune à une seule dalle.

Tableau 1 : Propriétés du béton frais

Gâchée	Affaissement avant SP	Affaissement après SP	Teneur en air	Masse volumique	Température
	(mm)	(mm)	(%)	(kg/m ³)	(°C)
Essai de convenance	55	90	7,0	2294	24,5
1a	110	150	7,6	2276	25,5
1b	70	110	7,2	2277	25,0
2a	70	110	7,5	2294	22,0
2b	60	140	7,1	2308	22,0
3Aa	55	80	7,0	2285	24,5
3Ba	55	95	6,1	2314	23,5
3Ab	60	90	6,1	2311	25,0
3Bb	70	120	7,0	2288	22,0

Tableau 2 : Propriétés mécaniques du béton durci

Groupe	Gâchée	Résistance en compression				Résistance en traction		Module élastique	
		7 jours (MPa)	28 jours (MPa)	Jour de l'essai (MPa)/âge (jours)	Jour de l'essai (MPa)	Jour de l'essai (MPa)	Jour de l'essai (MPa)		
Essai de convenance		21,7	30,0	-	-	-	-	-	
Type 1	1a	21,6	22,1	31,4	31,7	31,4	32,5	-	28382
	1b	22,6		32,0		33,6		28382	
Type 2	2a	22,5	22,4	32,5	32,2	34,8	35,2	30794	30580
	2b	22,2		31,8		35,7		30366	
Type 3	3Aa	22,3	22,5	31,9	32,0	35,8	35,0	30571	29395
	3Ba	22,7		32,1		34,0		28396	
	3Ab	22,3		32,0		33,2		28241	
	3Bb	22,6		32,0		37,2		30371	

2.2 Comportement des dalles

Les sections qui suivent présentent les courbes de charge-flèche pour les dalles de type 1, 2 et 3, une description des modes de rupture des dalles, et un aperçu de l'évolution de la fissuration au cours du chargement des dalles. Il est bon de rappeler ici que les dalles de type 1 et 2 ont été sollicitées au tiers de leur portée tandis que les dalles de type 3 ont été sollicitées au centre de leur portée. Également, dans les figures et tableaux qui suivent la nomenclature suivante, chiffre-XX, a été utilisée afin d'identifier les différents essais. Le chiffre représente le type de la dalle (1, 2 ou 3), la lettre majuscule fait référence au fait que la dalle soit non-renforcée en cisaillement (A) ou renforcée en cisaillement (B). Finalement la lettre minuscule (a ou b) sert à distinguer les deux essais similaires, elle indique aussi la gâchée de béton à laquelle est associée la dalle.

2.2.1 Courbes de chargement

Les figures qui suivent montrent la relation entre la charge imposée par la presse et le déplacement mesuré par le LVDT situé sous la dalle à la position de la tête de chargement lors des essais de flexion sur les dalles.

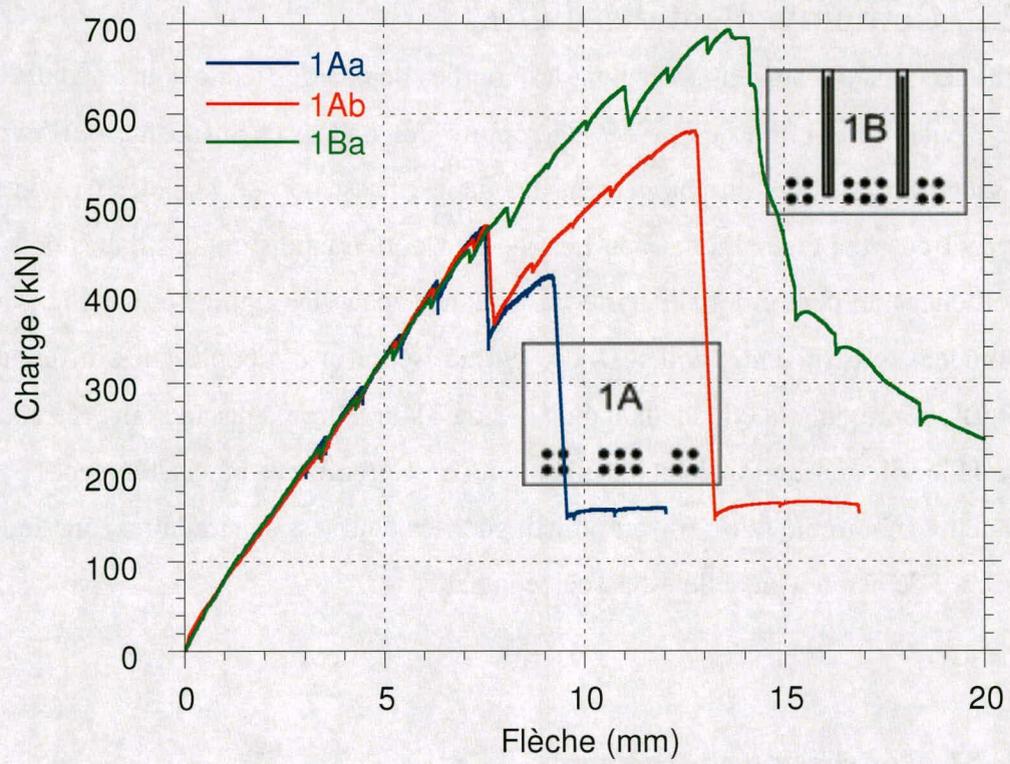


Figure 1 : Courbes de chargement des dalles de type 1

Suite à un mauvais fonctionnement du système de chargement, l'essai de la dalle 1Bb n'a pu être enregistré.

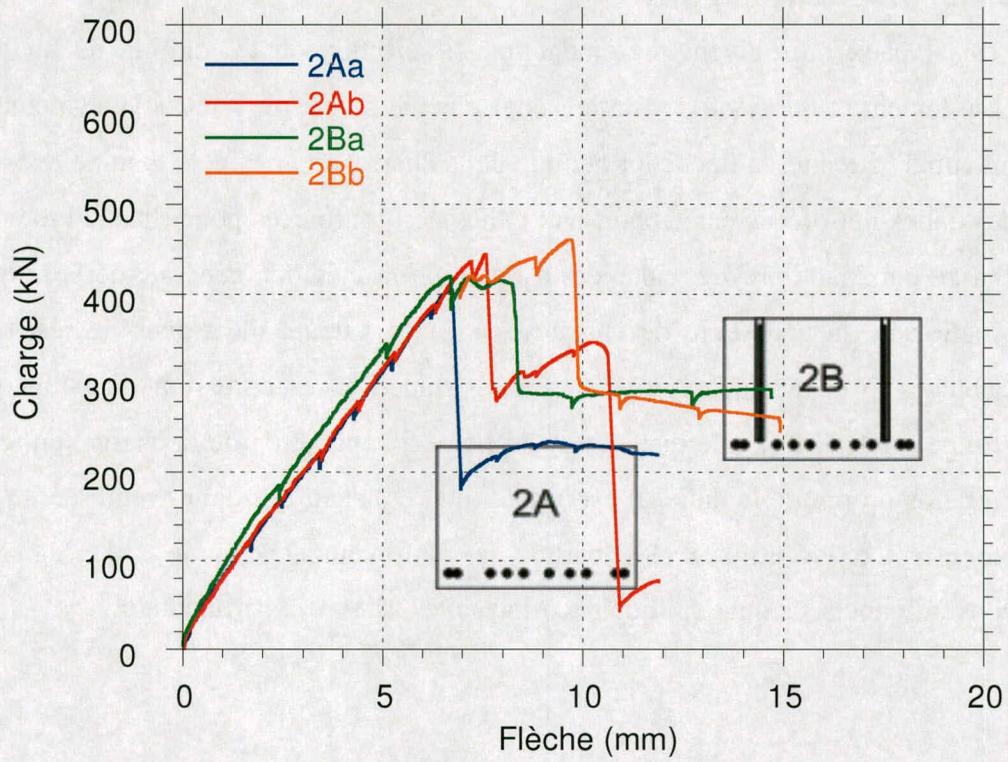


Figure 2 : Courbes de chargement des dalles de type 2

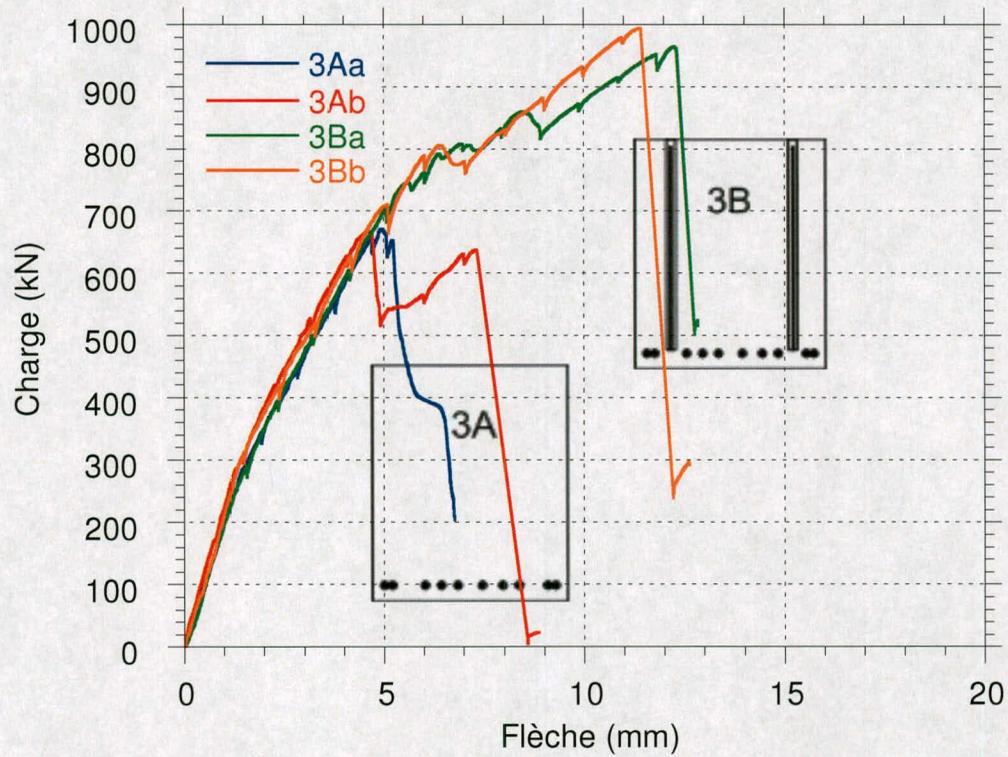


Figure 3 : Courbes de chargement des dalles de type 3

2.2.2 Modes de rupture

Les tableaux qui suivent présentent une description de l'évolution de la fissuration en cisaillement et du mode de rupture pour chaque dalle. On y retrouve également la charge maximale atteinte, la flèche à l'atteinte de la charge maximale, le gain de résistance moyen des dalles renforcées par rapport aux dalles non-renforcées pour chaque type de dalle et la charge maximale prévue, calculées à l'aide de la méthode générale de la norme S6-06 en fonction de la géométrie de chaque essai. Ces valeurs théoriques de résistance ont été calculées avec la valeur moyenne de résistance en compression du béton pour chaque groupe (tableau 2) à une distance d_v du point d'application de la charge, en tenant compte du poids propre de la dalle. Il est à noter que le calcul des dalles renforcées présenté ici a été effectué en utilisant les barres de renforcement comme s'il s'agissait d'étriers conventionnels, ce qui explique l'écart avec les valeurs expérimentales.

Tableau 3 : Mode de rupture des dalles de type 1

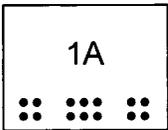
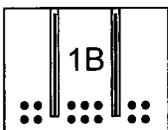
Poutre		Charge maximale		Flèche rupture	Description de la rupture
		Pratique (kN)	Théorique* (kN)	(mm)	
 1A	1Aa	474	412	7,5	Avant d'atteindre la charge maximale, seule quelques fissures de flexion étaient visibles. La fissure de cisaillement est apparue sans avertissement causant immédiatement la ruine de la dalle.
	1Ab	475		7,6	À environ 96% de la charge maximale, l'inclinaison des fissures de flexion laissait présager une rupture en cisaillement. La fissure de cisaillement est apparue brusquement, accompagnée d'une chute importante de la charge. Suite à la rupture, la charge est remontée à 581 kN avant une seconde rupture. Cette charge n'est pas conservée comme charge ultime étant donné l'impossibilité de reproduire ce résultat et l'écart important avec la valeur attendue.
	Moyenne 1A	475		7,6	
 1B	1Ba	694	798	13,6	Les fissures de cisaillement apparaissent à 65% de la charge maximale. À l'atteinte de la charge maximale, il y a de nombreuses fissures de cisaillement, bien que les fissures principales de cisaillement aient seulement environ un millimètre (1 mm) de largeur. La rupture s'est produite de façon progressive, presque imperceptible, mis à part la diminution de la charge imposée par la presse pour maintenir la vitesse de déformation.
	1Bb	-		-	-
Augmentation		46%	97%	80%	

Tableau 4 : Mode de rupture des dalles de type 2

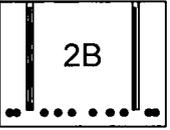
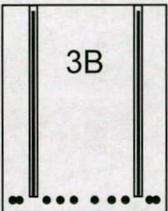
Poutre		Charge maximale		Flèche rupture	Description de la rupture
		Pratique (kN)	Théorique* (kN)	(mm)	
 2A	2Aa	405	407	6,7	Avant d'atteindre la charge maximale, seule quelques fissures de flexion étaient visibles. La fissure de cisaillement est apparue sans avertissement causant immédiatement la ruine de la dalle.
	2Ab	444		7,6	À 98% de la charge maximale, une fissure de cisaillement est apparue sur la face sud. La rupture est survenue brusquement lorsque cette fissure s'est propagée vers la face nord.
	Moyenne 2A			425	7,2
 2B	2Ba	420	596	6,7	La fissuration de cisaillement apparaît à l'atteinte de la charge maximale. Suite à cela, la charge est maintenue à une valeur légèrement en dessous de la valeur maximale pendant que la fissure progresse vers le point d'application de la charge et vers l'appui en longeant les armatures longitudinales au bas de la dalle. La rupture se produit ensuite brusquement.
	2Bb	461		9,7	Les premières fissures de cisaillement apparaissent à environ 5,9 millimètres de flèche. Ces fissures progressent ensuite doucement vers le point d'application de la charge et vers l'appui, en longeant les barres d'armatures longitudinales au bas de la poutre. La rupture survient brusquement lorsque les fissures ont atteint environ deux millimètres de largeur.
	Moyenne 2B			441	9,0
Augmentation		4%	50%	25%	

Tableau 5 : Mode de rupture des dalles de type 3

Poutre		Charge maximale		Flèche rupture	Description de la rupture
		Pratique (kN)	Théorique* (kN)	(mm)	
 3A	3Aa	670	749	5,0	Une fissure inclinée apparaît sur la face NE à 98% de la charge maximale. La charge décroît rapidement lorsque cette fissure apparaît sur la face SE. Par contre, la rupture n'est pas subite.
	3Ab	666		4,6	À 95% de la charge maximale, des fissures de flexion inclinée indiquent la position du plan de cisaillement. Les fissures de cisaillement apparaissent subitement, il s'en suit une chute brusque de la charge.
Moyenne 3A		668		4,8	
 3B	3Ba	964	1286	12,2	La fissure de cisaillement apparaît à l'est à 71% de la charge maximale, puis se propage vers la charge et l'appui entraînant une fissure importante qui longe les armatures de flexion. À 86% de la charge maximale, une fissure de cisaillement apparaît à l'ouest. C'est cette seconde fissure qui entraîne la ruine de la dalle de manière très subite.
	3Bb	994		11,4	La fissure de cisaillement apparaît à l'ouest à 71% de la charge maximale, puis se propage vers la charge et l'appui entraînant une fissure importante qui longe les armatures de flexion. À 85% de la charge maximale, une fissure de cisaillement apparaît à l'est. Cependant, c'est la première fissure, à l'ouest, qui entraîne une rupture très subite.
Moyenne 3B		979		11,8	
Augmentation		47%	76%	146%	

2.2.3 Ouverture des fissures principales de cisaillement

Les figures qui suivent présentent l'ouverture des fissures principales de cisaillement au cours du chargement. Ces mesures ont été réalisées à l'aide de LVDTs placés au droit des fissures lors de leur apparition. L'évolution de la fissuration en fonction de la charge, tant en cisaillement qu'en flexion, pour chacune des onze dalles soumises aux essais de chargement, est présentée à l'annexe C.

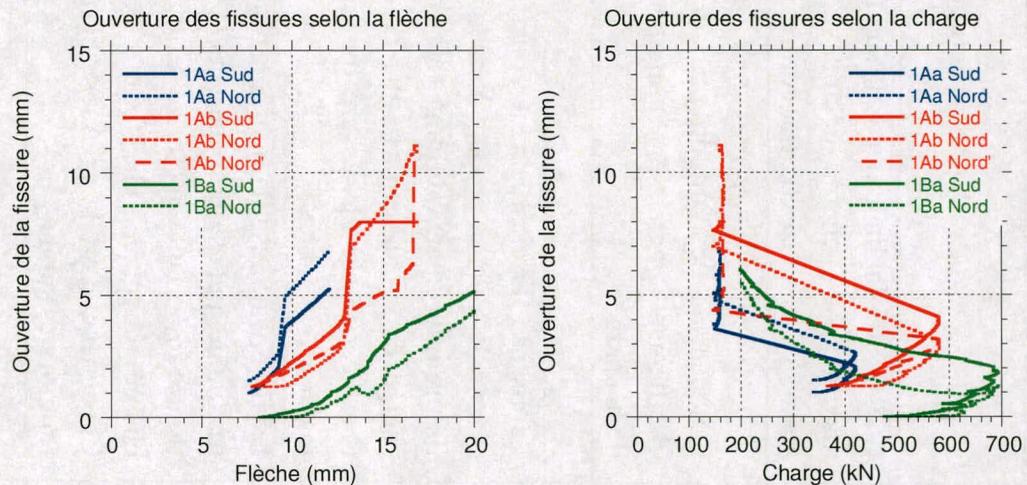


Figure 4 : Ouverture des fissures de cisaillement des dalles du type 1

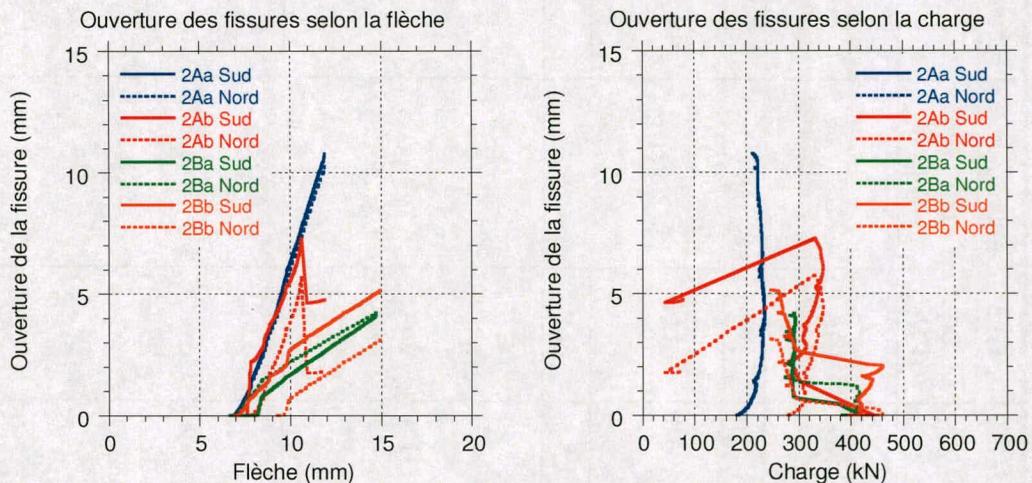


Figure 5 : Ouverture des fissures de cisaillement des dalles de type 2

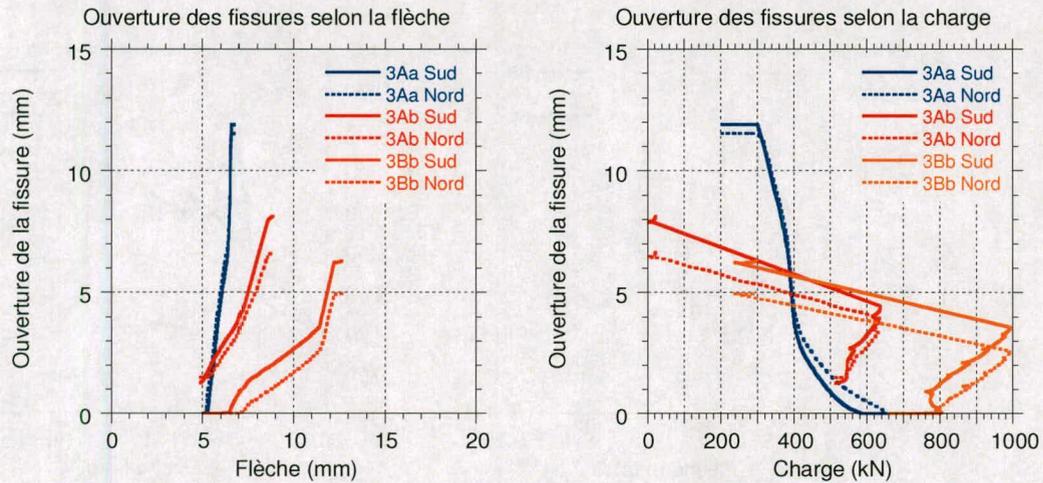


Figure 6 : Ouverture des fissures de cisaillement des dalles du type 3

2.3 Déformation des armatures longitudinales

Les figures qui suivent présentent la déformation des jauges installées sur les armatures de flexion. La première lettre de dénomination des jauges (F) indique qu'il s'agit d'une jauge positionnée sur une armature de flexion. Les lettres P, M et C réfèrent à la position de la jauge, telle que présentée à l'annexe B, alors que les lettres S et N distinguent les jauges sud et nord pour les dalles de type 2 et 3.

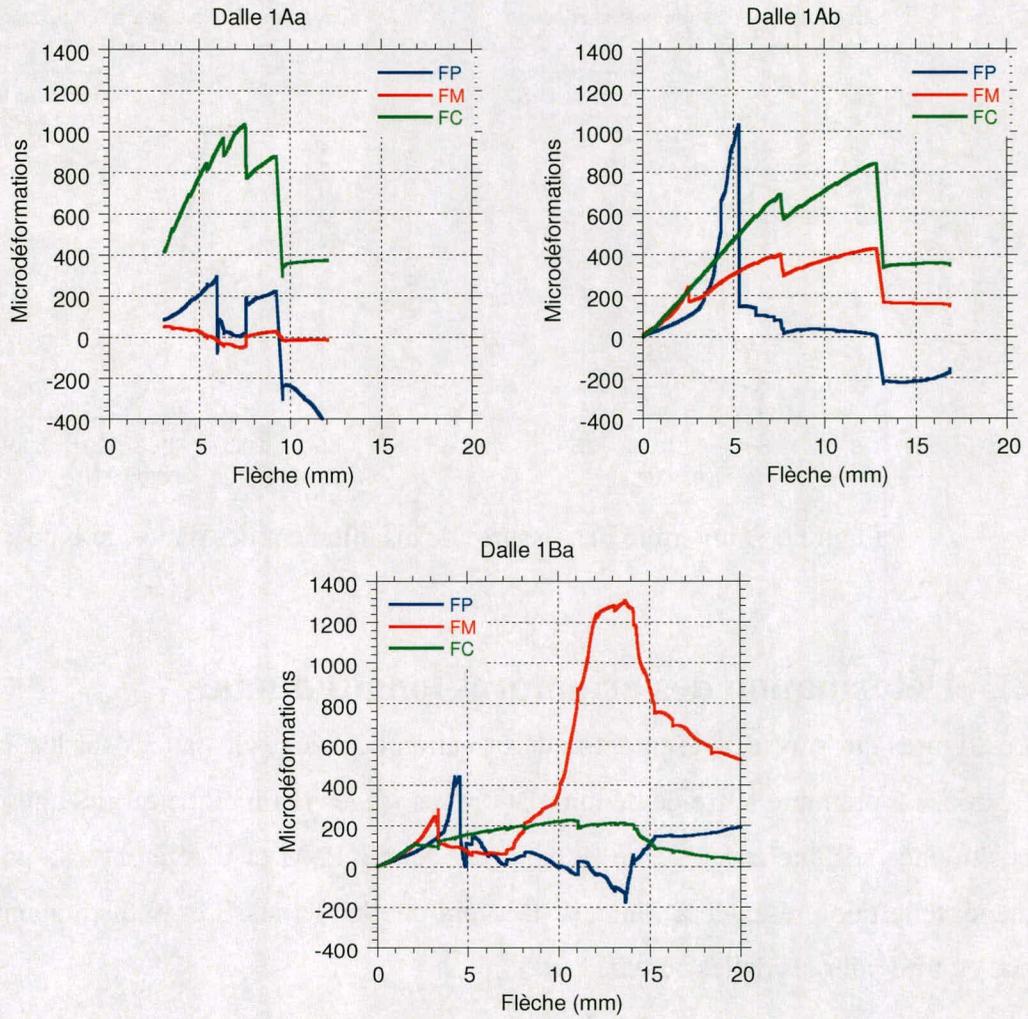


Figure 7 : Déformation des armatures longitudinales des dalles de type 1

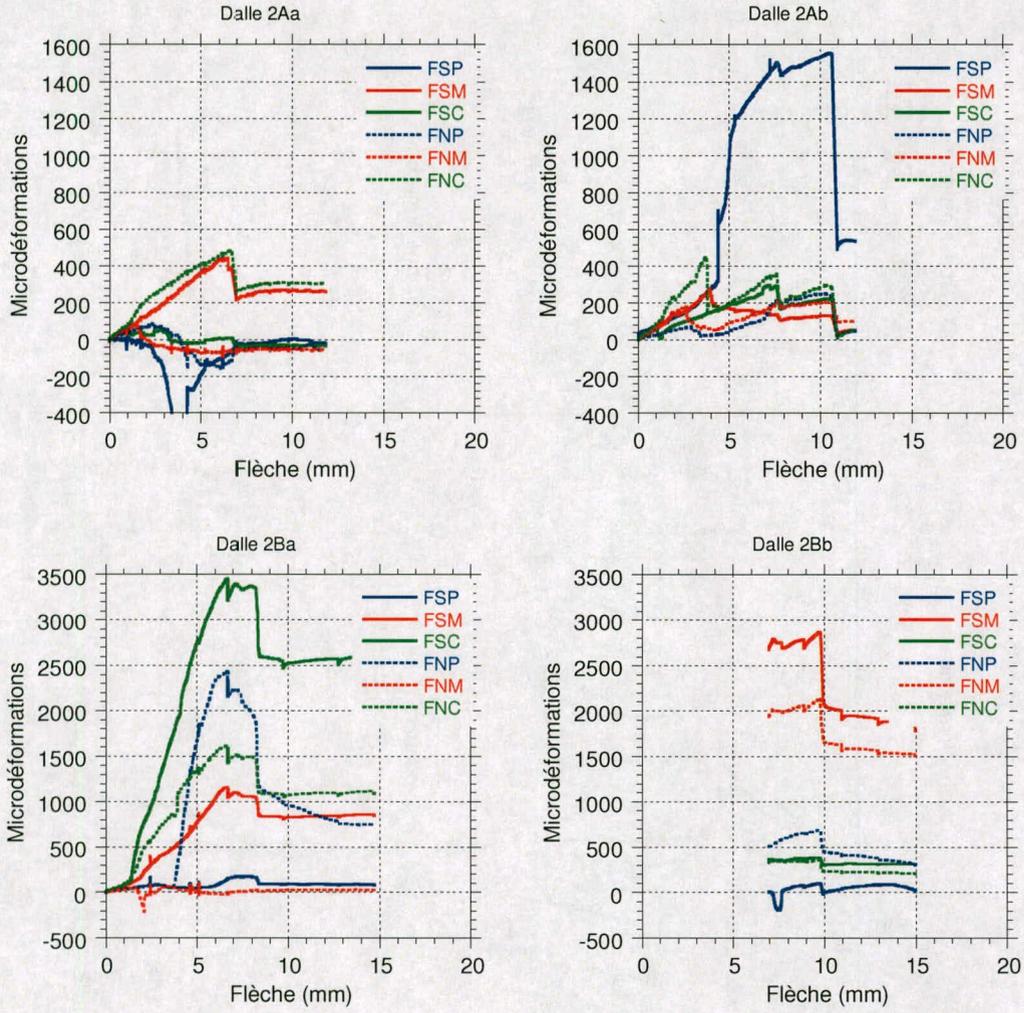


Figure 8 : Déformation des armatures longitudinales des dalles de type 2

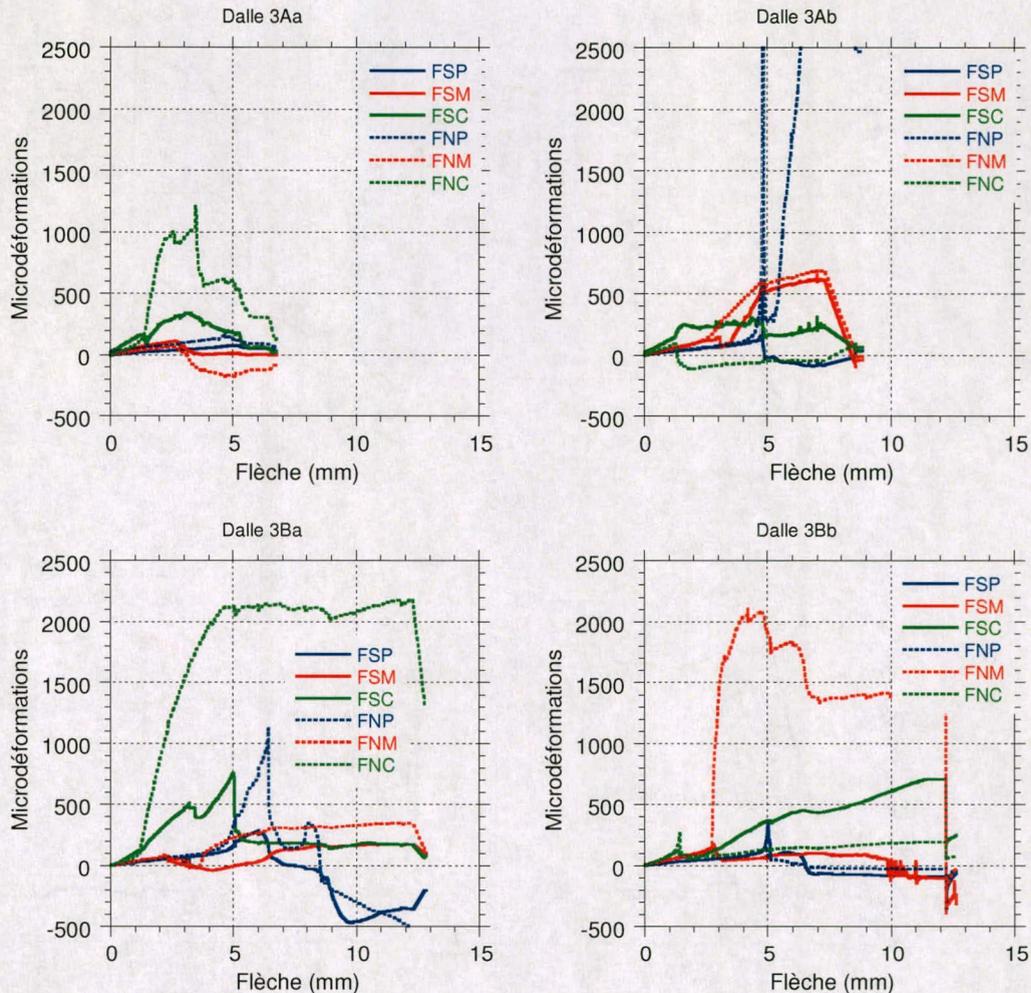


Figure 9 : Déformation des armatures longitudinales des dalles de type 3

2.4 Déformation des barres de renforcement en cisaillement

Les figures qui suivent présentent les déformations enregistrées par les jauges placées sur les armatures de renforcement en cisaillement se trouvant dans les zones les plus fissurées (cisailées) des dalles, ainsi que la position des barres de renforcement et des fissures sur les faces sud et nord de ces dalles.

La dénomination des jauges est semblable à celle de la section précédente pour les jauges sur les armatures de flexion. Les schémas au bas des graphiques et les informations de l'annexe X **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** indiquent la position de chacune des jauges. Sur certaines figures, les enregistrements des jauges de déformation sur les barres de renforcement sont absents ou encore s'interrompent brusquement. Dans ces cas, il peut

s'agir d'un mal fonctionnement des jauges ou encore que celles-ci aient atteint leur plage d'utilisation.

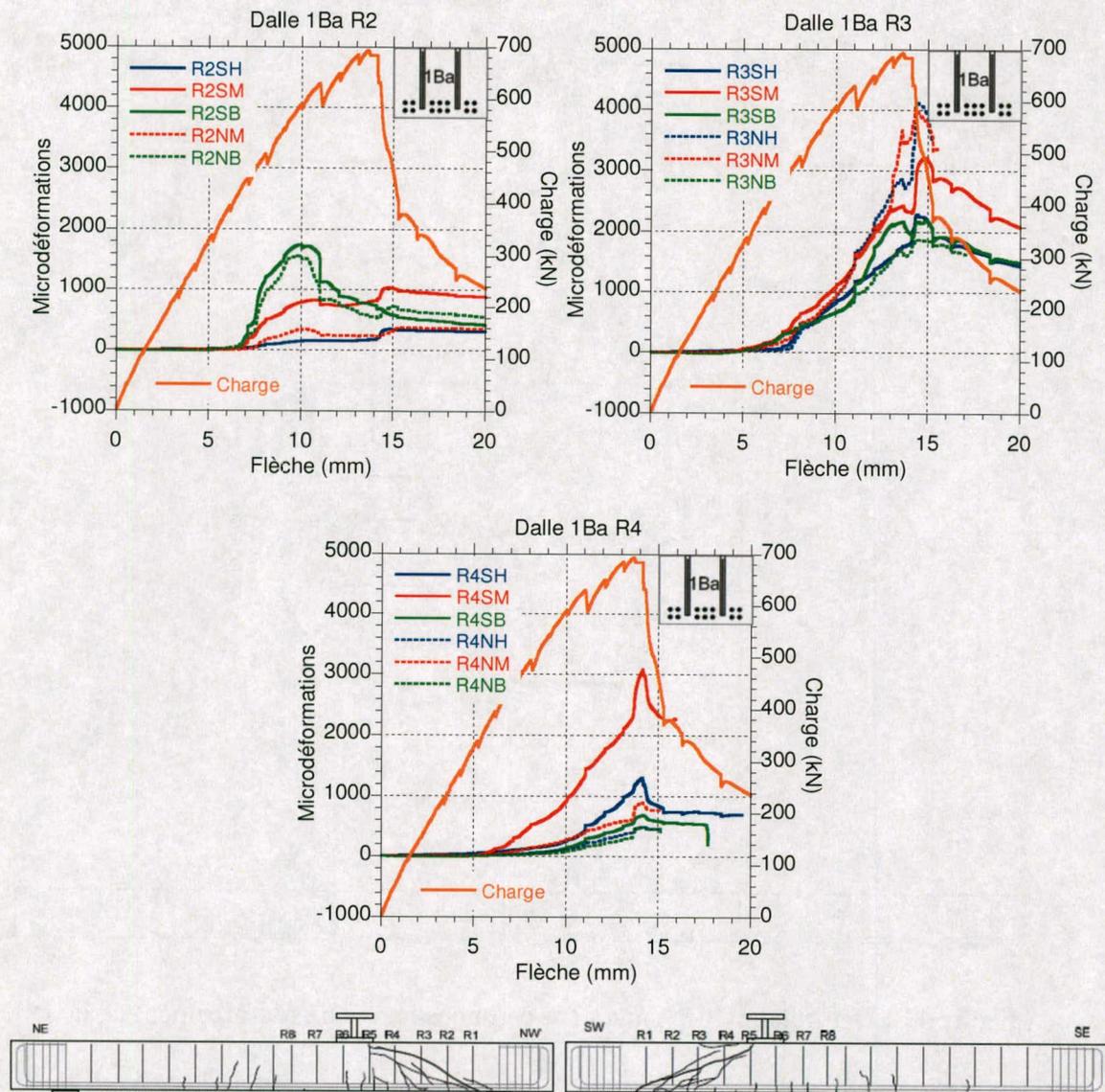


Figure 10 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 1Ba

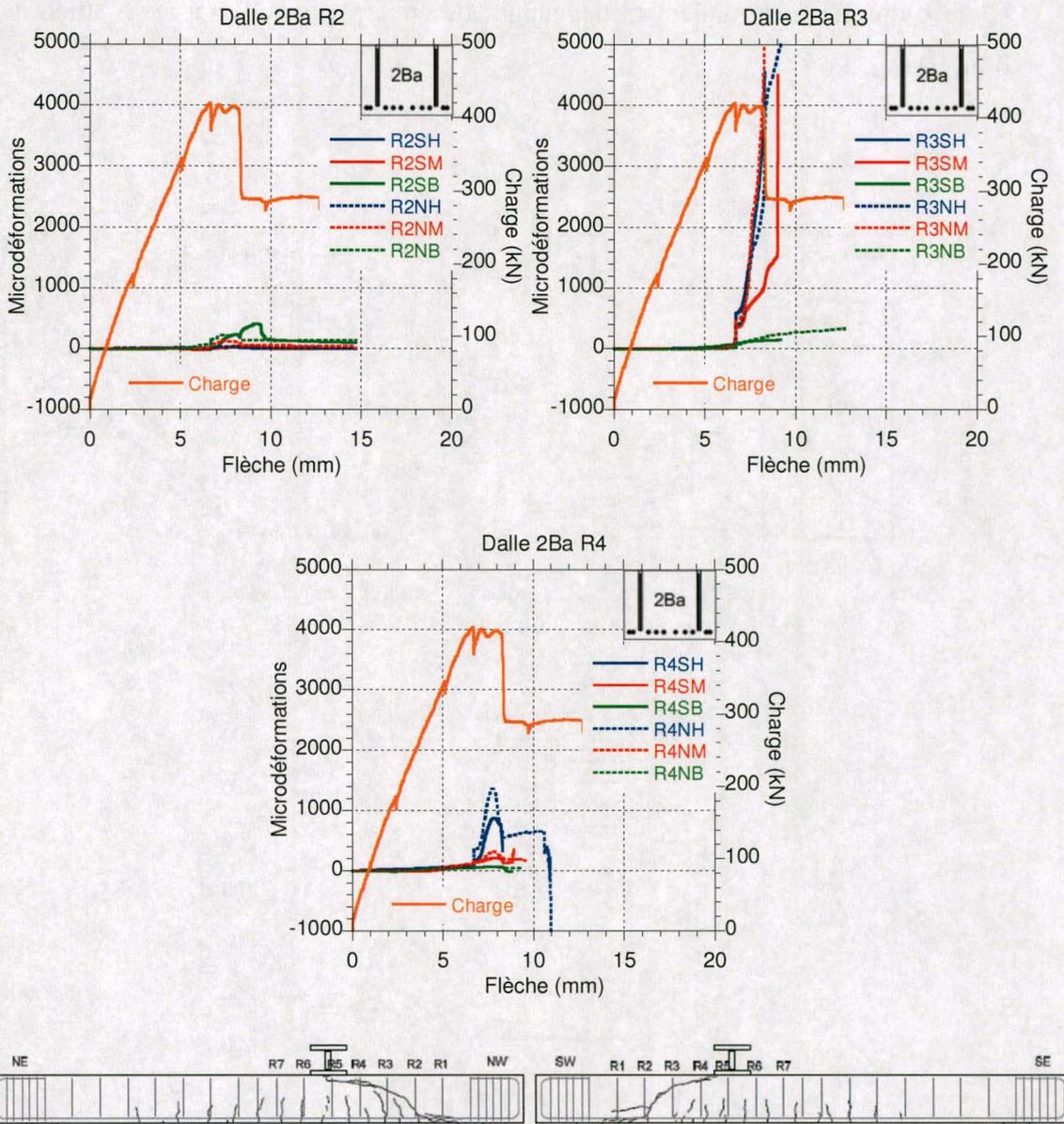


Figure 11 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 2Ba

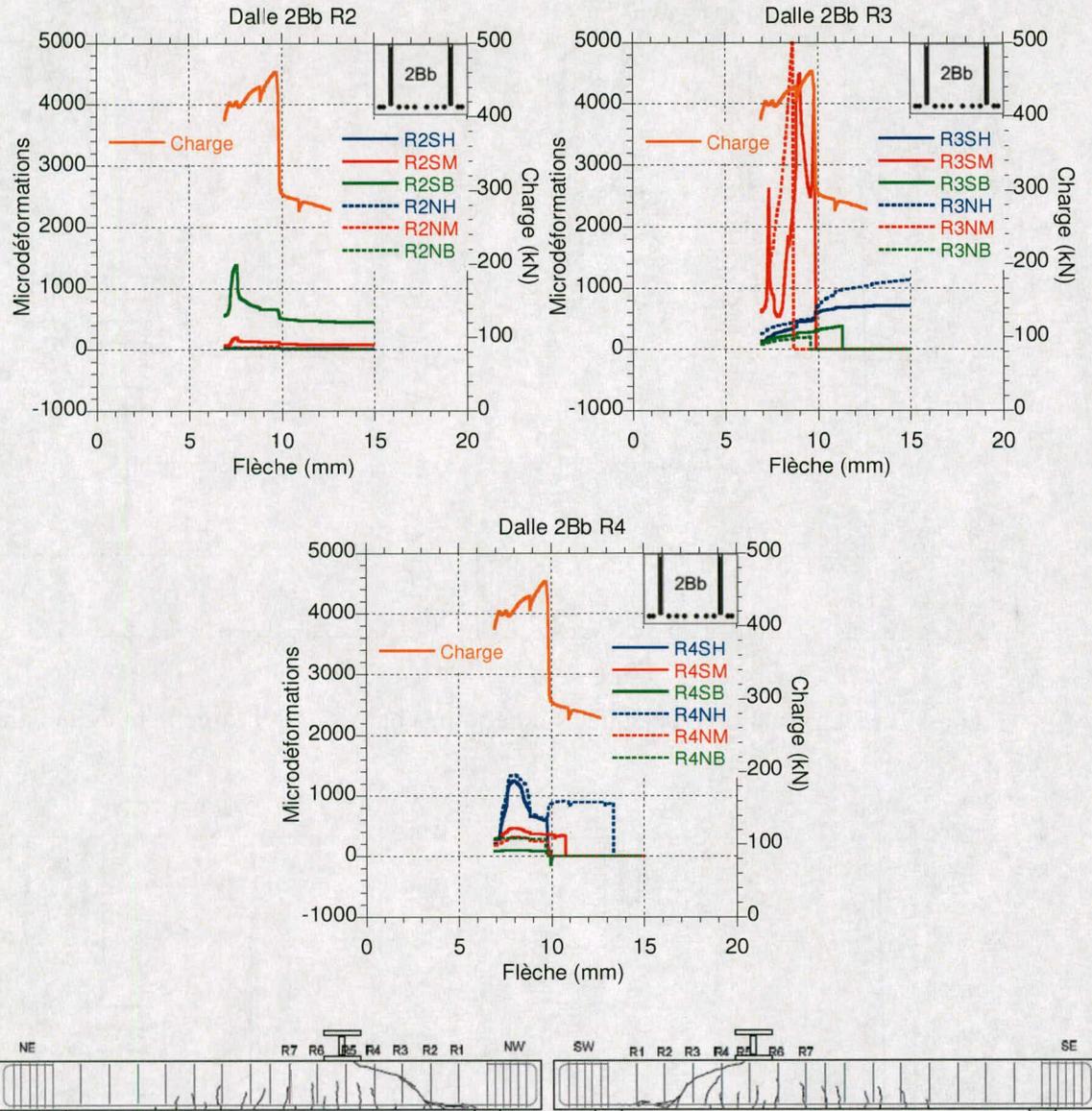


Figure 12 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 2Bb

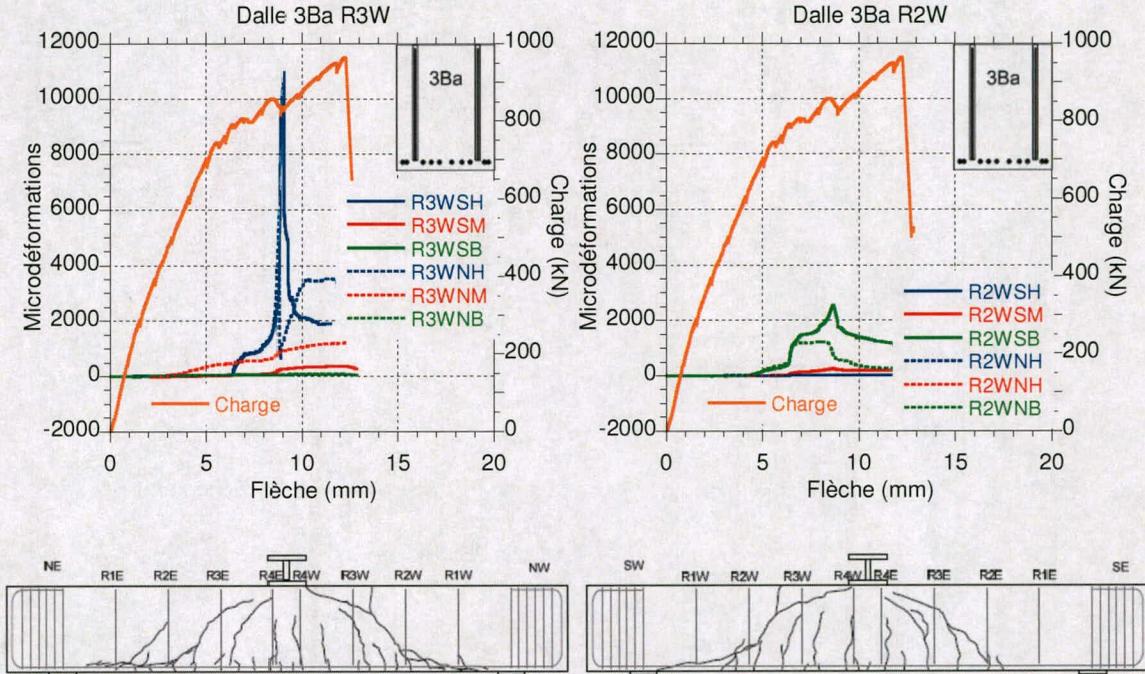


Figure 13 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 3Ba

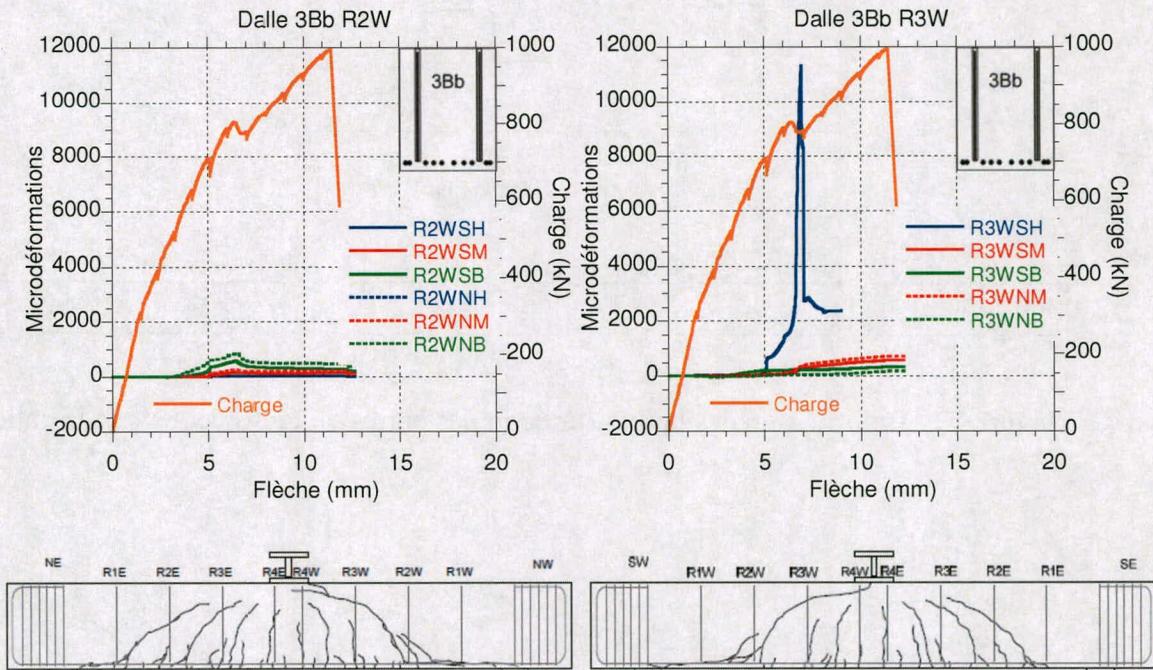


Figure 14 : Déformation des jauges sur certaines barres de renforcement de la dalle 3Bb

2.5 Autopsie des dalles

Les sections qui suivent présentent une description des éléments prélevés lors de l'autopsie des dalles 3Ba et 2Ba.

2.5.1 Dalle 3Ba

Une description des éléments prélevés lors du carottage et de l'extraction des barres R2WS et R3WS est présentée dans les paragraphes qui suivent.

Deux carottes ont été prélevées sur la face sud à l'extrémité ouest de la dalle 2Ba au croisement de la fissure principale de cisaillement et des barres de renforcement en cisaillement R2WS et R3WS.

La première carotte, sur la barre R2WS, a été extraite au bas de la dalle. L'auscultation du trou de carottage et de l'extrémité inférieure de la barre (figure 15) a montrée la formation de deux plans de cisaillement. La photo montre bien les deux plans de cisaillement qui passent de part et d'autre de la barre de renforcement (en gris enrobé d'époxy rose). Le premier plan interceptait la barre de renforcement, alors que le second semblait la contourner. En effet, en interceptant la barre, le plan de cisaillement a plongé vers le bas. En interceptant la barre plus près de l'extrémité, le plan de cisaillement a provoqué le glissement de l'époxy sur la barre de renforcement. L'extraction de l'extrémité de la barre a permis de mettre en évidence une fissure dans l'époxy (rose) qui entoure la barre. Suite à ce glissement, la barre de renforcement n'offrait que peu de capacité pour résister au cisaillement.

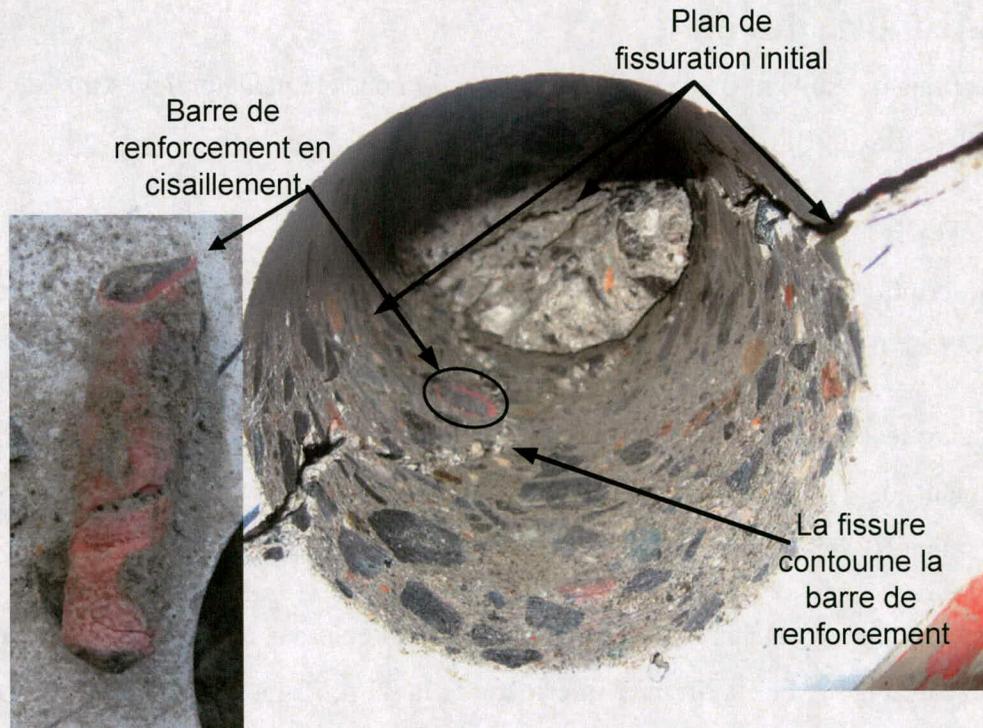


Figure 15 Intérieur du trou de carottage et extrémité inférieure de la barre R2WS dalle 3Ba

La seconde carotte, sur la barre R3WS, a été extraite au haut de la dalle. La figure 16 montre cette carotte, d'abord toujours en place dans la dalle, puis une fois extraite. Des fissures horizontales sont visibles dans l'époxy qui entoure la barre au dessus du plan de cisaillement. Ces fissures indiquent qu'il s'est produit un glissement entre l'époxy et la barre dans cette partie du renforcement. L'inspection de l'extrémité de la barre au dessus de la carotte lors de l'autopsie de la dalle a permis de confirmer qu'il y avait effectivement eu glissement au dessus de la fissure de cisaillement. La figure 17 montre en effet que la barre a glissé vers le bas à l'intérieur de son enrobage d'époxy. Il est aussi à noter que le béton dans la partie supérieure de la carotte est fortement fissuré. Une explication serait la formation de multiples plans de cisaillement, comme dans le cas de la barre R2WS. Il se pourrait aussi que la rupture d'ancrage de cette barre soit une combinaison de la perte d'adhérence acier-époxy et de l'éclatement du béton. La fissure verticale qui passe d'un côté à l'autre de la dalle dans cette zone pourrait aussi avoir contribué à ce phénomène.



Figure 16 : Carotte de la barre R3WS, dalle 2Ba



Figure 17 : Extrémité supérieure de la barre R3WS, dalle 3Ba

2.5.2 Dalle 2Ba

Les paragraphes qui suivent présentent une description des éléments prélevés lors de la démolition et de l'inspection de certaines barres de la dalle 2Ba.

La face sud de la dalle 2Ba a été démolie sur une longueur qui a permis l'extraction des barres R1S, R2S et R3S et l'observation de la fissure principale de cisaillement au niveau des barres de renforcement en cisaillement (figure : 18).



Figure : 18 Vue de la face sud de la dalle 2Ba suite à l'extraction des barres

L'inspection de la barre R1S n'a démontré aucune détérioration mécanique visible de l'enrobage d'époxy autour de la barre. Cette observation n'est pas surprenante puisque cette barre était située à l'extérieur de la zone fissurée en cisaillement.

La figure : 19 montre une vue plus rapproché de la face sud suite à la démolition. Les barres R2S et R3S y sont représentées. Cette figure démontre que la fissure horizontale en surface qui semblait intercepter la barre R2S à la hauteur de la jauge du bas ne se prolongeait pas jusqu'au niveau des renforcements en cisaillement. Il apparaît aussi que la fissure principale de cisaillement ait plongée suffisamment rapidement vers le bas pour éviter la barre R2S et ainsi éviter les interactions avec celle-ci. Les faibles déformations enregistrées par la jauge de déformation au bas de la barre tendent à soutenir cette hypothèse.



Figure : 19 Vue rapprochée de la face sud de la dalle 2Ba suite à l'extraction des barres

La barre R3S est la seule à intercepter la fissure de cisaillement sur la face sud. En effet, la fissure principale de cisaillement croise cette barre à environ 130 millimètres du haut de la barre. Le mode de rupture d'ancrage de cette barre semble être la perte d'adhérence entre l'époxy et la barre suivi d'un glissement de la barre. La figure 20 présente un agrandissement de la partie supérieure de la barre R3S. La perte d'adhérence époxy-acier sur toute la longueur de la barre qui se trouve au dessus de la fissure de cisaillement est facilement identifiable. Évidemment, le morcellement important de l'enrobage d'époxy a été accentué par l'extraction au marteau piqueur, bien qu'il soit certain, par les observations faites durant l'autopsie, que la perte d'adhérence sur cette longueur soit survenue antérieurement à la démolition de la dalle.



Figure 20 Partie supérieure de la barre R3S, dalle 2Ba

3 Analyse des résultats et discussion

3.1 Résistance ultime

3.1.1 Gain de résistance

Le tableau 6 présente le gain de résistance en cisaillement des dalles renforcées par rapport au dalles non-renforcée. La résistance au cisaillement a été calculée avec une section critique à une distance d_v du point d'application de la charge, à l'aide des valeurs maximales moyennes des charges obtenues durant les essais pour chaque groupe (section 2.2.2), elle tient aussi compte de la valeur du poids propre des dalles.

Tableau 6 : Gain de résistance en cisaillement des dalles

	Résistance au cisaillement V_r (kN)		Augmentation (B-A)	
	A (non-renforcée)	B (renforcée)	(kN)	Proportion p/r à $A_v f_y$
Type 1	330	476	146 (44%)	0,91
Type 2	297	307	10 (3%)	0,13
Type 3	348	503	155 (45%)	0,97

La dernière colonne du tableau 6 indique la proportion du gain en résistance par rapport à la plastification d'une seule rangée de barre d'armature ($2 \times 15M = 160$ kN, type 1 et 3; $2 \times 10M = 80$ kN, type 2). Il a été jugé intéressant de présenter cette information, étant donné que les fissures de cisaillement semblent intercepter une seule rangée de barres dans la plupart des cas. On constate que le gain de résistance en cisaillement des dalles de type 1 et 3 est très près de l'apport fourni par la rangée de barres interceptées par la fissure de cisaillement.

3.1.2 Résistance théorique vs pratique

Le tableau 7 présente l'écart entre les valeurs de résistance au cisaillement théorique et pratique. On y retrouve aussi le gain de résistance entre la valeur théorique pour les dalles de type A et la valeur obtenue lors des essais pour les dalles de type B. Le calcul des valeurs théoriques de résistance au cisaillement est présenté à l'annexe D

Tableau 7 : Comparaison entre les résistances au cisaillement théorique et pratique

Dalle	V_r (kN)		Écart : $\frac{B_{pratique} - A_{théorique}}{A_{théorique}}$	$\frac{B_{pratique} - A_{théorique}}{A_{théorique}}$
	Pratique	Théorique		
1A	330	281	+17%	-
2A	297	278	+7%	-
3A	348	378	-8%	-
1B	476	538	-12%	+69%
2B	307	404	-24%	+10%
3B	503	646	-22%	+33%

Il est intéressant de constater que les dalles de type 1A, peu épaisses ($d=370$ mm) et avec un pourcentage d'armature de flexion élevé ($\rho=3,10\%$), atteignent une valeur de résistance 17% plus élevée que celle prédite par la norme S6-06, alors que les dalles de type 3, plus épaisses ($d=698$ mm) et avec $\rho=1,17\%$, atteignent une valeur de résistance 8% inférieures à celle prédite par la norme.. Les répercussions de cette situation sont bien représentées dans la colonne de droite du tableau 7, où l'on constate que le gain de résistance de la dalle 1B par rapport à la valeur attendue de résistance de la dalle 1A est plus élevé que le gain observé en laboratoire (tableau 6), alors que la situation est inverse pour le type 3.

3.2 Comparaison des dalles de type A avec la littérature

Comme il l'a été mentionné à la section 3.1.2, des écarts existent entre la résistance théorique, telle que calculée à l'aide de la norme CAN/CSA S6-06 et la résistance expérimentale des dalles de type A, non-renforcées en cisaillement. Il est donc intéressant de comparer les résistances obtenues avec celles disponible dans la littérature, pour voir si les valeurs de cette expérience sont représentatives des valeurs de résistance de béton ayant des caractéristiques semblables et pour comparer les modes de rupture. Cette étude permet aussi de mettre en évidence les paramètres qui influencent la résistance au cisaillement des dalles.

Le tableau 8 présente les caractéristiques des dalles qui influencent la résistance au cisaillement. L'influence de d et de ρ est clairement mise en évidence lorsqu'on compare la valeur de résistance au cisaillement (V_c) des dalles de type 1A avec celle des dalles de type 3A. En effet, la résistance des types 3A est seulement 6% plus élevée que celle des types

1A, alors que leur section est 66% plus grande. D'ailleurs, la résistance unitaire (v_c) des dalles 1A est 78% plus élevée que celle des dalles 3A.

Tableau 8 : Résumé des caractéristiques des dalles

Dalle	a_g (mm)	d (mm)	a/d (mm)	ρ (%)	f'_c (MPa)	V_c (kN)	v_c (MPa)	$\frac{v_c}{\sqrt{f'_c}}$
1Aa	19	370	3,60	3,10	31,4	330	1,46	0,261
1Ab	19	370	3,60	3,10	33,6	330	1,46	0,252
2Aa	19	398	3,35	2,06	34,8	284	1,17	0,198
2Ab	19	398	3,35	2,06	35,7	310	1,28	0,214
3Aa	19	698	2,87	1,17	35,8	349	0,82	0,137
3Ab	19	698	2,87	1,17	34,0	347	0,81	0,140

La figure 21 montre la résistance de poutres en béton armé en fonction de leur profondeur effective (d), elle permet de mettre en évidence l'effet d'échelle en cisaillement. Ces points représentent 24 expériences recensées pour calibrer un modèle empirique (Bentz 2005), elles totalisent 107 ruptures en cisaillement. Un large éventail de taille de granulats (a_g), de rapport a/d et de pourcentage d'armature longitudinale (ρ) y sont représentés. Les points provenant de notre propre expérience, tirés des valeurs du tableau 8, sont représentés en rouge. La proximité des valeurs pour deux dalles similaires indique que les essais ont été menés consciencieusement. Ces valeurs sont assez près de la moyenne, ce qui n'est pas surprenant, puisque la valeur des paramètres utilisés ici se situe dans la moyenne des valeurs utilisées dans ces expériences. Le plus grand écart pour les dalles 1A est causé par le pourcentage d'armature longitudinale très élevé par rapport à ce qui se trouve normalement dans la littérature.

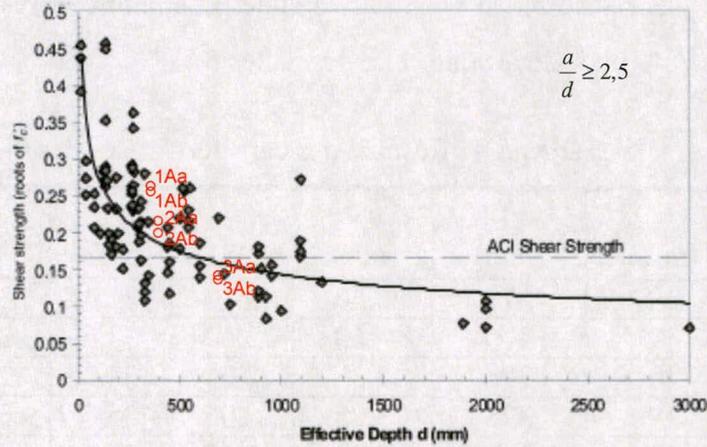


Figure 21 : Résistance au cisaillement de poutres de béton armé (Bentz 2005)

La figure 22 présente une équation donnant la résistance au cisaillement des dalles de béton non armé en cisaillement (Sherwood, Lubell et al. 2006). La plupart des résultats présentés dans ce graphique ont été obtenus avec des valeurs de a/d et de ρ proches de ceux des dalles de type 3, c'est pourquoi leur résistance est bien évaluée par cette équation. Par contre, les dalles de type 1 et 2 ont des pourcentages d'armature longitudinale beaucoup plus élevés, elles sont donc sous évaluées par cette équation.

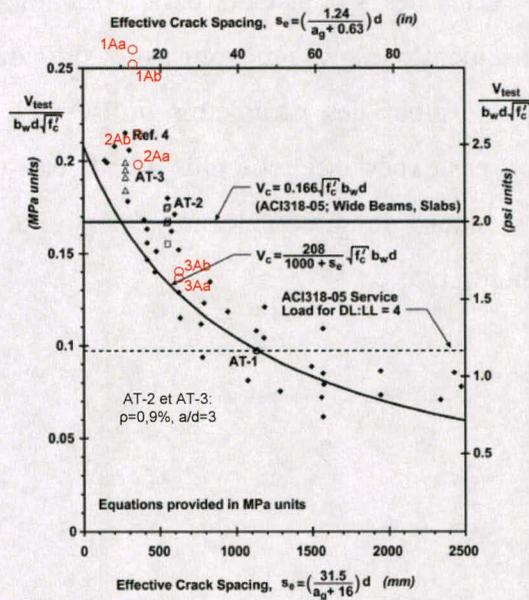


Figure 22 : Relation entre la résistance au cisaillement et le paramètre d'espacement effectif des fissures (Sherwood, Lubell et al. 2006)

3.3 Comportement des dalles

3.3.1 Courbes de chargement

3.3.1.1 Dalles de type 1

Les dalles non-renforcées en cisaillement ont un comportement très linéaire jusqu'à la rupture. Dès l'apparition d'une fissure de cisaillement, la charge chute brusquement, ensuite il y a une légère remontée de la charge, puis c'est la ruine de la dalle. On considère la première chute de chargement comme étant l'atteinte du chargement maximum pour ce type de dalle bien que le chargement de la dalle 1Ab remonte significativement plus haut que celui de la dalle 1Aa suite à la rupture. Le chargement se rapproche même de la charge maximale de la dalle 1Ba. Cette situation est particulière à la rupture de cette dalle et au dispositif expérimental en place, on ne considère pas cette charge comme une charge maximale. De plus, cette charge est considérablement plus élevée que la charge calculée avec la norme S6-06. Par contre, ce phénomène met en évidence le caractère imprévisible des dalles non-renforcées en cisaillement suite à une rupture en cisaillement. De son côté, la dalle renforcée en cisaillement a un comportement plutôt linéaire. Par contre, à environ 90% de la charge maximale, il y a un adoucissement graduel de la pente de la courbe de chargement. Cet adoucissement de la pente correspond à la propagation du plan de fissuration qui a mené à la rupture de la dalle. Près de la charge maximale, des signes de ruptures en compression apparaissent près de la poutre de chargement et une fissure verticale traverse les renforcements du côté nord (Figure 23).



Figure 23 : Compression du béton et fissure traversant les renforcements (1Ba)

Au-delà de la charge maximale, la charge redescend d'abord légèrement et se maintient à ce niveau durant moins de un millimètre avant de décroître plus rapidement, mais en douceur. Il y a donc une certaine réserve de capacité suite à l'atteinte de la charge maximale pour la dalle renforcée en cisaillement, contrairement aux dalles non-renforcées, qui démontrent un caractère très fragile à la rupture. Cette réserve de capacité est tout de même très limitée, la rupture de la dalle 1B doit tout de même être qualifiée de fragile, étant donné que la dalle ne continue pas de se déformer de façon importante, tout en maintenant un niveau de charge suite à l'atteinte de la charge maximale. La flèche à la rupture est près de deux fois plus élevées, alors que la charge est 45% plus élevée pour la dalle 1B que pour les dalles 1A (tableau 6)

3.3.1.2 Dalles de type 2

Les dalles 2A, non-renforcées, ont un comportement similaire à celles de type 1A. Par contre, les deux dalles de type B ne présentent pas le même comportement. En effet, la dalle 2Ba atteint sa charge maximale au moment de la fissuration, il s'en suit un maintien de la charge légèrement sous le niveau de la charge maximale durant près de deux millimètres avant une rupture subite. Dans le cas de la dalle 2Bb, il y a une nette diminution de la pente de la courbe de chargement suite à la fissuration en cisaillement mais la charge continue de croître jusqu'à une rupture brusque. Le premier cas montre donc une certaine ductilité à la rupture, alors que dans le deuxième cas la rupture est de nature plus fragile. Par contre, il y a un adoucissement important de la pente suite à la fissuration en cisaillement pour le deuxième cas. De plus, la charge et la flèche à la rupture sont plus importantes. De manière générale, il n'y a pas d'augmentation significative de la charge maximale des dalles 2B par rapport aux dalles 2A. En effet contrairement à ce qui était attendu, la dalle 2Ab démontre une charge à la rupture plus importante que la dalle 2Ba. Cette situation pourrait être liée en partie à la méthode d'instrumentation des barres de renforcement en cisaillement, ou à une quantité d'acier traversant la fissure insuffisante au moment de la fissuration, une discussion à ce sujet est présente à la section 3.4. Les dalles renforcées présentent tout de même un comportement plus ductile et donnent un peu plus de signes annonciateurs avant la perte de capacité complète.

3.3.1.3 Dalles de type 3

Il convient ici de rappeler que les dalles de type 3 étaient chargées au centre de leur portée. La rupture en cisaillement peut donc survenir à l'extrémité est ou ouest de la dalle, sans préférence. Il est plus facile d'observer l'apparition des premières fissures de flexion dans ce groupe, à un peu plus de un millimètre de flèche, à cause du changement de pente plus important que dans les autres groupes. Les deux dalles non-renforcées en cisaillement ont des comportements légèrement différents. La dalle 3Aa a un comportement fragile semblable à celui des autres dalles de type A, alors que la charge de la dalle 3Ab a diminuée plus progressivement suite à l'apparition de la fissure de cisaillement. Il y a toutefois, comme dans le cas des autres dalles non-renforcées en cisaillement, très peu, voir aucun, signe annonciateur de la rupture et la perte de capacité est très rapide suite à l'atteinte de la charge maximale. Pour les dalles 3B, le comportement est linéaire jusqu'à environ cinq millimètres. À ce moment, l'apparition de fissures de cisaillement, à l'est pour la dalle 3Ba et à l'ouest pour la dalle 3Bb, provoque une diminution de la pente de la courbe de chargement, cette diminution est plus marquée pour la dalle 3Ba. Par la suite, il y a un léger plateau de la charge pour la dalle 3Ba lorsque l'extrémité ouest se fissure à son tour en cisaillement. Les deux dalles ont par la suite un comportement similaire, il y a d'abord une légère chute de la charge, puis une montée en charge très linéaire, avec une pente plus faible qu'avant la fissuration. Enfin, il se produit une rupture très subite accompagnée d'un grand bruit. La similitude de la pente des dalles 3B à la fin du chargement est intéressante, cela démontre une constance dans le comportement post-fissuration des dalles renforcées en cisaillement avec des barres droites ancrées dans l'époxy. Il n'y a pas, à proprement dit, de ductilité présente à l'atteinte de la charge maximale. Par contre, la flèche à la rupture des dalles 3B est plus de deux fois supérieure à celle des dalles 3A et la charge est 45% plus élevée. Les déformations augmentent aussi plus rapidement à mesure que l'on s'approche de la charge maximale.

Bien que la flèche à la rupture des dalles renforcées en cisaillement soit considérablement plus élevée que celle des dalles non-renforcées, cette augmentation n'est pas suffisante pour indiquer une anomalie structurale.

3.3.1.4 Comparaison avec des étriers conventionnels

Un des buts recherchés avec l'ajout d'une armature minimale de cisaillement est de diminuer la fragilité associée à une rupture en cisaillement. Il est intéressant d'examiner les différences de comportement entre une poutre avec une armature minimale conventionnelle et une poutre renforcée avec des barres droites ancrées dans l'époxy afin d'évaluer si l'amélioration du comportement est comparable.

Pour que l'armature de cisaillement joue adéquatement son rôle, les barres doivent encercler les barres d'armature de flexion pour assurer un bon ancrage des barres de cisaillement mais aussi pour permettre une bonne interaction entre ces deux types de renforcements. Il est évident que l'utilisation de barres droites ne permet pas (ou peu) cette interaction.

La quantité réelle de barres d'armature qui croisent la fissure de cisaillement et qui résistent au cisaillement est moins grande pour des barres droites que pour des étriers fermés, et ce, pour le même espacement longitudinal. La raison est simple; les étriers peuvent atteindre leur capacité maximale peu importe la position à laquelle la fissure croise la barre. Cependant, lorsqu'une fissure croise une barre droite près de son extrémité, cette barre perd rapidement son ancrage, avant l'atteinte de la charge maximale. Les efforts dans les barres adjacentes, qui sont toujours bien ancrées, augmentent alors plus rapidement et la capacité à l'ultime s'en trouve diminuée.

La figure 3 montre le comportement des dalles de type 3. À première vue, le comportement des poutres renforcées est plutôt similaire à celui de la poutre AW5 issue de l'étude de Lubell, Bentz et al.(2009) Suite à la fissuration en cisaillement, les deux types de renforcements maintiennent la contribution du béton et permettent d'obtenir une charge maximale considérablement plus élevée que celle des dalles non-renforcées..

Par contre, à l'atteinte de la charge maximale, la poutre AW5, contenant des étriers recourbés, présente une diminution graduelle de sa charge. Comme mentionné précédemment, la contribution des aciers à ce moment ne peut plus compenser totalement la diminution de capacité du béton. Il s'en suit une plastification des aciers.. Au même point sur la figure 3, la charge chute drastiquement à une valeur très faible. Ce comportement est

causé par la perte soudaine d'ancrage des barres droites qui survient lorsque le transfert d'effort du béton vers les armatures dépasse la capacité d'ancrage des barres. Le comportement d'une barre droite est donc similaire à celui d'une barre recourbée jusqu'à l'atteinte de la charge maximale. À partir de ce point, le comportement est moins ductile, et donc moins intéressant. Afin de contourner cette difficulté, une avenue à explorer serait de renforcer suffisamment la dalle en cisaillement de façon à conduire à une rupture en flexion et ainsi retrouver un comportement plus ductile.

Pour la dalle 1Ba, le comportement est moins semblable à une poutre renforcée avec l'armature minimale en cisaillement. En effet, on ne note pas une diminution aussi marquée de la charge au moment de la fissuration en cisaillement, pas plus que de la pente suite à la fissuration. En fait, son comportement est plus près d'une poutre plus fortement renforcée en cisaillement, qui démontre un caractère plus linéaire jusqu'à la rupture, souvent accompagnée d'une rupture en compression ou d'un flambement dans la partie supérieure de la poutre (Tompos and Frosch 2002). Une étude attentive de la situation permet toutefois d'y voir plus clair. En effet, bien que l'espacement maximal ait été utilisé pour le dimensionnement des dalles 1B, l'utilisation de barres 15M a conduit à une aire d'armature plus de trois fois supérieure au minimum requis. Cette grande quantité d'armature confère à la dalle 1Ba une plus grande rigidité suite à la fissuration. Par contre, la charge maximale est inférieure à celle attendue avec des étriers conventionnels, dû à la perte d'ancrage de certaines barres avant l'atteinte de la charge maximale, tel que décrit précédemment.

Le comportement des dalles 2B, quant à lui, est semblable à celui des poutres AW2 et AW3 issues de l'étude de Lubell, Bentz et al.(2009).. L'armature de cisaillement mal distribuée dans ces poutres n'a pas permis d'obtenir un gain significatif au niveau de la charge, seulement une amélioration du comportement. La cause de cette situation est une incapacité du système d'armature à conserver les capacités du béton après la fissuration en cisaillement. Le même phénomène semble s'être produit pour les dalles 2B, les causes probables, possiblement différentes de celles rencontrées pour les poutres AW2 et AW3, sont discutées à la section 3.4.

Le comportement de chacune des dalles de ce projet se compare donc avec celui de poutres renforcées avec des étriers conventionnels. Le comportement après la charge maximale est

plus fragile, la perte d'ancrage des barres entraînant une diminution plus rapide de la capacité que celle liée à la plastification des étriers suivi de leur rupture.

3.3.2 Énergie dissipée à la rupture

Comme il a été mentionné précédemment, l'ajout de renforcements droits ancrés dans l'époxy ne permet pas d'obtenir un gain significatif de ductilité à la rupture. Puisque la fragilité des ruptures en cisaillement est préoccupante, et qu'un des buts visés par l'ajout de renforcement est de diminuer cette fragilité, une autre approche permettant de la quantifier est étudiée ici. Il s'agit d'une approche énergétique.

Tableau 9 : Énergie dissipée à la rupture

Dalle	A (non-renforcée) (kN-mm)	B (renforcée) (kN-mm)	Augmentation $\left(\frac{B-A}{A}\right)$
Type 1	1800	5000	177 %
Type 2	1500	2400	60%
Type 3	1700	7500	341%

* Les valeurs sont les moyennes sur deux dalles calculées avec les aires sous les courbes jusqu'à la charge maximale, elles ne contiennent pas le comportement post-pic, à cause des difficultés d'interprétation et de comparaison dans cette zone, entre autre à cause des flèches maximales différentes pour chaque chargement.

Le tableau 9 présente une approximation des aires sous les courbes de chargement (section 2.2.1) pour chaque type de dalle. Ces valeurs sont les moyennes des deux dalles identiques. On y retrouve aussi le gain des dalles renforcées par rapport au non-renforcées. Ces aires représentent l'énergie dissipée par les poutres jusqu'à la rupture. Les résultats montrent clairement une nette amélioration de l'énergie dissipée pour les types 1 et 3. Par contre, pour le type 2, la situation est moins claire. Bien que la moyenne des deux essais montre une augmentation de 60%, les résultats individuels ne montrent pas une tendance très marquée, particulièrement à cause de la piètre performance de la dalle 2Ba par rapport à la dalle 2Ab.

3.3.3 Fissuration en cisaillement

Les sections qui suivent commentent la fissuration des dalles en cisaillement. Les schémas de la progression des fissures en fonction du chargement sont présentés à l'annexe C, ils peuvent aider à comprendre le cheminement. Il est à noter qu'aucune instrumentation ne permettait de détecter l'apparition de fissures de cisaillement, cette information est donc basée uniquement sur l'observation visuelle des dalles.

Dans tous les cas, la largeur mesurée des fissures de flexion n'atteignait pas plus de 0,25 mm. Ces fissures de flexion auraient pu être constatées sur la face inférieure d'un ouvrage en place mais n'auraient pas été sources d'inquiétude quant à la résistance structurale de la dalle.

Le tableau 10 présente un résumé des charges de fissuration des dalles, la largeur des fissures à la rupture est aussi indiquée. Le premier constat est que la charge de fissuration des dalles est plus ou moins la même pour les dalles renforcées ou non. En effet, la charge de fissuration dépend presque essentiellement de la contribution du béton à la résistance au cisaillement. D'ailleurs, la présence d'étriers conventionnels ne modifie pas non plus la charge de fissuration (Tompos and Frosch 2002). Ensuite, pour les dalles non-renforcées, la fissuration apparaît toujours très près de la charge maximale, alors que pour les dalles renforcées, il y a souvent un écart important entre la charge de fissuration et la charge maximale. Enfin, la largeur des fissures à la rupture est presque imperceptible à l'œil nu pour les dalles non-renforcées, alors que pour les dalles renforcées, les fissures atteignent quelques millimètres à la rupture. Ces largeurs de fissures sont comparables à celles de poutres renforcées à l'aide d'étriers conventionnels. En effet, des essais sur des poutres renforcées avec de faibles quantités d'armature de cisaillement ont donné des valeurs de largeur de fissures à la rupture de l'ordre de un et demi à trois millimètres (Angelakos, Bentz et al. 2001) ou de deux à quatre millimètres (Lubell, Bentz et al. 2009). Des détails sur la fissuration de chaque poutre sont présentés dans les sections qui suivent.

Tableau 10 : Charge de fissuration en cisaillement des dalles

	Charge d'apparition de la première fissure en cisaillement		Largeur de fissure à la rupture (approximative) (mm)
	(kN)	% de la charge maximale	
1Aa	474	100	-
1Ab	475	100	-
1Ba	448	65	1-2
2Aa	405	100	-
2Ab	436	98	< 1
2Ba	420	100	1
2Bb	375	85	1-2
3Aa	656	98	-
3Ab	620	93	-
3Ba	685	71	4-5
3Bb	710	71	3

3.3.3.1 Dalles de type 1

Les derniers relevés de fissure sur les dalles 1Aa et 1Ab ont été fait, respectivement, à 84 et 96% de la charge maximale. À ces moments, il y a très peu d'indication qu'une rupture est sur le point de se produire. Les fissures de cisaillement apparaissent à une charge d'environ 475 kN et c'est la ruine presque instantanée de la dalle.

Pour la dalle 1Ba, les premières fissures de cisaillement apparaissent à 448 kN, soient a seulement 65% de la charge maximale. L'apparition des fissures de cisaillement n'a donc pas été retardée par la présence de renforcement pour les dalles de type 1, puisqu'elles ont été notées à une charge inférieure à celle des dalles de type 1A. Ces fissures sont cependant très localisées au départ et demeurent assez fines durant une bonne partie du chargement. Par contre, elles se propagent et se multiplient jusqu'à la rupture en cisaillement. À la rupture, il y a donc une multitude de fissures qui traversent plusieurs barres de renforcement en cisaillement; cette situation est particulière à la dalle 1Ba. À 630 kN, soit 90% de la charge maximale, la fissuration en cisaillement est importante et annonce une rupture imminente; les fissures commencent aussi à s'ouvrir plus rapidement. Les fissures ont cependant une largeur inférieure à un millimètre à ce moment et n'ont pas plus de deux millimètres de largeur à la rupture.

3.3.3.2 Dalles de type 2

Pour les dalles 2A, l'apparition d'une fissure de cisaillement cause presque instantanément la ruine de la dalle. Dans le cas des dalles 2B, les fissures de cisaillement progressent jusqu'à un à deux millimètres de largeur avant que la rupture ne survienne. Toutefois, l'observation des fissures laisse peu de temps pour réagir. En effet, la charge maximale a été atteinte au moment de l'observation de la fissure de cisaillement pour la dalle 2Ba, alors que la charge avait atteint environ 90% de sa valeur maximale pour la dalle 2Bb.

3.3.3.3 Dalles de type 3

Une fissure de cisaillement apparaît sur la dalle 3Aa à 98% de la charge maximale, alors que sur la dalle 3Ab, il n'y a aucune fissure visible avant l'atteinte de la charge maximale. La fissure de cisaillement de la dalle 3Ab atteint tout de même près de quatre millimètres de largeur à la rupture. Pour la dalle 3Ba, le côté est se fissure d'abord en cisaillement. À environ 83% de la charge maximale, la fissure de cisaillement se propage le long des armatures de flexion. La même situation se produit sur la dalle 3Bb, à l'ouest, à environ 78% de la charge maximale. À ce moment, une inspection visuelle indiquerait clairement un problème de résistance au cisaillement, bien que la réserve de capacité des dalles à ce point demeure importante. Les fissures de cisaillement progressent ensuite pour atteindre environ trois millimètres de largeur à la rupture.

3.3.3.4 Conclusion

Les résultats de notre expérience montrent que les dalles non-renforcées en cisaillement offrent très peu d'indice de rupture imminente en cisaillement au point de vue de la fissuration. En effet, bien que dans certains cas une fissure de cisaillement soit apparue légèrement avant l'atteinte de la charge maximale, les fissures de cisaillement se sont propagées très rapidement, entraînant la rupture presque instantanée en cisaillement dans la plupart des cas.

L'ajout de renforcement ne permet pas de retarder l'apparition des fissures de cisaillement, à tout le moins, pas de manière significative. Par contre, cela permet de réduire la vitesse de propagation des fissures et d'accroître grandement la fissuration avant d'atteindre la rupture. Bien que la largeur des fissures demeure modérée, un à trois millimètres au maximum, leur présence peut facilement être détectée par une légère inspection visuelle.

De plus, la présence de ces fissures ne laisse aucun doute sur la présence d'une défaillance en cisaillement,. Aussi, il est intéressant de retenir que les dalles renforcées présentent un comportement plus prévisible en termes de fissuration. Cette information peut servir à établir un diagnostic quant à la proportion de la charge maximale atteinte, alors que ce n'est pas le cas pour les dalles non-renforcées, qui présentent un comportement plus imprévisible suite à la fissuration en cisaillement.

3.3.4 Déformation des armatures de flexion

À la lumière des données recueillies concernant la déformation des jauges sur les armatures longitudinales des dalles (section 2.3), il est impossible de dire s'il y a une augmentation des efforts dans ces armatures causée par l'ajout de renforcement en cisaillement. En effet, la position des jauges par rapport à celle des fissures et la nature chaotique des déformations enregistrées par des jauges sur des armatures dans le béton rendent très difficile l'interprétation de ces résultats. Des conclusions similaires ont été obtenues par Lubell (Lubell, Bentz et al. 2009).

3.3.5 Déformation des renforcements en cisaillement.

Les déformations mesurées par les jauges installées sur les barres de renforcement en cisaillement situées dans les zones les plus fissurées des dalles sont décrites et commentées ici. Des liens sont faits entre les déformations mesurées et l'apparition de fissures, ainsi qu'avec l'aspect de la courbe de chargement. Ces observations et commentaires ont pour but de déterminer la nature de l'effort fourni par les renforcements quant à la résistance au cisaillement des dalles.

3.3.5.1 Dalle 1Ba

À environ sept millimètres de flèche, des déformations importantes sont enregistrées sur les barres de renforcement R2. Ce sont les jauges au bas de la barre qui enregistrent les plus grandes déformations, ce qui est cohérent avec l'apparition, à ce moment, d'une fissure inclinée qui intercepte les barres R2 dans leurs tiers inférieurs. Ces déformations augmentent jusqu'à dix millimètres de flèche, moment où elles se stabilisent ou encore, débutent une diminution progressive. Lors de l'apparition du plan de cisaillement principal, à 11 millimètres de flèche, les jauges du milieu et du bas des barres R2 mesurent une

diminution subite des déformations, alors qu'il y a une légère augmentation soudaine des déformations dans les barres R3 et R4. La diminution plus importante des déformations au bas des barres R2 pourrait indiquer qu'il y a eu un glissement des barres, qui ne disposaient que d'environ 60 millimètres d'ancrage sous la fissure de cisaillement, entraînant la formation du plan de fissuration et une redistribution des efforts vers les barres R3 et R4. La diminution progressive des déformations au bas des barres R2 à partir de ce point soutient cette hypothèse du glissement.

La diminution des déformations dans les barres R3 à l'atteinte de la charge maximale, combinée à l'augmentation de la vitesse de déformation dans les barres R2 et R4, suggèrent un comportement similaire à celui décrit précédemment. Les barres R3 seraient, à ce moment, les plus sollicitées dans la dalle. Leur glissement entraîne donc une chute de la charge et une redistribution des efforts vers les barres R2 et R4, ce qui permet de maintenir momentanément la charge très près de la charge maximale. Comme il a été mentionné, les barres R2 ne possèdent pas alors un ancrage suffisant. Les déformations dans les barres R4 augmentent donc très rapidement jusqu'à ce que la dalle atteigne une flèche 14,2 millimètres, après quoi les déformations diminuent rapidement, suggérant le glissement des barres R4. La charge diminue alors de manière contrôlée mais rapide, tout comme les déformations des barres de renforcement en cisaillement qui interceptaient le plan de fissuration. À ce point, le frottement généré par l'arrachement des barres permet d'obtenir le comportement observé.

Les renforcements de la dalle 1Ba démontrent une bonne capacité à redistribuer les efforts d'une barre de renforcement à une autre tout au long de l'évolution de la fissuration en cisaillement, ce qui permet d'obtenir une charge et une flèche à la rupture plus élevées que pour les dalles non-renforcées en cisaillement.

3.3.5.2 Dalles 2B

3.3.5.2.1 Dalle 2Ba

Il y a une augmentation des déformations dans les barres R2, R3 et R4 au moment de la fissuration en cisaillement, à 6,7 millimètre de flèche. Les déformations enregistrées par les jauges dans la partie supérieure des barres R3 augmentent ensuite rapidement, jusqu'à ce

que ces jauges cessent de fonctionner. Les jauges au haut des barres R4 mesurent également une augmentation des déformations. Ce processus permet à la charge de se maintenir momentanément légèrement sous sa valeur maximale, précédemment atteinte, conférant une certaine ductilité à la rupture. Il y a un léger saut dans les déformations mesurées par la jauge R2SB suite à la rupture de la dalle, cet événement correspond avec la formation d'une fissure horizontale au dessus des armatures longitudinales dans cette zone.

3.3.5.2.2 *Dalle 2Bb*

Il convient de rappeler ici que les premières données disponibles pour l'essai de la dalle 2Bb commencent à sept millimètres de flèche, soit après l'apparition des fissures de cisaillement. Le comportement post-fissuration est assez semblable à celui de la dalle 2Ba. Il y a des déformations importantes dans la barre R3 et des déformations plus modérées dans la barre R4. Cela permet à la charge de continuer à progresser légèrement. Il semble que les barres R4 glissent avant l'atteinte de la charge maximale. Le comportement chaotique des déformations mesurées par les jauges sur la barre R3 rend leur interprétation difficile, au-delà du fait qu'elles se sont déformées de manière importante après la fissuration en cisaillement. La déformation enregistrée par la jauge R2NB est difficilement explicable avec la position des fissures à la surface des dalles.

3.3.5.3 Dalles 3B

3.3.5.3.1 *Dalle 3Ba*

À l'extrémité Est de la dalle, à environ six et sept millimètres de flèche, deux augmentations rapides des déformations sont mesurées sur la barre R3E, plus particulièrement sur les jauges du haut et du milieu. Ces deux augmentations brusques correspondent à de légers plateaux sur la courbe charge-flèche, ainsi qu'à l'apparition et à la progression de fissures de cisaillement. Suite à ces deux progressions, les déformations se stabilisent ou continuent d'augmenter à un faible taux. Rien ne laisse croire qu'il y ait eu un arrachement des barres dans cette portion de la dalle, bien que certaines barres aient atteint leur limite élastique théorique ($2000 \mu\epsilon$) ou en soient très près.

À l'extrémité Ouest de la dalle, les premières déformations importantes surviennent simultanément au bas des barres R2 et au haut des barres R3 à environ 6,5 millimètres de flèche. Une fissure de cisaillement apparaît à cet endroit peu de temps plus tard. Lorsque la

flèche atteint environ 8,5 millimètres, une déformation très importante survient rapidement dans la partie supérieure des barres R3, une accélération des déformations est aussi mesurée sur la barre R2WS au même moment. Ce « pic » de déformation coïncide avec une diminution momentanée de la charge qui continue à augmenter par la suite. Suite à cette montée brusque, les déformations chutent rapidement, ce qui suggère la perte d'adhérence et le glissement des barres R2 et R3.

3.3.5.3.2 *Dalle 3Bb*

Les premières déformations importantes mesurées par les jauges de déformation sur les barres de renforcement en cisaillement, au bas des barres R2W et au haut de la barre R3W, coïncident avec l'apparition d'une fissure de cisaillement dans la partie ouest de la dalle. Les déformations au bas des barres R2W atteignent cependant rapidement leur valeur maximale, sous les 1000 $\mu\epsilon$, puis commencent à diminuer. Cette situation pourrait s'expliquer par le fait que la fissure passe très près de l'extrémité inférieure des barres R2W. De plus, comme il a été mentionné à la section 2.5.1, la fissure semble dévier de sa trajectoire initiale pour contourner la barre de renforcement par le bas.

Par la suite, il y a un « pic » de déformation important mesuré au haut de la barre R2WS. Cette montée subite est très semblable à celle de la dalle 3Ba, elle s'accompagne d'ailleurs aussi d'une baisse puis d'une remontée sur la courbe charge-flèche. Malheureusement, la jauge jumelle de la jauge R3WSH, au nord, était défectueuse lors de l'essai. Le comportement similaire à celui de la dalle 3Ba laisse croire que des déformations importantes sont aussi survenues au haut de la barre R3WN.

Succédant au « pic », à l'ouest, des déformations sont mesurées au bas des barres R2E et au haut des barres R3E. Ces déformations continuent de progresser, de manière très importante sur les barres R3E, jusqu'à la rupture en cisaillement de la dalle, qui survient par contre à l'ouest. Il ne semble pas y avoir eu de glissement des barres à l'est, bien que certaines jauges aient mesuré des déformations de plus de 2000 $\mu\epsilon$. Cette situation suggère que la rupture des barres aurait pu se produire si le chargement jusqu'à l'ultime avait eu lieu pour cette extrémité.

Pour les deux dalles 3B, la position des fissures de cisaillement par rapport aux barres de renforcement en cisaillement leur confère une plus grande longueur d'ancrage à l'est qu'à l'ouest. Cela pourrait expliquer pourquoi la rupture en cisaillement s'est produite à l'ouest plutôt qu'à l'est dans les deux cas, malgré l'apparition initiale des fissures de cisaillement à l'est pour la dalle 3Ba et à l'ouest pour la dalle 3Bb. Des déformations importantes des barres de renforcement ont d'ailleurs été enregistrées à l'est, sans qu'il n'y ait de glissement des barres, ce qui laisse croire que la capacité maximale n'avait pas été atteinte et que la charge de rupture de ce côté aurait été plus élevée qu'à l'ouest.

3.3.5.4 Conclusion

L'étude des déformations des barres de renforcement en cisaillement montre que les efforts peuvent être transmis du béton vers les renforcements au moment de la fissuration en cisaillement. Suite à la fissuration, les renforcements permettent une redistribution des efforts d'une barre de renforcement à une autre ou d'une portion de la structure vers une autre. Pour les configurations étudiées, souvent une seule rangée de barre possédait un ancrage suffisant pour développer une pleine capacité. Le glissement successif des barres qui perdaient leur ancrage faisait également en sorte que seule une rangée de barre apportait une contribution significative à la résistance au moment de la rupture.

Clairement, l'espacement longitudinal de $0,75d_v$ des renforcements en cisaillement ne permet pas d'obtenir une contribution des aciers aussi grande que celle attendue pour des étriers conventionnels. Dû à la géométrie du renforcement, les barres n'interceptent pas suffisamment de fissures. Pour palier à ce problème, une réduction de l'espacement longitudinal pourrait être envisagée.

Cette solution a été expérimentée avec les renforcements de polymère montés près de la surface (Lorenzis and Nanni 2001). Les résultats de cette étude ont montré qu'une diminution de près de 30% de l'espacement, passant de $0,55$ à $0,39 d_v$, (ce qui correspond à une augmentation de 40% du matériel), ne représente qu'un gain d'environ 10% de la charge maximum. Par contre, le positionnement des renforcements à 45° , pour une même augmentation de la quantité de matériel, apporte des gains d'environ 40% de la charge maximale. Toutefois, il est à noter que les poutres en T de cette étude n'avaient qu'une profondeur de 400 millimètres, alors que les renforcements étaient positionnés sur l'âme de

300 millimètres. De plus, les espacements longitudinaux des renforcements en cisaillement étaient toujours bien inférieurs à ceux utilisés dans le cadre de la présente étude de dalles. Les conclusions apportées ne sont donc pas nécessairement valides pour notre cas. Ces éléments pourraient par contre être intéressants à considérer dans l'éventualité où la configuration testée ne permettrait pas un gain de charge (capacité) suffisant.

La redistribution des efforts et la participation des aciers de renforcement en cisaillement avec la configuration étudiée ici permettent tout de même une augmentation importante de la charge et de la flèche à la rupture (tableau 6).

3.4 Comportement des dalles de type 2B

Un coup d'œil rapide aux données, particulièrement au gain de résistance, montre clairement une différence de comportement des dalles 2B par rapport aux dalles 1B et 3B. Des hypothèses quant à la moins bonne performance des dalles 2B sont émises dans les paragraphes qui suivent.

Tout d'abord, il convient de rappeler ici que les renforcements en cisaillement des dalles 2B sont constitués de barres d'armature de diamètre 10M, alors que ceux des dalles 1B et 3B sont des barres 15M. La surface d'adhérence des barres sur l'époxy est donc plus faible pour les dalles de type 2, et par conséquent il pourrait être attendu d'obtenir un gain de capacité moins important avec ces barres. Par ailleurs, le tableau 6 montre clairement que le gain obtenu est très faible par rapport au gain attendu, même en tenant compte de la dimension de la barre 10M. Cette observation est surprenante parce que les barres de plus petites dimensions nécessitent normalement une longueur d'ancrage moins grande pour développer leur capacité maximale en traction. Pour les dalles de type 2, la position des fissures par rapport aux renforcements en cisaillement devrait, dans des conditions usuelles, permettre de développer la pleine capacité des barres.

D'autre part, la dimension des trous forés pour l'installation des renforcements diffère selon le diamètre des barres. En effet, les barres de 15M étaient insérées dans des trous de 19 millimètres de diamètre, soit moins de trois millimètre de plus que le diamètre théorique de la barre, alors que pour les barres 10M, les trous avaient 16 millimètres de diamètre, soit 4,7 millimètres de plus que leur diamètre théorique. Cette différence a d'ailleurs été notée

lors de l'installation des renforcements. Il y avait un dégagement beaucoup plus important autour des barres 10M que des barres 15M. De même la proportion du trou à combler d'époxy pour assurer un remplissage complet lors de l'insertion des barres était plus grande. Les dimensions de trous respectaient les règles de bonne pratique établies par la compagnie Hilti, qui permet jusqu'à deux fois le diamètre de la barre, sans diminution de la capacité ultime de l'ancrage. Par contre, puisque le module élastique de l'époxy (1493 MPa pour HIT-RE 500-SD) est beaucoup plus faible que celui du béton, un enrobage d'époxy plus important entraîne nécessairement un écart des déformations plus importantes du béton par rapport aux déformations de l'acier. Cette augmentation des déformations du béton pourrait se traduire par une moins bonne capacité du système acier-époxy à maintenir les lèvres des fissures en contact; c'est-à-dire à maintenir actif le mécanisme contribuant au gain de résistance des dalles renforcées en cisaillement par rapport aux dalles non-renforcées. Une diminution de cette capacité pourrait expliquer en partie la cause de la moins bonne performance des dalles de type 2.

Une autre élément majeur est bien sûr la différence de profondeur entre les dalles de type 1 et 2 et les dalles de type 3. En effet, étant donné la faible profondeur des dalles de type 1 et 2, les fissures sur ces dalles croisent presque toujours les barres de renforcement très près de leurs extrémités, ce qui laisse très peu d'ancrage aux barres, qui glissent alors plus rapidement.

La figure 24 montre une comparaison entre le motif de fissuration des dalles 2B et 3B.. On constate alors que les motifs sont presque identiques et proportionnels à la profondeur des dalles. La longueur ancrée des barres au-dessus des fissures de cisaillement dans les dalles est donc proportionnelle à la profondeur de la dalle, si l'espacement des barres de renforcement est maintenu à environ $0,75d_v$.

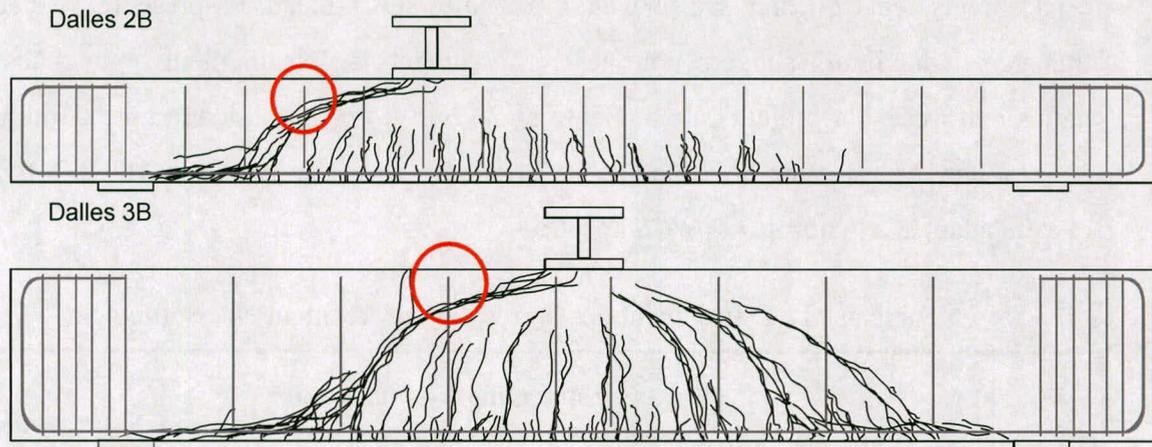


Figure 24 : Motif de fissuration des dalles 2B et 3B

La différence de profondeur n'explique pas, par contre, pour quelles raisons les dalles de type 1B ont mieux performé que les dalles de type 2B. Cette réponse réside peut-être dans la quantité et la disposition des aciers longitudinaux des dalles. En effet, les dalles de type 1 possèdent plus d'aciers longitudinaux et ceux-ci sont disposés sur deux rangs plutôt qu'un seul dans le cas des dalles de type 2 et 3. Cette disposition sur deux rangs a pour conséquence que l'extrémité des barres de renforcement en cisaillement s'insèrent au travers des armatures longitudinales au lieu de s'arrêter juste au dessus. Le confinement du bas des barres de renforcement par les armatures longitudinales pourrait augmenter leur capacité à résister au cisaillement. Et à augmenter, par ricochet, leur capacité à offrir une meilleure retenue des armatures longitudinales. D'ailleurs, sur la dalle 1Ba, les fissures ne se sont pas propagées le long des armatures longitudinales près des appuis, alors que cette situation s'est produite pour les dalles 2B et 3B.

Un autre paramètre géométrique pouvant influencer le comportement des dalles est l'espacement transversal des barres de renforcement en cisaillement. En effet, un espacement trop important entraîne une diminution de la résistance en cisaillement pour une même section avec une quantité d'armature équivalente. Bien que toutes les dalles renforcées contiennent deux rangés de barres pour une largeur de 610 millimètres, soit un espacement moyen de 305 millimètres, des contraintes géométriques ont conduit à des

espacements réels différents d'une dalle à l'autre. Le tableau 11 présente l'espacement transversal maximum suggéré pour les renforcements en cisaillement pour chacune des dalles renforcées du projet (Lubell, Bentz et al. 2009). Puisque la contrainte délimitant les zones à haut cisaillement présentée dans l'article provenait de la norme *ACI 318-05*, celle-ci a été adaptée à la norme *CAN/CSA S6-06*.

Tableau 11 : Espacement des barres de renforcement en cisaillement

Dalle	V_f (kN)	$0,10\phi_c f'_c b d_v$ *	Espacement transversal		Espacement longitudinal ($\sim 0,75d_v$) (mm)
			Maximum (Lubell, Bentz et al. 2009) (mm)	Réel (mm)	
1B	469	660	(600 ou d) = 370 (centre) (300 ou $d/2$) = 185 (bord libre)	250 (centre) 180 (bord libre)	240
2B	300	769	(600 ou d) = 398	356	260
3B	496	1341	(600 ou d) = 600	356	470

* Limite sur la contrainte de cisaillement (V_f) pour nécessité une réduction de moitié de l'espacement maximum (*CAN/CSA S6-06 art.8.14.6*).

Quelques observations peuvent être tirées du Tableau 11. D'abord, pour toutes les dalles, la contrainte imposée est largement inférieure à la limite de $0,10\phi_c f'_c b d_v$. Ceci n'est pas surprenant puisque la quantité d'armature de cisaillement dans les dalles est faible. Ensuite, l'espacement des barres est toujours inférieur à l'espacement maximum suggéré, l'écart est cependant plus faible pour les dalles 2B. Enfin, la position des barres pour la dalle 1B, plus près du centre, conduit à un espacement au bord libre très près de la valeur maximale de $d/2$. À la lumière de ces informations, il n'est pas possible d'affirmer que l'espacement transversal a joué un rôle dans le comportement des dalles de ce projet, puisque les espacements maximums proposés sont respectés. Par contre, les armatures droites étant plus courtes et offrant un moins bon confinement que les étriers conventionnels, les valeurs d'espacement transversal maximal pourrait être revue à la baisse pour ce type de

renforcement. Les dalles de type 2, plus particulièrement, pourrait avoir subi les effets d'un mauvais confinement du béton causé par un espacement transversal des renforcements trop important.

Finalement, l'instrumentation des barres de renforcement a pu diminuer l'adhérence des barres. En effet, les jauges de déformation collées sur les barres et leur enduit protecteur constituent des défauts qui peuvent amorcer la rupture du lien époxy-acier, en plus de diminuer la surface adhérente des barres. Toutes les barres étaient instrumentées de la même manière, ce biais était donc présent pour tous les type de dalles. Par contre, ces défauts ne représentent pas une proportion de la surface équivalente pour toutes les barres. Plus la barre est courte et plus son diamètre est petit, plus sont comportement sera influencé par la présence des jauges. C'est pourquoi les barres 10M du type 2 ont pu être d'avantage influencées que les barres des dalles de type 3 .

Une multitude de facteurs peuvent donc avoir contribué à la performance inférieure des dalles de type 2 par rapport à celles de types 1 et 3. La taille des barres, l'écart entre la taille des barres et celle des trous, la longueur des barres, leur confinement aux extrémités par les armatures longitudinales et la présence d'instrumentation semblent être des facteurs qui pourraient avoir pénalisé les dalles 2B par rapport aux autres dalles renforcées en cisaillement. Une meilleure compréhension de l'influence de ces phénomènes sur le gain de capacité en cisaillement permettrait d'adapter la méthode de renforcement pour aller chercher le maximum de gain de résistance.

4 Conclusion

4.1 Introduction

La fragilité des ruptures en cisaillement des dalles épaisses en béton armé ne contenant pas d'armature de cisaillement est préoccupante. En effet, la compréhension récente de certains mécanismes de résistance au cisaillement du béton armé, notamment l'effet d'échelle en cisaillement, combiné à la dégradation des structures routières, amène un questionnement sur leur résistance en cisaillement. Pour pallier à cette lacune, une méthode de renforcement en cisaillement a été évaluée. Pour ce faire, trois groupes de dalles de géométries différentes ont été confectionnés. La moitié de ces dalles a alors été renforcée par l'ajout de barres d'armature insérées dans des trous verticaux percés à partir du dessus de la dalle et injectés d'époxy. Ces dalles ont ensuite été soumises à des essais de flexion en trois points pour en déterminer la résistance au cisaillement. Les principales conclusions de cette étude sont présentées dans cette section.

4.2 Conclusions générales

Les essais sur les dalles non-renforcées en cisaillement permettent de confirmer certains aspects sur la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armature de cisaillement. Tout d'abord, les équations de la norme CAN/CSA-S6-06 ont permis de prédire la résistance des dalles non-renforcées en cisaillement avec un écart maximum de 19%. Notre expérience a montré que ces équations sous-estiment la capacité des poutres peu profondes fortement armées en flexion, alors qu'elles surestiment celle des poutres profondes faiblement armées en flexion. Pour ce dernier type de poutre, l'équation proposée par Sherwood (Sherwood, Lubell et al. 2006) semble offrir une meilleure marge de sécurité. Également, la rupture en cisaillement des dalles survient sans signe avant-coureur, la flèche et la fissuration ne laissant présager aucun problème. Enfin, la perte de capacité suite à la rupture en cisaillement est très grande.

L'ajout de renforcement en cisaillement modifie le comportement en cisaillement des dalles. Les principales constatations et conclusions associées à l'ajout de renforcement en cisaillement ancrés à l'aide d'adhésif époxy sont les suivantes :

- Comparativement au comportement des dalles non renforcées en cisaillement;
 - la flèche à la rupture des dalles 1B est près de deux fois plus élevée alors que la charge maximale est augmentée de 45%. Il y a une faible réserve de capacité suite à la rupture, bien que le comportement demeure plutôt fragile (section 3.3.1.1).
 - la flèche à la rupture des dalles 2B est un peu plus grande, alors qu'il n'y a pas une augmentation significative de la charge maximale (section 3.3.1.2).
 - la flèche à la rupture des dalles 3B est plus de deux fois supérieure, alors que la charge maximale est augmentée de 45% (section 3.3.1.3).
- Le comportement de chacune des dalles de ce projet se compare avec celui de poutres renforcées avec des étriers conventionnels verticaux. Le comportement après la charge maximale est cependant plus fragile. La perte d'ancrage des barres entraîne une diminution plus rapide de la capacité que la diminution de capacité associée à la plastification des barres suivie de leur rupture (section 3.3.1.4).
- Comparativement aux dalles non renforcées en cisaillement, il y a une nette augmentation de l'énergie emmagasinée avant la rupture pour les dalles de types 1 et 3, alors que pour les dalles de type 2, l'augmentation n'est pas significative (section 3.3.2).
- L'ajout de renforcement de cisaillement (section 3.3.4) :
 - ne permet pas de retarder l'apparition des premières fissures de cisaillement;
 - réduit la vitesse de propagation des fissures;
 - augmente l'importance de la fissuration avant l'atteinte de la rupture.
- La largeur des fissures à la rupture demeure modérée c'est-à-dire de un à trois millimètres au maximum. Par contre, leur présence, à une charge largement inférieure à la charge maximale, permet leur détection par inspection visuelle (section 3.3.4).

- L'étude des déformations des barres de renforcement en cisaillement montre que les efforts peuvent être transmis du béton vers les renforcements au moment de la fissuration en cisaillement (section 3.3.5.4).
- Suite à la fissuration, les renforcements permettent une redistribution des efforts d'une barre de renforcement à une autre ou d'une portion de la structure vers une autre (section 3.3.5.4).
- Pour les configurations étudiées, avec un espacement longitudinal de $0,75d_v$, le glissement successif des barres, qui perdaient leur ancrage, faisait en sorte que seule une rangée de barre apportait une contribution significative à la résistance au moment de la rupture. Cette contribution maximale de l'ordre de $(A_v F_y)$ correspond environ au gain de résistance observé pour les dalles de type 1 et 3 (section 3.3.5.4).
- Une réduction de l'espacement longitudinal des armatures de cisaillement pourrait permettre la contribution d'une seconde rangée de barres et ainsi améliorer le comportement et la sécurité du renforcement (section 3.3.5.4).
- La performance des dalles 2B, en terme de gain de résistance et de comportement à la rupture, est inférieure à celle des dalles 1B et 3B. Cette situation peut être expliquée par une multitude de facteurs. La taille des barres, l'écart entre la taille des barres et celle des trous, la longueur des barres, le type de confinement aux extrémités des barres par les armatures longitudinales et la présence d'instrumentation semblent être des facteurs qui pourraient avoir pénalisé les dalles 2B par rapport aux autres dalles renforcées en cisaillement.(section 3.4).
- L'espacement transversal maximal des renforcements pourrait être revu à la baisse pour tenir compte du peu de confinement qu'offrent les barres de renforcement droites.

4.3 Recommandations

Cette étude a permis de mettre en lumière plusieurs particularités des renforcements en cisaillement réalisés à l'aide de barres droites ancrés à l'aide d'époxy. Une attention plus particulière devrait être portée aux points suivants :

- Puisque les raisons ayant mené au comportement des dalles de type 2 ne sont pas connues hors de tout doute, il n'est pas recommandé, pour l'instant, d'utiliser les barres 10M pour ce type de renforcement.
- Les essais expérimentaux réalisés montrent que les espacements longitudinaux des armatures de cisaillement ne permettent pas aux fissures d'être interceptées efficacement par plusieurs barres de renforcement. Il est donc recommandé de réduire l'espacement longitudinal des renforcements en cisaillement.
- Il apparaît fort probable que le confinement transversal apporté par des armatures droites soit inférieur au confinement apporté par les armatures de cisaillement conventionnels. À cet égard, les limites proposées au tableau 11 devraient être revues. L'étude expérimentale réalisée ne permet toutefois pas de définir plus précisément ces limites.

5 Bibliographie

- Angelakos, D., E. C. Bentz, et al. (2001). "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members." ACI Structural Journal **98**(3): 291-300.
- Bazant, Z. P. and M. T. Kazemi (1991). "Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams Without Stirrups." ACI Structural Journal **88**(3): 268-276.
- Bentz, E. C. (2005). "Empirical Modeling of Reinforced Concrete Shear Strength Size Effect for Members without Stirrups." ACI Structural Journal **102**(2): 232-241.
- Collins, M. P. and D. Kuchma (1999). "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?" ACI Structural Journal **96**(4): 482-490.
- Daniel A Kuchma, M. P. C. (1998). "Advances in understanding shear performance of concrete structures." Progress in Structural Engineering and Materials **1**(4): 360-369.
- Frosch, R. J. (2000). "Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement." ACI Structural Journal **97**(6): 814-820.
- Hsiung, W. and G. C. Frantz (1985). "TRANSVERSE STIRRUP SPACING IN R/C BEAMS." Journal of Structural Engineering **111**(2): 353-362.
- Ince, R., E. Yalcin, et al. (2007). "Size-dependent response of dowel action in R.C. members." Engineering Structures **29**(6): 955-961.
- Kani, G. N. J. (1966). "Basic Facts Concerning Shear Failure." ACI Journal Proceedings **63**(6): 675-692.
- Kani, G. N. J. (1967). "How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams?" ACI Journal Proceedings **64**(3): 128-141.
- Kim, J.-K. and Y.-D. Park (1996). "Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement " Material Journal **96**(3): 213-222.
- Lorenzis, L. D. and A. Nanni (2001). "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods." ACI Structural Journal **98**(1): 60-68.
- Lubell, A. S., E. C. Bentz, et al. (2009). "Shear Reinforcement Spacing in Wide Members." ACI Structural Journal **106**(2): 205-214.
- Sherwood, E. G., E. C. Bentz, et al. (2007). "Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs." ACI Structural Journal **104**(2): 180-190.
- Sherwood, E. G., A. S. Lubell, et al. (2006). "One-Way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams." ACI Structural Journal **103**(6): 794-802.
- Tompos, E. J. and R. J. Frosch (2002). "Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength." ACI Structural Journal **99**(5): 559-567.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS



QTR A 262 100