

Université Ammar Telidji-Laghout-



**FACULTE DE GÉNIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

THÈSE DE DOCTORAT-LMD-

Spécialité : Génie Civil
Option : Matériaux et Analyse de Structures

Présentée par :

LARDJANE Samia

THÈME

***Contribution à la modélisation des dalles en béton armé de
barres en PRF sous charges thermique et mécanique***

Jury :

Mr. AZZOUZ Lakhdar	Président de Jury	Professeur	Université de Laghouat
Mr. MOUATTAH Kaddour	Examineur	Professeur	Université de Laghouat
Mr. BADAoui Mohamed	Examineur	Maitre de conférences	Université de Djelfa
Mr. BOUGUERRA Kheireddine	Examineur	Maitre de conférences	Université de M'Sila
Mr. BOUHICHA Mohamed	Invité	Professeur	DGRSDT, Alger
Mr. ZAIDI Ali	Directeur	Professeur	Université de Laghouat
Mme. BELLAKEHAL Hizia	Co-Directeur	Maitre de conférences	Université de Laghouat

2021 - 2022

RÉSUMÉ

Le problème de corrosion des barres d'armatures en acier est l'un des facteurs les plus importants qui menace la stabilité, la sécurité et la vie des structures en béton armé. De plus, la maintenance d'éléments en béton armé de barres d'acier corrodées est très coûteuse. En raison des avantages des polymères renforcés de fibres (PRF) telles leur meilleure résistance à la corrosion et leur excellente résistance à la traction, l'utilisation des PRF est devenue l'une des techniques la plus efficace et la solution définitive pour l'éradication du problème de la corrosion des barres d'acier dans le béton.

La présente recherche consiste à étudier le comportement thermique des dalles en béton armé de barres en matériaux composites de PRF de verre sous les effets des charges thermiques seules et des charges combinées (thermique et mécanique). La charge mécanique appliquée représente 20% de la charge ultime flexionnelle des dalles et la température utilisée varie de -30°C à 60°C.

Ce travail basé principalement sur la simulation numérique et analytique du comportement thermique de ces dalles, permet d'analyser les contraintes et les déformations thermiques transversales et longitudinales, à l'interface de l'armature en PRF/béton et à la surface externe de l'enrobage du béton, à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel ADINA. Éventuelle , de déterminer la variation de température produisant la première fissure dans le béton à l'interface armature en PRF/béton et la variation de température produisant la rupture d'enrobage du béton en fonction du rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF. Les résultats prédits par les modèles numérique et analytique développés sont comparés à ceux obtenus par les essais expérimentaux publiés dans la littérature.

Mots clés : Modélisation numérique- barres PRFV-charge thermique -charge mécanique -dalles en béton armé.

ABSTRACT

The problem of steel rebar corrosion is one of the most important factors that threaten the stability, safety and life of reinforced concrete structures. In addition, the maintenance of corroded steel bar reinforced concrete elements is very expensive. Due to the advantages of fiber reinforced polymers (FRP) such as the best corrosion resistance and the excellent tensile strength, the use of FRP has become one of the most effective techniques and the definitive solution to eradicate the problem of steel bar corrosion in concrete.

The purpose of the present research is to investigate the thermal behavior of concrete slabs reinforced with glass FRP (GFRP) bars under effects of the thermal load and the combined (thermal and mechanical) loads. A constant mechanical load of 20% of the ultimate flexural strength of the slabs is applied, while, the temperature is varied from -30°C to 60°C.

The study is based mainly on the development of theoretical (numerical and analytical) models to determine the longitudinal and transverse thermal stresses and strains at the bar/concrete interface and at the external surface of the concrete cover. The numerical model is based on the finite element method using the ADINA software. Eventual, to determine the temperature variation producing the first crack in the concrete at the FRP /concrete interface and the temperature variation producing the failure of the concrete cover as a function of the ratio of concrete cover thickness to FRP bar diameter. The results predicted from the developed numerical and analytical models are compared with those obtained from experimental results published in the literature.

Keywords: Numerical modeling - GFRP bars - thermal load - mechanical load - concrete slabs reinforced.

ملخص

يعد مشكل صدأ حديد التسليح من أهم العوامل التي تهدد استقرار، سلامة وحياة الهياكل الخرسانية المسلحة. بالإضافة إلى ذلك، فإن إعادة تأهيل وصيانة هذه العناصر الخرسانية المسلحة والمتآكلة أصبح مكلفا جدا. نظراً لمزايا البوليمرات المقواة بالألياف (PRF) كالمقاومة الجيدة للتآكل و قوة الشد، أصبح استخدامه أحد أكثر التقنيات فعالية وحلا نهائيا للقضاء على مشكلة تآكل القضبان الصلب في الخرسانة.

الغرض من هذا البحث الحالي هو دراسة السلوك الحراري للبلاطات الخرسانية المسلحة بالقضبان الزجاجية PRF تحت تأثير الأحمال الحرارية والأحمال المركبة (الحرارية والميكانيكية). مقدار الحمولة الميكانيكية المطبقة ثابت يمثل 20٪ من مقاومة البلاطة القصوى للانحناء. أما درجة الحرارة فقد تم تغييرها من -30°م إلى +60°م

تعتمد الدراسة بشكل أساسي على تطوير النماذج النظرية العددية والتحليلية منها من أجل تحديد الضغوط والتشوهات الحرارية الطولية والعرضية، عند السطح البيئي للقضبان و الخرسانة من جهة و عند السطح الخارجي للخرسانة من جهة أخرى، باستخدام النموذج العددي على طريقة العناصر المنتهية بواسطة برنامج ADINA. احتمالاً، تقدير التغير في درجة الحرارة الحرجة (ΔT_{cr}) التي تؤدي لظهور التشققات الأولية في الخرسانة على سطح التلامس بين القضبان والخرسانة وكذا عمق التشققات في الخرسانة المحيطة بالقضبان بدلالة النسبة بين سمك الخرسانة المحيط بالقضبان وقطر قضبان البوليمير PRF. تمت مقارنة نتائج النموذجين العددي والتحليلي مع النتائج التجريبية المنشورة في الأدبيات.

الكلمات المفتاحية: النمذجة العددية – قضبان زجاجية FRP - الحمل الحراري - الحمل الميكانيكي - البلاطات الخرسانية المسلحة.

REMERCIEMENTS

J'adresse, tout d'abord, mes remerciements les plus respectueux et ma reconnaissance à Monsieur Ali Zaidi, directeur de thèse pour sa totale aide, ses conseils et ses directives.

Je tiens aussi à remercier mon co-directeur de thèse Madame Hizia Bellakehal pour ses précieux conseils et pour la supervision de ces travaux.

Mes vifs remerciements à Monsieur Radhouane Masmoudi, professeur à l'université de Sherbrooke, pour sa collaboration dans ce projet, son soutien et son chaleureux accueil au sein de son groupe de recherche.

Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury en l'occurrence :

Mr : AZZOUZ Lakhdar président

Mr : MOUATTAH Kaddour membre

Mr :BADAoui Mohamed membre

Mr : BOUGUERRA Kheireddine membre

Mr :BOUHICHA Mohamed membre

qui m'ont fait l'honneur de juger ce travail de recherche.

J'exprime mes remerciements aux personnels administratif et pédagogique du département de Génie civil, ainsi l'équipe chargée de laboratoire de Matériaux et Réhabilitation de Structures (SREML) et laboratoire de Recherche de Génie Civil de l'université de Laghouat.

A toute ma famille, qui a su me donner, sans cesse, un soutien, amour, encouragement et l'envie d'apprendre encore plus.

TABLE DES MATIERES

RESUME	I
REMERCIEMENTS	IV
TABLE DES MATIERES	V
LISTE DES FIGURES.....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XXII
LISTE DES SYMBOLES.....	XXIII

I. INTRODUCTION GENERALE

II.1 Généralités.....	1
II.2 Etat de problème	2
II.3 Objectifs de la recherche.....	3
II.4 Structuration de la thèse.....	4

II. REVUE DE LITTERATURE

II.1 Généralités.....	5
II.2 Matériaux composites en PRF	5
II.2.1 Introduction.....	5
II.2.2 Renfort	7
II.2.2. 1 <i>Fibres de verre</i>	8
II.2.2. 2 <i>Fibres de carbone</i>	9
II.2.2. 3 <i>Fibres d'aramide</i>	10
II.2.3 <i>Fibres naturelles</i>	11
II.2.4 Fibres de Basalte.....	12
II.2.5 Matrice polymérique.....	14
II.2.4.1 <i>Matrices thermodurcissables</i>	16
II.2.4.2 <i>Matrices thermoplastiques</i>	18
II.2.5 Les agents de couplage	18
II.2.6 Additifs et autres ajouts (Fillers).....	18
II.3 Phénomène de corrosion et l'alternative	19
II.3.1 Corrosion par carbonatation.....	20
II.3.2 Corrosion par diffusion aux ions chlore	20
II.4 Développement des PRF en génie civil	21
II.5 Processus de fabrication des barres d'armatures en matériaux composites.....	22
II.6 Avantages et inconvénients des polymères renforcés de fibres (PRF)	25

II.6.1 Avantages des PRF	25
II.6.2 Inconvénients du PRF.....	25
II.7 Différents types des barres d'armatures	26
II.8 Applications des PRF.....	28
II.9 Exemples d'armatures en matériaux composites disponibles sur le marché.....	32
II.9.1 Barres d'armature ISOROD	32
II.9.2 Barres d'armature LEADLINE.....	33
II.9.3 Barres d'armature C-BAR.....	33
II.9.4 Treillis NEFMAC	34
II.9.5 Barres d'armature Aslan	34
II.9.6 Tendons.....	34
II.10 Comportement mécanique et physique des barres d'armatures en matériaux composites.....	35
II.10.1 Densité.....	35
II.10.2 Résistance à la traction et module d'élasticité	35
II.10.3 Coefficient de Poisson	38
II.10.4 Module de cisaillement.....	38
II.10.5 Coefficient d'expansion thermique	39
II.10.6 Comportement en compression	40
II.10.7 Comportement au cisaillement	40
II.10.8 Température de transition vitreuse	41
II.11 Comportement thermique du béton renforcé de barres en PRF	41
II.12 Comportement flexionnel	54
II.13 Synthèse bibliographique	62

III. ÉTUDE NUMERIQUE

III.1 Introduction.....	64
III.2 Généralité sur la méthode des éléments finis	64
III.3 Description générale du logiciel ADINA	66
III.4 Modélisation des dalles	66
III.5 Propriétés des matériaux.....	68
III.5.1 Béton.....	68
III.5.2 Barres en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV).....	69
III.6 Etapes de modélisation.....	70
III.6.1 La géométrie.....	70
III.6.2 Modélisation de l'interface entre le béton et la barre en PRF.....	74
III.6.3 Conditions aux limites.....	74

III.6.4	Application des charges.....	76
III.6.5	Propriétés des matériaux.....	77
III.6.6	Maillage et choix du type d'éléments.....	78
III.6.7	Post-Processing ou Post _traitement	83
III.7	Analyse des résultats numériques des dalles en béton armé de barres en PRFV sous charges thermique et mécanique	84
III.7.1	Chargements thermiques de fissuration.....	84
III.7.2	Variation de température produisant la rupture d'enrobage du béton.....	87
III.7.3	Variation de température produisant la rupture du béton entre les barres.....	89
III.7.4	Etude des contraintes thermiques	93
III.7.5	Etude des déformations thermiques	102
III.7.6	Etude paramétrique	120
IV.	MODELE ANALYTIQUE	
IV.1	Introduction	127
IV.2	Comportement thermique du béton avant fissuration.....	127
IV.2.1	Contraintes dans le béton dues à la pression radiale P	128
IV.2.2	Déformations dans le béton dues à la pression radiale, la température et la charge axiale	133
IV.2.3	Déformation transversale de la barre en PRF due à la pression radiale P , la charge axiale N et la variation de température ΔT	137
IV.2.4	Pression radiale P	138
IV.3	Variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure.....	140
IV.4	Variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage du béton (Modèle d'Aiello)	142
IV.5	Modèle proposé pour prédire l'augmentation de température ΔT_{sp}	146
IV.6	. Analyse des résultats analytiques des dalles en béton	147
IV.6.1	Variations de températures produisant la première fissure	147
IV.6.2	Variations de températures produisant la rupture de l'enrobage	150
IV.6.3	Contraintes radiales	152
IV.6.4	Contraintes transversales	154
IV.6.5	Déformations circonférentielles du béton	160
V.	COMPARAISON DES RESULTATS ANALYTIQUES, NUMERIQUES ET EXPERIMENTAUX	
V.1	Introduction.....	168
V.2	Variation de température produisant la première fissure	168

V.3	Variation de température produisant la rupture complète de l'enrobage du béton.....	169
V.4	Contraintes transversales du béton	170
V.5	Déformations transversales à l'interface armature/béton	184
V.6	Déformations transversales à la surface externe de l'enrobage du béton	188
V.7	Déformations longitudinales à l'interface armature/béton	195
V.8	Conclusions	204
VI.	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	204
	BIBLIOGRAPHIE.....	209
	CONTRIBUTIONS PRODUITES.....	219
	ANNEXES	

Liste des figures

Figure II.1	Schéma de couplage des matériaux constituant un PRF	5
Figure II.2	Schéma explicatif de la structure d'un tissu en polymère renforcé de fibres unidirectionnelles.	6
Figure II.3	Vue d'un PRF au microscope électronique à balayage (MEB)	6
Figure II.4	Comportement mécanique des fibres, de la matrice et des PRF	6
Figure II.5	Tissu en fibres de verre	9
Figure II.6	Tissu en fibres de carbone	10
Figure II.7	Tissu en fibres d'Aramide	11
Figure II.8	Fibres de chanvre	12
Figure II.9	Fibres de ramie	12
Figure II.10	Fibres de Basalte	13
Figure II.11	Corrosion de l'acier d'armature.	19
Figure II.12	Armature galvanisée	21
Figure II.13	Armature revêtue d'époxy	21
Figure II.14	Procédé de fabrication par pultrusion [ISIS-M03, 2009]	23
Figure II.15	Schéma présentant le procédé de pultrusion (Source : STRONGWELL, 2013)	24
Figure II.16	Matériel utilisé pour la procédé de pultrusion	24
Figure II.17	Imprégnation de la résine	24
Figure II.18	Différents types de barres de PRF (PFRV, PRFC, PRFA, PRFB)	27
Figure II.19	Différents types de revêtement des surfaces des barres en PRFV	27
Figure II.20	Différentes formes des barres de PRFV	28
Figure II.21	Différentes formes de sections transversales des barres d'armatures de PRF	28
Figure II.22	Réhabilitation et renforcement des colonnes d'un pont en utilisant une enveloppe en fibres de Carbone	28
Figure II.23	Utilisation d'éléments en plomb pour contrer les diagonales d'une structure marine flottante, Japon	29
Figure II.24	Utilisation des tendons en PRF dans le pont Pontoon au "Takahikothree country club", Japon	29
Figure II.25	Système de chemin de fer à lévitation magnétique au Japon	29
Figure II.26	Utilisation des barres de PRFC dans le pont de Ribbon au <i>sonthern yard country club</i> , Japon	29

Figure II.27	Première passerelle en béton renforcé complètement en PRF en Europe (Eurocrete project)	30
Figure II.28	53ème pont. Ville de Bettendorf-Iowa (USA)	30
Figure II.29	Pont en béton armé de PRFV à Sierrita de la Cruz Creek, Potter County - Texas (USA)	30
Figure II.30	Tablier de pont en PRFV, Morristown - Vermont (USA)	31
Figure II.31	Pont de la rivière à la truite. AICAN Highway - Colombia	31
Figure II.32	Tablier de pont en PRFV, Cookshire-Eaton – Quebec	31
Figure II.33	Hôpital général de Lincoln, Lincoln – NE (USA)	31
Figure II.34	Hôpital York, Trauma center (USA)	32
Figure II.35	Tablier de pont en PRFV, Wotton , Québec	32
Figure II.36	Armature en PRF de nom commercial ISOROD	33
Figure II.37	Armatures en PRF de nom commercial LEADLINE	33
Figure II.38	Armature en PRF en nom commercial C-BAR	34
Figure II.39	Treillis en PRF de nom commercial NEFMAC	34
Figure II.40	Comportement type des barres de PRF (carbone, aramide, verre) comparé à celui des barres d'acier [ISIS Canada, 2001 ; Nkurunziza, 2004 ; Chakib Kassem, 2004]	36
Figure III.1	Exemple de discrétisation.	65
Figure III.2	Page d'accueil d'ADINA	66
Figure III.3	Modélisation d'une dalle typique de béton renforcée de six barres en PRFV et soumise à un chargement combiné thermique et mécanique	67
Figure III.4	Diagramme de contrainte-déformation du béton	69
Figure III.5	Barres en PRFV (V-Rod)	69
Figure III.6	Section d'une dalle typique en béton armé de six barres en PRFV: (a) coupe transversale de la dalle, (b) moitié de la section transversale considérée pour la modélisation en 2D	71
Figure III.7	Géométrie des éléments et les points considérés de la section de la dalle modélisée en 2D	72
Figure III.8	Modélisation d'un quart de dalle typique en béton armé de six barres en PRFV	73
Figure III.9	Modélisation d'un quart de la dalle S.200.16.30: (a) Élément ``Block`` du béton, (b) Éléments ``Cylinder`` de trois barres en PRFV, (c) Vue d'ensemble d'un quart de la dalle	74
Figure III.10	Conditions aux limites du modèle (2D)	75

Figure III.11	Conditions aux limites du modèle (3D)	75
Figure III.12	Charge thermique uniformément distribuée (le 12 ^{ème} incrément de charge ; $\Delta T=60^{\circ}\text{C}$)	76
Figure III.13	Chargements combinés thermique et mécanique appliqués au quart de la dalle (variation de température $\Delta T=60^{\circ}\text{C}$ et charge mécanique totale= 40 KN)	77
Figure III.14	Allure de la courbe contraintes-déformations du béton utilisée par ADINA	78
Figure III.15	Éléments unidimensionnels : a) Linéaire, b) Quadratique, c) Cubiques	79
Figure III.16	Éléments bidimensionnels (triangles et quadrangles)	79
Figure III.17	Éléments tridimensionnels ou volumiques : tétraédrique, hexaédrique, prismatique	80
Figure III.18	Condition de continuité	80
Figure III.19	Raffinement du maillage	81
Figure III.20	Éléments finis tridimensionnelles utilisés par ADINA	81
Figure III.21	Éléments finis utilisés dans cette étude : (a) élément triangulaire à 6 nœuds, (b) élément cubique à 8 nœuds, (c) élément tétraédrique à 4 nœuds	81
Figure III.22	Maillage du béton et barres en PRFV_ Modèle 2D	82
Figure III.23	Maillage du béton et barres en PRFV_ Modèle 3D : (a) Maillage du béton (vue en plan), (b) Maillage des barres en PRFV, (c) Maillage de la dalle (vue d'ensemble)	83
Figure III.24	Formation des premières fissures dans le béton à l'interface barre/béton pour la dalle SB.195.16.25 ayant $c/d_b = 1.6$ sous charges thermiques seules : (a) Apparition des premières fissures circonférentielles à $\Delta T_{cr} = -15^{\circ}\text{C}$, (b) Apparition des premières fissures radiales à $\Delta T_{cr} = 14^{\circ}\text{C}$	85
Figure III.25	Formation des premières fissures dans le béton à l'interface barre/béton pour la dalle SA.195.16.25 ayant $c/d_b = 1.6$ sous charges thermique et mécanique : (a) Apparition des premières fissures circonférentielles à $\Delta T_{cr} = -17^{\circ}\text{C}$, (b) Apparition des premières fissures radiales à $\Delta T_{cr} = 15^{\circ}\text{C}$	86
Figure III.26	Formation des couronnes de fissures approfondie à une variation de température $\Delta T > \Delta T_{sp}$ de la dalle SB.195.16.25 ayant $c/d_b = 1,6$ sous charge thermique seule	88
Figure III.27	Formation des couronnes de fissures approfondie à une variation de température $\Delta T > \Delta T_{sp}$ de la dalle SA.195.16.25 ayant $c/d_b = 1,6$ sous charges thermique et mécanique	88
Figure III.28	Evolution des fissures dans le béton situé entre les barres de la dalle SB.195.16.25 ayant $e/d_b = 4.46$ sous charges thermiques : (a) $\Delta T = - 50^{\circ}\text{C}$; (b) $\Delta T = +46^{\circ}\text{C}$; (c) $\Delta T = +60^{\circ}\text{C}$	91
Figure III.29	Evolution des fissures dans le béton situé entre les barres de la dalle SA.195.16.25 ayant $e/d_b = 4.46$ sous charges thermique et mécanique: (a) $\Delta T = - 50^{\circ}\text{C}$; (b) $\Delta T = +48^{\circ}\text{C}$; (c) $\Delta T = +60^{\circ}\text{C}$	92
Figure III.30	Contrainte circonférentielle du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charge thermique seule	94

Figure III.31	Contrainte circonférentielle du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charges combinées thermique et mécanique	94
Figure III.32	Contrainte radiale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charge thermique seule	95
Figure III.33	Contrainte radiale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charges combinées thermique et mécanique	95
Figure III.34	Contraintetransversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	96
Figure III.35	Contraintetransversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	96
Figure III.36	Contraintetransversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	97
Figure III.37	Contraintetransversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	97
Figure III.38	Contraintetransversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	98
Figure III.39	Contraintetransversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.	98
Figure III.40	Contrainteradiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	99
Figure III.41	Contrainteradiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	99
Figure III.42	Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	100
Figure III.43	Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	100
Figure III.44	Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	101

Figure III.45	Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	101
Figure III.46	Déformation longitudinale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charges thermiques seules	102
Figure III.47	Déformation longitudinale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charges combinées thermique et mécanique	103
Figure III.48	Déformation longitudinale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.195.16.25	104
Figure III.49	Déformation longitudinale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.200.16.30	104
Figure III.50	Déformation longitudinale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.215.16.45	105
Figure III.51	Déformation longitudinale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.195.19.25	105
Figure III.52	Déformation longitudinale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.200.19.30	106
Figure III.53	Déformation longitudinale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.215.19.45	106
Figure III.54	Déformation longitudinale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charge thermique seule	107
Figure III.55	Déformation longitudinale du béton à la surface externe du béton en fonction de la variation de température sous charges combinées thermique et mécanique	107
Figure III.56	Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	108
Figure III.57	Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	109
Figure III.58	Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	109
Figure III.59	Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	110
Figure III.60	Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées	110
Figure III.61	Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.19.45 de types SB sous	111

charge thermique seule et SA sous charges combinées

Figure III.62	Déformation transversale du béton à l'interface armature/béton en fonction de la variation de température sous charge thermique seule	112
Figure III.63	Déformation transversale du béton à l'interface armature/béton en fonction de la variation de température sous charge combinée thermique et mécanique	112
Figure III.64	Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température pour les dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.6$)	113
Figure III.65	Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température pour les dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées($c/d_b=1.9$)	113
Figure III.66	Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=2.8$)	114
Figure III.67	Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.3$)	114
Figure III.68	Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température pour les dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.6$)	115
Figure III.69	Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température pour les dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=2.4$)	115
Figure III.70	Déformation transversale du béton à la surface externe en fonction de la variation de température sous charge thermique seule	116
Figure III.71	Déformation transversale du béton à la surface externe en fonction de la variation de température sous charge combinée thermique et mécanique	117
Figure III.72	Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.6$)	118
Figure III.73	Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.9$)	118
Figure III.74	Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=2.4$)	119
Figure III.75	Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.3$)	119
Figure III.76	Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.19.30 de types SB sous charge	120

	thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=2.4$).	
Figure III.77	Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c / d_b=2.4$)	120
Figure III.78	Contraintes radiales à l'interface armature en PRF/béton_ Effet de l'espacement entre les barres	122
Figure III.79	Contraintes circonférentielles à l'interface armature en PRF/béton_ Effet de l'espacement entre les barres	122
Figure III.80	Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température sous charges thermiques seules_ Effet module d'élasticité transversal des barres	123
Figure III.81	Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température sous charge combinée thermique et mécanique_ Effet module d'élasticité transversal des barres	124
Figure III.82	Déformation transversale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) _ Effet de diamètre des barres	126
Figure IV.1	Formation des fissures dans l'enrobage du béton : (a) hautes températures ; (b) basses températures ; (c) contraintes radiale et circonférentielle dans l'élément	128
Figure IV.2	Amorçement des fissures circonférentielles à l'interface barre/béton sous basse variation de température de valeur ΔT_{cr}	140
Figure IV.3	Amorçement des fissures radiales dans le béton d'enrobage sous haute variation de température de valeur ΔT_{cr}	141
Figure IV.4	Couronne en béton fissuré formée autour de l'armature à haute température pour $\Delta T > \Delta T_{cr}$	142
Figure IV.5	Fissuration du béton formée autour de l'armature à basse température pour $\Delta T < \Delta T_{cr}$	142
Figure IV.6	Déformation de la couronne en béton fissuré sous la compression radiale à $\Delta T > \Delta T_{cr}$ (ligne discontinue indique la forme après déformation)	143
Figure IV.7	Variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure _ Effet de diamètre de la barre et de l'enrobage du béton	149
Figure IV.8	Variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure _ Effet de rapport c/d	149
Figure IV.9	Variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture de l'enrobage du béton _ Effet de diamètre de la barre et de l'enrobage du béton	151
Figure IV.10	Variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture de l'enrobage du béton _ Effet de rapport c/d_b	152
Figure IV.11	Contraintes radiales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge thermique seule)	153

Figure IV.12	Contraintes radiales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charges combinées thermique et mécanique)	153
Figure IV.13	Contraintes radiale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge thermique seule avec effet d'interaction des barres)	154
Figure IV.14	Contraintes radiales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge combinée thermique et mécanique avec effet d'interaction des barres)	154
Figure IV.15	Contraintes transversales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge thermique seule)	155
Figure IV.16	Contraintes transversales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge combinée thermique et mécanique)	156
Figure IV.17	Contraintes transversales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge thermique seule avec effet d'interaction des barres)	156
Figure IV.18	Contraintes transversales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge combinée thermique et mécanique avec effet d'interaction des barres)	157
Figure IV.19	Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.16.25 _ Effet de la charge mécanique	158
Figure IV.20	Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.16.25 _ Effet de l'interaction des barres	158
Figure IV.21	Contraintes radiales à l'interface armature en PRF/béton en fonction de l'espacement entre les barres	159
Figure IV.22	Contraintes circonférentielles à l'interface armature en PRF/béton en fonction de l'espacement entre les barres	159
Figure IV.23	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton sous charges thermiques seules	160
Figure IV.24	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton sous charges combinées thermique et mécanique	161
Figure IV.25	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton sous charges thermiques seules en tenant compte de l'interaction des barres	161
Figure IV.26	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton sous charges combinées thermique et mécanique en tenant compte de l'interaction des barres	162
Figure IV.27	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.16.25_ Effet de la charge mécanique	163
Figure IV.28	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.16.25 _ Effet de l'interaction des	163

barres

Figure IV.29	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charges thermiques seules	164
Figure IV.30	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charges combinées thermique et mécanique	164
Figure IV.31	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charges thermiques seules en tenant compte de l'effet d'interaction des barres	165
Figure IV.32	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charges combinées thermique et mécanique en tenant compte de l'effet d'interaction des barres	165
Figure IV.33	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.195.16.25_ Effet de la charge mécanique	166
Figure IV.34	Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.195.16.25 _ Effet de l'interaction des barres	167
Figure V.1	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.195.16.25)– Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.6$)	172
Figure V.2	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.200.16.30)– Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.9$)	173
Figure V.3	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.215.16.45)– Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 2.8$).	173
Figure V.4	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.195.19.25)– Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.3$)	174
Figure V.5	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.200.19.30)– Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.6$)	174
Figure V.6	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.215.19.45) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 2.4$)	175
Figure V.7	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.195.16.25) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.6$)	175

Figure V.8	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.200.16.30) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.9$)	176
Figure V.9	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.215.16.45) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 2.8$)	176
Figure V.10	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.195.19.25) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.3$)	177
Figure V.11	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.200.19.30) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.6$)	177
Figure V.12	Contraintes circonférentielle du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.215.19.45) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 2.4$)	178
Figure V.13	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.195.16.25) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.6$)	178
Figure V.14	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.200.16.30) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.9$)	179
Figure V.15	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.215.16.45) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 2.8$)	179
Figure V.16	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.195.19.25) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.3$)	180
Figure V.17	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.200.19.30) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.6$)	180
Figure V.18	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.215.19.45) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 2.4$)	181
Figure V.19	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.195.16.25) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.6$)	181
Figure V.20	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.200.16.30) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 1.9$)	182
Figure V.21	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.215.16.45) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b = 2.8$)	182

Figure V.22	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.195.19.25) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b=1.3$)	183
Figure V.23	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.200.19.30) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b=1.6$)	184
Figure V.24	Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge combinée (dalle SA.215.19.45) – Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b=2.4$)	124
Figure V.25	Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle non chargée SB.195.16.25– Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b=1.6$)	185
Figure V.26	Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle non chargée SB.200.16.30– Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b=1.9$)	185
Figure V.27	Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle non chargée SB.215.16.45– Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b=2.8$)	186
Figure V.28	Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle non chargée SB.195.19.25– Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b=1.3$)	186
Figure V.29	Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle non chargée SB.200.19.30– Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b=1.6$)	187
Figure V.30	Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle non chargée SB.215.19.45– Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b=2.4$)	187
Figure V.31	Déformation transversale du béton tendu sous charge combinée (dalle SA.195.16.25) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.6$)	189
Figure V.32	Déformation transversale du béton tendu sous charge combinée (dalle SA .200.16.30) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.9$)	189
Figure V.33	Déformation transversale du béton tendu sous charge combinée (dalle SA.215.16.45) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=2.8$)	190
Figure V.34	Déformation transversale du béton tendu sous charge combinée (dalle SA. 195.19.25) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.3$)	190

Figure V.35	Déformation transversale du béton tendu sous charge combinée (dalle SA.200.19.30) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.6$)	191
Figure V.36	Déformation transversale du béton tendu sous charge combinée (dalle SA.215.19.45) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=2.4$)	191
Figure V.37	Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.195.16.25) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.6$)	192
Figure V.38	Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.200.16.30) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.9$)	192
Figure V.39	Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.215.16.45) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=2.8$)	193
Figure V.40	Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.195.19.25) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.3$)	193
Figure V.41	Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.200.19.30) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.6$)	194
Figure V.42	Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.215.19.45) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=2.4$)	194
Figure V.43	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.195.16.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b=1.6$)	195
Figure V.44	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.200.16.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b=1.9$)	196
Figure V.45	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.215.16.45– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b=2.8$)	196
Figure V.46	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.195.19.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b=1.3$)	197
Figure V.47	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.200.19.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b=1.6$)	197

Figure V.48	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.215.19.45– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 2.4$)	198
Figure V.49	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge combinée de la dalle SA.195.16.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)	198
Figure V.50	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge combinée de la dalle SA.200.16.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)	199
Figure V.51	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge combinée de la dalle SA.215.16.45– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 2.8$)	199
Figure V.52	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge combinée de la dalle SA.195.19.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.3$)	200
Figure V.53	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge combinée de la dalle SA.200.19.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)	200
Figure V.54	Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge combinée de la dalle SA.215.19.45– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 2.4$)	201
Figure V.55	Déformation longitudinale du béton tendu sous charge thermique seule de la dalle SB.195.16.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)	201
Figure V.56	Déformation longitudinale du béton tendu sous charge thermique seule de la dalle SB.200.16.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)	202
Figure V.57	Déformation longitudinale du béton tendu sous charge combinée de la dalle chargée SA.200.16.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)	202
Figure V.58	Déformation longitudinale du béton tendu sous charge combinée de la dalle chargée SA.200.16.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)	203

Liste des tableaux

Tableau II.1	Propriétés mécaniques des fibres	7
Tableau II.2	Composition des fibres de verre et celles de basalte	13
Tableau II.3	Propriétés intrinsèques de différentes fibres [Saheb, D.N et al ,1999 ; Bodros, E., et al. 2007 ; Dittenber, D.B et al. 2012]	14
Tableau II.4	Propriétés des résines thermodurcissables [ISIS CANADA 2007a]	17
Tableau II.5	Densité typiques de barres d'armature [ACI, 2003]	35
Tableau II.6	Propriétés usuelles de traction des barres d'armature [ACI440.1R-06]	37
Tableau II.7	Coefficients d'expansion thermiques (CET) typiques [ISIS - 03, 2009]	39
Tableau III.1	Caractéristiques géométriques des dalles en béton armé de barres en PRFV	68
Tableau III.2	Propriété mécanique du béton	70
Tableau III.3	Propriétés mécaniques des barres d'armatures en PRFV.	70
Tableau III.4	Coordonnées des points utilisés pour la modélisation de la section transversale de la dalle S.200.16.30 en considérant la symétrie (Modèle en 2 D)	72
Tableau III.5	Coordonnées polaires des points intermédiaires des barres de la dalle S.200.16.30 en considérant la symétrie (Modèle en 2 D).	73
Tableau III.6	Valeurs de ΔT_{cr} pour les dalles SB et SA	87
Tableau III.7	Valeurs de ΔT_{sp} pour les dalles SB et SA	89
Tableau III.8	Valeurs de $\Delta T'_{sp}$ produisant la rupture de béton situé entre les barres des dalles SB et SA.	93
Tableau III.9	Espacements entre les barres de PRF	121
Tableau III.10	Propriétés mécaniques et physiques des barres d'armatures en PRFV	123
Tableau III.11	Propriétés mécaniques et physiques des barres d'armatures en PRFV	125
Tableau III.12	Valeurs de ΔT_{cr} et ΔT_{sp} _ Effet de diamètre des barres	125
Tableau IV.1	Variation de température ΔT_{cr} en fonction de c/d_b	148
Tableau IV.2	Variation de température ΔT_{sp} en fonction de c/d_b .	151
Tableau V.1	Comparaison des valeurs de ΔT_{cr} en fonction de c/d_b pour les basses températures.	169
Tableau V.2	Comparaison des valeurs de ΔT_{cr} en fonction de c/d_b pour les hautes températures	169
Tableau V.3	Comparaison des valeurs de ΔT_{sp} en fonction de c/d_b .	170

Liste des symboles

- a : Rayon interne de l'armature en PRF;
 b : Distance mesurée à partir de centre de gravité de la barre en PRFV jusqu'à la surface externe d'enrobage;
 c : Epaisseur d'enrobage du béton;
 c_1 : Epaisseur d'enrobage du béton pour la première barre;
 c_2 : Epaisseur d'enrobage du béton pour la deuxième barre;
 C_3 : Constante de proportionnalité;
 C_4 : Constante d'intégration ;
 d_b : Diamètre de la barre d'armature;
 e : Espacement entre les deux barres de PRF.
 E_c : Module d'élasticité du béton;
 E_f : Module d'élasticité de la fibre;
 E_{fl} : Module d'élasticité dans la direction longitudinale;
 E_{ft} : Module d'élasticité dans la direction transversale;
 E_l : Module d'élasticité de la barre en PRF dans la direction longitudinale;
 E_m : Module d'élasticité de la matrice ;
 E_{prf} : Module d'élasticité du composite ;
 E_t : Module d'élasticité de la barre en PRF dans la direction transversale;
 f_c : Résistance à la compression du béton;
 f_{ct} : Résistance à la traction du béton ;
 G_f : Module de cisaillement des fibres ;
 G_m : Module de cisaillement de la matrice ;
 h : Hauteur de la dalle ;
 M_f : Masse des fibres ;
 M_m : Masse de la matrice ;
 P : Pression radiale exercée par la barre en PRF sur le béton;
 P_1 : Pression radiale exercée par la première barre en PRF sur le béton;
 P_2 : Pression radiale exercée par la deuxième barre en PRF sur le béton;
 r : Rapport du rayon de la distance b au rayon de la barre $r = b/a = 2.c/d_b + 1$;
 r_1 : rapport du rayon de la distance b_1 au rayon de la barre $r_1 = b_1/a = 2.c_1/d_b + 1$;
 r_2 : rapport du rayon de la distance b_2 au rayon de la barre $r_2 = b_2/a = 2.c_2/d_b + 1$;
 T_g : Température de transition vitreuse;

- u : Déplacement radial de la surface cylindrique de rayon ρ ;
- u_a : Rayon a due à la compression radiale ;
- V_f : Teneur en volume des fibres ;
- V_m : Teneur en volume de la matrice ;
- W_f : Teneur en masse des fibres ;
- A : La dissipation d'énergie de cisaillement accumulée ;
- A_0 : Constant représentant la zone sous la courbe monotone de liaison-glissement de composant de cisaillement respectif ;
- α_c : Coefficient d'expansion thermique du béton ;
- α_f : Coefficient d'expansion thermique des fibres ;
- α_{ft} : Coefficient d'expansion thermique dans la direction transversal de la barre en PRF ;
- α_{fl} : Coefficient d'expansion thermique dans la direction longitudinal de la barre en PRF ;
- α_l : Coefficient d'expansion thermique longitudinal de la barre en PRF ;
- α_m : Coefficient d'expansion thermique de la matrice ;
- α_t : Coefficient d'expansion thermique transversal de la barre en PRF ;
- ΔT : Variation de température ;
- ΔT_{cr} : Variation de température produisant la première fissure dans le béton à l'interface armature en PRF/béton ;
- ΔT_{sp} : Variation de température produisant la rupture de l'enrobage du béton ;
- ε_{ct} : Déformation circonférentielle dans le béton ;
- ε_{cz} : Déformation longitudinale du béton due à la charge mécanique axiale N ;
- ε_{cp} : La déformation radiale dans le béton due à la pression radiale P , la charge axiale N et à la variation de température ΔT ;
- ε_{cp1} : Déformation radiale du béton due à l'effet de Poisson de la charge mécanique axiale N ;
- $\varepsilon_{ct\ 1-2}$: La déformation circonférentielle à l'interface Barre/Béton, qui tient compte l'effet d'interaction des barres, due à la pression radiale P et la variation de température ΔT ;
- ε_{ft} : Déformation circonférentielle de la barre en PRF ;
- ε_{fl} : Déformation longitudinale de la barre due à la charge mécanique axiale N ;
- ε_t : La déformation circonférentielle ;
- ε_p : La déformation radiale ;
- ν_c : Coefficient de Poisson du béton ;
- ν_{tt} : Coefficient de Poisson de la barre en PRF dans la direction transversale ;
- ν_{lt} : coefficient de Poisson de la barre en PRF dans la direction longitudinale ;

ρ : Rayon d'un point quelconque de cylindre ;

ρ_{cr} : Rayon externe de l'armature en PRF ;

ρ_f : Masse volumique des fibres ;

ρ_m : Masse volumique de la matrice ;

σ_{cz} : Contrainte de traction dans le béton d'enrobage due à la charge mécanique ;

σ_{ft} : Contrainte circonférentielle de la barre de PRF ;

σ_{fp} : Contrainte radiale de la barre de PRF ;

$\sigma_{p \max}$: contrainte de traction radiale maximale dans le béton ;

$\sigma_{t \max}$: contrainte de traction circonférentielle maximale dans le béton ;

$\sigma_{p \max,1}$: contrainte de traction radiale la contrainte de traction radiale maximale à l'interface armature/béton de la première barre due à la pression radiale de la première barre P_1 et à la pression radiale de la deuxième barre P_2 ;

$\sigma_{t \max,1}$: contrainte de traction circonférentielle la contrainte de traction radiale maximale à l'interface armature/béton de la première barre due à la pression radiale de la première barre P_1 et à la pression radiale de la deuxième barre P_2 .

Chapitre I

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil a été longtemps considéré comme l'un des domaines qui a ouvert ses portes à tout ce qui est nouveau et utile. Au cours des dernières années, l'industrie de la construction est orientée vers des nouvelles innovations technologiques pouvant améliorer la durée de vie des structures. Parmi nouvelles technologies sont les matériaux composites à base de polymères renforcés de fibres (PRF) qui se propage de manière significative à travers le monde.

L'utilisation des PRF dans le génie civil fut commencée dans les années 1950. Cependant, ce n'est qu'aux années 1970 que les PRF ont été finalement envisagés pour les applications structurelles. Il s'agit d'un renforcement interne (barres d'armature de PRF, des câbles de pré ou post-tension) ou externe de structures en béton armé (tissus, feuilles ou lamelles de PRF), ou encore sous d'autres formes : des grilles en 2D, des grilles en 3D, des profilés structuraux et des structures tubulaires, ...etc.

La corrosion de l'armature en acier des structures en béton armé constitue une cause importante de dégradation, ce qui pourrait réduire significativement leur durée de vie en engendrant des coûts de maintenance élevés et mettant en danger la sécurité des usagers. Plusieurs approches ont été adoptées pour essayer d'empêcher cette corrosion dans les tabliers ou les colonnes de ponts, tels que le revêtement des armatures en acier par des enduits ou des mastics étanches, ou bien par l'utilisation des armatures en aciers inoxydables [Bradberry, 2001]. Cependant, le coût des réparations associées se chiffre en milliards de dollars. Ce qui a un grand impact sur l'économie des pays tant les infrastructures en béton sont nécessaires à l'activité humaine.

La fédération internationale du béton [FIB, 2007] a estimé que la maintenance et la réparation des infrastructures dans le monde dépassaient 106 milliards de dollars par an. Au Canada, selon le MTO (*Ministry of Transportation of Ontario*) le coût de remplacement des ponts et des autoroutes de l'Ontario est estimé à environ 57 milliards de dollars [MTO, 2009]. En Amérique du Nord, le coût de réparation des structures existantes est estimé à près de 300 milliards de dollars. En Algérie, il y a plus de 4850 ponts et 40% de ces derniers ont besoin d'une réparation [Abdessemed et al., 2011]. Des problèmes de corrosion excessifs existent aussi dans les pays du Golf arabe à cause du climat marin et de l'humidité élevée [ISIS, 2003].

Donc, la solution la plus efficace pour résoudre ce phénomène de corrosion des aciers est l'utilisation des armatures composites non-métalliques de polymères renforcés de fibre (PRF) qui est avantageuse, prometteuse et réussie. En raison, d'une part, de leurs propriétés intrinsèques telles que leur grande résistance à la corrosion, leur neutralité électromagnétique élevée et leur légèreté. Et d'autre part, grâce à la diminution relative du coût des PRFs à cause de l'accroissement continu de l'industrie de ce matériau [Bakis et al., 2002]

Etat de problème

Afin d'éviter les inconvénients liés à l'utilisation de l'acier comme matériau de renforcement, les matériaux composites (appelés aussi PRF), sont alors apparus comme substitut potentiel à l'acier dans le domaine du génie civil. Particulièrement, pour réparer les ouvrages existants, ou encore dans les nouvelles structures comme barres d'armature internes et ceci, pour une multitude de raisons technico-économiques. Cependant, lorsque le béton renforcé de barres de PRF est soumis à des variations de températures importantes, il peut y avoir plusieurs conséquences :

La première est liée à la température de transition vitreuse (T_g) qui est la température à laquelle un polymère passe de l'état vitreux à l'état viscoélastique. Pour les armatures de PRF, les températures de transition vitreuse s'étendent sur une plage allant de 110°C à 180°C environ. Cette température de transition vitreuse peut-être influencée par le degré de polymérisation/réticulation de la résine, sa nature chimique, sa structure moléculaire, et la présence ou non d'additifs ou de charges [M. Robert, 2009]. Il faut s'assurer que la température de transition vitreuse (T_g) soit supérieure aux températures auxquelles le matériau est sollicité. Sinon les propriétés mécaniques de ce dernier vont être considérablement affectées.

La deuxième point est lié à la différence entre le coefficient d'expansion thermique transversal du béton durci et celui de la barre de PRF. Cette différence peut être la cause du développement de contraintes internes entraînant des fissures conduisant à la perte de l'adhérence entre la barre et le béton d'enrobage le long de la barre, et éventuellement, à la rupture du béton d'enrobage si le confinement du béton n'est pas suffisant [Masmoudi et al., 2005 ; Zaidi et Masmoudi, 2006 ; Galatia et al., 2006 ; El-Zaroug et al., 2007]. Dans le cas de béton armé de barres d'acier, ces contraintes internes sont limitées car les coefficients d'expansion thermique des deux matériaux

sont semblables. En revanche, dans le cas des barres en PRF, le coefficient d'expansion thermique transversal est près de cinq fois plus grand que celui du béton ce qui peut causer d'importantes contraintes entre les deux matériaux [M. Robert, 2009]. En outre, le coefficient d'expansion thermique dans la direction transversale, gouverné par le comportement de la matrice, est beaucoup plus grand que celui dans la direction longitudinale gouverné par le comportement des fibres. Cela peut entraîner de surcroît des contraintes thermiques à l'interface entre les fibres et la résine. Des études montrent que des problèmes significatifs peuvent apparaître dans les éléments en béton armé de barres en PRF si les températures dépassent 60°C [FIB, 2007].

Toutefois, une étude récente sur des dalles en béton armé de barres en PRF soumises simultanément à des charges mécaniques de service et une variation de température allant de -30 à +60°C montre que la charge mécanique conduit à la réduction des déformations et des contraintes thermiques [Bellakehal et al., 2013].

Afin de clarifier de plus le comportement flexionnel des éléments en béton armé de barres en PRF des études numériques et analytiques sont nécessaires. Plusieurs études ont été effectuées sur ce type des éléments. Cependant, les charges thermiques et les charges mécaniques ont été considérées séparément. [Elbadry et al., 2000, Al-Sunna et al. 2012, Zaidi et al. 2017 et 2017]

Afin d'évaluer les variations de températures produisant la rupture d'enrobage du béton, les déformations et les contraintes dans le béton et la barre de PRF des structures à grande échelle, telles les dalles renforcées de barres en PRF sous l'effet des charges thermiques et mécaniques de services, des modélisations en trois dimensions par le biais de la méthode des éléments finis sont alors nécessaires.

Objectifs de la recherche

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'étudier le comportement thermique des dalles unidirectionnelles en béton armé de barres en matériaux composites en fibres de verre (PRFV) soumises simultanément à une charge mécanique représentant 20% de la capacité ultime flexionnelle des dalles à une température variant de -30 à 60 °C.

Les objectifs spécifiques de ce projet de recherche sont :

- Développer un modèle numérique pour la simulation du comportement thermique des dalles soumises à des charges thermiques seules et des charges combinées (thermique et mécanique), en utilisant le logiciel d'éléments finis « ADINA ».
- Evaluer numériquement et analytiquement d'une part les variations de températures ΔT_{cr} produisant les premières fissures dans le béton à l'interface armature/béton et les variations de températures ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage du béton en fonction du rapport de l'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre de PRF (c/d_b), et d'autres part les contraintes et déformations thermiques transversales et longitudinales dans l'enrobage de béton et à l'interface barre PRF/béton
- Valider les modèles numérique et analytique, en comparant les résultats prédits par ces modèles avec ceux obtenus par des essais expérimentaux trouvés dans la littérature.

Structuration de la thèse

Cette thèse est organisée en cinq chapitres suivants :

Chapitre 1 est une introduction générale sur le projet de recherche étudié en décrivant les principaux axes, la problématique et les objectifs de cette recherche.

Chapitre 2 englobe une revue de littérature détaillée sur les matériaux composites utilisés dans le domaine de génie civil, ainsi que les effets mécaniques et thermiques sur le comportement des éléments en béton renforcé de barres en PRF.

Chapitre 3 consiste à élaborer un modèle numérique par élément finis basé sur le comportement non linéaire du béton, en utilisant le logiciel ADINA, permettant d'analyser le comportement des dalles en béton armé de barres en PRF soumises à des charges thermique et mécanique.

Chapitre 4 expose le modèle analytique et la discussion de ses résultats. Ce modèle développé est basé principalement sur la théorie d'élasticité linéaire.

Chapitre 5 est consacré à la validation des modèles théoriques. Une calibration des modèles numérique et analytique est effectuée en comparant les résultats obtenus avec des résultats expérimentaux trouvés dans la littérature.

Finalement, la thèse est clôturée par une conclusion générale qui regroupe les principaux résultats obtenus et des recommandations pour les futurs travaux de recherche.

Chapitre II

REVUE DE LITTERATURE

2.1 Généralités

Le béton renforcé de l'acier conventionnel est l'un des matériaux de construction les plus couramment utilisés, mais il a toujours montré des inconvénients en termes de durabilité et de vulnérabilité à la corrosion. Diverses méthodes correctives ont été appliquées pour surmonter les défauts de ce matériau de construction [Gangarao et al., 1995], tels que la technique de chemisage du béton, ce qui conduit à un poids propre accru de la structure. Au cours des deux dernières décennies, l'intérêt d'utiliser des matériaux avancés de haute performance dans les constructions en génie civil a connu des grandes évolutions pour réduire les coûts globaux du cycle de vie des structures. En conséquence, nombreuses recherches ont été effectuées pour développer des nouveaux matériaux anticorrosifs qui possèdent des propriétés plus avantageuses que les armatures en acier conventionnels [Japan Concrete Institute, 1997 ; Saadatmanesh et al., 1996]. Les renforts en polymère renforcé de fibres (PRF) sont considérés comme nouveaux, de haute technologie et des matériaux les plus résistants au phénomène de la corrosion utilisés dans de nombreux pays.

2.2 Matériaux composites en PRF

2.2.1 Introduction

Les matériaux composites sont reconnus comme étant la combinaison de deux ou plusieurs constituants de nature et de composition différente mais complémentaires, créant ainsi un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à ceux de chacun des composants [Berthelot, 1992]. Les matériaux composites de PRF sont constitués d'un renfort (fibres) protégé et supporté par une résine appelée matrice (Figure 2.1 et 2.2) [ISIS Canada 2007, Bisby et al., 2007]. La figure 2.3 présente la distribution des fibres dans la résine à l'échelle microscopique [Kamal, 2011]. La figure 2.4 montre le comportement mécanique des fibres, de la matrice et de matériaux composite de PRF [ISIS Canada, 2001]

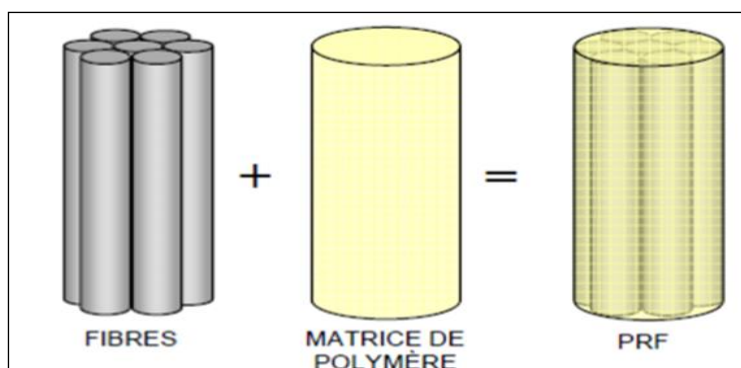


Figure 2.1 : Schéma de couplage des matériaux constituant un PRF [ISIS Canada 2007, Bisby et al., 2007]

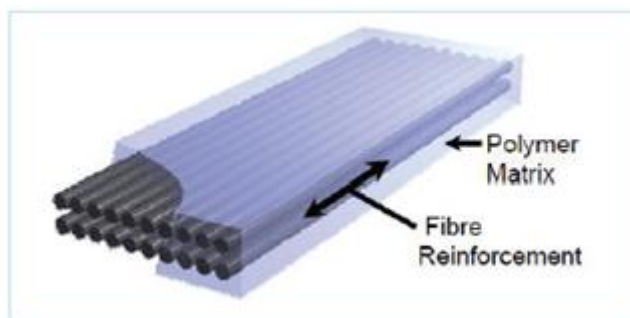


Figure 2.2 : Schéma explicatif de la structure d'un tissu en polymère renforcé de fibres unidirectionnelles. [ISIS Canada 2007, Bisby et al., 2007]

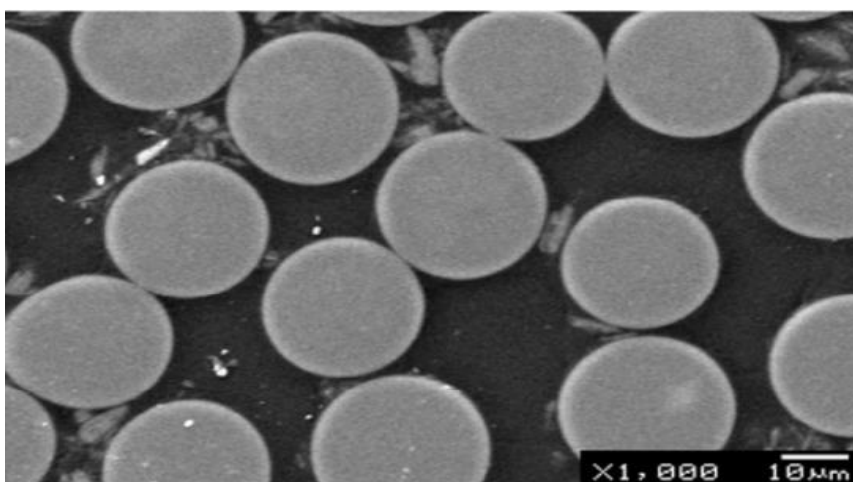


Figure 2.3 : Vue d'un PRF au microscope électronique à balayage (MEB). [Kamal, 2011]

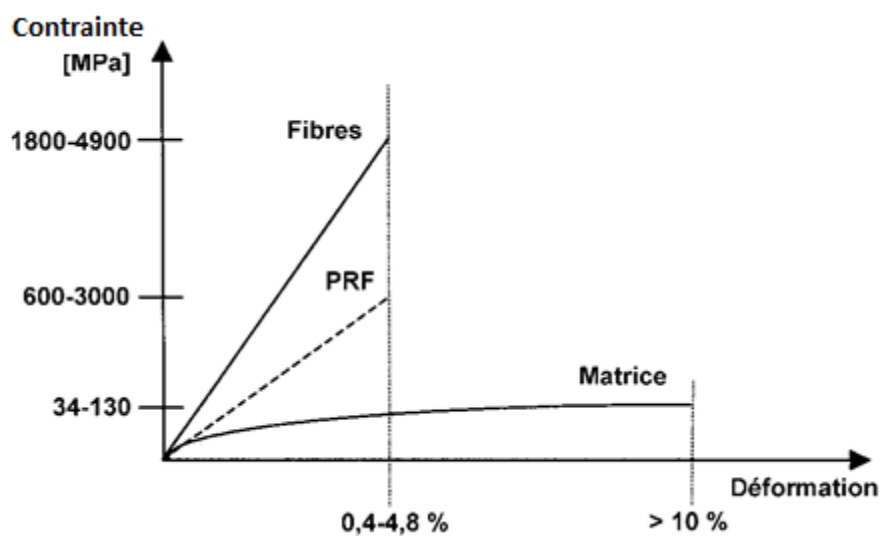


Figure 2.4 : Comportement mécanique des fibres, de la matrice et des PRF [ISIS Canada, 2001]

2.2.2 Renfort

Il existe différentes sortes de renfort dont les caractéristiques dépendent principalement de sa composition chimique. D'ailleurs, il existe différents types pour le même renfort. Les fibres sont constituées de plusieurs filaments de diamètre compris entre 5 et 15 microns [Gay, 1997]. Son rapport volumique devrait être supérieur à 10% [ACI, 1995]. Les fibres assurent la résistance au matériau composite. Les propriétés mécaniques du produit final dépendent de la qualité des fibres, de leur orientation, de leur forme, du rapport volumique, de l'adhésion et du procédé de fabrication (Tableau 2.1).

Tableau 2.1: Propriétés mécaniques des fibres

Type de fibre		Resistance en traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Allongement relatif (%)	Coefficient d'expansion thermique(CET) (x10 ⁻⁶)	Coefficient de Poisson
Carbone						
Pan	Haut Module	3500	200 – 400	1.3 – 1.8	-1.2 à - 0.1	0.2
	Haut Module	2500 – 4000	350 – 650	0.4 – 0.8		
Pitch	Normal	780 – 1000	38 – 40	2.1 – 2.5	-1.6 à - 0.9	N/A
	Haut Module	3000 – 3500	400 – 800	0.4 – 1.5		
Aramide						
Kevlar 29		3620	82.7	4.4	N/A	0.35
Kevlar 49		2800	130	2.3	-0.2 CET longitudinal. 59 CET transversal	
Kevlar 129		4210	110	-	N/A	
Kevlar 149		3450	172 – 179	1.9	N/A	
Technora		3500	74	4.6	N/A	
Verre						
Verre type E		3500 – 3600	74 – 75	4.8	5.0	0.2
Verre type S		4900	87	5.6	2.9	0.22
Verre AR résistant aux alcalis		1800 – 3500	70 – 76	2.0 – 3.0	N/A	N/A
Acier		483 – 690	200 – 210	1.4 – 2.5	11.7	0.30

Les principales fibres ayant fait l'objet d'études en génie civil au cours des trois dernières décennies sont :

- Les fibres de verre.
- Les fibres de carbone.
- Les fibres d'aramide.
- Les fibres de basalte.
- Les fibres de bores et de céramiques.
- Les fibres naturelles.

Seules, les fibres de verre, d'aramide et de carbone sont exploitées dans les différentes constructions en génie civil.

2.2.2.1 Fibres de verre

La fibre de verre (Figure 2.5) domine dans la majorité des applications à cause de : [Benmokrane et al., 1995 et 2011 ; Hameed et al., 2009]

- Son rapport (résistance /cout) élevé, sa disponibilité, sa facilité de mise en œuvre.
- Bonne fiabilité, excellent isolant et résistance aux impacts, grande ténacité, très bonne imprégnation.
- Grande résistance en traction (2000-5000 MPa) et aux produits chimiques.
- Déformation ultime : 2,0 à 5,6 %.
- Coût faible relativement aux autres fibres.

Sa vaste gamme de propriétés fait de lui la fibre la plus utilisée dans l'industrie. Généralement, les différents types de verre les plus utilisés pour les renforcements en composite sont :

a) Verre E

La lettre E désigne électrique (en anglais Electrical). Ce type de fibre représente environ 80 à 90% des productions commerciales des fibres de verre. La fibre de verre E est un excellent isolant électrique et résiste aussi aux principaux agents chimiques. Elle reste dimensionnellement stable, même en cas de fortes variations d'humidité et de température.

b) Verre S

La lettre S désigne résistant (Strength), ce type de fibre de verre est plus dispendieux, on l'utilise dans les applications nécessitant une bonne résistance mécanique à la traction ou encore demandant une performance accrue aux températures élevées ou à la fatigue.

c) Verre C

La lettre C désigne chimique (Chemical), ayant une grande résistance aux produits chimiques.

d) Verre AR

La lettre AR désigne résistant aux alcalis (Alkali Resistant), ayant une résistance accrue aux alcalis.



Figure 2.5 : Tissu en fibres de verre

2.2.2.2 Fibres de carbone

La structure des fibres de carbone, Figure 2.6, consiste à un mélange de carbone amorphe et de carbone graphiteux donnant au matériau une très haute rigidité.

Les fibres de carbone sont produites principalement à partir de deux types de précurseur, la qualité des fibres de carbone finales dépend du type de précurseur [Berthelot, 2012].

- 1- Fibres polyacrylonitriles (PAN) caractérisées par une résistance ultime et un coût très élevés.
- 2- Fibres isotropiques (PITCH) caractérisées par un module d'élasticité plus élevé que le PAN.

Les points forts des fibres de carbone se résument comme suit :

- Grande résistance en traction, en compression et à la fatigue.
- Excellente tenue à haute température.
- Bonne conductivité électrique et thermique.
- Excellente rigidité
- Insensibilité à l'humidité et aux rayures.
- Faible coefficient de dilatation thermique.
- Facilité d'usinage de ce type de fibres.

Les points faibles se résument comme suit : coût élevé, une faible résistance à l'impact due à leur faible déformation ultime.



Figure 2.6 : Tissu en fibres de carbone

2.2.2.3 Fibres d'aramide

Les fibres d'aramide, Figure 2.7, sont fabriquées à partir des polymides, qui sont des polymères obtenus par polycondensation. Les fibres d'aramides sont cinq fois plus résistant que l'acier pour un même poids et dix fois plus résistant que l'aluminium.

Il existe trois types de fibres d'aramide :

- Technora (Teijin ; Japan)
- Kelvar (Dupont ; USA)
- Twaron (Akro ; Hollande)

Les points forts des fibres d'aramide sont :

- Grande résistance à l'usure et grande rigidité (70 – 180 GPa)
- Haute résistance à la traction.
- Faible densité et haute stabilité thermique
- Bon amortissement des vibrations
- Excellente résistance aux chocs et à l'impact
- Bonne résistance aux hydrocarbures, aux solvants et aux lubrifiants.

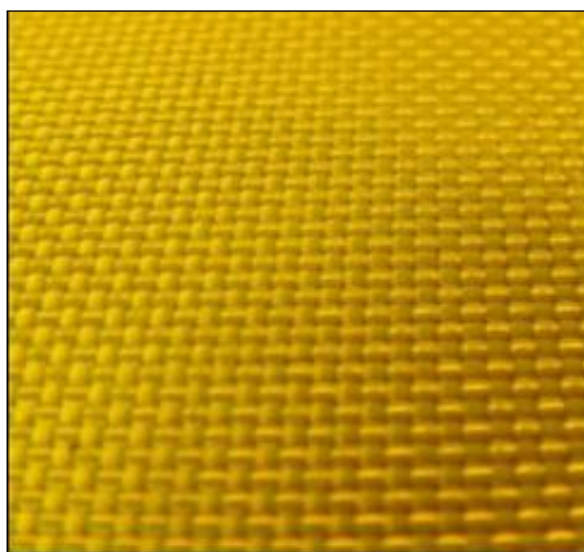


Figure 2.7 : Tissu en fibres d'Aramide

2.2.2.4 Fibres naturelles

Aujourd'hui, de nouveaux matériaux issus de ressources renouvelables, notamment ceux à base de fibres naturelles, ont suscité l'intérêt de plusieurs chercheurs et industriels à les développer dans différents domaines. Les fibres naturelles, principalement celles d'origine végétale qui sont composées de cellulose plus ou moins pure et se présentent sous forme de gousses, de tiges ou de feuilles (Bananier, le chanvre (Figure 2.8), le jute, le lin, le sisal, le kénaf, la ramie (Figure 2.9) ...etc.), ou celles d'origine animales qui sont composées de substances organiques. Les fibres animales ou protéiniques se présentent sous forme de poils ou de soies.

Les fibres naturelles sont récemment devenues une alternative aux renforcements des polymères (PRF), et surtout celles d'origine végétales, comme le montre

l'intensification des recherches ces dernières années [Faruk, 2012, Le Duigou, 2011]. Parmi les avantages de ces fibres nous citons : leur faible densité et coût, non abrasif, non-irritant à la peau, résistance spécifique élevée, renouvelable, recyclable, écologique, moins risqué pour la santé, bonne isolation thermique et acoustique.

L'utilisation des fibres naturelles comme renfort de matériaux composites se justifie pour :

- 1- Valoriser une ressource locale dans des pays peu industrialisés
- 2- Développer des matériaux et des technologies permettant de réduire les impacts sur l'environnement.



Figure 2.8 : Fibres de chanvre



Figure 2.9 : Fibres de ramie

2.2.2.5 Fibres de Basalte

Le potentiel des PRF est maintenant mondialement reconnu. Les derniers développements ont amené les chercheurs et les producteurs à utiliser d'autres types de fibres. Le but principal étant de réduire le coût de production des barres de PRF ainsi que d'améliorer le comportement en service des ouvrages en béton armé de PRF.

La fibre de basalte serait une alternative pour remplacer la fibre de verre. Elle possède la même neutralité chimique que la fibre de verre, son point de fusion est d'environ 100°C sous celui du verre. Les deux matériaux ont une chaleur massique semblable (Figure 2.10, Tableau 2.2). La production de la fibre de basalte est donc moins énergivore que celle de la fibre de verre et, par le fait même, moins onéreuse. Les polymères renforcés de fibres de basalte (PRFB) sont donc une alternative pour remplacer les PRF de verre (PRFV) dans les constructions en génie civil. C'est ce que croit également Magmatech, le producteur des barres de PRFB avec revêtement de sable fin, qui commercialise déjà des armatures de la première génération. Leurs bonnes propriétés en font un renfort de choix dans les matériaux composites [Sim et al., 2005 ; Singha, 2012].



Figure 2.10 : Fibres de Basalte

Tableau 2.2 : Composition des fibres de verre et celles de basalte

Composants	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	TiO ₂	K ₂ O	B ₂ O ₃	F
Basalte (% m)	53	17	10	8	4	2.5	1.1	0.8	-	-
Verre E (%m)	55	15	0.3	18	3	0.8	-	0.2	7	0.3

Le basalte étant un matériau issu des roches volcaniques, son excellente résistance thermique lui permet d'être utilisé dans de nombreuses applications [Van de Velde et al. 2003]. Le principal problème des fibres de basalte est celui de leur interface avec la matrice. En effet, même après ensimage industriel, leur compatibilité avec le polymère est faible et par conséquent les propriétés mécaniques du composite sont très faibles par rapport aux valeurs théoriques attendues. Une étude réalisée par Lund et al. sur les fibres de verre d'origine basaltique montre que le problème ne vient pas de la structure minérale riche en silice hydrophile de la fibre, mais de la surface très irrégulière des fibres de basalte [Lund et al., 2008].

Les propriétés mécaniques des différentes fibres sont résumées dans le Tableau 2.3.

Tableau 2.3: Propriétés intrinsèques de différentes fibres inorganiques et naturelles [Saheb, D.N et al ,1999 ; Bodros, E., et al. 2007 ; Dittenber, D.B et al. 2012]

Fibres	Module de Young E (GPa)	Elongation A (%)	Résistance à la traction (MPa)	Densité (g/cm ³)
Fibres inorganiques				
Fibres de verre type E	70 – 73	4.5	2000 – 3500	2.6
Fibres de verre type S	86 – 93	5.5	4000 – 4400	2.5
Fibres de carbone	230 – 650	1.5 – 2.0	3530 – 4000	1.7 – 1.9
Fibres de basalte	80 – 90	3	4500 – 4800	2.8
Fibres naturelles				
Lin	12 – 85	1 – 4	600 – 2000	1.53 – 3.2
Chanvre	35	1.6	389 – 900	1.07
Sisal	9 – 22	3 – 7	350 – 700	1.45
Ramie	61.4 – 128	1.2 – 3.8	400 – 938	1.56
Jute	26.5	1.5 – 1.8	393 – 773	1.44
Noix de coco	4 – 6	15 – 40	131 – 175	1.15
Cotton	5.5 – 12.6	7 – 8	287 – 800	1.5 – 1.6
Bambou	11 – 32	2.5 – 3.7	140 – 800	0.6 – 1.1

2.2.3 Matrice polymérique :

Plusieurs types de résine se retrouvent sur le marché. Un choix de résine éclairé doit être réalisé en fonction des propriétés chimiques et physiques recherchées. Ces résines sont utilisées dans plusieurs domaines allant de la grande diffusion jusqu'aux applications de hautes performances en aéronautique. Les résines thermodurcissables, contrairement aux thermoplastiques, ne peuvent être recyclées en les ramenant à leur état liquide. En effet, leur durcissement par polymérisation réticulaire est dû à l'ajout de catalyseur propre à chaque type de résine utilisée.

Le rôle de la matrice est de maintenir les fibres en position, 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 protéger les fibres contre les abrasions mécaniques et les agressions environnementales. Toutes les matrices des PRF sont organiques et produites par la polymérisation de molécules de faible masse moléculaire. Ce polymère obtenu est donc une longue chaîne moléculaire fourni par l'assemblage d'une ou plusieurs unités liées entre elles par des liaisons covalentes [Mallick, 1988]. A l'état solide, les chaînes de polymères sont distribuées de façon aléatoire (polymères amorphes) ou soit de façon semi ordonnées (polymères semi-cristallin). Le choix du polymère doit être fait en fonction de l'environnement d'application.

Un des paramètres importants concernant les propriétés physiques des polymères est la température de transition vitreuse (T_g). Près de la T_g, le matériau en polymère passe d'un

solide dur à un solide flexible et viscoélastique. Lorsqu'une charge mécanique extérieure est appliquée à des températures avoisinant la T_g , il démontre une déformation élastique instantanée suivi par une déformation visqueuse lente.

Une matrice doit posséder une élongation à la rupture supérieure à la fibre pour bien protéger cette dernière. De plus, elle ne doit pas subir de retrait significatif lors de la polymérisation de façon à ne pas induire de contraintes résiduelles résultant d'une microfissuration et une génération de vides. Les résines polymères utilisées en génie civil sont divisées en deux groupes soit : les thermoplastiques (s'adoucissent sous la chaleur et se durcissent sous le froid) et les thermodurcissables (se durcissent sous la chaleur). Les résines les plus utilisées dans les applications de composites structuraux sont les thermodurcissables (après polymérisation elles subissent une réaction chimique irréversible). D'après la norme IUPAC « Definitions of terms relating to reactions of polymers and to functional polymeric materials » [McNaught, 1997], un polymère thermodurcissable est un composé polymérique à l'état solide ou visqueux qui, après réticulation, se transforme irréversiblement en un réseau de polymère réticulé insoluble et infusible. Ces composés sont constitués d'un ensemble de macromolécules disposées dans les trois directions et formant un réseau tridimensionnel. Plus ce réseau est dense, plus il est rigide. Les matrices polymériques forment trois catégories : le polyester, le vinylester et l'époxy, et elles représentent 80 % de toutes les résines utilisées.

Les matériaux de base utilisés dans la polymérisation des polymères thermodurcissables (TD) sont des monomères liquides de faible masse moléculaire et de faible viscosité. Les fibres y sont plongées avant que la réaction de polymérisation ne commence. La faible viscosité de ces monomères permet une bonne imprégnation des fibres sans qu'une augmentation de température ou de pression ne soit nécessaire. La polymérisation se fait par l'application d'un catalyseur et, dans certains cas, une élévation de la température est peut-être nécessaire. La synthèse des polymères TD est réalisée par l'ajout d'un monomère de pontage. Ensuite, durant la phase de polymérisation, les chaînes moléculaires des polymères TD sont jointes chimiquement par des liaisons covalentes intermoléculaires, formant ainsi un réseau tridimensionnel rigide. Une fois ces liaisons formées, les polymères TD ne peuvent plus être fondus ou remoulé par une application de chaleur ou de pression. Autrement dit, la réticulation est irréversible et la structure obtenue demeure infusible. Cependant, si le nombre de liaisons est faible, il peut être encore possible de les ramollir à température élevée. Les résines thermodurcissables possèdent une grande stabilité thermique et une grande résistance chimique et sont ainsi peu susceptibles au fluage et à la relaxation.

En fonction de la performance des matériaux composites, il faut choisir la technologie de fabrication appropriée avec les matières premières convenables (Thermodurcissables ou thermoplastiques ; à haute ou à basse viscosité ; la température de traitement)

2.2.3.1 Matrices thermodurcissables

Les résines thermodurcissables principalement utilisées actuellement sont :

a) Résines polyesters

Les polyesters insaturés sont les résines les plus trouvées sur le marché. Parmi ceux-ci : les types ORTHO (Orthophthalic), ISO (Isophthalic) et Bisphenol . Elles se présentent sous la forme d'une solution polyacide plus polyalcool qui se rigidifie sous l'action d'un catalyseur et de l'action de la chaleur. Elles présentent le grand défaut d'émettre des vapeurs de styrène au cours de la polymérisation et d'être difficiles à stocker. [Narayanan, et al. 1999].

Les avantages de ces résines sont [ACI 440, 1996, 2002 ; Berthelot,1996 ; Hancox,1981]:

- Une facilité de mise en œuvre.
- Un coût faible.
- Une polymérisation rapide.
- Une viscosité faible.
- Une stabilité dimensionnelle.
- Une balance entre leur résistance mécanique et chimique.

Et leurs points faibles sont :

- Une dégradation à la lumière par les rayons ultra-violets (UV).
- Une absorption d'humidité.
- Une sensibilité à certains solvants.
- Un grand retrait volumique.

b) Résine époxyde

C'est la plus utilisée dans l'aéronautique, elle présente un bon accrochage sur les fibres et de bonnes propriétés mécaniques. Elle possède de bonnes propriétés jusqu'à une température de 170°C mais elle est plus coûteuse que la résine polyesters [Karkanis et al., 1996].

Les avantages de ces résines sont [ACI 440, 1996, 2002 ; Berthelot,1996] :

- Une excellente résistance aux solvants et aux produits chimiques.
- Une excellente résistance en tension et au fluage.
- Une excellente adhésion à plusieurs substrats et aux matériaux métalliques.
- Des bonnes propriétés électriques (isolation).
- Une température de transition vitreuse élevée.
- Un faible retrait au moulage.

c) Résine vinylesters

Les vinylesters sont des dérivés de polyesters et d'acide acrylique et ont été introduits durant les années 70. Ils ont une bonne tenue à la fatigue et un bon comportement à la corrosion mais sont combustibles [Escola, et al., 2005]. Quelques avantages et inconvénients de ces résines sont comme suit : [ACI 440,1996, 2002 ; Hancox, 1981 ; Hancox et Mayer,1994].

- Polymérisation rapide.
- Résistance à la chaleur supérieure aux polyesters.
- Bonne adhésion aux fibres de verre.
- Viscosité faible.
- Excellente résistance aux produits chimiques y compris les alcalis.
- Flexion et résistance à la fissuration supérieures aux polyesters.
- Excellente résistance en tension.

Inconvénients de vinylesters sont :

- Retrait volumiques élevé
- Adhésion modérée au carbone et à l'aramide.
- Coût élevé par rapport au polyester.

Les propriétés mécaniques des principaux types de matrices organiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.4: Propriétés des résines thermodurcissables [ISIS CANADA 2007a]

Résine	Masse volumique spécifique (kg/m ³)	Résistance en traction (MPa)	Module en traction(GPa)	Retrait à la cure(%)
Epoxy	1.20 – 1.30	55.00 – 130.00	2.75 – 4.10	1.00 – 5.00
Polyester	1.10 – 1.40	34.50 – 103.50	2.10 – 3.45	5.00 – 12.00
Vinylester	1.12 – 1.32	73.00 – 81.00	3.00 – 3.35	5.40 – 10.30

2.2.3.2 Matrices thermoplastiques

Comme les polymères thermodurcissables, les polymères thermoplastiques sont visqueux et peuvent être difficiles d'imprégnation. Ils possèdent la propriété d'être mis en forme plusieurs fois par chauffage et refroidissements successifs. Dans ces polymères, les chaînes moléculaires sont reliées par des liens intermoléculaires faibles (forces de Van Der Waals et liens hydrogènes) et non pas par des liens covalents.

Les polymères thermoplastiques possèdent les avantages suivants : grande ténacité, durée d'entreposage illimitée à la température de la pièce favorisant son utilisation pour les pré-imprégnés, fabrication rapide, remoulage possible et facilité de réparation et de manipulation [Robert, 2009]. Ils peuvent être dispendieux et peuvent exiger des températures de moulage élevées comparativement aux résines thermodurcissables utilisables en génie civil, et possèdent une faible résistance au fluage. Pour le moment, aucun polymère thermoplastique ne peut être utilisé pour la fabrication de barre d'armature interne.

Les matériaux thermoplastiques sont actuellement les plus dominants comme matrice pour la bio-fibres [Ku et al., 2011 ; HO et al., 2012].

2.2.4 Les agents de couplage

Les agents de couplage sont utilisés pour améliorer la résistance à l'interface entre les fibres et la matrice, en plus de protéger les fibres contre les agents agressifs. Les deux types d'agents de couplage les plus communs sont les composés de chrome et de silanes. Le choix des agents de couplage dépend du type de fibres et de résines utilisées.

2.2.5 Additifs et autres ajouts (Fillers)

Les additifs sont des matériaux relativement inertes. Leurs premières utilisations visaient à réduire le volume de la résine pour diminuer le coût du composite, tout en gardant les mêmes qualités du produit final. En fonction de la viscosité, du type de résine et de l'utilisation prévue, le pourcentage de l'additif utilisé varie entre 20% et 30% du poids de la résine. En plus de réduire le coût des matériaux composites, l'ajout de fillers vise principalement à :

- Améliorer la résistance vis-à-vis des milieux agressifs.
- Absorber les rayons UV.
- Diminuer la concentration des matériaux réactifs.

- Augmenter la résistance à l'impact.
- Faciliter le démoulage.
- Améliorer le transfert de charge (agent de couplage) et réduire la microfissuration.

2.3 Phénomène de corrosion et l'alternative

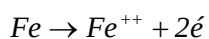
Dans le monde de constructions, les facteurs responsables de l'endommagement des structures de béton armé sont : la carbonatation, la présence des ions chlorure, des sulfates, de dioxyde de carbone, d'oxygène, la réaction alcalis granulats, l'écaillage lié aux sels de déglacage, la fissuration interne due au gel, les surcharges mécaniques et les conditions climatiques sévères (changement de la température et de l'humidité de l'air).

La corrosion est l'un de ses nombreux facteurs néfastes tels qu'illustrés à la figure 2.11. Elle se traduit par l'augmentation du volume de la barre d'acier de 5 à 10 fois le volume initial, créant ainsi de fortes contraintes dans le béton qui finit par se fissurer. Cette fissure située du côté de l'enrobage est appelée la « délamination ». En conséquence, la corrosion provoque l'éclatement du béton d'enrobage, la diminution de la section des armatures, la dégradation de l'adhérence acier-béton, la diminution des propriétés mécaniques et la capacité portante de la dalle en béton réduisant ainsi la durée de vie de la structure.

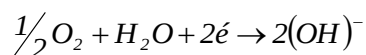


Figure 2.11: Corrosion de l'acier d'armature.

La corrosion de l'armature d'acier est l'un des processus électrochimiques généré par la différence de concentrations d'ions, tels que le chlore, l'oxygène et les alcalis, dissout à proximité de l'acier. Il se forme alors une anode où se produit la perte d'électron :



Puis une cathode où se consomment les électrons :



Les ions OH^- diffusent ensuite dans l'électrolyte pour finalement se combiner aux ions Fe^{++} formant ainsi la rouille [Khayat, 1993].

En temps normal, l'acier est protégé par un film d'oxyde de fer imperméable et adhérent à la surface de l'acier dans un milieu alcalin ($PH > 11.5$). L'acier ne pourra donc corroder tant que ce film demeurera en bonne conditions ce qui n'est pas toujours le cas. On associe le mécanisme de corrosion soit à la carbonatation ou encore à la diffusion d'ions chlore.

2.3.1 Corrosion par carbonatation

La carbonatation est la réaction entre la chaux du béton, $Ca(OH)_2$, et l'acide carbonique H_2CO_3 , provenant de la dissolution du dioxyde de carbone dans l'eau. Cette réaction a pour effet de diminuer le PH du béton qui normalement est facilement maintenu au-dessus de 12 dû à sa teneur en alcalis et en portlandite. Lorsque le PH du béton descend au-dessous de 11.5, le film protecteur est détruit et la corrosion peut ainsi avoir lieu [Tagnit- Hamou, 1994]. Le taux de carbonatation dépend de la perméabilité et de l'humidité du béton.

2.3.2 Corrosion par diffusion aux ions chlore

Même à un PH supérieur à 11.5, le film protecteur peut devenir perméable si le rapport Cl^-/OH^- est supérieur ou égal à 0.6. Ceci est le cas lorsque 0.6 à 0.9 Kg d'ions chlore sont présents dans un mètre cube de béton [Mehta, 1986]. Le taux de corrosion dépend de la disponibilité de l'oxygène et de l'eau et donc la perméabilité du béton. La teneur de chlorures d'un béton est grandement influencée par les sels de déverglaçage qui en sont la principale source [Khayat, 1993].

Plusieurs solutions passives et actives sont présentement utilisées pour améliorer le comportement à long terme de l'acier d'armature. Parmi les méthodes passives, on retrouve le traitement de surface par galvanisation (Figure 2.12) ou encore revêtu d'époxy (Figure 2.13) qui permettent de créer une barrière entre les agents oxydants et l'acier d'armature. Cependant, une fois qu'il y a rupture de l'enveloppe protectrice, l'oxydation est accélérée de façon ponctuelle à l'endroit de la rupture. Dans le cas des méthodes actives, telle la protection cathodique, ces solutions sont difficilement applicables au domaine du génie civil.



Figure 2.12 : Armature galvanisée



Figure 2.13 : Armature revêtue d'époxy.

Comme la corrosion de l'acier est un problème découlant directement des propriétés intrinsèques du matériau, des matériaux alternatifs ont fait leur apparition sur le marché. Depuis plus de deux décennies, le domaine du béton armé a vu émerger l'utilisation des polymères renforcés de fibres (PRF). Ces matériaux étant non corrodables, il s'agit d'une solution permettant d'éviter le problème de corrosion.

En effet, les PRF sont des matériaux anisotropes contrairement à l'acier qui est isotrope. Les propriétés mécaniques des PRF varient en fonction du renfort. La différence de comportement des deux matériaux a amené à une modification des critères de design dans les différents codes en vigueur. L'acier est généralement contrôlé par les critères de résistance alors que les PRF sont contrôlés par les critères de comportement en service : flèche et fissuration. Cela amène parfois à une utilisation d'un taux d'armature trois fois supérieur au niveau minimal des états limites ultimes pour répondre au critère de comportement en service. Le surplus d'armature amène à des coûts initiaux des travaux comparativement supérieurs au coût d'une structure traditionnelle renforcée d'acier, et cela décourage parfois les investisseurs d'utiliser des PRF malgré la diminution importante des frais d'entretien.

2.4 Développement des PRF en génie civil

Au début des années quarante, exactement à la fin de la deuxième guerre mondiale, apparaissent que l'on s'appelle "Les polymères renforcés de fibres (PRF)" dans plusieurs secteurs tels que : militaires, aérospatiales, les industries aérospatiales, automobile ...

En 1941, John G. Jackson demanda le premier brevet pour l'utilisation de barre d'armature à base de fibres de verre qui lui fut accordé en 1947 [Jackson, 1941].

Deux ans plus tard, l'industrie de pultrusion américaine obtient elle aussi son premier brevet [ACI 440,1996].

Les véritables applications structurales de ses produits en génie civil datent des années soixante-dix et ce n'est qu'à partir des années quatre-vingt qu'on a pu constater leur remarquable développement. Dès lors, on a assisté à une acceptation rapide et croissante de ces nouvelles technologies dans diverses applications à l'échelle mondiale.

À la fin des années 1970, "International Grating Inc." est entrée sur le marché nord-américain du renforcement des PRF. Marshall-Vega et International Grating ont dirigé la recherche et le développement des barres d'armature de PRF dans les années 1980.

En 1983 aux États-Unis, le premier projet financé par le Département des Transports des États-Unis (USDOT) était signalé dans le rapport « Transfert de la technologie composite à la conception et la construction des ponts » [Plechnik et Ahmad, 1988].

Des recherches parallèles ont également été menées sur le même produit en Europe, au Canada et au Japon.

En 1986, en Allemagne, la construction d'un pont en PRF précontraint a été le début d'utilisation des polymères renforcés de fibres [Meier, 1992]. Le projet européen BRITE/EURAM, "Fiber Composite Elements and Techniques as Non-Metallic Reinforcement", présente des essais et analyses sur les matériaux de PRF de 1991 à 1996 [Taerwe, 1997].

Au Japon, plus de 100 projets commerciaux impliquant les PRF comme renforcement ont été entrepris jusqu'au milieu des années 1990 [Comité ACI 440, 2001]. Le marché des années 1980 a exigé un renforcement non métallique pour des technologies avancées. La plus forte demande pour le renforcement non conducteur électrique était pour les installations des appareils médicaux IRM (Magnetic Resonance Imager), construction des digues, les bases de réacteurs de sous-stations, les pistes d'aéroport, et les laboratoires d'électronique [Brown et Bartholomew, 1996].

2.5 Processus de fabrication des barres d'armatures en matériaux composites

Plusieurs méthodes sont aujourd'hui utilisées pour concevoir des éléments en PRF. Parmi eux, on trouve :

- Tissus de fibres imbibés manuellement (*Hand lay-up*)
- Projection de fibres et résine (*Spray-up*)
- Pultrusion
- Enroulement filamentaire

- Injection de résine sur les renforts (RTM : *Resin Transfer Moulding*)
- Moulage (ou infusion) sous vide (*RTM Light*)
- Moulage par compression
- Moulage par centrifugation

Nous nous intéressons au procédé de pultrusion qui permet de produire des barres d'armatures en PRF (voir figures 2.14, 2.15 et 2.16), c'est un procédé industriel développé dans les années 1950, et utilisé couramment depuis le début des années 1970. La pultrusion utilise un moulage continu. Les fibres sont d'abord introduites dans un bain de résine et de catalyseur, pour ensuite être préchauffées dans une filière chauffante afin d'amorcer le processus de polymérisation (figure 2.17). Un tireur à vitesse constante prédéterminée est présent à la fin du processus. A la fin de la pultrusion, les barres sont recouvertes de sable et de résine sur leur surface extérieure. Cette dernière étape de fabrication confère aux barres en PRF une bonne adhérence au béton, pouvant être équivalente ou supérieure à celle des barres en acier [Bakis et coll., 2002]. Cette méthode de fabrication possède une grande flexibilité dans la gamme de produits fabriqués, par exemple, elle permet la production de tubes, de bandes, de profilés, ou même de plaques d'épaisseurs variables.

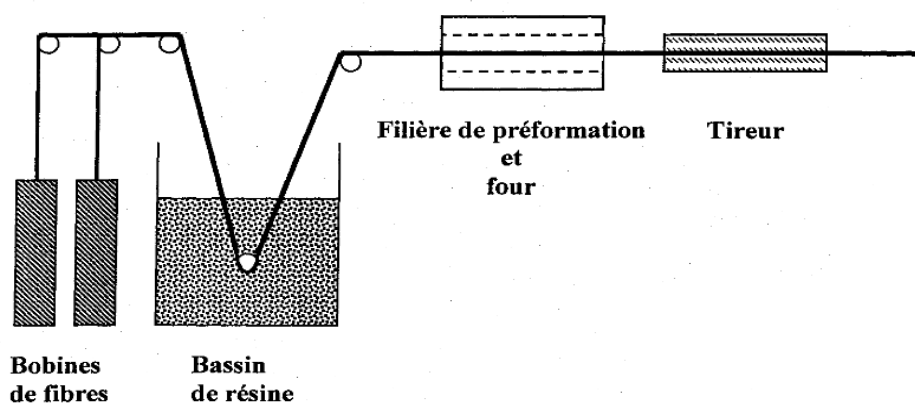


Figure 2.14 : Procédé de fabrication par pultrusion [ISIS-M03, 2009]

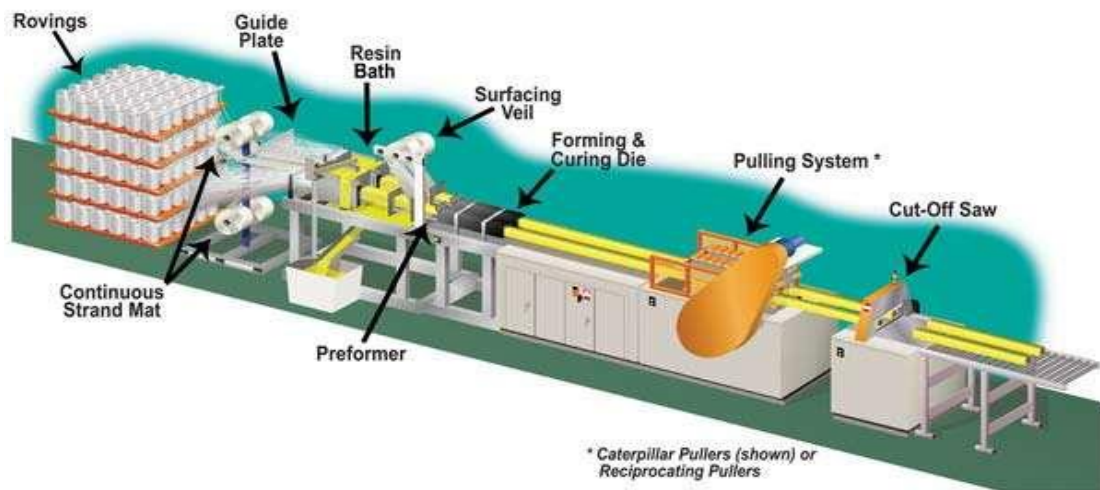


Figure 2.15 : Schéma présentant le procédé de pultrusion (Source : STRONGWELL, 2013)



Figure 2.16 : Matériel utilisé pour la procédé de pultrusion.



Figure 2.17 : Imprégnation de la résine

2.6 Avantages et inconvénients des polymères renforcés de fibres (PRF)

2.6.1 Avantages des PRF :

- Excellente résistance à la corrosion.
- Poids léger de ($\frac{1}{7}$ à $\frac{1}{5}$) de celui de l'acier
- Leurs propriétés physiques et mécaniques sont fortement directionnelles et peuvent être conçus pour des applications spécifiques [Barbero et al., 1993].
- Leurs propriétés aux fatigues sont bonnes et aussi leurs résistances aux cycles de gel-dégel, particulièrement pour les PRF à base fibres de carbone et d'aramide (3 fois plus grande que celle de l'acier).
- Des capteurs à fibre optique peuvent être insérer dans les produits en PRF lors du processus de fabrication et permettent d'acquérir des données en temps réel et de suivre à distance le comportement de la structure renforcée [Benmokrane et al., 2000]
- Le coût d'achat des produits en PRF est plus élevé que celui des matériaux traditionnels, mais ils peuvent être concurrentiels si l'on prend en compte l'économie réalisé à long terme dans la maintenance et la réparation.
- Conductivité thermique, électrique et magnétique nulle.
- Un rapport de Résistance/Poids élevé (10 à 15 fois plus grande que l'acier).
- Un coefficient d'expansion thermique longitudinale faible, particulièrement pour les PRF à base de carbone.

2.6.2 Inconvénients du PRF

- Contrairement aux aciers, la plupart des composites à base de PRF ont un comportement élastique jusqu'à la rupture sous charge mécanique. Ainsi, la redistribution de la charge qui est consécutive à la plastification de l'acier ne se produit pas dans un système structural composé de PRF.
- Les effets de la température et du fluage sont relativement plus importants dans le cas d'utilisation des PRF en comparaison avec l'acier. Les coefficients d'expansion thermique dans la direction transversale pour la plupart des PRFs sont plus élevés que ceux des matériaux de constructions traditionnels (béton).
- Leurs propriétés sont affectées avec le temps par certains facteurs environnementaux qui sont peu nuisibles pour l'acier et le béton tel que : les rayons

ultraviolets (UV), la vapeur, l'humidité et la température. Exemple: les fibres à base d'aramide ont une sensibilité aux rayons UV.

- Le plus important obstacle devant l'utilisation des matériaux composites à base de PRF pour le renforcement structural des infrastructures civiles est que les codes et les normes de calcul sont encore en phase de développement. Les guides de calcul et de conception disponibles pour les PRF ont été développées principalement par l'industrie des matériaux composites et souvent l'accès à la base technique pour l'élaboration de ces guides est d'ordre confidentiel ce qui laisse les ingénieurs très méfiants à l'égard de l'utilisation de ce genre de matériaux. Aussi, les essais de caractérisation des produits en PRF destinés pour les constructions civiles ne sont pas encore normalisés. L'intervention d'organismes de normalisation indépendants est nécessaire pour donner une confiance aux utilisateurs des PRF.
- La courbure des armatures ne peut pas être effectuée sur place (au chantier), mais doit être faite à l'usine et incluse dans le procédé de fabrication de la barre [Benmokrane, 2015].

2.7 Différents types des barres d'armatures

Les produits en matériaux composites de PRF se trouvent en différents types pour des applications structurales en génie civil, parmi ces produits on trouve les barres d'armatures (Figures 2.18 au 2.21).

On classe les barres d'armatures en différents types selon la forme, le type de fibre utilisée, le diamètre des barres, et leurs caractéristiques de surface qui déterminent l'adhérence.



a) Armatures de fibres de verre



b) Armatures fibres de Carbone



d) Armatures de fibres de Basalt

e) Armatures de fibres d'Aramide

Figure 2.18 : Différents types de barres de PRF (PFRV, PRFC, PRFA, PRFB)



(a) Surface de barre hélicoïdale



(b) Surface de barre hélicoïdale revêtue de sable



(c) Surface de barre revêtue de sable

Figure 2.19 : Différents types de revêtement des surfaces des barres en PRFV.



(a) Barre droite

(b) Barre courbée

(c) Barre avec tête d'ancrage

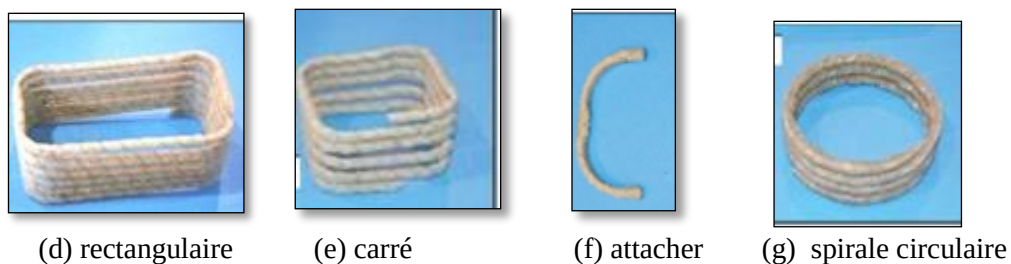


Figure 2.20 : Différentes formes des barres de PRFV.



Figure 2.21 : Différentes formes de sections transversales des barres d'armatures de PRF.

2.8 Applications des PRF

Plusieurs projets répertoriés utilisant du béton armé avec des barres en PRF ont été construits dans différents secteurs à travers le monde : en Europe, en Amérique du Nord, et au Japon.

- ❖ Plaques, feuilles et enveloppes de PRF collées extérieurement pour le renforcement des éléments structuraux en béton armé, en acier, en aluminium et en bois (Figure 2.22).



Figure 2.22 : Réhabilitation et renforcement des colonnes d'un pont en utilisant une enveloppe en fibres de Carbone.

- ❖ Barres, tiges et tendons de PRF pour le renforcement interne du béton :

- **Japon** : Les premières applications des PRFs au Japon ont été réalisées en 1990. Les figures 2.23 au 2.26 montrent quelques projets :

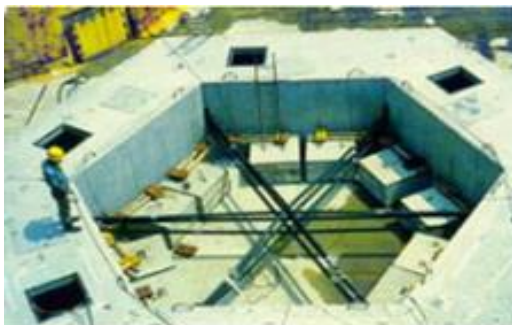


Figure 2.23 : Utilisation d'éléments en plomb pour contrer les diagonales d'une structure marine flottante, Japon



Figure 2.24 : Utilisation des tendons en PRF dans le pont Pontoon au “ *Takahiko three country club*”, Japon



Figure 2.25 : Système de chemin de fer à lévitation magnétique au Japon



Figure 2.26 : Utilisation des barres de PRFC dans le pont de Ribbon au *sonthern yard country club*, Japon.

- **Europe** :

En Europe, le projet EUROCRETE a installé la première passerelle en béton entièrement renforcée en PRF (Figure 2.27).



Figure 2.27 : Première passerelle en béton renforcé complètement en PRF en Europe (Eurocrete project)

➤ **Amérique du nord :**

L'Amérique du nord (USA et Canada) est le plus renommé dans le domaine d'utilisation des barres de PRF. Les figures 2.28 au 2.35 montrent les plus importants projets.



Figure 2.28 : 53ème pont. Ville de Bettendorf-Iowa (USA)

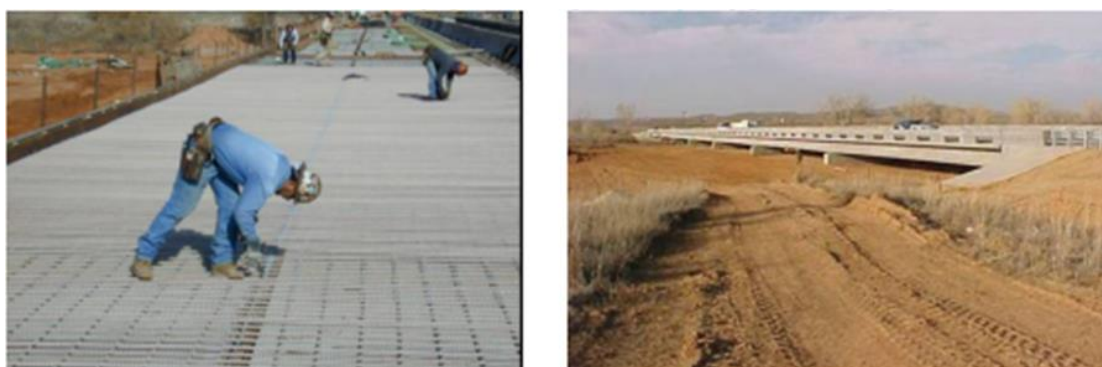


Figure 2.29 : Pont en béton armé de PRFV à Sierrita de la Cruz Creek, Potter County - Texas (USA)



Figure 2.30 : Tablier de pont en PRFV, Morristown - Vermont (USA)



Figure 2.31 : Pont de la rivière à la truite. AICAN Highway - Colombia



Figure 2.32 : Tablier de pont en PRFV, Cookshire-Eaton – Quebec



Figure 2.33 : Hôpital général de Lincoln, Lincoln – NE (USA)



Figure 2.34 : Hôpital York, Trauma center (USA)



Figure 2.35 : Tablier de pont en PRFV, Wotton , Québec

2.9 Exemples d'armatures en matériaux composites disponibles sur le marché

2.9.1 Barres d'armature ISOROD :

Les barres d'armatures ISOROD sont fabriquées par *Pultrall Industries Composites Inc au Canada*. selon un processus breveté. Actuellement, la marque commerciale Isorod est remplacée par V-Rod. Les barres ISOROD sont utilisées comme armatures à béton à cause de leur haute résistance à la traction.

- La meilleure combinaison de fibres de verre, carbone ou d'aramide, et de résines de polyester, de vinylester ou d'epoxy est sélectionnée en fonction du type d'application et des besoins du client [ISIS- M03-00-2001]
- Leur diamètre varie entre 9.5 et 25.4 mm.

La figure 2.36 montre une photo du produit Isorod.



Figure 2.36 : Armatures en PRF de nom commercial ISOROD.

2.9.2 Barres d'armature LEADLINE

La barre d'armature LEADLINE est produite par *Mitsubishi Chemical Corporation* au Japan. C'est une tige en PRF fabriquée par pultrusion avec des fibres de carbone orientées linéairement (figure 2.37), qui a une plus haute résistance et de meilleures propriétés que les câbles de carbone torsadés de même diamètre [ISIS- M03-00-2001].

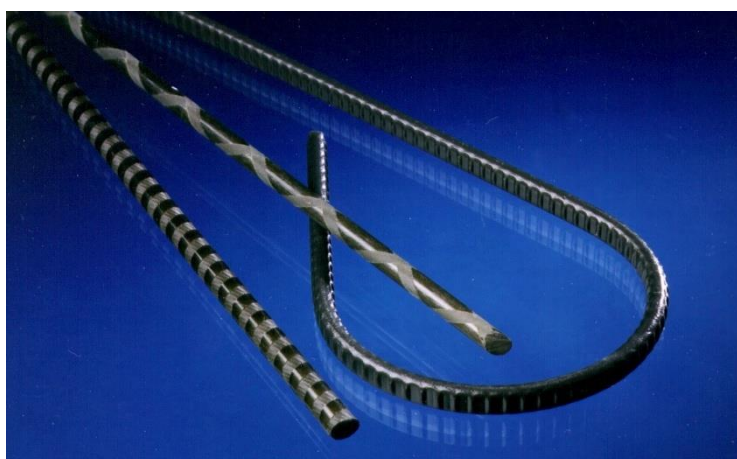


Figure 2.37 : Armatures en PRF de nom commercial LEADLINE.

2.9.3 Barres d'armature C-BAR

Les barres d'armature C-BAR sont fabriquées par *Marsall Industries Composites Inc* aux USA. Elles sont fournies en quatre types différents : verre de type E, carbone, aramide ou hybride (carbone et verre de type E).

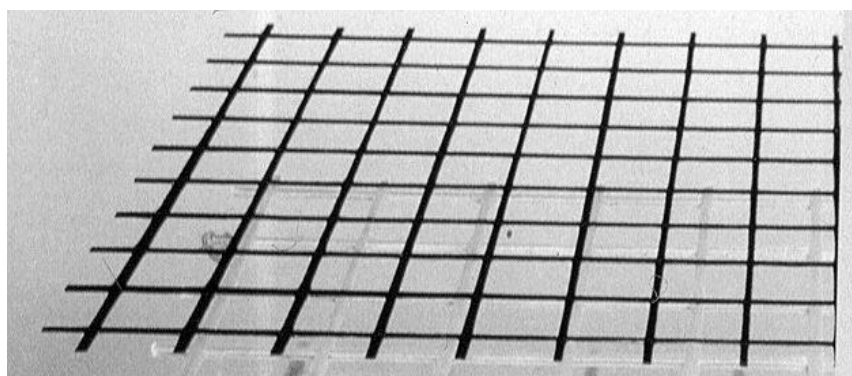
La figure Figure 2.38 montre une photo du produit C-BAR.



Figure 2.38 : Armature en PRF en nom commercial C-BAR.

2.9.4 Treillis NEFMAC

Le treillis NEFMAC est fabriqué par *Autocon Composites Inc au Canada*, constitue un matériau non corrosif, de poids léger, fait de PRF formant un treillis de deux ou trois dimensions en utilisant des fibres continues de haute performance telles que le



carbone, le verre ou l'aramide imprégnées avec la résine [ISIS- M03-00-2001]. (Figure 2.39).

Figure 2.39 : Treillis en PRF de nom commercial NEFMAC.

2.9.5 Barres d'armature Aslan : Sont fabriquées par la compagnie *Hughes Brothers aux USA*, à l'aide des fibres de verre.

2.9.6 Tendons

- ❖ **Tendons Lead line :** Sont fabriqués par la compagnie *Mitsubishi Kasei* au Japon, ils sont constitués de la résine époxyde et des fibres de carbone. Les tendons se trouvent sous formes de barres lisses de diamètre variant de 1 à 17 mm et de barres déformées crénelée où dentées de 5 à 17 mm de diamètre.

- ❖ **Tendons CFCC (Carbone Fibre Composite Cables)** : sont fabriqués au Japon par la société *Tokyo Rope* en utilisant les fibres de carbone de type PAN. Les torons CFCC sont constitués de 60% de fibres et de 40 % de résine époxyde. Ces torons sont fabriqués en torsadant 7, 19 ou 37 fils et sont aussi disponibles en une gamme d'un seul fil.

2.10 Comportement mécanique et physique des barres d'armatures en matériaux composites

2.10.1 Densité

La densité des barres en matériau composite est relativement faible par rapport à l'acier soit approximativement entre 15% et 25% de celle de l'acier. [ACI, 2003]

La densité des barres en PRF est dépend du type de fibre et à leur fraction volumétrique dans le matériau, sa valeur varie entre 1.25 et 2.10 g/cm³. Le tableau 2.5 illustre les densités typiques des barres d'armatures composites en comparaison avec celle de l'acier.

Tableau 2.5 : Densité typiques de barres d'armature [ACI, 2003]

Type de barre	Acier	PRFV	PRFC	PRFA
Densité (g/ cm ³)	7.90	1.25 à 2.10	1.50 à 1.60	1.25 à 1.40

2.10.2 Résistance à la traction et module d'élasticité

La relation contrainte-déformation en traction d'un matériau composite fait de PRF est linéaire jusqu'à la rupture, elle ne présente aucun comportement plastique avant la rupture. Le type et la quantité de fibres, leurs orientations, leurs formes, leur rapport volumique, leur adhérence à la résine et le procédé de fabrication sont des facteurs définissant la résistance à la traction des barres. La résistance à la traction doit être déterminée à partir d'essais normalisés, tel que défini dans la norme CAN/CSA-S806-02.

Les principales caractéristiques et propriétés en traction des barres de PRF sont les suivantes :

- Le comportement contrainte – déformation dans la direction longitudinale est linéaire jusqu'au point de rupture.
- Les déformations à la rupture sont inférieures à celles de l'acier.
- La résistance à la traction est plus élevée que celle de l'acier (Voir figure 2.40) ;

- Le module d'élastique du PRF dépend du type de fibre et peut varier de 20 à 75% de celui de l'acier.

Contrairement à l'acier, la résistance à la traction des barres d'armatures en PRF dépend du diamètre de la barre. En effet, à cause du décalage en cisaillement "*Shear Lag*" les fibres situées au centre de l'armature ne sont pas soumises à une grande contrainte que les fibres en surface selon le Principe de Saint Venant. [Ehsani et al., 1993]

Des efforts de cisaillement excessifs entraînent une rupture progressive des fibres individuelles. Ce phénomène conduit à une perte de résistance et d'efficacité qui augmente avec le diamètre de la barre. Autrement dit, pour un même type d'armature, la résistance à la traction sera inférieure avec les barres de grand diamètre. Ces considérations ont orienté les manufacturiers vers la production de renforcement de petit diamètre. Le code canadien CSA-S806-02 limite la section d'une barre de PRF à 500 mm².

D'autres facteurs peuvent influencer la résistance à la traction des armatures de PRF. Malgré la qualité des produits de pultrusion, certaines variations peuvent être observées dans l'alignement des fibres. D'autre part, un mauvais contrôle de production peut entraîner des écarts de résistance. Le type de résine utilisée peut aussi modifier le degré d'imprégnation des fibres, affectant ainsi l'efficacité du transfert de charge et la résistance à la barre. De sur croit, certaines déformations de surface destinées à améliorer l'adhérence au béton modifient l'orientation des fibres en plus d'augmenter les contraintes de cisaillement dans celles-ci.

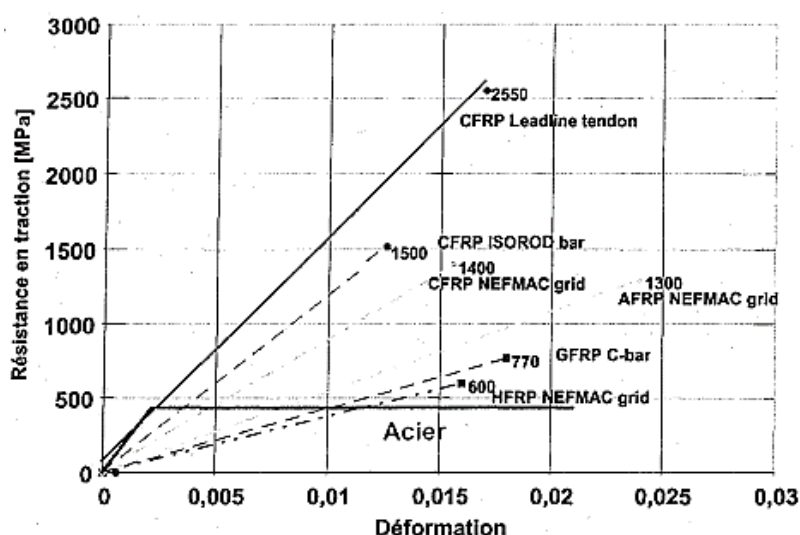


Figure 2.40 : Comportement type des barres de PRF (carbone, aramide, verre) comparé à celui des barres d'acier [ISIS Canada, 2001 ; Nkurunziza, 2004 ; Chakib Kassem, 2004].

Le module d'élasticité des barres en PRF dépend de la fraction volumétrique des fibres, du type de la résine et de fibres. Sa valeur varie de 30 GPa pour les PRFV jusqu'à 800 GPa pour les PRFC [ISIS –M03, 2009]. Le tableau 2.6 résume les propriétés usuelles de traction des barres d'armatures. Le module d'élasticité peut être évalué approximativement à l'aide de la règle des mélanges comme suit [Gay, 1997] :

$$E_{prf} = E_f V_f + E_m (1 - V_f) \quad (2.1)$$

E_{prf} : Module d'élasticité du composite

E_f et E_m : Module d'élasticité de la fibre et de la matrice, respectivement

V_f : Fraction volumétrique des fibres

- Module d'élasticité dans le sens transversale des barres de PRF E_t [Gay, 1997] :

$$E_t = E_m \left[\frac{1}{(1 - V_f) + \frac{E_m}{E_{ft}} V_f} \right] \quad (2.2)$$

Où E_{ft} : Module d'élasticité transversale des fibres.

- Module d'élasticité longitudinale E_l [Hancox, 1981 ; Gay, 1997] :

$$E_l = E_f V_f + E_m V_m \quad (2.3)$$

En pratique, ce module dépend essentiellement du module longitudinal de la fibre E_f , car $E_m \ll E_f$ [Gay, 1997]

Tableau 2.6 : Propriétés usuelles de traction des barres d'armature [ACI440.1R-06]

Propriétés	Acier	PRFV	PRFC	PRFA
Limite élastique [MPa]	276-517	N/A	N/A	N/A
Résistance à la traction [MPa]	483-690	483-1600	600-3690	1720-2540
Module élastique [GPa]	200	35-51	120-580	41-125
Déformation de rupture [%]	6.0 - 12.0	1.2-3.1	0.5-1.7	1.9-4.4

- Teneur en masse et teneur en volume des fibres :

La teneur en volume totale est donnée par l'équation suivante : $V_f + V_m = 1$

Avec V_f : Teneur en volume des fibres

V_m : Teneur en volume de la matrice

Il est possible de passer de la teneur en volume à la teneur en masse et réciproquement. Si ρ_f et ρ_m qui désignent les masses volumiques respectivement des fibres et de la matrice, sont connus, on a :

$$V_f = \frac{\frac{M_f}{\rho_f}}{\frac{M_f}{\rho_f} + \frac{M_m}{\rho_m}} \quad (2.4)$$

$$W_f = \frac{M_f}{M_f + M_m} = \frac{\rho_f V_f}{\rho_f V_f + \rho_m V_m}$$

(2.5)

Avec M_f : Masse des fibres

M_m : Masse de la matrice

ρ_f : Masse volumique des fibres

ρ_m : Masse volumique de la matrice

W_f : Teneur en masse des fibres

V_f : Teneur en volume des fibres

V_m : Teneur en volume de la matrice

2.10.3 Coefficient de Poisson

- Le coefficient de Poisson longitudinal des PRF, ν_{lt} , caractérise la déformation dans la direction transversale t du composite due à un chargement appliqué dans la direction longitudinale l . Il peut être évalué à partir des coefficients de Poisson des fibres ν_f et de la matrice ν_m . Il est donné par : $\nu_{lt} = \nu_f V_f + \nu_m V_m$
- Le coefficient de Poisson transversal des PRF, ν_{tt} , caractérise la déformation dans la direction transversale t du composite due à une force appliquée dans la même direction. Le coefficient ν_{tt} est considéré égal à celui de la matrice ν_m .

2.10.4 Module de cisaillement

Le module de cisaillement selon la direction transversale de la barre de PRF, est déterminé à l'aide de la règle des mélanges comme suit :

$$G = \frac{G_m G_f}{G_m V_f + G_f V_m} = G_m \left[\frac{1}{(1 - V_f) + \frac{G_m}{G_f} V_f} \right] \quad (2.6)$$

Avec : V_m et V_f : Teneur en volume de la matrice et des fibres, respectivement.

G_m et G_f : Module de cisaillement de la matrice et des fibres, respectivement.

2.10.5 Coefficient d'expansion thermique

Considérant l'anisotropie des barres en PRF, les propriétés thermiques des fibres varient selon les directions. En effet, le coefficient d'expansion thermique dans le sens transversal est supérieur à celui dans le sens longitudinal. Lorsque le coefficient est faible, une augmentation de la température a comme impact une contraction du matériau alors qu'une diminution de température amène l'expansion du matériau. De plus, les caractéristiques thermiques du PRF sont en fonction du type de fibre et de la matrice, ainsi que selon leur proportion dans le matériau. Le coefficient d'expansion thermique de la résine est relativement élevé en comparaison avec celui des fibres [Zaidi, 2006]. Par ailleurs, les barres en PRF ont un coefficient d'expansion thermique relativement comparable à celui du béton dans le sens longitudinal [ACI Education Bulletin, 2006]. Le tableau 2.7 indique les coefficients d'expansion thermique (CET) des barres de PRF.

Tableau 2.7: Coefficients d'expansion thermiques (CET) typiques [ISIS - 03, 2009]

Direction	CET $\times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$				
	Béton	Acier	PRFV	PRFC	PRFA
Longitudinale, α_l	7.2 à 10.8	11.7	6 à 10	-1 à 0	-6 à -2
Transversale, α_t	7.2 à 10.8	11.7	21 à 23	22 à 23	60 à 80

- Le CET transversal α_t est donné par la relation suivante :

$$\alpha_t = (1 + V_f) \alpha_f V_f + (1 + V_m) \alpha_m V_m - \alpha_l V_{lt} \quad (2.7)$$

- Le CET longitudinal α_l est déterminé, selon la règle des mélanges, par la relation suivante [Benmokrane, 2011] :

$$\alpha_l = \frac{\alpha_f E_f V_f + \alpha_m E_m V_m}{E_f V_f + E_m V_m} \quad (2.8)$$

- Pour une fraction volumique en fibres supérieure à 25%, on peut évaluer α_t comme suite :

$$\alpha_t = (1 + V_f)\alpha_f V_f + (1 + V_m)\alpha_m V_m \quad (2.9)$$

Avec :

V_f : fraction volumique des fibres

V_m : fraction volumique de la matrice

α_f : coefficient d'expansion thermique des fibres

α_m : coefficient d'expansion thermique de la matrice

ν_{lt} : coefficient de Poisson longitudinal du PRF.

2.10.6 Comportement en compression

Les barres en PRF ont une faible résistance à la compression qui ne recommande pas leur utilisation comme renforcement en compression. Cette dernière varie, en fonction du type de fibres et de leur rapport volumique ainsi que du procédé de fabrication. De façon théorique et pratique, la résistance en compression n'est pas considérée dans les calculs [ACI Education Bulletin, 2006].

Par ailleurs, peu d'études ont indiqué que les colonnes renforcées de barres en PRFV se comportaient de façon très semblable aux colonnes conventionnelles renforcées d'acier [Tobbi et al., 2012].

Mallick (2008) a conclu que la résistance à la compression des barres en PRFV était inférieure de 55% à la résistance à la traction, et que le module d'élasticité en compression des barres en PRFV était d'environ 80% du module en traction.

Kobayashi et Fujisaki (1995) ont testé les barres PRFA, PRFC et PRFV en compression. Les extrémités des éprouvettes ont été coulées dans des blocs en béton et la longueur non fixée était de 5 cm. Les résultats expérimentaux ont montré que les résistances à la compression des barres d'armature PRFA, PRFC et PRFV étaient respectivement de 10, 30-50 et 30-40% de leurs résistances à la traction.

Les essais de Chaallal et Benmokrane (1993) sur des barres en PRFV, avec 73 à 78 % de fibres de verre type E, ont montré que leur résistance en compression est approximativement 80 % de celle en traction.

Selon Afifi et al. on peut assumer que la résistance en compression des barres de PRF peut atteindre jusqu'à 35 % de la contrainte maximale en traction en utilisant le module élastique

en traction comme hypothèse. Par contre, en faisant une analyse en fonction des codes, on va limiter la contribution des barres en compression à la déformation maximale admissible, qui est largement inférieure à 35 % de la contrainte maximale. [Afifi, 2014]

2.10.7 Comportement au cisaillement

La contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant est réduite dans les poutres renforcées longitudinalement de barres en PRF en raison de la plus petite zone de compression du béton, de plus grandes ouvertures de fissures et de plus petites forces de goudjons [Bakis et al., 2002].

Les dalles unidirectionnelles de tablier de ponts en béton armé de barres de PRFV présentent un mode de rupture par cisaillement diagonal en traction. Les équations classiques utilisées pour le dimensionnement des sections en béton armé de barres en acier surestiment la résistance à l'effort tranchant. Michaluk et al. (1998) proposent de modifier ces équations en affectant la résistance à l'effort tranchant procurée par le béton du rapport des modules d'élasticité des barres en PRF et des barres d'acier (E_{PRF}/E_{acier}).

De façon théorique, le rapport du module élastique des armatures en PRF à celui des armatures d'acier doit être inférieur à 1. Ainsi, l'utilisation de ce facteur sous-estime la résistance au cisaillement du béton et admet une résistance adéquate au cisaillement.

2.10.8 Température de transition vitreuse

La température de transition vitreuse (T_g) de PRF se définit comme étant la température à laquelle la résine transige d'un état vitreux à un état viscoélastique. Cet état se présente par un ramollissement de la résine. Les températures élevées ont alors un impact non négligeable sur les performances des PRF. La résistance au feu d'un ouvrage renforcé de PRF doit alors être prise en considération lors de conception, lorsque requis. En fait malgré la présence de béton et l'absence d'air dans les matériaux composites, la résine peut tout de même changer d'état physique à des températures élevées.

La température de transition vitreuse des barres de PRF atteint généralement 110°C [ISIS – M03, 2009]. A ce degré de température, plusieurs propriétés sont affectées, particulièrement la résistance à la flexion et l'adhérence des barres.

2.11 Comportement thermique du béton renforcé de barres en PRF

Matthys et al. (1996) ont examiné l'influence de l'expansion thermique transversale des armatures de PRF sur l'enrobage critique du béton en utilisant la méthode des éléments finis. Des prismes en béton renforcé de barres et plaques précontraintes en PRF d'aramide (Arapree), ont été considérés dans cette analyse. Les prismes ont été soumis à la variation de température et à l'effet d'Hoyer. Les diamètres des barres (d_b) utilisées sont 5.3 mm et 7.5 mm. Les plaques ont 20 mm de largeur et 1,5 mm ; 3 mm ou 5 mm d'épaisseur. Le coefficient d'expansion thermique transversal des barres de PRF est d'environ 65×10^{-6} mm/mm/°C. L'analyse de résultats montre que :

- L'épaisseur d'enrobage du béton diminué pour des bétons à haute résistance.
- L'enrobage critique du béton (effet d'Hoyer et $\Delta T = 60$ °C) pour les armatures de PRFA est égal à 3,5 à 5 fois le diamètre des barres (d_b) dépendant de la résistance du béton et de la forme d'élément précontraint.
- Pour les prismes renforcés de plaques de PRFA, le rapport critique c/d_b est de 5 et 4,3 pour des résistances du béton à la compression de 45 MPa et 90 MPa, respectivement et pour prismes renforcés de barres PRFA le rapport critique c/d_b est de 4,7 et 3,7 pour des résistances à la compression du béton de 45 MPa et 90 MPa, respectivement.

Gentry et Husain (1999) ont analysé numériquement à l'aide du logiciel des éléments finis COSMOS-M l'étendue de la fissuration du béton renforcé des barres en PRF de verre E/vinylester soumis à une variation de température de 40°C. La surface des barres est lisse et hélicoïdale, de diamètre 12 mm et 20 mm. L'enrobage du béton est variable (de 10 à 50 mm), avec une résistance du béton de 30 MPa. Les simulations non linéaires thermo-élastiques montrent que la fissuration diminue avec la diminution du diamètre de la barre et l'augmentation de la pression du confinement du béton.

Ils ont étudié expérimentalement la compatibilité thermique des mêmes barres. Les résultats de l'analyse montrent que la couche hélicoïdale recouvrant les barres, incluse principalement pour améliorer l'adhérence entre le béton et la barre, contribue à la réduction de l'expansion thermique de la barre et les contraintes de traction dans le béton entourant la barre qui pourraient dépasser la résistance à la traction du béton pour des augmentations de température relativement petites.

Aiello et al. (1999) ont analysé à l'aide d'un modèle numérique l'effet du chargement thermique sur des éléments en béton (cylindres et poutres) renforcé de barres en PRF d'aramide et en PRF de verre. Des cylindres et des poutres de différentes sections ont été utilisés afin d'étudier l'effet du rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre de PRF (c/d_b) sur la performance structurale de ces éléments sous des températures élevées.

Le modèle numérique a été établi pour un élément en béton de section rectangulaire renforcé de barre de PRF en utilisant des éléments finis de forme triangulaire. Les essais expérimentaux ont été réalisés sur des cylindres en béton de 50mm de diamètre et 1000 mm de longueur et des prismes en béton de 100mmx150mm de section et 1000 mm de longueur en utilisant trois séries de béton A, B et C de résistance à la compression 24.40 MPa ; 55.77 MPa et 38.5 MPa respectivement. Les éprouvettes ont été renforcées de barres en PRF d'aramide de 10mm de diamètre avec des enrobages du béton de 12, 13, 17, 22 et 23mm pour un béton de type B, et des barres en PRF de verre de 13 mm de diamètre avec un enrobage de 19 mm pour un béton de type C. Toutes les éprouvettes ont été soumises à des charges thermiques variables. La température a été appliquée graduellement par un incrément de 5 à 10°C. Le coefficient d'expansion thermique transversal des barres en PRF de verre a été trouvée égale à $39 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. Les résultats obtenus montrent que :

- Une fissure longitudinale s'est développée dans l'enrobage du béton. La tendance des courbes de la variation de température (conduisant à la rupture du béton) en fonction du rapport c/d_b montre un bon accord entre les résultats analytiques et numériques dont la tendance presque linéaire. Cependant, les résultats expérimentaux se retrouvent entre les deux courbes théoriques (analytiques et numériques) pour un rapport $c/d_b \geq 1,5$.
- Les courbes représentant les déformations du béton en fonction de la variation de température montrent qu'il y'a une ressemblance entre les résultats théoriques et expérimentaux jusqu'au point de fissuration du béton où la déformation expérimentale augmente brusquement. Ce changement brusque est dû à la concentration des déformations au niveau de la fissure.

Aiello et al. (2001) ont proposé un modèle analytique en considérant une barre de PRF ancrée dans le milieu d'un cylindre en béton soumis à une variation de température ΔT . L'approche théorique a été fondée sur des suppositions à savoir :

- Les barres d'armatures en PRF sont traitées indépendamment (c.-à-d. l'espacement entre deux barres adjacentes est suffisant pour éviter les fissures de traction horizontales) ;
- L'absence des conditions aux limites aux extrémités de la barre (dans le but de concentrer l'analyse sur les effets d'interaction des contraintes, entre les barres et le béton, produits par les actions thermiques) ;
- L'effet des armatures transversales est négligé afin d'évaluer uniquement la contribution d'enrobage du béton à soutenir les contraintes de traction produites par les variations de température ;
- Et enfin les barres en PRF et le béton présentent un comportement élastique linéaire qui permet d'évaluer la charge thermique ΔT_{cr} produisant la première fissure à l'interface béton/armature PRF et ΔT_{sp} correspondant à la rupture d'enrobage du béton dont les expressions sont comme suit :

$$\Delta T_{cr} = \frac{f_{ct}}{E_c} + \frac{r^2-1}{r^2+1} \left[\frac{\nu_c \cdot f_{ct}}{E_c} + \frac{f_{ct}}{E_t} (1 - \nu_{tt}) \right] \frac{1}{\alpha_{tb} - \alpha_c} \quad (2.10)$$

$$\Delta T_{sp} = 0,30 f_{ct} r \left[\frac{1}{E_c} [\ln(0,48 \cdot r) + 1,6 + \nu_c] + \frac{1}{E_{tb}} (1 - \nu_{tt}) \right] \frac{1}{\alpha_{tb} - \alpha_c} \quad (2.11)$$

Où : $r = \frac{2c+d_b}{d_b}$

f_{ct} : résistance à la traction du béton ;

d_b : diamètre de la barre ($d_b=2a$) ;

c : épaisseur de l'enrobage du béton ;

α_c : coefficient d'expansion thermique du béton ;

α_{tb} : coefficient d'expansion thermique des PRF dans la direction transversale

Ozbolt et al. (2002) ont développé un nouvel élément de liaison d'épaisseur nulle basé sur la relation contrainte-glissement proposée et implémenté dans un code d'éléments finis 3D capable de prédire le transfert des contraintes de liaison du renforcement dans le béton de façon réaliste. Le modèle proposé définit la force de liaison et la rigidité en fonction du glissement relatif entre béton et armatures. Le modèle est incorporé dans une longueur finie. L'élément de liaison de largeur nulle destiné à être utilisé dans l'analyse tridimensionnelle par éléments finis des structures en béton armé. Le degré de liberté est dans le sens des barres

(glissement). L'interaction entre les contraintes tangentielles et radiales sont prises en compte de deux manières différentes :

- Directement, avec les contraintes de cisaillement liées aux contraintes radiales obtenues à partir des éléments en béton proches de barre d'acier.
- Indirectement, avec les contraintes de cisaillement plus importantes causée par des contraintes plus élevées dans la direction radiale. Dans le modèle proposé, cet effet est expliqué par le facteur Ω_{cyc} présenté comme suit:

$$\Omega_{cyc} = \exp\left(-1.2\left[\Lambda/\Lambda_0\right]^{1.1}\right) \quad (2.12)$$

Où :

Λ : Est la dissipation d'énergie de cisaillement accumulée ;

Λ_0 : Est un constant représentant la zone sous la courbe monotone de liaison-glissement de composant de cisaillement respectif.

Vogel et Svecova (2004) ont étudié l'effet de l'expansion thermique des barres en PRF sur l'enrobage du béton en tenant compte de l'effet de l'expansion transversale additionnelle des armatures de précontrainte au niveau de la zone du transfert de la force de précontrainte au béton (effet d'Hoyer) à l'aide du logiciel ADINA basé sur la méthode des éléments finis. Ils ont examiné les variations de température produisant la rupture d'enrobage du béton pour chaque rapport d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) à partir de la déformation transversale totale due à l'expansion thermique des barres de précontrainte. L'effet d'Hoyer est l'effet de la compatibilité des déformations longitudinales sur des prismes en béton renforcé de barres de précontrainte en PRF de carbone et en PRF de verre, soumis à des variations de température. Les résultats montrent que les variations de température obtenues par l'analyse non linéaire, produisant la fissure initiale dans le béton à l'interface armature/béton, sont légèrement plus grandes que celles obtenues par l'analyse linéaire, ceci est attribué aux faibles contraintes circonférentielles générées par l'analyse non linéaire à l'interface entre l'armature et le béton. Cependant, les variations de température produisant la rupture d'enrobage du béton, obtenues par l'analyse non linéaire, sont inférieures de celles obtenues par l'analyse linéaire, ceci est attribué au comportement du béton dans l'analyse par élément finis.

Abdalla (2006) a effectué des essais expérimentaux sur 42 cylindres en béton, de 76 mm de diamètre et de 152 mm d'hauteur, renforcés de différents types de barres : armatures d'acier de 11 et 20 mm de diamètre ; armatures en PRFV Isorod de 9.5, 15.9, 19.1 et 25.4 mm de diamètre ; armatures en PRFC Leadline de 8 et 10 mm de diamètre ; et Câble composite en fibre de carbone CCFC de 5 et 15 mm de diamètre, afin d'analyser l'effet de l'enrobage du béton sur le comportement des éléments en béton armé de barres en PRF dans un climat chaud. Les résultats expérimentaux montrent que :

- Les contraintes de traction à l'interface armature/béton diminuent considérablement quand le rapport d'enrobage du béton au diamètre des barres en PRF (c/d_b) est supérieur à 1.5.
- Un rapport de c/d_b variant entre 1.5 et 2 semble être suffisant afin de satisfaire les conditions de chargements et de températures pour les poutres dans un climat chaud.
- À haute température, la valeur élevée du coefficient d'expansion thermique transversal des barres en PRFV produit des contraintes de traction dans le béton pouvant conduire à la rupture de l'enrobage du béton.
- Les cylindres en béton armé de barres en PRFV présentent des larges fissures dans le béton enrobant les barres sous haute température. Dans les poutres en béton armé de barres en PRFV, les fissures aux proximités des barres résultent de l'affaiblissement de l'adhérence entre les barres en PRFV et le béton conduisant à la réduction de la rigidité à la traction du béton et à l'augmentation de la flèche.
- Les poutres en béton armé de barres en PRFC et de barres en acier présentent un comportement thermique similaire.
- Pour des températures supérieures à 50°C, il est recommandé de ne pas utiliser les barres en PRFV de plus de 12 mm de diamètre afin d'éviter la fissuration du béton à l'interface armature/béton, menant à la réduction de l'adhérence entre les barres et le béton.

Théoriquement, l'auteur a fait une étude analytique linéaire réalisée sur des cylindres en béton, de 76 mm de diamètre, renforcé de barre en PRF de verre (PRFV), de diamètre de 12; 16 et 25 mm soumis à des variations de température allant de 20 à 80 °C. Les résultats montrent que les contraintes de traction maximales dans le béton diminuent de façon significative pour des rapports d'enrobage du béton au diamètre des barres en PRF (c/d_b) supérieurs à 1.5.

De plus, des simulations numériques utilisant le programme ABAQUS basé sur la méthode des éléments finis ont été effectuées. Le travail a été réalisé sur des éléments en béton, de

section rectangulaire, armé de barres en PRFV de 16 mm de diamètre avec des enrobages de 20 et 30 mm d'épaisseur, soumis à des variations de température (ΔT) allant jusqu'à 50°C. Pour $\Delta T = 50^\circ\text{C}$ et lorsque le rapport $c/d_b = 1.25$, les contraintes de traction maximales dans le béton à l'interface armature/béton, obtenues par l'analyse non linéaire, sont de 11% plus faibles que celles obtenues par le modèle analytique. Cependant, pour $c/d_b = 1.875$, ces contraintes de traction sont de 14% plus petites que celles obtenues par le modèle analytique.

Zaidi et al. (2007) ont effectué une étude expérimentale sur des poutres en béton armé de barres en PRF de verre (PRFV) pour évaluer la température de l'initiation de la fissuration, la température conduisant à la rupture de l'enrobage, et les déformations thermiques. Ils ont conclu qu'une équation modifiée par rapport à celle d'Aiello et al. (2001) peut donner des températures de rupture de l'enrobage de béton plus proches à celles enregistrées dans les essais expérimentaux, l'équation proposée est la suivante :

$$\Delta T_{sp} = 0,23f_{ctr} \left[\frac{1}{E_c} [\ln(0,72.r) + 3,2 + v_c] + \frac{1}{E_t} (1 - v_{tt}) \right] / (\alpha_t - \alpha_c) \quad (2.13)$$

Les auteurs ont tiré les conclusions suivantes :

- Les fissures commencent à apparaître dans la surface extérieure de l'enrobage du béton à des températures T_{sp} variant de +50°C à +60°C pour les poutres rectangulaires en béton ayant un rapport $c/d_b \leq 1,4$.
- Un rapport $c/d_b \geq 1,6$ semble être suffisant pour éviter la fissuration de l'enrobage du béton sous température allant jusqu'à 80°C pour des poutres en béton renforcé de barres en PRFV quand l'action de confinement du béton est dissymétrique.
- Le béton entre les barres de PRFV a été totalement fissuré sous des températures variant de +50°C à 59°C pour les poutres dont le rapport entre l'espacement et le diamètre de la barre est inférieur ou égale à 1,8 ($e/d_b \leq 1,8$).
- Un rapport $c/d_b \geq 2,3$ semble être suffisant pour empêcher la fissuration du béton entre les barres sous des températures allant jusqu'à +80°C.
- Les premières fissures radiales à l'interface de la barre de PRFV et le béton apparaissent à une température autour de +40°C pour les poutres en béton renforcé de barres en PRFV sous des températures allant de -30°C à +80°C.

- Le modèle proposé pour prédire les déformations thermiques transversales à l'interface barre/béton est en bon accord avec les résultats expérimentaux obtenus des poutres en béton renforcé en PRFV sous des températures allant jusqu'à 80°C.
- La relation proposée dans cette étude pour déterminer les charges thermiques ΔT_{sp} produisant la rupture de l'enrobage du béton est en bon accord avec les résultats expérimentaux pour les poutres en béton renforcé en PRFV sous de températures allant jusqu'à 80°C quand la température de référence est inférieure ou égale +20°C.

Zaidi et al. (2012) ont établi de nombreuses analyses à l'aide du logiciel ADINA, basé sur les éléments finis, afin d'étudier le comportement thermique des cylindres en béton armé avec une barre de PRFV dans les régions froides (-50°C à 0°C) tenant en compte plusieurs variables à savoir : la contraintes de traction radiale et circonférentielle, les variations de température (ΔT_{cr}) produisant la première fissure radiale dans le béton à l'interface armature/béton, et aussi les déformations thermiques transversales à l'interface armature/béton et à la surface externe du béton. Les diamètres de barre utilisés sont 9.5, 12.7, 15.9, 19.1 et 25.4 mm avec des rapports d'enrobage du béton au diamètre des barres en PRF (c/d_b) variant de 0.8 à 3.6. Les résultats prédits à partir du modèle numérique non linéaire, sont comparés avec ceux obtenus à partir du modèle analytique linéaire et des essais expérimentaux réalisés par Masmoudi et al. (2005) sur des cylindres en béton renforcé de barres en PRF de verre soumis à des températures variant de - 30 à + 80°C. Les résultats obtenus de cette étude ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les premières fissures induites par basse température commencent à se développer à l'interface armature/béton à des variations de températures ΔT_{cr} autour de -35 et -25°C.
- Les contraintes de traction radiale à l'interface armature/béton prédites par le modèle numérique sont en bon accord avec celles évaluées par le modèle analytique jusqu'à l'apparition des fissures circonférentielles dans le béton.
- Le rapport c/d_b n'a pas d'effet significatif sur les déformations thermiques transversales à l'interface armature/béton, ainsi à la surface externe du béton pour un rapport $c/d_b \geq 1.5$
- Les déformations thermiques transversales à la surface externe du béton, prédites à partir du modèle numérique non linéaire, sont en bon accord avec celles obtenues à partir du modèle analytique linéaire et les essais expérimentaux.

Zaidi et al. (Septembre 2013) ont fait une étude numérique non-linéaire à l'aide du logiciel ADINA sur des cylindres en béton armé de barre en PRFV sous un chargement thermique

allant jusqu'à 60°C, ayant un rapport d'épaisseur d'enrobage au diamètre de la barre (c/d_b) variant de 0.8 à 3.6, en utilisant les mêmes caractéristiques du béton et du PRF déterminées expérimentalement par Zaidi et al. (2007). Ils ont montré que la température de l'initiation de la fissuration varie entre +20° et +25°C pour les cylindres. Ces températures étaient en bon accord avec les résultats expérimentaux. Les auteurs ont conclu que les températures de l'éclatement de l'enrobage ΔT_{sp} (estimées selon l'équation d'Aiello) étaient en bon accord avec les résultats expérimentaux. Tandis que les résultats numériques étaient relativement plus grands. Ainsi, ils ont attribué cet écart aux éléments en béton non fissurés dans le modèle numérique qui peuvent retarder la propagation de la fissuration. Les déformations thermiques transversales prédites par le modèle numérique étaient en bon accord avec les résultats expérimentaux jusqu'à une variation de température $\Delta T = +30 \pm 5^\circ\text{C}$, à partir de laquelle les déformations calculées numériquement sont plus importantes, ceci a été due à la présence de fissures radiales dans le béton à l'interface et qui n'a pas été considérée dans le modèle analytique. Bien que les déformations thermiques, pour des rapports $c/d_b > 2$ n'ont pas subi de changements significatifs. Ce dernier a été considéré comme un enrobage optimal pour éviter la fissuration de l'enrobage en béton sous un chargement allant jusqu'à 60°C.

Une étude numérique a été établie par Zaidi et al. (Novembre 2013) à l'aide de la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel ADINA, afin d'étudier le comportement non linéaire des poutres prismatiques en béton armé, chacune est renforcée d'une seule barre en PRF de verre (PRFV) présentant un rapport de l'épaisseur d'enrobage de béton au diamètre de barre (c/d_b) variant de 1,0 à 3,2 et soumises à des basses variations de température (ΔT) allant jusqu'à -50°C. L'analyse numérique non linéaire montre que les premières fissures circonférentielles commencent à se développer dans le béton à l'interface barre PRF/béton à une basse de température ΔT_{cr} variant entre -30°C et -25°C. La profondeur des fissures circonférentielles à travers l'enrobage du béton augmente avec la diminution de la charge thermique ΔT (de -25°C à -50°C) et de rapport c/d_b . Pour les contraintes thermiques radiales à l'interface armature/béton, le modèle analytique linéaire donne des résultats en bon accord avec ceux du modèle numérique jusqu'à l'apparition des premières fissures circonférentielles à ΔT_{cr} autour de -25°C à partir de laquelle les résultats numériques diminuent brusquement à cause des fissures qui ne sont pas prises en considération dans le calcul analytique.

Masoud et al. (2014) ont examiné numériquement des dalles en béton armé de barres de polymère renforcé de fibres en verre (PRFV) à des températures très élevées (au feu). Une

méthode pour augmenter la résistance au feu des dalles en plaçant un renfort en PRF en deux couches et en une seule couche. L'épaisseur de la couche augmente avec l'épaisseur de la dalle qui influe considérablement sur la résistance au feu des dalles. .

Les résultats obtenus avec des dalles renforcées en PRF à deux couches montrent qu'en modifiant la répartition de l'armature requise d'une couche à deux couches (en utilisant la même quantité de renforcement en PRF) l'endurance au feu des dalles augmente (L'augmentation est plus notable pour les dalles plus épaisses).

Une analyse numérique a été établie par Khelifi (2014) à l'aide du logiciel ADINA afin d'étudier le comportement non linéaire des poutres prismatiques en béton armé des barres en PRF de verre (PRFV) soumises à des variations de température ΔT allant de 0°C à $+60^{\circ}\text{C}$ par un incrément de 5°C . Les dimensions des poutres sont : $76 \times 100 \times 380 \text{ mm}$; $100 \times 125 \times 380 \text{ mm}$ et $100 \times 150 \times 380 \text{ mm}$. Cette étude a permis de déterminer la variation de température (ΔT_{cr}) produisant la première fissure dans le béton à l'interface armature/béton ainsi que les variations de température ΔT_{sp} et $\Delta T_{sp}'$ au-delà des lesquelles l'enrobage du béton et le béton situé entre les barres sont totalement fissurés, respectivement, ainsi les contraintes thermiques transversales du béton. Les résultats numériques ont été comparés avec les résultats analytiques et ils ont donné le même intervalle de variation de températures ΔT_{cr} . Les résultats obtenus montrent que :

- Les valeurs de la variation de température produisant la rupture du béton situé entre les barres ($\Delta T_{sp}'$) prédites par le modèle analytique sont proches aux valeurs obtenues par le modèle numérique d'ADINA.
- Les valeurs de la variation de température produisant la première fissure ΔT_{cr} et de la variation de température produisant la rupture de l'enrobage de béton ΔT_{sp} augmentent avec l'augmentation du rapport c/d_b .
- Le modèle analytique donne des contraintes de traction plus proches que celles données par le modèle numérique pour une variation de température inférieure à ΔT_{cr} .

Dans le travail de Zaidi et al. (2015), un modèle non linéaire basé sur les éléments finis est développé pour analyser la répartition des contraintes thermiques et des déformations à l'interface barre PRF/béton des poutres prismatiques en béton soumises à une augmentation de température allant jusqu'à 60°C en utilisant le programme ADINA. Ainsi, il permet de déterminer la variation de température (ΔT_{cr}) produisant la première fissure dans le béton à l'interface armature/béton, ainsi que la variation de température (ΔT_{sp}) au-delà de laquelle

l'enrobage du béton est totalement fissuré en fonction du rapport (c/d_b). Trois différentes sections rectangulaires ($b \times h$) des poutres en béton ont été utilisées à savoir : 76×100 ; 100×125 et 100 mm×150 mm. La longueur des poutres a été de 380 mm. Les poutres ont été renforcées avec des barres en PRF de verre (PRFV) Isorod. Ce travail a donné les résultats suivants :

- Les variations de température ΔT_{cr} prédites par les modèles analytique et numérique, produisant les premières fissures radiales dans le béton à l'interface armature/béton, sont plus proches de la valeur moyenne de +25°C pour des rapports de c/d_b variant entre 1,0 et 2,5.
- Le modèle numérique donne des valeurs de ΔT_{sp} plus grandes que celles prédites par les modèles analytiques. Ceci est probablement attribué à la présence des éléments en béton qui ne sont pas entièrement fissurés dans la couronne circulaire du béton fissuré.
- Un rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de barre $c/d_b > 1.6$ avec $\Delta T \leq 30^\circ\text{C}$ semble être suffisant pour éviter les fissures radiales à l'interface barre/béton pour des températures élevées.
- Pour un rapport $c/d_b > 1.6$, les déformations thermiques transversales à la surface extérieure du béton prédites à partir des modèles numérique et analytique sont en bon accord avec les essais expérimentaux réalisés par Zaidi et Masmoudi en (2005).

D'autres études, numérique non linéaire et analytique linéaire, ont été présentées par Zaidi et al. (Mars 2017). Le modèle numérique basé sur les éléments finis en utilisant le logiciel ADINA a été utilisé afin d'analyser l'effet des variations de la résistance en compression du béton variant de 25 à 90 MPa sur les déformations thermiques à l'interface barre PRFV/béton et à la surface externe du béton d'une poutre en béton armé d'une barre de PRFV sous des températures allant jusqu'à 70°C. L'analyse par éléments finis a été effectuée seulement pour la moitié de la section transversale rectangulaire en béton en raison de la symétrie de la section transversale par rapport à l'axe z-z. Des éléments triangulaires à 6 nœuds utilisés pour le maillage du béton et de la barre. Le rapport entre l'épaisseur de l'enrobage de béton et le diamètre de la barre en PRF (c/d_b) varie de 1 à 3.2. Les auteurs ont conclu que la variation de la résistance du béton n'a pas une grande influence sur les déformations thermiques transversales pour des charges thermiques ΔT_{cr} , produisant les premières fissures radiales à l'interface barre PRF/béton, inférieures à 20 et 35°C. Cependant, pour des charges thermiques supérieures à ΔT_{cr} les déformations thermiques transversales diminuent avec l'augmentation de la résistance du béton. En outre, les résultats analytiques en termes de déformations

thermiques transversales obtenus sont en bon accord avec les résultats numériques pour une variation de température ΔT allant jusqu'à $+30^{\circ}\text{C}$ ou 50°C correspondant à la résistance du béton en compression de 25 ou 90 MPa, respectivement. Au-delà de ces valeurs limites, un écart entre les deux modèles est observé à cause de la présence des fissures de traction radiales dans l'enrobage du béton, qui n'est pas prise en considération dans le modèle analytique basé sur la théorie d'élasticité.

Zaidi et al. (Décembre 2017) ont réalisé un travail de recherche afin d'étudier le comportement non-linéaire sur les déformations thermiques transversales à l'interface barre en PRF/ béton des cylindres de béton axialement renforcé avec des barres en PRF soumis à des température allant jusqu'à 60°C tout en variant les propriétés thermomécaniques et géométriques de ces barres telles que le diamètre de la barre (d_b), le module d'élasticité transversale (E_{tb}) et le coefficient d'expansion thermique (α_{tb}), ainsi les propriétés mécaniques du béton (classe de béton). Un modèle numérique, idéalisant le problème, a été établi par les éléments finis en utilisant le logiciel ADINA. Les résultats de la simulation numérique montrent que :

- Les déformations thermiques transversales augmentent significativement avec l'augmentation du module d'élasticité transversale du PRF en particulier pour les températures élevées.
- L'épaisseur de l'enrobage du béton n'a pas d'influence majeure sur les déformations thermiques transversales à l'interface barre en PRF/ béton des cylindres.
- Pour les régions sahariennes (Golf-Arabe, Afrique du Nord) où la température est d'environ 60°C , un rapport de l'épaisseur de l'enrobage du béton au diamètre de la barre $c/d_b \geq 2$ est suffisant pour éviter la rupture de l'enrobage du béton pour des barres en PRF ayant un module d'élasticité transversal (E_{tb}) de 40 GPa et un coefficient d'expansion thermique transversale (α_{tb}) de $33 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.
- Les chargements thermiques ΔT_{sp} produisant la rupture de l'enrobage du béton augmentent proportionnellement avec le rapport c/d_b et la classe de résistance du béton.

Des études expérimentales ont été présentées par Aydin (2018) qui sont essentiellement composées de deux parties. Dans la première partie, les coefficients d'expansion thermique ont été déterminés expérimentalement sur quatre types de barres en PRF (verre, carbone, basalt, aramide) ayant des diamètres de 10 mm sous des températures élevées et basses. Dans la deuxième partie, les déformations ont été analysées sur des échantillons prismatiques de

dimensions (200x80x80 mm) en béton renforcé des mêmes barres d'armatures (PRFV, PRFC, PRFA, PRFB) soumis à l'effet thermique, ainsi que des barres en aciers. Aussi, ils ont étudié l'influence de type de fibre, la résistance du béton et les périodes de changement de température sur l'effet de la résistance thermique d'expansion des échantillons en béton renforcé de barres de FRP et comparée à celle des échantillons en béton renforcé de barre d'acier. Les résultats obtenus montrent que les coefficients d'expansion thermique (CET) longitudinal des barres PRFV, PRFC, PRFA, PRFB sont de (4.43, 1.05, -5.18, 1.92) $\times 10^{-6}$ /°C, respectivement. Donc, les barres en FRPV présentent un stable comportement thermique d'expansion par rapport au PRFA.

A l'aide du logiciel d'analyse non linéaire des phénomènes physiques (ADINA) basé sur la méthode des éléments finis, Bellakehal et al. (2018) ont effectué une étude du comportement thermique des poutres prismatiques en béton armé de deux barres chevauchées verticalement sous hautes variations de température ΔT allant jusqu'à 60°C afin d'analyser les contraintes et les déformations transversales du béton en trois zones différentes. Ces contraintes permettent d'évaluer la variation de température (ΔT_{cr}) produisant la première fissure dans le béton à l'interface armature/béton et à l'interface entre les deux barres/béton et aussi la variation de température (ΔT_{sp}) produisant la rupture totale d'enrobage du béton en fonction du rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b). Le rapport c/d_b a été varié de 1,0 et 3,2. La résistance à la traction du béton était de 4,1 MPa. Les résultats prédits par le modèle numérique ont été comparés à ceux obtenus du modèle analytique basé sur la théorie de l'élasticité linéaire. Cette étude a permis de dresser les conclusions suivantes :

- Les premières fissures apparaissent dans l'interface barre/béton à une température T_{cr} de 42°C ($\Delta T_{cr} = 22^\circ\text{C}$ puisque la température de référence est de 20°C). Cependant, dans la zone d'interaction des deux barres, la température de fissuration T_{cr} est de 31 °C ($\Delta T_{cr} = 11^\circ\text{C}$). Ceci est dû à la forte concentration de contraintes de traction dans la zone de béton entre les barres de PRF générée par la double pression exercée par les deux barres de PRFV.
- Pour les déformations thermiques transversales à l'interface barre PRF/béton, les résultats numériques sont plus élevés que ceux obtenus par le modèle analytique en raison de l'apparition de fissures radiales dans le béton.
- Selon le modèle numérique non-linéaire, les charges thermiques ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage du béton sont de 40°C, 45°C et 55 °C correspondant respectivement

aux rapports d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) de 1, 1.4 et 1.9

- Pour les déformations thermiques transversales à la surface extérieure du béton, les résultats numériques sont en bon accord avec les résultats analytiques jusqu'à une variation de température produisant la rupture totale de l'enrobage de béton ΔT_{sp} de 40°C, à partir de laquelle les résultats numériques sont relativement grands en raison de la présence de fissures atteignant l'enrobage de béton. Ces fissures n'ont pas été considérées dans le modèle analytique linéaire.
- La variation de température ΔT_{cr} produisant les premières fissures diminue légèrement avec la diminution du rapport c/d_b . Cependant, la variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture totale de l'enrobage du béton diminue de manière significative avec la diminution du rapport c/d_b .
- Un rapport (c/d_b) supérieur à 1,9 semble être suffisant afin d'éviter la rupture d'enrobage du béton pour des poutres prismatiques en béton armé de deux barres chevauchées verticalement sous hautes variations de température ΔT allant jusqu'à 60°C.

Jun Zhao et al. (2019) ont testé 13 poutres en béton renforcé en PRF de verre (PRFV) et de carbone (PRFC) sous charges statique et cyclique (de fatigue) après exposition aux différents niveaux de températures élevées (200, 400 et 600°C) pendant trois durées du temps (1, 2 et 3 heures). Les poutres avaient de dimensions identiques de 150mm × 200mm × 1800mm. Pour chaque poutre, deux barres longitudinales continues en PRFV de 12 mm de diamètre ou en PRFC de 10 mm de diamètre, ont été placées dans la partie inférieure de la zone tendue, et deux barres en acier HRB 335 discontinues de 10 mm de diamètre ont été placées dans la partie supérieure de la zone de compression. En outre, des étriers en acier HPB 235 de 8 mm de diamètre étaient espacés de 100 mm du point de chargement à l'extrémité de la poutre. Les résultats ont montré que :

- L'exposition des poutres en béton renforcé de PRFV à une température élevée de 400°C a réduit plus sévèrement leur résistance à la fatigue que celle des poutres en PRFC. Cependant, ces poutres ont perdu leur capacité portante lorsque la température atteint 600°C.
- La résistance à la fatigue des poutres en béton renforcé de PRFV ou de PRFC n'est pas affectée par les températures élevées pendant 2 h.
- La déformation du béton, la largeur de fissure et la flèche des poutres en béton renforcé de PRF ont été augmentées avec le nombre de cycles de fatigue à une température élevée.

2.12 Comportement flexionnel

Chaallal et al. (1991) ont étudié l'effet de la température sur le comportement en flexion de poutres en béton armé de PRFV et des poutres en béton armé de l'acier. L'essai de flexion à quatre points a été effectué à deux températures de 20 °C et -30 °C. Les résultats montrent qu'à basse température (-30 °C) les poutres de PRFV et les poutres d'acier se comportent d'une manière similaire, en conséquence la basse température n'a pas affecté le comportement flexionnel des poutres PRFV.

En 2009, Alam et Hussein ont comparé le logiciel d'éléments finis ABAQUS avec le logiciel ADINA afin de déterminer la courbure et la résistance ultime d'une poutre. De plus, ils ont comparé la modélisation en deux dimensions avec celle en trois dimensions. Ils ont utilisé le modèle simple d'une poutre armée en flexion avec de l'armature en PRFV. La loi de comportement des matériaux de PRFV a été considérée comme étant linéaire jusqu'à la rupture. Ils ont découvert que le logiciel ADINA performe bien en 2D et en 3D lorsque la poutre est armée avec de l'armature en acier. Par contre, lorsqu'elle est armée avec de l'armature en PRF, le modèle en 2D est plus précis.

Des modèles tridimensionnels (3D) non linéaires par éléments finis ont été développés par Earij et al (2017) en utilisant le logiciel ABAQUS pour étudier le comportement en flexion de deux poutres en béton armé (U2 et U5) soumises à une flexion à quatre points. Une analyse dynamique (DEXP) peut être plus efficace pour modéliser le comportement non linéaire complexe impliquant des dommages et de grandes déformations. La modélisation a été exploitée uniquement sur le quart des poutres avec des éléments hexaédriques à 8 nœuds (C3D8I et C3D8R), tétraédrique à 4 et 10 nœuds (C3D4, C3D10M, respectivement). Les éléments (T3D2), (B31) ou (B32) ont été utilisés pour modéliser les barres d'armature en aciers. Les résultats montrent que les courbes charge-flèche ont donné des résultats en bon accord avec les résultats expérimentaux obtenus par Alfano et al. (2012) lorsque les différents types d'éléments ont été utilisés.

En 2011, Huang a effectué des essais de flexion avec le logiciel ANSYS. Il a principalement étudié le comportement d'une poutre en béton armé de PRFV et fait des comparaisons entre les essais expérimentaux et les résultats numériques. Il a observé que, plus la charge est

proche de la résistance ultime du spécimen, plus la différence entre le modèle numérique et les essais expérimentaux augmente. Cela est principalement dû au glissement entre les barres d'armature et le béton lors de la fissuration de la poutre.

Godat et al. (2012) présentent une méthodologie générale de la modélisation à l'aide de logiciel ADINA, qui est basée sur les éléments finis (FE), et ceci pour prédire le comportement au cisaillement des poutres en béton renforcées avec des polymères renforcées en fibre (PRF) collés en surface. Les objectifs spécifiques de cette étude sont d'établir le rôle des différents types d'éléments bilinéaires ressort, treillis discrets et éléments de treillis continus qui seraient utilisés pour modéliser le comportement à l'interface PRF/béton. également, déterminer l'élément d'interface le plus approprié qui peut caractériser le comportement à l'interface. Ces éléments sont disposés parallèlement à l'orientation de la fibre pour permettre les mouvements relatifs entre les deux zones adjacentes. Les éléments d'interface non linéaires à ressort ont été incapables de capturer les phénomènes de délaminage. Tandis que l'utilisation des éléments de treillis discrets ou treillis continus peut prédire le mode de délaminage. Donc, ces éléments d'interface de modèle numérique ont été capables de capturer l'angle de fissure de cisaillement le long de la plage de cisaillement.

Domenico (2014) a proposé une approche numérique d'analyse limite qui combine deux procédures basées sur la méthode des éléments finis (EF) à savoir : le LMM (Linear Matching Method) et l'ECM (Elastic Compensation Method), ceci pour évaluer la charge maximale et le mécanisme de rupture des éléments en béton armé des barres en polymère renforcé de fibres. Cette méthodologie utilise deux procédures numériques différentes pour rechercher une limite supérieure et une limite inférieure à la charge maximale réelle.

Dans le même but, une comparaison entre les résultats expérimentaux réalisé par Al-Sunna et al. (2012) et les résultats numériques tridimensionnels à l'aide de logiciel ADINA a été réalisé en étudiant six poutres de dimension de (2550 x150x250 mm) et six dalles de (2350x500x120 mm) renforcées de barres en PRFC et PRFV plus des treillis. Ces éléments ont été soumis à la flexion en quatre points. Les auteurs ont conclu que la comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques s'est révélée relativement bonne, et place la méthodologie proposée comme un simple outil de conception à connotation pratique orientée vers les éléments de béton renforcés de PRF. Les explications de la méthodologie sont

facilement réalisables via n'importe quel logiciel d'éléments finis commercial et potentiellement applicable même aux structures ayant de grandes dimensions.

Kohnehpoooshi et al. (2011) ont découvert de nouveaux éléments d'interface «Truss link» permettant de modéliser l'interaction entre le béton et les armatures. Ils ont appliqué une loi de comportement modifiée, et ils ont utilisé un nouvel algorithme de calcul.

Le modèle proposé est une approche numérique basée sur la formulation par éléments finis de poutres tridimensionnelles en béton armé. Il est basé sur les trois étapes suivantes :

- Le béton est modélisé par un élément lagrangien brique de vingt-sept nœuds ;
- Les barres sont modélisées par des éléments en 3D à 2 et 3 nœuds.
- Les barres et le glissement entre barre et béton ont été modélisés ensemble en introduisant les éléments tridimensionnels de liaison par treillis.

Quelques exemples numériques ont été analysés pour vérifier l'approche proposée. La validité du modèle proposé a été examinée en comparant les résultats obtenus avec plusieurs tests bien connus comme :

- Le comportement de la réponse des barres d'armature ancrées sous charge de traction monotone réalisé par Khalfallah (2007).
- Le comportement de deux poutres en béton armé testées par Karihaloo (1990) et modélisées par Ashour (1993).

Ces résultats montrent que les nouveaux éléments sont efficaces et conviennent pour la modélisation des composants structurels.

Un modèle proposé par Navarro et al (2007) d'un matériau constitutif pour un béton armé et précontraint est basé sur les hypothèses cinématiques simples de la théorie des poutres de Timoshenko et s'applique aux éléments de cadre tridimensionnels incurvés avec une géométrie de section transversale arbitraire.

La section transversale est divisée en un certain nombre de régions. Ces régions sont en outre classées en fonction de l'état de contrainte dominant en trois types : les régions 1D, 2D et 3D. Ces simulations comprennent diverses combinaisons de charges : sous flexion, cisaillement et torsion. Les résultats analytiques montrent un excellent accord avec les données expérimentales concernant la résistance ultime, les déformations locales, le début de fissuration sous charge ultime.

Mutsuyoshi et al (2004) ont étudié le comportement flexionnel des poutres en béton renforcé de PRF sous une charge monotone. Les essais ont été réalisés sur deux séries de poutres en béton de dimensions de (100 x 200 x 2000 mm) renforcé de barre en PRF de C-PH et A-PH (carbone-phénol et aramide - phénol) ; de plus, des barres en acier doux de 6 mm de diamètre ont été utilisées comme des étriers des armatures supérieures pour soutenir les barres de PRF. Les poutres ont été testées à une température de 200°C et à la température ambiante, et soumises à des essais de flexion à quatre points identiques. Les courbes charge – flèche des poutres renforcées de barres de PRF de carbone (PRFC) avec la résine de phénolique sous une température de 200°C sont presque semblables que celles des poutres testées sous la température ambiante. Pour la même flèche, la charge a été légèrement réduite. Ceci est dû à la dégradation de l'adhérence causée par l'augmentation de température. De plus, ils ont développé des nouvelles barres de PRF pour les constructions en béton en utilisant des résines résistantes à la haute température.

L'une des recherches sur le comportement thermomécanique des dalles en béton armé de PRF est celle effectuée par El-zaroug et al. (2007). Six dalles en béton (divisées en deux séries, B et D) ont été construites et testées. Les dalles ont les mêmes sections transversales (500x150mm) avec une longueur totale de 2800 mm. Elles sont renforcées longitudinalement à l'aide de barres d'armature en PRF de verre (PRFV) de diamètres nominaux de 12,7 et 15,8 mm. Aucune armature transversale n'a été utilisée. Les paramètres variables utilisés sont le pourcentage d'armature, le diamètre des barres, l'espacement entre les barres, l'enrobage du béton et la disposition des barres de PRFV. Deux valeurs d'épaisseurs d'enrobage du béton ont été utilisées à savoir 20 et 25 mm pour les dalles renforcées de barres de PRFV de diamètre de 12,7 mm et 15,8 mm, respectivement.

La série B comprend quatre échantillons de dalles en béton, tandis que la série D est composée de deux dalles en béton. Chaque dalle est simplement appuyée et soumise à une charge concentrée distribuée en deux points jusqu'à la rupture (la zone de moment constant est de 800 mm de long). Avant le chargement, les dalles sont thermiquement cyclées : soit une fois (série B) ou neuf fois (série D). Une dalle de la série B est testée comme échantillon de contrôle (CS) à température ambiante seulement. Les éprouvettes des séries B et D ont été instrumentées avec des thermocouples, des jauges de contrainte et LVDT pour surveiller leur réponse pendant les procédures de chauffage et de refroidissement. Toutes les mesures étaient régulièrement enregistrées à des intervalles de 20 minutes. L'essai de chargement mécanique a été effectué après la fin du cycle thermique. Après les cycles thermiques, les deux séries de dalles ont été soumises à l'essai de flexion à quatre points à la température ambiante jusqu'à la

rupture. Chaque éprouvette a été soumise à une charge croissante de 3KN par minute, jusqu'à la rupture. Les charges appliquées ont été mesurées à l'aide d'une cellule de pesée fixée au vérin hydraulique. Après chaque incrément, la largeur de la fissure et la flèche des dalles ont été mesurées à l'aide d'un LVDT. En raison de l'incompatibilité thermique transversale entre le béton et les PRFV, l'effet thermique peut influencer sur l'adhérence entre le béton et les barres de PRFV sous haute température, en particulier, pour les barres de grand diamètre et les petits enrobages du béton. Les résultats montrent aussi que l'espacement des barres a un rôle majeur dans la réduction de la largeur des fissures dans les dalles chargées thermiquement. Les cycles thermiques influent considérablement sur le comportement en fissuration des dalles renforcées de barres en PRFV et conduisent à leur décollement. La capacité ultime des dalles de la série D, soumises à 9 cycles thermiques, est supérieure à celles de la série B. Ceci peut être attribué à la résistance du béton qui est plus grande pour les dalles de la série D qui ont été coulées cinq mois avant celles de la série B.

EL Badry et Osman (2009) ont effectué une étude expérimentale sur le comportement des dalles en béton renforcé de différents types de barres ou de grilles en PRF et testées sous l'effet des gradients thermiques. La résistance à la compression a été variée entre 31 à 39 MPa. Six dalles de béton armé (3000 x 3000 x 150 mm) ont été soumises à un gradient thermique à travers l'épaisseur : Trois spécimens ont été renforcés avec le même taux d'armatures et avec différentes barres en PRF de verre (PRFV); un spécimen a été renforcé avec une grille en PRFV ; un autre spécimen a été renforcé avec des barres en PRF de carbone (PRFC); et le dernier spécimen a été renforcé avec des barres en acier conventionnelles et utilisé comme témoin. Tous les échantillons ont été testés en trois étapes :

1. Sous l'effet de gradient de température en ordre croissant produit en chauffant la surface supérieure à l'aide d'une lampes infrarouges pendant le refroidissement de la surface inférieure en utilisant un ventilateur industriel.
2. Sous l'effet d'un gradient de température décroissant résultant du refroidissement de l'échantillon à la température ambiante.
3. Sous les effets d'une charge mécanique concentrée au milieu qui a été augmentée de façon monotone jusqu'à la rupture.

Les résultats obtenus montrent que le comportement général des dalles en béton renforcé de barres de PRFC était meilleur que celui des dalles en béton renforcé de barres de PRFV. Ceci est attribué beaucoup plus au petit coefficient de dilatation thermique et au module d'élasticité plus élevé du PRFC. À haute température et avec un rapport de renforcement compris entre

0,3 et 0,4%, la largeur moyenne de la fissure dans la dalle renforcée en PRFC était de 0,30 mm, comparativement à 0,35-0,50 mm pour les dalles renforcées en PRFV, et 0,25 mm dans la dalle renforcée d'acier. En conditions de chargement mécanique, le comportement thermique des dalles testées ont eu peu d'effet sur la capacité ultime ou le mode de rupture.

Bellakehal et al. (2013) ont étudié le comportement thermo-structural des dalles unidirectionnelles en béton renforcé de barres en PRF de verre (PRFV) ayant déjà été soumis à des variations de température de -30 à 60°C et à des charges mécaniques de 20% et 30% de leurs capacités ultimes. Après les cycles thermiques, des essais de flexion en quatre points ont été menés jusqu'à la rupture des dalles. Six séries de spécimens de dalles en béton renforcé avec des barres en PRFV ont été fabriqués. Trois séries renforcées de barres de 15,9 mm de diamètre, et trois séries renforcées de barres de 19.1 mm de diamètre. Chaque série consistait de trois dalles : SA, SB et SC. Les dalles avaient une largeur de 500 mm; 195, 200 et 215 mm d'épaisseur; et 2500 mm de long avec 2000 mm de portée entre appuis. Chaque dalle était renforcée longitudinalement sans armatures transversales. Les épaisseurs d'enrobage du béton considérées sont : (25, 30 et 45 mm). Les dalles SA ont été soumises à des variations de température (de -30 à 60 °C, puis 30 cycles de Gel/Dégel de -30 à 30°C) et des charges mécaniques représentant environ 20% de leurs capacités ultimes théorique (F_u). La charge totale était près de 40 kN. Les dalles SB ont été soumises uniquement à une variation de température de -30 à 60°C puis à 30 cycles de Gel/Dégel de (-30 à 30°C). Les dalles SC étaient les dalles de référence (contrôle) maintenues sous la température ambiante et portent les mêmes caractéristiques des autres dalles. L'étape suivante consistait à répéter la première étape du chargement thermique, cette fois soumettant SA à une charge mécanique de 30% F_u au lieu de 20% F_u . À la fin des cycles thermiques, les trois dalles SA, SB et SC ont été mis à zéro et soumises à un test de flexion en quatre points jusqu'à la rupture, avec une vitesse de 1mm/min utilisant un vérin d'une capacité de 500 KN. Les dalles ont été instrumentées avec des jauges de contrainte, des thermocouples, et transformateurs différentiels variables linéaires (LVDT) pour mesurer, respectivement, les déformations, les températures, la flèche et la largeur des fissures. Les jauges ont été installées sur les barres à l'interface barres/béton, sur la face tendue et sur la face comprimée des dalles. Analytiquement, les auteurs ont analysé l'effet combiné de la charge thermique ΔT et la charge axiale N sur le comportement d'un cylindre en béton renforcé axialement par une barre en PRF afin de déterminer les déformations transversales des barres de PRFV. Le modèle analytique a été modifié afin de s'accorder aux résultats expérimentaux obtenus de l'étude des dalles en béton armé de barres

en PRFV soumises simultanément à une charge mécanique de 20% de la charge ultime des dalles et une température variant de -30°C à +60°C. Le modèle analytique en terme de déformation transversale des barres de PRF est donné par :

$$\varepsilon_{ft} = \alpha_t \Delta T - \frac{(1-\nu_{tt})P}{E_t} - \nu_{lt} \cdot \varepsilon_{fz} \quad (2.14)$$

Après modification, ce modèle devient :

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{ft} &= \frac{r\alpha_{ft}\Delta T}{0,4\sqrt{f'_{c28}}Lnr} - \nu_{lt} \cdot \varepsilon_{ft} & \text{pour } \Delta T > 0 \\ \varepsilon_{ft} &= \frac{0,4(c/d_b)\alpha_t\Delta T}{Logr} - \nu_{lt} \cdot \varepsilon_{ft} & \text{pour } \Delta T \leq 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

Où :

α_t : est le coefficient d'expansion thermique transversale de la barre en PRF;

ν_{lt} : Coefficient de poisson de la barre de PRF dans la direction longitudinale ;

ε_{fz} : Déformation longitudinale de la barre due à la charge mécanique axiale

Les résultats expérimentaux ont été comparés avec ceux prédits par le modèle analytique élaboré dans cette étude. Les principales conclusions suivantes ont été tirées :

- Les cycles thermiques appliqués avant l'essai de flexion à quatre points n'ont pas affecté l'adhérence entre le béton et les barres en PRFV, ni le comportement flexionnel des dalles en béton armé de barres en PRFV rompues par cisaillement.
- Le comportement des barres en PRFV ancrées dans le béton des dalles pré-fissurées soumises à des cycles de gel/dégel et à des charges mécaniques est élastique linéaire jusqu'à 67% de la résistance ultime de cisaillement des dalles testées.
- La théorie de la poutre reste encore applicable pour les charges de service des dalles de béton armé de barres en PRFV soumises à des températures varie entre -30 et 60°C.
- Les charges thermiques et mécaniques appliquées avant l'essai de flexion contribuent à l'augmentation de la capacité ultime au cisaillement des dalles pour des rapports (c/d_b) variant entre 1,6 et 2,8. Cette amélioration est probablement due à l'amélioration des propriétés mécaniques des barres en PRFV en raison du durcissement thermique.

- Les flèches prédites par le code CSA et le guide ACI sont très proches de celles obtenues à partir des essais expérimentaux de flexion effectués sur des dalles en béton armé de barres en PRFV après leur soumission simultanément à des charges mécaniques et cycles Gel/Dégel. Cependant, le code de la CSA surestime les valeurs des flèches pour les charges de service.
- A haute température ($>40^{\circ}\text{C}$), les déformations thermiques longitudinales à l'interface Barre/Béton diminuent sous l'application des charges mécaniques particulièrement pour des rapports $c/d_b < 1,6$. Cette réduction, qui peut atteindre 30% pour une température de $+60^{\circ}\text{C}$, est due à la réduction de la pression radiale au niveau de l'interface à cause de l'application de la charge mécanique. Cependant, pour des températures variant entre -30°C et $+40^{\circ}\text{C}$, la charge mécanique appliquée n'a pas une grande influence sur les déformations thermiques longitudinales à l'interface Barre/Béton des barres de PRFV.
- La charge mécanique appliquée (de $20\%F_u$) a pour effet de réduire les déformations thermiques transversales à la surface extérieure du béton d'enrobage. Cette réduction est de 5% à 15% pour une température de $+60^{\circ}\text{C}$. Ceci est dû à la diminution de la pression radiale exercée par les barres et, par conséquent, à la réduction de la propagation des fissures radiales dans le béton. Cependant, pour les basses températures ces déformations n'ont pas été affectées par la charge mécanique.
- Les rapports d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre des barres de PRFV (c/d_b) variant entre 1,3 et 2,8 utilisés dans cette étude, sont suffisants afin d'éviter la rupture de l'enrobage du béton des dalles en béton armé de barres en PRFV sous charges combinées mécanique (de 20% et $30\%F_u$) et thermique (de -30 à $+60^{\circ}\text{C}$).
- Les déformations transversales, à l'interface Barre/Béton, prédites par le modèle analytique sont largement inférieures à celles obtenues par les essais expérimentaux effectués sur des dalles en béton armé de barres en PRFV. Ceci est dû aux fissures développées dans le béton d'enrobage qui n'ont pas été prises en compte dans les hypothèses de calcul du modèle analytique basé sur la théorie d'élasticité linéaire.
- Les déformations thermiques transversales, à l'interface barre/béton, prédites par le modèle proposé, sont en bon accord avec les résultats expérimentaux des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises à des charges combinées thermique (de -30 à $+60^{\circ}\text{C}$) et mécanique (de $20\% F_u$).

2.13 Synthèse bibliographique

Ce chapitre est dédié à l'acquisition des connaissances théoriques nécessaires pour étudier notre problématique. Dans un premier temps, nous avons présenté quelques notions générales concernant les matériaux composites et les polymères renforcées de fibres (PRF) et leurs caractéristiques, ainsi qu'une revue sommaire sur les effets mécaniques et thermiques sur le comportement des éléments en béton renforcé de PRF.

La revue bibliographique sur le comportement des éléments en béton renforcées de barre en PRF sous l'effet des charges combinées (thermique et mécaniques) a montré que :

- Certains paramètres n'ont pas encore été étudiés expérimentalement pour donner une image claire sur l'influence de la variation de températures (de la basse à la haute) et aussi l'influence des charges combinées.
- Quelques modèles théoriques nécessitent des travaux de validation à l'aide des résultats expérimentaux et vice versa.
- Un grand nombre d'auteurs ont étudié l'effet de la variation de températures à l'aide du logiciel d'éléments finis ADINA. Les résultats obtenus par des éléments bidimensionnels (en 2D) sont précis. Tandis que, la simulation en 3D des éléments en béton renforcé de barre en PRF avec le même logiciel reste modeste selon Godat et al. (2012) et Domenico et al. (2014). Certains auteurs préfèrent des autres logiciels comme : ANSYS ou ABAQUS.

Pour cela, il est important de diriger la lumière vers les simulations en tridimensionnelles des structures, telles les dalles à grande échelle, renforcées des barres en PRF sous des effets réels de températures de service, de cycles Gel/Dégel, de charges mécaniques etc., en utilisant le logiciel ADINA à travers la méthode des éléments finis, afin d'évaluer les variations de températures produisant la rupture d'enrobage du béton, les déformations, les contraintes, les flèches, la largeur des fissures...etc.

Chapitre III

ÉTUDE NUMÉRIQUE

3.1 Introduction

Ce chapitre présente une modélisation numérique des dalles en béton armé de barres en PRF de verre (PRFV) de type V-ROD, soumises simultanément à des sollicitations mécaniques et thermiques. Dans le cadre de cette étude, la modélisation des dalles est exécutée à l'aide d'un logiciel d'analyse par éléments finis ADINA (*Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis*) version 8.7 et 9.5.3. Ce logiciel peut prendre en compte des modèles en 2D comme des modèles en 3D.

Cette modélisation a pour objectif d'analyser numériquement les contraintes et les déformations thermiques à l'interface Barre/Béton et à la surface externe du béton dans les deux sens transversale et longitudinale et, d'évaluer également la charge thermique produisant les premières fissures dans le béton à l'interface Barre/Béton (ΔT_{cr}) et les variations de température (ΔT_{sp}) et ($\Delta T_{sp}'$) au-delà des quelles l'enrobage du béton et le béton situé entre les barres sont totalement fissurés, respectivement. Il est à signaler que les courbes et les schémas présentés ici sont des courbes typiques, l'ensemble des résultats est regroupé dans l'annexe.

Les modèles étudiés ont été établis en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Une adhérence parfaite entre le béton et la barre en PRF.
- Le béton est modélisé selon une loi non linéaire de la courbe contrainte déformation ($\sigma - \varepsilon$) avec adoucissement en traction.
- Le modèle de fissuration est celui de la fissuration diffuse, le seul modèle implémenté dans ADINA.
- La barre en PRF présente un comportement élastique linéaire.

Vu la nature de notre problème, on a étudié des dalles armées longitudinalement (sans armatures transversales) afin d'évaluer uniquement la contribution de l'enrobage du béton pour soutenir les contraintes de traction due à la variation de température et à la charge mécanique.

3.2 Généralité sur la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis « MEF » est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

La MEF est devenue l'un des outils les plus puissants et populaires pour des simulations numériques dans différents domaines des sciences naturelles et en ingénierie.

La première application de cette méthode dans le calcul des structures est dans les années soixante à cause de l'arrivée de l'informatique .

La modélisation numérique ou la simulation numérique est définie par la transcription du phénomène physique en langage informatique qui est un outil incontournable dans le développement technologique et la recherche industrielle.

Cette méthode permet de simuler des phénomènes physiques, mécaniques et thermiques et d'étudier les solutions possibles avant la mise en œuvre réelle.

La MEF consiste à discrétiser des structures continues. La structure est décomposée en un nombre fini de sous-ensembles où domaines appelés « Eléments ». Ces éléments sont constitués d'un nombre fini de points appelés nœuds (Figure 3.1).

Les éléments sont interconnectés par les nœuds qui sont situés aux sommets, côtés et faces des éléments. L'ensemble de ces nœuds et éléments constituent le maillage du modèle. L'appellation des éléments finis vient de la décomposition du domaine d'étude en éléments qui sont souvent représentés par un maillage.

Les principaux avantages de la méthode des éléments finis sont :

- La possibilité d'obtenir des solutions détaillées des mécanismes des structures comme : déformation, contraintes, distribution de pression....
- Être rapide et flexible, moins coûteuse,
- La possibilité d'utiliser pour une grande variété de problème seulement en changeant les données d'entrée,
- La simulation numérique a remplacé dans certains domaines l'expérimentation directe trop coûteuse et longue à mettre en œuvre.

Cependant, certains problèmes rencontrés lors de l'analyse par la méthode des éléments finis tel que : L'augmentation de la taille du problème à résoudre, la qualité du maillage, le nombre des nœuds, le nombre des éléments, le temps de calcul informatique et l'espace disque.....

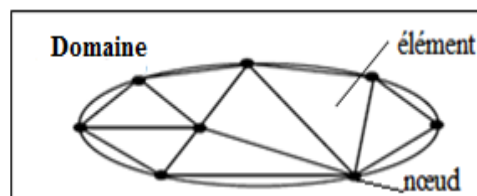


Figure 3.1 : Exemple de discrétisation.

3.3 Description générale du logiciel ADINA :

ADINA, est l'abréviation composée des lettres initiales ordonnées comme suit : [A : Automatic; D : Dynamics; I : Incrémental; N : Nonlinear; A : Analysis] (Figure 3.2). Ce logiciel est un programme d'éléments finis pour la simulation des phénomènes physiques, développé et distribué dans le monde entier par ADINA R & D, Inc.. La société a été fondée en 1986 par Dr. Klaus-Jürgen Bathe, et son siège social est situé à Watertown, dans l'état de Massachusetts, aux États-Unis.

ADINA est utilisé dans l'analyse des structures en raison de sa polyvalence pour les solides, les structures de géométrie complexe et les nombreux types de problèmes linéaires et non-linéaires. Plusieurs outils sont également disponibles dans le document d'aide fournis avec le logiciel à savoir les exemples et les informations utiles pour les diverses applications [ADINA, 2011].

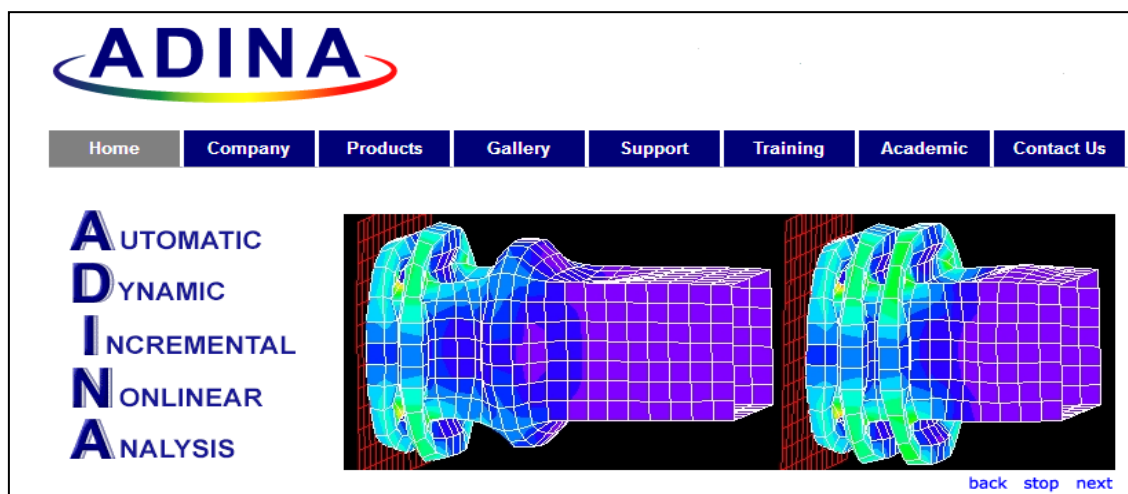


Figure 3.2 : Page d'accueil d'ADINA.

3.4 Modélisation des dalles

En vue d'une résolution numérique du problème étudié, on a adopté le modèle du béton dans le logiciel de calcul par éléments finis ADINA, représentant le comportement non-linéaire du béton en termes de contrainte-déformation dont les relations sont basées sur une formulation hypo-élastique orthotrope de Chen [Chen, 1982], et présenté par Bathe et coll. [Bathe, 1979 et 1989]. Pour l'analyse du béton sous différents types de chargement, ADINA offre la possibilité de traiter des problèmes en 2D et aussi en 3D. Notre travail est divisé en deux étapes, la première a été faite en 2D, pour modéliser les dalles en béton armé de barres en PRF sous charge thermique seule. La deuxième étape a été faite en 3D afin de modéliser les dalles en béton armé de barres en PRF sous charge thermique seule, et sous chargements combinés thermique et mécanique. Les caractéristiques géométriques et les propriétés des matériaux des dalles étudiées sont celles

adoptées dans l'étude expérimentale de Bellakehal (2014). Ceci afin de permettre la validation des résultats numériques obtenus et qui sera l'objet du chapitre 5.

Au total douze (12) dalles en béton armé ont été étudiées. Six soumises à une charge thermique seule (dalles SB), et six autres soumises à des chargements combinés thermique et mécanique (dalles SA). Ces dalles avaient une largeur de 500 mm, une épaisseur variable de 195 à 215 mm, une longueur totale de 2500 mm et une portée entre appuis de 2000 mm (Tableau 3.1). Les dalles sont renforcées longitudinalement de barres en PRF de verre de type V-ROD. Deux diamètres de barres ont été utilisés à savoir N°16 et N°19. Le rapport entre l'épaisseur d'enrobage de béton et le diamètre des barres de PRF (c/d_b) utilisé dans cette étude varie de 1,3 à 2,8.

La charge thermique est représentée par une variation de température (ΔT) allant de -50 à $+60^\circ\text{C}$. Elle a été augmentée de -50°C à 0°C avec un incrément de -5°C , puis de 0°C à 60°C avec un incrément de $+5^\circ\text{C}$. Il convient de noter que la température de référence des dalles est environ de 20°C .

Une charge mécanique totale de 40 kN a été répartie selon deux lignes de charge transversales (Figure 3.3). Cette valeur de charge représente 20% de la capacité maximale des dalles (F_u) (Bellakehal, 2014).

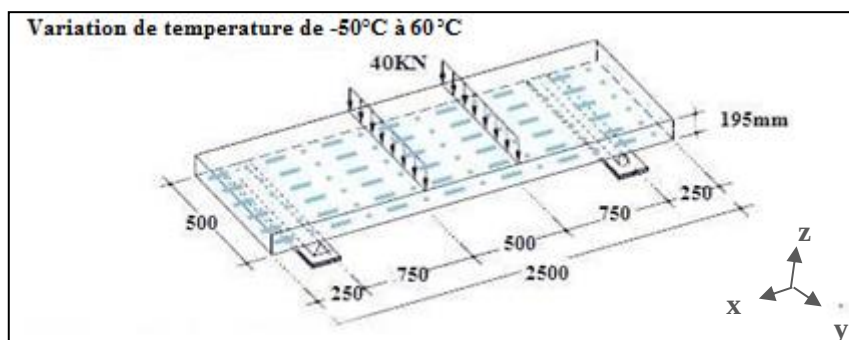
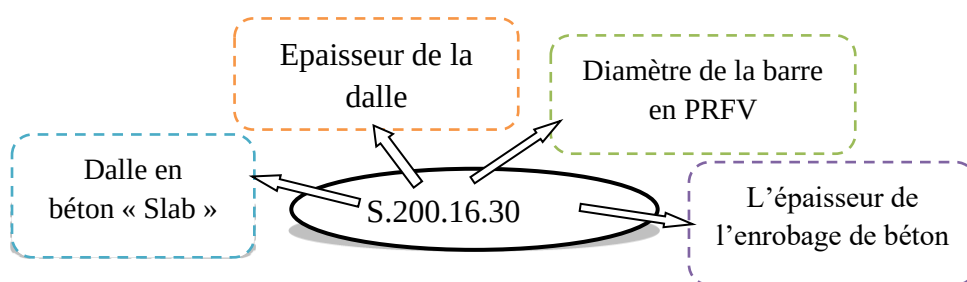


Figure 3.3 : Modélisation d'une dalle typique de béton renforcée de six barres en PRFV et soumise à un chargement combiné thermique et mécanique.

Tableau 3.1: Caractéristiques géométriques des dalles en béton armé de barres en PRFV.

N° Dalles	Epaisseur de dalle h (mm)	Largeur de dalle b(mm)	Enrobage du béton c (mm)	Diamètre de barre d _b (mm)	Nombre de barres	L'espace entre les barres e (mm)	c/d _b	e/d _b
S.195.16.25	195	500	25	15.9	06	70.92	1.57	4.46
S.195.19.25	195	500	25	19.1	04	124.53	1.31	6.52
S.200.16.30	200	500	30	15.9	06	68.92	1.89	4.33
S.200.19.30	200	500	30	19.1	04	121.20	1.57	6.35
S.215.16.45	215	500	45	15.9	06	62.92	2.83	3.96
S.215.19.45	215	500	45	19.1	04	111.20	2.36	5.82

L'identification des dalles est indiquée par une lettre S (S = Slab en anglais), suivie par l'épaisseur de la dalle, puis le diamètre de la barre de PRFV et enfin l'épaisseur d'enrobage du béton.



3.5 Propriétés des matériaux

3.5.1 Béton

Les propriétés mécaniques du béton, présentées dans le Tableau 3.2, sont celles déterminées expérimentalement par Bellakehal et coll. (2013 et 2014).

Le module d'élasticité du béton a été calculé conformément aux recommandations du code ASTM C 469 02. Les valeurs du coefficient de Poisson et celui de la dilatation thermique du béton sont considérées égales à 0,17 et $11,7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, respectivement. La Figure 3.4 présente le diagramme de contrainte-déformation du béton.

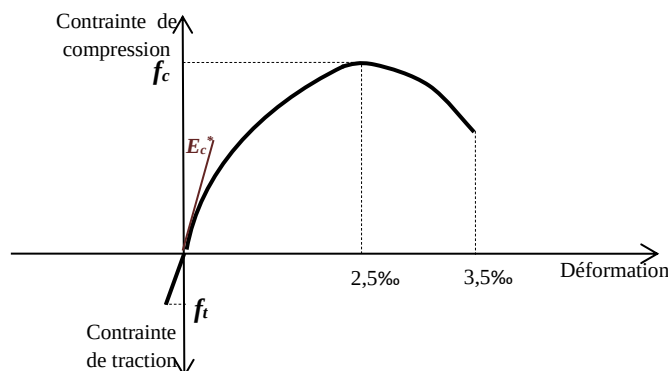


Figure 3.4 : Diagramme de contrainte-déformation du béton.

3.5.2 Barres en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV)

Les armatures utilisées sont des barres en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) V-Rod. V-Rod est la nouvelle marque commerciale des barres en PRF tandis que Isorod est l'ancienne marque commerciale de ces barres. Les barres en PRFV sont constituées de fibres de verre de type E et de résine vinylester. Les barres d'armatures sont recouvertes d'un mélange de sable et de résine afin d'améliorer l'adhérence avec le béton et d'empêcher la pénétration des agents agressifs (Figure 3.5).



Figure 3.5 : Barres en PRFV (V-Rod)

Les propriétés mécaniques des barres en PRFV, présentées dans le Tableau 3.3, ont été déterminées expérimentalement par Bellakehal et coll. (2013 et 2014).

Le module d'élasticité transversal (E_t) et le coefficient de Poisson dans la direction transversale des barres de PRFV ont été évalués de manière théorique. Le module d'élasticité longitudinal a été déterminé comme recommandé par le code ACI 440.3R-04. Les coefficients de dilatation

thermique ont été mesurés en utilisant l'essai *Thermo Mechanical Analysis* (TMA) recommandé par la norme ASTM E831. Les autres propriétés sont des valeurs spécifiées par le fabricant.

Tableau 3.2 : Propriétés mécanique du béton.

Dalle	Module d'élasticité linéaire E_c (GPa)	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction f_{ct} (MPa)
S.195.16.25	26.17 ± 0.4	33.83 ± 1	1.94 ± 0.04
S.195.19.25	26.53 ± 0.3	34.77 ± 0.7	2.77 ± 0.15
S.200.16.30	24.8 ± 0.8	30.39 ± 2	2.58 ± 0.04
S.200.19.30	27.34 ± 0.7	36.93 ± 2	2.92 ± 0.25
S. 215.16.45	26.17 ± 0.4	33.83 ± 1	1.94 ± 0.04
S.215.19.45	27.34 ± 0.7	36.93 ± 2	2.92 ± 0.25

Tableau 3.3 : Propriétés mécaniques des barres d'armatures en PRFV.

Designation des barres	N°16	N°19
Diamètre de barre d_b (mm)	15.9	19.1
Module d'élasticité longitudinale, E_{fl} (GPa)	47 ± 0.3	52.2 ± 1.2
Module d'élasticité transversale, E_{ft} (GPa)	7.75	7.87
Coefficient de Poisson dans la direction longitudinale, ν_{lt}	$0.28 \pm .005$	$0.28 \pm .008$
Coefficient de Poisson dans la direction transversale, ν_{tt}	0.38	0.38
Résistance ultime à la traction (MPa)	700 ± 24	691 ± 7
Résistance garantie à la traction (MPa)	683	656
Déformation ultime (%)	1.50 ± 0.06	1.33 ± 0.03
Coefficient d'expansion thermique transversal, (α_{ft}) [$\times 10^{-6}$]/°C	27.35 ± 0.35	22.45 ± 0.31
Coefficient d'expansion thermique longitudinal (α_{fl}) [$\times 10^{-6}$]/°C	6.81 ± 0.9	6.61 ± 0.1

3.6 Etapes de modélisation

Tous les essais expérimentaux ont été reproduits numériquement, en utilisant le logiciel ADINA, selon deux modèles numériques développés dépendant du type et de l'objet de modélisation. Un modèle bidimensionnel (2D) pour modéliser les dalles soumises à une charge thermique seule, et un modèle en trois dimensions (3D) pour modéliser les dalles soumises à des chargements combinés thermique et mécanique.

3.6.1 La géométrie :

La géométrie des modèles (de deux ou de trois dimensions) reprend les dimensions réelles des spécimens de dalles constituées de deux matériaux à savoir le béton et les barres de PRFV.

a) Modèle 2D :

Pour le premier modèle, la dalle à étudier (concernant les six dalles SB soumises à une charge thermique seule) est modélisée en deux dimensions (2D) tout en tenant compte de la symétrie existante dans la géométrie, le chargement et les conditions aux limites de la dalle (figure 3.6). Ce qui permet de réduire de manière importante le nombre des mailles et des nœuds.

Les dalles ont été modélisées par des éléments triangulaires bidimensionnels en état de contraintes planes car la déformation axiale est considérée constante. Vu que la section transversale des dalles est symétrique, l'étude n'a été réalisée que pour la moitié de la section transversale par rapport à l'axe z-z, comme indiqué à la figure 3.6.

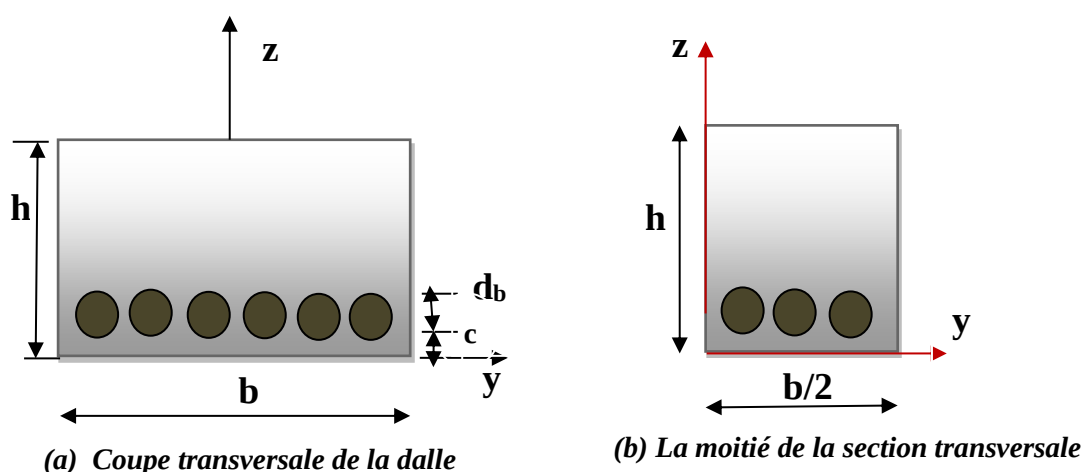


Figure 3.6 : Section d'une dalle typique en béton armé de six barres en PRFV: (a) coupe transversale de la dalle, (b) moitié de la section transversale considérée pour la modélisation en 2D.

A titre indicatif, la figure 3.7 représente la géométrie et les points utilisés pour modéliser la section transversale de la dalle S.200.16.30. Les coordonnées des points sont présentées dans le Tableau 3.4. Des coordonnées cylindriques ont été utilisées pour déterminer les points intermédiaires des trois cercles représentant les barres de PRFV. Les coordonnées des points d'origine des trois cercles sont : le point P16 (0 ; 212.05 ; 37.95), le point P18 (0 ; 127.23 ; 37.95), et le point P20 (0 ; 42.41 ; 37.95). Les détails des coordonnées des points intermédiaires sont présentés dans le Tableau 3.5.

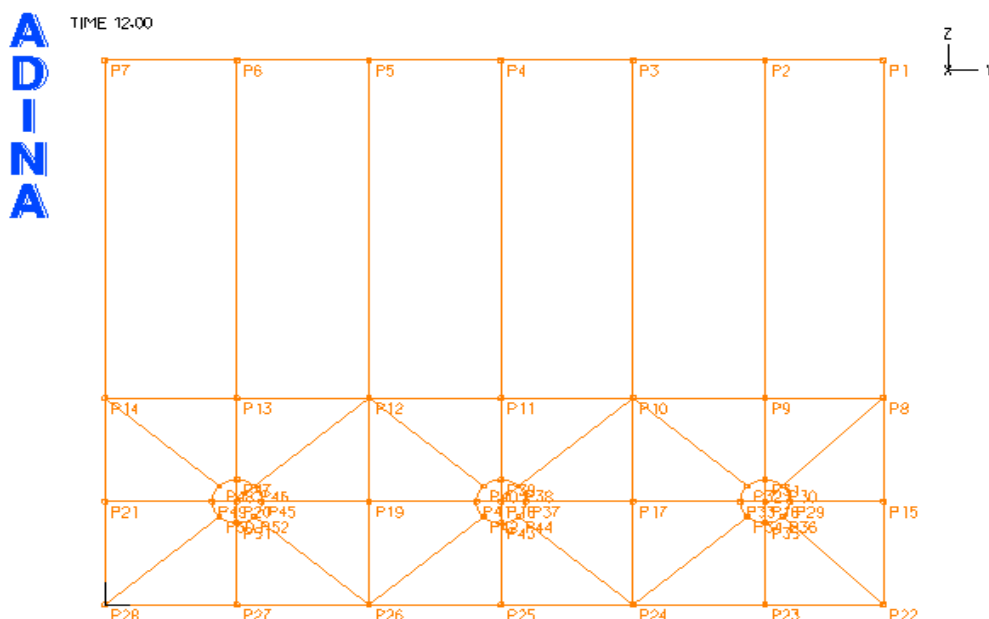


Figure 3.7 : Géométrie des éléments et les points considérés de la section de la dalle modélisée en 2D.

Tableau 3.4: Coordonnées des points utilisés pour la modélisation de la section transversale de la dalle S.200.16.30 en considérant la symétrie (Modèle en 2 D).

Points	X ₁ « X »	X ₂ « Y »	X ₃ « Z »	Points	X ₁ « X »	X ₂ « Y »	X ₃ « Z »	Points	X ₁ « X »	X ₂ « Y »	X ₃ « Z »	Points	X ₁ « X »	X ₂ « Y »	X ₃ « Z »
1	0.0	250.0	200	8	0.0	250.0	75.9	15	0.0	250.0	37.95	22	0.0	250	0.0
2	0.0	212.05	200	9	0.0	212.05	75.9	16	0.0	212.05	37.95	23	0.0	212.05	0.0
3	0.0	169.64	200	10	0.0	169.64	75.9	17	0.0	169.64	37.95	24	0.0	169.64	0.0
4	0.0	127.23	200	11	0.0	127.23	75.9	18	0.0	127.23	37.95	25	0.0	127.23	0.0
5	0.0	84.82	200	12	0.0	84.82	75.9	19	0.0	84.82	37.95	26	0.0	84.82	0.0
6	0.0	42.41	200	13	0.0	42.41	75.9	20	0.0	42.41	37.95	27	0.0	42.41	0.0
7	0.0	0.0	200	14	0.0	0.0	75.9	21	0.0	0.0	37.95	28	0.0	0.0	0.0

Tableau 3.5: Coordonnées polaires des points intermédiaires des barres de la dalle S.200.16.30 en considérant la symétrie (Modèle en 2 D).

Points	$X_1 \ll \rho \gg$	$X_2 \ll \theta \gg$	$X_3 \ll Z \gg$	Points	$X_1 \ll \rho \gg$	$X_2 \ll \theta \gg$	$X_3 \ll Z \gg$	Points	$X_1 \ll \rho \gg$	$X_2 \ll \theta \gg$	$X_3 \ll Z \gg$	Points	$X_1 \ll \rho \gg$	$X_2 \ll \theta \gg$	$X_3 \ll Z \gg$
1	7.95	0.0	0.0	7	7.95	270	0.0	13	7.95	180	0.0	19	7.95	90	0.0
2	7.95	45	0.0	8	7.95	315	0.0	14	7.95	225	0.0	20	7.95	135	0.0
3	7.95	90	0.0	9	7.95	0.0	0.0	15	7.95	270	0.0	21	7.95	180	0.0
4	7.95	135	0.0	10	7.95	45	0.0	16	7.95	315	0.0	22	7.95	225	0.0
5	7.95	180	0.0	11	7.95	90	0.0	17	7.95	0.0	0.0	23	7.95	270	0.0
6	7.95	225	0.0	12	7.95	135	0.0	18	7.95	45	0.0	24	7.95	315	0.0

b) Modèle 3D :

Pour le deuxième modèle, l'étude des dalles se fait en trois dimensions (3D) et uniquement pour le quart de la dalle étudiée grâce à la symétrie par rapport aux plans (z, x) et (z, y) comme illustré à la figure 3.8.

A titre indicatif, la même dalle S.200.16.30 utilisée précédemment au modèle 2D est adoptée comme exemple d'illustration. Dans ce cas le béton et les barres de PRFV sont modélisés, respectivement, par un élément « *Block* » pour le béton et un élément « *Cylinder* » pour les barres en PRFV. L'élément *Block* du béton est percé par des trous à l'emplacement des barres en utilisant l'opération « *Boolean Body Operations* » de type « *Subtract* » offerte par ADINA. La barre en PRFV est centrée à l'intérieur du bloc de béton. La Figure 3.9 illustre le bloc de béton et les barres en PRFV.

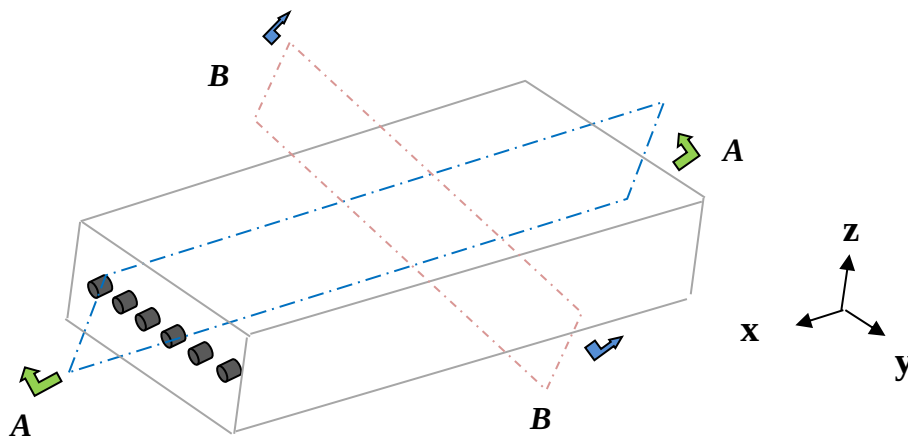


Figure 3.8: Modélisation d'un quart de dalle typique en béton armé de six barres en PRFV.

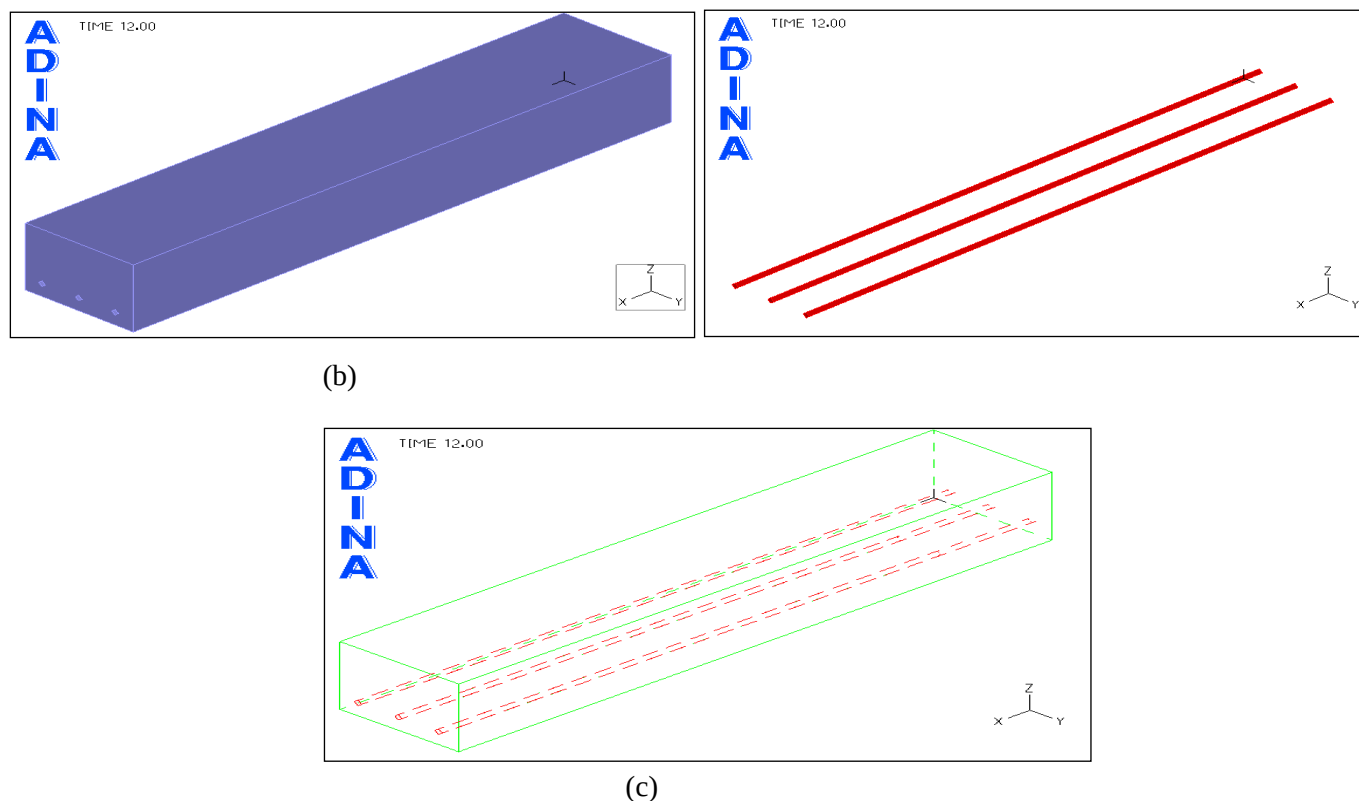


Figure 3.9 : Modélisation d'un quart de la dalle S.200.16.30: (a) Elément ``Block`` du béton, (b) Eléments ``Cylinder`` de trois barres en PRFV, (c) Vue d'ensemble d'un quart de la dalle.

3.6.2 Modélisation de l'interface entre le béton et la barre en PRF

Pour différentes raisons telles que la facilité de maillage, la réduction du nombre de degré de liberté, ... etc., on suppose que la liaison entre les deux matériaux est parfaite. Ceci est justifié par les contraintes d'adhérence très élevées entre le béton et les barres de PRFV. Aussi, on considère que la barre de PRF et le béton se déforment de manière identique à l'interface des deux matériaux acier/béton.

3.6.3 Conditions aux limites

a) Modèle 2D :

Vu que les déformations thermiques transversales selon l'axe X dues à l'effet de la compatibilité des déformations axiales sont négligeables, le nombre de degré de liberté à considérer est égal à 2 (modélisation en 2D). Donc seulement les déplacements suivants les axes OY et OZ sont considérés (Figure 3.10) :

- à $Z = 0$ $U_z = 0$ et $U_y \neq 0$
- à $Y = 0$ $U_z \neq 0$ et $U_y = 0$

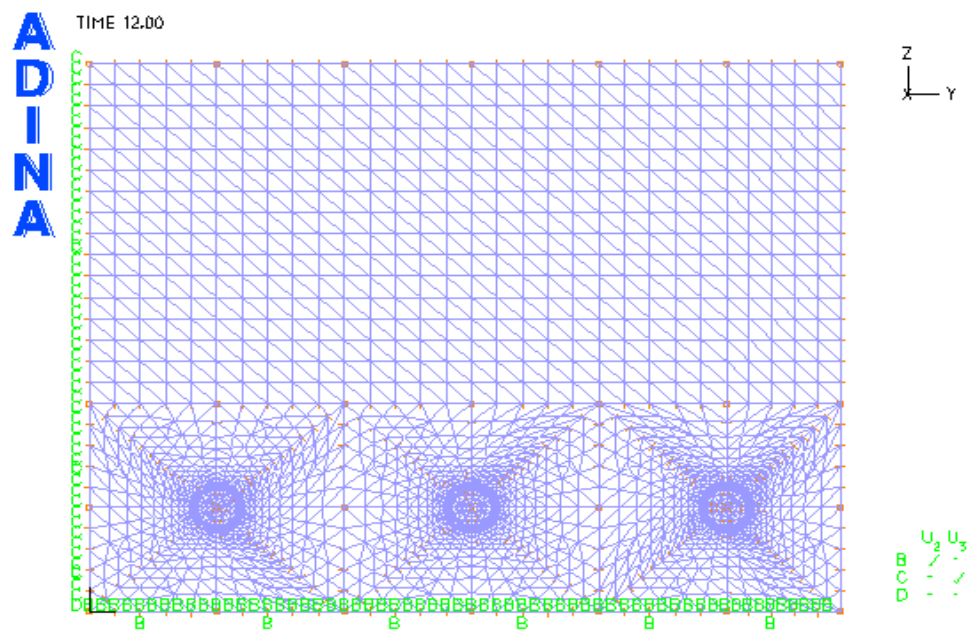


Figure 3.10 : Conditions aux limites du modèle (2D)

b) Modèle 3D :

Pour la modélisation en 3D, le nombre de degré de liberté à considérer est égal à 3, donc les déplacements suivants les trois axes OX, OY et OZ sont considérés (Figure 3.11) :

- À $xz = 0$: $U_x \neq 0$, $U_y = 0$ et $U_z = 0$
- À $yz = 0$: $U_x = 0$, $U_y \neq 0$ et $U_z = 0$

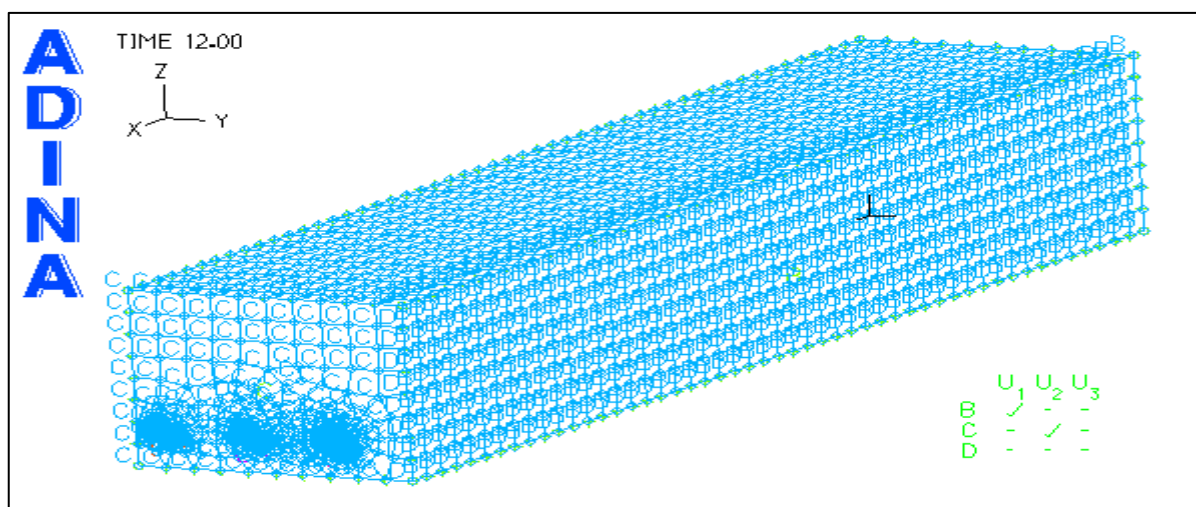


Figure 3.11 : Conditions aux limites du modèle (3D).

3.6.4 Application des charges

Deux types de charges différentes ont été considérés dans cette étude, la température et la charge mécanique. Pour la température, on a utilisé un incrément de charge thermique ΔT égale à -5°C pour les variations de températures allant de -50°C à 0°C , et de 5°C pour les variations de températures allant de 0°C à 60°C (puisque la température de référence des dalles est égale à $+20^{\circ}\text{C}$, alors, l'intervalle de température considéré dans cette étude varie de -30°C à 80°C). Il est à noter que chaque dalle a été étudiée par deux fichiers. Le premier pour les températures positives en utilisant 12 incréments de charge de $+5^{\circ}\text{C}$, et le deuxième pour les températures négatives en utilisant 10 incréments de charge de -5°C . Ceci afin de faciliter le processus numérique et minimiser le temps d'exécution vu le nombre important des éléments finis en particulier pour le modèle 3D.

a) Modèle 2D :

Pour le modèle en 2D, seule la charge thermique variant de -50°C à 60°C a été considérée. La variation de température a été distribuée de façon uniforme et homogène sur toute la surface de la section transversale de la dalle incluant les deux matériaux, le béton et les armatures de PRFV (Figure 3.12).

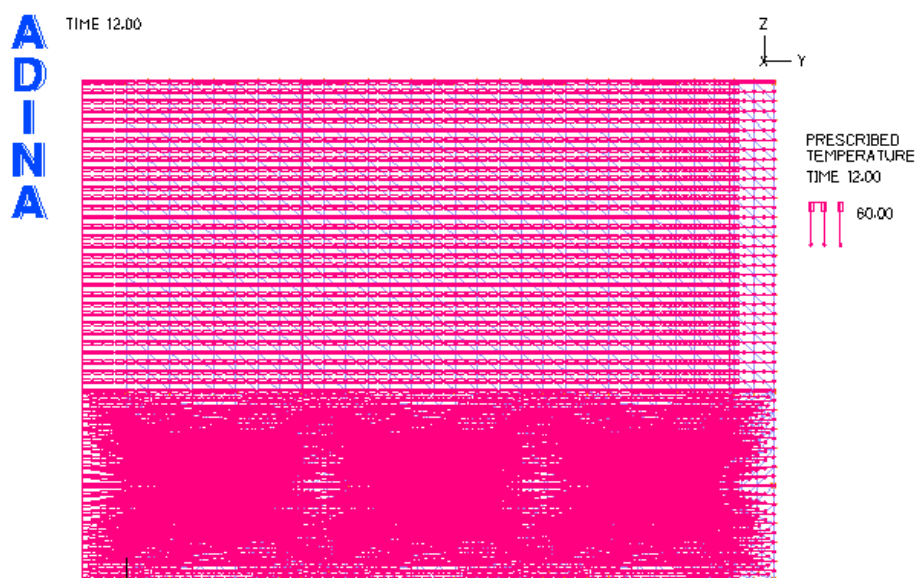


Figure 3.12 : Charge thermique uniformément distribuée (le 12^{ème} incrément de charge ; $\Delta T=60^{\circ}\text{C}$)

b) Modèle 3D :

Pour ce modèle, des chargements combinés thermique et mécanique ont été considérés. Outre la charge thermique qui a été variée de -50 à $+60^{\circ}\text{C}$ identiquement au modèle 2D, une charge mécanique constante de 952.38N a été appliquée sur tous les nœuds de la ligne de charge transversale qui représente le point d'application de la force (40000 N divisé sur 42 nœuds donne une charge de 952.38 N en chaque nœud. En tenant compte de la symétrie de la dalle par rapport aux plans longitudinal et transversal, la Figure 3.13 représente le quart de la dalle. La charge mécanique totale appliquée sur la dalle représente 20% de sa charge ultime.

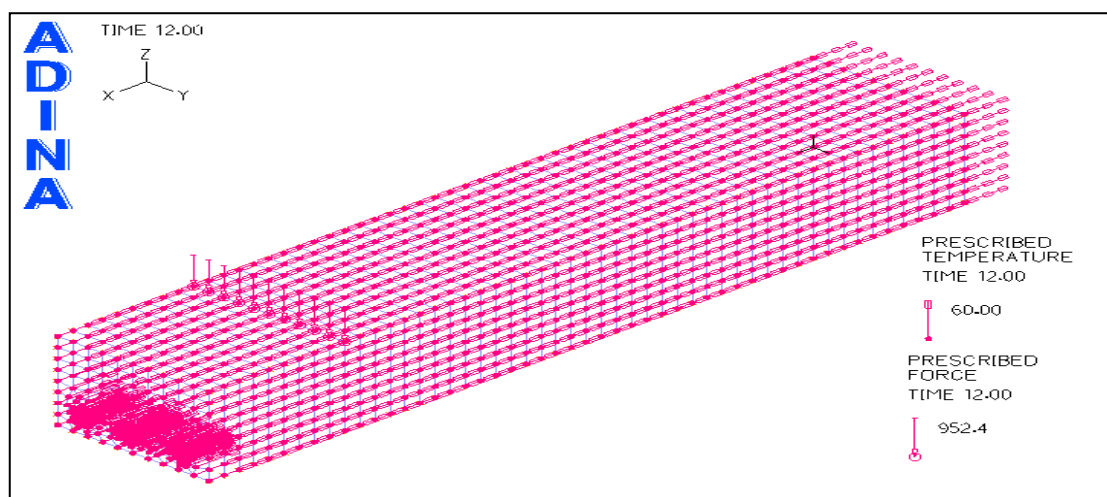


Figure 3.13 : Chargements combinés thermique et mécanique appliqués au quart de la dalle (variation de température $\Delta T=60^{\circ}\text{C}$ et charge mécanique totale= 40 KN)

3.6.5 Propriétés des matériaux

Le béton est considéré comme un matériau de comportement élasto-plastique non linéaire. La Figure 3.14 montre l'allure de la courbe contraintes-déformations du béton utilisée par le logiciel ADINA. Cependant, les barres d'armature en PRFV sont considérées comme un matériau de comportement élastique orthotropique. Les propriétés mécaniques et thermiques des barres en PRFV et du béton sont présentées précédemment au Tableau 3.3.

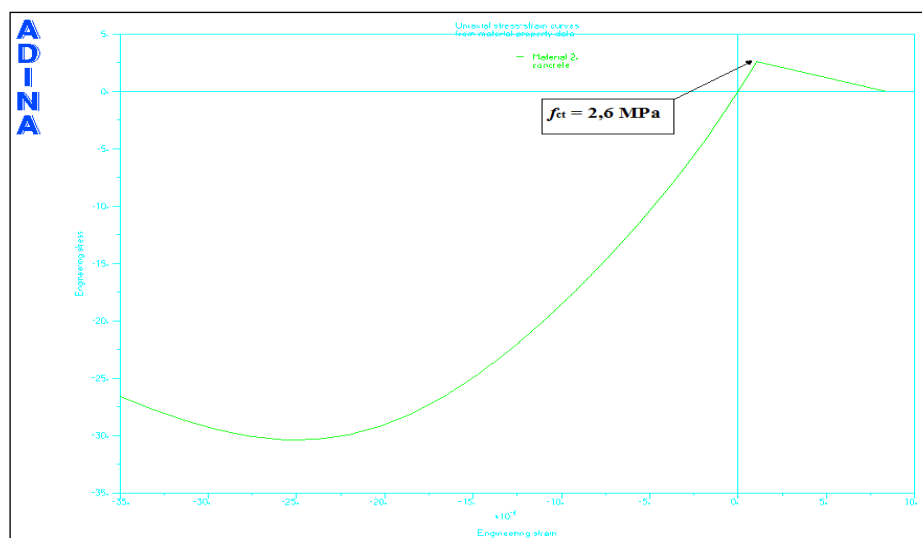


Figure 3.14 : Allure de la courbe contraintes-déformations du béton utilisée par ADINA.

3.6.6 Maillage et choix du type d'éléments

Le maillage est une étape fondamentale qui conditionne tout le reste de calcul à savoir le temps de calcul, la précision des résultats, la stabilité et la taille du modèle etc.

Le maillage donc est une méthode pour diviser l'élément en question en particules élémentaires ayant les mêmes propriétés et examiner chaque particule séparément. L'assemblage des particules élémentaires nous ramène à l'élément initial.

La MEF est une méthode performante qui a été largement développée avec un grand nombre de logiciels disponibles sur le marché. Pour le logiciel ADINA, c'est à partir de la géométrie que la densité du maillage est déterminée. Il faut subdiviser les différentes composantes de la géométrie de la dalle (béton et barres de PRFV)

En général, plus le maillage est fin plus les résultats obtenus sont meilleurs, mais en même temps un grand effort de programmation est requis. Le nombre d'éléments utilisés sera en fonction du type de la structure à analyser. La meilleure solution sera donc à adapter un maillage raffiné seulement dans les zones susceptibles de développer des phénomènes significatifs (source de concentration de contraintes) et le reste de la structure est maillée plus grossièrement. Ce qui permet de mieux converger vers la solution exacte proche de la réalité et aussi conserver une bonne continuité des résultats entre éléments.

a) Différents types d'éléments finis :

On distingue trois types d'éléments finis : éléments unidimensionnels (en 1D), éléments bidimensionnels (en 2D), et éléments tridimensionnels ou volumiques (en 3D).

* *Eléments unidimensionnels (1D)* : Pour cette catégorie d'éléments finis on distingue trois types à savoir les éléments linéaires, les éléments quadratiques et les éléments cubiques, comme le montre la Figure 3.15.

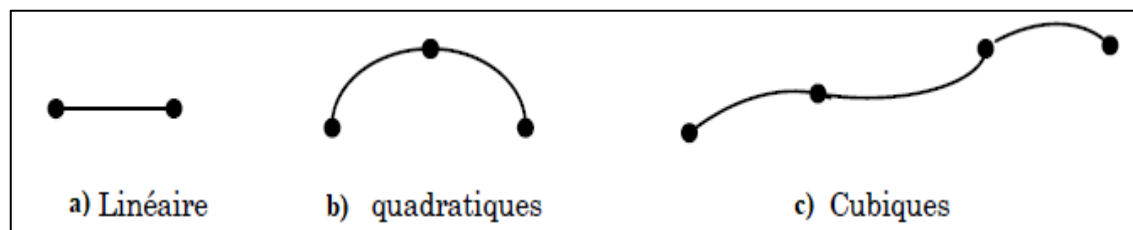


Figure 3.15 : Eléments unidimensionnels : a) Linéaire, b) Quadratique, c) Cubiques.

* *Eléments bidimensionnels (2D)* : Pour les éléments bidimensionnels, deux formes géométriques sont principalement utilisées pour la discrétisation en éléments d'un domaine en deux dimensions (2D) à savoir les triangles (à 3, 6, 7 et 16 nœuds) et les quadrangles (à 4, 8, 9 et 16 nœuds) (Figure 3.16). Les triangles s'adaptent très facilement aux géométries complexes [Lee et al., 2003 ; Nagakura et al., 2001] spécialement sur les frontières curvilignes. La précision obtenue avec les éléments triangulaires à trois nœuds est faible. Mais en augmentant le nombre des nœuds sur les arêtes et au centre, les résultats peuvent être plus précis.

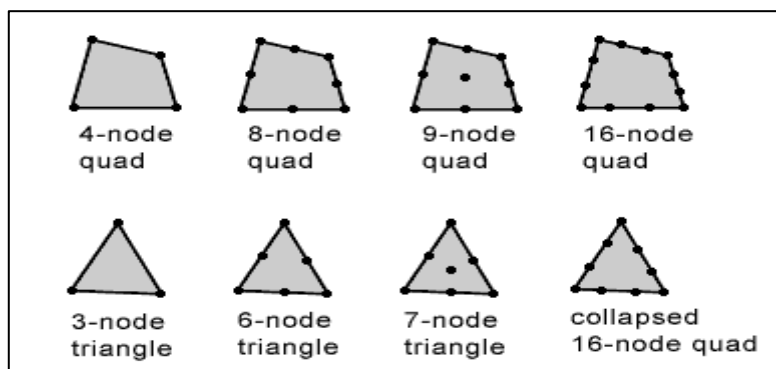


Figure 3.16 : Eléments bidimensionnels (triangles et quadrangles)

* *Eléments tridimensionnels (3D)* : Les éléments tridimensionnels sont des éléments volumiques ou spatiaux. On distingue trois types d'éléments volumiques standards : tétraédrique, hexaédrique, prismatique (Figure 3.17). Chaque type d'élément se comporte différemment dans la simulation par éléments finis.

La solution obtenue en utilisant des éléments finis hexaédriques est plus précise que la solution obtenue à partir d'un maillage par éléments tétraédriques [Yamakawa et Shimada, 2003]. Il est préférable d'utiliser un maillage hexaédrique, chose qui n'est pas toujours possible surtout pour

les géométries très complexes comme ceux qui ont lieu dans un cyclone où le maillage tétraédrique est inévitable. Dans certaines circonstances, il est peut-être souhaitable d'utiliser un maillage composé des tétraèdres et hexaèdres.

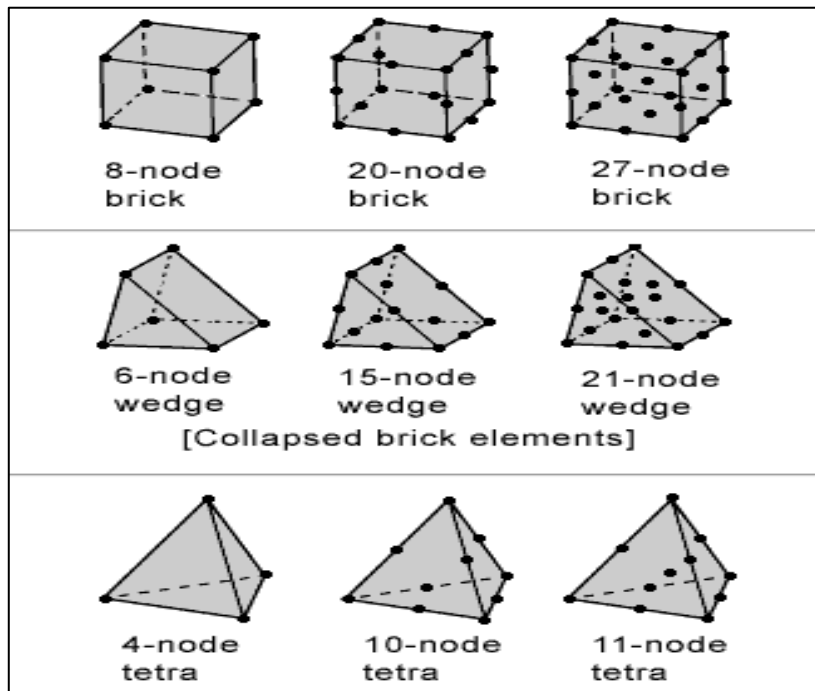


Figure 3.17 : Eléments tridimensionnels ou volumiques : tétraédrique, hexaédrique, prismatique.

La décomposition du domaine en éléments finis, doit respecter les règles suivantes :

1- Deux éléments distincts ne peuvent avoir en commun que des points, situés sur leurs frontières (Figure 3.18). Cette condition de continuité inter éléments exclue le recouvrement de deux éléments.

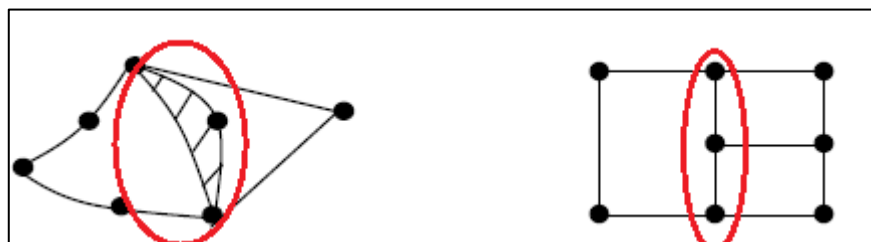


Figure 3.18 : Condition de continuité.

2- Lorsque la frontière du domaine est constituée par des courbes ou des surfaces plus complexes que celles qui définissent les frontières des éléments, l'erreur est inévitable. Cette erreur est appelée erreur de discrétisation géométrique. On peut donc raffiner soit en diminuant la taille des éléments (raffinements de type h), ou en augmentant le degré des éléments (raffinement de type p), voir Figure 3.19. On se contentera de raffiner uniquement aux endroits nécessaires afin d'alléger le temps du calcul.

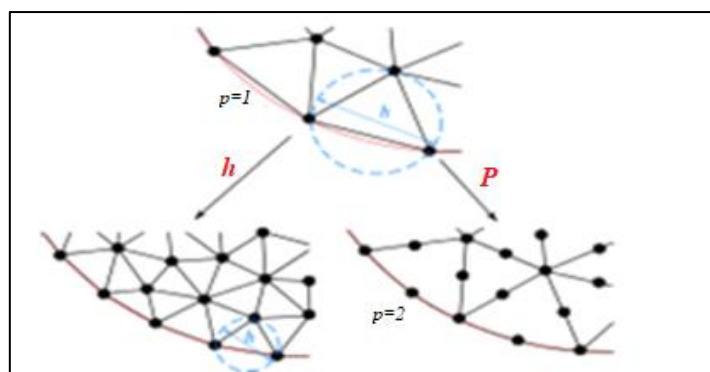


Figure 3.19 : Raffinement du maillage.

b) Choix d'éléments finis :

En pratique, le logiciel de simulation ADINA possède des bibliothèques d'éléments dans lesquelles l'utilisateur est limité en 3D, qui se distinguent notamment par leurs topologies et le nombre de leurs nœuds (Figure 3.20).

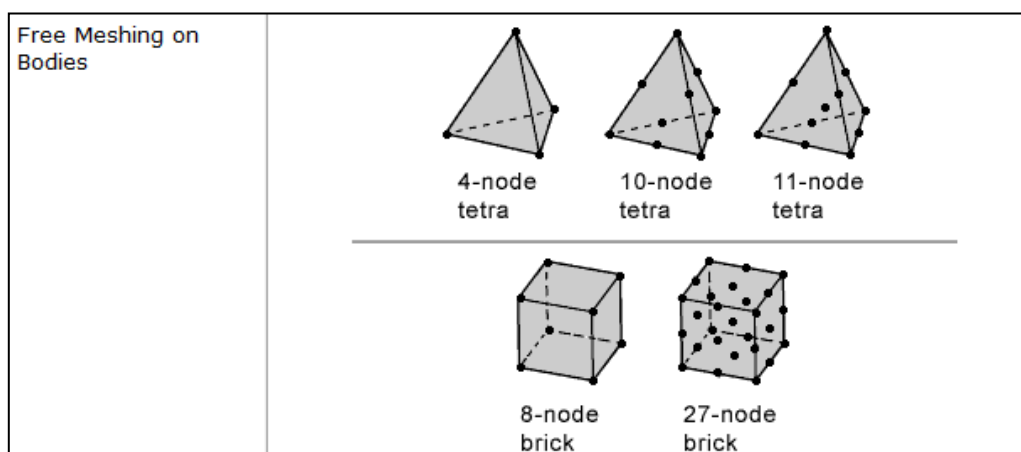


Figure 3.20 : Éléments finis tridimensionnelles utilisés par ADINA.

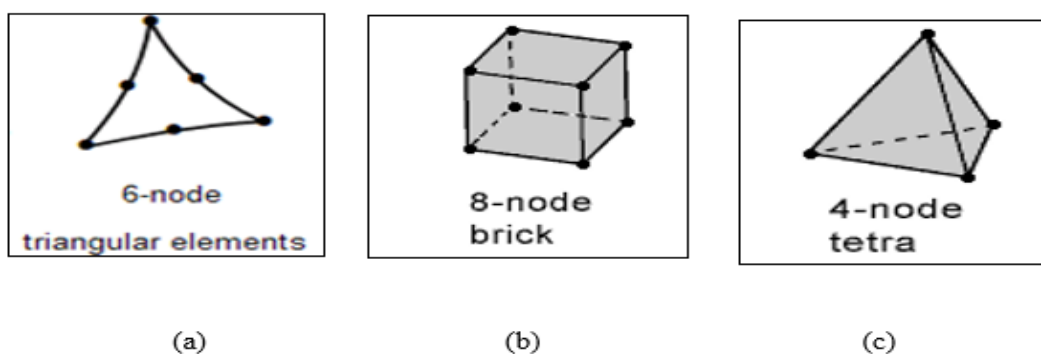


Figure 3.21 : Éléments finis utilisés dans cette étude : (a) élément triangulaire à 6 nœuds, (b) élément cubique à 8 nœuds, (c) élément tétraédrique à 4 nœuds.

➤ *Modèle 2D :*

Le maillage du béton et des barres en PRFV a été réalisé en utilisant un élément triangulaire à 6 nœuds, comme le montre les figures 3.21(a) et 3.22.

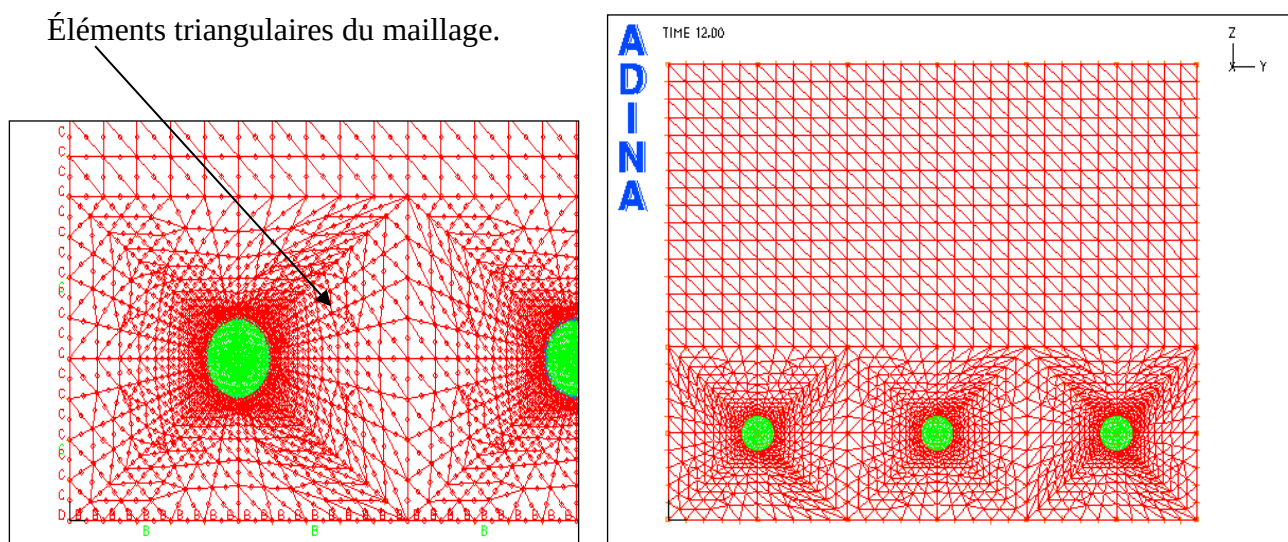
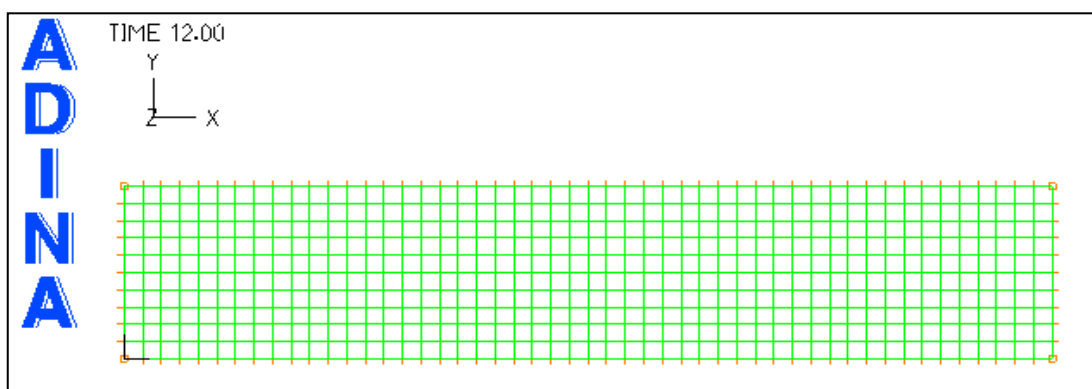


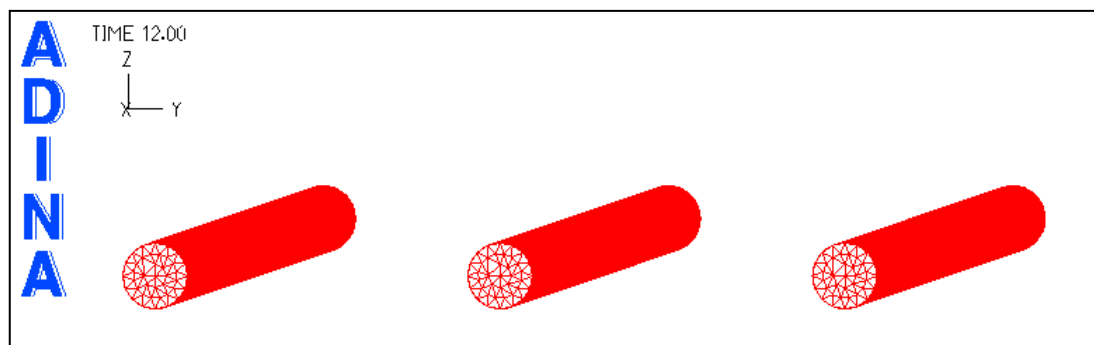
Figure 3.22 : Maillage du béton et barres en PRFV_ Modèle 2D.

➤ *Modèle 3D :*

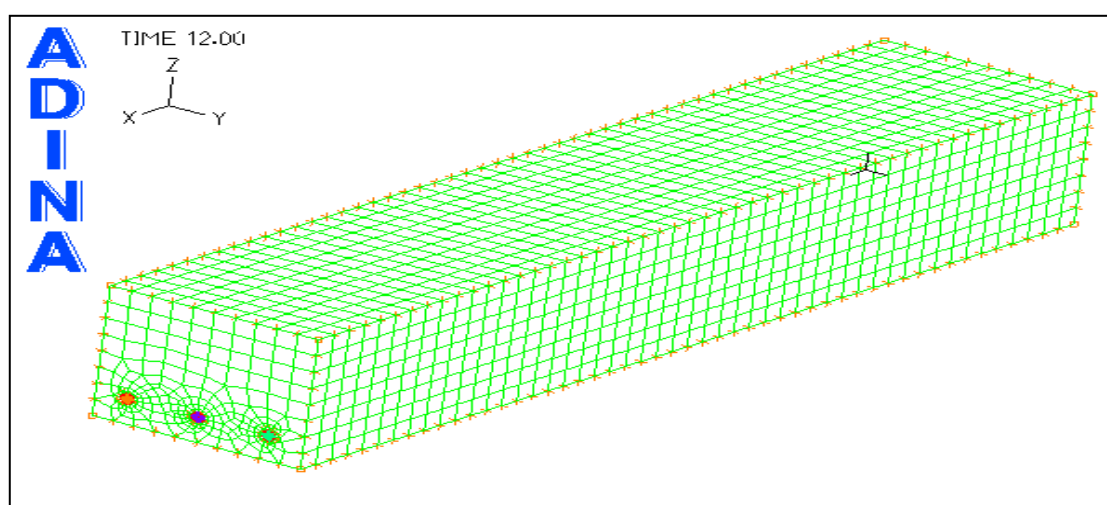
Pour le modèle en 3D, une longueur de 25 mm par subdivision a été appliquée sur la totalité du béton et des éléments solides hexaédriques à 8 nœuds (*Brick*) ont été utilisés pour le maillage du béton. Pour les barres une subdivision de 3 mm a été adoptée et des éléments tétraédriques à 4 nœuds ont été utilisés pour le maillage des barres en PRFV (voir figures 3.21(b) et 3.23).



(a)



(b)



(c)

Figure 3.23 : Maillage du béton et barres en PRFV_ Modèle 3D : (a) Maillage du béton (vue en plan), (b) Maillage des barres en PRFV, (c) Maillage de la dalle (vue d'ensemble)

3.6.7 Post-Processing ou Post _traitement

Le post-Processing représente la dernière étape de modélisation, le logiciel ADINA reconstruit alors les résultats qui lui sont demandés (déformations, contraintes, chargements thermiques, ...etc) pour chaque increment de charge.

3.7 Analyse des résultats numériques des dalles en béton armé de barres en PRFV sous charges thermique et mécanique

3.7.1 Chargements thermiques de fissuration

Pour l'analyse en éléments finis, la charge thermique correspondant à l'apparition des premières fissures est celui de l'incrément de charge engendrant la première fissure dans le béton, qui s'amorce généralement à l'interface barre/béton.

Les figures 3.24 et 3.25 montrent des schémas typiques de la formation des premières fissures dans le béton à l'interface barre/béton, obtenues par le logiciel ADINA, pour une dalle en béton armé de barres en PRFV soumise à des charges thermiques seules et à des charges combinées thermique et mécanique, respectivement. Les premières fissures circonférentielles à l'interface barre/béton commencent à se développer dans le béton à des charges thermiques (ΔT_{cr}) de -15°C pour la dalle SB.195.16.25 sous charge thermique seule et -17°C pour la dalle SA.195.16.25 sous charges combinées (Figure 3.24(a) et 3.25(a)). Tandis que les premières fissures radiales à l'interface barre/béton apparaissent dans le béton à des charges thermiques (ΔT_{cr}) de 14°C , 15°C pour la dalle SB195.16.25 sous charge thermique seule et la dalle SA.195.16.25 sous charges combinées, respectivement (Figure 3.24 (b) et 3.25(b)).

Le Tableau 3.6 présente les valeurs de variations de température ΔT_{cr} produisant les premières fissures dans le béton à l'interface barre/béton des dalles ayant des rapports d'épaisseur d'enrobage au diamètre de barre en PRFV (c/d_b) variant de 1.3 à 2.8, soumises à deux différents cas de charges : thermiques seules et combinées (thermique et mécanique). D'après ce tableau, on remarque que les valeurs de ΔT_{cr} , sous l'action de la température seule, varient entre 14 et 30°C pour les hautes températures ($0 < \Delta T < 60^{\circ}\text{C}$) et entre -32 et -15°C pour les basses températures ($-50^{\circ}\text{C} < \Delta T < 0^{\circ}\text{C}$). Cependant, pour les dalles sous charges combinées, ΔT_{cr} varient entre 15 et 32°C pour les hautes températures ($0 < \Delta T < 60^{\circ}\text{C}$) et entre -35 à -16°C pour les basses températures ($-50^{\circ}\text{C} < \Delta T < 0^{\circ}\text{C}$). D'après ces résultats on peut constater que les dalles renforcées de barres de PRFV N°16 sont fissurées avant celles renforcées de barres N°19 pour les deux cas de charges. Ceci est dû au coefficient de dilatation thermique transversale TCTE (α_{ft}) qui est plus élevé pour les barres N°16 (Tableau 3.3). Aussi on peut remarquer que les températures ΔT_{cr} des dalles soumises à une charge thermique seule sont légèrement inférieures à celles des dalles soumises à des charges combinées. Ceci est dû à la contribution de la charge mécanique à la réduction de la pression radiale causée par la variation de température.

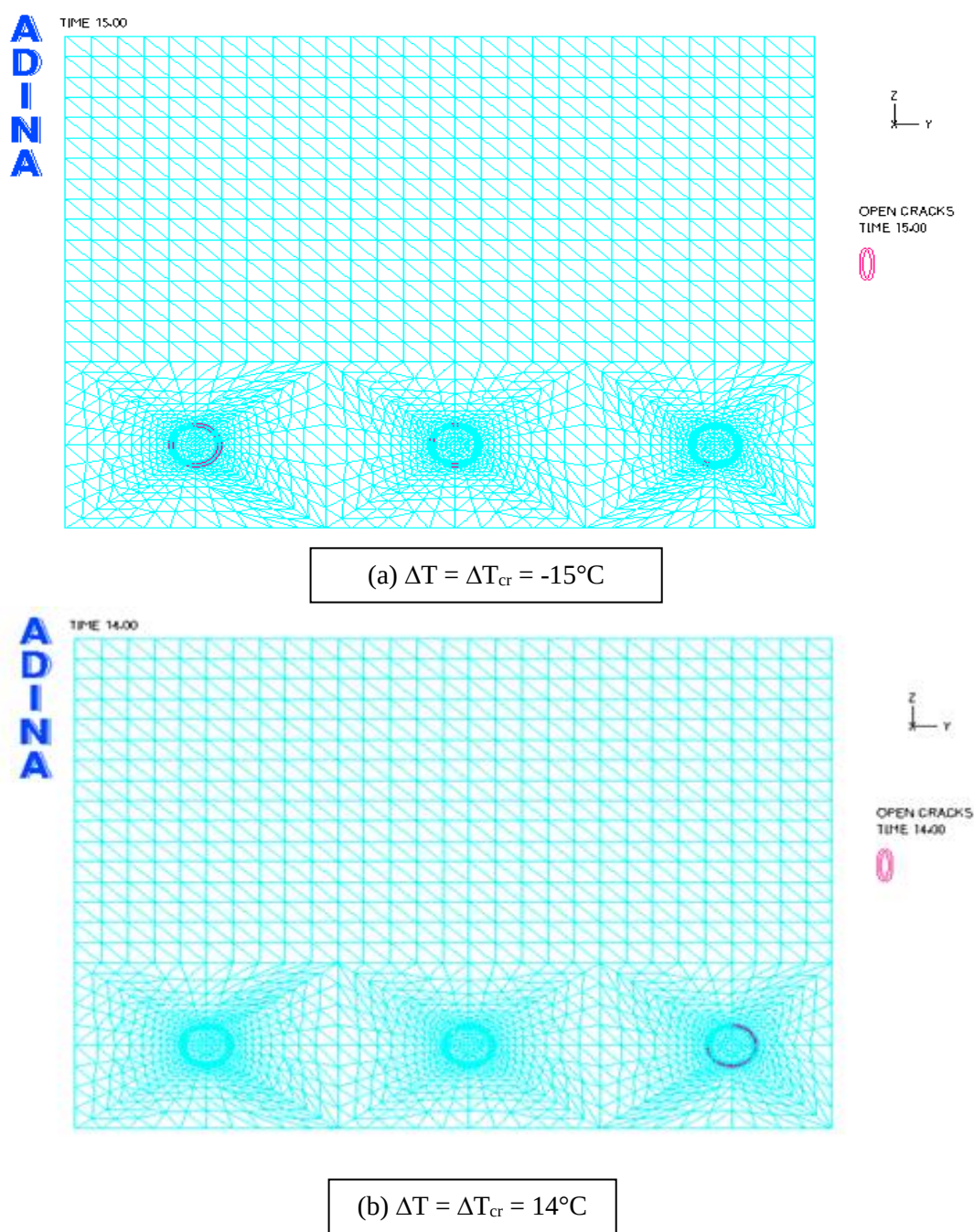


Figure 3.24 : Formation des premières fissures dans le béton à l'interface barre/béton pour la dalle SB.195.16.25 ayant $c/d_b = 1.6$ sous charges thermiques seules : (a) Apparition des premières fissures circonférentielles à $\Delta T_{cr} = -15^{\circ}\text{C}$, (b) Apparition des premières fissures radiales à $\Delta T_{cr} = 14^{\circ}\text{C}$.

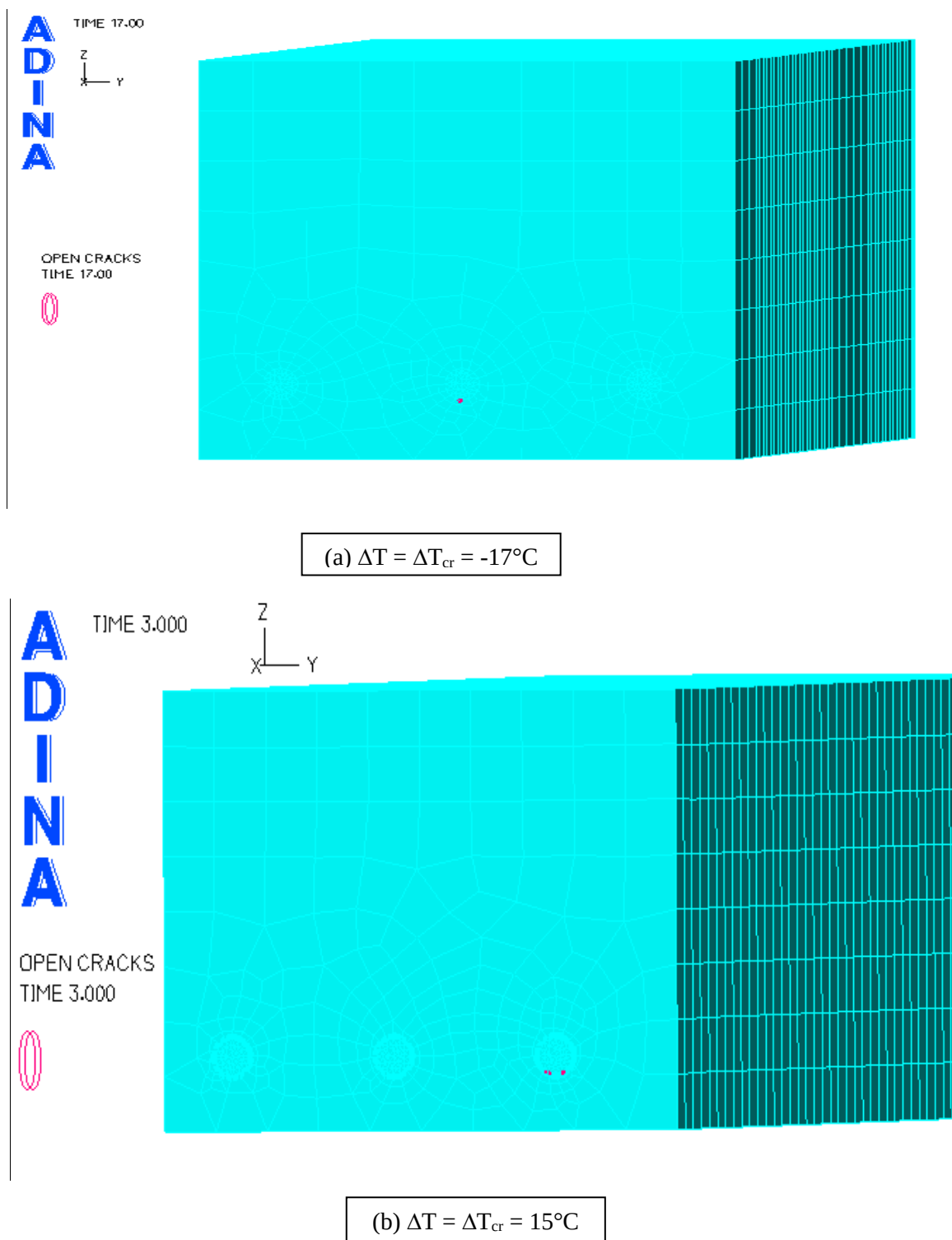


Figure 3.25 : Formation des premières fissures dans le béton à l'interface barre/béton pour la dalle SA.195.16.25 ayant $c/d_b = 1.6$ sous charges thermique et mécanique : (a) Apparition des premières fissures circonférentielles à $\Delta T_{cr} = -17^{\circ}\text{C}$, (b) Apparition des premières fissures radiales à $\Delta T_{cr} = 15^{\circ}\text{C}$.

Tableau 3.6: Valeurs de ΔT_{cr} pour les dalles SB et SA.

Dalle	c/d_b	f_{ct} (MPa)	Sous charge thermique seule (SB)		Sous charges combinées (SA)	
			$\Delta T < 0$	$\Delta T > 0$	$\Delta T < 0$	$\Delta T > 0$
S.195.16.25	1.57	1.9	-15	14	-17	15
S.200.16.30	1.89	2.6	-21	19	-24	21
S.215.16.45	2.83	1.9	-15	15	-16	16
S.195.19.25	1.31	2.8	-31	30	-36	31
S.200.19.30	1.57	2.9	-32	30	-37	31
S.215.19.45	2.36	2.9	-32	30	-35	32

Les résultats de Tableau 3.6 ne permettent pas de tirer des conclusions concernant l'effet de l'enrobage du béton et le diamètre des barres sur ΔT_{cr} vue que les propriétés du béton utilisé pour les dalles ayant le même diamètre des barres ne sont pas identiques, et aussi les propriétés des barres pour les dalles ayant le même enrobage ne sont pas identiques (voir Tableaux 3.2 et 3.3). Il est évident, d'après le Tableau 3.6, que l'effet de la résistance à la traction du béton sur la température de fissuration du béton est plus dominant que l'effet d'enrobage du béton. Ce qui explique le fait que la température de fissuration du béton des dalles S.195.16.25 et S.195.16.45 est plus faible que celle de la dalle S.195.16.30. Donc, une étude paramétrique dans des futurs travaux est primordiale afin d'examiner l'effet de diamètre des barres, de l'enrobage du béton, de la résistance du béton et du coefficient d'expansion thermique transversale sur des dalles soumises à des charges combinées thermique et mécanique.

3.7.2. Variation de température produisant la rupture d'enrobage du béton

Les figures 3.26 et 3.27 montrent des schémas typiques de la propagation des fissures jusqu'à la surface extérieure du béton des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises respectivement à une charge thermique seule et à des charges combinées thermique et mécanique. Le Tableau 3.7 présente les valeurs de variations de température ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage de béton de l'ensemble des dalles étudiées ayant des rapports d'épaisseur d'enrobage au diamètre de barre c/d_b variant de 1.3 à 2.8. Lorsque la variation de température atteint la valeur de ΔT_{sp} le béton ne peut résister à la pression radiale et donc il se trouve fissurer.

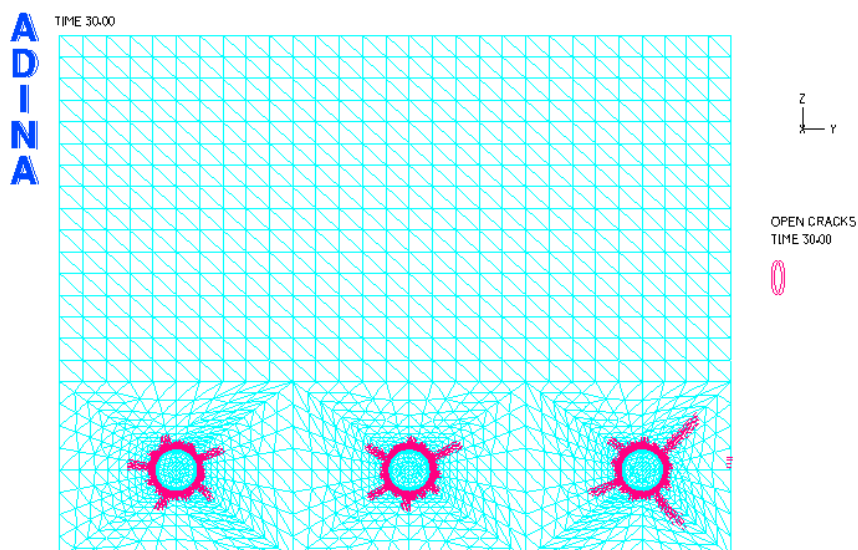


Figure 3.26 : Formation des couronnes de fissures approfondie à une variation de température $\Delta T > \Delta T_{sp}$ de la dalle SB.195.16.25 ayant $c/d_b = 1,6$ sous charge thermique seule.

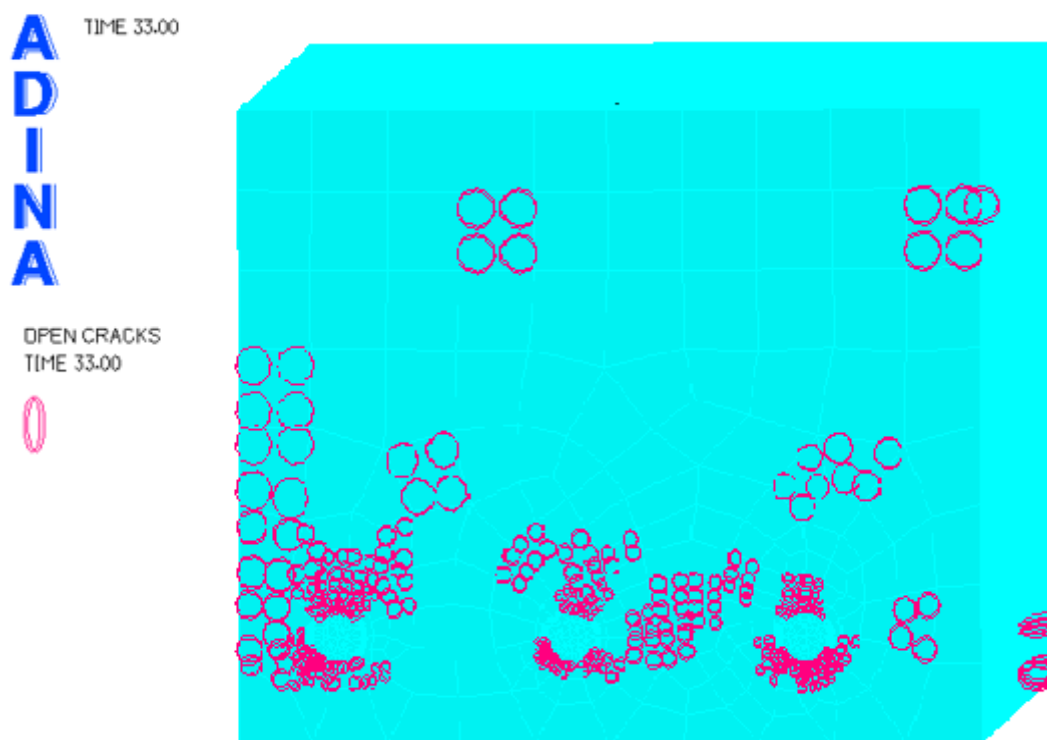


Figure 3.27 : Formation des couronnes de fissures approfondie à une variation de température $\Delta T > \Delta T_{sp}$ de la dalle SA.195.16.25 ayant $c/d_b = 1,6$ sous charges thermique et mécanique.

D'après le Tableau 3.7, on remarque que la valeur de ΔT_{sp} varie entre 30 et à plus de 60°C pour des dalles renforcées en PRFV. Il convient de noter que les fissures n'atteignent pas la surface extérieure du béton pour les basses températures. Cependant, pour les hautes températures les fissures radiales atteignent la surface extérieure du béton. La propagation des fissures pour les dalles renforcées avec des barres en PRFV N°16 était plus rapide que celle des dalles renforcées avec les barres N°19. Ceci est probablement dû au coefficient de dilatation thermique transversale TCTE comme c'est expliqué précédemment. On constate aussi que plus l'enrobage du béton est mince plus la température ΔT_{sp} est moindre pour les dalles ayant les mêmes propriétés des matériaux, ce qui fait que les dalles de faible enrobage sont plus vulnérables aux actions thermiques. D'autre part, on peut remarquer que les températures ΔT_{sp} des dalles soumises à une charge thermique sont légèrement inférieures à celles des dalles soumises à des charges combinées thermique et mécanique. Ceci s'explique par le fait que la charge mécanique peut réduire la pression radiale causée par la variation de température et par conséquent la contrainte de traction dans le béton.

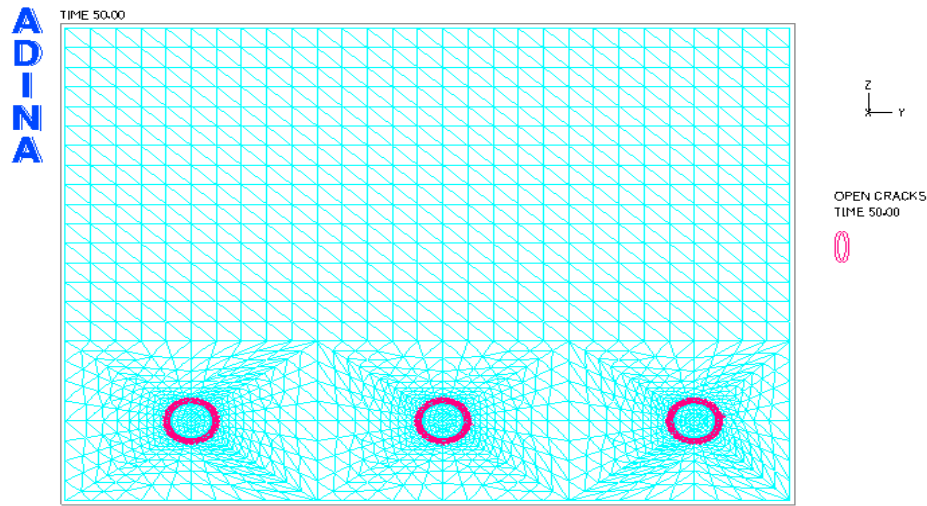
Tableau 3.7: Valeurs de ΔT_{sp} pour les dalles SB et SA.

Dalle	c/d_b	f_{ct} (MPa)	ΔT_{sp} (°C)	
			Sous charge thermique (SB)	Sous charges combinées (SA)
S.195.16.25	1.57	1.9	30	33
S.200.16.30	1.89	2.6	48	50
S.215.16.45	2.83	1.9	46	50
S.195.19.25	1.31	2.8	59	61
S.200.19.30	1.57	2.9	61	64
S.215.19.45	2.36	2.9	66	68

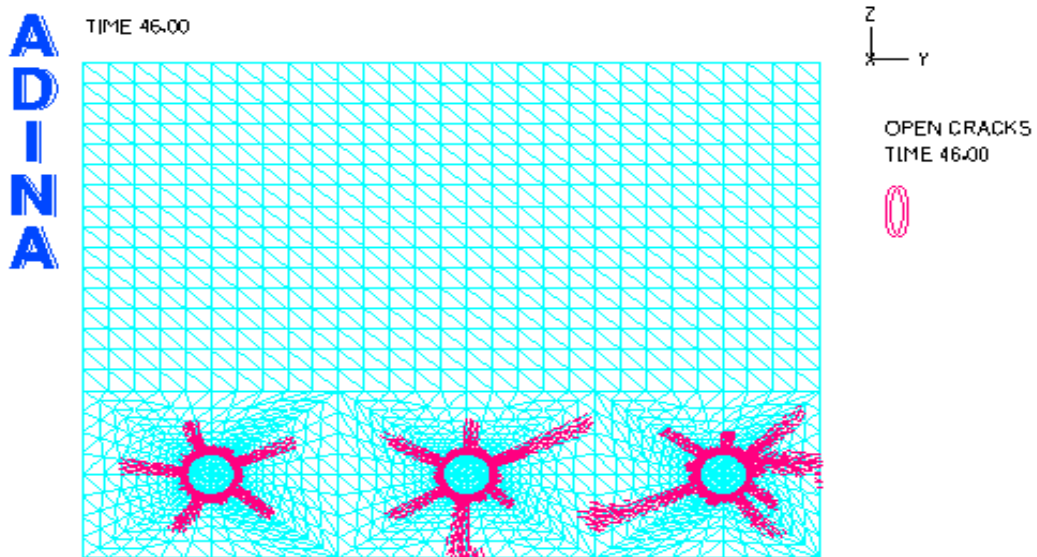
3.7.3. Variation de température produisant la rupture du béton entre les barres

Les figures 3.28 et 3.29 montrent des schémas explicatifs de la variation de température $\Delta T'_{sp}$ produisant la rupture de béton situé entre les barres de PRFV des dalles, ayant un rapport d'espacement entre les barres au diamètre de barre (e/d_b) variant de 4 à 6.5, sollicitées par deux différents cas de charges : thermiques et combinées (thermique et mécanique). Le Tableau 3.8 présente les valeurs de variation de température $\Delta T'_{sp}$ de l'ensemble de ces dalles. Le béton situé

entre les barres de PRFV se trouve complètement fissuré lorsque les contraintes de traction au sein du béton atteignent la résistance à la traction du béton f_{ct} pour des variations de température supérieures ou égales à $\Delta T'_{sp}$.



(a) $\Delta T = -50^\circ\text{C}$



(b) $\Delta T = +46^\circ\text{C}$

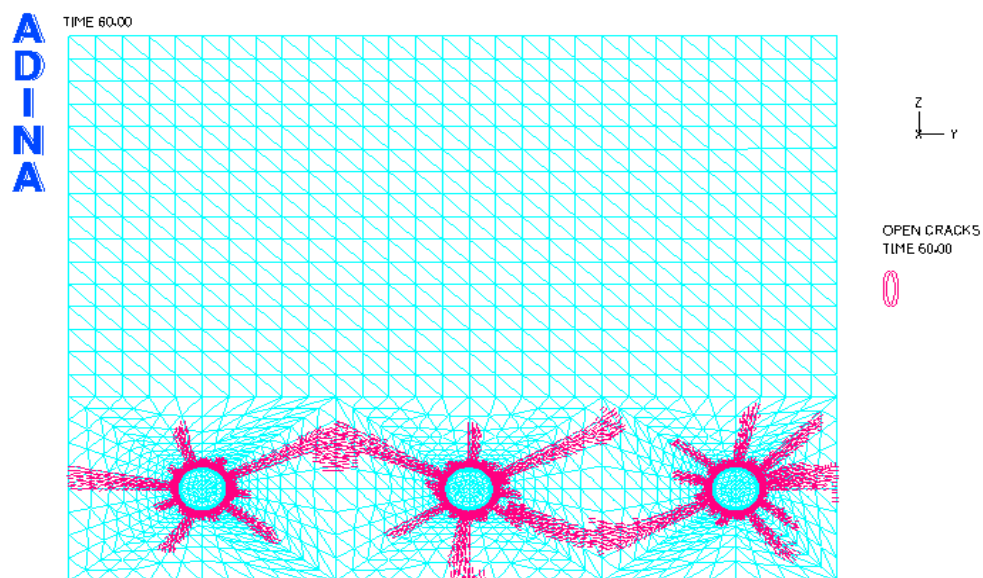
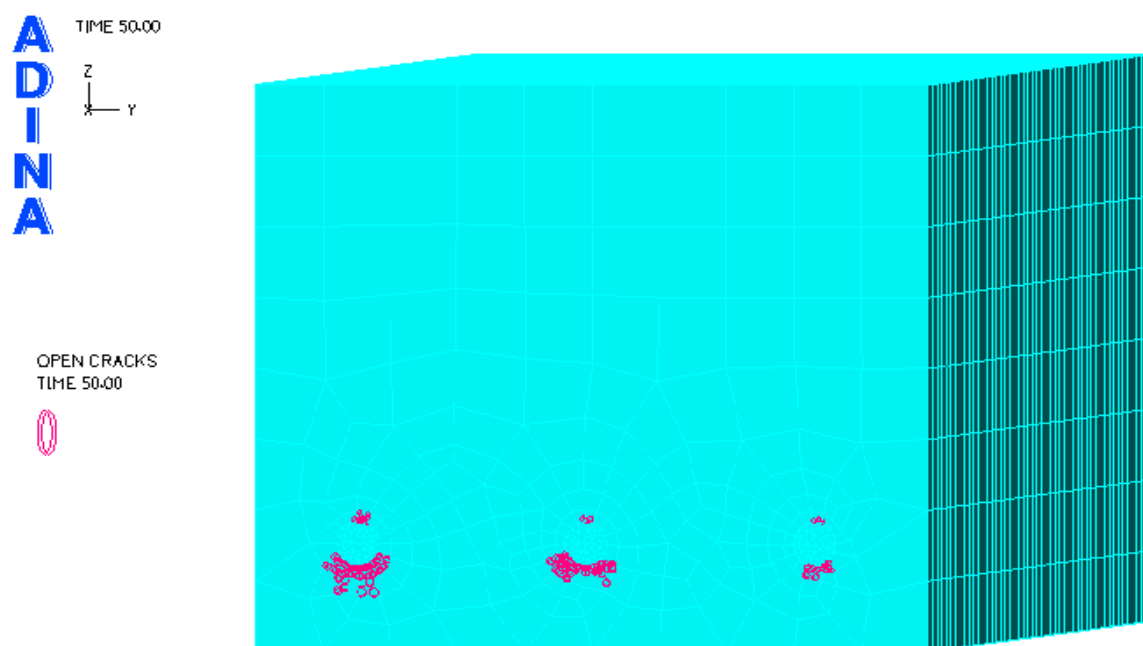


Figure 3.28 : Evolution des fissures dans le béton situé entre les barres de la dalle SB.195.16.25 ayant $e/d_b = 4.46$ sous charges thermiques : (a) $\Delta T = - 50^{\circ}\text{C}$; (b) $\Delta T = +46^{\circ}\text{C}$; (c) $\Delta T = +60^{\circ}\text{C}$.



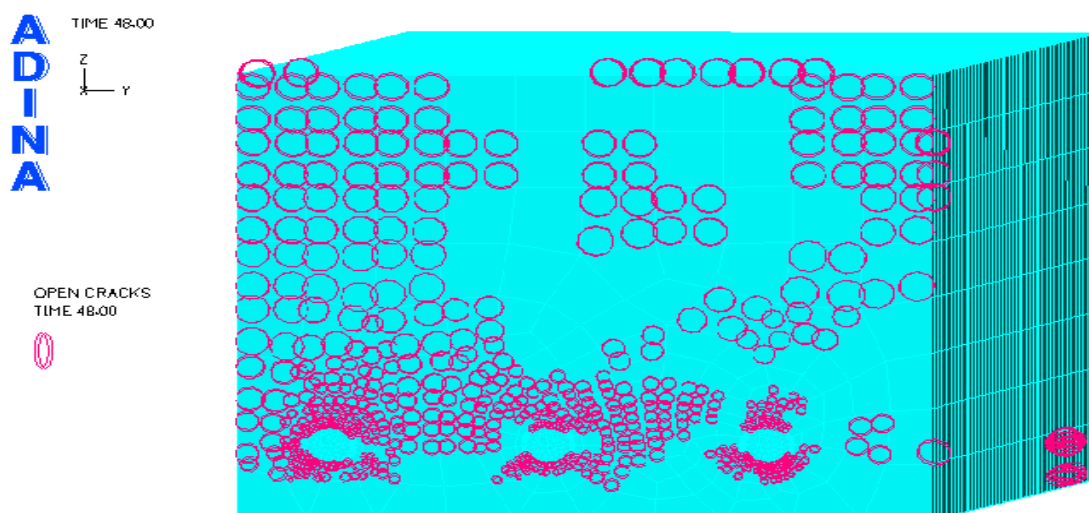
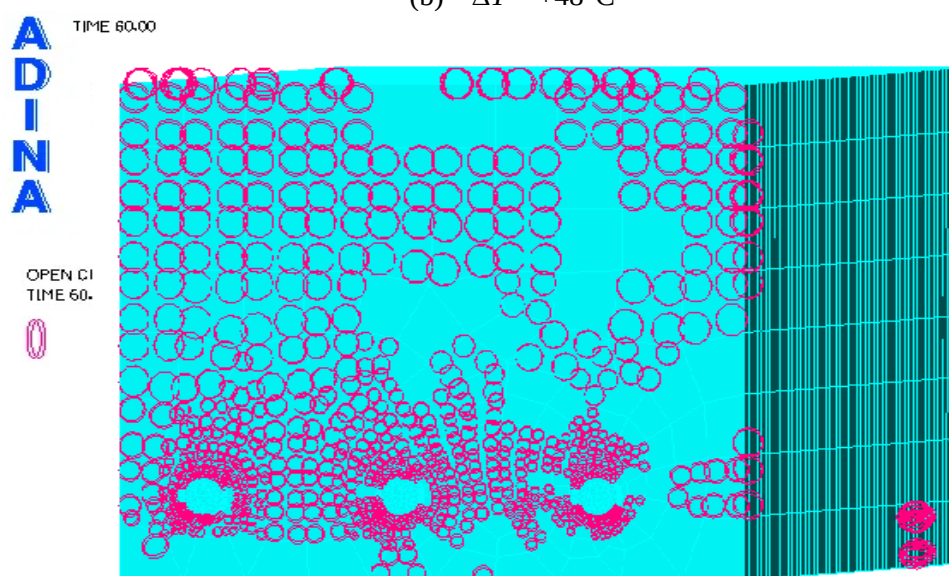
(b) $\Delta T = +48^{\circ}\text{C}$ (c) $\Delta T = +60^{\circ}\text{C}$.

Figure 3.29 : Evolution des fissures dans le béton situé entre les barres de la dalle SA.195.16.25 ayant $e/d_b = 4.46$ sous charges thermique et mécanique : (a) $\Delta T = -50^{\circ}\text{C}$; (b) $\Delta T = +48^{\circ}\text{C}$; (c) $\Delta T = +60^{\circ}\text{C}$.

Le Tableau 3.8 montre que béton situé entre les barres se fissure à une variation thermique supérieurs à 46°C et 48°C , respectivement, pour les dalles soumises à une charge thermique et les dalles soumises à des charges combinées thermique et mécanique. D'où l'application de la charge mécanique contribue aussi à la diminution des contraintes de traction qui conduisent à la rupture du béton situé entre les barres.

Pour des basses températures, les résultats montrent que les fissures n'atteignent pas la ligne moyenne du béton entre les barres et ceci pour les deux cas de chargements considérés.

Tableau 3.8: Valeurs de $\Delta T'_{sp}$ produisant la rupture de béton situé entre les barres des dalles SB et SA.

Dalle	c/d_b	e/d_b	f_{ct} (MPa)	$\Delta T'_{sp}$ (°C)	
				Sous charge thermique (SB)	Sous charges combinées (SA)
S.195.16.25	1.57	4.46	1.9	46	48
S.200.16.30	1.89	4.33	2.6	>60	59
S.215.16.45	2.83	3.96	1.9	47	55
S.195.19.25	1.31	6.52	2.8	>60	>60
S.200.19.30	1.57	6.35	2.9	>60	>60
S.215.19.45	2.36	5.82	2.9	>60	>60

3.7.4. Etude des contraintes thermiques

Les figures 3.30 et 3.31 présentent l'évolution des contraintes circonférentielle σ_{ct} du béton en fonction de la variation de température ΔT à l'interface armature/béton des dalles en béton renforcé des barres en PRFV soumises à des charges thermiques seules et des charges combinées (thermique et mécanique), respectivement.

Les figures 3.32 et 3.33 présentent les courbes de contraintes radiales du béton en fonction de la variation de température ΔT à l'interface armature/béton des dalles en béton renforcé des barres en PRFV soumises à des charges thermiques seules et des charges combinées (thermique et mécanique), respectivement.

Ces dalles ayant un rapport de l'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre (c/d_b) variant entre 1.3 et 2.8.

À partir de ces figures, on remarque que les courbes de contraintes circonférentielle et radiale sont linéaires et similaires jusqu'à ce que la contrainte de traction maximale dans le béton atteigne la valeur de la résistance à la traction du béton f_{ct} à une variation de température $\Delta T = \Delta T_{cr}$ (voir Tableau 3.6 et 3.2). Pour des valeurs de $\Delta T > \Delta T_{cr}$ les courbes de contrainte circonférentielle et radiale diminuent brusquement à cause de l'apparition des fissures radiales et circonférentielles dans le béton à l'interface armature/béton ; respectivement. Tandis que les courbes de contraintes circonférentielles et radiales de compression augmentent en fonction de la variation de température. Ces dalles ayant une résistance en traction très inférieure à sa résistance en compression donc, les dalles capables de supporter des contraintes de compression importantes sous charges thermiques ou combinées. On peut conclure que le comportement des dalles

en termes de contrainte est dominé par les propriétés mécaniques du béton. Par conséquent, les propriétés des barres de PRF et l'enrobage du béton n'ont pas un effet significatif sur les contraintes transversales et radiales.

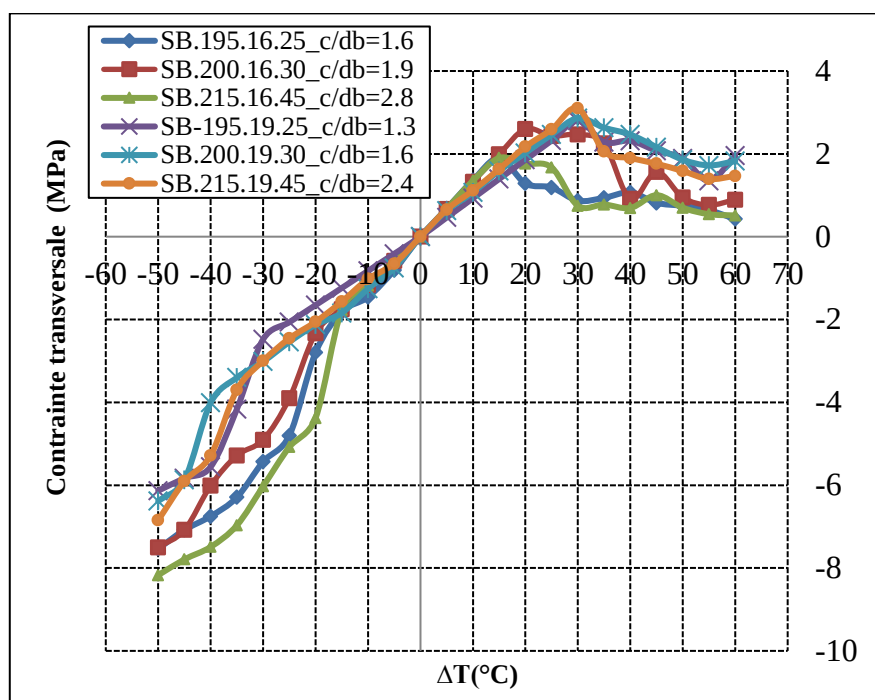


Figure 3.30 : Contrainte circonférentielle du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charge thermique seule.

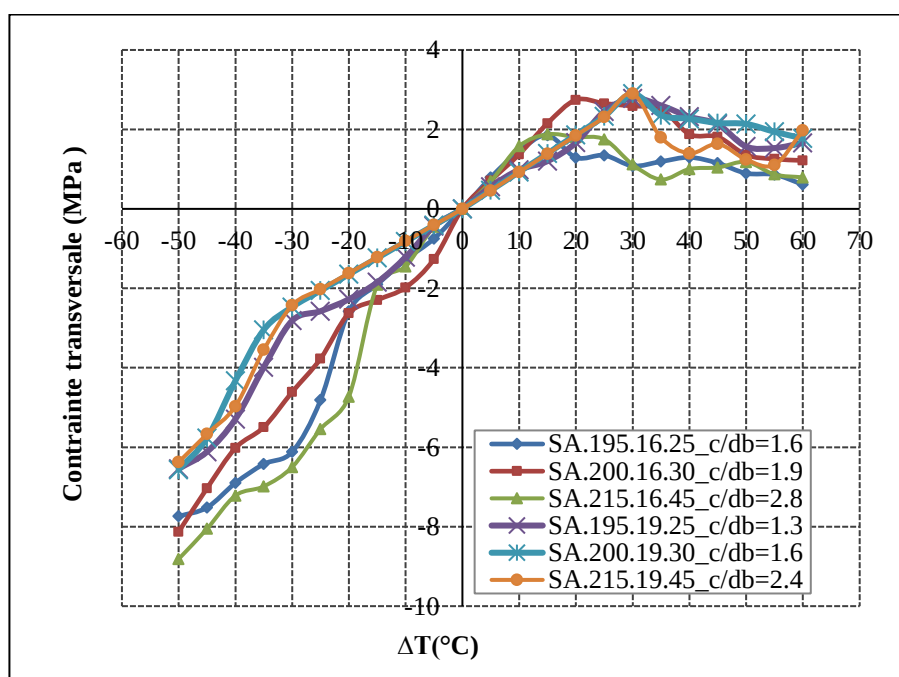


Figure 3.31 : Contrainte circonférentielle du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charges combinées thermique et mécanique

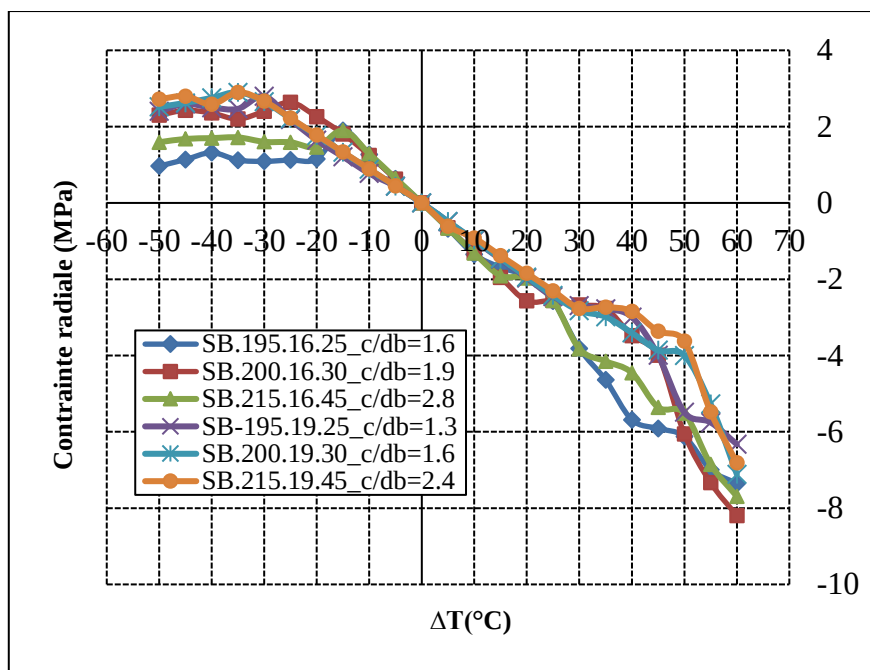


Figure 3.32 : Contrainte radiale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charge thermique seule.

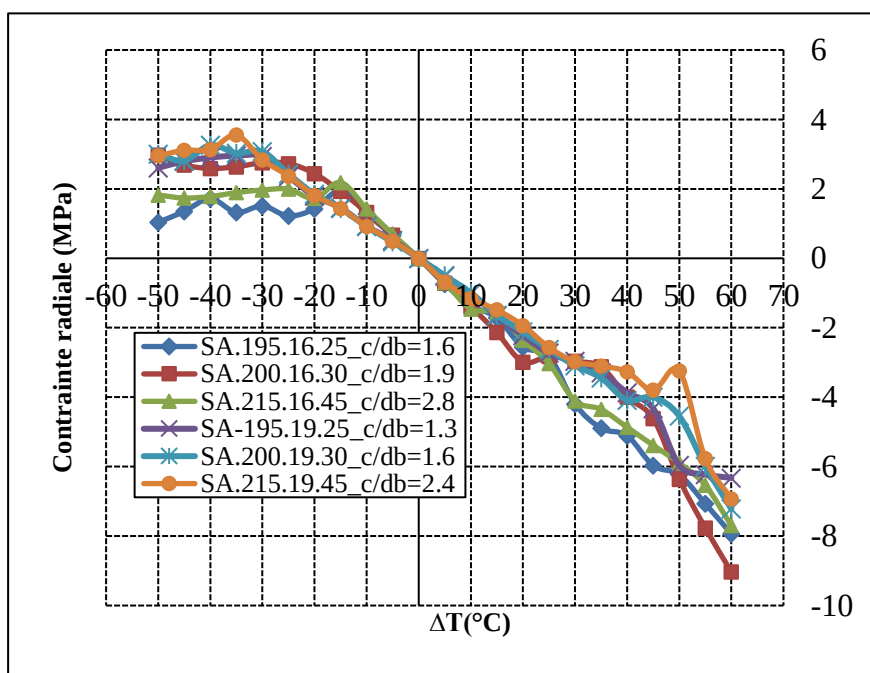


Figure 3.33 : Contrainte radiale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charges combinées thermique et mécanique

Les figures 3.34 à 3.45 présentent une comparaison entre les résultats des dalles SA soumises à des charges combinées (thermique et mécanique) et ceux des dalles SB soumises à des charges thermiques seules. Ces courbes montrent la variation des contraintes transversales et radiales à l'interface barre/béton en fonction de ΔT pour les différents rapports d'enrobage du béton aux

diamètres des barres en PRF (c/d_b). On remarque qu'il n'y a pas de grande différence entre le comportement des dalles SA et SB. Pour les hautes températures, les deux courbes atteignent la valeur de la contrainte transversale maximale f_{ct} à une charge thermique égale à ΔT_{cr} et puis elles diminuent. Pour les basses températures les contraintes augmentent et résistent. Les mêmes remarques pour les contraintes radiales.

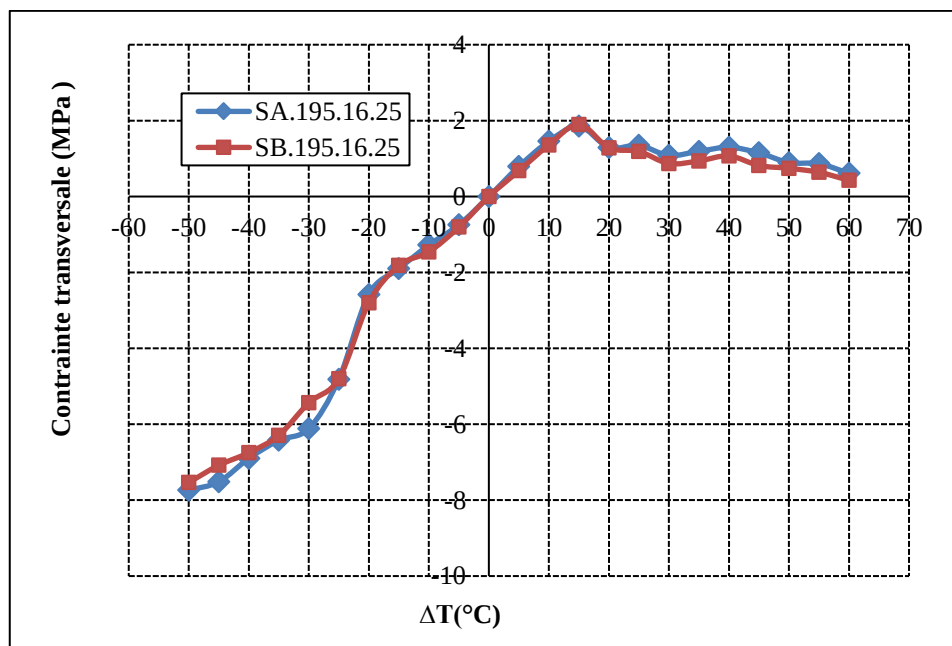


Figure 3.34. Contrainte transversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

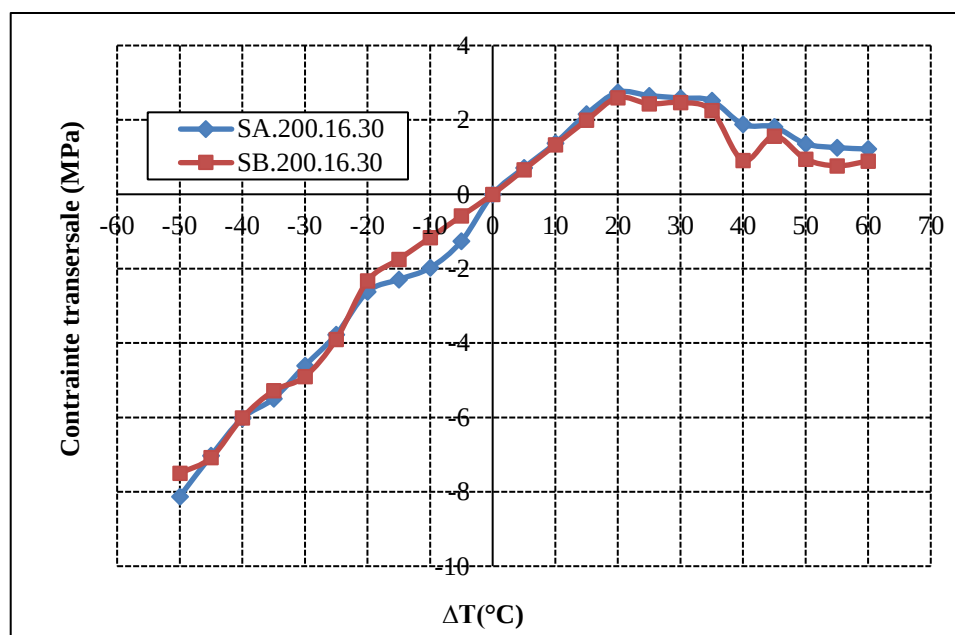


Figure 3.35 : Contrainte transversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

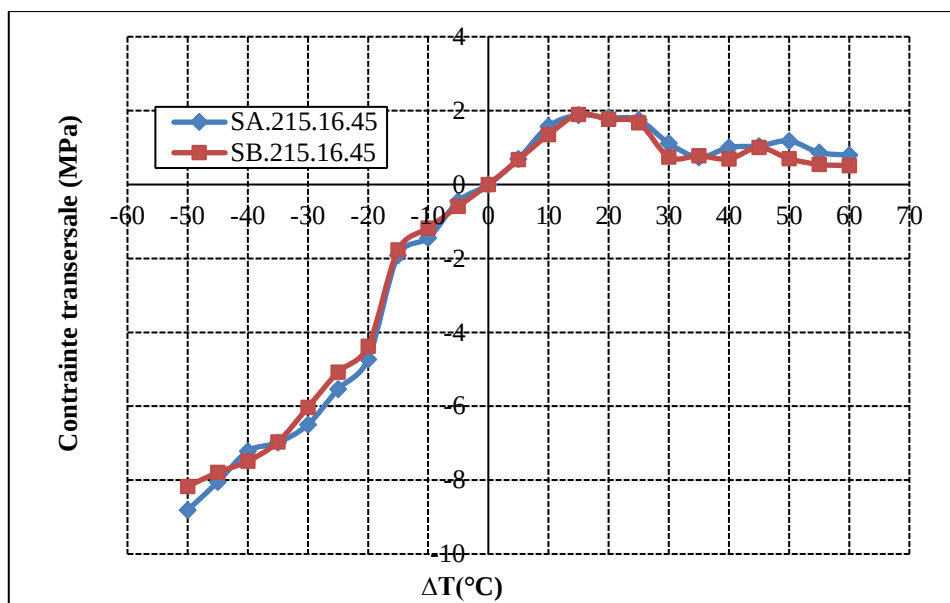


Figure 3.36 : Contrainte transversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

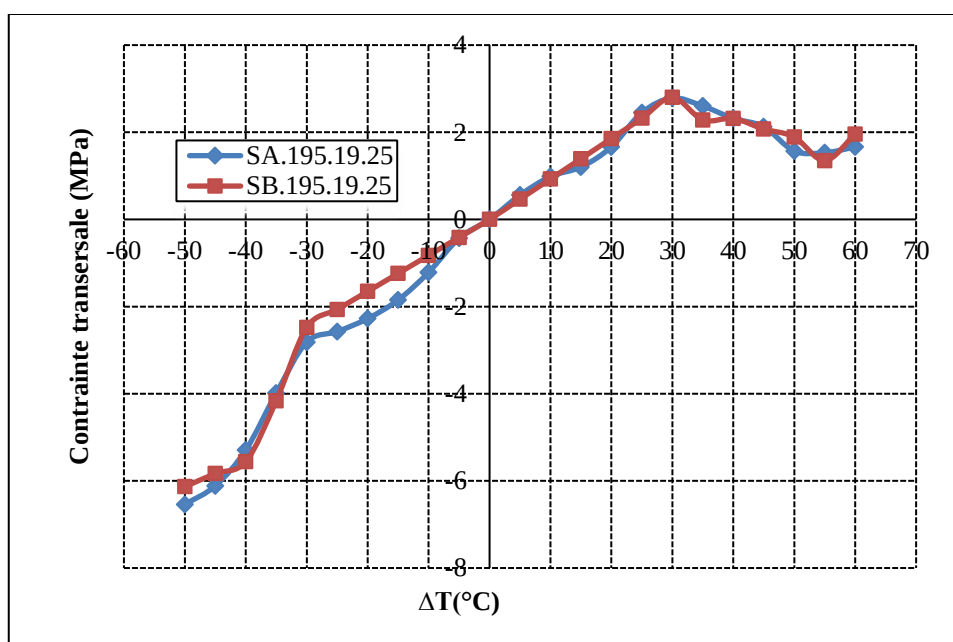


Figure 3.37 : Contrainte transversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

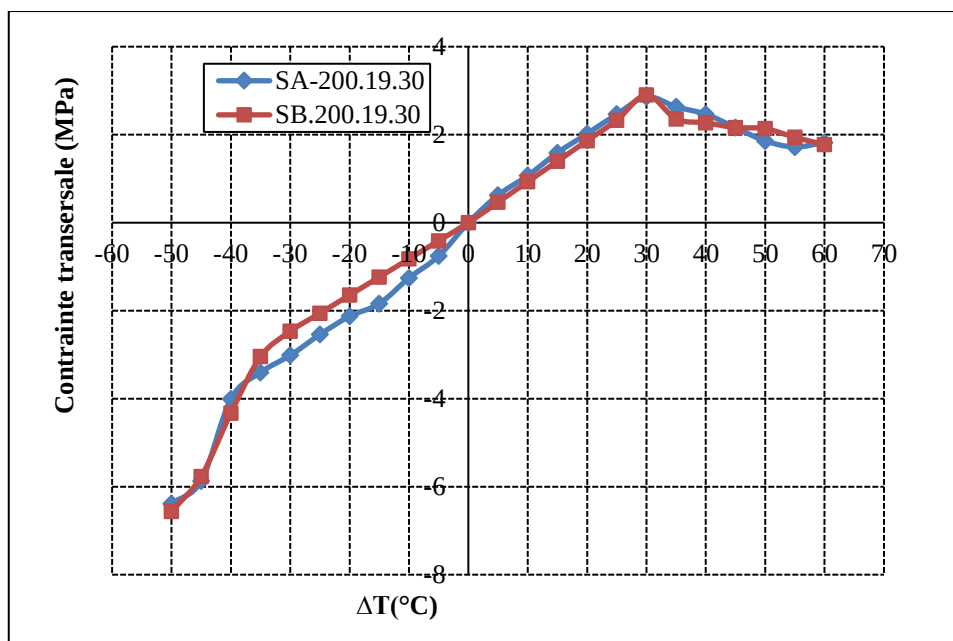


Figure 3.38 : Contrainte transversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

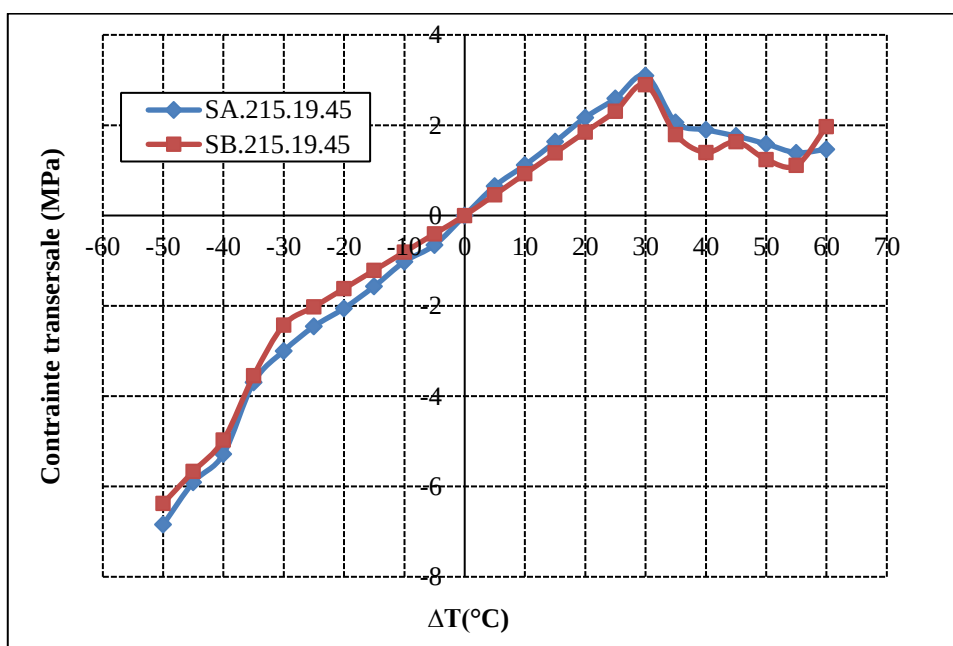


Figure 3.39 : Contrainte transversale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

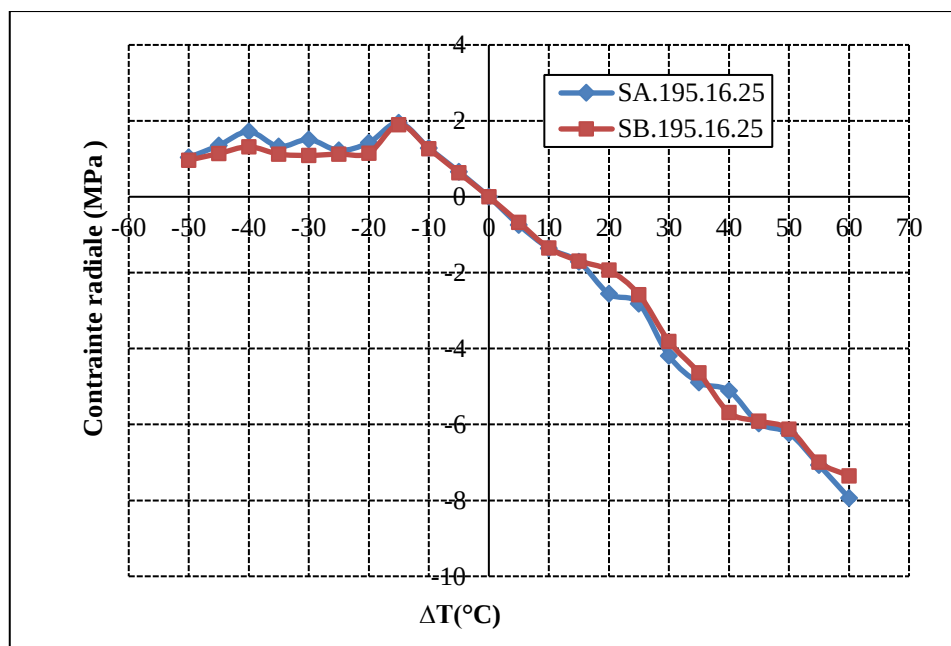


Figure 3.40 : Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

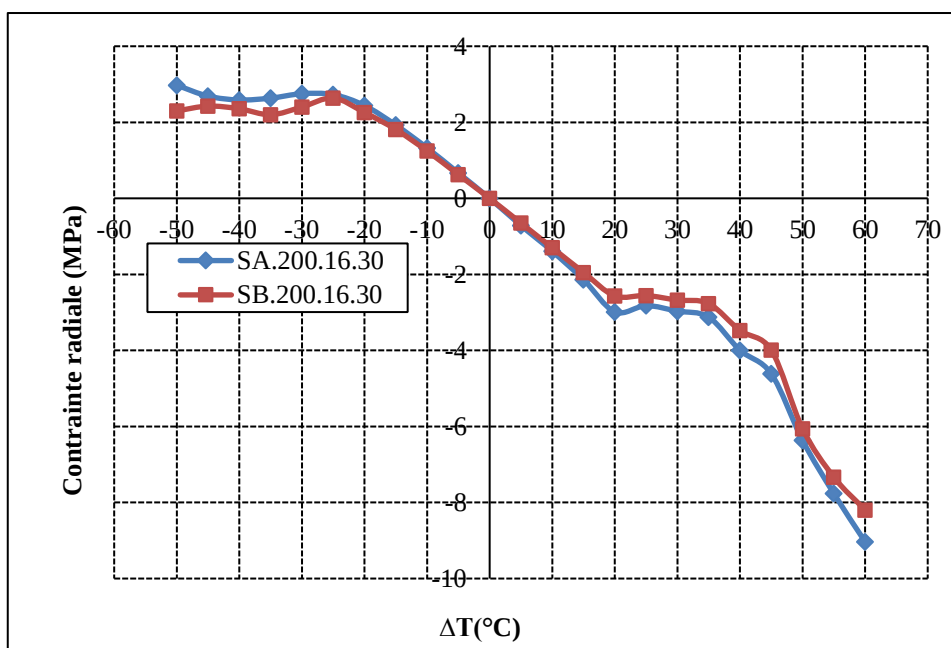


Figure 3.41 : Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

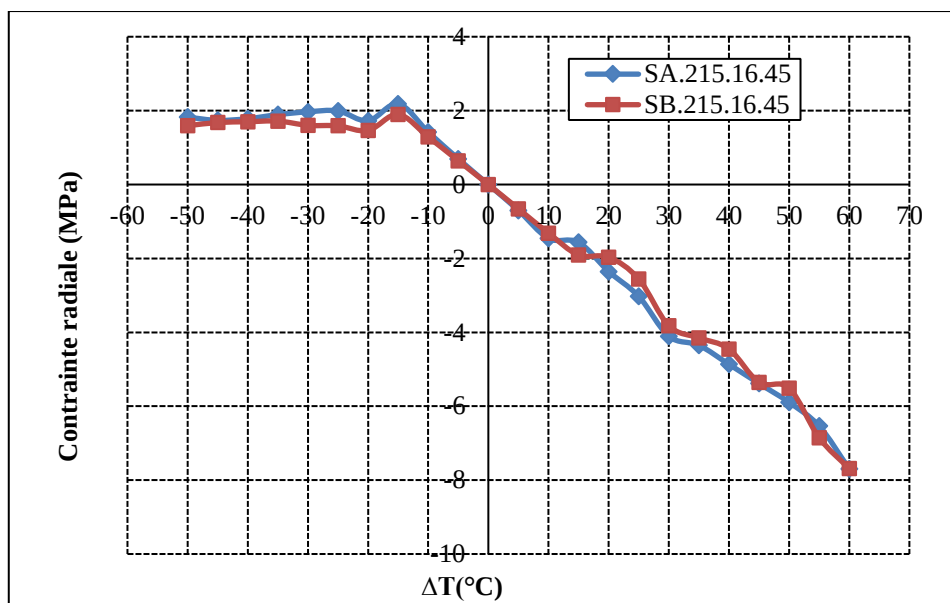


Figure 3.42 : Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

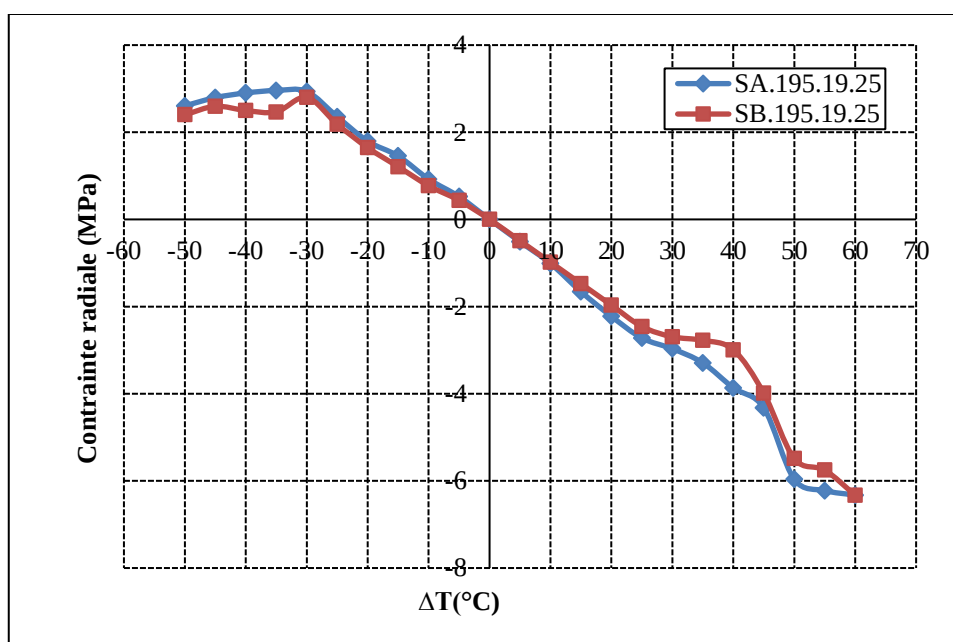


Figure 3.43 : Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

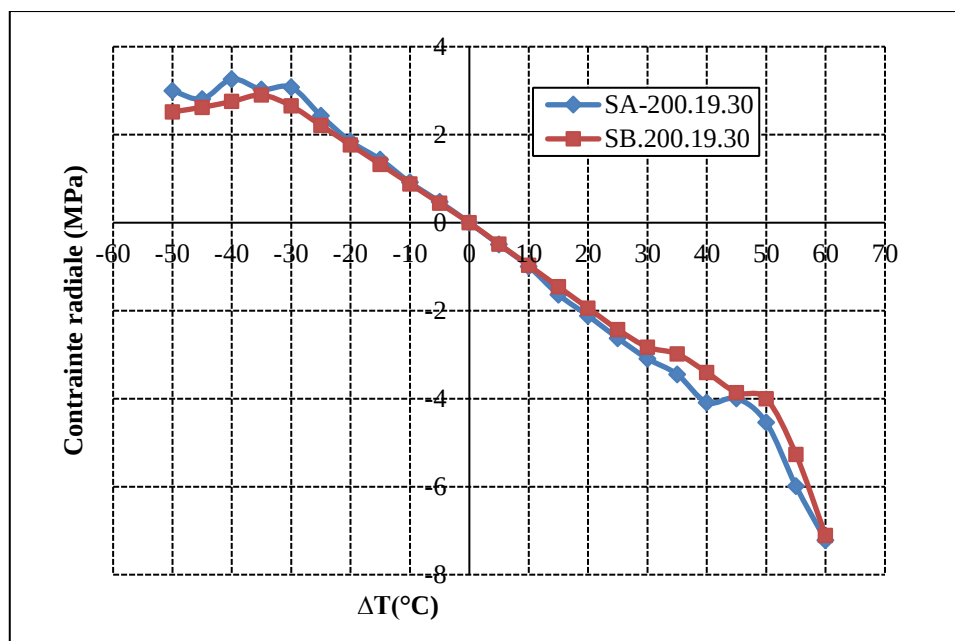


Figure 3.44 : Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

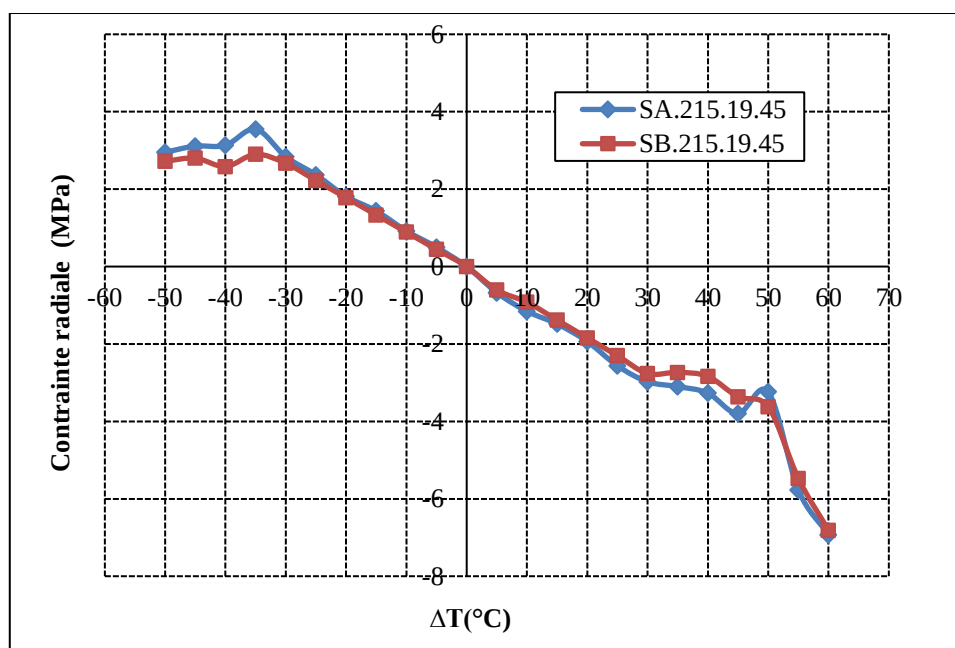


Figure 3.45 : Contrainte radiale du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

3.7.5. Etude des déformations thermiques

a) Déformations longitudinales à l'interface barre/béton

Les figures 3.46 et 3.47 présentent les courbes de déformations longitudinales en fonction de la variation de température ΔT à l'interface armature/béton des dalles en béton armé des barres en PRFV soumises à des charges thermiques seules et à des charges combinées (thermique et mécanique), respectivement, en variant le rapport de l'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de barre (c/d_b) de 1.3 à 2.8. D'après ces figures on constate que le comportement thermique de ces dalles est élastique linéaire, et que les déformations longitudinales à l'interface varient proportionnellement avec la variation de température. Les déformations obtenues varient, en général, de -660 à 800 $\mu\text{m/m}$ pour une variation de température allant de -50 à +60°C.

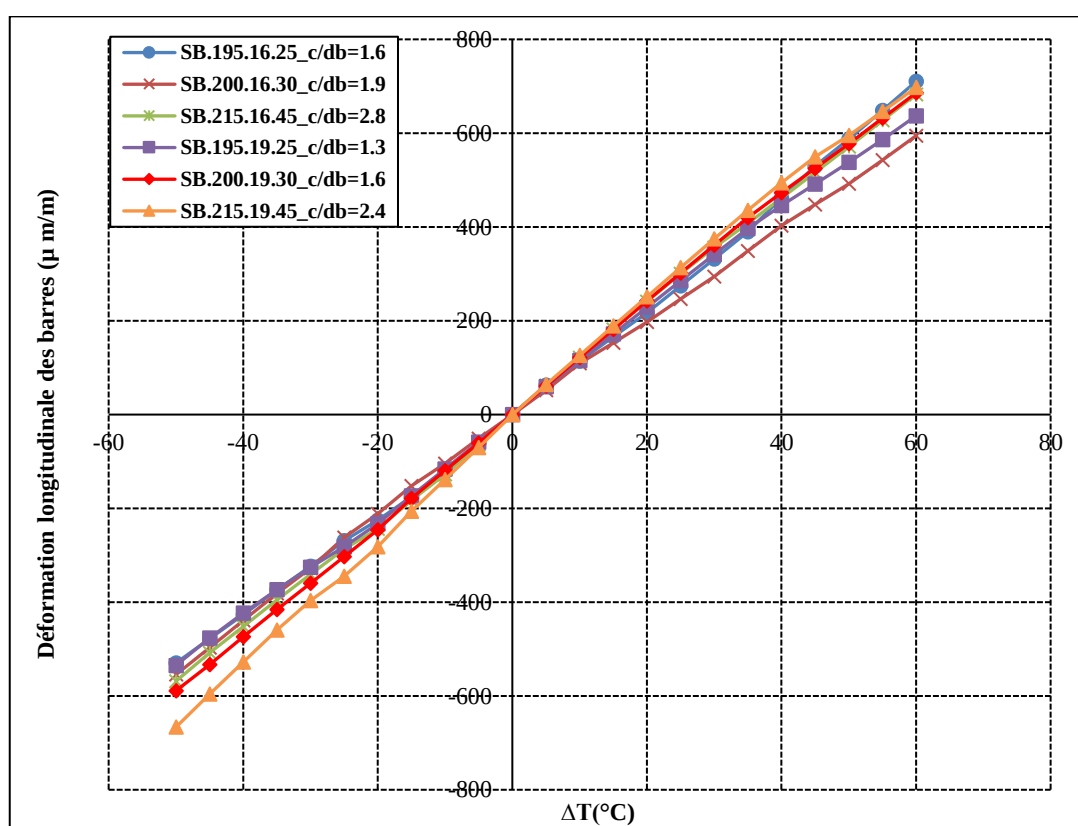


Figure 3.46 : Déformation longitudinale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charges thermiques seules.

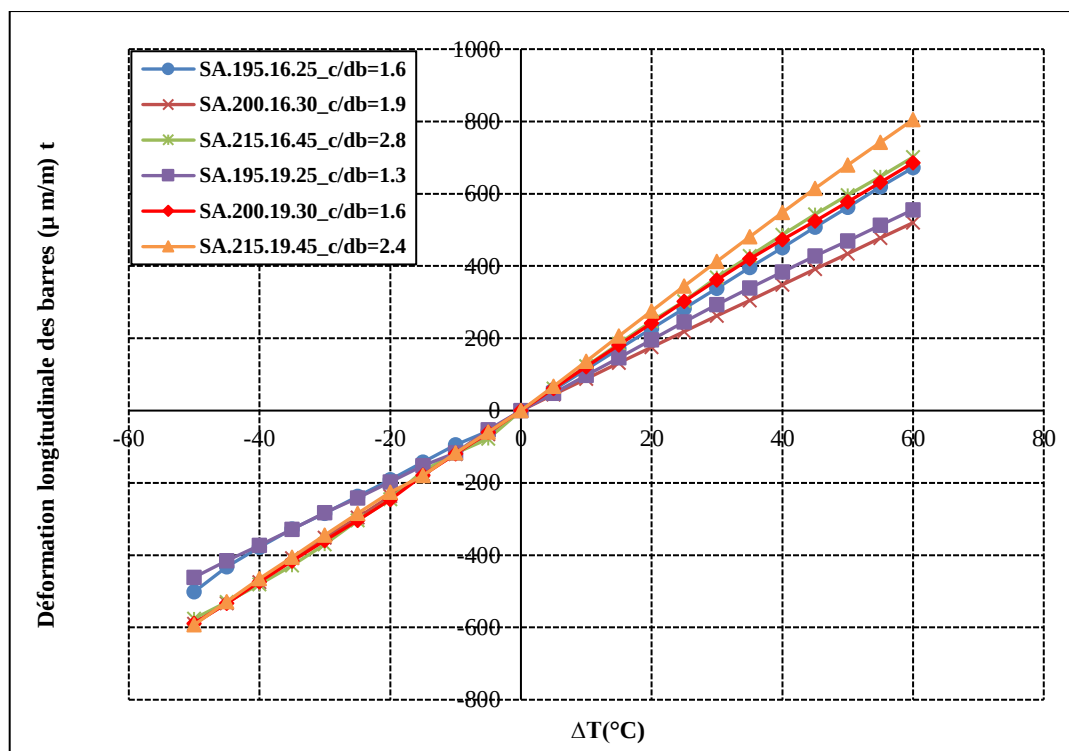


Figure 3.47 : Déformation longitudinale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) sous charges combinées thermique et mécanique.

Les figures 3.48 à 3.53 comparent les déformations thermiques longitudinales, à l'interface des barres en PRF/béton, des dalles soumises à des charges thermiques seules (dalles SB) avec celles des dalles soumises à des charges combinées thermique et mécanique (dalles SA). Les dalles de cette comparaison ont des rapports d'épaisseur d'enrobage de béton au diamètre des barres de PRFV (c/d_b) variant de 1.3 à 2.8. D'après ces figures on peut constater que les déformations thermiques longitudinales des dalles SA et SB sont relativement proches, en particulier pour des charges thermiques inférieures à ΔT_{cr} et pour des rapports $c/d_b > 1.9$. Au-delà de ces limites, les déformations thermiques longitudinales à l'interface *Barre/Béton* des dalles SA sont généralement inférieures à celles des dalles SB car le béton à l'interface armature/béton de ces dernières est fissuré pour une charge thermique supérieure à ΔT_{cr} ce qui augmente la déformation longitudinale à l'interface armature/béton des dalles SB. Ceci peut conduire à la conclusion que la charge mécanique appliquée a un effet bénéfique en réduisant la pression radiale. Cette pression générée à l'interface est due à l'incompatibilité thermique transversale entre le béton et les barres en PRF. En conséquence, les contraintes de traction diminuent et les fissures radiales peuvent éventuellement être réduites, ce qui n'affecte pas la liaison entre les barres et le béton.

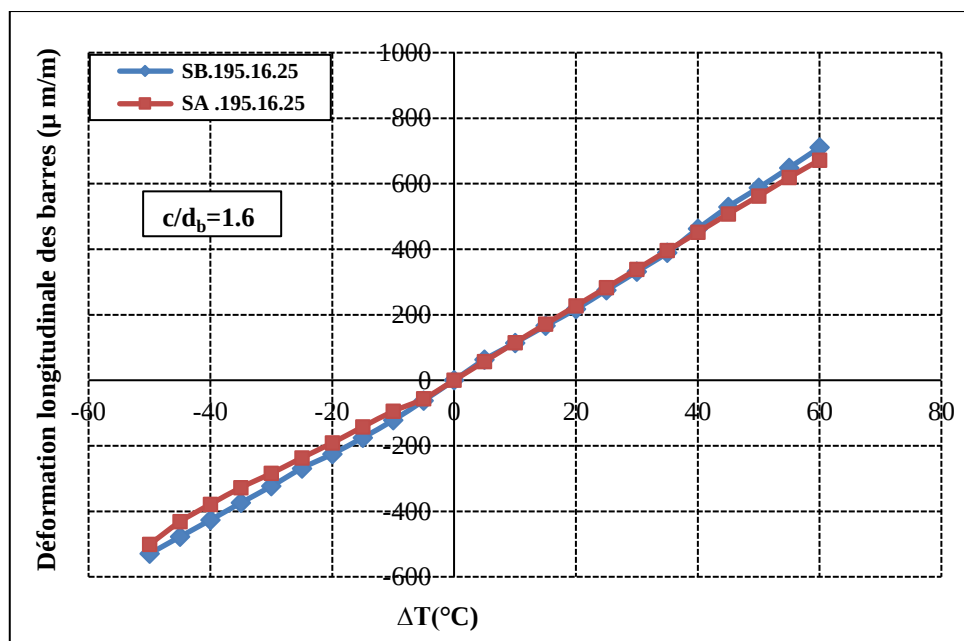


Figure 3.48 : Déformation longitudinale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.195.16.25.

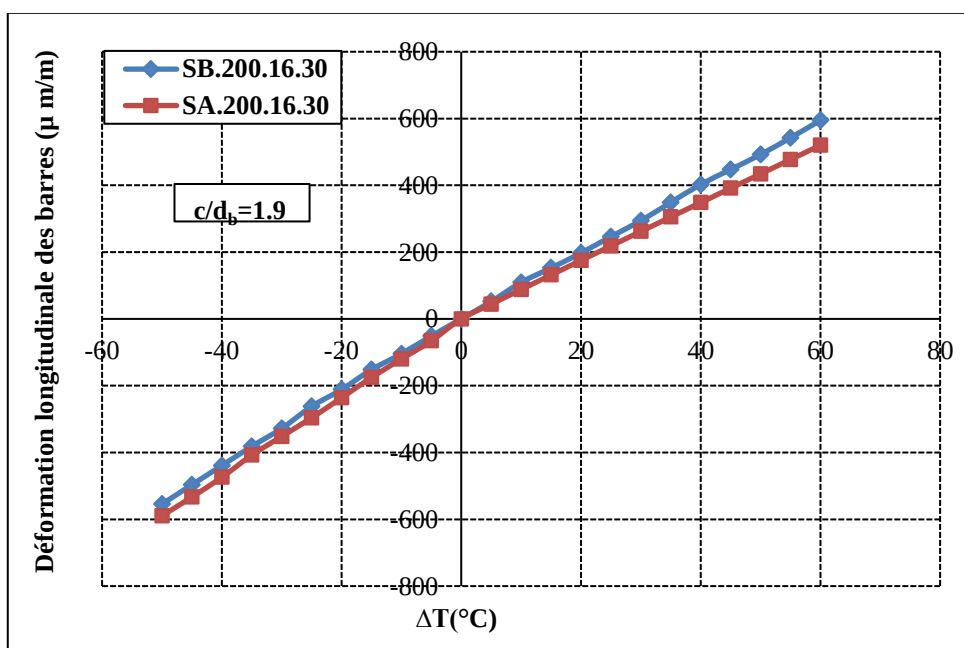


Figure 3.49 : Déformation longitudinale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.200.16.30.

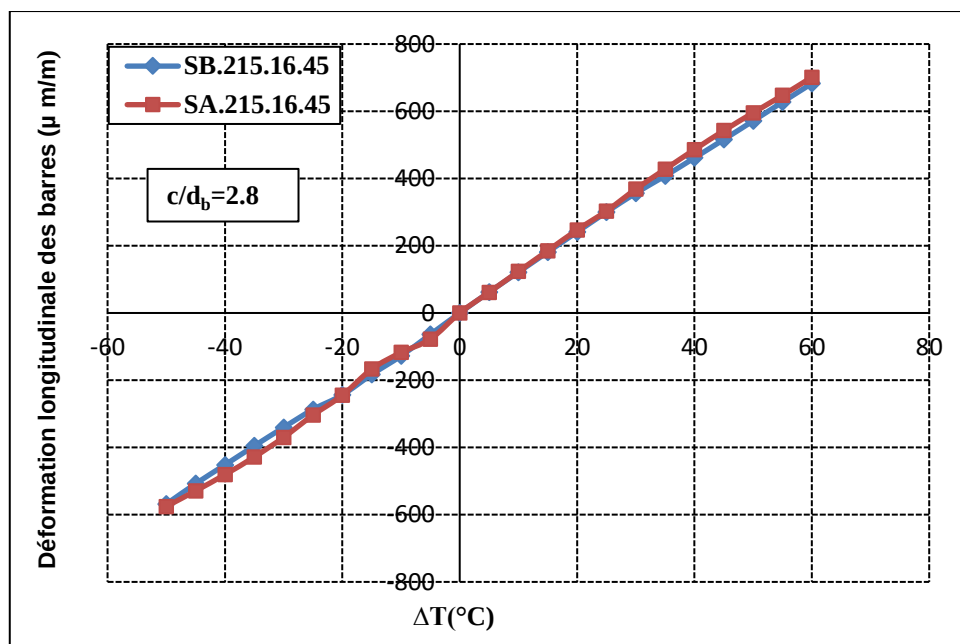


Figure 3.50 : Déformation longitudinale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.215.16.45.

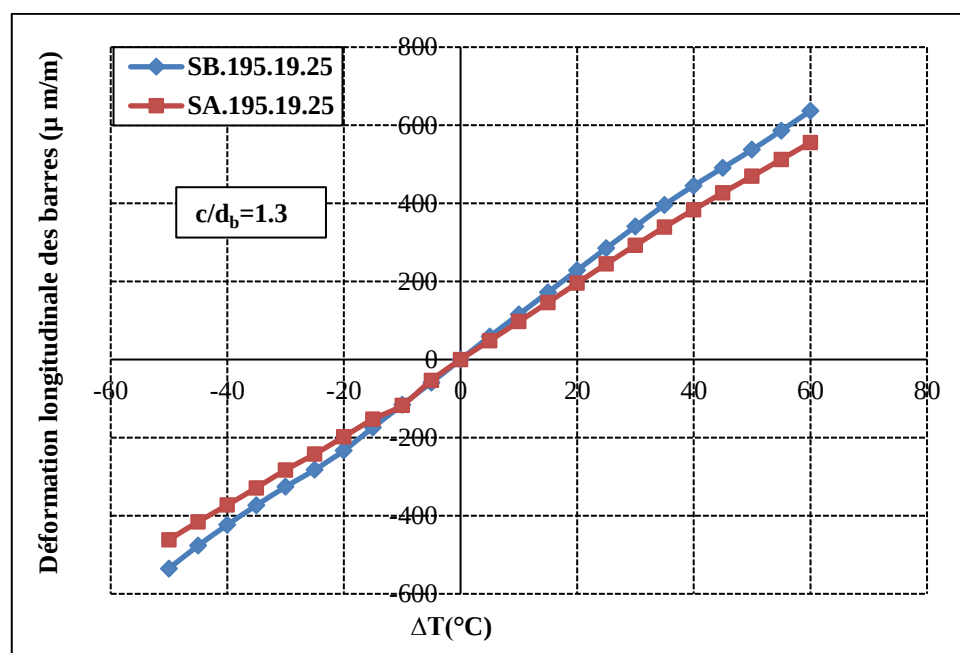


Figure 3.51 : Déformation longitudinale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.195.19.25.

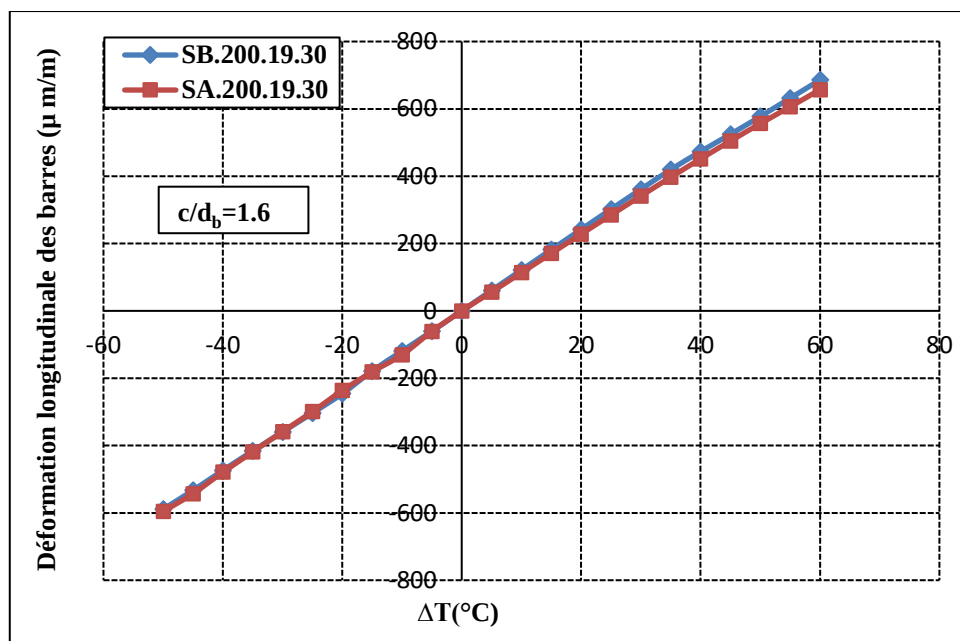


Figure 3.52 : Déformation longitudinale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.200.19.30.

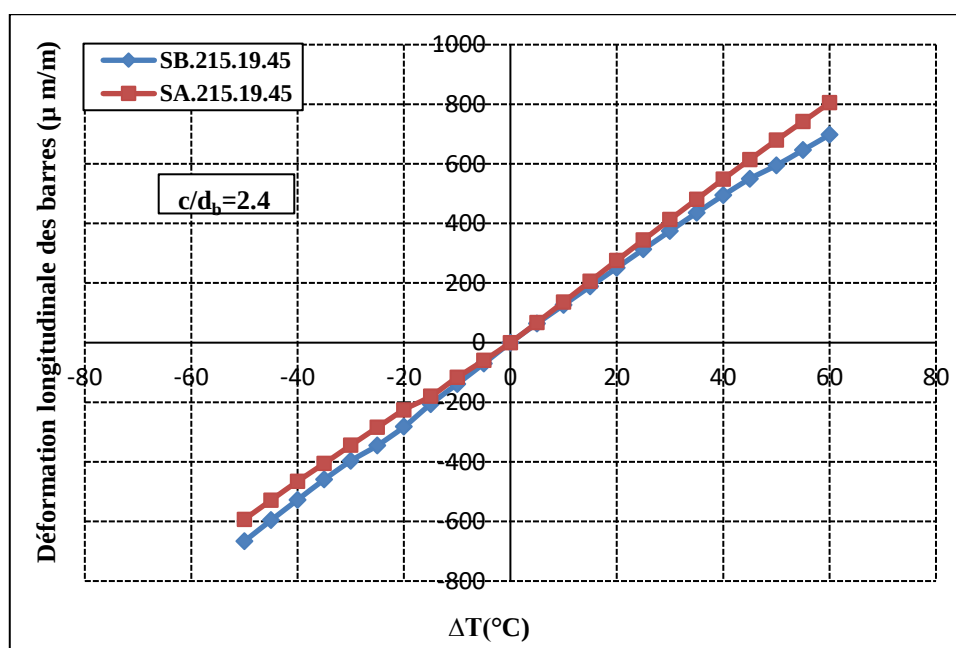


Figure 3.53 : Déformation longitudinale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) de la dalle S.215.19.45.

b) Déformations longitudinales du béton à la surface extérieure d'enrobage

Les figures 3.54 et 3.55 présentent les courbes de déformations longitudinales en fonction de la variation de température ΔT à la surface externe des dalles en béton renforcé des barres en PRFV soumises à des charges thermiques seules et des charges combinées thermique et

mécanique, respectivement, ayant un rapport d'épaisseur d'enrobage au diamètre de barre (c/d_b) variant entre 1.3 et 2.8. Ces figures montrent que le comportement thermique du béton sous une variation de température de -50 à 60°C est linéaire élastique, et que les déformations longitudinales à la surface extérieure du béton varient proportionnellement avec la variation de température. Cette déformation est estimée de -600 à $800\ \mu\text{m/m}$ sous les charges thermiques et mécaniques appliquées.

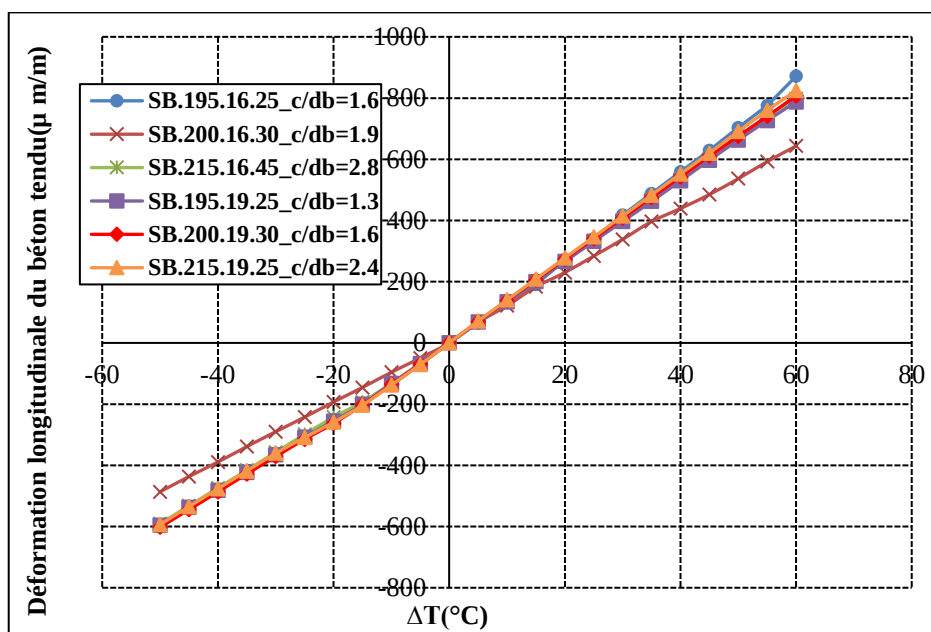


Figure 3.54 : Déformation longitudinale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charge thermique seule.

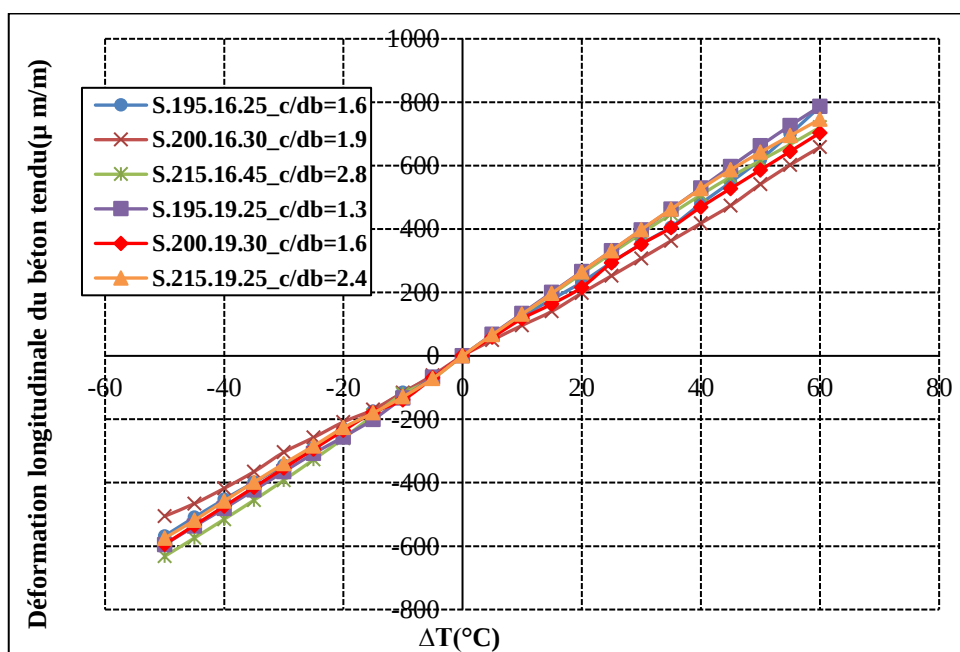


Figure 3.55 : Déformation longitudinale du béton à la surface externe du béton en fonction de la variation de température sous charges combinées thermique et mécanique.

Les figures 3.56 à 3.61 présentent une comparaison entre les résultats numériques des dalles SA (sous charges thermique et mécanique) et ceux des dalles SB (sous charges thermiques) en termes de déformations thermiques longitudinales du béton tendu pour les différents rapports de l'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) qui varient de 1.3 à 2.8.

Ces figures montrent que les déformations longitudinales du béton des dalles SA sont inférieures à celles des dalles SB lorsque la variation de température dépasse en général 40°C pour l'ensemble des dalles. Ceci est dû, comme c'est expliqué précédemment, à la contribution de la charge mécanique à réduire les pressions radiales causée par l'expansion des barres de PRF.

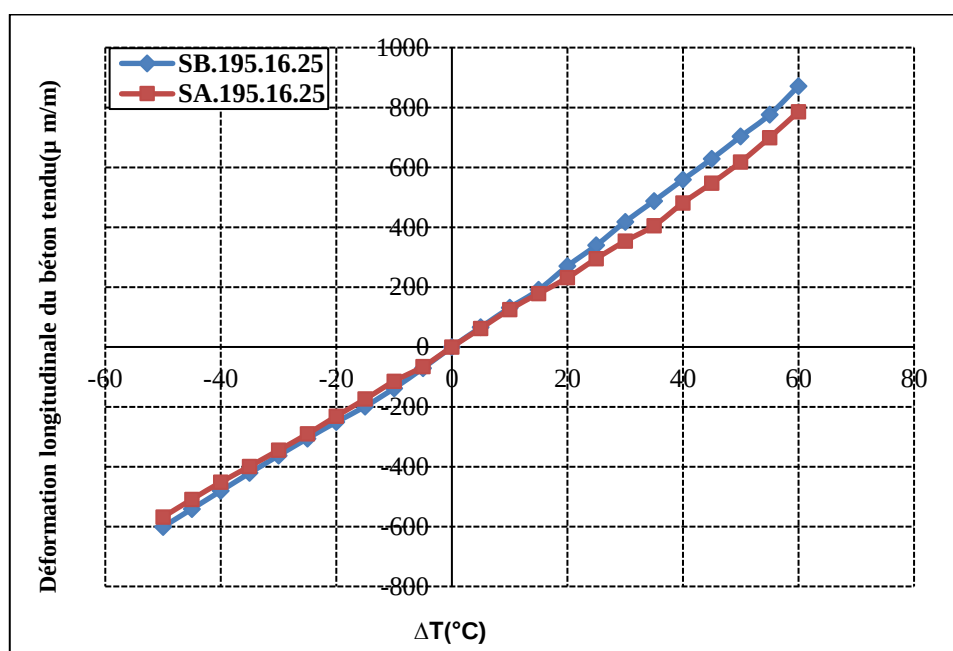


Figure 3.56 : Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

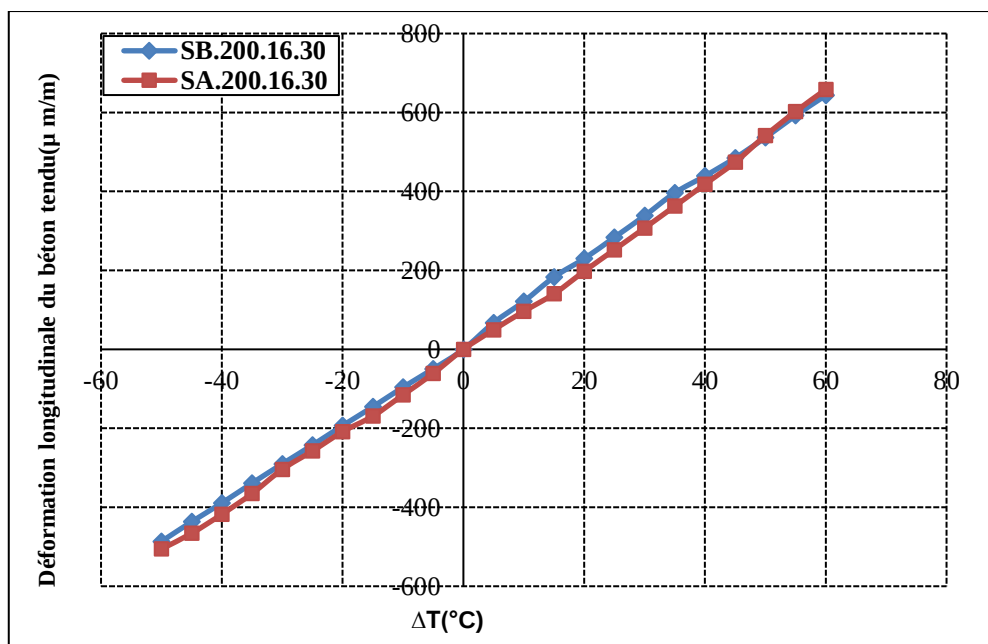


Figure 3.57 : Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

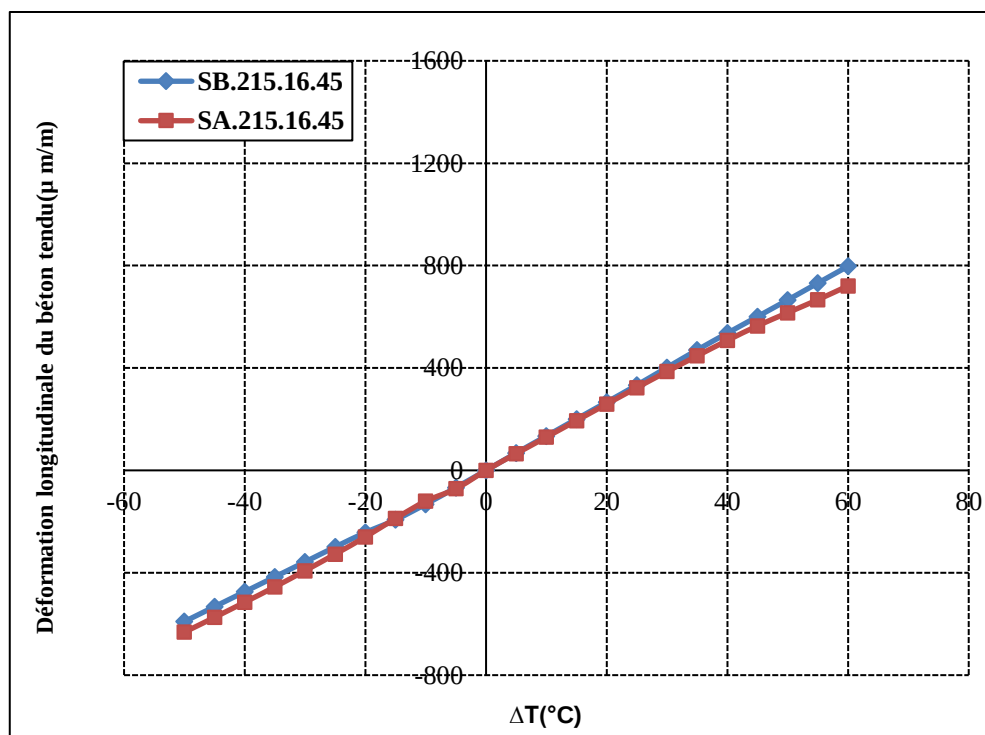


Figure 3.58 : Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

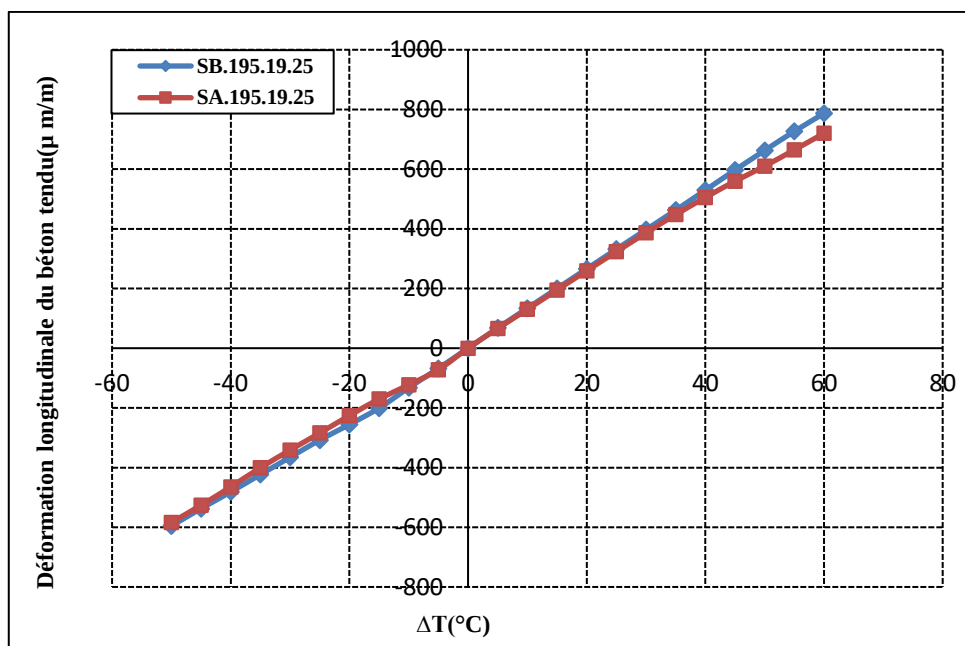


Figure 3.59 : Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

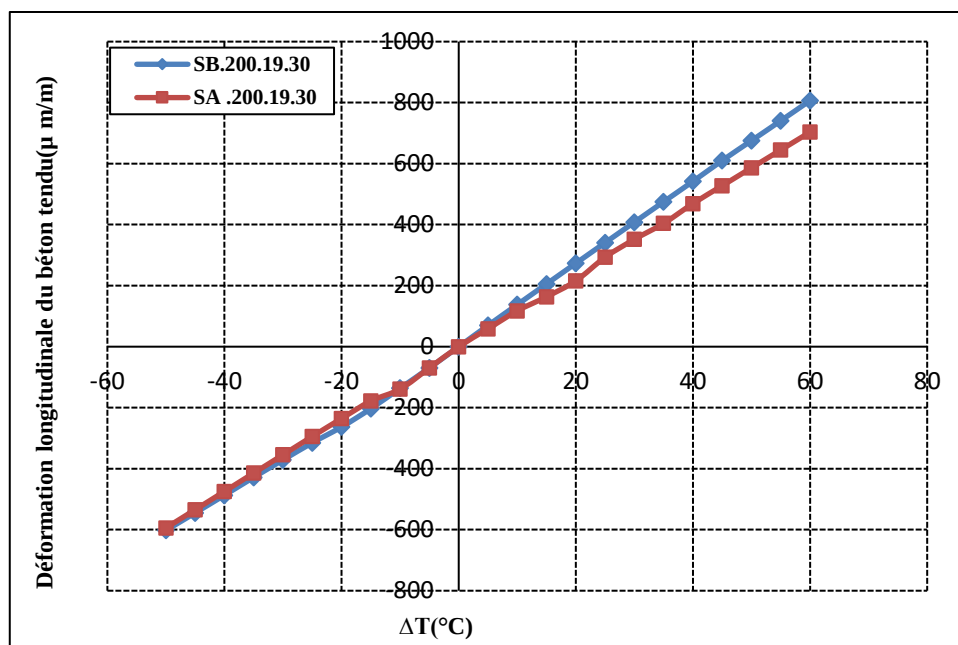


Figure 3.60 : Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

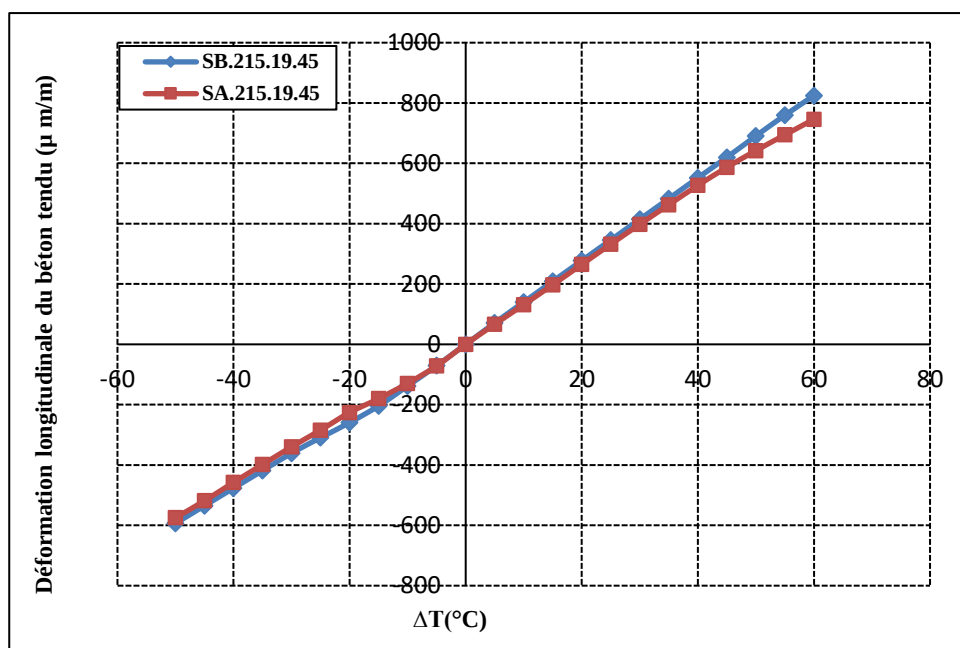


Figure 3.61 : Déformation longitudinale du béton à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées.

c) Déformations transversales à l'interface barre/béton

Les figures 3.62 et 3.63 présentent les courbes de déformations transversales du béton en fonction de la variation de température ΔT à l'interface armature/béton des dalles en béton renforcé des barres en PRFV sollicitées, respectivement, par des charges thermiques seules et des charges combinées thermique et mécanique. Ces dalles ayant un rapport d'enrobage du béton au diamètre des barres en PRF (c/d_b) variant entre 1.3 et 2.8.

On remarque que les déformations transversales augmentent proportionnellement avec la variation de température. On constate aussi que les déformations thermiques transversales des dalles renforcées avec les barres de PRFV N°16 sont supérieures à celles des dalles renforcées avec les barres N°19. Ceci est dû au coefficient de dilatation thermique transversale des barres N°16, qui est supérieur à celui des barres N°19 (voir Tableau 3.3). On peut conclure que les propriétés physiques transversales des barres de PRF sont plus dominantes dans la direction transversale que la direction longitudinale. On remarque aussi que l'épaisseur de l'enrobage du béton n'a pas un effet significatif sur la déformation transversale à l'interface barre/béton.

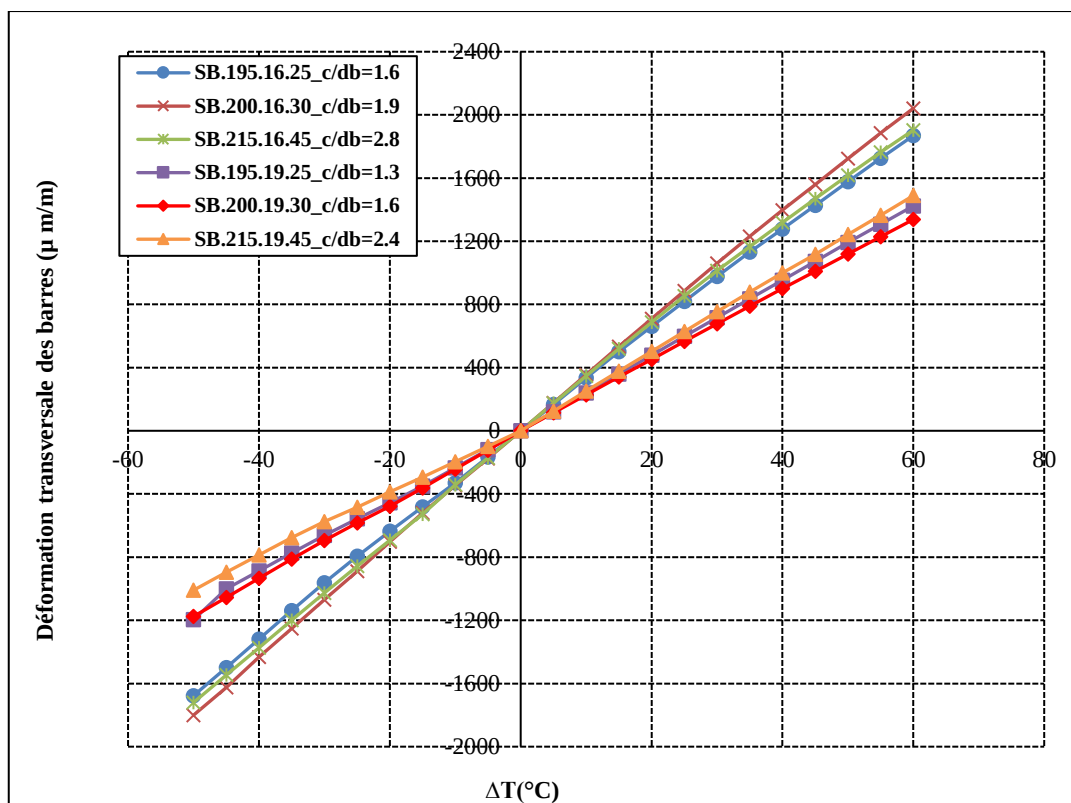


Figure 3.62 : Déformation transversale du béton à l'interface armature/béton en fonction de la variation de température sous charge thermique seule.

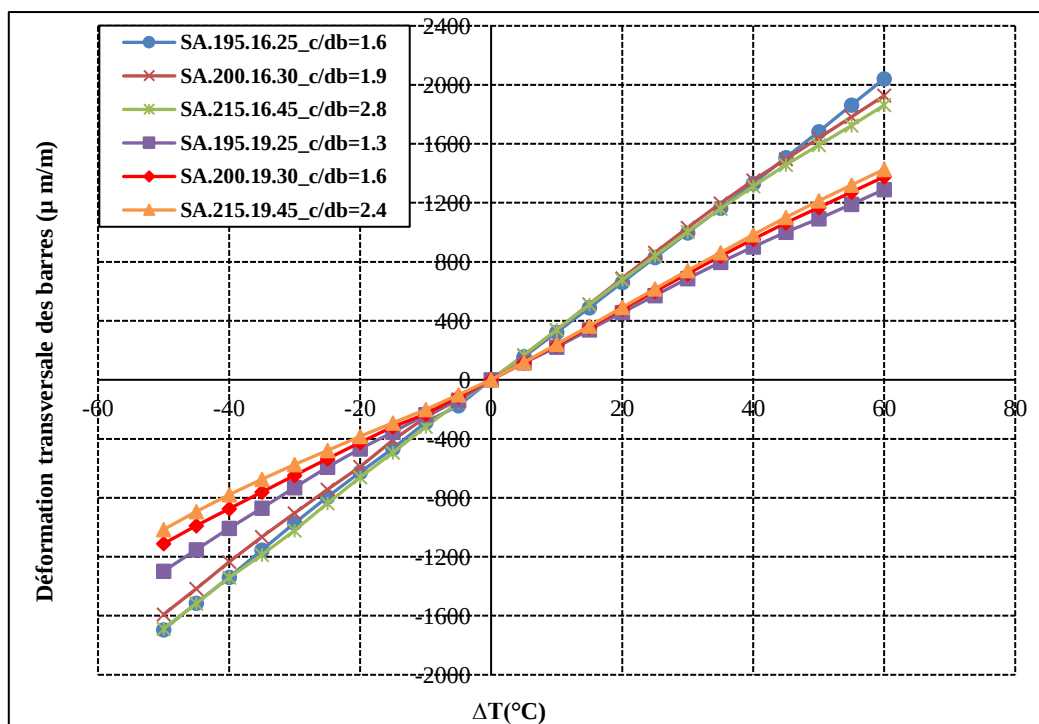


Figure 3.63 : Déformation transversale du béton à l'interface armature/béton en fonction de la variation de température sous charge combinée thermique et mécanique.

Les figures 3.64 à 3.69 présentent une comparaison entre les déformations transversales, à l'interface armature/béton, des dalles SA soumises aux charges combinées (thermique et mécanique) et celles des dalles SB soumises aux charges thermiques seules. Ces figures montrent que la charge mécanique n'a aucun effet sur les déformations thermique transversales à l'interface pour des variations thermique $\Delta T < 40^\circ\text{C}$. Au-delà de cette variation de température, les déformations des dalles SA sont légèrement différentes à celles des dalles SB en particulier pour des rapports $c/d_b < 1.9$.

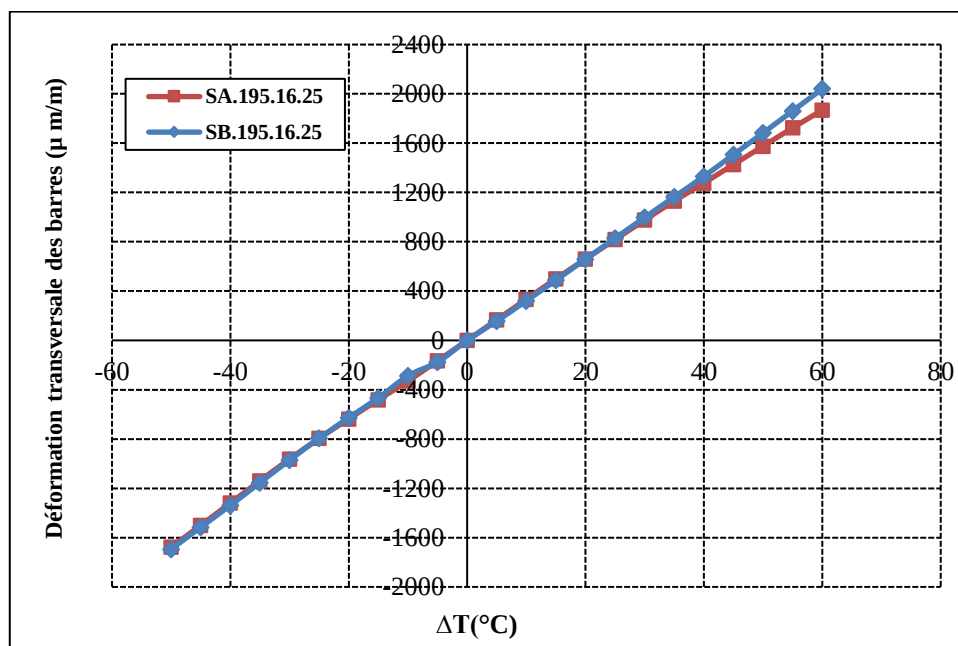


Figure 3.64 : Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température pour les dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b = 1.6$).

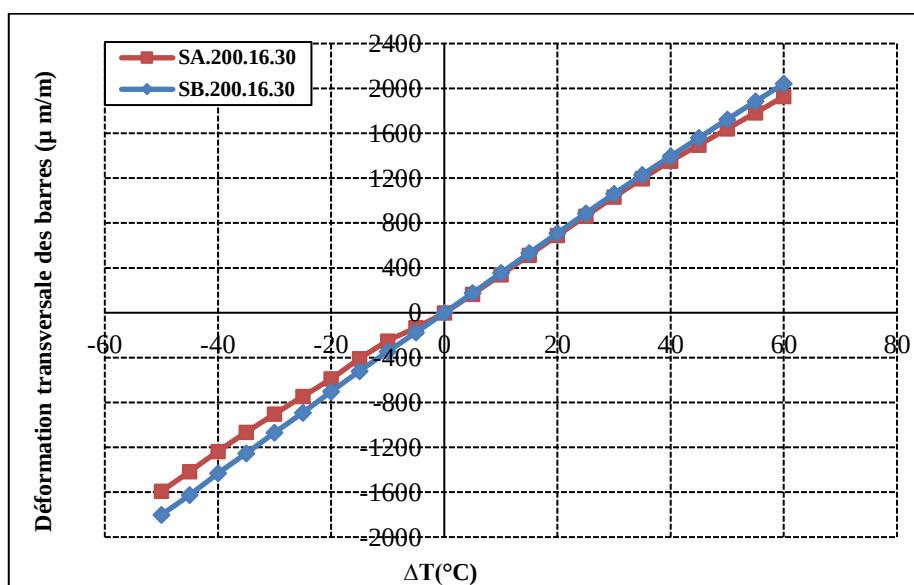


Figure 3.65 : Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température pour les dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b = 1.9$).

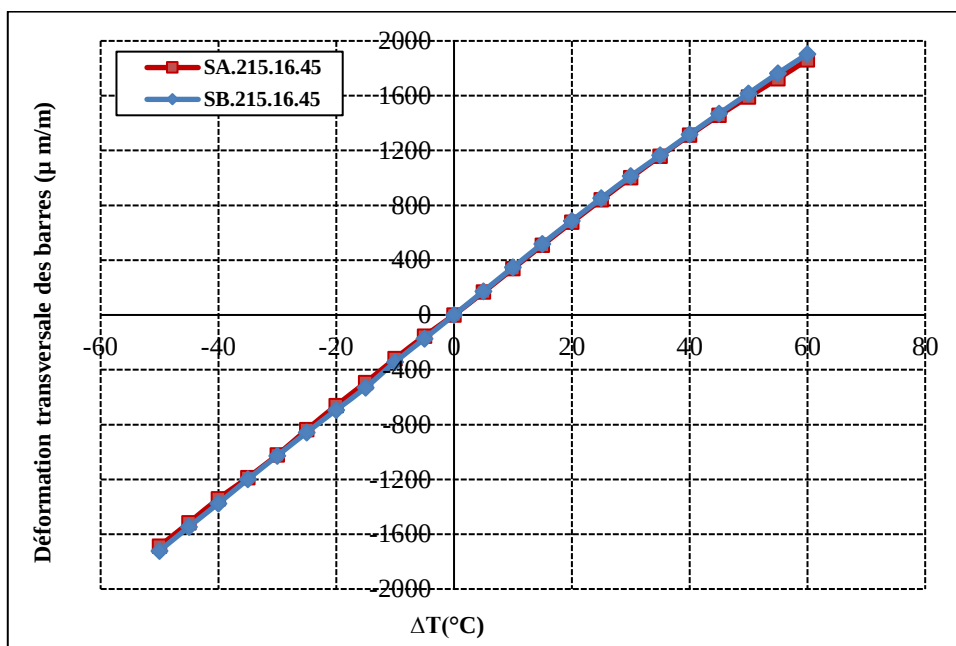


Figure 3.66 : Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=2.8$).

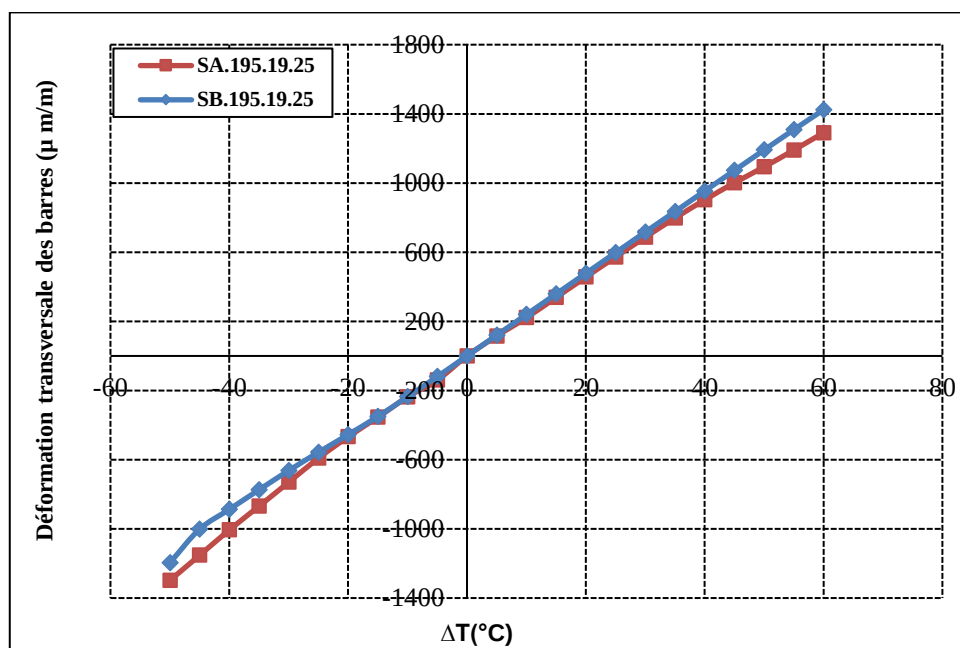


Figure 3.67 : Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.3$).

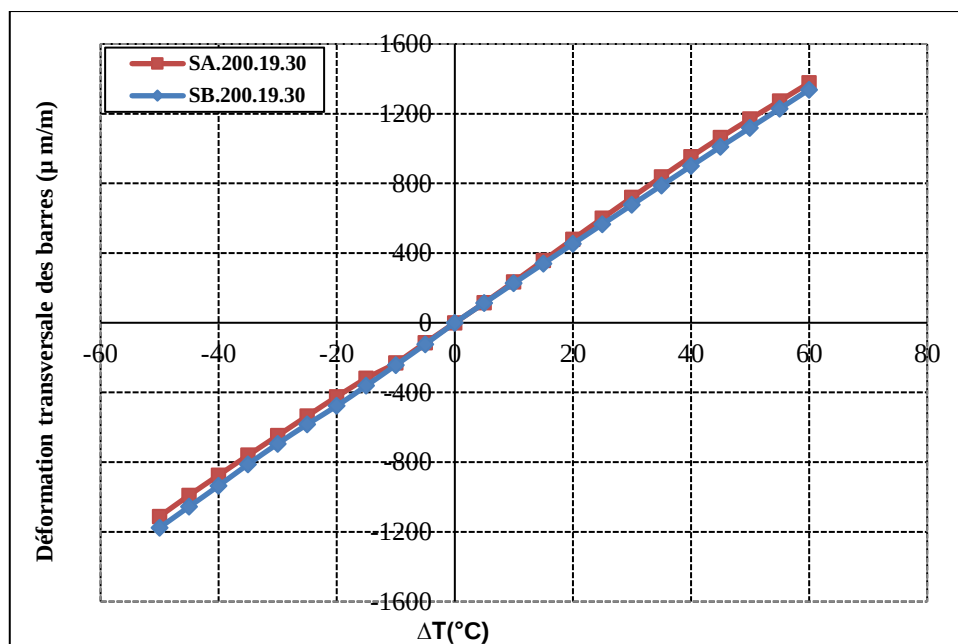


Figure 3.68 : Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température pour les dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.6$).

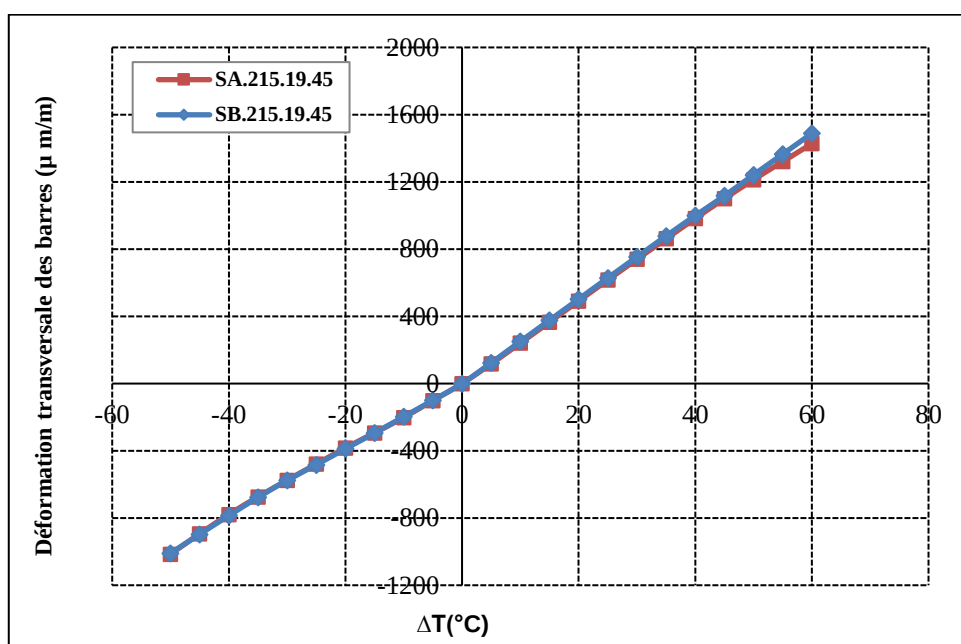


Figure 3.69 : Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température pour les dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=2.4$).

d) Déformations transversales du béton à la surface externe de l'enrobage

Les figures 3.70 et 3.71 présentent les courbes des déformations transversales du béton en fonction de la variation de température ΔT à la surface externe de l'enrobage de béton des dalles en béton

renforcé par des barres en PRFV soumises, respectivement, aux charges thermiques seules et aux charges combinées thermique et mécanique. Ces dalles ayant des rapports de l'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) variant entre 1.3 et 2.8.

On remarque que les courbes de déformations thermiques transversales du béton sont linéaires élastiques. Les déformations du béton obtenues de différentes dalles sont identiques et comprises entre -600 et +800 $\mu\text{m/m}$ pour des variations de température variant entre -50 et 60°C. On peut conclure que la variation de l'épaisseur de l'enrobage du béton et celle du diamètre de la barre de PRF n'ont pas de grande influence sur les déformations thermiques transversales à la surface externe du béton.

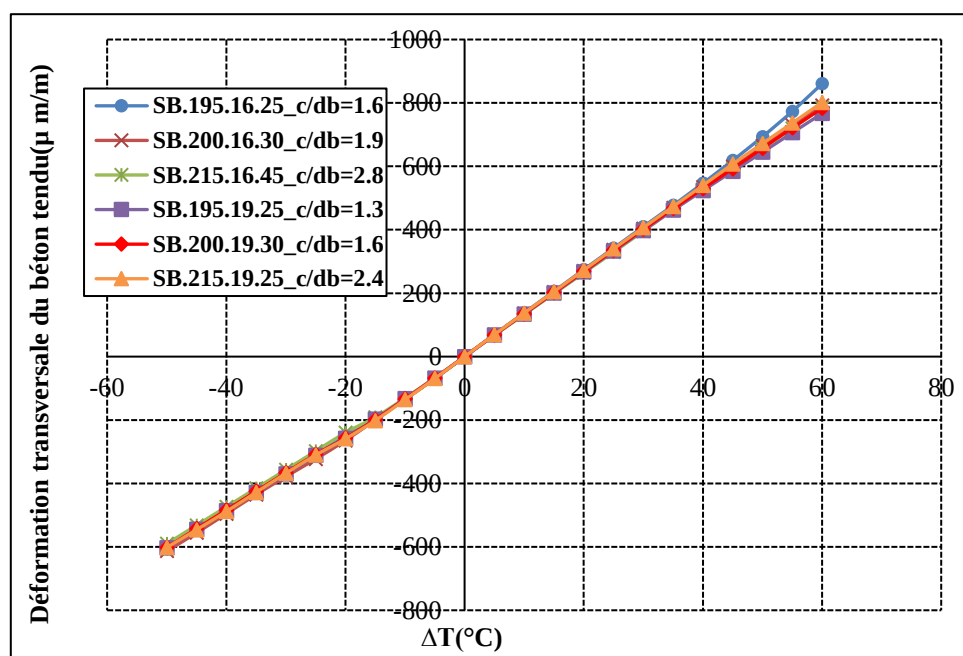


Figure 3.70 : Déformation transversale du béton à la surface externe en fonction de la variation de température sous charge thermique seule.

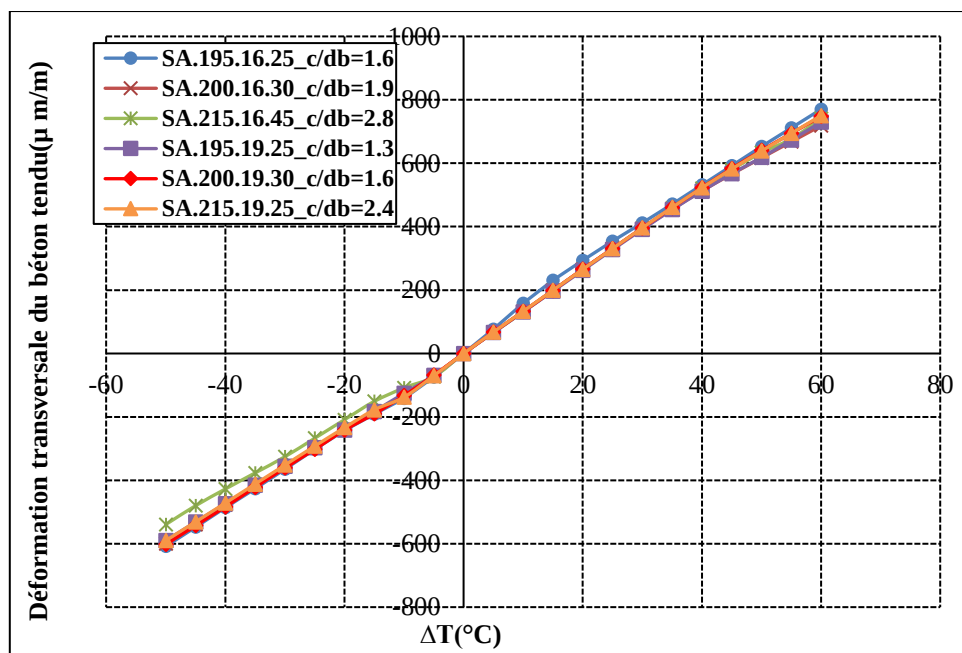


Figure 3.71 : Déformation transversale du béton à la surface externe en fonction de la variation de température sous charge combinée thermique et mécanique.

Les figures 3.72 à 3.77 comparent les déformations thermiques transversales à la surface extérieure du béton des dalles SA sous charges combinées (thermique et mécanique) avec celles des dalles SB sous charges thermiques seules en variant le rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre de PRF (c/d_b) de 1.3 à 2.8.

D'après ces figures, on constate que les courbes de déformations des dalles SA et celles des dalles SB sont relativement très similaires pour des variations de température inférieures à 40°C. Au-delà de cette limite, les dalles SA exhibent une légère réduction de déformations par rapport aux dalles SB dont la valeur ne dépasse pas 15%. Cette réduction est probablement due à la réduction de la pression radiale exercée par les barres de PRF à cause de la présence de la charge mécanique.

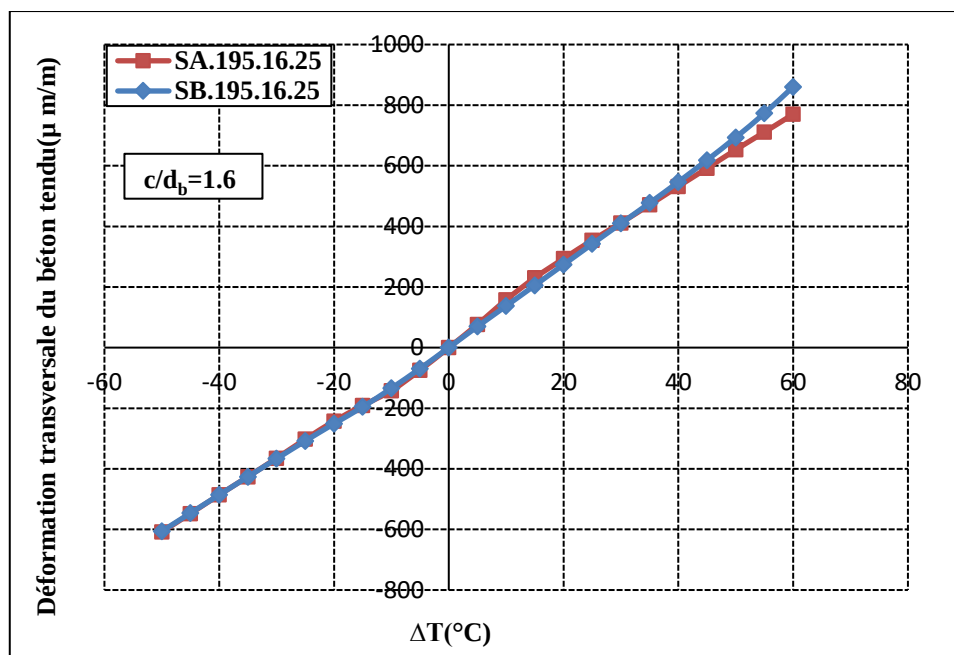


Figure 3.72 : Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.16.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b = 1.6$)

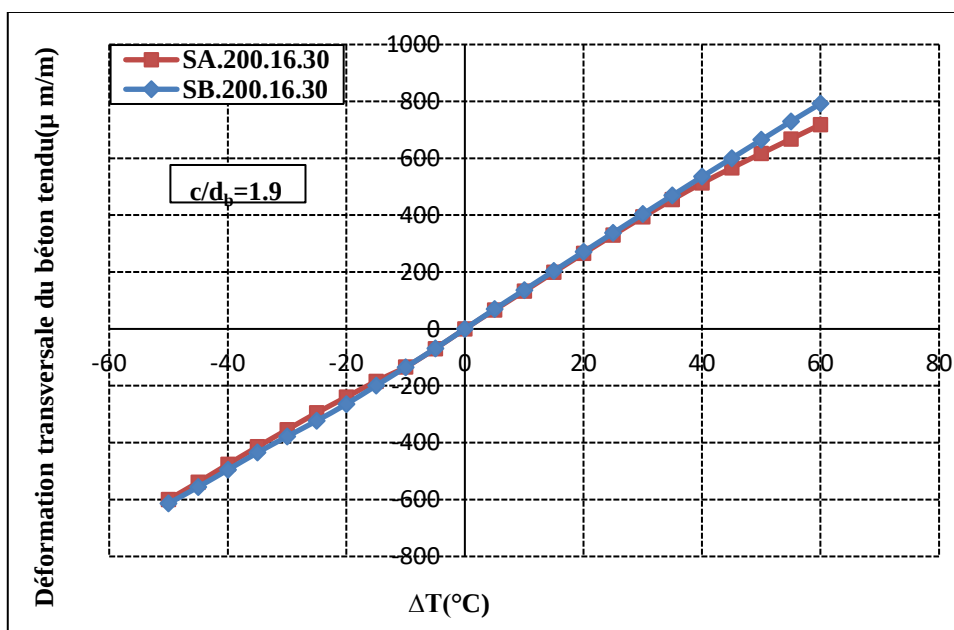


Figure 3.73 : Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.16.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b = 1.9$)

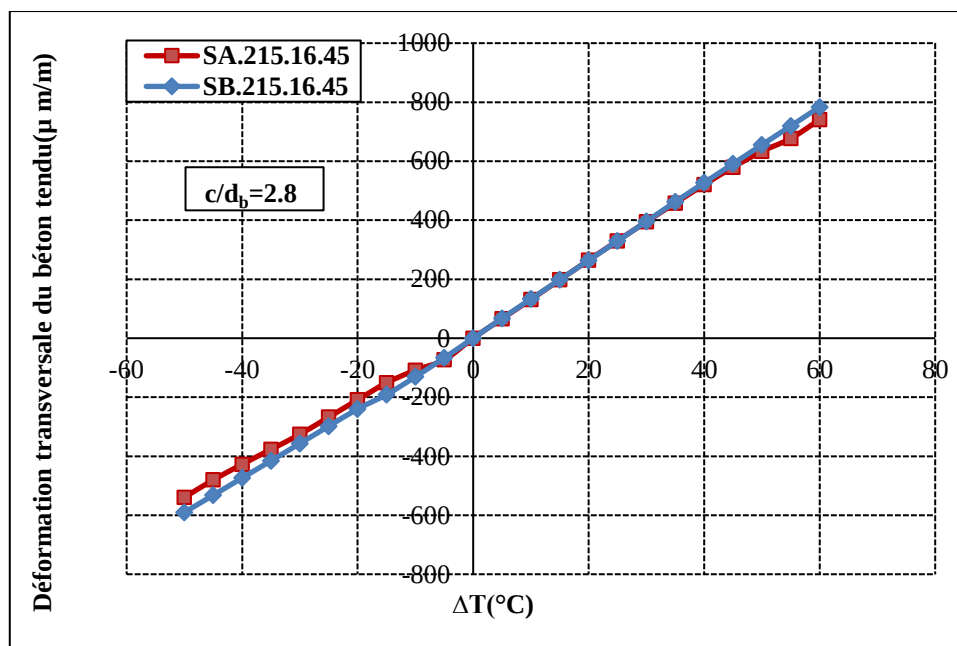


Figure 3.74 : Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.16.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=2.8$)

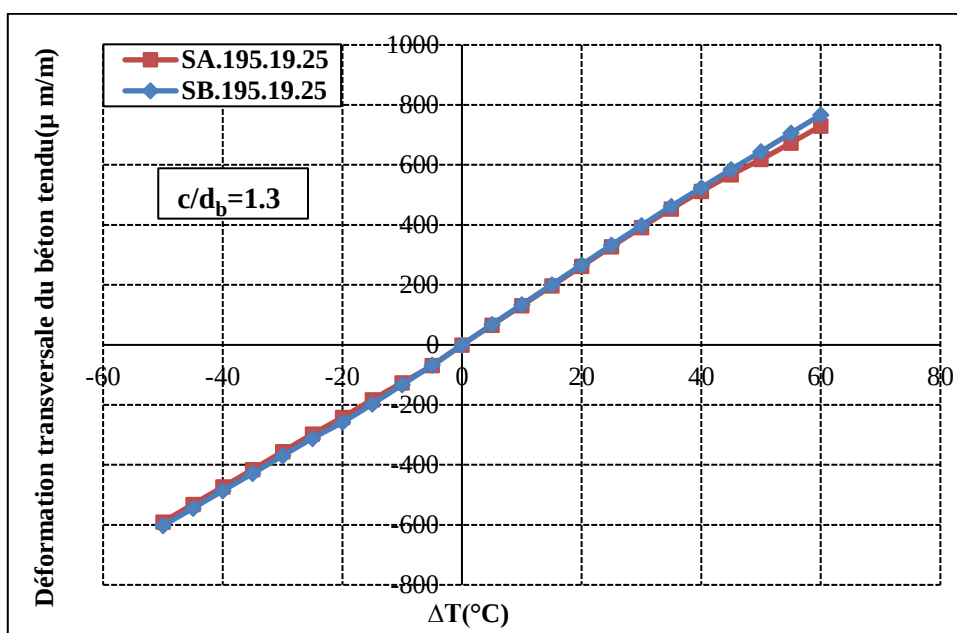


Figure 3.75. Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.195.19.25 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.3$).

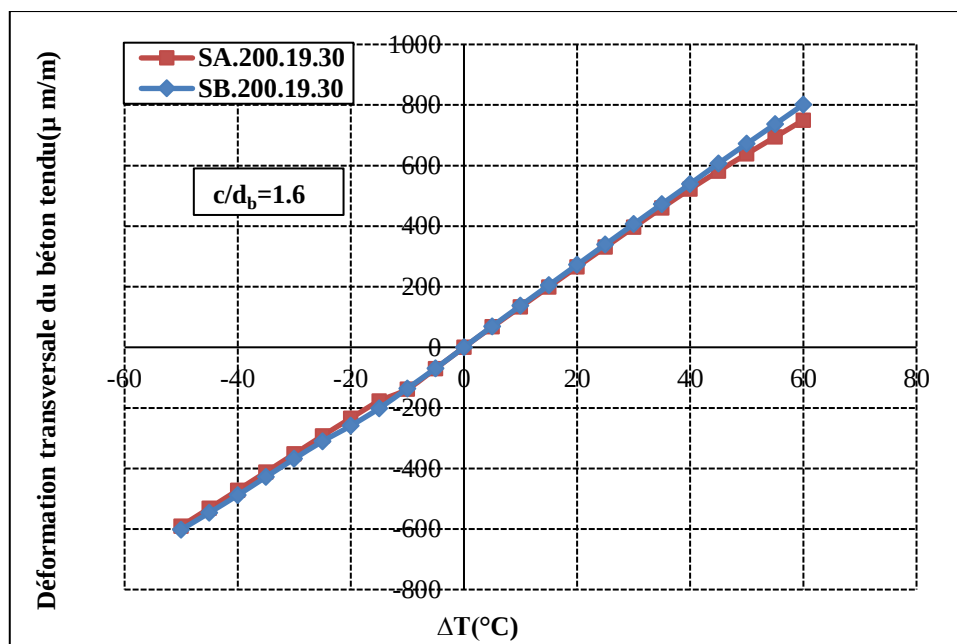


Figure 3.76 : Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.200.19.30 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c/d_b=1.6$).

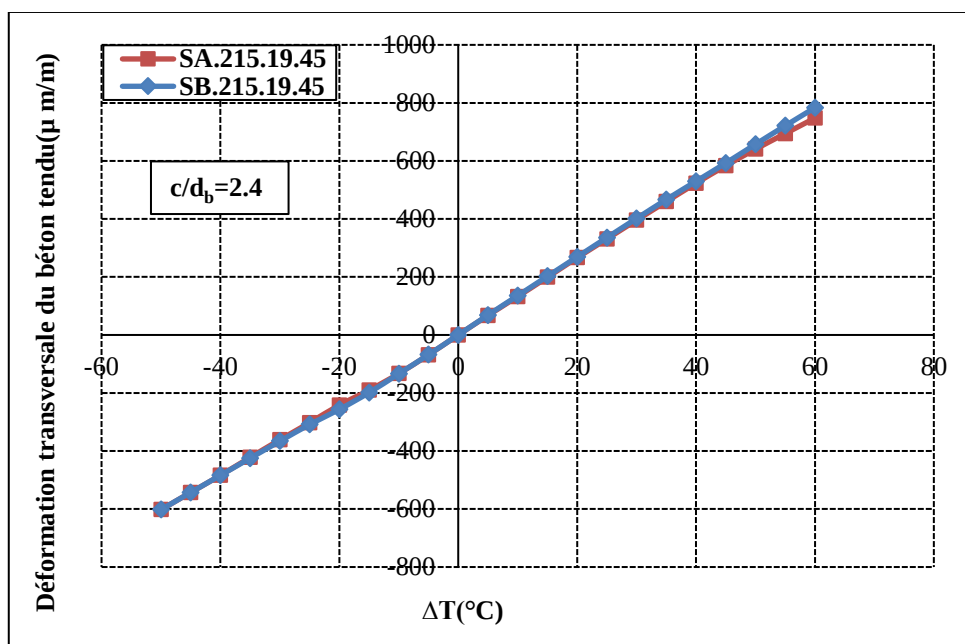


Figure 3.77 : Déformation transversale à la surface externe de l'enrobage du béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles S.215.19.45 de types SB sous charge thermique seule et SA sous charges combinées ($c / d_b=2.4$)

3.7.6. Etude paramétrique

Cette section du chapitre a pour objet d'examiner l'effet de quelques paramètres à savoir l'espacement des barres, module d'élasticité transversal des barres, diamètre des barres sur

les contraintes et les déformations thermiques des dalles en béton armé de barres en PRF soumises à des charges de service thermique et mécanique. Il est à souligner que pour chaque paramètre étudié, tous les propriétés physiques, mécaniques et géométriques sont considérées constantes pour l'ensemble des dalles étudiées dans cette section.

a) Effet de l'espacement entre les barres

Les figures 3.78 et 3.79 examinent l'effet de l'espacement entre les barres (e) sur la variation des contraintes radiale et circonférentielle à l'interface barre/béton, respectivement. Les dalles sont considérées soumises à une charge thermique seule. Les espacements entre les barres considérés sont présentés dans le tableau 3.9 ci-après dépendant du nombre des barres utilisé à chaque dalle, sachant que la largeur de la dalle est prise égale à 500 mm.

Tableau 3.9: Espacements entre les barres de PRF

Nombre de barres	6 barres	8 barres	10 barres	12 barres	14 barres
Espacement, e (mm)	70,92	46,11	32,33	23,56	17,49

Les propriétés du béton et des barres de PRFV sont celles de la dalle S.195.16.25 présentées aux Tableaux 3.2 et 3.3.

De ces figures, on remarque que l'espacement entre les barres n'a aucun effet sur la variation des contraintes thermiques de traction radiale et transversale avant l'apparition des fissures à une variation de température égale -15°C pour les basses températures (Figure 3.78) et à $+15^{\circ}\text{C}$ pour les hautes températures (Figure 3.79).

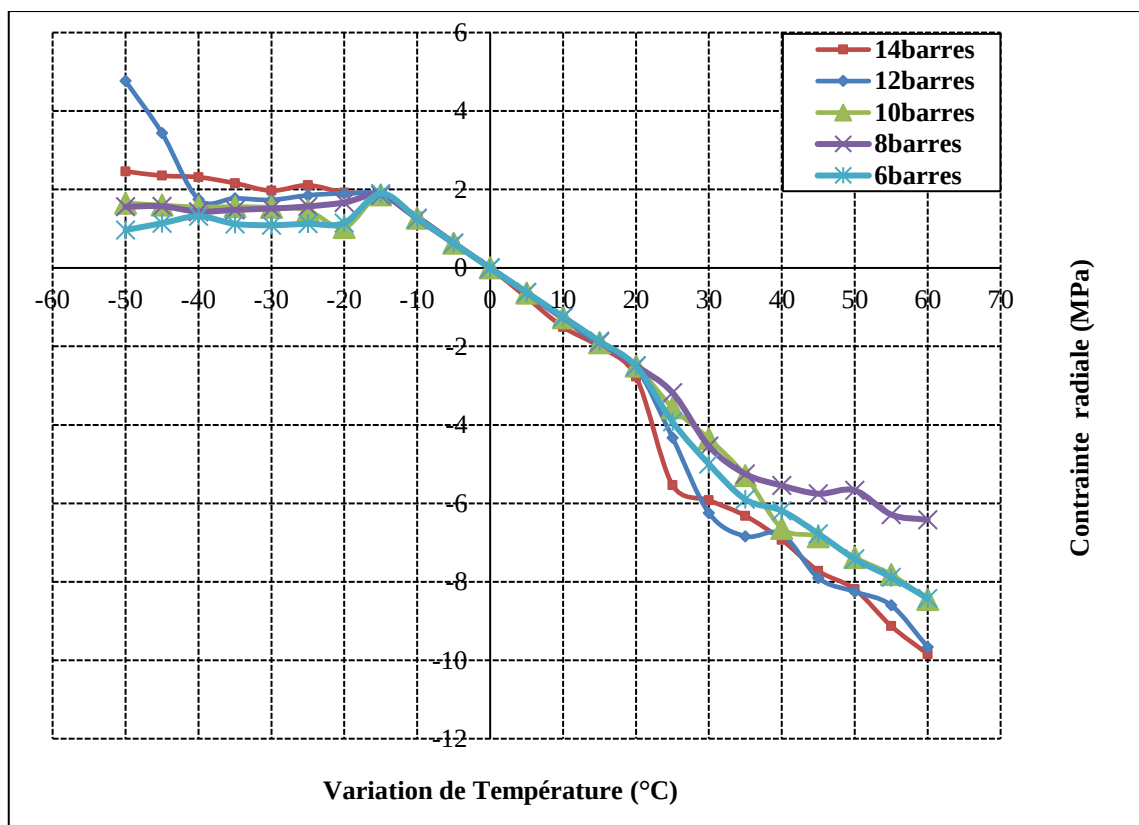


Figure 3.78 : Contraintes radiales à l'interface armature en PRF/béton_ Effet de l'espacement entre les barres.

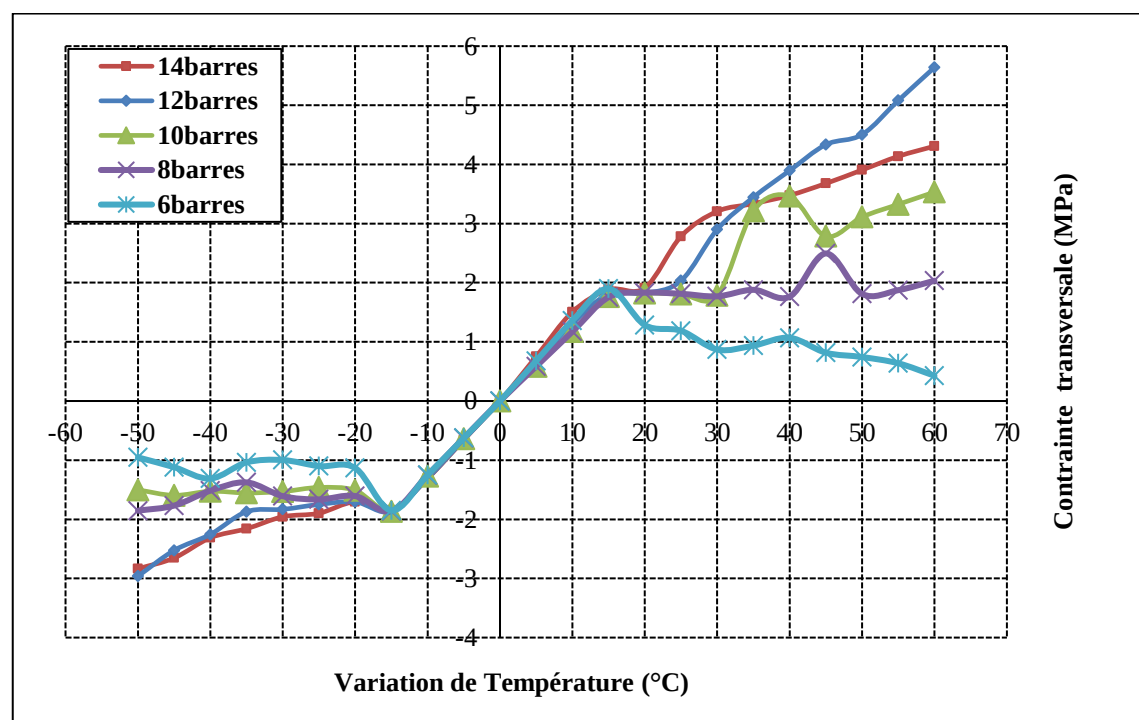


Figure 3.79 : Contraintes circonférentielles à l'interface armature en PRF/béton_ Effet de l'espacement entre les barres.

b) Effet du module d'élasticité transversal des barres

Les figures 3.80 et 3.81 exhibent l'effet du module d'élasticité transversale des barres en PRFV (E_t) sur la variation des déformations transversales à l'interface barre/béton des dalles soumises, respectivement, à des charges thermiques seules et des charges combinées (thermique et mécanique). Les propriétés mécaniques et physiques du béton sont celles de la dalle S.195.16.25 présentées au tableau 3.1 et 3.2. Cependant, les propriétés des barres considérées sont présentées dans le tableau 3.10. Les dalles ont été modélisées par le modèle numérique en 3D.

Table 3.10. Propriétés mécaniques et physiques des barres d'armatures en PRFV

Diamètre des barres d_b , mm	Nombre des barres	Résistance ultime à la traction f_{tu} , MPa	Module d'élasticité longitudinale E_l , GPa	Coefficient de Poisson longitudinal ν_{lt}	Module d'élasticité transversale E_t , GPa	Coefficient de Poisson transversal ν_{tt}	Coefficient d'expansion thermique transversal α_t ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	Coefficient d'expansion thermique longitudinal α_l ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
15.9	06	700	47	0.28	4	0.38	27.35	6.81
					7.75			
					10			

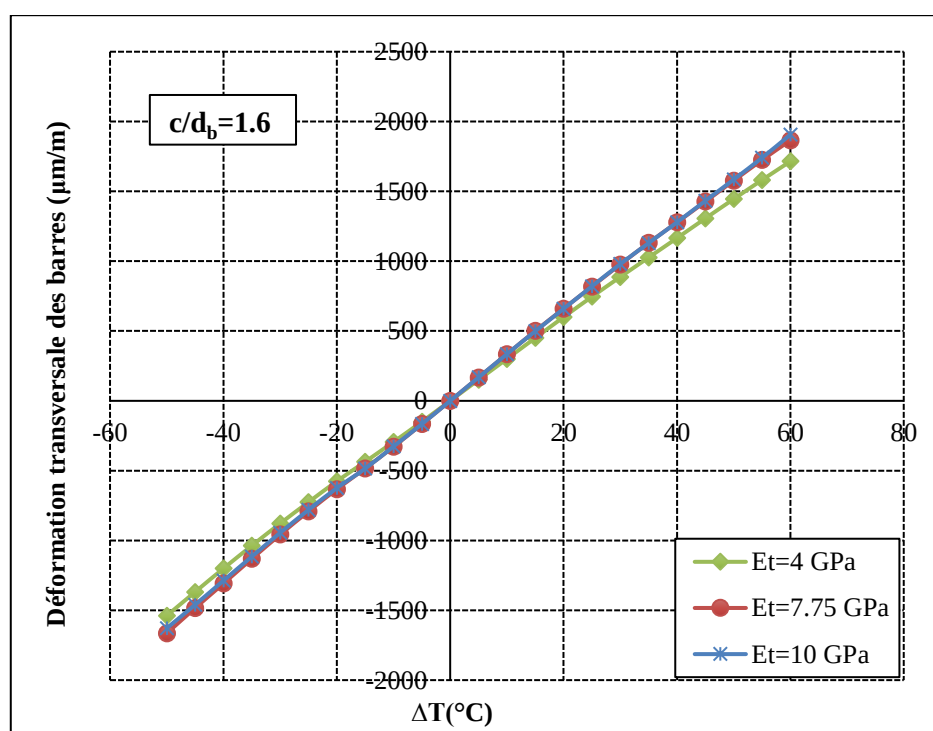


Figure 3.80 : Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température sous charges thermiques seules_ Effet module d'élasticité transversal des barres.

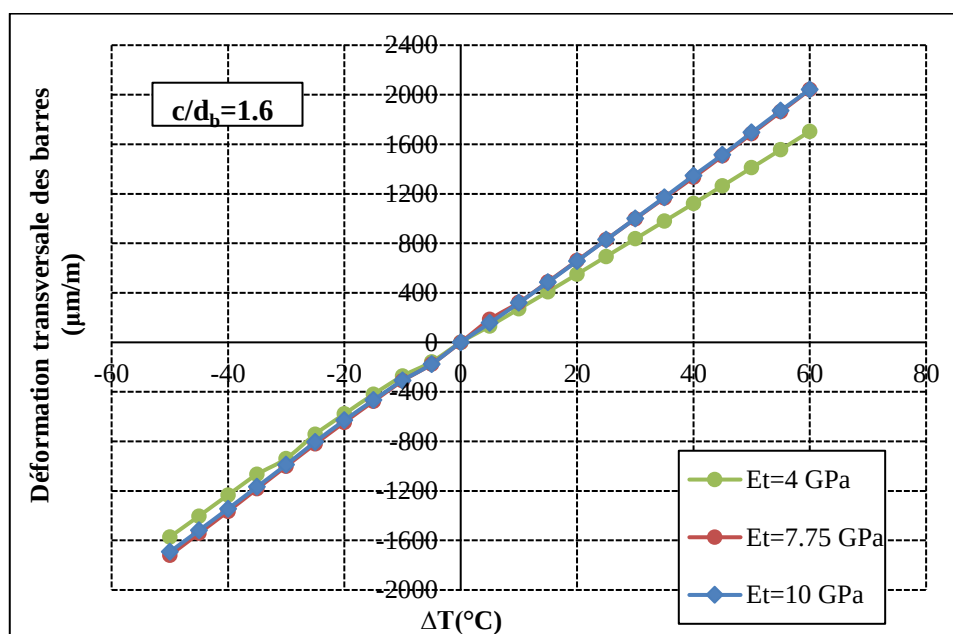


Figure 3.81 : Déformation transversale à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température sous charge combinée thermique et mécanique _ Effet module d'élasticité transversal des barres.

Les figures 3.80 et 3.81 montrent que les déformations thermiques transversales augmentent significativement avec l'augmentation du module d'élasticité transversale. On peut conclure que le module d'élasticité transversal (E_t) des barres de PRFV a un effet sur le comportement thermique des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises à des charges thermiques ou des charges combinées thermique et mécanique.

c) Effet de diamètre des barres

La figure 3.82 présente l'effet du diamètre des barres sur les déformations thermiques transversales à l'interface barre/béton des dalles en béton armé de PRFV soumises à des charges thermiques seules.

Les dalles sont renforcées par six barres de PRFV. Cinq différents diamètres de barre ont été considérés N°10,13, 16, 19 et 25. Les propriétés géométriques et physiques sont celle de la dalle S.200.16.30 présentées aux tableaux 3.1 et 3.2. Chaque dalle a été modélisée par des éléments triangulaires bidimensionnels en état de contraintes planes (Modèle 2D).

Les propriétés mécaniques et physiques des barres sont présentées dans le tableau 3.11 (Masmoudi et al. 2005) (Bellakehal, 2014).

Tableau 3.11 : Propriétés mécaniques et physiques des barres d'armatures en PRFV.

Diamètre des barres d_b , mm	Résistance ultime à la traction* f_{tu} , MPa	Module d'élasticité longitudinale E_l , GPa	Coefficient de Poisson longitudinale ν_{lt}	Module d'élasticité transversale E_t , GPa	coefficient de Poisson transversal ν_{tt}	Coefficient d'expansion thermique transversal α_t ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	Coefficient d'expansion thermique longitudinal α_l ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
9.5	627 ± 22	42 ± 1	0.28 ± 0.02	7.1	0.38	33 ± 4	8.9 ± 1.8
12.7	617 ± 16	42 ± 1	0.28 ± 0.02				
25.4	N/d*	N/d*	0.28 ± 0.02				
15.9	700 ± 24	47 ± 03	0.28 ± 0.05	7.75	0.38	27.35 ± 0.35	6.81 ± 0.9
19.1	691 ± 7	52.2 ± 1.2	0.28 ± 0.08	7.87	0.38	22.45 ± 0.31	6.61 ± 0.1

* Non disponible.

A partir de cette figure, on peut constater que les déformations thermiques transversales sont linéaires et élastique avant l'apparition des fissures. Puis elles augmentent brusquement à la variation de température ΔT_{cr} en raison de l'apparition des premières fissures circonférentielles à basse température et radiales à haute température, respectivement. Ces fissures sont dues à la pression radiale P à l'interface barre/béton. On constate aussi qu'avant l'apparition des fissures le diamètre de la barre n'a pas un effet significatif sur les déformations thermiques transversales. Cependant, pour les hautes températures ces déformations augmentent avec la diminution du diamètre de la barre.

Le tableau 3.12 regroupe les variations de température produisant la première fissure ΔT_{cr} et les variations de température produisant la rupture d'enrobage de béton ΔT_{sp} de l'ensemble des dalles. Ces résultats montrent que ΔT_{cr} et ΔT_{sp} augmentent avec l'augmentation du diamètre des barres.

Tableau 3.12: Valeurs de ΔT_{cr} et ΔT_{sp} _ Effet de diamètre des barres.

Dalle	$\Delta T_{cr} < 0$	$\Delta T_{cr} > 0$	ΔT_{sp}
S.200.10.30	-17	20	34
S.200.13.30	-20	25	41
S.200.16.30	-28	26	48
S.200.19.30	-33	37	>60
S.200.25.30	-36	40	>60

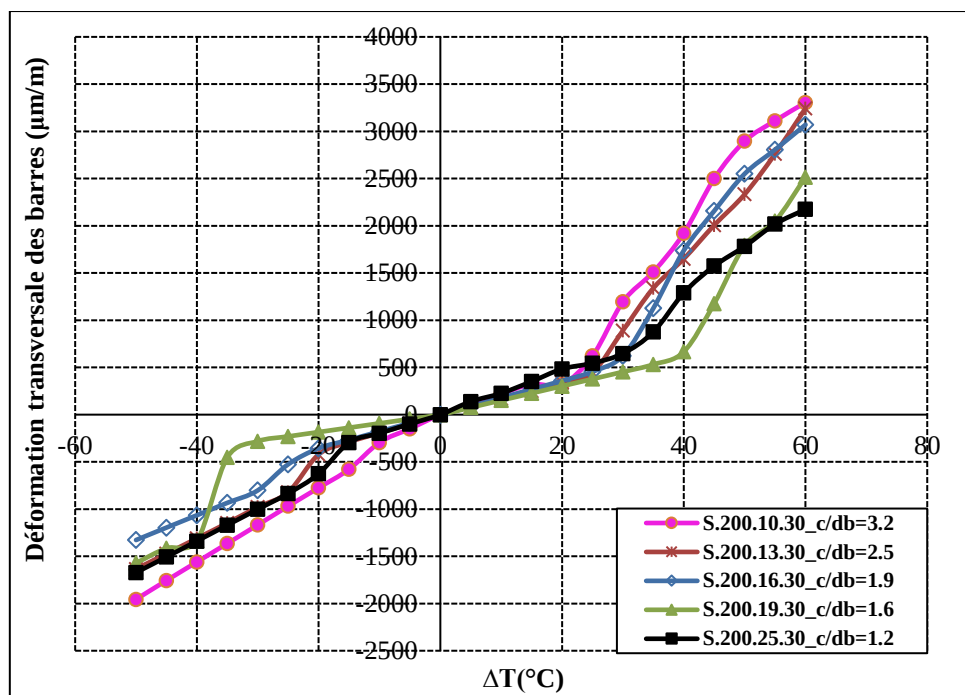


Figure 3. 82 : Déformation transversale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) _ Effet de diamètre des barres.

Chapitre IV

MODELE ANALYTIQUE

4.1 Introduction

Ce chapitre présente l'étude analytique du comportement des dalles en béton armé de barres en PRF de verre (PRFV) sous charges thermiques seules et aussi sous charges combinées thermique et mécanique. Cette étude analytique, basée sur la théorie d'élasticité linéaire, permet d'analyser les effets du rapport de l'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) et le rapport de l'espacement entre les barres du PRF au diamètre de barre (e/d_b) ainsi l'effet de l'interaction des barres sur la distribution des contraintes et déformations sur la surface extérieure du béton et à l'interface armature/béton. Elle permet aussi d'évaluer les charges thermiques ΔT_{cr} produisant les premières fissures dans le béton à l'interface armature/béton et ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage du béton.

Le modèle étudié est basé sur les hypothèses suivantes :

- Une adhérence parfaite entre le béton et la barre en PRF.
- Le comportement de la barre en PRF et celui du béton sont élastiques linéaires.
- La section transversale des dalles reste plane après déformations.
- État plan de contraintes.
- Absence des armatures transversales afin d'évaluer seulement la contribution de l'enrobage du béton pour soutenir les contraintes de traction due aux charges appliquées.
- La barre est considérée transversalement isotrope.

4.2 Comportement thermique du béton avant fissuration

La différence entre les coefficients d'expansion thermique transversale des barres en PRF et du béton dans les structures en béton armé engendre une pression radiale P à l'interface armature/béton sous chargement thermique. (Zaidi, 2006 ; Bellakehal, 2014)

Sous des hautes températures, cette pression produit des contraintes de traction circonférentielle qui peuvent causer des fissures radiales dans le béton et, éventuellement, la rupture de l'enrobage du béton si l'action du confinement du béton est insuffisante. Tandis que, pour des basses températures cette pression produit des contraintes de traction radiale qui peuvent causer des fissures circonférentielles comme le montre la Figure 4.1.

Le modèle analytique est établi pour analyser l'effet combiné de la charge thermique ΔT et la charge axiale N sur le comportement d'un cylindre en béton renforcé axialement par une barre en PRF. Ce modèle a été modifié pour déterminer les contraintes et les déformations thermiques dans des dalles en béton armé de barre en PRF sous une variation de température ΔT en tenant compte la présence des barres adjacentes.

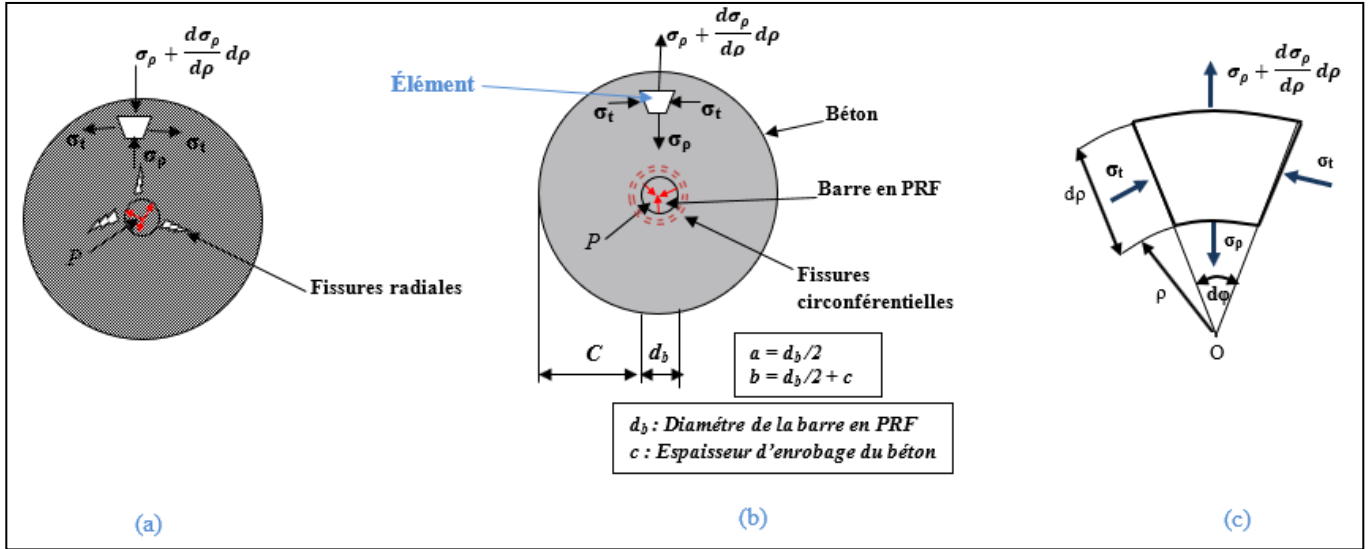


Figure 4.1 : Formation des fissures dans l'enrobage du béton :

(a) hautes températures ; (b) basses températures ; (c) contraintes radiale et circumférentielle dans l'élément.

Contraintes dans le béton dues à la pression radiale P

La déformation d'un élément en béton sous la pression radiale interne P exercée par la barre en PRF sur le béton se compose d'un déplacement radial variable le long du rayon de surface cylindrique et un déplacement circumférentiel constant le long du périmètre de rayon de cette surface (Figure 4.1).

u est le déplacement radial de la surface cylindrique de rayon ρ

$u + \frac{du}{d\rho} d\rho$ est le déplacement radial de la surface cylindrique de rayon $\rho + d\rho$

La déformation radiale ε_ρ et la déformation circumférentielle ε_t , dans un élément du béton situé à un rayon ρ mesuré à partir du centre de gravité de la barre en PRF, Figure 4.1, sont comme suit :

$$\varepsilon_\rho = \frac{du}{d\rho} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_t = \frac{u}{\rho} \quad (4.2)$$

Les expressions de la contrainte radiale σ_ρ et de la contrainte circonférentielle σ_t , en fonction des déformations de l'élément considéré, déterminées par la théorie d'élasticité [Timoshenko et Goodier, 1970] pour les cylindres creux sous pression hydrostatique interne P en considérant la solution en contraintes planes, sont données par :

$$\sigma_\rho = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} (\varepsilon_\rho + \nu_c \varepsilon_t) = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \left[\frac{du}{d\rho} + \nu_c \frac{u}{\rho} \right] \quad (4.3)$$

$$\sigma_t = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} (\varepsilon_t + \nu_c \varepsilon_\rho) = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \left[\frac{u}{\rho} + \nu_c \frac{du}{d\rho} \right] \quad (4.4)$$

Où

E_c : Module d'élasticité du béton.

ν_c : Coefficient de Poisson du béton.

L'équation d'équilibre de l'élément du cylindre est déterminée en faisant la somme des forces suivant la direction de la bissectrice de l'angle $d\varphi$; on obtient :

$$\sigma_\rho \cdot \rho \cdot d\varphi + 2\sigma_t \cdot d\rho \cdot \frac{d\varphi}{2} - \left(\sigma_\rho + \frac{d\sigma_\rho}{d\rho} d\rho \right) (\rho + d\rho) d\varphi = 0 \quad (4.5)$$

En négligeant les termes de second ordre, l'équation (4.5) devient :

$$\frac{d\sigma_\rho}{d\rho} + \frac{\sigma_\rho - \sigma_t}{\rho} = 0 \quad (4.6)$$

Remplaçant les expressions de σ_ρ de l'équation (4.3) et σ_t de l'équation (4.4) dans l'équation (4.6), on obtient l'équation d'équilibre en termes de déplacement.

$$\frac{d^2 u}{d\rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{du}{d\rho} - \frac{u}{\rho^2} = 0 \quad (4.7)$$

La solution générale de cette équation différentielle est de la forme :

$$u = C_1 \rho + \frac{C_2}{\rho} \quad (4.8)$$

Les constantes C_1 et C_2 sont déterminées par les conditions aux limites interne et externe. Remplaçant l'expression de u de l'équation (4.8) dans les équations (4.3) et (4.4), on obtient :

$$\sigma_\rho(\rho) = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \left[C_1(1+\nu_c) - C_2 \frac{1-\nu_c}{\rho^2} \right] \quad (4.9)$$

$$\sigma_t(\rho) = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \left[C_1(1+\nu_c) + C_2 \frac{1-\nu_c}{\rho^2} \right] \quad (4.10)$$

Les conditions aux limites de la surface interne ($\rho = a$) et de la surface externe ($\rho = b$) de poutre prismatique en béton sont :

$$\sigma_\rho(\rho = a) = -P \quad (4.11)$$

$$\sigma_\rho(\rho = b) = 0 \quad (4.12)$$

Les constantes C_1 et C_2 sont obtenues en utilisant les conditions aux limites ci-dessus dans l'équation (4.9), on a :

$$C_1 = \frac{1-\nu_c}{E_c} \frac{a^2}{b^2 - a^2} P \quad (4.13)$$

$$C_2 = \frac{1+\nu_c}{E_c} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} P \quad (4.14)$$

Les expressions de la contrainte radiale σ_ρ et de la contrainte circonférentielle σ_t du béton dues à la pression radiale P sont obtenues en substituant les expressions des constantes C_1 et C_2 (équations (4.13) et (4.14) dans les équations (4.9) et (4.10), on a :

$$\sigma_\rho = \frac{a^2 P}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{\rho^2} \right) \quad (4.15)$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 P}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{\rho^2} \right) \quad (4.16)$$

Où $a = d_b / 2$

$$b = c + d_b / 2$$

d_b : Diamètre de l'armature de PRF.

c : Epaisseur de l'enrobage du béton.

Posons $r = b / a$ et $b = c + a$ les équations (4.15) et (4.16) deviennent :

$$\sigma_\rho = \frac{P}{r^2 - 1} \left(1 - \frac{b^2}{\rho^2} \right) \quad (4.17)$$

$$\sigma_t = \frac{P}{r^2 - 1} \left(1 + \frac{b^2}{\rho^2} \right) \quad (4.18)$$

La contrainte de traction radiale maximale dans le béton due à la pression radiale P , à l'interface armature/béton ($\rho = a$), est donnée par l'équation suivante, où P sera déterminée par l'équation (4.61) :

$$\sigma_{\rho max} = -P \quad (4.19)$$

En tenant compte de la présence de la charge mécanique appliquée, la contrainte de traction radiale maximale dans le béton due à la pression radiale P et à la charge axiale N , à l'interface Barre/Béton, est donnée par l'équation suivante, où P sera déterminée par l'équation (4.63) :

$$\sigma_{\rho max} = -P - \nu_c \sigma_{cz} \quad (4.20)$$

La contrainte de traction circonférentielle maximale dans le béton due à la pression radiale P , à l'interface armature/béton ($\rho = a$), est donnée par :

$$\sigma_{t max} = \frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} P \quad (4.21)$$

En tenant compte de la présence de la charge mécanique appliquée, la contrainte de traction circonférentielle maximale dans le béton due à la pression radiale P et à la charge axiale N , à l'interface Barre/Béton, est donnée par :

$$\sigma_{tmax} = \frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} P - \nu_c \sigma_{cz} \quad (4.22)$$

Où σ_{cz} : Contrainte de traction dans le béton d'enrobage due à la charge mécanique.

Pour le cas d'une dalle en béton renforcée par plusieurs barres, la contrainte de traction circonférentielle maximale à l'interface armature/béton de la première barre, sous haute température, est la somme de la contrainte de traction circonférentielle à l'interface armature/béton ($\rho = a$) due à la pression P_1 de la barre elle-même et à la contrainte de traction circonférentielle à l'interface armature/béton de la première barre due à la pression P_2 de la deuxième barre ($\rho = a + e$), elle est exprimée comme suite:

$$\sigma_{tmax1} = \frac{r_1^2 + 1}{r_1^2 - 1} P_1 + \frac{P_2}{r_2^2 - 1} \left(1 + \frac{r_2^2}{(1+t)^2} \right) \quad (4.23)$$

Avec : $t = e / a$; et e est l'espacement entre les deux barres de PRF.

Il est noté que pour notre modèle, toutes les barres de la dalle ayant le même rayon et le même enrobage du béton, donc $r_1 = r_2 = r$ et $c_1 = c_2 = c$ et par conséquent la pression radiale devient : $P_1 = P_2 = P$.

D'où :

$$\sigma_{tmax1} = \frac{P}{r^2 - 1} \left(\frac{r^2}{(1+t)^2} + r^2 + 2 \right) \quad (4.24)$$

De la même manière, pour la basse température, la contrainte de traction radiale maximale à l'interface armature/béton de la première barre due à la pression radiale de la première barre P_1 et à la pression radiale de la deuxième barre P_2 est égale à :

$$\sigma_{\rho max1} = -P_1 + \frac{P_2}{r_2^2 - 1} \left(1 - \frac{r_2^2}{(1+t)^2} \right) = P \left[\frac{1}{r^2 - 1} \left(1 - \frac{r^2}{(1+t)^2} \right) - 1 \right] \quad (4.25)$$

Maintenant tenant compte de la présence de la charge mécanique, la contrainte de traction circonférentielle maximale (Eq. 4.23) et la contrainte de traction radiale maximale (Eq. 4.25) à l'interface armature/béton de la première barre due à la pression radiale de la première barre P_1 et à la pression radiale de la deuxième barre P_2 , deviennent respectivement:

$$\sigma_{t \max, 1} = \frac{r_1^2 + 1}{r_1^2 - 1} P_1 + \frac{P_2}{r_2^2 - 1} \left(1 + \frac{r_2^2}{(1+t)^2} \right) - \nu_c \sigma_{cz} \quad (4.26)$$

D'où :

$$\sigma_{t \max, 1} = \frac{P}{r^2 - 1} \left(\frac{r^2}{(1+t)^2} + r^2 + 2 \right) - \nu_c \sigma_{cz} \quad (4.27)$$

Et :

$$\sigma_{\rho \max, 1} = -P_1 + \frac{P_2}{r_2^2 - 1} \left(1 - \frac{r_2^2}{(1+t)^2} \right) - \nu_c \sigma_{cz} = P \left[\frac{1}{r^2 - 1} \left(1 - \frac{r^2}{(1+t)^2} \right) - 1 \right] - \nu_c \sigma_{cz} \quad (4.28)$$

Dans ce cas la pression P sera déterminée par l'équation (4.65).

4.2.2 Déformations dans le béton dues à la pression radiale, la température et la charge axiale

Le déplacement radial u à n'importe quel point de la paroi de la poutre cylindrique, sous la pression radiale P , est obtenu en remplaçant les expressions de C_1 et C_2 (équations 4.13 et 4.14) dans l'équation 4.8, on a donc :

$$u(\rho) = \frac{1 - \nu_c}{E_c} \frac{P}{r^2 - 1} \rho + \frac{1 + \nu_c}{E_c} \frac{b^2}{r^2 - 1} \frac{P}{\rho} \quad (4.29)$$

Lorsque l'on se trouve en présence de la charge axiale N , on doit ajouter le terme Δu , tel que :

$$\begin{cases} \varepsilon_{c\rho_1}(\rho) = \frac{\Delta u}{\rho} \\ \varepsilon_{c\rho_1} = -\nu_c \cdot \varepsilon_{cz} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta u = \varepsilon_{c\rho_1} \cdot \rho = -\nu_c \frac{\sigma_{cz}}{E_c} \cdot \rho$$

ε_{cz} : déformation longitudinale du béton due à la charge mécanique axiale N .

ε_{cp} : déformation radiale du béton due à l'effet de Poisson de la charge mécanique axiale N .

Avec :
$$\sigma_{cz} = \frac{N}{A} = \frac{N}{\pi(b^2 - a^2)}$$

D'où :

$$u(\rho) = \frac{1 - \nu_c}{E_c} \frac{P}{r^2 - 1} \rho + \frac{1 + \nu_c}{E_c} \frac{b^2}{r^2 - 1} \frac{P}{\rho} - \nu_c \cdot \varepsilon_{cz} \cdot \rho \quad (4.30)$$

La déformation radiale ε_{cp} dans le béton due à la pression radiale P et la charge axiale N est : $\varepsilon_{cp}(\rho) = \frac{du}{d\rho}$

$$\varepsilon_{cp}(\rho) = \frac{P}{E_c(r^2 - 1)} \left[\left(1 - \frac{b^2}{\rho^2} \right) - \nu_c \left(1 + \frac{b^2}{\rho^2} \right) \right] - \nu_c \varepsilon_{cz} \quad (4.31)$$

$$\varepsilon_{cp}(\rho) = \frac{1}{E_c} (\sigma_\rho - \nu_c \sigma_t) - \nu_c \varepsilon_{cz} \quad (4.32)$$

La déformation radiale ε_{cp} dans le béton due à la pression radiale P , la charge axiale N et à la variation de température ΔT , est donnée par :

$$\varepsilon_{cp}(\rho) = \frac{P}{E_c(r^2 - 1)} \left[\left(1 - \frac{b^2}{\rho^2} \right) - \nu_c \left(1 + \frac{b^2}{\rho^2} \right) \right] - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.33)$$

Où α_c est le coefficient d'expansion thermique du béton.

La déformation circonférentielle ε_{ct} dans le béton due à la pression radiale P et la charge axiale N est : $\varepsilon_{ct}(\rho) = \frac{u(\rho)}{\rho}$

$$\varepsilon_{ct}(\rho) = \frac{P}{E_c(r^2 - 1)} \left[\left(1 + \frac{b^2}{\rho^2} \right) - \nu_c \left(1 - \frac{b^2}{\rho^2} \right) \right] - \nu_c \varepsilon_{cz} \quad (4.34)$$

$$\varepsilon_{ct}(\rho) = \frac{1}{E_c} (\sigma_t - \nu_c \sigma_\rho) - \nu_c \varepsilon_{cz} \quad (4.35)$$

La déformation circonférentielle ε_{ct} dans le béton due à la pression radiale P , la charge axiale N et la variation de température ΔT est donnée par :

$$\varepsilon_{ct}(\rho) = \frac{P}{E_c(r^2 - 1)} \left[\left(1 + \frac{b^2}{\rho^2} \right) - \nu_c \left(1 - \frac{b^2}{\rho^2} \right) \right] - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.36)$$

La déformation circonférentielle ε_{ct} et la déformations radiale $\varepsilon_{c\rho}$ dans le béton, à l'interface Barre/Béton ($\rho = a$), due à la pression radiale P , la charge axiale N et la variation de température ΔT , obtenues en utilisant les équations (4.33) et (4.36), sont données par :

$$\varepsilon_{ct}(a) = \frac{P}{E_c} \left(\frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} + \nu_c \right) - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.37)$$

$$\varepsilon_{c\rho}(a) = \frac{P}{E_c} \left[-1 - \nu_c \frac{(r^2 + 1)}{(r^2 - 1)} \right] - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.38)$$

La déformation circonférentielle ε_{ct} et la déformation radiale $\varepsilon_{c\rho}$ dans le béton, à la surface externe de l'enrobage de béton ($\rho = b$), due à la pression radiale P , la charge axiale N et la variation de température ΔT , sont données par :

$$\varepsilon_{ct}(b) = \frac{2P}{E_c(r^2 - 1)} - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.39)$$

$$\varepsilon_{c\rho}(b) = \frac{-2\nu_c P}{E_c(r^2 - 1)} - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.40)$$

Pour le cas des dalles renforcées par plusieurs barres, c.à.d. là où l'effet de la deuxième barre sur les déformations de la 1^{ère} barre est pris en compte, la déformation totale de la barre 1 à l'interface *Barre/Béton* ($\rho = a$) est la somme de la déformation $\varepsilon_{ct,1}(a)$ engendrée par l'expansion de la barre 1 à cette interface plus la déformation $\varepsilon_{ct,2}(a + e)$ engendrée par l'expansion de la barre 2 à cette interface.

$$\varepsilon_{ct,1-2}(a) = \varepsilon_{ct,1}(a) + \varepsilon_{ct,2}(a + e)$$

$$\varepsilon_{ct,1-2}(a) = \frac{P}{E_c} \left(\frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} + \nu_c \right) + \frac{P}{E_c(r^2 - 1)} \left[\left(1 + \frac{b^2}{(a + e)^2} \right) - \nu_c \left(1 - \frac{b^2}{(a + e)^2} \right) \right] \quad (4.41)$$

La déformation circonférentielle ε_{ct} dans le béton tenant compte l'effet d'interaction des deux barres, à l'interface *Barre/Béton* ($\rho = a$), due à la pression radiale P , la charge axiale N et la variation de température ΔT , est donnée par :

$$\varepsilon_{ct,1-2}(a) = \frac{P}{E_c(r^2-1)} \left[r^2 + \nu_c(r^2-1) + \frac{r^2}{(1+t)^2} (1+\nu_c) - \nu_c + 2 \right] - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.42)$$

Où : $r=b/a$ et $t=e/a$

Il est à noter que pour les dalles soumises à une variation thermique seule sans charge mécanique, le terme de déformation mécanique ($\nu_c \varepsilon_{cz}$) disparaît des équations (4.37) à (4.42) qui prennent les formes suivantes :

- La déformation circonférentielle ε_{ct} et la déformation radiale ε_{cp} dans le béton, à l'interface *Barre/Béton* ($\rho = a$), due à la pression radiale P et la variation de température ΔT , sont données par :

$$\varepsilon_{ct}(a) = \frac{P}{E_c} \left(\frac{r^2+1}{r^2-1} + \nu_c \right) + \alpha_c \Delta T \quad (4.43)$$

$$\varepsilon_{cp}(a) = \frac{P}{E_c} \left[-1 - \nu_c \frac{(r^2+1)}{(r^2-1)} \right] + \alpha_c \Delta T \quad (4.44)$$

- La déformation circonférentielle ε_{ct} et la déformation radiale ε_{cp} dans le béton, à la surface externe de l'enrobage de béton ($\rho = b$), due à la pression radiale P et la variation de température ΔT , sont données par :

$$\varepsilon_{ct}(b) = \frac{2P}{E_c(r^2-1)} + \alpha_c \Delta T \quad (4.45)$$

$$\varepsilon_{cp}(b) = \frac{-2\nu_c P}{E_c(r^2-1)} + \alpha_c \Delta T \quad (4.46)$$

- La déformation circonférentielle à l'interface *Barre/Béton* ($\rho = a$), qui tient compte l'effet d'interaction des barres ($\varepsilon_{ct,1-2}$), due à la pression radiale P et la variation de température ΔT , est donnée par :

$$\varepsilon_{ct,1-2}(a) = \frac{P}{E_c(r^2-1)} \left[r^2 + \nu_c(r^2-1) + \frac{r^2}{(1+t)^2} (1+\nu_c) - \nu_c + 2 \right] + \alpha_c \Delta T \quad (4.47)$$

4.2.3 Déformation transversale de la barre en PRF due à la pression radiale P , la charge axiale N et la variation de température ΔT

De la même façon que le cas de cylindre du béton sous pression interne, on étudie l'équilibre d'un élément de la barre sous pression externe P due à la réaction du béton sur la barre en PRF. L'équation d'équilibre peut être écrite comme suit :

$$\frac{d^2u}{d\rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{du}{d\rho} - \frac{u}{\rho^2} = 0 \quad (4.48)$$

En suivant les mêmes démarches de résolution que précédemment, les composantes de contraintes radiale σ_{fp} et circonférentielle σ_{ft} de la barre de PRF s'écrivent comme suit :

$$\sigma_{fp}(\rho) = \frac{E_t}{1-\nu_{tt}^2} \left[C_3 (1+\nu_{tt}) - C_4 \frac{1-\nu_{tt}}{\rho^2} \right] \quad (4.49)$$

$$\sigma_{ft}(\rho) = \frac{E_t}{1-\nu_{tt}^2} \left[C_3 (1+\nu_{tt}) + C_4 \frac{1-\nu_{tt}}{\rho^2} \right] \quad (4.50)$$

Où :

E_t : Module d'élasticité transversal de la barre.

ν_{tt} : Coefficient du Poisson transversal de la barre (le premier indice indique la direction transversale de l'application de la contrainte et le deuxième indice indique la direction transversale suivant laquelle on détermine la déformation).

C_3 et C_4 sont les constantes d'intégration déterminées par les conditions aux limites suivantes :

$$\sigma_{\rho}(\rho = a) = -P \quad (4.51)$$

$$\sigma_{\rho}(\rho = 0) = -P \quad (4.52)$$

Les constantes C_3 et C_4 sont obtenues de l'équation (4.49) en utilisant les conditions aux limites ci-dessus, on a donc :

$$C_3 = -\frac{1-\nu_{tt}}{E_t} P \quad (4.53)$$

$$C_4 = 0 \quad (4.54)$$

L'expression de déplacement s'écrit donc :

$$u(\rho) = -\frac{(1-\nu_{tt})P}{E_t} \rho \quad (4.55)$$

La déformation circonférentielle ε_{ft} de la barre en PRF due à la pression radiale P est donnée par :

$$\varepsilon_{ft} = \frac{u(\rho)}{\rho} = -\frac{(1-\nu_{tt})P}{E_t} \quad (4.56)$$

La déformation circonférentielle de la barre en PRF due à la pression radiale P et la variation de température ΔT , est donnée par :

$$\varepsilon_{ft} = \alpha_t \Delta T - \frac{(1-\nu_{tt})P}{E_{ft}} \quad (4.57)$$

La déformation circonférentielle de la barre en PRF due à la pression radiale P , la charge axiale N et la variation de température ΔT , est donnée par :

$$\varepsilon_{ft} = \alpha_t \Delta T - \frac{(1-\nu_{tt})P}{E_{ft}} - \nu_{lt} \cdot \varepsilon_{fz} \quad (4.58)$$

Où : α_t est le coefficient d'expansion thermique transversale de la barre en PRF;

ν_{lt} : Coefficient de poisson de la barre de PRF dans la direction longitudinale;

ε_{fz} : déformation longitudinale de la barre due à la charge mécanique axiale N .

4.2.4 Pression radiale P

La pression radiale P exercée par la barre en PRF sur le béton due à la variation de température ΔT est déterminée en utilisant l'équation de compatibilité des déformations transversales à l'interface armature/béton suivante :

$$\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{ct} \quad (4.59)$$

$$\alpha_t \Delta T - \frac{(1-\nu_{tt})}{E_t} P = \frac{P}{E_c} \left(\frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} + \nu_c \right) + \alpha_c \Delta T \quad (4.60)$$

De l'équation ci-dessus, on obtient l'expression de la pression radiale P donnée par :

$$P = \frac{(\alpha_t - \alpha_c)\Delta T}{\frac{1}{E_c} \left(\frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} + \nu_c \right) + \frac{1}{E_t} (1 - \nu_{tt})} \quad (4.61)$$

L'expression de la pression radiale tenant compte l'effet de la charge mécanique est déterminée à partir des équations (4.37) ; (4.58) et (4.59):

$$\alpha_t \Delta T - \frac{(1 - \nu_{tt})P}{E_t} - \nu_{lt} \varepsilon_{fz} = \frac{P}{E_c} \left(\frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} + \nu_c \right) - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.62)$$

De l'équation ci-dessus, on obtient l'expression de la pression radiale P tenant compte la charge axiale N donnée par :

$$P = \frac{(\alpha_t - \alpha_c)\Delta T - (\nu_{lt} \varepsilon_{fz} - \nu_c \varepsilon_{cz})}{\frac{1}{E_c} \left(\frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} + \nu_c \right) + \frac{1}{E_t} (1 - \nu_{tt})} \quad (4.63)$$

$$\text{Avec : } r = \frac{2c + d_b}{d_b} = \frac{b}{a}$$

d_b : Diamètre de la barre ($d_b = 2a$)

c : Épaisseur d'enrobage du béton.

Il est important de noter que le terme $(\alpha_t - \alpha_c)\Delta T$ est la déformation thermique différentielle transversale qui est la principale source de la pression radiale. Cependant, le terme $(\nu_{lt} \varepsilon_{fz} - \nu_c \varepsilon_{cz})$ désigne la déformation transversale différentielle due à la charge axiale N .

En outre, si l'adhérence entre la barre en PRF et le béton est parfaite, une déformation thermique différentielle transversale additionnelle est produite à cause de l'effet de Poisson pour les déformations axiales. Cette déformation additionnelle est négligée car le coefficient d'expansion thermique longitudinal (CETL) des barres en PRF a une faible influence comme il a été justifié par Rahman et coll. (1995) Zaidi et al. (2006).

Pour le cas des dalles où l'interaction des barres est prise en compte, l'expression de la pression radiale tenant compte l'effet de la charge mécanique est déterminée à partir des équations (4.42) ; (4.58) et (4.59):

$$\alpha_t \Delta T - \frac{(1-\nu_t)P}{E_t} - \nu_{lt} \cdot \varepsilon_{fz} = \frac{P}{E_c(r^2-1)} \left[r^2 + \nu_c(r^2-1) + \frac{r^2}{(1+t)^2} (1+\nu_c) - \nu_c + 2 \right] - \nu_c \varepsilon_{cz} + \alpha_c \Delta T \quad (4.64)$$

D'où :

$$P = \frac{(\alpha_t - \alpha_c) \Delta T - (\nu_{lt} \varepsilon_{fz} - \nu_c \varepsilon_{cz})}{\frac{1}{E_c(r^2-1)} \left[r^2 + \nu_c(r^2-1) + \frac{r^2}{(1+t)^2} (1+\nu_c) - \nu_c + 2 \right] + \frac{1}{E_t} (1-\nu_t)} \quad (4.65a)$$

Lorsque l'effet de la charge mécanique est nul, alors, l'équation ci-dessus devient :

$$P = \frac{(\alpha_t - \alpha_c) \Delta T}{\frac{1}{E_c(r^2-1)} \left[r^2 + \nu_c(r^2-1) + \frac{r^2}{(1+t)^2} (1+\nu_c) - \nu_c + 2 \right] + \frac{1}{E_t} (1-\nu_t)} \quad (4.65b)$$

Variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure

Pour les basses températures, la première fissure circonférentielle apparaît dans le béton à l'interface armature en PRF/béton (Figure 4.2) lorsque la contrainte radiale atteint la résistance à la traction du béton ($\sigma_{\rho_{max,1}} = f_{ct}$). De l'équation (4.61) et (4.25), on peut écrire :

$$\Delta T_{cr} = \frac{f_{ct} \left[\frac{1}{E_c} \left(\frac{r^2+1}{r^2-1} + \nu_c \right) + \frac{1}{E_t} (1-\nu_t) \right]}{(\alpha_t - \alpha_c)} \left[\left(1 - \frac{r^2}{(1+t)^2} \right) \left(\frac{1}{r^2-1} \right) - 1 \right]^{-1} \quad (4.66)$$

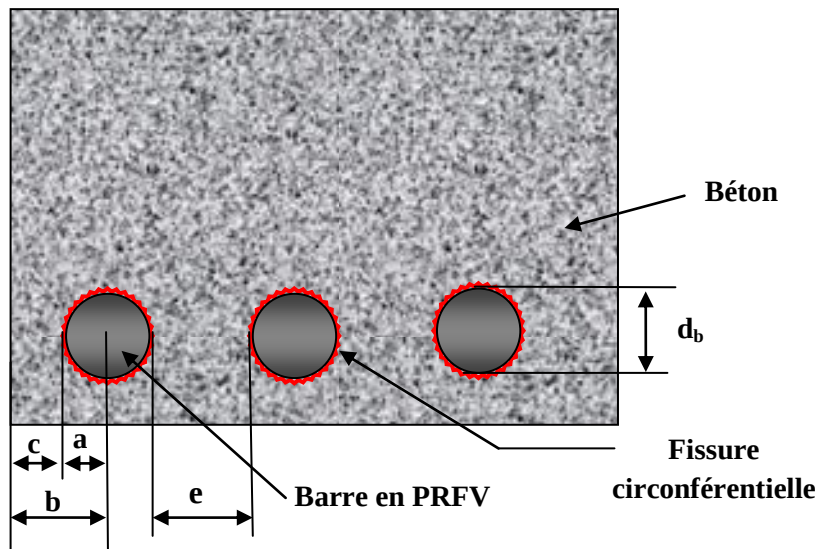


Figure 4.2 : Amorcement des fissures circonférentielles à l'interface barre/béton sous basse variation de température de valeur ΔT_{cr}

Pour les hautes températures, la première fissure radiale apparait dans le béton d'enrobage à partir de l'interface armature en PRF/béton (Figure 4.3) quand la contrainte circonférentielle atteint la résistance à la traction du béton ($\sigma_{t\max,1} = f_{ct}$). De l'équation (4.61) et (4.24), on peut écrire :

$$\Delta T_{cr} = \frac{f_{ct} \left[\frac{1}{E_c} \left(\frac{r^2 + 1}{r^2 - 1} + \nu_c \right) + \frac{1}{E_t} (1 - \nu_t) \right]}{(\alpha_{ft} - \alpha_c)} \left[\frac{1}{(r^2 - 1)} \left(\frac{r^2}{(1+t)^2} + r^2 + 2 \right) \right]^{-1} \quad (4.67)$$

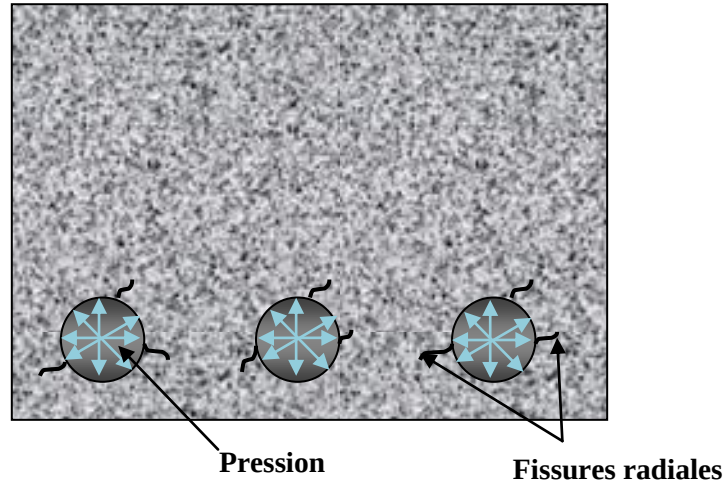


Figure 4.3 : Amorcement des fissures radiales dans le béton d'enrobage sous haute variation de température de valeur ΔT_{cr} .

Pour tenir compte l'effet de la charge mécanique sur la variation de température produisant la première fissure circonférentielle dans le béton à l'interface armature en PRF/béton sous basses températures, on utilise les équations (4.61) et (4.28) et faisant ($\sigma_{p\max,1} = f_{ct}$) on obtient :

$$\Delta T_{cr} = \frac{(f_{ct} + \nu_c \sigma_{cz}) \left[\frac{1}{E_c} (\beta + \nu_c) + \frac{1}{E_t} (1 - \nu_t) \right]}{(\alpha_t - \alpha_c) \left[\frac{1}{(r^2 - 1)} \left(1 - \frac{r^2}{(1+t)^2} \right) - 1 \right]} \quad (4.68)$$

Avec : $\beta = \frac{r^2 + 1}{r^2 - 1}$

Pour tenir compte l'effet de la charge mécanique sur la variation de température produisant la première fissure radiale à l'interface armature en PRF/béton sous hautes

températures, on utilise les équations (4.61) et (4.27) et faisant ($\sigma_{t\max,1} = f_{ct}$) on obtient :

$$\Delta T_{cr} = \frac{(f_{ct} + \nu_c \sigma_{cz}) \left[\frac{1}{E_c} (\beta + \nu_c) + \frac{1}{E_t} (1 - \nu_{tt}) \right]}{(\alpha_t - \alpha_c) \left[\left(\frac{1}{r_1^2 - 1} \right) \left(\frac{r^2}{(1+t)^2} + r^2 + 2 \right) \right]} \quad (4.69)$$

4.3 Variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage du béton (Modèle d'Aiello)

Il est considéré par Aiello et coll. (2001) qu'une couronne circulaire en béton fissuré est formée lorsque $\Delta T > \Delta T_{cr}$, comme montré par les figures 4.4 ,4.5 et 4.6 , dont le rayon interne et le rayon externe sont respectivement a et ρ_{cr} .

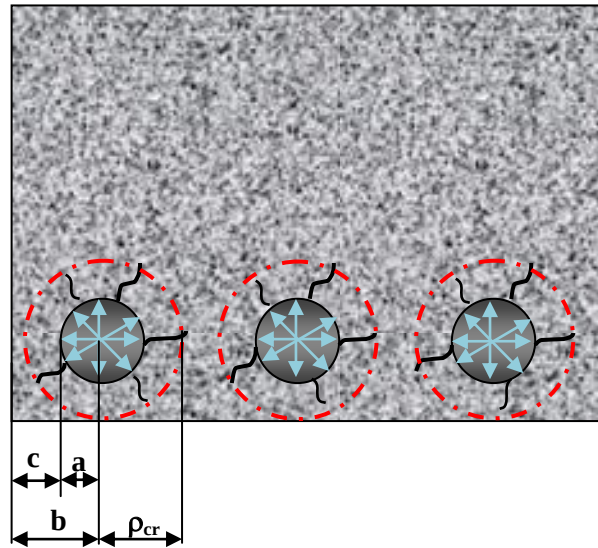


Figure 4.4: Couronne en béton fissuré formée autour de l'armature à haute température pour $\Delta T > \Delta T_{cr}$

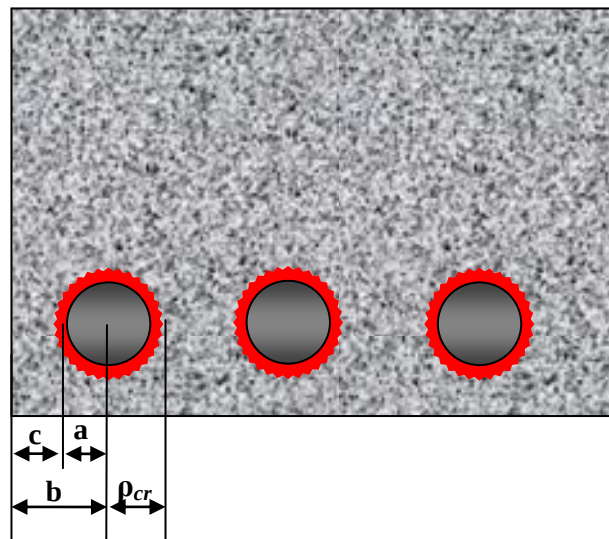


Figure 4.5 : Fissuration du béton formée autour de l'armature à basse température pour $\Delta T < \Delta T_{cr}$

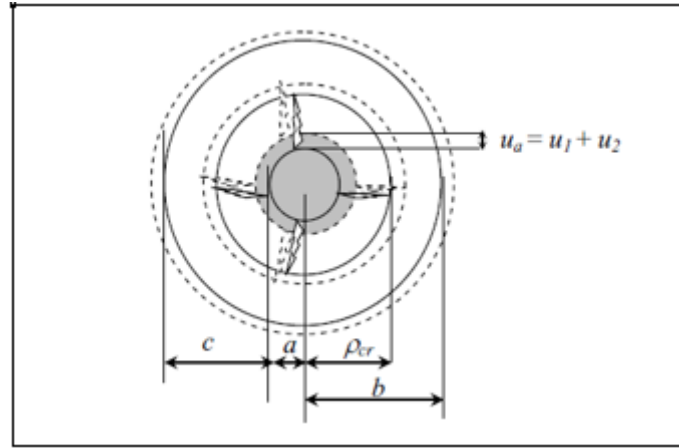


Figure 4.6 : Déformation de la couronne en béton fissuré sous la compression radiale à $\Delta T > \Delta T_{cr}$ (ligne discontinue indique la forme après déformation)

Les conditions aux limites de surfaces de la couronne fissurée sont :

$$\sigma_\rho(\rho = a) = -P \quad (4.70)$$

$$\sigma_t = 0 \quad \text{Pour} \quad \rho \in [a, \rho_{cr}] \quad (4.71)$$

Donc, il n'y a aucune contrainte de traction à l'intérieur de la zone fissurée.

Dans la couronne en béton fissuré, où $\rho \in [a, \rho_{cr}]$ la contrainte radiale est considérée inversement proportionnelle à ρ , on a :

$$\sigma_\rho(\rho) = \frac{C_3}{\rho} \quad (4.72)$$

Pour $\rho \in [a, \rho_{cr}]$, où C_3 est une constante de proportionnalité.

Utilisant les conditions aux limites de surfaces de la couronne fissurée $\sigma_\rho(a) = -P$

$$C_3 = -aP \quad (4.73)$$

Remplaçant l'expression de C_3 (équation 4.72) dans l'équation de la contrainte radiale σ_ρ ci-dessus, on a donc :

$$\sigma_\rho(\rho) = -\frac{a}{\rho} P \quad \text{Pour} \quad \rho \in [a, \rho_{cr}] \quad (4.74)$$

À l'interface entre le béton fissuré et non fissuré, à $\rho = \rho_{cr}$, la contrainte radiale est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_{\rho}(\rho_{cr}) = -\frac{a}{\rho_{cr}} P \quad (4.75)$$

La déformation radiale dans la couronne fissurée due à la compression radiale (équation 4.74) est :

$$\varepsilon_{c\rho}(\rho) = \frac{du}{d\rho} = -\frac{a}{E_c \rho} P \quad (4.76)$$

La diminution de l'épaisseur du béton fissuré due à la compression radiale (équation 4.75) déterminée de l'équation (4.76) est trouvée égale à :

$$u_1 = \frac{aP}{E_c} \ln\left(\frac{\rho_{cr}}{a}\right) \quad (4.77)$$

En termes de déformation circonférentielle à l'interface armature/béton, l'équation 4.77 devient :

$$\varepsilon_{ct} = \frac{P}{E_c} \ln\left(\frac{\rho_{cr}}{a}\right) \quad (4.78)$$

L'augmentation du rayon due à la compression radiale (équation 4.75) en dehors duquel le béton n'est pas fissuré (on considère que la zone non fissurée comme un cylindre creux sous pression interne de $\frac{a}{\rho_{cr}} P$) est donnée par :

$$u_2 = \frac{aP}{E_c} \left(\frac{b^2 + \rho_{cr}^2}{b^2 - \rho_{cr}^2} + \nu_c \right) \quad (4.79)$$

L'augmentation u_a du rayon a due à la compression radiale ($\Delta T > \Delta T_{cr}$) est la somme de la diminution de l'épaisseur du béton fissuré (équation 4.77) et l'augmentation du rayon en dehors duquel le béton n'est pas fissuré (équation 4.79).

$$u_a = \frac{aP}{E_c} \ln\left(\frac{\rho_{cr}}{a}\right) + \frac{aP}{E_c} \left(\frac{b^2 + \rho_{cr}^2}{b^2 - \rho_{cr}^2} + \nu_c \right) \quad (4.80)$$

A partir de l'équation (4.80), la déformation circonférentielle due à la compression radiale et à la variation de température lorsque le béton est fissuré, est donnée par :

$$\varepsilon_{ct} = \frac{P}{E_c} \left[\ln \left(\frac{\rho_{cr}}{a} \right) + \frac{b^2 + \rho_{cr}^2}{b^2 - \rho_{cr}^2} + \nu_c \right] + \alpha_c \Delta T \quad (4.81)$$

À partir des équations 4.56 et 4.81, l'équation de compatibilité de déformations transversales à l'interface armature/béton lorsque le béton est fissuré, est donnée par :

$$\frac{P}{E_c} \left[\ln \left(\frac{\rho_{cr}}{a} \right) + \frac{b^2 + \rho_{cr}^2}{b^2 - \rho_{cr}^2} + \nu_c \right] + \alpha_c \Delta T = \alpha_t \Delta T - \frac{(1 - \nu_{tt})}{E_t} P \quad (4.82)$$

Pour le béton non fissuré dont le rayon interne et le rayon externe sont respectivement ρ_{cr} et b , la contrainte radiale (σ_ρ) et la contrainte circonférentielle (σ_t) sont obtenues en utilisant les équations 4.15 et 4.16 pour $\rho \geq \rho_{cr}$, est donnée par : [ZAIDI, 2006]

$$\sigma_\rho(\rho) = \frac{\rho_{cr}^2}{b^2 - \rho_{cr}^2} \left(1 - \frac{b^2}{\rho^2} \right) \frac{a}{\rho_{cr}} P \quad (4.83)$$

$$\sigma_t(\rho) = \frac{\rho_{cr}^2}{b^2 - \rho_{cr}^2} \left(1 + \frac{b^2}{\rho^2} \right) \frac{a}{\rho_{cr}} P \quad (4.84)$$

À l'interface entre le béton fissuré et non fissuré ($\rho = \rho_{cr}$) la contrainte circonférentielle $\sigma_t(\rho_{cr})$ est égale à la résistance à la traction du béton (f_{ct}). De l'équation 4.84, on peut écrire :

$$\frac{\rho_{cr}^2}{b^2 - \rho_{cr}^2} \left(1 + \frac{b^2}{\rho_{cr}^2} \right) \frac{a}{\rho_{cr}} P = f_{ct} \quad (4.85)$$

Donc on obtient :

$$\left(\frac{\rho_{cr}}{b} \right)^3 + \left(\frac{1}{r} \frac{P}{f_{ct}} \right) \left(\frac{\rho_{cr}}{b} \right)^2 - \left(\frac{\rho_{cr}}{b} \right) + \left(\frac{1}{r} \frac{P}{f_{ct}} \right) = 0 \quad (4.86)$$

Cette équation permet de déterminer le rayon ρ_{cr} correspondant à la variation de température ΔT_{sp} au-delà de laquelle l'enrobage du béton est totalement fissuré.

Dans les cas des problèmes réels et pratiques :

$$1 \leq c/d_b \leq 3 \quad \Rightarrow \quad 3 \leq r \leq 7 \quad \Rightarrow \quad 0,1 \leq 1/r \leq 0,3$$

L'équation (4.86) a une seule solution significative lorsque le rapport $\frac{1}{r} \frac{P}{f_{ct}}$ est situé entre 0,1 et 0,3.

Pour un rapport $\frac{1}{r} \frac{P}{f_{ct}} > 0,3$ aucune solution ne peut être trouvée ; qui notifie que la pression radiale de compression est assez élevée ou l'enrobage du béton c est assez petit. Dans ce cas, la fissure radiale dans le béton ne peut être stoppée et il y a la rupture complète de l'enrobage du béton. Donc, la pression radiale maximale P que le béton peut supporter est donnée par :

$$\frac{1}{r} \frac{P}{f_{ct}} = 0,3 \Rightarrow P = 0,3 f_{ct} \cdot r \quad (4.87)$$

Remplaçant l'expression de P (équation 4.87) dans l'équation (4.86), on obtient le rayon (ρ_{cr}) de la couronne en béton fissuré au-delà duquel l'enrobage du béton est complètement fissuré

$$\rho_{cr} = 0,48b \quad (4.88)$$

La variation de température ΔT_{sp} , au-delà de laquelle l'enrobage du béton est totalement fissuré, est déterminée à partir de l'équation (4.82) en substituant P et ρ_{cr} par leurs expressions données respectivement par les équations (4.87) et (4.88) : [Aiello, 2001]

$$\Delta T_{sp} = \frac{0,3 \cdot f_{ct} \cdot r}{\alpha_t - \alpha_c} \left[\frac{1}{E_c} [\ln(0,48 \cdot r) + 1,6 + \nu_c] + \frac{1}{E_t} (1 - \nu_{tt}) \right] \quad (4.89)$$

4.4 Modèle proposé pour prédire l'augmentation de température ΔT_{sp}

Un modèle a été proposé par Zaidi (2006) pour prédire la variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage du béton des poutres prismatiques. La rupture d'enrobage du béton des poutres se produit pour un rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF $c / d_b \leq 1,4$ qui est déterminé expérimentalement par Zaidi (2006) à partir des poutres en béton armé de barres en PRFV *Isorod* testées sous température de -30°C à $+80^\circ\text{C}$. Le rapport r est de :

$$r = 2 \frac{c}{d_b} + 1 = 3,8 \quad (4.90)$$

Substituant la valeur de r donnée par l'équation (4.90) dans l'équation (4.21) en posant $\sigma_{tmax} = f_{ct}$, on obtient :

$$P = 0,87 f_{ct} \quad (4.91)$$

Le rayon externe ρ_{cr} de la couronne en béton fissuré est obtenu en substituant les rapports de P (équation 4.91) et r (équation 4.90) par leurs valeurs dans l'équation (4.86), on obtient l'équation suivant :

$$\left(\frac{\rho_{cr}}{b} \right)^3 + 0,23 \left(\frac{\rho_{cr}}{b} \right)^2 - \left(\frac{\rho_{cr}}{b} \right) + 0,23 = 0 \quad (4.92)$$

La résolution de cette équation donne trois racines dont deux sont éliminées car elles sont loin de la réalité pratique et la troisième est donnée par :

$$\rho_{cr} = 0,72b \quad (4.93)$$

La variation de température ΔT_{sp} au-delà de laquelle l'enrobage du béton est complètement fissuré, est déterminée à partir de l'équation (4.82) en remplaçant la pression P et le rayon ρ_{cr} par leurs expressions données respectivement par les équations (4.91) et (4.93), on obtient donc l'équation suivante proposée pour les poutres :

$$\Delta T_{sp} = \frac{0,23 \cdot f_{ct} \cdot r}{(\alpha_t - \alpha_c)} \left[\frac{1}{E_c} [\ln(0,72 \cdot r) + 3,2 + \nu_c] + \frac{1}{E_t} (1 - \nu_t) \right] \quad (4.94)$$

4.5 Analyse des résultats analytiques des dalles en béton

4.6.1. Variations de températures produisant la première fissure

Le tableau 4.1 montrent la variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure circonférentielle et la première fissure radiale dans le béton à l'interface armature/béton des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises à des charges thermiques seules (équations 4.66 et 4.67) et des charges combinées thermique et mécanique (équations 4.68 et 4.69), respectivement, en fonction du rapport de

l'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) pour un béton de résistance à la traction f_{ct} variant de 1,9 à 2,9 MPa.

On peut remarquer que la variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure dans le béton à l'interface varie entre **11,95** et **26,43**°C pour les hautes températures et de **-29,86** à **-15,07**°C pour les basses températures pour les dalles soumises à des charges thermiques seules. Pour les dalles soumises à des charges combinées thermique et mécanique ΔT_{cr} varie entre **14** à **31**°C et **-38** à **-17**°C, pour les hautes températures et les pour les basses températures, respectivement.

Tableau 4.1 : Variation de température ΔT_{cr} en fonction de c/d_b .

			<i>Sous charge thermique seule</i>		<i>Sous charges thermique et mécanique</i>	
			<i>Basse température</i>	<i>Haute température</i>	<i>Basse température</i>	<i>Haute température</i>
<i>Dalle</i>	c/d_b	f_{ct} (MPa)	ΔT_{cr} (°C)	ΔT_{cr} (°C)	ΔT_{cr} (°C)	ΔT_{cr} (°C)
S.195.16.25	1,57	1,9	-15,1	11,95	-18,1	14,3
S.200.16.30	1,89	2,6	-20,5	17,23	-24,6	20,7
S.215.16.45	2.83	1.9	-14,1	12,92	-16,9	15,5
S.195.19.25	1.31	2.8	-31,7	23,37	-38,1	28,0
S.200.19.30	1.57	2.9	-31,4	24,87	-37,7	29,8
S.215.19.45	2.36	2.9	-29,9	26,43	-35,8	31,7

On constate que la variation de température ΔT_{cr} pour l'ensemble des dalles soumises à un chargement combiné thermique et mécanique est supérieure à celle des dalles soumises à une charge thermique seule. Ceci est dû à la contribution de la charge mécanique à la réduction de la pression radiale causée par la variation de température.

Les Figures 4.7 et 4.8 présentent des courbes typiques montrant l'effet de l'épaisseur d'enrobage du béton (c), le diamètre de la barre (d_b) et le rapport (c/d_b) sur la variation de température produisant la première fissure (ΔT_{cr}) toute en utilisant les

propriétés des matériaux de la dalle S.200.16.30. Les seules variables sont les paramètres c et d_b (diamètre et enrobage du béton) pour l'ensemble des dalles. On constate que (ΔT_{cr}) augmente avec l'augmentation de l'enrobage du béton et du rapport (c/d_b), par contre elle diminue avec l'augmentation de diamètre de la barre. Cependant, la variation de rapport (c/d_b) au-delà de la valeur 2 n'a pas un effet significatif sur ΔT_{cr} (Figure 4.7).

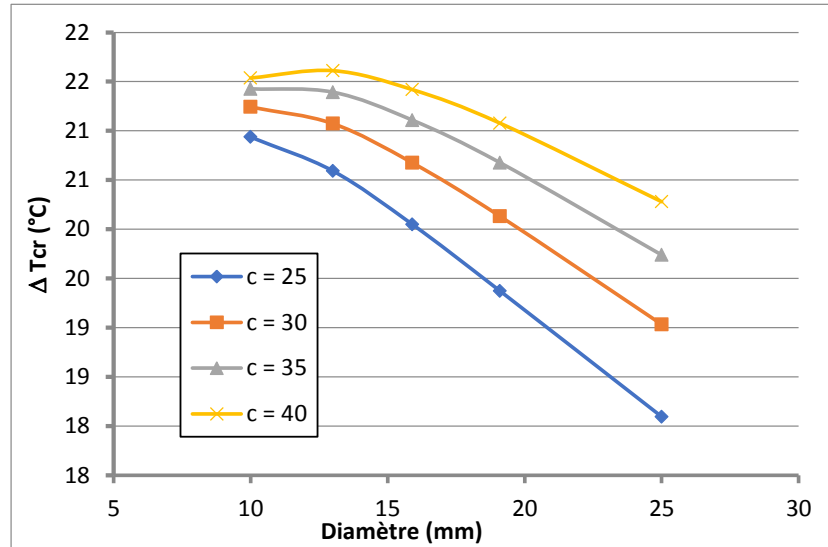


Figure 4.7 : Variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure _ Effet de diamètre de la barre et de l'enrobage du béton.

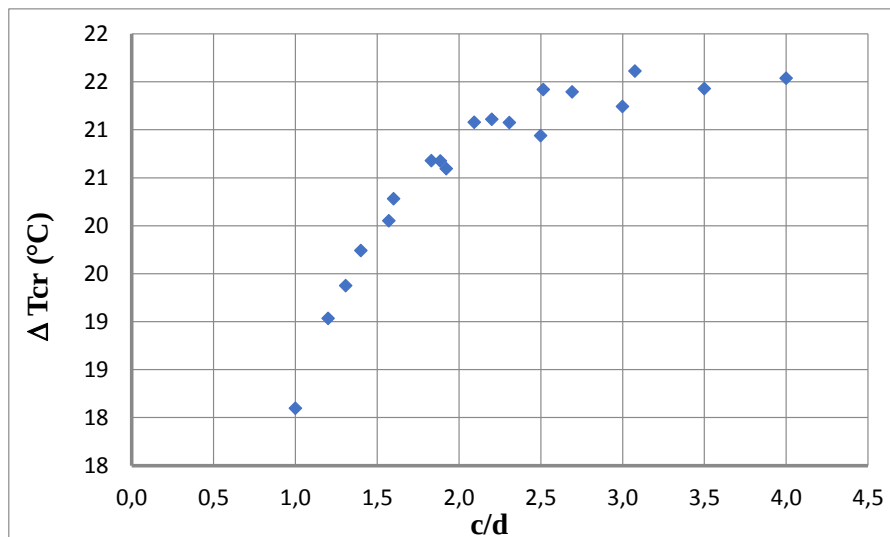


Figure 4.8 : Variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure _ Effet de rapport c/d .

4.5.2 Variations de températures produisant la rupture de l'enrobage :

Le tableau 4.2 montrent la variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture de l'enrobage des dalles en béton armé de barres en PRFV, prédites par les modèles d'Aiello et Zaidi (équations 4.94 et 4.89, respectivement), en fonction du rapport de l'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) variant de 1,3 à 2,8.

On remarque que la variation de température ΔT_{sp} au-delà de laquelle l'enrobage du béton est complètement fissuré varie de 24 à 73°C pour le modèle d'Aiello, et de 27 à 78°C pour le modèle de Zaidi pour un rapport c/d_b variant de 1,3 à 2,8. Le modèle de Zaidi donne des valeurs de ΔT_{sp} relativement supérieures par rapport à celles prédites par le modèle d'Aiello, car ce dernier est établi pour des éléments cylindriques en béton armé de barre centré au milieu (action du confinement symétrique) où l'épaisseur d'enrobage de béton autour de la barre est constante ce qui n'est pas le cas pour le modèle de Zaidi basé sur les résultats des essais effectués sur des dalles en béton armé de barre en PRF, où l'épaisseur d'enrobage de béton autour de la barre n'est pas constante.

Il est évident que (ΔT_{sp}) augmente avec l'augmentation de l'épaisseur d'enrobage grâce à l'effet de confinement du béton. Mais, on remarque aussi qu'elle augmente avec l'augmentation de diamètre de la barre (Tableau 4.2). Ceci est probablement dû à la valeur de coefficient d'expansion thermique transversale de la barre N°19 qui est plus petit à celui de la barre N°16, ce qui conduit à une contrainte thermique plus faible, par conséquent la valeur de ΔT_{sp} augmente. Afin de clarifier plus ce point, on a établi une étude paramétrique en utilisant les mêmes propriétés des matériaux ($E_t = 7.75 \text{ GPa}$, $E_l = 47 \text{ GPa}$, $E_c = 24.8 \text{ GPa}$, $\nu_{tt} = 0.38$, $\nu_{lt} = 0.28$, $\nu_c = 0.20$, $\alpha_t = 27.35 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, $\alpha_l = 6.81 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ et $\alpha_c = 10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$) et en variant les paramètres c et d_b (enrobage du béton et diamètre). Les figures 4.9 et 4.10 représentent des courbes typiques de la température ΔT_{sp} calculée par le modèle de Zaidi, en fonction de diamètre de la barre pour différents épaisseurs d'enrobage du béton, et en fonction de rapport (c/d_b), respectivement. On remarque clairement que (ΔT_{sp}) augmente avec l'augmentation

de l'enrobage du béton et diminue avec l'augmentation de diamètre de la barre. On constate aussi que ΔT_{sp} varie proportionnellement avec le rapport (c/d_b) .

Tableau 4.2 : Variation de température ΔT_{sp} en fonction de c/d_b .

<i>Dalle</i>	c/d_b	Résistance à la traction f_{ct} (MPa)	ΔT_{sp} (°C) Modèle d'Aiello	ΔT_{sp} (°C) Modèle de Zaidi
S.195.16.25	1,57	1,94	24,34	26,83
S.200.16.30	1,89	2,58	39,61	43,57
S.215.16.45	2.83	1,940	43,16	46,22
S.195.19.25	1.31	2,770	40,43	44,99
S.200.19.30	1.57	2,920	49,46	54,31
S.215.19.45	2.36	2,920	72,95	78,53

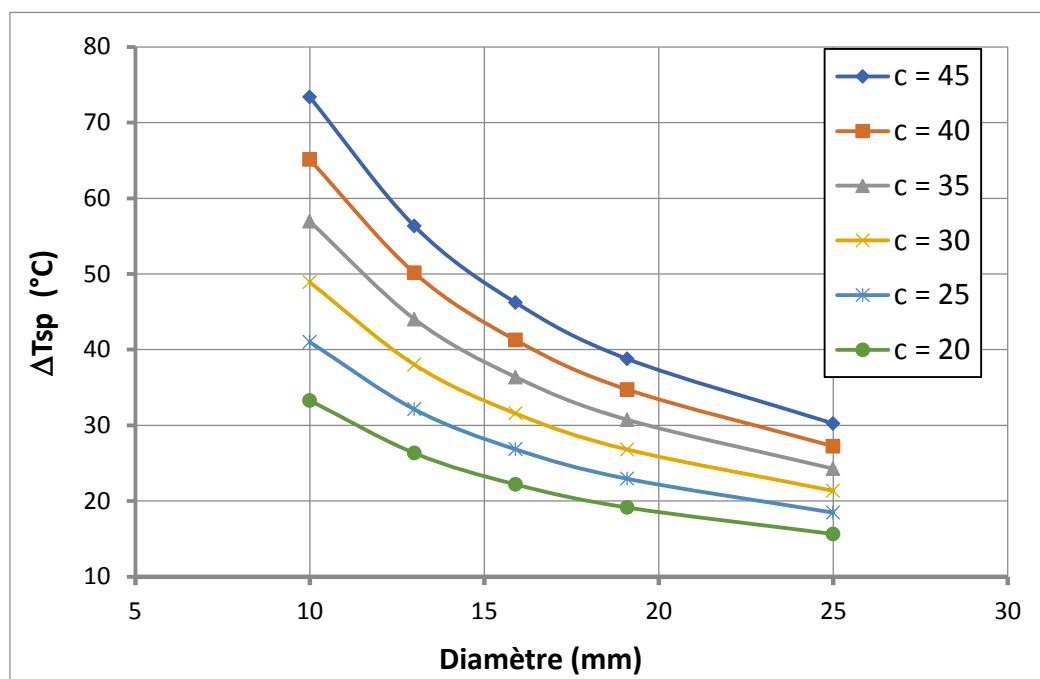


Figure 4.9 : Variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture de l'enrobage du béton _ Effet de diamètre de la barre et de l'enrobage du béton.

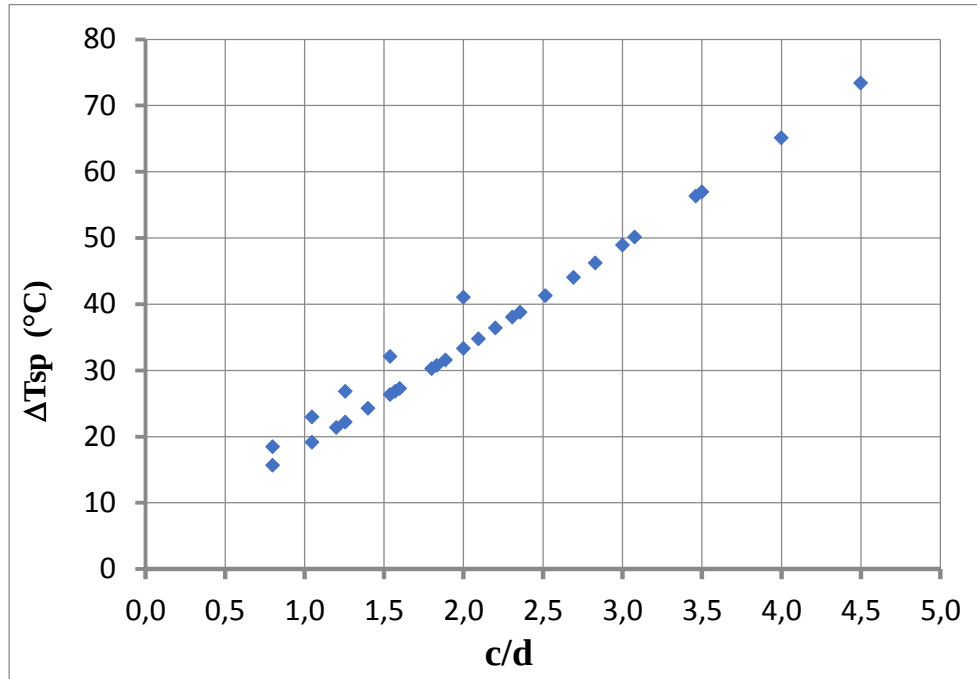


Figure 4.10 : Variation de température ΔT_{sp} produisant la rupture de l'enrobage du béton _
Effet de rapport c/d_b .

4.6.3. Contraintes radiales

Les Figures 4.11 et 4.12 montrent les contraintes radiales (équation 4.19 et 4.20) en fonction de la variation de température à l'interface armature/béton des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises, respectivement, à une variation thermique seule et à des charges combinées thermique et mécanique.

Les Figures 4.13 et 4.14 montrent les contraintes radiales (équation 4.25 et 4.28) en fonction de la variation de température à l'interface armature/béton des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises, respectivement, à une variation thermique seule et à des charges combinées thermique et mécanique, en tenant compte de l'effet d'interaction des barres.

À partir de ces figures, on constate que la contrainte de traction-radiale du béton varie proportionnellement avec la variation de températures, elle augmente avec l'augmentation de l'épaisseur d'enrobage du béton et la diminution du diamètre de la barre.

On remarque aussi que cette contrainte dépasse la résistance à la traction du béton (f_{ct}) qui varie entre 2 et 3 MPa (Tableau 3.3) lorsque la température dépasse la variation de température ΔT_{cr} produisant la première fissure. Cette contrainte de traction radiale

peut atteindre une valeur allant jusqu'à 6 MPa pour une variation de températures de -50°C.

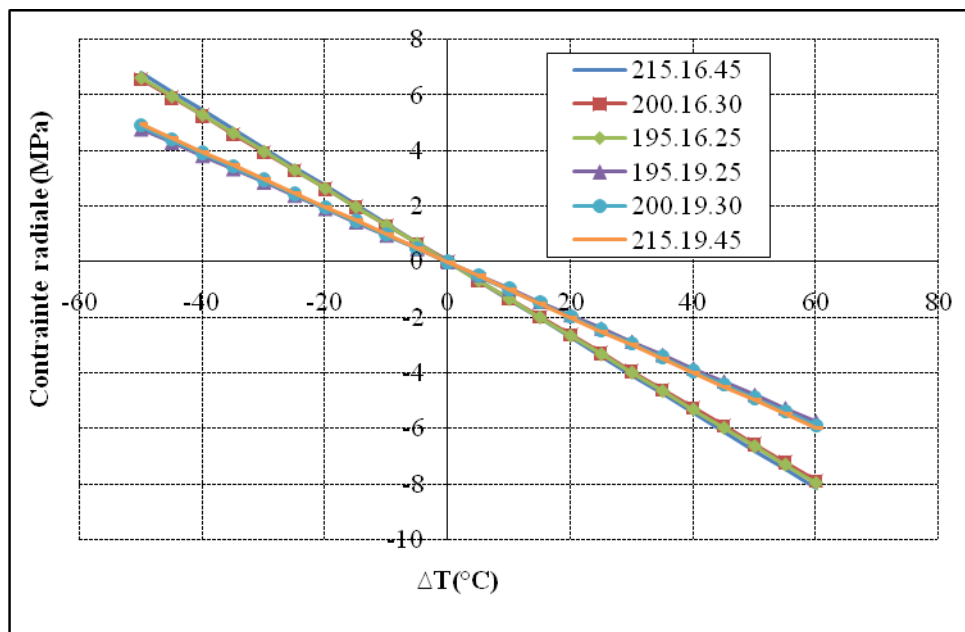


Figure 4.11 : Contraintes radiales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge thermique seule).

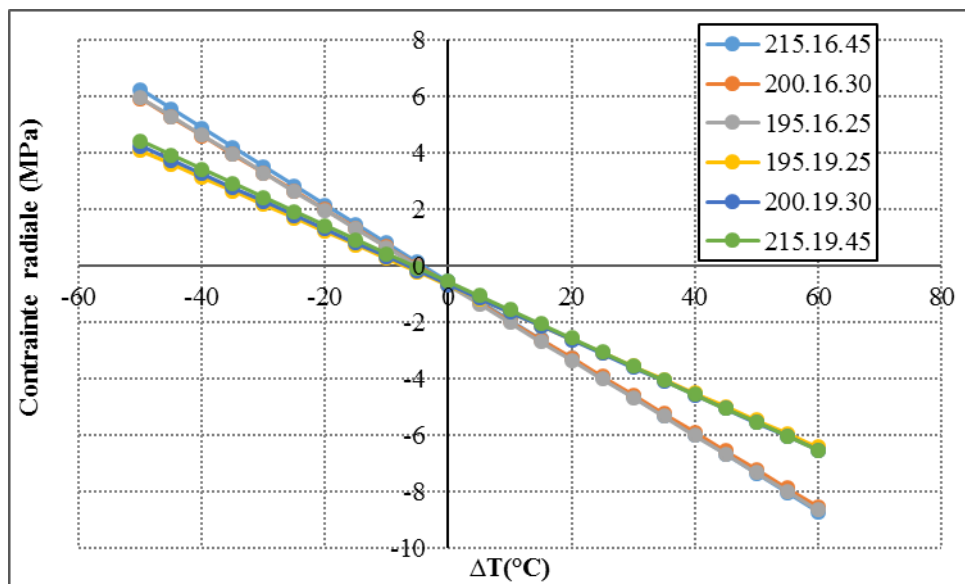


Figure 4.12 : Contraintes radiales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charges combinées thermique et mécanique)

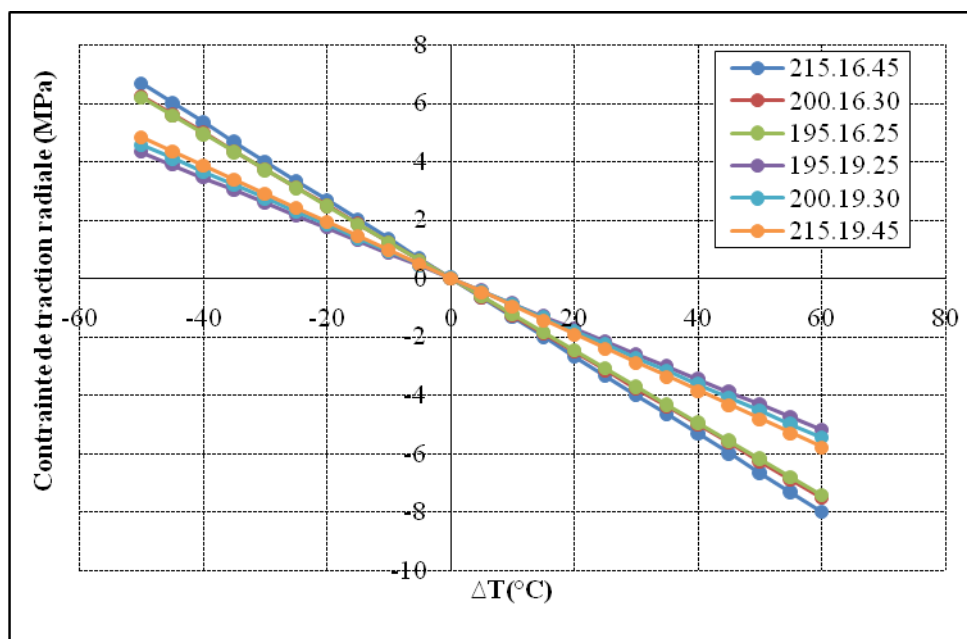


Figure 4.13 : Contraintes radiale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge thermique seule avec effet d'interaction des barres)

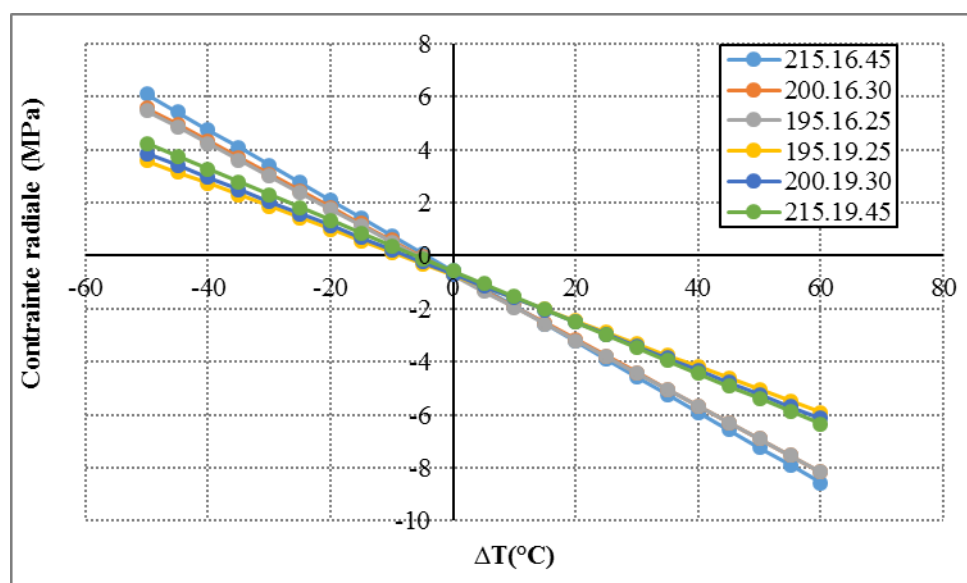


Figure 4.14 : Contraintes radiales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge combinée thermique et mécanique avec effet d'interaction des barres)

4.6.4. Contraintes transversales

Les Figures 4.15 et 4.16 montrent les contraintes transversales (équation 4.21 et 4.22) en fonction de la variation de température à l'interface armature/béton des dalles en

béton armé de barres en PRFV soumises, respectivement, à une variation thermique seule et à une charge combinée thermique et mécanique.

Les Figures et 4.17 et 4.18 montrent les contraintes transversales (équation 4.24 et 4.27) en fonction de la variation de température à l'interface armature/béton des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises, respectivement, à une variation thermique seule et à une charge combinée thermique et mécanique, en tenant compte de l'effet d'interaction des barres.

De même comme les contraintes radiales, on remarque que la contrainte de traction transversale du modèle linéaire utilisé varie proportionnellement avec la variation de températures, et elle augmente avec la diminution du diamètre de la barre. Ceci est probablement dû au coefficient d'expansion thermique transversale de barres N°16 qui est plus grand de celui de barres N°19. Néanmoins, la variation de l'épaisseur d'enrobage du béton n'a pas un effet remarquable sur contrainte radiale par rapport à la variation de diamètre de la barre.

Vu que le modèle utilisé est linéaire on constate que les contraintes radiales et circonférentielles de traction dépassent la résistance à la traction maximale du béton (f_{ct}) pour des variations de température supérieures aux variations de température (ΔT_{cr}) produisant la première fissure.

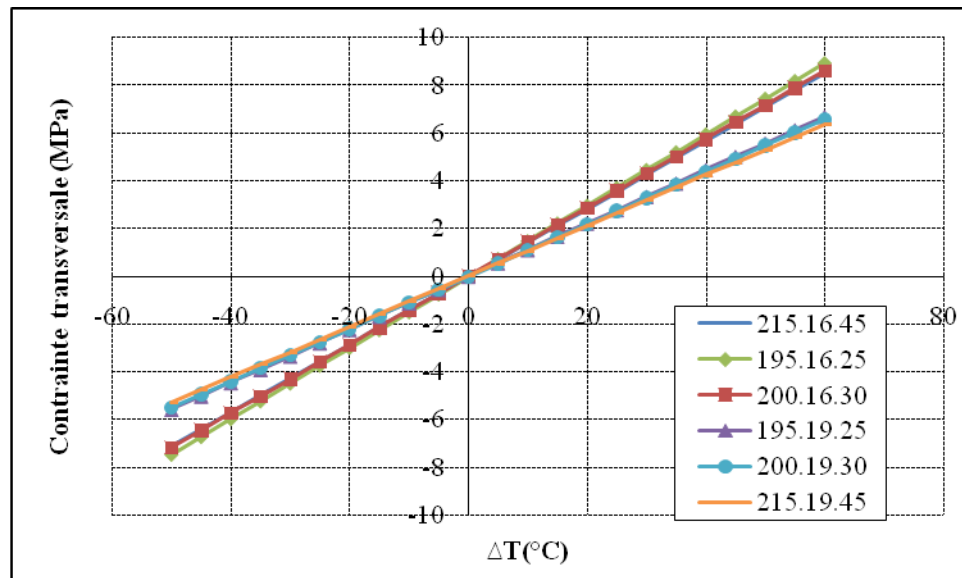


Figure 4.15 : Contraintes transversales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge thermique seule)

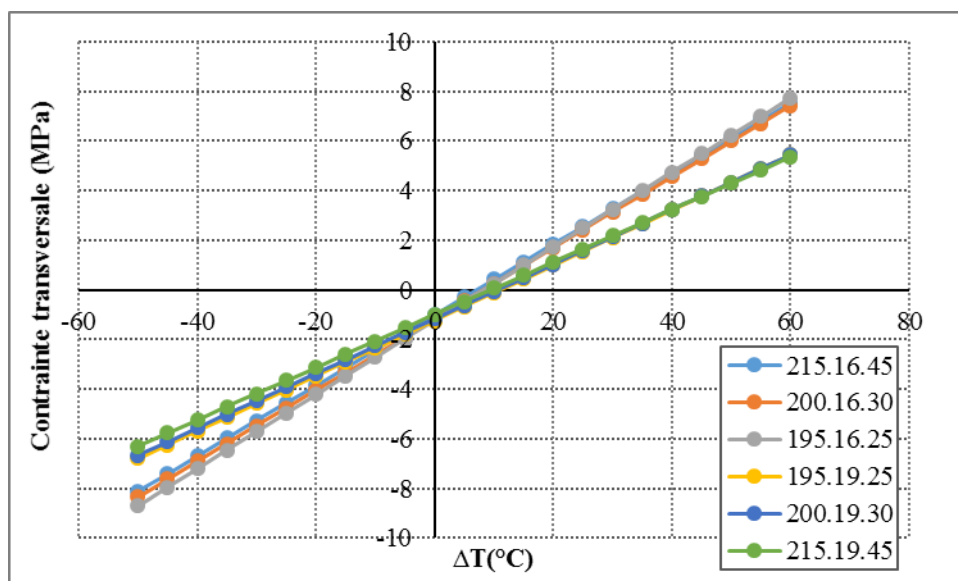


Figure 4.16 : Contraintes transversales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge combinée thermique et mécanique)

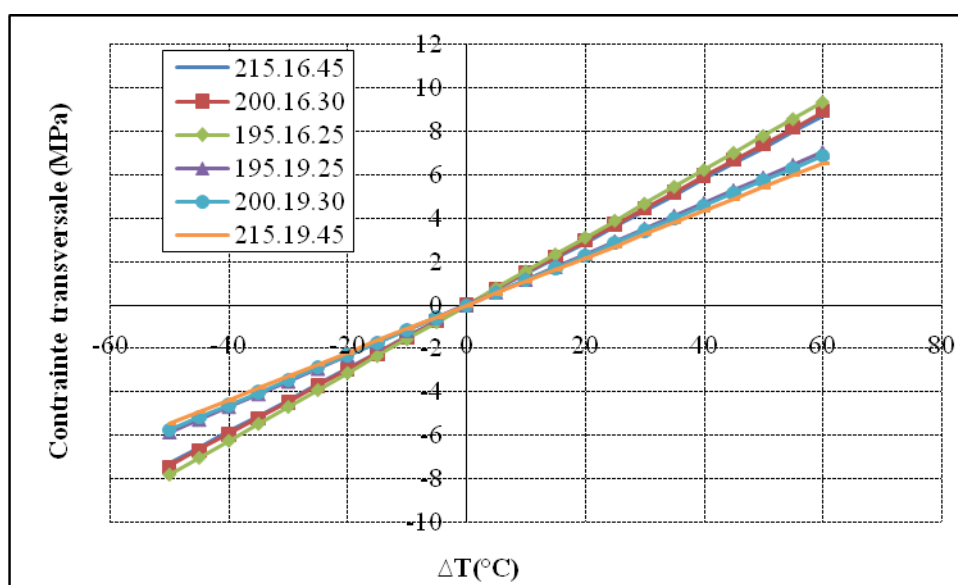


Figure 4.17 : Contraintes transversales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge thermique seule avec effet d'interaction des barres)

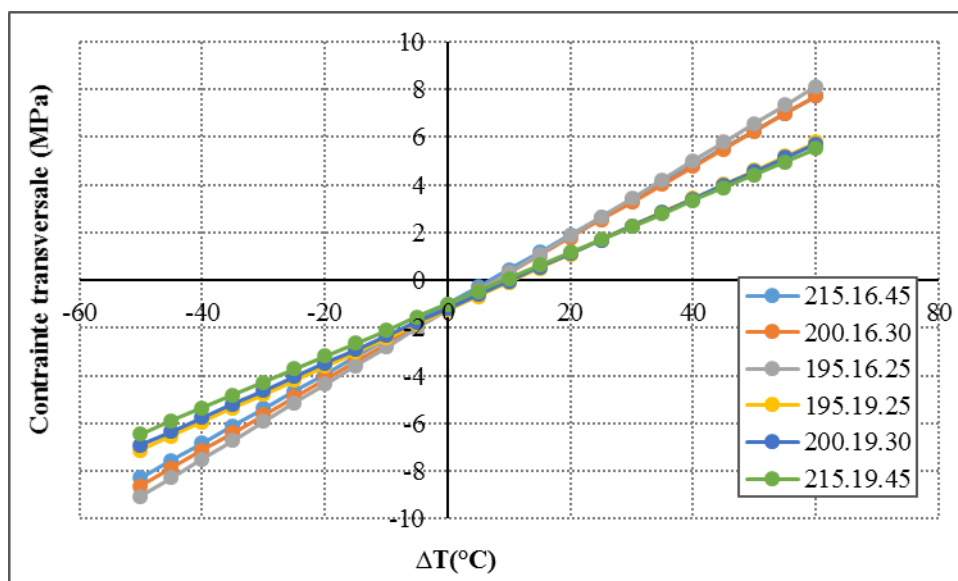


Figure 4.18 : Contraintes transversales en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton (Charge combinée thermique et mécanique avec effet d'interaction des barres)

La figure 4.19 présente une comparaison en termes de contraintes circonférentielle en fonction de la variation de température à l'interface armature/béton d'une dalle typique en béton armé de barres en PRFV soumise seulement à une charge thermique (SB) et celle soumise simultanément à une charge thermique et mécanique (SA) (charge combinée). L'écart évident entre les deux courbes de cette figure est dû à l'effet du Poisson ($\nu_c \sigma_{cz}$) engendrer par la force axiale de la barre causée par la charge mécanique appliquée.

Afin d'examiner l'effet d'interaction des barres sur les contraintes thermiques on présente dans la figure 4.20 une comparaison en terme de contrainte circonférentiel à l'interface armature/béton d'une dalle typique en béton armé de barres en PRFV soumise à un chargement combiné thermique et mécanique en tenant compte de l'effet d'interaction des barres (SA interaction) et celle soumise à un chargement combiné thermique et mécanique sans tenir compte de l'effet d'interaction des barres (SA). De cette figure on constate que l'effet d'interaction des barres est négligeable. Ceci peut être expliqué par le fait que l'espacement entre les barres est considérablement large de sorte que l'expansion thermique d'une barre ne peut plus affecter les autres barres adjacentes.

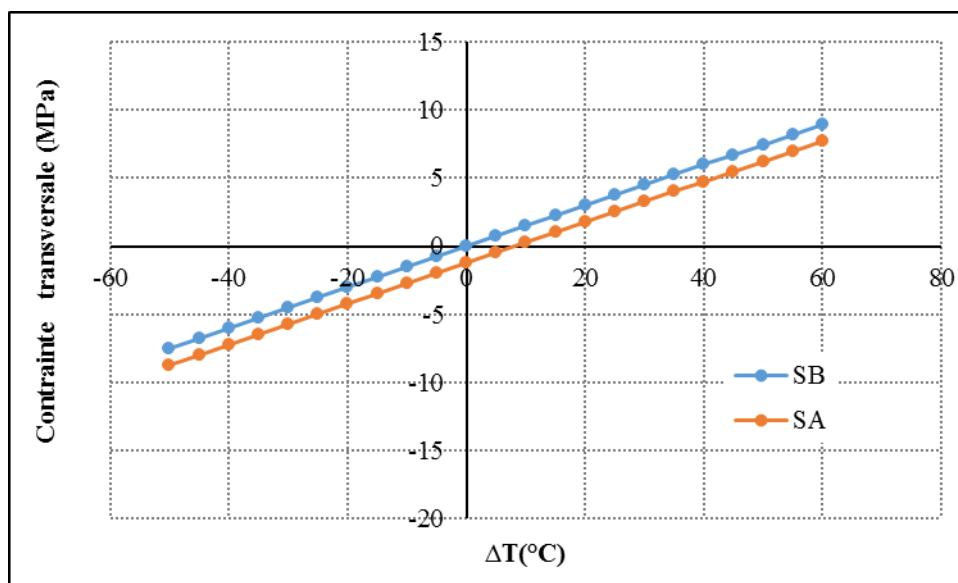


Figure 4.19 : Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.16.25 _ Effet de la charge mécanique.

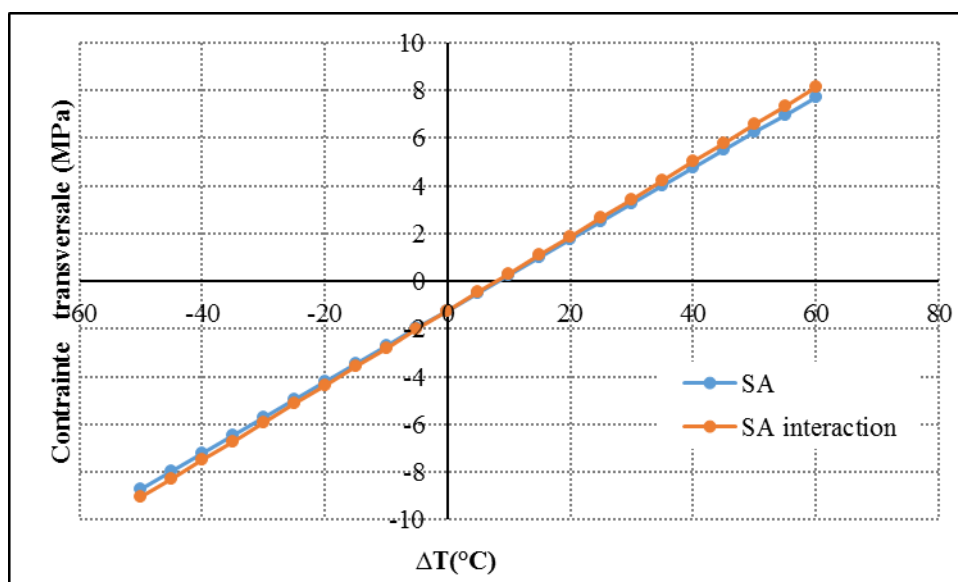


Figure 4.20 : Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.16.25 _ Effet de l'interaction des barres.

Afin d'examiner l'effet de l'espacement entre les barres (e) sur la variation des contraintes radiale et circonférentielle on présente ci-dessous des courbes typiques des Figures 4.21 et 4.22, où la géométrie et tous les propriétés des matériaux sont celles de la dalle S.195.16.25. La seule variable entre l'ensemble de dalles étudiées est l'espacement entre barres. Les dalles sont considérées soumises à une charge thermique seule. Les variations de températures considérées sont : -20, -50, 20, et 60°C.

De ces figures, on remarque une légère augmentation de contraintes pour des faibles espacements entre les barres (inférieures à 3 cm). Sachant qu'un espacement pareil ($e < 3$ cm) n'est plus réalisable de point de vue pratique. Donc, l'espacement entre les barres n'a pas un effet significatif sur la variation de la contrainte thermique :

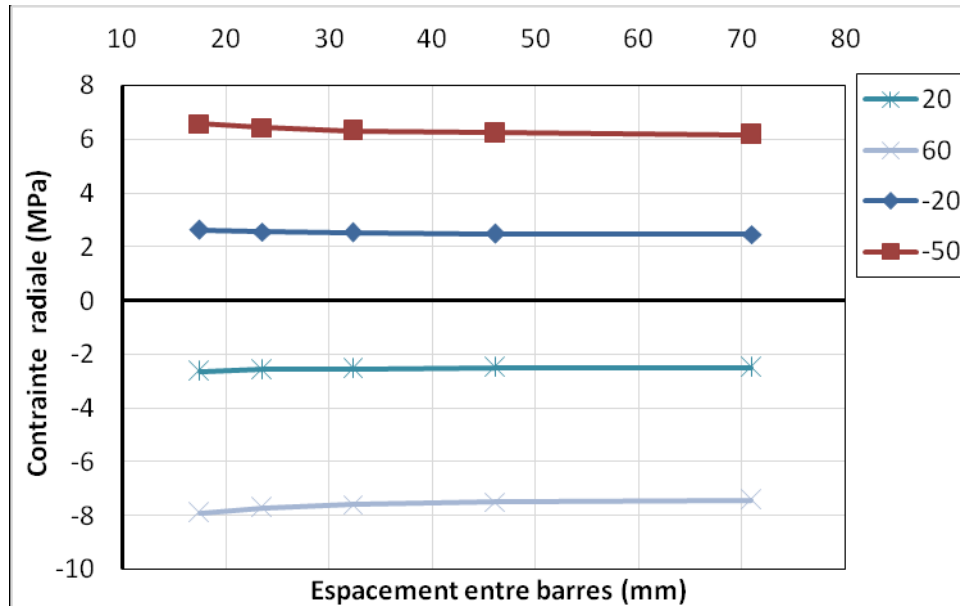


Figure 4.21 : Contraintes radiales à l'interface armature en PRF/béton en fonction de l'espacement entre les barres.

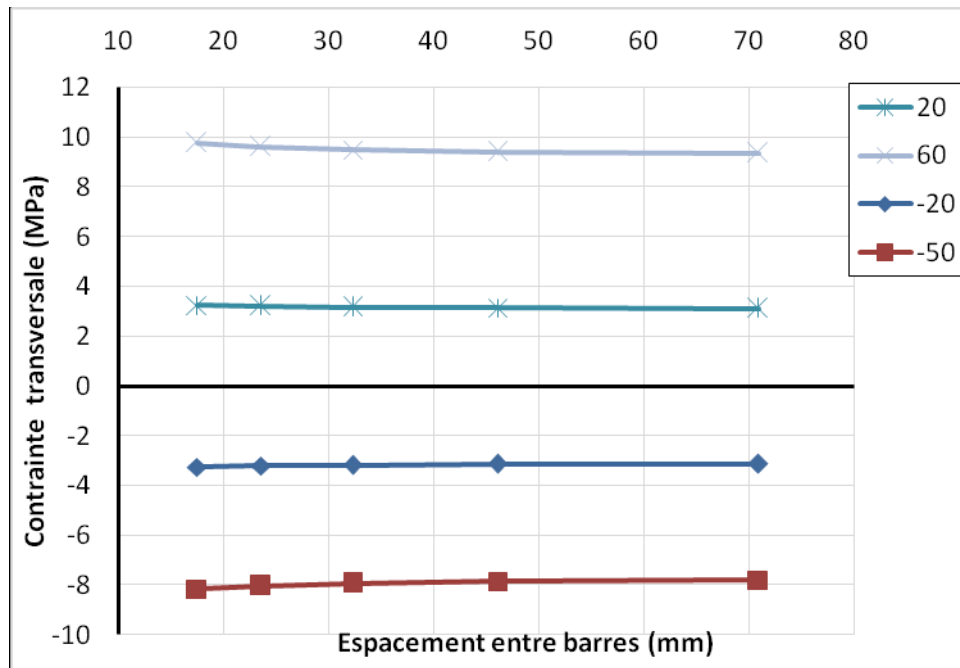


Figure 4.22 : Contraintes circonférentielles à l'interface armature en PRF/béton en fonction de l'espacement entre les barres.

4.6.5. Déformations circonférentielles du béton

a) Déformations à l'interface armature/béton

Les figures 4.23 à 4.26 présentent les courbes de déformations transversales en fonction de la variation de température ΔT à l'interface armature/béton des dalles en béton armé des barres en PRFV correspondant respectivement aux quatre cas de chargements suivants : des charges thermiques seules (Eq. 4.43), des charges combinées thermique et mécanique (Eq. 4.37), des charges thermiques en tenant compte de l'effet d'interaction des barres (Eq. 4.47), et des charges combinées thermique et mécanique en tenant compte de l'effet d'interaction des barres (Eq. 4.42). Il est à noter que pour chaque cas de chargement étudié, le rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) des dalles varie de 1,3 à 2,8.

On constate que ces déformations augmentent linéairement avec l'augmentation de la variation de température. On remarque aussi que les déformations thermiques transversales des dalles armées de barres de PRFV N°16 sont supérieures à celles prédites par les dalles armées de barres de PRFV N°19. Ceci est dû au coefficient de dilatation thermique des barres N°16 qui est supérieur à celui des barres N°19 (voir tableau 3.4).

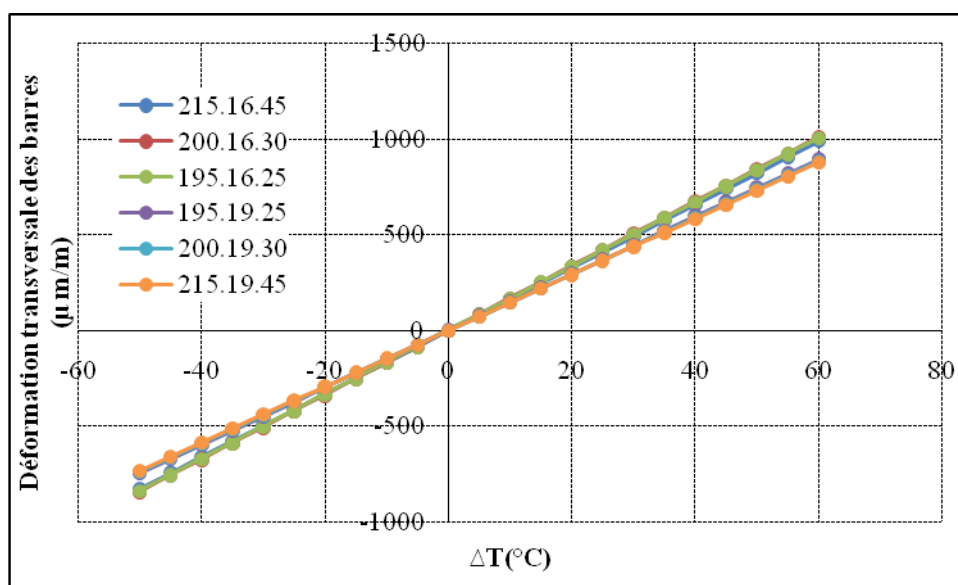


Figure 4.23 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton sous charges thermiques seules.

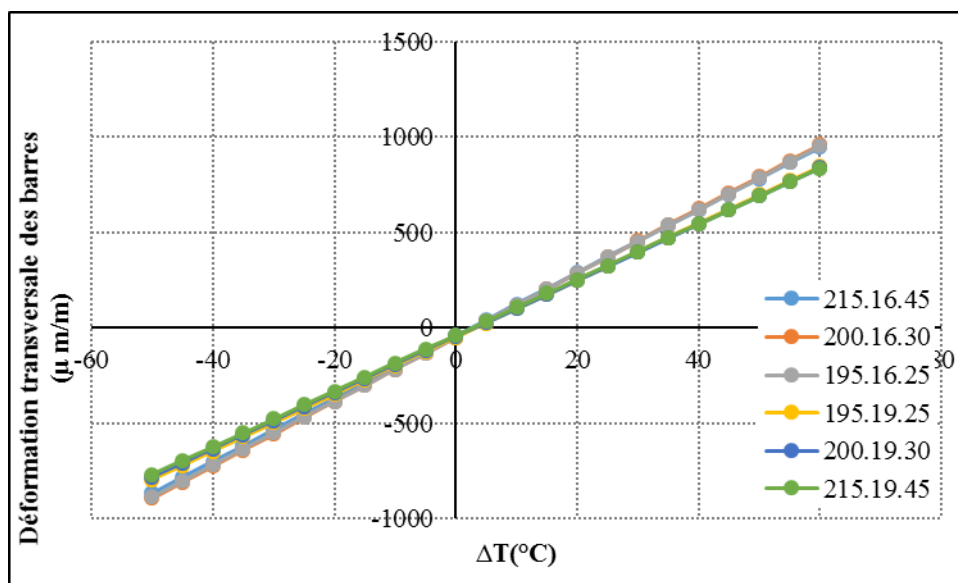


Figure 4.24 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton sous charges combinées thermique et mécanique.

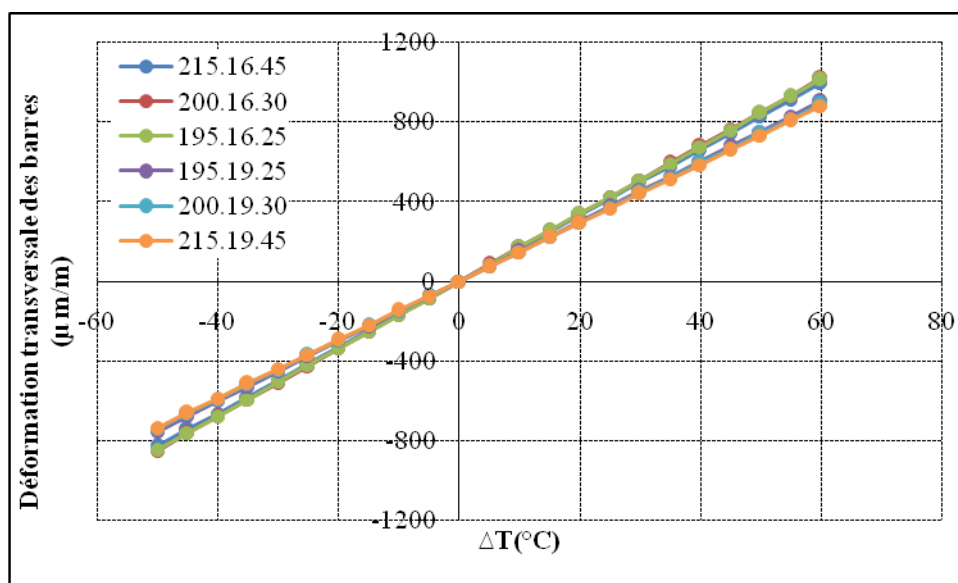


Figure 4.25 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton sous charges thermiques seules en tenant compte de l'interaction des barres.

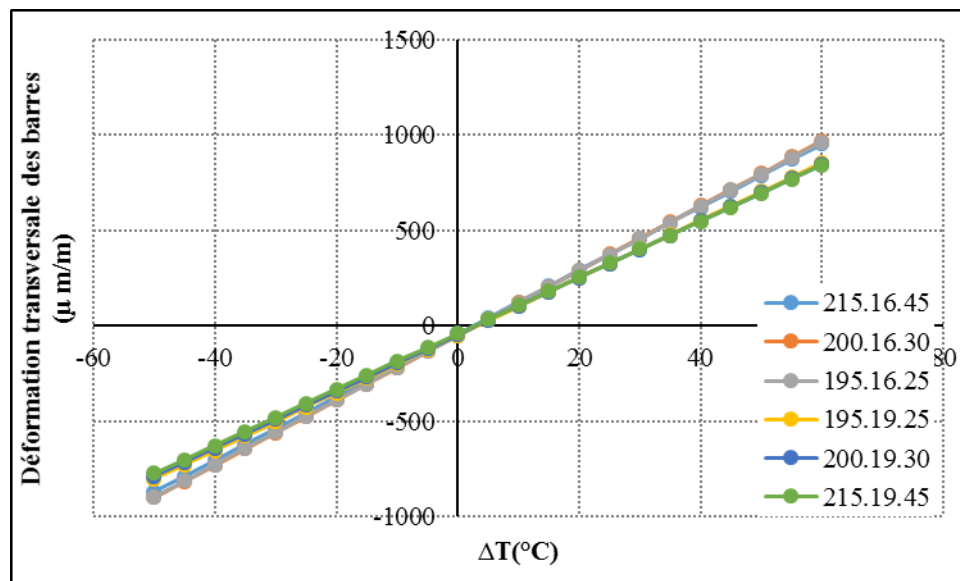


Figure 4.26 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton sous charges combinées thermique et mécanique en tenant compte de l'interaction des barres.

L'effet de la charge mécanique sur les déformations circonférentielles à l'interface armature/béton est présenté sur la figure typique 4.27. On remarque que les déformations des dalles soumises aux charges thermiques seules (SB) sont supérieures aux déformations des dalles soumises à des charges combinées thermique et mécanique (SA). D'où la charge mécanique appliquée a pour effet de réduire les déformations thermiques transversales.

L'effet d'interaction des barres sur les déformations circonférentielles à l'interface armature/béton est présenté sur la figure typique 4.28. De cette figure, on peut constater que les déformations des dalles soumises à des charges combinées sans tenir compte de l'effet d'interaction des barres (SA) sont identiques aux déformations de ces mêmes dalles en tenant compte de l'effet d'interaction des barres (SA-interaction). Ceci permet de conclure que l'effet d'interaction des barres sur les déformations circonférentielles à l'interface armature/béton est négligeable vu que l'espacement entre les barres est large.

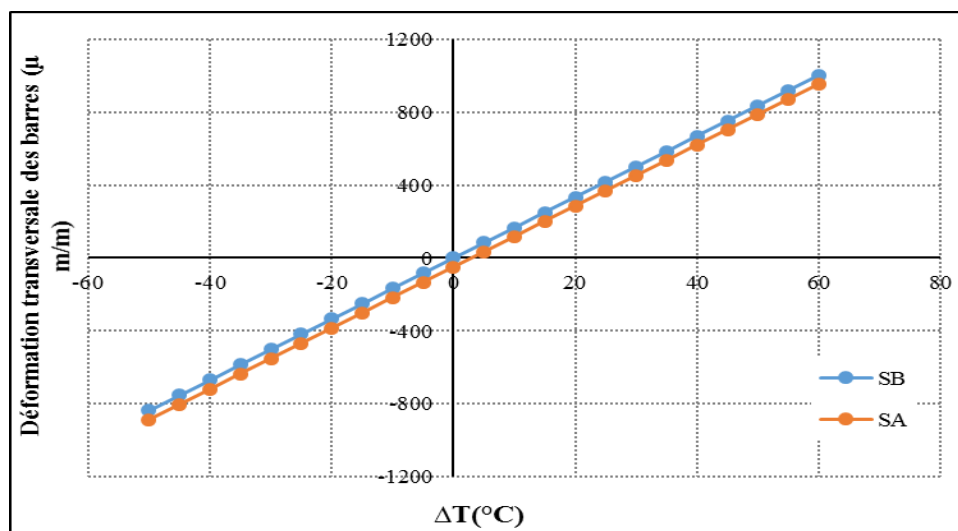


Figure 4.27 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.16.25_ Effet de la charge mécanique.

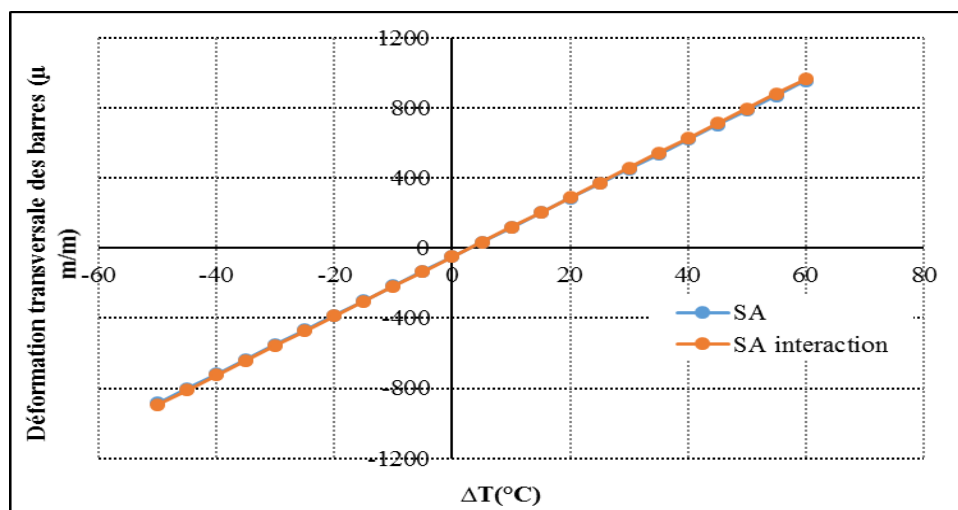


Figure 4.28 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.16.25 _ Effet de l'interaction des barres.

b) Déformations à la surface externe d'enrobage du béton

Les figures 4.29 et 4.30 présentent les déformations transversales (équation 4.45 et 4.39) en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises, respectivement, à des charges thermiques seules et à des charges combinées thermique et mécanique. En suite, les figures 4.31 et 4.32 présentent les mêmes déformations aux mêmes endroits en tenant compte de l'effet d'interaction des barres .Il est à noter que nous avons utilisé les mêmes équations de déformations 4.39 et 4.45 pour les quatre figures (4.29 à 4.32) sauf que pour les figures 4.31 et 4.32, la pression utilisée dans les

équations (4.39) et (4.45) est celle donnée respectivement par les équations (4.65a) et (4.65b)

On constate que l'ensemble de ces courbes de déformations sont linéaires et presque similaires. On peut conclure que la variation du diamètre de la barre de PRFV et d'enrobage du béton n'ont pas beaucoup d'influence sur la déformation transversale à la surface externe d'enrobage du béton pour les deux cas de charges thermique et combinée (thermique et mécanique).

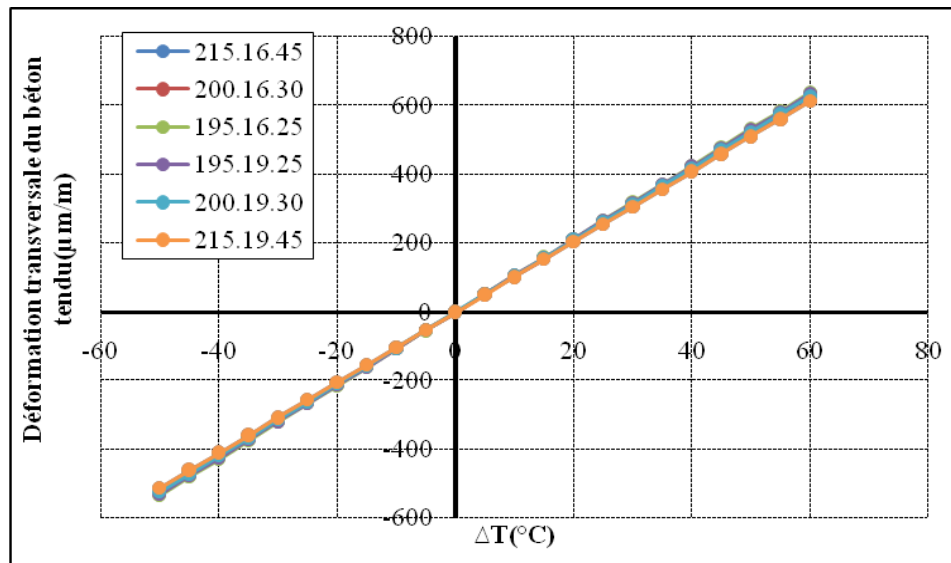


Figure 4.29 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charges thermiques seules.

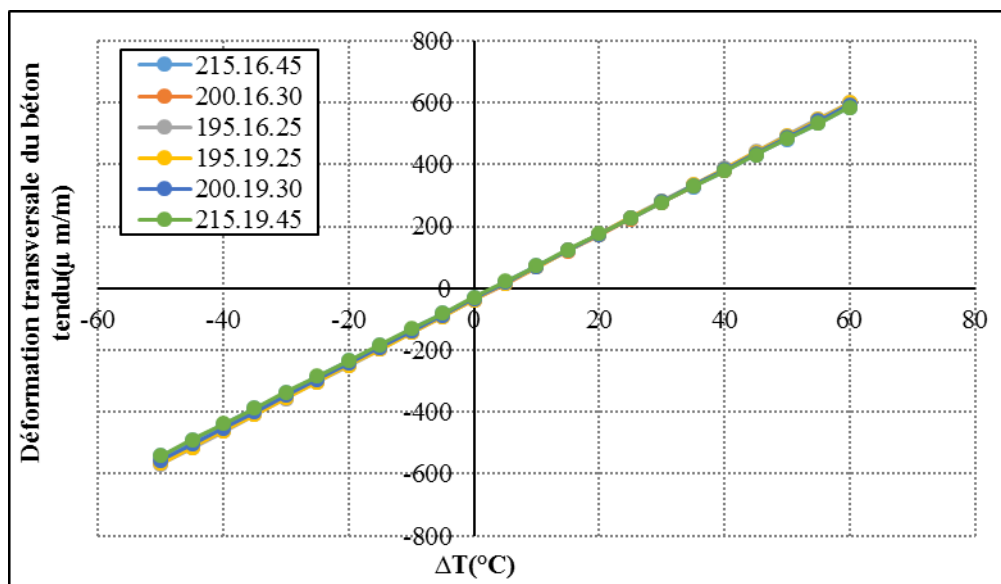


Figure 4.30 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charges combinées thermique et mécanique.

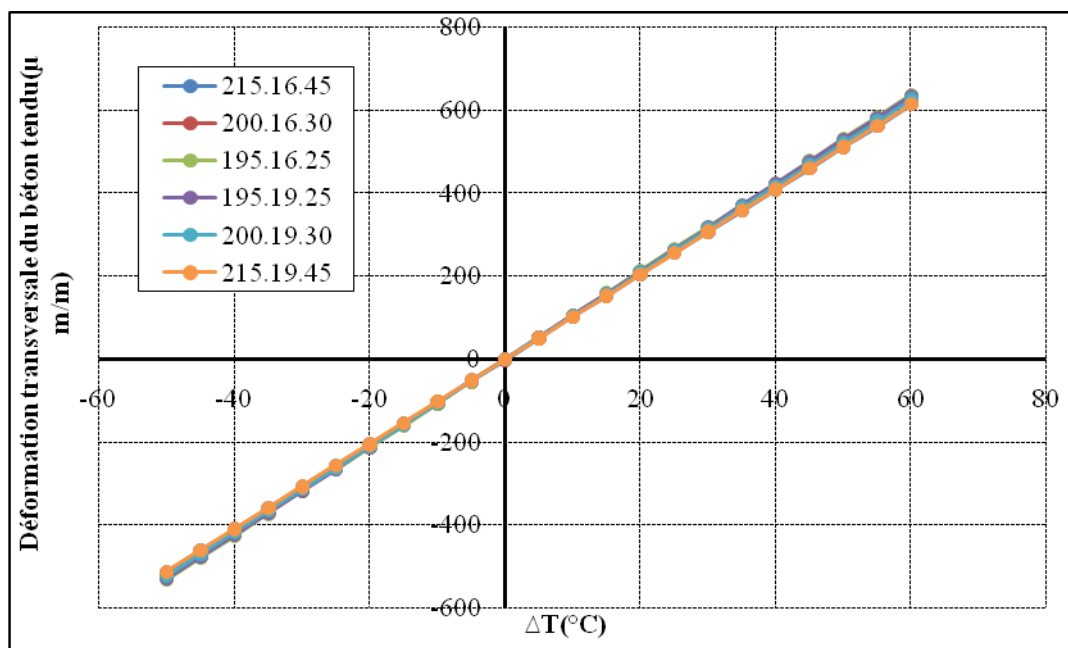


Figure 4.31 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charges thermiques seules en tenant compte de l'effet d'interaction des barres.

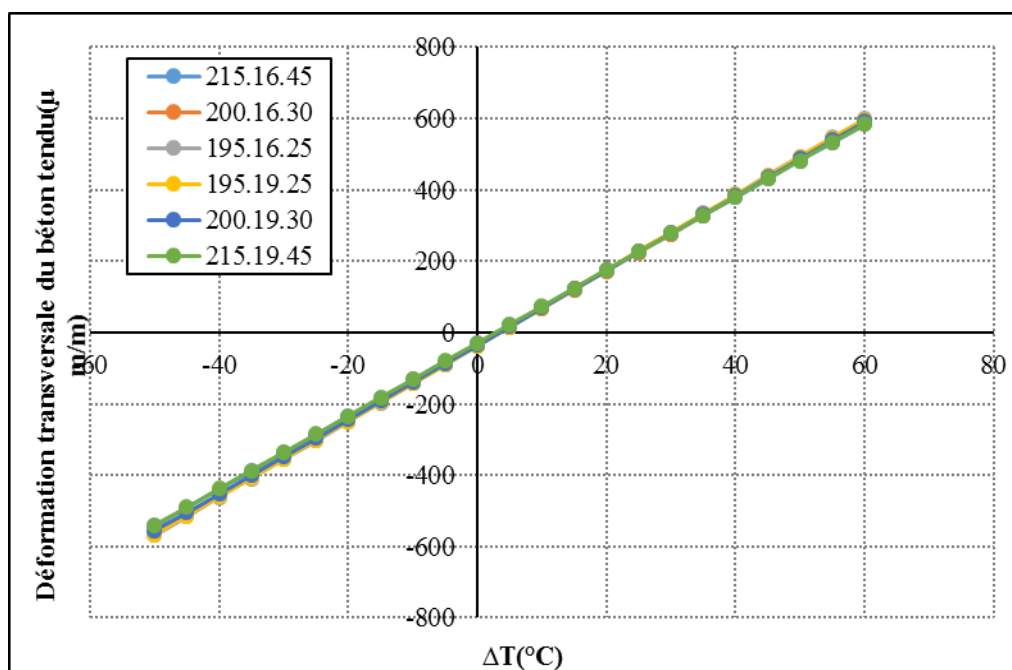


Figure 4.32 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton sous charges combinées thermique et mécanique en tenant compte de l'effet d'interaction des barres.

L'effet de la charge mécanique sur les déformations circonférentielles à la surface externe d'enrobage du béton d'une dalle typique en béton armé de barres en PRFV est présenté sur la figure 4.33. On peut remarquer que les déformations des dalles soumises à des charges thermiques seules sont supérieures à celles des dalles soumises à des charges combinées. Cette réduction de déformations thermiques transversales des dalles sous charges combinées est due principalement à l'effet de la charge mécanique appliquée.

La figure 4.34 présentent une comparaison en termes de déformations circonférentielles à la surface externe d'enrobage du béton d'une dalle typique en béton armé de barres en PRFV soumises à un chargement combiné et les déformations de la même dalle avec la prise en compte de l'effet d'interaction des barres. Cette figure montre clairement que l'effet d'interaction des barres n'a aucune influence sur ces déformations.

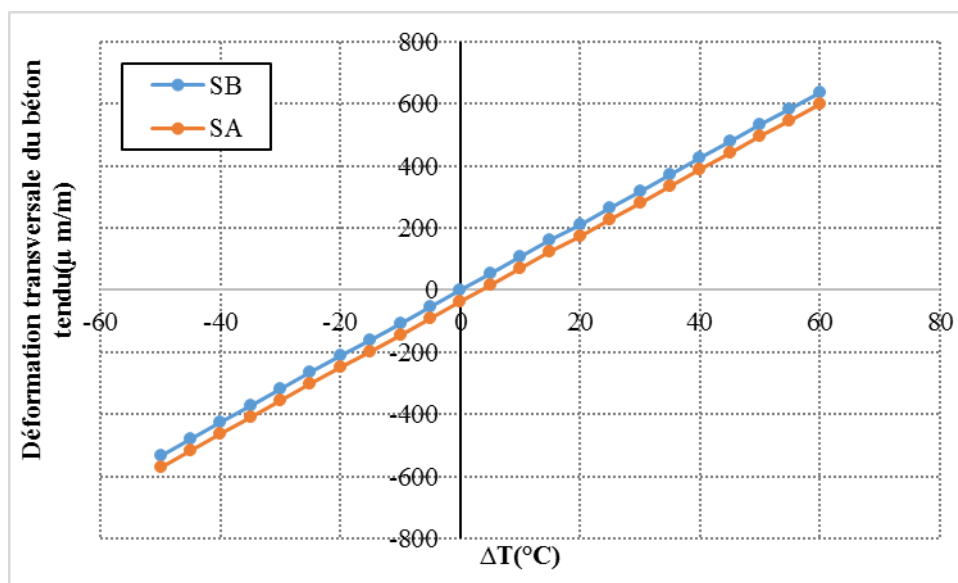


Figure 4.33 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.195.16.25_ Effet de la charge mécanique.

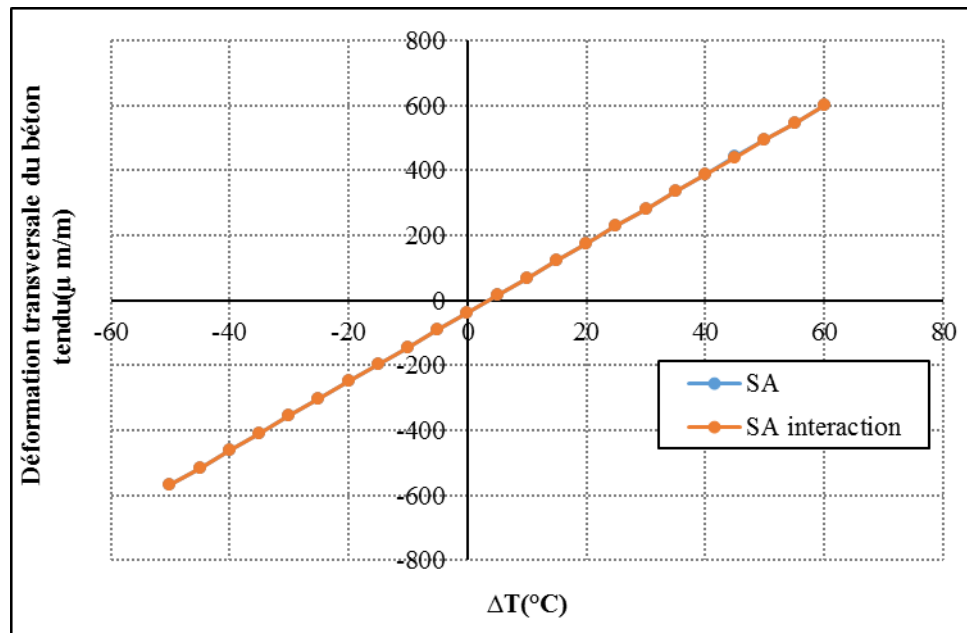


Figure 4.34 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.195.16.25 _ Effet de l'interaction des barres.

Chapitre V

COMPARAISON DES RESULTATS ANALYTIQUES, NUMERIQUES ET EXPERIMENTAUX.

5.1 Introduction

Ce chapitre présente la comparaison entre les résultats numériques présentés au chapitre 3, les résultats prédits par les modèles analytiques présentés au chapitre 4, et les résultats expérimentaux obtenus par Bellakehal et al. (2014). Cette comparaison est effectuée en termes de variations de température produisant la première fissure dans le béton à l'interface armature en PRF/béton, de variations de température produisant la rupture d'enrobage du béton, de contraintes transversales et de déformations transversales et longitudinales obtenues sur des dalles en béton armé de barres de PRF soumises à des charges thermiques seules et aussi à des charges combinées (thermique et mécanique).

5.2 Variation de température produisant la première fissure

Les tableaux 5.1 et 5.2 présentent une comparaison entre les valeurs numériques et analytiques des variations de température ΔT_{cr} produisant, respectivement, la première fissure circonférentielle pour les basses températures, et la première fissure radiale pour les hautes températures, obtenues sur des dalles en béton armé de barres de PRF sous des charges thermiques seules (cas des dalles SB) et des charges combinées thermique et mécanique (cas des dalles SA). La température est calculée à l'interface armature en PRF/béton des dalles en béton armé de barres en PRFV ayant un rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) variant de 1,3 à 2,8.

De ces tableaux on constate généralement que les résultats numériques obtenus par une analyse non linéaire sont relativement proches aux résultats analytiques obtenus par une analyse linéaire, particulièrement, à basses températures. L'écart entre les résultats numériques et analytiques ne dépasse pas 3°C. Cet écart peut atteindre 7°C pour les hautes températures concernant les dalles soumises à des charges thermiques seules. On peut conclure que le modèle numérique exhibe d'une manière générale des valeurs de charges thermiques de fissuration du béton, à l'interface armature/béton, en bon accord avec celles prédites par le modèle analytique.

Tableau 5.1 : Comparaison des valeurs de ΔT_{cr} en fonction de c/d_b obtenues sur des dalles en béton armé de barres en PRF sous charges thermiques seules et charges combinées (thermique et mécanique) pour le cas des basses températures.

			Sous charge thermique (dalle SB)			Sous charges combinées (dalle SA)		
Dalle	c/d_b	f_{ct} (MPa)	ΔT_{cr} (°C)Analytique	ΔT_{cr} (°C)Numérique	Ecart %	ΔT_{cr} (°C)Analytique	ΔT_{cr} (°C)Numérique	Ecart %
S.195.16.25	1,57	1,9	-15,1	-15	-0.7	-18,1	-17	-6.5
S.200.16.30	1,89	2,6	-20,5	-21	2.4	-24,6	-24	-2.5
S.215.16.45	2,83	1,9	-14,1	-15	0.6	-16,9	-16	-5.5
S.195.19.25	1,31	2,8	-31,7	-31	-2.3	-38,1	-36	-6
S.200.19.30	1,57	2,9	-31,4	-32	1.9	-37,7	-37	-1.9
S.215.19.45	2,36	2,9	-29,9	-32	6.6	-35,8	-35	-2.3

Tableau5.2: Comparaison des valeurs de ΔT_{cr} en fonction de c/d_b obtenues sur des dalles en béton armé de barres en PRF sous charges thermiques seules et charges combinées (thermique et mécanique) pour le cas des hautes températures.

			Sous charge thermique (dalle SB)			Sous charges combinées (dalle SA)		
Dalle	c/d_b	f_{ct} (MPa)	ΔT_{cr} (°C)Analytique	ΔT_{cr} (°C)Numérique	Ecart %	ΔT_{cr} (°C)Analytique	ΔT_{cr} (°C)Numérique	Ecart %
S.195.16.25	1,57	1,9	11,95	14	15	14,3	15	5
S.200.16.30	1,89	2,6	17,23	19	9	20,7	21	1.4
S.215.16.45	2,83	1,9	12,92	15	14	15,5	16	3
S.195.19.25	1.31	2.8	23,37	30	22	28,0	31	10
S.200.19.30	1.57	2.9	24,87	30	27	29,8	31	4
S.215.19.45	2.36	2.9	26,43	30	22	31,7	32	1

5.3 Variation de température produisant la rupture complète de l'enrobage du béton

Le tableau 5.3 exhibe la comparaison entre les variations de température ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage du béton obtenues par le modèle numérique et celles obtenues par les modèles analytiques (Modèle d'Aiello et de Zaidi). La température est évaluée dans le béton enrobant les barres en PRFV des dalles ayant un rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre (c/d_b) variant de 1,3 à 2,8 en

considérant deux cas de charges : charge thermique seule (cas des dalles SB) et charges combinées thermique et mécanique (cas des dalles SA).

On a expliqué dans l'étude numérique (chapitre 3) que la variation de température ΔT_{sp} des dalles soumises à un chargement combiné (dalle SA) est supérieure à celle des dalles SB soumises uniquement à la température à cause de la contribution de la charge mécanique à réduire la pression radiale, et par conséquent, à la réduction des déformations. Il est à noter que les deux modèles analytiques (Modèle d'Aiello et celui de Zaidi) ne tiennent pas compte la présence de la charge mécanique. Donc il est convenable de comparer les résultats analytiques avec les résultats numériques des dalles SB soumises à la température seule. On constate que les résultats prédits par modèle de Zaidi sont plus proches aux résultats numériques que ceux prédits par modèle d'Aiello, car ce dernier est établi pour des éléments cylindriques en béton armé de barre centré au milieu, contrairement au modèle de Zaidi basé sur les résultats des dalles en béton armé de barre en PRF, ce qu'est identique au modèle numérique.

D'autre part, on remarque que les résultats numériques sont généralement supérieurs aux résultats analytiques pour les rapports $c/d_b < 2$. Ceci peut être attribué aux éléments en béton non fissurés dans le modèle numérique qui peuvent retarder la propagation de la fissuration.

Tableau 5.3 : Comparaison des valeurs de ΔT_{sp} en fonction de c/d_b obtenues sur des dalles en béton armé de barres en PRF sous charges thermiques seules et charges combinées (thermique et mécanique) pour le cas des hautes températures.

<i>Dalle</i>	c/d_b	$\Delta T_{sp} (^{\circ}\text{C})$ <i>Modèle numérique</i>		$\Delta T_{sp} (^{\circ}\text{C})$ <i>Modèle analytique</i>		<i>Ecart</i>
		<i>Sous Charge thermique (dalle SB)</i>	<i>Sous Charges combinées (dalle SA)</i>	<i>Modèle d'Aiello</i>	<i>Modèle de Zaidi</i>	<i>%</i>
S.195.16.25	1,57	30	33	24,34	26,83	11
S.200.16.30	1,89	48	50	39,61	43,57	9
S.215.16.45	2,83	46	50	43,16	46,22	-0.48
S.195.19.25	1,31	59	61	40,43	44,99	24
S.200.19.30	1,57	61	64	49,46	54,31	11
S.215.19.45	2,36	66	68	72,95	78,53	-19

5.4 Contraintes transversales du béton

Les figures 5.1 à 5.6 et 5.7 à 5.12 présentent, respectivement, le comportement des dalles SB (sous charge thermique) et les dalles SA (sous charges combinées) en fonction de la variation de température. Ces figures montrent une comparaison entre les résultats analytiques et numériques en termes des contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton des dalles en béton armé de barre en PRFV ayant un rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre (c/d_b) variant entre 1,3 et 2,8.

Les figures 5.13 à 5.18 montrent une comparaison entre les résultats analytiques et numériques en termes des contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton des dalles en béton armé de barre en PRFV ayant un rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre (c/d_b) variant entre 1,3 et 2,8 soumises à des charges thermiques seules. Les résultats des dalles soumises aux chargements combinés thermique et mécanique sont représentés aux Figures 5.19 à 5.24.

A partir de ces figures, on remarque que les résultats analytiques sont proches aux résultats numériques avant le développement des fissures radiales pour les contraintes de traction circonférentielle et les fissures circonférentielles pour les contraintes de traction radiale. Cependant, après le développement des premières fissures (radiales ou circonférentielles), on constate une divergence remarquable entre les deux courbes numérique et analytique en particulier pour les contraintes de traction (circonférentielle ou radiale). Ceci est dû aux hypothèses de calcul de modèle analytique qui est basé sur les lois d'élasticité linéaire où les contraintes sont proportionnelles à la variation de température, contrairement au modèle numérique non linéaire. Cependant pour les contraintes de compression (circonférentielle ou radiale) les résultats obtenus des deux modèles sont relativement proches, particulièrement, avant l'apparition des premières fissures dans l'enrobage du béton.

Pour les figures 5.7 à 5.12 et 5.19 à 5.24, qui concernent les dalles soumises à des charges combinées thermique et mécanique, les mêmes remarques sont valables, sauf que les courbes sont décalées vers le bas par le terme $V_c \sigma_{cz}$ qui représente l'action de la charge mécanique axiale dans le sens transversal.

Il est à noter que la modélisation numérique des dalles SA est effectuée en deux étapes. La première en appliquant les charges thermique et mécanique simultanément. La deuxième on applique la charge mécanique seul. Pour la comparaison des dalles SA et SB afin de déterminer l'effet de la charge mécanique sur les déformations et les contraintes thermique, on a fait soustraire les déformations dues à la charge mécanique de celles dues aux charges combinées. Mais, pour comparer les résultats numériques et analytiques, on a utilisé les déformations et les contraintes dues à la charge totale (thermique et mécanique).

Il est à noter aussi, que les résultats expérimentaux ont été mis à zéro après l'application de la charge mécanique, et les déformations enregistrées sont dues uniquement à la variation de température.

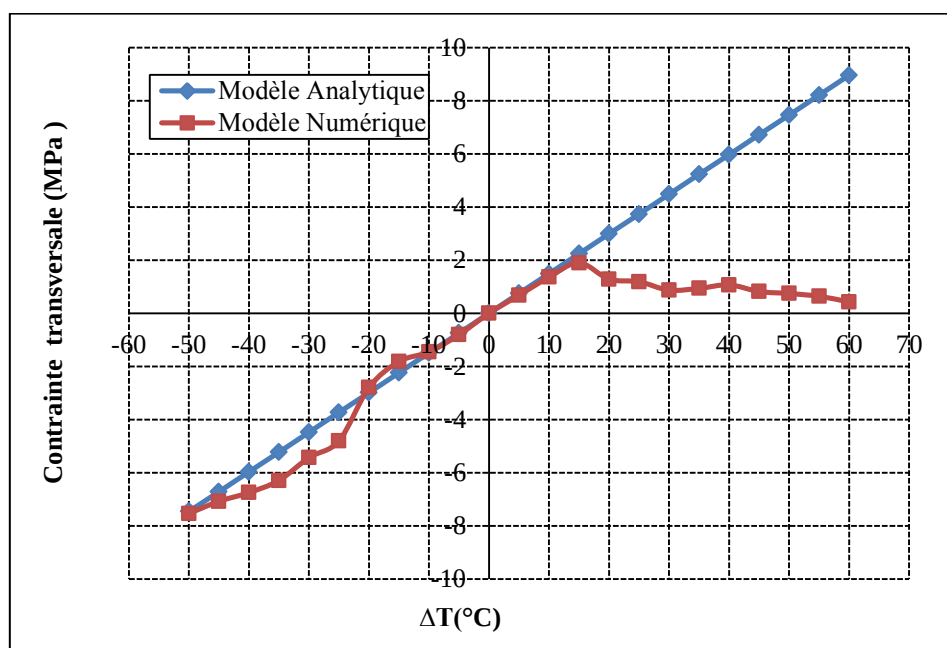


Figure 5.1 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.195.16.25)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=1.6$).

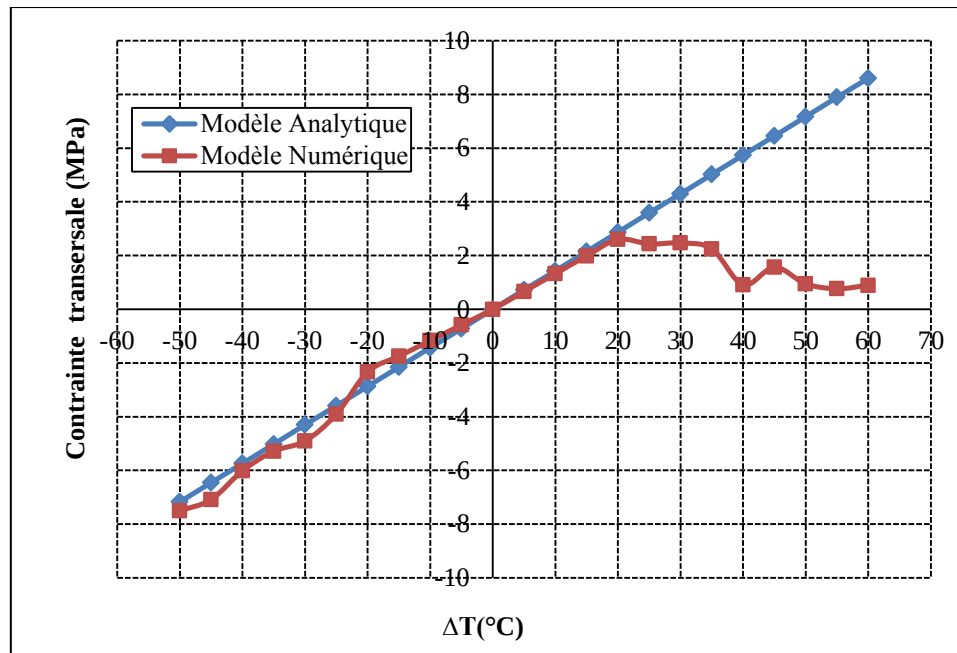


Figure 5.2 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.200.16.30)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 1.9$).

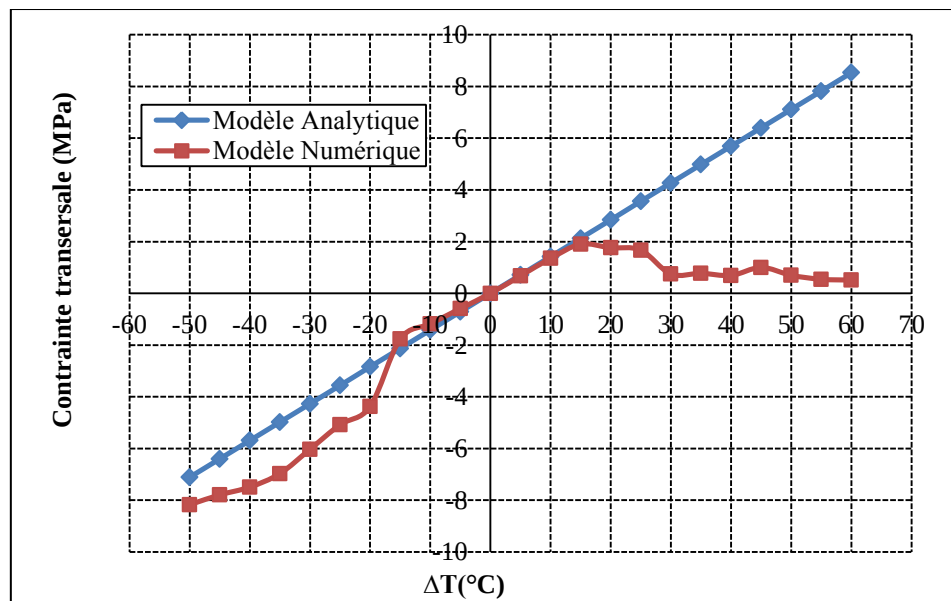


Figure 5.3 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.215.16.45)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 2.8$).

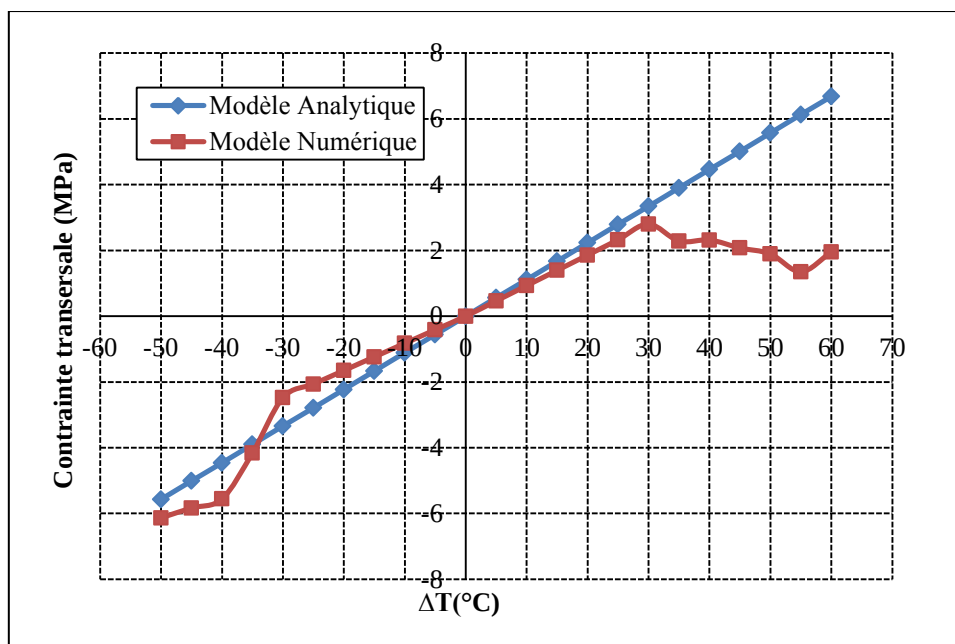


Figure 5.4 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.195.19.25)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=1.3$).

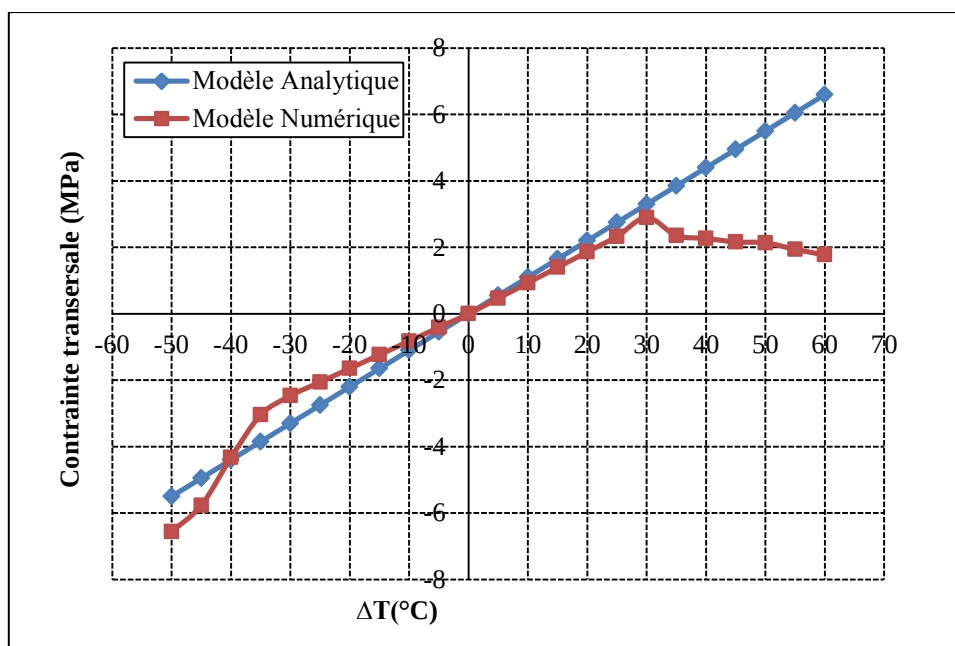


Figure 5.5 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.200.19.30)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=1.6$).

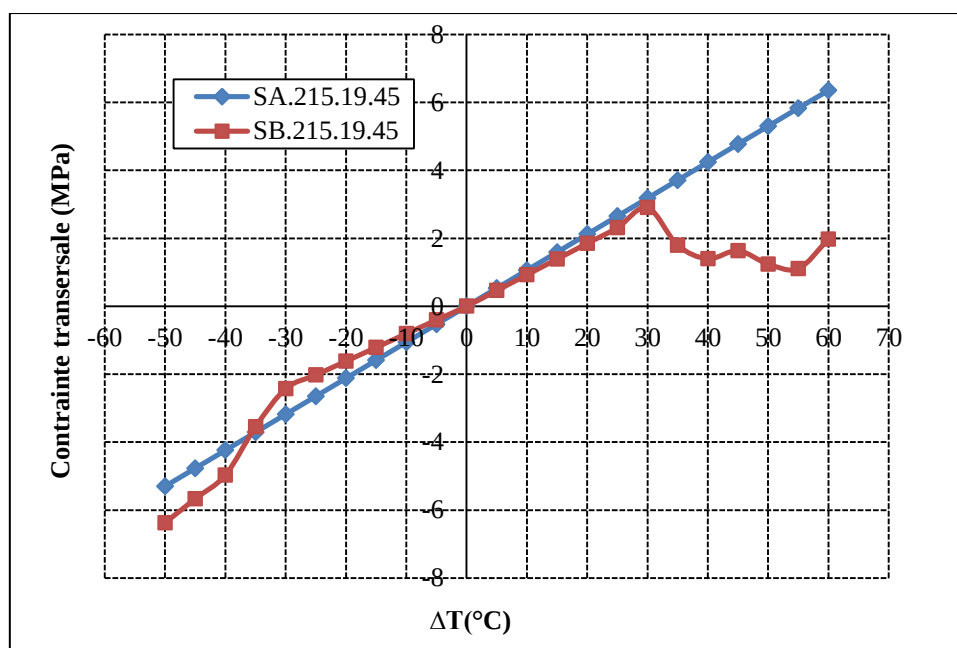


Figure 5.6: Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.215.19.45)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=2.4$).

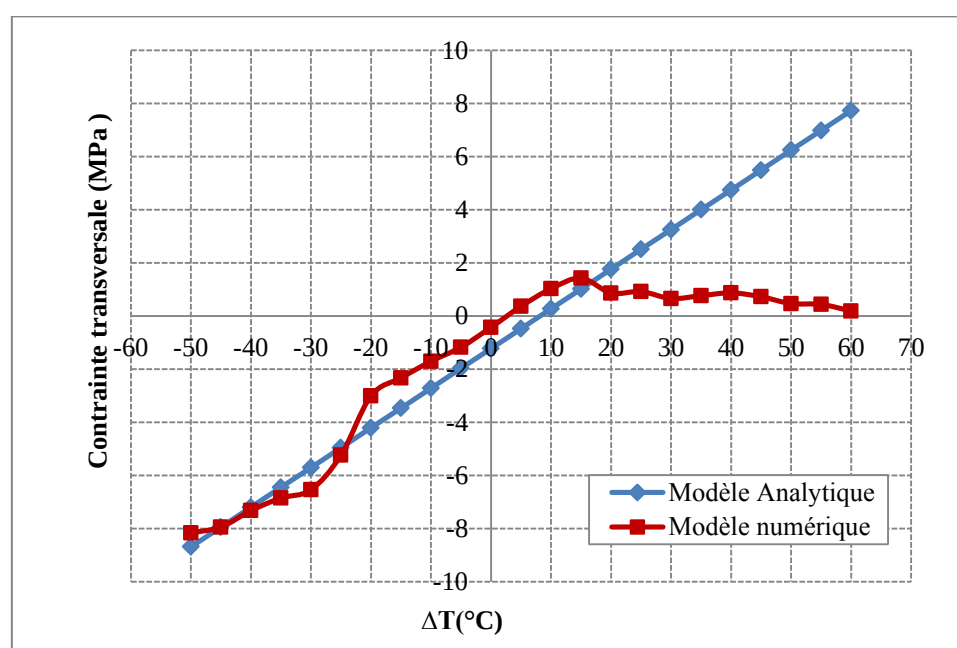


Figure 5.7 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.195.16.25) – Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=1.6$).

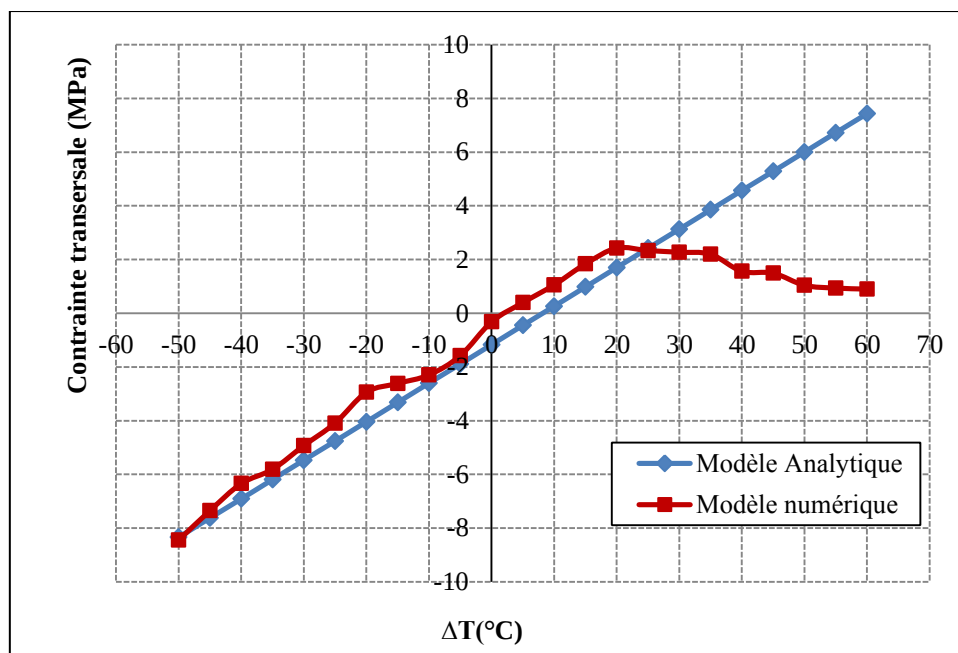


Figure 5.8 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.200.16.30) – Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 1.9$).

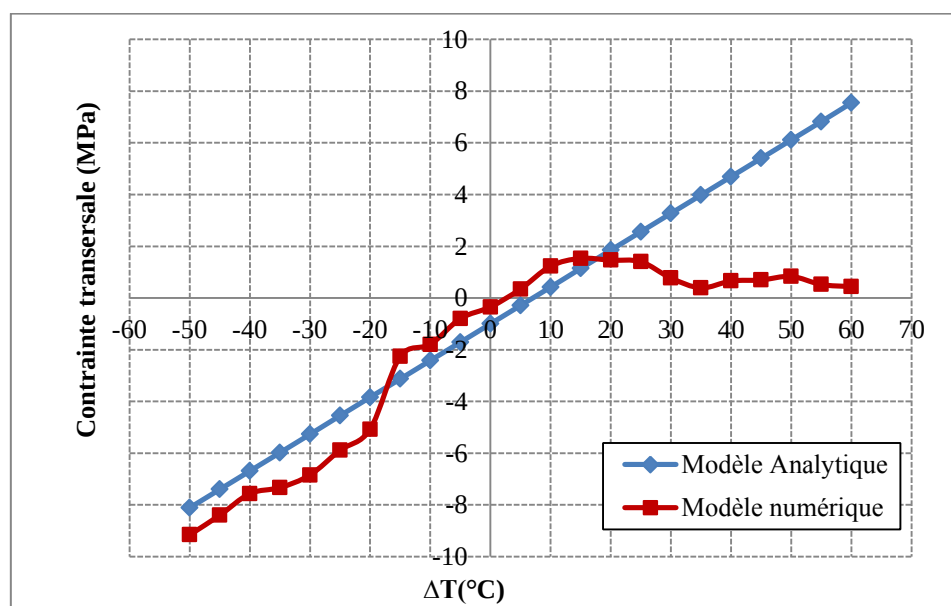


Figure 5.9 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.215.16.45) – Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 2.8$).

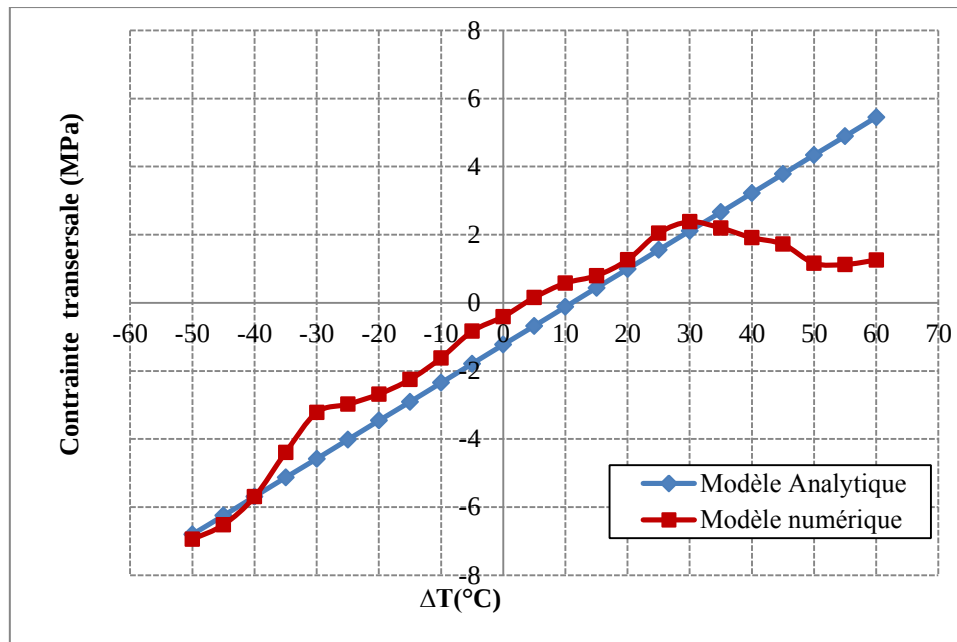


Figure 5.10 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.195.19.25)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=1.3$).

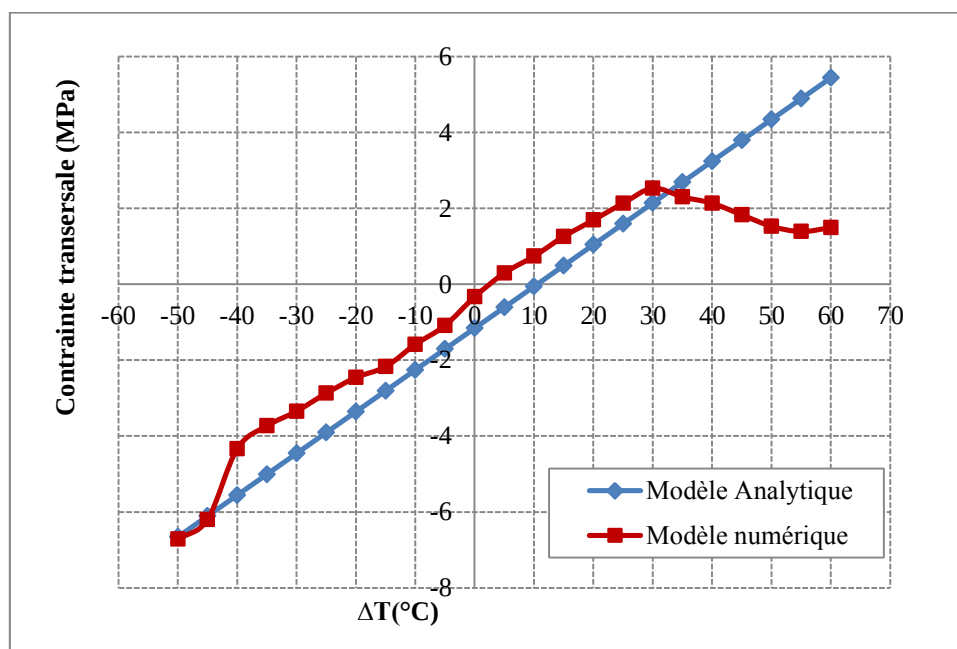


Figure 5.11 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.200.19.30)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=1.6$).

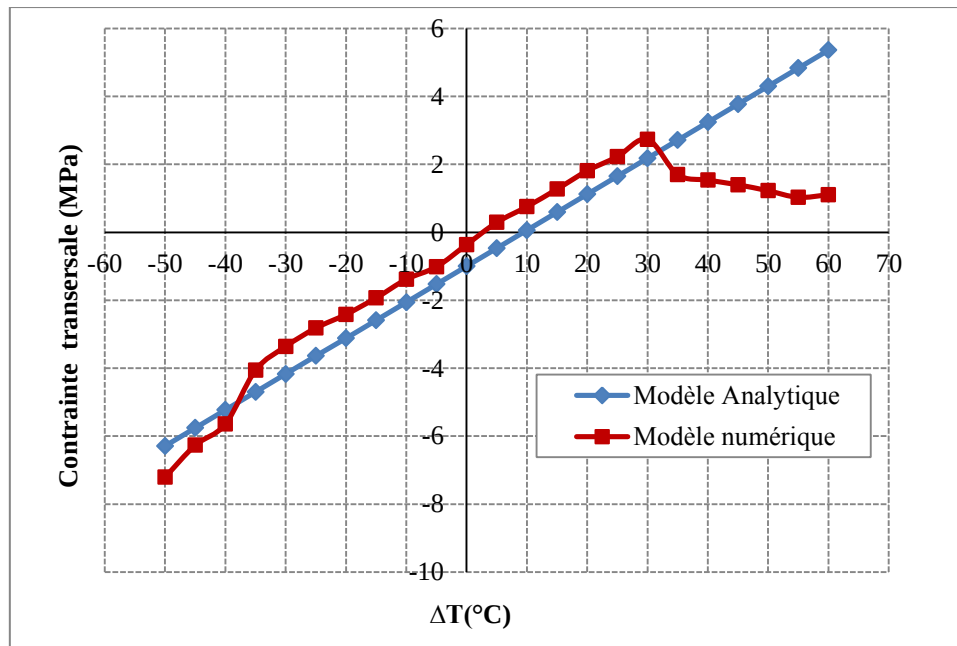


Figure 5.12 : Contraintes circonférentielles du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.215.19.45)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=2.4$).

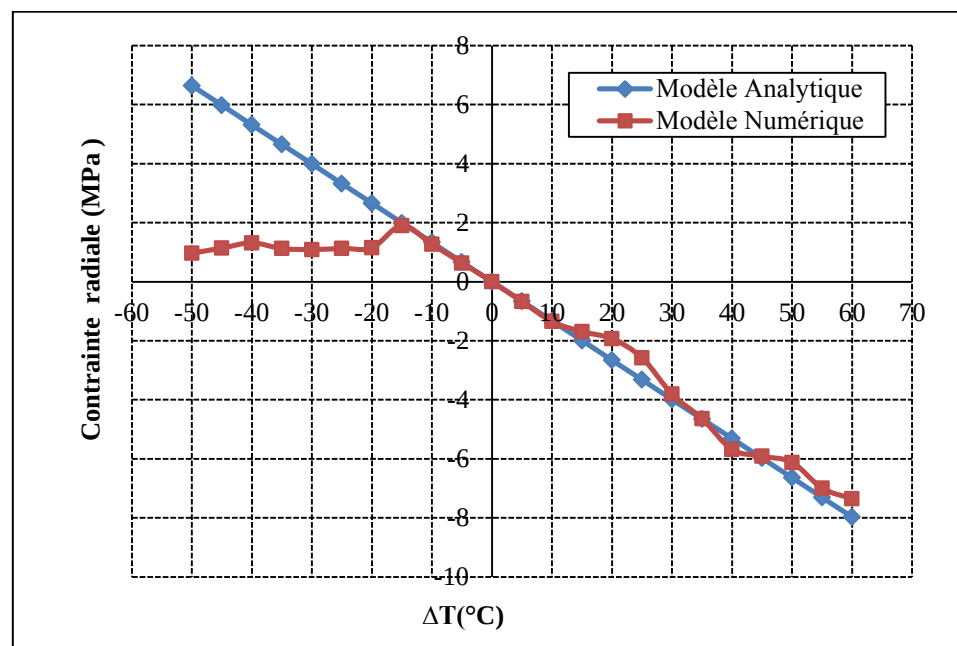


Figure 5.13 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.195.16.25)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=1.6$).

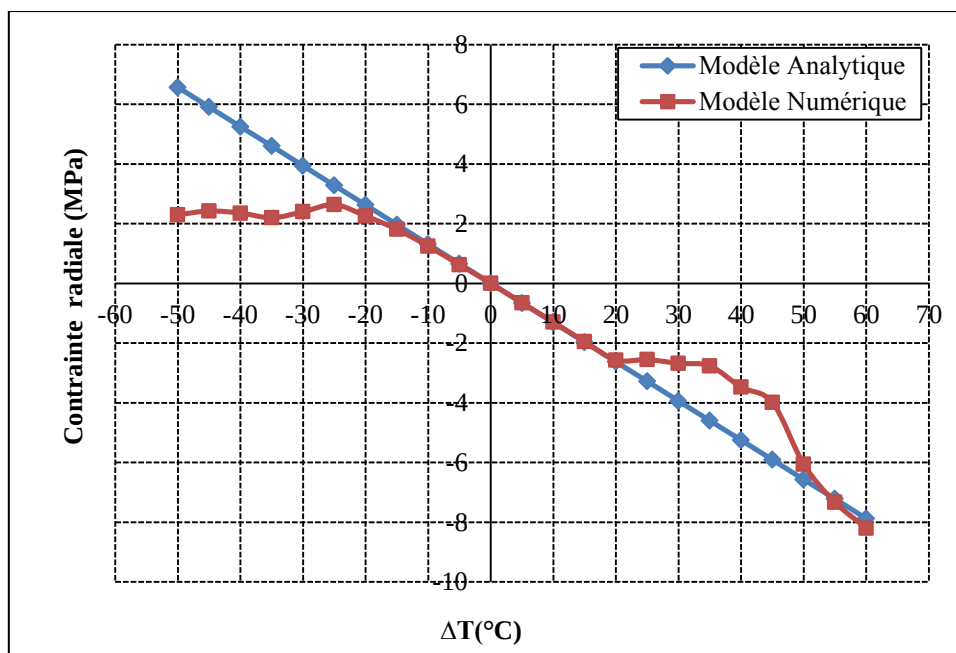


Figure 5.14 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.200.16.30)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=1.9$).

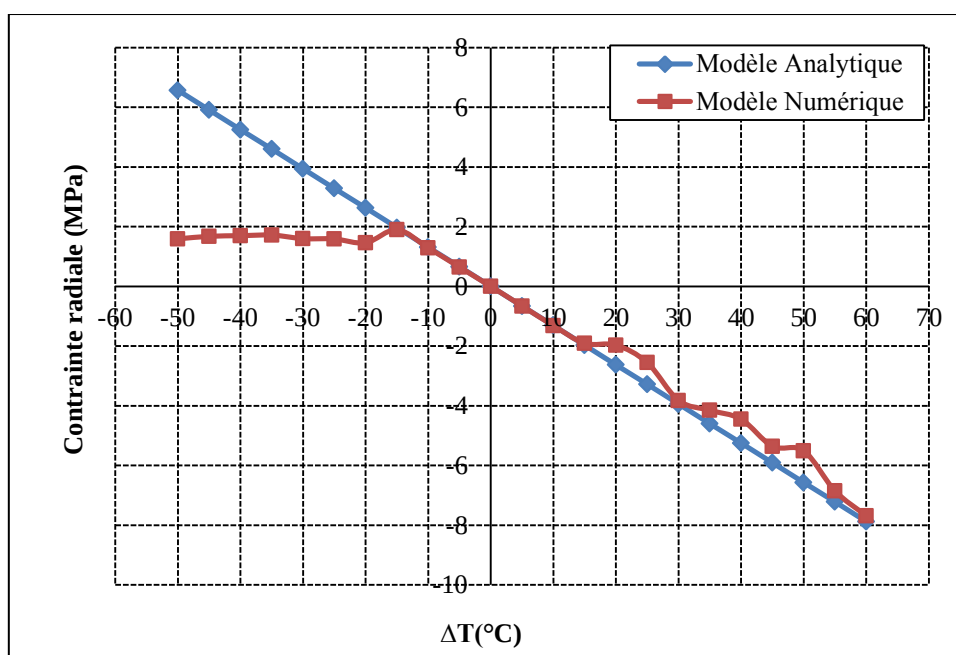


Figure 5.15 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.215.16.45)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b=2.8$).

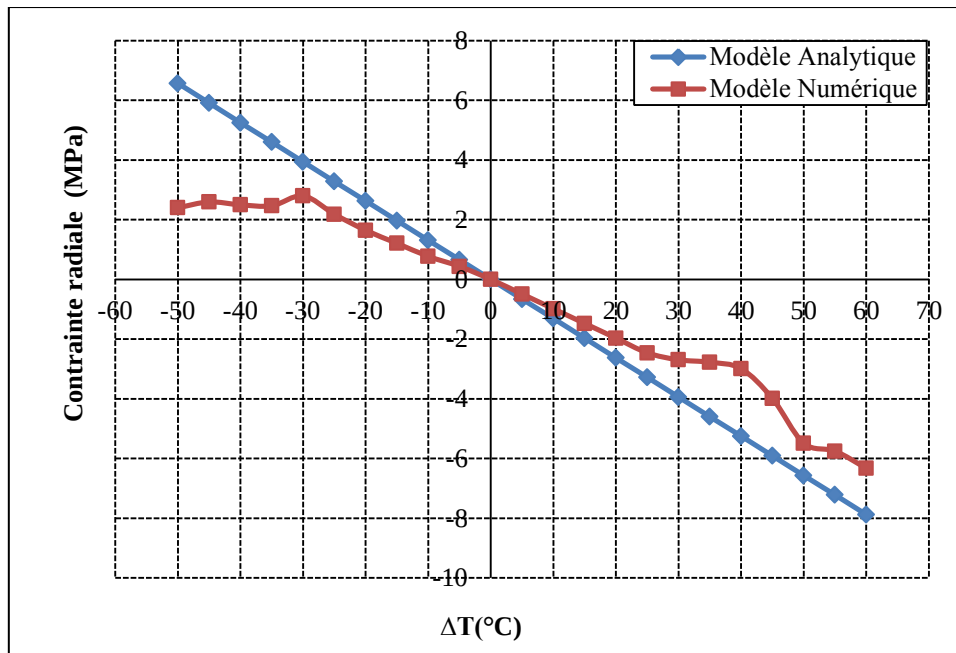


Figure 5.16 : Contraintes radiale du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.195.19.25)– Comparaison des résultats analytique et numérique ($c/d_b= 1.3$).

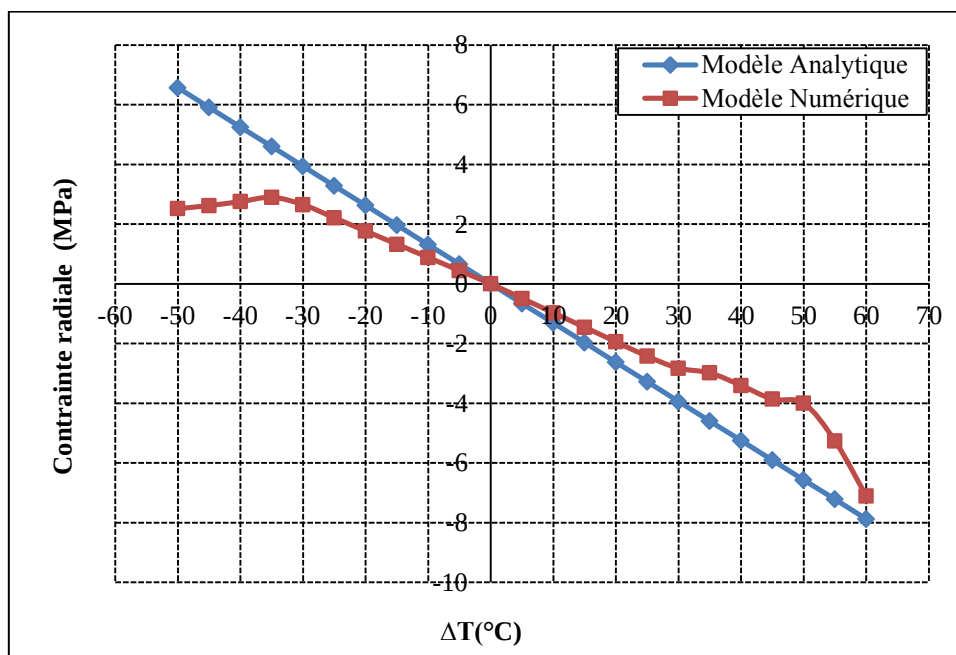


Figure 5.17 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.200.19.30) – Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b= 1.6$).

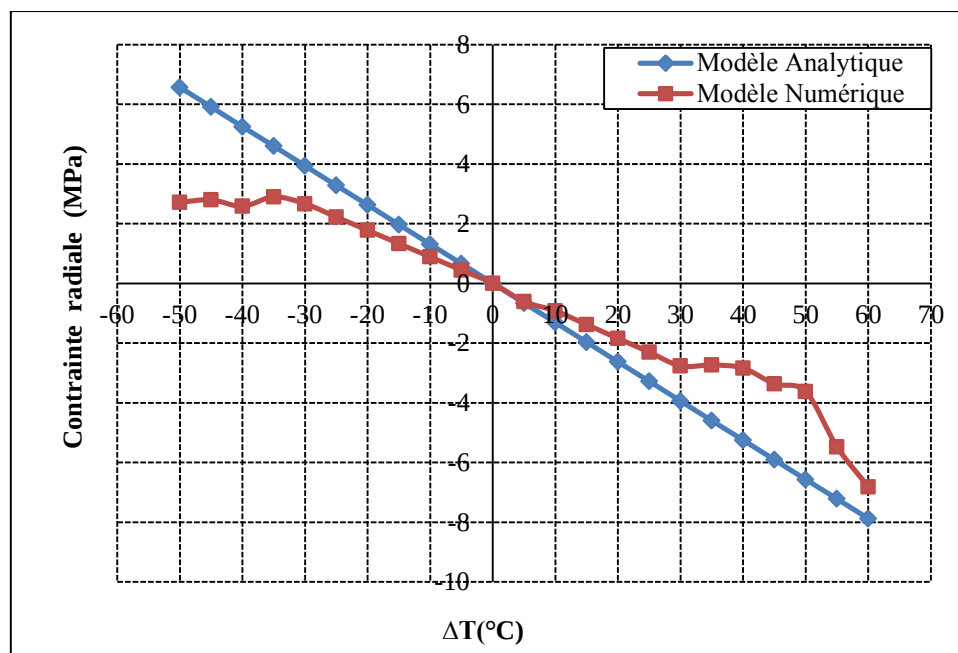


Figure 5.18 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charge thermique (dalle SB.215.19.45) – Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 2.4$).

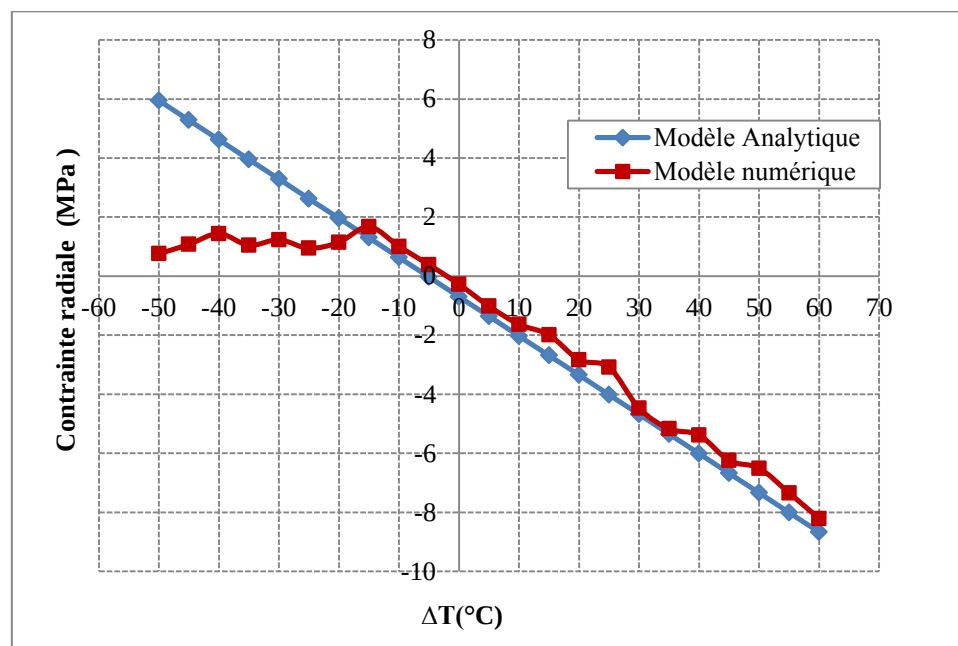


Figure 5.19 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.195.16.25) – Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 1.6$).

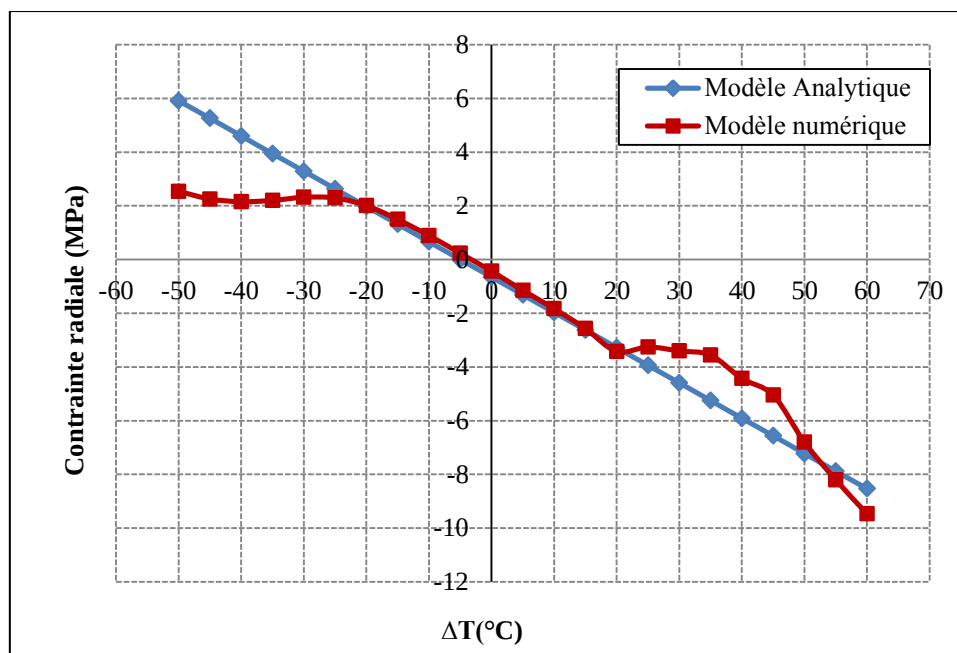


Figure 5.20 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.200.16.30)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 1.9$).

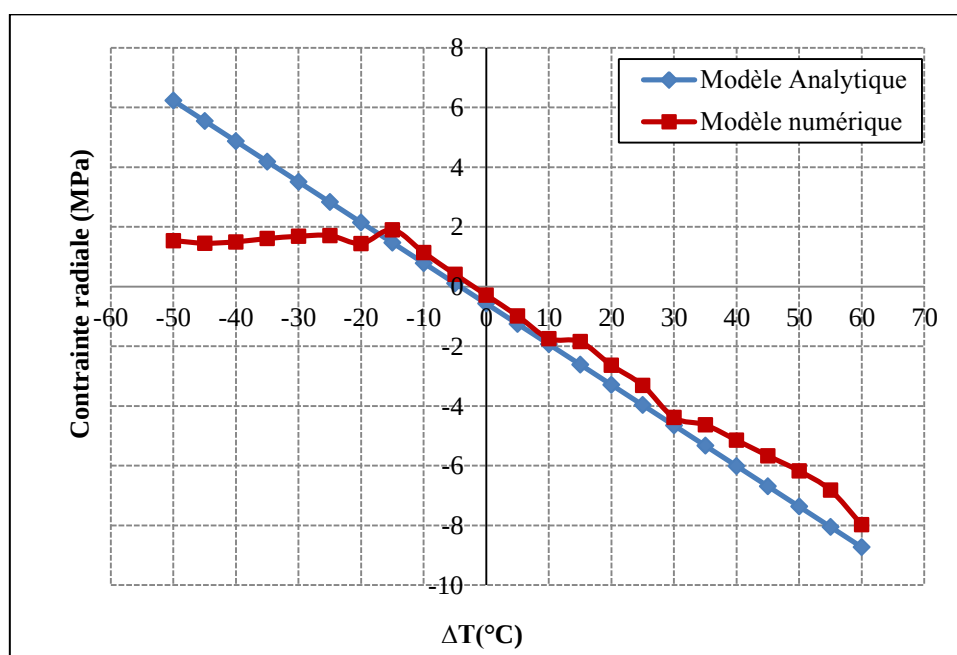


Figure 5.21 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.215.16.45)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 2.8$).

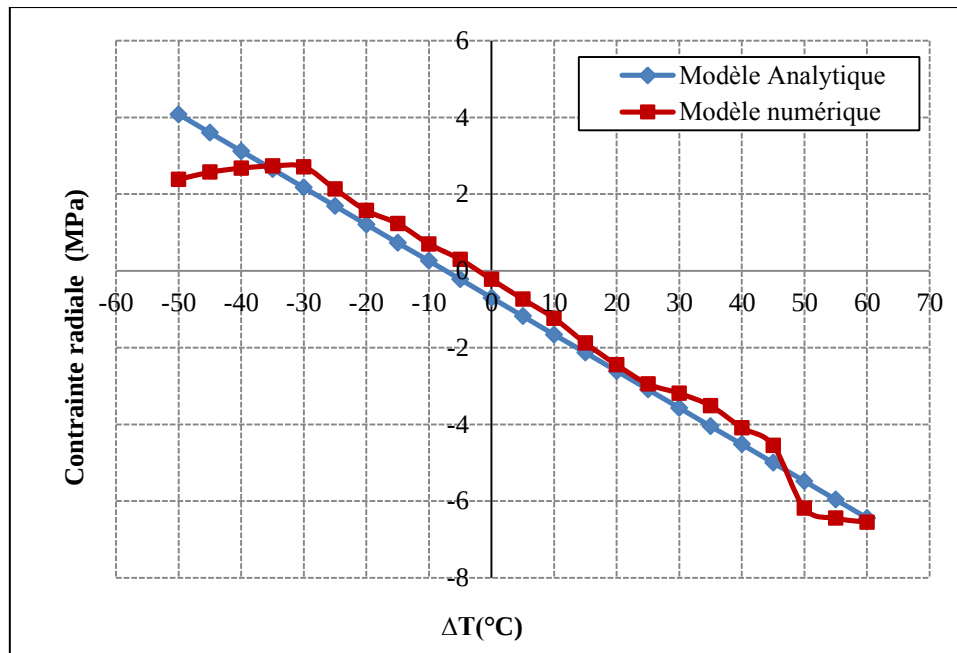


Figure 5.22 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.195.19.25)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 1.3$).

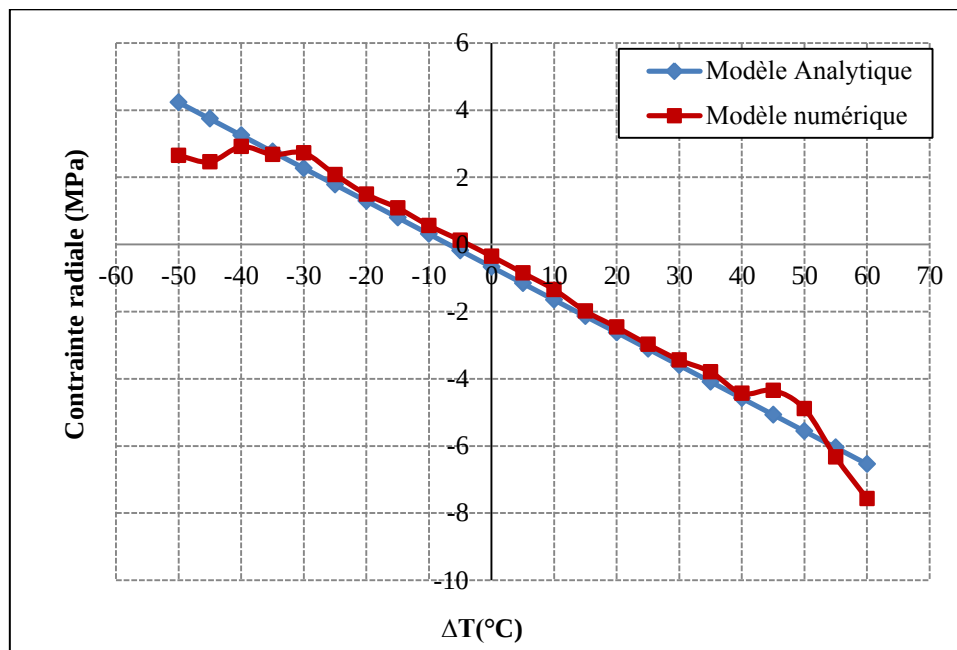


Figure 5.23 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.200.19.30)– Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 1.6$).

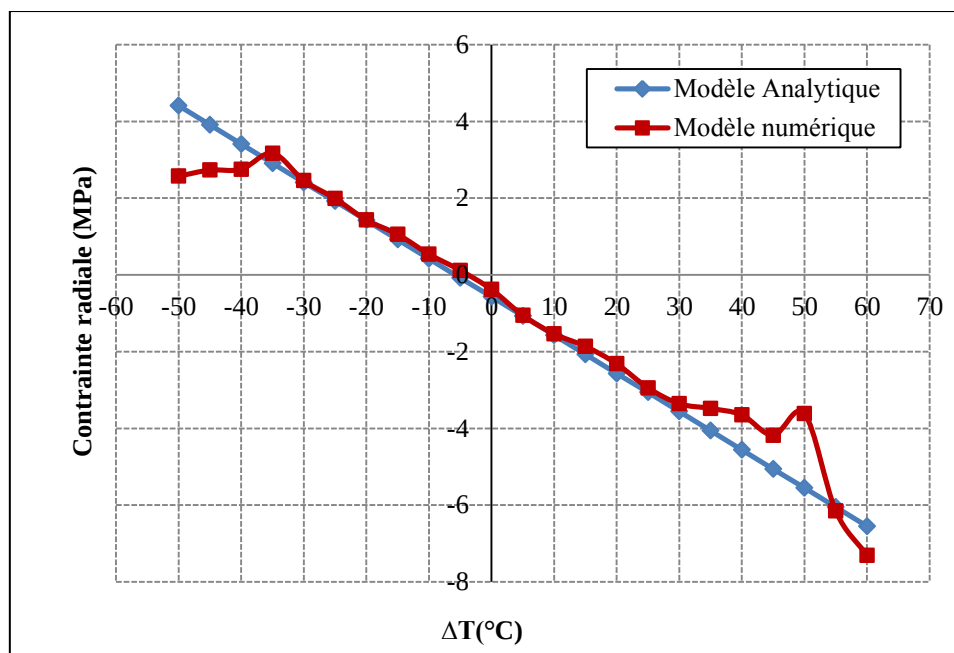


Figure 5.24 : Contraintes radiales du béton à l'interface armature/béton sous charges combinées (dalle SA.215.19.45) – Comparaison des résultats analytiques et numériques ($c/d_b = 2.4$).

5.5 Déformations transversales à l'interface armature/béton

Les figures 5.25 à 5.30 présentent les courbes de déformations transversales des dalles SB (sous charge thermique seule) en fonction de la variation de température. Ces figures montrent une comparaison entre les résultats analytiques, numériques et expérimentaux en termes de déformations thermiques transversales à l'interface barre/béton des dalles en béton armé de barres en PRFV ayant un rapport d'épaisseur d'enrobage au diamètre de la barre (c/d_b) variant entre 1,3 et 2,8.

Pour les figures 5.25 à 5.30, on peut remarquer, d'une manière générale, que les courbes numériques sont en bon accord avec les courbes expérimentales. Cependant les prédictions analytiques sont largement inférieures aux résultats numériques et expérimentaux. Ceci est dû aux fissures circonférentielles et radiales développées à l'interface barre/béton sous basses et hautes températures. Ces fissures n'ont pas été prises en compte dans le modèle analytique basé sur la théorie d'élasticité linéaire.

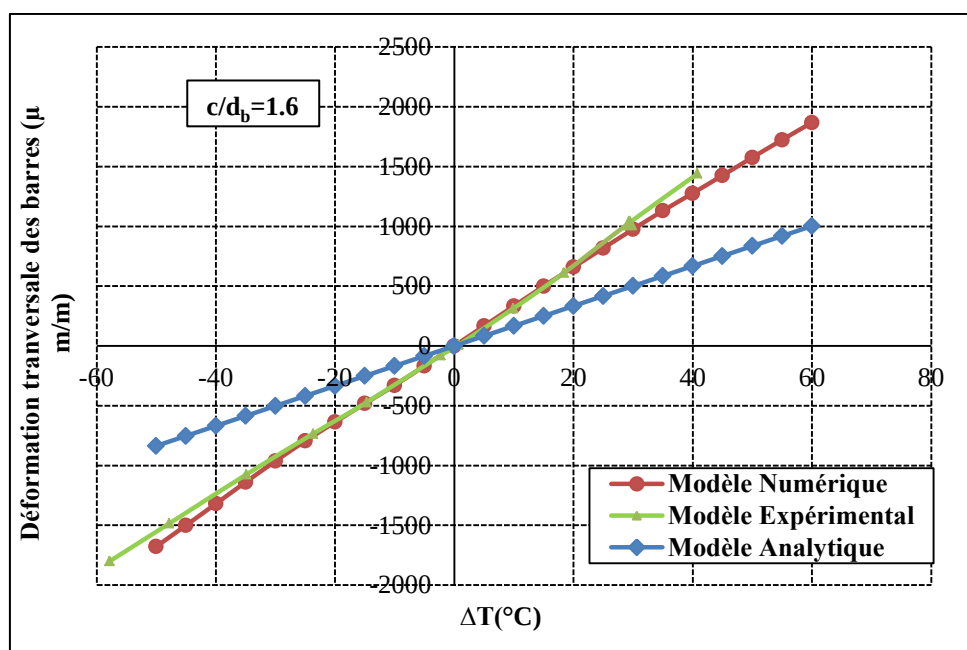


Figure 5.25 : Déformations transversales à l'interface armature/béton de la dalle SB.195.16.25 sous charge thermique seule– Comparaison des résultats analytiques, numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)

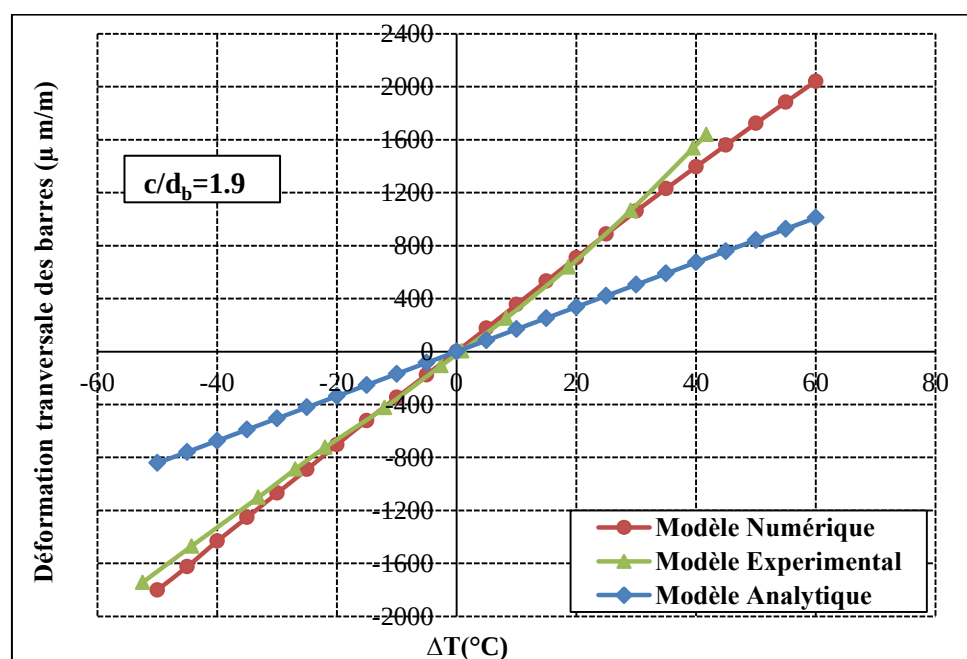


Figure 5.26 : Déformations transversales à l'interface armature/béton de la dalle SB.200.16.30 sous charge thermique seule– Comparaison des résultats analytiques, numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)

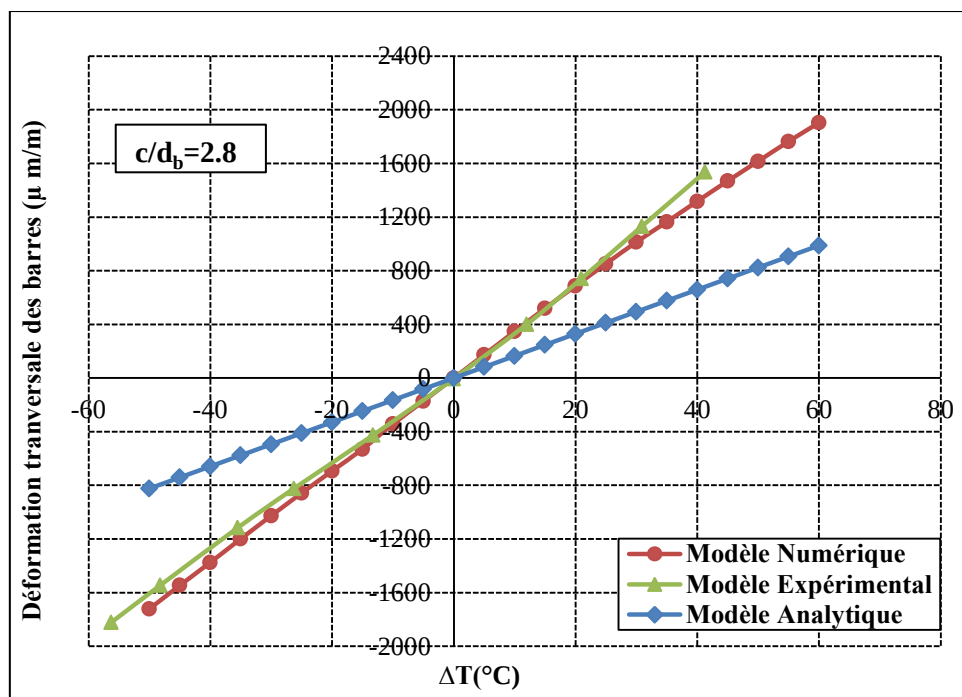


Figure 5.27: Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle SB.215.16.45 sous charge thermique seule -Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b = 2.8$)

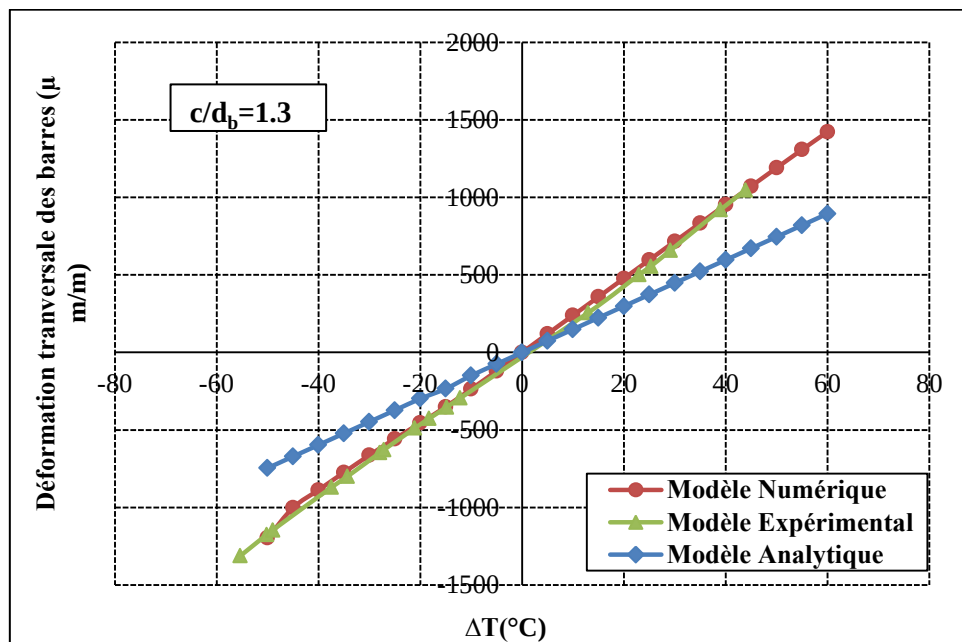


Figure 5.28 : Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle SB.195.19.25 sous charge thermique seule – Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b = 1.3$)

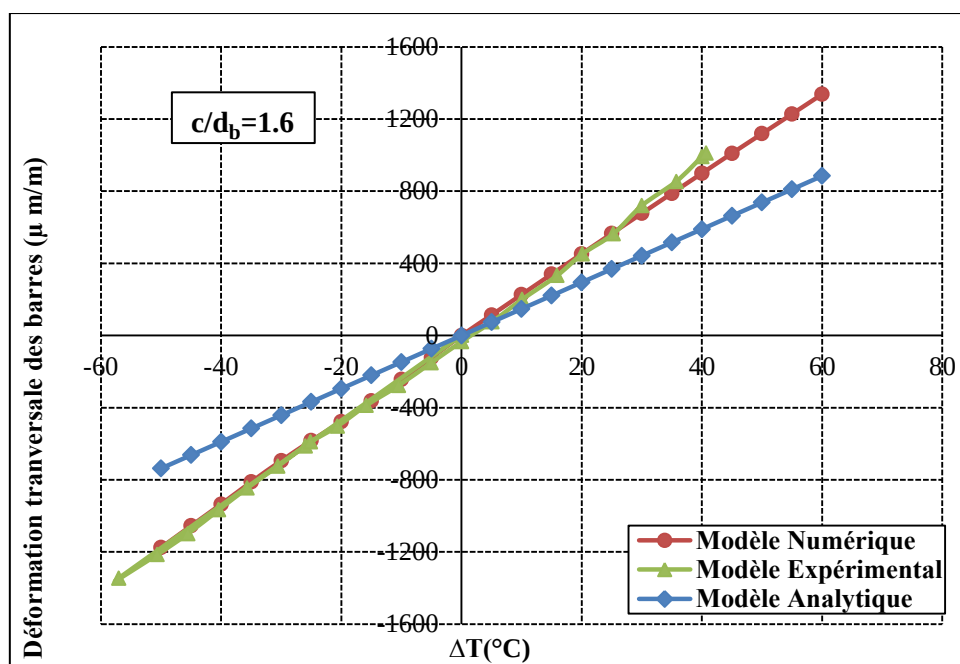


Figure 5.29 : Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle SB.200.19.30 sous charge thermique seule – Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b = 1.6$)

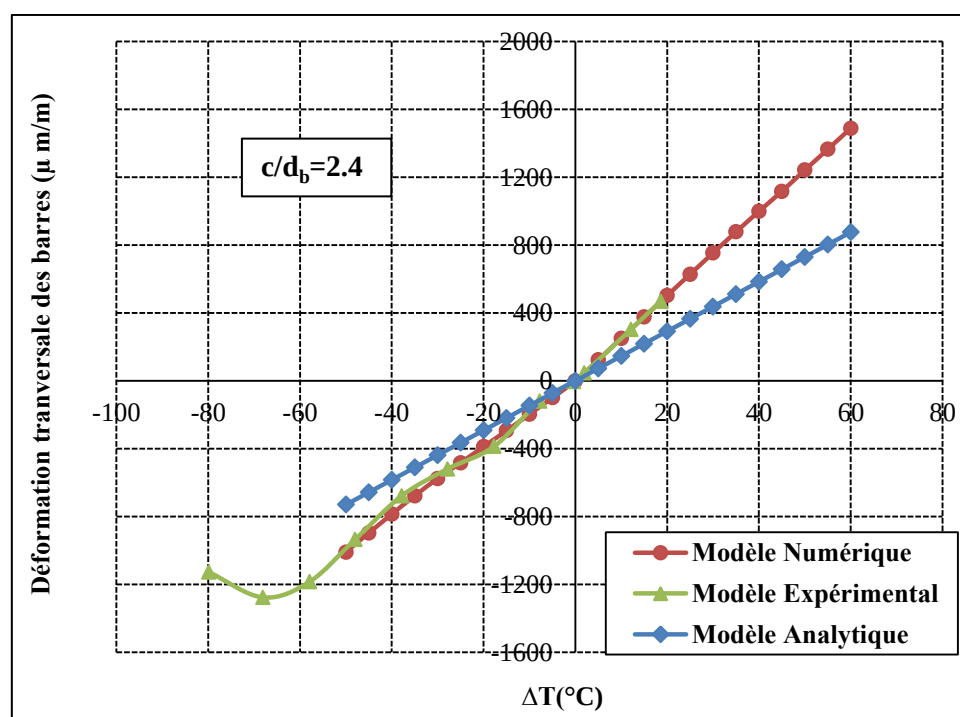


Figure 5.30 : Déformation transversale à l'interface armature/béton de la dalle SB.215.19.45 sous charge thermique seule – Comparaison des résultats analytique, numérique et expérimental ($c/d_b = 2.4$)

5.6 Déformations transversales à la surface externe de l'enrobage du béton

Les figures 5.31 à 5.36 montrent la comparaison des courbes analytiques, numériques et expérimentales en terme de déformations thermiques transversales à la surface externe de l'enrobage du béton tendu des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises aux chargements combinés thermique et mécanique.

Les figures 5.37 à 5.42 comparent les résultats analytiques, numériques et expérimentaux en termes de déformations thermiques transversales à la surface externe de l'enrobage du béton tendu des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises à des charges thermiques seules (SB).

À partir de ces figures, on peut remarquer que les courbes de déformations numériques, analytiques et expérimentales de l'ensemble des dalles s'accordent beaucoup mieux pour les basses températures. Ceci peut être expliqué par le fait que les fissures circonférentielles causées par les contraintes de traction radiales n'atteignent pas la surface extérieure du béton tendu. Par conséquent, son comportement reste élastique. Quant aux hautes températures, on remarque que les résultats numériques, expérimentaux et analytiques sont en bon accord jusqu'aux températures de développement des couronnes de fissures dans le béton à partir desquelles les résultats numériques et expérimentaux sont généralement supérieures à ceux prédits par le modèle analytique. Ceci est dû aux fissures développées dans le béton qui n'ont pas été prises en considération dans le modèle analytique basé sur la théorie d'élasticité linéaire.

Il est à noter que les résultats expérimentaux des dalles SA.200.19.30 et SA.215.19.45 (figures 5.35 et 5.36) ne peuvent être considérés dans cette comparaison car les jauges de déformation collées sur le béton tendue ont été affectées par les fissures flexionnelles dues au chargement mécanique.

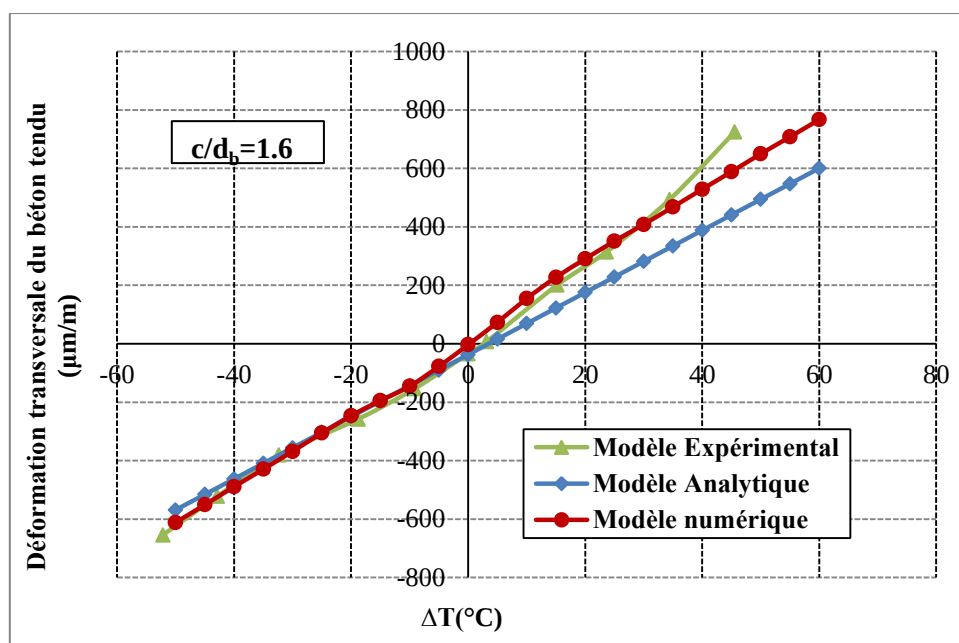


Figure 5.31 : Déformations transversales à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charges combinées thermique et mécanique (dalle SA.195.16.25)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux($c/d_b= 1.6$)

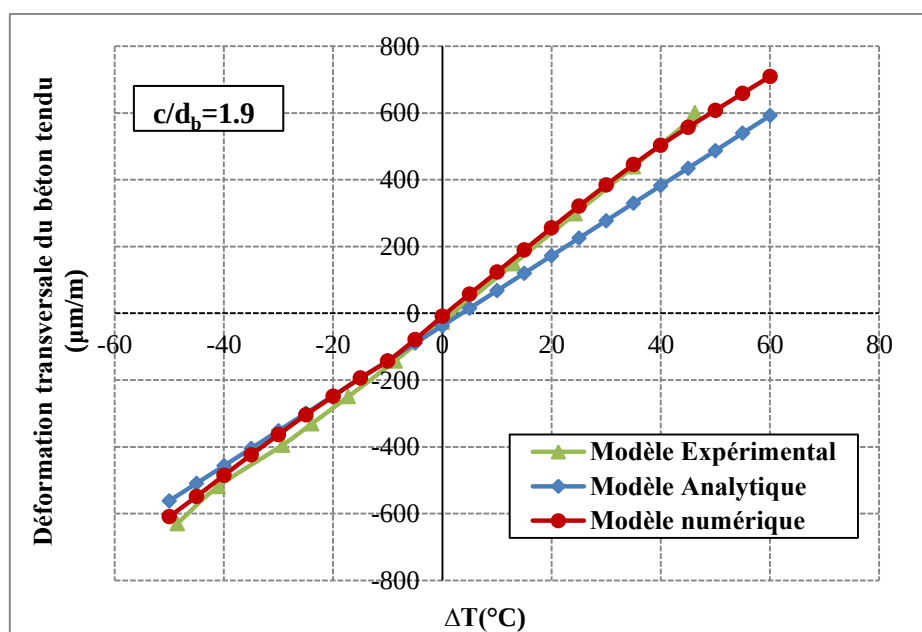


Figure 5.32 : Déformations transversales à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charges combinées thermique et mécanique (dalle SA.200.16.30)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux($c/d_b= 1.9$)

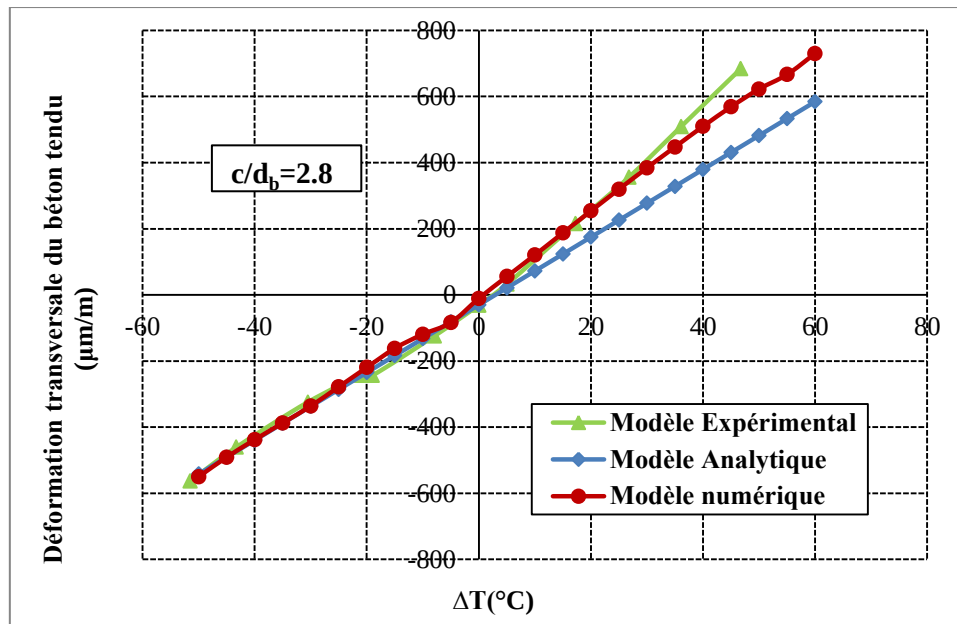


Figure 5.33 : Déformations transversales à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charge combinées thermique et mécanique (dalle SA.215.16.45)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux($c/d_b=2.8$)

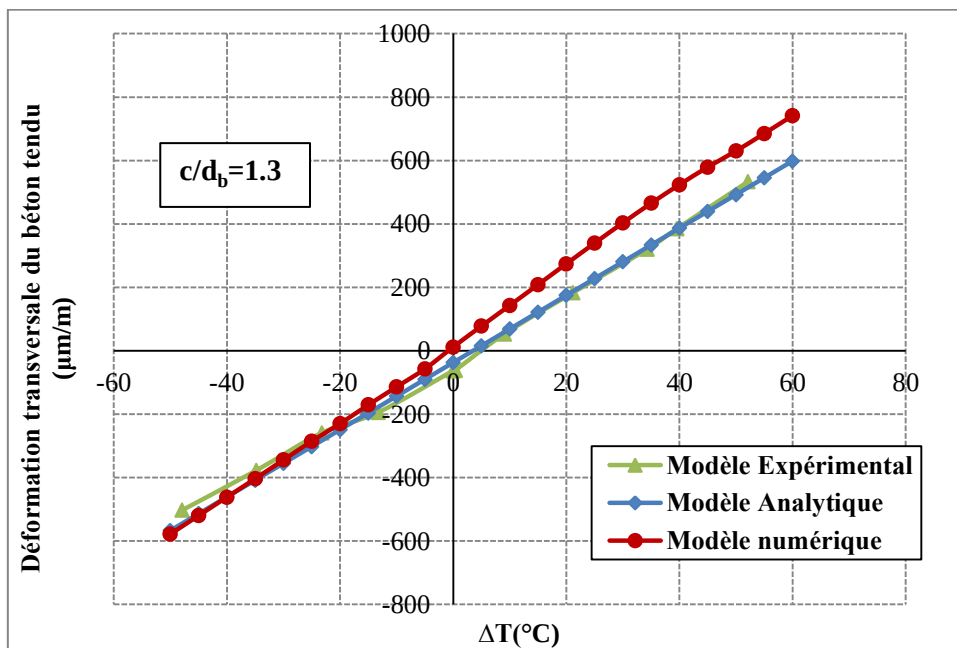


Figure 5.34 : Déformations transversales du béton tendu sous charge combinée (dalle SA.195.19.25)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux($c/d_b=1.3$)

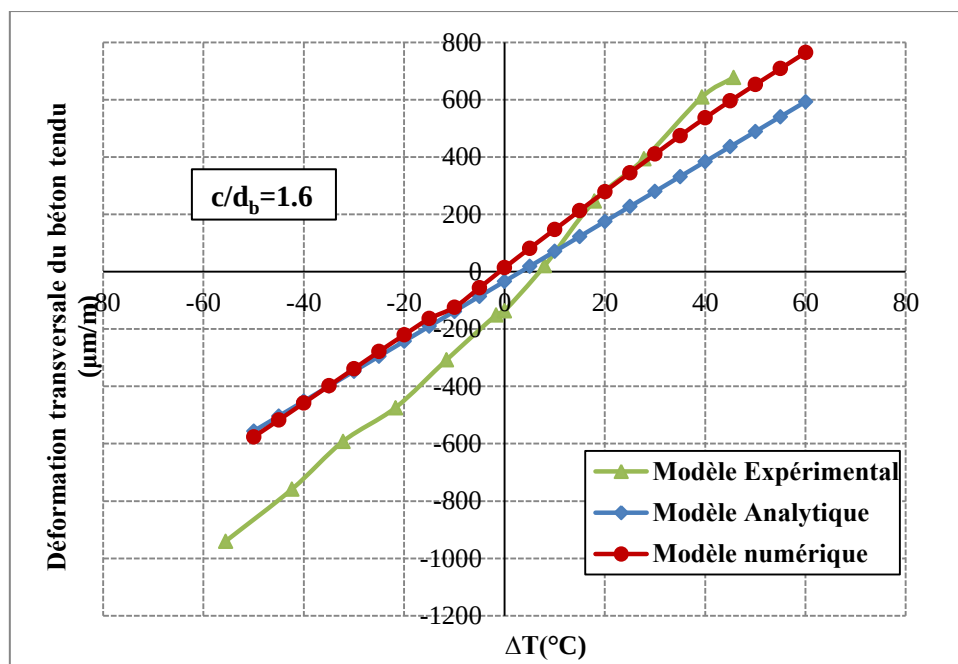


Figure 5.35 : Déformation transversale du béton tendu sous charge combinée (dalle SA.200.19.30)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux($c/d_b=1.6$)

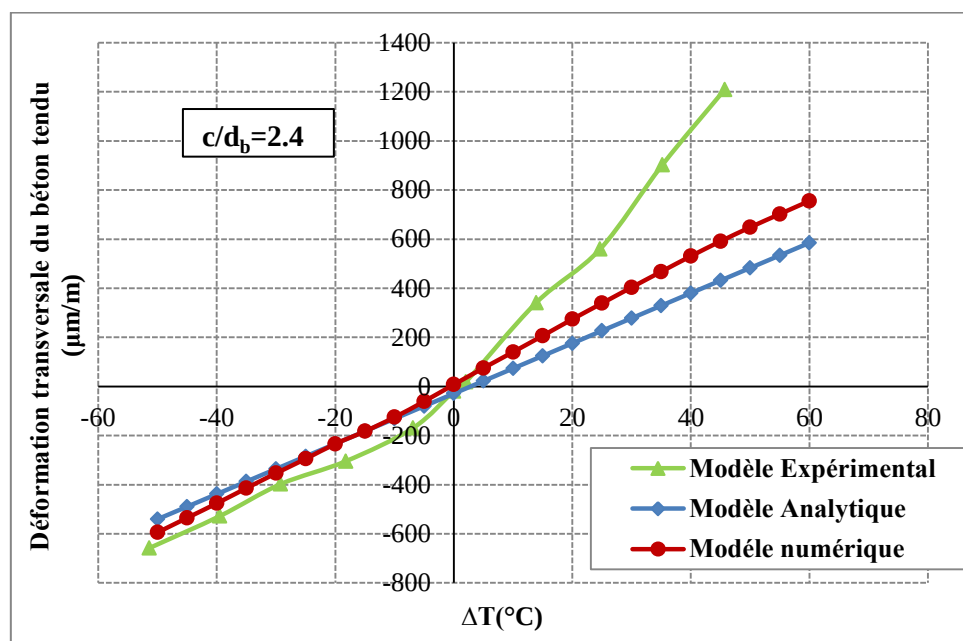


Figure 5.36 : Déformation transversale du béton tendu sous charge combinée (dalle SA.215.19.45)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux($c/d_b=2.4$)

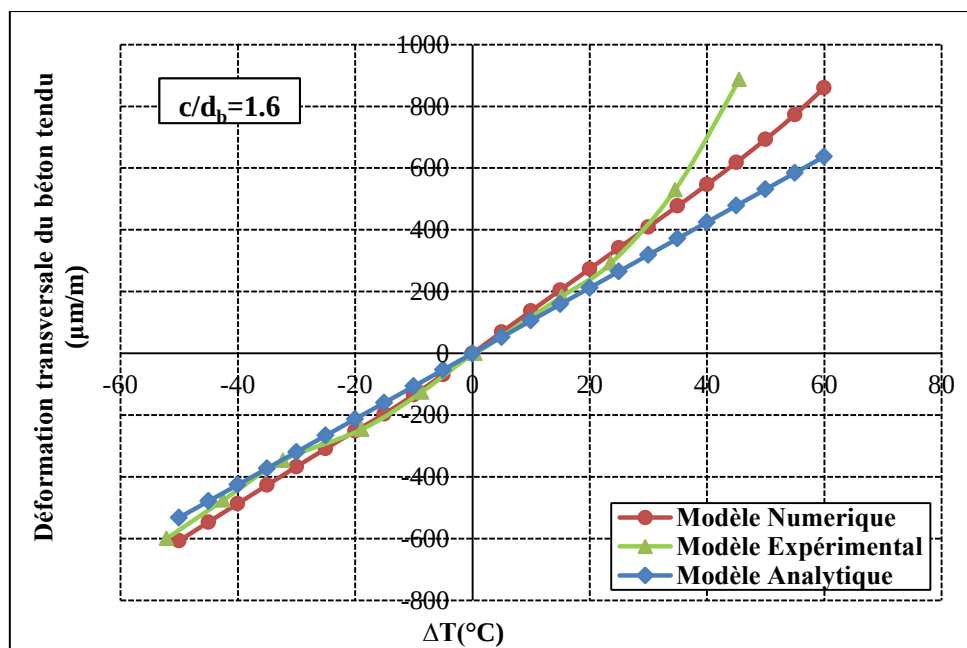


Figure 5.37 : Déformations transversales à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charge thermique seule (SB.195.16.25) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)

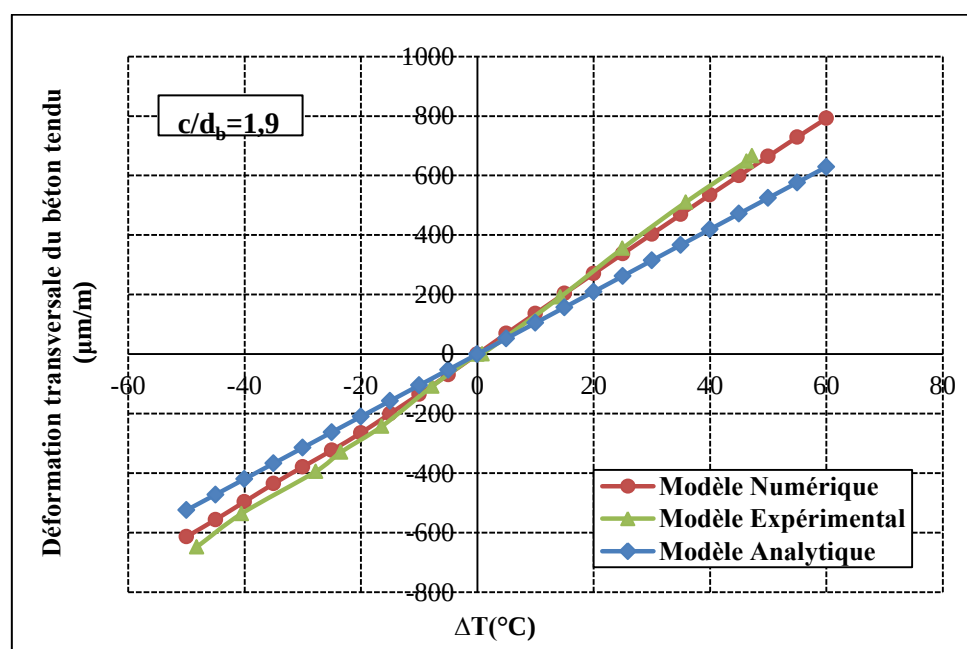


Figure 5.38 : Déformations transversales à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charge thermique seule (SB.200.16.30) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)

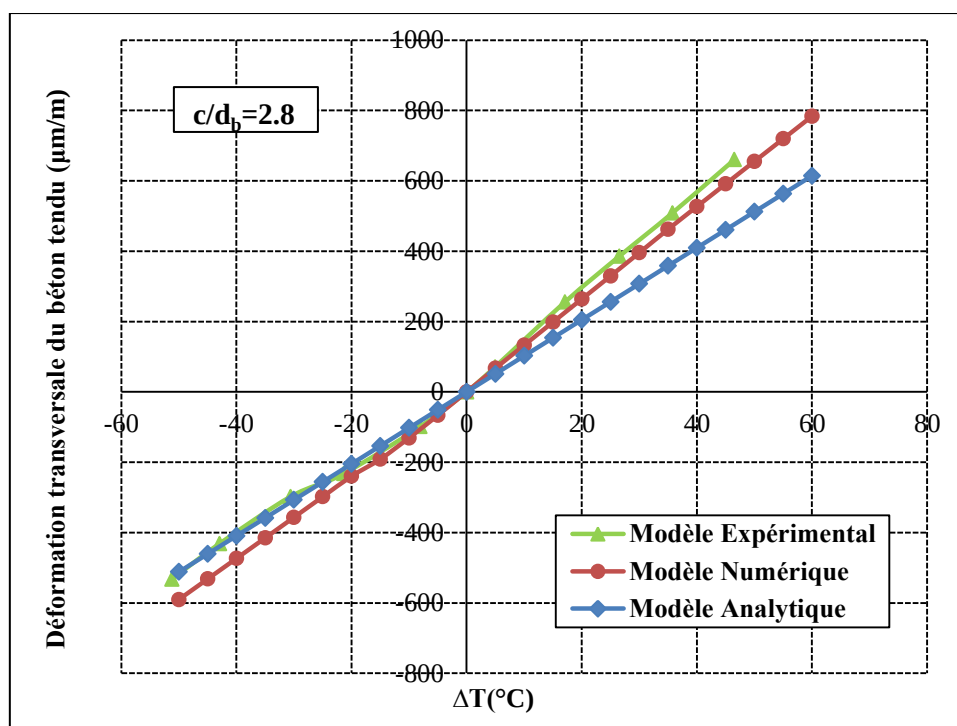


Figure 5.39 : Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.215.16.45)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=2.8$)

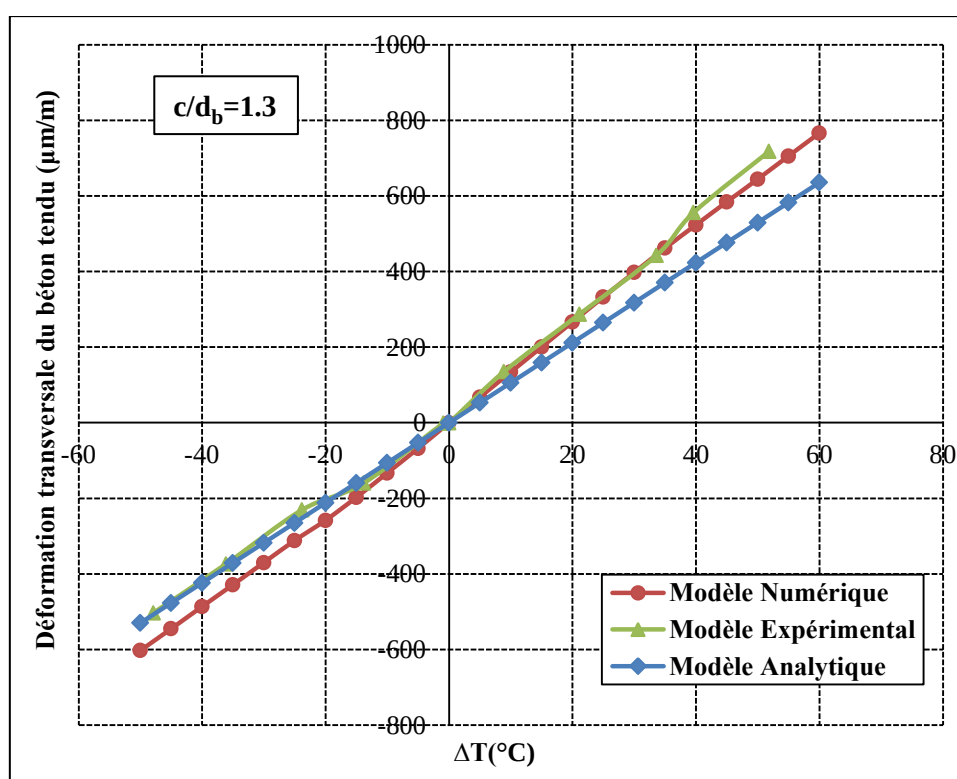


Figure 5.40 : Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.195.19.25)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b=1.3$)

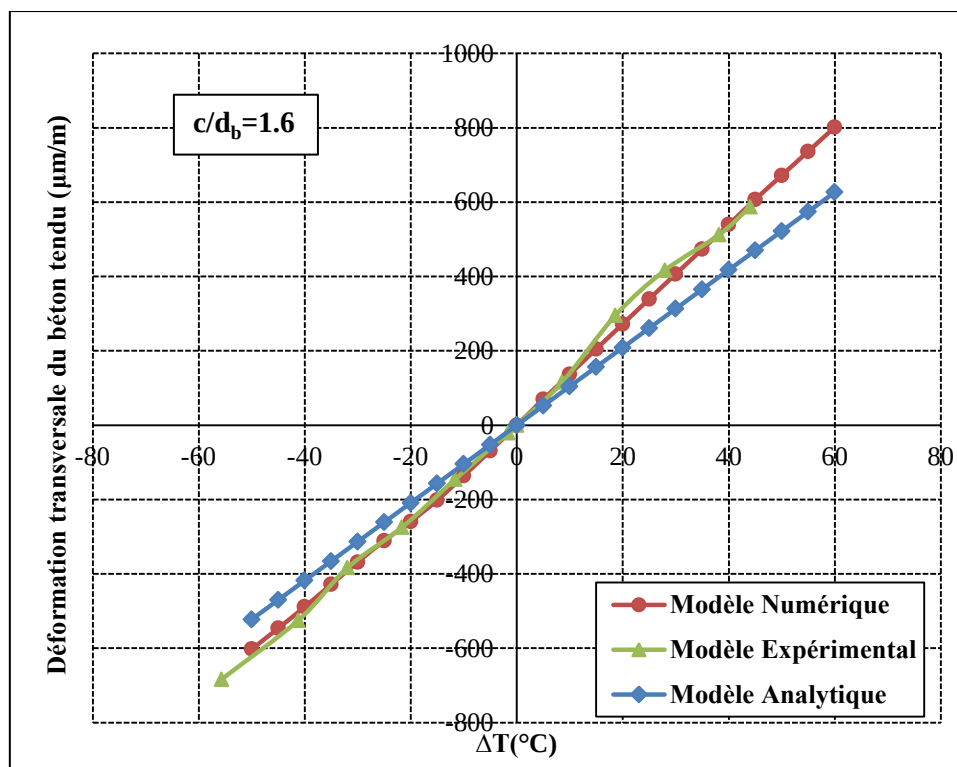


Figure 5.41 : Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.200.19.30)– Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)

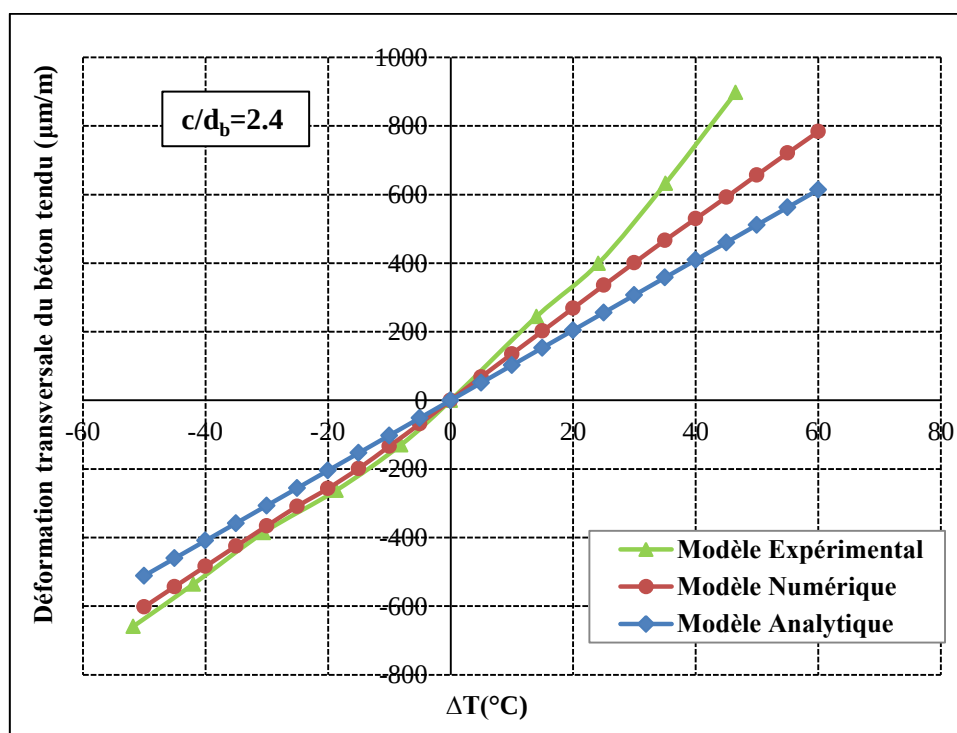


Figure 5.42 : Déformation transversale du béton tendu sous charge thermique seule (SB.215.19.45) – Comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux ($c/d_b = 2.4$)

5.7 Déformations longitudinales à l'interface armature/béton

Les figures (5.43 à 5.48) et (5.49 à 5.54) montrent la comparaison des courbes de déformations thermiques longitudinales numériques et expérimentales, à l'interface armature/béton, des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises à des charges thermiques seules et des charges combinées thermique et mécanique, respectivement, en variant le rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre (c/d_b) de 1,3 à 2,8.

Les figures (5.55-5.56) et (5.57-5.58) présentent une comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux en termes de déformations thermiques longitudinales sur la surface externe du béton tendu de ces dalles lorsqu'elles sont soumises à des charges thermiques seules et à des charges combinées thermique et mécanique, respectivement.

À partir de ces figures, on peut remarquer que les résultats numériques en termes de déformations thermiques longitudinales sont généralement en bon accord avec les résultats expérimentaux. Quelques désaccords dans les résultats des déformations de la surface extérieure du béton tendu sont probablement dus aux erreurs expérimentales de certaines jauges instables destinées à mesurer les déformations du béton tendu.

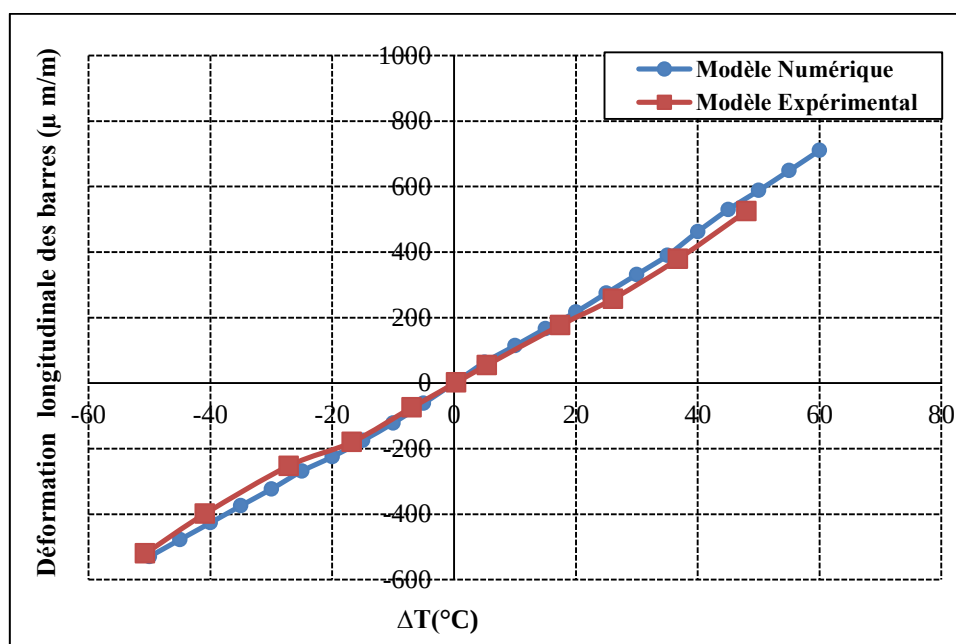


Figure 5.43 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.195.16.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)

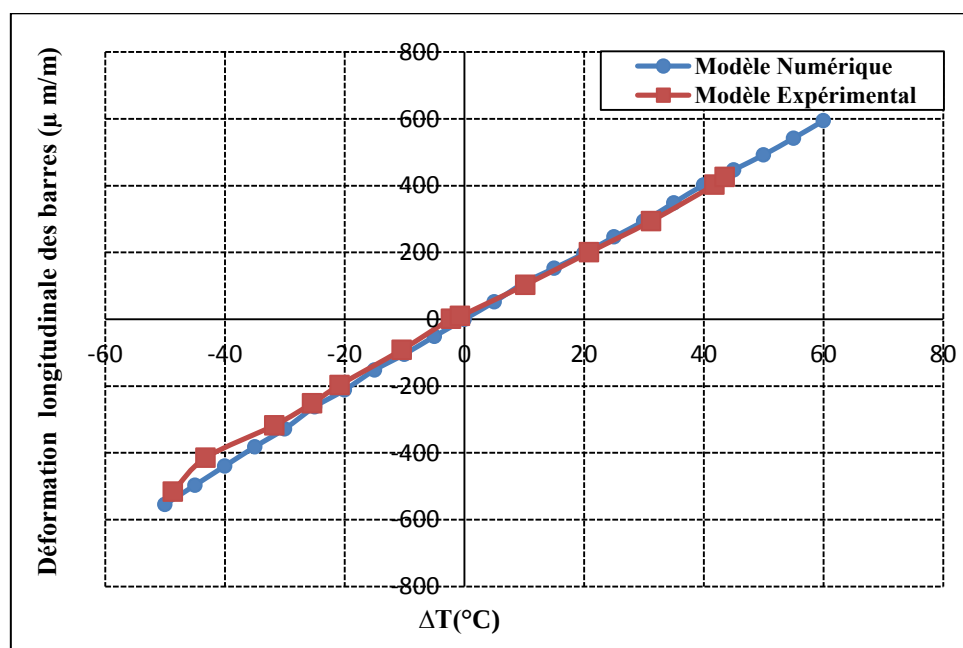


Figure 5.44 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.200.16.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)

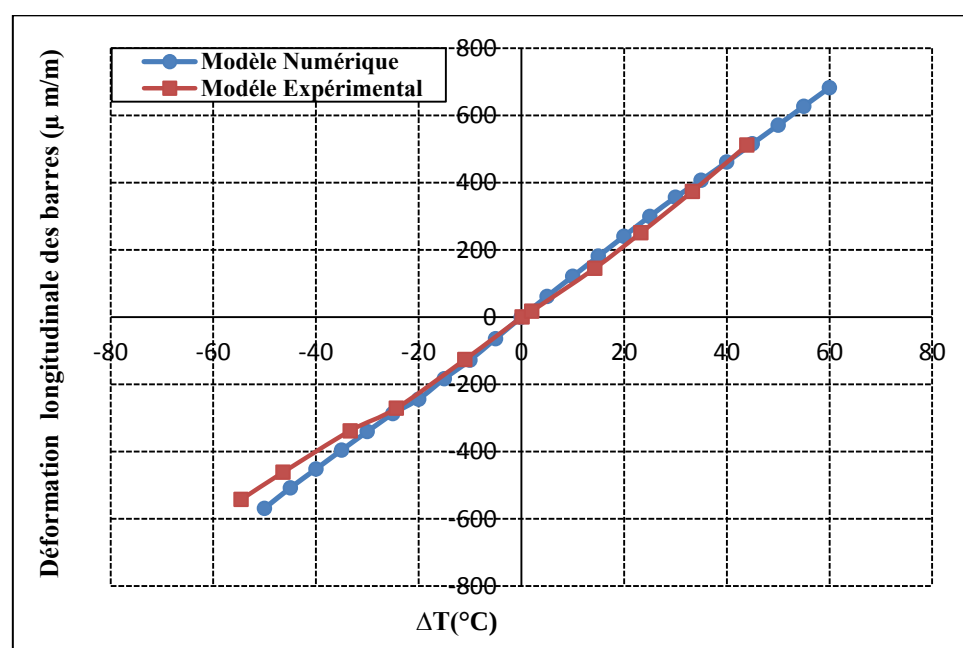


Figure 5.45 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.215.16.45– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 2.8$)

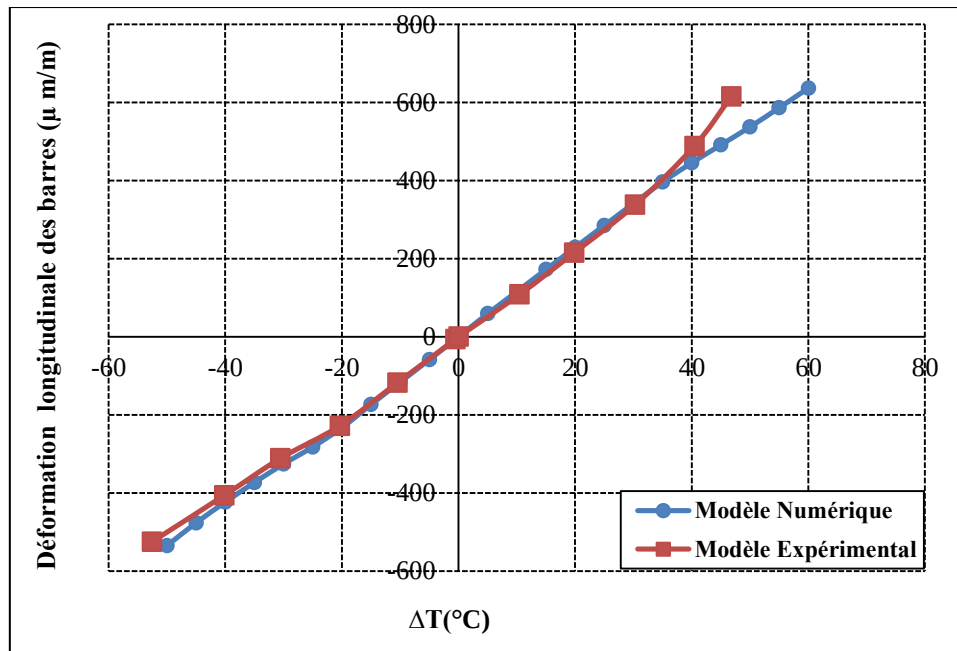


Figure 5.46 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.195.19.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.3$)

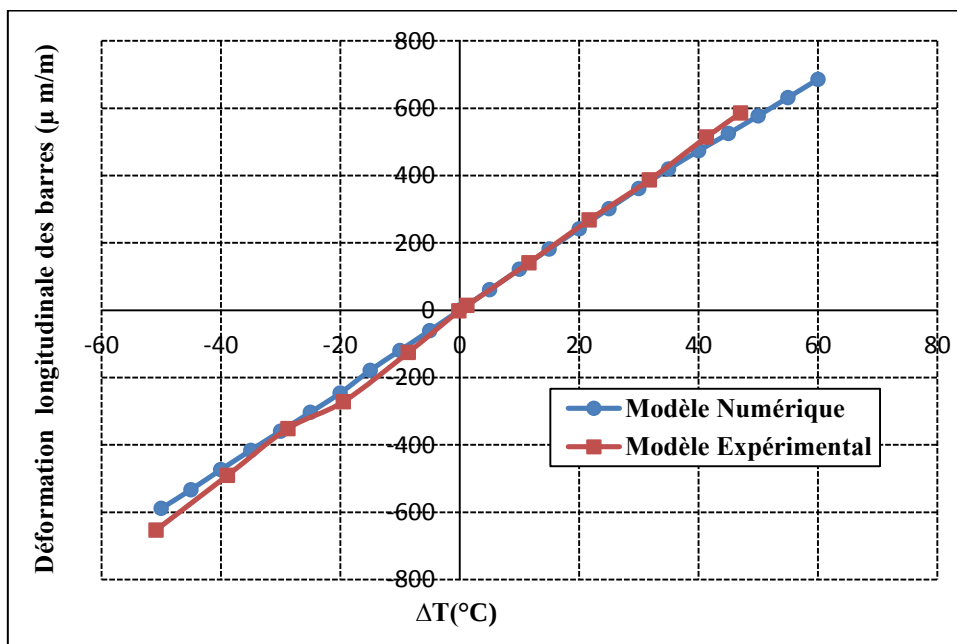


Figure 5.47 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.200.19.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)

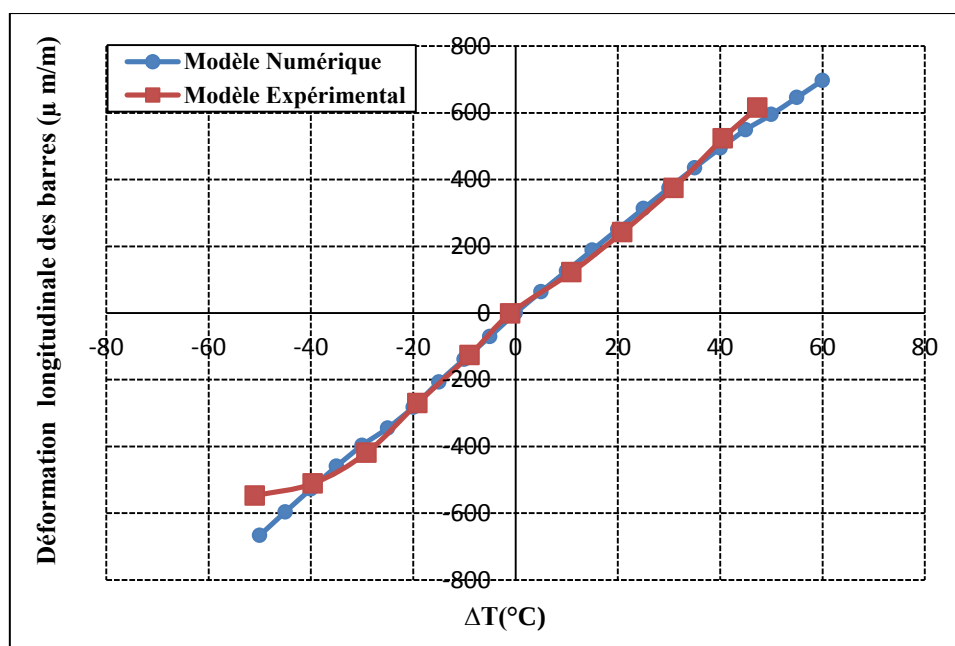


Figure 5.48 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge thermique seule de la dalle SB.215.19.45– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 2.4$)

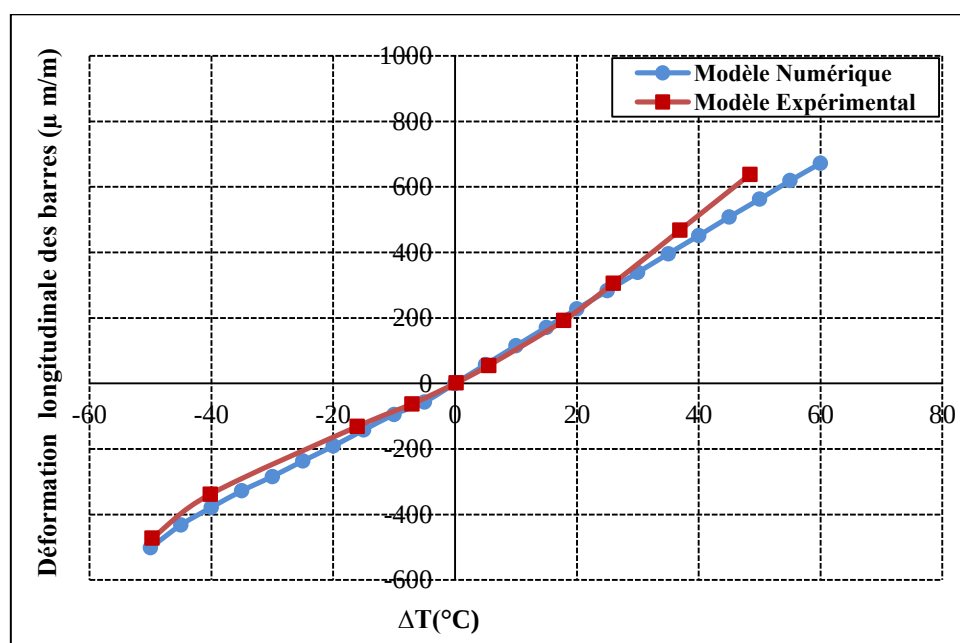


Figure 5.49 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charges combinées de la dalle SA.195.16.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)

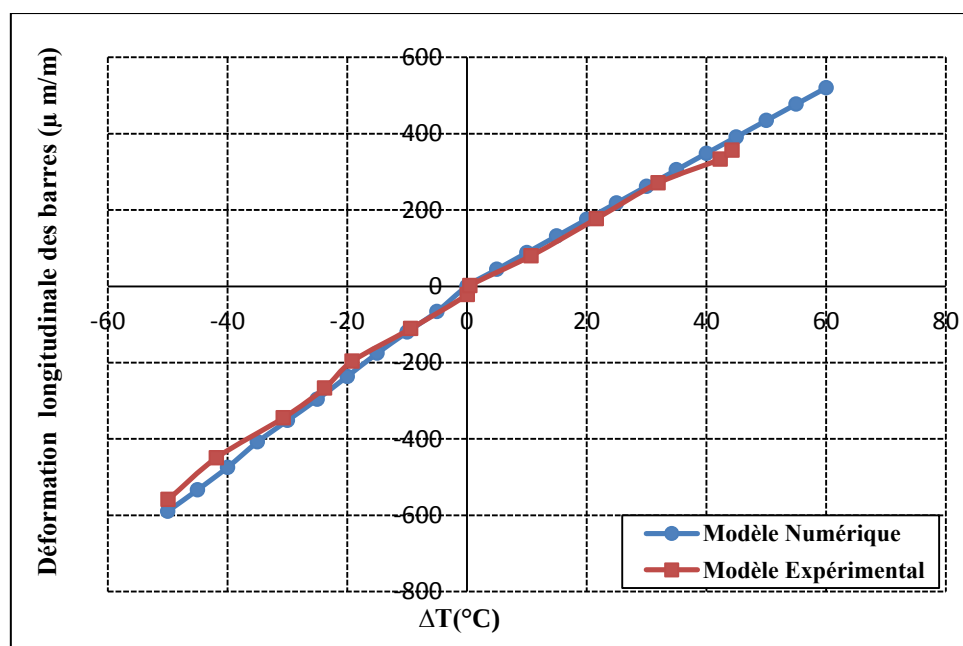


Figure 5.50 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charges combinées de la dalle SA.200.16.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)

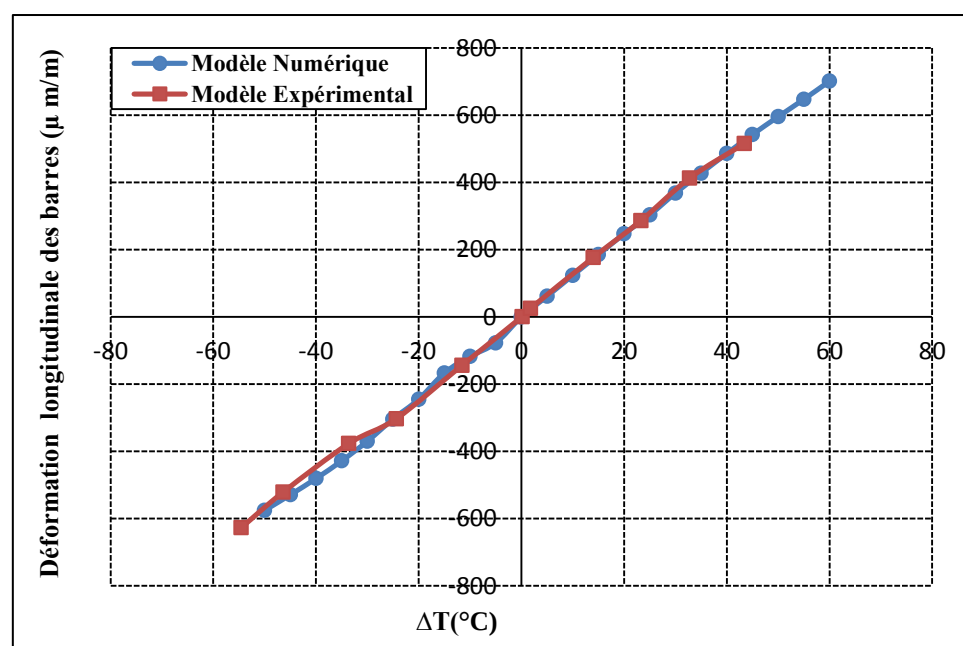


Figure 5.51 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charges combinées de la dalle SA.215.16.45– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 2.8$)

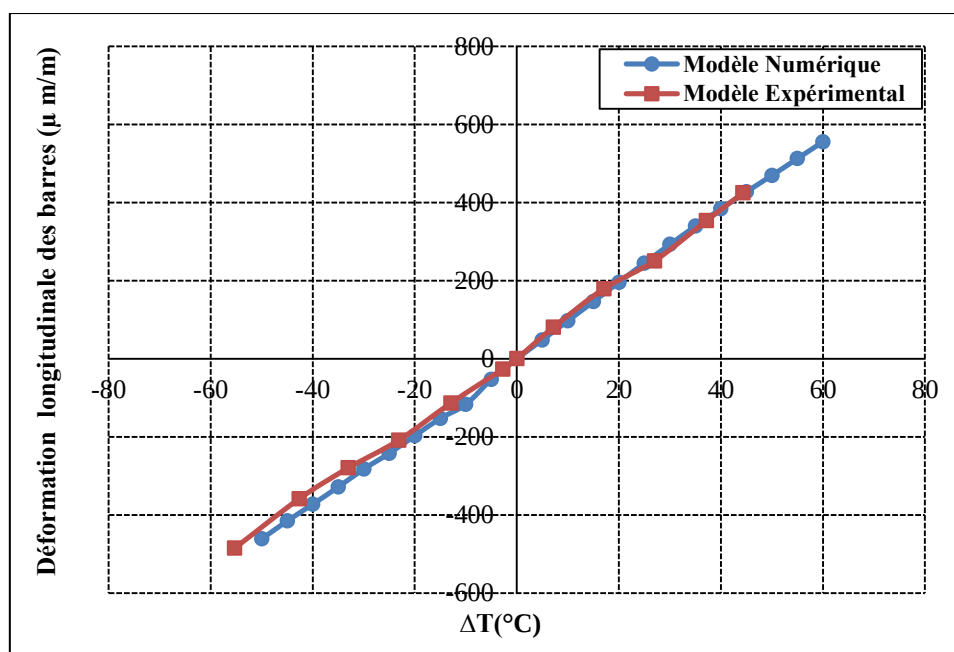


Figure 5.52 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charges combinées de la dalle SA.195.19.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b= 1.3$)

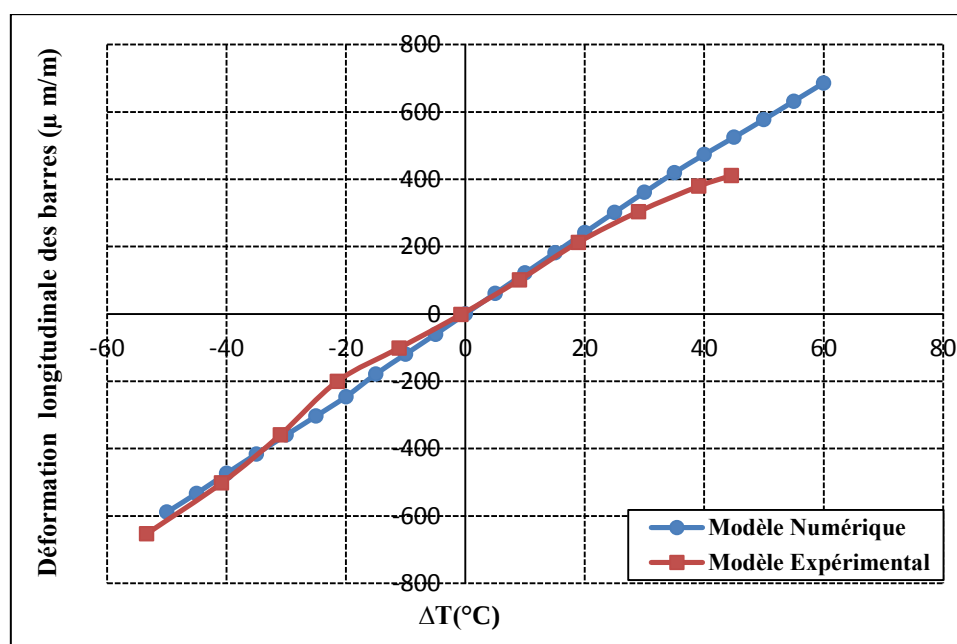


Figure 5.53 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charge combinée de la dalle SA.200.19.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b= 1.6$)

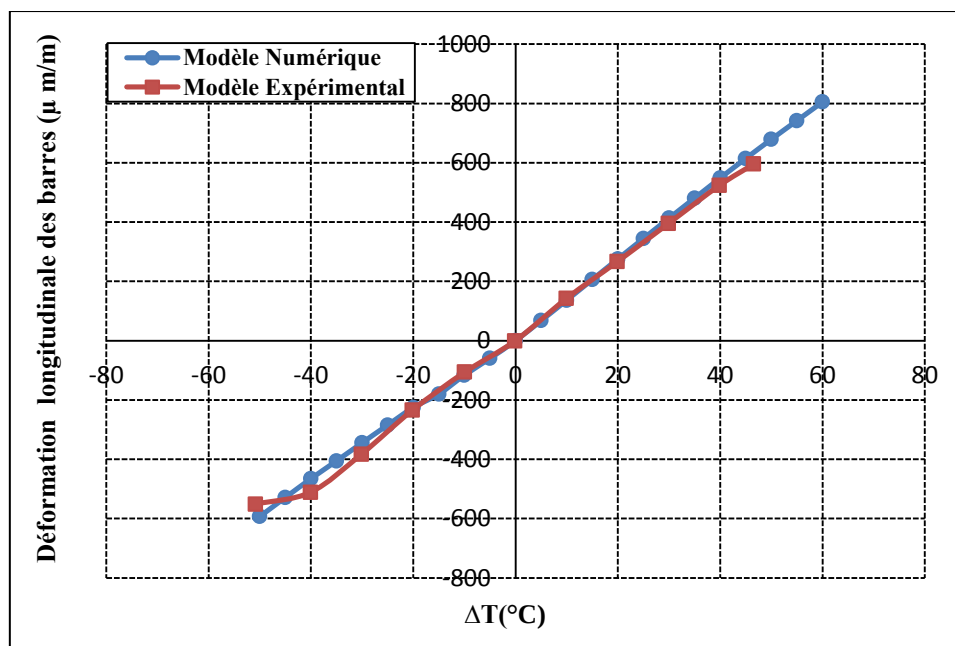


Figure 5.54 : Déformation longitudinale à l'interface armature/béton sous charges combinées de la dalle SA.215.19.45– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 2.4$)

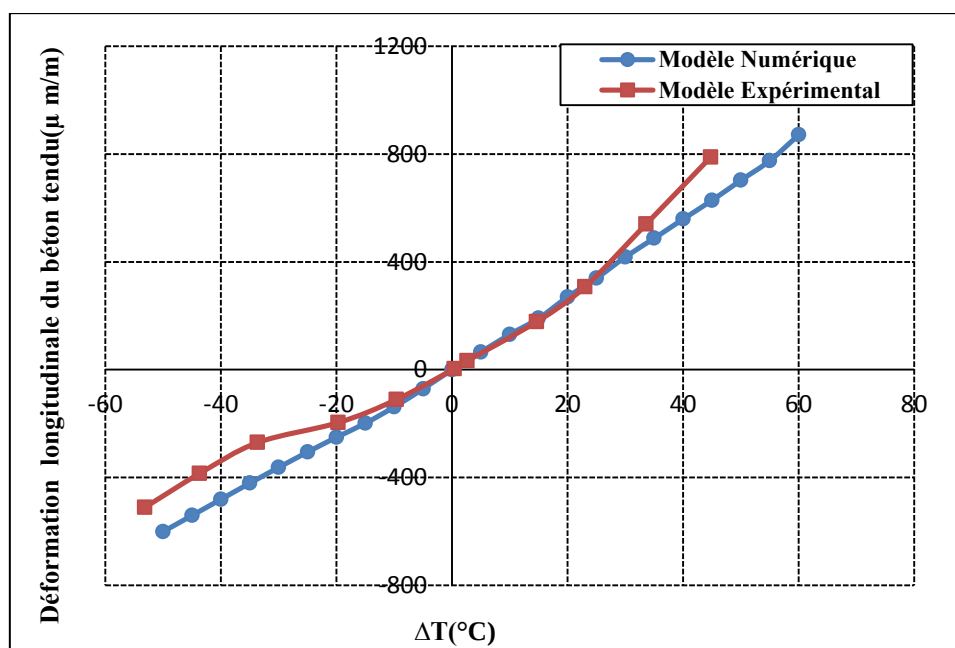


Figure 5.55 : Déformation longitudinale à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charge thermique seule de la dalle SB.195.16.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)

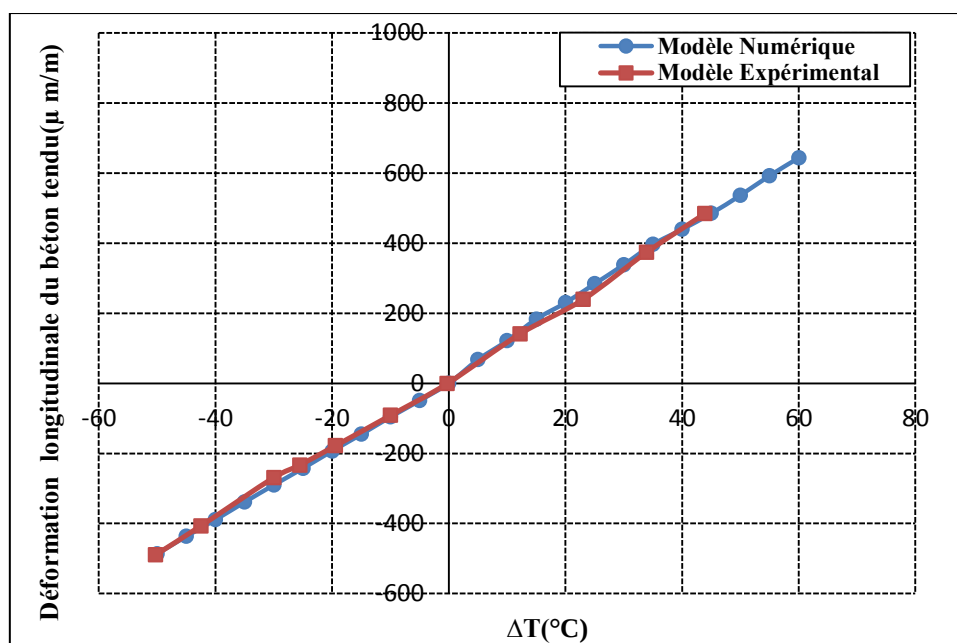


Figure 5.56 : Déformation longitudinale à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charge thermique seule de la dalle SB.200.16.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)

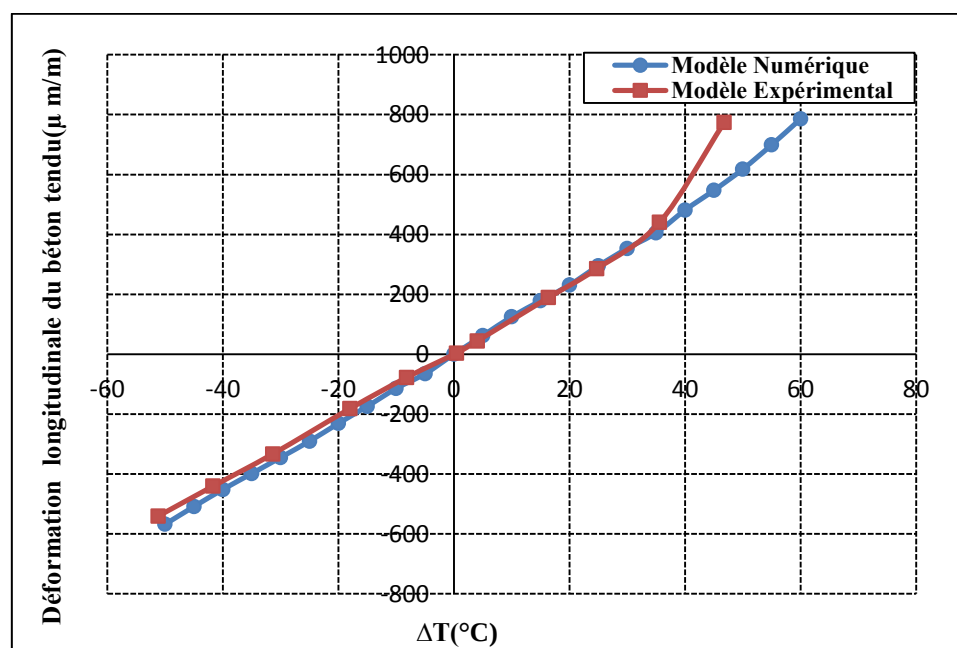


Figure 5.57 : Déformation longitudinale à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charges combinées de la dalle chargée SA.200.16.25– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.6$)

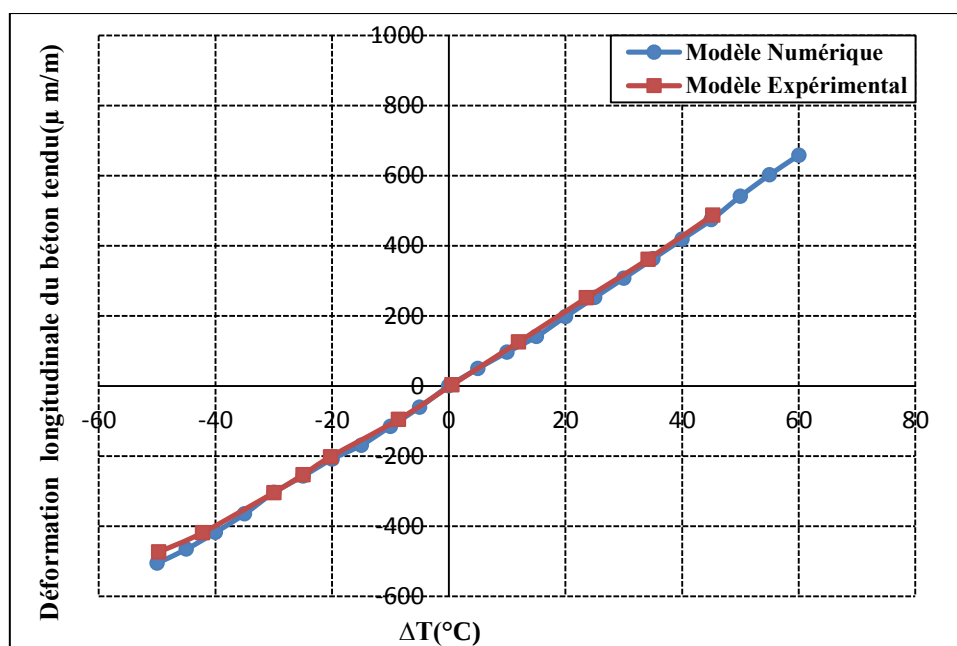


Figure 5.58 : Déformation longitudinale à la surface externe de l'enrobage du béton tendu sous charges combinées de la dalle chargée SA.200.16.30– Comparaison des résultats numériques et expérimentaux ($c/d_b = 1.9$)

5.8 Conclusions

L'étude comparative des résultats théoriques et expérimentaux des dalles en béton armé de barres en PRFV sous charges thermique et charges combinées thermique et mécanique, permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les variations de températures produisant les premières fissures radiales dans le béton à l'interface armature en PRF/béton (ΔT_{cr}), prédites par le modèle analytique, sont en bon accord avec les résultats numériques.
- Les variations de températures ΔT_{sp} produisant la rupture d'enrobage du béton des dalles soumises à une charge thermique, prédites par l'équation de Zaidi sont plus proche des résultats numériques que celles évaluées par le modèle d'Aiello. En général, les résultats numériques sont supérieurs aux résultats analytiques pour les rapports $c/d_b < 2$.
- Pour les contraintes de traction (radiales ou circonférentielles), à l'interface armature en PRF/béton, les résultats prédits par le modèle numérique sont en bon accord avec ceux évalués par le modèle analytique linéaire jusqu'à la valeur de ΔT_{cr} . À partir de cette valeur, le modèle numérique donne des valeurs plus faibles à cause des fissures qui n'ont pas été prises en considération dans le modèle analytique linéaire. Cependant, pour les contraintes de compression, les résultats obtenus des deux modèles sont relativement proches.
- Les déformations thermiques transversales prédites par le modèle numérique, à l'interface *Barre/Béton* sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. Cependant, les résultats analytiques sont plus faibles. Ceci est dû aux fissures développées dans le béton d'enrobage qui n'ont pas été prises en compte dans les hypothèses de calcul du modèle analytique basé sur la théorie d'élasticité linéaire.
- Les déformations thermiques transversales à la surface extérieure de l'enrobage du béton prédites par les modèles numérique, analytique et

expérimental s'accordent mieux pour les basses températures pour les deux types de chargement. Ceci peut être expliqué par le fait que les fissures circonférentielles causées par les contraintes de traction radiales n'atteignent pas la surface extérieure du béton tendu. Par conséquent, son comportement reste élastique. Pour les hautes températures, les résultats numériques s'accordent aux résultats expérimentaux seulement avant le développement de la couronne des fissures. Au-delà duquel les résultats des trois modèles divergent.

- Pour les déformations thermiques longitudinales, à la surface externe de l'enrobage du béton et à l'interface barre/béton, les résultats prédits du modèle numérique sont, dans l'ensemble, en bon accord avec les résultats expérimentaux.

*CONCLUSIONS ET
RECOMMANDATIONS*

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'étudier le comportement thermique des dalles unidirectionnelles en béton armé de barres en matériaux composites de PRF de verre soumises simultanément à une charge mécanique de 20% de la capacité ultime flexionnelle et une température variant entre -30 à 60 °C.

Cette étude permet d'évaluer, numériquement et analytiquement, les contraintes et les déformations thermiques transversales et longitudinales dans les barres en PRF et l'enrobage du béton afin de déterminer la variation de température (ΔT_{cr}) produisant la première fissure dans le béton à l'interface armature en PRF/béton et la variation de température (ΔT_{sp}) produisant la rupture d'enrobage du béton en fonction du rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b).

Pour atteindre nos objectifs, des modèles analytique et numérique sont développés et validés par des résultats expérimentaux trouvés dans la littérature.

Les principales conclusions que l'on peut tirer de cette étude sont comme suit :

Selon le modèle numérique, les premières fissures radiales apparaissent dans le béton, à l'interface armature en PRF/béton, à des variations de températures (ΔT_{cr}) autour de +14 et +30°C pour les hautes températures et entre -32 et -15°C pour les basses températures pour des dalles en béton armé, sous des charges thermiques seules, ayant un rapport d'épaisseur d'enrobage du béton au diamètre de la barre en PRF (c/d_b) variant entre 1,3 et 2,8. Cependant, pour les mêmes dalles sous des charges combinées (thermique et mécanique), les variations de températures ΔT_{cr} varient entre 15 et 32°C pour les hautes températures et entre -35 à -16°C pour les basses températures.

Selon le modèle numérique, les fissures induites par la haute température commencent à se développer sur la surface externe des dalles en béton armé des barres en PRFV sous des charges thermiques seules et des charges combinées (thermique et mécanique) respectivement à des variations de températures (ΔT_{sp}) variant de +30 à 66°C et entre +33 à 68 °C. Cependant, pour les basses températures, les fissures n'atteignent plus la surface extérieure du béton.

Les variations de température (ΔT_{sp}), prédites par le modèle numérique, produisant la rupture complète du béton situant entre les barres en PRFV, sont dans la gamme de

46°C à plus de 60°C pour des dalles sous des charges thermiques seules et de 48°C à plus de 60°C pour des dalles sous des charges combinées (thermique et mécanique).

Selon l'étude paramétrique numérique, l'espacement entre les barres de PRFV n'a aucun effet sur la variation des contraintes thermiques de traction radiale et transversale avant l'apparition des fissures à une variation de température égale -15°C pour les basses températures et à +15°C pour les hautes températures. Cependant, le module d'élasticité transversal (E_t) des barres de PRFV a une influence sur le comportement thermique des dalles en béton armé de barres en PRFV soumises à des charges thermiques seules ou des charges combinées thermique et mécanique.

Les dalles renforcées de barres de PRFV N°16 sont fissurées rapidement avant celles renforcées de barres N°19 pour les deux cas de charges. Ceci est dû au coefficient de dilatation thermique transversale TCTE (α_{ft}) qui est plus élevé pour les barres N°16.

La charge mécanique appliquée (de 20% de la charge ultime F_u) a un effet bénéfique de réduire la pression radiale causée par la variation de température et par conséquent les contraintes de traction qui conduisent à la rupture du béton d'enrobage et le béton situé entre les barres, ce qui améliore la liaison entre les barres et le béton.

Les variations de températures produisant les premières fissures radiales dans le béton à l'interface armature en PRF/béton (ΔT_{cr}), prédites par le modèle analytique, sont en bon accord avec les résultats numériques.

Les variations de températures ΔT_{sp} , produisant la rupture d'enrobage du béton des dalles soumises à des charges thermiques seules, prédites par l'équation de Zaidi sont plus proches aux résultats numériques que celles évaluées par le modèle d'Aiello. En général, les résultats numériques sont supérieurs aux résultats analytiques pour les rapports $c/d_b < 2$.

Pour les contraintes de traction (radiales ou circonférentielles), à l'interface armature en PRF/béton, les résultats prédits par le modèle numérique sont en bon accord avec ceux évalués par le modèle analytique linéaire jusqu'à la valeur de ΔT_{cr} . À partir de cette dernière, le modèle numérique exhibe des valeurs plus faibles à cause des fissures qui n'ont pas été prises en considération dans le modèle analytique linéaire. Cependant, pour les contraintes de compression, les résultats obtenus des deux modèles (analytique et numérique) sont relativement similaires.

Les déformations thermiques transversales prédites par le modèle numérique, à l'interface *Barre/Béton* sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. Cependant, celles évaluées par le modèle analytique sont relativement faibles. Ceci est dû aux fissures développées dans le béton d'enrobage qui n'ont pas été prises en compte dans les hypothèses de calcul du modèle analytique basé sur la théorie d'élasticité linéaire.

Pour les déformations thermiques longitudinales, à la surface externe du béton d'enrobage et à l'interface barre/béton, les résultats prédits du modèle numérique sont généralement en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Les déformations thermiques transversales, à la surface extérieure du béton d'enrobage, prédites par les modèles numérique, analytique et expérimental sont relativement similaires pour les basses températures pour les deux types de chargements à savoir la charge thermique seule et la charge combinée thermique et mécanique. Ceci peut être expliqué par le fait que les fissures circonférentielles causées par les contraintes de traction radiales n'atteignent plus la surface extérieure du béton tendu. Cependant, pour les hautes températures, les résultats numériques s'accordent aux résultats expérimentaux uniquement avant le développement de la couronne des fissures. Au-delà duquel les résultats obtenus à partir des trois modèles sont divergents.

Recommandations

Les résultats obtenus de ce projet de recherche permettent de suggérer, pour des travaux futurs, les recommandations suivantes :

Compléter ce travail en examinant l'effet de la résistance du béton, du coefficient d'expansion thermique transversale, des cycles Gel/Dégel sur des dalles en béton armé de barres de PRFV soumises à des charges combinées thermique et mécanique.

Refaire l'étude expérimentalement et numériquement pour des dalles en béton armé de barres en PRF sous l'effet des charge combinées (thermique et mécanique) tout en utilisant d'autres types de barres de PRF (Aramide, Carbone...) et d'autres types de béton (béton de haute performance, béton de sable dunaire, béton auto-plaçant...).

Bibliographie

Abdalla, H. (May 2006). Concrete cover requirements for FRP reinforced members in hot climates, *Composite Structures*, vol. 73, n° 1, p. 61-69.

Abdessemed, M., Kenai, S., Bali, A. and Kibboua, A. (2011). Dynamic analysis of a bridge repaired by CFRP: experimental and numerical modeling, *construction and building materials*, 25, 1270-1276.

Abdullah, A.R., Farid, H.A.(2003). Numerical Investigation of Hybrid FRP Reinforced Beams, *Conference: Modeling, Simulation and Applied Optimization (ICMSAO), 5th International Conference*.

ACI committee 440.1R-03 (2003). Guide for Design and Construction of Concrete with FRP Bars, *American Concrete Institute*, Detroit, États-Unis, 42 p.

ACI committee 440.2R-02 (2002). Guide for Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI, 41p.

ACI committee 440 (1996) State of the art – report on FRP Reinforcements for concrete structure , ACI 440 R-96 , *American concrete Institute*, Detroit , Michigan

ACI Committee 440 (2006). Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars , *American Concrete Institute*, 440.1R-06, Farmington Hills, MI, 44 pp.

ACI Education Bulletin, E2-00 (2006). Reinforcement for concrete – Materials and applications, *American Concrete Institute*, États-Unis, 16 p.

ADINA (2011). ADINA Primer - Report ARD 11-7 (Rapport technique). ADINA R&D,Inc.

Afifi, M., Mohamed, H., and Benmokrane, B. (2014). Axial Capacity of Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals. *Journal Composite. Construction*, 18(1), 04013017.

Aiello, M.A., Focacci, F., Huang, P.C., and Nanni, A. (Nov. 1999). Cracking of concrete cover in FRP reinforced concrete elements under thermal loads, *Fourth International Symposium on FRP for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS4)*, Baltimore, MD, p. 233-243.

Aiello, M.A., Focacci, F., and Nanni, A. (July-August 2001), Effects of thermal loads on concrete cover of fiber reinforced polymer reinforced elements: Theoretical and experimental analysis, *ACI Materials Journal*, vol. 98, n° 4, p. 332-339.

Alam, M.S.Hussein, A. (2019). Finite element modelling of shear critical glass fibre-reinforced polymer (GFRP) reinforced concrete beams, *International Journal of Modelling and Simulation*.

Ashour A.F., Morley C.T.(1993)., Three-dimensional nonlinear finite element modeling of reinforced concrete structures, *Finite Elements in Analysis and Design*, 1993. 15: 43-55.

Aydin .F (2018). Experimental Investigation of Thermal Expansion and Concrete Strength Effects on FRP Bars Behavior Embedded in Concrete, *Construction and Building Materials* ,163 : 1–8

Bakis, C. E. Bank, L. C. Brown, V.L. Cosenza, E. Davalos, J.F. Lesko, J.J. Machida, A. Rizkalla, S.H. Triantafillou, T.C. (2002). Fiber-Reinforced Polymer Composites for construction—State-of-the-Art Review. *Journal of Nuclear Engineering and design*, volume 6, No. 2, P.73-87.

Bathe, K-J. Ramaswamy, S.(1979). On three dimensional analysis of concrete structures. *Journal of composites for construction*, volume 52 ,P.385-409.

Bathe K-J. Walczak,J. Welch,A. Mistry,N. (1989), Non Linear Analysis of Concrete Structure. *Computer & structures*. Vol32, No.3 et 4, P.563-590.

Bathe, K.-J. (1996). Finite element procedures .Upper Saddle River, N.J.: Prentice-Hall , 1037.

Barbero, E.J.,Lopez-Anido, R., et Davalos, J.F. (1993), On the mechanics of thin-walled laminated composite beams. *Journal of Composite Materials*, 27, (10), pp.826-829

Bellakehal, H .Masmoudi, ,. Zaidi, ,. Mohamed. B et Mohamed. H.(juin 2010). Evaluation des effets combinés de charges thermiques et mécaniques sur le comportement des structures en béton armé de barres en polymères renforcés de fibres (PRF) ,2^{ème} Conférence internationale spécialisée sur le génie des structures ; Manitoba ,9 au 12.

Bellakehal, H., Zaidi, A., Masmoudi, R., and Bouhicha, M. (2013). Combined effect of sustained load and freeze–thaw cycles on one-way concrete slabs reinforced with glass fibre–reinforced polymer. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 40, No. 11, p.1060-1067

Bellakehal, H., Zaidi, A., Masmoudi, R., and Bouhicha, M. (2014). Behavior of FRP Bars-Reinforced Concrete Slabs under Temperature and Sustained Load Effects. *Polymers Journal*, Volume 6, p. 873-889.

Bellakehal, H,. Zaidi, A.,Mouattah, K.,Masmoudi, R.,Bencheriet, M.,Boutaiba, A,. (2018). Theoretical Analysis of Thermal Behavior of Overlapped GFRP Bars Embedded in Reinforced Concrete Beams . *Arabian Journal for Science and Engineering* 43:5255–5263

Benmokrane, B.(2011). Matériaux composites en construction et réhabilitation, Notes de cours, Département génie civil , université de Sherbrooke , Sherbrooke (QC) , canada.

Benmokrane, B. (2015). Matériaux composites de PRF en construction et réhabilitation des structures (cours GCI 717), Université de Sherbrooke, Canada.

Benmokrane, B., Chaallal, O., Masmoudi, R. (1995). Glass fibre reinforced plastic (GFRP) rebars for concrete structures. *Construction and Building Materials*, Volume 9, No. 6, P. 353-364

Benmokrane, B., Rahman, H., (1998). Durability of fiber reinforced polymer (FRP), Composites for Construction. *1st International Conference on Composites for Construction* (CDCC 98), 5-7 août, Sherbrooke, Québec, 692 p.

Benmokrane, B., Zhang, B., Chennouf, A., (2000). Tensile properties and pullout behaviour of AFRP and CFRP rods for grouted anchor applications. *Construction and Building Materials*, volume 14, No. 3; p.157-170.

Berthelot, J.-M. (1992). Matériaux composites : comportement mécanique et analyse des structures, MASSON, Paris, 620 P

Berthelot, J.M. (1996). Matériaux composites- comportement mécanique et analyse des structures, masson, Paris, 620p.

Berthelot, J.M. (2012). Matériaux composites- comportement mécanique et analyse des structures. Edition Tec & doc, Lavoisier, Paris (5^{ème} édition) . ISBN : 978 -2 – 1450-6

Bisby, L.A. et Fitzwilliam, J. (2007). Introduction à l'utilisation des composites de PRF dans la construction. ISIS Canada.

Bodros, E., Pillin, I., Montrelay, N., Baley, C. (2007). Could biopolymers reinforced by randomly scattered flax fibre be used in structural applications? *Composites Science and Technology*, 67(3-4): p. 462-470.

Bradberry, T.E (2001). FRP-Bar-Reinforced Concrete Bridge Decks. Transportation Research Board Proceedings, *80th Annual Meeting*, TRB, Washington, D.C.

Brown, V., Bartholomew, C. (1996). Long-Term Deflections of GFRP Reinforced Concrete Beams. *Proceedings of the First International Conference on Composites in Infrastructure* (ICCI-96).

Canadian Standards Association (CSA). 2002. Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymer. *Canadian Standards Association*, Rexdale, Ontario, Canada, 177 p (code CAN/CSA-S806-02).

Chaallal, O., Houde, J., Benmokrane, B., and Aitcin, P.-C. (1991). Use of a new glass-fiber rod as reinforcement for concrete structures. *ACI Special Publication on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design*, SP128-32, vol. I, p. 515-528.

Chaallal, O. et Benmokrane, B. (1993). Physical and Mechanical Performance of an Innovative Glass-Fibre-Reinforced Plastic Rod. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 20, No. 2, pp. 254-268

Chakib ,k. (2004). Étude Du Comportement Charge - Flèche Et De La Fissuration D'éléments Unidirectionnels En Béton Armé De Barres D'armatures De PRF Soumis à La Flexion.

Chen W.F. (1982). *Plasticity in Reinforced Concrete*. Mc-Graw-Hill .

De Domenico, D., Pisano, A.A. Fuschi, P. (2014). A FE-based limit analysis approach for concrete elements reinforced with FRP bars .*Composite Structures* 107 (2014) 594–603

Dittenber, D.B., Gangarao, H.V.S. (2012). Critical review of recent publications on use of natural composites in infrastructure. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 43(8): p. 1419-1429.

Earij, A., Alfano, G., Cashell, K.A., Zhou, X. (December 2017). Nonlinear Three-Dimensional Finite-Element Modelling of Reinforced-Concrete Beams: Computational Challenges and Experimental Validation. *Engineering Failure Analysis* Volume 82, p 92-115.

Ehsani, M.R, Saadatmanesh, H. Tao, S. (1993). Bond of GFRP Rebars to Ordinary strength Concrete. *International Symposium, Fiber Reinforced-Pastic Reinforcement for Concrete Structures*, Vancouver, Canada, p.33-345

Elbadry, M..Abdalla, H. Ghali, A. (2000). Effects of temperature on the behaviour of fiber reinforced polymer reinforced concrete members: experimental studies. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 27, No. 5, p. 993-1004.

Elbadry, M. Osman, M. (2009). Thermal cracking of concrete slabs reinforced with Fiber-Reinforced Polymer bars. *9th International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures*, FRPRCS-9, Sydney, Australia, p. 1-6.

Escola, M.A., Moina ,C.A., Nino Gomez ,A.C., Ybarra ,G.O. (2005). The Determination of the Degree of Cure in Epoxy Paints by Infrared Spectroscopy. *Polymer Testing*, vol. 24, pp. 572-575.

EL-Zaroug, O., Forth, J., Ye, J., Beeby, A. (2007). Flexural performance of concrete slabs reinforced with GFRP and subjected to different thermal histories. *8th International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS-8)*. University of Patras, Patras, Greece, p. 1-10

Faruk,O. Bledzki ,A.K. Fink ,HP. Sain. M. (2012). Progress in polymer science biocomposites reinforced with natural fibres : 200 -2010, *Progress in polymer science*, vol. 37, No.11, pp . 1552-1596,

Fédération Internationale du Béton, *fib*. (2007). FRP reinforcement in RC structures. Task Group 9.3, Lausanne, Switzerland.

Galati, N. Nanni, A. Focacci, F. Aiello, M.A. (2006). Thermal effects on bond between FRP rebars and concrete. *Composites: Part A*, volume 37, No. 8, p. 1223-1230.

Gangarao,H.V.S.Dougless,N. Pauer,R.Altizer ,D.S.Vijay,P.V.(1995).Thermoset Polymer Performance Under Harsh Enviromments to Evaluate Glass Composite Rebars for Infrastructure Applications ,Spring Convention,ACI,Denver,Colorado,pp 19.

Gay,D. (1997) .Matériaux composites , 4^eedition Hermès , Paris , France , 672p

Gentry, T.R. husain, M. (May 1999). Thermal Compatibility of Concrete and Composite Reinforcements. *Journal of Composites for Construction*, vol. 3, n° 2, p. 82- 86.

Godat,A., , Pierre, L. Kenneth ,W. N. ,Chaallal,O.(February2012), Behavior of RC members strengthened in shear with EB FRP: Assessment of models and FE simulation approaches,*Computers and Structures*,Volumes 92–93, p. 269-282

Hameed,N.Sreekmar ,P. A. Valsaraj , V. S. Thomas , S. (2009). High-Performance composite from Epoxy and Glass Fibres : Morphology , Mechanical , Dynamic Mechanical , and Thermal analysis.Polymer Composites, Volume 30, No.7,p.982-992

Hancox , N.L . MAYER , R.M. (1994) . Design data for reinforced plastics – *A guide for engineers and designers* , Chapman & Hall , London, 326p

Hancox , N.L . (1981).Fibre composite hybrid materials, *Materials Development Division, Atomic Energy Research Establishment* , Harwell , Ox Fordshre , UK , *Applied Science Publishers LTD*, London, 290p.

Ho, M.-p. Wang, H. lee , J.- H . Ho ,C.-K . lau , k.-T.leng , J .Hui , D. (2012) . Crtical factors on manufacturing processes of nauralfibre composites. *Composites: part B*, Volume 43, No.8 , p. 3549 – 3562.

Huang, J. (2011). Finite element modeling (FEM) of GFRP bar reinforced concrete beam: Flexural behavior. volume 255-260. p. 3114 – 3118.

ISIS CANADA, (2007a). Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers. *Design Manual No. 3*, Winnipeg, Manitoba, Canada, 84 p.

ISIS, M-03 (2009). Manuel de calcul des structures en béton armé de barres en PRF, *Manuel de calcul no.3*, 2^e édition. ISIS Canada Corporation, Canada, 137 p.

ISIS. (September 2001). Intelligent sensing for innovative structures, Manuel de calcul N° 3 Document traduit de la version originale en anglais intitulée :*Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers*(FRPs), Design Manual No3.

Jackson, J.G. (August 1941). Concrete Structural Element Reinforced With Glass Fibers, *U.S. Patent 2, 425, 883* , Filed , Patented 19, 1947

Japan Concrete Institute (1997). Non – Metallic (PRF) Reinforcement for Concrete Structures, *Proceedings of the third International Symposium on Non– Metallic (PRF) Reinforcement for Concrete Structures*, Sapporo, Japan

Jun Zhao, Guanghui Li, Zike Wang ,Xiao-Ling Zhao. (1 December 2019). Fatigue behavior of concrete beams reinforced with glass- and carbon-fiber reinforced polymer (GFRP/CFRP) bars after exposure to elevated temperatures, *Composite Structures* Volume 229, 111427

Kamal, A. S. M. (2011). Towards a better understanding of the mechanisms controlling the durability of FRP composites in the concrete.

Karkanias, P.I. Partridge, I.K., Attwood ,D. (1996). Modeling the Cure of a Commercial Epoxy Resin for Applications in Resin Transfer Moulding .*Polymer International*, vol. 41, pp. 183-191.

Khalfallah, S . Ouchenane, M . (2007).A Numerical simulation of bond four pull-out tests: The direct problem.,*Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)* VOL. 8, NO. 5491-505.

Khayat , K.H .(1993) .Technologie avancée de béton , Notes de cours, Sherbrooke, *Département de génie civil*, université de Sherbrooke

Khelifi,F. Zaidi,A. Bouhicha,M, Masmoudi,R. (2014) .Simulation of FRP bars spacing Effect on Thermal Stresses in Reinforced Concrete Beams Under High Temperatures .*3rd International Seminary Innovation and Valorization in civil Engineering and construction materials*,Algeria.

Kobayashi, K., and Fujisaki, T. (1995), Compressive Behavior of FRP Reinforcement in Non-prestressed Concrete Members, *Proceedings of the Second International Symposium on Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-2)*, RILEM proceedings 29, Ghent, Belgium, 267-274.

Kohnehpoooshi,O. Noorzaei,J. Jaafar, M. S. Abdulrazeg, . A. A. ,Raizal Saifulnaz. M. R.(2011).3D numerical models for reinforced concrete components. *Materials Science and Engineering*, volume 17

Ku,H. Wang , H. PattarachaiyaKoop,N.Trada, M. (2011) . A review on the tensile properties of natural fiber reinforced polymer composites. *Composites: part B*, Volume 42, No. 4 ,p. 856-873.

Lee, K.-Y., et al., (2003). *An algorithm for automatic 2D quadrilateral mesh generation with fine constraints*. CAD Computer Aided Design,. 35(12): p. 1055-1068.Reproduced with permission of the copyright owner. Further reproduction prohibited without permission

Le duigou,A., Davies.P., and baley,C., Replacement of glass / unsaturated polyester composites by flax/ PLLA. biocomposites : Is it Justified ?,”

Lund, M.D. and Y.-Z. Yue, (2008). Influences of chemical aging on the surface morphology and crystallization behavior of basaltic glass fibers. *Journal of Non-Crystalline Solids*, 354(12–13): p. 1151-1154.

Mallick, P.K. (2008). “Fiber- Reinforced Composites: Materials, Manufacturing, and Design.” *Third Edition, International Slandered Book Number-13: 978-0-8493-4205-9*.

Mallick, P.K.(1988) Fiber-reinforced Composites , Materials, Manufacturing, and Design.*These de doctorat*, University of Michigan-Dearborn, Dearborn, Michigan, 469 p.

Mallick,P.K., (1988) Fiber – reinforced Composites – Materials, Manufacturing and design , 2nd Edition, *Revised and Expanded* , Marcel Dekker ,INC.,New York, 469p.

Masoud A., Hamzeh H ., Mark F. G.(2014). Numerical Study of FRP Reinforced Concrete Slabs at Elevated Temperature. *Polymers*, No.6, p.408-422.

Masmoudi, R. Zaidi, A. Gérard, P .(2005). Transverse Thermal Expansion of FRP bars Embedded in Concrete. *J. Compos. Constr. ASCE* 9, 377–387

Matthys, S. D.E. Shutter, G. Taerwe, L. (August 1996).Influence of Transverse thermal expansion of FRP reinforcement on the critical concrete cover. *Proceedings of 2nd International Conference, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, ACMBs-II*, Montreal, QC, p. 665-672

McNaught, A.D.W . UPAC, A. (1997). *Compendium of Chemical Terminology*. 2nd ed, ed. C.b.B.S. Publications1997, Oxford.

Meier, U. (1992). Carbon Fiber Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering. Structural Engineering International, *Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, V. 2, No. 1, pp. 7-12;

Mehta,P.K.(1986). Concrete: structure, properties and material. *Prentice-Hall*, Ed., pp 105-169.

Michaluk , C.R. Rizkalla , S. Tadros, G. Benmokrane, B. (1998) .Flexural behavior of one – way concrete slabs reinforced by fiber reinforced plastic reinforcement , *ACI Structural Journal* , Vol.5 No3 ,pp 353 - 364

Mutsuyoshi, H. Zin, T. Sumida, A. (2004). Development of new heat – resisting FRP bars. *Proceeding of Advanced composite materials in bridges and structures, IV ACMBs*,Calgary, Alberta, Canada, p. 1-7.

Nagakura,S. Noguchi,S Kaneda, K. Yamashita,H. Cingoski.V.(2001). Automatic quadrilateral mesh generation for FEM using dynamic hubble system. in Ninth

Biennial Electromagnetic Field Computation (CEFC).Milwaukee, WI: Institute of Electrical and Electronics Engineers Inc.

Narayanan S., Schadler.L.S. (1999). Mechanisms of Kink-band Formation in Graphite/Epoxy Composites : a Micromechanical Experimental Study . *Composite Materials and Technology*, vol. 59, pp. 2201-2213.

Navarro Gregori J., Miguel Sosa P., Fernandez Prada M.A. , Filip C. Filippou.(2007). A 3D numerical model for reinforced and prestressed concrete elements subjected to combined axial, bending, shear and torsion loading, *Engineering Structures*, 2007.29: p. 3404–3419.

Nkurunziza, G. (2004). Performance de barres d'armature en polymères renforcés de fibres (PRF) de verre pour des structures en béton sous les effets combinés de la charge soutenue, de la température et de l'environnement humide et alcalin

Plecnik, J. Ahmad, S. H. (1988). Transfer of Composite Technology to Design and Construction of Bridges. *Final Report to USDOT*, Contract No. DTRS 5683-C000043.

Rahman, H.A. Kingsley, C.Y. Taylor, D.A. (1995). Thermal stress in FRP – reinforced concrete. In *Proceedings, Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, Ottawa, Canada, p. 605-614.

Salih,R. Fangyuan,Z. (Novembre 2019). Numerical Investigation of the Behavior of Reinforced Concrete Beam Reinforced with FRP Bars,.*Civil Engineering Journal* Vol. 5, No. 11.

Robert, M. (2009). Étude de la performance de barres de renforcement interne en PRF soumises a des conditions environnementales extremes. *ph.D.* Université de Sherbrooke.

Saadatmanesh, H.Ehsani,R. (1996) .Fibre composites in Infrastructures , *Proc, of the 1st International Conference on Composites in Infrastructures (ICCI'96)* , Tucson , Arizona, 600p.

Saheb, D.N. Jog, J.P. (1999). Natural fiber polymer composites: A review. *Advances in Polymer Technology*, 18(4): p. 351-363.

Sim, J. Park, C. Moon ,D.Y. (2005). Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures. *Composites Part B: Engineering*, 36(6–7): p. 504-512.

Singha, K.(2012). A Short Review on Basalt Fiber. *International Journal of Textile Science*, 1(4): p. 19-28.

STRONGWELL.(juillet 2013). Présentation du procédé de pultrusion. Disponible sur :<http://www.strongwell.com/about/the-pultrusion-process/>.

Taerwe, L.(1997). FRP Activities in Europe: Survey of Research and Applications.*Proceedings of the Third International Symposium on Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3)*, V. 1, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 59-74;

Tagnit-Hamou, A. (1994). Microstructure et physico-chimie des ciment et des béton ,*Notes de cours* , Sherbrooke , *Département de génie civil* , université de Sherbrooke.

Tobbi, H. Farghaly, A. S. Benmokrane, B. (2012). Concrete Columns Reinforced Longitudinally and Transversally with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars. *ACI Structural Journal*, 109(4), 551-558.

Timoshenko, S.P. Goodier, J.N. (1970). *Theory of elasticity*, 2 Edition. Mc-Graw-Hill, New York, USA, 506p.

Van de Velde, K. Kiekens, P. L. Langenhove, V.(2003). Basalt fibres as reinforcement for composites. in *Proceedings of 10th international conference on composites/nano engineering*, University of New Orleans, New Orleans, LA, USA.

Vogel, H. Svecova, D. (2004). Effect of temperature on concrete cover of FRP prestressed Elements. *Proceeding of Advanced composite materials in bridges and structures*, IVACMBS, Calgary, Alberta, Canada, p. 1-8.

Yamakawa, S. Shimada, K.(2003). Fully-automated hex-dominant mesh generation with directionality control via packing rectangular solid cells. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*.57:2099-129

Zaidi, A. (2006). Comportement thermique d'éléments en béton armé de barres en polymères renforcés de fibres (PRF). *Thèse de doctorat*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 334 p.

Zaidi, A. Masmoudi, R. (2006). Thermal effect on FRP – reinforced concrete slabs. *1st International Structural Specialty Conference*. CSCE. Calgary, Alberta, Canada. ST-036:1-10

Zaidi ,A. Masmoudi,R.(2007). Effect of concrete cover thickness and FRP-bars spacing on the transverse thermal expansion of FRP bars. In: *Eighth international symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for concrete structures*. Patras, Greece: University of Patras, Department of Civil Engineering, pp.1–10.

Zaidi, A. Masmoudi, R . (2008). Effet thermique sur le polymère renforcé de fibres dalles en béton armé , *Journal of civil engineering*. 35 : 312–320.

Zaidi, A. Masmoudi, R. (2012). Numerical Analysis of Thermal Behavior of Concrete Cover Around FRP-Bars in Cold Region *Arab Journal . Sci Eng*37:489–504.

Zaidi, A. Masmoudi, R. Bouhicha, M. (2013). Numerical analysis of thermal stress-deformation in concrete surrounding FRP bars in hot region; *Construction and Building Materials* 38 : 204–213.

Zaidi, A. R. Masmoudi, S. Amara, M. Laidi and S. Saci (November 2013); Numerical Simulation of Thermal Stresses in Prismatic Concrete Beams Reinforced with FRP Bars under Low Temperatures; *Congrès International Matériaux & Stabilité Structurelle*, Rabat, Morocco, 27-30.

Zaidi, A. Mouattah, K. Masmoudi, R. Hamdi, B. (2015). Finite element modeling of fiber reinforced polymer bars embedded in prismatic concrete beams under high temperatures. *Journal of Reinforced Plastics and Composite* 34:315–328.

Zaidi, A. Boussouar, A. Mouattah, K. Masmoudi, R. (2017). Concrete Strength Variation Effect on Numerical Thermal Deformations of FRP Bars-Reinforced Concrete Beams in Hot Regions. *Proceedings of 3rd International Sustainable Buildings Symposium (ISBS 2017)*. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 7. Springer.

Zaidi, A. Moulay, M. Brahim. Mouattah, K. Masmoudi, R. (2017). FRP Properties Effect on Numerical Deformations in FRP Bars- Reinforced Concrete Elements in Hot zone, *Energy Procedia* 139: 798–803

Zaidi, A. Bellakehal, H. Krobba, M. (Janvier 2020). Comportement A La Flexion Des Eléments En Béton Armé De Barres En Prf Selon Les Codes ACI, CSA ET ISIS, Algérie Equipement, N° 62 : 55-66

Contributions Produites

Publication Internationale

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2018). Numerical simulation of one-way concrete slabs reinforced with GFRP bars under service temperatures. *Canadian Journal of Civil Engineering*.

Communications Internationales

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2015). Numerical study of thermal effect on FRP bars- reinforced concrete slabs .13th *Ards structural Engineering conference* .Blida, Algerie.

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2016). Numerical simulation of thermal behavior of concrete slabs reinforced with GFRP bars.3^{ème} *Congrès Internationale Sur La Technologie Et La Durabilité Du Béton* .Alger.

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2017). Numerical simulation of thermal and mechanical loads effects on the behavior of one- way concrete slabs reinforced with GFRP bars. *FIFTH International Conference On Durability Of FRP Composites For Construction And Rehabilitation Of Structures* .Sherbrook, Quebec ,Canada.

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2020). Numerical analysis of transverse thermal expansion of one-way concrete slabs reinforced with GFRP bars. 3^{ème} *Congrès Algerien De Mécanique* .Ghardaia, Algerie.

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2021). 3D simulation of FRP – reinforced concrete slabs subjected to thermal and mechanical loads. Second *International Conference On Civil Engineering*. Laghouat, Algerie.

Communications Nationales

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2019).Thermal effect on GFRP reinforced concrete slabs,2^{ème} *Journée sur les structures et le développement durable* ,Tissemsilt, Algerie.

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2021). Non-linear Finite element modeling of glass fiber reinforced concrete slabs.1st *National Conference on Civil Engineering and Environment* ,Médea, Algerie.

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A and Masmoudi, R.(2021).Analytical investigation of FRP bars –reinforced concrete under thermal and mechanical loads,1^{er} Séminaire National sur les Eco-Matériaux et conception des Eco-structures ,Oran, Algerie.

Journées Doctorales

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A.(2015).Contribution à la modélisation des dalles en béton armé de barres en PRF sous charges thermique et mécanique, Deuxième Journée Doctorale de la Faculté, Laghouat, Algerie.

Lardjane, S., Bellakehal, H., Zaidi, A.(2016).Numerical study of thermal effect on FRP bars- reinforced concrete slabs, Troisième Journée Doctorale de la Faculté, Laghouat, Algerie.

Lardjane, S.(2017).Effects of Thermal and mécanique loads on the behavior of one-way concrete slabs reinforced with GFRP bars ,Quatrième Journée Doctorale de la Faculté, Laghouat, Algerie.

Lardjane, S.(2018).Thermal and mechanical load effeect on numerical longitudinal strains of FRP bars –reinforced cocrete slabs , Première Journée Doctorale, Laghouat, Algerie.

Lardjane, S.(2019). Finite element Analysis of thermal deformations in concrete slabs reinforced with GFRP bars, Deuxième Journée Doctorale, Laghouat, Algerie.

.

Annexes

Étapes du Modélisation d'une dalle S.195.16.25 par ADINA (2D)

Définition des données du modèle

Choisir Control→Heading, ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure A.1). Écrire un titre du problème « L'effet de la température sur la dalle renforcé par des barres en PRFV S.195.16.25 » puis, cliquer sur “OK”.

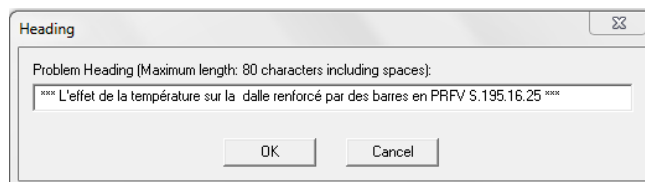


Figure A.1

Choisir Control→ Degrees of Freedom (Figure A.2), libéré X-Translation, X-Rotation, Y-Rotation and Z-Rotation boutons puis cliquer sur “OK”.

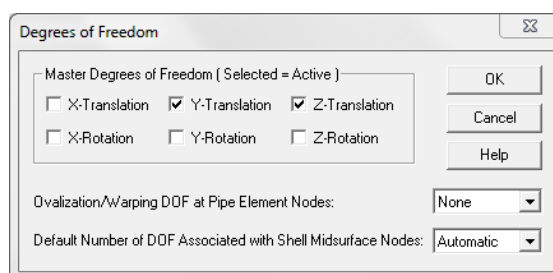


Figure A.2

Définition de géométrie : La dalle en 2D est symétrique par rapport à l'axe ZZ.



On clique sur l'icone (define points), ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure A.3), on ajoute les valeurs des points dans les colonnes X₂ et X₃, on laisse la colonne X₁ vide, puis on clique sur “Apply” puis “OK”.

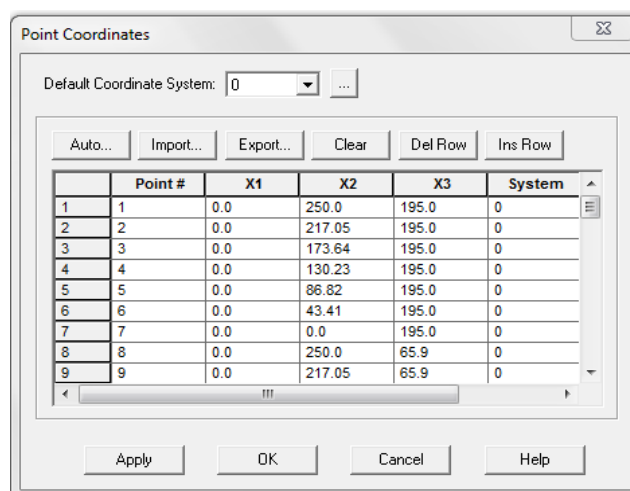


Figure A.3

Pour ajouter les points intermédiaires dans les cercles. Cliquer sur l'icone  (Coordinate Systems), ADINA affiche la fenêtre suivante (figure A.4), cliquer sur "Add", choisir le type "Cylindrical" puis définir les coordonnées de point de l'origine de la première coordonnée est le point 16(0 ; 217.05 ; 32.95), cliquer sur "Save". Dans notre cas nous avons trois cercles. Donc, ajouter la deuxième et la troisième coordonnées cylindriques, les coordonnées de point de l'origine sont les points 18(0,130.23, 32.95) , 20(0 , 43.41 , 32.95) ;respectivement. Pour fermer la fenêtre, cliquer sur "OK".

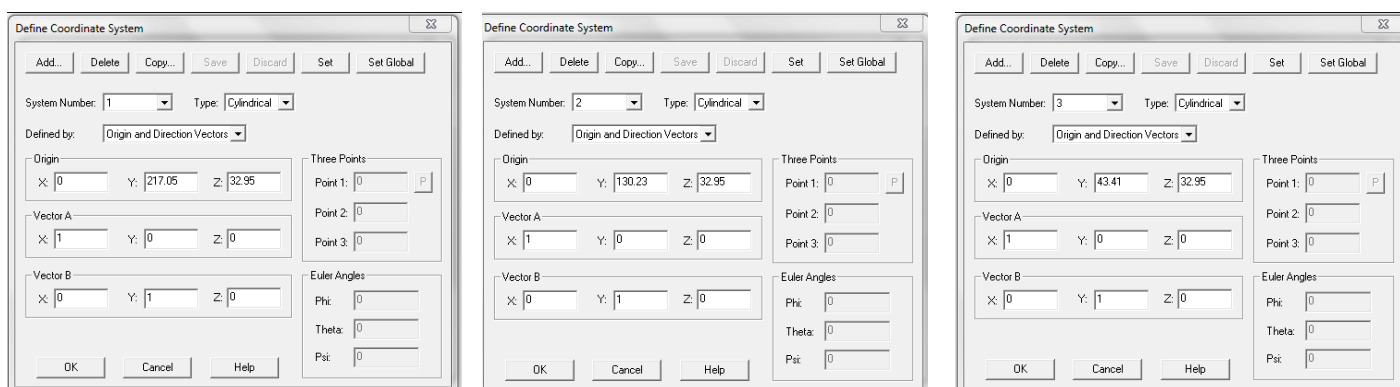


Figure A.4

Cliquer sur l'icone  (Define Lines), ajouter la ligne 1 choisie le type "Arc", définir le point de début 31 et le point de fin de l'arc 30 et le centre de l'arc 16 .

Pour la ligne 25 choisie le type "Straight", définir le point de début 28 et le point de fin 27. Continuer toutes les lignes de même manière. (figure A.5),

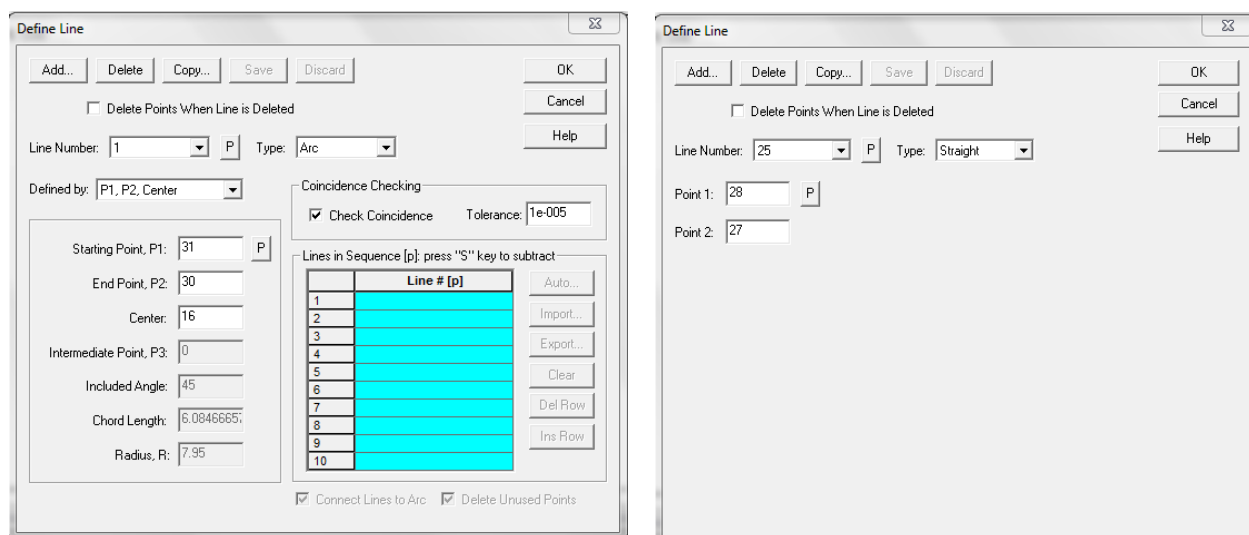


Figure A.5

Cliquer sur l'icone  (Define surface), ADINA affiche la fenêtre (Figure A.6) .Cliquer sur "Add", choisir le type "Patch"

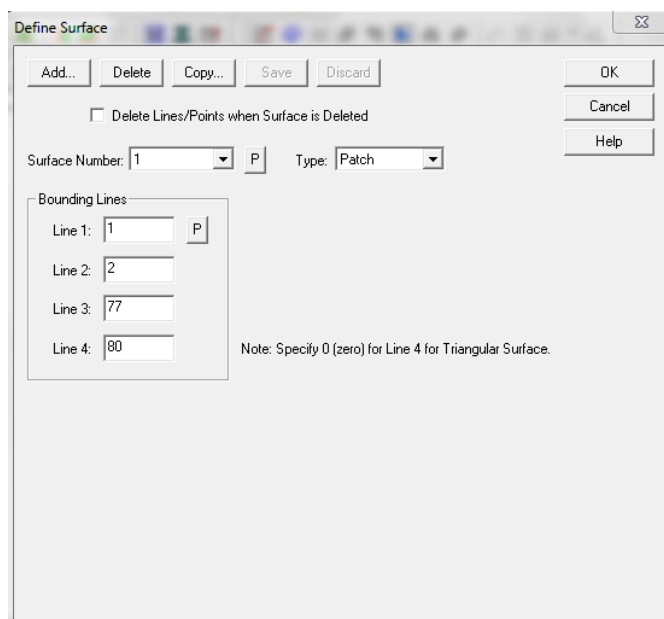


Figure A.6

Pour afficher la géométrie des points, des lignes et des surfaces. Cliquez de l'étiquette point icone , de l'étiquette ligne icone  et de l'étiquette surface icone . Le graphique Windows présenté tous les points, les lignes et les surfaces, comme montré la figure A.7

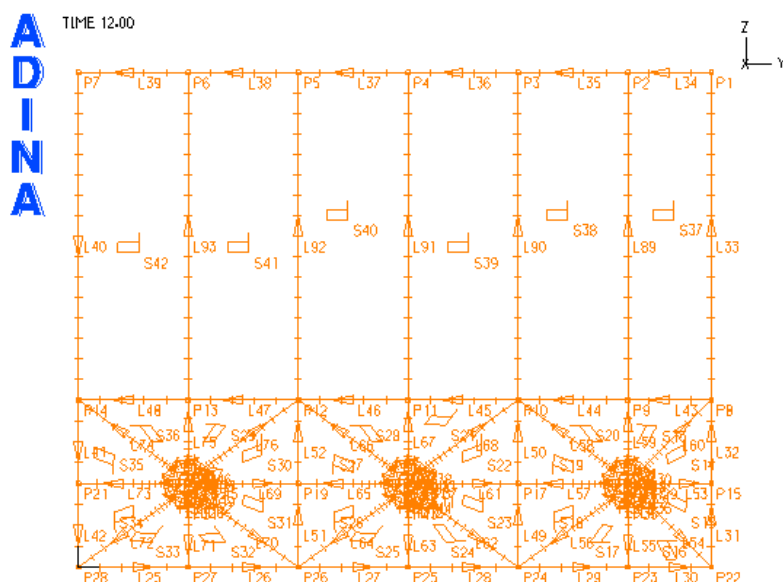


Figure A.7

Définition et application des conditions aux limites

Cliquer sur l'icône  (Apply fixity), ADINA affiche la fenêtre (Figure A.8), choisir «Lines» pour «Apply to».

Pour définir le type d'appuis cliquer sur «Define» ADINA affiche la fenêtre (Figure A.11), ajouter un type d'appuis. Cliquer sur «Add», ajouter le nom YT et cocher sur Y-translation, cliquer sur «Save», de même manière ajouter ZT ; cocher sur Z-translation. Pour fermer, cliquer sur «OK».

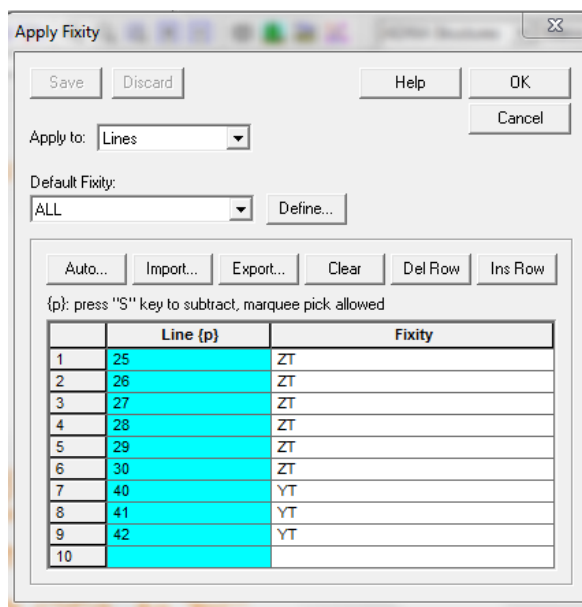


Figure A.10.

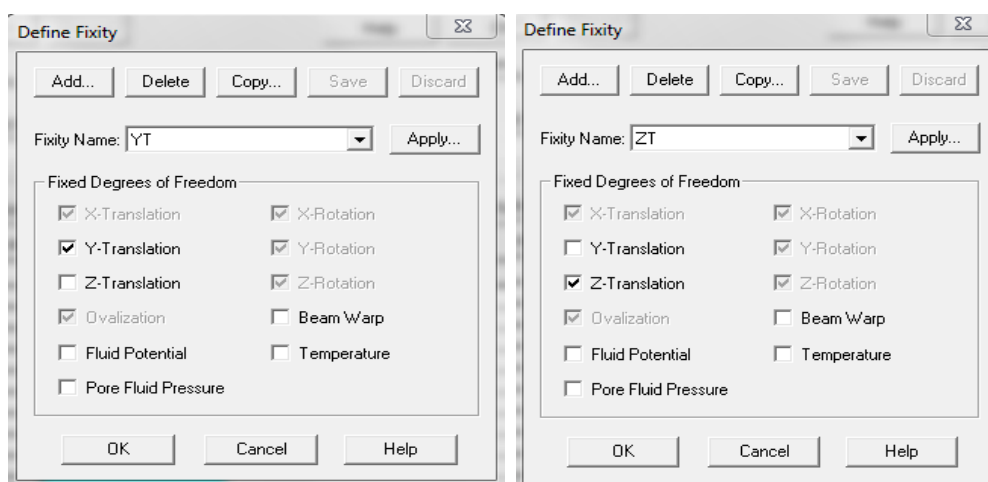


Figure A.11

Définition et application des charges

Choisir Controle → Time function, ADINA affiche la fenêtre (Figure A.12), modifier les valeurs dans le tableau suivant (pour haute température):

Time	Value

0	0
12	1

	Time	Value
1	0.0	0
2	12	1.0
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		

Figure A.12

Cliquer sur “Save“, pour fermé la fenêtre clique sur “OK“.

Choisir Controle → Time Step, ADINA affiche la fenêtre (Figure A.13), écrire le nombre de répétition 12 dans la première ligne, cliquer sur “OK“.

	Number of Steps	Constant Magnitude
1	12	1.0
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		

Figure A.13

Cliquer sur l’icone  (Apply Load), choisir le type de la charge “Température”, cliquer sur Define, ADINA affiche la fenêtre (Figure A.15), cliquer sur “Add” définir le “Magnitude” 60, cliquer “Save” puis “OK”. Remplir le tableau de (Figure A.14), entrer les surfaces de 1 jusqu’à 12 dans la première colonne et cliquer sur “Apply” puis “OK” pour fermie la fenêtre.

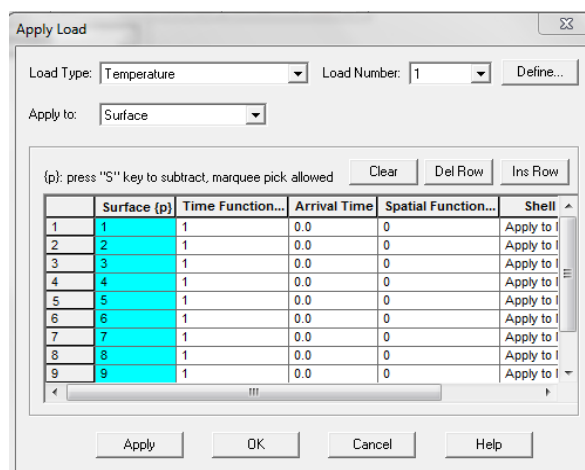


Figure A.14

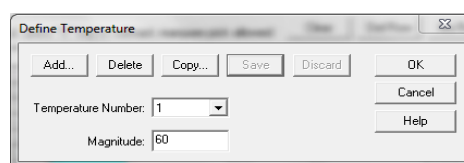


Figure A.15

Cliquer sur l'étiquette appuis icône  et l'étiquette charge icône  le graphique Windows présenté l'image suivante.

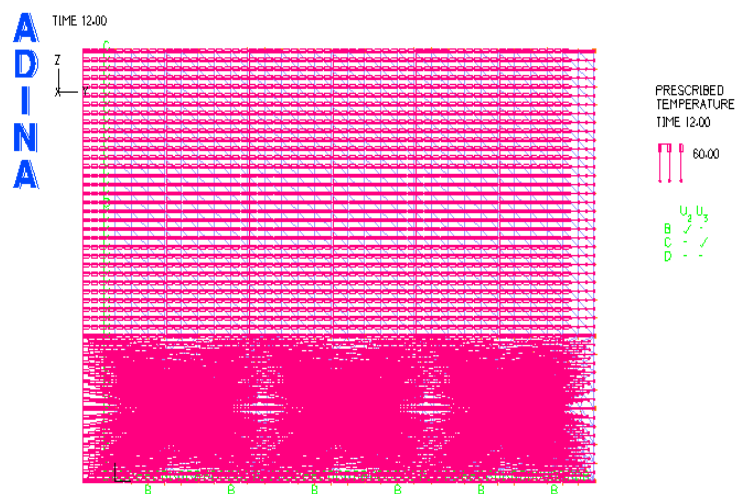


Figure A.16

Définition des matériaux

Cliquer sur l'icône  (Manage Materials), ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure A.17), pour le matériau PRF choisir Elastic→Isotropic .

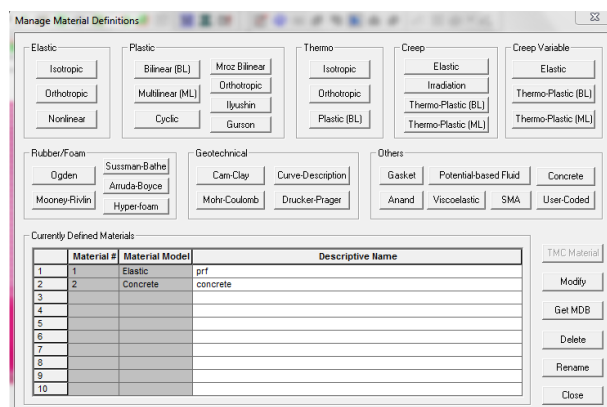


Figure A.17

Le matériau PRFV Isorod est considéré comme le comportement d'un matériau élastique linéaire, les propriétés de PRF est déjà donnée dans le (Tableau 3.2)

Définir les propriétés de PRF(Figure A.18) et cliquer "Save" puis "OK".

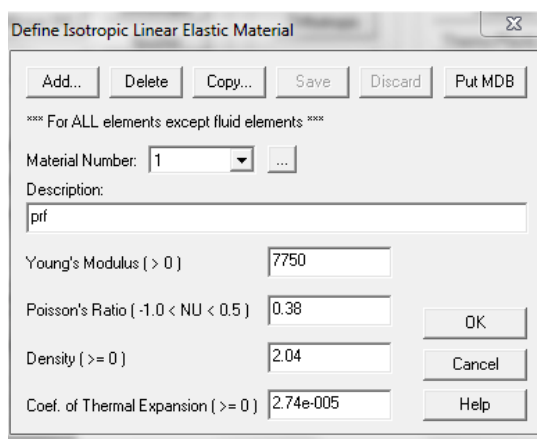


Figure A.18

Pour le béton choisir dans others →concrete, ADINA affiche la fenêtre (Figure A.19), et définir les propriétés du béton déjà donnée dans le (tableau 3.3)

Le béton est considéré comme un matériau de comportement non linéaire. La Figure A.20 montre l'allure de la courbe des contraintes-déformations du béton utilisée dans le programme ADINA.

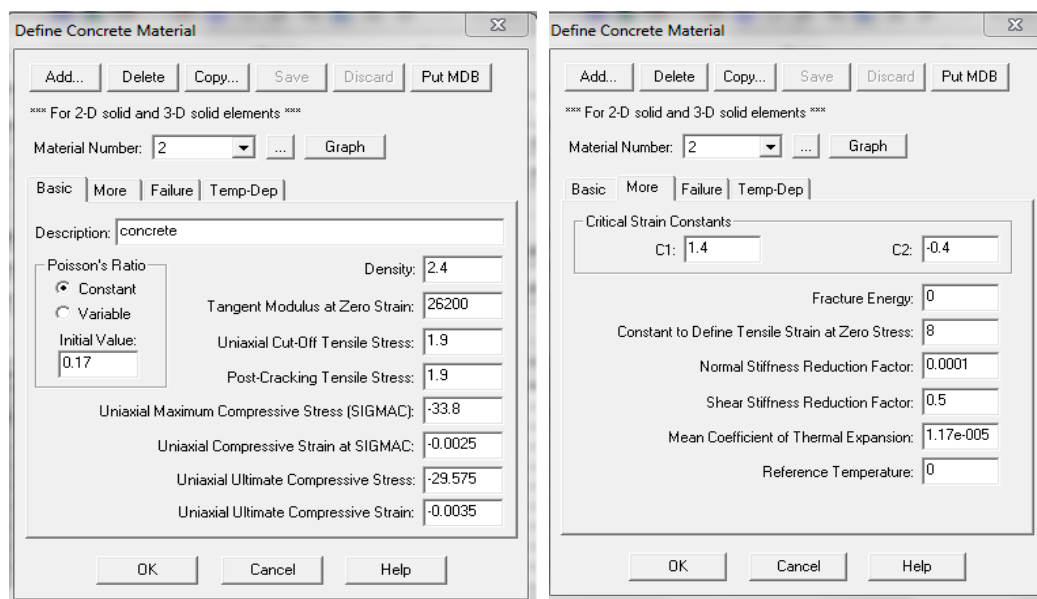


Figure A.19

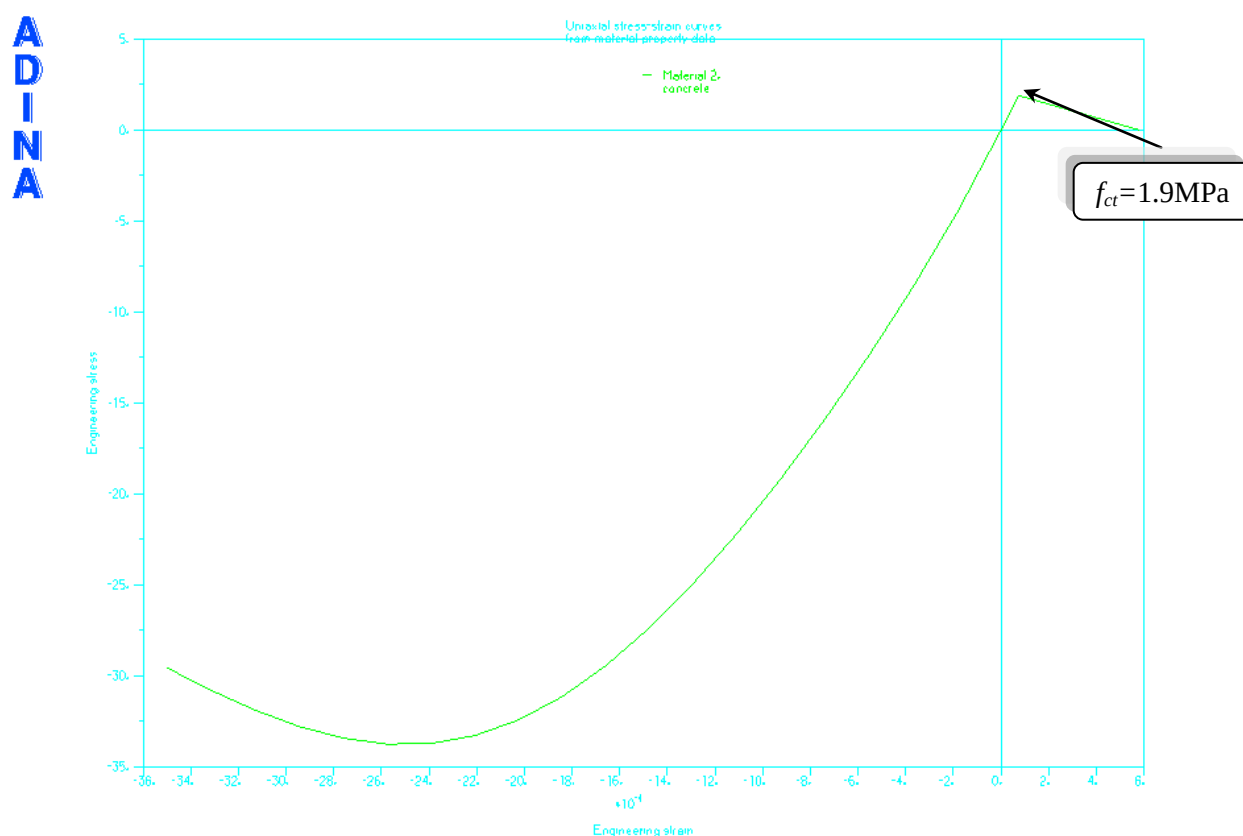


Figure A.20

Définition des surfaces de contact

Cliquer sur l'icône , ADINA affiche la fenêtre (Figure A.21), cliquer sur “Add” et choisir le type “2D Contact”, cliquer sur “Save” puis “OK”.

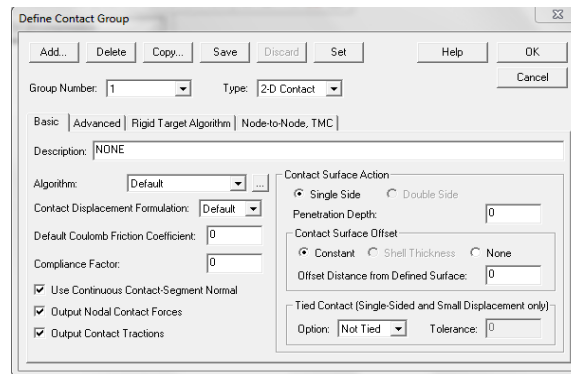


Figure A.21

Cliquer sur l'icone  puis l'icone , ADINA affiche la fenêtre (Figure A.22), cliquer sur “Add” contact surface Number 1 ; entrer les lignes 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8 dans la première colonne de tableau. Cliquer sur “from table Input”, choisir pour l'orientation “Follow Geometry”, cliquer sur Save. Cliquer sur “Add” pour ajouter la 2^e et 3^e surface de même manière.

Ajouter la 4^e surface, entrer les lignes 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2 et 1 dans la première colonne de tableau cliquer sur “from table Input”, choisir pour l'orientation “opposite to Geometry” cliquer “Save”, ajouter la 5^e et 6^e surface de même manière. Cliquer sur “OK”.

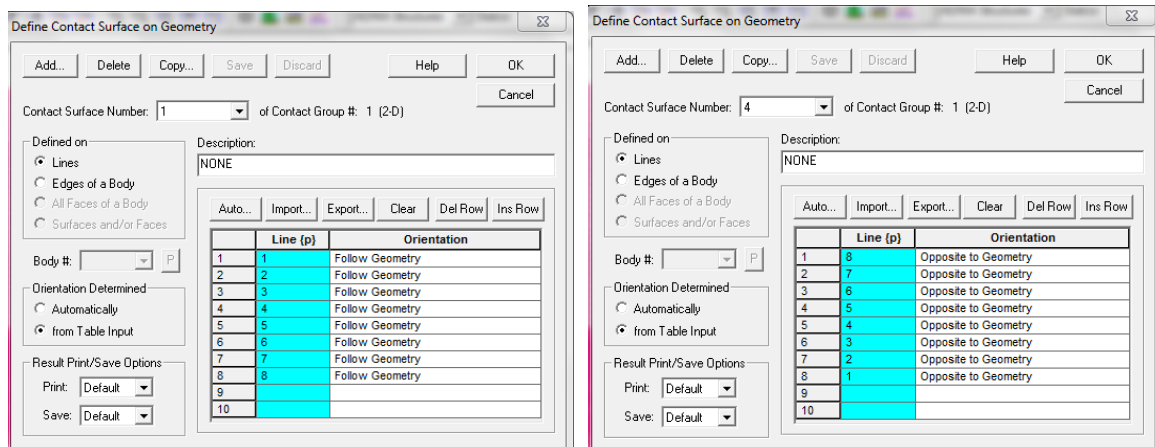


Figure A.22

Cliquer sur l'icone , ADINA affiche la fenêtre (Figure A.23), cliquer sur “Add”

Contact pair Number 1, puis choisir 4 pour “Target Surface” et 1 pour “Contactor Surface”, cliquer sur “Save”. Cliquer sur Add et ajouter de même manière contact pair number 2 et 3.

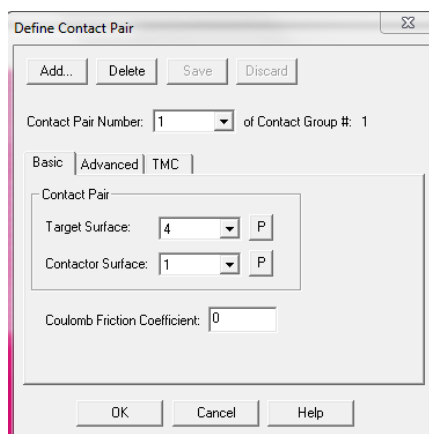


Figure A.23

Définition des éléments et le Maillage

Cliquer sur l'icône , ADINA affiche la fenêtre (Figure A.24), cliquer sur “Add” et choisir le type→2D Solid, choisir aussi pour Element Sub-Type→Plane Stress et pour Default Material 1, puis “Save”, cliquer sur “Add” pour ajouter le deuxième matériau de même manière et cliquer sur “OK”.

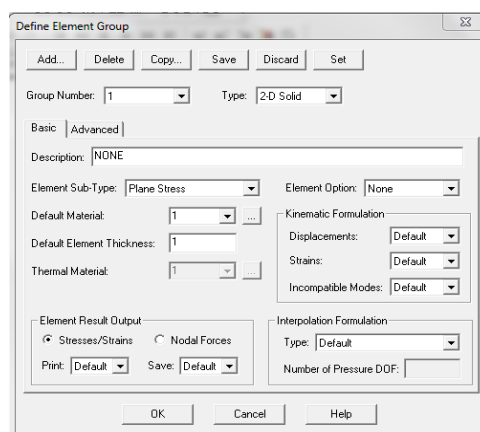


Figure A.24

Choisir Meshing→Mesh Density→ Complete Model, ADINA affiche la fenêtre (Figure A.25), assurer que le “Use End-Point Sizes” choisir pour “Subdivision Mode” puis cliquer sur “OK”.

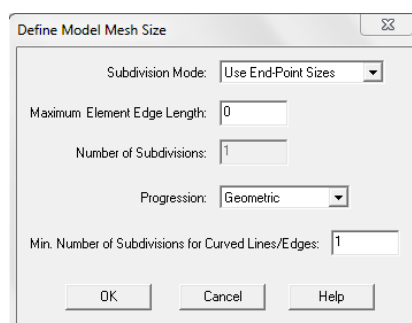


Figure A.25

Choisir Meshing→Mesh Density→ Point Size, ADINA affiche la fenêtre (Figures A.26) choisir pour “Points Defined from”:All Geometry Points et pour Maximum choisie 8

, cliquer sur “Apply”, modifier les valeurs dans le tableau (pour les points dans les lignes de contacts) “Mesh Size”=1,5, puis cliquer sur “Apply” “OK” (Figures A.27).

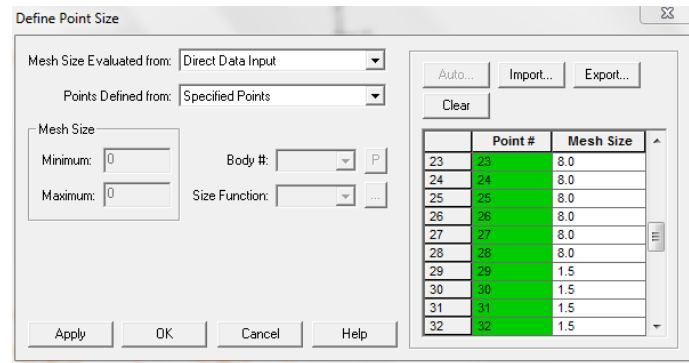


Figure A.26

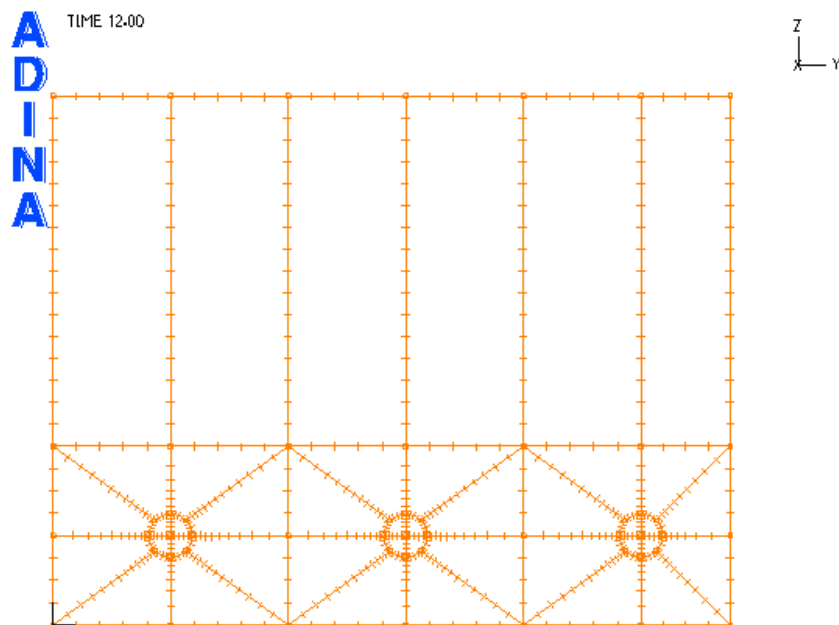


Figure A.27

Cliquer sur l’icone  (Mesh Surfaces), ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure A.28), choisir l’élément 2 (béton) et dans le tableau écrire les surfaces (1 jusqu’à 12), et « Nodes per Element : 6 » et clique Apply. Choisir aussi l’élément 1(PRF) et les surface de 13 jusqu’à 42, et « Nodes per Element : 6 »et clique Apply.(Figure A.29)

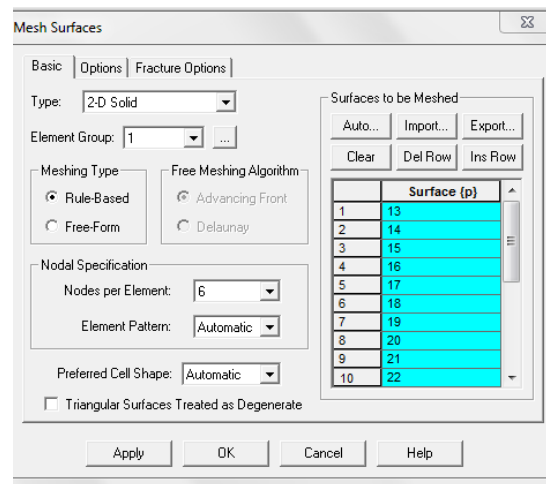


Figure A.28

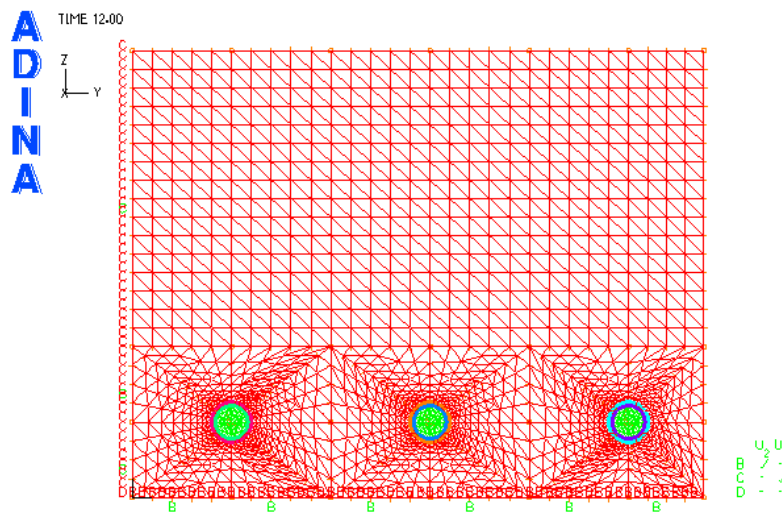


Figure A.29

Le calcul

Cliquer sur l'icone  (Save) pour sauvegarder le travail, vérifier si le Type : ADINA-IN Database Files (*.idb), écrire le Nom du fichier « S.195.16.25 » puis cliquer

Enregistrer. Cliquer sur l'icone  (Data File/Solution) pour faire le calcul vérifier si le Type : ADINA-IN Database Files (*.dat), choisir le Nom du fichier : « S.195.16.25 », cliquer sur Enregistrer. ADINA affiche la fenêtre suivante et faire le calcul, quand il est terminé affiche le message que le travail est terminé, puis fermer les fenêtres de graphique. (Figure A.30)

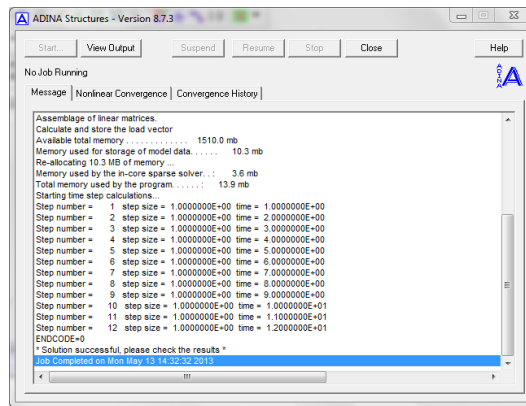


Figure A.30

Choisir “Post-Processing”, au gauche, ADINA affiche (you can discard all changes), cliquer sur “oui”. (Figure A.31)

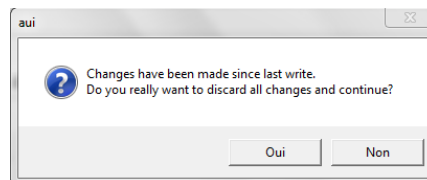


Figure A.31

Cliquer sur l’icone  (open), choisir le Type « ADINA/-T/-F Porthole Files » (*.Por*), Nom du fichier : S.195.16.25, le graphique Windows présent l’image suivante (Figure A.32).

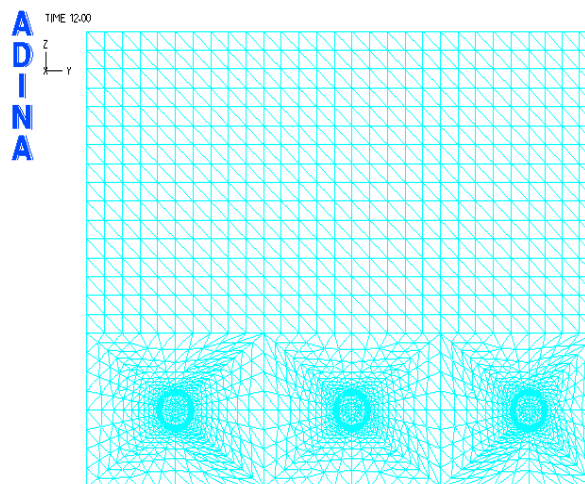


Figure A.32

Les variations de températures :

Cliquer sur l’icone , ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure A.33), choisir pour « Vector Quantity » Open cracks puis cliquer sur “OK”. Utiliser les icones  pour partir à la prochaine solution, et  pour retour à la précédente solution.

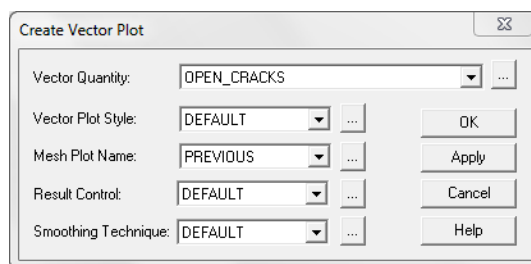


Figure A.33

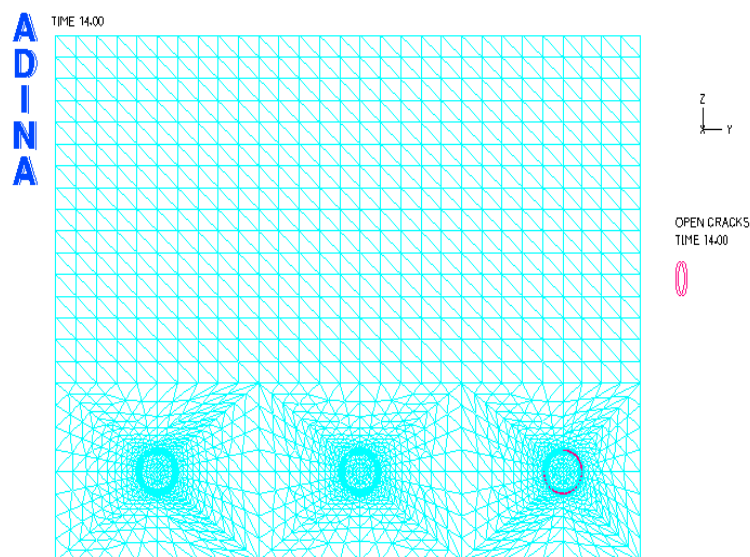


Figure A.34 : Formation des premières fissures radiales dans le béton à l'interface barre/béton pour la dalle SB.195.16.25 ayant $c/d_b = 1.6$; sous charges thermiques à $\Delta T_{cr} = 14^\circ\text{C}$

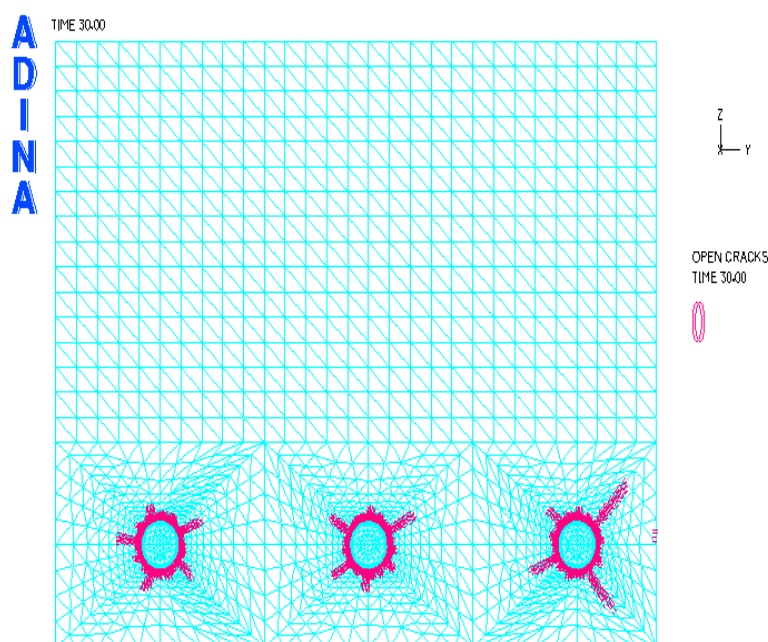


Figure A.35 : Formation des couronnes de fissures approfondie à une variation de température $\Delta T_{sp} = 30^\circ\text{C}$ (time 6) de la dalle SB.195.16.25 ayant $c/d_b = 1,6$ sous charge thermique seule.

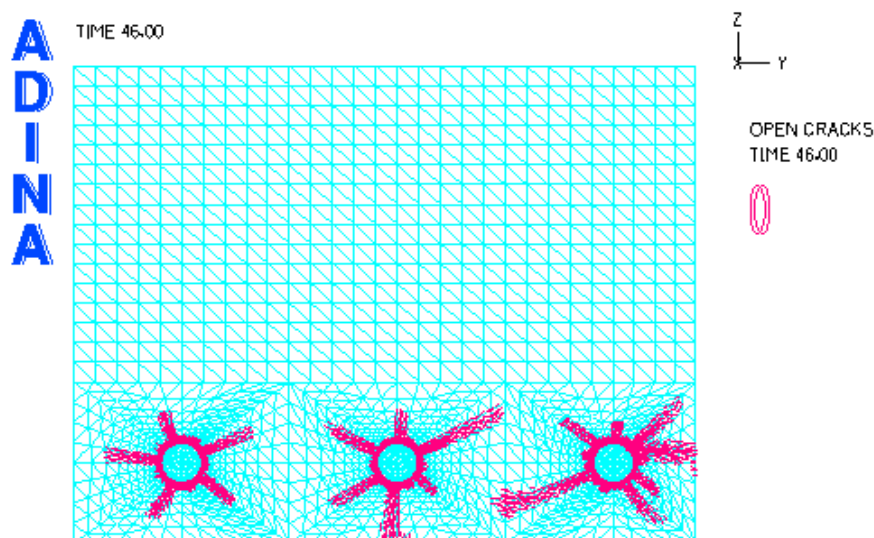


Figure A.36 : Evolution des fissures dans le béton situé entre les barres de la dalle SB.195.16.25 ayant $e/d_b = 4.46$ sous charges thermiques $\Delta T_{sp} = +46^\circ\text{C}$

Les contraintes et déformations :

Choisir Post-processing , Cliquer sur List , puis value list : Zone (Figure A.37)
Choisir stress pour calculer les contraintes et strain pour calculer les deformations.

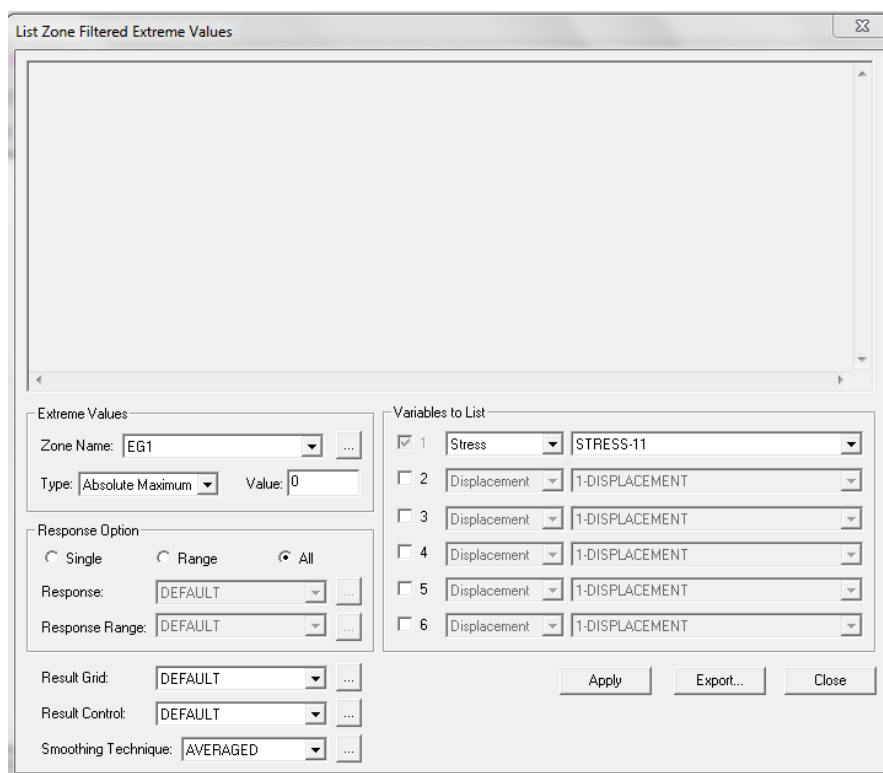


Figure A.37

Étapes du Modélisation d'une dalle S.195.16.25 par ADINA (3D)

Définition des données du modèle

Choisir Control→Heading, ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure B.1). Écrire un titre du problème « L'effet de la température sur la dalle renforcé par des barres en PRFV S.195.16.25 » puis, cliquer sur “OK”.

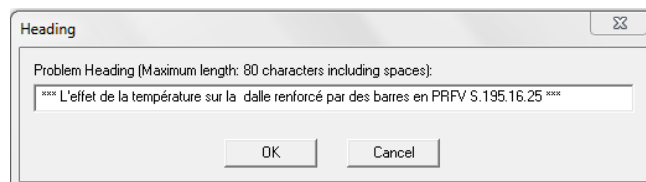


Figure B.1

Choisir Control→Degrees of Freedom (Figure B.2), le nombre de degré de liberté à considérer est égal à 3, donc les déplacements suivants les trois axes OX, OY et OZ sont considérés:

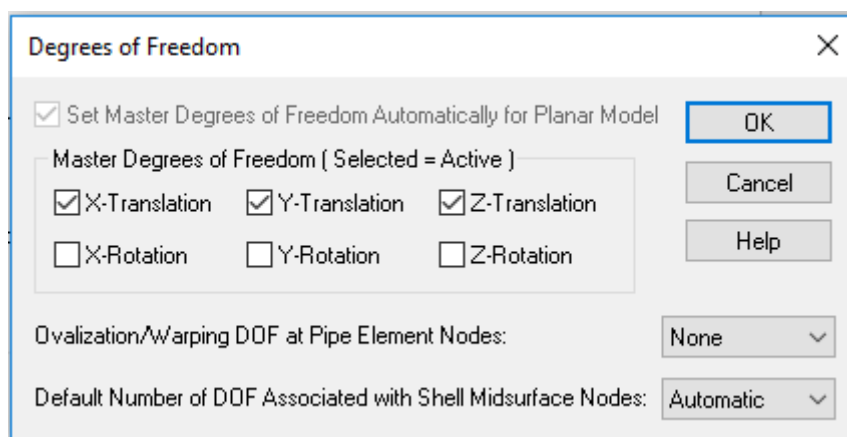


Figure B.2

La dalle en 3D est symétrie par rapport aux plans (z, x) et (z, y) .Donc, la modélisation se faite sur le quart de la dalle.

Définition de géométrie :

Choisir un élément « Block » pour le béton et « Cylinder » pour les barres en PRFV.

Le béton : On clique sur l'icône Define bodies , ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure B.3), Cliquer sur Type : Block ajoute les valeurs de Center position et Dimension Vector :

Center position : X :625 Y :125 Z :97.5

Dimension Vector : X :1250 Y :250 Z :195 Puis , save et OK.

Les barres : Add Type 'Cylinder'

Définir la première barre : on clique sur Center and Length :

Radius : 7.95

Length : 1250 Center of position: X : 625 Y :32.95 Z :32.95

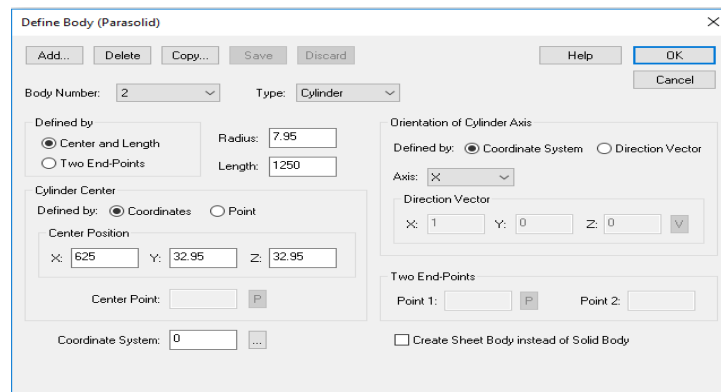


Figure B.3

Deuxième barre : Add → type :Transformed , Parent body :2

Cliquer sur l'icône à droite de Transformation label

Transformation Label: 1

→ ... Add coordinate system : X :0 Y : 87.87 Z:0

ADINA affiche les fenêtres suivantes (FigureB.4 et B.5)

Même étape pour la troisième barre (Parent body : 3)

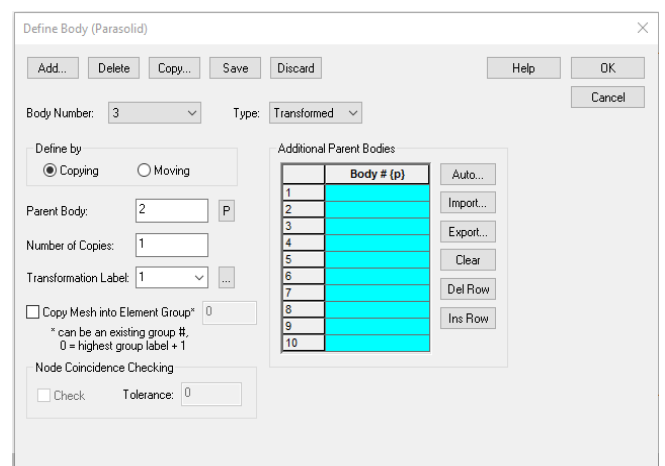
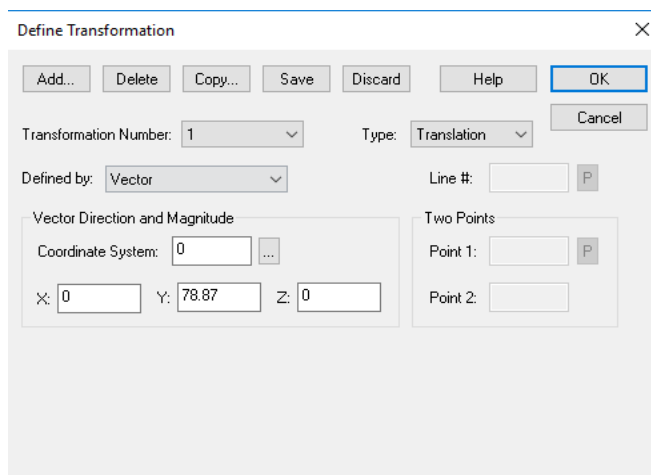


Figure B.4

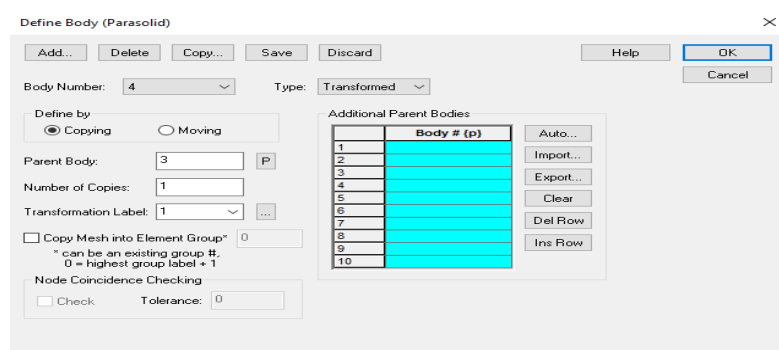


Figure B.5

En utilisant l'opération → Boolean Body Operations . → Operator type « Subtract » offerte par ADINA (Figure B.6) Les barres en PRFV sont placées à l'intérieur du bloc de béton.

Cliquer sur “Target body” et choisir:1, puis crocher sur :

Keep the Subtracting bodies et Keep the imprinted Edges Created by the Subtraction

On ajoute les valeurs 2,3 et 4 (les barres) dans la colonne de ‘Bodies to be subtracted from Target body (p)’, puis ok

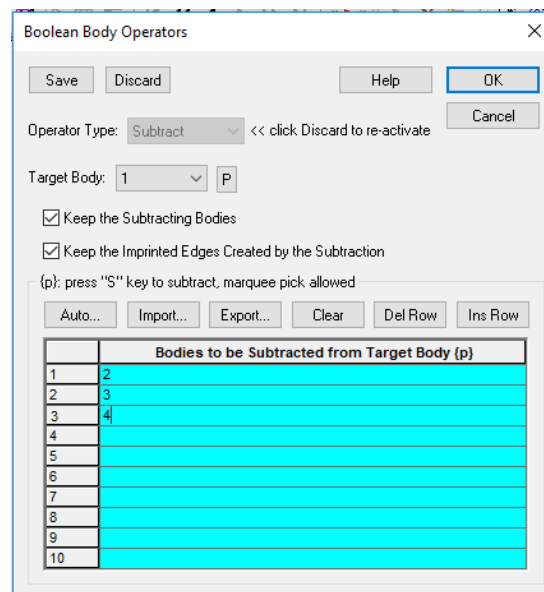


Figure B.6

Le graphique Windows présenté le béton (body 1) et les barres (bodies 2,3 et 4), comme montré la figure B.7

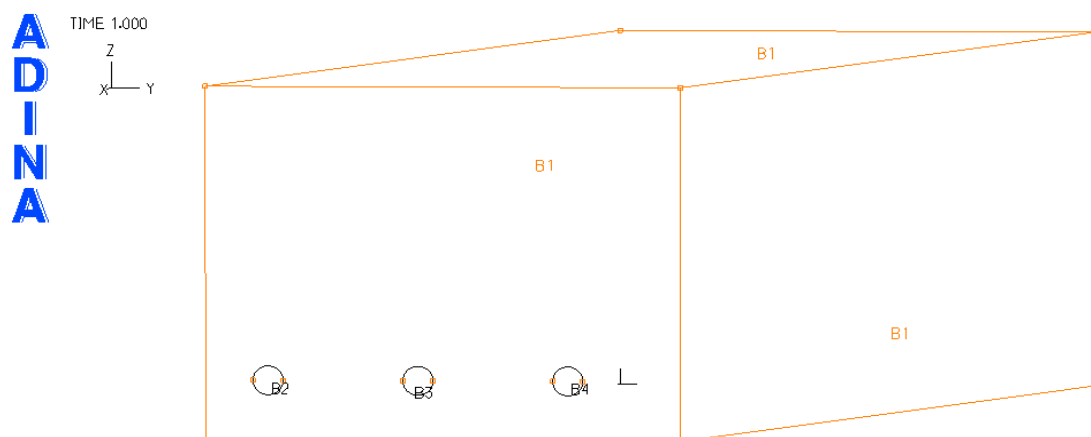


Figure B.7

Définition et application des conditions aux limites

Cliquer sur l'icône  (Apply fixity), ADINA affiche la fenêtre (Figure B.8), choisir «Face/Surface» pour «Apply to».

Pour définir le type d'appuis cliquer sur «Define» ADINA affiche la fenêtre (Figure B.9), ajouter un type d'appuis. Cliquer sur «Add», ajouter le nom YT et cocher sur Y - translation, cliquer sur «Save», de même manière ajouter XT ; cocher sur Z et X - translation. Pour fermer, cliquer sur «OK».

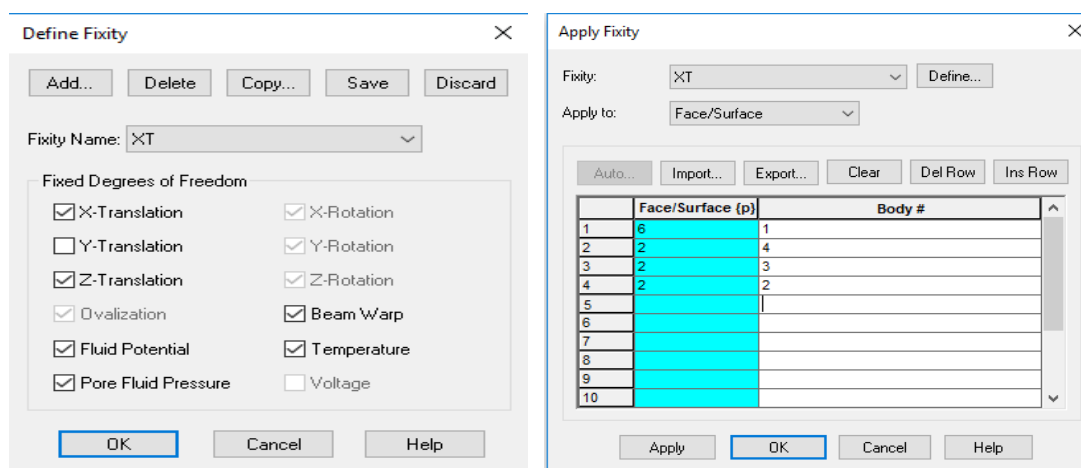


Figure B.8

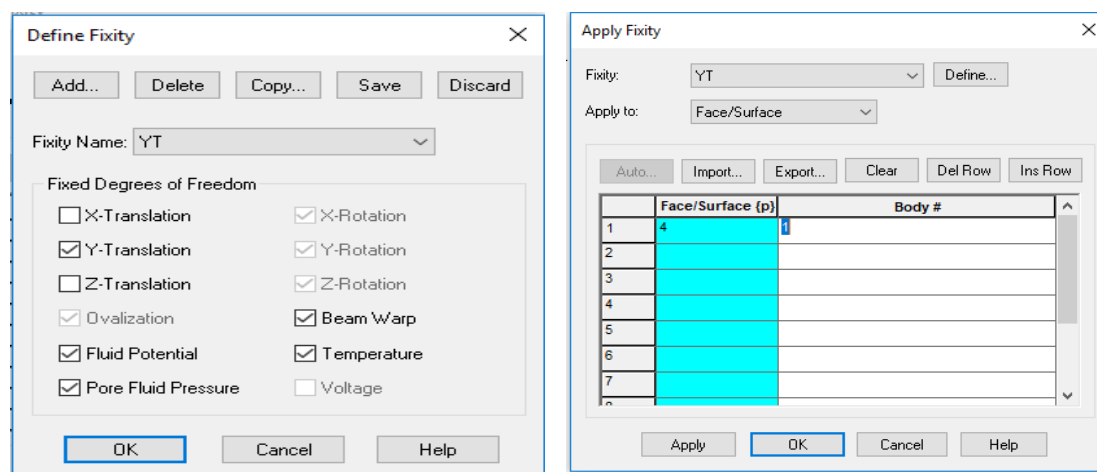


Figure B.9

Définition et application des charges

a/ La charge thermique :

Choisir Controle → Time function 1, ADINA affiche la fenêtre (Figure B.10), modifier les valeurs dans le tableau suivant (pour haute température):

Time	Value
0	0
12	1

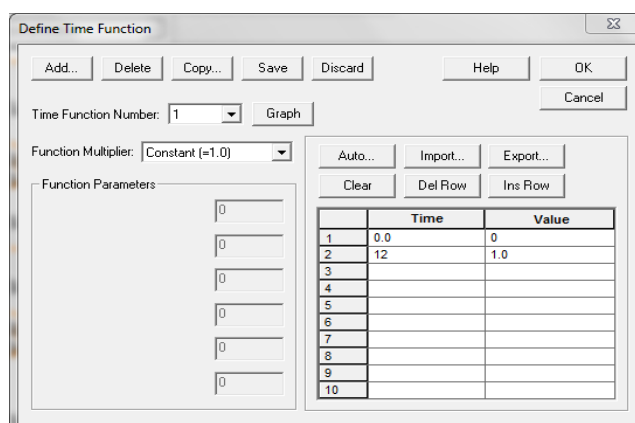


Figure B.10

Cliquer sur “Save“, pour fermer la fenêtre cliquer sur “OK“.

b/ La charge mécanique :

Choisir Controle → Time function 2, ADINA affiche la fenêtre (Figure B.11), modifier les valeurs dans le tableau suivant (pour haute température):

Time	Value
0	1
12	1

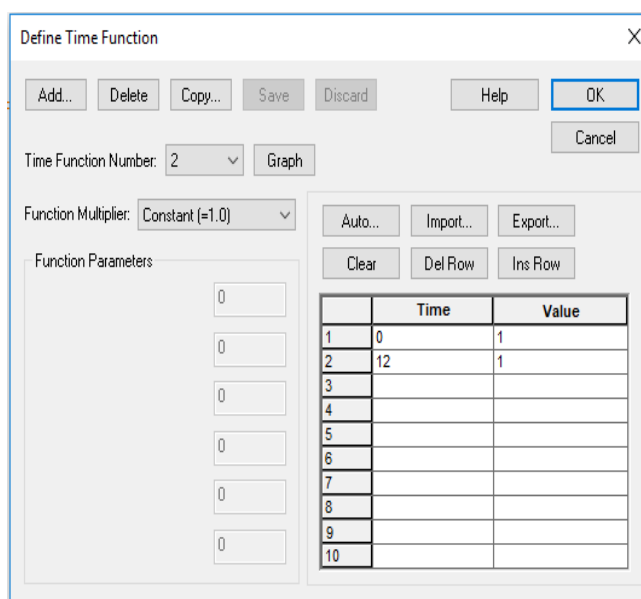


Figure B.11

Choisir Controle → Time Step, ADINA affiche la fenêtre (Figure B.12), écrire le nombre de répétition 12 dans la première ligne, cliquer sur “OK“.

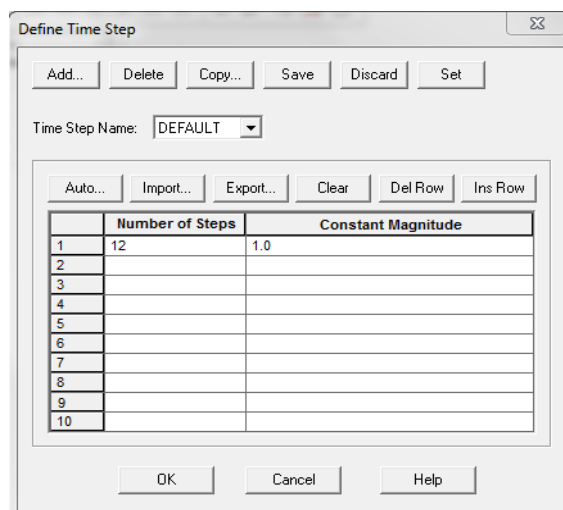


Figure B.12

Application de la charge thermique :

Cliquer sur l'icone  (Apply Load), choisir le type de la charge "Température" et apply to : body , cliquer sur Define, ADINA affiche la fenêtre (Figure B.13), cliquer sur "Add" définir le "Magnitude" 60, cliquer "Save" puis "OK". Remplir le tableau de (Figure B.14), entrer les body de 1 jusqu'à 4 dans la première colonne et cliquer sur "Apply" puis "OK" pour fermer la fenêtre.

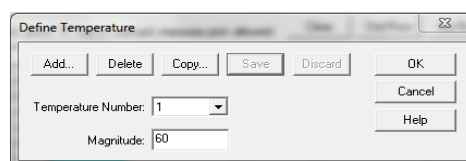


Figure B.13

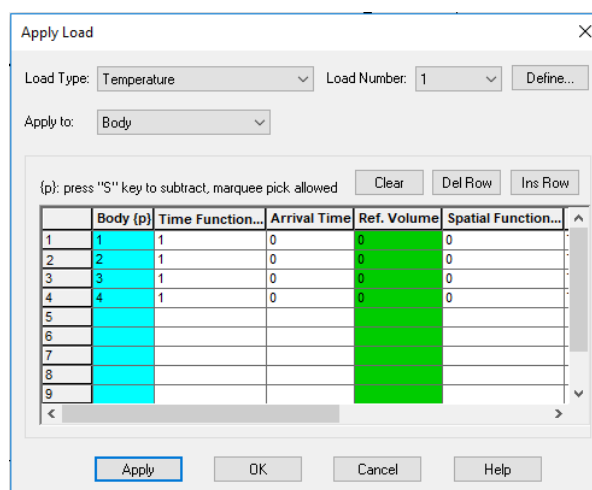


Figure B.14

Définition des matériaux

Cliquer sur l'icone  (Manage Materials), pour le matériau PRF (Material number 2) choisir Elastic→Orthotropic et définir les propriétés du béton donnée dans le (tableau 3.2)

Pour le béton (Material number 1) choisir others →concrete et définir les propriétés du béton déjà donnée dans le (tableau 3.3)

ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure B.15),

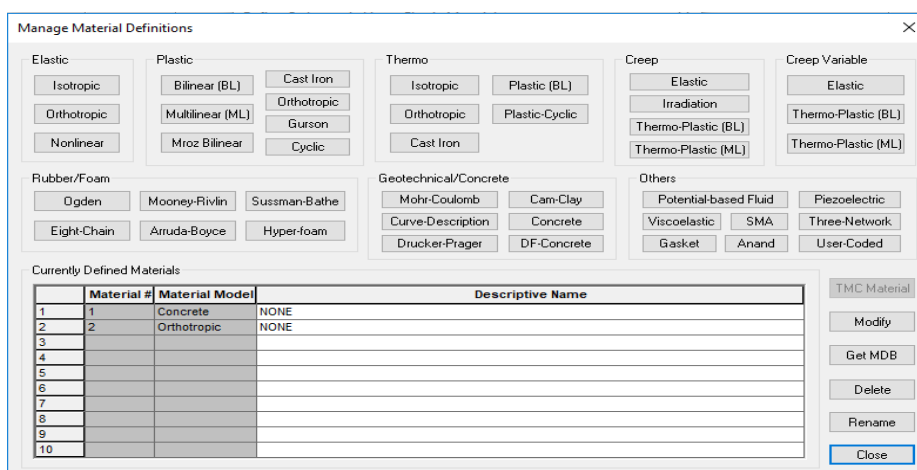


Figure B.15

Définir les propriétés du béton(B.16) et PRF(B.17) et cliquer “Save” puis “OK”.

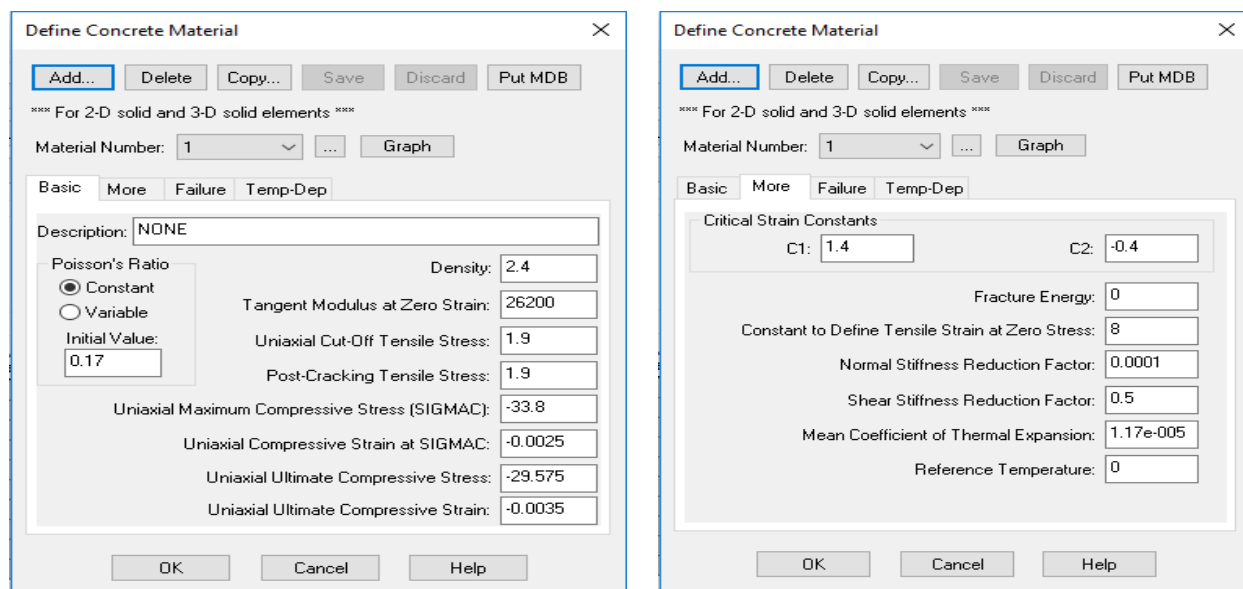


Figure B.16

Define Orthotropic Linear Elastic Material

*** For 2-D solid, 3-D solid and shell elements ***

Material Number: 2 Density: 2.04

Description: NONE

Young's Modulus
a: 7750 b: 7750 c: 47000

Poisson Ratio
ab: 0.38 ac: 0.38 bc: 0.28

Shear Modulus
ab: 2807.97 ac: 2807.97 bc: 18359.375

Thermal Expansion Coefficient
a: 2.74e-005 b: 2.74e-005 c: 6.8e-006

Wrinkling (for 2-D solid, 3-D plane stress element only)
☐ Allow Wrinkling Time when Wrinkling is Activated: 0

Buttons: Add..., Delete, Copy..., Save, Discard, Put MDB, OK, Cancel, Help

Figure B.17

Le béton est considéré comme un matériau de comportement non linéaire. La Figure B.18 montre l'allure de la courbe des contraintes-déformations du béton utilisée dans le programme ADINA.

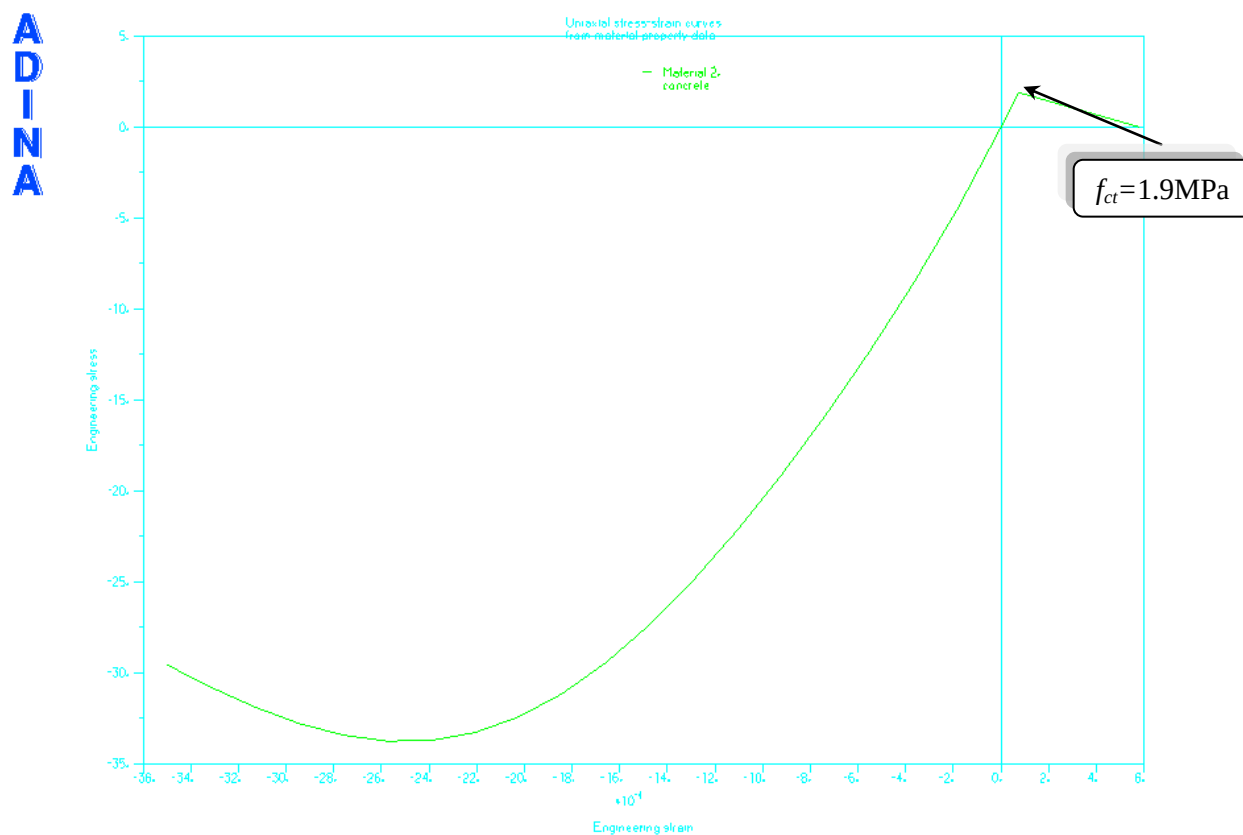


Figure B.18

Définition des surfaces de contact

Cliquer sur l'icone , ADINA affiche la fenêtre (Figure B.19), cliquer sur “Add” et choisir le type “3D Contact”, cliquer sur “Save” puis “OK”.

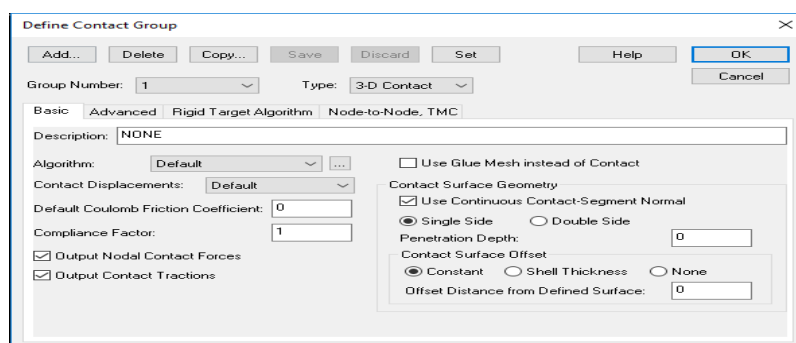


Figure B.19

Cliquer sur l'icone  puis l'icone , ADINA affiche la fenêtre (Figure B.20), cliquer sur “Add” contact surface Number 1 ;

Cliquer sur Defined on → Surfaces and /or faces et entrer les surf/face (7et 8) pour le body 1 / (9et 10) pour body 1/ (11et 12) pour body 1.Cliquer sur “from table Input”, choisir pour l'orientation “Follow Geometry”, cliquer sur Save.

cliquer sur “Add” contact surface Number 1 ;

Cliquer sur “Add” pour ajouter les surf/face (1et 4) pour le body 2 / (1et 4) pour body 3/ (1et 4) pour body 4.Cliquer sur “from table Input”, choisir pour l'orientation “Opposite Geometry”, cliquer sur Save.

. Cliquer sur “OK”.

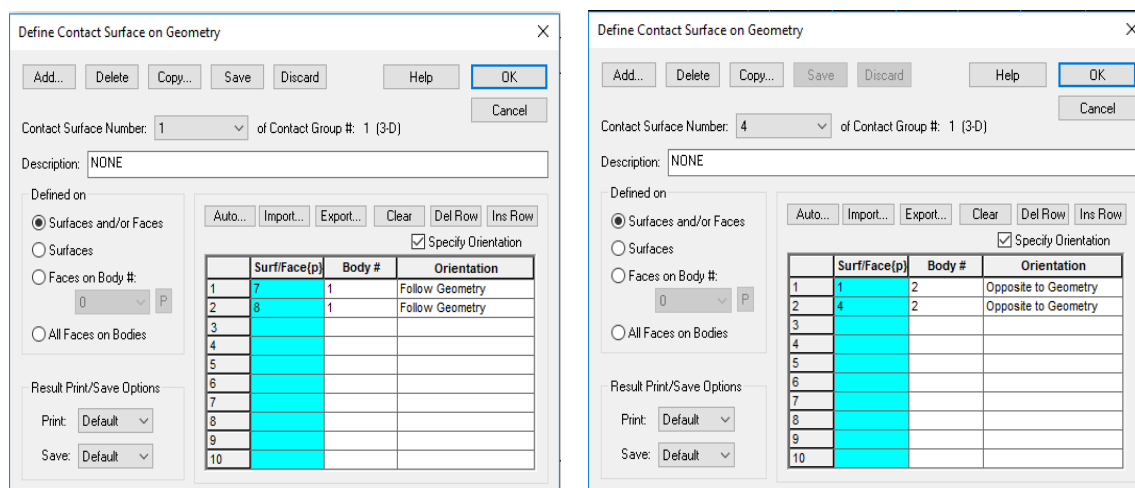


Figure B.20

Cliquer sur l'icone , ADINA affiche la fenêtre (Figure B.21), cliquer sur “Add”

Contact pair Number 1, puis choisir 4 pour “Target Surface” et 1 pour “Contactor Surface”, cliquer sur “Save”. Cliquer sur Add et ajouter de même manière contact pair number 2 et 3.

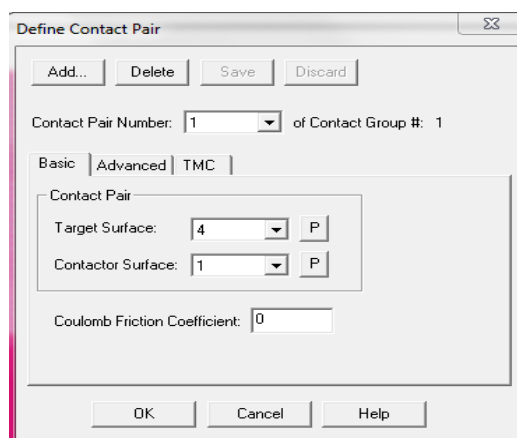


Figure B.21

Définition des éléments et le Maillage

Cliquer sur l'icône , ADINA affiche la fenêtre (Figure B.22), cliquer sur “Add” et choisir le type→.3D Solid, choisir pour Default Material 1, puis “Save”, cliquer sur “Add” pour ajouter le deuxième matériau de même manière et cliquer sur “OK”.

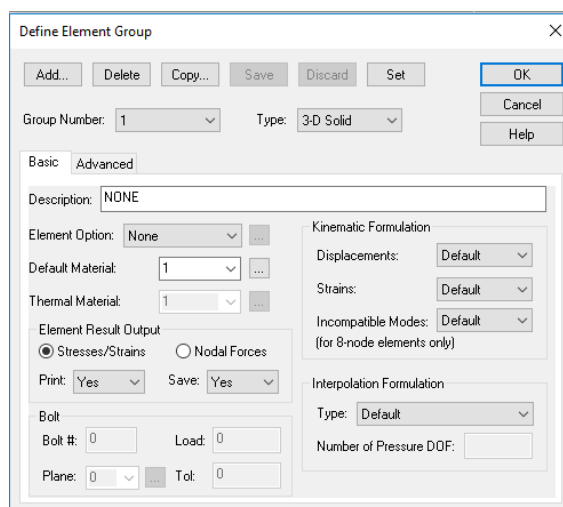


Figure B.22

Choisir Meshing→Mesh Density

Une longueur de 25 mm par subdivision a été appliquée sur la totalité du béton et une subdivision de 3 mm pour les barres (Figures B.23) Cliquer sur “OK”

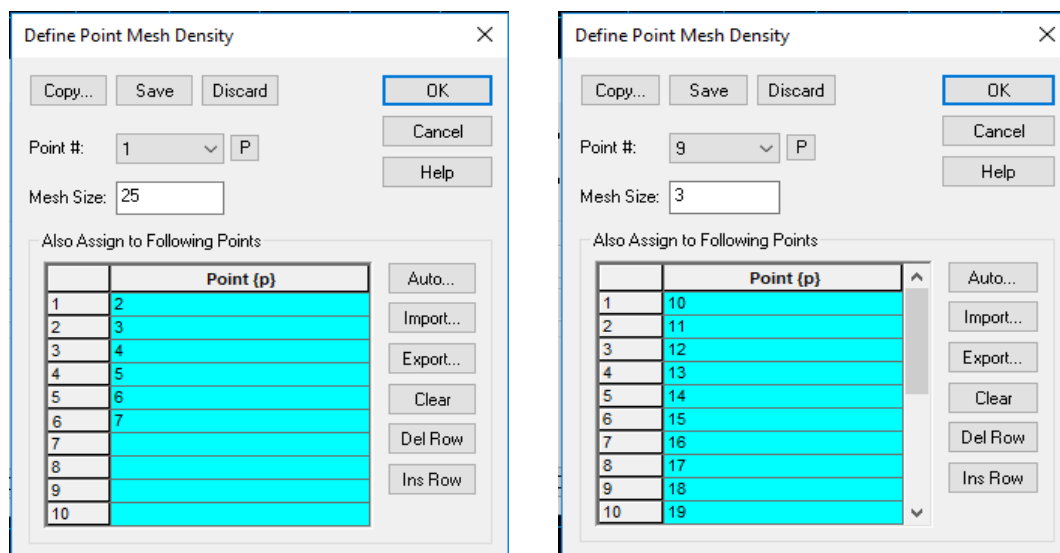


Figure B.23

Pour afficher la subdivision sur toute la dalle (Figures B.24) , on clique sur :
Choisir Meshing→Mesh Density→ Complete model→ Mesh size

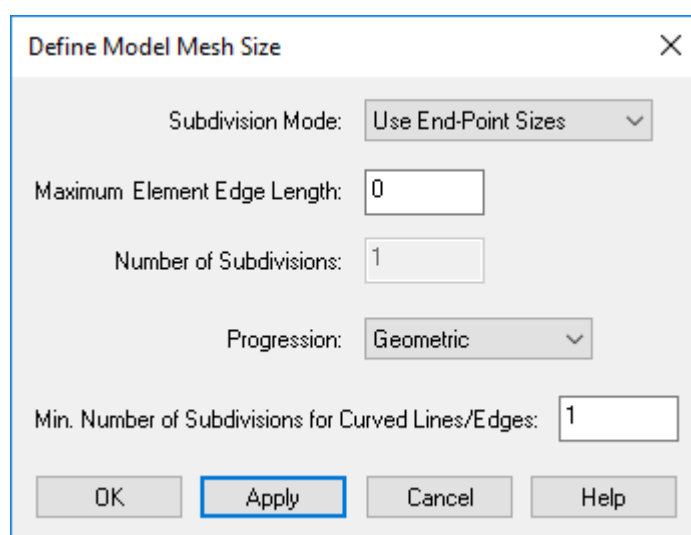


Figure B.24

Des éléments solides hexaédriques à 8 nœuds (*Brick*) ont été utilisés pour le maillage du béton(Figures B.25) ; et des éléments tétraédriques à 4 nœuds ont été utilisés pour le maillage des barres en PRFV(Figures B.26)

Cliquer sur : Meshing →create Mesh →Body (*Mesh bodies*) (Figures B.27)

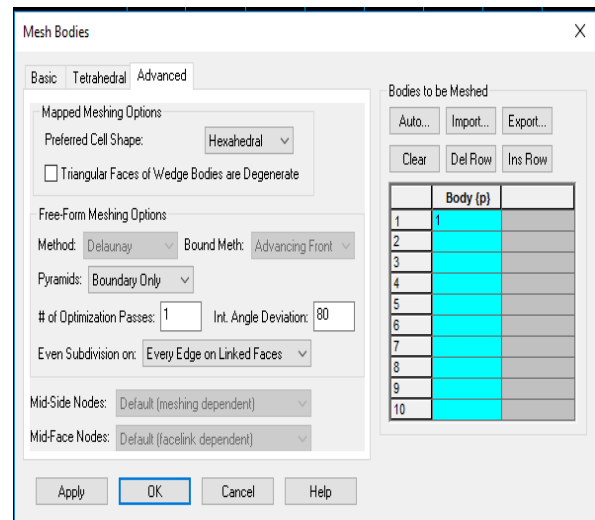
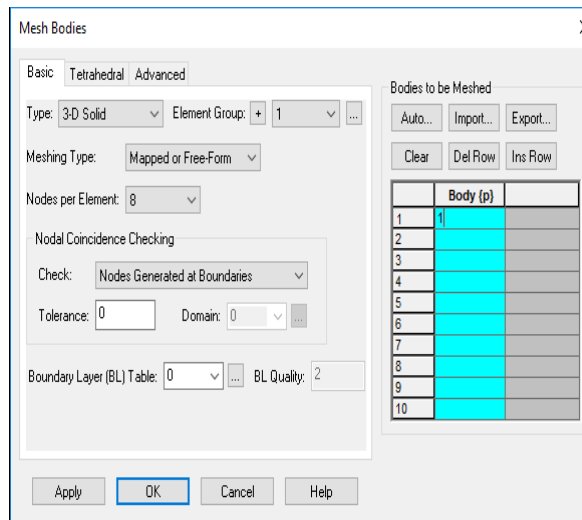


Figure B.25

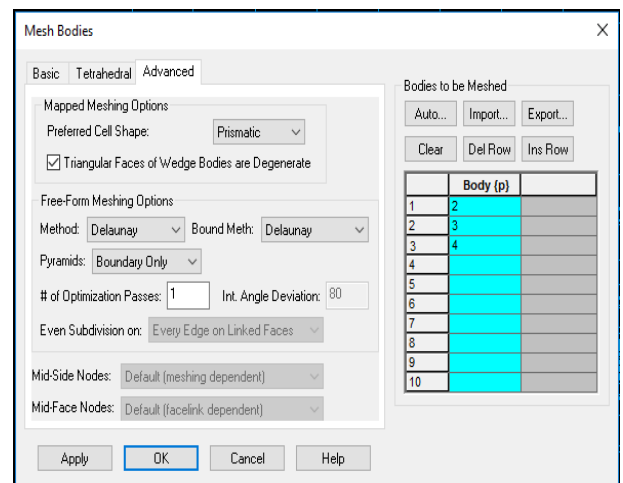
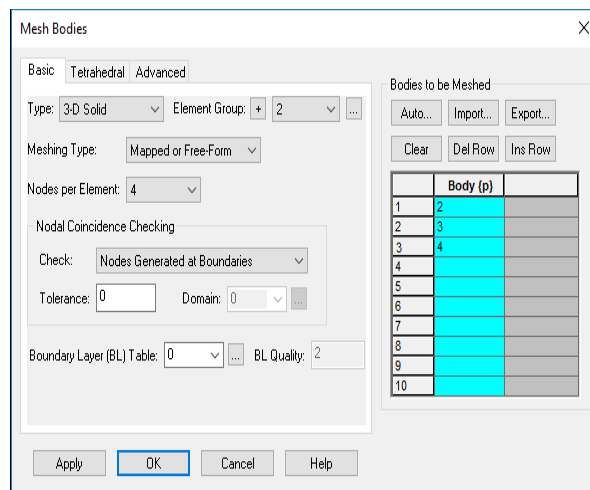


Figure B.26

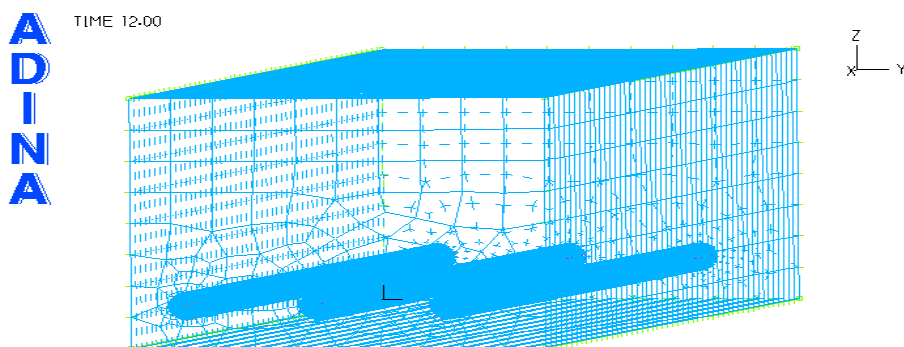


Figure B.27

L'application de la charge mécanique :

Une charge mécanique constante de 952.38N a été appliquée sur tous les nœuds de la ligne de charge transversale qui représente le point d'application de la force (40000 N divisé sur 42 nœuds donne une charge de 952.38 N en chaque nœuds).

Model → Loading apply on nodes/Elements → Load type : Force/Moment (Figure B.28)

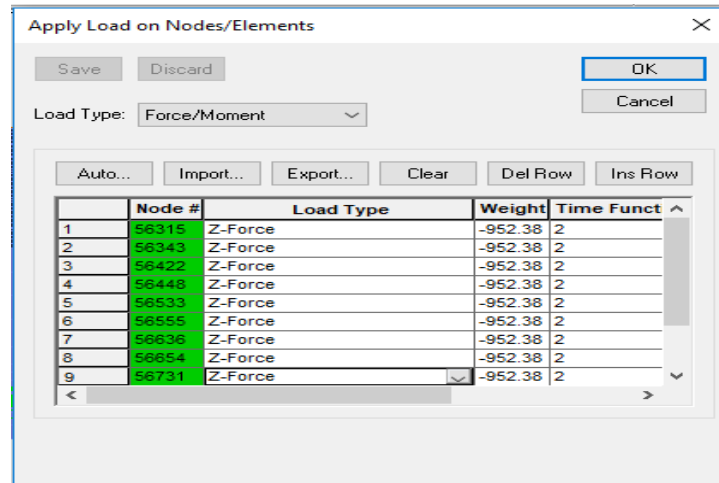


Figure B.28

Pour créer l'appui (en system nodale):

On clique sur Model Boundary conditions → apply fixity on node ;comme montre la figure suivante :

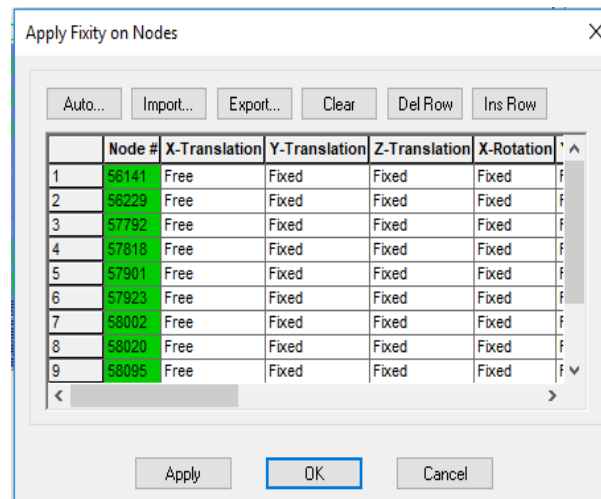


Figure B.29

La figure B.30 presente la dalle S.195.16.25 soumise à une charge combinée (thermique et mécanique).

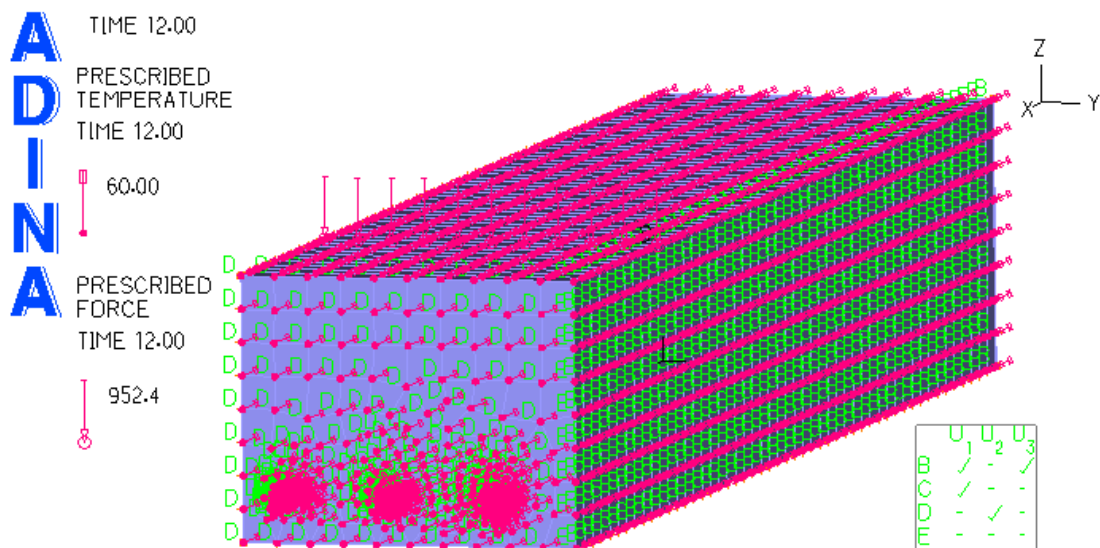


Figure B.30

Le calcul

Cliquer sur l'icône  (Save) pour sauvegarder le travail, vérifier si le Type : ADINA-IN Database Files (*.ldb), écrire le Nom du fichier « S.195.16.25 » puis cliquer

Enregistrer. Cliquer sur l'icône  (Data File/Solution) pour faire le calcul vérifier si le Type : ADINA-IN Database Files (*.dat), choisir le Nom du fichier : « S.195.16.25 », cliquer sur Enregistrer. ADINA affiche la fenêtre suivante et faire le calcul, quand il est terminé affiche le message que le travail est terminé, puis fermer les fenêtres de graphique. (Figure B.31)

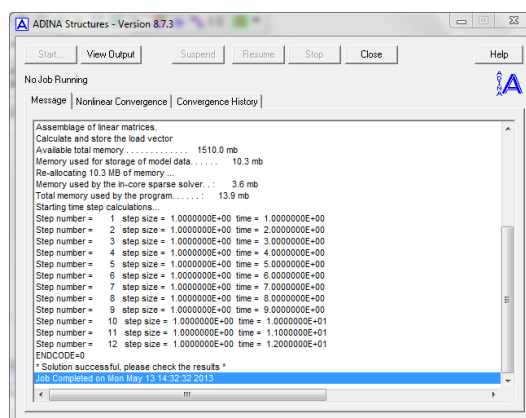


Figure B.31

Choisir “Post-Processing”, au gauche, ADINA affiche (you can discard all changes), cliquer sur “oui”. (Figure B.32)

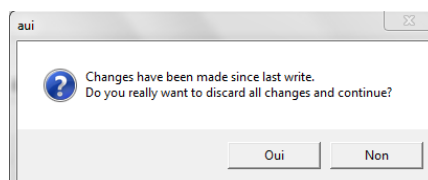


Figure B.32

Cliquer sur l'icône  (open), choisir le Type « ADINA/-T/-F Porthole Files » (*.Por*), Nom du fichier : S.195.16.25.

Les variations de températures :

Cliquer sur l'icône , ADINA affiche la fenêtre suivante (Figure B.33), choisir pour « Vector Quantity » Open cracks puis cliquer sur “OK”. Utiliser les icônes  pour partir à la prochaine solution, et  pour retour à la précédente solution.

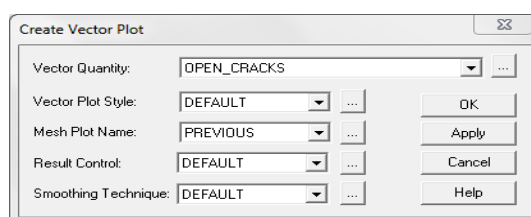


Figure B.33

Les contraintes et déformations :

Choisir Post-processing , Cliquer sur List ,puis value list : Zone (Figure B.34)

Choisir stress pour calculer les contraintes et strain pour calculer les déformations.

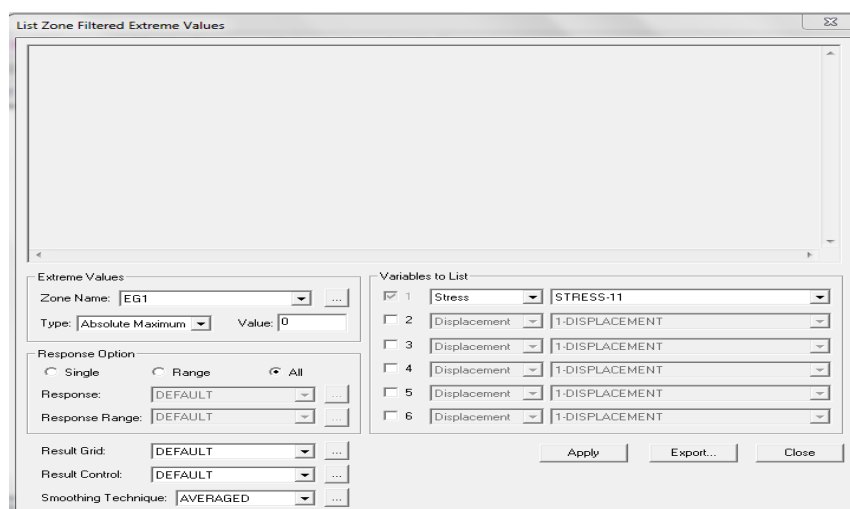
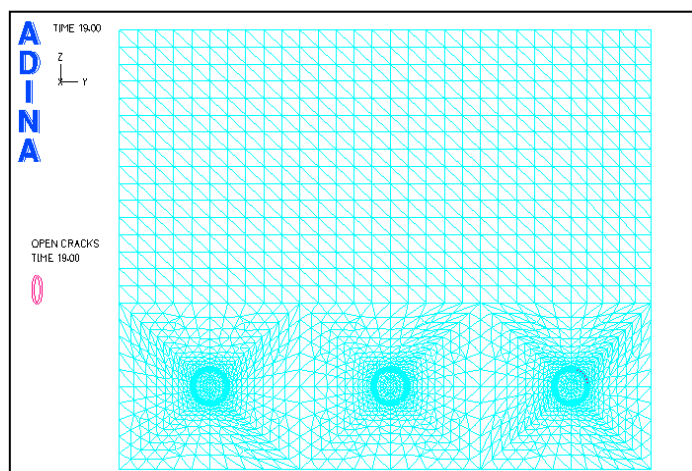
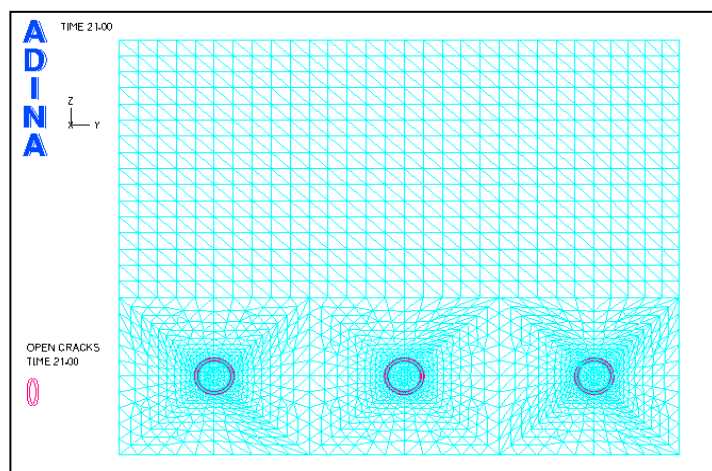


Figure B.3

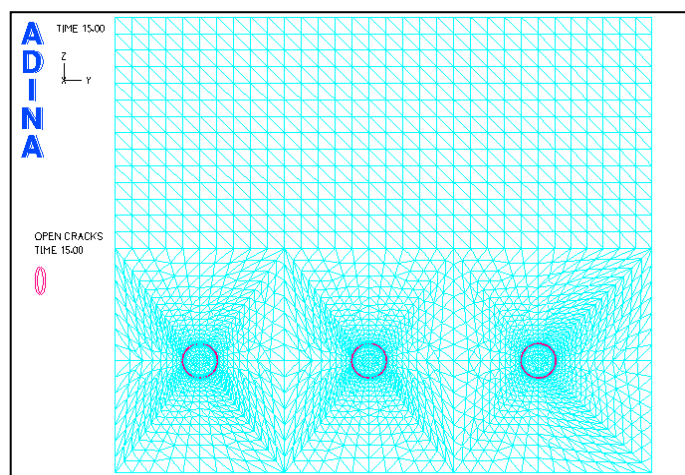
Formation des premières fissures dans le béton à une variation de température ΔT_{cr} sous charges thermiques seules.



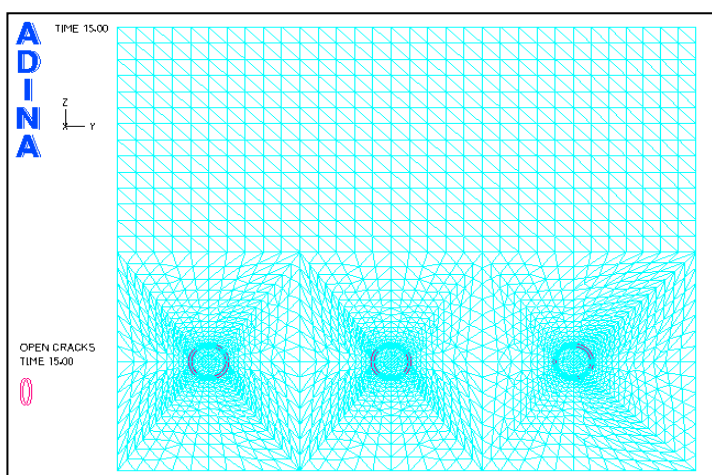
SB.200.16.30 ($\Delta T_{cr}=19^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.89$)



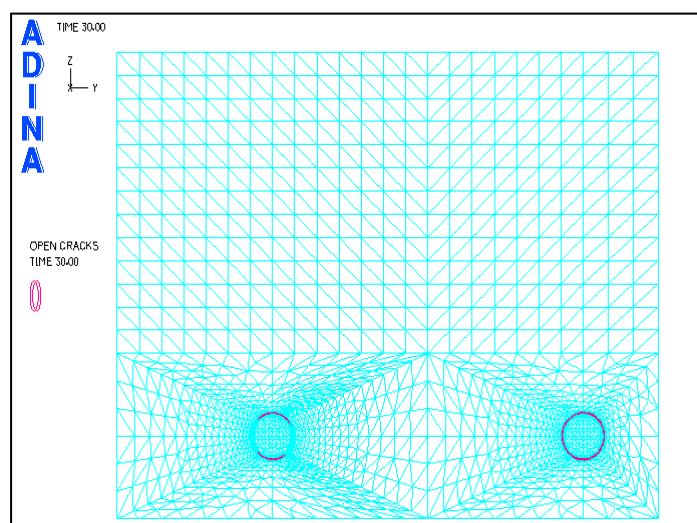
SB.200.16.30 ($\Delta T_{cr}=-21^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.89$)



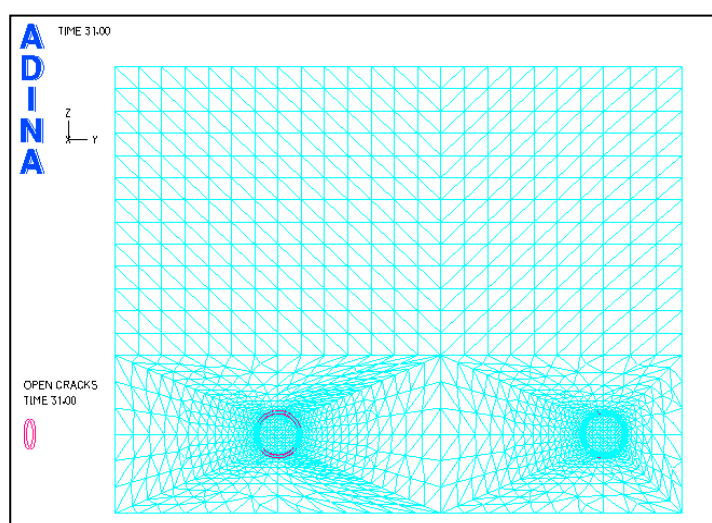
SB.215.16.45 ($\Delta T_{cr}=15^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=2.83$)



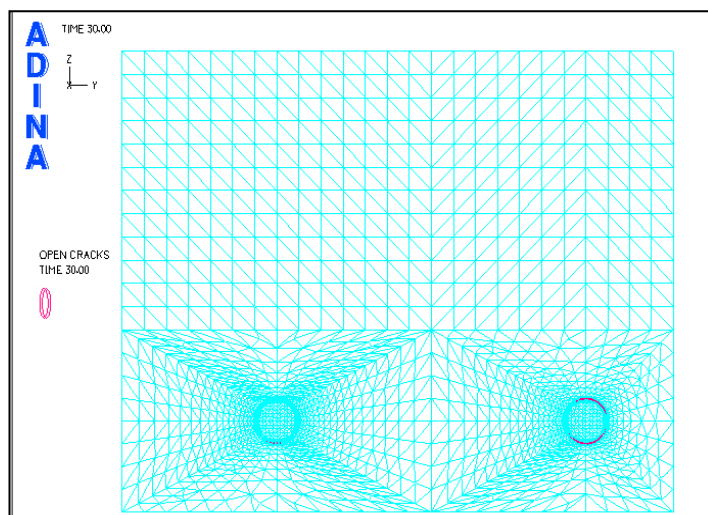
SB.215.16.45 ($\Delta T_{cr}=-15^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=2.83$)



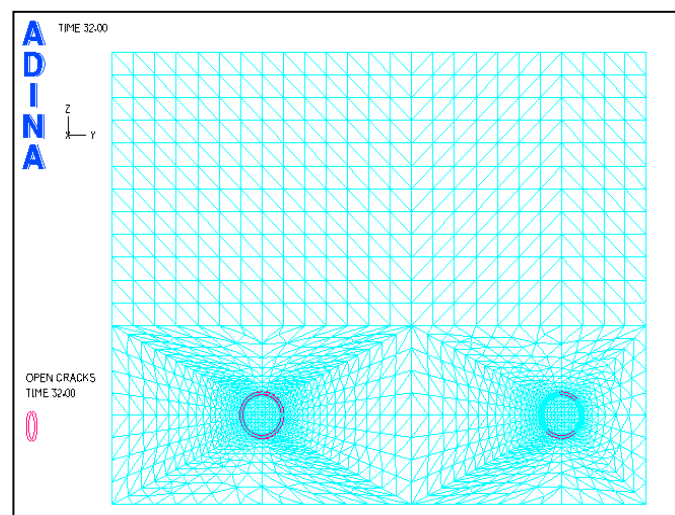
SB.195.19.25 ($\Delta T_{cr}=30^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.31$)



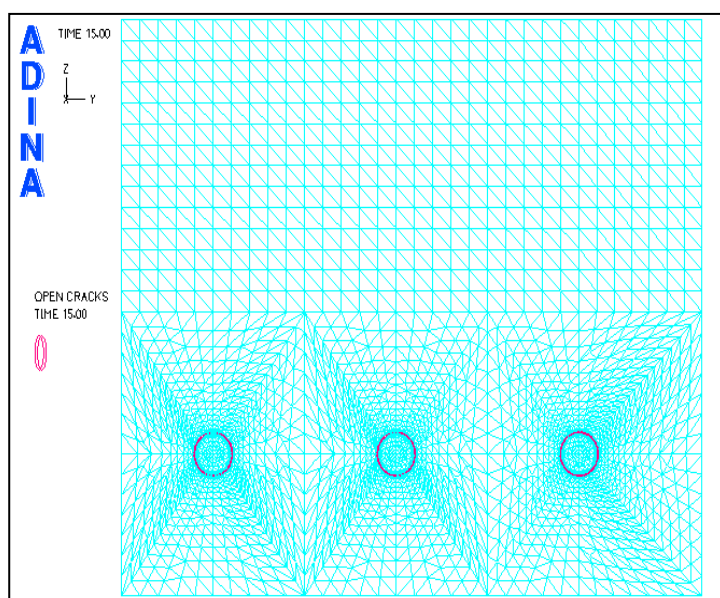
SB.195.19.25 ($\Delta T_{cr}=-31^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.31$)



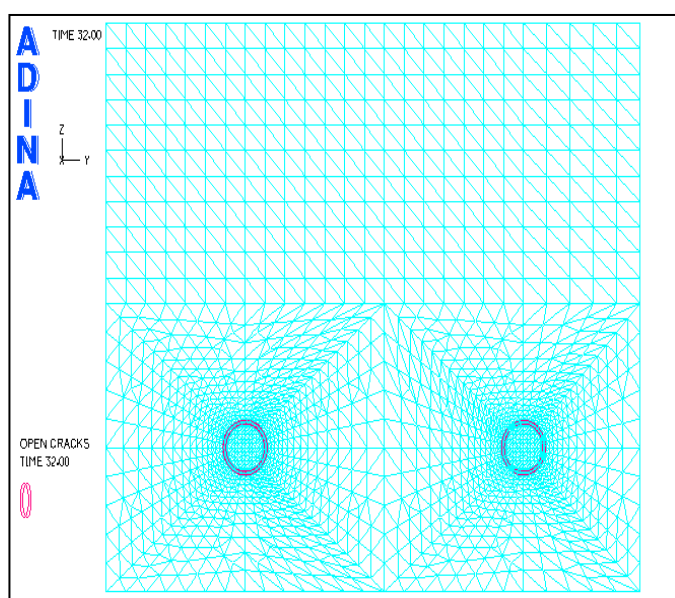
SB.200.19.30 ($\Delta T_{cr}=30^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.57$)



SB.200.19.30 ($\Delta T_{cr}=-32^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.57$)



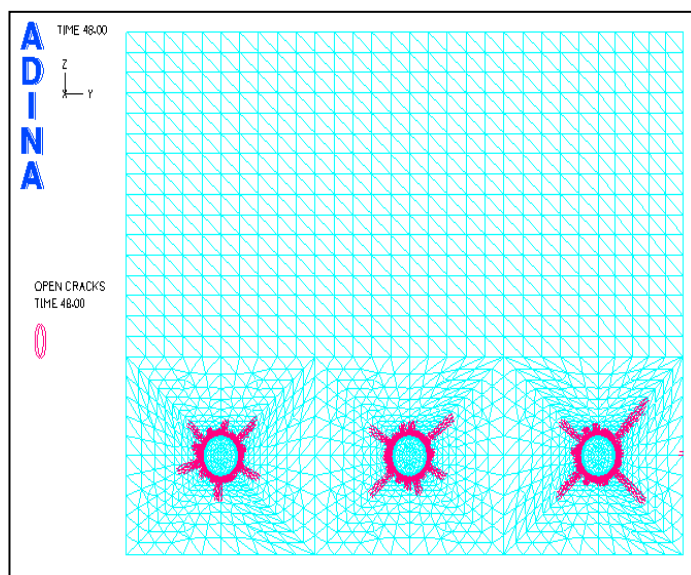
SB.215.19.45 ($\Delta T_{cr}=30^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=2.36$)



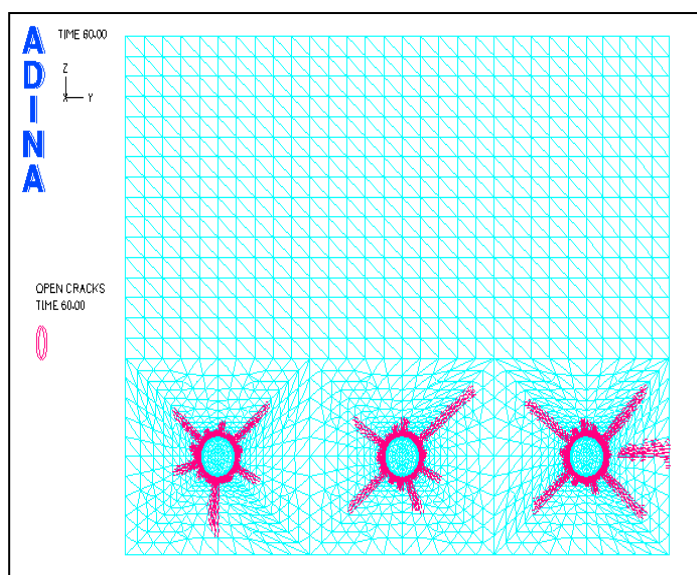
SB.215.19.45 ($\Delta T_{cr}=-32^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=2.36$)

Evaluation Formation des fissures à une variation de température ΔT_{sp} au delà de laquelle l'enrobage béton est totalement fissuré en fonction de c/d_b

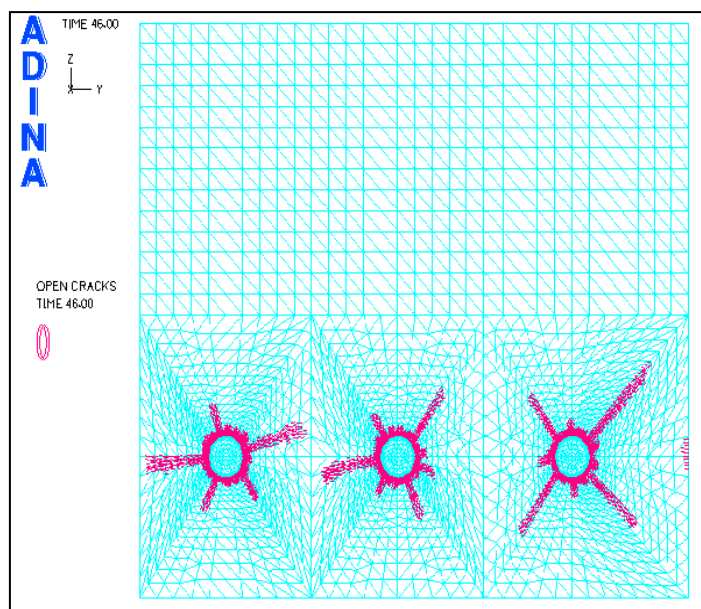
Evaluation des fissures au delà de laquelle le béton entre les barres en PRF est totalement fissuré $\Delta T_{sp}'$ en fonction de e/d_b .



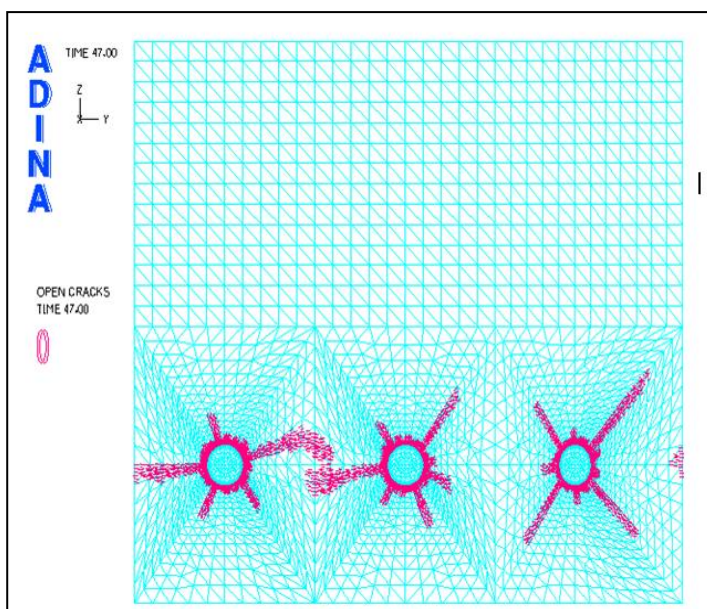
SB.200.16.30 ($\Delta T_{sp} = 48^\circ\text{C}$, $c/d_b = 1.89$)



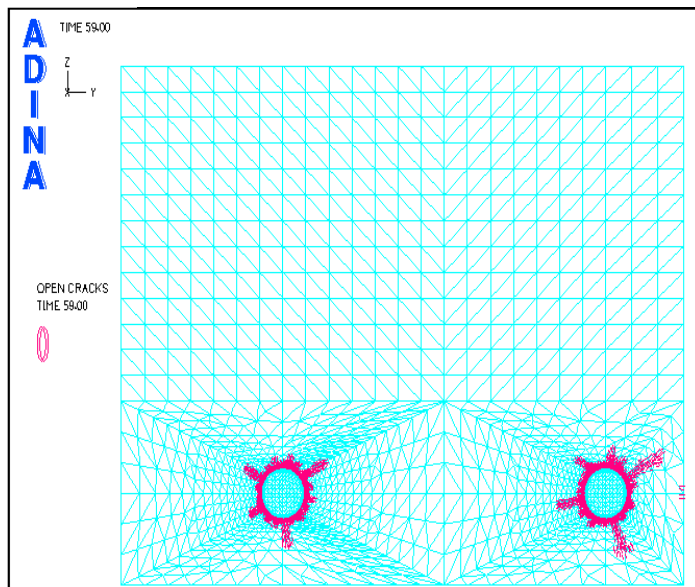
SB.200.16.30 ($\Delta T_{sp}' > 60^\circ\text{C}$, $e/d_b = 4.33$)



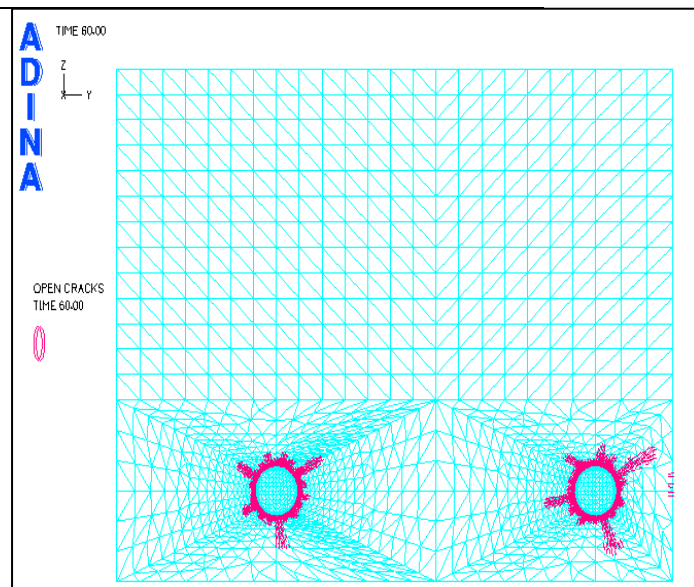
SB.215.16.45 ($\Delta T_{sp} = 46^\circ\text{C}$, $e/d_b = 2.83$)



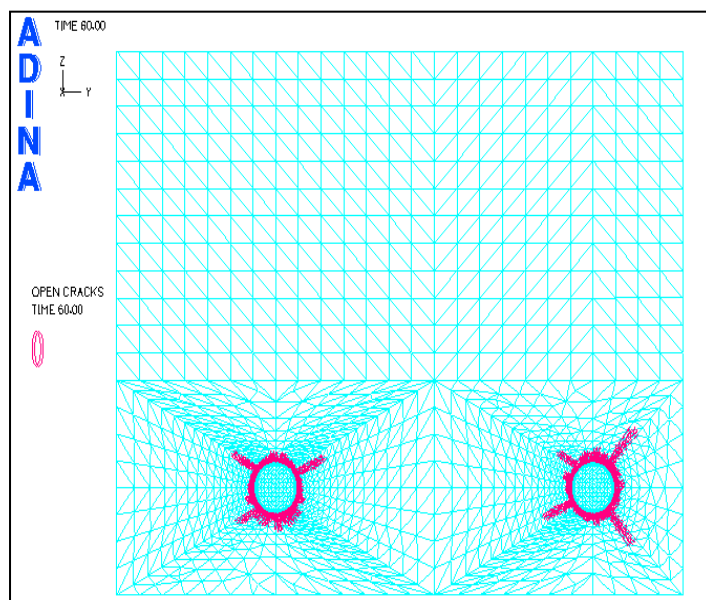
SB.215.16.45 ($\Delta T_{sp}' = 47^\circ\text{C}$, $e/d_b = 3.96$)



SB.195.19.25 ($\Delta T_{sp} = 59^\circ\text{C}$, $c/d_b = 1.31$)

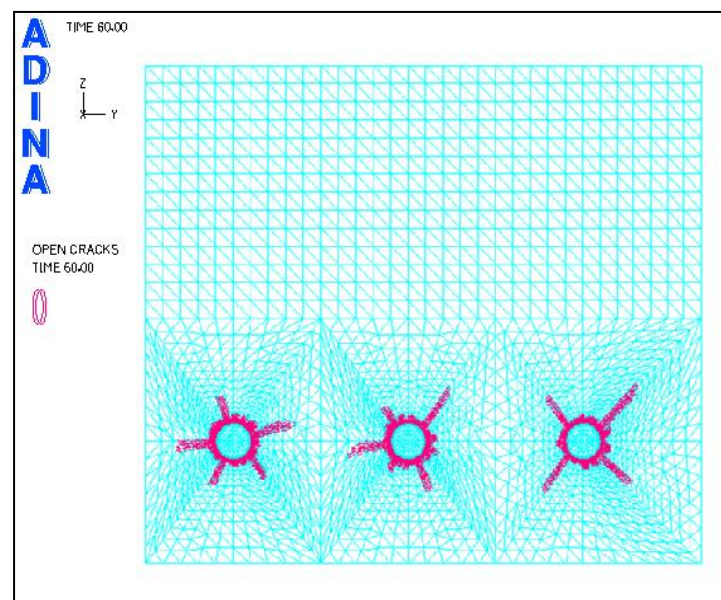


SB.195.19.25 ($\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$, $e/d_b = 6.52$)



SB.200.19.30 ($\Delta T_{sp} > 60^\circ\text{C}$

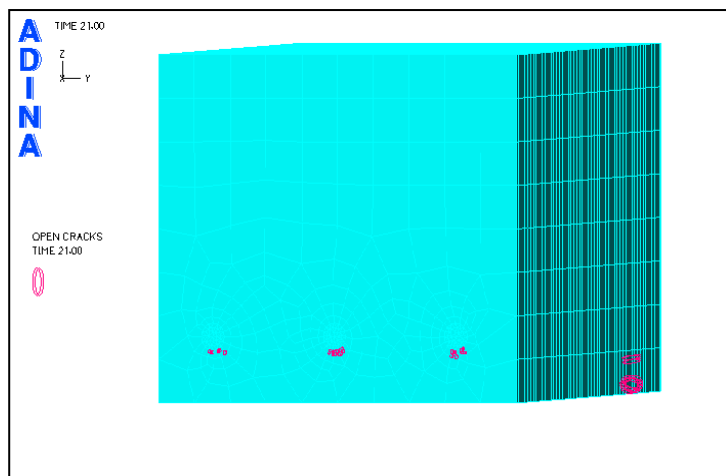
$\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$, $e/d_b = 6.35$)



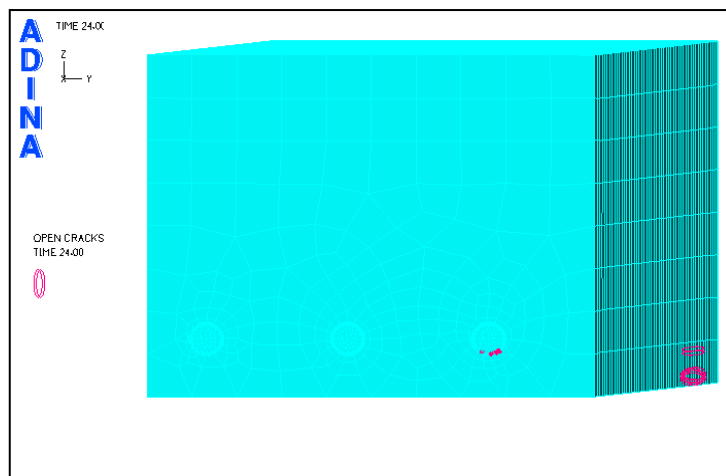
SB.215.19.45 ($\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$

$\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$, $e/d_b = 5.82$)

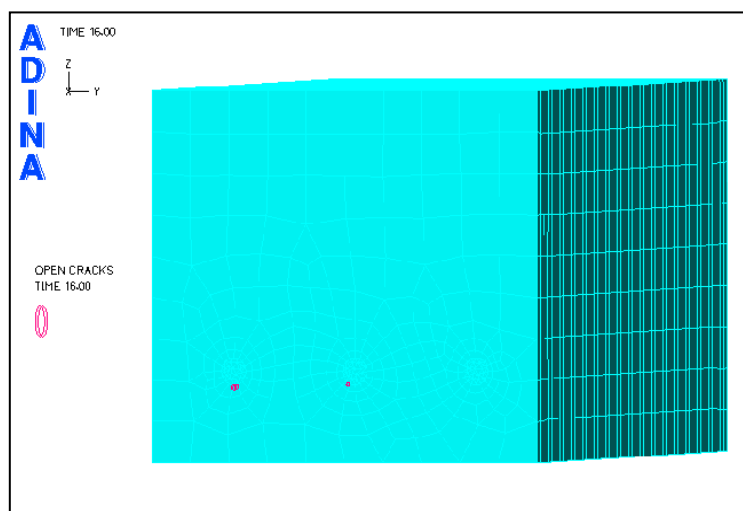
Formation des premières fissures dans le béton à une variation de température ΔT_{cr} sous charges combinées (thermique et mécanique).



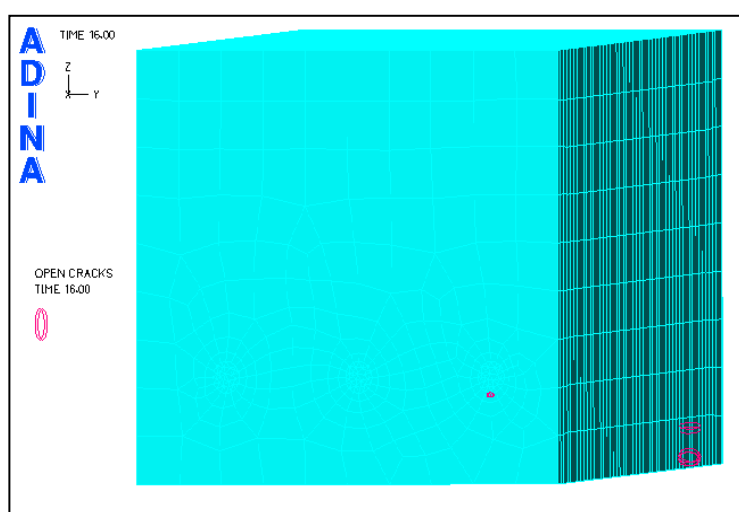
SA.200.16.30 ($\Delta T_{cr}=21^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.89$)



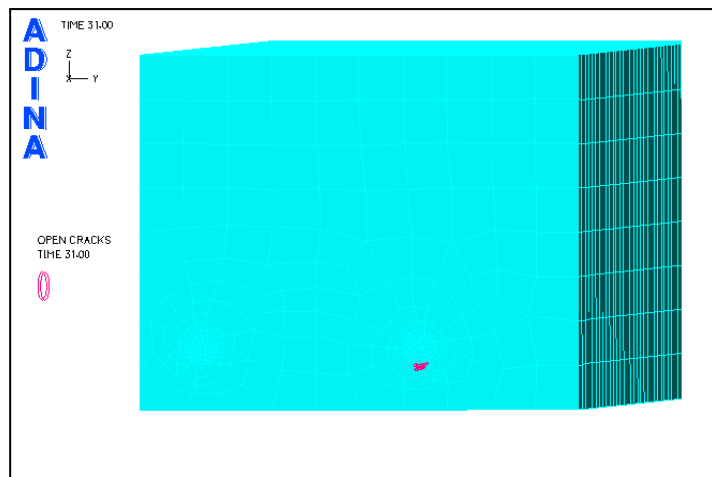
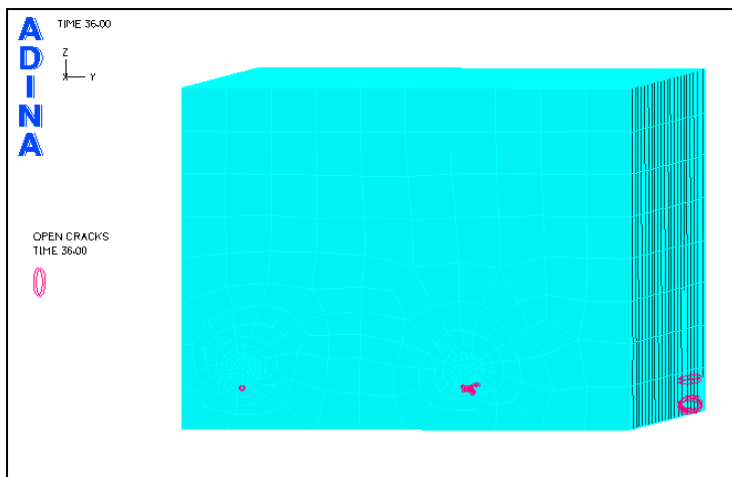
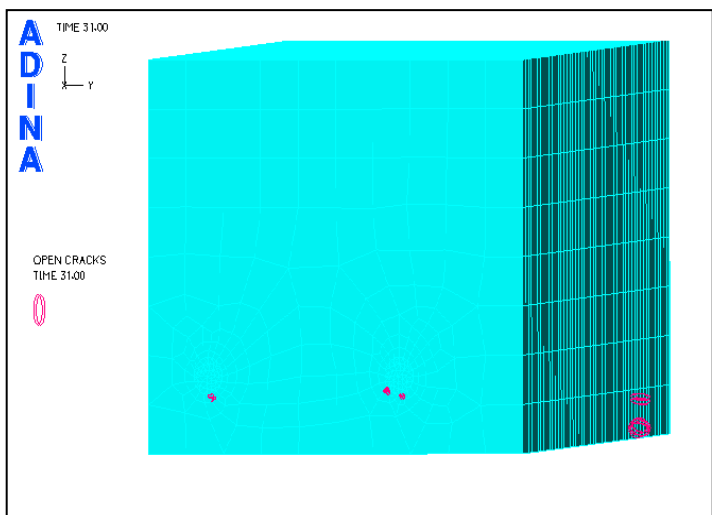
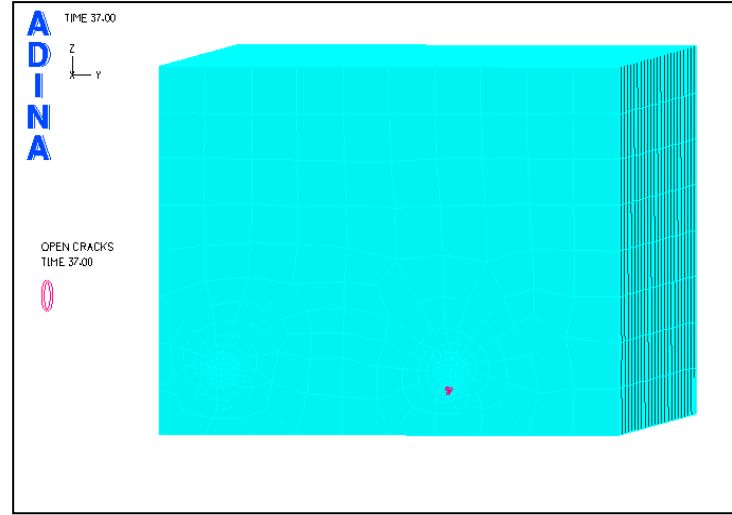
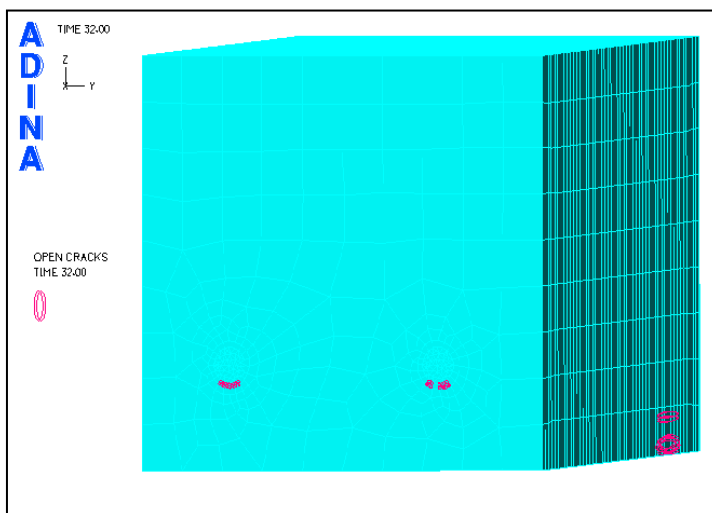
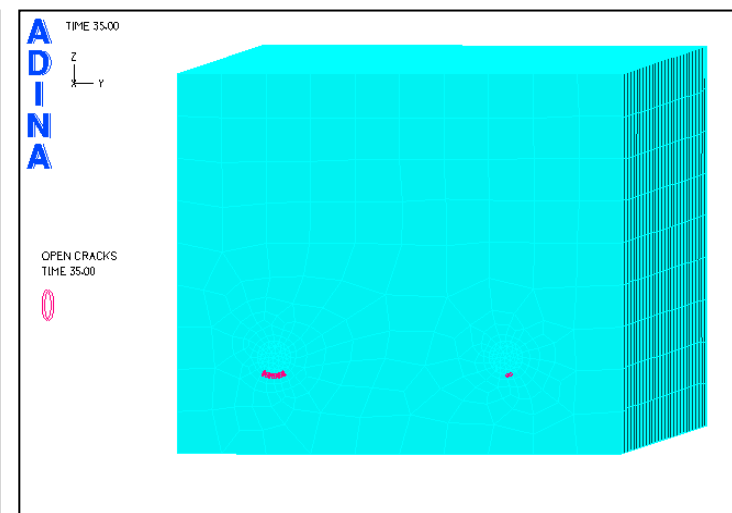
SA.200.16.30 ($\Delta T_{cr}=-24^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.89$)



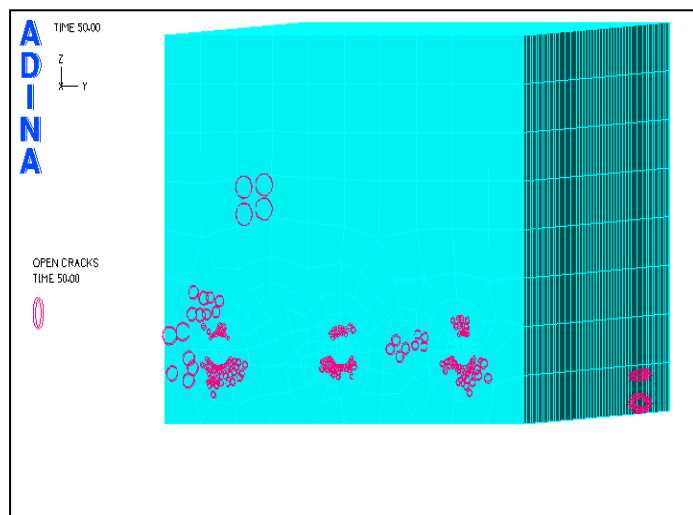
SA.215.16.45 ($\Delta T_{cr}=16^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=2.83$)



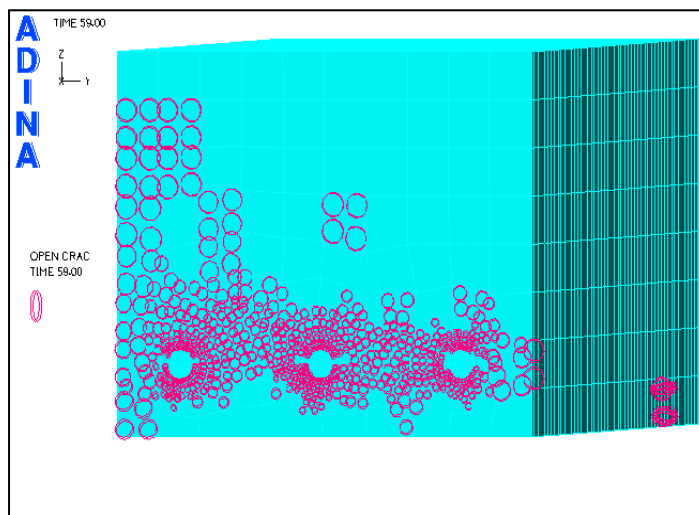
SA.215.16.45 ($\Delta T_{cr}=-16^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=2.83$)

SA.195.19.25 ($\Delta T_{cr}=31^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.31$)SA.195.19.25 ($\Delta T_{cr}=-36^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.31$)SA.200.19.30 ($\Delta T_{cr}=31^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.57$)SA.200.19.30 ($\Delta T_{cr}=-37^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=1.57$)SA.215.19.45 ($\Delta T_{cr}=32^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=2.36$)SA.215.19.45 ($\Delta T_{cr}=-35^{\circ}\text{C}$, $c/d_b=2.36$)

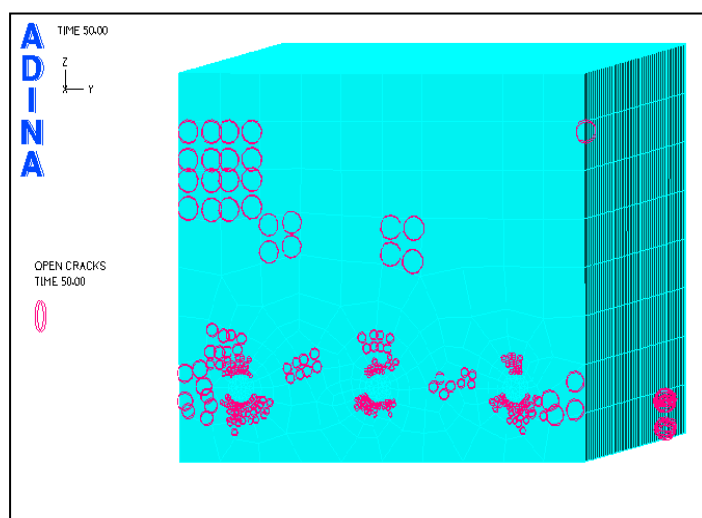
Evaluation Formation des fissures à une variation de température ΔT_{sp} au delà de laquelle l'enrobage béton est totalement fissuré en fonction de c/d_b



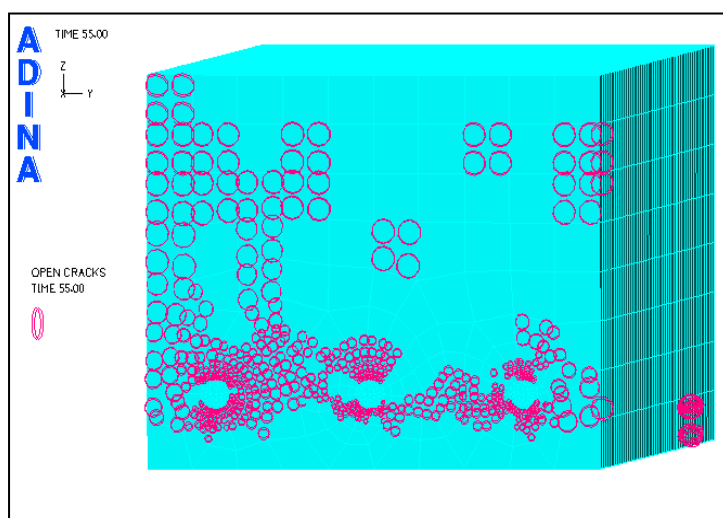
SA.200.16.30 ($\Delta T_{sp} = 50^\circ\text{C}$, $c/d_b = 1.89$)



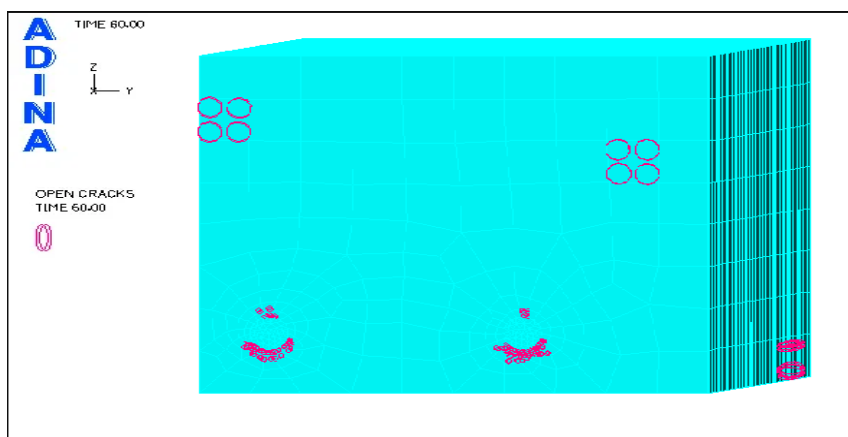
SA.200.16.30 ($\Delta T_{sp}' = 59^\circ\text{C}$, $e/d_b = 4.33$)



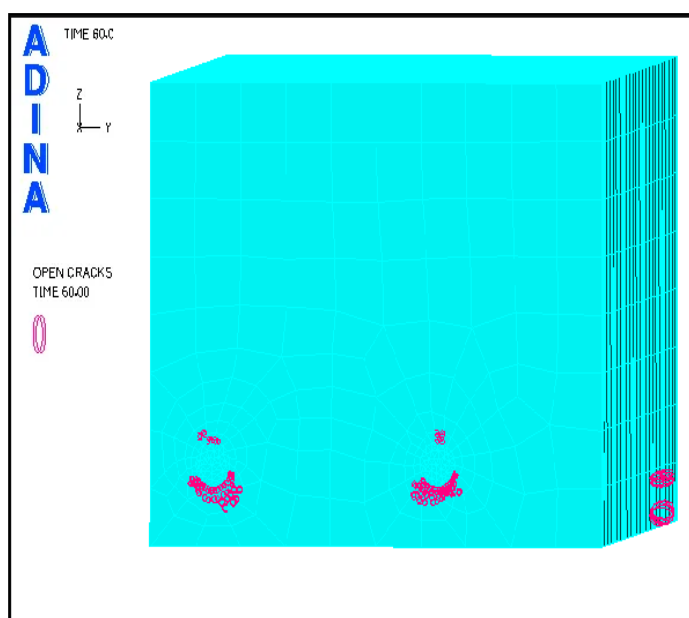
SA.215.16.45 ($\Delta T_{sp} = 50^\circ\text{C}$, $e/d_b = 2.83$)



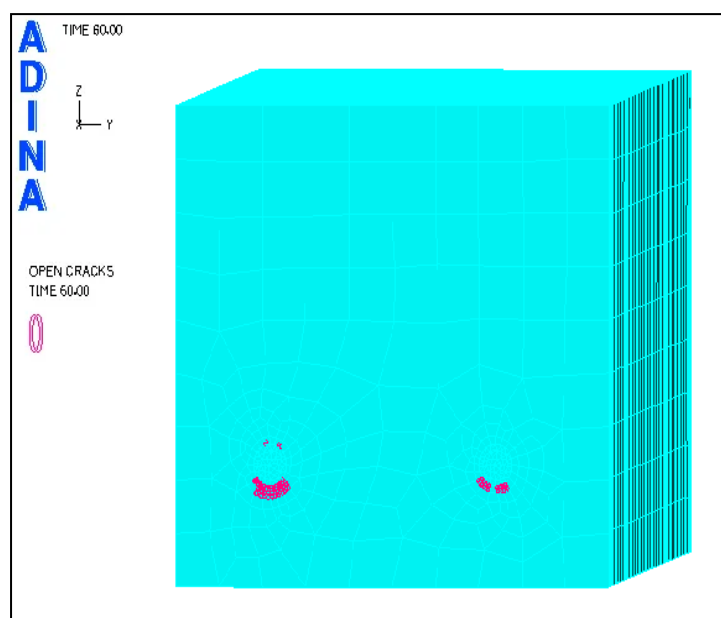
SA.215.16.45 ($\Delta T_{sp}' = 55^\circ\text{C}$, $e/d_b = 3.96$)



SA.195.19.25 ($\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$, $\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$, $e/d_b = 6.52$)



SA.200.19.30 ($\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$
 $\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$, $e/d_b = 6.35$)



SA.215.19.45 ($\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$
 $\Delta T_{sp'} > 60^\circ\text{C}$, $e/d_b = 5.82$)

Contrainte de traction transversale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles en béton renforcées des barres en PRFV_ Effet de la charge mécanique (Analytique)

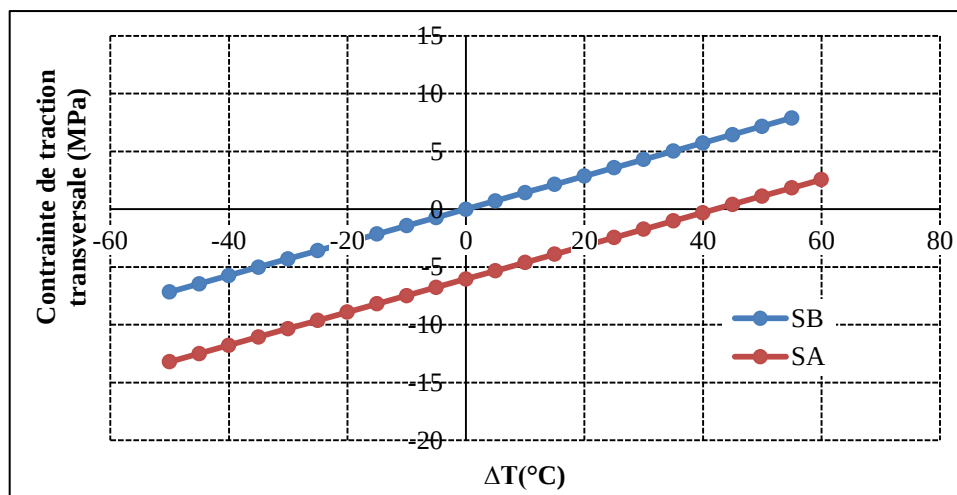


Figure E.1 : Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.200.16.30 _ Effet de la charge mécanique.

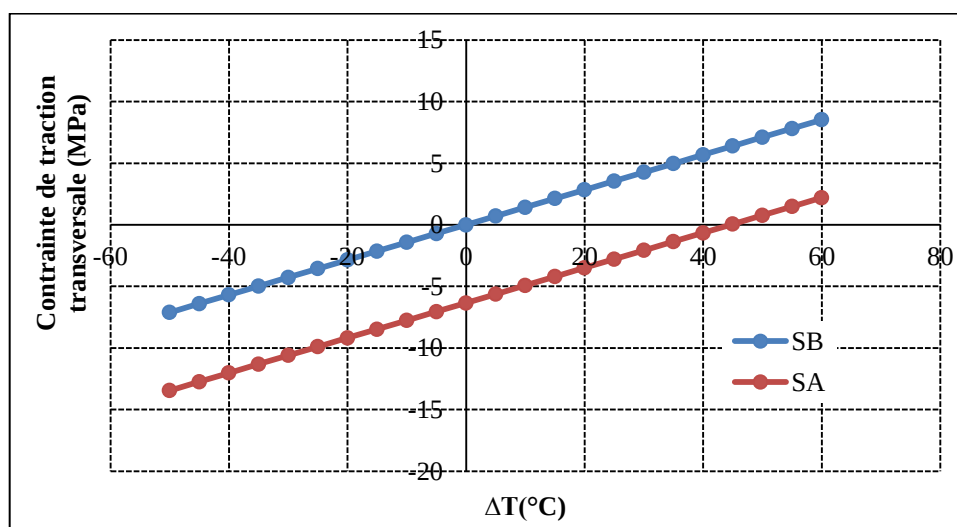


Figure E.2 : Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.215.16.45 _ Effet de la charge mécanique.

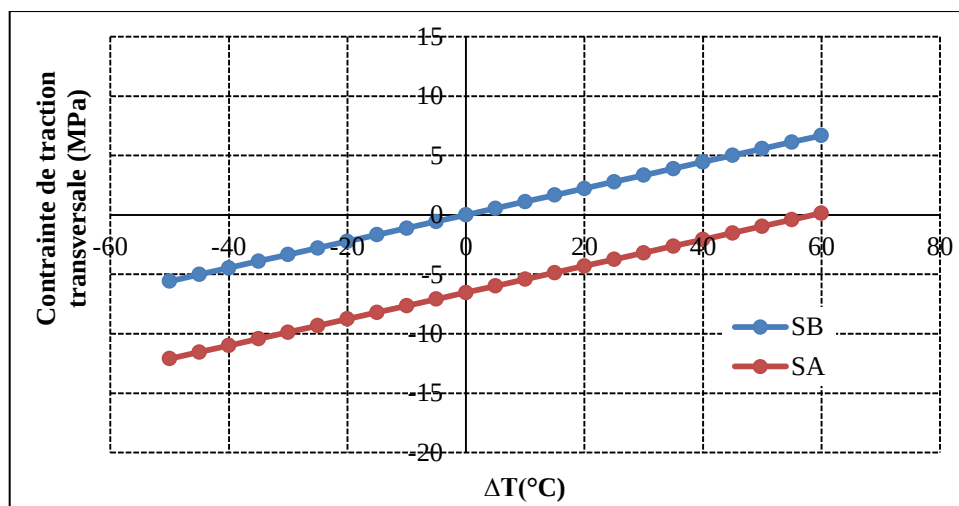


Figure E.3: Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.19.25 _ Effet de la charge mécanique.

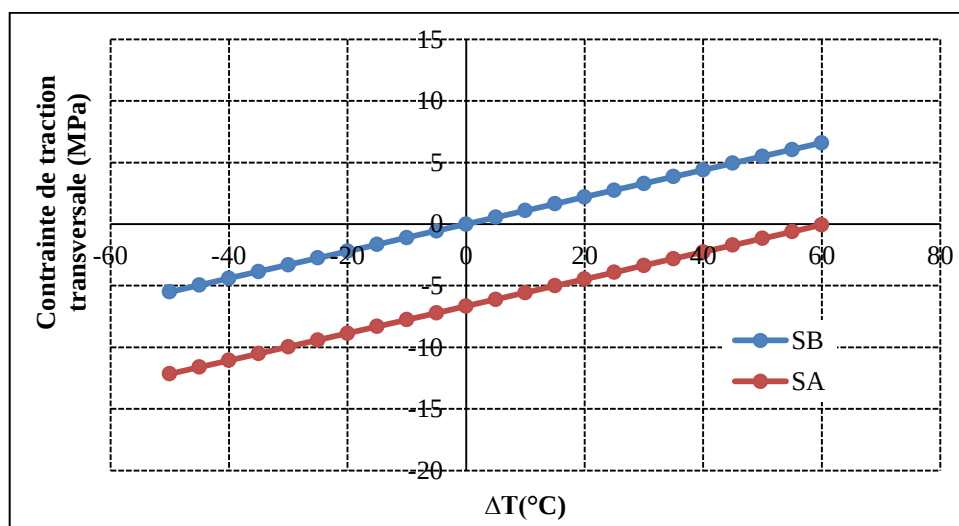


Figure E.4: Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.200.19.30 _ Effet de la charge mécanique.

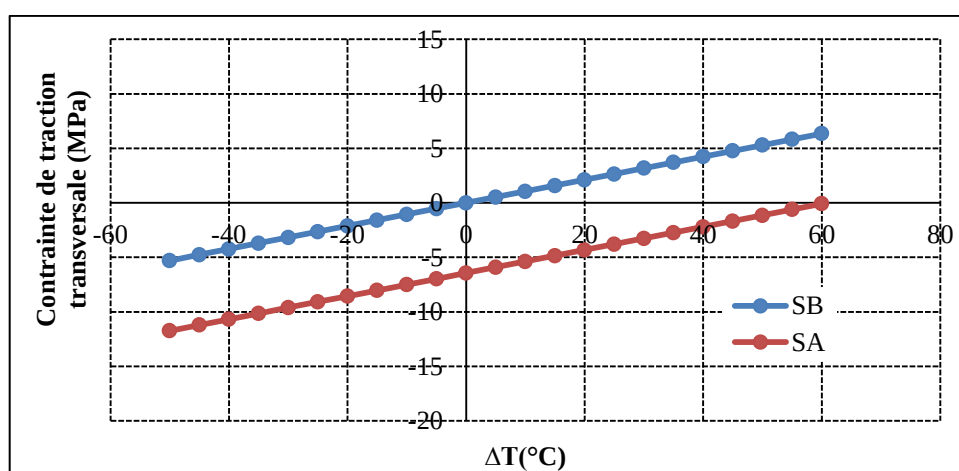


Figure E.5: Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.215.19.45 _ Effet de la charge mécanique.

Contrainte de traction transversale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles en béton renforcées des barres en PRFV _ Effet de l'interaction des barres **(Analytique)**

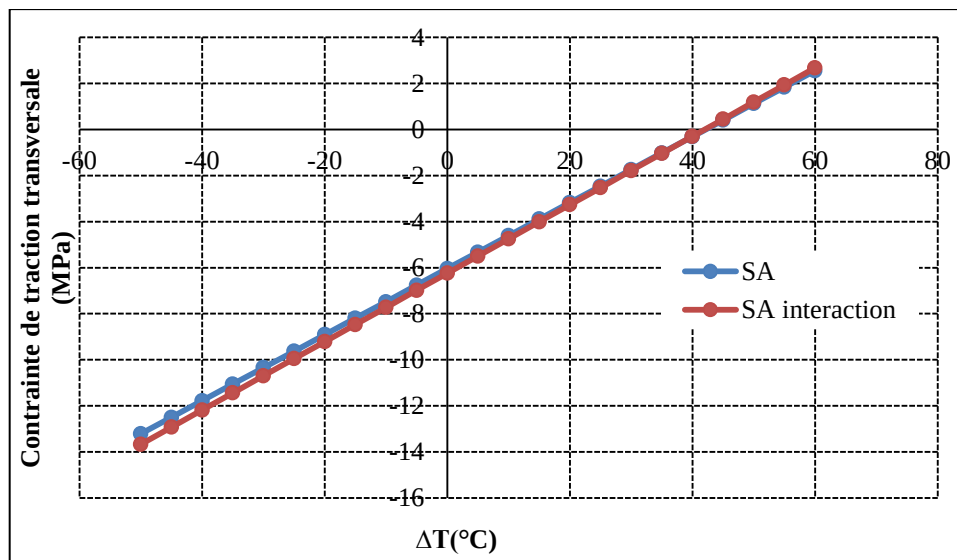


Figure E.6: Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.200.16.30 _ Effet de l'interaction des barres.

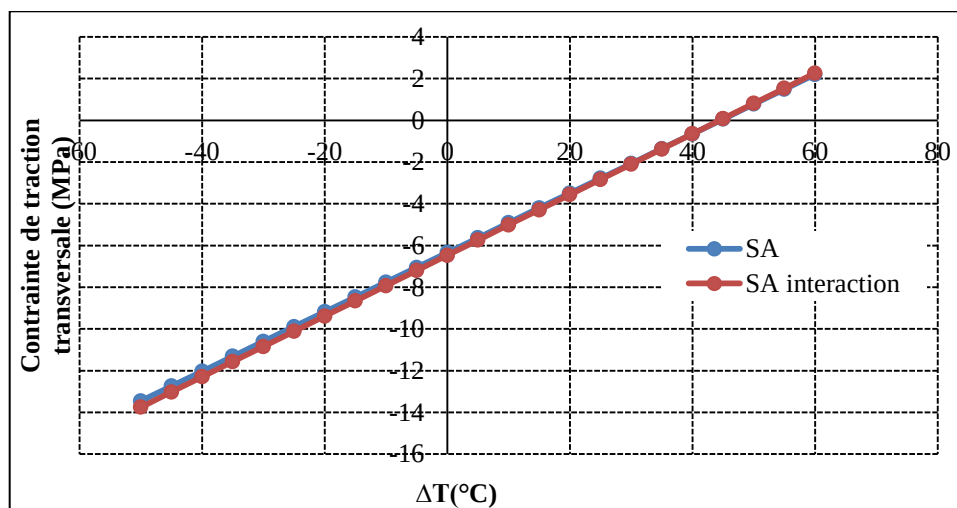


Figure E.7: Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.215.16.45 _ Effet de l'interaction des barres.

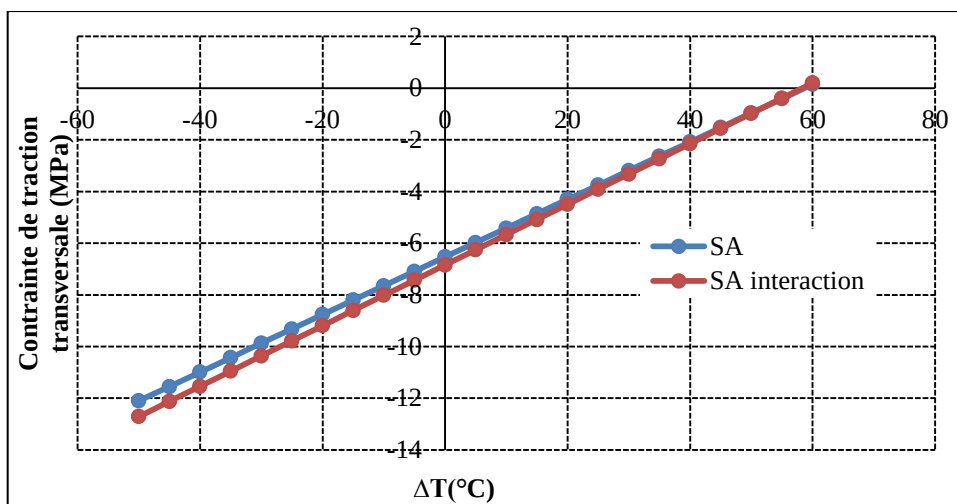


Figure E.8: Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.19.25 _ Effet de l'interaction des barres.

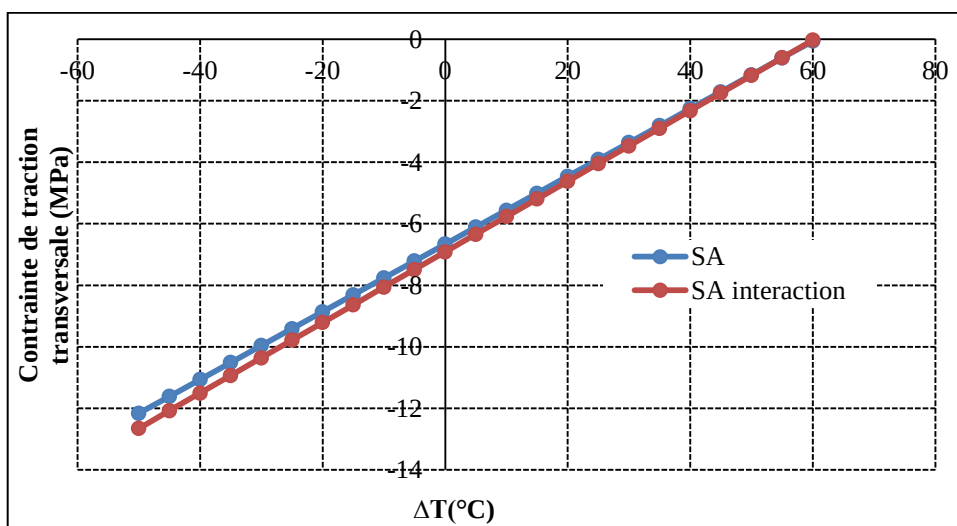


Figure E.9: Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.200.19.30 _ Effet de l'interaction des barres.

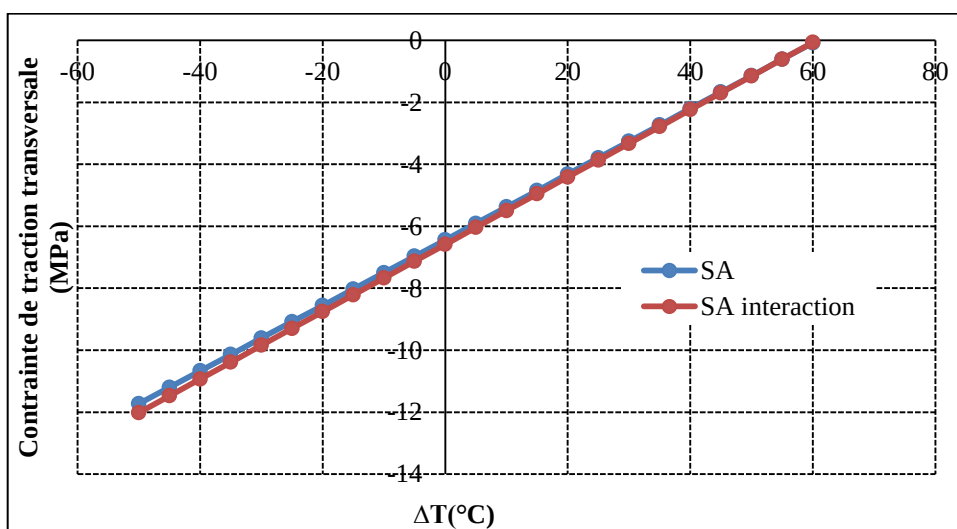


Figure E.10 : Contraintes transversale en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.215.19.45 _ Effet de l'interaction des barres.

Déformation transversale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles en béton renforcées des barres en PRFV_ Effet de la charge mécanique (**Analytique**)

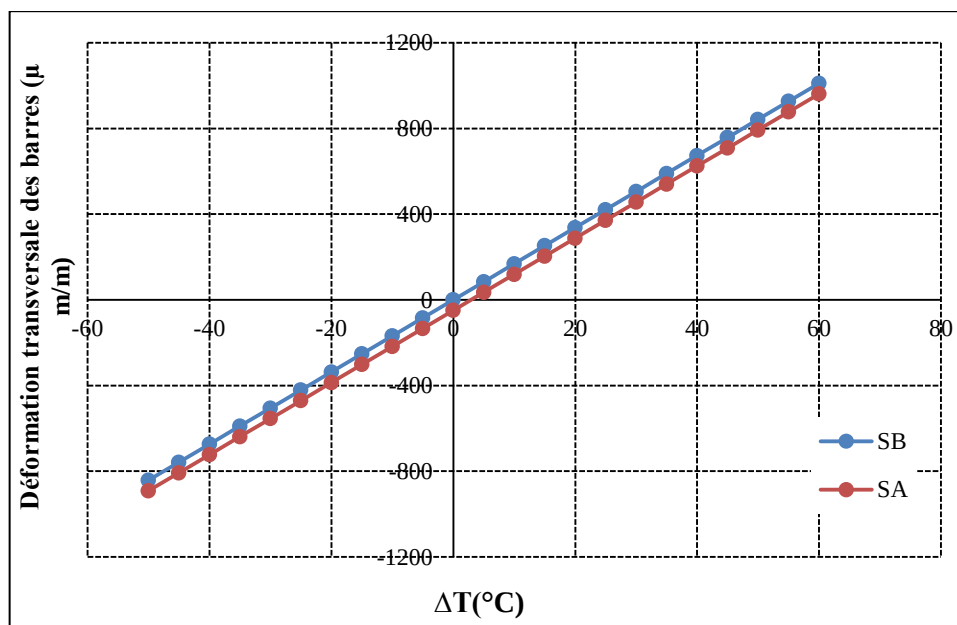


Figure F.1: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.200.16.30 _ Effet de la charge mécanique.

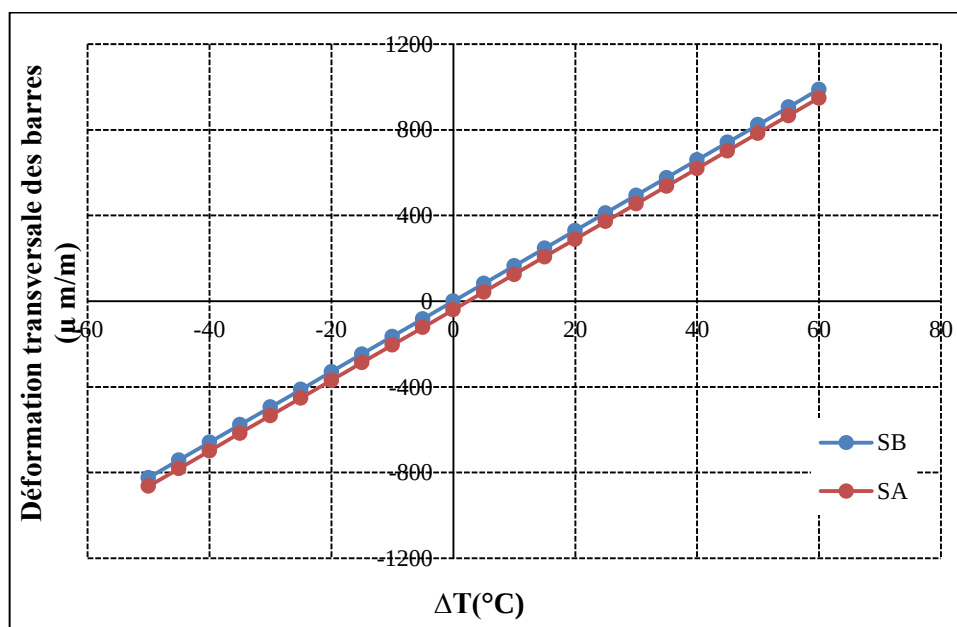


Figure F.2: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.215.16.45 _ Effet de la charge mécanique.

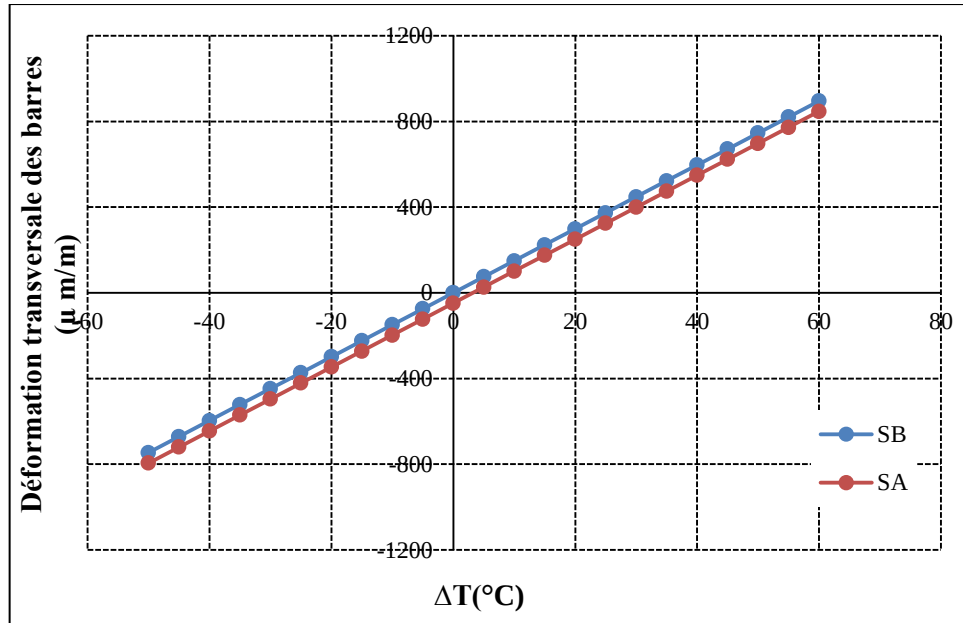


Figure F.3: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.19.25 _ Effet de la charge mécanique.

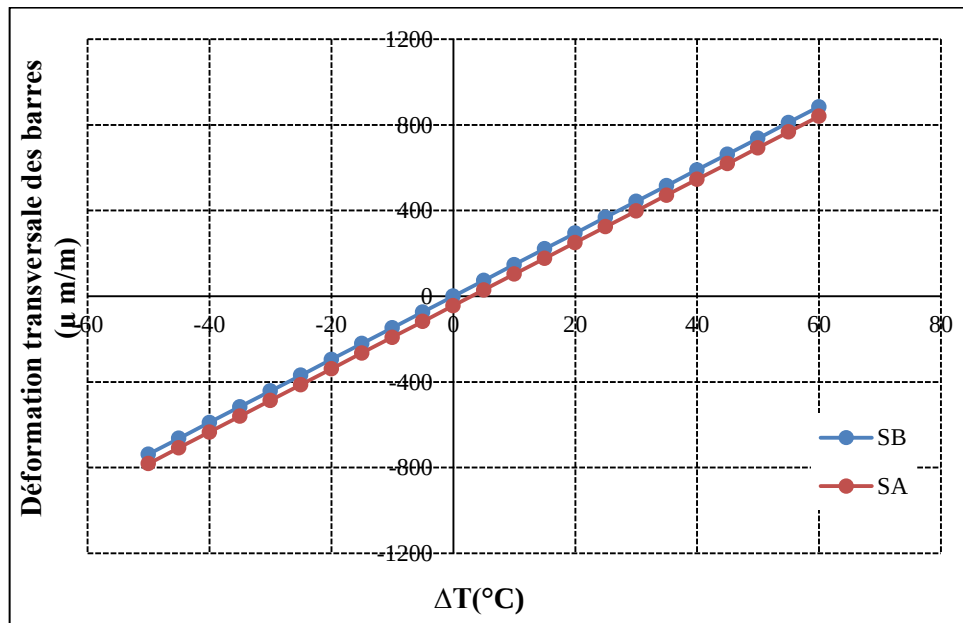


Figure F.4: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.200.19.30 _ Effet de la charge mécanique.

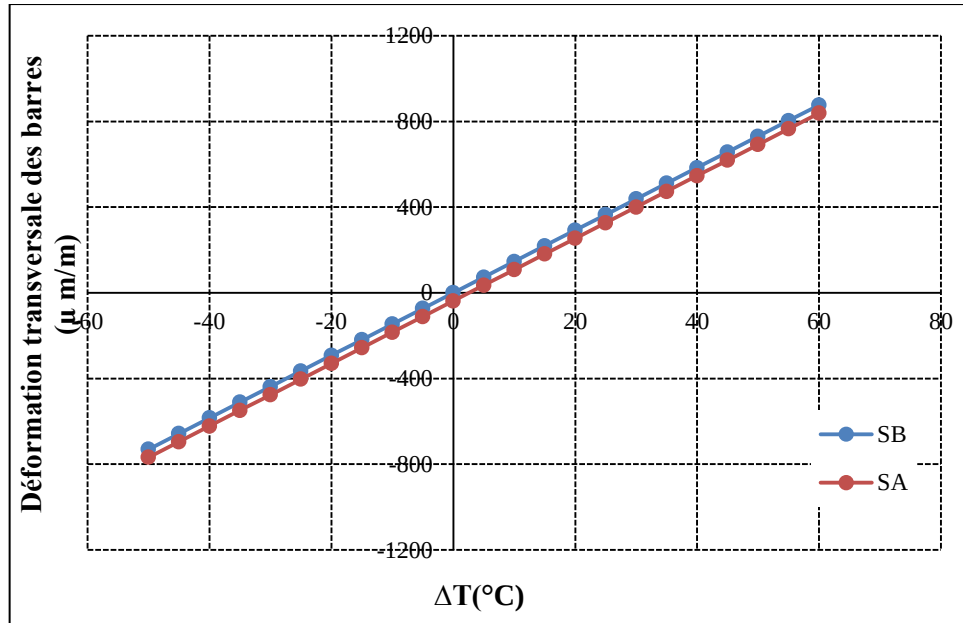


Figure F.5: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.215.19.45 _ Effet de la charge mécanique.

Déformation transversale du béton à l'interface armature en PRF/béton en fonction de la variation de température (ΔT) des dalles en béton renforcées des barres en PRFV _ Effet de l'interaction des barres (**Analytique**)

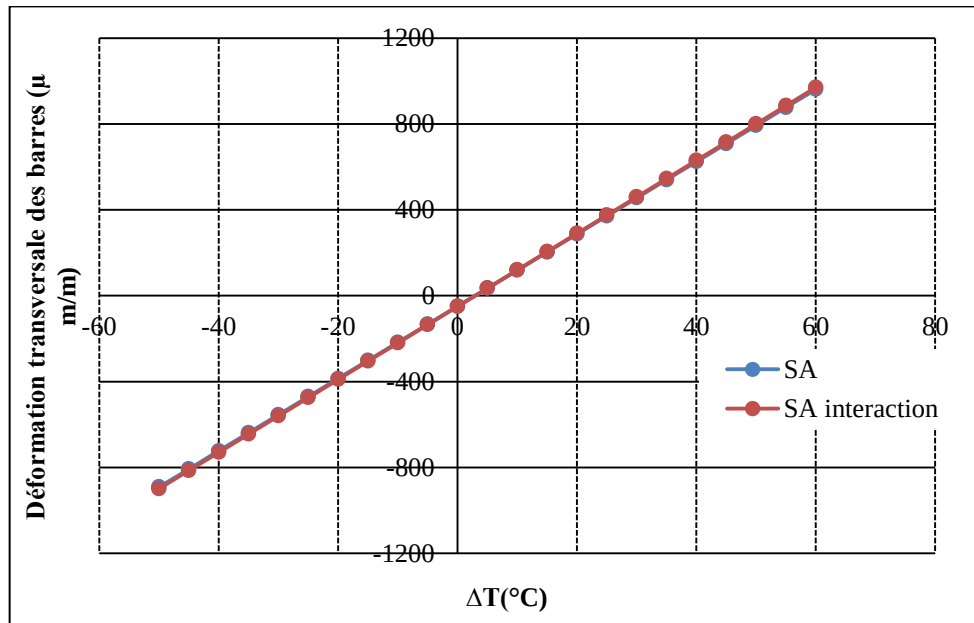


Figure F.6: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.200.16.30 _ Effet de l'interaction des barres.

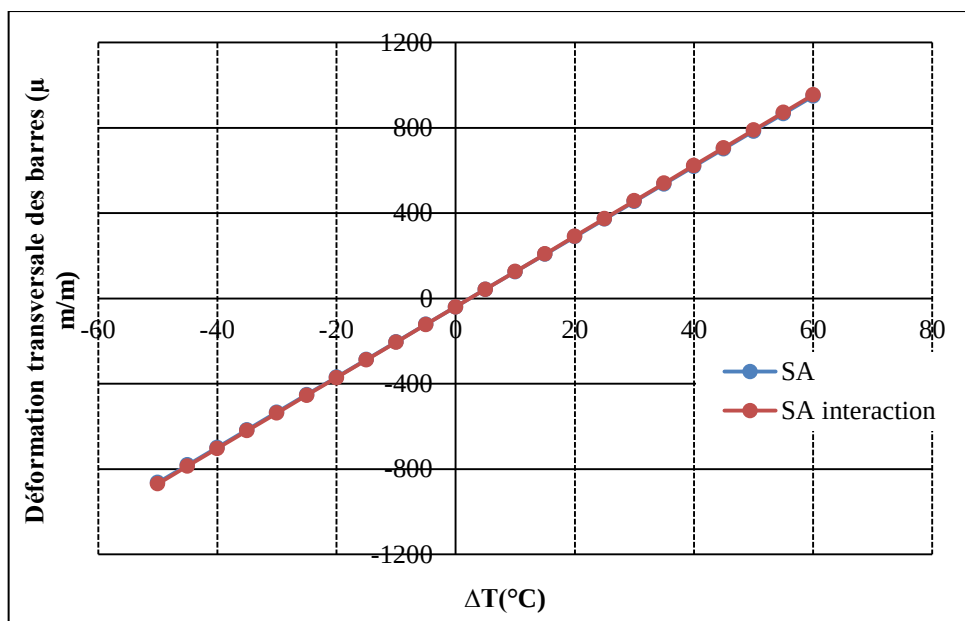


Figure F.7: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.215.16.45 _ Effet de l'interaction des barres.

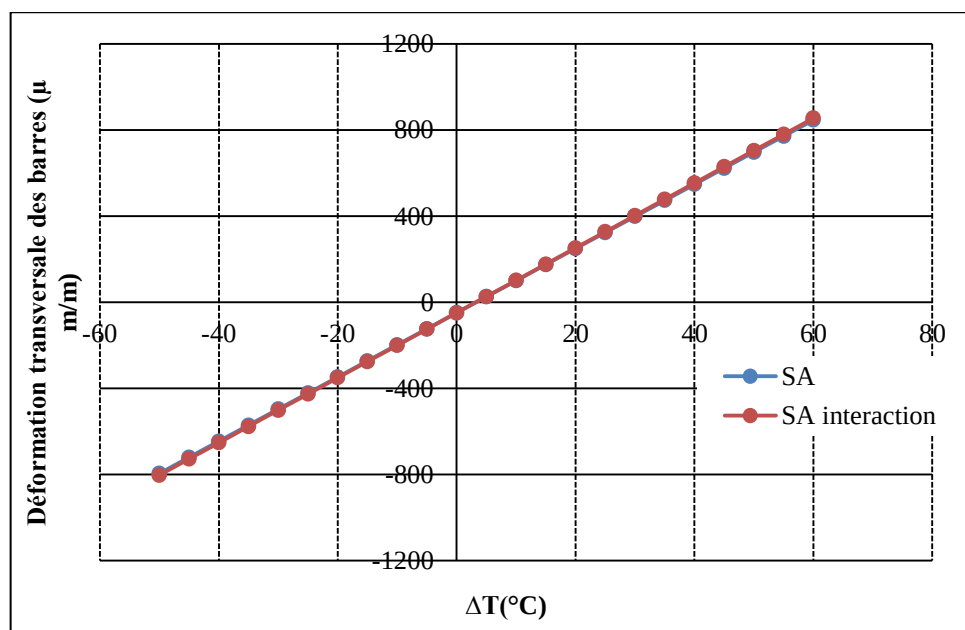


Figure F.8: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.195.19.25 _ Effet de l'interaction des barres.

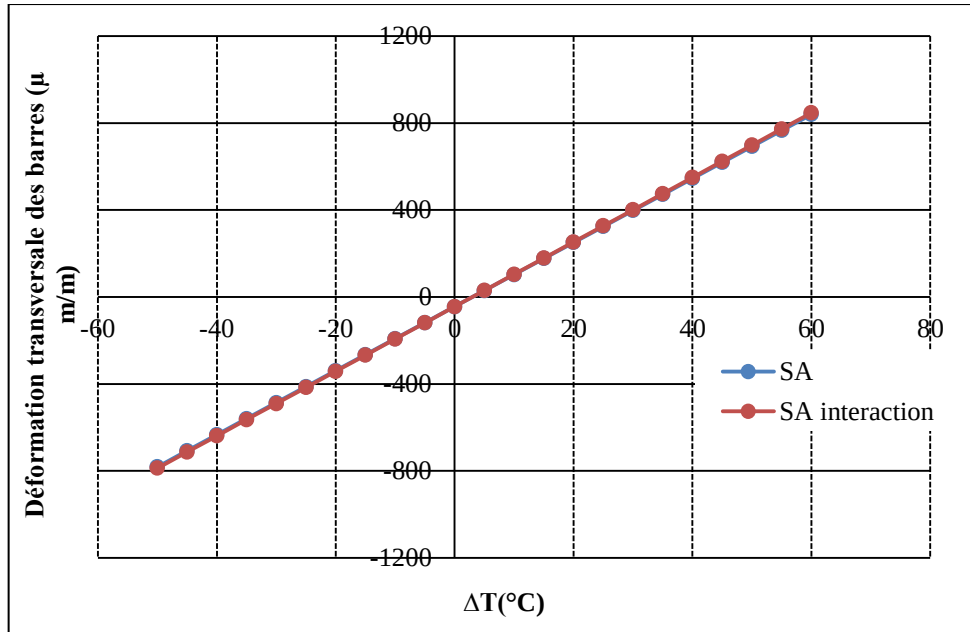


Figure F.9: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.200.19.30 _ Effet de l'interaction des barres.

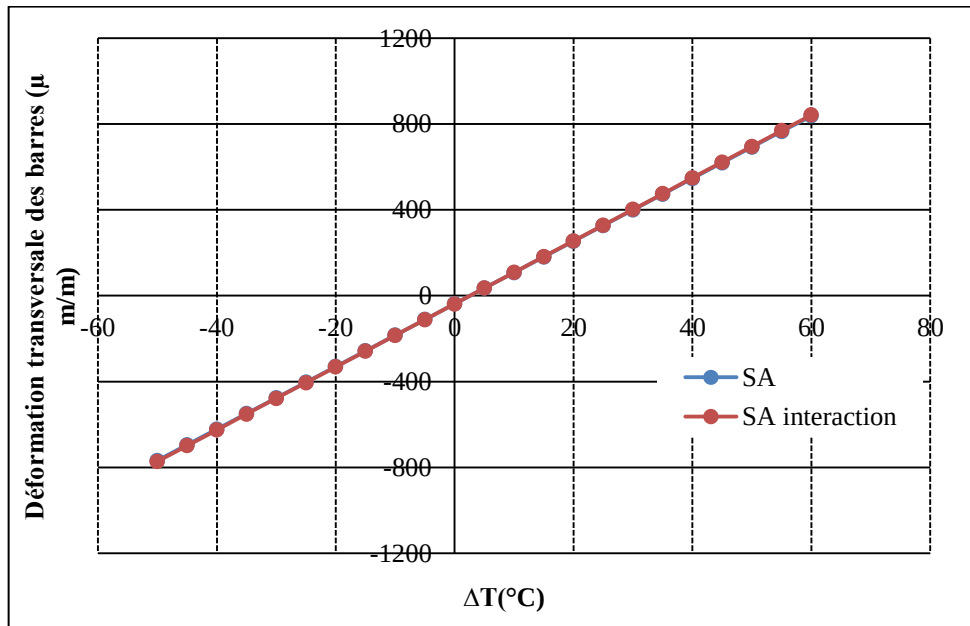


Figure F.10: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à l'interface armature en PRF/béton de la dalle S.215.19.45 _ Effet de l'interaction des barres.

Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton des dalles en béton renforcées des barres en PRFV_ Effet de la charge mécanique (Analytique)

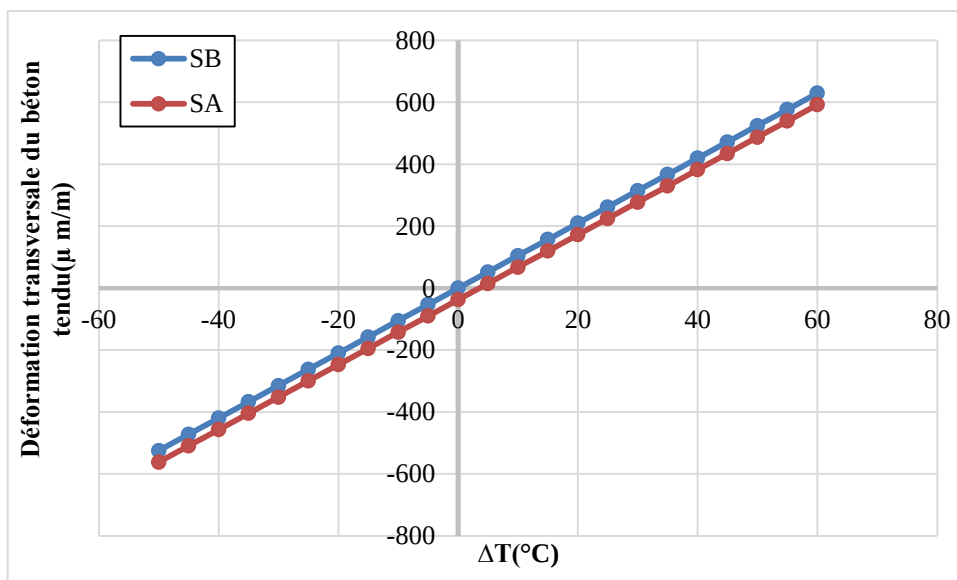


Figure F.11: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.200.16.30 _ Effet de la charge mécanique.

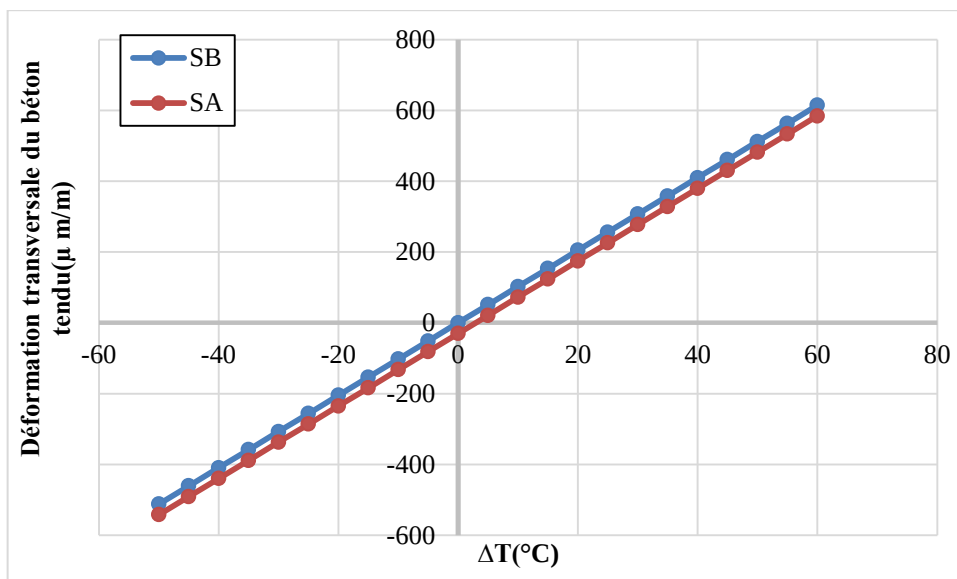


Figure F.12: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.215.16.45 _ Effet de la charge mécanique.

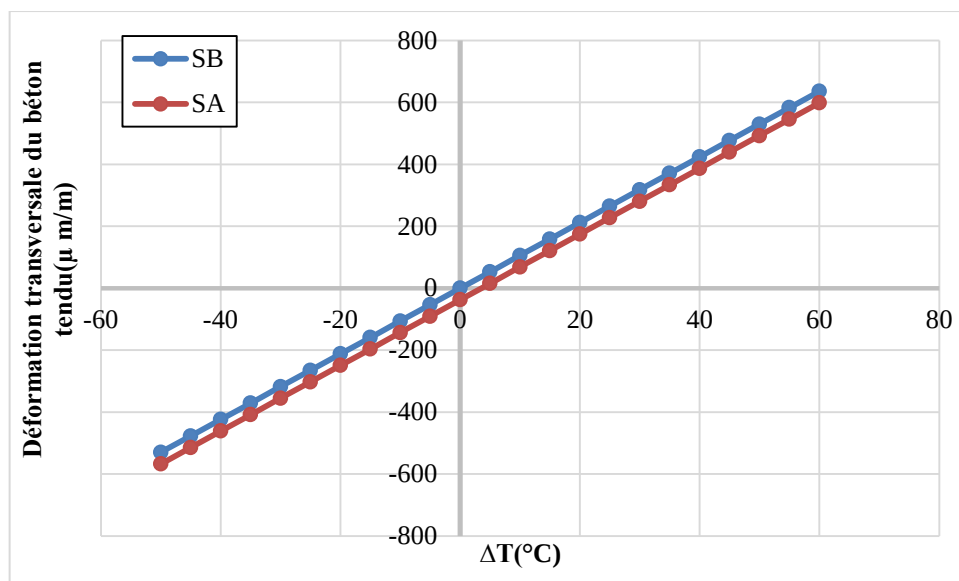


Figure F.13: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.195.19.25 _ Effet de la charge mécanique.

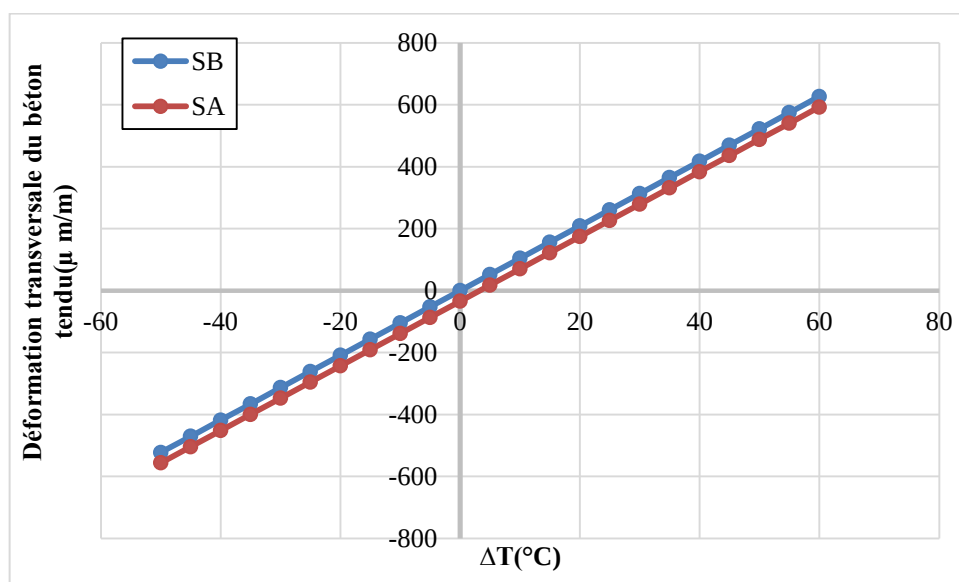


Figure F.14: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.200.19.30 _ Effet de la charge mécanique.

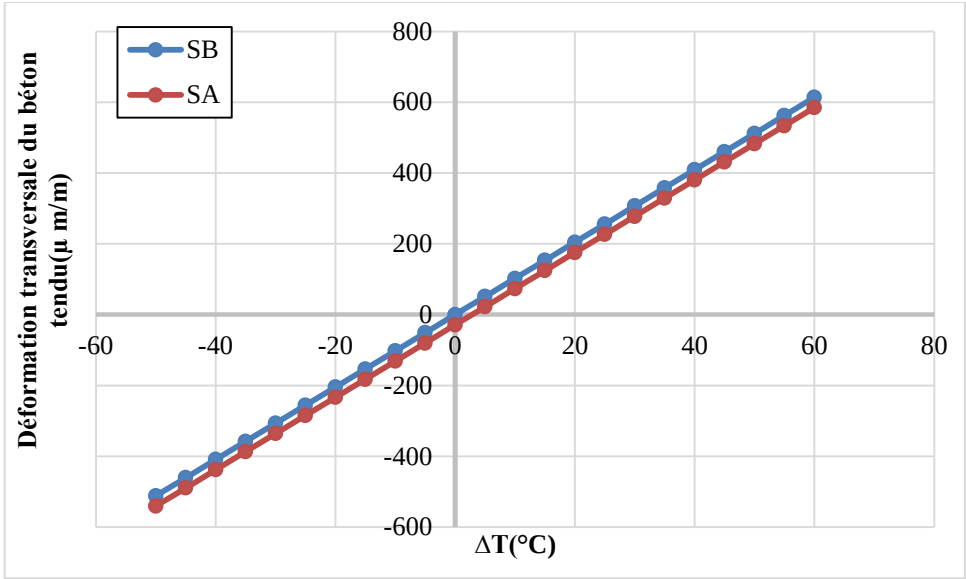


Figure F.15: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.215.19.45 _ Effet de la charge mécanique.

Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton des dalles en béton renforcées des barres en PRFV _ Effet de l'interaction des barres **(Analytique)**

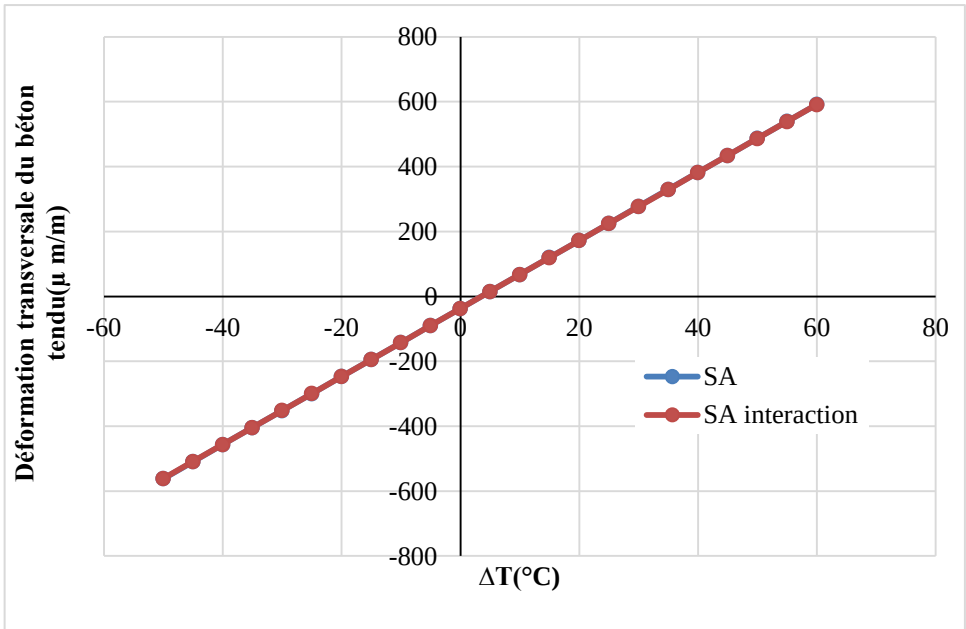


Figure F.16: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.200.16.30 _ Effet de l'interaction des barres.

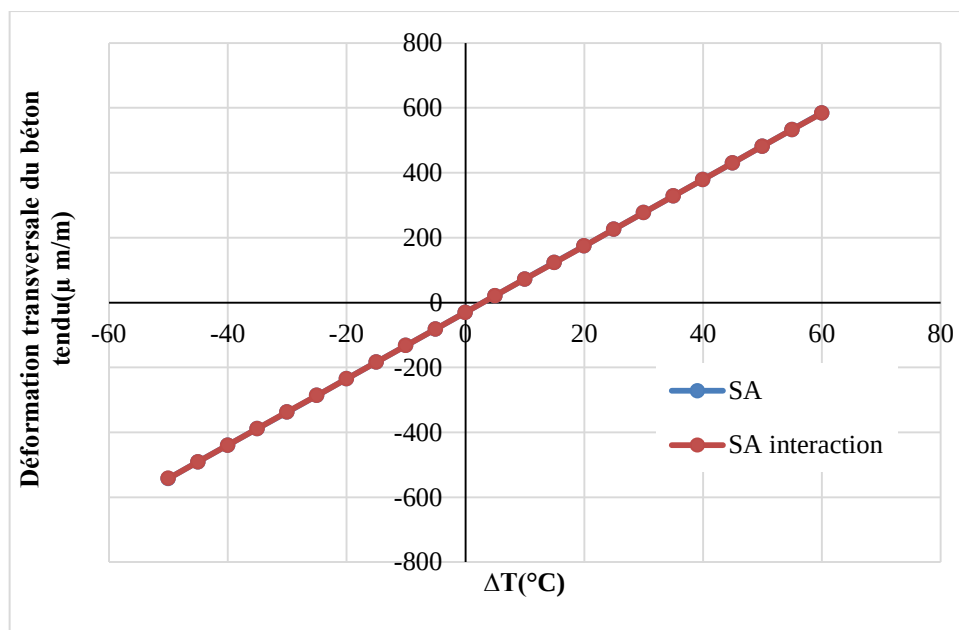


Figure F.17: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.215.16.45 _ Effet de l'interaction des barres.

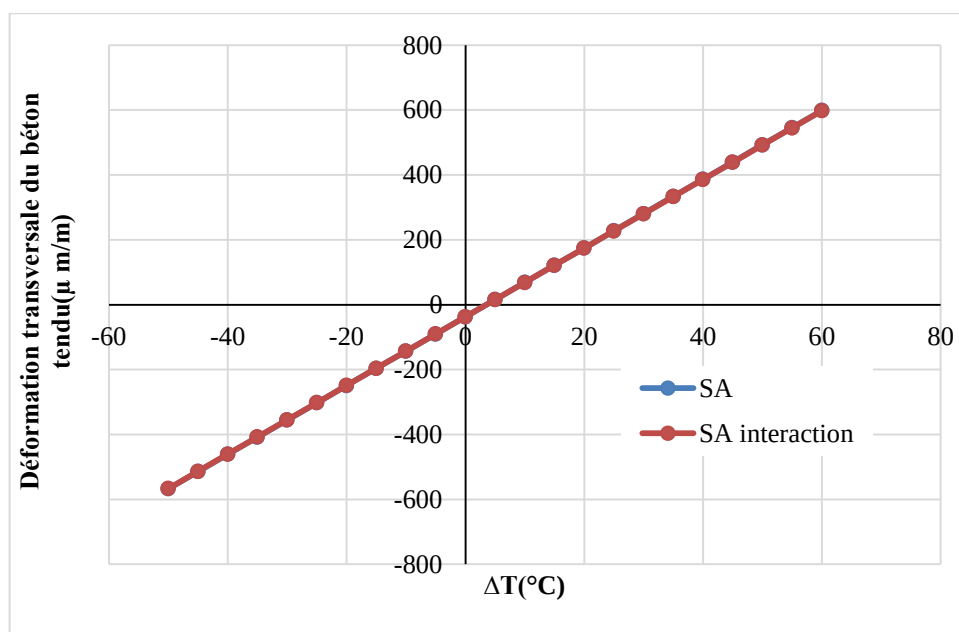


Figure F.18: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.195.19.25 _ Effet de l'interaction des barres.

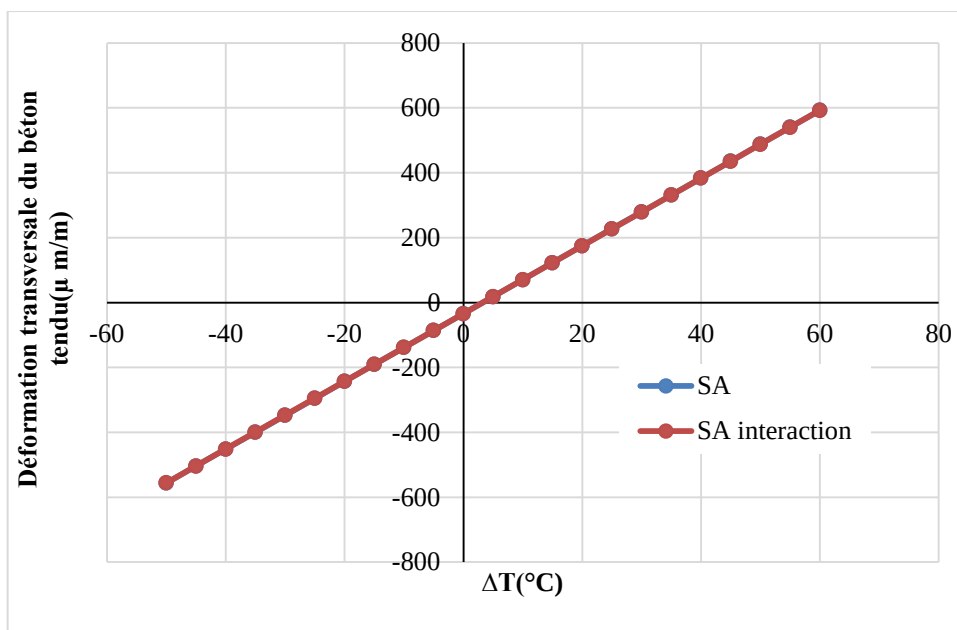


Figure F.19 : Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.200.19.30 _ Effet de l'interaction des barres.

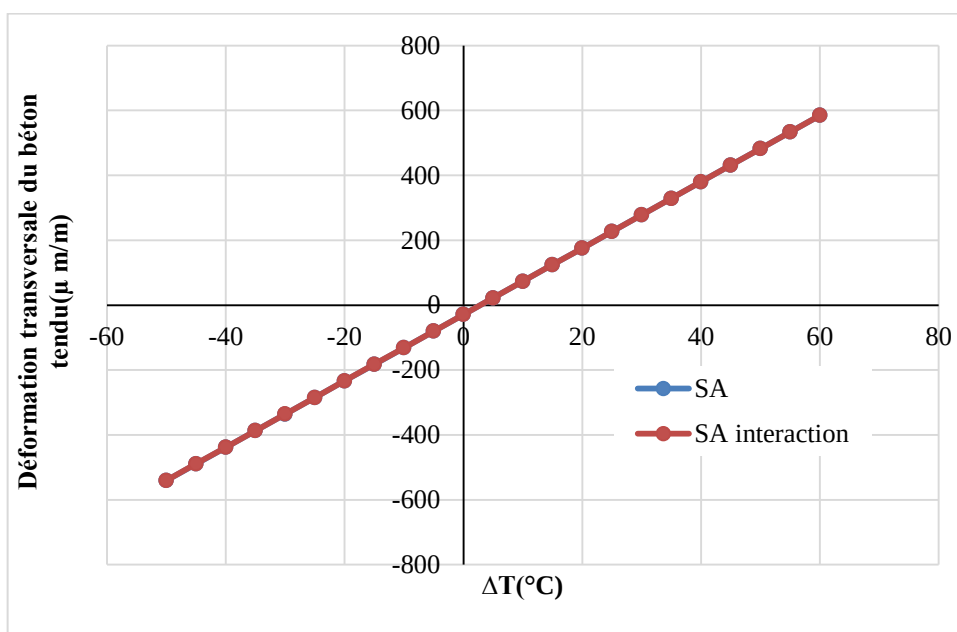


Figure F.20: Déformation transversale du béton en fonction de la variation de température à la surface externe d'enrobage du béton de la dalle S.215.19.45 _ Effet de l'interaction des barres.