الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Réf :.....

المرجع: .....

جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي- تبسة-

Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi –Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT

Présentée pour l'obtention du diplôme de Doctorat en LMD

En : Génie Civil **Spécialité** : Structures

Par: Belakhdar Ahmed Rafik

Intitulé de la Thèse

Etude du renforcement des structures en béton armé après exposition au feu

Soutenue publiquement : Le 03/02/2025

Devant le jury composé de :

Nom & Prénom		Grade	Membres de jury	Etablissement
LAOUAR	Mohamed Salah	Pr	Président	Université de Tébessa
DIMIA	Mohammed Salah	Pr	Rapporteur	Université Batna2
BAGHDADI	Mohammed	MCA	Co-rapporteur	Université Batna2
HOUAM	Abdelkader	Pr	Examinateur	Université de Tébessa
HARKATI	El haddi	Pr	Examinateur	Université de Tébessa
DJELLALI	Adel	Pr	Examinateur	Université de Tébessa
BENMOUSSA	Samir	MCA	Examinateur	Université Batna2

2024-2025

الملخص:

تقوية الهياكل باستخدام مجموعة متنوعة من التقنيات، مثل إضافة الألواح، وإصلاحات الخرسانة المسلحة، والمواد المركبة، تُمارَس بشكل شائع بعد الأحداث الخارجية مثل الزلازل والانفجارات والانهيارات التربية والحرائق وغيرها من الكوارث. تساعد هذه الطرق في تحسين مرونة العناصر الهيكلية (الأعمدة والجوائط والجدران) وقدرتها على تحمل أحمال أكبر. تتضمن هذه الدراسة تحليلًا للعناصر الهيكلية، وفعالية إصلاحات الخرسانة المسلحة، بالإضافة إلى تقنيات التأهيل بعد التعرض لظروف حرارية متطرفة.

في المرحلة الأولى، قامت الدراسة بفحص تأثير النار على الأعمدة المسلحة بالخرسانة من خلال نهج رقمي، حيث تم تقييم فترات التعرض (15, 30 ,60 و90 دقيقة) على قدرتها على التحمل. تم دراسة طرق التقوية، مثل إضافة التسليح واستخدام الأغلفة المركبة حيث تستخدم كل طريقة ثلاثة خرسانة خارجية قيم قوة الضغط 25, 30 و 40 ميجا باسكال، لاستعادة قدرة الأعمدة بعد التعرض للحريق. أظهرت النتائج انخفاضًا في القدرة التحميلية مع تعرض مطول، ولكن زيادة المقطع العرضي خففت هذا التأثير. تم اقتراح معادلة بسيطة لتوقع القدرة التحميلية للأعمدة المقواة، حيث أظهرت النتائج أن استخدام أغلفة مركبة مع ألواح من الصلب يمكن أن يزيد القدرة حتى 182٪ بعد ساعة من التعرض للحريق.

في المرحلة الثانية، تم فحص تأثير النار على الجوائز المسلحة بالخرسانة، حيث لوحظ أن فترة التعرض المطولة تقلل من قدرتها على التحمل. تم تقديم طرق فعالة لإصلاح الجوائز التالفة، بما في ذلك استخدام القوالب المركبة وألواح الصلب. كانت هذه التقنيات فعالة للغاية في استعادة قدرة الجوائز على التحمل بعد التعرض للنار. تم اقتراح معادلة تحليلية لتوقع قدرة الجوائز المعرضة للنار، مما يوفر أداة قيمة للتصميم الهيكلي. سمحت تقنيات الإصلاح بتجديد ما يصل إلى 112٪ من قدرة الجوائز.

في المرحلة الثالثة، ركزت الدراسة على إصلاح الجدران المسلحة بالخرسانة باستخدام خرسانة ذاتية الوضع عالية القوة بعد التعرض للنار. وتبين أن الأضرار الناتجة عن النار لا تؤثر بشكل كبير على قدرة أو صلابة الجدران المقواة حتى درجات الحرارة تصل إلى 400 درجة مئوية. سمحت تقنيات الإصلاح بتجديد ما يصل إلى 129.8٪ من قدرة الجدران المعرضة للنار.

الكلمات الرئيسية: الهياكل، المعرضة للحريق، المتضررة، مقاومة الحريق، التطويق، التقوية، سفير.

Résumé

Le renforcement des structures en béton armé en utilisant diverses techniques est couramment pratiqué après des actions extrêmes tels que les tremblements de terre, les explosions, les incendies et autres catastrophes. La réhabilitation et la réparation avec des chemisages en béton armé et en matériaux composites ainsi que l'utilisation de plaques en acier sont des techniques pratiquement utilisables. Ces méthodes ont pour objectifs de récupérer et d'améliorer la résistance et la ductilité des éléments structuraux endommagés (poteaux, poutres et voiles). L'étude développée dans le contexte de cette thèse présente en premier lieu une analyse détaillée du comportement des éléments structuraux exposés au feu en considérant différentes durées d'échauffement et en deuxième lieu la fiabilité et l'efficacité de la réparation et de la réhabilitation des éléments endommagés sont investigues en considérant différents paramètres physiques et mécaniques. Cette étude présente une investigation numérique en utilisant le code SAFIR aux éléments finis, les modèles Eurocodes des matériaux sont considérés pour rester dans le cadre normatif.

La première phase de l'étude concerne le comportement thermomécanique des poteaux en béton armé exposés au feu y compris la phase de refroidissement. Différentes périodes d'exposition (15, 30, 60 et 90 minutes) sont appliquées, la capacité portante résiduelle est calculée en conséquence en considérant différentes hauteurs (3, 4 et 5m) et sections (30x30, 40x40 et 60x60cm^2). Les résultats ont montré une diminution de la capacité portante avec la durée d'exposition, l'augmentation de la section transversale a pu diminué cette dégradation due à l'aspect d'isolation du béton. Une réduction de l'ordre de 29% et de 76% est calculée pour le poteau de 3m avec une section de 30x30 cm^2 pour une exposition de 15min et 30 min respectivement. La technique de renforcement et de réhabilitation pour restaurer la capacité portante des poteaux endommagés par le feu consiste à utiliser des chemisages en béton armé avec différentes résistances en compression (25, 30 et 40 MPa) et des chemisages mixtes en incluant des cornières et des plaques en acier dans le volume du béton. La technique du chemisage mixte a donné des améliorations plus performantes comparée au chemisage en béton armé. Une équation simple pour prédire la capacité portante des poteaux renforcés a été proposée, montrant que l'utilisation d'un chemisage composite avec des plaques d'acier peut augmenter la capacité jusqu'à 182% après 60 min d'exposition au feu.

La deuxième phase s'est consacrée à l'étude du comportement des poutres en béton armé exposées aux même scénarios de feu. L'évolution de la durée d'exposition réduit la capacité portante résiduelle des poutres étudiées. Les poutres endommagées sont renforcées et réhabilitées en utilisant un chemisage mixte et des plaques en acier pour la résistance en flexion et en cisaillement. Les techniques appliquées présentent une efficacité remarquable de l'ordre de 112% de la capacité portante initiale. Une équation analytique est proposée pour prédire la capacité portante des poutres renforcées, offrant ainsi un outil précieux pour la conception structurelle.

Dans la troisième phase, l'accent est mis sur l'analyse du comportement des voiles en béton armé exposés au feu en considérant différentes épaisseurs (15, 20 et 25cm) et différentes hauteurs (3, 4 et 5m). La dégradation de la capacité portante résiduelle est strictement liée à la durée d'échauffement, elle est plus significative après 400°C. Pour une durée de 60 min une réduction de l'ordre de 50% est trouvée pour le voile de 3m de hauteur et de 20 cm d'épaisseur. La réhabilitation des voiles dégradés est effectué à l'aide de chemisage en béton auto-placent à haute résistance. Cette technique a permis de restaurer jusqu'à 130% de la capacité portante initiale des voiles.

Mots clés : structures, exposition au feu, endommagement, résistance au feu, chemisage, renforcement, SAFIR.

Abstract

The reinforcement of structures using various technologies, such as adding plates, reinforced concrete repairs, and composite materials, is commonly practiced following external events such as earthquakes, explosions, landslides, fires, and other disasters. These methods enhance the ductility of structural elements (columns, beams, and walls) and their ability to support heavier loads. This study includes an analysis of structural elements, the effectiveness of reinforced concrete repairs, as well as rehabilitation techniques after exposure to extreme thermal conditions.

In the first phase, the study examined the effect of fire on reinforced concrete columns via a numerical approach, evaluating exposure periods (15, 30, 60, and 90 minutes) on their load-bearing capacity. Reinforcement methods, such as adding reinforcements and incorporating composite wraps, where each method used three external concrete compressive strength values, 25, 30, and 40 MPa were studied to restore column capacity after fire exposure. The results showed a decrease in load-bearing capacity with prolonged exposure, but an increase in cross-sectional area mitigated this effect. A simple equation to predict the load-bearing capacity of reinforced columns was proposed, showing that using a composite wrap with steel plates can increase capacity by up to 182% after one hour of fire exposure.

The second phase examined the impact of fire on reinforced concrete beams, noting that prolonged exposure reduces their load-bearing capacity. Effective methods for repairing damaged beams were presented, including the use of composite molds and steel plates. These techniques were highly effective in restoring load-bearing capacity of beams after fire exposure. An analytical equation was proposed to predict the load-bearing capacity of fire-exposed beams, providing a valuable tool for structural design. Repair techniques restored up to 112% of beam load-bearing capacity.

In the third phase, the focus was on repairing reinforced concrete walls using high-strength self-compacting concrete after fire exposure. It was found that fire damage does not significantly affect the capacity or stiffness of reinforced walls up to temperatures of 400°C. Repair techniques restored up to 129.8% of the capacity of fire-exposed walls.

Keywords: structures, exposure to fire, damage, fire resistance, confinement, strengthening, SAFIR.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À la source de la tendresse ; Ma chère mère.

En souvenir de mon cher père, je dédie cet œuvre à sa mémoire (Que Dieu Tout-Puissant l'accueille dans Son vaste Paradis).

À celles qui ont partagé avec moi de beaux souvenirs d'enfance, mes chères sœurs et Mes chers frères.

À ceux qui m'ont pris la main et ont éclairé mon chemin par leurs connaissances.

À mes professeurs.

À mes amis.

Enfin, je demande à Dieu que notre travail atteigne les objectifs dressés.

Belakhdar Ahmed Rafik

Remerciements

Au terme de cette thèse, fruit de plus de trois années de recherches à l'Université Cheikh Al-Arabi Tebissi et à l'Université Mustafa Ben Boulaid de Batna, je tiens tout d'abord à remercier Dieu Tout-Puissant, le miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience pour atteindre cet objectif. Un grand merci à tous ceux qui ont contribué à cette œuvre.

En deuxième lieu, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon directeur de thèse, Mohamed Salah DIMIA, enseignant à l'Université de Batna 2, pour son encadrement, ses précieux conseils et ses compétences scientifiques, ainsi que pour sa qualité humaine et son soutien moral et matériel constants tout au long de la préparation de cette thèse. Je tiens en haute estime sa rigueur et son expertise.

Ma gratitude va en particulier à Mohamed BAGHDADI, maître de conférences A à l'Université de Batna 2, pour ses conseils tout au long de cette recherche.

Je remercie le professeur Mohamed Salah LAOUR d'avoir accepté de présider le jery de ma thèse. Je lui suis reconnaissant pour les conseils qu'il m'a prodigué à plusieurs reprises. J'ai beaucoup apprécié sa rigueur et son efficacité.

J’adresse mes sincères remerciements aux professeurs Abdelkader HOUAM, El haddi HARKATI, Adel DJELLALI et Samir BENMOUSSA d’avoir accepté de faire partie de ce jery d’expertise.

En conclusion, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers ma mère, qui m'a comblé de bonheur, d'amour et de sagesse, ainsi qu'envers mes enfants, mes frères et sœurs, qui m'ont soutenu tout au long de cette période. Je souhaite également adresser un grand merci à mon épouse pour son soutien quotidien et son enthousiasme indéfectible envers ma thèse et notre vie de famille.

Nomenclature

$N_{rupture}$	La charge ultime à la rupture, (kN)
$N_{20°C}$	La charge ultime à température ambiante, (kN)
P_u	La charge ultime (modèle analytique), (kN)
P_{str}	Capacité portante après renforcement, (kN)
P_{res}	Capacité portante résiduelle après incendie, (kN)
C_p	Chaleur spécifique, (K.Kg/J).
ΔU_i	Champ virtuel de déplacements à partir de la position déformée de l'élément
ΔT	Variation de la température, (T °C)
K_u	Comprend les matrices de rigidité élastiques linéaires et géométrique.
Q	Constante pour la génération interne de chaleur, [W/m^3] ;
σ	Contrainte (MPa)
x,y,z	Coordonnées , (m)
ε	Déformation unitaire (S_U)
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Déformation correspondant à la température θ.
Δ_u	Deplacement axial à la charge ultime, (mm)
q_n	Flux thermique à la surface (convection +rayonnement)
f_{ext}	Forces nodales énergétiquement équivalentes aux forces appliquées
f_i	Forces volumiques
c	La chaleur spécifique du matériau, (J/K.kg)
λ	Coefficient de conductivité thermique, (W.m^{-1}. K^{-1})
L	La portée de la poutre, (m)
h	La hauteur des poteaux, (m)
$\varepsilon_{c,\theta}$	La déformqtion du béton à la compression à la température θ
t_{peak}	Le temps d'exposition au feu (durée d'échauffement), (min)
V	Volume non déformé de l'élément ;
C	L'épaisseur d'enrobage, cm
f_y	Limite d'élasticité dans les aciers de béton armé à température ambiante
ρ	Masse volumique, [kg/m^3] ;
C	Matrice de capacité,
K	Matrice de conductivité,
K_s	Matrice de rigidité générée par les contraintes
E	Module d'élasticité longitudinal
$E_{s,20}$	Module d'élasticité statique à température ambiante

$E_{s,\theta}$	Pente de la zone élastique linéaire de l'acier de béton armé
$P\ (\%)$	Réduction de la capacité de portant, (%)
f_c	Résistance mécanique caractéristique à la compression, KN/cm^2
f_t	Résistance mécanique caractéristique en traction, KN/cm^2
$f_{c,r}$	Résistance résiduelle à la compression uni-axiale du béton
A	Section, cm^2
S	Surface de l'élément
t	Temp, [min]
T_0	Température ambiante à 20°C
S_{ij}	Tenseur de la contrainte de Piola-Kirchhoff n°2
D_{ijkl}	Tenseur définissant la loi de comportement incrémentale du matériau
ΔE_{ij}	Tensor of the Green virtual field of displacement
T	Variable température, ℃
v	Vecteur solution donnant les températures aux nœuds
V	Volume de l'élément

Abbreviations

BA	Béton armé
FRP	Polymère renforcé de fibres
PRFC	Polymère renforcé de fibres de carbone
MS	Monté en surface
AEF	Analyse par éléments finis
P-R-C-C	Poteaux réparés avec des cornières et des chemisages
P-R-C	Poteaux réparée avec des chemisages
P-R-P-C	Poteaux réparée avec des plaque en acier et chemisages
R-P-C-B	Réparation de poutres par des cornières en acier et un enrobage en béton
R-P-P(V)-C	Réparation de poutres avec des renforts de plaques verticales en acier et un enrobage béton
R-P-P(H)-C	Réparation de poutres avec des renforts horizontaux en plaques d'acier et un enrobage en béton
PEA	Plaque en acier
SSR	Somme des carrés des résidus
TSS	Somme totale des carrés
BHR	Béton armé de haute résistance
RW	Réparation de voiles avec une chemésage
BAC	Béton auto-compact
BRF	Béton renforcé par les fibres
BSP	Plaques en acier boulonnées
MEF	Méthode des éléments finis
ISO 834	Organisation internationale (mondiale) pour les normes
ASTM E-119	Organisation américaine pour les normes, mais avec une portée internationale
EN 1992-1-2	Eurocode 2 - Structures en béton - Résistance au feu
EN 1994	Eurocode 4 - Structures mixtes acier-béton - Résistance au feu
AEF	Analyse éléments finis
NTC	Nano tubes de carbone

Liste des figures

Figure (1) Exemples d'incendies violents au cours des deux dernières décennies. 2
Figure (1–1) Efficacité de diverses techniques de réparation sur les Poteaux: 17
Figure (1–2) Efficacité de réparation de diverses techniques de réparation sur les poutres après incendie 21
Figure (2–1) Courbe contrainte-déformation pour un échantillon de béton [3]. 26
Figure (2–2) Courbe contrainte-déformation selon (Hognestad) 1951 [8] 33
Figure (2–3): Évolution des caractéristiques mécaniques en fonction de la température [8]. 29
Figure (2–4) La courbe contrainte-déformation du béton à différentes températures. 31
Figure (2–5) Relation contrainte-déformation du béton à température élevée (Chaudhary et Roy (2020) [14]) 33
Figure (2–6) La dilatation thermique du béton [18]. 34
Figure (2–7): Evolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température [20] . 36
Figure (2–8) Chaleur spécifique du béton de masse volumique courante (NC) et du béton léger (LC) en fonction de la température 37
Figure (2–9) Densité du béton constitué de différents granulats, haute température [24]. 38
Figure (2–10) Réduction de la résistance de compression après refroidissement [25] 39
Figure (2–11) Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées. 41
Figure (2–12) Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées incluant l'écrouissage 42
Figure (2–13) Limite d'élasticité de l'acier à des températures élevées 44
Figure (2–14) Coefficient de conductivité thermique λa de l'acier d'armature. 47
Figure (2.15) Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température. 47
Figure (2–16) La densité de l'acier γ change avec l'augmentation de la température. 48
Figure (3–1) Méthodologie d'analyse. 55
Figure (3–2) La procédure d'analyse réalisée par le logiciel SAFIR 56
Figure (3–3) présente les différentes parties des éléments de colonne, (a) représentation du maillage et des matériaux, (b) distribution des températures 57
Figure (3–4) Présentation de l'élément poutre (beam) 58
Figure (3–5) Éléments linéaires isoparamétriques. 61
Figure (3–6) Détails de la géométrie et des renforts des section. 67
Figure (3–7) Courbes température-temps paramétriques et standards utilisées. 70
Figure (3–8) charge-déplacement vertical, Sans feu, C1 (colonne de référence). 71

Figure (3–9) Déplacement vertical C2 (Brûlé avec une flamme de feu de 300 ℃). 72
Figure (3–10) Répartition des températures maximales attendues après 90 minutes dans Différentes sections 76
Figure (3–11) Température maximale dans la section diagonale 77
Figure (3–12) Effet du temps d'exposition au feu sur le comportement charge-déplacement vertical du poteau. 79
Figure (3–13) Réduction de la capacité portante des poteaux exposés au feu. 80
Figure (3–14) Détails de la colonne BA réparée avec différentes techniques de chimésage. 81
Figure (3–15) Réparation des poteaux post-incendie après 15, 30 et 60 minutes de feu. 83
Figure (3–16) Validation de l'équation proposée à l'aide du modèle pour des durées d'exposition au feu de 15, 30 et 60 minutes. 88
Figure (4–1) Courbes standard et paramétriques de température en fonction du temps. 95
Figure (4–2) Poutre testée pour valider le modèle d'éléments finis. 96
Figure (4–3) Températures mesurées et prédites à l'aide des expérimentaux et du modèle SAFIR EF. 98
Figure (4–4) Déflexion à mi-portée mesurée et prédite expérimentalement et par SAFIR EF 98
Figure (4–5) Étude du transfert thermique au fil du temps pour une éprouvette de poutre, après une exposition au feu de 15, 30, 60 et 90 minutes. 101
Figure (4–6) Profil de température maximale en coupe diagonale. 102
Figure (4–7) Relation entre le déplacement vertical et le temps de chauffe. 103
Figure (4–8) Réduction de la capacité de charge due à un incendie. 103
Figure (4–9) Différentes techniques de réparation de poutres utilisent le collage de plaques et de cornières 107
Figure (4–10) Différentes techniques de réparation des poutres après différents temps d'incendie. 110
Figure (4–11) Efficacité des techniques de réhabilitation post-incendie après différents types d'incendies 113
Figure (5–1) Schéma du cycle thermique chauffage-refroidissement [23]. 119
Figure (5–2) : Variations de la température du cylindre de béton normal sur différentes périodes. [23]. 121
Figure (5–3) Répartition des températures maximales atteintes dans les sections des voiles pendant les feux de 30 et 90 minutes. 123
Figure (5–4) Étude du transfert de chaleur au cours du temps pour une section de mur d'épaisseurs différentes 125
Figure (5–5) Réduction de la capacité portante du mur due à son exposition à différentes périodes d'incendie. 127
Figure (5–6) Mur en béton armé réparé avec la technique de chemisage 130
Figure (5–7) Efficacité des techniques de réhabilitation après différentes durées. 132

Liste des Tableaux

Tableau (2-1): Variables de base de la relation contrainte-déformation pour le béton ordinaire à différentes températures [1]. 31

Tableau (3-1) The stress-strain relationships, Eurocode 2 [47]. 70

Tableau (3-2) Influence de la hauteur des poteaux, pour différentes durées de feu. 74

Tableau (3-3) Nrupture pour différentes sections transversales. 77

Tableau (3-4) Résultats liés aux poteaux BA exposées au feu pendant différentes durées. 78

Tableau (3-5) Résultats numériques obtenus à partir de différentes techniques de renforcement pour *fc*'=25 MPa. 84

Tableau (3-6) Résultats numériques obtenus à partir de différentes techniques de renforcement pour *fc'*=30 MPa. 84

Tableau (3-7) Résultats numériques obtenus à partir de différentes techniques de renforcement pour *fc'*=40 MPa. 85

Tableaux (4-1) Résultats des poutres en béton armé exposées à différentes longueurs 99

Tableaux (4-2) Résultats d'une poutre en béton armé (BA) de 3 m exposée à différentes durées d'incendie. 100

Tableaux (4-3) Présentation des valeurs du moment et Effort tranchant pour différents appuis après 60 minutes de feu. 106

Tableaux (4-4) Résultats numériques des différentes méthodes de renforcement technique. 108

Tableaux (5-1) Influence de la hauteur du mur (20 cm) pour différentes durées d'exposition au feu. 124

Tableaux (5-2) Influence de l'épaisseur du mur 3 m, pour différentes durées de feu. 125

Tableaux (5-3) Influence d'une hauteur de 3 m du mur sur différentes durées d'exposition au feu. 126

Tableaux (5-4) Évolution de la capacité portante en fonction des différentes conditions de support pour une épaisseur de paroi de 20 cm, après différentes durées d'exposition au feu. 128

Tableaux (5-5) Efficacité de la réparation des voiles à l'aide du chemisage en béton auto-compactant, avec des résistances à la compression (*fc*') variables 131

TABLE DES MATIÈRES

الملخص ..... **II**

Résumé ..... **III**

Abstract ..... **IV**

Dédicace ..... **V**

Remerciements ..... **VI**

Nomenclature ..... **VIII**

Abbreviations ..... **X**

Liste de figures ..... **XI**

Liste de Tableaux ..... **XII**

Introduction générale **1**

Chapitre 1 : Revue des travaux sur le comportement du béton et des éléments structuraux exposés au feu et leurs techniques de renforcement

1.1 INTRODUCTION 6

1.2 REVUE DES TRAVAUX SUR LE COMPORTEMENT RESIDUEL DU BETON 7

1.3 REVUE DU COMPORTEMENT RESIDUEL DES ELEMENTS STRUCTURAUX 8

1.3.1 Les poteaux 8

1.3.2 Les poutres 10

1.3.3 Les voiles 12

1.4 REVUE DES TECHNIQUES DE REPARATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX 13

1.4.1 Les poteaux 14

1.4.2 Les poutres 17

1.5 CONCLUSIONS 21

Chapitre 2 : Propriétés mécaniques et thermiques des matériaux

2.1 INTRODUCTION 23

2.2 ETUDE DU COMPORTEMENT DU BETON A TEMPERATURE AMBIANTE 24

2.2.1 Propriétés mécaniques du béton 24

2.3 ETUDE DU COMPORTEMENT DU BETON A TEMPERATURE ELEVEES 27
2.3.1 Propriétés mécaniques du béton aux hautes températures 28
2.4 COMPORTEMENT RESIDUEL DU BETON EN COMPRESSION 38
2.4.1 Modèle Eurocode 4 [12] 38
2.5 COMPORTEMENT RESIDUEL DU BETON A LA TRACTION 39
2.6 ETUDE DU COMPORTEMENT DU DE L'ACIER A HAUTE TEMPERATURE 40
2.6.1 Propriétés mécaniques des aciers d'armature sans exposition à des températures élevées 40
2.7 PROPRIETES THERMIQUES DE L'ACIER D'ARMATURES 45
2.7.1 Coefficient de conductivité thermique (λ) 45
2.7.2 Chaleur spécifique (C) 47
2.7.3 Densité 47
2.8 CONCLUSION 48

Chapitre 3 : Étude du comportement des poteaux en béton armé et des techniques de renforcement

3.1 INTRODUCTION 50
3.2 METHODOLOGIE 52
3.3 PRESENTATION DU CODE SAFIR 55
3.3.1 Organisation générale du logiciel SAFIR : 55
3.3.2 Présentation de l'élément poteau (column) 57
3.3.3 Analyse thermique 59
3.3.4 Analyse structurelle 62
3.4 PROPRIETES DES MATERIAUX UTILISES A TEMPERATURES ELEVEES 64
3.4.1 Propriétés thermiques 64
3.4.2 Propriétés mécaniques 65
3.4.2.1 Barres d'armature en acier : 65
3.4.2.2 Béton : 65
3.5 DEVELOPPEMENT DE MODELES PAR ELEMENTS FINIS 66
3.6 VALIDATION DU MODELE 70
3.6.1 Validation avec Amer F. Izzat [1] (2012) 72
3.6.2 Validation avec Hadeer and Abdul Muttalib (2022) 73
3.7 ÉTUDE PARAMETRIQUE 73
3.8 RESULTATS ET DISCUSSION 74
3.8.1 Effet de la hauteur effective des poteaux 74

3.8.2 Effet de la section transversale 74
3.8.3 Effet de la durée du feu 78
3.9 REPARATION DES POTEAUX EN BETON ARME ENDOMMAGES PAR LE FEU A L'AIDE DE CHEMISAGES COMPOSITES 80
3.10 ÉQUATIONS SIMPLIFIEES PROPOSEES 86
3.10.1 Présentation du programme MATLAB 86
3.10.2 Validation de l'équation proposée à partir des résultats du modèle pour différentes durées d'exposition au feu 86
3.11 CONCLUSIONS 89

Chapitre 4 : Étude du comportement des poutres en béton armé et des techniques de renforcement

4.1 INTRODUCTION 92
4.2 METHODOLOGIE DE RECHERCHE 93
4.3 VALIDATION DU MODELE 95
4.4 RESULTATS ET DISCUSSION 99
4.4.1 Effet de la longueur des poutres 99
4.4.2 Durée du feu 100
4.4.3 Evolution de la température 101
4.4.4 L'effet des conditions aux limites 105
4.4.4.1 Poutre simplement appuyée 105
4.5 REPARATION ET RENFORCEMENT DES POUTRES APRES INCENDIE 106
4.6 ÉQUATIONS SIMPLIFIEES PROPOSEES: 110
4.7 CONCLUSIONS 113

Chapitre 5 : Étude du comportement et de la réparation de voiles par chemises en béton auto plaçant à haute résistance

5.1 INTRODUCTION 117
5.2 ÉVALUATION NUMERIQUE DES CAPACITES DES VOILES SOUMIS A AUX FEUX 118
5.2.1 Analyse thermique 118
5.2.2 Analyse structurelle 121
5.2.3 Présentation des résultats et discussions 122
5.2.3.1 Évolution de la température 122
5.2.3.2 Influence de la hauteur du mur (effet de la hauteur effective du mur) 123

5.2.3.3 Influence de l'épaisseur du mur 124
5.2.3.4 Effet de la durée du feu 126
5.2.3.5 Effets des diverses conditions d'appui 127
5.2.3.6 Évolution du déplacement vertical pour différentes périodes d'incendie 129
5.3 RENFORCEMENT ET REPARATION DES VOILES EN BETON A HAUTE RESISTANCE APRES EXPOSITION AU FEU 129
5.4 CONCLUSIONS 132
Conclusion générale 135
Perspectives 138
Curriculum Vitae 139

Introduction Générale

Introduction générale

Les structures en béton font partie des types de structures les plus courants au monde, c'est pourquoi l'étude du comportement de ces structures et de leur effondrement est considérée comme l'un des domaines d'étude les plus importants. Les effondrements de structures en béton peuvent résulter de divers facteurs tels que des tremblements de terre, des explosions, des glissements de terrain, des incendies, ainsi que d'autres causes. L'exposition des installations aux incendies émerge comme un facteur particulièrement dangereux. Malheureusement, cela a entraîné d'importantes pertes en vies humaines et la destruction d'infrastructures en particulier des édifices résidentiels. Cette réalité souligne l'importance cruciale de comprendre et de mitiger les risques associés à la résilience des structures en béton face à ces différents scénarios potentiellement dévastateurs.

Le renforcement des structures en béton après un incendie, réalisé à l'aide de différentes techniques telles que des tôles, des fibres de carbone et des matériaux composites, est considéré comme l'un des moyens les plus efficaces pour restaurer les propriétés mécaniques des éléments structuraux en béton, tels que les Poteaux, les poutres et les voiles endommagés. Cela permet d'améliorer la capacité des structures à supporter des charges et offre des solutions efficaces pour augmenter la durabilité des structures en béton. Le feu affecte les éléments en béton armé (BA), L'augmentation de la température a un impact significatif sur les propriétés mécaniques du béton et de l'acier. Cette élévation de température peut entraîner une réduction substantielle de ces propriétés. De plus, de nouvelles déformations sont générées comprenant des phénomènes de fluage thermique et transitoire. En outre, elles peuvent provoquer un effritement explosif des morceaux de surface des éléments en béton. Le feu est qualifié de catastrophe mondiale en raison de sa capacité à perturber les activités humaines normales et à laisser des séquelles pendant une période prolongée [1].

Etat de l’art

Au cours des dernières années, une série significative d'incendies a eu des répercussions dramatiques à l'échelle mondiale. La Figure 1 présente l'incendie du World Trade Center à New York lors des attentats du 11 septembre 2001, qui a résulté en la perte tragique de 2977 personnes. De plus, du 13 au 14 juin 2017, l'incendie de la tour Grenfell à Londres a causé la mort de 79 personnes et 74 autres hospitalisés. En avril 2019, la cathédrale Notre-Dame de Paris a été ravagée par un violent

incendie, entraînant la destruction de sa toiture, de sa charpente et de sa flèche emblématique. En septembre de la même année, l'usine Lubrizol à Rouen, en France, a été le théâtre d'un incendie majeur impliquant plus de 5000 tonnes de produits chimiques inflammables. Ces incidents ont eu des conséquences dévastatrices, engendrant non seulement d'importantes pertes humaines, mais aussi des dommages structuraux considérables, tels que des dégâts mécaniques, des fissurations et des détachements de matière (écaillage). Ces conséquences ont entraîné des coûts de réparation significatifs et une immobilisation prolongée des structures touchées, soulignant l'ampleur des défis liés à la prévention et à la gestion des incendies à travers le monde.



Centre de commerce mondial 11 septembre 2011



La tour Grenfell 14 juin 2017



La cathédrale Notr-dame15 avril 2019

Figure (1) Exemples d'incendies violents au cours des deux dernières décennies.

Description du problème :

Les phénomènes naturels tels que les séismes et les incendies sont parmi les principales causes de dégâts aux structures des édifices. Les incendies en particulier peuvent causer des dommages significatifs aux composants structuraux et non structuraux des bâtiments, exposant souvent les structures en béton à des températures dépassant 1000 °C. Malgré cela, les structures en béton armé démontrent généralement une bonne résistance au feu, permettant souvent la réparation et la réhabilitation de bâtiments même totalement ravagés par des incendies. La restauration des éléments

structuraux altérés vise à rétablir leurs résistances minimales, rigidité et ductilité. Cependant, cette tâche nécessite une compréhension approfondie de l'impact de la température sur les propriétés thermomécaniques du béton, en particulier les relations contrainte-déformation utilisées pour prédire le comportement post-refroidissement des structures.

Objectifs visés par cette recherche

Le premier intérêt de cette recherche est l'étude de l'effet de l'action thermique sur les éléments structuraux et par la suite l'élévation des températures dans ces éléments. Le comportement structural au feu est élaboré en considérant les états de contraints et de déformations résiduelles induites dans les éléments exposés. En plus de l'étude de la résistance et du comportement des éléments structuraux, les résultats de cette recherche visent à mettre en évidence de techniques de renforcement des éléments endommagés par le feu en permettant le développement de certaines procédures de renforcement pour la réhabilitation des structures exposées au feu.

L'étude en question vise à évaluer la performance des éléments renforcés, tels que les poteaux, les poutres et les voiles, après avoir été exposés au feu. Elle exploite des résultats expérimentaux déjà existants dans la littérature et les implémentent dans une analyse numérique par le code SAFIR pour prédire la capacité portante des éléments isolés en béton armé. Après avoir déterminé la charge limite dans des conditions d'incendie. La capacité portante des éléments renforcés est ensuite évaluée en appliquant un chargement progressif jusqu'à la rupture.

Domaine de recherche

Au cours de cette recherche, la capacité portante des éléments structuraux en béton exposés au feu a été étudiée avec des températures croissantes au fil du temps, en tenant compte de l'effet des variables suivantes :

- L'effet du niveau d'échauffement sur la capacité portante de l'élément structurel ;
- La durée du feu (15, 30, 60, 90 minutes) ;
- L'intensité de la température (200 à 1000 C°) ;
- Les propriétés géométriques de l'élément ;
- Les condition d'appui ;

- Le renforcement des éléments structuraux en béton armé (BA) suite à une exposition au feu, en utilisant diverses techniques de renforcement.

Structure de la thèse

La thèse repose sur une série de simulations avec le code SAFIR en élément finis. Les conclusions tirées confirment les inquiétudes initiales et mettent en lumière une probabilité significative de rupture tardive dans des éléments tels que les poteaux, les poutres et les voiles suite à une exposition au feu. Ces simulations jouent un rôle crucial dans la détermination de la charge ultime que ces éléments peuvent supporter à la fin de la durée d'échauffement et après l'incendie. Afin d'explorer en détail ces aspects, la thèse est organisée en cinq chapitres distincts limitée par une introduction générale et une conclusion générale en mettant en lumière les perspectives du présent travail. Chacun de ces chapitres se consacre à une facette particulière de l'étude, fournissant ainsi une structure cohérente pour l'analyse approfondie des performances des éléments renforcés après des conditions d'incendie extrêmes.

Le chapitre 1 : Revue des travaux sur le comportement du béton et des éléments structuraux exposés au feu et leurs techniques de renforcements

Le chapitre 2 : Propriétés mécaniques et thermiques des matériaux

Le chapitre 3 : Étude du comportement des poteaux au feu et leurs techniques de renforcement

Le chapitre 4 : Étude du comportement des poutres au feu et leurs techniques de renforcement

Le chapitre 5 : Étude du comportement au feu et de la réparation de voiles avec chemisage en béton auto-plaçant

Chapitre 1

Revue des travaux sur le comportement du béton et des éléments structuraux exposés au feu et leurs techniques de renforcement

Ce chapitre a passé en revue les études sur le comportement du matériau béton et des éléments structuraux après exposition au feu, en considérant les phases d'échauffement et de refroidissement.

Dans la première partie de ce chapitre, une revue de la littérature a été présentée pour mettre en évidence les effets des hautes températures sur les composants du béton et les changements qui en résultent, notamment au niveau de la pâte de ciment et les granulats et leur liaison, ainsi que leur influence sur le comportement des éléments structuraux et des structures globalement.

La deuxième partie résume l'efficacité des différentes techniques de réparation des éléments structuraux endommagés par les différents scénarios d'incendie. L'objectif de cette section est de passer en revue la littérature existante et de suggérer des orientations pour la présente recherche dans le domaine de la résistance qu feu. Les études menées sur la performance en résistance, en ductilité et durabilité des éléments structuraux après un incendie ont confirmé que l'application de la technique de chemisage en béton améliore les propriétés des éléments réhabilité, apportant une résistance supplémentaire qui augmente leur ductilité et leur durabilité. Cela a motivé le développement de cette recherche pour analyser et évaluer le comportement des éléments structuraux après un incendie, dans le but de formuler des recommandations pour améliorer les performances structurelles des poteaux, des poutres et des voiles endommagés par les actions thermique et mécanique combinées. La décision de démolir ou de renforcer ces éléments représente un outil pratique pour l'ingénieur expert.

1.1 Introduction

Les éléments en béton d'une structure de bâtiment sont généralement considérés comme ayant de meilleures performances en cas d'incendie que les éléments en charpente métallique en raison de la faible conductivité thermique du béton. Des indications fournies par Concrete Industry et autres recherches ont conclu que les bâtiments en béton s'effondrent rarement en raison d'un incendie ou de chocs thermiques élevés, et cette conclusion peut être une fois de plus confirmée par l'incendie de la tour Grenfell en 2017 [1].

Les éléments structuraux exposés au feu peuvent être considérablement endommagés et dégradés en résistance et en ductilité, qui peuvent être causés par la dégradation du matériau sous l'évolution des températures, l'effet de retenue dû à la dilatation-contraction thermique et la redistribution des sollicitations dans les éléments structurels porteurs. Les éléments structuraux endommagés nécessitent souvent des mesures de réparation adéquates, car les performances structurelles initialement envisagés peuvent difficilement être atteintes. La réparation consiste à restaurer les performances portantes de ces éléments structuraux après l'action du feu afin que les structures puissent retrouver leur capacité de service et reprendre leurs fonctions. Diverses techniques de réparation par exemple, le chemisage de la section ou gainage par différents matériaux et fibres ou composites ont été proposés pour les éléments de la structure endommagée et l'efficacité de réparations correspondantes a été étudiée et validée par des tests expérimentaux. Deux recherches de synthèse concernant les réparations après incendie ont été publiés [2, 3]. Ces travaux se sont concentrés sur l'exposition des techniques de réparation en détail et les modèles analytiques utilisés pour le calcul des éléments de structure réparés. Cependant, les scénarios d'incendie associés aux dommages induits par le feu et la fiabilité des réparations n'ont pas été interprétés. Bien que, le scénario d'incendie au quel sont exposés les éléments structuraux à un grand effet sur l'efficacité des réparations. Il n'existe actuellement aucune norme unifiée pour classer les scénarios d'incendie adoptés dans ces études liées à la réparation des structures après l'action du feu. Cette section traite l'analyse du comportement des matériaux utilisés et des éléments structuraux durant la situation d'incendie ainsi que le comportement résiduel est envisagé, basé sur l'analyse statistique de la durée après l'exposition au feu. L'efficacité des diverses techniques de réhabilitation sur les éléments structuraux endommagés par différents niveaux d'échauffement est présentée. L'objectif de cette section est de passer en revue la littérature des travaux actuels sur ce sujet et de positionner cette recherche par rapport à ces travaux.

1.2 Revue des travaux sur le comportement résiduel du béton

Le béton exposé au feu peut subir une perte de masse, une dégradation importante des propriétés mécaniques, des fissures et même un effritement [4]. Ceux-ci sont dus aux changements physiques et chimiques de la pâte de ciment et des granulats de béton ainsi qu'à l'incompatibilité induite thermiquement en raison de la température élevée [5, 6]. Des études expérimentales menées par Sarshar et Khoury [7] ont révélé que les types de granulats du béton ainsi que les conditions de chauffage et de post-chauffage pouvaient affecter de manière significative les performances du béton après incendie. Un taux de chauffage plus lent [7] et une température maximale plus élevée [8-9] entraînent une perte de résistance plus importante en raison de la répartition plus élevée de la température obtenue dans la section transversale. De plus, les propriétés mécaniques du béton exposé au feu peuvent se détériorer davantage lors de la phase de refroidissement. L'Eurocode 4 suggère une perte de résistance supplémentaire de 10 % de la résistance à la température maximale après refroidissement, tandis que la température maximale du béton est supérieure à 300 °C. Les tests effectués par Li et Franssen [10] ont révélé que la réduction supplémentaire de la résistance à la compression pendant la phase de refroidissement pouvait atteindre 20 % de la résistance aux températures maximales. Des études concernant la vitesse de refroidissement ont montré qu'une réduction plus élevée de la résistance du béton se produisait avec une diminution plus rapide de la température, comme le refroidissement du béton par trempe ou pulvérisation d'eau [11]. Cela a été expliqué comme un « choc thermique » plus important pour le béton dans les cas de taux de diminution de température plus élevé.

Pendant les conditions de refroidissement après un incendie, un processus de durcissement post-incendie avec de l'eau/humidité se produit conduisant à une restauration partielle de la résistance du béton, car la récupération de la résistance dépend du processus de réhydratation du béton [13].

Les résultats des tests ont montré que la résistance résiduelle à la compression du béton à haute résistance exposé à 600 °C pouvait être récupérée jusqu'à 93 % de la résistance à la compression initiale après avoir été conserver dans des conditions de refroidissent à l'eau pendant 56 jours [14], cela est dû au fait que le gel C-S-H commence à se décomposer à environ 550 °C une réhydratation de la pâte du ciment est évidente. La récupération de la résistance est cependant un processus lent et le béton après incendie peut même subir une dégradation supplémentaire de sa résistance après avoir été refroidi avant de commencer à récupérer sa résistance [15, 16]. Au niveau matériau, ces recherches

ont montré que le développement d'un incendie (caractérisé par la vitesse de chauffage, les températures maximales et la vitesse de refroidissement), les conditions et la durée de curage après l'incendie peuvent toutes affecter la résistance résiduelle du béton.

1.3 Revue du comportement résiduel des éléments structuraux

En raison des dommages causés par le feu sur le béton et d'autres impacts thermiques, les performances après incendie des éléments structuraux en béton armé (BA) peuvent être affaiblies. De nombreuses études ont été menées sur les poteaux, les poutres et les voiles en BA, qui se sont principalement concentrées sur la diminution de la capacité portante des éléments en BA après une exposition au feu. Les études sur les types d'éléments, les types d'échantillons, les conditions de chauffage, les rapports de charge sous le feu sont présentés.

1.3.1 Les poteaux

Chen et al [17] ont mené une étude expérimentale de l'effet du temps d'exposition au feu ISO 834 sur le comportement résiduel des poteaux en béton armé. Neuf poteaux en béton armé à l'échelle réelle (45 x 30 x 300 cm) avec deux taux d'armatures longitudinales (1,4 % et 2,3 %) ont été testés avant et après exposition au feu standard ISO 834 pendant 2 et 4 heures avec un chargement constant. Après un mois de refroidissement, les échantillons ont été testées en charge axiale combinée à une flexion uniaxiale ou biaxiale. Les résultats des tests ont montré que la capacité portante résiduelle diminuait avec l'augmentation de la durée d'exposition au feu. Cette détérioration de la résistance après une augmentation du temps d'exposition peut être ralentie en rétablissant la résistance d'armatures laminées à chaud après trempe. De plus, la diminution de la rigidité résiduelle est supérieure à celle en charge ultime; par conséquent, une grande attention doit être accordée à la déformation et à la redistribution des contraintes des bâtiments en béton armé exposés aux tremblements de terre après un incendie.

Kodur et al [18] ont présenté une méthode d'évaluation de la résistance résiduelle des poteaux en béton armé (BA). Cette approche est basée sur la température maximale atteinte dans le noyau de béton et les barres d'armature et sur la réduction associée de la résistance de l'acier et du béton. Pour valider l'approche proposée, des tests de résistance résiduelle après incendie ont été réalisés sur cinq poteaux en béton à haute résistance. Les variables de test comprenaient le type de béton, la présence de fibres (polypropylène et/ou acier) dans le béton et le pourcentage de la capacité portante appliqué. Les Poteaux ont été soumis à une charge et exposés au feu selon la configuration envisagée, puis

laissés se refroidir avant de procéder à des tests de résistance résiduelle. Les résultats de ces essais indiquent que les Poteaux en béton à haute résistance préservent la majeure partie de leur capacité portante à température ambiante après avoir été exposées à un incendie. Une comparaison des prévisions de résistance résiduelle avec les valeurs mesurées à partir des essais indique que l'approche proposée est capable de prédire la résistance résiduelle des poteaux en BA exposées au feu.

Han et al. [19] ont examiné les performances post-incendie des poteaux en béton armé soumis à une phase complète de chargement et d'incendie, incluant le chargement à température ambiante, le chauffage avec des charges externes constantes, le refroidissement, et le chargement après l'incendie. L'analyse des contraintes thermiques couplé à l'analyse par un logiciel au éléments finis (AEF) a été utilisé pour générer des modèles d'analyse de champ de température et d'analyse structurelle pour les poteaux soumis à toute la phase de chargement et d'incendie. Pour améliorer la précision du modèle AEF, l'effet de l'écaillage du béton provoqué par le feu a été pris en compte à l'aide d'une technique de changement d'élément. Outre les données d'essais de résistance au feu existantes sur les poteaux ont été comparées aux résultats numériques, afin de vérifier davantage l'exactitude du modèle AEF dans la phase post-incendie. Un ensemble d'essais au feu ont été effectués sur les poteaux, y compris l'essai de résistance au feu et l'essai post-incendie.

Zhou et al. [20] ont effectué une série de tests, qui comprenaient respectivement six tests de résistance au feu et quatre tests post-incendie, sous l'effet combiné de la charge mécanique et la charge thermique. Les observations et les résultats des tests sont présentés, notamment la résistance au feu, la résistance résiduelle après feu, les modes de défaillance, les relations température-temps et les relations contrainte-temps. La performance au feu des poteaux de béton protégés ou isolés est analysée et discutée, à la base de ces observations, il a été constaté qu'en raison de l'effet isolant du béton armé externe, les poteaux revêtus de béton ont une plus grande résistance au feu et une plus grande résistance résiduelle que les poteaux conventionnels sans revêtement en béton. Le modèle de calcul simple pour l'analyse de la résistance au feu des poteaux composites selon l'Eurocode 4 est étendu puis utilisé pour calculer la résistance au feu ainsi que la résistance résiduelle après incendie des poteaux à revêtement en béton. Les prévisions se sont révélées prudentes par rapport aux données d'essai, et cette méthode simplifiée est applicable pour évaluer la résistance au feu et la résistance résiduelle des poteaux revêtus en béton.

Demir et al [21] ont étudié l'effet du temps après exposition au feu sur le comportement des échantillons (cubes et cylindres) et le comportement sismique des poteaux en béton armé avec contrôle total de la flexion. Les résultats des tests sismiques après incendie ont été examinés sur un total de quatre poteaux. Parmi ces tests, l'un d'eux portait sur un échantillon de référence non chauffé, tandis que les trois autres étaient exposés à un échauffement de 90 minutes suivant la courbe d'incendie ISO-834. Des tests sismiques ont été effectués sur les poteaux exposés au feu après 30, 60 ou 360 jours. Les résultats des tests ont indiqué qu'une exposition au feu pendant 90 minutes a entraîné une diminution de la capacité de charge latérale, de la ductilité et de la rigidité par rapport aux poteaux non chauffés. D'autre part, il a été constaté que l'effet de la durée après l'exposition au feu sur la capacité de charge latérale résiduelle et la ductilité des poteaux était limite, tandis que les poteaux soumis à des essais sismiques 30 jours après l'exposition au feu présentait un comportement moins rigide par rapport aux poteaux testés plus tard.

1.3.2 Les poutres

Des études approfondies sur la capacité de flexion résiduelle ont été menées par Jiang et al. [22], liées aux propriétés de cisaillement. Dans cette recherche, des essais de cisaillement ont été effectués sur vingt-cinq poutres y compris des poutres de charpente et des poutres en console afin de déterminer la différence de comportement en cisaillement avant et après exposition au feu. Les facteurs contrôlant la capacité de cisaillement, tels que le rapport de portée en cisaillement, la dalle en béton (c'est-à-dire la semelle de la poutre) et l'espacement des étriers, ont été étudiés. Les résultats expérimentaux ont indiqué que la capacité de cisaillement et la rigidité des poutres en BA se sont détériorées après un incendie. Les fissures diagonales des poutres avec moins de charges étaient fortement concentrées, et leur largeur augmentait significativement. Sur la base des résultats des tests, un processus d'évaluation simplifié a été développé pour évaluer la capacité de cisaillement des poutres, une formule analytique est proposée pour prédire la capacité de cisaillement résiduelle des poutres en BA endommagées par le feu avec une précision suffisante.

Higuchi et al [23] ont présenté une méthode analytique pour estimer la capacité de cisaillement résiduelle des poutres en BA exposées aux haute températures et les résultats obtenus sont validées par des résultats d’expériences. Les auteurs se sont concentrés sur le mécanisme par lequel la capacité de cisaillement résiduelle des éléments s’est récupère dans un environnement humide après un refroidissement lent. Ils ont confirmé que la vapeur d'eau échappée dans le béton après chauffage

provoque la réhydratation de la chaux vive (CaO) résultant du chauffage à haute température (supérieure 400°C) et donc l'auto-récupération de la résistance du matériau. Sur la base des résultats d'expériences, un modèle numérique est proposé qui considère la formation d'hydroxyde de calcium par réhydratation de la chaux vive pour une analyse multi-échelle pour l'étude de l'effet des dommages sur la résistance résiduelle des éléments endommagés.

L'étude réalisée par Khan et al, [24] a investigué la force d'adhésion des connexions de barres d'armature dans des blocs de béton armé soumis à des actions thermiques cycliques. Ils ont testé 100 blocs avec des barres d'armatures de 12 mm de diamètre, en les exposant à divers cycles thermiques. Les résultats de l'étude ont mis en évidence une perte plus significative de la force d'adhérence pour les barres de 12 mm en raison de l'expansion de l'enrobage du béton. Ces conclusions soulignent l'importance de mettre en place des directives appropriées pour les éléments structuraux en béton armé dans des environnements à haute température soumis à des charges thermiques cycliques.

Akca et al. [25] ont étudié l'effet de l'exposition des poutres en béton armé à un feu ISO, puis leur soumission à différentes conditions de refroidissement pour comprendre les changements dans le béton pendant la phase post-incendie. Les poutres ont été testées en flexion à quatre points pour évaluer leurs performances mécaniques résiduelles et afin d'observer les changements dans la morphologie du béton dus à l'exposition au feu une analyse par microscope électronique à balayage (MEB) a été réalisée. Les résultats ont montré que l'exposition à des températures élevées provoquait une détérioration de l'aspect extérieur du béton et une diminution des propriétés mécaniques résiduelles du béton, tandis que la récupération après incendie provoquait une amélioration des propriétés mécaniques résiduelles et une restauration de la microstructure.

Thongchom et al. [26] ont examiné l'impact du chargement continu à haute température sur la réponse résiduelle en flexion de blocs de béton après exposition à des températures de 700 et 900 °C pendant 3 heures, suivies d'une phase de refroidissement. Les deux ensembles de blocs ont été soumis à une charge statique simulée équivalant à 22,6 % de la résistance à la flexion des éléments non chauffés, bien que d'autres échantillons ont été exposés au feu sans application de charge. Les résultats ont révélé que les armatures inférieures en acier de tous les blocs exposés ont atteint des températures maximales dépassant la valeur critique de 593 °C (1 099 °F) avant les essais statiques. Cet effet a eu un impact plus marqué sur la rigidité et la flexion post-incendie que sur la résistance.

Gernay et al [27, 28], ont présenté une étude numérique sur le comportement des poteaux, poutres et murs en béton armé exposés à des incendies naturels, incluant des plages de refroidissement. Les modèles en éléments finis sont comparés à des expériences visant à capturer le comportement pendant le chauffage. Ensuite, ces modèles sont utilisés pour simuler la réponse structurelle des éléments soumis à différentes vitesses de refroidissement et taux de charge en cas d'incendie. Les analyses prennent en compte l'irréversibilité des propriétés des matériaux en suivant l'historique de température de la structure. Les résultats indiquent que les températures et les déformations continuent d'augmenter après la fin de la phase de chauffage par le feu. Par conséquent, les poteaux, poutres et murs en béton peuvent se rompre pendant la phase de refroidissement. Des taux de refroidissement plus rapides réduisent la probabilité de défaillance pendant cette phase.

1.3.3 Les voiles

Baghdadi et al. [28] ont mené une étude expérimentale sur les propriétés thermomécaniques du béton après l'avoir chauffé à des températures de 200 à 1000 °C. La température a été augmentée pour représenter l'action du feu naturel dans un four électrique, maintenue pendant 1,5 heure à la température maximale, puis progressivement refroidie dans le four. Tous les échantillons ont été fabriqués à la base de matériaux granulés de calcaire pour déterminer les propriétés mécaniques résiduelles, notamment la résistance à la compression, le module d'élasticité statique et dynamique et la perte de masse. Les résultats ont été comparés à celles du modèle de l'Eurocode 4 et à d'autres modèles analytiques issus de la littérature. Ces résultats sont implimentés par la suite dans un code de calcul pour une analyse numérique pour prédire la capacité portante résiduelle des voiles exposés au feu sous des charges verticales et horizontales.

Deshpande et Andrew [29] ont mené une étude expérimentale à grande échelle sur le comportement des voiles en béton armé soumis à des sollicitations thermique et sismique combinées, incluant également des voiles renforcés par des plaques en acier (SC). L'objectif principal était d'analyser l'impact des températures élevées sur la rigidité de cisaillement, tandis que le deuxième objectif visait à évaluer l'influence de la température sur la résistance maximale des voiles. Les résultats ont montré que pour une température de 149°C (300°F), la rigidité et la résistance ont été légèrement affectées, mais les voiles avec un pourcentage minimal de ferraillage conforme aux règles américaines ACI (American Concrete Institut) soumis à une plage de températures allant jusqu'à 232°C (450°F) ont montré une légère réduction de la résistance maximale au cisaillement.

Mueller et Kurama [30] ont réalisé une étude expérimentale à échelle réelle sur le comportement des voiles porteurs en béton armé pendant et après un incendie. L'objectif était d'étudier le comportement hors plan des voiles en console chargés verticalement et exposés au feu nominal ASTM E119, puis laissés se refroidir librement.

Mistri et al. [31] ont établi une investigation sur les voiles de contreventement exposés à un feu supposé déclaré dans un bâtiment de trois étages constitué d'un mur de refend, afin de déterminer le niveau de dégradation de sa résistance à la suite de l'incendie. Le bâtiment est destiné à la manipulation d'explosifs. La température élevée pendant l'incendie est estimée à 3500°C d'après l'inspection visuelle. Des essais destructifs non destructifs sont effectués pour évaluer la résistance du béton. La diffraction des rayons X (X-Ray deffraction (XRD)) et la microscopie électronique à balayage (Field Emission Scanning Electron Microscopy (FESEM)) sont utilisées pour analyser les changements micro-structurels du béton dus à l'incendie. L'analyse des résultats des tests ne révèle aucune dégradation significative du bâtiment après l'incendie. Ce que signifie que la structure peut être utilisée avec une espérance de performance pour la durée restante.

Dimia et Fellah [32] ont réalisé une analyse numérique avec le logiciel aux éléments finis des structures exposées au feu SAFIR. L'étude visait à évaluer la possibilité de rupture tardive des voiles soumis à différents scénarios de feux paramétriques, prenant en compte la durée du feu et les diverses conditions d'appui. Les résultats ont mis en évidence que la rupture en phase de refroidissement est un phénomène probable, même plusieurs heures après le refroidissement, en raison de la perte supplémentaire de la résistance du béton pendant cette phase, qui est due à la continuité de la diffusion de la température à l'intérieur de la section du béton. Cette constatation souligne l'importance d'une compréhension approfondie des effets à long terme du feu sur les structures en béton, offrant ainsi des informations cruciales pour orienter les approches de conception et de renforcement.

1.4 Revue des techniques de réparation des éléments structuraux

L'efficacité des réparations après incendie fait référence au rapport entre la capacité portante récupérée et la capacité initiale des éléments de structure. L'efficacité de la réparation dépend du degré de dommages structuraux induits par divers impacts d'incendie et de la technique de réparation elle-même. Pour révéler ces effets, les études sur la réparation des éléments de structure après incendie ont été résumées et les aspects suivants de chaque étude sont mis en évidence :

1- Le type d'éléments de structure

2- La technique de réparation ;

3- Le niveau d'intensité du feu : niveaux I (jusqu'à 300 C°), niveaux II (jusqu'à 600 C°), niveaux III (jusqu'à 1000 C°)

1.4.1 Les poteaux

Des enseignements primordiaux ont apparu en matière de réparation des poteaux après des incidents majeurs dans le domaine de la construction. L'impact des incendies peut compromettre la stabilité des poteaux conduisant à l'instabilité globale des structures, nécessitant ainsi des mesures de réparation spécifiques. Dans certains cas, le remplacement d'une partie ou la reconstruction des poteaux peut s'avérer nécessaire. Le contrôle minutieux des éléments endommagés est essentiel pour un choix optimal de la technique de réparation pour garantir la stabilité à long terme de la structure réparée. Les recherches dans le domaine de la réhabilitation structurelle dans les constructions ont conduit au développement de techniques de réparation et leur modes d'applications, il est bien recommandé de se référer aux normes de construction, à la littérature scientifique, ainsi qu'à l'avis d'experts pour des informations précises et actualisées**.**

Une série d'études ont démontré l'efficacité de la réparation par des fibres de polymères hybrides renforcés (FRP) pour restaurer la capacité portante des poteaux en béton armé (BA) endommagés par le feu. Chinthapalli [33] dans l'étude présentée a conclu que cette technique restaurait 71 à 116 % de la capacité initiale des poteaux. Bisby et Yaqub [34] ont soutenu également ces résultats, montrant que le confinement et la réparation des poteaux endommagés par le feu avec des composites FRP améliorent considérablement leur capacité de charge et leur ductilité.

L'étude d'Al-Nimry et al. [35] a testé treize poteaux rectangulaires en béton à l'échelle 1/3, exposés aux hautes des températures. Neuf poteaux endommagés par la chaleur ont été réparés en matériaux composites avec des feuilles et des plaques en polymère (matrice en résine de polyptère) renforcées en fibres de carbone (PRFC) qui assurent leurs résistance et rigidité. Les résultats ont montré que les températures élevées réduisent la résistance et la rigidité axiale des poteaux, conduisant au flambement. La couverture partielle avec des feuilles PRFC s'est avéré inefficace, mais la couverture complète a bien amélioré la résistance. L'utilisation de panneaux PRFC longitudinaux a considérablement renforcé la rigidité et la résistance des poteaux, bien que la restauration totale des caractéristiques initiales n'ait pas été atteinte dans les sept méthodes de réparation étudiées.

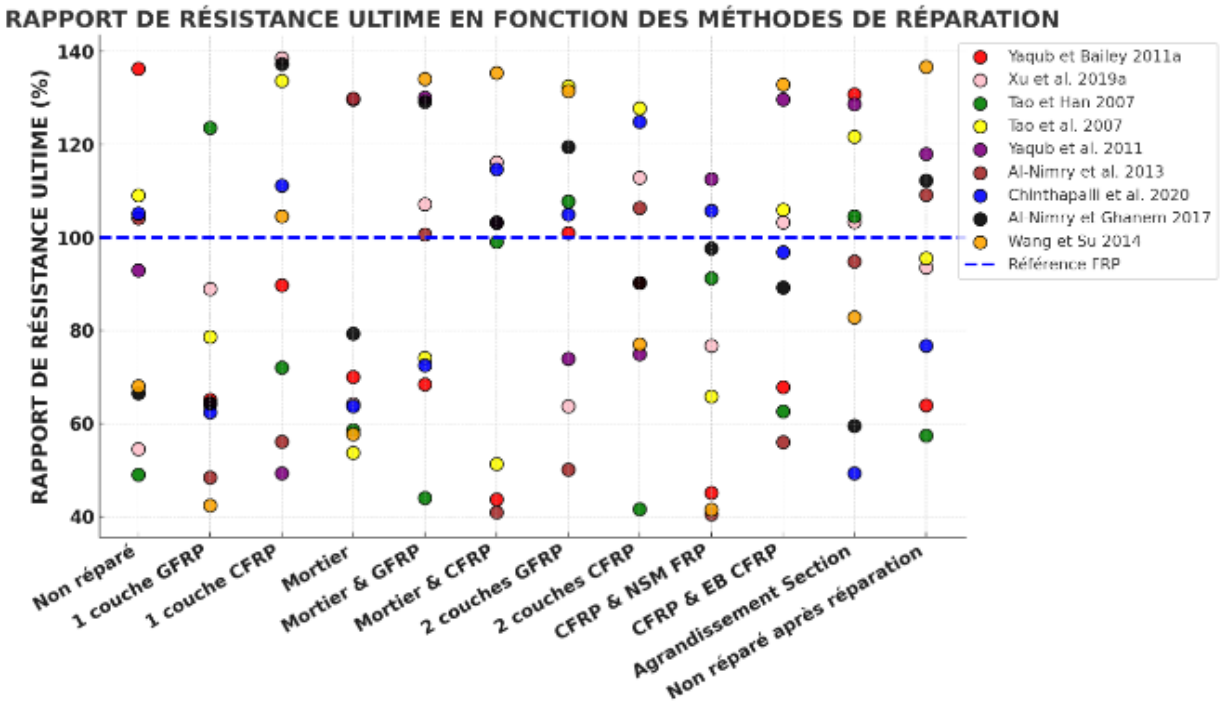
Hadeer et al. [36] ont réalisé une étude numérique portant sur les performances des poteaux en BA après une exposition au feu. L'objectif de cette étude était de comprendre l'impact de l'introduction de tirants latéraux et de l'utilisation d'une gaine en béton armé sur l'amélioration du comportement des poteaux après un incendie, ainsi que l'effet de la durée de l'incendie sur la charge ultime des poteaux. L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel ABAQUS. Le poteau en BA calculé est de 4 m de hauteur et de section 0,4 m × 0,4 m. La température du feu a été portée à 600 °C pendant 60 minutes. Les résultats ont indiqué que, avec l'augmentation de la durée du feu, la capacité portante diminuait. De plus, l'augmentation du pourcentage d'acier dans le poteau a conduit à une réduction plus faible de la capacité portante après l'action thermique cela est due au comportement réversible de l'acier.

José Melo et al [37] ont mené des recherches expérimentales et numériques sur six poteaux en BA à grande échelle, conçus selon le code parasismique. Après une exposition de 30 et 90 minutes de feu standard suivant la norme ISO 834, quatre poteaux en béton armé ont été endommagées puis soumis à des essais de chargement uni-axial cyclique jusqu'à la rupture. Deux de ces poteaux ont ensuite été réparés et renforcés à l'aide d'un revêtement en polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC). Cette méthode de renforcement visait à accroître la résistance au confinement du béton, la ductilité et la dissipation d'énergie sous charge sismique. Deux poteaux de contrôle supplémentaire, l'un sans renforcement et l'autre renforcé, ils ont été testés pour comparaison avec les poteaux endommagés par le feu. Les résultats ont révélé que 30 minutes d'exposition au feu entraînaient des fissures minimes dans le béton, tandis que 90 minutes provoquaient des réductions significatives de la ductilité et de la dissipation d'énergie. Les poteaux réparés et renforcés de fibres de carbone ont présenté de meilleures performances cycliques que les poteaux endommagés. De plus, les poteaux renforcés peuvent atteindre des performances sismiques similaires sans les dommages préalables causés par le feu.

Les Figures 1.a et 1.b résument l'efficacité de la réparation FRP sur la résistance à la compression axiale en comparant les proportions de la dernière résistance. Les réparations FRP ont été principalement utilisées dans des essais à l'échelle international, montrant que les poteaux soumis à des incendies de niveau I et II peuvent restaurer leur capacité initiale ou même la dépasser. Cependant, la capacité récupérée reste souvent inférieure à 60 % de la valeur initiale, probablement en raison de dommages plus importants dans les poteaux exposés à des incendies de niveau III. Les poteaux non refroidis montrent une perte de résistance plus élevée pour les incendies de niveau III par rapport aux niveaux I et II.

La rigidité des poteaux post-incendie a été calculée de différentes manières dans la littérature. Par exemple, (Yaqub et Bailey; Yaqub et al.) ont défini la rigidité sécante comme la pente entre l'origine et le point de charge axiale maximale de la courbe charge-déformation du poteau, tandis que Chinthapalli et al ont défini la rigidité sécante entre l'origine et les points de charge ultime de 30 %, 50 % et 60 %.

Contrairement à la réduction de la résistance sous différents niveaux de feu, l'intensité du feu semble avoir un impact moins significatif sur la réduction de la rigidité des poteaux en post-incendie. Les recherches actuelles suggèrent que les FRP sont efficaces pour restaurer la résistance à la compression plutôt que la rigidité, en raison de la perte de rigidité plus importante causée par les dommages dans le béton et les barres d'armature en acier. En outre, les mesures de renforcement semblent contribuer davantage à la résistance finale des poteaux plutôt qu'à sa rigidité, en raison de la résistance élevée dans les plaques FRP. En conclusion, les techniques de réparation hybrides peuvent offrir de meilleurs résultats en termes de rigidité et de résistance, et leur impact sur les performances structurelles doit être analysé dans le contexte global de la structure.



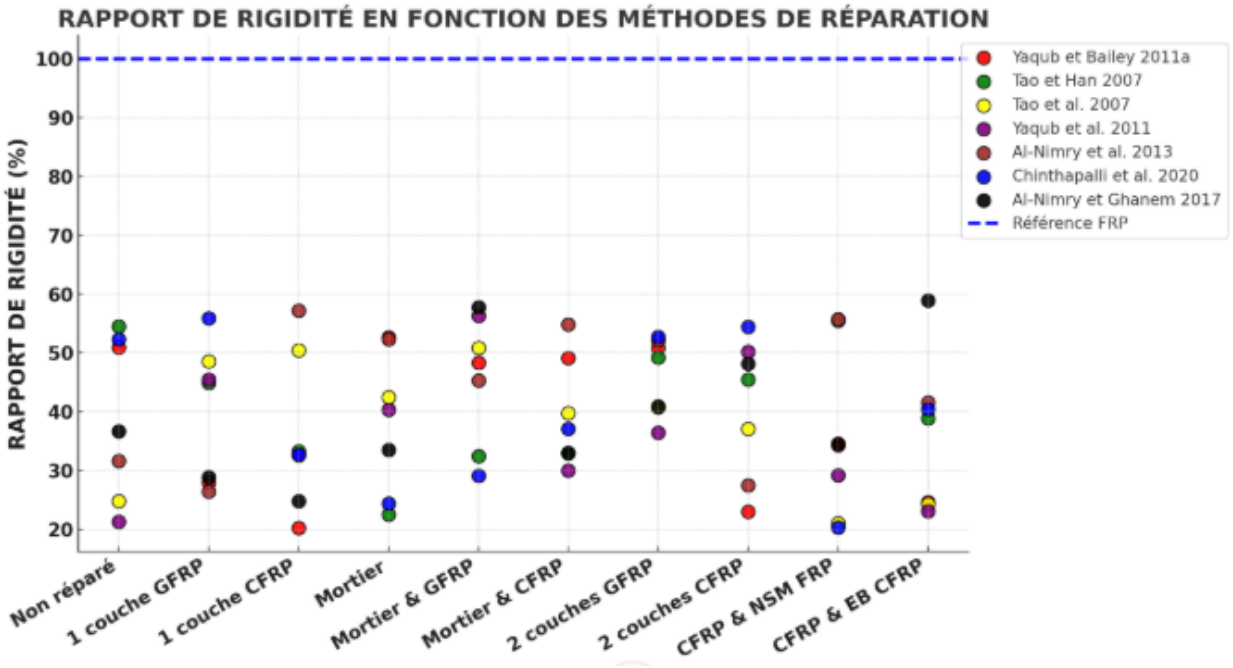


Figure (1–1) Efficacité de diverses techniques de réparation sur les Poteaux:

(a) Pour la résistance ultime (b) Pour la rigidité [37]

1.4.2 Les **poutres**

La revue des travaux concernant l'efficacité des méthodes et des techniques de réparation appliquées pour la réhabilitation et le renforcement des poutres après avoir été exposées à un incendie est présentée et examinée en détail, avec un accent particulier sur la capacité de flexion et la résistance au cisaillement. L'utilisation de plaques d'acier ou de polymères renforcés par des fibres (Fiber-Reinforced Polymers FRP) pour le renforcement en sous-face ou sur les faces latérales des poutres en béton armé à l'aide d'adhésifs a été largement acceptée en raison de son faible encombrement et de sa commodité de construction satisfaisante. En outre, une catégorie spéciale de matériaux composites à base de ciment (Engineered Cementitious Composites ECC) a été utilisée dans les rénovations structurelles en raison de sa grande ductilité à la traction et de sa durabilité. Cependant, les plaques d'acier et les PRFs souffrent généralement de ruptures prématurées graves telles que le décollement ou la défaillance de l'ancrage. Bien que la résistance à la flexion et la rigidité des poutres en béton armé puissent être augmentées efficacement en fixant des plaques d'acier à la sous-face de la poutre, l'acier supplémentaire pourrait conduire à un renforcement excessif si les poutres en béton armé étaient

modérément renforcées. Par conséquent, une nouvelle méthode de réparation a été proposée par des chercheurs pour surmonter ces défauts en utilisant des boulons d'ancrage pour fixer des plaques d'acier sur les faces latérales des poutres en béton armé, ce qui est appelé la technique de placage latéral boulonné (Bolted-Side-Plating BSP).

Li et al. [38] ont effectué des essais de flexion à quatre points menés sur cinq spécimens en vraie grandeur pour étudier la performance en flexion des poutres en béton armé renforcées latéralement par des plaques boulonnées (BSP). Les différentes mesures de limitation du diversement sont prise (telles que la réduction de l'espacement des boulons, le soudage de barres d'acier et l'ancrage de cornières en acier le long des bords supérieurs des plaques) pour analyser en détail leur influence sur le coût, le mode de rupture, la résistance, la rigidité, la ductilité, le diversement et le glissement relatif des BSP. Les résultats obtenus ont montré que la technique BSP peut augmenter de manière significative la résistance à la flexion et la rigidité des poutres en béton armé; les mesures de limitation du diversement ont amélioré d'avantage la résistance de flexion et la ductilité tout en diminuant le glissement relatif sur l'interface acier-béton. Un modèle analytique a été proposé pour évaluer la capacité portante en flexion des poutres BSP; une comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux est établie démontrant la faisabilité et la précision du modèle proposé.

Dans une autre recherche une nouvelle méthode pour renforcer les nœuds des éléments en béton armé a été utilisée par des bras en aluminium. Sept spécimens ont été conçus, dont des témoins sont exposés au feu nominal ISO 834, deux types de bras en aluminium sont utilisés pour renforcer les plaques aux nœuds. Des plaques en acier boulonnées (BSP) ou des polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) ont été utilisés pour renforcer la zone nodale. Les spécimens ont été soumis à une charge cyclique jusqu'à rupture. L'étude a montré que le mode de rupture passait d'une rupture plastique à un cisaillement dans la zone du nœud après l'exposition au feu, avec une diminution de la capacité de chargement. Cependant, le renforcement en bras d'aluminium a déplacé la rupture plastique vers la zone tendue du nœud. La combinaison d'aluminium et de BSP a amélioré les performances des nœuds, avec une capacité de charge positive.

Dang et al. [39] Pour étudier la vulnérabilité sismique des zones nodales en béton armé et leur méthode de renforcement dans des anciens bâtiments. Quatre connexions externes en béton armé à demi-échelle ont été créées et testées sous une charge cyclique, simulant une excitation sismique. Deux stratégies pratiques de renforcement ont été appliquées à l'échantillon témoin en tenant compte

des caractéristiques architecturales des bâtiments réels, y compris le chemisage en acier et la solution de renforcement des arrêtes. La performance structurelle des spécimens d'essai a été étudiée en fonction de divers facteurs, notamment les dommages et les ruptures, la relation entre charge-déformation, la ductilité, l'énergie dissipée et l'allure de déformation des armatures longitudinales. Les résultats expérimentaux ont confirmé que les méthodes de renforcement proposées amélioraient la capacité sismique des joints en termes de résistance, de capacité de déformation et de capacité de dissipation de l'énergie, tandis que la déformation par cisaillement dans la zone du panneau était considérablement réduite par rapport à l'échantillon de contrôle.

Des études ont révélé que les performances mécaniques des poutres en béton armé réparées après un incendie n'augmentent pas de manière linéaire avec l'augmentation du nombre de couches de PRFC. Le mode de rupture peut varier d'une rupture ductile à une rupture fragile avec l'utilisation excessive de feuilles de PRFC (Xu et al). Afin de surmonter le problème de décollement des feuilles de FRP sur les poutres en béton armé réparées, Irshidat et Al-Saleh ont proposé d'améliorer la propriété d'adhérence de l'adhésif en ajoutant des nanotubes de carbone (NTC). Les résultats expérimentaux ont montré que la résine époxy modifiée par CNT retardait l'initiation et la propagation du décollement de la feuille de FRP.

Jdooe et al. ont testé l'effet de l'adhésif sur l'efficacité de la réparation et ont conclu que les poutres en béton armé réparées avec des feuilles de (Near-Surface-Mounted NSM) PRFC et un adhésif époxy présentaient une capacité portante supérieure à celle de l'adhésif à base de ciment.

Une étude expérimentale menée par Jiang et al a révélé que l'efficacité de la réparation des poutres en béton armé après un incendie avec la technique (Bolted Steel Plate BSP) pourrait être considérablement améliorée en augmentant l'épaisseur de la plaque et en réduisant l'espacement des boulons.

L'efficacité de différentes techniques de réparation sur les poutres en béton armé endommagées par le feu est présentée sur la figure (1-2). Les incendies de niveaux I (jusqu'à 300°C) et II (jusqu'à 600 C°) ont été généralement adoptés comme action thermique, tandis que seul Jadooe et al, ont utilisé le feu de niveau III (jusqu'à 1000 C°) pour chauffer les poutres. Les méthodes NSM PRFC et BSP peuvent restaurer avec succès la résistance des poutres en béton armé à leurs performances initiales ou même plus. Les FRP et le chemisage des sections n'ont pas ses améliorations spécifiquement dans les cas d'incendie de niveau I. En ce qui concerne la récupération de la rigidité, la technique

d'élargissement de la section en utilisant du béton fibré à haute résistance présente une grande efficacité de réparation. Au contraire, le taux de récupération de la rigidité est inférieur à 100 % pour les poutres après incendie réparées avec d'autres techniques, notamment la technique FRP et l'augmentation du volume du mortier utilisé dans les poutres à l'échelle des spécimens.

De plus, il est difficile pour une technique existante de restaurer à la fois la résistance de flexion et la rigidité des poutres en béton armé après exposition au feu de niveau I et de niveau II.

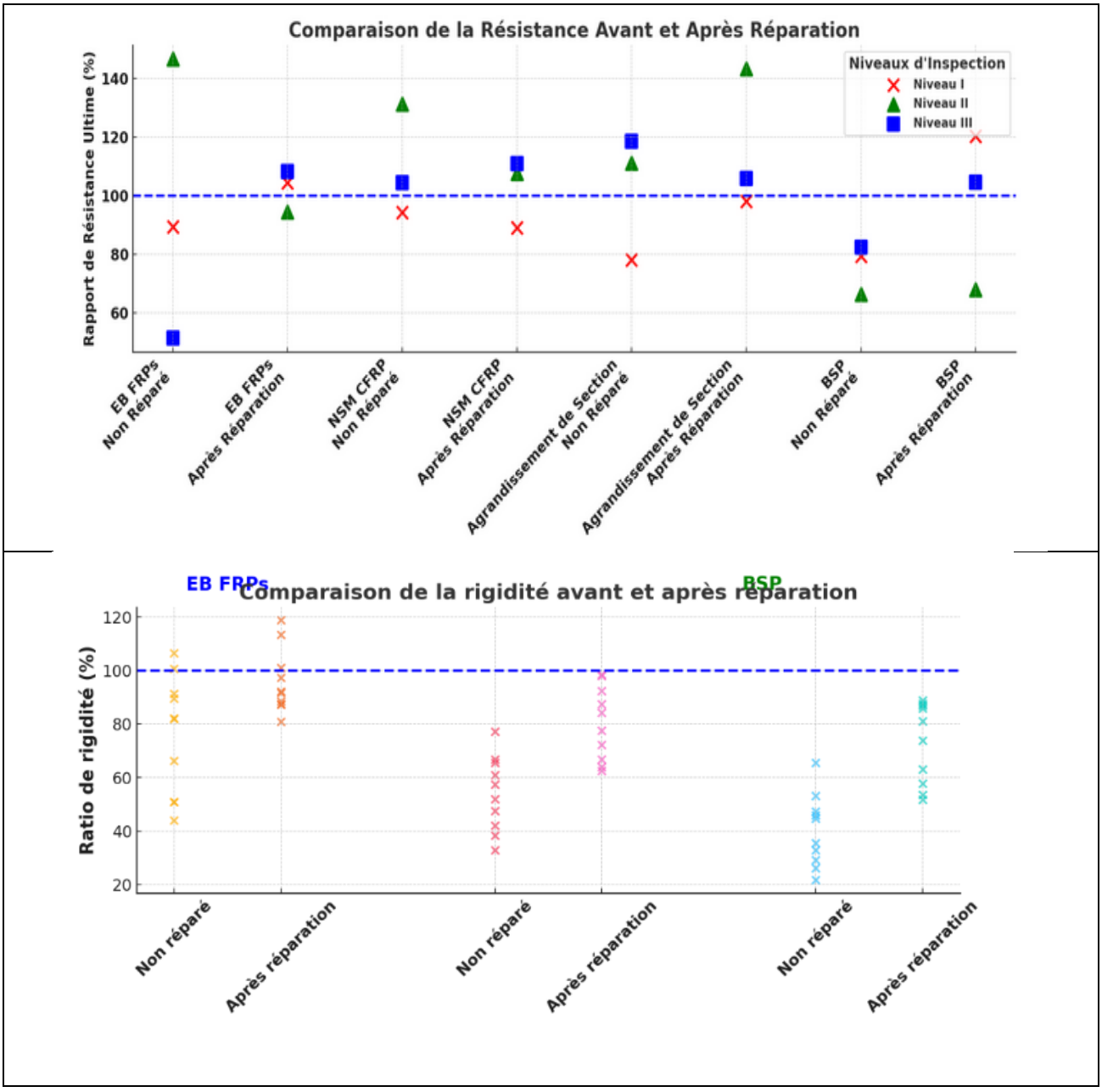


Figure (1–2) Efficacité de réparation de diverses techniques de réparation sur les poutres après incendie

: (a) rapport de la résistance ultime à la flexion ; (b) rapport de la rigidité.

1.5 Conclusions

Les études approfondies sur les performances post-incendie des éléments structuraux ont mis en lumière les aspects tels que les fissures, l'effritement, la déformation par fluage et la corrosion de l'acier d'armature, tous susceptibles d'influencer les propriétés mécaniques résiduelles. Face à ces défis, la réparation des éléments structuraux a mobilisé diverses techniques visant à restaurer les éléments exposés à des conditions d'incendie spécifiques.

Les différents niveaux d'incendie ont été identifiés comme des indicateurs clés de l'intensité de l'impact du feu, directement liés au degré de dommage infligé aux éléments structuraux. L'évaluation de l'efficacité de la réparation, mesurée par le rapport entre les performances structurelles récupérées et les performances initiales intactes des éléments structuraux, a été présentée à la suite d'une revue des études existantes.

Dans le contexte des recherches expérimentales, l'accent a été mis sur des essais simples de membres, bien que les dommages causés par le feu puissent donner lieu à différents types de ruptures ou de dommages lors de l'exposition au feu, en particulier dans un système structurel complet. Les mesures courantes de réparation après incendie, telles que le chemisage des sections à l'aide de matériaux tels que des couches FRP, des plaques d'acier, du béton ou du mortier, ont été évaluées en fonction de leur efficacité pour restaurer les poteaux, les poutres et les voiles après un incendie. Il est souligné que, bien que l'utilisation de BSP dans la réparation des éléments en béton soit raisonnablement efficace pour retrouver la force ultime, la récupération de la rigidité, surtout dans le cas de membres exposés à des incendies de niveau 3.

Enfin, l'importance de cette recherche a été soulignée, notamment dans le domaine de la réparation des éléments structuraux exposés à des incendies de différents niveaux, où la récupération de la performance en termes de résistance et de rigidité peut s'avérer difficile à réaliser.

1.6 References

[1] Ding, Z., and Li, J. (2018). "A physically motivated model for fatigue damage of concrete." Int. J. Damage Mech.,27(8), 1192-1212.

[2] Ma, W., Yin, C., Zhou, J., and Wang, L. (2019). "Repair of fire-damaged reinforced concrete flexural members: A review." Sustainability, 11(19), 5199

[3] Zhou, J., and Wang, L. (2019). "Repair of Fire-Damaged Reinforced Concrete Members with Axial Load: A Review." Sustainability, 11(4), 1-16.

[4] Bastami, M., Baghbadrani, M., and Aslani, F. (2014). "Performance of nano-Silica modified high strength concrete at elevated temperatures." Constr. Build. Mater., 68, 402-408.

[5] Fu, Y.F., Wong, Y.L., Poon, C.S., Tang, C.A., and Lin, P. (2004). "Experimental study of micro/macro crack development and stress-strain relations of cement-based composite materials at elevated temperatures." Cem. Concr. Res., 34(5), 789-797.

[6] Ichikawa, Y., and England, G.L. (2004). "Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperatures." Nucl. Eng. Des., 228(1-3), 245-259.

[7] Sarshar, R., and Khoury, G.A. (1993). "Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures." Mag. Concr. Res., 45(162), 51-61.

[8] Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G.C., and Sheu, M.S. (2009). "Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns." Fire Saf. J., 44(5), 741-748.

[9] Ergün, A., Kürklü, G., Serhat Başpnar, M., and Mansour, M.Y. (2013). "The effect of cement dosage on mechanical properties of concrete exposed to high temperatures." Fire Saf. J., 55, 160-16.

[10] Li, Y.-H., and Franssen, J.-M. (2011). "Test results and model for the residual compressive strength of concrete after a fire." J. Struct. Fire Eng., 2(1), 29-44.

[11] Botte, W., and Caspeele, R. (2017). "Post-cooling properties of concrete exposed to fire." Fire Saf. J., 92, 142-150.

[12] Peng, G.F., Bian, S.H., Guo, Z.Q., Zhao, J., Peng, X.L., and Jiang, Y.C. (2008). "Effect of thermal shock due to rapid

[13] Park, S.J., Yim, H.J., and Kwak, H.G. (2015). "Effects of post-fire curing conditions on the restoration of material properties of fire-damaged concrete." Constr. Build. Mater., 99, 90-98.

[14] Poon, C.S., Azhar, S., Anson, M., and Wong, Y.L. (2001a). "Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures." Cem. Concr. Res., 31(9), 1291- 1300.

[15] Lin, Y., Hsiao, C., Yang, H., and Lin, Y.F. (2011). "The effect of post-fire-curing on strengthvelocity relationship for nondestructive assessment of fire-damaged concrete strength." Fire Saf. J., 46(4), 178-185.

[16] Yaqub, M., and Bailey, C.G. (2011a). "Cross sectional shape effects on the performance of post-heated reinforced concrete columns wrapped with FRP composites." Compos. Struct., 93(3), 1103-1117

[17] Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G.C., and Sheu, M.S. (2009). "Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns." Fire Saf. J., 44(5), 741-748.

[18] Kodur, V.K.R., Raut, N.K., Mao, X.Y., and Khaliq, W. (2013). "Simplified approach for evaluating residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns." Mater. Struct. Constr., 46(12), 2059-2075.

[19] Han, L.-H., Zhou, K., Tan, Q.-H., and Song, T.-Y. (2016). "Performance of Steel-Reinforced Concrete Column after Exposure to Fire: FEA Model and Experiments." J. Struct. Eng., 142(9), 04016055.

[20] Zhou, J., and Wang, L. (2019). "Repair of Fire-Damaged Reinforced Concrete Members with Axial Load: A Review." Sustainability, 11(4), 1-16.

[21] Demir, U., Goksu, C., Binbir, E., and Ilki, A. (2020). "Impact of time after fire on post-fire seismic behavior of RC columns." Structures, 26, 537-548.

[22] Jiang, C.J., Yu, J.T., Li, L.Z., Wang, X., Wang, L., and Liao, J.H. (2018). "Experimental study on the residual shear capacity of fire-damaged reinforced concrete frame beams and cantilevers." Fire Saf. J., 100, 140-156.

[23] Higuchi, K., Iwama, K., & Maekawa, K. (2021). Remaining Shear Capacity of Fire-Damaged High Strength RC Beams after Moist Curing. Journal of Advanced Concrete Technology.

[24] Khan, M.S., Prasad, J., and Abbas, H. (2010). "Shear strength of RC beams subjected to cyclic thermal loading." Constr. Build. Mater., 24(10), 1869-1877.

[25] Akca, A.H., and Özyurt, N. (2020). "Post-fire mechanical behavior and recovery of structural reinforced concrete beams." Constr. Build. Mater., 253, 119188.

[26] Thongchom, C., Lenwari, A., and Aboutaha, R.S. (2019). "Effect of sustained service loading on post-fire flexural response of reinforced concrete T-beams." ACI Struct. J., 116(3), 243-254.

[27] Gernay, T., Pei, J., Tong, Q., & Bamonte, P. (2023). Numerical analysis of the effects of fire with cooling phase on reinforced concrete members. Engineering Structures, 293, 116618.

[28] Baghdadi, M., Dimia, M.S., Guenfoud, M., & Bouchair, A. (2021). An experimental and numerical analysis of concrete walls exposed to fire. Structural Engineering and Mechanics, 77, 819.

[29] Deshpande, A. A. and Andrew, S. W. (2018). ― An Experimental Study of the Response of Squat Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Combined Thermal and Seismic Loading Ⅱ,Technical Report; Department of Civil, Structural and Environmental Engineering ,University at Buffalo, The State University of New York. USA

[30] Mueller , K.A., and Kurama, Y. C. (2017) ―Out-of-Plane Behavior of Reinforced Concrete Bearing Walls after One-Sided Fire.‖ACI Structural Journal, 114, no. 1, pp.149-160.

[31] Mistri, A., Davis, P. R. and Sarkar, P. (2016). ―Condition assessment of fire affected reinforced concrete shear wall building–A case study.‖ Advances in Concrete Construction 4, no. 2, pp.89-105.

[32] Dimia, M. S. and Fellah, F. (2012). ―Predicting collapse of concrete load bearing walls exposed to parametric fires. ‖ Proceedings of the 10th International Congress on Advances in Civil Engineering (ACE 2012).

[33] Chinthapalli, H.K., Chellapandian, M., Agarwal, A., and Suriya Prakash, S. (2020). "Effectiveness of hybrid fibre-reinforced polymer retrofitting on behaviour of fire damaged RC columns under axial compression." Eng. Struct., 211.

[34] Bisby, L., Chen, J.F., Li, S.Q., Stratford, T., Cueva, N., & Crossling, K. (2011). Strengthening fire-damaged concrete by confinement with fibre-reinforced polymer wraps. Engineering Structures, 33, 3381-3391.

[35] Al-Nimry, H.S., and Ghanem, A.M. (2017). "FRP Confinement of Heat-Damaged Circular RC Columns." Int. J. Concr. Struct. Mater., 11(1), 115-133.

[36] Mohammed, H.R., & Said, A. (2022). Residual strength and strengthening capacity of reinforced concrete columns subjected to fire exposure by numerical analysis. Journal of the Mechanical Behavior of Materials, 31, 212 – 224

[37] Jin Qiu and al . (2021). Post-fire Repair of Concrete Structural Members: A Review on Fire Conditions and Recovered Performance. International Journal of High-Rise Buildings December 2021, Vol 10, No 4, 323-334.

[38] Li, L.-Z., Liu, X., Luo, Y., Su, M.-N., and Zhu, J.-H. (2019). "Flexural Performance of Bolted-Side-Plated Reinforced Concrete Beams with Buckling Restraining." ACI Struct. J., 116(2), 1-12.

[39] Dang, C., & Dinh, N.H. (2017). Experimental Study on Structural Performance of RC Exterior Beam-Column Joints Retrofitted by Steel Jacketing and Haunch Element under Cyclic Loading Simulating Earthquake Excitation. Advances in Civil Engineering, 2017, 1-11.

Chapitre 2 Propriétés mécaniques et thermiques des matériaux

Ce chapitre met en lumière les caractéristiques mécaniques et thermiques des matériaux tels que le béton et l'acier. Ces caractéristiques sont cruciales pour assurer la pérennité, la sécurité et l'efficacité des structures. Le béton, en tant que matériau de construction distinctif, offre une résistance à la compression essentielle. Sa capacité à supporter des charges axiales est fondamentale dans la conception des fondations et des structures. Cependant, il peut se fissurer sous contraintes de flexion. De plus, sa faible conductivité thermique peut être avantageuse pour amortir les variations de température et protéger les aciers incorporés dans la masse du béton. Les aciers par leur forte conductivité peuvent etre le siège de grandes délatations qui peuvent etre la source de mécanisme de fissuration dans le béton. La connaissance de l'évolution des propriétés des matériaux est importante pour la modélisation. Les modèles Eurocodes sont choisis dans cette recherche.

2 Propriétés mécaniques et thermiques des matériaux

2.1 Introduction

Malgré le développement des méthodes de lutte contre les incendies dans les installations techniques et les immeubles d'habitation, les incendies représentent toujours un danger majeur, menaçant la sécurité des installations et des utilisateurs. Dans le passé, les incendies se propageaient rapidement, en raison de l'utilisation de matériaux inflammables dans les habitations, comme l'utilisation du bois dans la construction des habitations, et malgré l'utilisation du béton (qui est résistant au feu en raison de sa faible conductivité thermique). Dans les bâtiments, les incendies sont toujours préoccupants et présente une action accidentelle dans plusieurs cas imprévisibles.

Le feu est défini comme une réaction chimique dans laquelle des matériaux inflammables se combinent avec l'oxygène présent dans l'air et cette union produit de la chaleur et de la lumière. Il y a donc trois éléments nécessaires pour qu'un incendie se déclenche, qui sont : La substance (le carburant), l'oxygène (le comburant) et la source thermique. L'état de surchauffe est défini comme l'état dans lequel la chaleur n'est pas perdue à la même vitesse qu'elle est généré, donc un échauffement excessif se produit [1]. Lorsque la chaleur atteint un matériau, et donc cette chaleur va modifier ces propriétés et son comportement. La compréhension du comportement des matériaux à haute température est très nécessaire pour l’analyse thermomécanique. Les propriétés des matériaux de construction peuvent être regroupées en deux grandes catégories : thermiques et mécaniques.

Les propriétés thermiques, comme le coefficient de conductivité thermique, la chaleur spécifique et la densité, sont essentiels pour évaluer la réponse thermique d'un matériau qu feu. En parallèle, les propriétés mécaniques telles que la dilatation thermique, le fluage, la résistance et la déformation de l'élément sont toutes aussi importantes, jouant un rôle clé dans la résistance et la stabilité structurelle. Ce chapitre se penchera sur ces différentes propriétés, offrant ainsi une compréhension approfondie de la manière dont elles interagissent et influent sur le comportement des matériaux de construction dans diverses conditions.

À température ambiante (environ 20°C), le béton présente un comportement largement linéaire élastique jusqu'à un certain seuil de contrainte, suivi par un comportement plastique et, éventuellement, la rupture.

2.2 Etude du comportement du béton à température ambiante

2.2.1 Propriétés mécaniques du béton

Le ciment ignifuge est un type de ciment spécialement conçu pour résister à des températures élevées et à des conditions d'incendie. Il est utilisé dans la construction de bâtiments et de structures qui doivent répondre à des normes de sécurité incendie strictes.

Définition :

Le ciment ignifuge est un liant hydraulique qui, une fois mélangé à l'eau, durcit et forme un matériau résistant au feu. Il est capable de conserver sa résistance mécanique et sa stabilité dimensionnelle même lorsqu'il est exposé à des températures élevées.

Types de ciment ignifuge :

Il existe différents types de ciment ignifuge, chacun ayant des propriétés spécifiques adaptées à différentes applications :

- **Ciment alumineux fondu (CAF):** Ce type de ciment est fabriqué à partir de bauxite et de calcaire. Il est très résistant aux températures élevées et est souvent utilisé dans les fours industriels, les cheminées et les structures exposées au feu.
- **Ciment de phosphate:** Ce ciment est fabriqué à partir d'acide phosphorique et d'oxydes métalliques. Il est très résistant à la corrosion et aux produits chimiques, ce qui le rend adapté aux applications dans les environnements agressifs.
- **Ciment à base de silicate:** Ce type de ciment est fabriqué à partir de sable et de soude. Il est résistant aux températures élevées et est souvent utilisé dans les revêtements de protection contre l'incendie.

2.2.1.1 Relations contraintes-déformations

De manière générale, le comportement du béton armé sous compression unidirectionnelle peut être divisé en :

1- Étape de comportement élastique.
2- Étape du comportement plastique.
3- Phase d'endommagement et de fissuration.

Effectivement, la fissuration du béton et la plasticité des aciers d'armature sont deux des principaux facteurs responsables du comportement non linéaire du béton armé. La fissuration du béton peut survenir sous l'effet des charges appliquées, entraînant une réponse non linéaire en raison de la dégradation de la rigidité, de la résistance du matériau et de la liaison entre les agrégats et le mortier de ciment qui les entoure, qui se manifestent dans le béton fissuré. D'autres facteurs liés au temps peuvent également contribuer au comportement non linéaire, tels que le fluage et le retrait [2]. La plasticité des aciers d'armature, qui se manifeste par une déformation permanente sous contrainte, contribue également de manière significative à la non-linéarité du comportement.

Des études expérimentales et analytiques menées par des chercheurs ont visé à déterminer le comportement du béton en déterminant sa courbe contrainte-déformation (ε-σ) dans les cas suivants :

- Courbe contrainte-déformation pour éprouvettes de béton non armé et non renforcé.
- Courbe contrainte-déformation pour éprouvettes de béton armé et non renforcé.
- Courbe contrainte-déformation pour éprouvettes de béton armé et renforcé.

La courbe contrainte-déformation Figure (2-1) des éprouvettes de béton possède cinq propriétés qui sont utilisées pour formuler les relations mathématiques exprimées, qui sont les suivantes [3]:

1- La première partie linéaire de la courbe de pente E, où E est le module d'élasticité du béton affecté par le module d'élasticité des granulats et du mortier de ciment, ce qui conduit à une diminution des valeurs du module d'élasticité et de la résistance de compression. Les deux facteurs mécaniques sont liés par la relation d'élasticité (loi de Hooke), le coefficient de résistance élastique est exprimé à travers sa relation avec la résistance du béton à la compression, il est défini et mentionné dans divers codes de conception [4,5].

2- La deuxième partie de la courbe contrainte-déformation représente une parabole géométrique, les contraintes de compression maximales représentent son point sommet. À des fins mathématiques, la partie ascendante tend vers une ligne droite [6, 7]. La valeur de déformation ε = 0,002 correspond à la valeur maximale de la résistance à la compression du béton.

3- La partie descendante de la courbe contrainte-déformation résulte de la formation de fissures capillaires qui conduisent à de grandes fissures visibles, et la pente de la partie descendante de la courbe augmente avec l'augmentation de la résistance du béton à la compression. Pour les bétons ayant une résistance à la compression supérieure à 61 MPa, la partie descendante est quasiment verticale.

4- La valeur de déformation maximale diminue avec l'augmentation de la résistance du béton à la compression. La valeur de déformation dans la partie descendante dépend principalement des expériences utilisées pour obtenir la courbe contrainte-déformation. Les valeurs de déformation maximale (finale) ε_{cu} comprises entre 0,0025 et 0,006 ont été enregistrées lors d'essais de chargement en flexion [3].

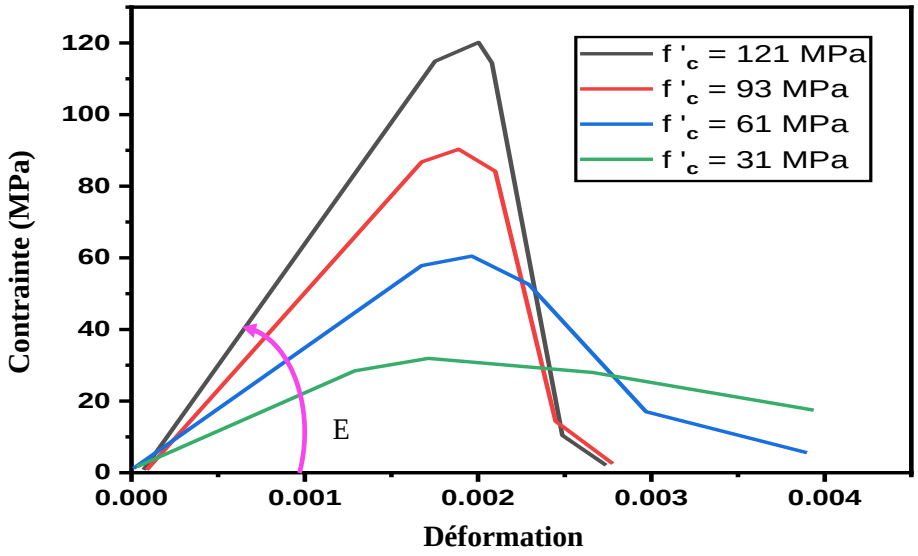


Figure (2–1) Courbe contrainte-déformation pour un échantillon de béton [3].

- **Relations contrainte-déformation selon Hognestad**

Le modèle de Hognestad (1951) [8]. Est l'un des plus utilisés pour représenter le comportement en compression du béton. Il fournit une courbe parabolique pour la phase initiale de la compression et un plateau pour la phase post-pic jusqu'à la rupture voir figure (2–2).

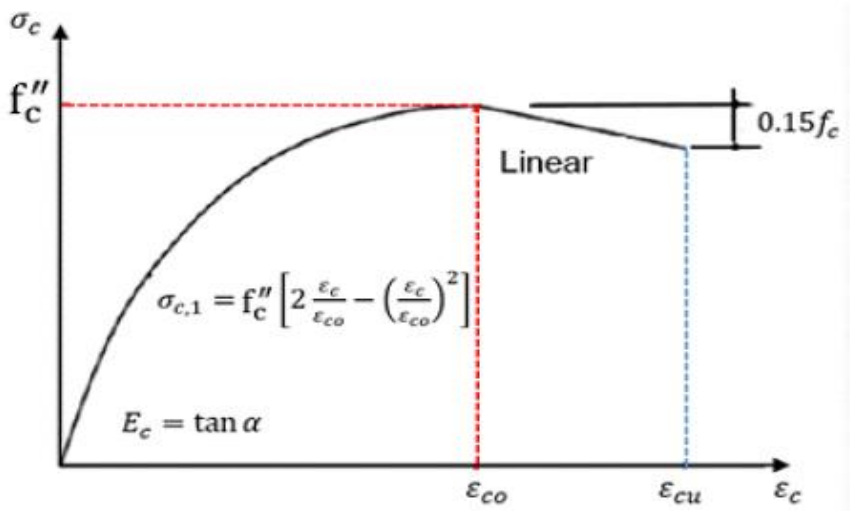


Figure (2–2) Courbe contrainte-déformation selon (Hognestad) 1951 [8].

$$\boldsymbol{\sigma_{C,1} = f_c'' \left[2\frac{\varepsilon_C}{\varepsilon_{C_0}} - \left(\frac{\varepsilon_C}{\varepsilon_{C_0}}\right)^2\right]} \qquad \boldsymbol{0 \le \varepsilon_C \le \varepsilon_{C0}} \qquad (2.1)$$

$$\sigma_{C,2} = f_c'' \left[1 - 0.15\left(\frac{\varepsilon_C - \varepsilon_{C_0}}{\varepsilon_{C_u} - \varepsilon_{C_0}}\right)\right] \qquad \varepsilon_{C0} < \varepsilon_C \le \varepsilon_{Cu} \qquad (2.2)$$

Avec :

σ_c :	Contrainte de compression.
f_c :	Résistance maximale en compression ;
ε_c :	Déformation du béton;
ε_{c2}:	Déformation correspondant à la contrainte maximale f_c.

2.3 Etude du comportement du béton à température élevées

Le comportement des éléments et des structures en béton à hautes températures est principalement gouverné par l'évolution des propriétés de leurs matériaux en fonction de la température. Pour prédire la performance structurelle sous l'action du feu, plusieurs modèles sont disponibles et sont adaptés dans la littérature et qui expriment l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton en fonction de la température.

2.3.1 Propriétés mécaniques du béton aux hautes températures

2.3.1.1 Relations contraintes-déformations en compression

La connaissance et la compréhension des paramètres influant l'évolution du comportement du béton sous les différentes sollicitations surtout en compression est un point clé pour établir un modèle robuste qui reflète le comportement réel des éléments en béton armé en situation d'incendie. Plusieurs chercheurs ont mis en oeuvre des lois de déformations, les principaux sont cités ci-dessous :

- **Modèle d'Aslani and Bastami** [9].

Le modèle proposé par Aslani et Bastami établit une relation contrainte-déformation (Eq 2.3) en compression uniaxiale pour décrire le comportement du béton à différentes températures, en modifiant le modèle initial de Carreira et Chu (1985).

$$\frac{\sigma_{cT}}{\sigma'_{cT}} = \frac{\beta_{mT}\left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{max}}\right)}{\beta_{mT}-1+\left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{max}}\right)^{\beta_{mT}}} \qquad (2.3)$$

$$\varepsilon_{max} = 2\sigma'_c/E_{ci} + 0.21.10^{-4}(T-20) - 0.9.10^{-8}(\mathrm{T}-20)^2$$

- **Modèle de Lie et Lin**

Lie and Lin [10] ont proposé une relation contrainte-déformation (Eq 2.4) instantanée pour le béton à branches paraboliques ascendantes et descendantes.

$$f_{cT}=f'_{cT}\cdot\begin{bmatrix}1-\left(\frac{\varepsilon_{0T}-\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{0T}}\right)^2 ;\ \varepsilon_{cT}\leq\varepsilon_{0T}\\ 1-\left(\frac{\varepsilon_{cT}-\varepsilon_{0T}}{3\varepsilon_{0T}}\right)^2 ;;\ \varepsilon_{cT}\geq\varepsilon_{0T}\end{bmatrix} \qquad (2.4)$$

Avec :

f_{cT}':	Résistance en compression du béton à haute température
f_{cT}:	Contrainte en compression du béton à température élevée ;
ε_{0T}:	Déformation correspondante à la contrainte maximale du béton à haute température ;
ε_{cT}:	Déformation du béton à la température T

Des expériences et des recherches antérieures ont montré que lorsque le béton est exposé à des températures élevées, ses propriétés changent en termes de structure interne, de résistance, de module d'élasticité et d'autres spécifications. Lorsque le béton est chauffé à une température de 300°C, le module d'élasticité diminue d'environ 30 %. À la température de 500°C, le module élastique devient

environ 20 % de sa valeur initiale (réduction de 80%). À 600°C, le module élastique chute à 18 % de sa valeur réelle, comme le montre la Figure (2–3).

En effet, la diminution de la résistance du béton devient plus importante à des températures supérieures à 300 °C. À des températures dépassant les 500 °C, la réduction est d'environ 50 % de la résistance initiale. Cependant, à une température de 800 °C, cette réduction devient très importante, à ce stade il est peu probable que le béton puisse maintenir efficacement sa fonction structurelle. La compréhension de ces variations de la résistance à la compression est importante pour concevoir des structures capables de résister à des conditions de températures élevées et pour élaborer des approches de protection et de renforcement du béton exposé à des environnements thermiquement contraignants [1, 7].

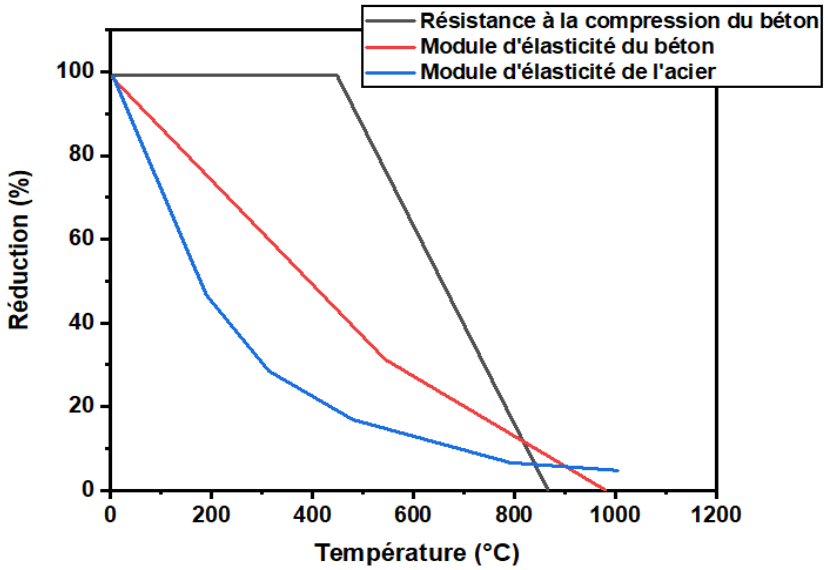


Figure (2–3): Évolution des caractéristiques mécaniques en fonction de la température [8].

Le taux de réduction de la résistance du béton dépend de divers facteurs, notamment :

1- La température maximale,

2- La vitesse d'augmentation de la température,

3- Durée d'exposition,

4- La classe du béton et sa résistance à la compression (le comportement du béton à haute résistance (BHR) est différent du comportement du béton à résistance normale). Le BHR a une imperméabilité élevée, et donc son coefficient de conductivité thermique est plus élevé et sa désagrégation est plus élevé en raison de sa faible porosité.

5- Le rapport eau/ciment E/C (à mesure que le pourcentage d'eau dans le ciment augmente, le transfert thermique augmente et donc le béton est moins résistant), ce qui signifie que l'humidité du béton joue un rôle fondamental sur la résistance à la compression, la relation entre l'humidité et la résistance à la compression lors du chauffage est une relation inverse. Le refroidissement du béton avec de l'eau après un chauffage supérieur à 300 °C peut entraîner une diminution supplémentaire de sa résistance à la compression qui peut atteindre une valeur de 20 à 30 %.

6- La nature du granulat (le coefficient de diffusion thermique du gravier à base de calcaire est plus faible, et donc la diffusion thermique est moindre).

Lorsque le béton est exposé à de hautes températures, la connaissance de l'ampleur de la déformation qui se produit dans le béton peut donner une image plus claire du comportement du béton pendant les échanges thermiques résultant du chauffage et du refroidissement. Le Code Européen EN 1992-1-2 montre, à travers la relation (2.5), la valeur de la résistance et de la déformation du béton à haute température, où la valeur de la résistance du béton à la compression est choisie en fonction du type de granulats du mélange de béton.

$$\sigma_{c,\Theta} = f'_{c,\Theta}\left[3\left(\frac{\varepsilon_{c,\Theta}}{\varepsilon_{cu,\Theta}}\right) / \left\{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\Theta}}{\varepsilon_{cu,\Theta}}\right)^3\right\}\right] \qquad (2.5)$$

Avec:

$f'_{c,\Theta}$: La résistance du béton à la compression à la température (θ). (MPa)

$\varepsilon_{c,\Theta}$: Déformation correspondant à $f'_{c,\Theta}$ à la température θ.(%)

$\varepsilon_{cu,\Theta}$: la déformation limite à la température θ (%)

Cette relation a été adoptée pour caractériser la courbe contrainte-déformation du béton à haute température tout en modélisant numériquement les éléments structuraux à l'aide du programme SAFIR, comme le montre la Figure (2–4).

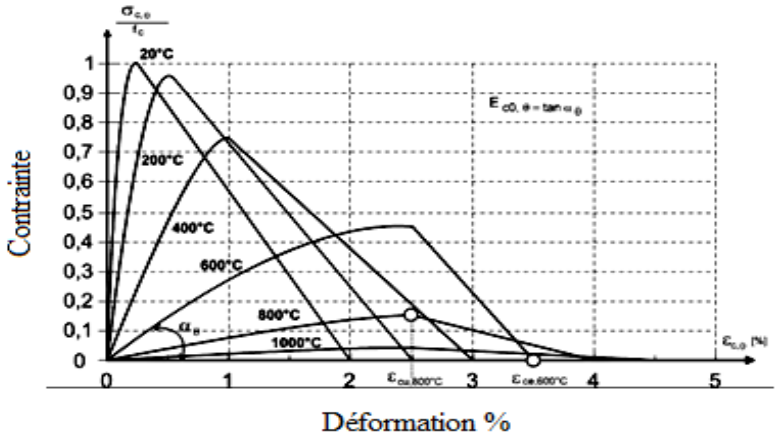


Figure (2–4) La courbe contrainte-déformation du béton à différentes températures.

Tableau (2-1): Variables de base de la relation contrainte-déformation pour le béton ordinaire composé de granulats calcaireux ou siliceux à différentes températures [1].

Béton **Température °C**	**Agrégats siliceux**			**Agrégats calcaireux**		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$f_{c\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$
20	1.00	0.0025	0.0200	1.00	0.0025	0.0200
100	1.00	0.0040	0.0225	1.00	0.0040	0.0225
200	0.95	0.0055	I	0.0250	0.97	0.0055
300	0.85	0.0070	I	0.0275	0.91	0.0070
400	0.75	0.0100	I	0.0300	0.85	0.0100
500	0.60	0.0150	0.0325	0.74	0.0150	0.0325
600	0.45	0.0250	0.0350	0.60	0.0250	0.0350
700	0.30	0.0250	0.0375	0.43	0.0250	0.0375
800	0.15	0.0250	0.0400	0.27	0.0250	0.0400
900	0.08	0.0250	0.0425	0.15	0.0250	0.0425
1000	0.04	0.0250	0.0450	0.06	0.0250	0.0450
1100	0.01	0.0250	0.0475	0.02	0.0250	0.0475
1200	0.00	-	-	0.00	-	-

2.3.1.2 Relations contraintes-déformations en traction

Les recherches portant sur la relation contrainte-déformation du béton à des températures élevées sont limitées. Une relation linéaire est largement utilisée pour représenter le comportement avant la propagation de la fissuration. Après la fissuration, Terro [11] a suggéré d'utiliser une branche de dégradation linéaire qui lie le point de fissuration et un point sur l'axe horizontal de déformation avec une déformation de 0,004. La résistance limite de traction est souvent utilisée pour définir la branche d'adoucissement. Zhang et Bicanic [12] ont évalué la résistance résiduelle à la traction du béton refroidi après chauffage à 600°C, d'autres modèles disponibles sont rapportés ci-dessous.

- **Modèle d'Aslani et Bastami (2011) [13]**

Bien que la résistance à la traction du béton soit significativement plus faible (environ 10% à 15% de la résistance à la compression), c'est une propriété essentielle influençant le développement de fissures sous une charge particulière. Les fissures développées dans la structure ont le potentiel de modifier considérablement le comportement de la structure, il est à priori primordial de considérer l'effet de la traction dans le béton. Aslani and Bastami (2011) [13] a rapporté un modèle constitutif dans une étude récente présentant la relation contrainte-déformation (Eq 2.6) par l'expression suivante:

$$\sigma_{t,\mathrm{T}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{c,\mathrm{t}}\, \mathrm{E}_{cI,\mathrm{t}} & ; \quad \varepsilon_{c,\mathrm{t}} \leq \varepsilon'_{c,\mathrm{t}} \\ \sigma'(_{t,\mathrm{T}}\varepsilon_{c,\mathrm{t}}/\, \varepsilon_{ct}) & ; \quad \varepsilon_{c,\mathrm{t}} \leq \varepsilon'_{c,\mathrm{t}} \end{bmatrix} \qquad (2.6)$$

Avec :

σ_{tT} est la contrainte totale de traction à la température T

$\sigma_{t'}$, $\sigma_{tT'}$: sont les contraintes de traction à température ambiante et à haute température respectivement,

$\varepsilon_{ctT'}$: est la déformation de traction correspondante à la contrainte maximale à la température T

$\varepsilon_{tT'}$: est la déformation de traction maximale dans le béton à la température T

Dans cette étude le modèle de a été utilisé pour la détermination de l'évolution de la résistance en traction en fonction de la température, notons que ce modèle a été établi dans le but de mettre en

oeuvre un modèle qui permet de calculer la résistance résiduelle en traction en fonction du niveau d'échauffement (Eq 2.7).

$$\sigma'_{tT} = \sigma'_t \begin{bmatrix} 1.05 - 0.0025T \leq 1.0 & ; 20°C \leq T \leq 100°C \\ 0.8 & ; 100°C \leq T \leq 200°C \\ 1.02 - 0.0011T \geq 0 & ; 200°C \leq T \leq 800°C \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

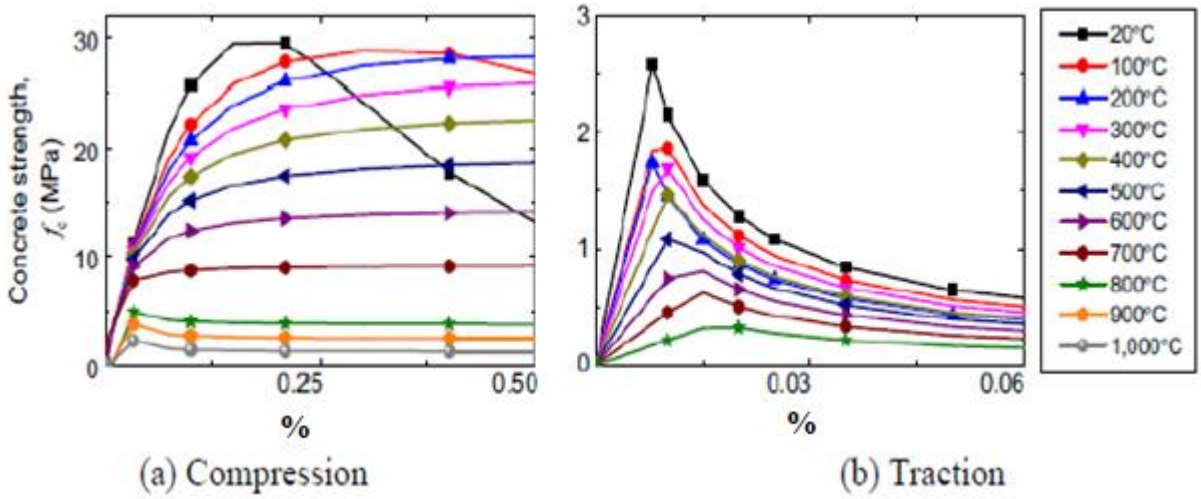


Figure (2–5) Relation contrainte-déformation du béton à température élevée (Chaudhary et Roy (2020) [14])

Le modèle qui a été développé est comparé aux résultats expérimentaux de Felicetti et al [15] (cité par Basmanti et al (2010)) pour le béton à la température de 20°C, 105°C et 250°C. La relation établie est rationnelle et elle est en bonne concordance avec les résultats expérimentaux figure (2–5).

- **Modèle de Youssef and Moftah (2007)** [16].

La relation contrainte-déformation (Eq 2.8) du béton en traction uniaxiale peut être modélisée par une branche linéaire jusqu'à la contrainte de fissuration. Après fissuration, le modèle de Collins and Mitchell [17] peut être modifié en tenant compte de la réduction de la résistance à la traction et de la force de liaison.

$$f_{tT} = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{crT}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_{cT}}} \cdot \frac{\tau_{uT}}{\tau_{u0}} \; ; \; \varepsilon_{cT} > \frac{f_{crT}}{E_{ciT}} \quad (2.8)$$

Avec :

f_{tT} : La contrainte en traction à la température T.

f_{crT} : La résistance en traction à la température T.

α_1: Facteur qui tient compte des caractéristiques de liaison des bars sur la rigidité en traction du béton.

α_2 : Facteur tenant compte du type de chargement sur la rigidité en traction du béton.

τ_{uT} Resistance d'adhérence à haute température.

τ_{u0} Resistance d'adhérence à température ambiante.

ε_{cT} Déformation du béton à haute température.

2.3.1.3 Coefficient de dilatation thermique

La plupart des types de béton se dilatent à haute température, quel que soit le type de granulats qui le composent calcaireux ou siliceux. La Figure (3–4) Présentation de l'élément pout montre la variation de la dilatation thermique du béton fabriqué à partir de différents types de granulats. Le coefficient de dilatation thermique est non linéaire et il est fortement affecté par le taux de chargement du béton lors d'un incendie.

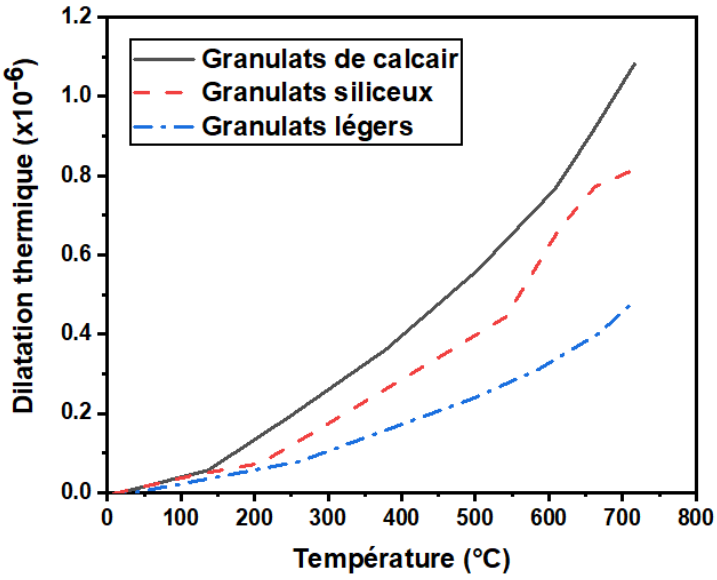


Figure (2–6) La dilatation thermique du béton [18].

2.3.2.4 Fluage

Le fluage décrit la déformation progressive du béton sous une charge constante. Le comportement au fluage du béton est très complexe et dépend de divers facteurs, notamment, l'âge, la teneur en humidité, le type de ciment, son dosage par mètre cube de béton et les conditions de charge (pourcentage de charge appliquée lors d'un incendie). Le fluage du béton est fortement affecté par la température et le niveau de chargement. Ils montrent que la déformation par fluage est beaucoup plus importante aux hautes températures, elles accentuent le fluage, car elles accélèrent les réactions chimiques et augmentent la viscosité du béton. Ceci peut être ignoré dans le comportement général du béton à des températures inférieures à 400 °C [18].

2.3.2 Propriétés thermiques du béton

Les propriétés thermiques du béton subissent des modifications significatives avec l'augmentation de la température, ces variations dépendent en grande partie du type de granulat utilisé. Comprendre le transfert de chaleur à travers les composites du béton nécessite donc une évaluation approfondie de ces propriétés telles que la densité γ_c, la conductivité thermique λc et la chaleur spécifique C_c du béton avec le changement de température θ.

2.3.2.1 Coefficient de conductivité thermique

La conductivité thermique du béton diminue lorsque la température augmente. Les principaux paramètres de cette variation sont : la teneur en eau, le type de granulat et la formulation du béton. Le degré de saturation est le facteur principal puisque la conductivité de l'air est inférieure à celle de l'eau. Ainsi la diminution de la conductivité thermique en fonction de la température est assez marquée pour un béton de granulat silico-calcaire, faible pour un béton de granulats calcaires, et peu significative pour le béton léger (Collet, Y (1977) [19]). La figure 2.7 montre l'évolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température.

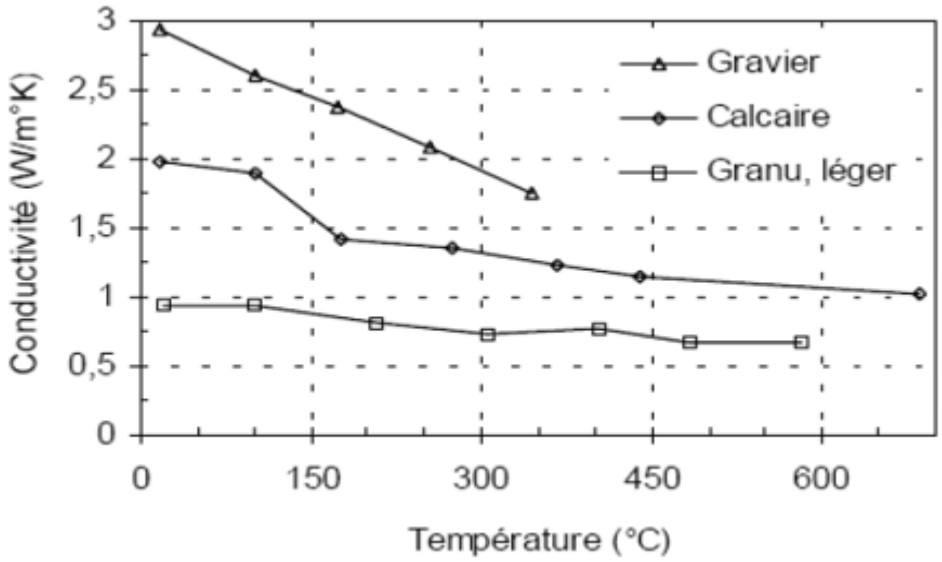


Figure (2–7) Evolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température [20]

2.3.2.2 Chaleur spécifique

L'une des plus importantes des propriétés thermiques est la chaleur spécifique C_c. Elle est définie comme la quantité de chaleur nécessaire par kilogramme d'une substance pour élever sa température d'un degré Kelvin (J /K_g. K). La chaleur spécifique est dépendue du type et de la composition du matériau [21]. Pour le béton, elle dépend type de ciment utilisé et la quantité d'humidité présente dans le béton. La **Figure (2–8)** montre l'évolution de la chaleur spécifique du béton normal et léger avec des températures croissantes [22]. Dans cette recherche, une valeur fixe a été adoptée pour la chaleur spécifique du béton (1000 J/(kg·K)), notée Cc.

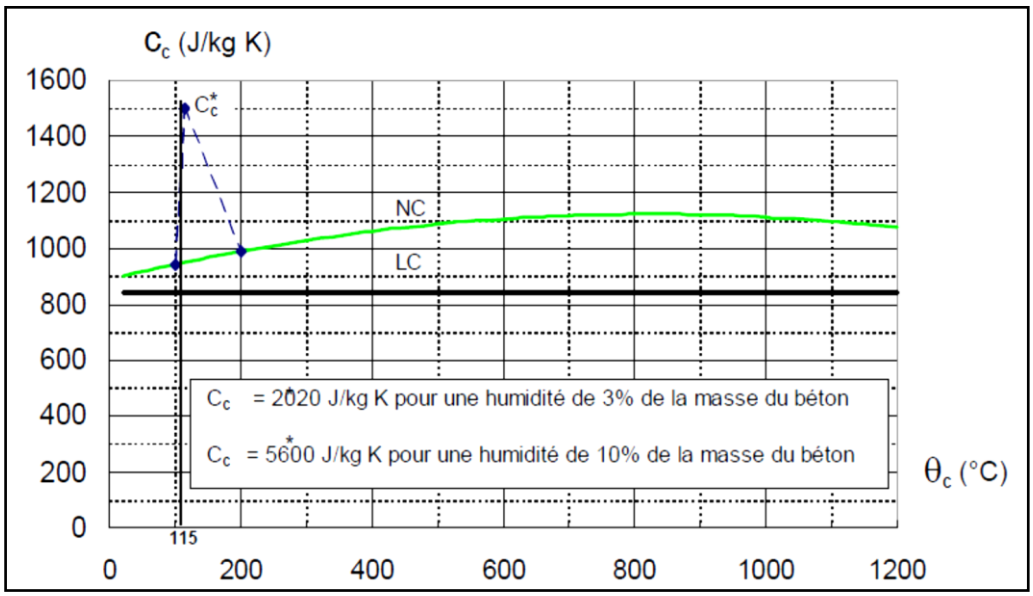


Figure (2–8) Chaleur spécifique du béton de masse volumique courante (N_C) et du béton léger (L_C) en fonction de la température

2.3.2.3 La densité

Il est montré que la densité du béton γ_C diminue en raison de la diminution de sa teneur en humidité. Celle-ci diminue avec l'augmentation des températures, car la diminution de la densité du béton varie en fonction des composants du gravier, qu'il soit carboné, siliceux ou basaltique. Le béton composé d'agrégats de carbone présente une diminution significative de sa densité à des températures d'environ 800 °C, suite à la décomposition thermique des atomes de carbone, comme le montre la Figure (2–) [23].

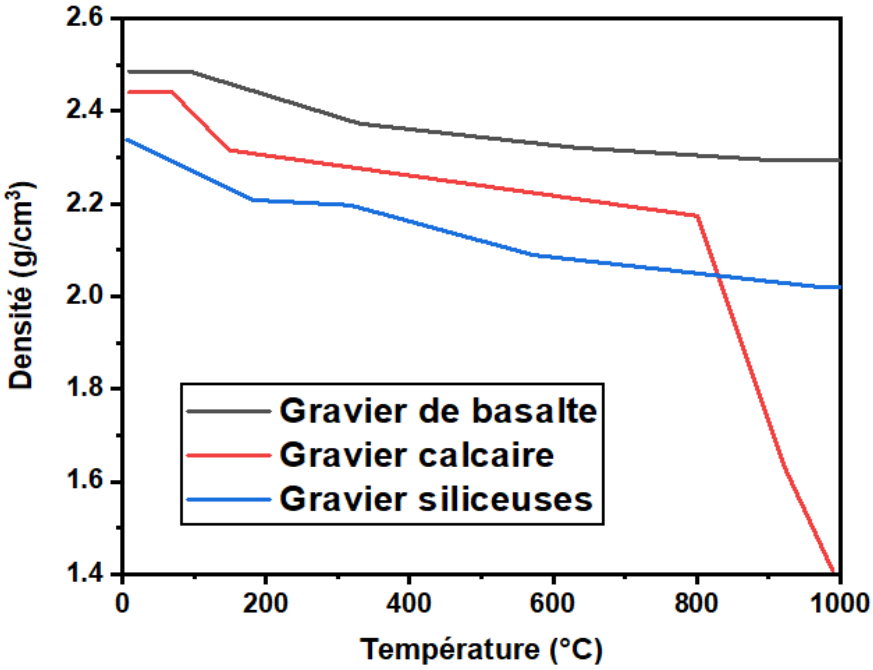


Figure (2–9) Densité du béton constitué de différents granulats, haute température [24].

2.4 Comportement résiduel du béton en compression

2.4.1 Modèle Eurocode 4 [12]

L'Eurocode 4 recommande qu'une perte supplémentaire de 10% de la valeur à T_{max} doit être appliquée lorsque la température maximale dépasse 300°C. L'évolution de la résistance à la compression est prise comme variant linéairement de T_{max} à 20°C. L'expression détaillée du modèle est donnée dans l'Eurocode 4 (Eq 2.9, 2.10, 2.11)

$$f_c = f_1(T) \quad (2.9)$$
$$f_c = f_1(T_{max}) \quad (2.10)$$
$$f_c = f_2(f_1(T_{max}), T) \quad (2.11)$$

Les recommandations de l'Eurocode 4: dont la ligne pointillée représente la fonction $f1$ qui donne la réduction de la résistance à la compression au cours du chauffage de 20 à 1200°C et en trait plein est la fonction f_2 qui donne la réduction de la résistance à la compression pour un chauffage jusqu'à 500°C suivi d'un refroidissement à 20°C. La variation linéaire de la valeur de 0.60 à 500°C à une valeur de 0.54 à 20°C peut être observée sur cette figure.

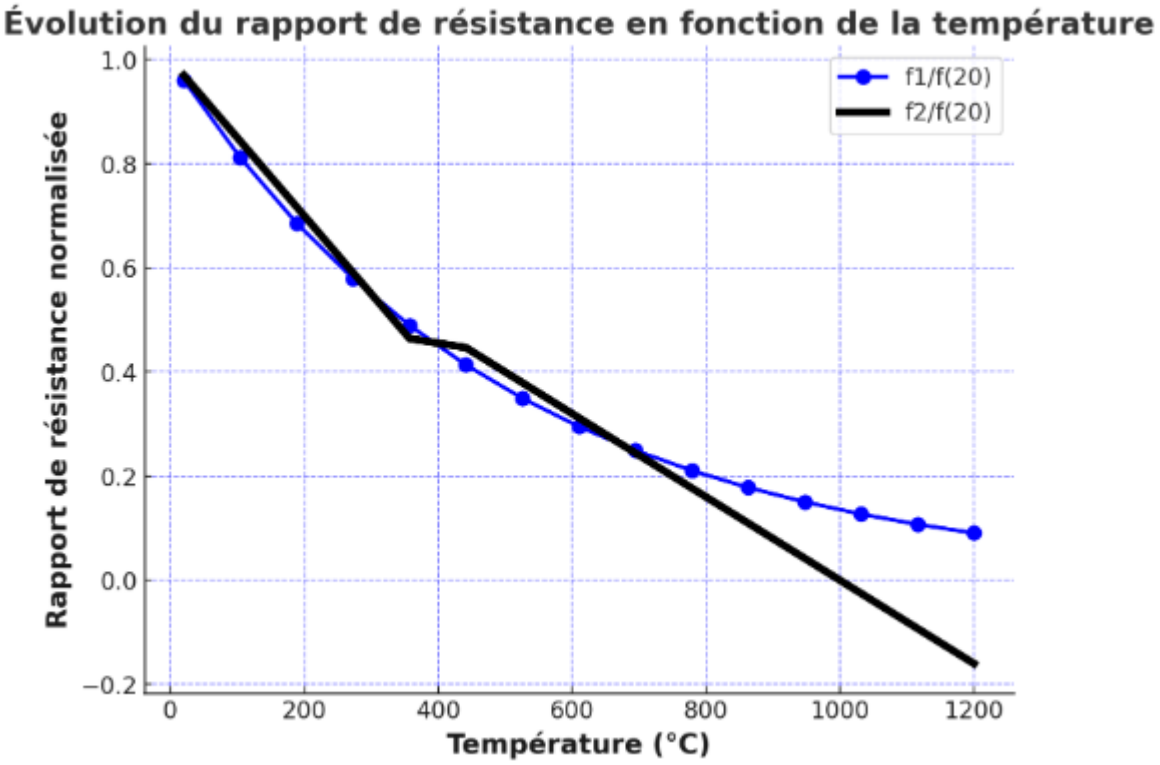


Figure (2–10) Réduction de la résistance de compression après refroidissement [25].

2.5 Comportement résiduel du béton à la traction

La résistance à la traction du béton est souvent négligée dans les calculs de résistance aux températures ambiantes et élevées. Cependant, du point de vue de la résistance au feu, il s'agit d'une propriété importante, car la fissuration dans le béton est généralement due à des efforts de traction et les dommages structuraux de l'élément en traction sont souvent générés par la progression de la micro-fissuration [26]. Dans des conditions d'incendie, la résistance à la traction du béton peut être encore plus cruciale, ce qui peut entraîner l'écaillage de l'élément en béton [27]. Plusieurs modèles sont disponibles dans la littérature : [28], [29] dispositions de l'Eurocode 2 et Anupama, et al [30]. D'après ces modèles, la résistance résiduelle de traction est prise égale à celle obtenue à la température maximale en phase d'échauffement, actuellement il n'y a pas de modèles qui traitent le comportement résiduel en traction. Des études sont nécessaires pour évaluer le comportement du béton en traction durant la phase de refroidissement et après refroidissement.

2.6 Etude du comportement du de l'acier à haute température

2.6.1 Propriétés mécaniques des aciers d'armature sans exposition à des températures élevées

2.6.1.1 Déformation-contrainte de l'acier d'armature à haute température

Comme on le sait, l'acier d'armature a une résistance à la traction élevée égale à 100 à 140 fois la résistance à la traction du béton. La liaison entre l'acier d'armature et le béton est efficace, car ils fonctionnent bien ensemble dans les structures. Les spécifications de l'acier d'armature sont déterminées par la relation entre contrainte et déformation (courbe contrainte-déformation σ_s - ε_s), qui varie en fonction des proportions d'additifs chimiques et de la technologie de fabrication de l'acier. La courbe contrainte-déformation supposée pour l'acier d'armature doux ordinaire et l'acier d'armature à haute résistance traité à chaud, inversement symétrique en compression. La Figure (2–) distingue quatre régions différentes dans cette courbe :

1- La première région est la région élastique où la pente de la courbe est égale au module élastique de l'acier d'armature (E).

2- La deuxième zone : C'est la zone de salinisation plastique lorsque la contrainte atteint la limite d'élasticité (f_y), qui est la contrainte minimale nécessaire pour initier des déformations permanentes sans augmentation des contraintes. Ce point apparaît clairement sur la courbe contrainte-déformation comme le point de transition de l'état élastique à l'état plastique 3.

3- La troisième zone : C'est l'étape de durcissement par déformation avant rupture, où le matériau cesse de s'écouler lorsque l'allongement relatif atteint une certaine valeur.

4- Quatrième région : Dans cette région, une augmentation des déformations se produit avec une diminution des valeurs de contrainte jusqu'à ce que la discontinuité se produise.

Le point de transition de l'élastique au ductile est l'étape caractéristique sur la courbe contrainte-déformation, et ce point peut ne pas être évident pour certains types d'aciers d'armature à haute résistance ou traités à froid. Par conséquent, nous utilisons une limite d'élasticité artificielle (0,2 %), qui laisse 0,2 % de contrainte résiduelle après déchargement de la charge. Après cela, la déformation augmente sans augmentation noTableau des contraintes, car la courbe devient presque horizontale.

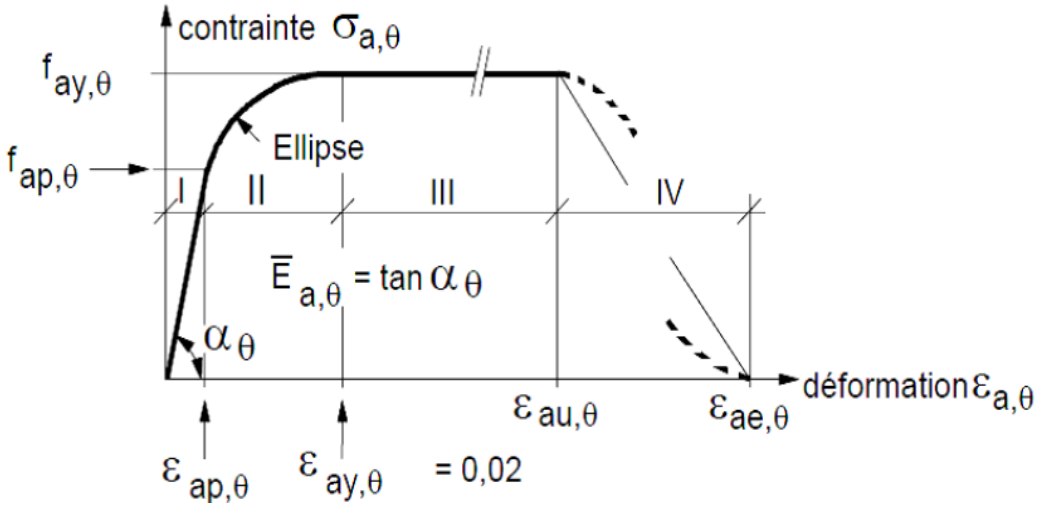


Figure (2–11) Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées.

L'effet des températures élevées sur les propriétés mécaniques de l'acier d'armature, notamment la résistance et le module d'élasticité, a été étudié dans plusieurs articles et codes internationaux. Toutes ces études ont confirmé l'effet significatif des températures élevées sur ces propriétés mécaniques. Tout comme la résistance du béton est affectée par les températures élevées, l'effet de l'acier d'armature l'est également, comme le montre La **Error! Reference source not found.**) qui est un d iagramme contrainte-déformation pour l'acier d'armature longitudinal d'un diamètre de 12 mm, qui a été utilisé dans la recherche. Ceci est effectué à différentes températures sur la base des relations du Tableaux (2-1) pour décrire cette courbe [EN 1992-1-2].

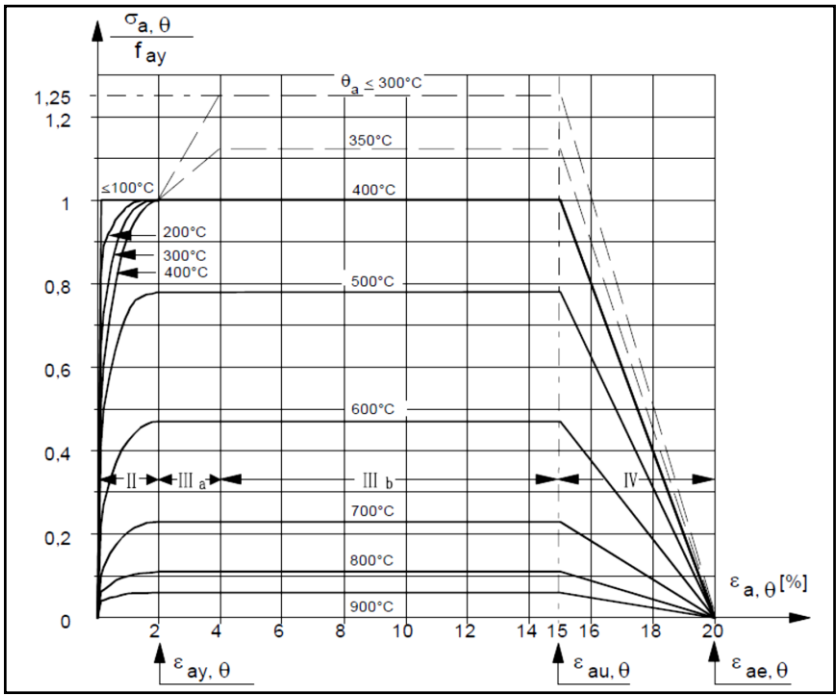


Figure (2–12) Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées incluant l'écrouissage

Tableau (2-2) Valeurs des variables de base de la relation contrainte-déformation pour les aciers d'armature traités à chaud et à froid à haute température.

Domaine de déformation	Contrainte σ	Module tangent
I / élastique $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta}\ \ \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II / transitoire elliptique $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta-}c) + \frac{b}{a}\ \sqrt{a^2(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$ avec $a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta-}\varepsilon_{ap,\theta+}c/E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a\sqrt{a^2} - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$
III / plastique $\varepsilon_{ay,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

- **Modèle de l'Eurocode2 [11]**

À cause de la dégradation importante de la résistance des barres d'acier à haute température, le comportement thermomécanique des structures en béton armé est considérablement affecté, donc il est essentiel de considérer l'évolution du comportement de l'acier d'armatures en fonction de la température pour le calcul de la résistance au feu des structures , le modèle constitutif élasto-plastique de l'Eurocode 2 [11] est considéré dans cette étude pour la modélisation des éléments structuraux, les expressions de la résistance et de la déformation données dans cette section sont à la base des essais en mode stationnaire et non stationnaire ou dans plusieurs cas, la combinaison des deux. Comme le fluage est implicitement introduit. L'effet du fluage est pris en compte d'une manière implicite dans le modèle EC2. La décomposition de la déformation thermomécanique en composantes macroscopiquement mesurables est donnée dans l'EC2 par l'Eq (2.12)

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{\sigma} \tag{2.12}$$

Dans les modèles implicites, la contrainte est directement liée à la déformation mécanique, sans le calcul de la déformation de fluage transitoire. Dans le modèle EC2, la relation contrainte-déformation mécanique à une température *T* donnée, est exprimée par l'Eq (2.13) pour la branche ascendante.

$$\frac{\sigma}{f_{c,T}} = \frac{3\varepsilon_m}{\varepsilon_{u,T}\left(2 + \left(\varepsilon_m/\varepsilon_{u,T}\right)^3\right)} \tag{2.13}$$

Avec

$f_{c,T}$ résistance à la compression du béton,

$\varepsilon_{u,T}$ déformation correspondant à $f_{c,T}$)

Cette expression n'est que l'expression de Schneider en posant le paramètre de forme n=3
Cette expression est donnée par l'Eq (2.14) Franssen J.M (1997).

$$\frac{\sigma}{f_c(\theta)} = \frac{n\varepsilon_m}{\varepsilon_u(\theta)[(n-1) + (\varepsilon_m/\varepsilon_u(\theta))^3]} \tag{2.14}$$

Le modèle constitutif ci-dessus représente le comportement contrainte-déformation des barres d'armatures en acier pour la traction et la compression. Le facteur de réduction retenu pour la relation constitutive en fonction de la température est celui des armatures écrouies formées à froid (diagramme bi-lineaire) conformément aux directives de l'Eurocode.

- **Modèle de Lie** (cite par Youssef and Moftah (2007) [19])

$$f_{yT} = \begin{cases} \left[1 + \frac{T}{900.\ln\left(\frac{T}{1750}\right)}\right].f_y & ;0 < T \leq 600°C \\ \left[\frac{340-0.34.T}{T-240}\right].f_y & ;600 < T \leq 1000°C \end{cases} \quad (2.15)$$

- **Modèle de Lie and Stanzak** (cite par Youssef and Moftah (2007) [19])

$$f_{yT} = f_y(1 - 0.78.T^* - 1.89 \times T^{*4}) \quad (2.16)$$

$$T^* = \frac{\left(\frac{9}{5} \times T - 36\right)}{1800} \quad (2.17)$$

La figure 2.13 montre une comparaison entre les prédictions de ces modèles, la courbe recommandée par l'Eurocode2 [11] pour f_{yT} et les résultats expérimentaux disponibles.

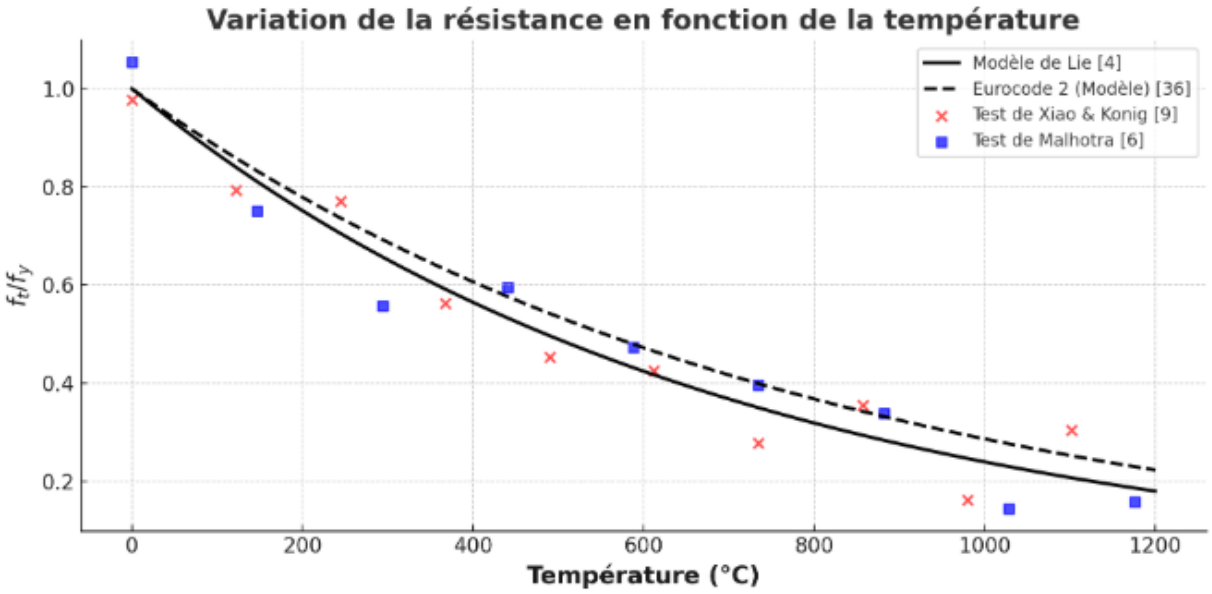


Figure (2–13) Limite d'élasticité de l'acier à des températures élevées

2.6.1.2 Coefficient de dilatation thermique (α_T)

Il est pertinent de noter que le coefficient de dilatation thermique de l'acier d'armature n'est pas constant et évolue en fonction de la température. Ce coefficient augmente progressivement avec l'accroissement de la température jusqu'à environ 700 °C. Au-delà de cette température, une observation intéressante est que le coefficient de dilatation thermique de l'acier d'armature diminue jusqu'à atteindre zéro, pour ensuite recommencer à augmenter vers 850 °C. Cette variation du coefficient de dilatation thermique s'explique par des modifications de la composition des particules d'acier induites par leur exposition à des températures élevées. Ces changements structuraux influent sur les propriétés mécaniques de l'acier d'armature et, par conséquent, sur son comportement thermique dans des conditions d'incendie. Une compréhension précise de ces variations est cruciale pour une analyse approfondie et précise du comportement thermique des éléments en béton armé soumis à des températures élevées.

2.6.1.3 Fluage

Le fluage est affecté par une série de facteurs. Pour l'acier d'armature, le fluage à des températures inférieures à 450°C est insignifiant. Mais à mesure que la température de l'acier d'armature augmente, l'effet de fluage devient important. Renforcement à des températures supérieures à 450°C. Des études antérieures sur le comportement des composants en béton à haute température ont indiqué que les effets de fluage de l'acier d'armature peuvent être ignorés [31] (Lie, 1992).

2.7 Propriétés thermiques de l'acier d'armatures

2.7.1 Coefficient de conductivité thermique (λ)

La valeur du coefficient de conductivité thermique (λ) de l'acier d'armature diminue linéairement jusqu'à une température d'environ 800 °C, après quoi sa valeur reste constante.

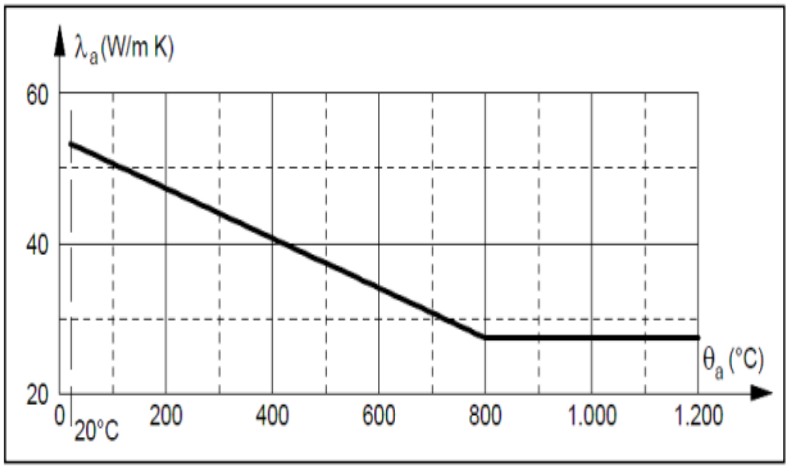


Figure (2–14) montre ce comportement, où l'on constate que le coefficient de conductivité thermique de l'acier est supérieur au coefficient de conductivité thermique du béton. Cette propriété est considérée comme un des inconvénients de l'acier d'armature, car sa conductivité thermique est élevée. Pour cette raison, l'épaisseur de la couche de revêtement en béton est augmentée afin de protéger l'acier d'armature contre les températures élevées, notamment au-dessus de sa température critique. Ceci est fait pour assurer la stabilité de l'installation et sa protection pendant une certaine période de temps.

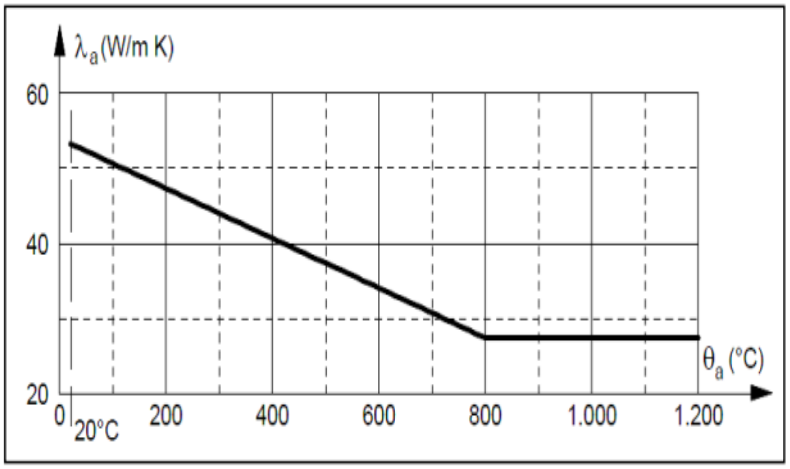


Figure (2–14) Coefficient de conductivité thermique λa de l'acier d'armature.

2.7.2 Chaleur spécifique (C)

La chaleur spécifique de l'acier d'armature change avec l'augmentation des températures, Il ressort de la Figure (2-15) que la chaleur spécifique de l'acier d'armature augmente avec l'augmentation des températures jusqu'à environ 700 degrés Celsius.

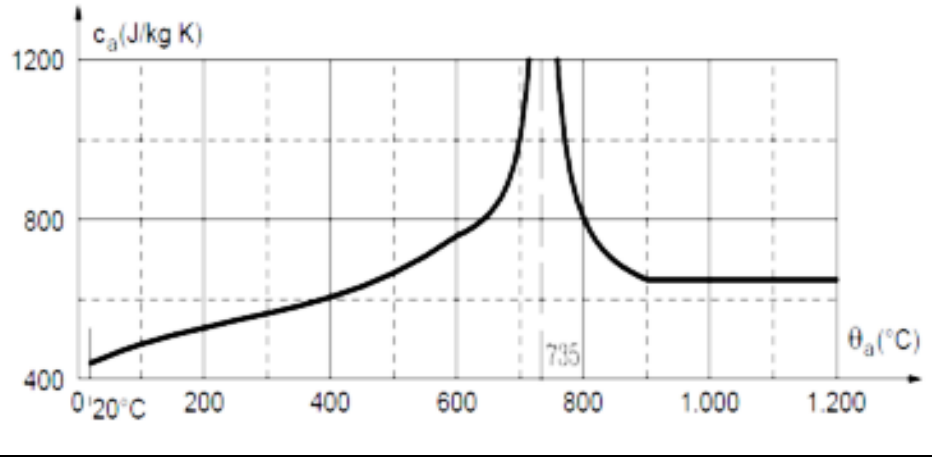


Figure (2.15) Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température.

2.7.3 Densité

La plupart des études et recherches antérieures ont montré que le changement de densité de l'acier (γ) est faible avec l'augmentation des températures, comme le montre la Figure (2–) [32]. On note également que le code européen ignore la diminution de la densité de l'acier avec l'augmentation des températures et considère les valeurs de densité constantes et égales à 7850 kg/m³.

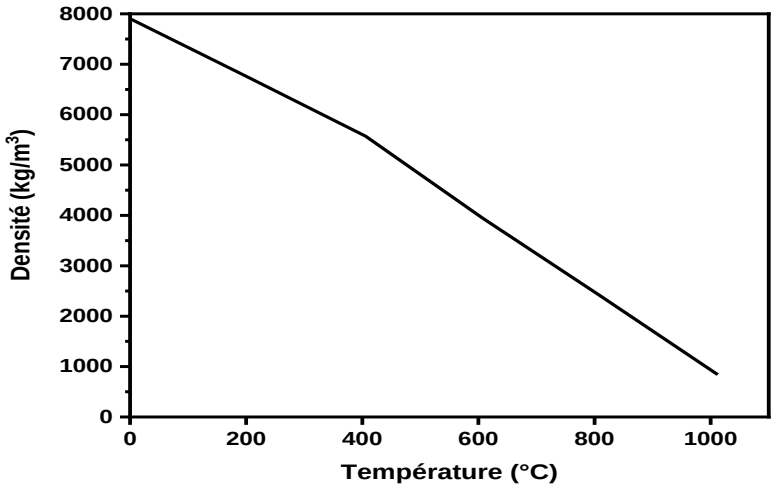


Figure (2–16) La densité de l'acier γ change avec l'augmentation de la température.

2.8 Conclusion

Dans ce chapitre, un état de l'art des modèles existants du comportement du béton et de l'acier est présenté et discuté. Les exigences suivantes doivent être retenues pour les modèles:

Afin de permettre l'analyse de structures sous le feu parametrique, les lois d'évolution des propriétés mécaniques doivent être décrites dans toutes les phases de l'incendie et même après le retour à la température ambiante (propriétés résiduelles), le modèle doit être capable de capturer les déformations non réversibles telles que le fluage et les dilatations thermiques libres.

La dégradation de la résistance du béton durant la phase de refroidissement est fortement liée au niveau d'échauffement appliqué sur la structure. Les données disponibles ont tendance à préciser que la perte de la résistance et de rigidité peut dépasser largement les limites normatives. Le modèle de l'Eurocode 4 est retenu pour l'évaluation de la perte de résistance en phase de refroidissement.

Sur la base des conditions exposées dans la présente section, les modèles de l'Eurocode2 sont retenus pour la simulation du comportement des voiles sous feu naturel dans le chapitre 4, les deux modèles sont implémentés dans le code SAFIR, et pour y rester dans l'environnement normatif.

2.9 References

[1] Sherif Abu Al-Majd, Dr. Ingénieur Hassan Hosni, « Les incendies dans les structures en béton, leur contrôle et leur réparation - Conception de structures anti-incendie », Égypte : Maison d'édition des universités égyptiennes Bibliothèque Al-Wafa, 1994.

[2] Z.Taqieddin, Elasto-Plastic and Damage Modeling of Reinforced Concrete, Baton Roug: Louisiana State University, 2008.

[3] J. WIGHT and J. MACGREGOR, REINFORCED CONCRETE Mechanics and Design, New Jersey: Pearson Education, Inc, 2009.

[4] ASTM 469-94, Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.

[5] ACI 318-14, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-14) and Commentary (ACI318R-14)", Farmington Hills: American Concrete Institute , 2014.

[6] E. Hognestad, A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Urbana: University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering Experiment Station, 1951.

[7] S. Popovics, "Review of Stress-Strain Relationships for Concrete," ACI Journal Proceddings, vol. 67, no. 3, pp. 243-248, 1970.

[8] T. Lie, "Structural Fire Protection," American Society of Civil Engineers Manuals and, no. 78, 1992.

[9] EC2 1992-1-2. Eurocode 2, "Design of Concrete Structures—Part 1-2, General rules— Structural Fire Design," 2004.

[10] G. Khoury, "Effect of fire on concrete and concrete structures," Progress in Structural Engineering and Materials, vol. 2, no. 4, pp. 429-447, 2000.

[11] Terro, M.J (1998). ―Numerical modelling of the behaviour of concrete structures‖. ACI Structural Journal, vol 95 (2), pp.183–193.

[12] Zhang B, Bicanic N. (2002). ―Residual fracture toughness of normal- and high strength gravel concrete after heating to 600°C‖. ACI Mater Journal, 99(3), pp.217–226.

[13] Aslani, F. and Bastami, M. (2011). ―Constitutive relationships for normal-and high-strength concrete at elevated temperatures‖. ACI Materials Journal, Vol. 108 (4), pp. 355-364.

[14] Aslani, F. and Bastami, M. (2011). ―Constitutive relationships for normal-and high-strength concrete at elevated temperatures‖. ACI Materials Journal, Vol. 108 (4), pp. 355-364.

[15] Felicetti, R., Gambarova, P.G., Silva, M., and Vimercati, M. (2002). ―Thermal diffusivity and Residual Strength of High-Performance Light-Weight Concrete Exposed to High Temperature‖. 6th Int. Symp, on Utilization of HSC/HPC, Leipzig, pp.935-948.

[16] Youssef, M. A., & Moftah, M. (2007). General stress-strain relationship for concrete at elevated temperatures. Engineering Structures, 29(10), 2618-2634.

[17] Collins, M. P., & Mitchell, D. (1997). Towards a rational approach to the design of concrete structures at elevated temperatures. In Proceedings of the International Workshop on Fire Safety of Concrete Structures, 5-6.

[18] T. Lie, "Structural Fire Protection," American Society of Civil Engineers Manuals and, no. 78, 1992.

[19] Collet, Y. (1977) __Etude des propriétés du béton soumis à des températures élevées entre 200 et 900°C‘‘. Annales des Travaux Publics Belges. N°4, pp 332-338.

[20] Dotreppe,J.C., Franssen,J.M.,and Vanderzeypen,Y.(1999). ―Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions‖. ACI Structural Journal 96(1), pp.9-18.

[21] EC4 1994-1-2. Eurocode 4, "Design of composite steel and concrete structures Part 1-2: General rules — Structural fire," University of Sheffield, 2005.

[22] EC4 1994-1-2. Eurocode 4, "Design of composite steel and concrete structures Part 1-2: General rules — Structural fire," University of Sheffield, 2005.

[23] Schneider U. (1988) Concrete at high temperatures: A general review‘‘. Fire safety Journal, vol 13, pp 55-68.

[26] Mindess, S., Young, J. F., & Darwin, D. (2003). Concrete. Prentice Hall.

[27] Khaliq, W., & Kodur, V. K. R. (2012). Thermal and mechanical properties of high-strength concrete at elevated temperatures. Cement and Concrete Research, 42(2), 303-314.

[28] Chang, Y. F., Chen, Y. H., Sheu, M. S., & Yao, G. C. (2006). Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures. Cement and Concrete Research, 36(10), 1999-2005.

[29] Bazant, Z. P., & Chern, J. C. (1987). Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete. Journal of Engineering Mechanics, 113(10), 1493-1511.

[30] Anupama, P., Arun, G., & Rao, P. S. (2019). Behaviour of reinforced concrete columns subjected to fire exposure. Journal of Structural Fire Engineering, 10(2), 160-174.

[31] Lie, T. T. (1992). Structural fire protection. American Society of Civil Engineers (ASCE).

Chapitre 3: Étude du comportement des poteaux en béton armé et des techniques de renforcement

L'objectif de ce chapitre est d'étudier l'impact de l'exposition au feu sur le comportement des poteaux en béton armé (BA) à travers une analyse numérique. Dans un premier temps, l'étude examine les effets de l'exposition au feu sur différentes durées (15, 30, 60 et 90 minutes) sur la capacité de charge résiduelle des poteaux, en tenant compte de certains paramètres géométriques décisifs, tels que la hauteur du poteau et sa section transversale. La deuxième étape consiste à évaluer l'efficacité de diverses techniques de renforcement, notamment l'ajout de renforts et l'incorporation d'enveloppes composites. Chaque méthode utilise trois valeurs de résistance à la compression du béton (25, 30 et 40 MPa) pour améliorer le comportement post-incendie des poteaux.

Les résultats montrent que plus la colonne est exposée longtemps au feu, plus sa capacité portante diminue. Cependant, il est également observé que l'augmentation de la section transversale de la colonne peut limiter la diminution de la capacité portante.

De plus, une équation simple, avec une précision suffisante, est proposée pour prédire la capacité portante des poteaux renforcés. Enfin, il est révélé que les méthodes de renforcement utilisées ici permettent de restaurer la capacité des poteaux exposés au feu. La technique de renforcement utilisant une enveloppe composite avec des plaques d'acier donne de meilleurs résultats en termes de résistance, permettant de restaurer la capacité des poteaux exposés au feu pendant une heure, jusqu'à 182 %.

.

3 Étude du comportement résiduel des poteaux et leur technique de renforcement

3.1 Introduction

En général, les incendies ne provoquent pas l'effondrement des structures en béton, selon la Concrete Society de 2008. Après un incendie, il est crucial de réparer, de renforcer ou de reconstruire la structure en béton.

Évaluer et comparer la capacité portante résiduelle selon les normes de sécurité est essentiel pour garantir la fonctionnalité post-incendie de la structure. Les éléments en béton peuvent se dégrader, se déformer et redistribuer les charges sous l'effet de la chaleur, en fonction de l'intensité et de la durée de l'incendie [2, 3]. Après un incendie, il est nécessaire d'évaluer et de réparer les éléments endommagés en fonction de leur capacité portante résiduelle. Le renforcement de la structure améliore sa solidité et sa fonctionnalité pour prolonger sa durée de vie. Des technologies de renforcement doivent être développées pour réparer les éléments en béton armé affectés par la chaleur [4]. Le béton est connu pour sa résistance au feu, mais les incendies peuvent endommager ses surfaces externes, provoquant des fissures. Les températures élevées altèrent sa structure chimique et physique, entraînant la décomposition du $CaCO_3$ et la libération d'eau. Les propriétés résiduelles du béton, telles que le module d'élasticité et la résistance à la compression, sont étudiées après un incendie pour évaluer les dommages. Des recherches sont menées pour comprendre la dégradation des propriétés mécaniques du béton due au feu et pour améliorer sa résistance structurelle post-incendie [5, 10]. Tous les tests de refroidissement montrent une résistance résiduelle et un module d'élasticité résiduel inférieurs à ceux des éléments exposés à la chaleur. La chaleur qui persiste pendant une longue période dans une grande section transversale provoque des contraintes thermiques et des fissures lors du refroidissement, causant des dommages supplémentaires au béton [11, 12]. Les processus chimiques peuvent accroître les microfissures, réduire la résistance à la compression et accélérer la défaillance structurelle. Des recherches expérimentales supplémentaires ont été réalisées via des essais destructifs et non destructifs sur le béton dégradé sous l'effet du froid et de la haute température [13-15]. Les modèles mathématiques utilisés pour décrire le comportement mécanique du béton à haute

température ont fait l'objet d'une évaluation approfondie [16]. Des modèles analytiques prédictifs de la capacité portante résiduelle des structures en béton après un incendie ont également été développés [17]. Les recherches indiquent que les bâtiments en béton armé restent robustes en cas d'incendie grâce à la résistance résiduelle du béton, mais la phase de refroidissement peut poser des problèmes en raison des changements de charge et de la détérioration des matériaux. Des études récentes se concentrent sur la compréhension de l'impact du feu sur la capacité portante du béton armé, et des analyses numériques sont utilisées pour évaluer cet impact [18,19].

Divers paramètres sont pris en compte, tels que les caractéristiques géométriques, les conditions d'appui et les propriétés des matériaux, pour évaluer les effets de la chaleur et du renforcement en acier sur les poteaux en béton armé.

Des études ont montré une réduction significative de la capacité portante et de la résistance à la flexion après des essais d'incendie menés à l'université de Stanford. Des recherches expérimentales ont examiné le comportement des poteaux en béton armé après incendie. Les réparations, telles que l'ajout de revêtements en acier ou en béton, ou l'application de matériaux polymères renforcés de fibres, permettent de renforcer les poteaux endommagés.

Différentes technologies sont utilisées pour ces réparations, telles que les gaines en acier pour élargir la zone de coupe et les enveloppes FRP pour le renforcement. Ces techniques doivent également prendre en compte la sensibilité au feu et nécessiter une isolation pour assurer une résistance satisfaisante. Des études continuent d'améliorer la fiabilité des méthodes de réparation, y compris les techniques de gainage en acier pour la modernisation sismique [20-30]. Après un incendie, les poteaux en béton armé perdent leur capacité portante, nécessitant une décision entre réparation et démolition, généralement préférant la réparation pour des raisons économiques. La dégradation des caractéristiques mécaniques du béton due à l'exposition au feu est récupérable avec le temps. Des études ont examiné la réparation des poteaux endommagés par le feu, mettant en évidence l'efficacité des revêtements en PRFC pour restaurer la capacité portante. Différentes configurations de couches de PRFC ont été étudiées, montrant une amélioration significative de la capacité portante des poteaux réparés après chauffage. Ces recherches ont également évalué l'influence de la géométrie et des matériaux de réparation sur les performances mécaniques des poteaux en béton armé [31, 34]. Dans

des études récentes entreprises par Bisby et Al-Nimry et al. [35, 36], ont étudié l'influence du confinement en FRP sur les poteaux endommagés par la chaleur. Réalisation de recherches sur le renforcement. Des poteaux tubulaires en acier remplies de béton en tenant compte des gaines FRP après exposition à un feu ISO et de l'effet du nombre de couches FRP sur la réparation des poteaux après incendie [37-39]. Review a utilisé une configuration d'Anthor pour réparer les poteaux après incendie à l'aide de FRP hybrides afin d'améliorer leur capacité portante et la fiabilité de la technique de réparation utilisée. La méthode hybride était une forme combinée de deux ou plusieurs techniques de réparation du FRP [40-42]. Après un incendie, les poteaux en béton armé perdent leur capacité portante et leur rigidité. Les matériaux polymères renforcés de fibres (PRF) peuvent restaurer la résistance à la compression, mais pas la rigidité. Les renforcements en polymère renforcé de fibres (FRP) permettent une meilleure déformation par rapport aux armatures en acier traditionnelles, offrant ainsi un potentiel d'amélioration de la résistance et de la rigidité des poteaux. Les chémaisage FRP sont particulièrement efficaces pour renforcer les poteaux [43].

3.2 Méthodologie

Dans le but d'atteindre les objectifs de cette recherche, un programme numérique a été réalisé à l'aide de poteaux en béton. Il a été jugé intéressant d'utiliser dans un premier temps des poteaux BA de différentes sections, soit (0,3 ×0,3) m^2, (0,4 ×0,4) m^2 et (0,6 ×0,6) m^2, avec un enrobage de 30 mm, et différentes hauteurs, de 3 m, 4 m et 5 m. Afin de mesurer numériquement la réduction de la capacité portante des poteaux après leur exposition à un feu paramétrique de différentes durées d'exposition (15, 30, 60 et 90 minutes). La température du feu en fonction du temps est mesurée par l'équation (3.1):

$$T = 20 + 345 \times LOG\ (8 \times t + 1)\ \text{En °C} \qquad (3.1)$$

Ces échantillons ont été testés sous chargement axial. Les poteaux ont une section de 0,3 × 0,3 m² et une hauteur de 3 m. La section des barres était de 8 × Ø 12 mm et l'espacement entre les cadres était de 10 mm. Ils ont été soumis à un incendie, puis ces poteaux ont été réparés avec différentes techniques :

- Chemisage en béton armé ;

- Chemisage composite avec cornière en acier ;

- Chemisage composite avec plaques d'acier.

Le chemisage composite est une technique couramment utilisée pour améliorer la capacité de charge et la stabilité des structures endommagées par le feu, en particulier les éléments en acier et en béton. Il consiste à envelopper les éléments structuraux endommagés avec des couches de matériaux composites, tels que des plaques d'acier et des polymères renforcés de fibres (FRP), afin de fournir une résistance et un confinement supplémentaires. Le chemisage avec PEA était composé de quatre plaques d'acier de 3 mm, chacune recouvrant l'une des quatre faces contiguës de l'échantillon et collées longitudinalement à la surface endommagée par la chaleur. Les plaques d'acier étaient fixées sur les quatre côtés de la poutre. En effet, il est important de noter que cette étude a pris en compte deux épaisseurs d'enrobage différentes (50 mm et 100 mm) ainsi que différentes valeurs de résistance à la compression du béton (25 MPa, 30 MPa et 40 MPa) dans le cadre de son enquête. Ces variations de l'épaisseur de l'enveloppe et de la résistance du béton ont permis une analyse complète de leurs effets sur les performances des poteaux en béton armé après exposition au feu. En examinant différentes épaisseurs de chemise, l'étude a pu évaluer l'influence du confinement externe sur le comportement après incendie des poteaux. Des enveloppes plus épaisses devraient assurer un confinement plus efficace, conduisant potentiellement à de meilleures performances structurelles et à une capacité de charge plus élevée après une exposition au feu. De même, l'étude de différentes valeurs de résistance à la compression du béton a permis d'explorer comment la résistance du matériau en béton affecte la réponse structurelle des poteaux dans des scénarios d'incendie. Des résistances à la compression plus élevées du béton pourraient entraîner une meilleure résistance au feu et une meilleure intégrité structurelle des poteaux. La prise en compte de ces différents paramètres dans l'étude a contribué à une compréhension plus complète du comportement des poteaux en béton armé dans des conditions d'incendie et a fourni des informations précieuses sur les facteurs qui influencent leurs performances après incendie. Ces données peuvent être précieuses pour élaborer des directives de conception pratiques et des stratégies de réparation visant à améliorer la résistance au feu des structures en béton et à garantir leur sécurité structurelle.

L'analyse structurelle et thermique à l'aide du programme informatique SAFIR [46] a été utilisée dans cette recherche afin d'estimer le comportement structurel des poteaux étudiés. SAFIR est un programme informatique développé par Franssen et Gernay à l'Université de Liège en Belgique pour l'analyse de structures dans des conditions de température ambiante et élevée. Le programme, fondé sur la méthode des éléments finis (MEF), peut être utilisé pour analyser le comportement de structures à une, deux et trois dimensions composées de béton, d'acier, de béton armé, de bois, de composites, etc. Le code SAFIR peut utiliser des éléments distincts pour diverses idéalisations, méthodes de calcul et modèles de matériaux afin de prendre en compte le comportement contrainte-déformation. Les éléments incluent les éléments SOLID 2D, les éléments SOLID 3D, les éléments BEAM, les éléments SHELL et les éléments TRUSS. Plusieurs étapes peuvent intervenir dans l'analyse d'une structure ayant subi un incendie. La première étape, l'analyse thermique, consiste à prédire la répartition de la température au sein des éléments structurels. La 2e étape est l'analyse structurelle, qui a pour but de déterminer la réponse de la structure aux charges statiques et thermiques, comme le montre Figure (3–1).

À l'aide du programme informatique SAFIR, une analyse a été réalisée. Quatre faces des modèles ont été soumises à un feu paramétrique.

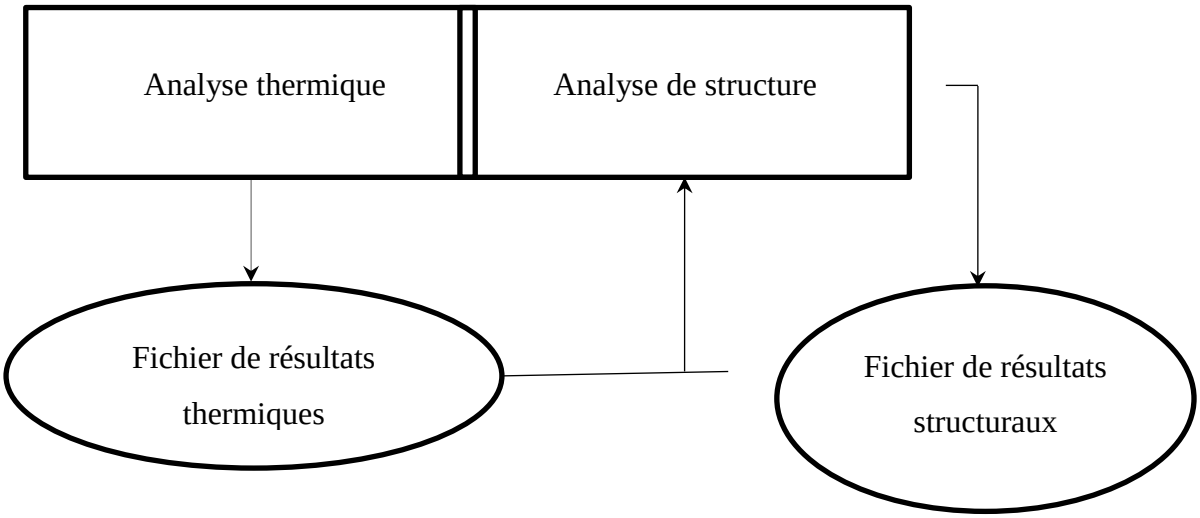


Figure (3–1) Méthodologie d'analyse.

3.3 Présentation du code SAFIR

La modélisation numérique est un outil précieux pour anticiper la résistance au feu d'une structure ou pour recréer de manière simulée ce qui s'est déroulé lors d'un incendie réel. Un exemple de logiciel utilisé à cet effet est **SAFIR**, qui est un programme d'analyse non linéaire spécialement conçu pour évaluer le comportement des structures, qu'elles soient planes ou tridimensionnelles, en cas d'incendie. **SAFIR** est basé sur la méthode des éléments finis, développée par Jean-Marc Franssen de l'Université de Liège et Thomas Gernay de l'Université Johns Hopkins, et il modélise le comportement des structures de bâtiments soumises au feu. La structure peut être constituée d'un squelette 3D d'éléments linéaires tels que des poteaux, en conjonction avec des éléments plans tels que des dalles et des voiles. Les éléments volumiques peuvent être utilisés pour analyser les détails de la structure, tels que les connexions. Différents matériaux, tels que l'acier, le béton, le bois, l'aluminium, le plâtre ou des produits d'isolation thermique, peuvent être utilisés séparément ou en combinaison dans le modèle.

L'analyse d'une structure exposée au feu est généralement subdivisée en deux phases distinctes. La première phase, appelée « analyse thermique », a pour objectif de prédire la répartition de la température à l'intérieur des composants de la structure sous l'effet de l'incendie.

3.3.1 Organisation générale du logiciel SAFIR :

Le logiciel SAFIR a été développé pour être compatible avec divers types d'éléments finis et de matériaux. Sa conception modulaire offre la flexibilité d'ajouter en permanence de nouveaux éléments et matériaux à sa bibliothèque, permettant ainsi une évolution continue et une adaptation aux besoins spécifiques des utilisateurs.

La procédure de calcul associée est illustrée à la Figure (3–2). Cette approche permet une évaluation complète et précise du comportement structural en situation d'incendie, offrant ainsi une vision détaillée de la réponse de la structure à des conditions thermiques sévères.

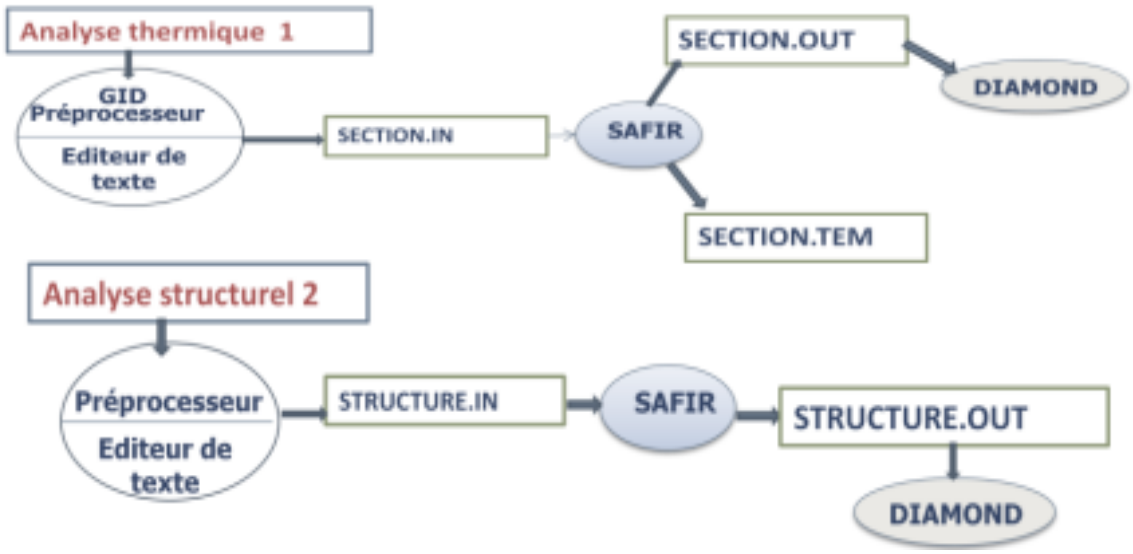
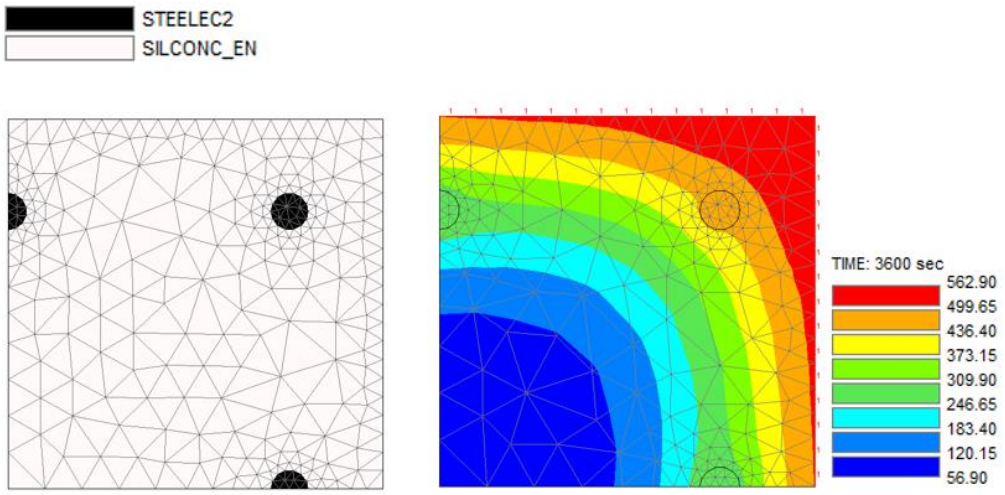


Figure (3–2) La procédure d'analyse réalisée par le logiciel SAFIR

En ce qui concerne les sections de poteau, chaque section est subdivisée en composants triangulaires. Chaque élément est associé à son propre matériau, ce qui offre à l'utilisateur la possibilité de modéliser pratiquement tous les types de sections, comme illustré dans la Figure (3–3). Cette subdivision de la section est utilisée lors de l'analyse thermique pour calculer la température de chaque nœud. Simultanément, lors de l'analyse mécanique, cette subdivision est exploitée pour calculer les efforts et la rigidité de la section en fonction de la température de chaque élément. Ces températures sont ensuite appliquées aux fibres de l'élément de poutre, intégrées dans l'analyse mécanique. Cette approche détaillée permet une représentation précise et flexible des sections de poteau, contribuant ainsi à une modélisation réaliste du comportement structurel en situation d'incendie.



(a) (b)

Figure (3–3) Présente les différentes parties des éléments de colonne, (a) représentation du maillage et des matériaux, (b) distribution des températures

3.3.2 Présentation de l'élément poteau (column)

L'élément est modélisé en utilisant la co-rotation totale, ce qui signifie que les rotations sont évaluées dans la configuration de co-rotation, simplifiant ainsi le traitement des déformations géométriques et des rotations. Les déplacements de la ligne de nœuds sont déterminés par les déplacements de trois nœuds spécifiques. Pour les éléments 2D, cela implique deux nœuds aux extrémités de l'élément, chacun avec deux translations et une rotation, et un nœud à mi-longueur pour gérer la partie non linéaire du déplacement longitudinal. Pour les éléments 3D, chaque nœud d'extrémité prend en charge trois translations, trois rotations et une torsion, permettant ainsi de modéliser une torsion non uniforme. Le déplacement longitudinal de la ligne de nœuds est décrit par une fonction quadratique de la coordonnée longitudinale, tandis que le déplacement transversal est défini par une fonction cubique de la coordonnée longitudinale.

L'hypothèse de Bernoulli est appliquée, supposant que la section reste plane sous l'effet du moment fléchissant, tandis que l'hypothèse de Von Karman est adoptée, supposant que les déformations sont de faible amplitude. Les rotations sont considérées comme étant de faible amplitude, mais elles sont évaluées dans la configuration de co-rotation. Les intégrations longitudinales sont effectuées

numériquement à l'aide de la méthode de Gauss, une méthode couramment utilisée pour l'intégration numérique. L'intégration des contraintes longitudinales et de la rigidité de la section repose sur le modèle de fibres, qui suppose que la section est composée de plusieurs fibres parallèles, chaque élément fini de l'analyse thermique étant considéré comme une fibre. Ces hypothèses et méthodes numériques permettent une modélisation précise et efficace des éléments de poutre dans le cadre de l'analyse thermique et mécanique, en prenant en compte les petites déformations et rotations tout en assurant une intégration numérique robuste grâce à la méthode de Gauss. Ces éléments peuvent être utilisés pour représenter des éléments linéaires, tels que des poteaux et des poutres, ainsi que pour modéliser les barres constituant les treillis.

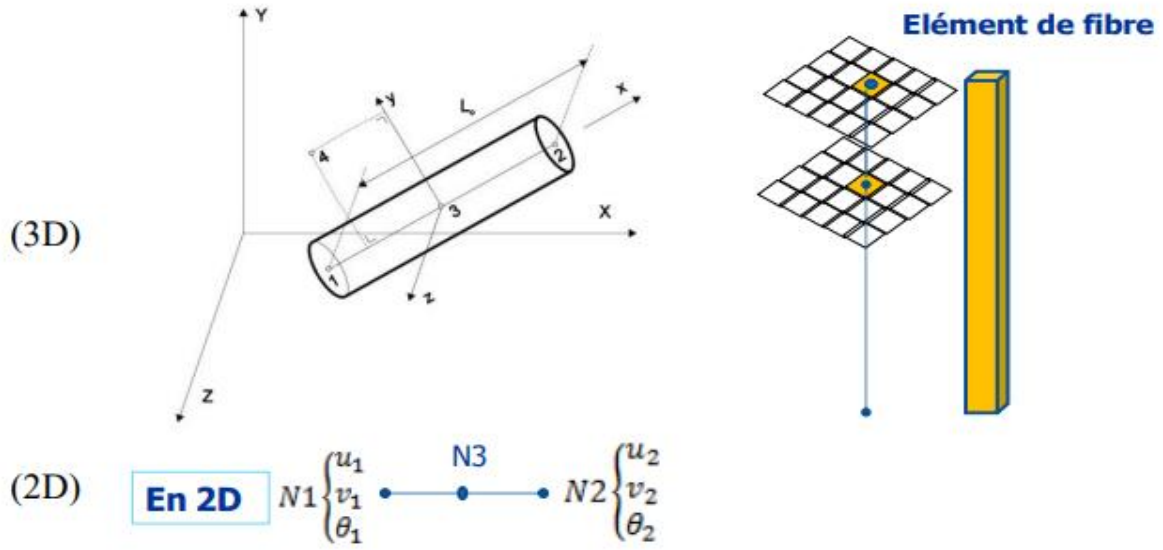


Figure (3–4) Présentation de l'élément poutre (beam)

SAFIR peut être utilisé pour effectuer trois types de calculs distincts : l'analyse thermique, l'analyse de torsion et l'analyse structurelle. Lors de l'analyse d'une structure exposée au feu, plusieurs étapes sont généralement nécessaires. La première étape consiste à prédire la répartition de la température à l'intérieur des éléments structuraux, ce que l'on appelle « l'analyse thermique ». L'analyse de torsion peut également s'avérer nécessaire pour les éléments de poutre en 3D Figure (3–4), en particulier pour les sections sujettes au gauchissement, lorsque les données relatives aux fonctions de gauchissement et à la rigidité en torsion de la section transversale ne sont pas disponibles.

La dernière partie de l'analyse, appelée « analyse structurelle », a pour objectif principal de déterminer la réponse de la structure aux charges statiques et thermiques. À chaque pas de temps, SAFIR utilise une procédure itérative pour converger vers la solution appropriée. Un critère de précision de 0,0001 est adopté, et la méthode de convergence de Newton-Raphson modifiée est utilisée dans les analyses présentées dans cette recherche.

3.3.3 Analyse thermique

L'analyse thermique vise à déterminer les champs de température à l'intérieur d'une zone donnée, en utilisant une méthode d'intégration par pas de temps. Dans cette analyse, on considère que la conduction thermique est le principal mécanisme de transfert de chaleur. La convection et le rayonnement jouent un rôle essentiel en transférant la chaleur de l'environnement d'incendie vers les structures. Pour modéliser la conduction thermique dans le béton, on utilise l'équation de Fourier, exprimée dans un système de coordonnées cartésiennes. Cette équation est résolue dans SAFIR en suivant la procédure standard des éléments finis.

$$\frac{\partial}{\partial \mathrm{x}}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial \mathrm{x}}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z}\right)+Q = \rho\, \mathrm{c}\, \frac{\partial T}{\partial t} \qquad (3.2)$$

Où :

λ : Conductivité thermique, [$W.m^{-1}.K^{-1}$] ;

T : Temperature, [K];

x, y, z : Coordonnées, [m];

Q : Constante pour la génération interne de chaleur, [W/m^3] ;

C: Chaleur spécifique, [J/kg K] ;

ρ : Masse spécifique, [kg/m^3] ;

t : Temp, [s]

1- Processus itératif pour évaluer les températures : Le logiciel utilise une approche itérative pour calculer les températures à plusieurs intervalles de temps successifs. Cela implique de répéter le

processus jusqu'à ce que l'équilibre thermique soit atteint, assurant une précision dans la modélisation des variations de température au fil du temps.

2- Éléments iso-paramétriques : Les éléments utilisés pour la modélisation sont iso-paramétriques linéaires, à 3 ou 4 nœuds pour les problèmes plans et à 6 ou 8 nœuds pour les problèmes tridimensionnels. Cela signifie que ces éléments ont une interpolation iso paramétrique, ce qui facilite la représentation géométrique et thermique.

3- Représentation de la géométrie et du champ de température : Les fonctions d'interpolation utilisées pour représenter la géométrie des éléments sont également utilisées pour représenter le champ de température. Cela simplifie le processus de modélisation en utilisant les mêmes fonctions pour décrire à la fois la géométrie physique et les variations de température.

4- Discretisation de sections planes : Le logiciel permet la discrétisation de sections planes de formes variées en utilisant à la fois des éléments triangulaires et des quadrilatères. Cela offre une flexibilité dans la modélisation de différentes formes géométriques.

5- Définition individuelle du matériau pour chaque élément : Chaque élément peut avoir son propre matériau défini individuellement. Cela permet de modéliser des structures composées de matériaux variés, ce qui est important pour une représentation précise de la réalité.

6- Analyse des propriétés matérielles en fonction de la température : Le logiciel prend en compte la variation des propriétés des matériaux en fonction de la température. Cette caractéristique offre une modélisation plus détaillée en prenant en considération les changements de comportement thermique des matériaux.

En résumé, ce logiciel semble offrir une approche flexible et détaillée pour la modélisation thermique des structures, permettant de prendre en compte divers aspects géométriques, matériaux et conditions thermiques.

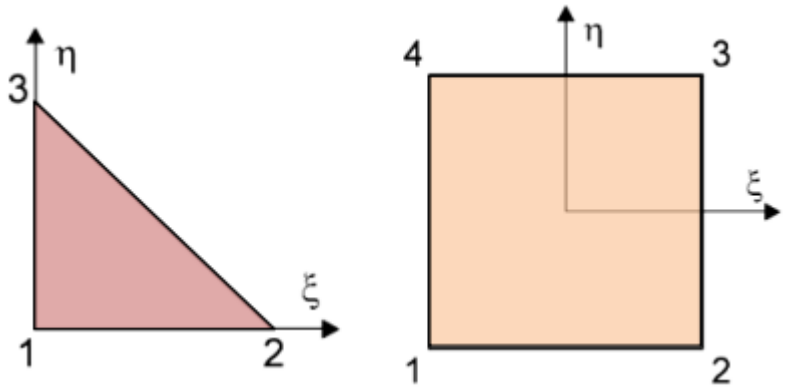


Figure (3–5) Éléments linéaires isoparamétriques.

Les fonctions de forme classique N sont employées, où la température est approximée par $T = N_i T_i$, et la géométrie est représentée par les mêmes fonctions, c'est-à-dire $x = N_i x_i$ et $y = N_i y_i$. Dans le contexte de la résolution numérique d'équations aux dérivées partielles (EDP) à l'aide de la méthode des éléments finis, le processus débute par la discrétisation des équations, subdivisant l'espace en éléments finis. Cependant, la solution obtenue peut ne pas satisfaire les équations localement en chaque point. Pour remédier à cela, on reformule l'équation initiale en une forme faible, assurant la satisfaction en moyenne sur chaque élément, conformément à la méthode des résidus pondérés. Les fonctions de pondération, choisies souvent comme les fonctions d'interpolation utilisées pour la discrétisation (méthode de Galerkin), sont introduites dans cette formulation. L'étape suivante inclut l'intégration de l'équation reformulée sur le volume de chaque élément. L'utilisation de l'intégration par parties avec la formule de Green permet de simplifier l'équation tout en maintenant son équivalence. Ainsi, chaque élément fini est régi par une équation résultante ajustée pour garantir la précision numérique de la solution globale:

$$\int_V \lambda\{\boldsymbol{\nabla} N_i\}\{\boldsymbol{\nabla} N_j\} dV T_i + \int_V \rho c\, N_i N_j dV\, \dot{T}_i = \int_S N_i q_n dS \qquad (3.3)$$

Avec:

V : Volume de l'élément

S : Surface de l'élément

q_n : Flux a la surface (convection +rayonnement),

Finalement, après avoir combiné les contributions de chaque élément, on obtient la matrice d'équations suivante (3.4), qui exprime l'équilibre aux nœuds de la structure analysée :

$$K\,T + CT = g \qquad (3.4)$$

Avec :

K : Matrice de conductivité,

C : Matrice de capacité,

T : Vecteur solution donnant les températures aux nœuds,

g : Vecteur des échanges thermiques aux frontières

Il convient de noter que, dans le cadre du programme SAFIR, l'intégration volumique des éléments est réalisée numériquement, et les propriétés thermiques des matériaux sont évaluées à chaque point d'intégration. Pour plus de détails sur cette méthode, veuillez vous référer aux travaux [4] et de ([5].

3.3.4 Analyse structurelle

La base de l'analyse mécanique des structures subissant de grands déplacements repose sur la forme incrémentale du principe du travail virtuel. Une configuration de co-rotation totale est utilisée avec l'équation (3.5), dans laquelle les forces appliquées à la surface de la structure ne sont pas prises en compte.

$$\int_V (\bar{D}_{ijkl} d\bar{E}_{kl}\, \delta\, \bar{E}_{ij} + S_{ij}\delta d\bar{E}_{ij})dV = \int_V (d\bar{f}_i\, \delta\bar{u}_i + \bar{f}_i \delta d\bar{u}_i)dV \qquad (3.5)$$

Où :

x̄: Cela signifie que la grandeur est évaluée non pas à partir de la position initiale de l'élément mais à partir d'une position obtenue par un mouvement de corps rigide qui translation l'élément non déformé au plus près de la position déformée.

$V = \bar{V}$ Le volume non déformé de l'élément ;

S_{ij} =Tenseur de la contrainte de Piola-Kirchhoff n°2 ;

$\bar{D}_{ijkl} = D_{ijkl}$ Tenseur définissant la loi de comportement incrémentale du matériau;

$\overline{\delta E}_{ij} =$ Tensor of the Green virtual field of displacement;

$\bar{f}_i$ Forces volumiques ;

$\delta \bar{u}_i$ Champ virtuel de déplacements à partir de la position déformée de l'élément.

Dans un matériau où les températures changent au cours de la simulation, la loi de comportement est donnée par l'équation. (6).

$$\delta S_{ij} = D_{ijkl}\left(dE_{kl} - dE_{kl}^{th}\right) = D_{ijkl} dE_{kl}^{m} \quad (3.6)$$

Equation. (3.7) donne le tenseur de Green du champ de déplacement virtuel.

$$\delta \overline{E}_{ij} = \frac{1}{2}\left(\delta \bar{u}_{i,j} + \delta \bar{u}_{j,i} + \bar{u}_{k,i}\delta \bar{u}_{k,j} + \delta \bar{u}_{k,i}\bar{u}_{k,j}\right) \quad (3.7)$$

Dans le contexte de la résolution d'une équation (3.7) dans une formulation par éléments finis basée sur les déplacements, le champ des déplacements (U) est approximativement représenté par des déplacements nodaux (P) à travers des fonctions de forme (N) appropriées. Ces déplacements nodaux sont inconnus et font l'objet de la résolution du problème. La dépendance entre les déplacements nodaux (U) et les déplacements des nœuds (P) est exprimée de manière matricielle dans l'équation (3.8), où la matrice de fonctions de forme (N) décrit la distribution des déplacements à l'intérieur de chaque élément fini. Ainsi, la méthode des éléments finis subdivise la structure en éléments plus petits et résout le problème global en ajustant les déplacements nodaux pour satisfaire les conditions aux limites et les équations du modèle, en utilisant une formulation matricielle efficace pour la représentation du champ des déplacements.

$$u = Np \quad (3.8)$$

Cela permet également de dériver le tenseur incrémental des déformations en fonction des déplacements nodaux, comme illustré dans l'equation (3.9). Dans cette équation, la matrice (B) contient non seulement les dérivées spatiales des fonctions de forme, comme dans une formulation en petites déformations, mais aussi les déplacements nodaux qui ne sont pas identiquement égaux à 0 dans la configuration corrotée. Cette formulation tient compte des variations importantes des

déplacements induits par les déformations non linéaires, contribuant ainsi à une modélisation plus précise du comportement mécanique de la structure lors d'un incendie.

$$de = Bdp \qquad (3.9)$$

L'équation matricielle qui régit l'itération d'une position à la position d'équilibre suivante est l'équation (3.10).

$$\int_V B^T DB\ dVdp\ + \int_V S^T \delta dedV\ dp\ = (K_u + K_s)dp = f^{ext} - f^{int} \qquad (3.10)$$

Où :

K_u : Comprend les matrices élastiques linéaires et de rigidité géométrique

K_s : Is the stress generated stiffness matrix

f^{ext} : Forces nodales énergétiquement équivalentes aux forces appliquées

3.4 Propriétés des matériaux utilisés à températures élevées

3.4.1 Propriétés thermiques

Les barres d'armature ont été intégrées dans le modèle, et les propriétés thermiques du béton en phase de chauffage ont été extraites de la norme EN 1994-1-2 [38]. En ce qui concerne le béton, les propriétés thermiques du matériau suivantes ont été utilisées : cela signifie que la conductivité thermique du béton a été sélectionnée conformément à la limite supérieure définie par la norme EN 1992-1-2 [39]. Du béton siliceux a été choisi, présentant une densité de 2400 kg/m³ et une teneur en eau de 46 kg/m³ (humidité relative). Ces paramètres servent de base pour modéliser les performances thermiques du béton dans le cadre de l'analyse de la structure exposée à des conditions d'incendie, selon l'Eurocode 2 pour la classe de béton 40/50. Le coefficient d'émission relatif pour les surfaces en béton est ε = 0,7, le coefficient de transfert de chaleur par convection pour les surfaces exposées est αc = 35 $W \cdot m^{-2} \cdot K^{-1}$, et pour les surfaces non exposées, αc = 4 $W \cdot m^{-2} \cdot K^{-1}$. Lorsque la température augmente dans le béton, la conductivité thermique a tendance à diminuer (Eurocode) [38]. Selon Schneider [40], cette perte de conductivité thermique est également associée à la perte d'humidité lors du chauffage. Il a ainsi été supposé que la diminution de la conductivité thermique n'était pas

réversible et que, lors du refroidissement, la conductivité thermique du béton conservait la valeur correspondant à la température maximale. Les propriétés thermiques de l'acier ont été considérées comme entièrement réversibles lors du refroidissement.

3.4.2 Propriétés mécaniques

3.4.2.1 Barres d'armature en acier :

1. Réversibilité des propriétés mécaniques :

- Les propriétés mécaniques des barres d'armature en acier sont considérées comme réversibles, ce qui signifie que la rigidité et la résistance retrouvent leurs valeurs initiales lors du refroidissement.

2. Changement de phase à haute température :

- Sur la courbe d'allongement thermique de l'acier, un plateau correspondant à un changement de phase se forme vers 800 °C lors du chauffage, avec une amplitude de 11×10^{-3}.

3. Déformation plastique non récupérée lors du refroidissement :

- Lors du refroidissement, ce plateau se produit à des températures légèrement inférieures, environ 700 °C, avec une amplitude de 9×10^{-3}. Si une déformation plastique a eu lieu pendant le chauffage, elle n'est pas récupérée pendant le refroidissement. La déformation plastique ne se réduit pas pendant cette phase.

4. Absence de dilatation thermique résiduelle à température ambiante :

- À mesure que l'acier retourne à la température ambiante, il n'y a plus de dilatation thermique résiduelle.

3.4.2.2 Béton :

1. Dilatation ou retrait thermique résiduel :

- Pour le béton, une dilatation ou un retrait thermique résiduel est pris en compte lors du retour du matériau à la température ambiante. Cette valeur dépend de la température maximale atteinte et est basée sur des essais expérimentaux réalisés par Schneider en 1979, comme référencé dans Schneider.

2. Non-rétablissement de la résistance à la compression : La résistance à la compression du béton ne se rétablit pas lors du refroidissement.

3. Perte supplémentaire de résistance à la compression : Selon l'Eurocode 4, une perte supplémentaire de 10 % de la résistance à la compression du béton est prise en compte lors du refroidissement. Cependant, des études ultérieures, telles que celles de Li et Franssen, ont montré que cette perte peut dépasser les 10 % initialement envisagés dans l'Eurocode 4, sur la base de l'analyse de résultats expérimentaux.

4. Fixation de la déformation maximale dans la relation contrainte-déformation : Dans la relation contrainte-déformation du béton, la déformation correspondant à la contrainte maximale est définie par la valeur atteinte à la température maximale pendant le processus de refroidissement. En somme, ces considérations sont essentielles pour une analyse précise des structures exposées à des variations de température, en tenant compte des caractéristiques spécifiques des matériaux utilisés (acier et béton) ainsi que de leurs réponses thermomécaniques. Le transfert des contraintes entre les deux matériaux. SAFIR propose différents modèles d'adhérence, allant du **modèle parfait** (adhérence totale) à des modèles plus complexes qui prennent en compte le glissement et la rupture de l'adhérence.

3.5 Développement de modèles par éléments finis

Dans cette étude, une analyse numérique non linéaire en 2D a été réalisée pour simuler le comportement des poteaux en béton armé après un incendie. Les calculs numériques ont été effectués à l'aide du code SAFIR [46]. L'objectif principal de cette recherche est d'étudier le comportement des poteaux en béton armé dans des conditions d'incendie, ainsi que les facteurs qui influencent leurs performances. L'étude vise à mieux comprendre la réaction de ces poteaux lors d'une exposition à haute température et à évaluer l'influence de divers facteurs, tels que la conception des poteaux, les propriétés des matériaux, la durée de l'incendie et les charges appliquées. Comme mentionné dans l'étude de la conception des structures en béton [47], les modèles numériques utilisés pour analyser le comportement des structures lors d'incendies sont considérés comme des méthodes de calcul avancées. Ces modèles doivent être capables de calculer l'évolution de la température au sein des éléments de structure et d'évaluer leur comportement mécanique en cas d'incendie. La chaleur est

transférée dans le matériau d'un atome à un autre, tout en restant à leur place, c'est-à-dire que l'énergie thermique est transférée par conduction, comme l'indique l'équation (3.11).

$$H = \lambda \times A\ contact \times \frac{\Delta T}{L} \qquad (3.11)$$

Où,

λ : coefficient de conductivité thermique W/m°C ;

ΔT : La différence entre les températures des deux surfaces en contact avec une zone de contact est A contact.

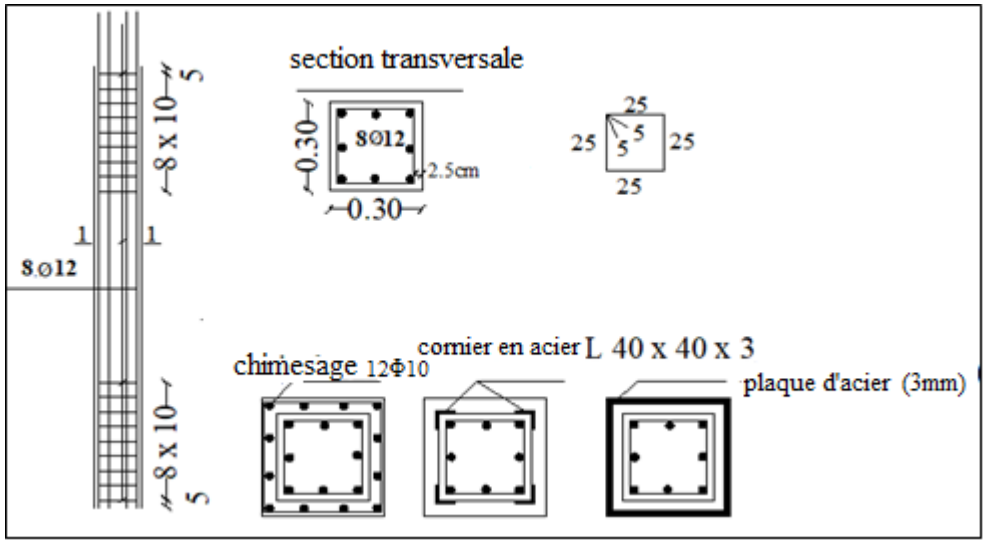


Figure (3–6) Détails de la géométrie et des renforts des section.

L'étude numérique a porté sur un scénario d'incendie impliquant une colonne carrée en béton armé (BA) d'une hauteur de 3 mètres et d'une section transversale de 0,3 × 0,3 m². Les barres longitudinales utilisées étaient des tiges de Ø 12 mm, tandis que les cadres avaient un diamètre de Ø 10 mm, espacés de 400 mm. Le module de Young était de 2,1 × 10^{11} N/m², le coefficient de Poisson de 0,3, et la limite d'élasticité de 2,45 × 10^{8} N/m². L'enrobage était de 0,03 mètre. La Figure (3–6) représente la section transversale du poteau BA ainsi que les détails de la géométrie et du renforcement. Dans l'étude numérique, le ferraillage longitudinal utilisé dans les poteaux BA avait une limite d'élasticité de 415 MPa, tandis que la résistance à la compression du béton était de 30 MPa. L'analyse structurelle des

échantillons témoins a été réalisée en une seule étape, ce qui signifie que tous les calculs et simulations pertinents pour les échantillons ont été effectués ensemble dans le cadre d'une analyse complète, sans étapes intermédiaires ni itérations. Cette approche a permis une évaluation efficace et complète du comportement des éprouvettes témoins sous les conditions spécifiées conditions, en tenant compte à la fois des propriétés du béton et des armatures, et a fourni des données précieuses pour une analyse plus approfondie et une comparaison avec d'autres scénarios, tels que les conditions d'exposition au feu. Pour reproduire l'état de feu des éprouvettes, les poteaux ont été encastrés en bas et libres en haut pour interdire tout mouvement le long des axes X et Z des conditions limites (translation nulle le long des axes Z et X). Cependant, les poteaux ont pu connaître un mouvement libre le long de son axe longitudinal, représenté par l'axe Y (libre de mobilité le long de l'axe Y des poteaux).

Dans un premier temps, l'analyse a été réalisée pour simuler l'exposition au feu. Au cours de cette phase, la répartition de la température au sein de la colonne a été calculée au fil du temps afin de reproduire le scénario d'un incendie réel. Le transfert de chaleur ainsi que les effets thermiques sur les propriétés matérielles de la colonne ont été pris en compte à cette étape.

Dans la deuxième phase de l'analyse, la réponse structurelle des poteaux en béton a été évaluée après leur exposition aux feu. Les conditions aux limites et au chargement utilisées pour l'analyse étaient les mêmes que celles appliquées aux poteaux de contrôle. Cette phase visait à étudier le comportement des poteaux dans les conditions post-incendie et à évaluer comment l'exposition au feu affectait leurs propriétés mécaniques et leur intégrité structurelle. De plus, les caractéristiques nécessaires du béton sont calculées à l'aide du Modèle de plasticité des dommages au béton. Ce modèle est utilisé pour évaluer le comportement du béton dans diverses conditions de chargement, en tenant compte de sa réponse non linéaire et dépendante du temps, ainsi que des dommages et dégradations potentiels qu'il peut subir pendant les cycles de chargement et de déchargement. En utilisant le modèle de plasticité des dommages au béton, dans l'analyse numérique, les valeurs de contrainte-déformation pour la compression et la traction doivent être fournies en entrée pour chaque matériau, c'est-à-dire le béton et l'acier. Ces valeurs de contrainte-déformation sont essentielles pour modéliser avec précision le comportement mécanique des matériaux sous différentes conditions de chargement, y compris les effets de l'exposition au feu. Pour le programme d'éléments finis, les propriétés mécaniques et

thermiques du béton et de l'acier à des températures élevées ont été mesurées et utilisées comme données d'entrée. L'analyse a sélectionné un béton d'une densité de 2400 kg/m^3 ; coefficient de convection chaud 35 ; et conductivité thermique 0,7. Les échantillons des poteaux de l'étude ont été exposés à des feu de 1000 °C pendant 15, 30, 60 et 90 minutes (voir la Figure (3–7). La condition aux limites initiales du béton a été réglée à la température ambiante (20 °C), servant de dissipateur thermique. Dans le programme SAFIR, ce paramètre est appelé « La région intégrée » dans le modèle a été utilisée pour représenter l'interaction entre les barres d'acier et le béton. À température ambiante (20°C), un coefficient de film superficiel de 0,3 a été appliqué. Dans l'analyse, le matériau béton a été représenté à l'aide des relations contrainte-déformation non linéaires proposées dans la référence [47]. Ces relations peuvent être obtenues à partir de l'expression suivante, présentée dans le Tableaux 1. Le modèle mathématique nécessite deux paramètres pour définir le comportement du béton à des températures élevées : la résistance à la compression (f_c, θ) à une température spécifique et la déformation correspondant à la contrainte maximale ($\varepsilon_c 1$, θ). Afin de connaître les valeurs de ces variables à toutes les températures, les coefficients de réduction du Tableaux de la norme Euro Code 2 ont été utilisés. Les facteurs de réduction tiennent compte du changement des propriétés du béton avec l'augmentation de la température. En appliquant ces facteurs à la résistance à la compression et à la déformation maximale à température ambiante, les valeurs correspondantes à des températures élevées ont été obtenues.

L'adhérence entre l'acier et le béton: Ce phénomène décrit la capacité du béton à adhérer à la surface de l'acier, permettant le transfert des contraintes entre les deux matériaux. SAFIR propose différents modèles d'adhérence, allant du modèle parfait (adhérence totale) à des modèles plus complexes qui prennent en compte le glissement et la rupture de l'adhérence

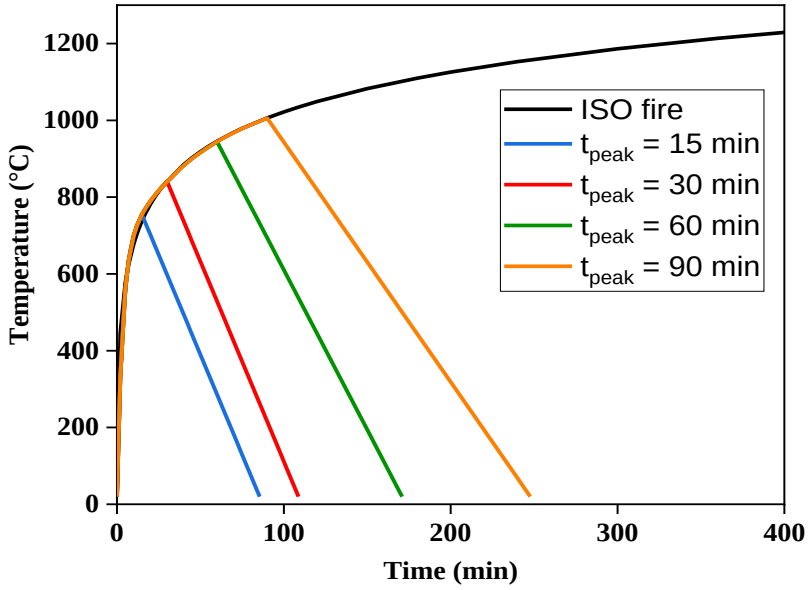


Figure (3–7) Courbes température-temps paramétriques et standards utilisées.

Tableau (3-1) The stress-strain relationships, Eurocode 2 [47].

Contraintes	Stresser σ(θ)
$\varepsilon_{c,\theta}\leq\varepsilon_{c1,\theta}$	$\sigma_{c,\theta} = \frac{3.\varepsilon_{c,\theta}.f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}[2+\left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}}\right)^3]}$
$\varepsilon_{c1,\theta}\leq\varepsilon_{c,\theta}\leq\varepsilon_{cu1,\theta}$	Une branche descendante doit être utilisée pour à des fins numériques. Les modèles linéaires ou non linéaires sont tous deux accepTableaus

3.6 Validation du modèle

Cette section compare nos résultats obtenus par simulation numérique avec le code SAFIR à ceux expérimentaux fournis par Izzat [48], afin de valider notre modèle numérique. Elle les compare également avec ceux obtenus à partir du modèle numérique développé dans ABAQUS par Mohammed et Said [49].

Le programme ABAQUS est basé sur la méthode des éléments finis et permet de réaliser des analyses thermomécaniques non linéaires de structures en béton, en acier et en composites acier-béton exposées au feu.

À cet égard, Izzat a étudié comment des poteaux courts en béton auto-plaçant, d'une hauteur totale de 700 mm et d'une section transversale de 100 × 100 mm, étaient affectés par des flammes à haute température, en utilisant un four conçu à cet effet. Les cadres étaient espacés de 30 mm et se situaient à 100 mm du ferraillage transversal, tandis que le diamètre des barres longitudinales variait de 4 à 10 mm. Les Figure (3–8) et Figure (3–9) montrent la comparaison des charges finales (charge à la rupture) ainsi que les déplacements axiaux du modèle de colonne C1 (la colonne de référence non exposée au feu) et du modèle de colonne C2 (poteaux brûlées avec des flammes de feu à 300 °C).

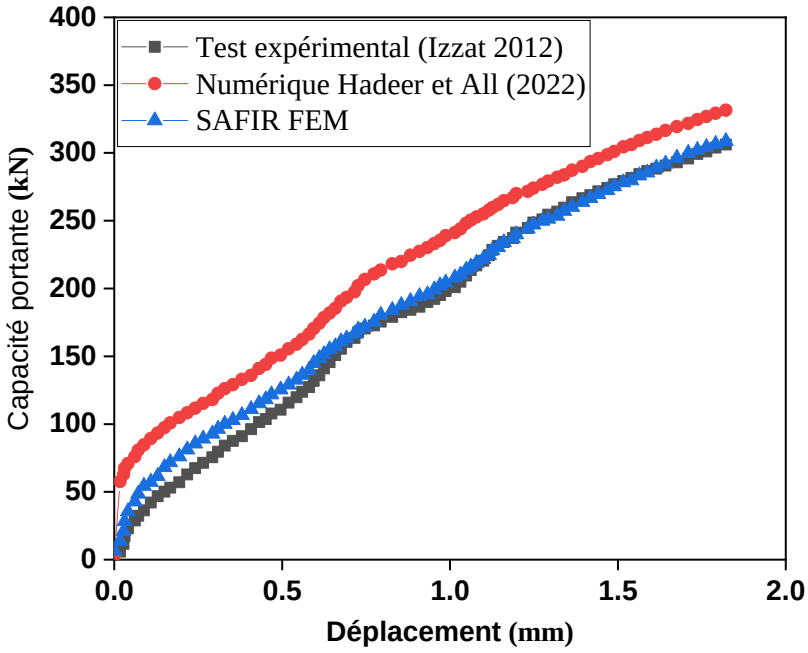


Figure (3–8) Charge-déplacement vertical, Sans feu, C1 (colonne de référence).

De plus, une simple comparaison des résultats des essais expérimentaux avec ceux obtenus numériquement a permis de conclure que les charges ultimes avaient été mal estimées. Des différences d'environ 5,77 % pour la colonne de référence et de 8,54 % pour les poteaux exposés à des flammes à 300 °C ont été observées. Cela indique que le modèle proposé est fiable et cohérent, et peut donc

être utilisé. Cet écart entre les résultats du modèle par éléments finis (FE) et les résultats expérimentaux peut être attribué à plusieurs facteurs. Le plus significatif est que, lors de la simulation, le béton a été traité comme une substance homogène, alors qu'en réalité, il est assez hétérogène.

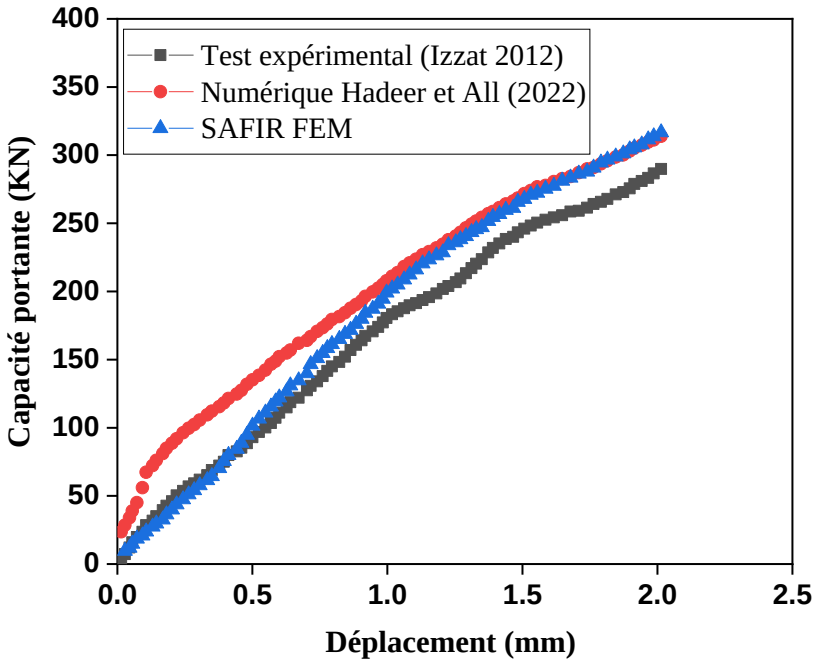


Figure (3–9) Déplacement vertical C2 (Brûlé avec une flamme de feu de 300 °C).

3.6.1 Validation avec Amer F. Izzat [1] (2012)

Amer F. Izzat [25] a réalisé une expérience à grande échelle pour étudier les performances des poteaux en béton armé (BA) après exposition à différentes conditions d'incendie à l'aide d'un four spécialement conçu à cet effet. Les poteaux courts fabriqués étaient en béton auto-compactant (BAC). Ces échantillons ont été refroidis de deux manières. Dans la première méthode, les éprouvettes ont été laissées dans l'air avant d'être soudainement refroidies à l'aide d'eau, après quoi elles ont été soumises à une charge pour étudier l'effet de la température, du taux de renforcement de l'acier et de la vitesse de refroidissement sur la capacité de charge des poteaux en béton armé. Les résultats ont été comparés à ceux des poteaux non exposés au feu (éprouvettes témoins). Les résultats ont montré que la capacité de charge ultime des poteaux exposés au feu diminuait avec l'augmentation de la température de la flamme. À des températures de combustion de 300 °C, 500 °C et 700 °C, la capacité de charge ultime

résiduelle moyenne des échantillons refroidis progressivement était respectivement de 91 %, 81 % et 71 %. En augmentant le taux de renforcement longitudinal de 44 %, l'amélioration maximale de la capacité de charge ultime était de 24 % pour le refroidissement progressif et de 17 % pour le refroidissement soudain, respectivement, à 500 °C. Pour le même taux de renforcement longitudinal et la même température de combustion, la capacité ultime des éprouvettes refroidies soudainement était inférieure d'environ 10 % à celle des éprouvettes refroidies progressivement.

3.6.2 Validation avec Hadeer and Abdul Muttalib (2022)

Une étude numérique a été réalisée par Hadeer et AbdulMuttalib sur la performance des poteaux en béton armé (BA) après exposition au feu. Cette étude vise à analyser l'effet de l'introduction du ferraillage latéral et de l'utilisation du chemisage en BA sur l'amélioration du comportement post-incendie de ces poteaux, ainsi que l'influence de la durée de l'incendie sur leur charge ultime. L'analyse a été effectuée à l'aide du logiciel ABAQUS. Un poteau BA de forme carrée et allongée, d'une hauteur de 4 m et d'une section transversale de 0,4 m × 0,4 m, a été utilisé comme éprouvette. Les poteaux BA ont été renforcés par 4 barres longitudinales de Ø28 mm, liées par des cadres transversaux en acier de Ø10 mm espacés de 400 mm. La température a été augmentée à 600°C pendant 60 minutes. Les résultats ont montré qu'à mesure que la durée de l'exposition thermique augmente, la capacité portante des poteaux diminue. L'augmentation du rapport d'acier dans les poteaux BA a entraîné une réduction moins importante de la charge après l'incendie. Il a été conclu que le renforcement des poteaux par un chemisage en BA est efficace et que la capacité de charge axiale des poteaux renforcés a été améliorée.

3.7 Étude paramétrique

Les principaux paramètres comprennent, dans la première section, la résistance à la compression du béton, fc (30 MPa) ; limite d'élasticité de l'acier, f_y (415 MPa) ; durée du feu (15, 30, 60, 90 min) ; et le taux de renforcement de l'acier, ρ (0,0). Les dimensions transversales des sections carré (0,3 × 0,3) m^2, (0,4 × 0,4) m^2 et (0,6 × 0,6) m^2 sont définies en termes de hauteur de membre, h (3 m, 4 m, 5 m). Les membrures sont exposées au feu le long de leurs périmètres, suivies d'une phase de refroidissement selon la norme paramétrique de feu, de durées différentes 15, 30, 60, 90 min. La deuxième étape consistait à étudier l'efficacité des techniques de renforcement utilisées par l'ajout

d'armatures et l'incorporation de gaines composites, chaque méthode utilisant trois valeurs externes de résistance à la compression du béton, 25, 30 et 40 MPa considéré deux épaisseurs de chéimésage différentes (50 mm et 100 mm), afin d'améliorer le comportement après incendie du béton. Cependant, il a également été constaté que l'augmentation de la section transversale du poteau peut réduire le pourcentage de capacité portante. De plus, une équation simple et suffisamment précise a été proposée pour prédire la capacité portante des poteaux renforcés. Sur la base de ces paramètres, l'enquête numérique comprend un total de 48 cas différents.

3.8 Résultats et discussion

3.8.1 Effet de la hauteur effective des poteaux

Les résultats concernant la capacité portante des poteaux pour une gamme de hauteurs et de durées d'incendie (de tpeak = 15 min à tpeak = 90 min) sur chacun des quatre côtés des poteaux sont donnés dans le tableau (2-2). Il est important de noter, à cet égard, que la section transversale de 0,3 × 0,3 m² est considérée comme constante.

Tableau (3-2) Influence de la hauteur des poteaux, pour différentes durées de feu.

Hauteur (m)	N_{20}°C (kN)	t_{peak} =15 min	t_{peak} = 30min	t_{peak} = 60min	t_{peak} = 90min
		$N_{rupture}$ (KN)			
3	2444	1722	1426	931	574
4	2222	1298	964	556	323
5	1971	916	641	347	207

3.8.2 Effet de la section transversale

Cette fois, la hauteur de la colonne est maintenue constante à 3 m, tandis que la section transversale prend les valeurs de (0,3 × 0,3), (0,4 × 0,4) et (0,6 × 0,6) m². La Figure **(**3–10) représente la répartition des températures maximales atteintes dans les parties exposées du poteau lors des incendies de moyenne et longue durée pour les différentes sections transversales considérées. Le tableau (3-3)

illustre la capacité portante de la colonne pour chaque section transversale et pour différentes durées d'exposition au feu. Il est clairement visible dans ce tableau que la capacité portante diminue à mesure que la durée du feu augmente. De plus, l'effondrement de la section transversale (0,3 × 0,3) m² est réduit de 76,56 % lorsque cette section est exposée au feu pendant 90 minutes. Cependant, cette réduction est plus faible (32 %) pour la section (0,6 × 0,6) m² que pour les autres dimensions de section. Cela signifie que l'effet du feu est moins important lorsque la section transversale est plus grande. À l'inverse, on observe que le temps d'effondrement (collapse) augmente à mesure que la durée d'exposition au feu s'allonge.

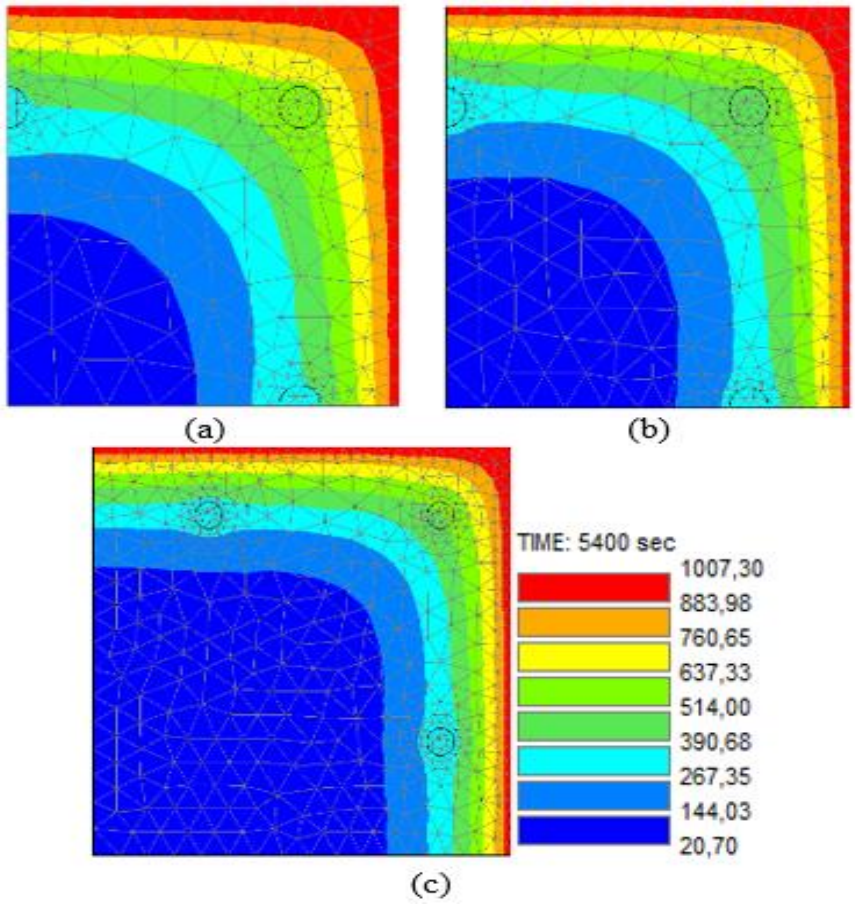


Figure (3–10) Répartition des températures maximales attendues après 90 minutes dans Différentes sections

: (a) 0,3 × 0,3 m^2, (b) 0,4 × 0,4 m^2, (c) 0,6 × 0,6 m^2 (un quart de coupe transversale avec les positions marquées des barres d'armature)

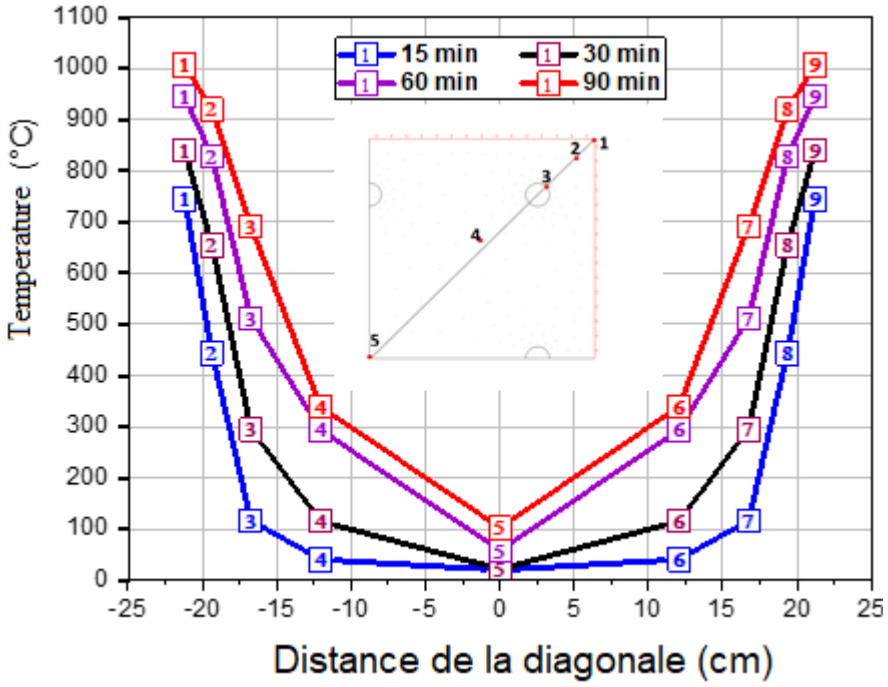


Figure (3–11) Température maximale dans la section diagonale (quart de section avec placement des barres d'armature).

Tableau (3-3) $N_{rupture}$ pour différentes sections transversales.

Section (m^2)	N_{20} °C Reference (kN)	t_{pic} = 15 min	t_{pic} = 30 min	t_{pic} = 60 min	t_{pic} = 90 min
		$N_{rupture}$ (KN)			
0.30×0.30	2444	1724	1587	1426	1168
0.40×0.40	4456	3641	2916	1292	1521
0.60×0.60	9807	8721	278	8222	1352

La Figure (3–11**)** illustre la distribution des températures maximales observées en différents points, de 1 à 5, situés sur la diagonale de la section du poteau.

3.8.3 Effet de la durée du feu

L'impact de la durée d'exposition au feu sur la capacité portante ultime et la réponse charge-déformation des poteaux chauffés a été étudié. Quatre durées ont été sélectionnées à cet effet : 15, 30, 60 et 90 minutes. Une analyse paramétrique a été réalisée, et les résultats obtenus ont montré un changement significatif dans la capacité de charge de tous les spécimens, probablement dû à la variation de la durée d'exposition au feu. De plus, il a été révélé qu'à mesure que la durée de l'incendie (15, 30, 60 et 90 minutes) augmentait, les dégâts augmentaient également, la charge de rupture des poteaux exposés au feu diminuant de près de 29,53 %, 41,72 %, 61,96 % et 76,56 %, respectivement, par rapport aux poteaux de référence de 3 m de hauteur (sans feu), pour la section transversale de (0,3 × 0,3) m², comme le montre la figure (3-15). Quant à la section transversale de (0,4 × 0,4) m², la charge de rupture a chuté d'environ 18,29 %, 26,13 %, 39,68 % et 51,72 %, respectivement. La réduction de charge minimale a été enregistrée pour la section transversale (0,6 × 0,6) m² ; les pourcentages de réduction étaient respectivement d'environ 11,09 %, 16,18 %, 27,38 % et 32,02 %.

Par conséquent, il a été décidé d'étudier, dans les paragraphes suivants, l'effet du renforcement des poteaux les plus endommagés ayant une section transversale de (0,3 × 0,3) m² en utilisant différentes techniques. De plus, l'analyse numérique a révélé que le déplacement vertical de la colonne augmentait à mesure que la durée d'exposition au feu augmentait.

Tableau (3-4) Résultats liés aux poteaux BA exposées au feu pendant différentes durées.

Durée du feu (min)	La capacité de charge P_u (KN)	Déformation axiale à la charge ultime Δ_u (mm)	Réduction de la capacité de charge due à un incendie (%)
Ref- colonne	2445	7.19	-
15	1723	8.83	29.53
30	1425	10.85	41.72
60	930	14.94	61.96
90	573	18.84	76.56

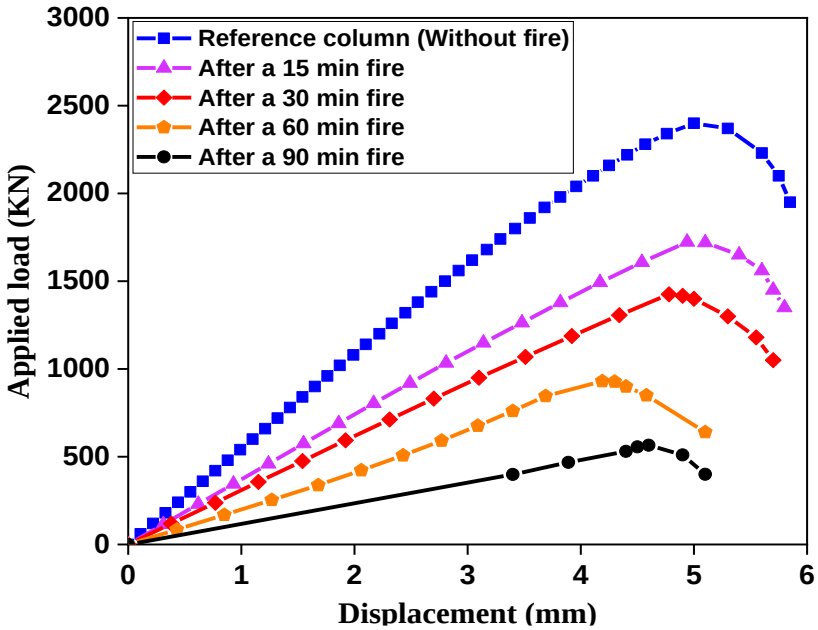


Figure (3–12) Effet du temps d'exposition au feu sur le comportement charge-déplacement vertical du poteau.

La Figure (3–12) représente la relation charge-déplacement de la colonne exposée à un incendie. Cette figure compare le modèle des poteaux exposés au feu avec celui du poteau de référence. On observe que la capacité portante diminue à mesure que la durée de l'incendie augmente.

$$P(\%) = \frac{P_U(T=20℃) - P_U(T°C)}{P_U(T=20°C)} \times 100 \qquad (3.12)$$

Où,

P (%) Réduction de la capacité de charge, Pu (T=20 °C) Capacité de charge en T=20 °C et Pu (T °C) Capacité de charge à différentes températures.

$$P(\%) = -0.0031t^2 + 0.9542t + 15.911 \qquad (3.13)$$

Où,

t : temps d'exposition au feu en minutes.

La Figure (3–13) montre la réduction de la capacité portante en fonction du temps. Ce phénomène peut être modélisé par une fonction non linéaire représentée par l'équation (3.13). La fonction

représentant cette variation est obtenue en calculant la réduction de la capacité de charge en fonction du temps t (en minutes), comme indiqué par l'équation (3) [49].

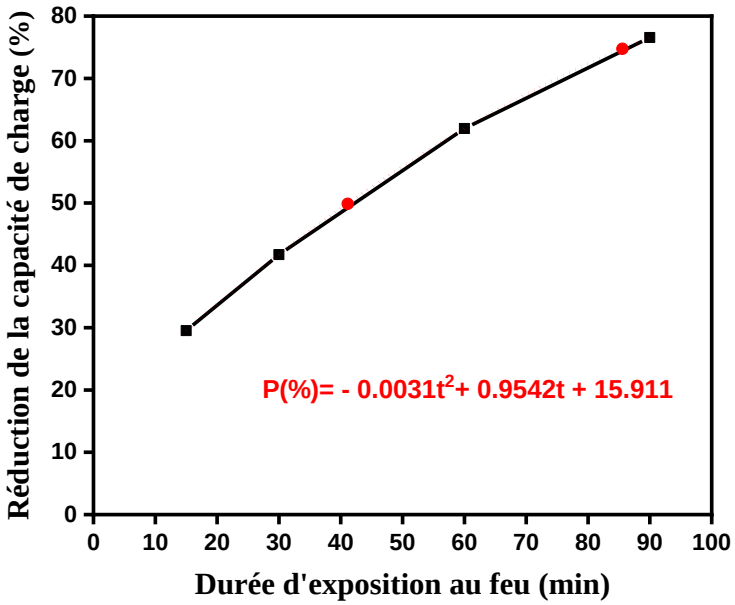


Figure (3–13) Réduction de la capacité portante des poteaux exposés au feu.

3.9 Réparation des poteaux en béton armé endommagés par le feu à l'aide de chemisages composites

Les Tableaux suivants montrent les pourcentages d'augmentation de la capacité portante des poteaux en utilisant les trois techniques de réhabilitation présentées à la Figure (3–14).

- Béton armé avec chemisage (a),

- Béton armé avec corneilles et chemisage en béton (b),

- Béton armé avec plaques en acier et chemisage en béton (c).

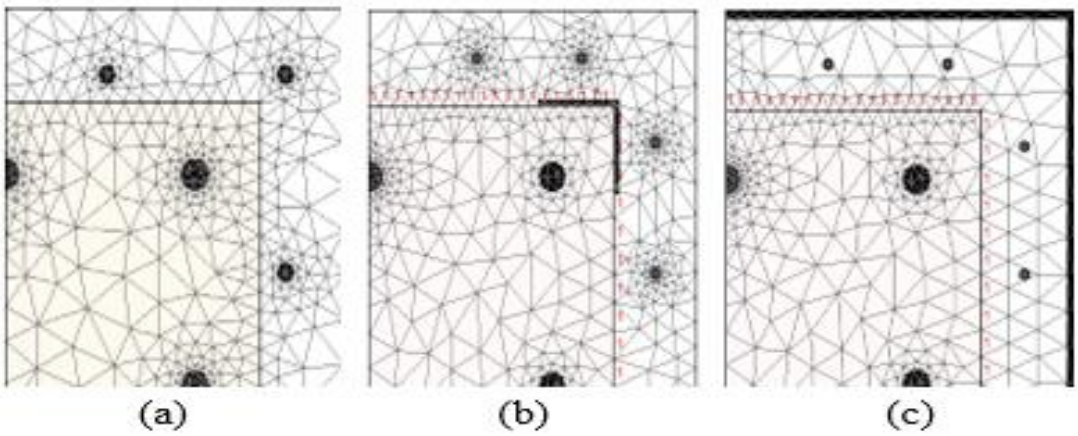
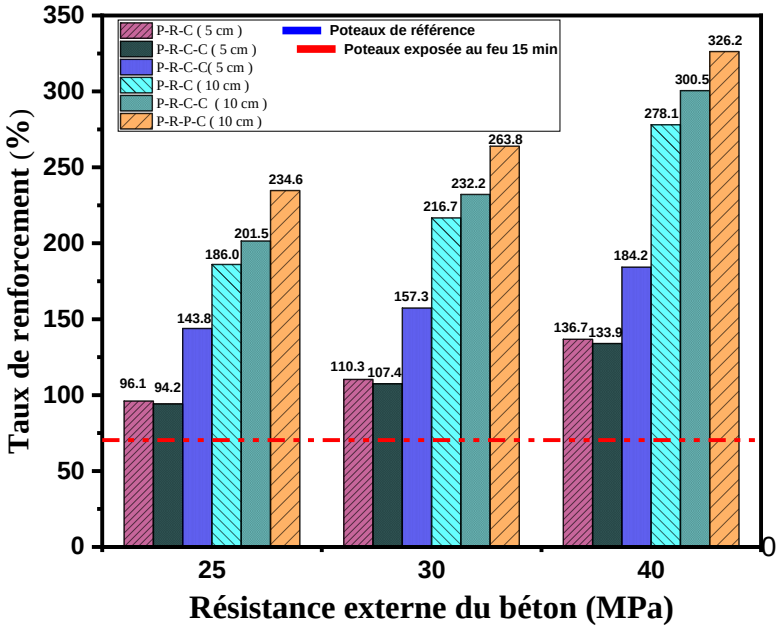


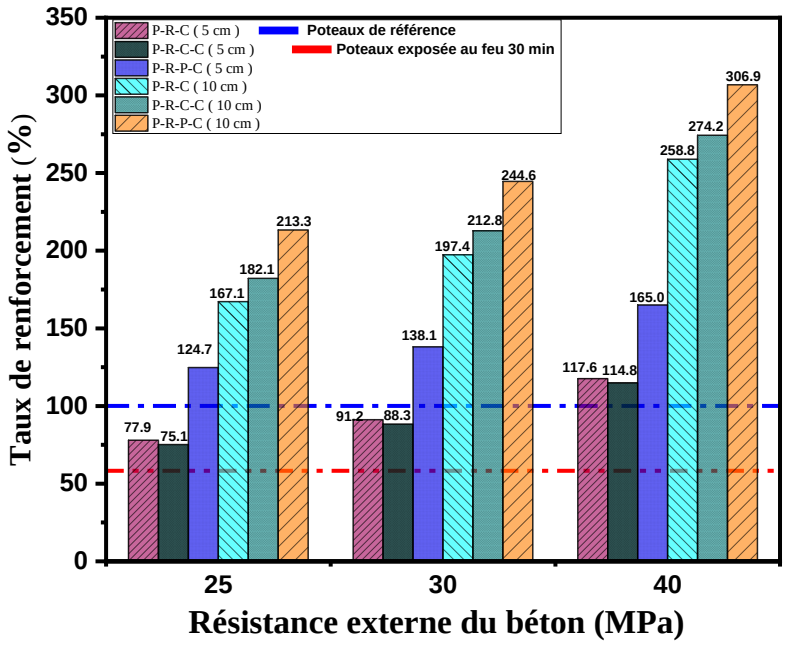
Figure (3–14) Détails de la colonne BA réparée avec différentes techniques de chimésage.

De plus, une étude paramétrique a été réalisée pour explorer l'effet de diverses variables de conception sur l'efficacité d'une colonne chemisée, préalablement soumise à un incendie pendant différentes durées (15, 30, 60 et 90 minutes). Les résistances à la compression du béton étaient de 25, 30 et 40 MPa, et les épaisseurs de gaine utilisées étaient de 50 mm et 100 mm. L'efficacité du renforcement peut être calculée à l'aide de l'équation suivante (3.14)

$$P_{str}(\%) = \frac{P_{str} - P_U(T=20°C)}{P_U(T=20°C)} \times 100 \qquad (3.14)$$

Où, P_{str} (%) efficacité de renforcement, P_{str} renforcement de la charge d'effondrement et P_U (T=20°C) Capacité de charge en T=20°C.


P-R-C (5 cm)
P-R-C-C (5 cm)
P-R-C-C(5 cm)
P-R-C (10 cm)
P-R-C-C (10 cm)
P-R-P-C (10 cm)
Poteaux de référence
Poteaux exposée au feu 15 min
Taux de renforcement (%)
Résistance externe du béton (MPa)
96.1
94.2
143.8
186.0
201.5
234.6
110.3
107.4
157.3
216.7
232.2
263.8
136.7
133.9
184.2
278.1
300.5
326.2
0
50
100
150
200
250
300
350
25
30
40


P-R-C (5 cm)
P-R-C-C (5 cm)
P-R-P-C (5 cm)
P-R-C (10 cm)
P-R-C-C (10 cm)
P-R-P-C (10 cm)
Poteaux de référence
Poteaux exposée au feu 30 min
Taux de renforcement (%)
Résistance externe du béton (MPa)
77.9
75.1
124.7
167.1
182.1
213.3
91.2
88.3
138.1
197.4
212.8
244.6
117.6
114.8
165.0
258.8
274.2
306.9
0
50
100
150
200
250
300
350
25
30
40

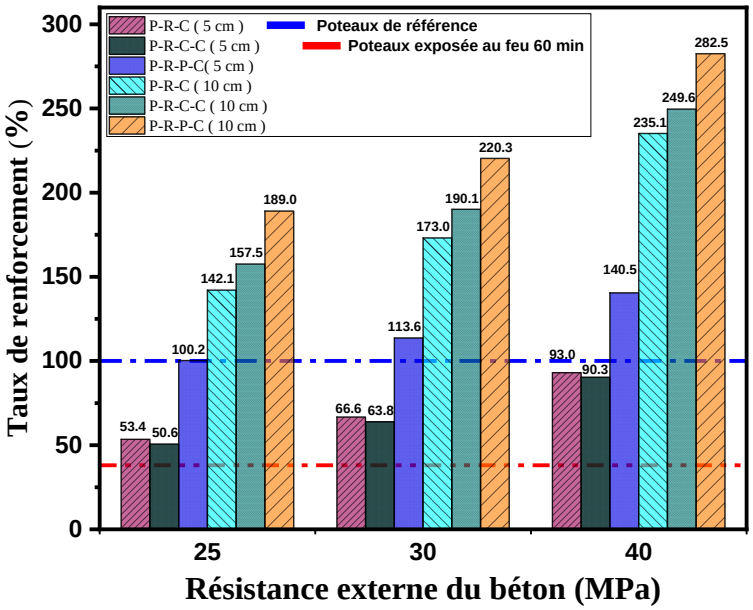


Figure (3–15) Réparation des poteaux post-incendie après 15, 30 et 60 minutes de feu.

Afin de mieux représenter les données rapportées dans les tableaux 5 à 7, il a été décidé d'utiliser des graphiques illustrant la comparaison entre les différentes techniques de renforcement, en fonction de la variation des résistances du béton (25, 30 et 40 MPa) pour différentes durées d'exposition au feu. Il a été constaté que la capacité portante des poteaux diminuait progressivement jusqu'à l'effondrement, à mesure que les durées d'incendie augmentaient, à savoir 15 minutes, 30 minutes, 60 minutes et enfin jusqu'à 90 minutes. De plus, il a été pris en compte et recommandé l'utilisation du renforcement avec une enveloppe composite en tôle d'acier et un enrobage de 10 cm.

Cependant, le chemisage en béton armé avec un enrobage de 5 cm n'était pas recommandé. Par ailleurs, il a été constaté que lorsque la résistance du béton variait de 25, 30 à 40 MPa, la capacité portante des poteaux augmentait respectivement de 89,0 %, 120,3 % et 182,25 %, après une exposition au feu de 60 minutes. Il convient également de noter qu'après 90 minutes d'incendie, les poteaux ne sont plus réparables, ayant déjà perdu 76,56 % de leur capacité portante initiale, soit une réduction à 2445 kN.

De plus, les modèles utilisés dans cette étude ont démontré que les différentes techniques de renforcement structurel entraînent une augmentation significative de la résistance au feu des poteaux, ce qui se traduit par une amélioration notable de leur capacité portante.

Tableau (3-5) Résultats numériques obtenus à partir de différentes techniques de renforcement pour *fc*'=25 MPa.

Durée du feu (min)	Efficacité de renforcement (%) des poteaux pour béton avec *fc*'=25 MPa.					
	P-R-C-C *		P-R-C *		P-R-P-C *	
	5 cm	10 cm	5 cm	10 cm	5 cm	10 cm
15	25.7	115.6	23.7	131.1	73.4	162.2
30	19.6	108.5	16.8	123.6	66.5	155.1
60	15.4	104.1	12.5	119.6	62.2	150.7
90	13.8	101.1	10.9	117.8	60.6	149.1

*** P-R-C-C :** poteau réparée avec des coronille en acier et des chemises de différentes épaisseurs (5 cm, 10 cm) ;

*** P-R-C :** poteau réparée avec chemises de différentes épaisseurs (5 cm, 10 cm) ;

*** P-R-P-C** : poteau réparée avec des plaques d'acier et des chemises de différentes épaisseurs (5 cm, 10 cm).

Tableau (3-6) Résultats numériques obtenus à partir de différentes techniques de renforcement pour *fc*'=30 MPa.

Durée du feu (min)	Efficacité de renforcement (%) des poteaux pour béton avec 30 MPa					
	P-R-C-C		P-R-C		P-R-P-C	
	5 cm	10 cm	5 cm	10 cm	5 cm	10 cm
15	39.9	146.2	36.97	161.7	86.7	193.4
30	32.8	139.2	30.06	154.6	79.7	186.5
60	28.6	134.8	25.77	152.2	75.6	182.3
90	26.8	133.1	24.17	148.5	100.7	180.3

Tableau (3-7) Résultats numériques obtenus à partir de différentes techniques de renforcement pour *fc'*=40 MPa.

Durée du feu (min)	Efficacité de renforcement (%) des poteaux pour béton avec 40 MPa					
	P-R-C-C		P-R-C		P-R-P-C	
	5 cm	10 cm	5 cm	10 cm	5 cm	10 cm
15	66.3	207.5	63.3	230.1	113.8	255.8
30	59.4	200.4	56.6	215.8	106.6	248.7
60	54.8	197.1	52.4	211.6	102.7	244.3
90	53.4	194.6	50.7	209.8	100.8	242.7

Les poteaux réparés avec des plaques d'acier et des chemisages (P-R-P-C) de différentes épaisseurs (5 cm, 10 cm) en béton armé d'une résistance de 40 MPa ont offert les meilleurs résultats (255,75 %, 248,59 % et 242,62 %) pour des durées d'exposition au feu de 15, 30 et 60 minutes, respectivement, en comparaison avec d'autres méthodes de réparation, telles que celles utilisant uniquement des chemises (P-R-C) ou une combinaison de coques et de chemises en acier (P-R-C-C). Ces résultats démontrent que l'intégration de plaques d'acier et de chemisages de différentes épaisseurs en béton armé améliore significativement la capacité portante des poteaux réparés dans des conditions d'incendie.

Contrairement aux autres techniques, comme la réparation avec des chemises (P-R-C) ou avec des coques et chemises en acier (P-R-C-C), qui n'ont pas permis d'atteindre des améliorations aussi marquées de la capacité de charge, la méthode P-R-P-C s'est distinguée par son efficacité. Ce succès s'explique par la capacité supérieure de confinement des poteaux en béton, renforçant ainsi leur résistance au feu et leurs performances globales. L'association de plaques d'acier, de chemisages et de béton armé externe contribue à améliorer à la fois la capacité portante et l'intégrité structurelle des poteaux réparés, faisant de cette méthode un choix privilégié pour les scénarios impliquant des incendies.

3.10 Équations simplifiées proposées

3.10.1 Présentation du programme MATLAB

MATLAB est un logiciel de calcul numérique largement utilisé dans le domaine de l'ingénierie, des sciences et des mathématiques. Il est développé par la société **MathWorks.** MATLAB est une abréviation de **"MATrix LABoratory",** ce qui reflète son origine en tant qu'outil de manipulation de matrices, bien qu'il ait depuis évolué pour prendre en charge une gamme beaucoup plus large de fonctionnalités. Voici une présentation générale des principales caractéristiques et fonctionnalités de MATLAB (Simulation et modélisation Langage de programmation, Manipulation des matrices, Solutions d'équations et d'optimisation). Utilisé dans l'industrie, la recherche académique, et de nombreux autres domaines pour résoudre des problèmes complexes nécessitant des calculs numériques avancés et des analyses de données.

3.10.2 Validation de l'équation proposée à partir des résultats du modèle pour différentes durées d'exposition au feu

Sur la base des résultats de cette étude, il a été conclu que la technique de renforcement la plus efficace est le gainage en tôle d'acier. Le logiciel MATLAB a été utilisé pour l'ajustement de courbe, basé sur un modèle polynomial, afin d'établir une relation entre plusieurs variables : l'épaisseur d'enrobage C (cm), la résistance à la compression du béton fc (KN/cm²), la longueur de colonne L (cm), la capacité portante résiduelle après incendie Pres (KN), et la capacité portante après renforcement PStr (KN).

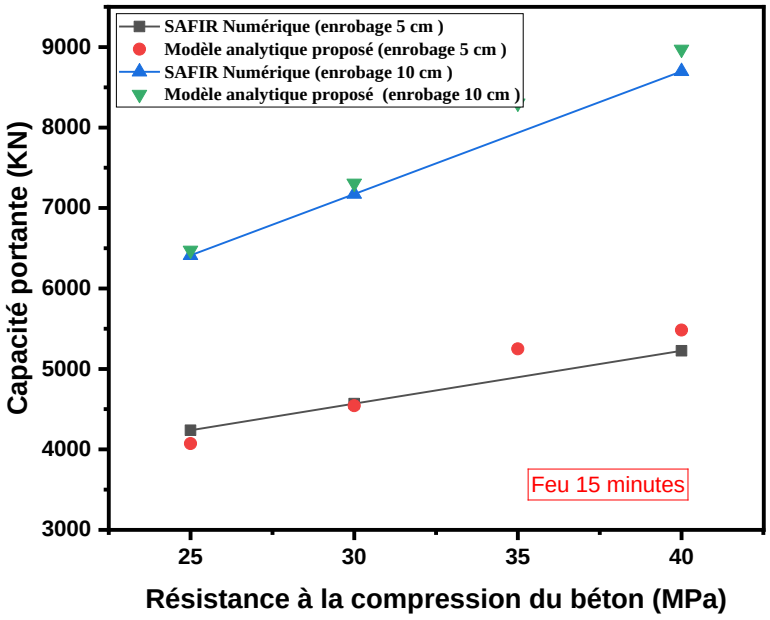
En ce qui concerne la capacité portante après renforcement P_{Str}, ses propriétés dépendent des variables C, *fc*, L et P_{res}. Un total de 48 ensembles de données a été généré à l'aide de SAFIR AEF, en faisant varier les valeurs des paramètres C, *fc*, L et Pres. À partir de ces données, une équation simplifiée a été développée pour calculer la nouvelle capacité portante après renforcement P_{Str} (KN), en fonction de la capacité portante axiale résiduelle P_{res}, ainsi que des paramètres C, *fc* et L. Cette équation est présentée dans l'équation (3.15).

$$P_{str} = \frac{18.8}{30} \times (C\ f_c\ L) + P_{res} \qquad (3.15)$$

De plus, Figure (3–16) montre l'efficacité de diverses techniques de réhabilitation des poteaux après un incendie après 15, 30 et 60 minutes d'exposition au feu et une comparaison des techniques de réhabilitation. . Les résultats donnés par l'équation (3.15) et les numériques issus du logiciel SAFIR sont proches les uns des autres, Il a été constaté que l'erreur maximale enregistrée était de 4,88%, ce qui ne dépasse pas 5% et que le R_carré entre eux était de 0,986. La valeur R_squared peut être calculée à l'aide de l'équation (3.16) :

$$R_squared=1-(SSR/TSS) \qquad (3.16)$$

Où, TSS est la somme totale des carrés et SSR est la somme des carrés des résidus sont calculées en utilisant les données d'origine et les valeurs ajustées.



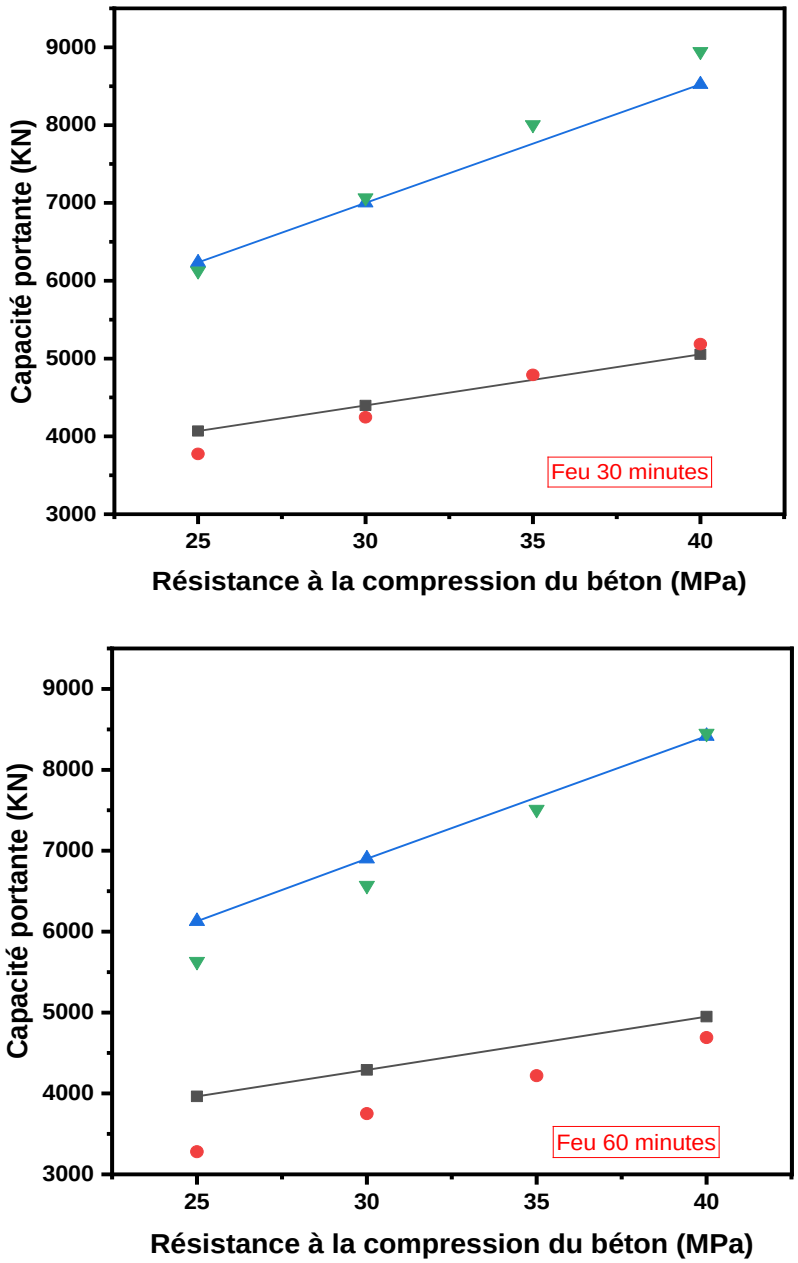


Figure (3–16) Validation de l'équation proposée à l'aide du modèle pour des durées d'exposition au feu de 15, 30 et 60 minutes.

3.11 Conclusions

Cette étude a pour objectif d'examiner l'effet des températures élevées sur la capacité portante résiduelle des poteaux structuraux, tout en prenant en compte certains paramètres géométriques déterminants, tels que la hauteur et la section transversale des poteaux. Elle vise également à analyser l'impact de différentes techniques de réparation appliquées à ces poteaux après un incendie.

Pour cela, le logiciel SAFIR a été utilisé pour analyser le comportement des poteaux après un incendie. Trois méthodes techniques ont été étudiées : l'utilisation de chemisages en béton armé (BA) uniquement, de chemisages en BA associés à des cornières en acier, et de chemisages en BA renforcés par des plaques d'acier. Ces techniques ont été évaluées pour réparer et renforcer les poteaux endommagés par le feu, tout en prenant en compte différentes épaisseurs de chemisage et diverses résistances du béton.

Cette étude met en évidence que la conception de restaurations après un incendie nécessite des outils numériques dotés de modèles appropriés. Ces technologies permettront aux ingénieurs et aux chercheurs de restaurer efficacement les structures endommagées par le feu pour les travaux futurs. Sur la base de ce qui précède, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

(1) La capacité portante des poteaux a diminué après une exposition à une température de feu de 1 000 ℃ pendant 15, 30, 60 et 90 minutes. Elle diminuait également à mesure que la hauteur des poteaux augmentait.

(2) La capacité portante des poteaux a diminué de 30 %, 42 %, 72 % et 77 % respectivement pour des durées d'exposition au feu de 15, 30, 60 et 90 minutes par rapport à la capacité initiale.

(3) Lorsque la résistance à la compression du béton a été augmentée, atteignant respectivement 25, 30 et 40 MPa, la capacité portante de la colonne a également augmenté de 89 %, 120 % et 182 %, pour une durée de feu de 60 minutes.

(4) De même, lorsque la durée d'exposition au feu augmentait, soit 15, 30, 60 et 90 minutes, la capacité portante de la colonne diminuait considérablement, jusqu'à la rupture.

(5) De plus, une équation simplifiée est proposée pour exprimer la nouvelle capacité portante P_{str} (KN) en fonction de la capacité portante axiale résiduelle P_{res} (KN), de l'épaisseur d'enrobage

C (cm), de la résistance à la compression du béton *fc* (KN/ cm^2) et la longueur de la colonne L (cm) une fois la colonne renforcée. Les résultats obtenus avec l'équation proposée se sont révélés très proches de ceux obtenus avec le logiciel SAFIR.

(6) Le renforcement des poteaux en béton devient inefficace après une heure d'exposition au feu.

3.12 References

[1] Qiu, J., Jiang, L.M., Usmani, A. (2021). Post-fire repair of concrete structural members: a review on fire conditions and recovered performance. International Journal of High-Rise Buildings, 10(4): 323-334. https://doi.org/10.21022/IJHRB.2021.10.4.323

[2] Bailey, C.G., Khoury, G.A. (2011). The performance of concrete structures in fire. United Kingdom: Camberley.

[3] Industry, C. (2008). Assessment, design and repair of fire-damaged concrete structures. The Concrete Society.

[4] Melo, J., Triantafyllidis, Z., Rush, D., Bisby, L., Rossetto, T., Arêde, A., Varum, H., Ioannou, I. (2022). Cyclic behaviour of as-built and strengthened existing reinforced concrete columns previously damaged by fire. Engineering Structures, 266: 114584. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114584

[5] Ding, Z.D., Li, J. (2018). A physically motivated model for fatigue damage of concrete. International Journal of Damage Mechanics, 27(8): 1192-1212. https://doi.org/10.1177/1056789517726359

[6] Denoël, J.F. (2007). Fire safety and concrete structures. Brussels: Febelcem.

[7] Muthuswamy, K.R., Thirugnanam, G.S. (2014). Structural behaviour of hybrid fibre reinforced concrete exterior beam-column joint subjected to cyclic loading. International Journal of Civil & Structural Engineering, 4(3): 262-273. https://doi.org/10.6088/ijcser.201304010026

[8] Piasta, J., Sawicz, Z., Rudzinski, L. (1984). Changes in the structure of hardened cement paste due to high temperature. Matériaux et Construction, 17: 291-296. https://doi.org/10.1007/BF02479085

[9] Li, Y.H., Franssen, J.M. (2011). Test results and model for the residual compressive strength of concrete after a fire. Journal of Structural Fire Engineering, 2(1): 29-44. https://doi.org/10.1260/2040-2317.2.1.29

[10] Mohammadhosseini, H., Lim, N.H.A.S., Sam, A.R.M., Samadi, M. (2018). Effects of elevated temperatures on residual properties of concrete reinforced with waste polypropylene carpet fibres. Arabian Journal for Science and Engineering, 43: 1673-1686. https://doi.org/10.1007/s13369-017-2681-1

[11] Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G.C., Sheu, M.S. (2009). Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns. Fire Safety Journal, 44(5): 741-748. https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.02.004

[12] Gernay, T., Franssen, J.M. (2015). A performance indicator for structures under natural fire. Engineering Structures, 100: 94-103. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.06.005

[13] Khademi, F., Akbari, M., Jamal, S.M. (2016). Prediction of concrete compressive strength using ultrasonic pulse velocity test and artificial neural network modeling. Romanian Journal of Materials/Revista Romana de Materiale, 46(3): 343-350.

[14] Dvořák, R., Chobola, Z. (2018). Non-destructive testing and x-ray diffraction analysis of high-temperature degraded concrete. Stavební obzor-Civil Engineering Journal, 27(3). https://doi.org/10.14311/CEJ.2018.03.0022

[15] Torić, N., Boko, I., Juradin, S., Baloević, G. (2016). Mechanical properties of lightweight concrete after fire exposure. Structural Concrete, 17(6): 1071-1081. https://doi.org/10.1002/suco.201500145

[16] Li, L.Y., Purkiss, J. (2005). Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. Fire

Safety Journal, 40(7): 669-686. https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.06.003

[17] Chang, Y.F., Chen, Y.H., Sheu, M.S., Yao, G.C. (2006). Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures. Cement and Concrete Research, 36(10): 1999-2005. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.029

[18] Gernay, T., Salah Dimia, M. (2013). Structural behaviour of concrete columns under natural fires. Engineering Computations, 30(6): 854-872. https://doi.org/10.1108/EC-05-2012-0103

[19] Lakhani, H., Ožbolt, J. (2019). Structural behaviour of reinforced concrete (RC) columns under fire. In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, IOP Publishing, 615(1): 012088. https://doi.org/10.1088/1757-899X/615/1/012088

[20] Takla, M., Tarsha, I. (2020). Effect of temperature on carrying capacity of concrete columns confined with multi-layers of CFRP. Jordan Journal of Civil Engineering, 14(1): 14-26. https://doi.org/10.7176/cer/12-12-01

[21] Li, W., Wang, T., Han, L.H. (2019). Seismic performance of concrete-filled double-skin steel tubes after exposure to fire: experiments. Journal of Constructional Steel Research, 154: 209-223. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.12.003

[22] Franssen, J.M., Kodur, V. (2001). Residual load bearing capacity of structures exposed to fire. In Structures 2001: A Structural Engineering Odyssey, 1-12. https://doi.org/10.1061/40558(2001)89

[23] Shehata, I.A.E.M., Carneiro, L.A.V., Shehata, L.C.D. (2002). Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. Materials and Structures, 35: 50-58. https://doi.org/10.1007/BF02482090

[24] Colomb, F., Tobbi, H., Ferrier, E., Hamelin, P. (2008). Seismic retrofit of reinforced concrete short columns by CFRP materials. Composite Structures, 82(4): 475-487. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2007.01.028

[25] Kodur, V.R., Green, M.F., Bisby, L.A., Williams, B. (2004). Evaluating the fire performance of FRP-strengthened concrete structures. Concrete Engineering International, 8(2): 48-50.

[26] Mohammad, T.S., Karim, F.K. Strengthening of concrete columns under axial loading condition with FRP.

[27] Ezz-Eldeen, H.A. (2016). Steel jacketing technique used in strengthening reinforced concrete rectangular columns under eccentricity for practical design applications. International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT), 35(5): 195-204. https://doi.org/10.14445/22315381/IJETT-V35P243

[28] Elsamny, M.K., Hussein, A.A., Nafie, A.M., Abd-Elhamed, M.K. (2013). Experimental study of eccentrically loaded columns strengthened using a steel jacketing technique. International Journal of Civil and Environmental Engineering, 7(12): 900-907. https://doi.org/10.5281/zenodo.1335872

[29] Tarabia, A.M., Albakry, H.F. (2014). Strengthening of RC columns by steel angles and strips. Alexandria Engineering Journal, 53(3): 615-626. https://doi.org/10.1016/j.aej.2014.04.005

[30] Belal, M.F., Mohamed, H.M., Morad, S.A. (2015). Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket. HBRC Journal, 11(2): 201-212. https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2014.05.002

[31] Yaqub, M., Bailey, C.G., Nedwell, P., Khan, Q.U.Z., Javed, I. (2013). Strength and stiffness of post-heated columns

repaired with ferrocement and fibre reinforced polymer jackets. Composites Part B: Engineering, 44(1): 200-211. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.05.041

[32] Poon, C.S., Azhar, S., Anson, M., Wong, Y.L. (2001). Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing. Cement and Concrete Research, 31(9): 1307-1318. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00582-8

[33] Yaqub, M., Bailey, C.G. (2011). Repair of fire damaged circular reinforced concrete columns with FRP composites. Construction and Building Materials, 25(1): 359-370. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.017

[34] Moghtadernejad, N., Jamshidi, M., Maheri, M.R., Keong, C.K. (2021). Repair of post-heated short rectangular reinforced concrete columns with FRP jackets. In Structures, 34: 4269-4283. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.10.038

[35] Bisby, L.A., Chen, J.F., Li, S.Q., Stratford, T.J., Cueva, N., Crossling, K. (2011). Strengthening fire-damaged concrete by confinement with fibre-reinforced polymer wraps. Engineering Structures, 33(12): 3381-3391. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.07.002

[36] Al-Nimry, H.S., Ghanem, A.M. (2017). FRP confinement of heat-damaged circular RC columns. International Journal of Concrete Structures and Materials, 11: 115-133. https://doi.org/10.1007/s40069-016-0181-4

[37] Tao, Z., Han, L.H. (2007). Behaviour of fire-exposed concrete-filled steel tubular beam columns repaired with CFRP wraps. Thin-walled Structures, 45(1): 63-76. https://doi.org/10.1016/j.tws.2006.11.004

[38] Tao, Z., Han, L.H., Wang, L.L. (2007). Compressive and flexural behaviour of CFRP-repaired concrete-filled steel tubes after exposure to fire. Journal of Constructional Steel Research, 63(8): 1116-1126. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.09.007

[39] Tao, Z., Han, L.H., Zhuang, J.P. (2008). Cyclic performance of fire-damaged concrete-filled steel tubular beam-columns repaired with CFRP wraps. Journal of Constructional Steel Research, 64(1): 37-50. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.02.004

[40] Al-Nimry, H., Haddad, R., Afram, S., Abdel-Halim, M. (2013). Effectiveness of advanced composites in repairing heat-damaged RC columns. Materials and Structures, 46: 1843-1860. https://doi.org/10.1617/s11527-013-0022-8

[41] Chinthapalli, H.K., Chellapandian, M., Agarwal, A., Prakash, S.S. (2020). Effectiveness of hybrid fibre-reinforced polymer retrofitting on behaviour of fire damaged RC columns under axial compression. Engineering Structures, 211: 110458. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110458

[42] Xu, J., Tan, C., Aboutaha, R. (2019). Experimental investigation of high strength reinforced concrete columns damaged by fire and retrofitted with CFRP jackets. In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, IOP Publishing, 358(4): 042009. https://doi.org/10.1088/1755-1315/358/4/042009

[43] Yaqub, M., Bailey, C.G. (2011). Cross sectional shape effects on the performance of post-heated reinforced concrete columns wrapped with FRP composites. Composite Structures, 93(3): 1103-1117. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2010.09.012

[44] Yaqub, M., Bailey, C.G., Nedwell, P. (2011). Axial capacity of post-heated square columns wrapped with FRP composites. Cement and Concrete Composites, 33(6): 694-701. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.03.011

[45] Lenwari, A., Rungamornrat, J., Woonprasert, S. (2016). Axial compression behavior of fire-damaged concrete cylinders confined with CFRP sheets. Journal of Composites for Construction, 20(5): 04016027. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000683

[46] Franssen, J.M. (2005). SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire. Engineering Journal, 42(3): 143-150.

[47] European Committee. (1995). Eurocode2: Design of concrete structures-Part 1-2: General rules-Structural fire design. ENV 1992-1-2. https://doi.org/10.3403/03213853u

[48] Izzat, A.F. (2012). Effect of fire flame (high temperature) on the behaviour of axially loaded reinforced SCC short columns. Journal of Engineering, 18(08): 889-904. https://doi.org/10.31026/j.eng.2012.08.03

[49] Mohammed, H.R., Said, A.I. (2022). Residual strength and strengthening capacity of reinforced concrete columns subjected to fire exposure by numerical analysis. Journal of the Mechanical Behavior of Materials, 31(1): 212-224. https://doi.org/10.1515/jmbm-2022-0026

Chapitre 4 : Étude du comportement des poutres et des techniques de renforcement

Le but de ce chapitre est d'étudier le comportement post-incendie des poutres en béton armé (BA), qui, bien qu'elles conservent généralement leur intégrité structurelle après un incendie, subissent des dommages significatifs en raison de la dégradation des matériaux et de l'expansion thermique.

La restauration de ces structures endommagées par le feu représente un défi complexe dans le domaine du génie structural. Cette étude propose une investigation numérique du comportement post-incendie des poutres en BA, soumises à des feux paramétriques d'une durée variable (15, 30, 60 et 90 minutes). Dans un premier temps, l'impact des hautes températures sur la capacité portante résiduelle est analysé, en mettant l'accent sur des variables géométriques telles que la longueur des poutres et les conditions d'appui.

Ensuite, des méthodologies de réparation visant à améliorer les performances post-incendie des poutres endommagées sont évaluées. Ces interventions comprennent l'ajout de renforts supplémentaires et l'application de blindages en acier, enveloppés dans un béton présentant différentes résistances à la compression (25, 30, 35 et 40 MPa).

Les simulations sont réalisées à l'aide du logiciel SAFIR, qui intègre des modèles basés sur l'Eurocode pour les matériaux en béton et en acier. Les résultats montrent une diminution significative de la capacité portante avec l'augmentation de la durée d'exposition au feu, atteignant jusqu'à 85 % de perte pour des scénarios d'incendie de 90 minutes. L'utilisation de blindages en acier permet d'améliorer considérablement la résistance à la flexion et au cisaillement des poutres endommagées, rendant possible la restauration de leur capacité portante initiale, jusqu'à 112 % pour des poutres exposées pendant une heure. La corrélation entre l'efficacité des réparations et les caractéristiques intrinsèques des poutres en BA est également mise en évidence. En outre, une expression analytique est proposée pour estimer la capacité portante post-incendie des poutres renforcées, offrant ainsi un outil pratique et précis pour les ingénieurs civils.

4 Étude du comportement des poutres et des techniques de renforcement après une exposition au feu

4.1 Introduction

À des températures élevées, les structures en béton armé subissent une diminution de leur résistance, un phénomène qui peut persister même après le refroidissement. Cette détérioration résulte de la dégradation des propriétés mécaniques du béton et des armatures en acier, ce qui entraîne une perte de performance globale. La dilatation thermique provoque des dommages aux composants en béton, compromettant leur intégrité structurelle.

Dans les codes de conception les plus récents, EN 1992-1-2 [6] et EN 1994-1-2 [7], il est exigé que les concepteurs prennent en compte un chauffage non uniforme, souvent lié à des facteurs de sécurité partiels intrinsèques au système de charpente.

Ces dernières années, l'Université de Sheffield a mis au point un élément poutre-colonne à trois nœuds, conçu pour la modélisation 3D des ossatures en acier, composites et en béton armé dans des conditions d'incendie [8, 9]. Les effets du feu et des variations thermiques peuvent réduire les performances post-incendie des éléments structuraux en béton armé. Les recherches sur les poutres se sont concentrées sur leur capacité portante après exposition au feu. Il a été démontré que la température des barres d'armature en acier affecte les capacités de flexion des poutres en béton armé [10, 11]. En étudiant les conditions post-incendie [12, 13], il a été constaté qu'à mesure que le rapport portée/cisaillement augmentait, la capacité de cisaillement résiduelle des poutres diminuait.

Belakhdar et al. [28] ont étudié la modernisation des poutres en béton armé (BA) à l'aide de différentes techniques de bardage en acier. Des essais de flexion en trois points ont été réalisés sur des poutres non chauffées et renforcées afin de déterminer leur capacité en flexion.

Trois techniques distinctes de bardage en acier ont été examinées. L'objectif de l'étude était d'analyser le comportement global des poutres renforcées selon différentes méthodes et dimensions de bardage en acier. Une autre approche consistait à fixer des plaques d'acier sur la face tendue des poutres pour améliorer leurs performances. Des plaques d'acier et des tiges filetées ont été employées

pour maîtriser le positionnement du cisaillement. L'utilisation ou non d'angles en acier (Steel Angels) était déterminée en fonction des exigences spécifiques du projet.

4.2 Méthodologie de recherche

La recherche proposée utilise le logiciel SAFIR [29] comme outil d'analyse pour étudier le comportement des poutres en béton armé (BA), qu'elles soient intactes ou endommagées par le feu. L'objectif de l'étude est d'évaluer les performances des poutres avant et après l'application de chemisages en béton. Le logiciel SAFIR [29] constitue une plate-forme performante pour réaliser des analyses approfondies et des simulations, permettant ainsi une évaluation détaillée du comportement structurel et des effets des revêtements sur les poutres en béton armé après exposition au feu.

Les principaux paramètres considérés dans cette étude comprennent la résistance à la compression du béton (*fc*), l'épaisseur de l'enrobage en béton béton (C) et la portée de la poutre (L). Ces valeurs sont choisies en fonction de considérations pratiques de conception pour les structures en béton armé courantes. La résistance à la compression du béton est spécifiée à 25 MPa, tandis que la limite d'élasticité de l'acier est fixée à 415 MPa. Pour l'acier, la norme EN 10113-1 établit les critères techniques de livraison des aciers alliés à grains fins, laminés thermomécaniquement, soudables et destinés à la construction et à diverses applications industrielles. De plus, cette norme spécifie les produits en acier de construction soudables laminés à chaud, notamment les nuances S420 et S460.

L'étude utilise le logiciel SAFIR comme outil d'analyse pour évaluer le comportement des poutres en béton armé, qu'elles soient intactes ou endommagées par le feu. L'objectif principal est d'étudier les performances des poutres avant et après l'application de chemisages en béton. SAFIR fournit une plateforme permettant de réaliser des simulations détaillées, offrant ainsi une analyse approfondie des effets des revêtements sur les poutres en béton armé endommagées.

Dans cette analyse, les caractéristiques mécaniques des matériaux pour les poutres et les chemisages sont supposées identiques. Une épaisseur de chemisage de 50 mm est retenue, avec une largeur de poutre non chemisée de 200 mm et des portées de 3 m, 4 m et 5 m. Les barres principales du noyau en béton comprennent deux barres de diamètre Φ18 et deux de diamètre Φ20. Le dimensionnement

des armatures est effectué en respectant un espacement maximal pratique de 10 mm entre les barres, posées en une seule couche, afin de répondre aux exigences de flexion conformément à la norme CSA A23.3-14.

Enfin, le comportement des poutres en béton armé est évalué après exposition au feu pour examiner leur résistance structurelle et leur réponse à divers traitements de renforcement. L'étude a examiné les effets de diverses durées d'exposition paramétrique au feu (15, 30, 60 et 90 min). L'équation IV.1 est utilisée pour déterminer la quantité d'exposition au feu.

$$T = 345 \times [Log\ (1 + 8 * t)] + 20 \qquad (4.1)$$

Où, t la durée d'exposition au feu est mesurée en minutes.

Pour déterminer la capacité portante résiduelle d'une poutre de caractéristiques géométriques données (longueur de 4 m et section rectangulaire de 0,2 m × 0,4 m) après son exposition à des effets thermiques, une analyse structurelle devra être réalisée. Cette analyse prendra en compte les effets de l'incendie ainsi que les changements ultérieurs de température sur les propriétés du matériau constitutif de la poutre. L'équation (4.2) est :

$$H = \lambda \times A\ contact \times \frac{\Delta T}{L} \qquad (4.2)$$

Où, ΔT : La différence de température entre deux surfaces en contact l'une avec l'autre sur une zone de contact spécifique est représentée par (A) contact, λ : Le coefficient de conductivité thermique W/mºC.

Afin d'améliorer le comportement après un incendie de ces structures en béton, la deuxième étape a consisté à évaluer l'efficacité des réparations avec différentes jaquettes en acier, en ajoutant des renforts et en intégrant des jaquettes composites. Les techniques comprenaient l'utilisation d'un chemisage en béton et de deux cornières positionnées aux angles de la poutre. Les dimensions des angles étaient de 2 L 40 × 40 × 4. Des angles soudés ou des tirants ont été utilisés pour envelopper la poutre sur trois côtés, ainsi que des gaines verticales en acier sur les poutres en béton, et des gaines horizontales en acier pour réparer les poutres en béton.

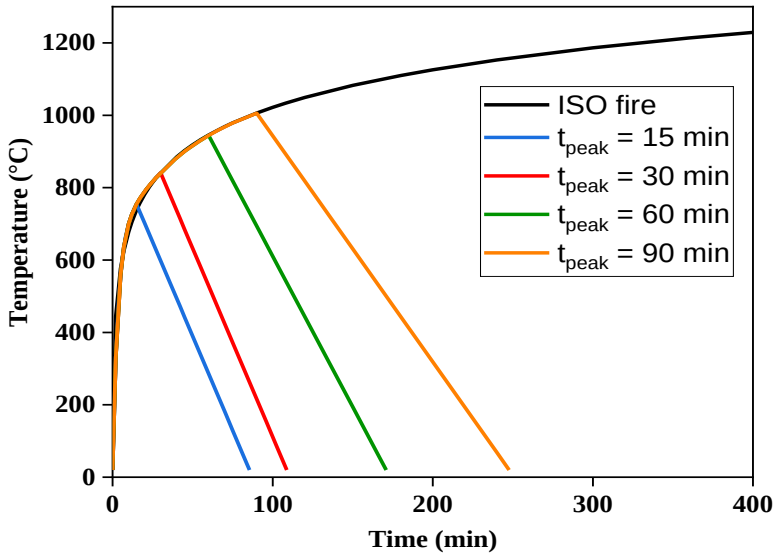


Figure (4–1) Courbes standard et paramétriques de température en fonction du temps.

La courbe se termine à la durée maximale de combustion spécifiée par la norme applicable. Comme le montre la Figure (4–1) , la phase de refroidissement commence à différentes températures de feu maximales prédéfinies, indiquées par des lignes pointillées. Les résultats ont montré qu'à mesure que la durée de l'incendie augmente, la capacité de charge diminue. Après l'incendie, ce qui suit décrit le comportement des poutres en béton armé réparées avec un revêtement composite.

4.3 Validation du modèle

La précision du modèle actuel dans la prédiction du comportement en flexion des poutres en béton armé (BA) avec chemises est confirmée par la validation des résultats expérimentaux obtenus par Dwaikat et Kodur [32], ainsi que par le modèle numérique développé avec SAFIR. Lors de l'exposition au feu, aucun effritement du béton de résistance normale de la poutre n'a été observé. La Figure (4–2) représente la géométrie et la configuration du renforcement de la poutre, ainsi que les conditions de chargement et aux limites. La **Figure (4–3**) représente les températures prévues et mesurées dans le béton et les barres d'armature d'une poutre (points 1, 2, 3) qui a été soumise à un incendie standard après avoir été chargée de deux charges ponctuelles constantes (ASTM E-119-08a, 2008). Trois côtés, y compris les surfaces inférieures et latérales de la poutre, ont été exposés aux

flammes dans la région située entre les parois du compartiment ; la surface supérieure de la poutre n'a pas été exposée au feu.

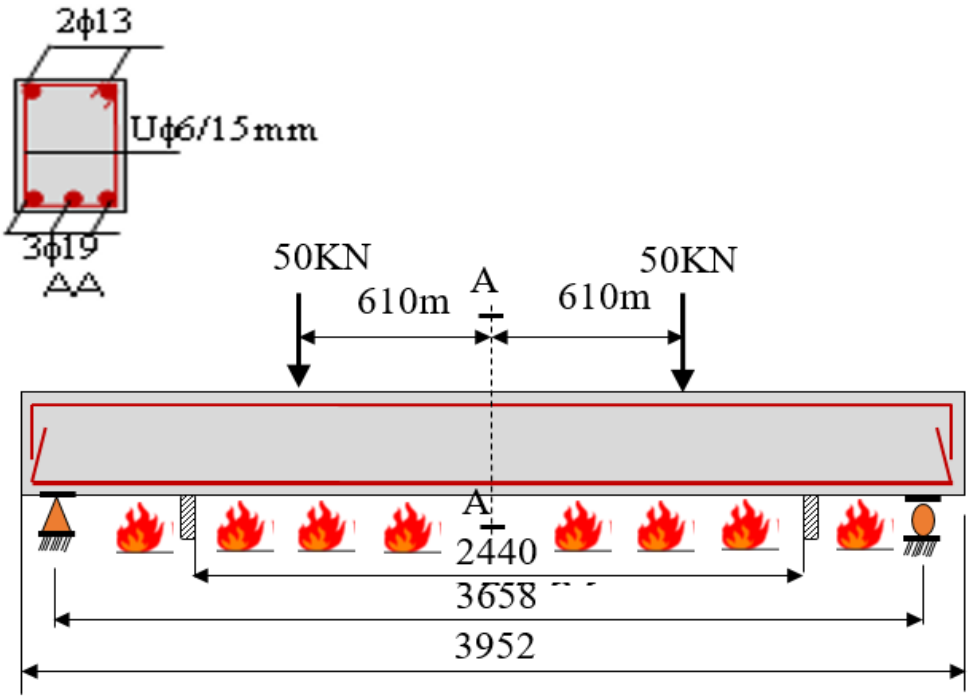


Figure (4–2) Poutre testée pour valider le modèle d'éléments finis.

Les modèles expérimentaux et le modèle SAFIR donnent des températures qui correspondent aux valeurs observées. Les températures anticipées et mesurées sont conformes, ce qui prouve la précision et la fiabilité des méthodologies de modélisation numérique. Selon les données présentées, au cours des 130 premières minutes d'exposition au feu, des écarts existent entre les températures prévues et mesurées. Les modèles numériques ont tendance à prédire des températures plus basses que celles observées pendant cette période. Par conséquent, la dégradation des propriétés mécaniques devrait se produire à un rythme retardé, et les déflexions à mi-portée de la poutre devraient être inférieures à celles réellement mesurées. La disparité des prévisions de température entre les modèles numériques et les valeurs mesurées peut entraîner des variations dans l'estimation du comportement mécanique et de la réponse en déflexion lors d'un incendie. Comme le montre la Figure (4–4), La déviation initiale du faisceau avant l'exposition au feu est sélectionnée comme condition initiale de la déviation pendant

l'incendie. SAFIR et le modèle d'essai expérimental réduisent la rigidité de manière différente après 140 minutes d'exposition au feu. Le modèle d'essai expérimental correspond à la rigidité de la poutre mesurée, tandis que SAFIR prédit une chute plus rapide. Le modèle d'essai expérimental simule fidèlement le comportement réel de la poutre, y compris la perte de rigidité, jusqu'à la rupture après 180 minutes d'exposition au feu. Cette divergence met en évidence la nécessité d'une validation expérimentale du modèle pour comprendre la réaction au feu de la poutre et orienter la conception résistante au feu. L'analyse et la comparaison entre SAFIR et le modèle d'essai expérimental permettent d'améliorer les prévisions des performances au feu.

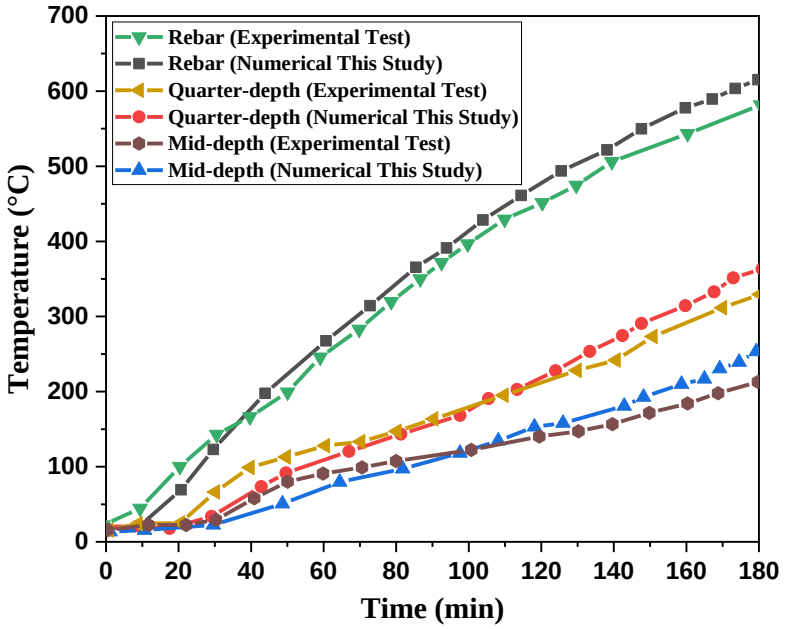


Figure (4–3) Températures mesurées et prédites à l'aide des expérimentaux et du modèle SAFIR EF.

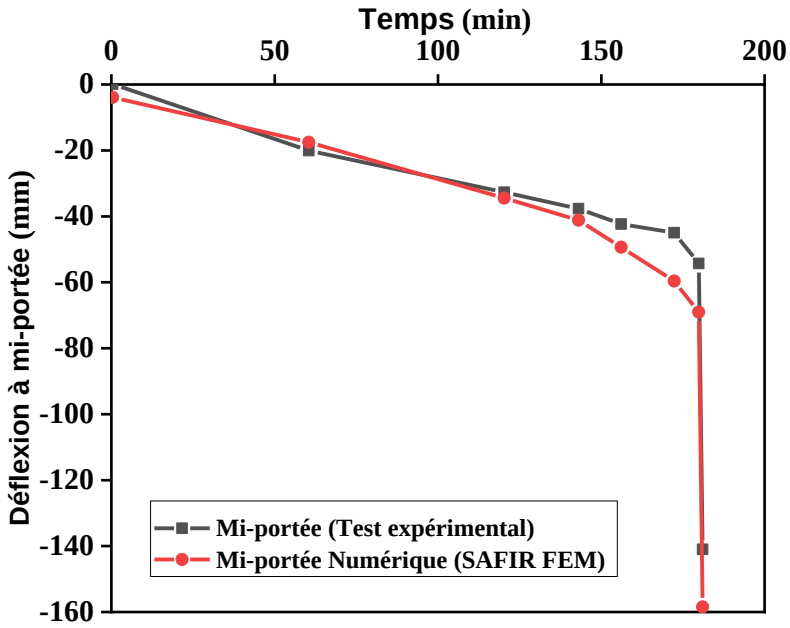


Figure (4–4) Déflexion à mi-portée mesurée et prédite expérimentalement et par SAFIR EF .

4.4 Résultats et discussion

4.4.1 Effet de la longueur des poutres

Le Tableaux (4-1) fournit des données sur la longueur des poutres en mètres et les capacités de charge correspondantes en kilonewtons (kN) à différentes durées d'exposition au feu et charges de rupture. Les résultats concernant la capacité portante de poutres de différentes longueurs et durées d'exposition au feu, allant de t pic = 15 minutes à t pic = 90 minutes, sont résumés dans le tableau (4-2). Il est important de noter que la surface de la section transversale (0,2 x 0,4) est supposée constante. Les résultats ont conduit à la conclusion que les poutres longues présentent une capacité portante inférieure à celle des poutres courtes lorsqu'elles sont exposées au feu.

Tableaux (4-1) Résultats des poutres en béton armé exposées à différentes longueurs

Longueur de poutre (mètre)	N_{20} (kN)	t_{pick} = 15min	t_{pic} = 30min	t_{pic} = 60min	T_{pic} = 90min
		$N_{rupture}$ (KN)			
3.0	142	135	113	54	22
4.0	106	101	84	41	13
5.0	85	79	67	33	9

Avec une longueur de poutre de 3 mètres, les capacités de charge pour des durées de pointe de 15 minutes, 30 minutes, 60 minutes et 90 minutes sont respectivement de 143, 136, 112 et 53 kN. Les charges de rupture correspondantes à ces durées maximales sont de 21 kN. De même, pour une longueur de poutre de 5 mètres, les capacités de charge pour des durées de pointe de 15 minutes, 30 minutes, 60 minutes et 90 minutes sont respectivement de 84, 78, 68 et 32 kN, avec une charge de rupture de 11 kN.

4.4.2 Durée du feu

Le Tableaux (4-2) montre les résultats relatifs à la durée d'exposition au feu en minutes et à ses effets sur la capacité de charge, la flèche (Δ) en millimètres et la réduction de la capacité de charge due au feu. La poutre de référence a une capacité de charge initiale (Pu) de 143 kN et une flèche de 12,9 mm. À mesure que la durée de l'exposition au feu augmente, la capacité de charge diminue, avec des réductions de 4,90 % à 15 minutes, 21,68 % à 30 minutes, 62,94 % à 60 minutes et 85,31 % à 90 minutes. La déflexion augmente également avec des durées d'exposition plus longues, atteignant 55,24 mm à 15 minutes, 64,92 mm à 30 minutes, 99,94 mm à 60 minutes et 100,06 mm à 90 minutes.

Tableaux (4-2) Résultats d'une poutre en béton armé (BA) de 3 m exposée à différentes durées d'incendie.

Durée du feu (min)	Capacité de charge Pu (KN)	déflexion à mi-portée Δ (mm)	Réduction de la capacité de charge due au feu (%)
Poutre de référence	142	12.90	-
15	135	55.24	4.90
30	113	64.92	21.68
60	54	99.94	62.94
90	22	100.06	85.31

Les répartitions de la température dans la section transversale typique de la poutre après 15, 30, 60 et 90 minutes d'exposition au feu sur trois côtés sont représentées à la Figure (4–5) . À mesure que la durée d'exposition augmente, la température à l'intérieur de la poutre augmente vers le centre, comme montré dans le graphique. La Figure (4–5) montre également que la température dans la section transversale des poutres varie en fonction de la profondeur. Cette différence peut être attribuée à la conductivité thermique limitée du béton.

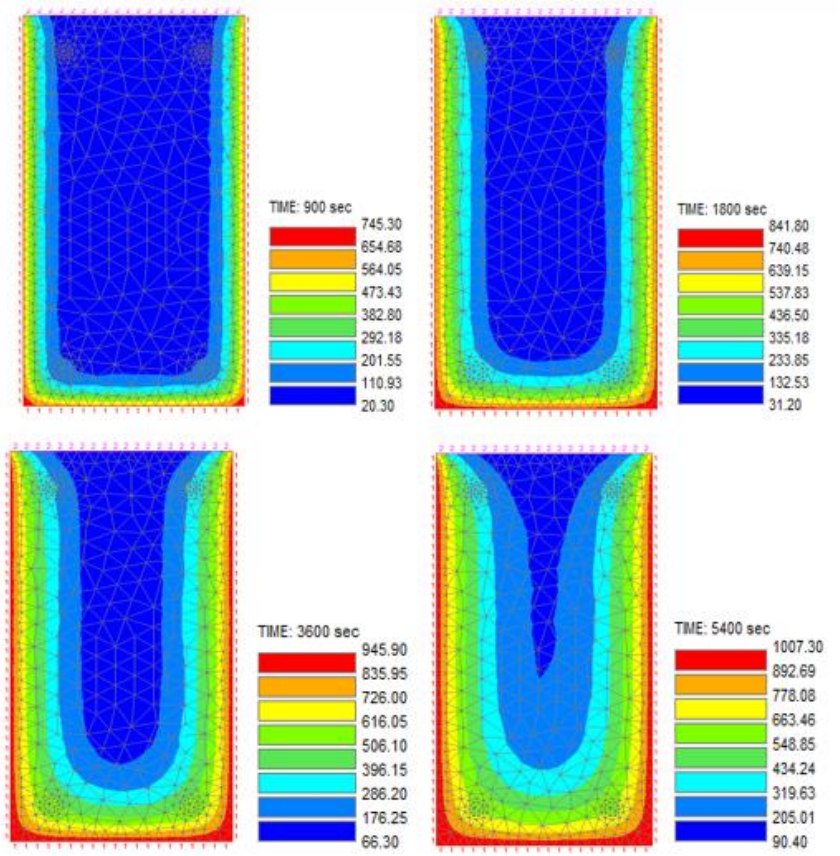


Figure (4–5) Étude du transfert thermique au fil du temps pour une éprouvette de poutre, après une exposition au feu de 15, 30, 60 et 90 minutes.

4.4.3 Evolution de la température

La Figure (4–6) illustre la répartition des températures maximales observées dans les sections exposées au feu pendant des durées moyennes de 15, 30, 60 et 90 minutes. Elle fournit une représentation visuelle des profils de température dans ces sections exposées, permettant au lecteur de comprendre l'évolution des températures au fil du temps.

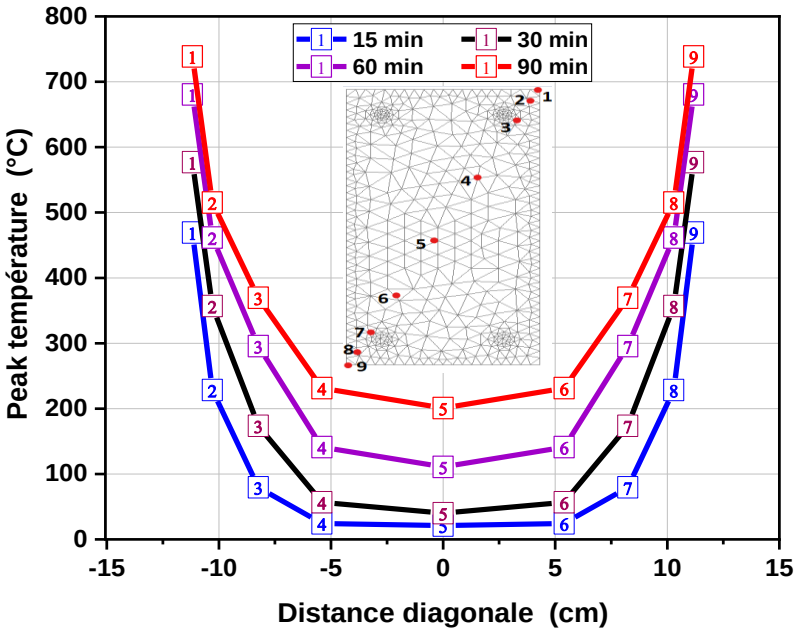


Figure (4–6) Profil de température maximale en coupe diagonale.

La Figure (4–7) illustre la relation entre le déplacement vertical à mi-portée de la poutre de transfert et les périodes de chauffage. Le diagramme montre comment le déplacement vertical de la poutre varie en fonction de la durée de chauffage. Le moment d'apparition du point d'inflexion du déplacement vertical dans la poutre de transfert est étroitement lié aux conditions d'incendie et à la charge verticale constante appliquée. Le point d'inflexion désigne le moment où le déplacement change de direction, passant d'une augmentation à une diminution, ou inversement.

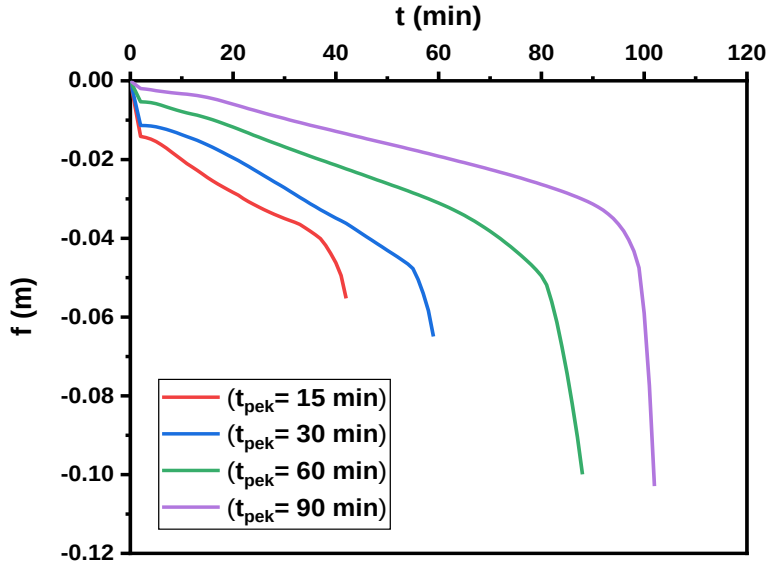


Figure (4–7) Relation entre le déplacement vertical et le temps de chauffe.

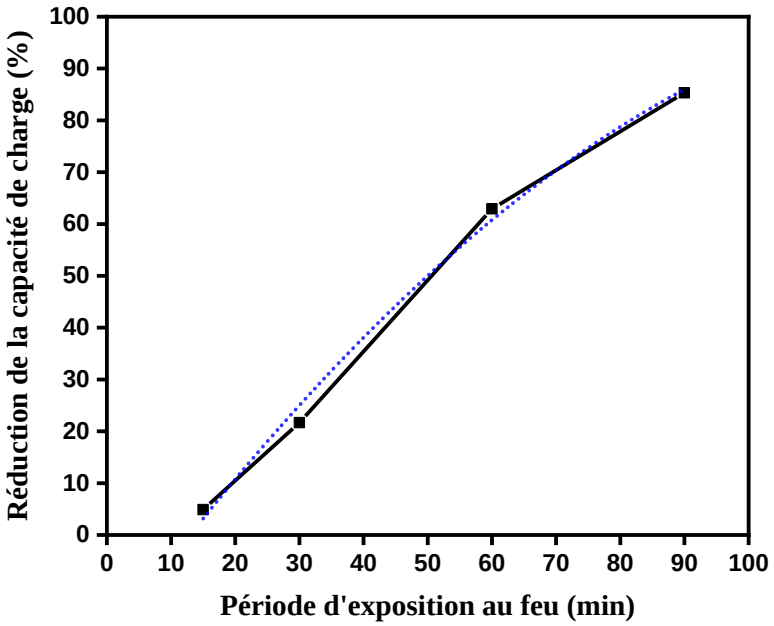


Figure (4–8) Réduction de la capacité de charge due à un incendie.

La Figure (4–8) illustre la réduction de la capacité portante d'une poutre au fil du temps suite à une exposition à un incendie. Cette représentation graphique montre comment la capacité de charge restante diminue avec le temps, l'axe des x représentant le temps et l'axe des y la capacité en pourcentage de sa valeur d'origine. L'équation (4) est une fonction mathématique non linéaire qui

caractérise ce phénomène de réduction de la capacité. L'équation (3) est utilisée pour calculer quantitativement la réduction de la capacité de charge à un moment donné, conformément aux principes décrits dans l'équation (4.3). Ces équations jouent un rôle central dans la modélisation et la compréhension des effets dynamiques des températures élevées et des dommages causés par le feu sur les éléments structuraux, aidant les ingénieurs à évaluer l'intégrité structurelle et la sécurité des structures endommagées par le feu au fil du temps.

$$P(\%) = \frac{P_U(T=20°C) - P_U(T°C)}{P_U(T=20°C)} \times 100 \quad (4.3)$$

Où, P (%) Réduction de la capacité de charge, Pu (T=20°C) Capacité de charge en T=20°C et Pu (T°C) Capacité de charge à différentes températures.

$$P(\%) = -0.0059t^2 + 1.7191\,t - 21.328 \quad (4.4)$$

Où, t temps d'exposition au feu en minutes.

La capacité de charge diminue selon les simulations numériques. Le graphique montre que la capacité de charge des poutres diminue avec la durée de l'exposition au feu. L'incendie réduit considérablement cette capacité. Par rapport au modèle de référence, une poutre soumise à une charge calorifique pendant 15, 30, 60 ou 90 minutes voit sa capacité de charge réduite de 4,90 %, 21,68 %, 62,94 % et 85,31 %, respectivement. Ces données suggèrent qu'une exposition prolongée au feu réduit la capacité portante de la poutre. L'intégrité structurelle et la sécurité des poutres endommagées par le feu doivent tenir compte de ces limitations de capacité de charge. L'analyse du transport de chaleur a projeté les températures maximales dans la Figure (4–8) Réduction de la capacité de charge due à un incendie. Ces températures prévues correspondent aux températures maximales dans les sections transversales des poutres. Une étude de transfert thermique quantifie le comportement thermique et les fluctuations de température des poutres à l'aide de méthodologies et de logiciels appropriés. Les températures maximales prévues permettent d'analyser la réponse thermique des poutres et leurs performances au feu.

4.4.4 L’effet des conditions aux limites

4.4.4.1 Poutre simplement appuyée

Au niveau du support gauche (broche), la poutre est contrainte à la fois axialement (horizontalement) et verticalement (vers le haut et vers le bas), ce qui signifie qu'elle ne peut se déplacer dans aucune de ces directions. En revanche, au niveau du support droit (rouleau), la poutre est libre de se déplacer axialement (horizontalement), ce qui lui permet de se dilater ou de se contracter dans cette direction. Toutefois, le mouvement vertical au niveau du support droit est limité, tout comme pour le support gauche, empêchant tout déplacement vers le haut ou vers le bas. Cette configuration de supports est communément appelée une « condition de support à goupilles et à rouleaux ».

4.4.4.2 Poutre fixe-fixe (encastrée des deux extrémités)

Avec des points d'appui fixes à ses deux extrémités, la poutre est maintenue axialement, verticalement et en rotation, ce qui génère un moment de flexion négatif au niveau des points d'appui. Les résultats présentés dans le tableau 4-3 indiquent les moments de flexion et les forces de cisaillement pour deux types de poutres (simplement appuyées et encastrées aux deux extrémités) exposées à deux durées d'incendie différentes : la poutre de référence et après 60 minutes d'exposition au feu.

Pour la poutre de référence, le moment de flexion de la poutre simplement appuyée est nettement plus élevé (75,8 kN·m) que celui de la poutre encastrée (13,92 kN·m), ce qui indique une résistance à la flexion plus faible pour cette dernière. Cependant, la force de cisaillement est également plus importante dans la poutre simplement appuyée (60 kN) que dans la poutre encastrée (10,56 kN), reflétant une charge de cisaillement plus élevée sur la première. Après 60 minutes d'exposition au feu, les deux types de poutres présentent des réductions significatives des moments de flexion et des forces de cisaillement. Le moment de flexion diminue à 33,40 kN·m pour la poutre simplement appuyée et à 6,68 kN·m pour la poutre encastrée. De même, la force de cisaillement est réduite à 25,45 kN pour la poutre simplement appuyée et à 5,40 kN pour la poutre encastrée. Ces résultats suggèrent que la poutre encastrée présente une meilleure résistance aux forces de flexion et de cisaillement en conditions d'incendie par rapport à la poutre simplement appuyée. Ils soulignent également

l'importance de sélectionner le type de poutre en fonction des exigences structurelles spécifiques et des considérations de sécurité incendie.

Tableaux (4-3) Présentation des valeurs du moment et Effort tranchant pour différents appuis après 60 minutes de feu.

Durée du feu (min)	Moment et Effort tranchant	poutre simplement appuyé	Poutre encactrée
Poutre - referece	Moment de flexion (kN.m)	75.8	13.92
Poutre - referece	Effort tranchant (kN)	61	10.57
60 (min)	Moment de flexion (kN.m)	33.4	6.68
60 (min)	Effort tranchant (kN)	25.45	5.40

4.5 Réparation et renforcement des poutres après incendie

La réparation et le renforcement des poutres après un incendie par un chemisage en béton-acier composite constituent une technique de réhabilitation structurelle qui combine l'utilisation de matériaux composites et d'acier pour restaurer l'intégrité structurelle des poutres endommagées. Cette méthode est particulièrement efficace lorsqu'il est nécessaire de garantir à la fois une résistance au feu et une capacité portante accrue.

Le matériau composite offre une résistance au feu et un certain renforcement structurel, tandis que l'acier ajoute une capacité de charge significative. La Figure (4–9) illustre une technique post-incendie utilisée pour renforcer les poutres en appliquant des plaques d'acier liées à une enveloppe en béton de 5 cm (ou 50 mm). Cette méthode est utilisée pour améliorer la capacité portante et l'intégrité structurelle des poutres existantes. Cette technique de renforcement après incendie est couramment

utilisée en ingénierie des structures pour réhabiliter et restaurer les performances structurelles des poutres endommagées par le feu, en garantissant qu'elles répondent aux exigences de sécurité et de portance. Les dimensions spécifiques, les matériaux et les processus de collage peuvent varier en fonction de la conception technique et de l'étendue des dégâts causés par le feu.

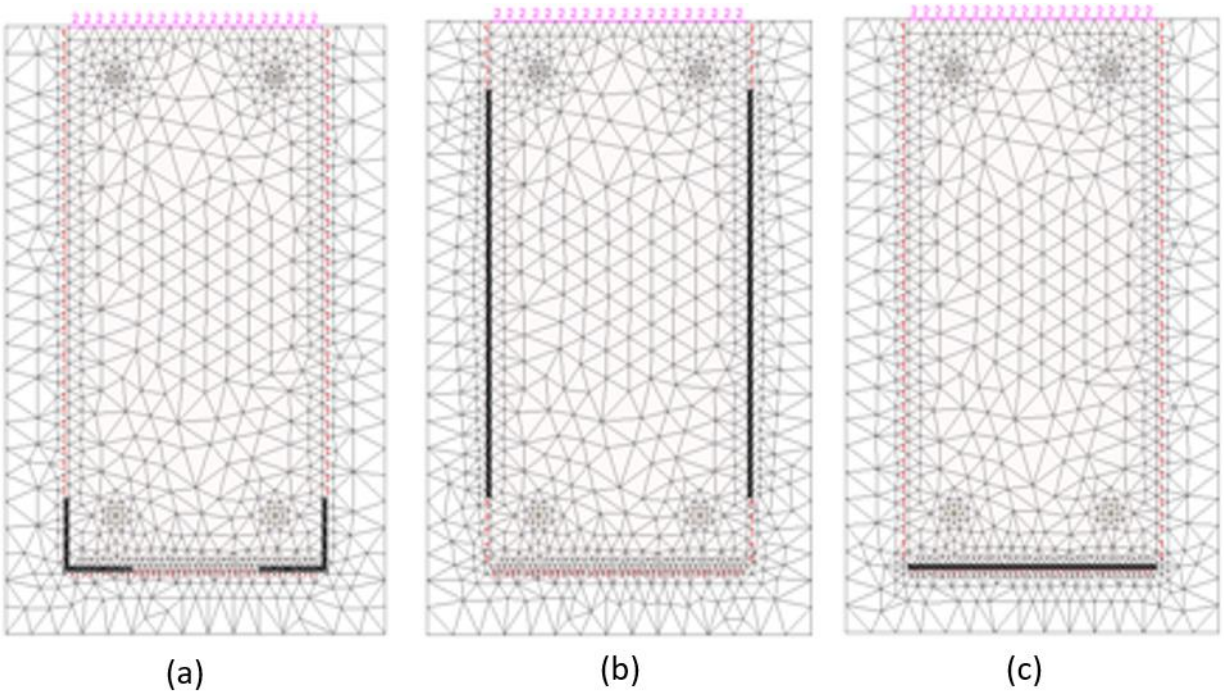


Figure (4–9) Différentes techniques de réparation de poutres utilisent le collage de plaques et de cornières.

(a) Réparation avec cornières en acier et chemisage en béton sur les poutres en béton P-R-P-C

(b) Réparation plaques transversales en acier et chemisage en béton sur les poutres en béton R-P-P(V)-C

(c) Réparation avec plaque horizontale inferieure en acier et chemisage en béton sur les poutres en béton R-P-P(H)-C

Le Tableaux (4-3) présente les données concernant la durée de l'exposition au feu en minutes et ses effets sur la capacité portante (Pu) selon la méthode des éléments finis (MEF). Il inclut également la réduction de la capacité portante due au feu et l'efficacité du renforcement pour différentes méthodes. La norme EN 10113 spécifie les exigences techniques relatives aux produits en acier de construction

laminés à chaud et soudables, correspondant aux qualités fy = S420 et fy = S460. Les poutres de référence possèdent une capacité portante initiale de 143 kN, tandis qu'aucune valeur spécifique n'est fournie pour les autres paramètres. Après une exposition au feu pendant 15 minutes, la capacité portante diminue à 136 kN, entraînant une réduction de 4,90 %.

Tableaux (4-4) Résultats numériques des différentes méthodes de renforcement technique.

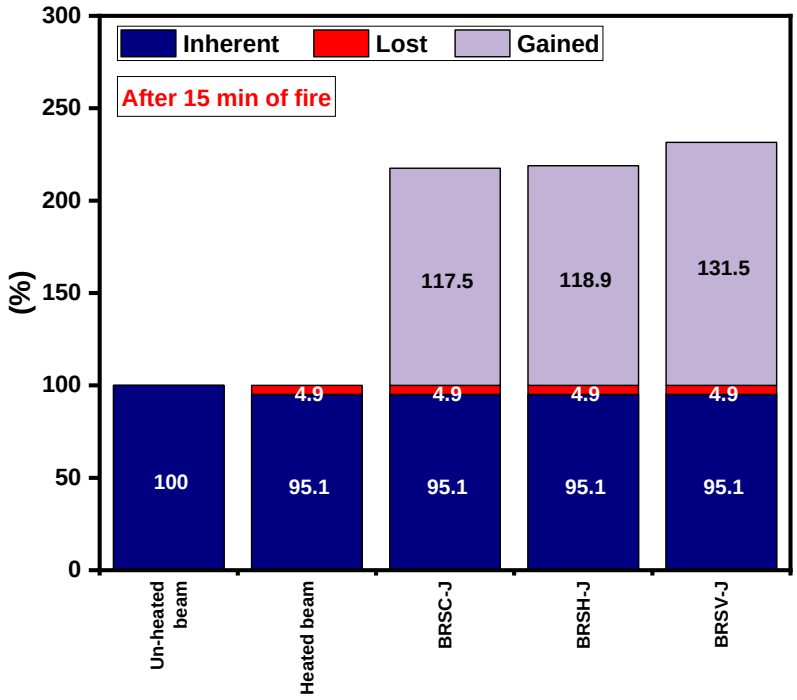
Durée du feu (min)	Capacité de charge P_u (KN)	Réduction de la capacité de charge due au feu (%)	Efficacité de renforcement (%) des poutres pour béton à 40 MPa		
			R-P-P-C	R-P-P(V)-C	R-P-P(H)-C
Ref-pouter	144	-	-	-	-
15	135	4.9	117	118	131
30	113	21.7	113	114	119
60	54	62.9	110	111	109
90	21	85.31	108.4	110.5	107.7

Les poutres carrées endommagées par un feu de 15, 30 et 60 minutes ont duré plus longtemps, après avoir été réparées avec cornières en acier R-P-P-C, des chemises, 118,9 %, 114,7 % et 111,8 % après avoir été réparées avec R-P-P(V)-C et 131,5 %, 119,6 %, et 109,1 % avec R-P-P(H)-C.

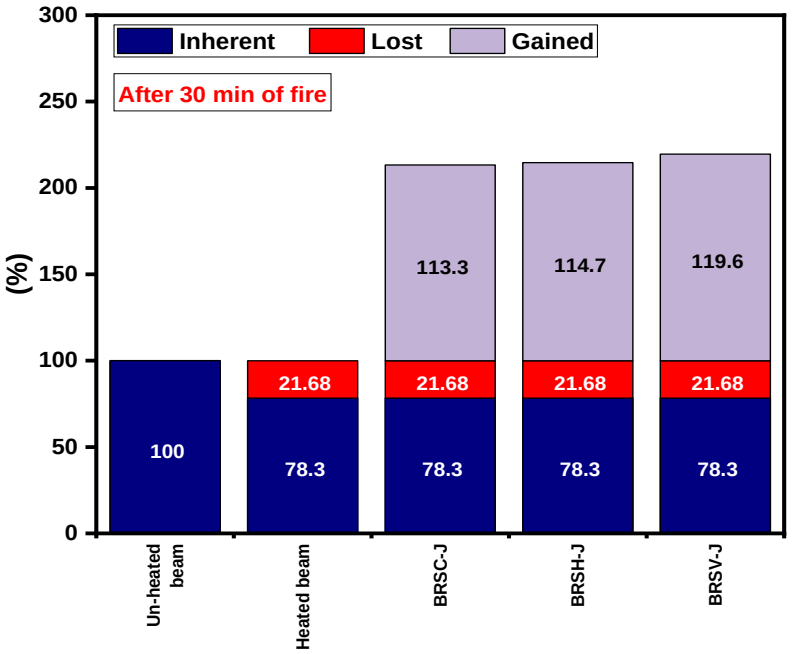
L'efficacité de réparation peut être calculée à l'aide de la formule 4.5.

$$P_{str}(\%) = \frac{P_{str} - P_U(T=20°C)}{P_U(T=20°C)} \times 10 \qquad (4.5)$$

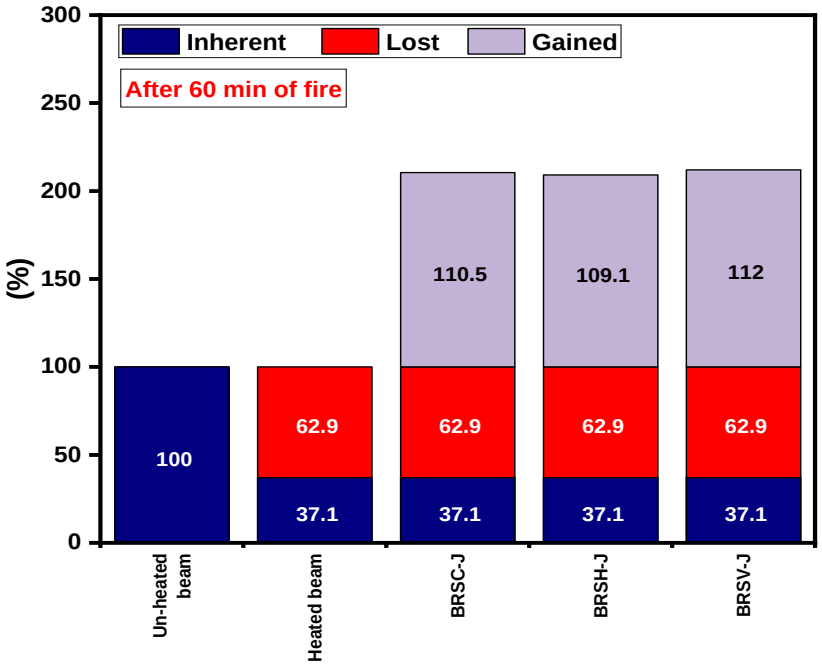
Où P_{str} (%) efficacité de renforcement, P_{str} Renforcement charge d'effondrement et Pu (T=20°C) capacité de charge en T=20°C.


Inherent
Lost
Gained
After 15 min of fire
(%)
300
250
200
150
100
50
0
100
95.1
4.9
95.1
4.9
117.5
95.1
4.9
118.9
95.1
4.9
131.5
Un-heated beam
Heated beam
BRSC-J
BRSH-J
BRSV-J

(a)


Inherent
Lost
Gained
After 30 min of fire
(%)
300
250
200
150
100
50
0
100
78.3
21.68
78.3
21.68
113.3
78.3
21.68
114.7
78.3
21.68
119.6
Un-heated beam
Heated beam
BRSC-J
BRSH-J
BRSV-J

(b)



(c)

Figure (4–10) Différentes techniques de réparation des poutres après différents temps d'incendie.

4.6 Équations simplifiées proposées:

Les résultats de l'étude indiquent que la technique de renforcement la plus efficace est le revêtement en tôle d'acier. Dans cette recherche, le logiciel **MATLAB** a été utilisé pour ajuster les courbes, en appliquant des fonctions polynomiales pour modéliser les erreurs.

La méthode d'évaluation employée est le coefficient de détermination (R^2), utilisé pour établir une corrélation entre plusieurs facteurs, notamment la qualité de l'acier (fy en kN/cm²), la section transversale de la poutre (A en cm²) et la résistance à la compression du béton. L'analyse a pris en compte la capacité portante après exposition au feu (P_{res} en kN) ainsi que la capacité portante après renforcement (P_{str} en kN), telles que déterminées par le modèle SAFIR proposé.

Pour la capacité portante après renforcement (P_{str}), leurs propriétés sont influencées par *fc*, A et P_{res}. Au total, 36 ensembles de données ont été générés à l'aide de SAFIR en faisant varier des paramètres tels que *fy*, A, *fc* et Pres. Après avoir collecté ces données, une équation simplifiée a été développée

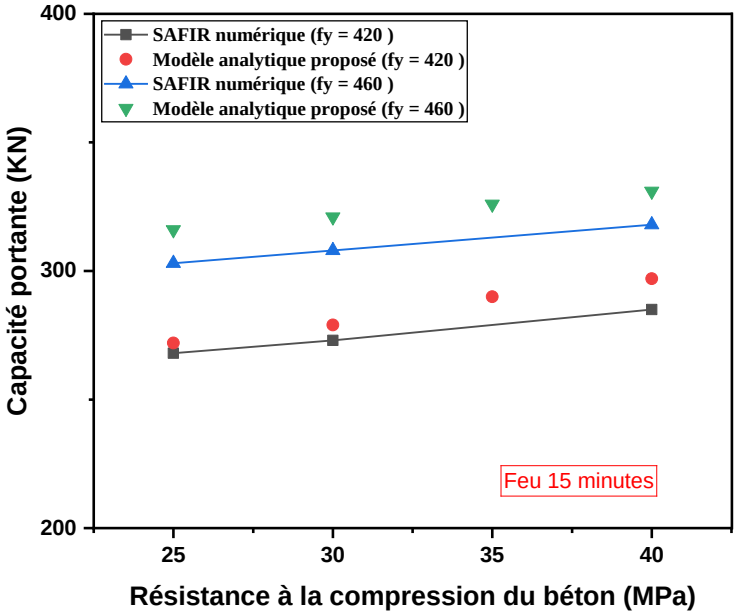
pour calculer la nouvelle capacité portante après renforcement (P_{str}) en kilonewtons (kN). Cette équation est exprimée en fonction des variables suivantes : capacité portante axiale résiduelle (Pres), *fy*, *fc* et A. Cette équation représente probablement la relation entre ces variables et permet de calculer la nouvelle capacité portante après renforcement en fonction des valeurs d'entrée données. Ce type d'analyse et de développement d'équations est courant en ingénierie des structures et en science des matériaux, car il vise à comprendre le comportement des structures dans diverses conditions et à optimiser leurs performances. Cette équation est présentée dans l'équation (4.6).

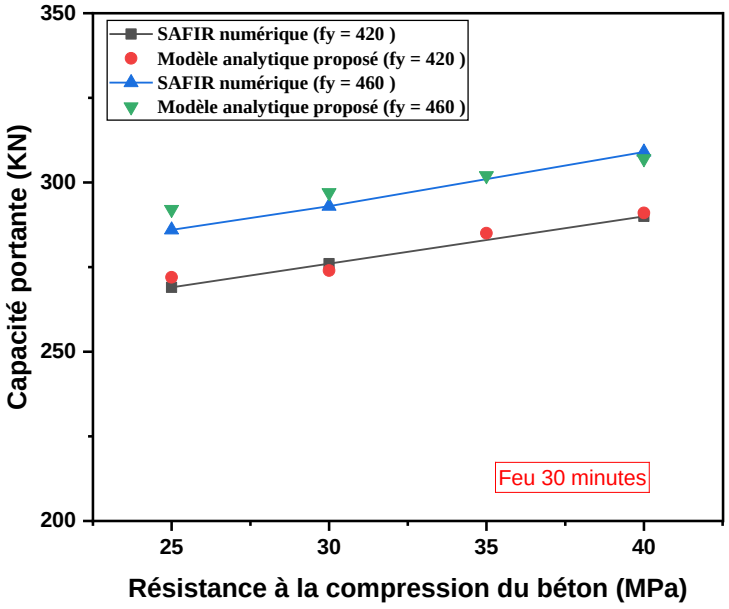
$$Pstr = (0.338471\, fy + fc)\, x\, \frac{A}{80} + Pres \qquad (4.6)$$

De plus, la figure (4–11) offre une représentation visuelle de la manière dont diverses techniques de réhabilitation des poutres après un incendie fonctionnent après une exposition au feu de 15, 30 et 60 minutes. Les résultats obtenus à partir de l'équation (4.6) s'alignent étroitement avec les résultats numériques produits par le logiciel SAFIR. Notamment, l'erreur maximale enregistrée entre les deux n'a pas dépassé 5 %, et la valeur de R^2 entre les deux ensembles de données a été calculée à 0,687, conformément à l'équation (4.7).

$$R_squared = 1 - (SSR/TSS) \qquad (4.7)$$

Où, calculez la somme totale des carrés (TSS) et la somme des carrés des résidus (SSR) en utilisant les données initiales et les valeurs ajustées.


SAFIR numérique (fy = 420)
Modèle analytique proposé (fy = 420)
SAFIR numérique (fy = 460)
Modèle analytique proposé (fy = 460)
Capacité portante (KN)
400
300
200
25
30
35
40
Résistance à la compression du béton (MPa)
Feu 15 minutes


SAFIR numérique (fy = 420)
Modèle analytique proposé (fy = 420)
SAFIR numérique (fy = 460)
Modèle analytique proposé (fy = 460)
Capacité portante (KN)
350
300
250
200
25
30
35
40
Résistance à la compression du béton (MPa)
Feu 30 minutes

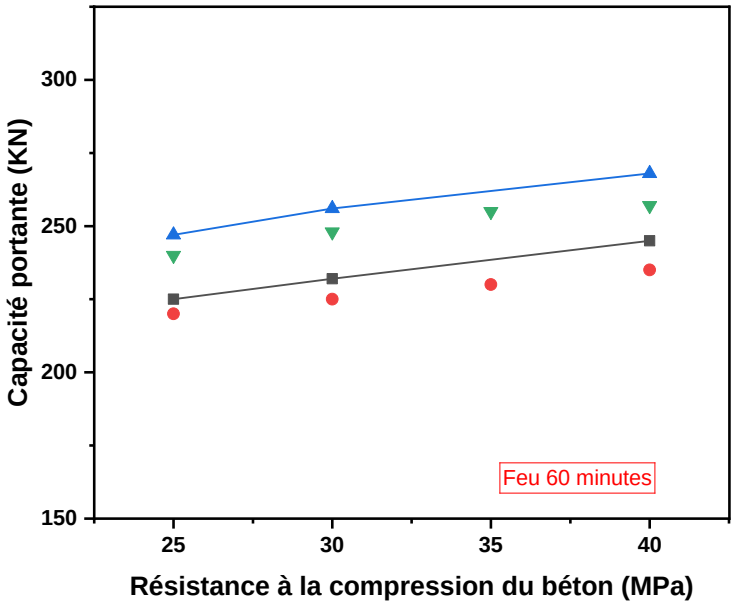


Figure (4–11) Efficacité des techniques de réhabilitation post-incendie après différents types d'incendies

4.7 Conclusions

Ce chapitre étudie les dommages subis par les éléments de poutre après un incendie, avec une attention particulière portée aux études en cours sur la réparation des poutres en béton après un incendie. Le logiciel SAFIR a été utilisé pour analyser le comportement des poutres après un incendie.

Cette étude souligne que la conception des restaurations après un incendie nécessite l'utilisation d'outils numériques équipés de modèles appropriés. Ces technologies permettront aux ingénieurs et aux chercheurs de restaurer efficacement les structures endommagées par le feu pour de futurs projets. À partir de ce qui précède, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

(1) Par rapport au modèle de référence, une poutre soumise à une charge calorifique de 15, 30, 60 et 90 minutes voit sa capacité de charge réduite d'environ 5 %, 22 %, 63 % et 85 %, respectivement.

(2) La capacité portante de la poutre a diminué après avoir été exposée à une température de 1000 °C pendant 15, 30, 60 et 90 minutes, et elle a également diminué à mesure que la longueur de la poutre augmentait.

(3) L'effet de la plaque BRP(V)-J sur les poutres après exposition à des températures élevées répare le revêtement vertical en acier, en particulier les poutres, et améliore les poutres en béton de 131,5 %, 119,6 % et 109,1 % après exposition au feu ISO pendant 15, 30 et 60 minutes, respectivement.

(4) Après une heure d'exposition à des températures extrêmes et à un incendie, la réparation de la poutre en béton armé devient inefficace.

(5) La méthode de réparation des gaines verticales en acier sur les poutres en béton (R-P-P(V)-C) peut être considérée comme une technique prometteuse pour l'entretien et la réhabilitation des poutres en béton parmi les méthodes de restauration proposées dans cette étude.

(6) Le modèle proposé prédit l'endurance des poutres après renforcement. Conformément aux résultats de l'analyse par éléments finis SAFIR, une équation simplifiée a été développée pour calculer la nouvelle capacité portante après renforcement de P_{str} en kilonewtons (KN). Cette équation est exprimée en fonction des variables suivantes : la capacité portante axiale résiduelle P_{res} (KN), la nuance d'acier fy (KN/cm^2), la section A (cm^2) et la résistance à la compression du béton fc (KN/cm^2).

4.8 References

[1] Aldhafairi, F., Hassan, A., Abd-EL-Hafez, L. M., & Abouelezz, A. E. Y. (2020, December). Different techniques of steel jacketing for retrofitting of different types of concrete beams after elevated temperature exposure. In Structures (Vol. 28, pp. 713-725). Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.09.017

[2] Huang, Z. (2010). Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire. Engineering Structures, 32(11), 3660-3669. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.010

[3] Abdel-Hafez, L. M., Abouelezz, A. E. Y., & Hassan, A. M. (2015). Behavior of RC columns retrofitted with CFRP exposed to fire under axial load. HBRC Journal, 11(1), 68-81. https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2014.02.002

[4] Hassan AM. Behavior of continuous flat slab exposed to fire. World Appl Sci J 2013;23(6):788–94.

[5] HASSAN, A. (2013). Shape and Size Effects on Concrete Properties under an Elevated Temperature. Civ Environ Res, 3(7), 27-46.

[6] EN 1994-1-2. Eurocode 4, design of composite steel and concrete structures, part 1.2: general rules — structural fire design. Commission of the European Communities. Brussels: 2005. https://doi.org/10.3403/30111111

[7] EN 1992-1-2. Eurocode 2, design of concrete structures, part 1.2: general rules— structural fire design. Commission of the European Communities. Brussels: 2004. https://doi.org/10.3403/03213853

[8] Huang, Z., Burgess, I. W., & Plank, R. J. (2004, May). 3D Modelling of Beam-columns with General Cross-sections in Fire. In Paper S6-5, Third International Workshop on Structures in Fire, Ottawa, Canada (pp. p323-334).

[9] Huang, Z., Burgess, I. W., & Plank, R. J. (2009). Three-Dimensional Analysis of Reinforced Concrete Beam-Column Structures in Fire. Journal of Structural Engineering, 135(10), 1201–1212. https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2009)135:10(1201)

[10] Qiu, J., Jiang, L., & Usmani, A. (2021). Post-fire Repair of Concrete Structural Members: A Review on Fire Conditions and Recovered Performance. International Journal of High-Rise Buildings, 10(4), 323-334. https://doi.org/10.21022/IJHRB.2021.10.4.323

[11] Kodur, V. K., & Agrawal, A. (2016). Critical factors governing the residual response of reinforced concrete beams exposed to fire. Fire Technology, 52, 967-993. https://doi.org/10.1007/s10694-015-0527-5

[12] Akca, A.H., and Özyurt, N. (2020). "Post-fire mechanical behavior and recovery of structural reinforced concrete beams." Constr. Build. Mater., 253, 119188. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119188

[13] Jiang, C.J., Yu, J.T., Li, L.Z., Wang, X., Wang, L., and Liao, J.H. (2018). "Experimental study on the residual shear capacity of fire-damaged reinforced concrete frame beams and cantilevers." Fire Saf. J., 100, 140-156. https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2018.08.004

[14] ISO. ISO 834-1:1999 Fire-resistance tests - Elements of building construction – Part 1: General requirements; 1999. p. 25. https://doi.org/10.3403/30375031u

[15] Agrawal, A., and Kodur, V. (2019). "Residual response of fire-damaged high-strength concrete beams." Fire Mater., 43(3), 310-322. https://doi.org/10.1002/fam.2702

[16] Thongchom, C., Lenwari, A., & Aboutaha, R. S. (2019). Effect of Sustained Service Loading on Post-Fire Flexural Response of Reinforced Concrete T-Beams. ACI Structural Journal, 116(3). https://doi.org/10.14359/51714477

[17] Yang, J., Yan, K., Doh, J. H., & Zhang, X. (2023). Experimental study on shear performance of ultra-high-performance concrete beams at elevated temperatures. Engineering Structures, 291, 116304. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116304

[18] Yan K, Yang J, Doh J, Zhang X. Factors governing the fire response of prestressed reactive powder concrete beams. Struct Concr 2020;22(2):607–22. https://doi.org/10.1002/suco.201900359

[19] Qin H, Yang J, Yan K, Doh JH, Wang K, Zhang X. Experimental research on the spalling behaviour of ultra-high performance concrete under fire conditions. Constr Build Mater 2021;303:124464. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124464

[20] Yan K, Qin H, Hu Y, Yang J, Doh J-H, Zhang X. Experimental and numerical studies on the fire resistance of prestressed reactive powder concrete beams. Structures 2022;45:1814–32. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.10.006

[21] Xu, Z., Guo, X., and Zhang, Y. (2005). "Experiment on using CFRP to Strengthen Full - cale Reinforced Concrete Beam after Fire." Fire Saf. Sci., 14(1), 35-40.

[22] Zhang, Y., and Xu, Z. (2009). "Experimental on strengthening fire-damaged reinforced concrete beam with carbon fiber reinforced polymer." J. Nat. Disasters, 18(1), 84-89.

[23] Irshidat, M. R., & Al-Saleh, M. H. (2017). Flexural strength recovery of heat-damaged RC beams using carbon nanotubes modified CFRP. Construction and Building Materials, 145, 474-482. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.047

[24] Jadooe, A., Al-Mahaidi, R., & Abdouka, K. (2017). Experimental and numerical study of strengthening of heat-damaged RC beams using NSM CFRP strips. Construction and Building Materials, 154, 899-913. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.202

[25] Jadooe, A., Al-Mahaidi, R., & Abdouka, K. (2018). Behaviour of heat-damaged partially-insulated RC beams using NSM systems. Construction and Building Materials, 180, 211-228. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.279

[26] Jiang, C. J., Lu, Z. D., & Li, L. Z. (2017). Shear performance of fire-damaged reinforced concrete beams repaired by a bolted side-plating technique. Journal of Structural Engineering, 143(5), 04017007. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.000172

[27] Lamine, B. A., Mohamed, A., & Rachid, R. (2023). Concrete reinforcement using composite fiberglass-based materials. The Journal of Engineering and Exact Sciences, 9(7), 16530-01e. https://doi.org/10.18540/jcecvl9iss7pp16530-01e

[28] Aldhafairi, F., Hassan, A., Abd-EL-Hafez, L. M., & Abouelezz, A. E. Y. (2020, December). Different techniques of steel jacketing for retrofitting of different types of concrete beams after elevated temperature exposure. In Structures (Vol. 28, pp. 713-725). Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.09.017

[29] A. R. Belakhdar, M. S. Dimia, M. Baghdadi, "A Numerical Investigation into the Effectiveness of Composite Jacket Strengthening (CJS) on Fire-Damaged Concrete Beams," in Annales de Chimie Science des Matériaux, 2024. https://doi.org/10.18280/acsm.470407

[30] Franssen J-M, Gernay T. Modeling structures in fire with SAFIR®: theoretical background and capabilities. J Struct Fire Eng 2017;8:300–23. https://doi.org/10.1108/JSFE-07-2016-0010

[31] Chaallal, O., Lachemi, M., & Chaallal, O. (2011). Reinforced Concrete Structures : Design according to CSA A23.3-04. https://doi.org/10.1353/book15529

[32] Dwaikat, M. B., & Kodur, V. K. R. (2009). Response of restrained concrete beams under design fire exposure. Journal of structural engineering, 135(11), 1408-1417. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000058

Chapitre 5 : Étude du comportement et de la réparation de voiles par chemises en Béton auto plaçant à haute résistance

Le réalisé dans ce chapitre vise à analyser la réparation des murs en béton à l'aide de chemisages en béton auto-plaçant à haute résistance après leur exposition à différentes températures élevées.

Dans un premier temps, l'objectif est d'évaluer la résistance des voiles en béton aux charges verticales après leur exposition à ces températures pendant 30 ou 90 minutes. Ensuite, du béton auto-plaçant à haute résistance de 41, 51 et 58 MPa a été utilisé pour traiter les murs endommagés. Les résultats obtenus ont ensuite été appliqués à l'analyse numérique structurelle pour prédire l'efficacité du renforcement des murs par l'utilisation de chemisages en béton auto-plaçant. Les paramètres pris en compte dans cette étude comprennent la hauteur effective, l'épaisseur du mur, différentes conditions d'appui, la résistance résiduelle du béton et la résistance du béton auto-plaçant utilisé dans la réparation.

Les résultats montrent que, même à des températures aussi élevées que 400°C, les dommages causés par le feu ont peu d'effet sur la capacité portante verticale et la rigidité des murs renforcés. Enfin, ces résultats indiquent que la méthode de restauration utilisée a permis de restaurer la capacité des murs exposés au feu pendant une heure et demie jusqu'à 129 %.

.

5 Étude du comportement et de la réparation de voiles avec chemisage en Béton auto plaçant

5.1 Introduction

La sécurité incendie est une préoccupation majeure dans la construction, impliquant l'utilisation de matériaux résistants au feu, le respect des codes du bâtiment et la mise en place de systèmes d'extinction. Prioriser la sécurité incendie est essentiel pour protéger les travailleurs et les structures. Cela implique l'examen de mesures de sécurité pendant la construction afin de prévenir les risques d'incendie et souligne le rôle crucial des architectes dans ce processus. Les risques d'incendie sur les chantiers de construction sont accrus par l'utilisation de matériaux combustibles et de systèmes de prévention des incendies incomplets. En conclusion, ces articles soulignent l'importance de prioriser la sécurité incendie dans le secteur de la construction pour protéger les travailleurs et les structures [1 - 4]. Les voiles en béton armé sont essentiels dans la construction, notamment dans les immeubles de grande hauteur et résidentiels. Ces voiles remplissent deux fonctions : supporter des charges verticales et horizontales tout en assurant une isolation thermique grâce à leur faible conductivité thermique et à leur incombustibilité. Des études numériques évaluent le comportement des voiles en béton armé après exposition au feu, en se concentrant notamment sur l'analyse des performances mécaniques des voiles altérées par la chaleur. La modélisation par éléments finis est largement employée pour simuler l'exposition de ces voiles à des températures élevées.

Les résultats suggèrent que l'approche numérique est fiable pour reproduire le comportement résiduel des voiles après une exposition au feu [10, 11]. En outre, ces recherches explorent le lien entre les indices de résistance au feu et la perte de propriétés mécaniques post-exposition, en mettant particulièrement l'accent sur l'épaisseur des parois en tant que facteur clé. Ces études fournissent des informations précieuses sur les propriétés mécaniques résiduelles des voiles après un incendie, facilitant ainsi l'évaluation de leur comportement post-incendie. De nombreuses études se sont également penchées sur le comportement des éléments renforcés dans les bâtiments après un incendie. Dans un premier temps, [12] a réalisé une étude portant sur des voiles en béton de résistance normale exposés à des incendies d'hydrocarbures. [13] Dimia et al, ont utilisé une analyse prédictive pour

évaluer le risque des voiles porteurs en béton lorsqu'ils sont soumis à différents incendies. Par ailleurs, [14] ont mené une expérience étudiant les effets conjoints du feu et du séisme sur des voiles de contreventement. Cette étude a examiné les performances et les réponses des voiles porteurs en béton armé dans des conditions d'incendie [15].

[16] Présentent une étude examinant l'impact du feu sur les voiles de contreventement en béton armé des bâtiments. Morita et al, se sont concentrées sur le comportement structurel des voiles en béton armé (BA). Les résultats de [17, 18] ont montré que la capacité de ces voiles à résister au feu est diminuée en cas de rupture globale sévère.

5.2 Évaluation numérique des capacités des voiles soumis à aux feux

Le premier objectif de cette section est de réaliser des analyses numériques de voiles en béton armé exposés au feu afin d'évaluer leur résistance résiduelle. Les éléments en béton armé ont été choisis car leur capacité portante et leur rigidité peuvent continuer à diminuer après que la température des gaz ait atteint son maximum. Pour les voiles en béton armé, le comportement lors d'un incendie est contrôlé par une combinaison de la réponse du béton et de celle des barres d'armature, selon Li et Purkiss [48]. Dans un deuxième temps, des analyses numériques de voiles soutenus par une chemise en béton auto-compactant à haute résistance après l'étape de refroidissement sont réalisées. Ce travail a été effectué à l'aide du programme SAFIR, développé par Gernay et Franssen [49] à l'Université de Liège.

5.2.1 Analyse thermique

Dans la présente analyse, les mêmes courbes temps-température utilisées dans l'étude expérimentale seront utilisées comme charge thermique Baghdadi et al (2021) [23]. Ces courbes temps-température sont représentées sur la Figure (5–1). Pour faciliter la discussion des résultats, les termes suivants seront utilisés :

Phase 1 : cette phase représente la phase de chauffe du feu, durant laquelle la température du gaz monte de 20 °C jusqu'à sa valeur maximale. La durée de la phase 1 est appelée T_{peak}.

Phase 2 : signifie la phase de stabilisation, cette phase a des durées variables de 30 et 90 minutes pour tous les scénarios d'incendie. Il est noté T20.

Phase 3 : correspondant à la phase de refroidissement du feu, cette phase consiste à réduire la température des gaz de la valeur maximale à 20 °C. La conclusion de la phase 3 se produit à un moment marqué T_{20}.

Phase 4 : cette phase se produit après l'incendie, lorsque la température des gaz revient à 20 °C.

Ces phases fournissent un cadre structuré pour catégoriser et discuter des différentes facettes de l'exposition au feu et de ses conséquences sur les éléments en béton. Notamment, ces courbes de température sont appliquées aux voiles BA d'un côté, tandis que l'autre côté maintient les conditions de température ambiante.

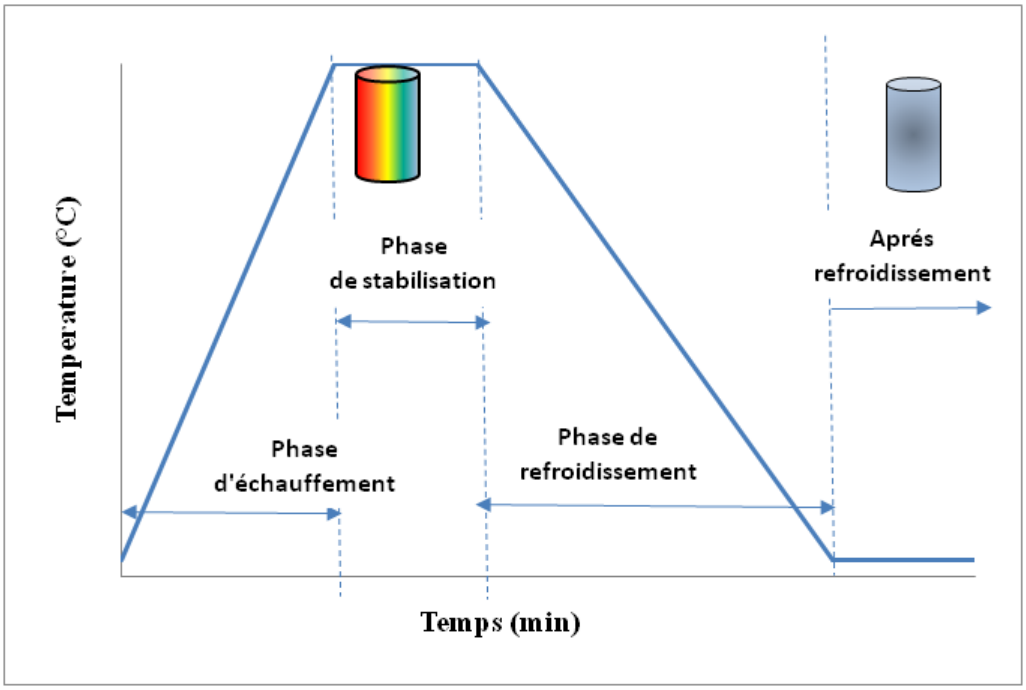
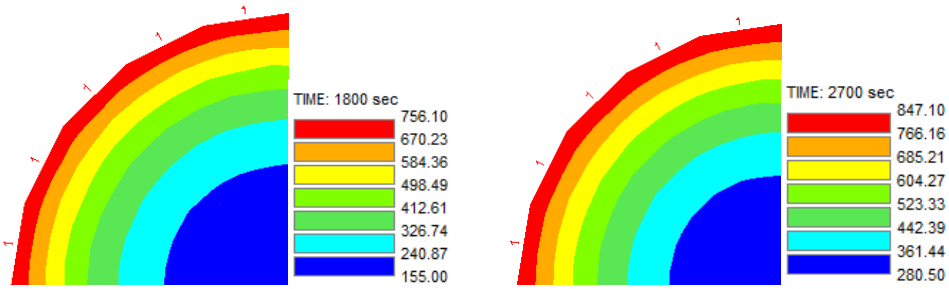


Figure (5–2) Schéma du cycle thermique chauffage-refroidissement [23].

La Figure (5–2) illustre les variations de température observées dans un cylindre de béton à différents intervalles de temps. Le graphique fournit une représentation visuelle de la manière dont la

température du cylindre de béton fluctue au fil du temps, offrant ainsi un aperçu de ses caractéristiques thermiques et de son comportement. Comprendre ces variations de température est crucial dans des domaines tels que la construction, où il est essentiel de surveiller et de contrôler le processus de durcissement afin de garantir l'intégrité structurelle du produit final.



30 min 90 min

Figure (5–3) : Variations de la température du cylindre de béton normal sur différentes périodes. [23].

5.2.2 Analyse structurelle

La section analysée a été choisie selon les normes généralement utilisées dans la construction en Algérie. Le voile de base a une épaisseur de 15,20 et 25 cm, et deux nappes de 9 barres par mètre de (Ø 12) sont disposés symétriquement avec un enrobage en béton de 25 mm. L'un des objectifs de l'étude est de donner un aperçu des paramètres et des conditions qui peuvent influencer la capacité portante résiduelle du mur en phase de refroidissement ou après refroidissement. Les paramètres qui ont été pris en compte étaient :

1- Durée du feu (c'est-à-dire exposition d'un côté) ;

2- Influence de la hauteur effective du mur ;

3- Influence de l'épaisseur du mur ;

4- Influence des diverses conditions de soutien ;

5- Mise en place de chemisage en BA avec différentes résistances à la compression en béton autocompactant à haute résistance (41,8 MPa, 51 MPa et 58 MPa) pour fixer les voiles BA incendiés Dans cette section, l'analyse se concentre sur un mur, mesurant généralement 3,00 mètres de hauteur et 20 centimètres d'épaisseur.

5.2.3 Présentation des résultats et discussions

5.2.3.1 Évolution de la température

La Figure (5–3) concentre sur la distribution prévue des températures maximales dans les sections d'un mur soumises à des durées d'exposition au feu allant de 30 à 90 minutes. Ces informations revêtent une importance capitale dans les domaines de la sécurité incendie et de l'ingénierie. Comprendre la variation des températures au sein d'une structure lors d'un incendie est un aspect fondamental pour concevoir et construire des bâtiments exposés au feu et assurer la sécurité des occupants. Comprendre la variation des températures au sein d'une structure lors d'un incendie est un aspect fondamental pour concevoir et construire des bâtiments exposés au feu et assurer la sécurité des occupants. La Figure (5–4) illustre probablement comment les températures varient dans différentes sections d'un mur à mesure que la durée d'exposition au feu augmente, offrant ainsi un aperçu de la résistance au feu des matériaux de construction et de leur conception. Les professionnels de la sécurité incendient et de l'ingénierie utilisent ces données pour prendre des décisions éclairées concernant les matériaux de construction, les systèmes de protection incendient et les procédures d'évacuation, dans le but ultime d'améliorer la sécurité incendie et de minimiser les risques associés aux incendies dans les bâtiments.

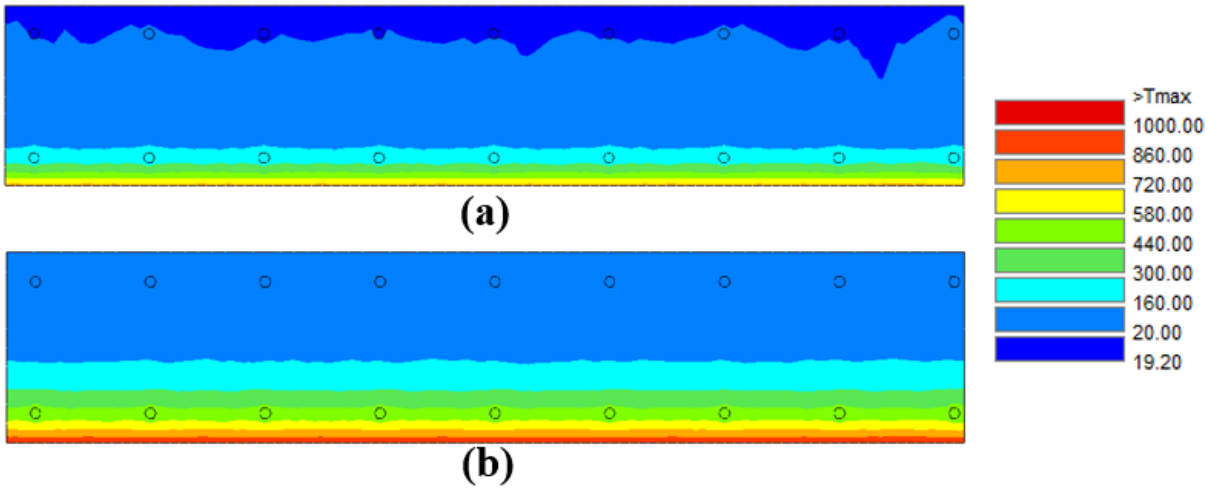


Figure (5–4) Répartition des températures maximales atteintes dans les sections des voiles pendant les feux de 30 et 90 minutes.

5.2.3.2 Influence de la hauteur du voil

La hauteur d'un mur en béton lors d'un incendie a un impact significatif sur son comportement, sa sécurité et ses caractéristiques structurelles. Des facteurs tels que les matériaux utilisés, l'intensité de l'incendie et le scénario envisagé influencent cet impact. Concevoir des bâtiments en tenant compte de ces paramètres et en respectant les normes de sécurité incendie est essentiel. Le Tableaux (5-1) présente un examen détaillé de l'influence de la hauteur d'un mur, en particulier pour une épaisseur de 20 cm, sur sa capacité portante sous différentes durées d'exposition au feu (tpic = 30 min, tpic = 60 min, tpic = 90 min) ainsi que dans des conditions normales ($N_{20\,°C}$). La capacité portante dans des conditions normales diminue avec l'augmentation de la hauteur du mur. Ainsi, le mur de 3 m possède la capacité de charge la plus élevée, à 4 875 kN, suivi du mur de 4 m à 3 954 kN, et enfin du mur de 5 m à 2 922 kN. Pour une exposition de 30 minutes au feu, la capacité portante est considérablement réduite pour toutes les hauteurs de mur. Le mur de 3 m passe à 3 022 kN, celui de 4 m à 1 378 kN, et celui de 5 m à 898 kN. Après 90 minutes d'exposition au feu, la capacité portante diminue encore davantage : le mur de 3 m atteint 1 934 kN, le mur de 4 m 693 kN, et le mur de 5 m seulement 250 kN.

Ces données montrent clairement que les murs plus hauts subissent une réduction plus significative de leur capacité portante en cas d'incendie. Ces informations sont essentielles pour comprendre la vulnérabilité des murs de différentes hauteurs face au feu et pour guider les stratégies de conception visant à améliorer la sécurité et la résilience des structures en cas d'incendie.

Tableaux (5-1) Influence de la hauteur du mur (20 cm) pour différentes durées d'exposition au feu.

Hauteur (m)	**N_{20}°C (kN)**	**t_{peak}=30min**	**t_{peak}=60min**	**t_{peak}=90min**
		$N_{collapse}$		
3	4875	3022	2422	1934
4	3954	1378	1125	693
5	2922	898	431	250

5.2.3.3 Influence de l'épaisseur du voile

Le Tableaux (5-2**)** explique l'impact de l'épaisseur des parois sur la capacité portante d'un voile d'une hauteur constante de 3 m, sous différentes durées d'incendie (t_peak = 30 min, t_peak = 60 min, t_peak = 90 min) et dans des conditions normales (N20°C). Dans des conditions normales, la capacité portante augmente avec l'épaisseur : 3 054 kN pour un mur de 15 cm, 4 875 kN pour un mur de 20 cm et 8 506 kN pour un mur de 25 cm. Cependant, à mesure que la durée d'exposition au feu s'allonge, on observe une réduction notable de la capacité portante pour toutes les épaisseurs.

Par exemple, après 90 minutes de feu, la paroi de 15 cm atteint 930 kN, la paroi de 20 cm est à 1934 kN et la paroi de 25 cm diminue jusqu'à 4403 kN (voir Figure (5–5)). Ces données soulignent l'importance de prendre en compte l'épaisseur des parois dans la conception résistante au feu, des voiles plus épais démontrent une plus grande résistance en cas d'incendie.

Tableaux (5-2) Influence de l'épaisseur du mur 3 m, pour différentes durées de feu.

Épaisseur du mur (cm)	$N_{20°C}$ (kN)	t_{peak}=30min	t_{peak}=60min	t_{peak}=90min
15	3054	1940	1224	930
20	4875	3022	2422	1934
25	8506	5959	5049	4403

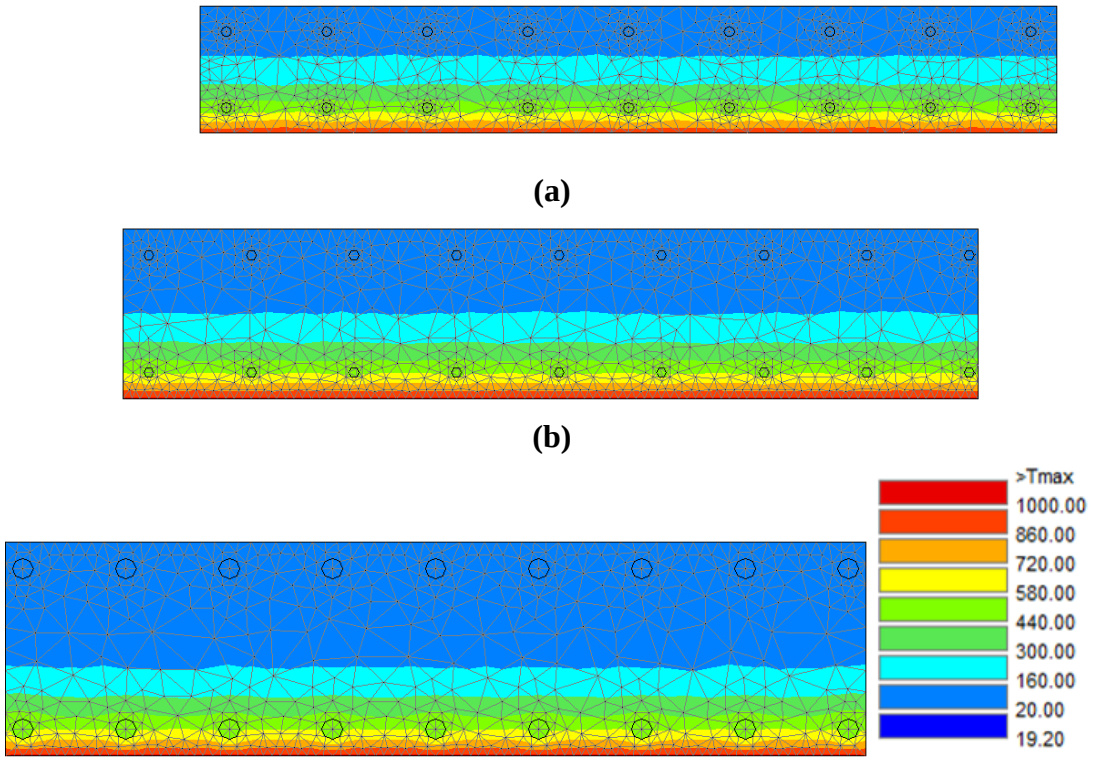


Figure (5–5) Étude du transfert de chaleur au cours du temps pour une section de mur d'épaisseurs différentes

: (a) 15 cm, (b) 20 cm, (c) 25 cm, après 90 minutes d'exposition au feu sur un seul côté.

5.2.3.4 Effet de la durée du feu

Le Tableaux (5-2) présente l'influence des différentes durées d'exposition au feu sur la capacité portante et la déformation axiale d'un mur de 3 m de hauteur. Le mur de référence possède une capacité portante de 4875 kN et une déformation axiale de 10,15 mm. À mesure que la durée d'exposition au feu augmente, soit 30, 60 et 90 minutes, la capacité portante diminue progressivement, avec des réductions respectives de 38,01 %, 50,32 % et 60,33 %. Parallèlement, la déformation axiale sous charge ultime augmente, ce qui reflète une dégradation structurelle et un affaiblissement causé par l'exposition au feu. Les données démontrent qu'à mesure que la durée du feu augmente, la capacité de charge du mur diminue considérablement, avec une augmentation correspondante de la déformation axiale à la charge ultime.

Tableaux (5-3) Influence d'une hauteur de 3 m du mur sur différentes durées d'exposition au feu.

Durée du feu (min)	Capacité de chargement P_u (KN)	Déplacement vertical Δu (mm) à la charge ultime	Réduction de la capacité de charge due au feu (%)
Voiles de référence	4875	10.15	-
30	3022	32.86	38.01
60	2422	42.24	50.32
90	1934	52.52	60.33

La Figure (5–6) illustre la diminution de la capacité portante d'un mur de 3 mètres de hauteur et de 20 centimètres d'épaisseur au fil du temps. Ce phénomène est décrit par une fonction non linéaire exprimée dans l'équation (5.2). La fonction modélisant cette variation est obtenue en calculant la réduction de la capacité portante, comme indiqué par [Hadeer et Belakhdar] [31], [50] :

Réduction de la capacité de charge P_U (%)

$$= \frac{\text{Capacité de charge } P_U(T = 20°C) - \text{Capacité de charge } P_U(T\ °C)}{\text{Capacité de charge } P_U(T = 20°C)} X100 \qquad (5.2)$$

Où, P (%) Réduction de la capacité de charge, P_U (T=20 °C) Capacité de charge en T=20 °C et PU (T °C) en KN Capacité de charge à différentes températures en KN.

$$P\ (\%)\ =\ -0.0013t^2 + 0.5523t\ +\ 21.588 \qquad (5.3)$$

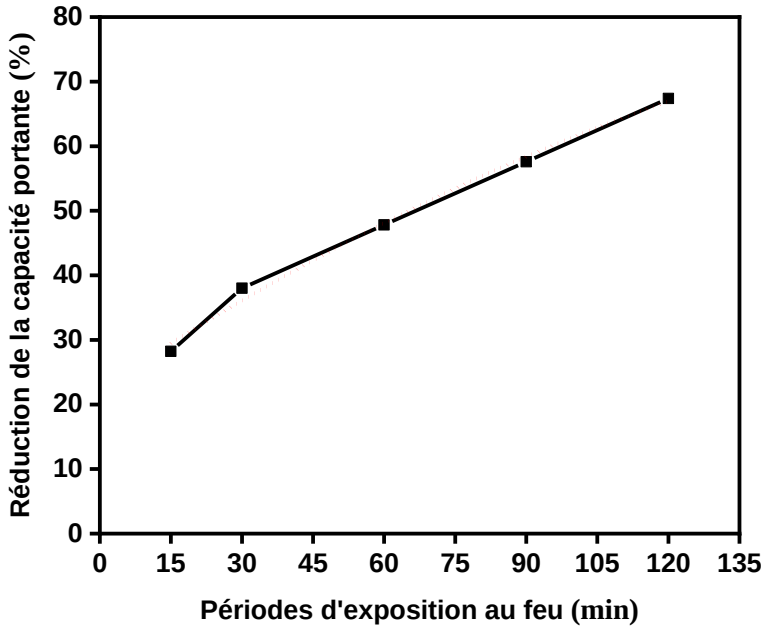


Figure (5–6) Réduction de la capacité portante du mur due à son exposition à différentes périodes d'incendie.

5.2.3.5 Effets des diverses conditions d'appui

Deux cas de supports d'appui sont présentés. Dans le premier cas, le mur est simplement appuyé à ses deux extrémités. Dans le second cas, le mur est encastré à sa base et simplement appuyé en haut. Ces deux configurations représentent des conditions de support structurel différentes. Le type de support d'un mur, qu'il soit simplement appuyé à ses extrémités ou encastré en bas et appuyé en haut, influence de manière significative sa capacité portante relative. Le Tableaux (5-4) fournit des données illustrant l'évolution de la capacité portante d'un mur de 20 cm d'épaisseur après différentes durées d'exposition au feu. Il indique des durées d'exposition allant de 30 à 90 minutes, avec les températures maximales correspondantes (T max) pour chaque intervalle. Comme prévu, une exposition prolongée

au feu entraîne des températures plus élevées. Pour un mur de 20 cm d'épaisseur, dans des conditions normales (20 °C), le mur simplement soutenu a une capacité de charge de 4875 kN, tandis que la poutre de référence, à support fixe, présente une capacité de charge plus élevée, de 5701 kN. À mesure que l'exposition au feu progresse, la capacité de charge du voile de référence encastré diminue. Par exemple, après 120 minutes d'exposition au feu, la capacité de charge du mur simplement soutenu chute à 1460 kN, tandis que celle du voile de référence encastré diminue à 1681 kN. Notamment, le voile de référence encastré conserve une capacité de charge plus élevée que le mur simplement soutenu tout au long de l'exposition au feu, ce qui est cohérent avec le comportement attendu des conditions de support fixe, qui offrent une plus grande stabilité structurelle. Cette influence est particulièrement visible à température normale. Cependant, à des températures élevées, par exemple jusqu'à 1000 °C, l'impact sur la capacité portante devient plus modéré. Cela suggère que le choix des conditions de support a un impact plus prononcé sur le comportement du mur dans des conditions normales, mais que cet effet diminue à mesure que la température augmente, probablement en raison de l'impact significatif des températures élevées sur les propriétés des matériaux et le comportement structurel.

Tableaux (5-4) Évolution de la capacité portante en fonction des différentes conditions de support pour une épaisseur de paroi de 20 cm, après différentes durées d'exposition au feu.

Durée du feu (min)	T_{max} (°C)	Capacité de charge (kN) mur simply supported	Capacité de charge (kN) mur fixe-supporté
Reference voile	20	4875	5701
	841	3022	3715
	944	2422	2978
	1006	1934	2167

5.2.3.6 Évolution du déplacement vertical pour différentes périodes d'incendie

Le Tableau 5.3 présente des données indiquant le déplacement vertical (Δ_u) dû à la charge ultime pour un mur de référence et le même mur après exposition à différentes durées d'incendie.

Pour le mur de référence, non exposé au feu, le déplacement vertical initial sous charge ultime est de 10,15 mm. Cependant, à mesure que la durée d'exposition au feu augmente de 30 à 90 minutes, le déplacement vertical à la charge ultime connaît une augmentation remarquable. L'exposition au feu de 120 minutes, la durée la plus longue de l'ensemble des données, entraîne un déplacement important de 64,42 mm, ce qui signifie une déformation sévère et une réduction significative de la capacité portante du mur.

5.3 Renforcement et réparation des voiles en béton à haute résistance après exposition au feu

Le renforcement et la réparation des voiles en béton haute résistance suite à une exposition au feu sont des processus cruciaux dans la réhabilitation structurelle en génie civil. Il est essentiel de prendre en compte à la fois l'intégrité structurelle et la résistance au feu des voiles lorsque les effets négatifs du feu les ont compromis. Le béton haute résistance, avec sa fluidité avancée et ses propriétés de résistance améliorées, s'avère être un matériau précieux dans ce contexte. Le Tableaux (5-5) présente des données sur l'efficacité de la réparation des voiles avec un chemisage en béton de différentes résistances à la compression (41 MPa, 51 MPa et 58 MPa) après exposition au feu pendant différentes durées, voir la Figure (5–7).

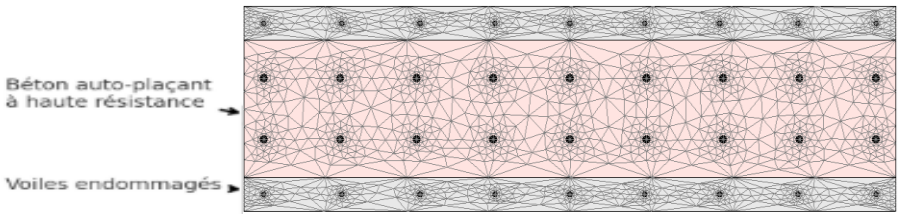


Figure (5–7) Mur en béton armé réparé avec la technique de chemisage

La capacité portante initiale (Pu) du voile de référence (voile Ref) dans des conditions normales est de 4 875 kN. À mesure que la durée du feu augmente, la capacité portante diminue, entraînant une réduction de la capacité portante due au feu en pourcentage.

Les voiles suivants indiquent le taux d'efficacité de la réparation des murs à l'aide de chemisages en béton haute résistance, présentant différentes résistances à la compression. Ce taux d'efficacité est calculé en divisant la capacité portante du mur réparé (RW SC-J) par la capacité portante du voile de référence (voile Ref).

L'exposition au feu entraîne une réduction significative de la capacité portante (Pu) du voile de référence, avec des réductions plus importantes correspondant à des durées d'incendie plus longues. Après l'exposition au feu, les gaines en béton haute résistance, avec des résistances à la compression de 41 MPa, 51 MPa et 58 MPa, sont appliquées pour réparer le mur. Le taux d'efficacité de la réparation des voiles indique dans quelle mesure les chemisages en béton rétablissent la capacité portante, variant de 99,9 % à 144,5 % selon la résistance à la compression.

En général, des résistances à la compression plus élevées dans les chemisages en béton se traduisent par des taux d'efficacité plus élevés. plus élevés Figure (5–8), suggérant ainsi que des chemisages plus solides sont plus efficaces pour restaurer la capacité de charge. Ces données fournissent des informations précieuses dans le domaine du génie civil, en particulier dans le contexte du renforcement structurel résistant au feu. L'efficacité de la fortification peut être calculée à l'aide de la formule (5.4) :

$$P_{str}(\%) = \frac{P_{str} - P_U(T = 20°C)}{P_U(T = 20°C)} \times 100 \qquad (5.4)$$

Où, P_{str} (%) représente l'efficacité de la réparation, P_{str} Renforcement désigne la charge d'effondrement suite à la réparation, et P_U (T=20°C) indique la capacité de charge à une température de 20°C.

Tableaux (5-5) Efficacité de la réparation des voiles à l'aide du chemisage en béton auto-compactant, avec des résistances à la compression (*fc*') variables

Durée du feu (min)	**Capacité de charge P_u(KN) EF**	**Réduction de la capacité de charge due à un incendie (%)**	**Taux d'efficacité de la réparation des voiles (%)**		
			RW (SCC1-J) 41 MPA	**RW (SCC2-J) 51 MPA**	**RW (SCC3-J) 58 MPA**
voil de reference	4875	-	-	-	-
30	3022	38.01	107.5	122.6	137.5
60	2422	50.32	101.9	117.1	131.9
90	1934	60.33	99.9	115.1	129.8

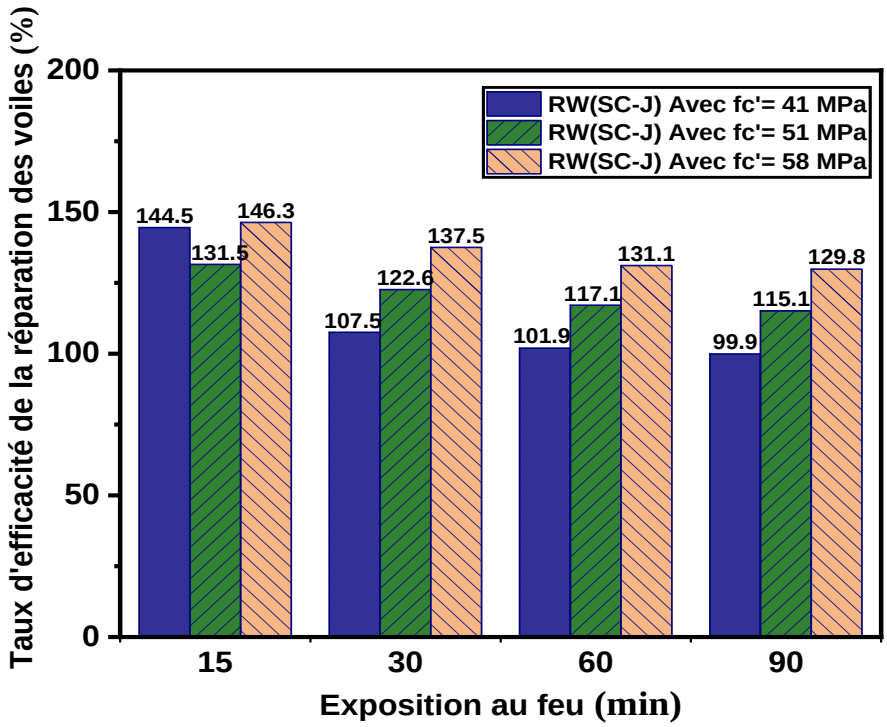


Figure (5–8) Efficacité des techniques de réhabilitation après différentes durées.

5.4 Conclusions

1) Comparativement au modèle de référence, un mur exposé à un feu de 30, 60 et 90 minutes a montré une réduction de la capacité de charge de 38,01 %, 50,32 % et 60,33 %, respectivement.

2) Les données montrent que l'épaisseur du mur influence sa capacité de charge, la rendant plus élevée et plus résistante aux réductions liées au feu. Cela souligne l'importance de l'épaisseur des parois dans la conception des structures résistantes au feu, où des voiles plus épais offrent une plus grande capacité portante en cas d'incendie. Les conditions de support ont un impact significatif sur le comportement des voiles dans des conditions normales, mais cette influence diminue avec l'augmentation de la température en raison des propriétés des matériaux et du comportement structurel.

3) Après une heure et demie d'exposition à des températures extrêmes et à un incendie, il a été observé que la réparation des voiles en béton armé devient inefficace, entraînant une diminution significative de la résistance structurelle et d'autres paramètres pertinents.

4) La méthode de réparation des voiles à l'aide de chemisages en béton à haute résistance peut être considérée comme une solution prometteuse pour l'entretien et la réhabilitation des murs en béton, selon la technique proposée dans cette étude. Elle a permis de restaurer jusqu'à 129,8 % de la capacité des voiles exposés à un incendie de 90 minutes, ce qui indique une intervention réussie qui a non seulement permis de récupérer, mais aussi de dépasser la capacité initiale des voiles.

Bien que les conclusions du texte soient fondées sur les résultats présentés, le besoin d'expériences supplémentaires est souligné pour une compréhension approfondie du comportement des structures en béton armé après exposition au feu. L'objectif est de renforcer ces structures à l'avenir afin d'assurer leur résistance à diverses forces. Cette reconnaissance de la nécessité d'expériences supplémentaires témoigne d'un engagement envers une amélioration continue et de l'intention de faire progresser la compréhension de la réaction des structures en béton au feu.

5.5 References

[1] Sivakumar, C.T., Malathy, R., & Sivaprakash, P. (2018). A Study on Fire Safety on Residential and Commercial Construction Sites. Archives of Civil Engineering, 64, 161 - 174. https://doi.org/10.2478/ace-2018-0022

[2] Suresh, N. (2017). Fire Safety Management in Construction. International journal of business, 8, 80-83.

[3] Obi, A.N. (2015). Fire Protection: Architect's Role during Construction of Buildings. Civil and environmental research, 7, 31-33.

[4] Başdemir, H. (2019). A Literature Review of Fire Safety in Construction Sites.

[5] Lee J, Han S, Kim J (2014) Seismic performance evaluation of apartment buildings with central core. Int J High-Rise Build 3:9–19. https://doi.org/10.21022/IJHRB.2014.3.1.009

[6] Kumar P, Kodur VKR (2017) Modeling the behavior of load bearing concrete walls under fire exposure. Constr Build Mater 154:993–1003. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.010

[7] Hayhoe WC, Youssef MA (2013) Structural behavior of concrete walls during or after exposure to fire: a review. G E N 182:1 https://doi.org/10.13140/2.1.4294.9126

[8] Ni S, Birely AC (2018) Post-fire seismic behavior of reinforced concrete structural walls. Eng Struct 168:163–178. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.018

[9] Guerrieri M, Fragomeni S (2010) Spalling of normal strength concrete walls in fire. In: 6th international conference on structures in fire, pp 301–311

[10] Russo, S., & Sciarretta, F. (2014). Numerical Investigation on the Residual Behaviour of Masonry Walls Damaged by Fire Exposure. Key Engineering Materials, 624, 230 - 237. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.624.230

[11] Russo, S., & Sciarretta, F. (2015). Residual Mechanical Parameters of Masonry Exposed to Fire: A New Numerical Approach. Advanced Materials Research, 1119, 700 - 705. https://doi.org/10.4028/WWW.SCIENTIFIC.NET/AMR.1119.700

[12] Ngo, T.D., Fragomeni, S., Mendis, P. and Ta, B. (2013), "Testing of normal- and high-strength concrete walls subjected to both standard and hydrocarbon fires", ACI Struct. J., 110(3), 503- 510. https://doi.org/10.14359/51685607 .

[13] Dimia, M.S. and Fellah, F. (2012), "Predicting collapse of concrete loadbearing walls exposed to parametric fires", Proceedings of the 10th International Congress on Advances in Civil Engineering, Ankara, Turkey, October.

[14] Deshpande, A.A. and Andrew, S.W. (2018), "An experimental study of the response of squat reinforced concrete shear walls subjected to combined thermal and seismic loading", Technical Report, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, The State University of New York, NY, USA

[15] Mueller, K.A. and Kurama, Y.C. (2017), "Out-of-plane behavior of reinforced concret bearing walls after one-sided fire", ACI Struct. J., 114(1), 149-160. https://doi.org/10.14359/51689445

[16] Mistri, A., Davis, P.R. and Sarkar, P. (2016), "Condition assessment of fire affected reinforced concrete shear wall building-A case study", Adv. Concrete Constr., 4(2), 89-105. https://doi.org/10.12989/acc.2016.4.2.089

[17] Morita T, Beppu M, Suzuki M (2017) An experimental study on the temperature and structural behavior of a concrete wall exposed to fire after a high-velocity impact by a hard projectile. Fire Saf J 91:506–516. https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2017.03.023

[18] Morita, T., Beppu, M., & Suzuki, M. (2016). A study on structural fire behavior of reinforced concrete wall with short fiber reinforcement after low velocity impact. Journal of Structural and Construction Engineering (transactions of Aij), 81, 1585-1595. https://doi.org/10.3130/aijs.81.1585

[19] Ryu, E., Kim, H.S., & Shin, Y. (2020). Experimental Study on the Cyclic Performance of Reinforced Concrete Shear Walls Exposed to Fire. International Journal of Concrete Structures and Materials, 14, 1-18. DOI: 10.1186/s40069-020-00443-8

[20] Mueller, K.A., & Kurama, Y.C. (2015). Structural Failure of Reinforced Concrete Bearing Walls under Fire: A Full-Scale Experimental Investigation.

[21] Król, P.A. (2015). Evaluation of the fire separating wall after the fire, Technical assessment of the loadbearing masonry wall exposed to high temperatures. Applications of Structural Fire Engineering.

[22] William Hayhoe Maged A. Youssef Maged A. Youssef (2016). Structural Behaviour of Concrete Walls during or after Exposure to Fire : A Review.

[23] Baghdadi, M., Dimia, M.S., Guenfoud, M., & Bouchair, A. (2021). An experimental and numerical analysis of concrete walls exposed to fire. Structural Engineering and Mechanics, 77, 819. DOI:10.12989/SEM.2021.77.6.819

[24] Leal, D.F., Dupim, R.H., Munaiar Neto, J., & Corrêa, M.R. (2021). Experimental investigation on structural concrete masonry in fire: emphasis on the thermal behavior and residual strength. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000400008

[25] Kang, J.Y., Yoon, H.A., Ryu, E., & Shin, Y. (2019). Analytical studies for the effect of thickness and axial load on load bearing capacity of fire damaged concrete walls with different sizes. Journal of Structural Integrity and Maintenance, 4, 58 - 64. https://doi.org/10.1080/24705314.2019.1603189

[26] Chun, Y., Ryu, E., Lee, Y., Kim, H., & Shin, Y. (2022). Experimental and analytical studies for the size effect on the axial strength of high-strength concrete walls with various fire-damaged areas. International Journal of Concrete Structures and Materials, 16(1), 32. DOI: 10.1186/s40069-022-00519-7

[27] Deshpande, A.A. and Andrew, S.W. (2018), "An experimental study of the response of squat reinforced concrete shear walls subjected to combined thermal and seismic loading", technical Report, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, The State University of New York, NY, USA

[28] Mueller, K.A. and Kurama, Y.C. (2017), "Out-of-plane behavior of reinforced concrete bearing walls after one-sided fire", ACI Struct. J., 114(1), 149-160. https://doi.org/10.14359/51689445.

[29] Mistri, A., Davis, P.R. and Sarkar, P. (2016), "Condition assessment of fire affected reinforced concrete shear wall building-A case study", Adv. Concrete Constr., 4(2), 89-105. https://doi.org/10.12989/acc.2016.4.2.089.

[30] Awad, Y.A.E.S.K. (2018), "Effect of extinguishing method on the behaviour of RC columns subjected to fire", Master Dissertation, Ain Shams University, Cairo.

[31] Belakhdar, A. R., Dimia, M. S., Baghdadi, M., Bouderradji, M., Gherabli, S., & Alaoui, N. (2023, August). Post-Fire Behavior and Repair of Fire-Damaged RC Columns Using Composite Jackets. In Annales de Chimie Science des Matériaux (Vol. 47, No. 4). https://doi.org/10.18280/acsm.470407

[32] Dimia, M. S., Belakhdar, A. R., Rabehi, R., Baghdadi, M., de Oliveira Siqueira, A. M., & Campos, J. C. C. (2023). Effectiveness of composite jacket strengthening of reinforced concrete columns under eccentric load after fire exposure. The Journal of Engineering and Exact Sciences, 9(11), 16880-01e. https://doi.org/10.18540/jcecvl9iss11pp16880-01e

[33] Afaghi-Darabi, A. and Abdollahzadeh, G. (2019), "Effect of cooling rate on the post-fire behavior of CFST column", Comput. Concrete, 23(4), 281-294. http://dx.doi.org/10.12989/cac.2019.23.4.281 .

[34] Balaji, A., Aathira, M.S., Pillai, T.M. and Nagarajan, P. (2016), "Reliability studies on RC beams exposed to fire based on IS456: 2000 design methods", Struct. Eng. Mech., 59(5), 853- 866. http://dx.doi.org/10.12989/sem.2016.59.5.853 .

[35] Guergah, C., Dimia, M.S. and Guenfoud, M. (2017), "Contribution to the numerical modelling of the spalling phenomenon: Case of a reinforced concrete beams", Arab. J. Sci. Eng., 43(4), 1747-1759. http://doi.org/10.1007/s13369-017- 2704-y.

[36] Rabehi, R., Mohamed, R., & Mohammed, O. (2023). Study of the durability of self-compacting concrete made from recycled gravel. The Journal of Engineering and Exact Sciences, 9(4), 15927-01e. https://doi.org/10.18540/jcecvl9iss4pp15927-01e

[37] Rabehi, R., Mohamed, A., Mohamed, R., & Mohammed, O. (2023). Effect of additions on the self-compacting concrete's absorption. The Journal of Engineering and Exact Sciences, 9(6), 16058-01e. https://doi.org/10.18540/jcecvl9iss6pp16058-01e

[38] Rabehi, R., Rabehi, M., & Omrane, M. (2023). Physical-mechanical and fresh state properties of self-compacting concrete based on different types of gravel reinforced with steel fibers: Experimental study and modeling. *Construction and Building Materials, 390,* 131758, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131758

[39] Xiao, J. and Falkner, H. (2006), "On residu al strength of highperformance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures", Fire Saf. J., 41(2), 115-121. https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.11.004.

[40] Dvořák, R. and Chobola, Z. (2018), "Non-destructive testing and X-ray diffraction analysis of high-temperature degraded concrete", Civil Eng. J., 3(22), 268-275. http://doi.org/10.14311/CEJ.2018.03.0022.

[41] Awal, A.S.M.A., Shehu, I.A. and Ismail, M. (2015), "Effect of cooling regime on the residual performance of high-volume palm oil fuel ash concrete exposed to high temperatures", Constr. Build. Mater., 98(15), 875-883. http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.09.001

[42] Zheng, W., Li. H and Wang, Y. (2012), "Compressive behavior of hybrid fiber-reinforced reactive powder concrete after high temperature", Mater. Des., 41, 403-409. https://doi.org/10.1016/j.matdes.2012.05.026 .

[43] Kalifa, P., Chene, G. and Galle, C. (2001), "High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: from spalling to microstructure", Cement Concrete Res., 31(10), 1487-1499. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00596-8.

[44] Eurocode (2004), Design of Concrete Structures. Part 1.2: General Rules-Structural Fire Design, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[45] Eurocode (2005), Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1.2: General Rules-Structural fire design. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium

[46] Chang, Y.F., Chen, Y.H., Sheu, M.S. and George C.Y. (2006), "Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures", Cement Concrete Res., 365(10), 1999- 2005. http://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.029.

[47] Li, H.Y. and Franssen, J.M. (2011), "Test results and model for the residual compressive strength of concrete after a fire", J. Struct. Fire Eng., 2(1), 29-44

. https://doi.org/10.14359/2040-2317.2.1.29 .

[48] Li, L.Y. and Purkiss, J. (2005), "Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures", Fire Saf. J., 40(7), 669-686.

https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.06.003 .

[49] Franssen, J.M. and Gernay, T. (2017), "Modeling structures in fire with SAFIR: Theoretical background and capabilities", J. Struct. Fire Eng., 8(3), 300-323. http://doi.org/10.1108/JSFE-07-2016-0010.

[50] Mohammed, H. R., & Said, A. I. (2022). Residual strength and strengthening capacity of reinforced concrete columns subjected to fire exposure by numerical analysis. Journal of the Mechanical Behavior of Materials, 31(1), 212-224. https://doi.org/10.1515/jmbm-2022-0026.

Conclusion générale

Cette étude avait pour objectif principal d'analyser l'impact de différents environnements à température élevée sur la capacité portante résiduelle des éléments structuraux, tout en prenant en compte des paramètres géométriques cruciaux tels que la hauteur et la section transversale du poteau. De plus, elle visait à évaluer l'influence de l'intégration de chemisages en béton sur l'amélioration du comportement post-incendie de ces éléments, en utilisant diverses techniques.

Pour atteindre ces objectifs, le logiciel SAFIR, un programme d'éléments finis non linéaires en 3D, a été utilisé pour l'analyse du comportement post-incendie des éléments. Différentes techniques, impliquant l'utilisation de chemisages en béton renforcé, ont été mises en œuvre pour la réparation et le renforcement des éléments endommagés par le feu. Cela a pris en compte diverses épaisseurs de gaine et différentes résistances du béton.

Les résultats de cette étude mettent en évidence la nécessité d'utiliser des outils numériques dotés de modèles appropriés dans la conception de restaurations après incendie. Ces technologies offrent aux ingénieurs et aux chercheurs des moyens efficaces pour restaurer les structures endommagées par le feu en vue de travaux futurs. Sur la base de ce qui précède, un certain nombre de conclusions peuvent être tirées :

A. Pour les Poteaux :

(1) La capacité portante des poteaux a diminué après son exposition à une température de feu de 1 000 °C pendant 15, 30, 60 et 90 minutes. Elle diminuait également à mesure que la hauteur des poteaux augmentait.

(2) La capacité portante des poteaux a diminué respectivement de 29,53 %, 41,72 %, 61,90 % et 76,56 % après des durées d'exposition au feu de 15, 30, 60 et 90 minutes, par rapport aux poteaux de référence.

(3) Lorsque la résistance à la compression du béton augmente à 25, 30 et 40 MPa, la capacité portante des poteaux s'accroît également, respectivement de 89,0 %, 120,3 % et 182,25 %, après une exposition au feu de 60 minutes.

(4) De même, à mesure que la durée d'exposition au feu augmentait (15, 30, 60 et 90 minutes), la capacité portante des poteaux diminuait considérablement jusqu'à atteindre la rupture.

(5) De plus, une équation simplifiée est proposée pour exprimer la nouvelle capacité portante P_{str} (kN) en fonction de la capacité portante axiale résiduelle P_{res} (kN), de l'épaisseur d'enrobage C (cm), de la résistance à la compression du béton fc (kN/cm^2) et la hauteur des poteaux L (cm). Les résultats obtenus avec l'équation proposée se sont révélés très proches de ceux obtenus avec le logiciel SAFIR.

(6) Le renforcement des poteaux en béton est inefficace après une heure d'exposition au feu.

B. Pour les poutres :

(1) Comparée au modèle de référence, une poutre soumise à une charge calorifique pendant 15, 30, 60 et 90 minutes voit sa capacité portante réduite de 4,90 %, 21,68 %, 62,94 % et 85,31 %, respectivement.

(2) La capacité portante de la poutre a diminué après son exposition à une température de 1000 °C pendant 15, 30, 60 ou 90 minutes, et elle a également diminué à mesure que la longueur de la poutre augmentait.

(3) L'effet de réparation par chemisage avec des plaques pour les poutres exposées à des températures élevées améliore leur résistance de 131,5 %, 119,6 % et 109,1 % après une exposition au feu de 15, 30 et 60 minutes, respectivement.

(4) Après une heure d'exposition à des températures extrêmes, la réparation de la poutre en béton armé s'avère inefficace.

(5) La méthode de réparation par chemisage avec des plaques pour les poutres en béton (R-P-P(V)-C) peut être considérée comme une solution prometteuse pour l'entretien et la réhabilitation des poutres en béton parmi les techniques de restauration proposées dans cette étude.

(6) Le modèle proposé prédit l'endurance des poutres après renforcement. Conformément aux résultats de l'analyse réalisée avec SAFIR, une équation simplifiée a été développée pour calculer la nouvelle capacité portante renforcée, Pstr, en kN.

C. Pour les voiles :

(1) Comparativement au modèle de référence, un mur soumis à une charge calorifique de 30, 60 et 90 minutes voit sa capacité portante réduite de 38,01 %, 50,32 % et 60,33 %, respectivement.

(2) Les données montrent qu'à mesure que l'épaisseur du mur augmente, la capacité portante tend à être plus élevée et à mieux résister aux réductions induites par le feu. Cela souligne l'importance de l'épaisseur des parois dans la conception structurelle résistante au feu, où des voiles plus épais offrent une plus grande capacité portante en cas d'incendie. Les conditions d'appui influencent considérablement le comportement des voiles dans des conditions normales, mais cet effet diminue à mesure que la température augmente, en raison de l'impact significatif des températures élevées sur les propriétés des matériaux et le comportement structurel.

(4) Après une heure et demie d'exposition à des températures extrêmes et à un incendie, la réparation des voiles en béton armé devient inefficace.

(5) La méthode de réparation des voiles à l'aide de chemisages en béton auto-plaçant peut-être considérée comme une solution prometteuse pour l'entretien et la réhabilitation des voiles en béton, selon la technique de restauration proposée dans cette étude.

(6) Une méthode spécifique a permis de restaurer jusqu'à 129,8 % de la capacité des voiles exposés à un incendie de 90 minutes. Ce résultat positif indique que l'intervention a non seulement réussi à récupérer la capacité initiale des voiles, mais l'a également dépassée.

Perspectives

Les objectifs assignés à cette étude ont été atteints. Cependant, des travaux expérimentaux et analytiques supplémentaires sont nécessaires pour :

1. Étendre l'approche proposée afin de prendre en compte l'effet du feu sur le comportement résiduel des éléments en béton précontraint.
2. Valider davantage l'utilisation du modèle proposé en examinant expérimentalement le comportement structural des éléments chemisés et endommagés par le feu.
3. Prédire la capacité de cisaillement des éléments en béton armé exposés au feu.
4. Déterminer l'influence des charges excentriques initialement appliquées sur la capacité résiduelle et la rigidité des éléments exposés au feu.

.

Curriculum Vitae

Nom: Belakhdar Ahmed Rafik

Laboratoire des Mines, Département de Génie Civil, Université Larbi Tebessi, Tebessa 12002, Algérie.

Publications:

- Belakhdar, A. R., Dimia, M, Baghdadi. (2023, August). Post-Fire-Behavior-and-Repair-of-Fire-Damaged-RC-Columns-Using Composite-Jackets. In-Annales-de-Chimie-Science-des-Matériaux (Vol. 47, No. 4).
- Belakhdar, A. R., Dimia, M. S., & Baghdadi, M. (2023). Post-fire-behavior-of-RC-columns-repaired-with-square-hollow-section-steel-tube-and-RC-concrete-jackets. The Journal-of Engineering-and Exact-Sciences, 9(6), 161456-01e.
- Dimia, M. S., Baghdadi, M., Belakhdar, A. R., Rabehi, R., & Alaoui, N. (2024, February). A-Numerical-Investigation-into-the-Effectiveness-of-Composite-Jacket-Strengthening on Fire-Damaged-Concrete-Beams. In Annales Chimie Science des Matériaux
- Dimia, S., Belakhdar, A. R., Rabehi, R., Baghdadi, M., de Oliveira Siqueira, A. M., & Campos, J. C. C. (2023). Effectiveness-of-composite-jacket-strengthening-of-reinforced concrete-columns-under-eccentric-load-after-fire-exposure. The Journal of Engineering and Exact Sciences, 9(11), 16880-01e.

Conférence international:

- Belakhdar, A. R., Dimia, S., & Baghdadi, M. Numerical-investigation of the-effect of confinement-using-composite-jacketing-with-steel-plates on the carrying capacity of concrete-columns-previously-damaged-by fire.
- Belakhdar, A. R., Dimia, S., & Baghdadi, M.Post-fire-behavior-of-reinforced-concrete columns-contained-by-jacketing-under-eccentric-compression-conditions