

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف

Université Hassiba BenBouali –Chlef

كلية الهندسة المدنية والمعمارية

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie-civil



Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présenté par :

- BAADOUD Hadil

- BOURICHE Ahlem

Thème

Etude numérique de l'influence des murs sur la distribution des températures dans les poteaux PLFs et réponse mécanique sous gradients thermiques.

Soutenue le 29/06/2025, devant le jury composé de :

SETTI Bakhti	Maitre-Assistant (A)	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Président
LAMRI Belkacem	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Examineur
KADA Abdelhak	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Encadrant

Promotion : 2024/2025

◆ Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à **Monsieur le Professeur KADA Abdelhak**, notre encadrant, pour sa disponibilité, ses conseils éclairés, ainsi que pour son accompagnement rigoureux et bienveillant tout au long de ce travail.

Nos remerciements les plus sincères vont également à **Monsieur le Professeur LAMRI Belkacem**, Directeur du laboratoire LISICPE, pour son soutien constant et ses encouragements précieux.

Nous remercions chaleureusement **le doctorant Mus'aab Salamah** pour son aide académique précieuse, ainsi que **Docteur HASSOUNE Mohammed** pour sa disponibilité et son écoute.

Nous exprimons également notre reconnaissance au **président et aux membres du jury**, qui nous ont honorées par leur présence et enrichi ce travail par leurs remarques constructives et pertinentes.

Enfin, nous adressons toute notre gratitude à celles et ceux qui nous ont soutenues, de près ou de loin, par un mot, une idée, un geste ou une prière.

◆ Dédicaces

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

À ma mère et à mon père,
sources inépuisables d'amour et de prières.

À mes sœurs et à mes frères,
compagnons de cœur et de route,
qui ont été pour moi des lumières dans l'obscurité,
et des forces silencieuses dans les moments de doute et de fatigue.



Ahlem

◆ Dédicaces

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

À ma mère et à mon père,
sources inépuisables d'amour, de soutien et de prières.

À mon frère,
compagnon de cœur et de route,
qui a été pour moi une lumière dans l'obscurité
et une force silencieuse dans les moments de doute et de fatigue.



Hadil

RÉSUMÉ

En Algérie, la construction en charpente métallique utilise dans la majorité des cas des éléments laminés à chaud cependant depuis peu les concepteurs commencent à introduire des profilés laminés à froid (PLF) de section C, U et Z pour réaliser des constructions légères à base de nouveaux systèmes de panneaux à cadres résistants. Cette nouvelle technologie contribue à la réalisation de structures diverses en vertu des différents avantages qu'elle offre tels que la rapidité d'exécution, la légèreté qui est un atout pour la construction. En situation accidentelle incendie, des champs de température complexes peuvent se développer à l'intérieur des éléments structurels en acier PLF, affectant gravement la réponse locale et globale de la structure. Cependant, des procédures de conception simplifiées acceptables permettent une distribution uniforme de la température dans les éléments en acier. Le but de ce travail est de procéder à des simulations numériques sur des éléments faisant fonctions de poteaux composés PLFs dans la structure à parois de briques après un choix de paramètres topologiques pour l'étude de leurs comportement thermique et mécaniques. Il sera question de déterminer les profils de température sous l'influence des parements de murs en briques sous différentes configurations de les comparer à ceux de l'Eurocode 3 partie 1-2 et de procéder ensuite à une étude mécanique pour identifier les modes d'instabilité dans le domaine élastique puis dans celui des grandes déformations sous incendie.

Mots Clés : Profilé laminé à froid PLF ; Feu ISO834 ; Gradient Thermique ; Eléments finis, Analyse thermomécanique

ABSTRACT

In Algeria, steel frame construction predominantly relies on hot-rolled sections. However, designers have recently begun introducing cold-formed steel sections (CFS) with C, U, and Z profiles for lightweight structures based on new systems of framed panel assemblies. This emerging technology offers several advantages, such as rapid execution and reduced structural weight, which are key benefits in modern construction.

Under accidental fire conditions, complex temperature fields can develop within cold-formed steel (CFS) structural elements, significantly affecting both the local and global response of the structure. Nonetheless, simplified and acceptable design procedures allow for the assumption of a uniform temperature distribution in steel elements.

The objective of this work is to perform numerical simulations on CFS elements acting as composite columns in masonry wall systems, after selecting appropriate topological parameters. The study aims to determine temperature profiles influenced by different brick wall cladding configurations and compare them with those defined in Eurocode 3 Part 1-2. A subsequent mechanical analysis is conducted to identify instability modes, first in the elastic domain, and then in the large deformation regime under fire exposure.

Keywords: Cold-Formed Steel Section (CFS); ISO834 Fire; Thermal Gradient; Finite Elements; Thermo-Mechanical Analysis

ملخص

في الجزائر، تعتمد أعمال البناء بالهياكل المعدنية في الغالب على العناصر المشكلة على الساخن. غير أن المصممين بدأوا مؤخرًا في إدخال مقاطع الفولاذ المشكلة على البارد (PLF) ذات الأشكال C و U و Z، لإنجاز منشآت خفيفة تعتمد على أنظمة جديدة من الألواح المؤطرة المقاومة. وتُعد هذه التقنية الحديثة مساهمة فعالة في إنجاز منشآت متنوعة، بفضل ما تقدمه من مزايا، مثل سرعة التنفيذ وخفة الوزن، وهي خاصية مهمة في مجال البناء.

في حالات الحريق العرضي، قد تتطور حقول حرارية معقدة داخل العناصر الإنشائية المصنوعة من الفولاذ المشكل على البارد، مما يؤثر بشكل كبير على الاستجابة المحلية والعامّة للمنشأة. ومع ذلك، فإن هناك إجراءات تصميمية مبسطة ومقبولة تسمح بافتراض توزيع حراري منتظم داخل عناصر الفولاذ.

يهدف هذا العمل إلى إجراء محاكاة عددية على عناصر PLF تعمل كأعمدة مركبة ضمن بني جدارية من الطوب، وذلك بعد اختيار مجموعة من المعاملات الطوبولوجية. ويتمثل الهدف في تحديد منحنيات توزيع درجات الحرارة تحت تأثير الكسوة الجدارية من الطوب باختلاف التكوينات، ومقارنتها مع ما ورد في الجزء 1-2 من المعيار الأوروبي Eurocode 3، ثم إجراء دراسة ميكانيكية لتحديد أنماط الانبعاج، أولاً في المجال المرن، ثم في مجال التشوهات الكبيرة تحت تأثير الحريق.

الكلمات المفتاحية: المقاطع المشكلة على البارد (PLF)؛ حريق ISO834؛ التدرج الحراري؛ العناصر المحددة؛ التحليل الحراري-الميكانيكي

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements

Dédicaces

Dédicaces

Abstract

ملخص

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE.....	21
1. Introduction	22
2. Contexte de l'étude.....	22
3. Problématique.....	23
4. Objectifs de l'étude.....	23
5. Organisation du mémoire	24
CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES STRUCTURES EN ACIER ET RECHERCHE	
BIBLIOGRAPHIQUE.....	25
1.1 GENERALITE SUR LES STRUCTURES EN ACIER	26
1.1.1 Introduction.....	26
1.1.2 Acier de construction.....	28
1.1.3 Profilés en acier formé à froid	30
1.1.4 Fondements de la Stabilité des Structures	35
1.1.5 Sécurité incendie dans les bâtiments	39
1.2 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	41
1.2.1 Historique du développement des profilés en acier formé à froid	41
1.2.2 Influence des murs en brique sur la résistance au feu des colonnes en acier.....	42
1.2.3 Quelques travaux de recherches pertinents :	44
1.3 Conclusion.....	45

CHAPITRE 2 ETUDE ANALYTIQUE A TEMPERATURE AMBIENTE.....	46
2.1 Introduction	47
2.2 Méthodologie.....	47
2.2.1 Section efficace.....	47
2.2.2 Méthode de la force directe basée sur l'AISI	52
2.2.3 Comportement Elastique	57
2.2.4 Aspect théorique : comportement des sections à parois mince	59
2.3 Calcul du comportement du profilé isolé sous une charge de compression axiale à température ambiante	62
2.3.1 Calcul selon la méthode de l'Eurocode 3	62
2.3.2 Détermination de la charge critique élastique par CUFSM.....	67
2.4 Conclusion	69
CHAPITRE 3 SECTION D'ACIER FORME A FROID ET PROTECTION SOUS INCENDIE	70
3.1 Introduction.....	71
3.2 Méthodes de protection.....	71
3.3 Principes de la résistance au feu	72
3.4 État limite ultime en situation d'incendie.....	73
3.5 Résistance de l'acier formé à froid.....	75
3.6 Autres propriétés	76
3.7 Protection des poutres et colonnes	76
3.8 Définitions du facteur de section	77
3.9 Évolution de la température dans les éléments en acier	78
3.9.1 Éléments métalliques non protégés	78
3.9.2 Éléments métalliques protégés.....	78
3.10 Propriétés thermiques et mécaniques de l'acier PLF à haute température	79
3.11 Propriétés mécaniques.....	82
3.11.1 Courbe contrainte-déformation aux hautes températures	84
3.11.2 Classification des sections transversales	84

3.12	Action du feu et modélisation d'un incendie.....	85
3.13	Action thermique.....	87
3.13.1	Convection.....	87
3.13.2	Rayonnement.....	87
3.13.3	Conduction	88
3.14	Résistance au flambement des éléments de classe 4 à haute température.....	88
3.15	Étude de cas.....	89
3.16	Réponse thermique des barres PLF protégées :.....	93
3.17	Réponse mécanique des barres PLF sous une charge de compression axiale à des températures élevées uniformes	95
3.18	Conclusion	96
CHAPITRE 4 MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET RESULTATS		97
4.1	Introduction	98
4.2	Présentation de l'interface utilisateur d'ANSYS pour la modélisation thermique et mécanique.....	98
4.3	Modélisation thermique.....	98
4.3.1	Modèles éléments finis thermiques	98
4.3.2	Maillage et conditions aux limites thermiques	99
4.4	Modélisation mécanique.....	102
4.4.1	Modèles éléments finis mécaniques	102
4.4.2	Maillage et conditions aux limites des modèles mécaniques	102
4.4.3	Imperfection géométrique et contrainte résiduelle	103
4.5	Résultats de l'analyse thermique	104
4.6	Résultats de l'analyse mécanique	108
4.7	Comparaison.....	112
4.8	Conclusion	114
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES		115

Anexes.

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1. 1 (a) Différents types de Profilés Laminés à Froid (PLFs) (b) une illustration montrant.</i>	26
<i>Figure 1. 2 Bâtiments sous incendie.</i>	27
<i>Figure 1. 3 Structure en acier endommagée par le feu.</i>	27
<i>Figure 1. 4 Effets de laminage à froid sur les la courbe contrainte-déformation.</i>	29
<i>Figure 1. 5 Diagrammes typiques contrainte-déformation; a. de l'acier au carbone; b. de l'acier inoxydable.</i>	30
<i>Figure 1. 6 Réalisation d'un complexe touristique.</i>	31
<i>Figure 1. 7 Formes typiques de sections pour les éléments structurels en acier formé à froid.</i>	31
<i>Figure 1. 8 Sections multi-poutres: a) Profilés en C à lèvres; b) Sections en Σ.</i>	32
<i>Figure 1. 9 Tôles profilées et plateaux linéaires.</i>	32
<i>Figure 1. 10 Étapes du profilage par roulage d'une section simple.</i>	33
<i>Figure 1. 11 Lignes industrielles de profilage par roulage.</i>	34
<i>Figure 1. 12 Formage par pliage.</i>	34
<i>Figure 1. 13 Étapes de formage dans le processus de pliage par presse.</i>	35
<i>Figure 1. 14 Presse plieuse industrielle.</i>	35
<i>Figure 1. 15 Modèle structurel d'un système ressort-barre parfait.</i>	36
<i>Figure 1. 16 Représentation des trois modes de flambement sous une charge de compression.</i>	36
<i>Figure 1. 17 Courbe contrainte demi-onde de la section C à compression uniforme.</i>	37
<i>Figure 1. 18 Effet de l'incendie dans les constructions urbaines.</i>	40
<i>Figure 1. 19 Effet de l'incendie dans les constructions périurbaines.</i>	40
<i>Figure 1. 20 a) Construction du modèle d'essai, b) Colonne encastrée dans le mur, c) Vue latérale du système expérimental.</i>	42
<i>Figure 2. 1 La colonne traditionnelle d'Euler et le modèle de Shanley pour l'analyse de la stabilité[54].</i>	57
<i>Figure 2. 2 Problème de flambement élastique d'une poutre-colonne.</i>	58
<i>Figure 2. 3 Différence des maillages en éléments finis et en bandes finies .</i>	60
<i>Figure 2. 4 Variation du rapport charge critique en fonction d'écrasement. Cas d'étude</i>	60
<i>Figure 2. 5 Dimensions des sections étudiées.</i>	61
<i>Figure 2. 6 Détails de la section efficace de la surface transversale du profilé comprimé à température ambiante[1].</i>	65
<i>Modèle 3 Figure 2. 7 Courbes de signature et modes flambement obtenus par CUFSM.</i>	68
<i>Figure 2. 8 Les valeurs de charges obtenues par CUFSM.</i>	68
<i>Figure 3. 1 Différentes conditions d'exposition au feu.</i>	71
<i>Figure 3. 2 Courbe de température d'une section en acier protégée sous l'effet du feu.</i>	73

Figure 3. 3 Variation du niveau de charge en fonction du rapport charge Q/G.	74
Figure 3. 4 Résistance de l'acier à haute température par rapport à sa limite d'élasticité à température ambiante [59].	75
Figure 3. 5 Facteurs de section des profilés en acier formé à froid – protection par Panneau.	77
Figure 3. 6 La conductivité thermique en fonction de température.	80
Figure 3. 7 La chaleur spécifique en fonction de température.	81
Figure 3. 8 L'allongement thermique en fonction de température.	81
Figure 3. 9 Facteurs de réduction de l'acier à des températures élevés.	83
Figure 3. 10 Courbe contrainte-déformation de l'acier au carbone].	83
Figure 3. 11 Courbe contrainte-déformation pour G345 aux hautes températures.	84
Figure 3. 12 Rapports largeur/épaisseur maximaux pour les parties des aciers.	85
Figure 3. 13 Phases de développement d'un incendie.	85
Figure 3. 14 Courbes nominales des modèles de feu.	87
Figure 3. 15 Organisation des modèles numériques en fonction des sections et des conditions d'exposition au feu.	89
Figure 3. 16 Evolution de la température dans la section du profilé.	91
Figure 3. 17 Evolution de la température dans la section du profilé.	93
Figure 3. 18 Evolution de la température dans la section du profilé.	95
Figure 3. 19 Variation du niveau de charge en fonction de la température.	96
Figure 4. 1 Géométrie et topologie de l'élément fini SHELL131.	99
Figure 4. 2 Géométrie et topologie de l'élément SOLID70.	99
Figure 4. 3 Maillage choisi pour le modèle thermique non protéger.	100
Figure 4. 4 Maillage choisi pour le modèle thermique protéger.	100
Figure 4. 5 conditions limites thermique 'ISO834' sur 4 faces modèle 1 (a) la convection et (b) le rayonnement. ...	101
Figure 4. 6 conditions limites thermique 'ISO834' sur 3 faces modèle 1 (a) la convection et (b) le rayonnement. ...	101
Figure 4. 7 conditions limites thermique sur modèle 5 (a) la convection et (b) le rayonnement.	101
Figure 4. 8 Géométrie et topologie de l'élément fini SHELL181.	102
Figure 4. 9 Maillage et conditions aux limites du modèle mécanique.	103
Figure 4. 10 Distribution de la température dans le modèle 03 à R60.	104
Figure 4. 11 Evolution de la température en fonction du temps.	104
Figure 4. 12 Distribution de la température dans le modèle 03 à R60.	105
Figure 4. 13 Evolution de la température en fonction du temps.	105
Figure 4. 14 Distribution de la température dans le modèle 06 à R60.	106
Figure 4. 15 Evolution de la température en fonction du temps.	107
Figure 4. 16 Contours de déplacement par rapport à l'axe y dans les modèles à T 20 °C.	108
Figure 4. 17 Contours de déplacement par rapport à l'axe y dans les modèles à T 500 °C.	109
Figure 4. 18 Contours de déplacement par rapport à l'axe y dans les modèles à T 700 °C.	110

<i>Figure 4. 19</i>	<i>Variation de déplacement axial en fonction de la charge dans le modèle 1.....</i>	<i>111</i>
<i>Figure 4. 20</i>	<i>Variation de déplacement axial en fonction de la charge dans le modèle 3.....</i>	<i>111</i>
<i>Figure 4. 21</i>	<i>Variation de déplacement axial en fonction de la charge dans le modèle 6.....</i>	<i>112</i>
<i>Figure A. 1</i>	<i>Calcul des sections efficaces des profiles en acier forme a froid sous compression.</i>	<i>123</i>
<i>Figure A. 3</i>	<i>Calcul de la résistance d'une section en acier former a froid en compression.....</i>	<i>124</i>
<i>Figure B. 1</i>	<i>Evolution de la température dans la section du profilé.</i>	<i>127</i>
<i>Figure B. 2</i>	<i>Evolution de la température dans la section du profilé.</i>	<i>128</i>
<i>Figure B. 3</i>	<i>Evolution de la température dans la section du profilé.</i>	<i>129</i>
<i>Figure B. 4</i>	<i>Evolution de la température dans la section du profilé.</i>	<i>130</i>
<i>Figure B. 5</i>	<i>Evolution de la température dans la section du profilé.</i>	<i>132</i>
<i>Figure B. 6</i>	<i>Evolution de la température dans la section du profilé.</i>	<i>133</i>
<i>Figure C. 2</i>	<i>Distribution de la température dans le modèle 01 à R60.</i>	<i>136</i>
<i>Figure C. 3</i>	<i>Evolution de la température en fonction du temps.</i>	<i>137</i>
<i>Figure C. 4</i>	<i>Distribution de la température dans le modèle 02 à R60.</i>	<i>137</i>
<i>Figure C. 5</i>	<i>Evolution de la température en fonction du temps.</i>	<i>137</i>
<i>Figure C. 6</i>	<i>Distribution de la température dans le modèle 01 à R60.</i>	<i>138</i>
<i>Figure C. 7</i>	<i>Evolution de la température en fonction du temps.</i>	<i>138</i>
<i>Figure C. 8</i>	<i>Distribution de la température dans le modèle 02 à R60.</i>	<i>138</i>
<i>Figure C. 9</i>	<i>Evolution de la température en fonction du temps.</i>	<i>139</i>
<i>Figure C. 10</i>	<i>Distribution de la température dans le modèle 4 à R60</i>	<i>139</i>
<i>Figure C. 11</i>	<i>Evolution de la température en fonction du temps.</i>	<i>139</i>
<i>Figure C. 12</i>	<i>Distribution de la température dans le modèle 06 à R60</i>	<i>140</i>
<i>Figure C. 13</i>	<i>Evolution de la température en fonction du temps.</i>	<i>140</i>

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1 Nuance et épaisseur nominale de l'acier	29
Tableau 1. 2 Différents états d'équilibre en fonction de l'énergie potentielle totale.....	38
Tableau 2. 1 Dimensions des profilés étudiés.	61
Tableau 2. 2 Dimensions de calcul des profilés étudiés.	61
Tableau 2. 3 Caractéristiques géométriques des profilés montants étudiés.	61
Tableau 2. 4 Détail de calcul de la largeur efficace de l'âme.....	62
Tableau 2. 5 Détail de calcul de la largeur efficace de la semelle.....	62
Tableau 2. 6 Détail de calcul de la largeur efficace du bord tombé.....	63
Tableau 2. 7 Détail de calcul des caractéristiques géométriques efficaces.	63
Tableau 2. 8 Résultats des Itérations de calcul des largeurs et caractéristiques géométriques efficaces pour le modèle 1.	63
Tableau 2. 9 Résultats des Itérations de calcul des largeurs et caractéristiques géométriques efficaces pour le modèle 2 et 3.	64
Tableau 2. 10 Résultats finaux des paramètres efficaces à température ambiante pour les profilés étudiés.	64
Tableau 2. 11 Détail de calcul de la charge critique selon EN1993-1-3.	65
Tableau 2. 12 Détail de calcul de la capacité portante selon EN1993-1-3	65
Tableau 2. 13 Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis aux l'instabilité globales flexionnelle, torsionnelle et flexionnelle torsionnelle selon la Méthode de force direct.	66
Tableau 2. 14 Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l'instabilité locale selon la Méthode de force direct.	66
Tableau 2. 15 Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l'instabilité.	67
Tableau 2. 16 Comparaison des résultats de l'AISI au ceux du CUFSM	68
Tableau 3. 1 Durées minimales de résistance au feu (en minutes) selon les Réglementations de Construction de 1991 – Document B approuvé.	72
Tableau 3. 2 Coefficients de sécurités recommandées pour les bâtiments.	74
Tableau 3. 3 Facteurs de réduction de résistance pour l'acier formé à froid à températures élevées (°C).....	76
Tableau 3. 4 Facteurs de réduction des profilés PLF de classe 4.	82
Tableau 3. 5 Facteurs de réduction pour la limite d'élasticité des PLF.	83
Tableau 3. 6 Dimensions des profilés montants étudiés.....	90
Tableau 3. 7 Détails de calcul du facteur de massivité.	90
Tableau 3. 8 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 3 à 4faces.....	91
Tableau 3. 9 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 3 à 3faces.....	92
Tableau 3. 10 Détails de calcul du facteur de facteur de masse thermique.	93

<i>Tableau 3. 11 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 6</i>	94
<i>Tableau 3. 12 Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 1</i>	95
<i>Tableau 4. 1 Évolution des températures maximales et minimales selon les modèles</i>	105
<i>Tableau 4. 2 Évolution des températures maximales et minimales selon les modèles</i>	106
<i>Tableau 4. 3 Évolution des températures maximales et minimales selon les modèles</i>	107
<i>Tableau 4. 4 La charge ultime et le mode de rupture des modèles à T20 °C.</i>	109
<i>Tableau 4. 5 La charge ultime et le mode de rupture des modèles à T500 °C.</i>	110
<i>Tableau 4. 6 La charge ultime et le mode de rupture des modèles à 700 °C.</i>	111
<i>Tableau 4. 7 Comparaison entre les études numériques et analytiques pour la charge critique et le mode de flambement.</i>	113
<i>Tableau 4. 8 Comparaison de la charge ultime de rupture de l'étude numérique de l'ANSYS à celles des études analytiques.</i>	113
<i>Tableau 4. 9 Comparaison de la charge ultime et le mode de rupture de modèle 1.</i>	114
<i>Tableau B. 1 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 1 a 4faces.</i>	126
<i>Tableau B. 2 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 1 a 3faces.</i>	127
<i>Tableau B. 3 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 2 a 4faces.</i>	128
<i>Tableau B. 4 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 2 a 3faces.</i>	129
<i>Tableau B. 5 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 4.</i>	131
<i>Tableau B. 6 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 6.</i>	132
<i>Tableau B. 7 Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 2</i>	133
<i>Tableau B. 8 Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 3</i>	134

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

y_0, z_0	: Centre de cisaillement
C_a	: Chaleur spécifique de l'acier
C_p	: Chaleur spécifique de la protection
$N_{cr,y}$: Charge critique élastique d'Euler selon l'axe y-y
N_{cr}	: Charge critique élastique du flambement
$N_{cr,F}$: Charge critique élastique du flambement global (flexion)
$N_{cr,T}$: Charge critique élastique du flambement global (torsion)
$N_{cr,TF}$: Charge critique élastique du flambement global (torsion-flexion)
$N_{cr,L}$: Charge critique élastique du flambement local
$P_{cr,d}$: Charge critique élastique du mode distortionnel
$P_{cre,F}$: Charge critique élastique du mode flexion
P_{cre}	: Charge critique élastique du mode global
$\sqrt{P_{crl}}$: Charge critique élastique du mode local
$P_{cre,TF}$: Charge critique élastique du mode torsion ou torsion-flexion
P_y	: Charge d'écrasement
$N_{fi,Ed}$: Charge de compression sous l'action au feu
P_{nd}	: Charge de compression ultime du mode distortionnel
P_{ne}	: Charge de compression ultime du mode global
P_{nl}	: Charge de compression ultime du mode local
q	: Charge transversale de surface
α	: Coefficient de dilatation thermique
ν, μ	: Coefficient de Poisson
ρ	: Coefficient de réduction
Ψ_{fi}	: Coefficients de sécurité de l'incendie
λ_a	: Conductivité thermique de l'acier
λ_p	: Conductivité thermique de la protection
σ	: Constant de Stefan-Boltzmann
c_w	: Constante de gauchissement
σ_{cr}	: Contrainte critique élastique

$\sigma_{cr,s}$: Contrainte critique élastique pour le raidisseur de bord
τ_x	: Contrainte de cisaillement maximale
σ_e	: Contrainte de compression maximum agissant au bord de la plaque
$\bar{\sigma}$: Contrainte de Von-mises
σ_{ex}	: Contrainte due à la flexion
σ_t	: Contrainte due à la torsion
σ_y	: Contrainte élastique
σ_m	: Contrainte moyenne
σ_{eng}	: Contrainte nominale
σ_w	: Contrainte normale
τ_w, τ_v	: Contrainte tangentielles
σ_u	: Contrainte ultime
y_c, z_c	: Cordonnés du centre de torsion
ε_{eng}	: Déformation nominale
ρ_a	: Densité de l'acier
ρ_p, d_p	: Densité de la protection
θ_x	: Déplacement angulaire de torsion
$e_{\Delta E}$: Déplacement de l'axe neutre autour de l'axe faible
$e_{\Delta T}$: Déplacement horizontale maximale à mi-hauteur due au l'arc thermique
y_{max}	: Distance entre l'axe neutre à la fibre extérieure
x_0	: Distance entre le centre de cisaillement et le centroïde à travers l'axe principal
L_m	: Distance entre les restrictions discrètes qui limitent le flambage par distorsion
b_1, b_2	: Distances entre la jonction entre l'âme et la semelle (1 et 2, respectivement), et le centre de gravité de la surface effective du raidisseur de bord
T_y	: Effort de cisaillement
$\bar{\lambda}_p$: Élancement de la plaque
$\bar{\lambda}_d$: Élancement de la plaque pour le flambement distorsionnel
$\bar{\lambda}$: Élancement non dimensionnel
$\bar{\lambda}_\theta$: Elancement non dimensionnel à température θ
ε_f	: Emissivité de la source de chaleur
ε_m	: Emissivité de la surface de l'acier
t	: Épaisseur du profilé

t_k	: Épaisseur du segment
t_{nom}	: Épaisseur nominale du profilé
t_{red}	: Épaisseur réduite
e_n	: Excentricité ou le déplacement du centroïde de la surface effective par rapport au centre de gravité de la section transversale brute
ε	: Facteur conventionnel représentant l'émissivité
α	: Facteur d'imperfection
Ψ_0	: Facteur de combinaison pour la valeur caractéristique d'une action variable
Ψ_1	: Facteur de combinaison pour la valeur fréquente d'une action variable
Ψ_2	: Facteur de combinaison pour la valeur quasi-permanente d'une action variable
k_{σ}, k	: Facteur de flambement
K	: Facteur de la longueur efficace
A_m/V	: Facteur de massivité pour les éléments en acier non protégés
A_p/V	: Facteur de massivité pour les éléments en acier protégés
β_{Mz}	: Facteur de moment uniforme équivalent
χ_d	: Facteur de réduction de la plaque pour le flambement distortionnel
$k_{y,T}$: Facteur de réduction pour la limite d'élasticité
$k_{p,T}$: Facteur de réduction pour la limite proportionnelle
χ_{fi}	: Facteur de réduction pour le flambement par flexion en situation d'incendie
$k_{E,T}$: Facteur de réduction pour le module d'élasticité
ϕ	: Facteur de vue
$\gamma_{M,fi}$: Facteur partiel de sécurité de l'acier à hautes températures
γ_k	: Facteur partiel pour l'action variable principale
$k_{p0.2}$: Facteurs de réduction pour la limite d'élasticité des PLF
$\Delta\theta_{a,t}$: Gradient de la température des sections en acier
h, h_0	: Hauteur de l'âme
Δt	: Incrément de temps
$A_{eff,20}$: La surface efficace à 20°C
$\dot{h}_{net,d}$: La valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface
b, w, b_0	: Largeur de la semelle
c, D	: Largeur du bord tombé
b_{eff}	: Largeur efficace de la semelle

c_{eff}	: Largeur efficace du bord tombé (lèvre)
$f_y, f, f_{y,20}$: Limite d'élasticité à 20°C
$f_{y,t}, f_{y,\theta}$: Limite d'élasticité à des températures élevées
F_u	: Limite ultime à la traction
L_{cr}	: Longueur critique du flambement par distorsion
L_t	: Longueur du flambement
L	: Longueur du profilé
$[C]$: Matrice de la chaleur spécifique
$[K]$: Matrice de la conductivité thermique
$[K_\sigma]$: Matrice de rigidité en contrainte
$[K_0]$: Matrice de rigidité globale
G	: Module de cisaillement
E_t	: Module d'élasticité à des températures élevées
E, E_{20}	: Module de Young à 20 °C
I_a	: Moment d'inertie adéquat du raidisseur
I_s	: Moment d'inertie efficace de la surface du raidisseur de bord
η_{fi}	: Niveau de la charge
n	: Nombre du segment
Δ	: Opérateur de Laplace bidimensionnel
r_0	: Rayon de giration polaire de la section transversale
r	: Rayon de giration sur l'axe de flambement
i_y, i_z	: rayons de giration selon l'axe y-y et z-z, respectivement
$N_{b,fi,t,rd}$: Résistance au flambement à des températures élevées uniformes
N_{eff}	: Résistance au flambement locale
$N_{c,rd}$: Résistance de la section transversale
P_n	: Résistance nominale vis-à-vis des charges de compression axiale
K	: Rigidité du ressort
\dot{Q}	: Source d'énergie interne
A_{br}	: Surface brute de la section transversale
A_s	: Surface efficace de la section transversale du raidisseur de bord
Ψ	: Taux de contrainte
T	: Température

θ_m	: Température à la surface de l'élément métallique
$\theta_{a,cr}$: Température critique d'un élément en acier
θ_g	: Température des gaz
t	: Température nodale dans un temps n
$\dot{\theta}_n$: Temps moyen des valeurs des températures nodales dans un temps
$[A_m/V]_b$: Valeur enveloppe du facteur de massivité max
Δt	: Variation de temps entre les itérations n et n+1
$\{d\}$: Vecteur de déplacement
$\{\theta\}$: Vecteur de la température nodale
$R(\theta)$: Vecteur résiduel

ABREVIATIONS

AHR	: Acier à Haute Résistance
AISI	: American Iron and Steel Institute
CAL	: Cadre en Acier Léger
DSM	: Direct Strength Method
D-D	: Dos-à-Dos
EC3	: Eurocode 3
F-F	: Face-à-face
MLE	: Méthode de la Largeur Efficace
MEF	: Méthode Elément Fini
NC	: Niveau de Chargement
NRF	: Niveau de Résistance au Feu
PLF	: Profilé Laminé à Froid
SC	: Semelle Chaude
SF	: Semelle Froide

INTRODUCTION GENERALE

1. Introduction

La construction en charpente métallique en Algérie repose principalement sur l'utilisation d'éléments laminés à chaud, mais de plus en plus, les concepteurs commencent à privilégier l'utilisation de profilés laminés à froid (PLF) de section C, U et Z pour réaliser des structures légères. Ces nouvelles solutions techniques, qui reposent sur des systèmes à panneaux à cadres résistants, présentent plusieurs avantages, notamment la légèreté, la facilité de mise en œuvre et la rapidité d'exécution, ce qui les rend idéales pour les constructions modernes. L'intégration des PLF permet également d'optimiser l'utilisation des matériaux, tout en répondant aux besoins de constructions durables et performantes [1].

Toutefois, lorsque ces structures sont soumises à des conditions extrêmes, comme un incendie, leur comportement devient complexe. En effet, les éléments en acier PLF sont fortement influencés par les gradients thermiques qui se développent à l'intérieur des éléments structurels. Cette évolution thermique peut affecter la stabilité locale et globale de la structure en modifiant la distribution de la température et en réduisant les propriétés mécaniques de l'acier [2]. Dans le cadre d'une telle situation accidentelle, des simulations numériques sont nécessaires pour mieux comprendre ces phénomènes et optimiser les modèles de conception.

Le principal objectif de cette étude est d'évaluer le comportement thermique et mécanique des poteaux composés de PLF dans une structure en maçonnerie de briques. Après avoir choisi les paramètres topologiques appropriés, des simulations numériques seront réalisées afin de déterminer les profils de température sous l'effet des parements de briques. Ces résultats seront comparés à ceux fournis par l'Eurocode 3 Partie 1-2 [3]. L'étude se poursuivra par une analyse mécanique visant à identifier les modes d'instabilité des profilés, d'abord dans le domaine élastique, puis sous de grandes déformations dues à un incendie [4].

2. Contexte de l'étude

Comme mentionné précédemment dans l'introduction, l'utilisation des profilés laminés à froid (PLF) dans la construction métallique en Algérie est en plein essor, notamment pour des structures légères avec des systèmes de panneaux à cadres résistants. Cette technologie présente plusieurs avantages, notamment en termes de rapidité d'exécution et de légèreté, ce qui la rend de plus en plus prisée par les concepteurs. Cependant, en situation d'incendie, la réponse thermique et mécanique des éléments PLF devient complexe, nécessitant une analyse approfondie de leur comportement sous hautes températures [1].

Les sections ouvertes laminées à froid sont formées à partir de tôles minces et sont classées en classe 4 selon l'Eurocode 3. Sous l'effet des hautes températures, leur comportement devient complexe, nécessitant des investigations approfondies. Il est donc essentiel d'étudier leur stabilité aussi bien en conditions normales qu'en situation d'incendie [2]. Notamment en raison du phénomène de déformation thermique et des réductions significatives des propriétés mécaniques de l'acier à des températures élevées. En effet, au-delà de 400 °C, l'acier commence à perdre une partie de sa rigidité et de sa résistance, et à 600 °C, ces pertes deviennent critiques, ce qui peut entraîner l'effondrement de la structure [3].

En situation d'incendie, l'échauffement des profilés laminés à froid est fortement influencé par leur forme ouverte et leur faible épaisseur, qui favorisent une montée en température rapide. Contrairement aux sections fermées, les PLF sont plus exposés au rayonnement thermique et

présentent une conductivité thermique élevée, ce qui accentue leur vulnérabilité [4]. De plus, l'interaction avec les éléments environnants, comme les murs en briques, peut modifier significativement la distribution des températures dans les profilés. Certains travaux ont montré que la présence de murs en briques autour des éléments en acier peut limiter leur exposition directe aux flammes et ralentir leur montée en température, ce qui influence directement leur comportement mécanique et leur stabilité globale [5].

En général, les méthodes de conception actuelles des éléments en acier laminé à froid sous incendie utilisent des modèles simplifiés avec distribution presque uniforme de la température. À première vue, cette simplification ne semble pas exister dans tous les cas, mais, en comparant les structures renforcées et non renforcées et en prenant en compte les autres abstractions, il reste visible qu'il est loin d'être éloigné de la réalité. Des études récentes ont en effet souligné la nécessité d'une approche numérique et expérimentale de la compréhension et de la modélisation de ces phénomènes pour améliorer la sûreté des structures.

3. Problématique

Plusieurs phénomènes physiques et conséquences apparaissent sous le régime d'un incendie ; la plupart d'entre elles sont principalement liées à la chaleur excédentaire et le renforcement de l'interaction thermique entre certains éléments de la structure. L'augmentation de l'utilisation des profilés laminés à froid dans la construction métallique en particulier en Algérie, pose la nécessité de mesurer leurs performances ignifuges. Considérant la faible épaisseur des sections et leur classe 4 en termes de classification de l'Eurocode 3; ces sections sont les plus sujettes aux instabilités locale et globale à cause des hautes températures. L'interaction thermique entre les éléments PLF et les parois en briques rouges demeure rare jusqu'à notre connaissance. L'évolution des gradients de température pour les PLF n'est jamais réalisée et leur impact sur la résistance mécanique de la structure constitue ainsi le domaine à investiguer.

4. Objectifs de l'étude

L'objectif principal de cette enquête est d'étudier l'impact des murs en briques sur les températures qui varient dans les PLF et la déformation de ces éléments sous charge thermique. Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire de :

- Etudier la réponse thermique des éléments PLF en présence de murs en briques, sous différentes configurations et la réponse mécanique en compression pour déterminer leur capacité portante en condition normale et sous l'effet de haute température.
- Evaluer analytiquement la réponse thermique selon l'Eurocode 3 Partie 1-2 en établissant les courbes de la température en fonction du temps pour une durée de résistance au feu R60.
- Réaliser des simulations numériques sur des modèles de profilés PLF en sections simples et composés en utilisant le logiciel ANSYS pour l'analyse thermique et les logicielles CUFSM et ANSYS pour l'analyse mécanique.
- Analyser la stabilité mécanique des poteaux PLF en ambiant et sous haute températures afin d'identifier les modes d'instabilité, d'abord dans le domaine élastique, puis sous grandes déformations en inélastique.
- Comparer les résultats obtenus aux recommandations de l'Eurocode 3 Partie 1-2.
- Proposer des recommandations pour une meilleure conception des structures intégrant des profilés PLF soumis à des conditions d'incendie.

5. Organisation du mémoire

Le présent mémoire s'articule autour de quatre chapitres permettant de répondre de manière progressive et structurée à la problématique posée, et d'atteindre les objectifs de l'étude.

- **Introduction générale**
l'introduction présente le contexte scientifique et technique de l'étude, expose la problématique, définit les objectifs de la recherche, et décrit l'organisation globale du travail.
- **Chapitre 1 : Généralités sur les structures en acier et recherche bibliographique**
Ce chapitre propose une revue exhaustive de la littérature sur les structures en acier, en particulier les profilés laminés à froid (PLF). Il aborde leur fabrication, leurs propriétés mécaniques et thermiques, leurs comportements en situation d'incendie, ainsi que les apports des études antérieures concernant l'interaction des colonnes PLF avec les murs en briques.
- **Chapitre 2 : Analyse analytique à température ambiante**
Ce chapitre développe l'approche de calcul analytique des poteaux PLF à température ambiante. Il traite des méthodes classiques de l'Eurocode 3, de la méthode de la force directe basée sur les normes AISI, et du calcul de la charge critique via CUFSM. Il s'attarde sur les différents types d'instabilités et sur l'identification des comportements mécaniques à froid.
- **Chapitre 3 : Étude thermique et mécanique des colonnes PLF sous incendie**
Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement des profilés PLF en situation d'incendie. Il présente les principes de la protection passive, les propriétés des matériaux à haute température, les courbes de température selon l'ISO834, et la réponse mécanique et thermomécanique des poteaux. Il détaille aussi les effets du feu sur les éléments protégés et non protégés.
- **Chapitre 4 : Modélisation numérique par éléments finis**
Ce chapitre expose la démarche de modélisation thermique et mécanique des poteaux PLF avec ANSYS et CUFSM. Il décrit les configurations modélisées, les maillages, les conditions aux limites et les résultats obtenus. Les profils de température sont comparés aux recommandations de l'Eurocode 3, et les modes de flambement sont identifiés pour différentes températures.
- **Conclusion générale et perspectives**
Cette conclusion synthétise les principales observations issues des analyses réalisées, met en lumière les apports de l'étude, et propose des axes d'amélioration ainsi que des recommandations pour les recherches futures dans le domaine de la résistance au feu des structures en acier formé à froid.

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES STRUCTURES EN ACIER ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 GENERALITE SUR LES STRUCTURES EN ACIER

1.1.1 Introduction

La construction utilise de plus en plus l'acier en raison de ses nombreux avantages, notamment sa légèreté, sa simplicité d'utilisation et sa capacité à soutenir de lourdes charges. Parmi les solutions structurelles adoptées, les Profilés Laminés à Froid (PLFs) prennent une importance croissante, en particulier dans les constructions à ossature légère et celles intégrant des Cadres en Acier Léger (CAL). Ces éléments présentent une alternative économique et performante aux profilés laminés à chaud, bien qu'ils possèdent certaines vulnérabilités, notamment en cas d'incendie [6].

Contrairement aux profilés laminés à chaud, les PLFs sont obtenus par pliage ou profilage à froid de tôles minces, ce qui augmente leur résistance post-formage de 20 à 50 %, tout en réduisant leur poids et en facilitant leur mise en œuvre. Cependant, leur faible épaisseur les rend vulnérables aux instabilités structurelles telles que le flambement local, distortionnel et global, ainsi qu'aux interactions complexes entre ces modes de déformation[6].

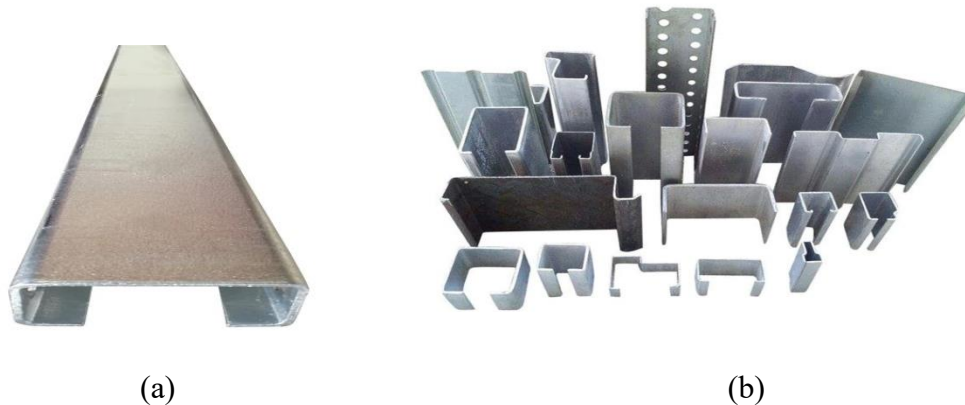


Figure 1. 1 (a) Différents types de Profilés Laminés à Froid (PLFs) (b) une illustration[7].

Les colonnes en acier formé à froid sont légères et possèdent une haute résistance, mais elles sont sujettes au flambement local et au flambement distortionnel sous compression axiale [8, 9]. Pour pallier ces problèmes, des colonnes composites en acier et béton (CLC-PEC) ont été développées. Ces structures intègrent du béton à l'intérieur d'un profilé en acier à lèvres, ce qui permet de limiter le flambement de l'acier et d'améliorer la stabilité globale de la structure tout en renforçant sa capacité portante [10, 11].

En outre, l'interaction entre le béton et l'acier peut être améliorée par l'ajout de connecteurs, ce qui optimise les performances mécaniques des colonnes sous charge thermique et mécanique (Zhanzhong Yin et al., 2025)[12].

En cas d'incendie, l'acier subit une dégradation rapide de ses propriétés mécaniques sous l'effet des températures élevées. Dès 500°C, sa résistance commence à diminuer et au-delà de 600°C - 700°C, il perd plus de 50 % de sa capacité portante, compromettant ainsi la stabilité des colonnes porteuses [6]. Ce phénomène peut entraîner des effondrements structurels, mettant en péril la sécurité des occupants des bâtiments.

Un facteur aggravant réside dans la conductivité thermique élevée de l'acier, qui accélère la propagation de la chaleur à travers les éléments métalliques. Par conséquent, les colonnes PLFs sont particulièrement sensibles aux gradients thermiques élevés, ce qui peut induire des contraintes thermomécaniques importantes et accentuer les modes d'instabilité[6].



Figure 1. 2 Bâtiments sous incendie[6].



Figure 1. 3 Structure en acier endommagée par le feu[6].

Bien que l'utilisation de protections thermiques (isolants, plaques de plâtre, peintures intumescentes) permette de limiter ces effets, ces solutions présentent des limites techniques et économiques. De plus, les méthodes de conception simplifiées supposent souvent une répartition uniforme de la température dans les éléments en acier, ce qui ne reflète pas les conditions réelles d'un incendie [6].

Un aspect encore peu exploré dans la recherche actuelle concerne l'influence des murs environnants sur la répartition des températures dans les poteaux PLFs soumis au feu. En effet, la présence de murs en briques modifie le champ thermique autour des colonnes, influençant leur réponse mécanique et leur capacité à supporter des charges.

Les murs en briques peuvent ralentir l'échauffement des colonnes PLFs, en absorbant une partie de la chaleur et en retardant le transfert thermique.

Dans certaines configurations, ils peuvent cependant piéger la chaleur, amplifiant ainsi la température locale et augmentant le risque d'instabilité mécanique.

Les modèles analytiques classiques ne prennent souvent pas en compte cette interaction, ce qui peut entraîner des erreurs dans l'évaluation de la stabilité des structures en acier en cas

d'incendie. Afin d'approfondir la compréhension de ces phénomènes, il est essentiel de mener des études numériques détaillées, qui permettront d'évaluer précisément l'impact des murs en briques sur le comportement des colonnes PLFs sous contraintes thermiques et mécaniques [6].

1.1.2 Acier de construction

A. Définition

Il s'agit d'un métal de construction dont la composition est à base de fer et de carbone (le taux de carbone est habituellement $< 2\%$). Il peut inclure d'autres éléments d'alliage (chrome, nickel, manganèse, etc.) pour optimiser ses caractéristiques mécaniques et sa résistance à la corrosion.[13].

Il est fabriqué par deux filières principales : la filière fonte, qui convertit le minerai de fer en acier à l'aide d'un haut fourneau, et la filière électrique, qui recycle des ferrailles dans des fours à arc électrique. Après affinage et mise en forme (par laminage, étirage ou tréfilage), il trouve son application dans différents secteurs de la construction, en particulier dans les charpentes métalliques, sous la forme de profilés laminés à chaud, de profilés reconstitués soudés (PRS) ou de profilés formés à froid. [13]

B. Processus de fabrication

La fabrication de l'acier est un processus dont la complexité varie de préparation des ingrédients de base jusqu'à l'obtention du produit fini. le secteur fonte et la filière électrique, qui comprend principalement deux méthodes dominantes à l'échelle mondiale, avec la filière fonte majoritaire dans la plupart des pays.[14]

Le processus de la filière fonte débute par le concassage et le séchage du minerai de fer. Il est ensuite mélangé avec du charbon et introduit dans un haut fourneau, où des températures élevées provoquent la fusion du minerai [14]. Lors de la combustion du charbon, du monoxyde de carbone qui transforme le minerai en fer liquide (fonte brute). Elle est convertie en acier, puis versée sur un tas de ferrailles [13].

La filière électrique implique la fusion de ferrailles dans des fours électriques, ce qui correspond à un recyclage de composants en acier déjà présents, bien que l'utilisation d'une petite quantité de charbon et de minerai soit indispensable [14] [13].

Dès que l'acier est produit, il est versé de façon continue sous forme de plaques dans des dispositifs de coulée continue, ce qui favorise une production plus efficace et une qualité supérieure[13].

Les plaques d'acier sont par la suite chauffées et traitées avec des laminoirs afin de donner forme aux produits désirés.

Après ce laminage, certains produits peuvent être soumis à un traitement thermique ou mécanique afin d'améliorer leurs propriétés mécaniques [13]. Enfin, les produits terminés peuvent être soumis à des travaux de finition tels que le découpage, le perçage, le cintrage et le revêtement afin de satisfaire aux spécifications et aux exigences de conception. [14]

Dans le domaine de la construction en charpente métallique, on utilise deux types de profilés en acier : le Profilé Laminé à Chaud (PLH) et le Profilé Laminé à Froid (PLF), ce dernier étant généralement plus mince [15].

C. Comportement de l'acier

L'acier de construction présente des caractéristiques fondamentales qui influencent son comportement mécanique. Sa résistance et sa déformation sont largement déterminées par la présence de dislocations et par sa structure cristalline. À température ambiante, l'acier présente une réponse élastique jusqu'à ce qu'il atteigne une limite au-delà de laquelle il entre en phase plastique, provoquant des déformations permanentes[16].

Les essais de traction normalisés permettent d'évaluer la contrainte et la déformation de l'acier sous un chargement progressif afin de déterminer ses propriétés mécaniques. D'après la mesure de sollicitation, l'acier peut se durcir ou s'adoucir : dans le premier cas, sa résistance croît, et dans le second, sa capacité portante décroît. La ductilité de ce matériau en est un des principaux atouts : elle lui permet d'encaisser de fortes déformations sans se rompre, ce qui assure une plus grande résistance aux charges dynamiques et aux conditions extrêmes [16].

. La désignation des aciers ou nuance se compose du symbole S, suivi de la valeur minimale spécifiée de la limite d'élasticité en MPa pour les épaisseurs inférieures à 40 mm et celles comprises entre 40 et 80 mm, comme indiqué dans le tableau 1.1 fourni par EN1993-1-1 [21] pour les aciers laminés à chaud [17].

Tableau 1. 1 Nuance et épaisseur nominale de l'acier[14, 17]

Nuance d'acier	Epaisseur nominale de l'élément (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	450	550	410	360

Le formage à froid modifie les propriétés mécaniques de l'acier en augmentant sa résistance tout en réduisant sa ductilité. Cette évolution résulte de deux phénomènes principaux : l'écroutissage et le vieillissement. L'écroutissage renforce l'acier en provoquant une déformation plastique qui réorganise sa structure cristalline. Le vieillissement, quant à lui, accroît la capacité portante de l'acier après le dépassement de sa limite élastique. La figure 1.4 illustre ces effets, tandis que la figure 1.5 compare le comportement mécanique de l'acier laminé à chaud et à froid [14].

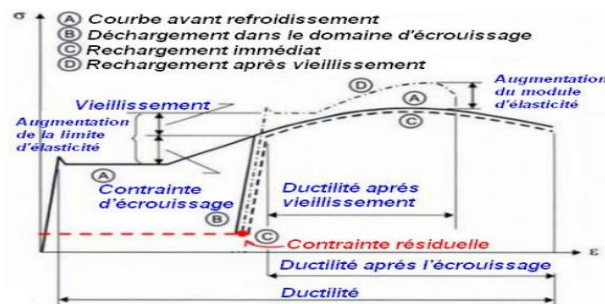


Figure 1. 4 Effets de laminage à froid sur les la courbe contrainte-déformation[14].

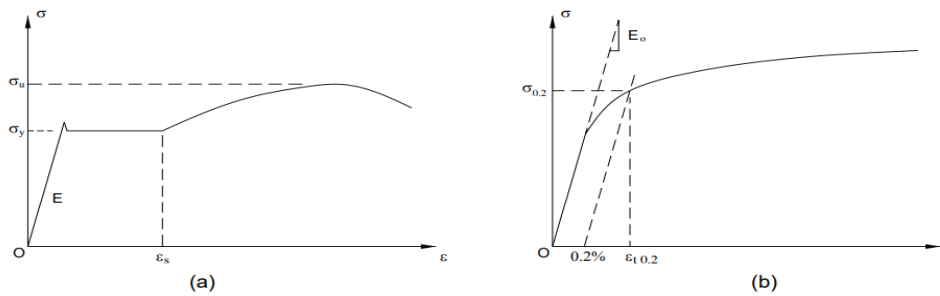


Figure 1. 5 Diagrammes typiques contrainte-déformation; a. de l'acier au carbone; b. de l'acier inoxydable[18].

Concernant l'acier au carbone : σ_y représente la contrainte de limite élastique ; σ_u représente la contrainte de limite ultime ; ε_s représente la déformation à partir de laquelle débute l'écrouissage; E est le module d'élasticité.

Pour l'acier inoxydable: $\sigma_{0,2}$ désigne la contrainte associée à une déformation plastique de 0.2%; $\varepsilon_{t0,2}$ représente la déformation totale associée à $\sigma_{0,2}$; E_o représente le module d'élasticité initial[18].

1.1.3 Profilés en acier formé à froid

A. Introduction

Dans le domaine de la construction métallique, on distingue deux grandes catégories : l'une, bien connue, est celle des profilés laminés à chaud ; l'autre, moins connue mais dont l'importance croît, est constituée de sections formées à froid à partir de tôles d'acier ou de barres plates produites par des machines de profilage ou par la presse plieuse. Les profilés obtenus par formage à froid présentent des épaisseurs très réduites, variant de 0,5 mm à environ 7 mm[19].

B. Sur les structures métalliques PLF

Les structures métalliques en acier formé à froid (PLF) sont de plus en plus utilisées dans le domaine de la construction, en particulier dans les bâtiments à faible hauteur. Leur popularité s'explique par leur légèreté, leur flexibilité et leur haute efficacité structurale. Comparées aux profilés laminés à chaud, les sections formées à froid offrent un excellent rapport résistance/poids, réduisant ainsi les coûts de production, de transport et d'installation. Cependant, en raison de leur finesse, ces éléments sont plus sensibles aux phénomènes d'instabilité locale, distorsionnelle et globale, nécessitant des études approfondies pour garantir leur sécurité et leur performance. Les recherches récentes se concentrent sur l'amélioration des méthodes de calcul et de conception, notamment par le biais de la modélisation numérique et des essais expérimentaux, afin d'affiner les codes et normes existants et d'optimiser leur utilisation en construction [20].



Figure 1. 6 Réalisation d'un complexe touristique, (Beni-Haoua, Chlef, 2023)[21].

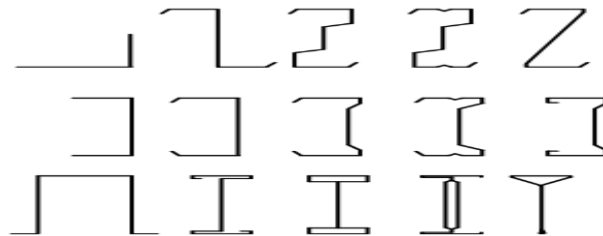
C. Types de sections en acier formé à froid

Les éléments formés et les tôles profilées à froid sont des produits en acier élaborés à partir de bandes ou de bobines d'acier, qu'elles soient recouvertes ou non, qui ont été laminées à chaud ou à froid. Ces produits peuvent avoir une section transversale constante ou variable, tant qu'ils respectent les tolérances autorisées [19].

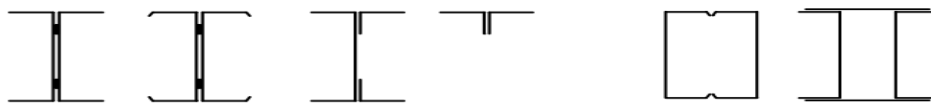
Les éléments structuraux en acier formé à froid peuvent être classés en deux grandes catégories :

❖ Éléments de charpente individuels :

- Sections ouvertes simples (voir Figure 1-7 a)
- Sections assemblées ouvertes (voir Figure 1-7 b)
- Sections assemblées fermées (voir Figure 1-7 c) [19]



a) Sections ouvertes simples



b) Sections composées ouvertes

c) Sections composées fermées

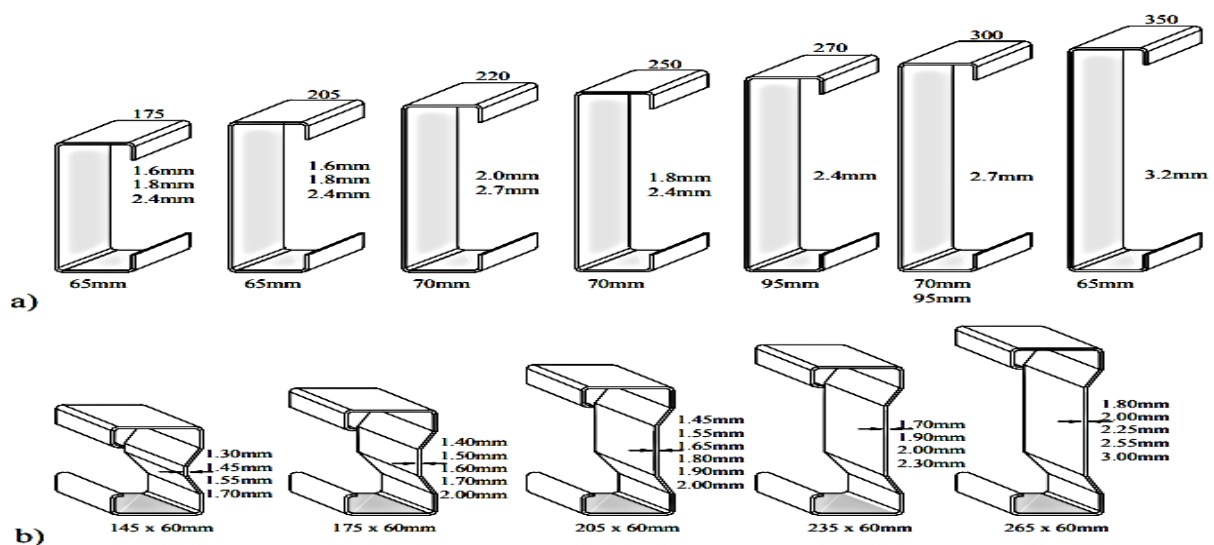
Figure 1. 7 Formes typiques de sections pour les éléments structuraux en acier formé à froid[19].

- ❖ **Panneaux et dalles :** Ce groupe comprend des composants formés à froid utilisés pour des applications telles que les panneaux de bardage ou les dalles de plancher.

Dans le domaine de la construction, ces sections en acier formé à froid sont couramment employées en raison de leurs atouts liés à leur légèreté, leur robustesse et leur flexibilité dans des usages structurels.

En général, la profondeur des sections créées à froid pour les éléments en barre va de 50 à 70 mm jusqu'à 350 à 400 mm, avec une épaisseur allant d'environ 0,5 mm à 6 mm. La Figure 1.3 illustre, par exemple, plusieurs séries de sections en canaux à bords repliés ainsi que des sections « sigma »

Ces sections sont fréquemment employées dans les structures en raison de leur capacité à allier légèreté et robustesse, tout en étant adaptées à différentes utilisations dans le domaine de la construction[19].



Les panneaux et dalles sont conçus à partir de tôles profilées et de bacs linéaires (cassettes), comme illustré dans la Figure 1.9. Les panneaux ont habituellement une profondeur de 20 à 200 mm et une épaisseur comprise entre 0,4 et 1,5 mm.

Dans le domaine de la construction, ces éléments sont employés pour réaliser des surfaces à la fois robustes et peu lourdes. Leur utilisation permet d'assurer une bonne résistance tout en facilitant une mise en place rapide et efficace au sein de différents types de structures. [19]

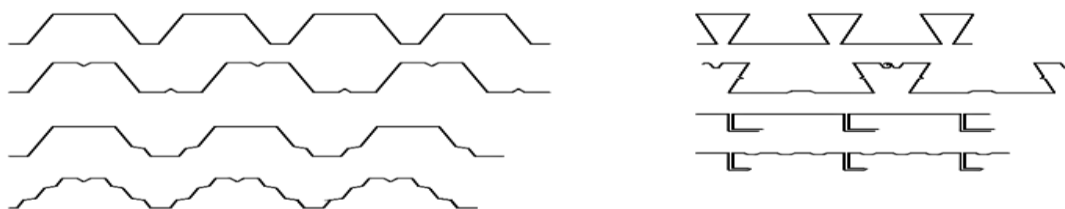


Figure 1.9 Tôles profilées et plateaux linéaires[19].

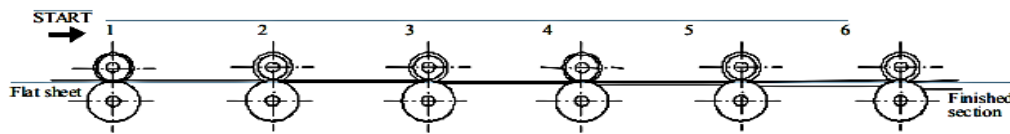
• Fabrication

Les éléments en acier formé à froid sont généralement fabriqués selon l'un des deux procédés suivants :

- Formage par rouleaux (Roll forming)
- Pliage et pressage (Folding and press braking)

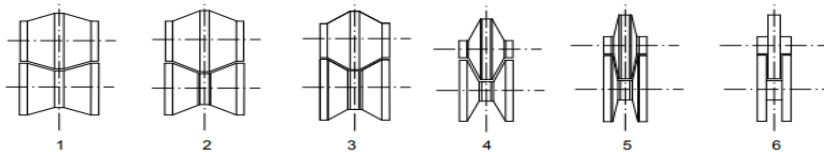
Le formage par rouleaux est une méthode dans laquelle une bande d'acier continue est passée à travers plusieurs rouleaux opposés pour en déformer plastiquement le matériau et obtenir la forme désirée. Chaque paire de rouleaux génère une déformation fixe dans une séquence de types illustrée à la Figure 1.10a. Chaque paire de rouleaux opposés est appelée un "stade" comme illustré dans la figure. En général, plus la forme de la section transversale est complexe, plus le nombre de stades nécessaires est important.

Dans le cas des sections creuses rectangulaires formées à froid, les rouleaux forment d'abord la section en une forme circulaire et une soudure est appliquée entre les bords opposés de la bande avant le dernier formage (appelé dimensionnement) pour obtenir une forme carrée ou rectangulaire.[19]



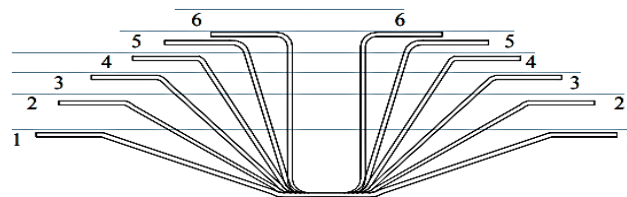
(a)

Les étapes de formage d'une section simple.



(b)

Les rouleaux de formage à chaque étape.



(c)

Profil à chaque étape.

Figure 1. 10 Étapes du profilage par roulage d'une section simple[19].

Les Figures 1.11 (a et b) montrent deux lignes de formage industriel par rouleaux, l'une pour les profils de produits longs et l'autre pour les tôles.

Le temps requis pour changer les rouleaux afin de passer à des sections de taille différente constitue une limitation importante du formage par rouleaux. Il en résulte que des rouleaux ajustables sont fréquemment employés, ce qui permet de modifier rapidement la largeur ou la profondeur de la section.[19]

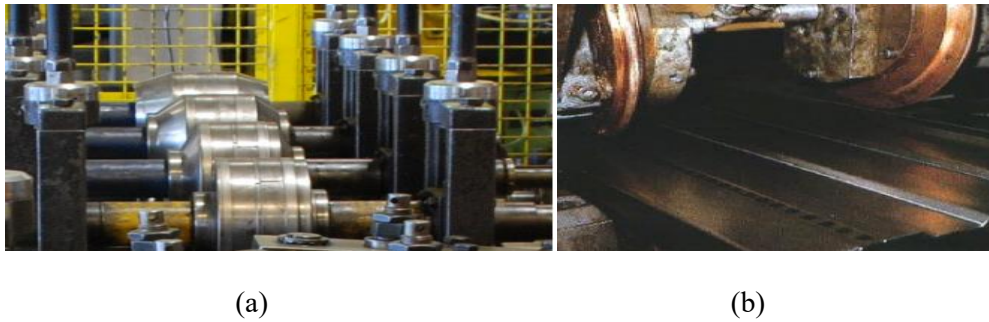


Figure 1. 11 Lignes industrielles de profilage par roulage[19].

Le pliage, illustré par la Figure 1.12 est le procédé le plus élémentaire : il consiste à réaliser une série de plis sur une feuille de matériau afin d'en créer des spécimens de courte longueur et à la géométrie simple. Ce processus ne peut être utilisé que dans de rares situations.

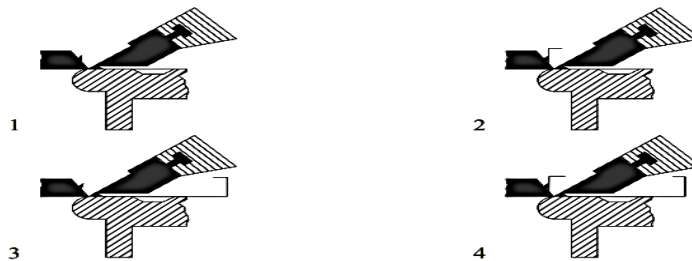


Figure 1. 12 Formage par pliage[19].

La technique du pliage à la presse est employée de manière plus courante et offre la possibilité de créer une plus grande diversité de formes de sections transversales. Ce procédé consiste à façonner une section à partir d'une bande de matériau en l'agençant entre des matrices conçues pour donner la forme au profilé (voir Figure 1.13). Généralement, chaque pli se forme individuellement. Figure 1.14 montre la configuration typique d'une presse plieuse.

Ce processus est aussi limité en ce qui concerne la géométrie des profils pouvant être réalisés et, souvent, plus crucial encore, la longueur des sections pouvant être fabriquées. Le pliage à la presse est d'ordinaire réservé aux sections de moins de 5 m de long, même si l'industrie utilise des presses plieuses capables de produire des éléments de 8 m.

Pour produire des sections, le roulage est généralement utilisé lorsque des quantités très importantes. Les coûts d'outillage initiaux sont élevés, tandis que les coûts de main-d'œuvre ultérieurs sont faibles. Le pliage à la presse est habituellement utilisé pour des productions de faible volume nécessitant une variété de formes, et où les coûts liés au roulage ne peuvent pas être justifiés [19].

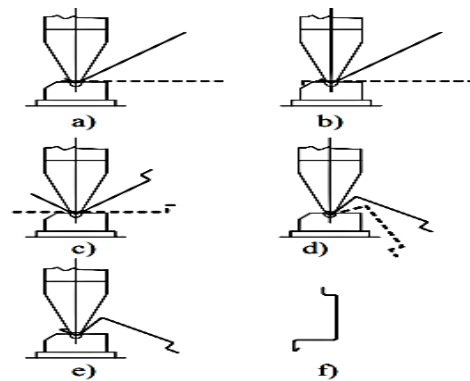


Figure 1. 13 Étapes de formage dans le processus de pliage par presse[19].



Figure 1. 14 Presse plieuse industrielle[19].

1.1.4 Fondements de la Stabilité des Structures

La stabilité structurelle est une préoccupation majeure en ingénierie, notamment dans la conception des structures minces. Elle peut être perçue comme la capacité d'une structure à résister aux variations de charge sans subir de déformations excessives. Lorsqu'une charge critique est atteinte, un phénomène de flambement peut survenir, entraînant des changements significatifs dans la configuration de la structure et, potentiellement, son effondrement.

A. Types d'instabilités structurelles

Selon Galambos et Surovek, [22] l'instabilité structurelle apparaît sous l'effet des contraintes de compression, pouvant se manifester sous différentes formes :

- **Instabilité locale** : affecte une portion limitée d'un élément structurel, par exemple le flambement local de l'âme d'une poutre en acier.
- **Instabilité globale** : concerne l'ensemble de l'élément structurel, comme le flambement global d'un contreventement diagonal.
- **Interaction entre instabilités** : une combinaison de plusieurs types de flambement, entraînant des comportements complexes[22].

Afin de mieux comprendre les concepts fondamentaux de la stabilité, un exemple du comportement d'un système structurel simple est illustré à la Figure 1.15, à travers un système ressort-barre parfait.

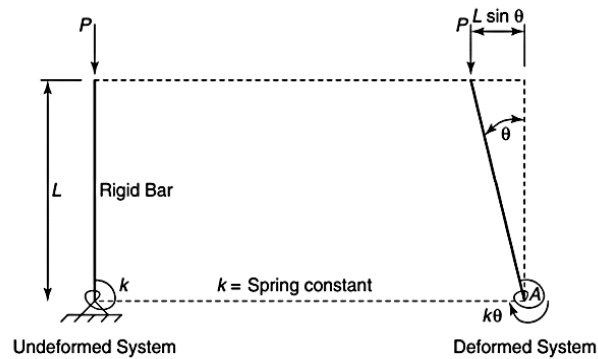


Figure 1. 15 Modèle structurel d'un système ressort-barre parfait[22].

B. Modes d'instabilités (flambement)

Les profils laminés à froid (PLF) à parois minces sont sujets à divers phénomènes d'instabilité structurelle sous l'effet de charges mécaniques. Ces instabilités sont classées en trois types principaux : flambement local, flambement distortionnel et flambement global. Leur apparition dépend de plusieurs facteurs tels que la géométrie, la rigidité, les conditions aux limites et les charges appliquées[14].

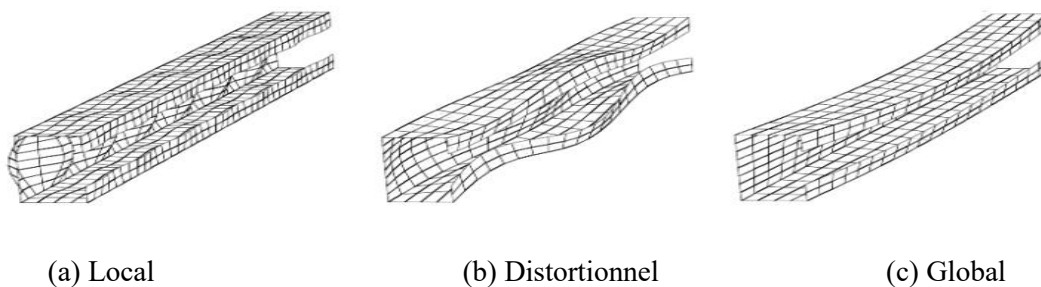


Figure 1. 16 Représentation des trois modes de flambement sous une charge de compression[14].

- Flambement local (voilement)

Ce mode d'instabilité concerne des déformations significatives de la section transversale sans translation, uniquement une rotation des lignes de pliage internes. Il est caractérisé par une longueur d'onde des ondulations inférieure à la plus grande dimension de l'élément.

Bandula Heva et al,[23] ont analysé dans leurs études expérimentales, l'influence de ce phénomène sur les poteaux PLFs soumis à des températures élevées. Il a été démontré que l'utilisation des propriétés mécaniques réduites à haute température permet de prédire la capacité portante avec plus de précision.

- Flambement distortionnel

Le flambement distortionnel se caractérise par une déformation marquée d'une partie de la section, tandis que l'autre partie subit un déplacement rigide accompagné de rotation et de translation au niveau des jonctions des plaques.

Des recherches expérimentales ont été menées pour mieux comprendre ce phénomène. Ranawaka et Mahendran,[23] ont analysé son comportement sous l'effet de températures élevées, mettant en évidence l'influence des propriétés mécaniques dégradées et des imperfections géométriques sur la stabilité des structures. De leur côté, Shahbazian et Wang ont évalué la pertinence de la méthode de force directe (DSM) pour prédire la capacité portante des PLFs soumis à différentes distributions thermiques.

- Flambement global

Le flambement global affecte l'ensemble de la longueur de l'élément et peut se manifester sous différentes formes, telles que la flexion, la torsion ou une combinaison des deux (flexion-torsion) [14, 23].

Des études et modélisations ont été réalisées pour mieux comprendre ce phénomène. Somodi et Kövesdi,[23] ont mené des essais sur la résistance au flambement global des PLFs en acier à haute résistance (AHR), mettant en évidence l'influence des imperfections géométriques et des contraintes résiduelles sur la stabilité de ces éléments. Par ailleurs, Yang et al,[23] ont démontré que l'espacement des boulons joue un rôle déterminant dans la résistance au flambement global des structures.

C. Charge critique et bifurcation

Le flambement se produit lorsqu'une charge critique est atteinte, ce qui provoque de grandes déformations sous une faible augmentation de la charge. Cette charge critique, qui est un paramètre clé en conception, peut être déterminée graphiquement au point de bifurcation, où la structure passe d'un état stable à un état instable [22].

Un modèle simple illustrant ce principe est le système ressort-barre, dans lequel une charge axiale entraîne une rotation de la barre rigide, jusqu'à atteindre une bifurcation (Figure 1.17). À ce point, la structure peut adopter plusieurs configurations d'équilibre.

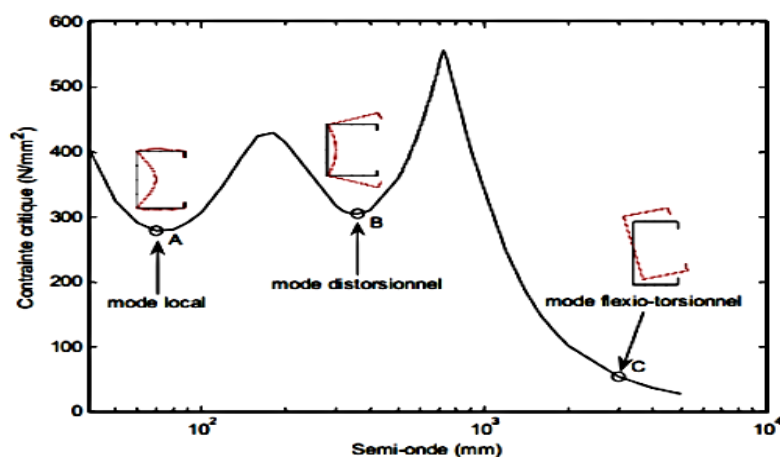


Figure 1. 17 Courbe contrainte demi-onde de la section C à compression uniforme[14].

D. Méthodes d'analyse de stabilité

Plusieurs approches permettent d'évaluer la stabilité des structures :

- **Méthode des petites déformations** : permet uniquement de calculer la charge de flambement.
- **Méthode des grandes déformations** : donne des informations sur le comportement post-flambement.
- **Méthode des grandes déformations appliquée aux structures imparfaites** : fournit une analyse complète, y compris la réduction de rigidité près de la charge critique.

L'analyse de stabilité peut être complexe et nécessiter un contrôle du déplacement pour suivre les chemins d'équilibre avant et après la bifurcation. Différents algorithmes, comme la méthode de Newton-Raphson modifiée et la méthode de l'arc-length, sont utilisés pour détecter ces chemins [22].

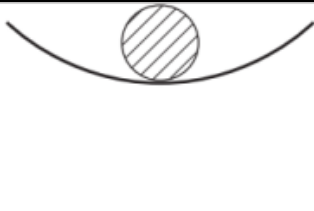
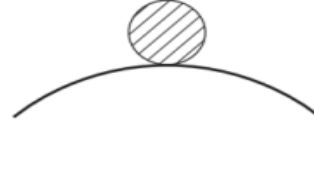

E. Énergie potentielle et états d'équilibre

L'analyse énergétique repose sur le principe de conservation de l'énergie. L'équilibre d'un système est atteint lorsque son énergie potentielle totale (énergie de déformation + énergie des forces extérieures) est minimale. Trois états de stabilité sont distingués :

- **Équilibre stable** : énergie potentielle minimale, nécessitant un apport d'énergie pour changer d'état.
- **Équilibre instable** : énergie potentielle maximale, nécessitant une faible perturbation pour provoquer un effondrement.
- **Équilibre neutre** : point d'inflexion entre les états stable et instable [22].

Ces concepts sont illustrés dans le Tableau 1.2, qui présente différents états d'équilibre en fonction de l'énergie potentielle totale.

Tableau 1. 2 Différents états d'équilibre en fonction de l'énergie potentielle totale[22].

Minimum de Π <i>Équilibre stable</i> - De l'énergie doit être ajoutée pour changer la configuration.	$d^2\Pi/d\theta^2 > 0$		La bille dans la coupe peut être perturbée, mais elle reviendra au centre.
Maximum de Π <i>Équilibre instable</i> - L'énergie est libérée lorsque la configuration change.	$d^2\Pi/d\theta^2 < 0$		La bille roulera vers le bas si elle est perturbée.
Transition entre minimum et maximum <i>Équilibre neutre</i> - Il n'y a pas de changement d'énergie.	$d^2\Pi/d\theta^2 = 0$		La bille est libre de rouler.

1.1.5 Sécurité incendie dans les bâtiments

La sécurité incendie dans les bâtiments repose sur une conception structurelle qui limite la propagation du feu, protège les occupants et préserve l'intégrité de l'édifice. Selon Buchanan et Abu dans *Structural Design for Fire Safety* (2017), il est essentiel d'adopter une approche globale combinant la résistance au feu des matériaux, l'isolation thermique et des stratégies de compartimentage. L'utilisation de modèles numériques et d'essais au feu permet d'anticiper le comportement des structures face à des températures extrêmes. De plus, les réglementations en vigueur imposent des normes strictes concernant les sorties de secours, les systèmes de détection et les dispositifs d'extinction, garantissant ainsi une meilleure protection contre les incendies [23].

A. Effet de l'incendie dans les constructions

L'incendie représente un risque majeur pour les structures, affectant leur résistance mécanique et leur stabilité. Selon *Structural Design for Fire Safety* de Buchanan et Abu (2017) [24], l'effet du feu sur les constructions dépend de plusieurs facteurs, notamment l'intensité et la durée de l'exposition aux flammes, ainsi que les propriétés thermiques et mécaniques des matériaux utilisés. Sous l'effet de la chaleur, les matériaux subissent des déformations, des pertes de rigidité et, dans certains cas, une rupture prématurée. Les structures métalliques, comme l'acier formé à froid, sont particulièrement sensibles aux températures élevées, nécessitant des protections passives ou actives pour limiter leur affaiblissement [24]. L'effet de l'incendie dans les constructions est ainsi un enjeu majeur en ingénierie, notamment pour les structures en acier formé à froid (PLF), dont la température des éléments structuraux s'élève rapidement en cas d'incendie, affectant leurs propriétés mécaniques et leur capacité portante.

Les incendies représentent une menace majeure pour les constructions, tant pour la sécurité des occupants que pour la préservation des biens matériels. Par exemple, l'incendie de la tour Grenfell à Londres en 2017 illustre l'ampleur des dommages structurels pouvant résulter d'un incendie urbain (Figure 1.18 (a)) [25]. De même, en Algérie, l'incendie du bâtiment NAFTAL à Chlef a causé des pertes économiques considérables (Figure 1.18 (b)) [14]. La recrudescence des incendies périurbains, comme celui de Lahaina à Hawaï en 2023 et celui de Tizi-Ouzou en 2021, montre que les effets du feu ne se limitent pas aux zones urbaines denses mais touchent également les infrastructures situées à la périphérie des villes (Figure 1.19) [26, 27]. Ces événements soulignent la nécessité de concevoir des bâtiments plus résistants au feu, notamment en intégrant des protections thermiques efficaces.



(a) l'incendie de la tour Grenfell à Londres en 2017[25] (b) l'incendie du bâtiment NAFTAL à Chlef [14]

Figure 1. 18 Effet de l'incendie dans les constructions urbaines.



(a) Incendie périurbaine d'Hawaï, 2023[26]



(b) Incendie périurbaine de Tizi-Ouzou, 2021 [27]

Figure 1. 19 Effet de l'incendie dans les constructions périurbaines.

Les recherches montrent que la proximité des murs et la présence d'éléments de maçonnerie influencent significativement la distribution thermique et la réponse mécanique des colonnes en acier sous des gradients thermiques sévères [28]. En particulier, la présence de parois verticales modifie l'écoulement des gaz chauds, intensifiant l'exposition thermique des poutres et colonnes avoisinantes [28]. Cette interaction entre la maçonnerie et les éléments en acier justifie donc l'étude numérique de la réponse thermique et mécanique des PLF en présence de murs, afin d'améliorer les modèles prédictifs et les recommandations en sécurité incendie.

B. La Protection de la Structure sous l'Effet de l'Incendie

La construction en acier est largement adoptée grâce à sa légèreté, sa rapidité d'exécution et ses avantages architecturaux. Cependant, sa faible résistance au feu, due à sa forte conductivité thermique et à la dégradation de ses propriétés mécaniques sous l'effet de la chaleur, peut entraîner des déformations structurelles pouvant conduire à l'effondrement du bâtiment.

La résistance au feu des structures en acier peut être améliorée en les protégeant avec des matériaux isolants ou en les intégrant dans des parois. Les parois ont, d'une part, une influence favorable sur la résistance au feu des sections en acier, car elles protègent une grande partie de leurs faces de l'échauffement, mais d'autre part, elles ont une influence défavorable, car elles engendrent un chauffage différentiel de la section transversale. Ce chauffage différentiel entraîne le développement de champs de contraintes différentielles dans la section, ce qui impacte la résistance au feu de l'élément. La méthode simplifiée considérée dans l'Eurocode 3, partie 1.2, pour la détermination de l'évolution des températures dans les sections en acier, ne prend pas en compte cet effet, supposant un chauffage uniforme [29].

1.2 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1.2.1 Historique du développement des profilés en acier formé à froid

Le développement des matériaux et des technologies de construction au cours du XXe siècle a conduit à l'émergence de solutions structurelles plus légères, plus économiques et plus faciles à industrialiser. Parmi ces solutions, les profilés en acier formé à froid, aussi appelés cold-formed steel (CFS), se sont imposés comme une alternative performante à l'acier laminé à chaud dans certaines applications, notamment dans la construction de bâtiments légers, modulaires et préfabriqués[30].

L'utilisation des profilés formés à froid remonte aux années 1930, principalement aux États-Unis, où les premières applications concernaient des structures secondaires, des systèmes de bardage, ou encore des charpentes métalliques légères. À cette époque, la production de ces éléments reposait sur le pliage de tôles en acier à température ambiante, sans traitement thermique préalable, ce qui permettait d'optimiser la matière tout en conservant de bonnes caractéristiques mécaniques [31]. Cependant, en l'absence de cadre normatif, les ingénieurs devaient fonder leurs conceptions sur des essais empiriques ou leur propre expérience[32].

Face à cette situation, l'American Iron and Steel Institute (AISI) a publié en 1946 la première spécification dédiée à la conception des éléments en acier formé à froid. Ce document constituait une étape majeure vers la reconnaissance officielle de ces structures, en fournissant des règles de calcul tenant compte des spécificités géométriques et mécaniques des profilés minces[33]. Depuis cette première édition, les spécifications AISI n'ont cessé d'évoluer pour intégrer les progrès de la recherche, les résultats expérimentaux et les avancées numériques, notamment dans les domaines du flambement local, du flambement global et des instabilités combinées [32].

Par ailleurs, l'évolution de ces normes a été accompagnée par un important travail de recherche mené à l'échelle internationale, visant à mieux comprendre le comportement des structures en CFS dans des conditions de chargement complexes, y compris en situation d'incendie[31].

Cependant, en l'absence de cadre normatif, les ingénieurs devaient fonder leurs conceptions sur des essais empiriques ou leur propre expérience[32].

Lors de l'examen des principales normes de conception des éléments minces à parois minces à l'échelle mondiale, deux approches majeures se distinguent et sont aujourd'hui couramment utilisées : la Méthode de la largeur efficace (Effective Width Method, EWM) *et la* Méthode de résistance directe (Direct Strength Method, DSM). La première a été intégrée comme méthode de calcul de base dans toutes les normes, tandis que la seconde a été adoptée par plusieurs comités de normalisation, notamment en Amérique du Nord (AISI, 2016) et en Australie/Nouvelle-Zélande (Australian/New Zealand Standard, 2018), comme alternative admissible. Le concept de définir des bandes efficaces porteuses adjacentes aux appuis longitudinaux des plaques, tout en négligeant les parties restantes de la section, a été proposé à l'origine par von Karman[34].

Ce contexte historique constitue une base essentielle pour comprendre les enjeux actuels liés à l'étude du comportement thermo-mécanique des colonnes en acier formé à froid, en particulier lorsqu'elles sont exposées à des gradients de température dus à un incendie.

1.2.2 Influence des murs en brique sur la résistance au feu des colonnes en acier

A. Influence sur les colonnes HEA laminé à chaud et effets thermiques des murs en brique

L'influence des murs en brique sur la résistance au feu des colonnes en acier est un sujet d'intérêt majeur en ingénierie des structures. La présence de murs peut avoir des effets contradictoires : d'un côté, ils protègent une partie des colonnes contre l'exposition directe aux flammes, réduisant ainsi la montée en température ; de l'autre, ils induisent un chauffage différentiel à travers la section transversale, ce qui peut provoquer des contraintes thermiques internes et affecter la stabilité de la colonne [35].

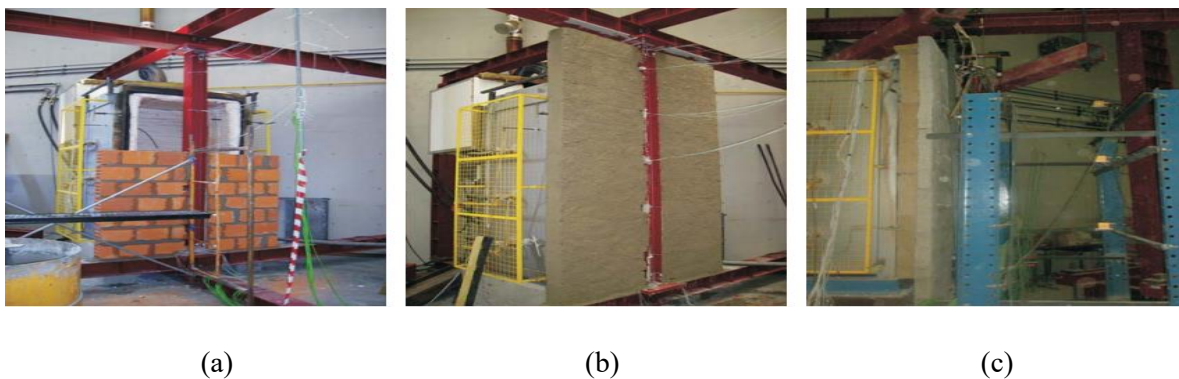


Figure 1. 20 a) Construction du modèle d'essai, b) Colonne encastree dans le mur, c) Vue latérale du système expérimental.

Des études expérimentales et numériques ont montré que l'épaisseur du mur en brique joue un rôle clé dans la distribution des températures. Par exemple, dans une étude où des colonnes HEA160 et HEA200 étaient entourées de murs de différentes épaisseurs, il a été observé que les températures mesurées dans la section médiane des colonnes étaient plus élevées pour les murs minces que pour les murs épais [35]. Ce phénomène s'explique par la capacité thermique plus importante des murs épais, qui ralentit la propagation de la chaleur vers l'acier [29].

Une analyse des isothermes a également révélé des gradients thermiques plus prononcés dans les colonnes protégées par des murs minces, ce qui peut augmenter le risque d'instabilité structurelle [35]. Les résultats de simulations effectuées avec le programme SUPERTEMPALC montrent une concordance avec les mesures expérimentales, ce qui valide l'efficacité des modèles numériques pour prédire l'effet des murs sur la distribution thermique[36].

B. Résistance au feu des éléments intégrer dans les murs

La résistance au feu des colonnes PLF intégrées dans des murs en brique dépend fortement de la configuration de l'ensemble structurel. Il a été démontré que pour une colonne dont l'âme est parallèle au mur, l'élévation de température dans la bride non exposée est significativement réduite par la présence du mur, ce qui ralentit la perte de résistance mécanique [35]. Cependant, lorsque l'âme est perpendiculaire au mur, un comportement inverse est observé : la température dans la bride non exposée est parfois plus élevée pour les murs épais. Cette différence est probablement due aux échanges de chaleur entre la brique et l'acier, qui varient en fonction de l'orientation du profil [29].

Une comparaison entre des murs de 10 cm et 14 cm d'épaisseur a montré que les murs plus épais offrent une meilleure protection contre l'élévation de température, notamment dans les sections de la colonne qui ne sont pas directement exposées aux flammes [35]. Les murs offrent une protection thermique partielle en réduisant l'exposition directe des colonnes aux flammes, ce qui améliore leur résistance au feu. Toutefois, ils entraînent également un chauffage différentiel de la section transversale de la colonne, pouvant générer des contraintes thermiques non uniformes [29].

Les résultats montrent que les murs plus épais réduisent significativement les températures atteintes dans les parties non exposées de la colonne, mais qu'une paroi plus fine engendre des gradients thermiques plus élevés, pouvant affecter la résistance mécanique de la colonne [29].

Ces observations soulignent l'importance de prendre en compte l'épaisseur des murs lors de la conception de structures résistantes au feu.

Les simulations numériques effectuées à l'aide du logiciel SUPERTEMPALC ont permis d'obtenir des résultats très proches des données expérimentales [36]. Ce programme utilise une modélisation par éléments finis pour résoudre les équations de transfert thermique transitoires en deux dimensions, en prenant en compte les propriétés thermiques des matériaux et leur variation avec la température. Les modèles intègrent notamment la conductivité thermique de la maçonnerie (0,7 W/m°C), la capacité thermique (840 J/kg°C) et les conditions aux limites, incluant les transferts thermiques par convection et rayonnement [37].

Les essais menés en laboratoire montrent que la température au sein des colonnes peut varier de près de 100°C en fonction de l'épaisseur du mur[38]. Plus précisément, les résultats expérimentaux ont mis en évidence que les murs plus épais réduisent la température sur les parties non exposées des colonnes, tandis que les murs plus fins engendrent des gradients thermiques plus importants, influençant ainsi la résistance mécanique des profils en acier. Cette variabilité souligne la nécessité de considérer les effets thermiques induits par les murs lors de l'évaluation de la stabilité des colonnes PLF en cas d'incendie

1.2.3 Quelques travaux de recherches pertinents :

Les colonnes en acier formé à froid (PLF) sont couramment employées dans les structures légères, grâce à leur grande efficacité structurelle et leur faible poids. Cependant, leur comportement lorsqu'ils sont soumis à une charge thermique soulève de vives inquiétudes, en particulier s'agissant du flambement local et global, de la diminution des propriétés mécaniques de l'acier et des interactions entre divers modes de défaillance. Ces dimensions ont été examinées par un grand nombre d'études, qui avaient pour but d'optimiser la compréhension et la modélisation des colonnes PLF en cas d'incendie.

Les colonnes PLF sont sensibles aux instabilités locales et distorsionnelles sous température élevée. Mahendran et al. (2006),[39] ont montré que l'élévation de température réduit les propriétés mécaniques de l'acier, entraînant une diminution significative de la capacité portante. Les colonnes PLF peuvent également être affectées par le flambement global, surtout sous l'effet des gradients thermiques non uniformes. La méthode des bandes finies contrainte (CUFSM) a été utilisée pour analyser l'interaction entre ces modes d'instabilité et optimiser les modèles prédictifs. L'AS/NZS 4600 et l'AISI S100, bien qu'utilisées pour la conception des colonnes PLF, nécessitent des révisions pour mieux intégrer les effets du flambement distorsionnel et l'influence des murs environnants.

Gunalan et al,(2015) [40] ont étudié le flambement local des colonnes PLF exposées à des températures allant jusqu'à 700°C. Ils ont démontré que la résistance ultime diminue drastiquement lorsque la température dépasse 500°C, mettant en évidence la nécessité d'améliorer les modèles de calcul existants pour les conditions d'incendie.

Les colonnes PLF de parois épaisses et fabriquées avec des aciers de haute résistance conservent mieux leur capacité portante à haute température. Cependant, ces facteurs ne suffisent pas à éliminer les instabilités locales, ce qui nécessite l'ajout de renforts [41]. Correia et al. (2009) [42] ont étudié l'effet des murs en brique sur la résistance thermique des colonnes PLF et ont observé que l'épaisseur des murs influence la répartition de la température dans la colonne. Ils ont constaté que les murs retardent l'élévation thermique des colonnes mais créent des gradients thermiques qui peuvent induire un flambement asymétrique.

Les colonnes PLF sont souvent conçues avec des ouvertures pour le passage des services, ce qui peut affaiblir leur résistance au feu. Rokilan et Mahendran (2023) [43] ont étudié le flambement distorsionnel des colonnes PLF avec des ouvertures rectangulaires renforcées et ont démontré que l'ajout de raidisseurs aux bords des ouvertures améliore significativement leur capacité portante sous l'effet de la chaleur.

Les recherches récentes sur le comportement des colonnes PLF à haute température montrent que les méthodes de conception actuelles ne prennent pas suffisamment en compte les interactions entre flambement local, distorsionnel et global. De plus, l'influence des murs environnants sur la répartition thermique et les contraintes internes des colonnes est encore peu explorée. Notre travail vise à approfondir l'étude de ces phénomènes en combinant simulations numériques et validation expérimentale, afin de proposer des recommandations plus adaptées aux normes de conception existantes.

1.3 Conclusion

L'étude bibliographique a mis en évidence l'importance croissante des profilés laminés à froid (PLFs) dans la construction, notamment en raison de leur légèreté et de leur efficacité structurelle. Toutefois, leur vulnérabilité aux instabilités mécaniques et thermiques, en particulier en cas d'incendie, constitue un défi majeur pour leur conception et leur utilisation en sécurité structurelle.

Les recherches montrent que l'exposition au feu entraîne une dégradation rapide des propriétés mécaniques de l'acier, aggravée par la forte conductivité thermique du matériau. L'influence des murs en brique sur le comportement thermique et mécanique des colonnes PLFs est un aspect crucial encore peu étudié. Si ces murs peuvent offrir une protection thermique partielle en limitant l'échauffement direct des colonnes, ils introduisent également des gradients thermiques non uniformes susceptibles de générer des contraintes internes complexes et de modifier les modes de flambement.

CHAPITRE 2

ETUDE ANALYTIQUE A TEMPERATURE AMBIANTE

2.1 Introduction

Les recherches présentées dans le chapitre précédent ont mis en évidence l'influence des murs sur la distribution des températures et la réponse mécanique des colonnes en acier formé à froid (PLFs) sous conditions d'incendie. Elles ont montré que l'interaction entre ces colonnes et les murs environnants peut modifier significativement la répartition thermique ainsi que les modes de flambement associés, ce qui remet en question l'hypothèse d'un échauffement uniforme généralement adoptée dans les normes de calcul des structures en acier.

Elles ont également souligné que la présence de murs peut entraîner des gradients thermiques non uniformes, générant des contraintes internes complexes et altérant la stabilité des colonnes. Cette problématique nécessite une évaluation approfondie des transferts thermiques et des contraintes mécaniques induites par l'exposition au feu afin d'identifier les paramètres clés influençant leur comportement.

Ce chapitre présente une étude analytique des colonnes PLFs entourées de murs en brique sous l'effet du feu, en s'appuyant sur les codes et recommandations internationaux. L'objectif est d'évaluer l'impact des interactions thermiques et mécaniques entre les murs et les colonnes afin de proposer une approche plus précise et fiable pour la conception et la sécurité des structures en acier exposées à des conditions d'incendie.

2.2 Méthodologie

2.2.1 Section efficace

La première étape pour analyser le comportement d'un élément formé à froid et estimer sa capacité portante consiste à déterminer les largeurs efficaces des parois comprimées de sa section. Cette évaluation doit être réalisée en fonction d'une distribution appropriée des contraintes dans la section concernée. Ensuite, il est nécessaire de calculer les propriétés géométriques de la section efficace, en tenant compte du déplacement de l'axe neutre induit par la redéfinition des parties efficaces de la section. Enfin, les mêmes principes et règles de calcul appliqués aux sections à parois épaisses, telles que les sections laminées à chaud, sont utilisés pour le dimensionnement et la vérification des éléments formés à froid[1].

A. Les caractéristique et vérification des proportions géométriques

Les caractéristiques géométriques nominales de la section transversale doivent être déterminées en premier lieu.

- La hauteur de l'âme de la section donnée par :
$$\mathbf{h_p = h - t_{nom}} \quad (2.1)$$

- La largeur de la semelle supérieure :
$$\mathbf{b_{p1} = b_1 - t_{nom}} \quad (2.2)$$

- la largeur de la semelle inférieure :
$$\mathbf{b_{p2} = b_2 - t_{nom}} \quad (2.3)$$

- la largeur du raidisseur :
$$\mathbf{c_{p1} = c_1 - t_{nom}} \quad (2.4)$$

Satisfaites que les proportions géométriques énumérées ci-dessous, les conditions sur lesquelles la méthode de calcul de l'EN1993-1-3 ne peut être appliquée.

$$b/t \leq 60 \quad (2.5)$$

$$c/t \leq 50 \quad (2.6)$$

$$h/t \leq 500 \quad (2.7)$$

Les dimensions du raidisseur de bord devraient être comprises entre la valeur suivante pour assurer une rigidité suffisante et éviter le flambement.

$$0.2 \leq c/b \leq 0.6 \quad (2.8)$$

B. Calcul de la section efficace

Les trois étapes suivantes sont nécessaires pour le calcul de la section efficace :

Première étape :

La section brute de la section transversale, qui constitue le point de départ du calcul de la section efficace, est donnée dans notre cas par :

$$A_{br} = t(2c_p + b_{p1} + b_{p2} + h_p) \quad (2.9)$$

$$Z_{b1} = \frac{[c_p(h_p - c_p/2) + b_{p2}h_p + h_{p2}/2 + c_{p2}/2]t}{A_{br}} \quad (2.10)$$

En utilisant les largeurs efficaces de la semelle, la section transversale efficace initiale du raidisseur est obtenue au bout de cette étape. Les largeurs efficaces sont déterminées en considérant les conditions suivantes : la semelle comprimée est doublement soutenue, le raidisseur assure un maintien total ($k=\infty$), et la résistance de calcul n'est pas réduite.

▪ Calcul de la largeur efficace des semelles comprimées :

➤ Pour la semelle supérieure :

L'élanement réduit :

$$\lambda_{p,1} = \frac{b_{p1}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k\sigma}} \quad (2.11)$$

Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\rho_1 = \frac{\lambda_{p,b1} - 0.055(3+\psi)}{(\lambda_{p,b1})^2} \quad (2.12)$$

La largeur efficace est :

$$b_{eff1} = p_1 * b_{p1} \quad (2.13)$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0.5 b_{eff1} \quad (2.14)$$

➤ Pour la semelle inferieur :

L'élancement réduit :

$$\lambda_{p,2} = \frac{b_{p2}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k\sigma}} \quad (2.15)$$

Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\rho_2 = \frac{\lambda_{p,b2} - 0.055(3+\psi)}{(\lambda_{p,b2})^2} \quad (2.16)$$

La largeur efficace est :

$$b_{eff2} = p_1 * b_{p1} \quad (2.17)$$

$$b_{e11} = b_{e12} = 0.5 b_{eff1} \quad (2.18)$$

▪ Calcul de la largeur efficace du bord tombe

➤ Pour lèvre supérieur :

Le coefficient de flambement est :

$$\text{Si } c_p / b_p \leq 0.35 \quad \text{donc : } k_\sigma = 0.5 \quad (2.19)$$

$$\text{Si } 0.35 \leq c_p / b_p \leq 0.6 \quad \text{donc : } k_\sigma = 0.5 + 0.83 \sqrt{(c_p / b_p - 0.35)^2} \quad (2.20)$$

L'élancement réduit :

$$\lambda_{p,c1} = \frac{C_p/t}{28.4\epsilon\sqrt{k\sigma}} \quad (2.21)$$

Le coefficient de reduction de la largeur est :

$$\rho_1 = \frac{\lambda_{p,c1} - 0.055(3+\psi)}{(\lambda_{p,c1})^2} \quad (2.22)$$

La largeur efficace est :

$$C_{eff1} = \rho_1 * C_p \quad (2.23)$$

Aire efficace du raidisseur du bord supérieur donné par :

$$A_{s1}=(b_{e12}+c_{eff1}) \quad (2.24)$$

➤ Pour lèvre inférieur :

Le coefficient de flambement est

$$\text{Si } c_p / b_p \leq 0.35 \quad \text{donc : } k\sigma = 0.5 \quad (2.25)$$

$$\text{Si } 0.35 \leq c_p / b_p \leq 0.6 \quad \text{donc : } k\sigma = 0.5 + 0.83 \sqrt{(c_p / b_p - 0.35)^2} \quad (2.26)$$

L'élanement réduit :

$$\lambda_{p,c2} = \frac{C_p/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k\sigma}} \quad (2.27)$$

Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\rho_2 = \frac{\lambda_{p,c2} - 0.055(3 + \psi)}{(\lambda_{p,c2})^2} \quad (2.28)$$

La largeur efficace est :

$$c_{eff2} = \rho_2 * c_p \quad (2.29)$$

Aire efficace du raidisseur du bord supérieur donné par :

$$A_{s2} = (b_{e22} + c_{eff2}) \quad (3.30)$$

Deuxième étape :

La section transversale efficace initiale du raidisseur obtenu dans la première étape va être utilisée pour déterminer le coefficient de réduction, en tenant compte des effets du maintien élastique continu. La contrainte critique de flambement élastique du raidisseur de bord est donnée par ce qui suit :

$$\sigma_{cr,s} = 2 \sqrt{k_{E1s} / A_s} \quad (2.31)$$

K : est la rigidité du support élastique par unité de longueur.

I_s : est le moment d'inertie de la section efficace du raidisseur.

➤ Pour le raidisseur du bord supérieur :

La rigidité du support élastique est :

$$K1 = E t^3 / 4 (1 - \nu^2) b_1^2 + h_p + b_1^3 + 0.5 b_1 b_2 h_p k_{fl} \quad (2.32)$$

Avec :

b_1 : distance entre la jonction âme-semelle et le centre de gravité de l'aire efficace du raidisseur de bord (semelle supérieure).

$$b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e12} t b_{e12} / 2}{(b_{e22} + c_{eff2})^t} \quad (2.33)$$

b_2 : distance entre la jonction âme-semelle et le centre de gravité de l'aire efficace du raidisseur de bord (semelle inférieure).

$$b_2 = b_{p2} - \frac{b_{e22} t b_{e22} / 2}{(b_{e22} + c_{eff2})^t} \quad (2.34)$$

Le moment d'inertie efficace :

$$I_{S1} = \frac{b_{e12} t^3}{12} + \frac{c_{eff1}^3 t}{12} + b_{e12} t \left[\frac{c_{eff1}^2 t}{2(b_{e12} + c_{eff1})} \right]^2 + c_{eff1} t \left[\frac{c_{eff1}}{2} - \frac{c_{eff1}^2 t}{2(b_{e12} + c_{eff1})} \right]^2 \quad (2.35)$$

➤ Pour le raidisseur du bord inférieur :

La rigidité du support élastique est :

$$K_1 = E t^3 / 4 (1 - \nu^2) b_2^2 + h_p + b_2^3 + 0.5 b_1 b_2 h_p k_{f1} \quad (2.36)$$

Le moment d'inertie efficace :

$$I_{S2} = \frac{b_{e22} t^3}{12} + \frac{c_{eff2}^3 t}{12} + b_{e22} t \left[\frac{c_{eff2}^2 t}{2(b_{e22} + c_{eff2})} \right]^2 + c_{eff2} t \left[\frac{c_{eff2}}{2} - \frac{c_{eff2}^2 t}{2(b_{e22} + c_{eff2})} \right]^2 \quad (2.37)$$

❖ Coefficient de réduction de l'épaisseur χ_d pour le raidisseur de bord :

➤ Pour le raidisseur du bord supérieur :

L'élancement réduit :

$$\lambda_{d1} = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s1}}} \quad (2.38)$$

➤ Pour le raidisseur du bord inférieur :

L'élancement réduit sera :

$$\lambda_{d2} = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s2}}} \quad (2.39)$$

Le coefficient de réduction sera :

- Si $\lambda_d \leq 0.65$ donc $\chi_d = 1$ (2.40)

- Si $0.65 < \lambda_d$ donc $\chi_d = 1.47 - 0.723 \lambda_d$ (2.41)

$$\text{- Si } \lambda_d \geq 1.38 \quad \text{donc } \chi_d = 0.66 / \lambda_d \quad (2.42)$$

Troisième étape :

Etant donne que le coefficient de réduction pour le flambement du raidisseur est $\chi_d < 1$, procéder par itérations pour en affiner la valeur :

$$\sigma_{com,d} = \chi_d f_b / \gamma_{m0} \quad \text{et} \quad \lambda_{p,red} = \lambda_p \sqrt{\chi_d} \quad (2.43)$$

Le processus d'itération s'arrête lorsque la valeur du coefficient de réduction χ_d converge.

➤ Propriétés de la section efficace de la l'âme :

Dans le cas de la compression uniforme le rapport des contraintes $\psi = 1$, et le coefficient de flambement $k\sigma$.

L'étanchement réduit :

$$\lambda_{p,h} = \frac{hp/t}{28.4\epsilon\sqrt{k\sigma}} \quad (2.44)$$

Le coefficient de réduction de la largeur est :

$$\rho_1 = \frac{\lambda_{p,h} - 0.055(3 + \psi)}{(\lambda_{p,h})^2} \quad (2.45)$$

La largeur efficace est :

$$h_{eff} = \rho * h_p \quad (2.46)$$

$$h_{e1} = h_{e2} = 0.5 h_{eff} \quad (2.47)$$

➤ Propriétés de la section efficace :

L'aire de la section efficace soumise à la semelle supérieure est :

$$A_{eff} = (b_{e11} + b_{e22} + h_{e1} + h_{e2} + (b_{e12} + c_{eff1})) \chi_{d1} \quad (2.48)$$

La position de l'axe neutre par rapport à la semelle supérieure :

$$Z_{G1} = [c_{eff1} \chi_{d2} (h_p - c_{eff2} / 2) + hp (b_{e22} \chi_{d2} + b_{e21}) + h_{e2} (hp - h_{e2} / 2) + h_{e1}^2 / 2 + c_{eff1}^2 \chi_{d1} / 2] / A_{eff} \quad (2.49)$$

Position de l'axe neutre par rapport a la semelle inferieure :

$$Z_{G2} = h_p - Z_{G1} \quad (2.50)$$

2.2.2 Méthode de la force directe basée sur l' AISI

La Méthode de force directe (DSM = Direct Strength Method) c'est une méthode alternative à la méthode de la largeur efficace, notamment quand le calcul de cette dernière devient plus

compliqué grâce à la complexité de la section transversale, ou dans le cas d'existence des bords additionnels et/ou des raidisseurs intermédiaires [14, 44].

A. Bref historique sur la méthode de force directe

La méthode de la résistance directe a été développée en 1998 par Schafer et Pekoz [45], et elle est basée sur la stabilité élastique de l'élément en utilisant des courbes de dimensionnement pour l'élément entier au lieu de la section efficace, tout en permettant de l'interaction entre les modes de flambement.

La Méthode de force directe trouve son origine dans la méthode de conception proposée précédemment par Hancock et al. [46] en 1994 lors de l'étude de la résistance distortionnelle des sections à parois minces soumises à la compression ou à la flexion. Cette étude a été basée sur la méthode de la section efficace, et les équations de Winter [47] avec quelques modifications sur ses coefficients, pour obtenir des estimations plus précises en utilisant l'équation (2.51) de Hancock et al. [46] qui a été incluse dans l'édition 1996 de la norme australienne/néozélandaise pour l'acier formé à froid. AS/NZS4600 [48].

$$\frac{b_e}{b} = \left(\frac{f_{crD}}{f_y} \right)^{0.6} \left[1 - 0.25 \left(\frac{f_{crD}}{f_y} \right)^{0.6} \right] \quad (2.51)$$

Avec : b_e est la partie efficace de la largeur de la paroi ; f_{crD} est la charge critique de flambement distortionnel.

Quatre ans plus tard, et sur la base des résultats expérimentaux, Schafer et Pekoz [45], ont calibré plusieurs modèles numériques, dont ils ont proposé des modifications sur l'équation (2.37), et plus particulièrement de remplacer ses coefficients (0.6/0.25) par des nouveaux coefficients modifiés de (0.4/0.15),

Respectivement, qui peuvent fournir des résultats plus précise et fiable. Après, Le comité AISI [49] en 2004, et AS/NZS 4600 [50] en 2005, on inclut la DSM dans ses règles et normes, (américaines et Australiennes/ néozélandaises), grâce aux autres études menées par Schafer [51, 52] à l'université Johns Hopkins sur la résistance des sections à parois minces, (poutres et poteaux), aux flambement local, distortionnel et global.

Malgré la simplicité et la rapidité du calcul avec l'utilisation de la Méthode de force directe, elle reste toujours limitée dans le calcul de la capacité portante à haute température, soit de distribution uniforme ou non-uniforme [14].

B. Principe de la méthode de la force directe

Comme il a été mentionné précédemment, la méthode de la résistance directe est basée principalement sur l'utilisation de la section transversale entière au lieu de la section efficace, dont le but est de déterminer la capacité portante de l'élément PLF, sous une charge axiale de compression, à température ambiante. AISI [53] offre des approche analytique spécifiques pour les résistances vis-à-vis des 3 modes d'instabilité : local, distorsionnel et global, pour la compression et la flexion des éléments PLFs [14].

C. Comportement à température ambiante

La résistance nominale P_n vis-à-vis des charges de compression axiale est le minimum des trois charges du globale P_{ne} , locale P_{nl} et distortionelle P_{nd} .

- Instabilité globale flexionnelle, torsionnelle ou flexionnelle torsionnelle

La capacité portante de l'acier PLF de classe 4 vis-à-vis des trois types d'instabilités globales flexionnelle, torsionnelle et flexionnelle torsionnelle sous une charge axiale de compression est donnée par l'équation (2.52).

$$P_{ne} = (0.568\lambda_c^2) P_y \quad \text{Pour : } \lambda_c \leq 1.5 \quad (2.52.a)$$

$$P_{ne} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) P_y \quad \text{Pour : } \lambda_c > 1.5 \quad (2.52.b)$$

Avec :
$$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_y}{P_{cre}}} \quad (2.52.c)$$

$$P_y = A_{br} \sigma_y ; \quad \text{Avec : } \sigma_y = f_y \quad (2.52.d)$$

Où : P_{cre} est la plus petite des trois charges critiques élastiques des modes d'instabilité globaux : flexionnel, torsionnel et flexionnel torsionnel obtenu selon l'équation (2.53).

Flexion :
$$P_{cre,F} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \cdot A_{br} \quad (2.53.a)$$

Torsion ou Torsion-Flexion :

$$P_{cre,TF} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \cdot A_{br} \quad (2.53.b)$$

Avec :
$$\beta = 1 - (x_0/r_0)^2 \quad (2.53.c)$$

Où : k est le facteur de la longueur efficace, pris égale à 1 ; r est le rayon de giration sur l'axe de flambement ; x_0 est la distance entre le centre de cisaillement et le centroïde à travers l'axe principal x ; r_0 est le rayon de giration polaire de la section transversale autour du centre de cisaillement ; σ_{ex} et σ_t sont les contraintes due à la flexion et la torsion, obtenus selon l'équation (3.54).

Flexion :
$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (2.54.a)$$

Torsion :
$$\sigma_t = \frac{1}{A_{br} r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E c_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (2.54.b)$$

Où :

J Est la constante de torsion de Saint-Venant ;

c_w Est la constante de gauchissement (Warping) en torsion de la section transversale.

a) Instabilité locale

La charge ultime de rupture P_{nl} de l'acier PLF de classe 4 vis-à-vis de l'instabilité locale sous une charge axiale de compression est donnée par l'équation (2.55).

$$P_{nl} = P_{ne} \quad \text{Pour : } \lambda_t \leq 0.776 \quad (2.55.a)$$

$$P_{nl} = \left[1 - 0.15 \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}} \right)^{0.4} \right] \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}} \right)^{0.4} P_{ne} \quad \text{Pour : } \lambda_t \leq 0.776 \quad (2.55.b)$$

Avec :

$$\lambda_t = \sqrt{P_{ne}/P_{crl}} \quad (2.55.c)$$

Où :

P_{crl} : est la charges critique élastique du mode local, il peut être déterminer selon l'équation (3.56) fourni par AISI[49].

$$P_{crl} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu)^2} \left(\frac{t}{w} \right) \cdot A_{br} \quad (2.56.a)$$

Où :

μ : est le coefficient de poisson ν ;

w : est la largeur de la semelle b ;

k : est le coefficient de flambement

Où :

$$K = 4 \quad \text{Pour : } w/t \leq 0.328S \quad (2.56.b)$$

$$K = 3.57(R_1)^n + 0.43 \leq 4 \quad \text{Pour : } 0.328S < w/t \text{ et } D/w \leq 0.25 \quad (2.56.c)$$

$$K = \left(4.82 - \frac{5D}{w} \right) (R_1)^n + 0.43 \leq 4 \quad \text{Pour : } 0.25 < D/w \leq 0.8 \quad (2.57.d)$$

Avec :

$$S = 1.28\sqrt{E/f} \quad (2.56.e)$$

$$n = \left(0.582 - \frac{w/t}{4S} \right) \geq \frac{1}{3} \quad (2.56.f)$$

$$R_1 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1 \quad (2.56.g)$$

$$I_a = 399t^4 \left[\frac{w/t}{S} - 0.328 \right]^3 \leq t^4 \left[115 \frac{w/t}{S} - 5 \right] \quad (2.56.h)$$

$$I_s = (D^3 t \sin^2 \theta) / 12 \quad (2.56.i)$$

Où :

D : est la longueur de la lèvre c ;

f : est la limite d'élasticité f_y ;

I_s : est le moment d'inertie de la section entière du raidisseur autour de son propre axe centroïde ;

I_a : est le moment d'inertie adéquat du raidisseur, est l'angle entre la semelle et le raidisseur.

b) Instabilité distorsionnelle

La charge ultime de compression axiale P_{nd} , due à l'instabilité distorsionnelle supportée par l'élément PLF à température ambiante, peut être calculée en utilisant l'équation (2.57).

$$P_{nd} = P_y \quad \text{Pour : } \lambda_d \leq 0.561 \quad (2.57.a)$$

$$P_{nd} = \left[1 - 0.25 \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0.6} \right] \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0.6} P_y \quad \text{Pour : } \lambda_t \leq 0.561 \quad (2.57.b)$$

Avec :

$$\lambda_t = \sqrt{P_y / P_{crd}} \quad (2.57.c)$$

Où :

P_{crd} est la charges critique élastique du mode d'instabilité distorsionnel, obtenu selon l'équation (2.58) fourni par AISI[49].

$$P_{crd} = \alpha k_d \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu)^2} \left(\frac{t}{b_0} \right)^2 \cdot A_{br} \quad (2.58.a)$$

Avec :

$$k_d = 0.05 \leq 0.1 \left(\frac{b_0 D \sin \theta}{h_0 t} \right)^{1.4} \leq 8 \quad (2.58.b)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Pour : } L_m \geq L_{cr} \quad (2.58.c)$$

$$\alpha = (L_m / L_{cr})^{\ln(L_m / L_{cr})} \quad \text{Pour : } L_m \geq L_{cr} \quad (2.58.d)$$

Où :

b₀, h₀ : sont les largeurs de la semelle et de l'âme, respectivement ;

L_m : est la distance entre les restrictions discrètes qui limitent le flambage par distorsion ;

L_{cr} : est la longueur critique du flambement par distorsion, calculé selon l'équation (2.60).

$$L_{cr} = 1.2h_0 \leq 0.1 \left(\frac{b_0 D \sin \theta}{h_{ot}} \right)^{0.6} \leq 10h_0 \quad (2.60)$$

2.2.3 Comportement Elastique

- **La théorie d'Euler**

En ce qui concerne les colonnes en acier formé à froid exposées au feu, la théorie d'Euler fournit un cadre de base pour examiner le flambement global. Il convient de rappeler que le dimensionnement des colonnes en conditions ambiantes repose sur une analyse limite élastique, où l'on suppose que le matériau ne dépasse pas son domaine élastique avant l'apparition du flambement [54]. La théorie souligne l'importance des paramètres géométriques, mais se fonde sur des hypothèses idéalisées (matériau élastique, chargement centré, colonne parfaite). Lors d'un incendie, la chaleur provoque une dégradation de l'acier et une dilatation empêchée, ce qui entraîne des effets non linéaires que ce modèle ne peut modéliser. Il est alors indispensable d'adopter des méthodes plus réalistes, prenant en compte la plasticité et les effets thermomécaniques.

La formule d'Euler s'exprime comme suit :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (2.61)$$

où :

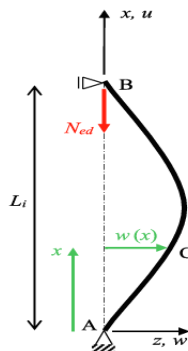
P_{cr} : est la **charge critique** (ou de flambement),

E : est le **module d'élasticité** du matériau,

I : est le **moment d'inertie** de la section transversale,

L : est la **longueur libre** de la colonne,

K : est le **coefficient de longueur efficace**, dépendant des conditions d'appui.



a) La colonne d'Euler comprimée

Figure 2. 1 La colonne traditionnelle d'Euler et le modèle de Shanley pour l'analyse de la stabilité[54].

• **Théorie de l'élasticité**

L'approche classique de la solution du flambement élastique pour un élément prismatique linéaire consiste à ne considérer que les efforts appliqués aux extrémités.

L'application d'une charge axiale P avec des excentricités e_x et e_y , comme illustré dans la Figure 3, permet d'obtenir une solution générale pour une poutre-colonne soumise à une combinaison quelconque de charge axiale et de moments uniformes.

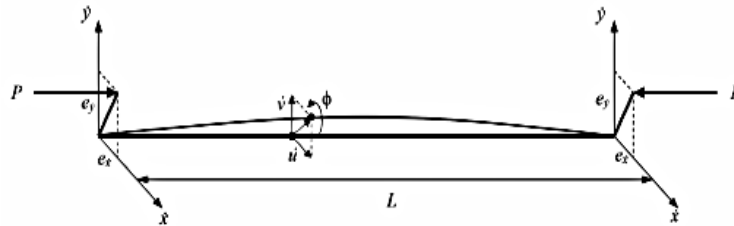


Figure 2. 2 Problème de flambement élastique d'une poutre-colonne[55].

En supposant que les déplacements restent faibles, de sorte que les contraintes longitudinales demeurent constantes tout au long de la longueur de l'élément (analyse du premier ordre), les trois équations d'équilibre sont celles formulées par Timoshenko et Gere (1961) [55] :

$$EI_y \dot{u}^{iv} + P \dot{u}'' + P(\dot{y}_0 - e_y) \Phi'' = 0 \tag{2.62}$$

$$EI_x \dot{v}^{iv} + P \dot{v}'' + P(\dot{x}_0 - e_x) \Phi'' = 0 \tag{2.63}$$

$$EI_w \Phi^{iv} - (GJ - \beta_x P e_y - \beta_y P e_x - P r_0^2) \Phi'' + P(\dot{y}_0 - e_y) \dot{u}'' + P(\dot{x}_0 - e_x) \dot{v}'' = 0 \tag{2.64}$$

❖ **Expressions des charges critiques :**

• **Flambement en flexion (x, y) :**

$$P_{e_x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2} \tag{2.65}$$

$$P_{e_y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \tag{2.66}$$

• **Flambement en torsion :**

$$P_t = \frac{1}{r_0^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{L^2} \right) \tag{2.67}$$

• **Flambement latéral-torsionnel :**

Le moment élastique de flambement latéral-torsionnel est donné par la même formule que celle présentée par Glauz (2017) avec une expression plus généralisée de la composante de flambement en flexion[55].

$$M_x^2 + \beta_x P_{ey} M_x - r_0^2 P_{ex} P_t = 0 \quad (2.68)$$

❖ Propriétés de la section :

La solution analytique du flambement élastique peut s'appliquer à un élément structural de section quelconque, qu'elle soit symétrique ou non. Pour évaluer le moment critique de flambement latéral-torsionnel autour de l'axe longitudinal principal x , plusieurs propriétés géométriques de la section transversale sont indispensables. Il s'agit notamment des moments d'inertie I_x et I_y , du produit d'inertie I_{xy} , de la constante de torsion de Saint-Venant J , et de la constante de gauchissement C_w , qui représente la rigidité à la torsion avec gauchissement. À cela s'ajoute le rayon de giration polaire r_0 , mesuré par rapport au centre de cisaillement, ainsi qu'un paramètre d'asymétrie particulier noté β_x , qui intervient dans le couplage flexion-torsion.

La constante de torsion de Saint-Venant, J est une mesure de la rigidité à la torsion d'une section transversale, résultant de la torsion pure. L'ensemble de ces propriétés permet de caractériser avec précision la réponse instable d'une poutre soumise à des charges de compression excentrées et à des moments fléchissants..[55]

2.2.4 Aspect théorique : comportement des sections à parois mince

Comme il est bien connu, les PLFs sont des barres à parois mince, légers, durable et économique. Cependant, les ingénieurs peuvent se trouver certaine complication de conception lors de l'étude de ses stabilités, notamment pour les différentes sections de géométrie complexe. Plusieurs solutions numériques avec une grande variété de méthodes d'analyse sont disponibles pour l'étude du comportement et la stabilité des barres à parois mince des PLFs, à savoir, la Méthode des Eléments Finis (MEF), Méthode des Bandes Finies (MBF), théorie des poutres généralisée et d'autres[14].

La méthode des éléments finis c'est l'une des meilleures solutions pour étudier le comportement et la stabilité des barres PLFs, vu qu'elle peut déterminer la charge critique élastique, la charge ultime de rupture, les modes de rupture avec ses différents types de déplacement. Plusieurs logiciels commerciaux très performants peuvent être utilisés pour prédire la réponse mécanique des PLFs, à condition d'en faire un bon usage en termes de type du modèle EF, nombre d'éléments (maillage) et condition aux limites. On peut citer à titre d'exemple : l'ABAQUS, NASTRAN et ANSYS qui sera utilisé dans notre étude[14, 56] .

La méthode des bandes finies comme son nom indique, est une méthode dans laquelle la modélisation des éléments des barres PLF se fait en devisant les plaques sous forme des bandes au lieu d'éléments, c'est-à-dire un modèle sans maillage longitudinale, (figure 2.3), dont la matrice de rigidité élastique est formulée sur la base de l'hypothèse de la théorie des plaques minces de Kirchhoff pour chaque bande[14, 56, 57].



(a) Modèle aux éléments finis

(b) Modèle à bandes finies

Figure 2. 3 Différence des maillages en éléments finis et en bandes finies[56] .

Donc, c’est une méthode semi-analytique qui est considérée comme une variante de la MEF, basée sur l’une des méthodes les plus précises et les plus efficaces dans le domaine de la stabilité élastique des PLFs [56, 58] . Cette méthode est applicable seulement aux éléments dont les extrémités sont simplement appuyées, à l’aide de logiciel CUFSM.

CUFSM, un outil très utile et de source ouverte pour le public, développé à l’université de Johns Hopkins par le groupe de recherche de Schafer selon la conception de la Méthode de force directe pour l’analyse de la stabilité élastique des barres PLFs. L’utilisation de ce programme pour les barres PLFs, permet de déterminer les caractéristiques géométriques de la section transversales, et en appliquant l’analyse par la MBF, une courbe de signature peut être obtenue. Cette dernière, c’est une courbe de la variation du rapport charge critique élastique/charge ultime appliqué en fonction de la longueur de demi-onde, dont. les minima de la courbe ainsi obtenue révèlent les différentes instabilités de la barre[56].

La Figure 2.4 montre un exemple de résultats des modes de flambement obtenus après une analyse linéaire élastique en bandes finies en utilisant le logiciel CUFSM, pour une barre PLF de section C soumise à la compression. Un premier minimum représenté par le point A indiqué le flambement local dans le modèle étudié. Un second minimum se produit également à un point B, définie le flambement distortionnel, existe à une longueur de demi-onde intermédiaire, entre celui du mode local et celui, plus longue, du mode global en point C. En fin, le mode de flambement critique de la barre étudiée est l’un de ces trois points qui correspond au le petit facteur de charge[14].

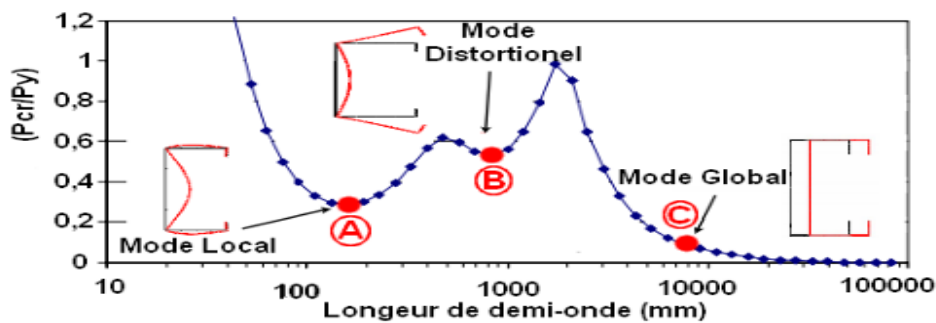


Figure 2. 4Variation du rapport charge critique en fonction d’écrouissage.

Cas d'étude

Tableau 2. 1 Dimensions des profilés étudiés.

Modèle	Type de profilé	Dimension				
		$H(mm)$	$B(mm)$	$t(mm)$	$c(mm)$	$L(mm)$
1	simple	200	100	2.2	20	1000
2	Face à face	200	200	2.2	20	1000
3	Dos à dos	200	200	2.2	20	1000

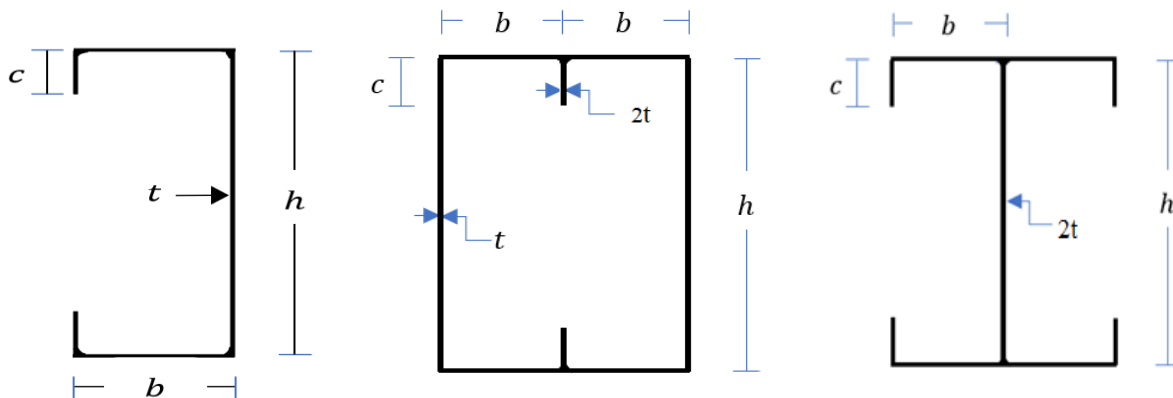


Figure 2. 5 Dimensions des sections étudiées.

Tableau 2. 2 Dimensions de calcul des profilés étudiés.

Modèle	Dimensions				
	$h_p(mm)$	$b_p(mm)$	$t_{nom}(mm)$	$c_p(mm)$	$L(m)$
1	197.76	97.76	2.24	18.88	1
2	197.76	197.76	2.24	18.88	1
3	197.76	197.76	2.24	18.88	1

Tableau 2. 3 Caractéristiques géométriques des profilés montants étudiés.

Caractéristiques géométriques	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
Limite d'élasticité à 20°C $f_{y,20}[MPa]$	345	345	345
Module d'élasticité à 20°C $E_{20}[MPa]$	210000	210000	210000
Surface de la section transversale $A [mm^2]$	948.29	1896.58	1896.58
Abscisse de centre de gravité $X_{cg}[mm]$	30.74	96.66	-1.1
Ordonné de centre de gravité $y_{cg}[mm]$	98.88	98.88	98.88
Abscisse de centre de cisaillement $X_c[mm]$	75.88	0	0
Ordonné de centre de cisaillement $y_c[mm]$	0	0	0
Module de cisaillement $G [MPa]$	80769.23	80769.23	80769.23
Moment quadratique selon l'axe x-x $I_x[mm^4]$	6290567.06	12581134.1	12581134.14
Moment quadratique selon l'axe y-y $I_y[mm^4]$	1268370.59	10779216.7	4458976.69

Moment d'inertie de torsion de St.Venant J [mm^4]	1529.9	3059.8	3059.8
Moment d'inertie de gauchissement I [mm^6]	9914087640	2.7283E+11	44238748416
Rayon de giration selon l'axe x-x i_x [mm]	81.45	81.45	81.45
Rayon de giration selon l'axe y-y i_y [mm]	36.57	75.39	48.49

2.3 Calcul du comportement du profilé isolé sous une charge de compression axiale à température ambiante

2.3.1 Calcul selon la méthode de l'Eurocode 3

Il est rappelé que le calcul de la charge critique élastique et de la capacité portante du montant en profilé en C, selon les formules de l'EN1993-1-3, repose principalement sur la méthode de la largeur efficace.

A. Calcul de la section efficace en compression

- **Largeur efficace de l'âme**

Les détails de calcul de la largeur efficace de l'âme pour les trois modèles sont présentés dans le tableau 2.4 :

Tableau 2. 4 Détail de calcul de la largeur efficace de l'âme.

Paramètre	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
ψ	$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$
$\bar{\lambda}_p$	1.918 > 0.673	1.918 > 0.674	1.918 > 0.675
ρ	0.462 < 1	0.462 < 1	0.462 < 1
$h_{eff}(mm)$	91.3	91.3	91.3
$h_e(mm)$	45.65	45.65	45.65

- **Largeur efficace de la semelle**

Les détails de calcul de la largeur efficace de la semelle pour les trois modèles sont présentés dans le tableau 2.5 :

Tableau 2. 5 Détail de calcul de la largeur efficace de la semelle

Paramètre	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
ψ	$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1 \rightarrow k_\sigma = 4$
$\bar{\lambda}_p$	0.948 > 0.673	0.948 > 0.674	0.948 > 0.675
ρ	0.810 < 1	0.810 < 1	0.810 < 1
$b_{eff}(mm)$	79.196	79.196	79.196
$b_e(mm)$	39.598	39.598	39.598

- **Largeur efficace du bord tombé (lèvre)**

Les détails de calcul de la largeur efficace du bord tombé pour les trois modèles sont présentés dans le tableau 2.6 :

Tableau 2. 6 Détail de calcul de la largeur efficace du bord tombé.

<i>paramètre</i>	<i>Modèle 1</i>	<i>Modèle 2</i>	<i>Modèle 3</i>
ψ	$c_p/b_p = 0.193 \rightarrow k_\sigma = 0.5$	$c_p/b_p = 0.193 \rightarrow k_\sigma = 0.5$	$c_p/b_p = 0.193 \rightarrow k_\sigma = 0.5$
λ_p^-	0.518	0.518	0.518
ρ	1	1	1
$c_{eff}(mm)$	18.88	18.88	18.88

- **Caractéristiques Géométriques efficaces**

Les détails de calcul des caractéristiques géométriques efficaces pour les trois modèles sont présentés dans le tableau (2.7)

Tableau 2. 7 Détail de calcul des caractéristiques géométriques efficaces.

Paramètre	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
$A_s(mm^2)$	128.652	257.304	257.304
$I_s(mm^4)$	3775.343	7550.686	7550.686
$b_1(mm)$	84.353	182.113	182.113
$K(MPa)$	0.227	0.039	0.039
$\sigma_{cr,s}(MPa)$	208.37	60.881	60.881
λ_d^-	1.287	2.381	2.381
c_d	0.513	0.277	0.277

- **Itérations**

Les autres itérations pour les différents résultats sont présentées dans le tableau 2.8 :

Tableau 2. 8 Résultats des Itérations de calcul des largeurs et caractéristiques géométriques efficaces pour le modèle 1..

Elément	Paramètre	calcul initial	Itération 1	Itération 2	Itération 3	Itération 4
Semelle	$f_y(Mpa)$	345	176.958	171.148	171.033	171.033
	λ_p^-	0.95	0.679	0.668	0.667	0.667
	ρ	0.810	0.996	1.000	1.000	1.000
	$b_{e2}(mm)$	39.598	48.668	48.880	48.880	48.880
Bord tombé	λ_p^-	0.518	0.371	0.365	0.365	0.365
	ρ	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

	c_{eff} (mm)	18.880	18.880	18.880	18.880	18.880
Caractéristiques géométriques	A_s (mm ²)	128.652	148.606	149.072	149.072	149.072
	b_1 (mm)	84.353	80.227	80.130	80.130	80.130
	b_2 (mm)	84.353	80.227	80.130	80.130	80.130
	k	0.227	0.253	0.254	0.254	0.254
	Is (mm ⁴)	3775.343	3943.852	3947.274	3947.274	3947.274
	$\sigma_{cr,s}$ (MPa)	208.370	194.912	194.650	194.650	194.650
	λ_d^-	1.287	1.330	1.331	1.331	1.331
	χ_d	0.513	0.496	0.496	0.496	0.496
	$tred$	<i>n/a</i>	<i>n/a</i>	<i>n/a</i>	<i>n/a</i>	1.09

Tableau 2. 9 Résultats des Itérations de calcul des largeurs et caractéristiques géométriques efficaces pour le modèle 2 et 3.

Element	Paramètre	calcul initial	Itération 1	Itération 2	Itération 3	Itération 4
Semelle	f_y (Mpa)	345	95.652	91.117	91.117	91.117
	λ_p^-	0.95	0.499	0.487	0.487	0.487
	ρ	0.810	1.000	1.000	1.000	1.000
	b_{e2} (mm)	39.598	48.880	48.880	48.880	48.880
Bord tombé	λ_p^-	0.518	0.273	0.266	0.266	0.266
	ρ	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	c_{eff} (mm)	18.880	18.880	18.880	18.880	18.880
Caractéristiques géométriques	A_s (mm ²)	257.304	298.144	298.144	298.144	298.144
	b_1 (mm)	182.113	177.890	177.890	177.890	177.890
	b_2 (mm)	182.113	177.890	177.890	177.890	177.890
	k	0.039	0.041	0.041	0.041	0.041
	Is (mm ⁴)	7550.686	7894.548	7894.548	7894.548	7894.548
	$\sigma_{cr,s}$ (MPa)	60.881	55.244	55.244	55.244	55.244
	λ_d^-	2.381	2.499	2.499	2.499	2.499
	χ_d	0.277	0.264	0.264	0.264	0.264
	$tred$	<i>n/a</i>	<i>n/a</i>	<i>n/a</i>	<i>n/a</i>	0.581

- **Détermination de la section efficace**

Les résultats finaux des paramètres efficaces ainsi que la valeur de la section efficace pour les trois modèles étudiés sont présentés dans le tableau 2.10 :

Tableau 2. 10 Résultats finaux des paramètres efficaces à température ambiante pour les profilés étudiés.

Paramètre	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
$h_{e1} = h_{e2}$ (mm)	45.56	45.56	45.56
$b_{e1} = b_{e2}$ (mm)	39.598	39.598	39.598
c_{eff} (mm)	18.88	18.88	18.88

$t(\text{mm})$	2.2	2.2	2.2
$t_{red}(\text{mm})$	1.09	0.581	0.581
$A_{eff,20}(\text{mm}^2)$	522.896	907.668	907.668

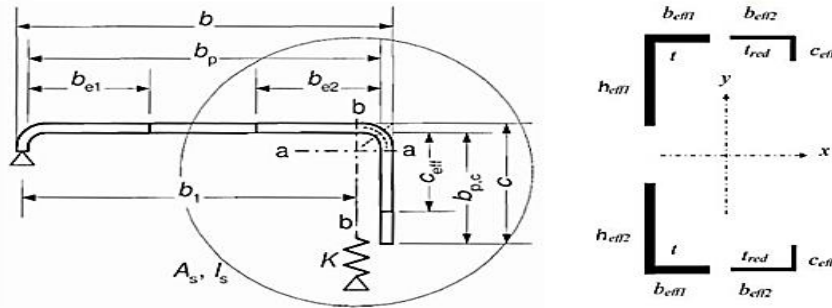


Figure 2. 6 Détails de la section efficace de la surface transversale du profilé comprimé à température ambiante[1].

• **Calcul de la charge critique élastique de compression**

Les détails de calcul de la charge critique élastique de compression des différents modes de flambement pour les trois modèles selon EN1993-1-3 [10] sont présentés dans le tableau 2.11 :

Tableau 2. 11 Détail de calcul de la charge critique selon EN1993-1-3[1].

Paramètre	Mode	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
$N_{cr,L} (kN)$	Local	364.233	728.466	728.466
$N_{cr,F} (kN)$	Flexion	2626.182	22318.541	9232.383
$N_{cr,T} (kN)$	Torsion	1504.12	45872.884	10208.566
$N_{cr,TF} (kN)$	Flexion-torsion	2590.701	22318.541	9232.383

• **Calcul de la capacité portante**

Les détails de calcul de la capacité portante ou la résistance aux différents modes de flambement pour les trois modèles selon EN1993-1-3 [10] sont présentés dans le tableau 2.12 :

Tableau 2. 12 Détail de calcul de la capacité portante selon EN1993-1-3 [10].

Mode	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
Local	$\lambda^- = 0.704$	$\lambda^- = 0.656$	$\lambda^- = 0.656$
	$\varphi = 0.833$	$\varphi = 0.792$	$\varphi = 0.792$
	$c = 0.782$	$c = 0.808$	$c = 0.808$
	$N_{b,rd} = 140.996kN$	$N_{b,rd} = 253.07kN$	$N_{b,rd} = 253.07kN$
Flexion	$\lambda^- = 0.262$	$\lambda^- = 0.118$	$\lambda^- = 0.184$
	$\varphi = 0.545$	$\varphi = 0.493$	$\varphi = 0.514$
	$c = 0.978$	$c = 1.029$	$c = 1.006$

	$N_{b,rd} = 176.407kN$	$N_{b,rd} = 322.210kN$	$N_{b,rd} = 314.9kN$
Torsion	$\lambda^- = 0.346$	$\lambda^- = 0.083$	$\lambda^- = 0.175$
	$\varphi = 0.585$	$\varphi = 0.483$	$\varphi = 0.511$
	$c = 0.947$	$c = 1.042$	$c = 1.009$
	$N_{b,rd} = 170.813kN$	$N_{b,rd} = 326.259kN$	$N_{b,rd} = 315.9kN$
Flexion-torsion	$\lambda^- = 0.264$	$\lambda^- = 0.118$	$\lambda^- = 0.184$
	$\varphi = 0.546$	$\varphi = 0.493$	$\varphi = 0.514$
	$c = 0.977$	$c = 1.029$	$c = 1.006$
	$N_{b,rd} = 176.291kN$	$N_{b,rd} = 322.210kN$	$N_{b,rd} = 314.9kN$

B. Calcul selon la Méthode de force directe de l’AISI

- **Instabilité globale flexionnelle, torsionnelle ou flexionnelle torsionnelle**

Les détails du calcul de la charge critique et de la capacité portante vis-à-vis des trois types d’instabilités globales — flexionnelle, torsionnelle et flexionnelle-torsionnelle — sous une charge axiale de compression, sont présentés pour les trois modèles dans le tableau (2.13).

Tableau 2. 13 Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis aux l’instabilité globales flexionnelle, torsionnelle et flexionnelle torsionnelle selon la Méthode de force direct.

Paramètre	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
$\sigma_t(MPa)$	1586.142	884.013	884.013
$\sigma_{ux}(MPa)$	13734983	13734.954	13734.954
β	0.58	1	1
$P_{cre}(kN)$	26957.169	48367.98	35281.822
$P_y(kN)$	327.159	654.319	654.319
λ_c	$0.478 < 1.5$	$0.625 < 1.5$	$0.625 < 1.5$
$P_{ne}(kN)$	1430.135	1470.38	1470.38

a) Instabilité locale

Les détails du calcul de la charge critique et de la capacité portante en lien avec l’instabilité locale sous une charge axiale de compression, pour les trois modèles, sont présentés dans le tableau (2.14)

Tableau 2. 14 Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l’instabilité locale selon la Méthode de force direct.

Paramètre	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
I_a	11745.251	143642.72	143642.72
$I_s(mm^4)$	770.224	770.224	770.224
R_I	0.21	0.103	0.103
n	0.333	0.333	0.333
S	31.58	31.58	31.58
k	2.551	2.105	2.105
$P_{crl}(kN)$	232.287	383.283	383.283

λ_l	$0.498 < 0.776$	$0.653 < 0.776$	$0.653 < 0.776$
$P_{nl}(kN)$	247.963	1470.38	1470.38

b) Instabilité distorsionnelle

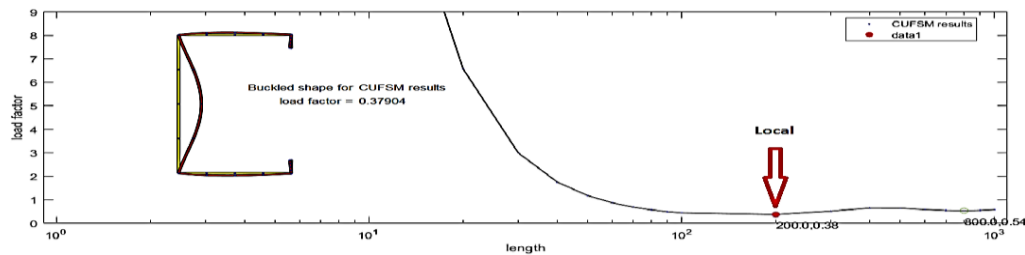
Les détails de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l’instabilité distorsionnelle sous une charge axiale de compression pour les deux modèles sont présentés dans le tableau (2.15) :

Tableau 2. 15 Détail de calcul de la charge critique et la capacité portante vis-à-vis à l’instabilité.

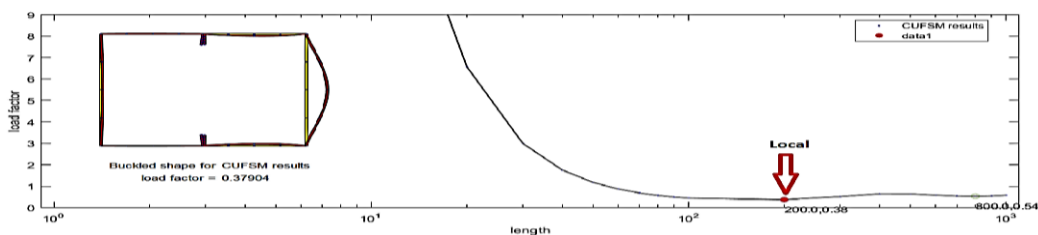
Paramètre	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
$L_{cr}(mm)$	0.056	0.056	0.056
a (mm)	1	1	1
k_d	1.65	2.6	2.6
$P_{crd}(kN)$	150.242	488.14	488.14
λ_d	1.476	1.15	1.15
P_y (kN)	654.319	654.319	654.319
P_{nd} (kN)	172.959	433.74	4333.74

2.3.2 Détermination de la charge critique élastique par CUFSM

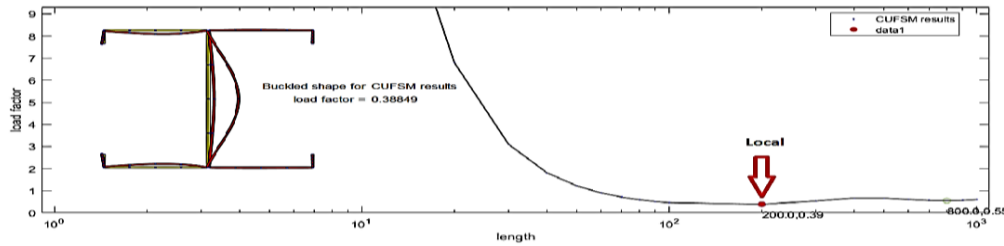
La charge critique élastique ainsi que le mode de flambement de ces deux modèles peuvent être aussi déterminée en utilisant la courbe de signature obtenue après une analyse de flambement élastique linéaire par le programme CUFSM. La courbe de signature sous forme de facteur de charge en fonction de la longueur de demi-onde et le mode de flambement pour chaque modèle sont présentés dans la figure (3.9). Le facteur de charge est un rapport entre la charge critique élastique et la charge d’écrasement (P_{cr}/P_y). Les valeurs de ces charges sont présentées dans la figure 2.20 et le tableau 2.20 et comparées avec celles obtenues par la Méthode de force directe.



Modèle 1



Modèle 2



Modèle 3

Figure 2. 7 Courbes de signature et modes flambement obtenus par CUFSM.

Reference Applied Loads
for stress generation

P = B =

principal or geometric restrained

M11 = Mxx =

M22 = Mzz =

Reference Applied Loads
for stress generation

P = B =

principal or geometric restrained

M11 = Mxx =

M22 = Mzz =

Modèle1

Modèle 2

Reference Applied Loads
for stress generation

P = B =

principal or geometric restrained

M11 = Mxx =

M22 = Mzz =

Modèle 3

Figure 2. 8 Les valeurs de charges obtenues par CUFSM.

Tableau 2. 16 Comparaison des résultats de l'AISI au ceux du CUFSM Tableau 2. 17

Modèle	Modèle 1		Modèle 2		Modèle 3	
Méthode	AISI	CUFSM	AISI	CUFSM	AISI	CUFSM
Charge d'écrasement P_y [kN]	327.159	327.159	654.319	654.318	654.319	654.319
Charge critique élastique P_{cr} [kN]	150.242	135.875	488.14	739.37	488.14	739.37
Pourcentage d'erreur pour P_{cr} [%]	9.56%		33.97%		33.97%	

Les résultats présentés dans le tableau montrent une bonne concordance entre les valeurs obtenues par la méthode analytique (AISI) et celles issues de la méthode numérique (CUFSM), avec un écart qui ne dépasse pas **34 %** dans la majorité des cas. Ce rapprochement confirme la fiabilité de l'approche analytique employée pour la prédiction du comportement des profilés minces soumis à une compression axiale

2.4 Conclusion

L'analyse du comportement des colonnes en acier formé à froid (PLFs) à température ambiante, fondée sur les méthodes de la section efficace (Eurocode 3) et de la force directe (AISI), a permis de mieux appréhender les différents modes d'instabilité — locale, distorsionnelle et globale — ainsi que l'influence de la géométrie des profilés sur leur capacité portante.

Malgré leur efficacité et leur légèreté, les PLFs demeurent sensibles aux phénomènes d'instabilité, particulièrement en situation d'incendie. L'effet des murs en brique, souvent sous-estimé, peut modifier de manière significative la répartition thermique et les modes de flambement. Cette interaction souligne la nécessité d'approches d'analyse plus poussées, notamment numériques, pour améliorer la fiabilité des méthodes de dimensionnement en conditions réelles.

CHAPITRE 3

SECTION D'ACIER FORME A FROID ET PROTECTION SOUS INCENDIE

3.1 Introduction

Ce chapitre examine donc les performances des profilés en acier formé à froid en situation d'incendie, les mécanismes de dégradation thermique, ainsi que les méthodes de protection et les stratégies de l'ingénierie incendie à mettre en œuvre pour préserver la stabilité de la structure.

3.2 Méthodes de protection

Les sections de profile lamines à froid sont de faible épaisseur ce qui les rend particulièrement sensibles aux effets de l'incendie du fait de l'augmentation rapide de la température dans les éléments [59].

Par conséquent, une protection thermique supplémentaire est souvent indispensable pour garantir la tenue au feu des éléments porteurs ou des compartiments coupe-feu. Les méthodes de protection incendie appliquées aux profilés en acier formé à froid se répartissent en plusieurs catégories :

- **Protection plane** : habillage des planchers ou murs par des plaques de plâtre, de vermiculite ou autres matériaux ignifuges ;
- **Protection par caisson** : enveloppement des poutres ou colonnes par des panneaux formant une boîte autour de la section ;
- **Protection projetée** : application par projection de matériaux ignifuges directement sur le profilé.

L'efficacité de ces dispositifs dépend directement des conditions d'exposition au feu. La chaleur peut atteindre la section sur une ou plusieurs faces, comme illustré à la Figure 3.1:

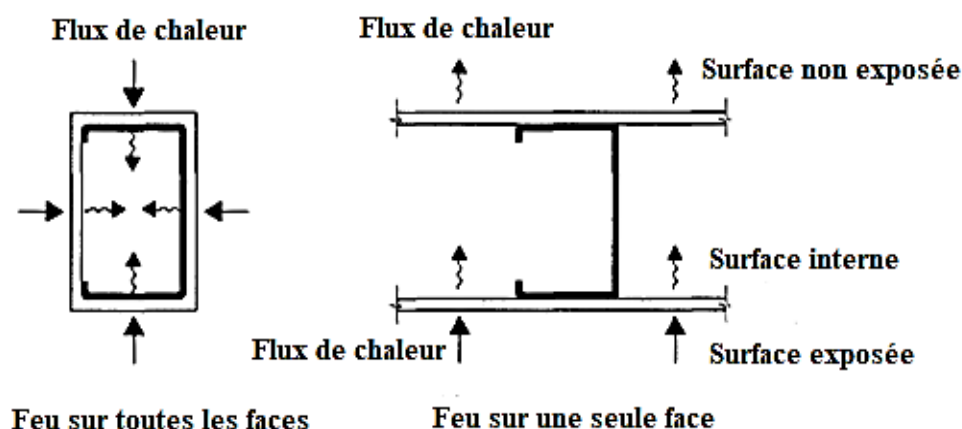


Figure 3. 1 Différentes conditions d'exposition au feu[59].

3.3 Principes de la résistance au feu

Tous les types d'acier perdent leur résistance à des températures supérieures à 300°C et finissent par fondre vers 1500°C. Pour la conception, il est important de noter que la perte de résistance la plus importante se produit entre 400 et 600°C [59].

A. Le temps de résistance au feu requis (en minutes)

Les éléments porteurs, tels que les colonnes ou les poutres, doivent également être capables de supporter des charges pendant un incendie, afin que le bâtiment – ou une partie majeure de celui-ci – ne s'effondre pas prématurément.

Ces exigences sont définies par le concept de résistance au feu, qui entre dans le champ d'application du règlement de construction de 1991. Les durées de résistance au feu (exprimées en tranches de 30 minutes)

Le Tableau 3.1 résume les exigences de résistance au feu selon les réglementations de construction de 1991, qui ont été une révision majeure de celles de 1985. Des assouplissements peuvent être autorisés si des sprinklers sont installés. Cette publication n'a pas pour objectif de détailler la réglementation, mais il est essentiel de rappeler que la durée requise de résistance au feu constitue le point de départ pour déterminer la forme et l'épaisseur de la protection incendie à appliquer [59].

Tableau 3. 1 Durées minimales de résistance au feu (en minutes) selon les Réglementations de Construction de 1991 – Document B approuvé[59].

Hauteur du dernier étage au-dessus du sol (m)	<5	<20	<30
Habitation – appartements	30*	60	90
Habitation – maisons	30*	60	N/A
Bureaux	30*	60	90
Magasins	60	60	90
Salles de réunion / loisirs	60	60	90

- À augmenter à 60 min. pour les murs de compartimentation entre bâtiments.

B. Les catégories de résistances

Les nouvelles formes de construction doivent être soumises à des essais de résistance au feu afin d'évaluer leur performance selon trois critères fondamentaux[59], tels que définis les normes européennes:

Isolation

Un incendie sur une face d'un mur ou sous un plancher ne doit pas provoquer la combustion des objets situés sur la face non exposée. Des limites de température maximale de 140°C (moyenne) ou 180°C (pic) au-dessus de la température ambiante sont spécifiées lors d'un essai standard de résistance au feu.

Étanchéité :

Un mur ou un plancher servant de cloisonnement ne doit pas permettre le passage de fumée ou de flammes d'un compartiment à un autre en raison de fissures ou de ruptures dans la structure.

Capacité portante :

Les éléments d'une structure doivent résister aux charges appliquées en conditions d'incendie.

Les critères de défaillance sont définis comme suit :

Poutres :

- Une flèche limite de portée/20 est atteinte où ;
- Le taux de déformation maximale est dépassé.

Colonnes :

Incapacité à supporter la charge appliquée, correspondant à une augmentation rapide de la déformation verticale (limite non définie).

Ces critères dépendent d'un essai standard de résistance au feu suivant une courbe température/temps spécifique. La réponse thermique de la section en acier dépend de l'épaisseur de la protection appliquée, comme illustré dans la Figure 3.2. L'épaisseur requise de protection est donc fonction de la durée de résistance au feu exigée et de la température critique ou « limite » de l'élément, elle-même dépendante de l'état de contrainte dans l'élément.

Il est important de noter que l'essai de résistance au feu sert à calibrer la performance des éléments de construction dans le cadre des Règlements de construction, plutôt que de reproduire les conditions réelles d'un incendie.

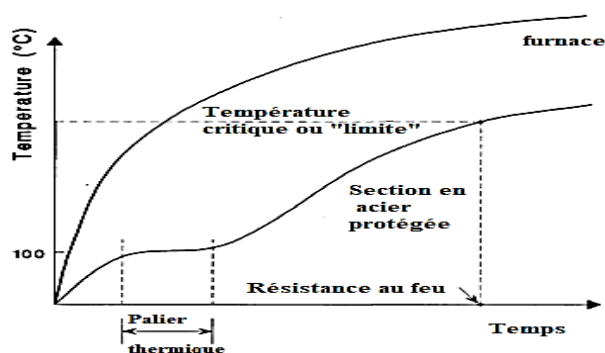


Figure 3. 2 Courbe de température d'une section en acier protégée sous l'effet du feu[59].

3.4 État limite ultime en situation d'incendie

En conception structurelle, l'incendie constitue un état limite accidentel exigeant que la structure maintienne sa stabilité même en cas de dommages irréparables. Comme les éléments sont généralement surdimensionnés pour les conditions normales d'exploitation, leur taux de sollicitation réel sous charges d'incendie reste fréquemment inférieur à 50% de leur capacité portante - paramètre désigné sous le terme de "ratio de charge". Cette marge intrinsèque contribue significativement à la sécurité incendie passive des structures.

❖ Principes de base (Eurocode 3/1-2)

- Condition de résistance :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_k G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.1)$$

Où :

G_k : est la valeur caractéristique des actions permanentes ;

$Q_{k,1}$: est la valeur caractéristique de l'action variable principale ;

Ψ_{fi} : est le coefficient de sécurité ou de combinaison ;

γ_k : est le facteur partiel pour l'action variable principale.

Tableau 3. 2 Coefficients de sécurités recommandées pour les bâtiments.

Catégories	Type d'usage	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
A	Domestique ; zones résidentielles	0.7	0.5	0.3
B	Zones de bureaux	0.7	0.5	0.3
C	Zones de congrégation	0.7	0.7	0.6
D	Zones de commerces	0.7	0.7	0.6
E	Zones de stockage	0.7	0.7	0.8

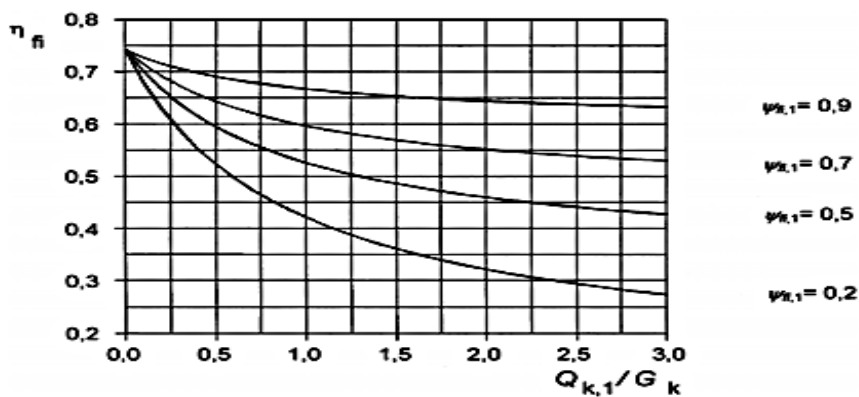


Figure 3. 3 Variation du niveau de charge en fonction du rapport charge Q/G.

L'équation (3.2) est une autre formulation fournie par l'EN1993-1-2 [9] qui peut être utilisée pour déterminer le niveau de chargement.

$$\eta_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \quad (3.2)$$

Où :

E_d : est l'effet de calcul des actions à température normale ;

$E_{d,fi}$: est l'effet de calcul des actions en situation d'incendie.

. La température critique d'un élément en acier peut être évaluée en utilisant l'équation (3.3) fourni par l'EN1993-1-2 [9].

$$\theta_{a,cr} = 39.19 \ln \left[\frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (3.3)$$

Où : $\mu_0 = \eta_{fi}$

Aussi, il est à noter que l'EN1993-1-2 [9] propose une température critique de 350°C pour les éléments en acier des sections transversales de classe 4, c'est-à-dire que la température dans n'importe quelle surface de l'acier PLF par exemple dans un temps t doit être inférieure ou égale à 350°C.

3.5 Résistance de l'acier formé à froid

La perte de résistance de l'acier formé à froid à températures élevées est supérieure de 10 à 20 % à celle de l'acier laminé à chaud, selon des essais réalisés par British Steel[59]. Ces données, présentées dans la Figure (4.4), sont basées sur une limite de confiance de 95 % par rapport aux propriétés nominales du matériau. Cela signifie que la résistance réelle des profils en conditions d'incendie dépasse généralement les valeurs de conception, souvent de manière significative.

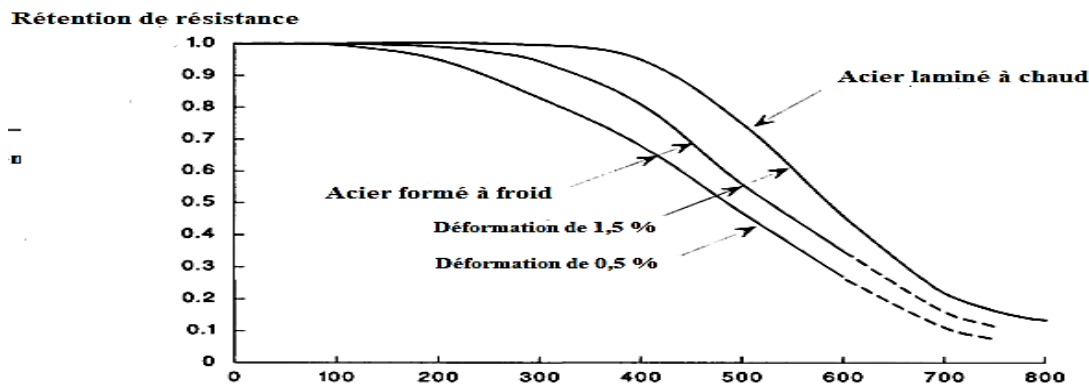


Figure 3. 4 Résistance de l'acier à haute température par rapport à sa limite d'élasticité à température ambiante [59].

La différence entre le comportement de l'acier laminé à chaud et formé à froid à températures élevées est un phénomène complexe qui n'a pas encore été entièrement expliqué. Elle est en partie due à la composition métallurgique et aux effets de surface moléculaire. L'influence du travail à froid lors du laminage de la bande d'acier devrait être relativement faible, grâce au processus de recuit ultérieur lors de sa fabrication. Ainsi, la perte supplémentaire de résistance due à la disparition de l'effet du travail à froid sera limitée.

De plus, tout effet du travail à froid lors du formage du profil en acier disparaît à des températures supérieures à 500°C. Ces données s'appliquent à l'acier conforme à la norme BS 2989 et aux nuances Z22 à Z35 (résistance à la traction de 220 à 350 N/mm²). Le revêtement en zinc n'a qu'un effet négligeable sur la performance de l'acier.

La résistance de l'acier formé à froid utilisable dans les calculs à l'état limite incendie est présentée dans le Tableau 3.3 Ces facteurs de réduction de résistance (ou plus précisément de "rétention" de résistance) sont exprimés en proportion de la résistance normale (à température ambiante) et sont basés sur la limite de confiance de 95 %.[59].

Tableau 3. 3 Facteurs de réduction de résistance pour l'acier formé à froid à températures élevées (°C)[59].

Température (°C)	200	250	300	350	400	450	500	550	600
0,5 % de déformation	0,95	0,89	0,83	0,76	0,68	0,58	0,47	0,37	0,27
1,5 % de déformation	1,00	0,99	0,95	0,88	0,82	0,69	0,56	0,45	0,35

L'importance de la limite de déformation dans le Tableau 3.3 est que le facteur de réduction de résistance à la déformation la plus élevée peut être utilisé pour les poutres ou éléments fléchis, tandis que celui à la déformation la plus faible s'applique aux éléments soumis au flambement en compression. Ces données servent à déterminer les températures limites des profils formés à froid utilisés comme éléments porteurs.

3.6 Autres propriétés

- Le **module d'élasticité** de l'acier diminue globalement au même rythme que sa résistance à 0,5 % de déformation. Cela entraîne une augmentation des flèches en raison de la perte de rigidité de la section.
- Le **coefficient de dilatation thermique** pour tous les aciers peut être pris comme $14 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ pour des températures comprises entre 100 et 700°C (environ 20 % plus élevé qu'à température ambiante). Les allongements et déformations thermiques peuvent être significatifs en conditions d'incendie.

Des propriétés telles que la chaleur spécifique et la conductivité thermique de l'acier peuvent être définies conformément à [1]. Ces propriétés ne sont généralement pas nécessaires pour les calculs de conception.

3.7 Protection des poutres et colonnes

La protection incendie des poutres et colonnes individuelles en acier laminé à chaud est couverte par les directives existantes de la norme [1] et par la publication ASFPCM/SCI/FTSG intitulée Fire protection for structural steel in buildings. Cette section présente l'extension de ces directives à l'utilisation de sections en acier formé à froid.

La résistance au feu des éléments de construction est généralement définie comme la durée pendant laquelle un élément, soumis à l'action d'un incendie, conserve sa fonction structurelle.

Actuellement, les exigences de résistance au feu dans la plupart des réglementations nationales en matière de sécurité incendie sont basées sur un scénario d'incendie standardisé, suivant la courbe ISO 834, plutôt que sur les conditions réelles d'un incendie dans un bâtiment.

Le taux de chauffage d'un élément structural joue un rôle clé dans sa résistance au feu. Plus la section est massive et lourde, plus elle se réchauffe lentement, ce qui améliore sa résistance au feu par rapport aux sections plus légères et élancées. L'Eurocode 3 (EC3) Partie 1.2 prend en compte cet effet à travers le facteur de section.

3.8 Définitions du facteur de section

Le taux de réchauffement d'une section en acier dépend de son facteur de section, défini par les paramètres suivants :

$$\text{Facteur de section} = \frac{A_m}{V} \quad [1] \quad (3.4)$$

Où :

A_m : est la surface du périmètre de la section en acier exposée au feu (m^2),

V : est le volume de la section en acier (m^3).

Dans le cas d'un calcul par unité de longueur, A_m peut être réduit au périmètre de la section et V à l'aire de la section transversale.[29]

Le facteur de section de la colonne dans un mur chauffé des deux côtés est ensuite défini comme dans la Figure 3.5.

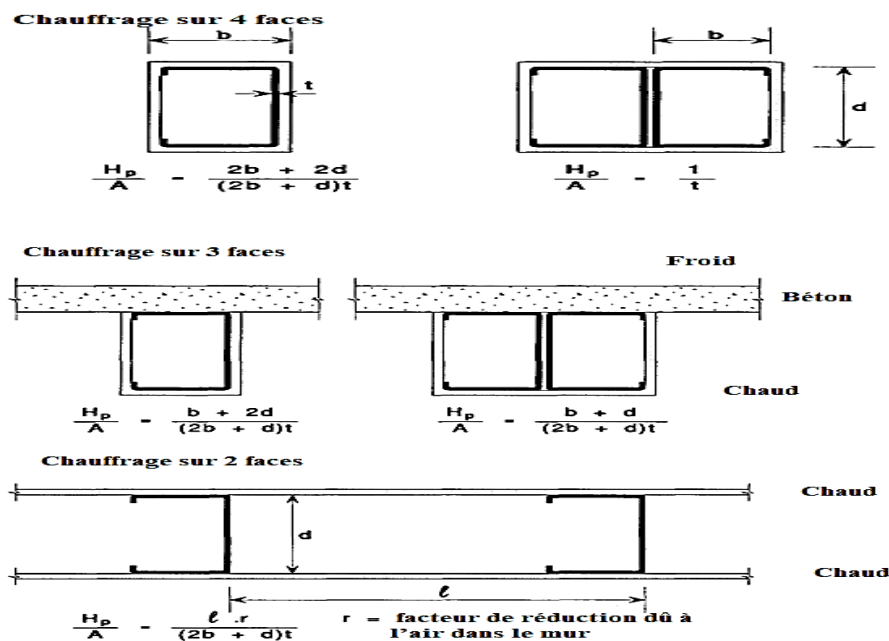


Figure 3. 5 Facteurs de section des profilés en acier formé à froid – protection par Panneau[59].

3.9 Évolution de la température dans les éléments en acier

3.9.1 Eléments métalliques non protégés

Lorsque l'on considère une répartition uniforme de la température à travers la section transversale, l'élévation de température d'un élément en acier non protégé pendant un $h_{net,d}$ intervalle de temps donné peut être déterminée par l'équation suivante :

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot h_{net,d} \cdot \Delta t \quad [1, 60] \quad (3.5)$$

Où :

K_{sh} : est le facteur de correction pour l'effet d'ombre,

A_m/V : est le facteur de section pour les éléments en acier non protégés,

A_m : est la surface de l'élément par unité de longueur (m^2),

V : est le volume de l'élément par unité de longueur (m^3),

c_a : est la chaleur spécifique de l'acier ($J/Kg \cdot K$),

$h_{net,d}$: est la valeur de conception du flux thermique net par unité de surface (W/m^2),

Δt : est l'intervalle de temps (secondes),

ρ_a : est la masse volumique de l'acier (Kg/m^3).

Le facteur de correction est donné par :

$$K_{sh} = \left[\frac{A_m}{V} \right]_b / \left[\frac{A_m}{V} \right] \quad [1] \quad (3.6)$$

Pour les sections transversales convexes totalement immergées dans le feu, l'effet d'ombre est négligeable et le facteur de correction K_{sh} peut être considéré comme égal à 1. [29]

3.9.2 Eléments métalliques protégés

Les éléments métalliques protégés chauffent lentement que d'autres sans protection à cause de l'isolation thermique appliquée qui protège l'acier de l'absorption rapide de la chaleur.

Pour une distribution uniforme de la température dans une section, l'augmentation de température $\Delta\theta_{a,t}$, pendant l'intervalle de temps Δt , est donnée par la relation suivante: [60]

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p/V (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a (1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/3} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (3.7)$$

$$(\Delta\theta_{a,t} \geq 0 \quad \text{si} \quad \Delta\theta_{g,t} > 0)$$

Avec $\Phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V$; la quantité de chaleur stockée dans la protection.

A_p/V Facteur de massiveté pour les éléments en acier protégés par un matériau de protection contre le feu ;

A_p : Surface concernée du matériau de protection par unité de longueur [m^2];

V : Volume de l'élément par unité de longueur [m^3];

c_p : Chaleur spécifique du matériau de protection indépendante de la température [J/kgK];

λ_p : Conductivité thermique du matériau de protection [W/m K];

d_p : épaisseur du matériau de protection [m];

Δ_t : intervalle de temps [secondes]. Selon L'EC3, $\Delta_t \leq 30$ s ;

ρ_p : masse volumique du matériau de protection [kg/m³]

Cas particulier :

Pour les matériaux de protection légers l'équation peut être simplifiée en prenant $\Phi=0$

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \frac{1}{c_a \rho_a} \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta_t \quad (3.8)$$

L'avantage que présente cette équation est qu'il est possible de présenter des tableaux ayant 2

Variables. Une variable pour le temps et une autre pour le facteur de massiveté modifié $\frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V}$

.[60]

Pour les matériaux lourds, les tableaux et les nomogrammes peuvent être utilisés, mais le facteur de section modifié doit être corrigé en utilisant :

$$\frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \left(\frac{1}{1+\Phi/2} \right) \quad [61] \quad (3.9)$$

3.10 Propriétés thermiques et mécaniques de l'acier PLF à haute température

Les caractéristiques thermomécaniques dépendent de l'évolution de la température en fonction du temps, et sont les données de bases pour construction des modèles numériques, ainsi que pour la réponse thermique et mécanique à haute température [62]

A. Propriétés thermiques

La progression de la température dans un élément en acier au carbone dépend de sa conductivité thermique et de sa chaleur spécifique. EN1993-1-2 [1] a fourni des équations en fonction de la température de l'élément pour tracer la courbe de la conductivité thermique, (équations (3.1)), et la chaleur spécifique, (équations (4.10)), de l'acier au carbone de profilé laminé à chaud ou à froid [14].

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 800^{\circ}\text{C} \quad \lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-2}T \text{ [W/mK]} \quad (3.10.a)$$

$$800^{\circ}\text{C} \leq T < 1200^{\circ}\text{C} \quad \lambda_a = 27.3 \text{ [W/mK]} \quad (3.10.b)$$

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 600^{\circ}\text{C} \quad c_a = 425 + 7.73 \times 10^{-1}T - 1.69 \times 10^{-3}T^2 + 2.22 \times 10^{-6}T^3 \text{ [W/mK]} \quad (3.11.a)$$

$$600^{\circ}\text{C} \leq T < 735^{\circ}\text{C} \quad c_a = 666 + \frac{13002}{738-T} \text{ [J/kgK]} \quad (3.11.b)$$

$$735^{\circ}\text{C} \leq T < 900^{\circ}\text{C} \quad c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \text{ [J/kgK]} \quad (3.11.c)$$

$$900^{\circ}\text{C} \leq T < 1200^{\circ}\text{C} \quad c_a = 650 \text{ [J/kgK]} \quad (3.11.d)$$

Avec :

λ_a : est la conductivité thermique de l'acier au carbone [W/mK],

c_a : est la chaleur spécifique de l'acier au carbone et T est la température dans le profilé acier [J/kgK].

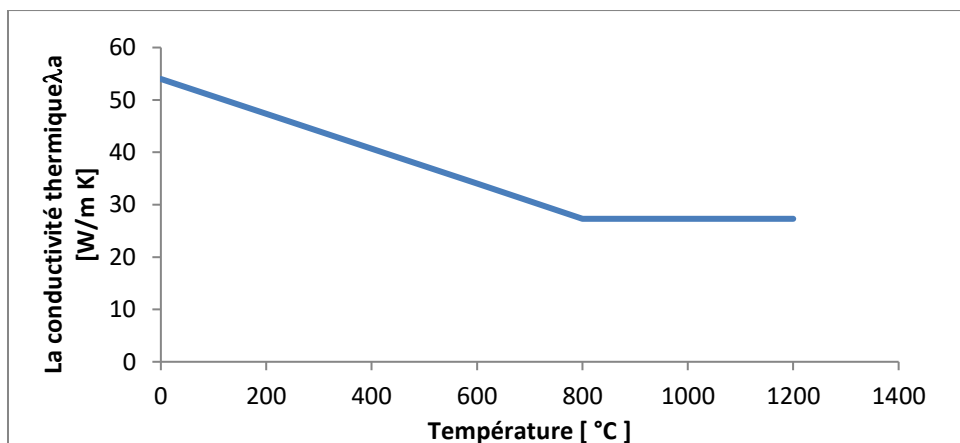


Figure 3. 6 La conductivité thermique en fonction de température.

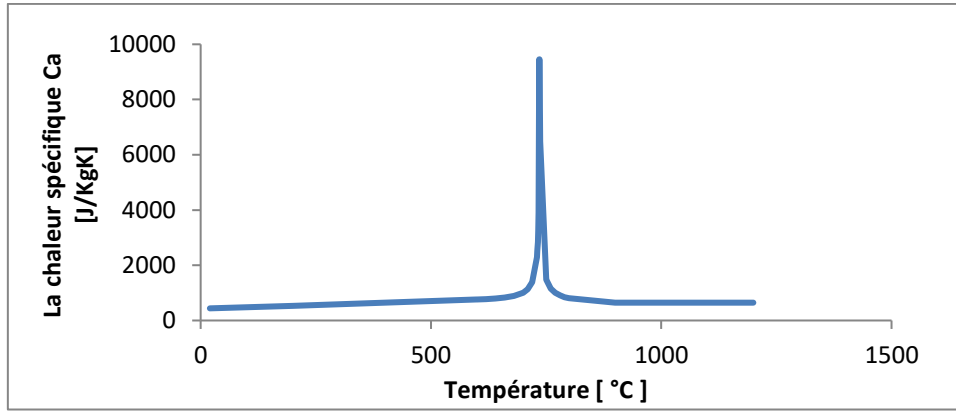


Figure 3. 7 La chaleur spécifique en fonction de température.

L'acier se dilate considérablement lorsqu'il est exposé à des températures élevées. L'exposition au feu dans l'un des côtés du panneau PLF conduit à des déformations thermiques (Allongement thermique) à cause de la distribution non uniforme de la température dans la surface d'acier. EN1993-1-2 [1]a présenté des équations pour le calcul de l'allongement thermique en fonction de la température, (équations (4.12))[14].

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 750^{\circ}\text{C} \quad \frac{\Delta L}{L} = 1.2 \times 10^{-5}T + 0.4 \times 10^{-8}T^2 - 2.416 \times 10^{-4} \quad (3.12.a)$$

$$750^{\circ}\text{C} \leq T < 860^{\circ}\text{C} \quad \frac{\Delta L}{L} = 1.1 \times 10^{-2} \quad (3.12.b)$$

$$860^{\circ}\text{C} \leq T < 1200^{\circ}\text{C} \quad \frac{\Delta L}{L} = 2 \times 10^{-5} \times T - 6.2 \times 10^{-3} \quad (3.12.c)$$

Selon EN1993-1-2[1], le coefficient de dilatation thermique α [$1/^{\circ}\text{C}$] est obtenu en divisant l'équation de l'allongement thermique par la température, (équations (3.13)).

$$20^{\circ}\text{C} \leq T < 750^{\circ}\text{C} \quad \alpha = 1.2 \times 10^{-5}T + 0.4 \times 10^{-8}T^2 - (2.416 \times 10^{-4}/T)[1/^{\circ}\text{C}] \quad (3.13.a)$$

$$750^{\circ}\text{C} \leq T < 860^{\circ}\text{C} \quad \alpha = 1.1 \times 10^{-2}/T [1/^{\circ}\text{C}] \quad (3.13.b)$$

$$860^{\circ}\text{C} \leq T < 1200^{\circ}\text{C} \quad \alpha = 2 \times 10^{-5} - (6.2 \times 10^{-3}/T)[1/^{\circ}\text{C}] \quad (3.13.c)$$

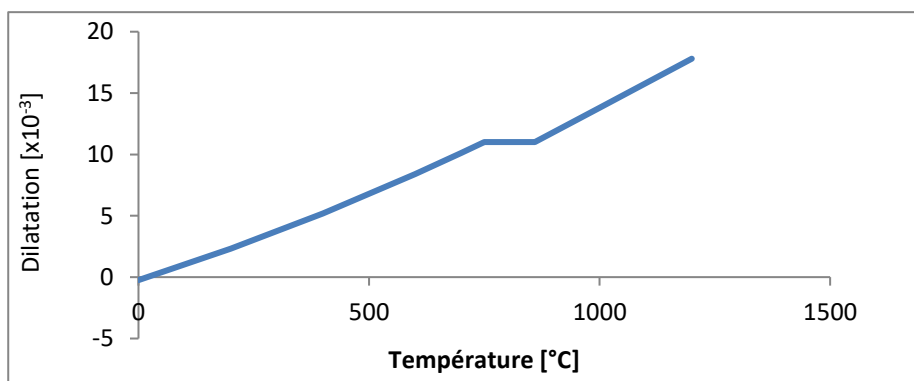


Figure 3. 8 L'allongement thermique en fonction de température.

3.11 Propriétés mécaniques

A. Propriétés mécaniques selon l'Eurocode 3

Les propriétés mécaniques telles que la limite d'élasticité, le module d'élasticité et la limite de proportionnalité sont sensibles sous l'effet des hautes températures due à un incendie, où ils diminuent de manière significative par rapport à la température ambiante, ce qui conduit à un changement important dans la forme de la courbe contrainte-déformation obtenue à partir des facteurs de réduction pour le module et la limite d'élasticité [63] comme présenté aux figures 4.6 et 4.7

L'EC3 fournit ces facteurs dans sa partie 1-2 [1] pour les profilés à chaud de classe 1 à 3, (tableau 4.6), en considérant les mêmes facteurs de réduction pour le module d'élasticité des PLFs.

Cependant à cause du processus de formage à température ambiante, les facteurs de réduction pour la limite d'élasticité du PLF de classe 4 doit être considérée comme une limite d'élasticité définie par la contrainte nominale correspondante à la déformation plastique irréversible de 0,2% [18].

Le tableau 4.6 extrait de l'annexe E de EN1993-1-2 [1] présente les facteurs de réduction pour la limite d'élasticité des PLF, ainsi que pour les sections efficaces laminées à chaud de la classe 4 à températures élevées.

Tableau 3. 4 Facteurs de réduction des profilés PLF de classe 4 [1].

Température de l'acier T [° C]	Facteur de réduction pour la limite proportionnelle $k_{p,T}$	Facteur de réduction pour le module d'élasticité $k_{E,T}$
20	1.0000	1.0000
100	1.0000	1.0000
200	0.8070	0.9000
300	0.6130	0.8000
400	0.4200	0.7000
500	0.3600	0.6000
600	0.1800	0.3100
700	0.0750	0.1300
800	0.0500	0.0900
900	0.0375	0.0675
1000	0.0250	0.0450
1100	0.0125	0.0225
1200	0.0000	0.0000

Tableau 3. 5 Facteurs de réduction pour la limite d'élasticité des PLF[1].

Température de l'acier T [°C]	Facteur de réduction (par rapport à f_{yb}) pour la limite d'élasticité des PLF ($k_{p0.2}$)
20	1.00
100	1.00
200	0.89
300	0.78
400	0.65
500	0.53
600	0.30
700	0.13
800	0.07
900	0.05
1000	0.03
1100	0.02
1200	0.00

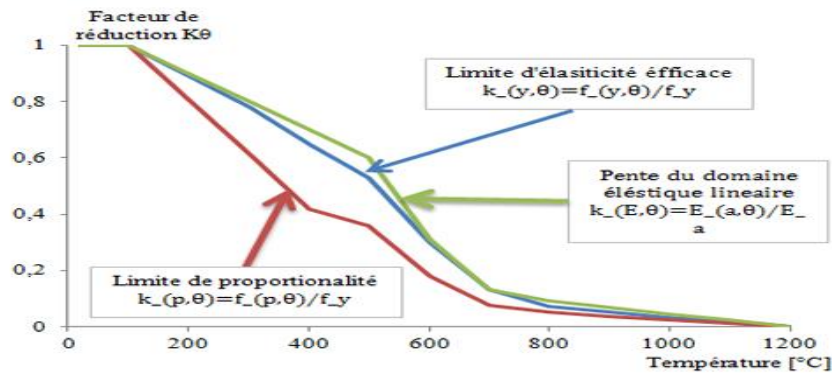


Figure 3. 9 Facteurs de réduction de l'acier à des températures élevés[1].

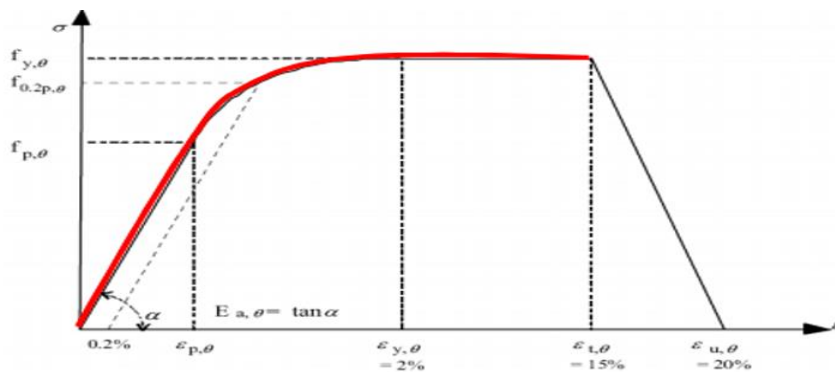


Figure 3. 10 Courbe contrainte-déformation de l'acier au carbone[1].

3.11.2 Courbe contrainte-déformation aux hautes températures

La courbe contrainte-déformation aux hautes températures, (figure 3.11), est obtenue selon EN1993-1-2[1],

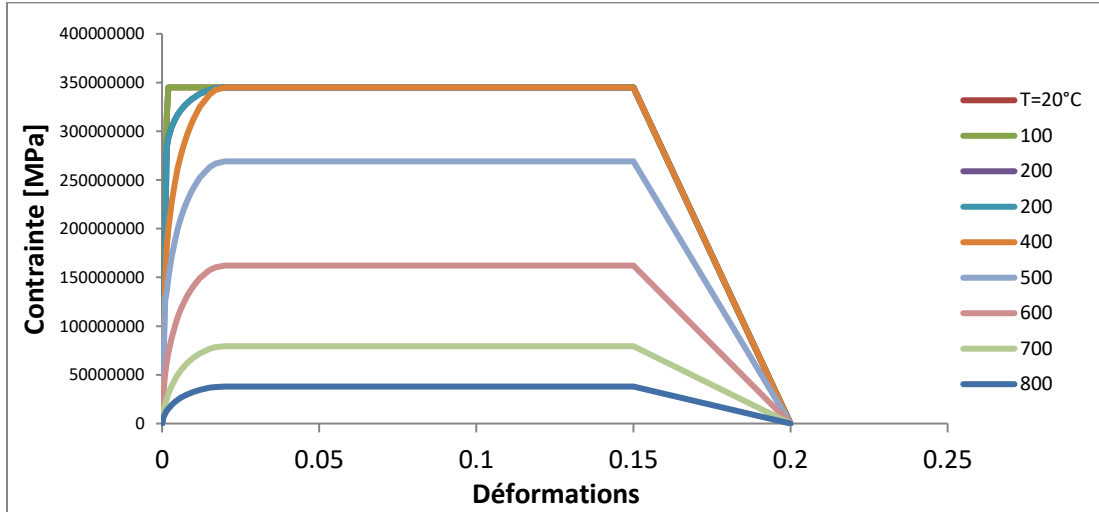


Figure 3. 11 Courbe contrainte-déformation pour G345 aux hautes températures.

3.11.3 Classification des sections transversales

La classe de la section est une étape très importante pour le choix des formules et les règles nécessaires du calcul. La classification des sections dépend du rapport largeur/épaisseur des parties soumises à la compression, ainsi que sur la valeur réduite ε à température ambiante ou à haute température, obtenue selon l'équation (4.14) fourni par l'EN1993-1-1 [21] et EN1993-1-2[1].

$$\text{Température ambiante : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (3.14.a)$$

$$\text{Température élevée : } \varepsilon = 0.85 \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (3.14.b)$$

Globalement, Il existe quatre classes des sections transversales qui sont définies dans la norme EN1993-1-1 [[17]] :

Classe 1 : Sections transversales pouvant atteindre leur résistance aux moments plastiques, sans risque de voilement local, et pouvant former une rotule plastique avec une capacité de rotation importante pour l'analyse plastique.

Classe 2 : Sections transversales pouvant atteindre leur résistance aux moments plastiques, mais avec une capacité de rotation limitée en raison d'un flambage local.

Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte dans la fibre comprimée extrême de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement de la résistance au moment plastique.

Classe 4 : Sections transversales dont un flambage local se produira avant l'atteinte de la limite d'élasticité dans une ou plusieurs parties de la section transversale.

Le tableau 3.12 présente les rapports largeur/épaisseur maximaux des différentes classes, pour les parties de la section transversale en compression.

Classe	Classe Âme (h/t)	Semelle (b/t)
1	72ε	9ε
2	83ε	10ε
3	124ε	14ε

Figure 3. 12 Rapports largeur/épaisseur maximaux pour les parties des aciers.

Les profilés de la classe 4 peuvent être traités comme des profilés de la classe 3 si les rapports largeur/épaisseur sont inférieurs aux proportions limites de la classe 3.

3.12 Action du feu et modélisation d'un incendie

L'évolution de la température due à un feu réel dans un bâtiment est en fonction de plusieurs paramètres, tel que l'équilibre de masse et d'énergie existant dans le compartiment où il se produit [2]. Un incendie comporte généralement trois phases, une phase de pré Flashover, une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue [183]. Les caractéristiques d'un incendie réel sont montrées sur la figure 3.4 et comportent :

Une phase couvant : Feu couvant à très basse température avec une durée souvent difficile à estimer. Cette phase n'est pas montrée sur la figure 3.9.

- Une phase de Flashover (feu généralisé) : C'est un feu généralisé. Cette phase est généralement très courte.
- Une phase de post Flashover : Cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.

Une phase décroissante : Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé.

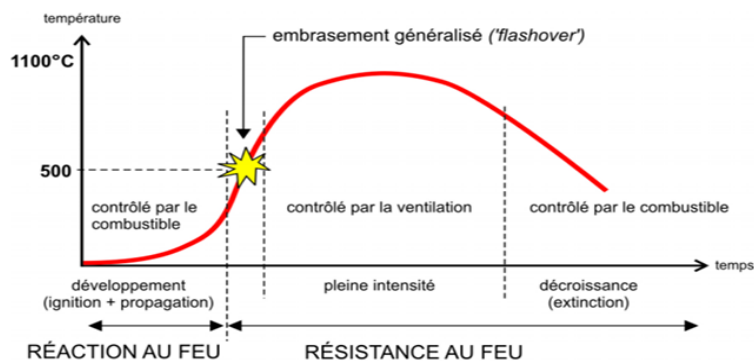


Figure 3. 13 Phases de développement d'un incendie[14].

Lors de la conception ou la modélisation numérique d'une structure pour résister à l'exposition au feu, il est souvent nécessaire d'utiliser l'un des modèles du feu développés sous forme des courbes temps-température, connus par le nom de courbes nominales. Ces derniers sont

considérés la façon la plus simple de représenter un incendie à l'intérieur d'un bâtiment dans l'interface de logiciel ANSYS. Ces courbes ont été établies à partir de l'expérience sur des feux réels et les plus fréquemment utilisées sont :

- Feu normalisé ISO834

Le feu normalisé ISO834 est caractérisé par la température uniforme dans le compartiment, qui augmente de façon continue, avec un taux de croissance rapide en fonction du temps, sans une phase de refroidissement[14]. D'après EN-1991-1-2[1], Ce modèle de feu peut être utilisé sous forme d'une courbe logarithmique pour faire modéliser le feu selon l'équation (3.15.a).

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.15.a)$$

Avec : θ_g est la température des gaz dans le compartiment en °C, t est le temps en minutes. Cette courbe c'est une approximation à la courbe de feu naturelle, en négligeant l'effet des ouvertures, de l'espace et de la densité de la charge calorifique de l'incendie dans le compartiment. Ce modèle de feu est considéré comme l'action de l'incendie à l'intérieur du compartiment de notre cas d'étude, et sera adopté dans nos simulations pour l'analyse thermique et détermination des gradients de températures en tout point des différents modèles.

- Feu hydrocarbures

Développée dans les années 70 par la compagnie pétrolière Mobil, ce type de modèle présente une montée en température très rapide avec une température de 900°C dans les 5 premières minutes et un plateau à 1100 °C [183]. La courbe du modèle de feu des hydrocarbures peut être obtenue selon l'équation (4.15.b).

$$\theta_g = 20 + 1080 (1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) \quad (3.15.b)$$

Avec : θ_g est la température des gaz dans le compartiment en °C, t est le temps en minutes.

- Feu extérieur

La courbe de feu extérieure par définition c'est une courbe plafonnée à une élévation de la température égale à 20+660°C°, une température nettement inférieure à la courbe standard. Elle s'applique directement de l'intérieur du compartiment en feu concerné ou d'un compartiment se trouvant au-dessous ou à côté du la face sollicitée [185]. La courbe du modèle de feu extérieur peut être obtenue selon l'équation (3.15.c).

$$\theta_g = 20 + 660 (1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) \quad (3.15.c)$$

Avec : θ_g est la température des gaz dans le compartiment en °C, t est le temps en minutes. La figure 3.14 présente les courbes de températures de différents modèles de feu les plus utilisées dans la conception de construction sous l'effet d'incendie.

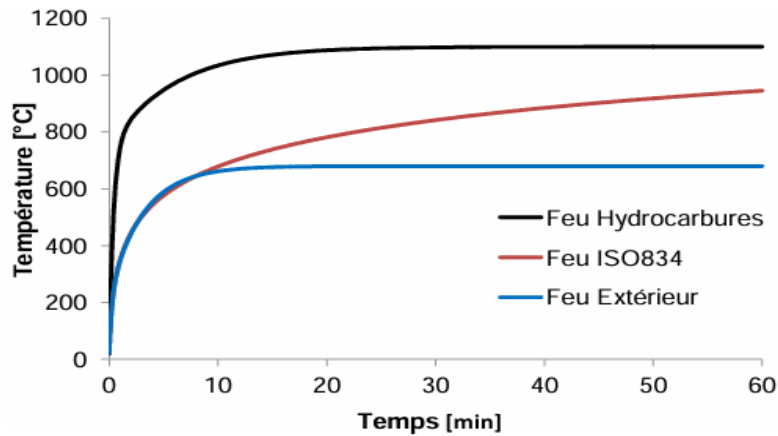


Figure 3. 14 Courbes nominales des modèles de feu.

3.13 Action thermique

3.13.1 Convection

La convection est le transfert de chaleur entre un gaz en mouvement et une surface solide. Au début d'un incendie, elle est le mécanisme dominant de transfert thermique entre l'air chaud et les éléments de construction. Selon l'EN 1991-1-2[64], le flux de chaleur convectif est donné par :

$$\dot{h}_{\text{net},c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_s) \quad (3.16)$$

Où : α_c est le coefficient d'échange convectif, pris comme $25 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$ pour la face exposée et $4 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$ pour la face non exposée.

3.13.2 Rayonnement

Le rayonnement est un transfert d'énergie par ondes électromagnétiques, ne nécessitant pas de milieu matériel. Il devient prédominant lors de l'intensification de l'incendie. Le flux de chaleur radiatif est exprimé par :

$$\dot{h}_{\text{net},r} = \phi \cdot \varepsilon \cdot \sigma [(\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (3.17)$$

Où :

ϕ : est le facteur de forme du profil de l'élément. Il est égal à 1 si la section est rectangulaire ou circulaire.

ε : est l'émissivité relative globale, égale à 1 pour la face exposée et 0,7 pour la face non exposée.

σ : est la constante de Stefan-Boltzmann, soit $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}^4$.

3.13.3 Conduction

La conduction est le transfert de chaleur à travers un matériau solide. Dans les éléments en acier, ce transfert est régi par l'équation de Fourier :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_a \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_a \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \dot{Q} = \rho_a c_a \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.18)$$

Où :

ρ_a, λ_a : sont la densité, la conductivité thermique et la chaleur spécifique de l'acier, respectivement ;

\dot{Q} : est la source d'énergie interne, égale à zéro dans le cas d'un élément non-combustible ;

θ : est la température et t est le temps.

3.14 Résistance au flambement des éléments de classe 4 à haute température

Pour les éléments en acier de classe 4 (sections minces) soumis à une compression axiale uniforme en situation d'incendie, l'EN 1993-1-2 propose une méthode simplifiée pour évaluer la résistance au flambement. La résistance de conception au flambement à haute température, notée $N_{b,fi,Rd}$, est donnée par :

$$N_{b,fi,Rd} = \chi_{fi} \cdot A_{eff} \cdot k_{0,2,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi} \quad (3.19)$$

Où :

χ_{fi} : est le facteur de réduction pour le flambement par flexion en situation d'incendie.

A_{eff} : est l'aire efficace de la section transversale.

$k_{0,2,\theta}$: est le facteur de réduction de la limite d'élasticité à 0,2 % à la température θ .

f_y : est la limite d'élasticité de l'acier à température ambiante.

γ_M : est le facteur partiel de sécurité en situation d'incendie, généralement pris égal à 1.

Le facteur de réduction χ_{fi} est calculé à l'aide de la formule :

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \sqrt{\phi_\theta^2 - \lambda_\theta^2}} \leq 1 \quad (3.20.a)$$

Avec :

$$\phi_\theta = 0.5 \times [1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2] \quad (3.20.b)$$

Et :

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (3.20.c)$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.20.d)$$

Où :

$\bar{\lambda}_\theta$: est l'élanement non dimensionnel à température ambiante.

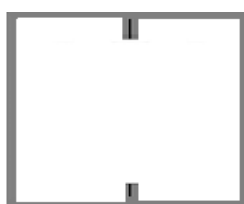
$k_{E,\theta}$: est le facteur de réduction du module d'élasticité à la température θ .

α : est le facteur d'imperfection, dépendant du type d'acier.

3.15 Étude de cas



Modèle 1



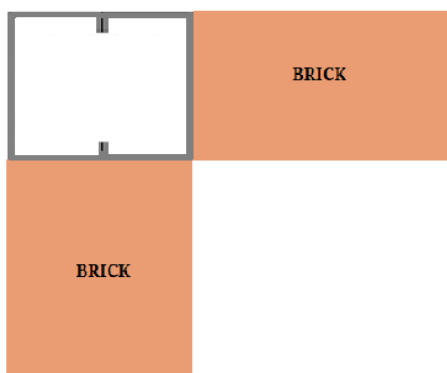
Modèle 2



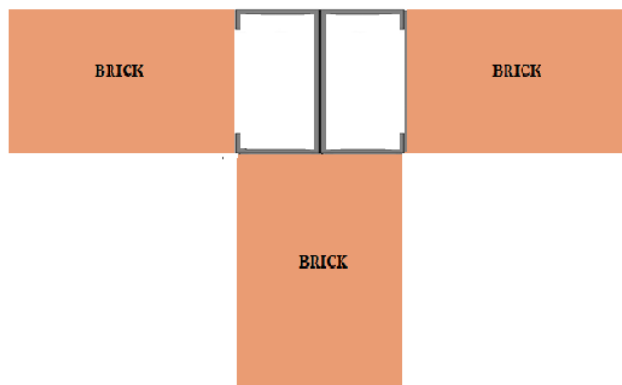
Modèle 3



Modèle 4



Modèle 5



Modèle 6

Figure 3. 15 Organisation des modèles numériques en fonction des sections et des conditions d'exposition au feu.

Tableau 3. 6 Dimensions des profilés montants étudiés.

Modèle	Type de profilé	Dimension				
		$H(mm)$	$B(mm)$	$t(mm)$	$c(mm)$	$L(mm)$
1	simple	200	100	2.2	20	1000
2	Face à face	200	200	2.2	20	1000
3	Dos à dos	200	200	2.2	20	1000
4	Dos à dos	200	100	2.2	20	1000
5	Face a face	200	200	2.2	20	2700
6	Dos à dos	200	200	2.2	20	1000

3.15.1 Réponse thermique des barres PLF non protégées :

La réponse thermique des barres PLF étudiées est déterminée principalement par la méthode simplifiée pas-à-pas, sous forme d'une courbe de l'évolution de la température dans la section en fonction du temps, elle est obtenue en utilisant l'équation (3.13) détaillée ci-avant. La progression de la température dans la section des deux modèles pour une durée d'une heure de l'exposition au feu ISO834.

Tableau 3. 7 Détails de calcul du facteur de massivité.

Paramètre	Modèle 1		Modèle 2		Modèle 3	
	4FACES	3FACES	4FACES	3FACES	4FACES	3FACES
$A[mm^2]$	306.24	306.24	948.64	948.64	1897.28	1897.28
$\Delta t[Second]$	5	5	5	5	5	5
$\rho_a[kg/m^3]$	7850	7850	7850	7850	7850	7850
$A_m/V[m^{-1}]$	167.450	154.388	913.729	808.315	871.563	766.149
$[A_m/V]_b[m^{-1}]$	124.085	111.024	632.484	527.070	421.656	316.242
k_{sh}	7.410	7.191	6.922	6.520	4.837	4.127
$k_{sh} \cdot A_m/V[m^{-1}]$	1239.13	1110.20	6324.832	5270.213	4215.75	3161896

Tableau 3. 8 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 3 à 4faces.

Temps (min)	θ_g (°C) (ISO834)	θ_m (°C)	$h_{net,d}$ [w/m ²]	Ca [J/kg.k]	$\Delta\theta_a$ (°C)	Température dans le modèle3(4F)(°C)
0	20	20	0	439.801	0.000	20.000
0.083	96.538	20	2361.073	439.801	1.442	21.442
0.167	146.952	21.441	4073.904	440.819	2.482	23.924
0.250	184.607	23.923	5448.977	442.556	3.307	27.231
0.333	214.674	27.230	6608.502	444.840	3.990	31.220
0.417	239.704	31.220	7614.612	447.553	4.569	35.790
0.500	261.145	35.789	8503.861	450.602	5.069	40.858
0.583	279.898	40.858	9299.890	453.913	5.503	46.361
0.667	296.563	46.360	10019.036	457.425	5.883	52.244
0.750	311.559	52.243	10673.151	461.088	6.217	58.460
0.833	325.189	58.460	11271.155	464.857	6.512	64.972
0.917	337.682	64.972	11819.953	468.698	6.773	71.745
1.000	349.214	71.745	12325.019	472.579	7.004	78.750
10.000	678.427	643.608	5376.240	803.745	1.796	645.405
20.000	781.355	755.805	5223.026	1263.399	1.110	756.915
30.000	841.796	837.010	1165.397	713.096	0.439	837.450
40.000	884.744	881.817	791.478	663.156	0.321	882.138
50.000	918.085	915.986	613.954	650	0.254	916.240
60.000	945.340	943.703	509.713	650	0.211	943.915

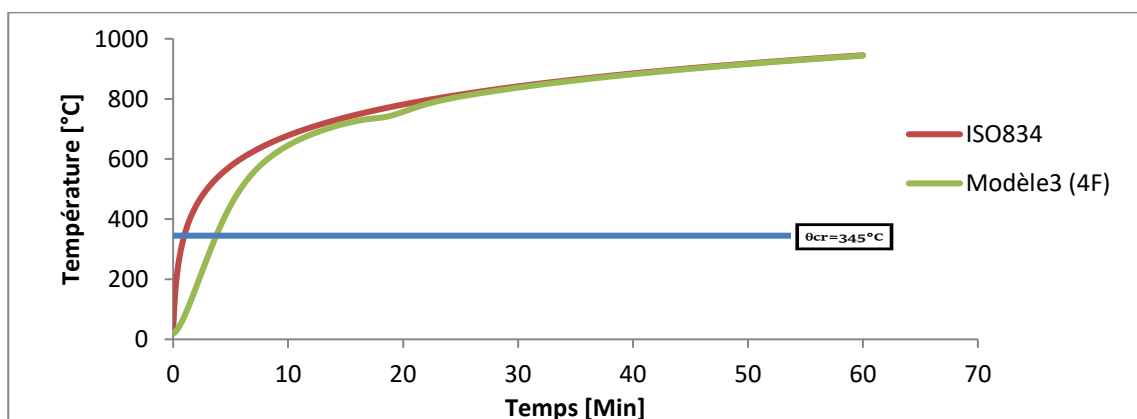


Figure 3. 16 Evolution de la température dans la section du profilé.

Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 1 et 2 a 4faces sont présentées dans l'annexe B.

Tableau 3. 9 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 3 à 3faces

Temps (min)	$\theta_g(^{\circ}\text{C})$ (ISO834)	θ_m ($^{\circ}\text{C}$)	$h_{net,d}$ [w/m^2]	Ca [$\text{J}/\text{kg.k}$]	$\Delta\theta_a$ ($^{\circ}\text{C}$)	Température dans le modèle3(3F)
0	20	20	0	439.801	0.000	20.000
0.083	96.538	20	2361.072	439.801	1.081	21.081
0.167	146.952	21.081	4084.373	440.565	1.867	22.949
0.250	184.607	22.948	5477.388	441.876	2.497	25.446
0.333	214.674	25.445	6660.729	443.611	3.024	28.470
0.417	239.704	28.470	7695.503	445.688	3.478	31.948
0.500	261.145	31.947	8617.536	448.043	3.874	35.822
0.583	279.898	35.822	9449.928	450.623	4.224	40.046
0.667	296.563	40.046	10208.602	453.388	4.535	44.582
0.750	311.559	44.581	10905.092	456.299	4.814	49.396
0.833	325.189	49.395	11548.068	459.326	5.064	54.460
0.917	337.682	54.459	12144.250	462.443	5.290	59.749
1.000	349.214	59.749	12698.963	465.626	5.494	65.243
10.000	678.427	620.629	8656.248	776.777	2.245	622.875
20.000	781.355	745.000	7331.746	1817.779	0.812	745.813
30.000	841.796	835.153	1614.035	716.093	0.454	835.608
40.000	884.744	880.787	1068.684	663.968	0.324	881.112
50.000	918.085	915.265	824.098	650	0.255	915.521
60.000	945.340	943.145	683.092	650	0.212	943.358

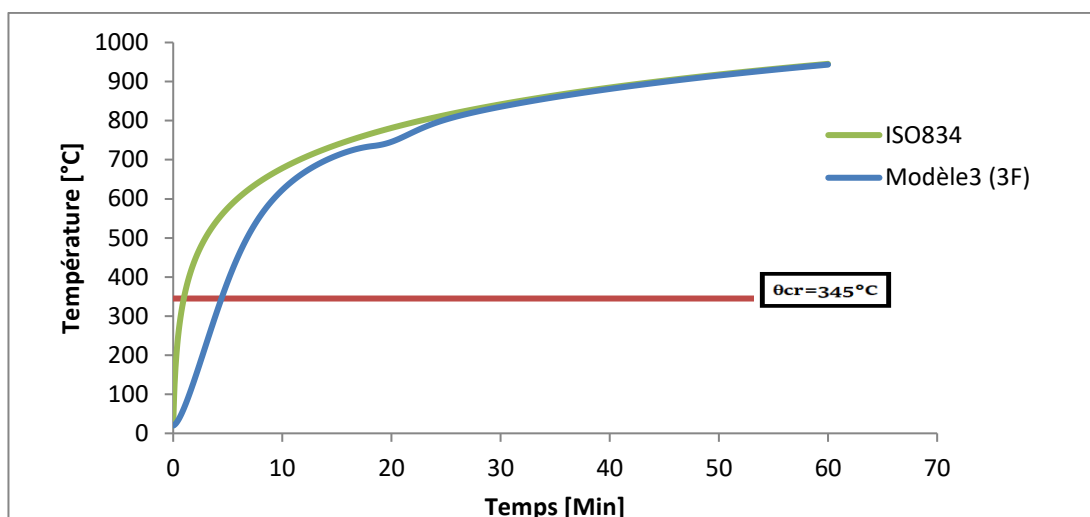


Figure 3. 17 Evolution de la température dans la section du profilé

Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 1et2 a 3faces sont présentées dans l'annexe B.

Nous avons étudié l'impact de l'incendie et ses conséquences sur les sections en acier formé à froid (CFS), en utilisant des méthodes analytiques simplifiées basées sur l'Eurocode ainsi que des modèles numériques. Après une étude analytique et numérique sur un feu de type ISO 834 pendant une durée de 60 minutes, nous avons conclu que l'effet de la température varie avec le temps, notamment au début de l'exposition. Cette variation persiste jusqu'à environ la sixième minute, moment à partir duquel les températures commencent à s'égaliser. Lorsqu'un feu ISO 834 est appliqué sur le CFS à partir des quatre faces, nous avons constaté que la répartition de la température devient uniforme dans toutes les directions.

3.16 Réponse thermique des barres PLF protégées :

Tableau 3. 10 Détails de calcul du facteur de facteur de masse thermique.

Paramètre	Modèle 1		Modèle 2		Modèle 3	
	1FACES		2FACES		2FACES	
$A[mm^2]$	306.24	306.24	948.64	948.64	1897.28	1897.28
$\Delta t[Second]$	30	30	30	30	30	30
$\rho_p[kg/m^3]$	7850	7850	7850	7850	7850	7850
$A_p/V[m^{-1}]$	167.450	154.388	913.729	808.315	871.563	766.149
$[A_p/V]_b[m^{-1}]$	124.085	111.024	632.484	527.070	421.656	316.242

Tableau 3. 11 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 6

Temp (min)	$\theta_g(^{\circ}\text{C})$ (ISO834)	$\theta_a(^{\circ}\text{C})$	Ca [J/kg.k]	$\Delta\theta_a$ ($^{\circ}\text{C}$)	Température dans le modèle 5($^{\circ}\text{C}$)
0	20	20	439.80176	0	20
0.5	261.144	20	439.801	26.506	46.506
1	349.213	46.506	457.517	31.984	78.491
1.5	404.310	78.491	476.335	33.067	111.558
2	444.504	111.558	493.284	32.629	144.187
2.5	476.165	144.187	507.976	31.593	175.781
3	502.289	175.781	520.717	30.312	206.093
3.5	524.527	206.093	531.961	28.938	235.031
4	543.887	235.031	542.146	27.540	262.572
4.5	561.029	262.572	551.640	26.155	288.727
5	576.410	288.727	560.735	24.802	313.529
5.5	590.358	313.529	569.650	23.492	337.022
6	603.117	337.022	578.543	22.234	359.257
6.5	614.875	359.257	587.521	21.032	380.289
7	625.776	380.289	596.650	19.890	400.180
7.5	635.938	400.180	605.967	18.808	418.988
8	645.455	418.988	615.486	17.787	436.776
8.5	654.402	436.776	625.202	16.827	453.603
9	662.846	453.603	635.104	15.927	469.530
9.5	670.839	469.530	645.168	15.084	484.614
10	678.427	484.614	655.372	14.296	498.911
20	781.354	674.506	870.777	5.9318	680.438
30	841.795	739.845	2559.694	1.925	741.770
40	884.744	819.033	747.423	4.250	823.283
50	918.084	885.032	660.689	2.418	887.451
60	945.340	924.159	650	1.575	925.735

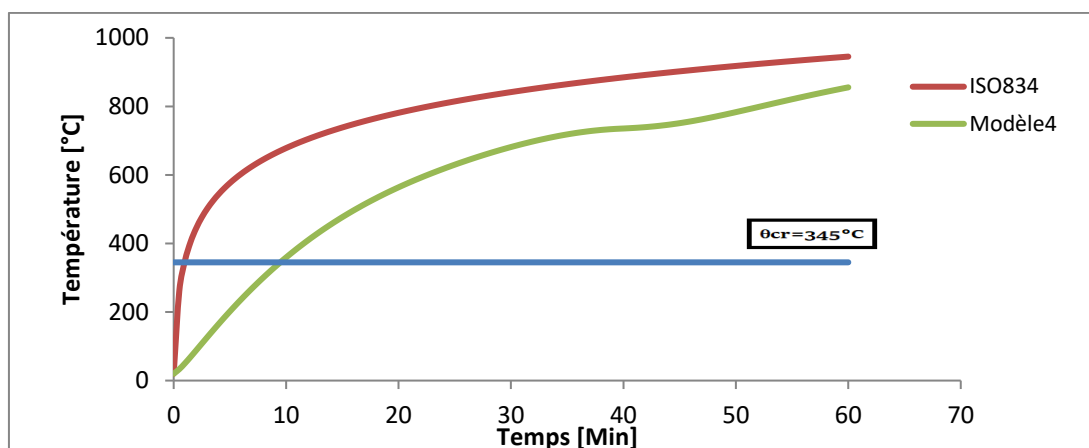


Figure 3. 18 Evolution de la température dans la section du profilé.

Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 4et5 sont présentées dans l'annexe B.

Une comparaison a été effectuée entre la courbe de feu standard ISO 834 et un modèle numérique tenant compte de la présence de murs ou de couches de protection. Les résultats ont montré que l'élévation de la température dans le modèle numérique était plus lente : la température critique a été atteinte après 10 minutes, contre 5 minutes dans le cas ISO, avec une température maximale de 850 °C après une heure. Cette différence est attribuée à l'effet isolant des murs, soulignant l'importance de la modélisation réaliste pour évaluer le comportement des éléments en acier sous l'effet de l'incendie.

3.17 Réponse mécanique des barres PLF sous une charge de compression axiale à des températures élevées uniformes

Tableau 3. 12 Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 1

Température Paramètres (°C)	20	100	200	300	400	500	600	700	800
$k_{y,\theta}$	1.000	1.000	0.890	0.780	0.650	0.530	0.300	0.130	0.070
$k_{E,\theta}$	1.000	1.000	0.900	0.800	0.700	0.600	0.310	0.130	0.090
α (K ⁻¹)	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536
λ_{θ}^{-}	0.346	0.346	0.344	0.342	0.334	0.325	0.341	0.346	0.305
ϕ_{θ}	0.653	0.653	0.652	0.650	0.645	0.640	0.649	0.653	0.629
χ_{fi}	0.829	0.829	0.830	0.831	0.835	0.839	0.832	0.829	0.849
$N_{b,fi,trd}$ (kN)	149.548	149.548	133.249	116.948	97.929	80.234	45.014	19.441	10.720
η_{fi}	1.000	1.000	0.891	0.782	0.655	0.537	0.301	0.130	0.072

Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 2 et 3 sont présentée dans l'annexe B.

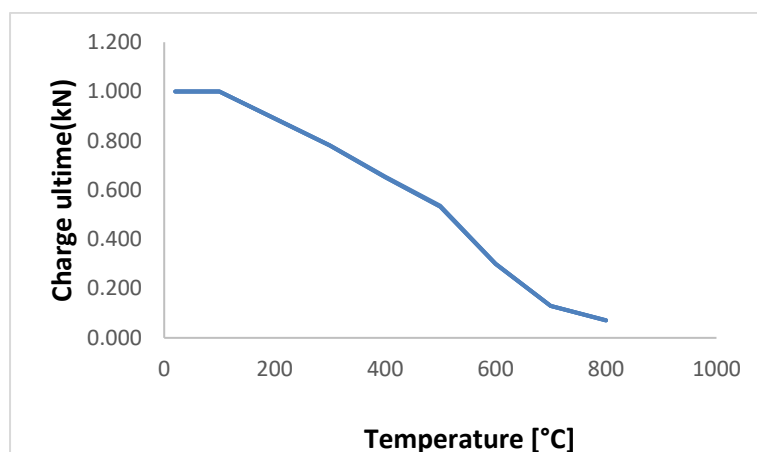


Figure 3. 19 Variation de la charge ultime en fonction de la température.

3.18 Conclusion

L'analyse a mis en évidence la vulnérabilité des colonnes en profilés laminés à froid face à l'incendie, en particulier lorsqu'elles ne sont pas protégées, atteignant rapidement des températures critiques. L'impact du nombre de faces exposées, de la massivité de la section et des conditions aux limites a été clairement établi. La bonne concordance entre les résultats issus des modèles ANSYS et CUFSM renforce la fiabilité des approches numériques utilisées. L'ensemble de ces éléments souligne la nécessité d'une modélisation réaliste tenant compte des effets thermiques et des imperfections, afin d'évaluer avec précision la stabilité des structures en situation d'incendie.

CHAPITRE 4

MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET

RESULTATS

4.1 Introduction

Le chapitre vise à présenter les résultats issus des modèles numériques développés à l'aide du logiciel ANSYS APDL. Ces simulations ont pour objectif d'étudier l'influence des parois environnantes sur le comportement thermique des colonnes en profilés minces formés à froid (PLF), ainsi que leur réponse mécanique (linéaire et non linéaire) et thermomécanique lorsqu'elles sont soumises à un chargement de compression axiale en situation d'incendie normalisé selon la courbe ISO 834.

4.2 Présentation de l'interface utilisateur d'ANSYS pour la modélisation thermique et mécanique

L'interface utilisateur d'ANSYS APDL constitue un environnement intuitif et structuré qui facilite la configuration, la simulation et l'analyse de modèles physiques complexes. Pour la modélisation thermique et mécanique, cette interface permet d'intégrer différentes étapes du processus de simulation, allant de la création de la géométrie à l'interprétation des résultats. L'arborescence du projet (Project Schematic) offre une vue claire des liens entre les différents modules tels que *Geometry*, *Model*, *Setup*, *Solution* et *Results*. Grâce aux modules spécifiques comme *Steady-State Thermal* et *Static Structural*, l'utilisateur peut aisément définir les propriétés des matériaux, appliquer des conditions aux limites thermiques et mécaniques, générer le maillage, puis résoudre le problème. L'interface d'ANSYS est divisée en plusieurs modules, chacun ayant une fonctionnalité spécifique : le module de prétraitement (Preprocessing) permet de créer et modifier les géométries, les maillages et les conditions aux limites ; le module Solution permet de lancer les calculs et résoudre les équations de simulation ; enfin, le module de post-traitement (Postprocessing) permet d'analyser et de visualiser les résultats sous forme graphique ou tabulaire. Chaque module dispose de ses propres outils et menus adaptés aux tâches à réaliser. L'interface graphique est également très flexible, offrant une large gamme d'options de personnalisation pour s'adapter aux préférences de chaque utilisateur. Cette organisation claire et modulaire fait d'ANSYS un outil de simulation polyvalent et puissant, largement utilisé dans les domaines de l'ingénierie pour optimiser la conception et la performance des produits et système.

4.3 Modélisation thermique

4.3.1 Modèles éléments finis thermiques

A. SHELL131

L'élément SHELL131, (figure 5.3), fait partie de la catégorie des éléments de coque, il est largement employé pour simuler le comportement thermique de pièces minces telles que des panneaux, des réservoirs, des poutres ou des poteaux des structures, etc. Il est particulièrement utile pour la modélisation des éléments en 2D plutôt que 3D, ce qui permet de réduire considérablement la complexité du modèle et le temps de calcul nécessaire. Cet élément ayant la capacité de générer la conduction thermique dans le plan et dans l'épaisseur [65]. Il comporte quatre nœuds, avec un seul degré de liberté (TEMP) dans chaque nœud, cependant il peut arriver jusqu'à 32 degrés de liberté thermiques [65]. L'élément est applicable à une analyse thermique

tridimensionnelle, en régimes stationnaire et transitoire avec gradient de températures[65]. Ce modèle est utilisé pour la modélisation de l'acier PLF.

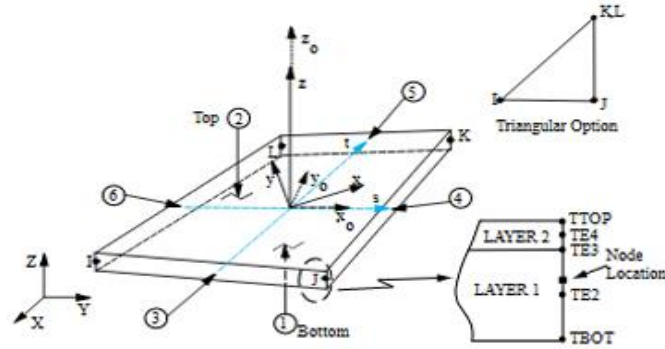


Figure 4. 1 Géométrie et topologie de l'élément fini SHELL131[65].

B. SOLID70

Le modèle SOLID70 est un élément 3D entièrement intégré avec une capacité de conduction thermique en trois dimensions. L'élément comporte huit nœuds avec un seul degré de liberté (TEMP) à chaque nœud [65]. L'élément fini est applicable pour une analyse thermique, en régime stationnaire pour les températures uniformes ou transitoire pour les gradients de température. [65] L'élément SOLID70 est utilisé pour la modélisation des plaques de protection ainsi que les isolations de cavité. La géométrie et topologie de l'élément fini SOLID70 est représentée dans la figure 4.2.

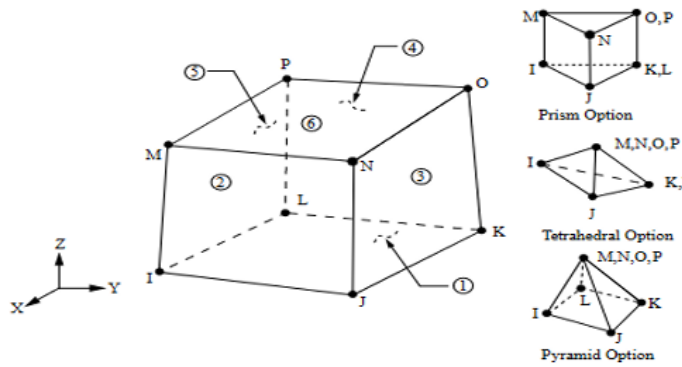


Figure 4. 2 Géométrie et topologie de l'élément SOLID70[65].

4.3.2 Maillage et conditions aux limites thermiques

Les modèles éléments finis thermiques SHELL131 (acier PLF) et SOLID70 (protections et isolations) sont adoptés avec un maillage de 10×10 mm pour les modèles sans protection.

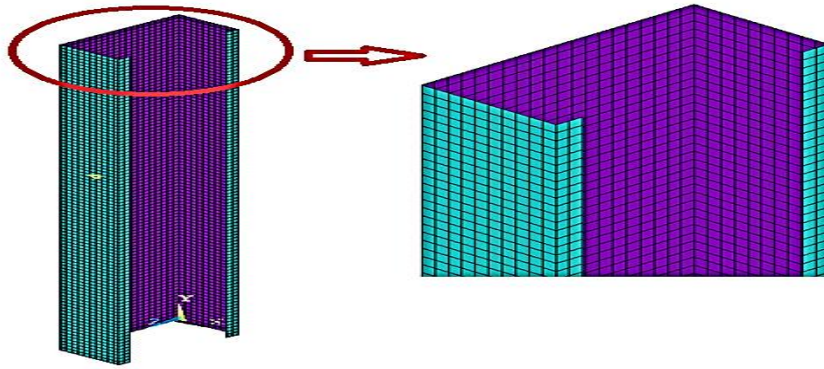


Figure 4. 3 Maillage choisi pour le modèle thermique non protéger.

Les modèles éléments finis thermiques SHELL131 (acier PLF) sont adoptés avec un maillage de 20×20 mm et SOLID70 (protections et isolations) sont adoptés avec un maillage de 20×40 mm pour les modèles avec protection.

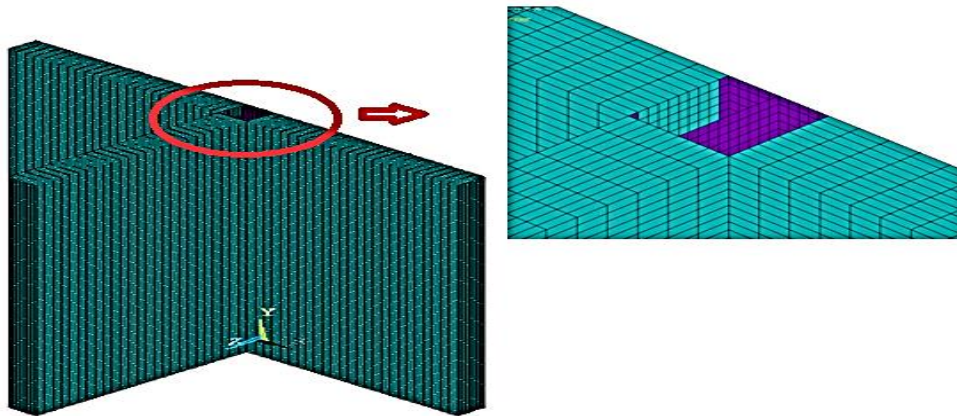


Figure 4. 4 Maillage choisi pour le modèle thermique protéger.

➤ Pour les conditions aux limites

- Coefficient de convection de 25 W/K.m^2 pour la Face exposé.
- Coefficient de convection de 9 W/K.m^2 (Rayonnement Inclus) pour la Face non expose[1].

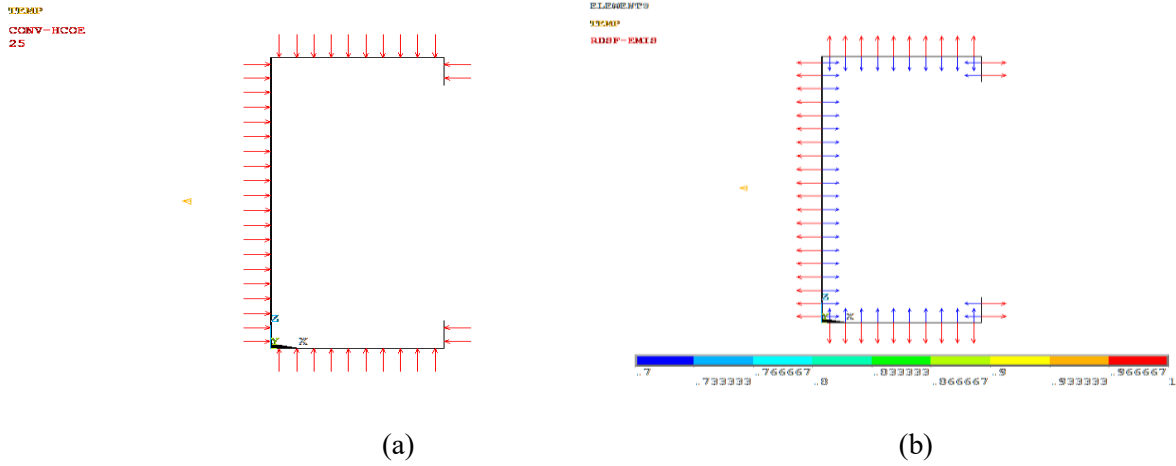


Figure 4. 5 conditions limites thermique 'ISO834' sur 4 faces modèle 1 (a) la convection et (b) le rayonnement.

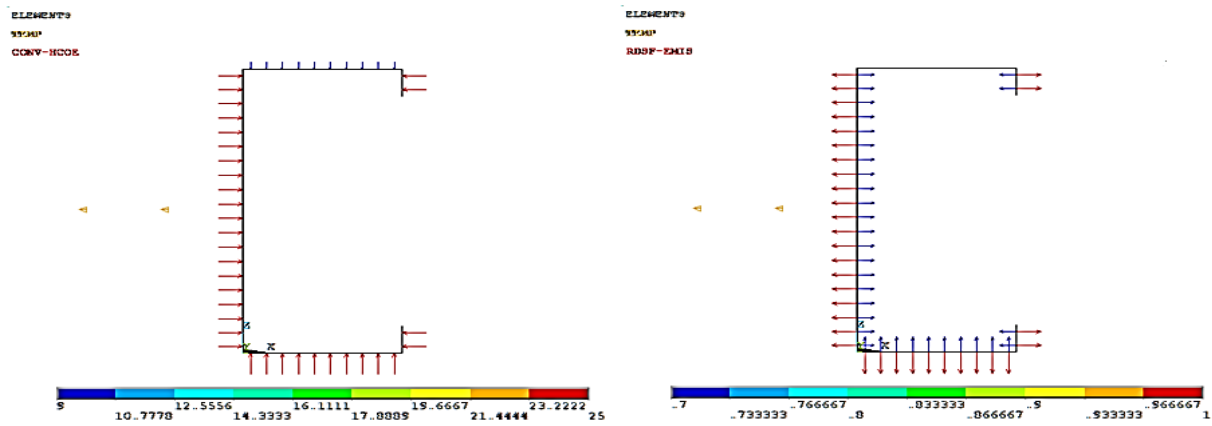


Figure 4. 6 conditions limites thermique 'ISO834' sur 3 faces modèle 1 (a) la convection et (b) le rayonnement.

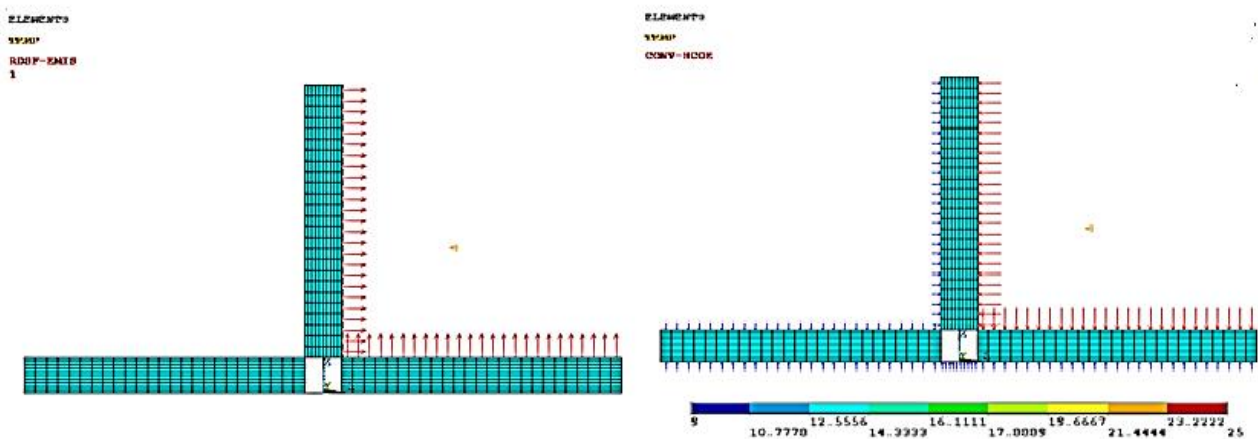


Figure 4. 7 conditions limites thermique sur modèle 5 (a) la convection et (b) le rayonnement

4.4 Modélisation mécanique

4.4.1 Modèles éléments finis mécaniques

A. SHELL181

L'élément SHELL181 c'est un modèle utilisé pour les analyses mécaniques ou thermomécaniques des structures de coques minces [65]. C'est un élément à quatre points d'intégration de Gauss dans le plan et cinq dans l'épaisseur, et quatre nœuds avec six degrés de liberté à chaque nœud, qui sont les translations dans les directions x, y et z, et rotations autour des axes x, y et z [65], (figure 4,10). SHELL181 est bien adapté aux applications linéaires, aux grandes déformations non linéaires [65] .

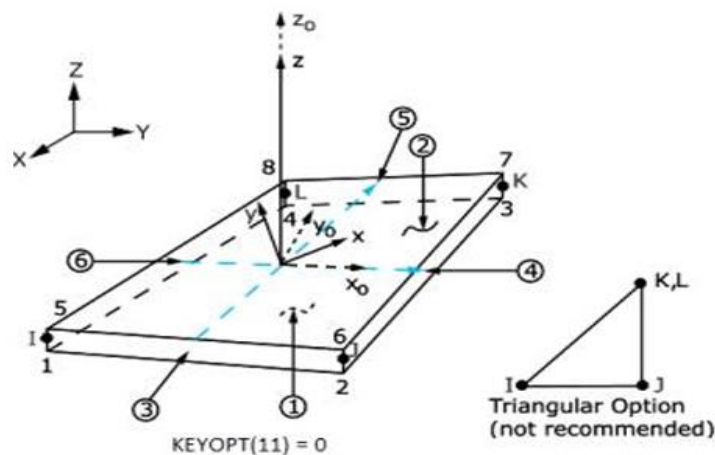


Figure 4. 8 Géométrie et topologie de l'élément fini SHELL181[65].

4.4.2 Maillage et conditions aux limites des modèles mécaniques

Les modèles éléments finis mécaniques SHELL181 (acier PLF) sont adoptés avec un maillage de 10×10 mm.

Les conditions aux limites appliquées simulent un encastrement total à un point de la colonne soit : $U_x=U_y=U_z=Rot_x=Rot_y=Rot_z=0$, tandis que le second point permet une dilatation thermique partielle, soit : $U_x=U_z=Rot_y=0$ en bloquant uniquement certains degrés de liberté.

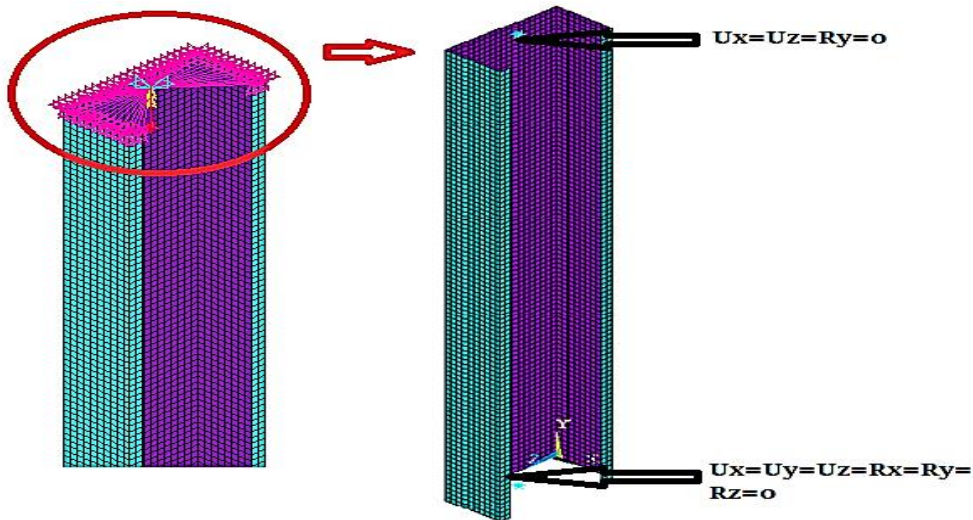


Figure 4. 9 Maillage et conditions aux limites du modèle mécanique.

4.4.3 Imperfection géométrique et contrainte résiduelle

Généralement les aciers PLF sont des profilés faciles à se déformer lors de la fabrication dans l'usine, ou lors de transport et même pendant la construction. Cette déformation initiale (ou imperfection initiale) faut être introduite dans les modèles, à cause de son influence importante sur les résultats des analyses mécaniques à température ambiante ou à haute température.

Il existe plusieurs types d'imperfections pouvant être introduites dans les modèles numériques. Cependant, dans cette étude, les imperfections locales et distortionnelles ont été prises en compte pour les analyses, avec une amplitude maximale de $h/200$, ainsi qu'une amplitude égale à t , correspondant à l'épaisseur de la section transversale. Proposée par Kaitila[66].

Les contraintes résiduelles sont négligées dans cette étude en se référant à l'étude numérique réalisée par Gunalan[67], dont il a trouvé que ces contraintes résiduelles ont pas une grande influence sur le comportement mécanique des PLFs, avec une différence de 0.5% entre le modèle avec et sans contraintes résiduelles.

D'après l'analyse linéaire élastique, le logiciel CUFSM a été utilisé pour identifier les modes de flambement et déterminer les charges critiques des colonnes en profilé mince. Une calibration a ensuite été réalisée à partir des résultats du modèle numérique développé sous ANSYS, comme présenté dans le tableau (5.1) ci-dessous.

4.5 Résultats de l'analyse thermique

4.5.1 Distribution de la température dans les modèles

A. Section exposée sur 4 faces

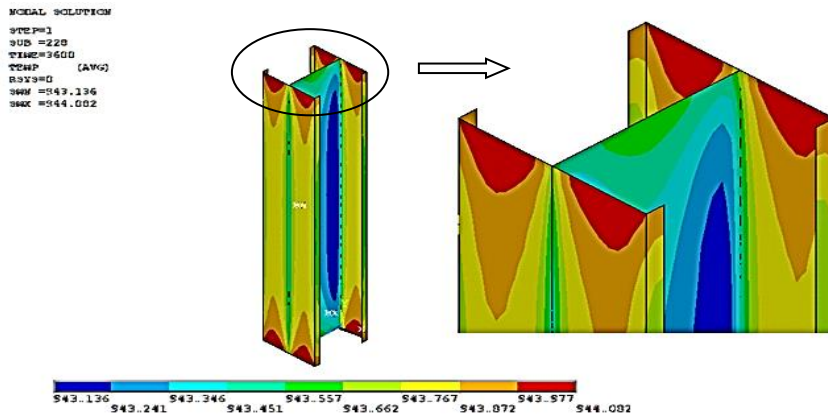


Figure 4. 10 Distribution de la température dans le modèle 03 à R60.

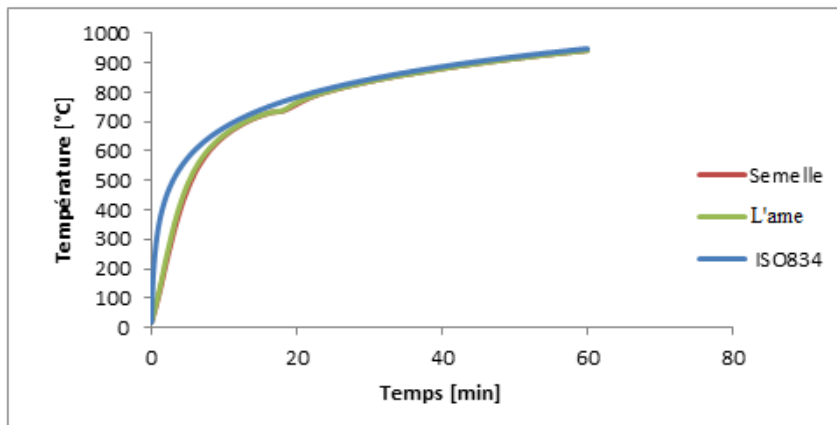


Figure 4. 11 Evolution de la température en fonction du temps

La distribution de la température dans les modèles 1 et 2 sont présentée dans l'annexe C tableau 5.

Tableau 4. 1 Évolution des températures maximales et minimales selon les modèles .

Temps	5		15		30		60	
	Max(°C)	Min(°C)	Max(°C)	Min(°C)	Max(°C)	Min(°C)	Max(°C)	Min(°C)
ISO834	576.41		738.56		841.79		945.34	
Modèle 1	520.372	499.716	726.202	723.318	839.587	838.663	944.294	943.951
Modèle 2	503.62	403.173	724.813	708.733	839.064	834.449	944.074	942.249
Modèle 3	505.12	443.8	724.93	716.584	839.189	836.706	944.082	943.136

B. Section exposée sur 3 faces

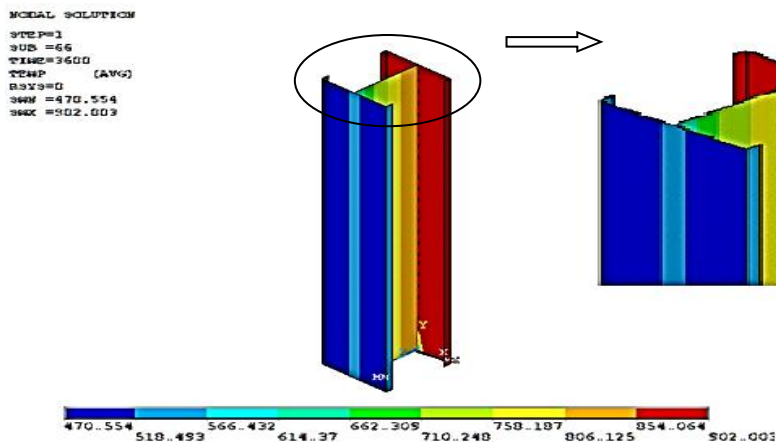


Figure 4. 12 Distribution de la température dans le modèle 03 à R60.

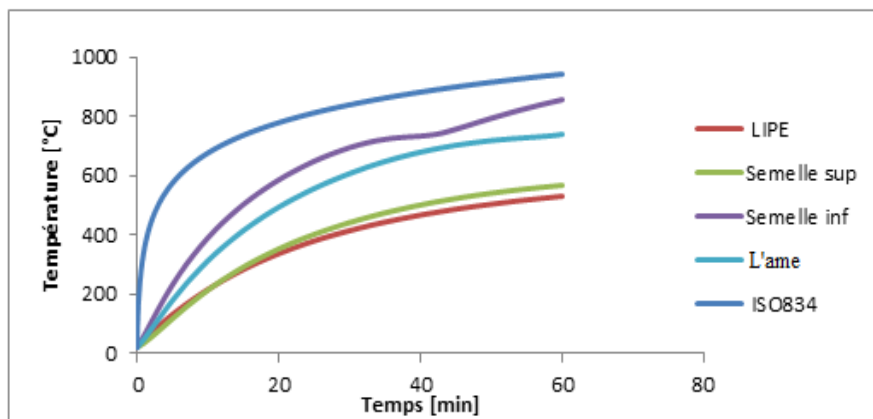


Figure 4. 13 Evolution de la température en fonction du temps.

La distribution de la température dans les modèles 1 et 2 sont présentée dans l'annexe C.

Tableau 4. 2 Évolution des températures maximales et minimales selon les modèles .

Temps	5		15		30		60	
	Max(°C)	Min(°C)	Max(°C)	Min(°C)	Max(°C)	Min(°C)	Max(°C)	Min(°C)
ISO834	576.41		738.56		841.79		945.34	
Modèle 1	521.575	223.231	726.343	521.759	839.488	644.335	944.085	729.087
Modèle 2	273.285	44.8361	555.173	148.836	723.859	240.262	875.489	294.396
Modèle 3	272.391	86.0142	556.404	233.039	727.975	361.382	902.003	470.554

Les résultats issus des modèles non protégés (Modèles 1 à 3) montrent une élévation rapide et quasi linéaire de la température interne, atteignant en moyenne plus de 940 °C en 60 minutes, conformément à la courbe ISO 834. Cette montée thermique s’effectue sans atténuation notable, confirmant que les colonnes PLF sans isolation n’offrent qu’une très faible inertie thermique. L’absence de masse thermique périphérique ou de barrière isolante rend ces éléments hautement vulnérables, avec une température critique souvent atteinte dès les 5 à 10 premières minutes. Ce comportement met en évidence la limite d’utilisation de ces profilés dans des contextes à risque d’incendie sans dispositif de protection passive.

C. Section avec protection

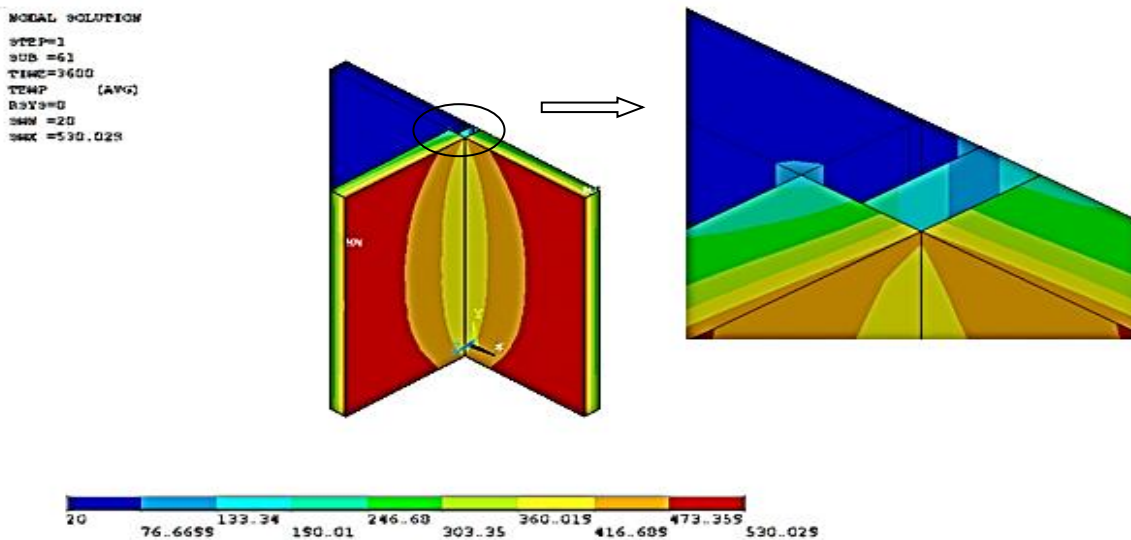


Figure 4. 14 Distribution de la température dans le modèle 06 à R60.

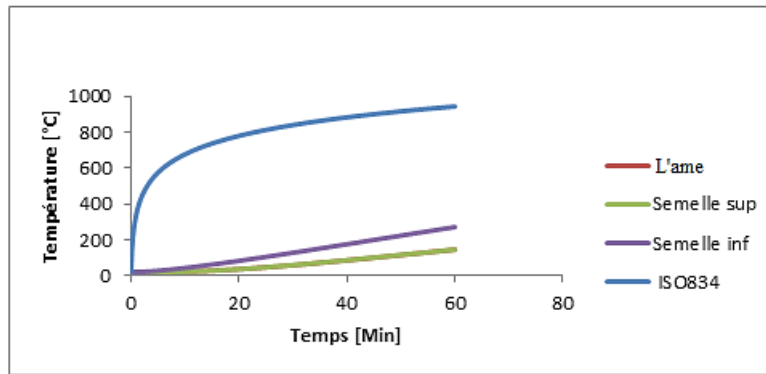


Figure 4. 15 Evolution de la température en fonction du temps.

La distribution de la température dans les modèles 4 et 5 sont présentée dans l’annexe C

Tableau 4. 3 Évolution des températures maximales et minimales selon les modèles .

Temps	5		15		30		60	
	Max(°C)	Min(°C)	Max(°C)	Min(°C)	Max	Max(°C)	Min(°C)	Max(°C)
ISO834	576.41		738.56		841.79		945.34	
Modèle 4	416.742	19.997	705.696	19.8413	831.897	19.3135	941.88	20.2835
Modèle 5	64.6801	20	154.924	20	287.317	20	530.029	20
Modèle 6	250.302	20	589.368	20.0001	759.566	20.0155	897.846	21.049

Les modèles protégés (Modèles 4 à 6), incluant l’effet de parois en brique ou d’une exposition réduite, présentent une réduction significative de la température maximale atteinte. Par exemple, dans le modèle 5, la température interne après 60 minutes ne dépasse pas 530 °C, soit une réduction de plus de 300 °C par rapport au cas ISO. Cette différence souligne l’efficacité thermique des éléments de maçonnerie environnants, qui retardent considérablement la diffusion de la chaleur vers la structure métallique. Il est également observé que l’exposition sur 3 faces (au lieu de 4) contribue à réduire le flux thermique global, créant un gradient thermique asymétrique qui ralentit la montée de température. Ce constat confirme l’intérêt de considérer l’environnement réel du profilé dans les modélisations pour éviter des hypothèses trop conservatrices.

4.6 Résultats de l'analyse mécanique

4.6.1 Distribution de la température dans les modèles

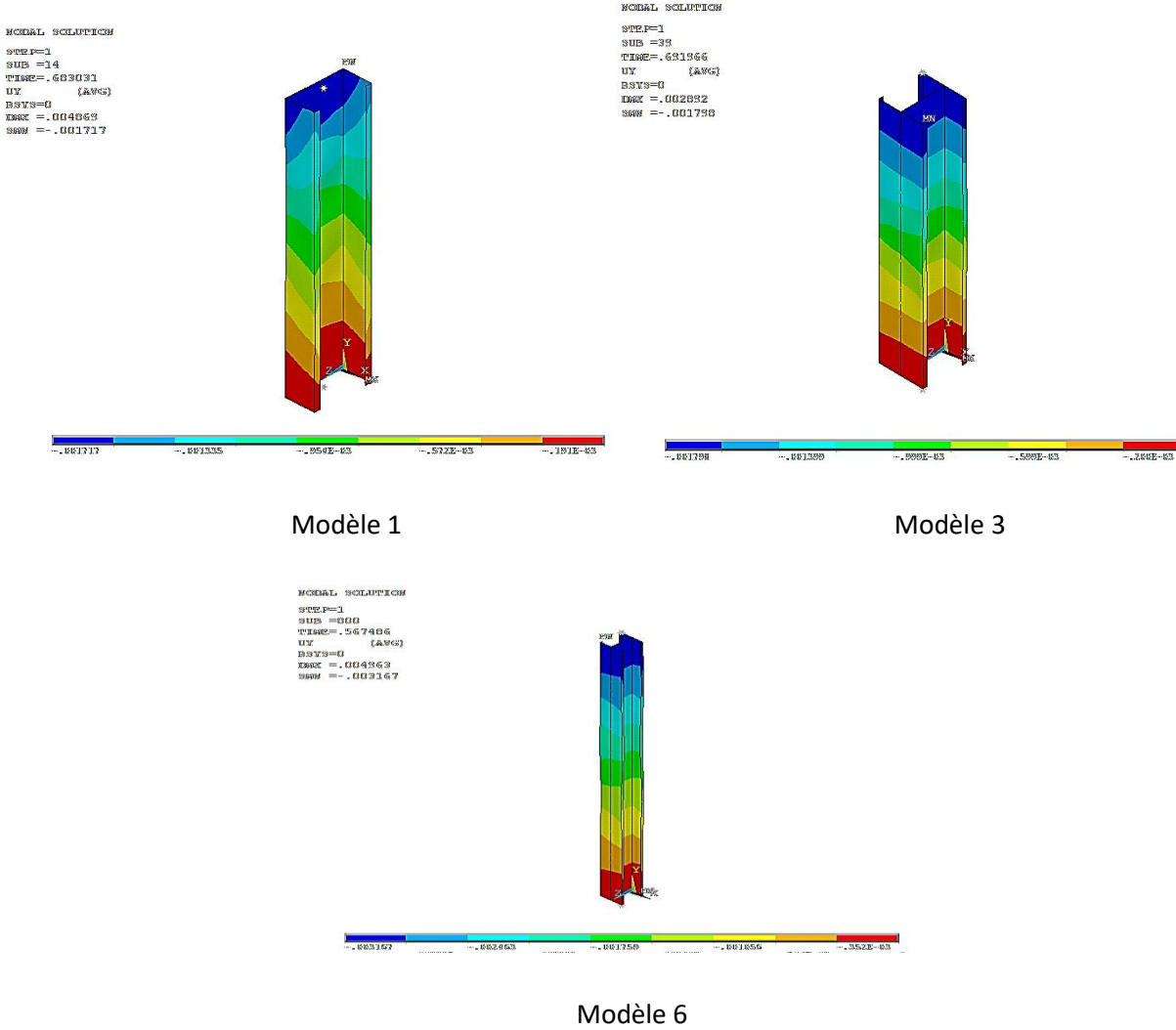
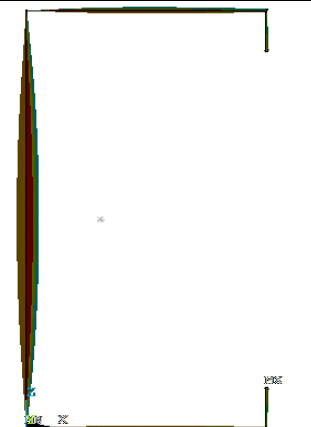
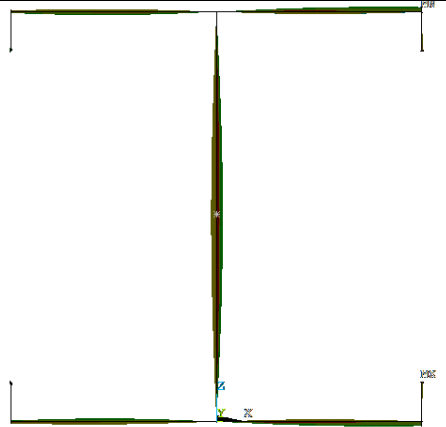
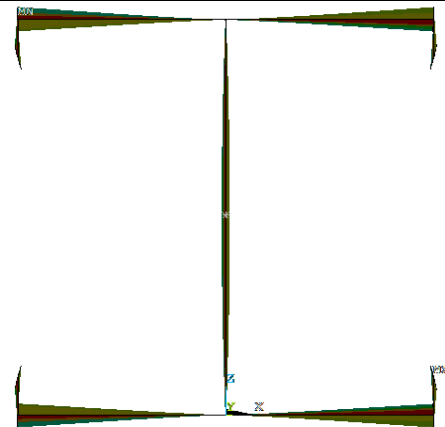


Figure 4. 16 Contours de déplacement par rapport à l'axe y dans les modèles à T 20 °C.

Tableau 4. 4 La charge ultime et le mode de rupture des modèles à T20 °C.

Tableau 5. 1 Modèles	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 6
Charge ultime [kN]	205	532	474
Mode de défaillance			

NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =15
TIME= .576555
UX (AVG)
RYS=0
EMEC = .005079
SMN = -.001914



Modèle 1

NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =39
TIME= .651966
UX (AVG)
RYS=0
EMEC = .002032
SMN = -.001798



Modèle 3

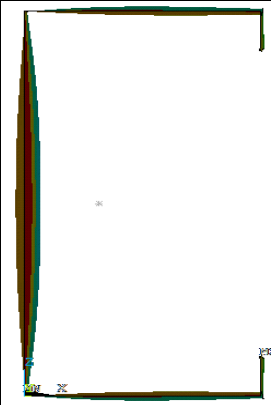
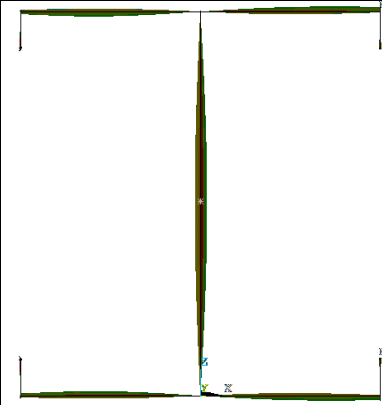
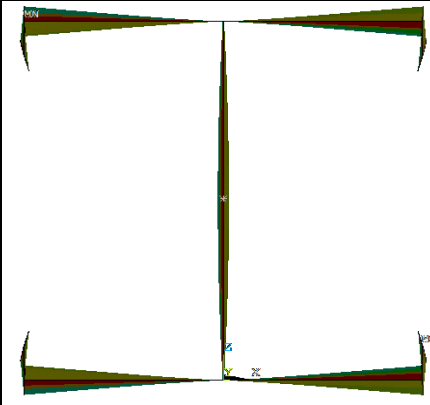
NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =222
TIME= .671592
UX (AVG)
RYS=0
EMEC = .003400
SMN = -.002007



Modèle 6

Figure 4. 17 Contours de déplacement par rapport à l'axe y dans les modèles à T 500 °C.

Tableau 4. 5La charge ultime et le mode de rupture des modèles à T500 °C.

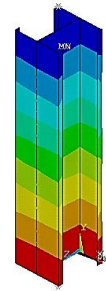
Modèles	Modèle 1	Modèle 3	Modèle 6
Charge ultime [kN]	155.02	415.182	201.477
Mode de défaillance			

MODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =22
TIME= .663457
UX (ANG)
DISP=0
ERAC = .004999
SRM = -.001936



Modèle 1

MODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =35
TIME= .714569
UX (ANG)
DISP=0
ERAC = .001558
SRM = -.001326



Modèle 3

MODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =222
TIME= .671552
UX (ANG)
DISP=0
ERAC = .003403
SRM = -.002007



Modèle 6

Figure 4. 18 Contours de déplacement par rapport à l'axe y dans les modèles à T 700 °C.

Tableau 4. 6 La charge ultime et le mode de rupture des modèles à 700 °C.

Modèles	Modèle 1	Modèle 3	Modèle 6
Charge ultime [kN]	132.692	285.828	135.534
Mode de défaillance			

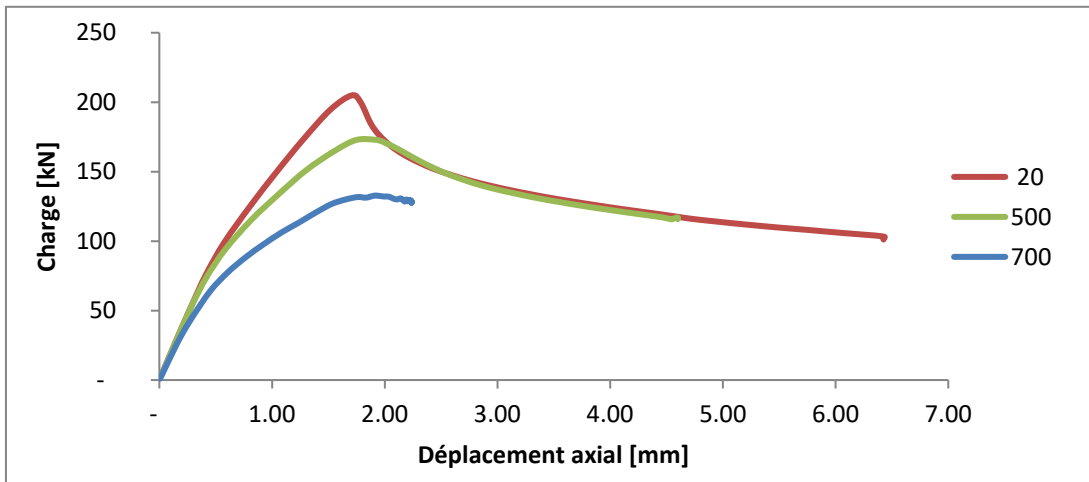


Figure 4. 19 Variation de déplacement axial en fonction de la charge dans le modèle 1.

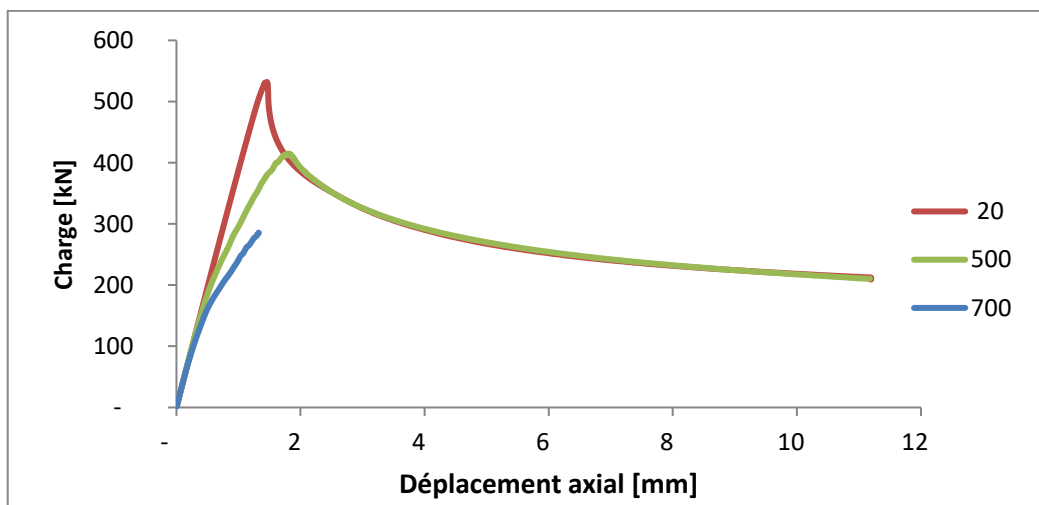


Figure 4. 20 Variation de déplacement axial en fonction de la charge dans le modèle 3.

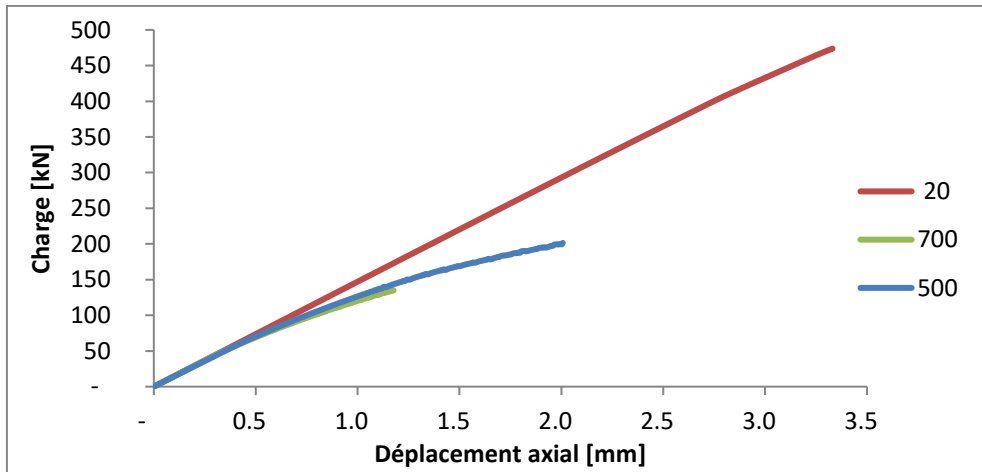


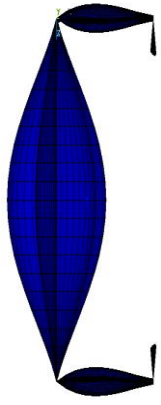

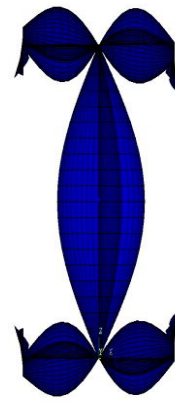
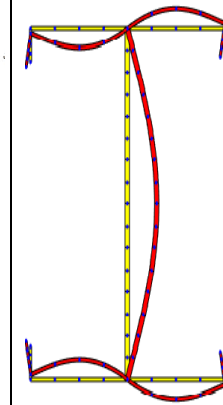
Figure 4. 21 Variation de déplacement axial en fonction de la charge dans le modèle 6.

Le graphique ci-dessus illustre l'évolution de la charge en fonction du déplacement axial pour différentes températures. Il en ressort que la charge maximale est atteinte à température ambiante (20 °C). À mesure que la température augmente (500 °C puis 700 °C), la capacité portante diminue de manière significative. Cette tendance met en évidence une relation inverse entre la température et la résistance mécanique de la colonne : plus la température augmente, plus la charge maximale supportée diminue, ce qui traduit une dégradation progressive des propriétés mécaniques de l'acier sous l'effet de la chaleur.

4.7 Comparaison

D'après l'analyse linéaire élastique, le logiciel CUFSM a été utilisé pour identifier les modes de flambement et déterminer les charges critiques des colonnes en profilé mince. Une calibration a ensuite été réalisée à partir des résultats du modèle numérique développé sous ANSYS, comme présenté dans le tableau (5.1) ci-dessous.

Tableau 4. 7 Comparaison entre les études numériques et analytiques pour la charge critique et le mode de flambement.

Modèle	Mdèle 1				Modèle 2			
	ANSYS	CUFSM	EC3	AISI	ANSYS	CUFSM	EC3	AISI
Charge critique [kN]	123.922	135.875	364	150.2	774.835	739.37	728.46	488.14
Différence par rapport à l'ANSYS [%]	-	9.64	65.95	21.95	-	4.577	1.47	32.99
Mode de flambement			Local	Local			Local	Local

Cette investigation concerne de l'analyse statique non linéaire, en introduisant les imperfections initiales d'amplitude de $h/200$ sur la base des résultats obtenus par l'analyse élastique linéaire, pour obtenir la charge ultime de rupture et les déplacements correspondants.

Le tableau 4.6 présente une comparaison de la charge ultime de rupture obtenue par l'ANSYS à celles obtenues par les études analytiques de l'EC3 et l'AISI. Ce tableau montre que les charges ultimes des études analytiques sont très conservatives par rapport à celle de l'ANSYS de 123.922kN pour le modèle 1 et 774.835 pour le modèle 3 , avec des pourcentages de différence de 65,95% et 21,95% pour l'EC3 et l'AISI dans le modèle 1, respectivement. et avec des pourcentages de différence de 1,47% et 32,99% pour l'EC3 et l'AISI dans le modèle 3, respectivement.

Tableau 4. 8 Comparaison de la charge ultime de rupture de l'étude numérique de l'ANSYS à celles des études analytiques.

Modèle	Modèle 1			Modèle 3		
	ANSYS	EC3	AISI	ANSYS	EC3	AISI
Etude						
Charge ultime [kN]	205	140.99	172.95	532	253.07	653.45
Différence par rapport à l'ANSYS [%]	-	31.22	15.63	-	52.43	18.58

Le tableau présente une comparaison de la charge ultime de rupture obtenue par l'ANSYS à celles obtenues par les études analytiques de l'EC3 et l'AISI. Ce tableau montre que les charges ultimes des études analytiques sont très conservatives par rapport à celle de l'ANSYS de 73.8

kN, avec des pourcentages de différence de 31.22% et 15.63% pour l'EC3 et l'AISI dans le modèle 1, respectivement. .et avec des pourcentages de différence de 52,43% et 18.58% pour l'EC3 et l'AISI dans le modèle 3, respectivement.

Tableau 4. 9 Comparaison de la charge ultime et le mode de rupture de modèle 1.

Modèles	Modèle 1	Modèle 3
Charge ultime [kN]	205	532
Différence par rapport au modèle 2 [%]	-	61.46

4.8 Conclusion

L'analyse numérique a mis en évidence l'effet protecteur des murs en briques sur la réponse thermique et mécanique des poteaux en acier formé à froid (PLF) exposés à l'incendie. La présence de ces parements limite significativement la montée en température dans les profilés, renforçant ainsi leur résistance au feu. Sur le plan mécanique, l'élévation thermique modifie les modes de flambement et entraîne une diminution sensible des capacités portantes. La concordance générale avec les méthodes analytiques de l'Eurocode 3 confirme la pertinence des résultats obtenus et souligne le rôle essentiel de la simulation numérique dans le dimensionnement fiable et optimisé des structures en situation d'incendie.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

En situation d'incendie dans les constructions composées par des éléments en acier PLF, leur capacité de résistance est fortement influencée par les gradients thermiques qui se développent dans les sections. Cette évolution thermique induit des instabilités locale et globale de la structure selon la distribution de la température et la réduction des propriétés mécaniques de l'acier [2]. Dans le cadre d'une telle situation accidentelle et du fait de comportement complexe des éléments PLF, des simulations numériques sont nécessaires pour mieux comprendre ces phénomènes et optimiser les modèles de conception.

Dans un premier temps une investigation analytique reposant sur l'EUROCODE 3 partie 1-3 et l'EUROCODE 3 partie 1-2 a permis d'établir la capacité portante des différents éléments PLF de notre cas d'étude ainsi que toutes les vérifications nécessaires selon des feuilles Excel.

L'analyse thermique a conduit à l'établissement des profils de température en considérant plusieurs facteurs de massivité sous un feu ISO834 dans le cas des sections non protégée et protégée par des murs de brique dans différentes configurations. Il a été montré l'effet de ce type de protection dans l'amélioration de la performance des profilées PLF considérée.

L'analyse mécanique a conduit à déterminer la capacité portante des éléments PLF simple et composés et les modes d'instabilité dans le domaine élastique en utilisant le logiciel CUFSM ainsi que dans le domaine non linéaire du fait des grands déplacements induit par les effets des hautes températures.

En perspective pour un travail futur dans le cadre de mémoire de master il sera judicieux d'étendre cette étude à un autre type telle que la laine de roche en considérant les éléments dans des panneaux. Aussi il sera intéressant d'élargir l'analyse mécanique en intégrant d'autres nuances d'acier de 500 MPa et plus.

RÉFÉRENCES

RÉFÉRENCES

1. EN1993-1-2. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1–2: General rules - Structural fire design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. 78 (2005).
2. Prachar, M., et al., *Experiments of Class 4 open section beams at elevated temperature*. Thin-Walled Structures, 2016. **98**: p. 2-18.
3. Wu, H., X. Lin, and A. Zhou, *A review of recent studies on the mechanical properties of fibre reinforced concrete at elevated temperatures 2*.
4. Wang, Y.C., *Steel and composite structures: behaviour and design for fire safety*2002: Crc Press.
5. Outinen, J. and P. Mäkeläinen, *Mechanical properties of structural steel at elevated temperatures and after cooling down*. Fire and materials, 2004. **28**(2-4): p. 237-251.
6. Balarupan, M., *Structural behaviour and design of cold-formed steel hollow section columns under simulated fire conditions*, 2015, Queensland University of Technology.
7. Fabmann. *Custom Metal Fabrication & Manufacturing Supplier – Fabmann*. 2025 15 février 2025]; Available from: <https://fr.fabmann-jp.com/>.
8. Wen, S., *Flexural-torsional buckling of axially loaded columns with perforated cold formed thin-walled section*. China Civil Engineering Journal, 1996. **1**: p. 72-79.
9. Sani, M.S.H.M., F. Muftah, and C.S. Tan, *Experimental analysis of cold-formed steel C-sections with the notch subjected to axial compression*. KSCE Journal of Civil Engineering, 2020. **24**(4): p. 1228-1239.
10. EN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting [Authority: The European Union per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. 76 (2006)
11. Fang, Y., et al., *Hysteretic behavior of PEC columns (strong axis) with thin steel plate composite section*. China Civil Engineering Journal, 2012. **45**: p. 48-55.
12. Yin, Z., Z. Huang, and H. Zhang, *Experimental study on steel plate shear walls with partially encased composite columns composed of thin steel plate*. KSCE Journal of Civil Engineering, 2023. **27**(3): p. 1118-1135.
13. Béreyziat, A., *Étude du comportement thermomécanique de poutres mixtes acier-bois en situation d'incendie*, 2022, Ecole Centrale de Lyon.
14. HASSOUNE, M., *ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE PANNEAUX DE PROFILÉS LAMINÉS À FROID SOUS L'EFFET D'INCENDIE*, in *Département de Génie Civil*2024, Blida 1: Blida, Algeria.
15. Halabi, Y. and W. Alhaddad, *Manufacturing, Applications, Analysis and Design of Cold-Formed Steel in Engineering Structures: A Review*. International Journal of Science and Research (IJSR), 2020. **7**: p. 11-34.
16. Kada, A., Lamri Belkacem, Bouchair Abdelhamid, *Comportement des Poutres Ajourées sous des Conditions de Hautes Températures dues à l'Incendie*, 2016.
17. EN1993-1-1, "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC", (2005), p. 91.
18. Cuong, B.H., *Analyse statique du comportement des structures à parois minces par la méthode des éléments finis et des bandes finies de type plaque et coque surbaissée déformables en cisaillement*, 2008, Université de Liège (Belgium).
19. Dubina, D.U., Viorel; Landolfo, Raffaele, *Design of Cold-Formed Steel Structures*2012, Berlin: ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
20. Landolfo, R., F. Mazzolani, and L. Fiorino. *Cold-formed steel structures: Advances in research and design*. in *International Colloquium Recent Advances and New Trends in Structural Design*. 2004.
21. AAMAL-RCT, *AAMAL STEEL FRAMING basé sur le Cold Formed Steel (CFS) La solution à tous vos projets de construction*, 2023: Alger, Algérie.

22. Lazzari, J.A.D., *Distortional-global interaction in cold-formed steel lipped channel columns: buckling analysis, structural behavior and strength*. 2020.
23. DJELIL, M., *Décomposition modale des phénomènes d'instabilité des profils en acier formés à froid par la méthode des splines bandes finies*, 2019.
24. Buchanan, A.H., Abu, A.K.: *Structural Design for Fire Safety*. 2nd edn. Wiley (2017).
25. BBC. *Grenfell Tower: What happened*. 2019 10/03/2025]; Available from: <https://www.bbc.com/news/uk-40301289>.
26. Minutes. *Incendies à Hawaï : Lahaina, ville touristique carbonisée, entre cendres, chagrin et incompréhension*. 2023 10/03/2025]; Available from: <https://www.20minutes.fr/monde/etats-unis/4048893-20230813-incendies-hawai-lahaina-ville-touristique-carbonisee-cendres-melangent-chagrin-incomprehension>.
27. International, C. *Algérie : Un an après les incendies meurtriers, Tizi Ouzou renaît de ses cendres*. 2022 10/03/2025]; Available from: <https://www.courrierinternational.com/article/algérie-un-an-apres-les-incendies-meurtriers-tizi-ouzou-renait-de-ses-cendres>.
28. Franssen, J.-M., *Contributions à la modélisation des incendies dans les bâtiments et de leurs effets sur les structures*. 1997.
29. Correia, A.M., J.P.C. Rodrigues, and V.P. e Silva. *STUDIES ON THE FIRE BEHAVIOUR OF STEEL COLUMNS EMBEDDED ON WALLS*. in *Proceedings of 11 th International Conference on Fire Science and Engineering-Interflam*. 2007.
30. Dubina, D., *Structural analysis and design assisted by testing of cold-formed steel structures*. *Thin-Walled Structures*, 2008. **46**(7-9): p. 741-764.
31. Yu, W.-W., R.A. LaBoube, and H. Chen, *Cold-formed steel design* 2019: John Wiley & Sons.
32. Schafer, B.W., *Designing cold-formed steel using the direct strength method*. 2006.
33. AISI, S., *100; North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (AISI Standard)*. AISI: Washington, DC, USA, 2016.
34. Annison, R. and J. Becque, *A mechanics-based design approach to local buckling of thin-walled cross-sections*. *International Journal of Solids and Structures*, 2025: p. 113487.
35. Silva, V.P., A. Correia, and J. Rodrigues, *Simulation on fire behaviour of steel columns embedded on walls*. XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 2008.
36. Anderberg, Y., *TCD 5.0-User's Manual*. Fire Safety Design, Lund, 1997.
37. Standard, B., *Eurocode 2: Design of concrete structures—*. Part, 2004. **1**(1): p. 230.
38. König, J., *Structural fire design of timber structures according to Eurocode 5*. *Fire Saf Sci*, 2005. **8**: p. 303-313.
39. Ranawaka, T. and M. Mahendran. *Finite element analyses of cold-formed steel columns subject to distortional buckling under simulated fire conditions*. in *Proceedings of the International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*. Instituto Superior Técnico, Lisbon, Portugal. 2006.
40. Gunalan, S., Y.B. Heva, and M. Mahendran, *Local buckling studies of cold-formed steel compression members at elevated temperatures*. *Journal of Constructional Steel Research*, 2015. **108**: p. 31-45.
41. Arrais, F., N. Lopes, and P.V. Real, *Parametric study on the fire resistance of steel columns with cold-formed lipped channel sections*. *Applications of Structural Fire Engineering*, 2015.
42. Correia, A.J.M., J.P.C. Rodrigues, and V.P. e Silvac, *Influence of brick walls on the temperature distribution in steel columns in fire*. *Acta Polytechnica*, 2009. **49**(1).
43. Qin, J., et al., *Analytical method for distortional buckling load of cold-formed steel members with perforated web under bending moment*. *Structures*, 2023. **57**: p. 105189.
44. Camotim, D., P. Dinis, and A. Martins, *Direct strength method—a general approach for the design of cold-formed steel structures*, in *Recent trends in cold-formed steel construction* 2016, Elsevier. p. 69-105.
45. Schafer, B.W. and T. Pekoz, *Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions*. *Thin-walled structures, research and developments*, 1998: p. 127-44.

46. Hancock, G.J., Y.B. Kwon, and E.S. Bernard, *Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling*. Journal of Constructional Steel Research, 1994. **31**(2-3): p. 169-186.
47. Winter, G., *Strength of thin steel compression flanges*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1947. **112**(1): p. 527-554.
48. Hu, S., et al., *Experimental study and design calculation for compressive strengths of cold formed thick-wall sections*. Materials Research Innovations, 2011. **15**(sup1): p. s450-s453.
49. Iron, A. and S. Institute, *North American specification for the design of cold-formed steel structural members*2007: American Iron & Steel Institute, Committee of Steel Plate Producers
50. Teh, L.H. and D.D. Clements, *Block shear capacity of bolted connections in cold-reduced steel sheets*. Journal of structural engineering, 2012. **138**(4): p. 459-467.
51. Schafer, B., *Local, distortional, and Euler buckling of thin-walled columns*. Journal of structural engineering, 2002. **128**(3): p. 289-299.
52. Schafer, B., A. Sarawit, and T. Peköz, *Complex edge stiffeners for thin-walled members*. Journal of structural engineering, 2006. **132**(2): p. 212-226.
53. Karthik, C., M. Anbarasu, and M.A. Dar, *Cold-formed ferritic stainless steel closed-section built-up beams: tests and flexural response*. Thin-Walled Structures, 2022. **180**: p. 109820.
54. Simão, P.D., J.P.C. Rodrigues, and R.L. Oliveira, *Simple analytical models for restrained steel columns in fire*. Engineering Structures, 2021. **236**: p. 112119.
55. Glauz, R. and B. Schafer, *Generalized Elastic Lateral-Torsional Buckling of Steel Beams*. Engineering Journal, 2025. **62**(1): p. 027-042.
56. Djafour, M., *Etude de la Stabilité Distorsionnelle des Profils en Acier Formés à Froid*. Université de Tlemcen, 2007.
57. Li, Z. and B. Schafer, *Application of the finite strip method in cold-formed steel member design*. Journal of Constructional Steel Research, 2010. **66**(8-9): p. 971-980.
58. Craveiro, H.D.d.S., *Fire resistance of cold-formed steel columns*, 2016.
59. Lawson, R., B. Burgan, and G. Newman, *Building design using cold formed steel sections: Fire protection*1993: Steel Construction Institute.
60. KADA, A., *Chapitre 3 – Transfert thermique & température de l'acier*, 2019.
61. Vila Real, P., *EN 1993-1-2 – Resistance of Members and Connections to Fire*, in *Eurocodes Workshop: Design of Steel Buildings with Worked Examples*Location: Brussels, Belgium2014, Joint Research Centre (JRC).
62. Hassoune, M., et al. *Influence of Double Protection Layers on the Fire Resistance of Load-Bearing LSF Wall Panels*. in *7th International Conference on Geotechnics, Civil Engineering and Structures, CIGOS 2024*. 2024. Ho Chi Minh City, Vietnam.
63. Kesawan, S., V. Jatheeshan, and M. Mahendran, *Elevated temperature mechanical properties of hollow flange channel sections*. Construction and Building Materials, 2015. **87**: p. 86-99.
64. Institution, B.S., *BS EN 1991-1-2. Eurocode 1. Actions on Structures: Part 1-2. General Actions. Actions on Structures Exposed to Fire*2021: British Standards Institution.
65. ANSYS. *ANSYS® Academic Research, Release 16.2. (2016)*.
66. Feng, M., Y.C. Wang, and J. Davies, *A numerical imperfection sensitivity study of cold-formed thin-walled tubular steel columns at uniform elevated temperatures*. Thin-Walled Structures, 2004. **42**(4): p. 533-555.
67. Gunalan, S., *Structural behaviour and design of cold-formed steel wall systems under fire conditions*, 2011, Queensland University of Technology.

ANNEXES

ANNEXE A

ORGANIGRAMMES DES DIFFÉRENTES

ÉTUDES ANALYTIQUES

ANNEXE A

ORGANIGRAMMES DES DIFFÉRENTES ÉTUDES ANALYTIQUES

Formulations Analytiques selon l'Eurocode 3 : Organigramme des Étapes



Figure A. 1 Calcul des sections efficaces des profiles en acier forme a froid sous compression[1].

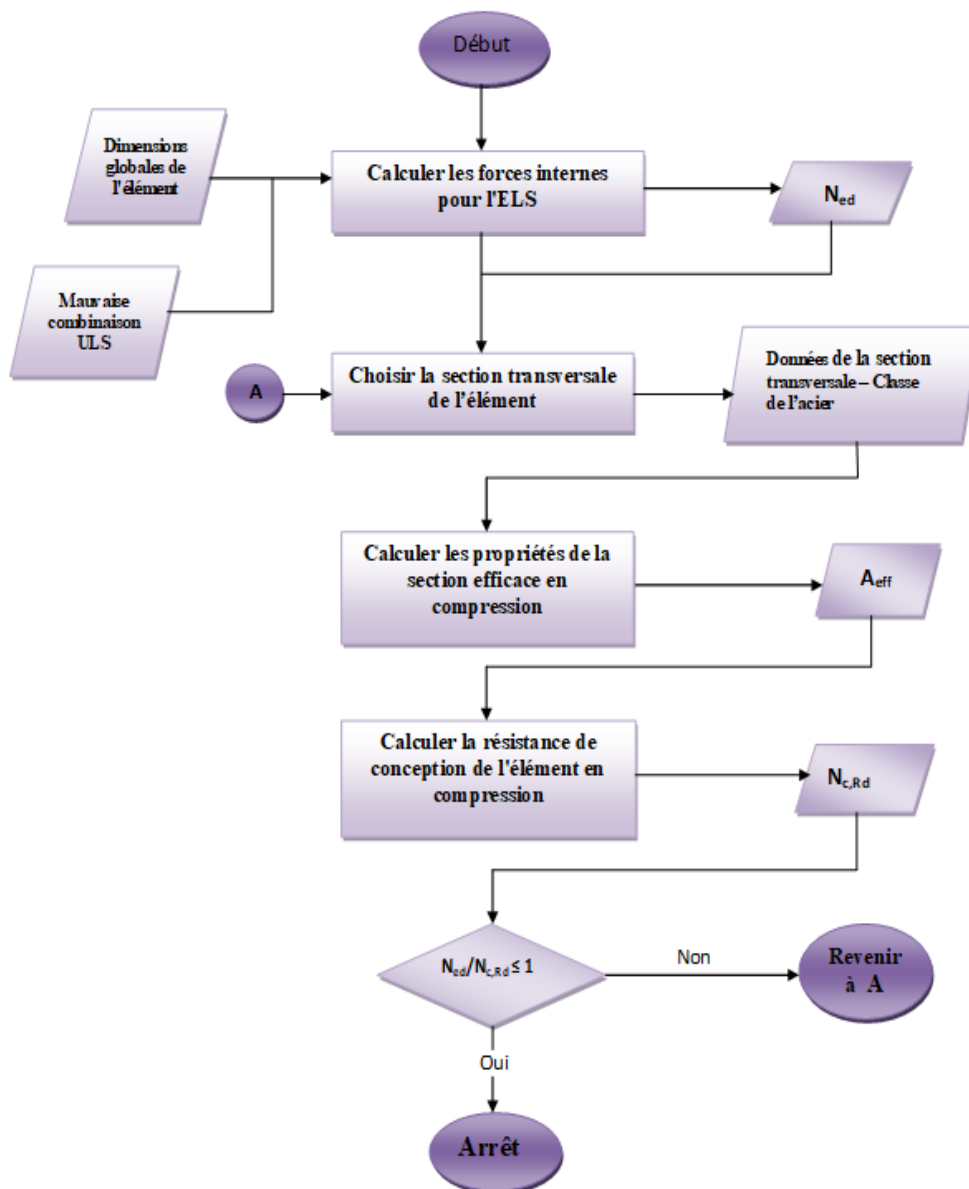


Figure A. 2 Calcul de la résistance d'une section en acier formé à froid en compression[1].

ANNEXE B

SECTION D'ACIER FORME A FROID ET PROTECTION SOUS INCENDIE

ANNEXE B

SECTION D'ACIER FORME A FROID ET PROTECTION SOUS INCENDIE

B.1 Réponse thermique des barres PLF non protégées :

Tableau B. 1 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 1 a 4faces.

Temps (min)	θ_g (°C) (ISO834)	θ_m (°C)	$h_{net,d}$ [w/m ²]	Ca [J/kg.k]	$\Delta\theta_a$ (°C)	Température dans le modèle1(4F) (°C)
0	20	20	0	439.801	0	20
0.083	96.538	20	2361.0729	439.801	4.243	24.243
0.167	146.952	24.243	3992.358	442.778	7.126	31.369
0.25	184.607	31.3693	5230.714	447.654	9.235	40.604
0.333	214.674	40.604	6212.744	453.749	10.822	51.426
0.417	239.704	51.425	7009.754	460.584	12.029	63.455
0.5	261.145	63.454	7664.488	467.812	12.949	76.403
0.583	279.898	76.403	8204.854	475.184	13.647	90.05
0.667	296.563	90.050	8650.148	482.525	14.169	104.219
0.75	311.559	104.218	9014.278	489.718	14.548	118.767
0.833	325.189	118.766	9307.611	496.687	14.811	133.578
0.917	337.682	133.577	9538.104	503.392	14.975	148.553
1	349.214	148.553	9712.050	509.814	15.056	163.609
10	678.427	669.587	1412.861	856.054	1.304	670.892
20	781.355	777.549	799.384	927.816	0.681	778.231
30	841.796	840.252	377.399	708.108	0.421	840.674
40	884.744	883.774	262.828	661.642	0.314	884.089
50	918.085	917.381	205.989	650	0.25	917.632
60	945.34	944.790	171.512	650	0.209	944.999

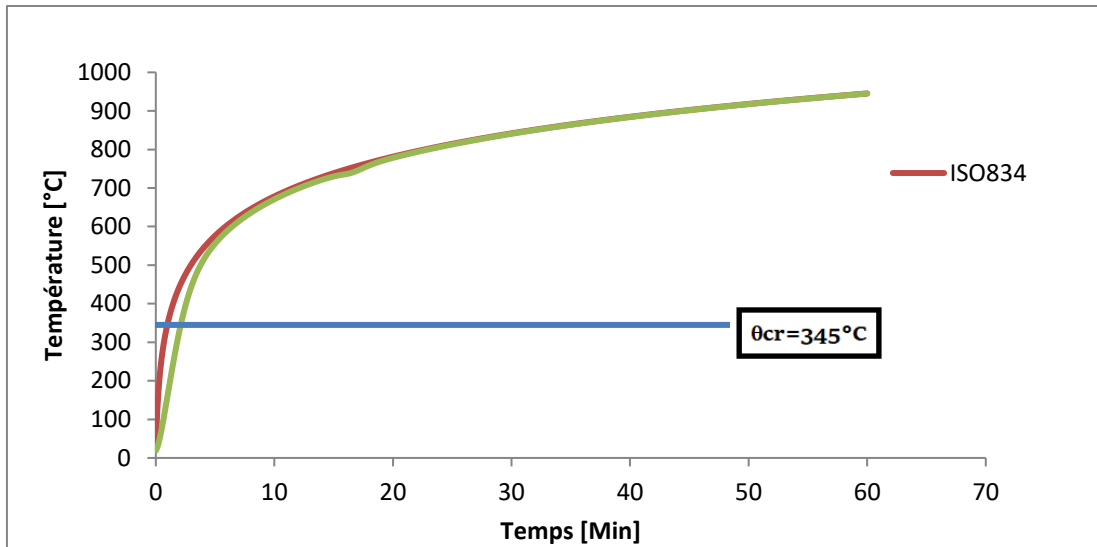


Figure B. 1 Evolution de la température dans la section du profilé.

Tableau B. 2 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 1 a 3faces.

Temps (min)	θ_g (°C) (ISO834)	θ_m (°C)	$h_{net,d}$ [w/m ²]	Ca [J/kg.k]	$\Delta\theta_a$ (°C)	Température dans le modèle1(3F) (°C)
0	20	20	0	439.801	0	20
0.083	96.538	20	2361.072	439.801	3.796	23.796
0.167	146.952	23.796	4005.382	442.467	6.401	30.198
0.25	184.607	30.197	5265.215	446.862	8.332	38.53
0.333	214.674	38.530	6274.660	452.401	9.808	48.338
0.417	239.704	48.338	7103.453	458.667	10.952	59.29
0.5	261.145	59.289	7793.321	465.353	11.843	71.133
0.583	279.898	71.132	8371.512	472.233	12.536	83.669
0.667	296.563	83.669	8856.893	479.145	13.072	96.741
0.75	311.559	96.740	9263.086	485.974	13.479	110.22
0.833	325.189	110.219	9600.249	492.641	13.781	124
0.917	337.682	124.000	9876.173	499.099	13.993	137.994
1	349.214	137.993	10096.979	505.321	14.13	152.124
10	678.427	668.474	1588.547	853.009	1.317	669.791
20	781.355	776.939	926.912	932.903	0.703	777.642
30	841.796	840.065	422.888	708.387	0.422	840.488
40	884.744	883.658	294.141	661.730	0.314	883.973
50	918.085	917.298	230.397	650	0.251	917.549
60	945.34	944.725	191.802	650	0.209	944.934

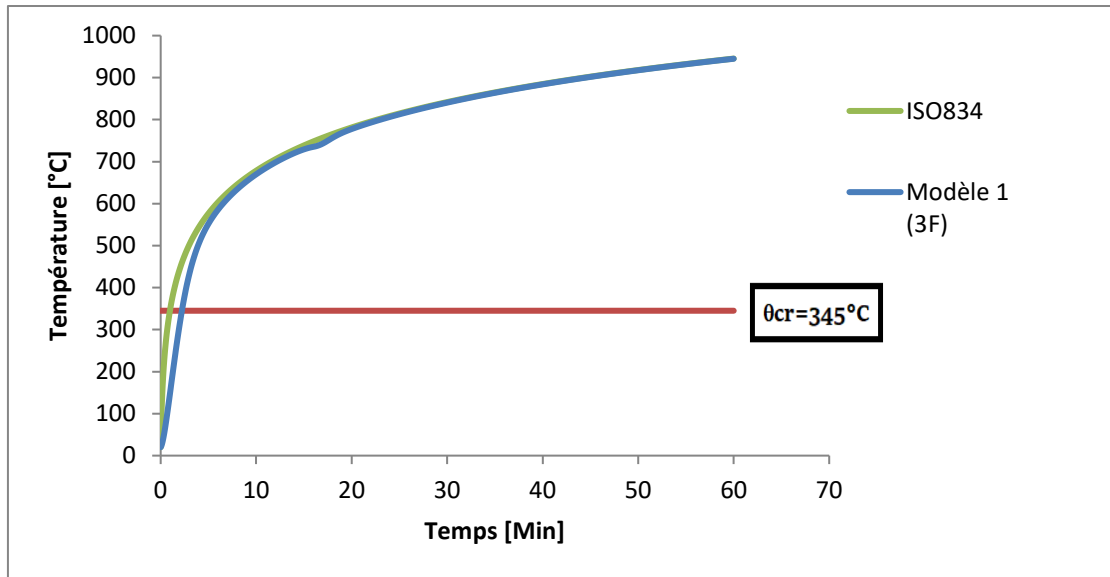


Figure B. 2 Evolution de la température dans la section du profilé.

Tableau B. 3 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 2 a 4faces.

Temps (min)	$\theta_g(^{\circ}\text{C})$ (ISO834)	θ_m ($^{\circ}\text{C}$)	$h_{net,d}$ [w/m^2]	Ca [$\text{J}/\text{kg.k}$]	$\Delta\theta_a$ ($^{\circ}\text{C}$)	Température dans le modèle2(4F)($^{\circ}\text{C}$)
0	20	20	0	439.801	0.000	20.000
0.083	96.538	20	2361.072	439.801	2.163	22.163
0.167	146.952	22.162	4052.948	441.325	3.700	25.862
0.250	184.607	25.862	5392.378	443.899	4.894	30.756
0.333	214.674	30.756	6504.947	447.240	5.859	36.616
0.417	239.704	36.615	7454.970	451.147	6.657	43.273
0.500	261.145	43.272	8280.525	455.465	7.324	50.597
0.583	279.898	50.59	9006.364	460.072	7.886	58.483
0.667	296.563	58.482	9649.642	464.871	8.362	66.845
0.750	311.559	66.845	10222.815	469.783	8.766	75.612
0.833	325.189	75.611	10735.243	474.745	9.110	84.721
0.917	337.682	84.721	11194.154	479.709	9.401	94.122
1.000	349.214	94.122	11605.242	484.635	9.647	103.769
10.000	678.427	659.367	3005.226	831.352	1.456	660.824
20.000	781.355	769.213	2524.034	1011.323	1.005	770.219
30.000	841.796	838.694	756.951	710.468	0.429	839.123
40.000	884.744	882.818	521.403	662.377	0.317	883.136
50.000	918.085	916.695	406.650	650	0.252	916.948
60.000	945.340	944.255	338.112	650	0.210	944.465

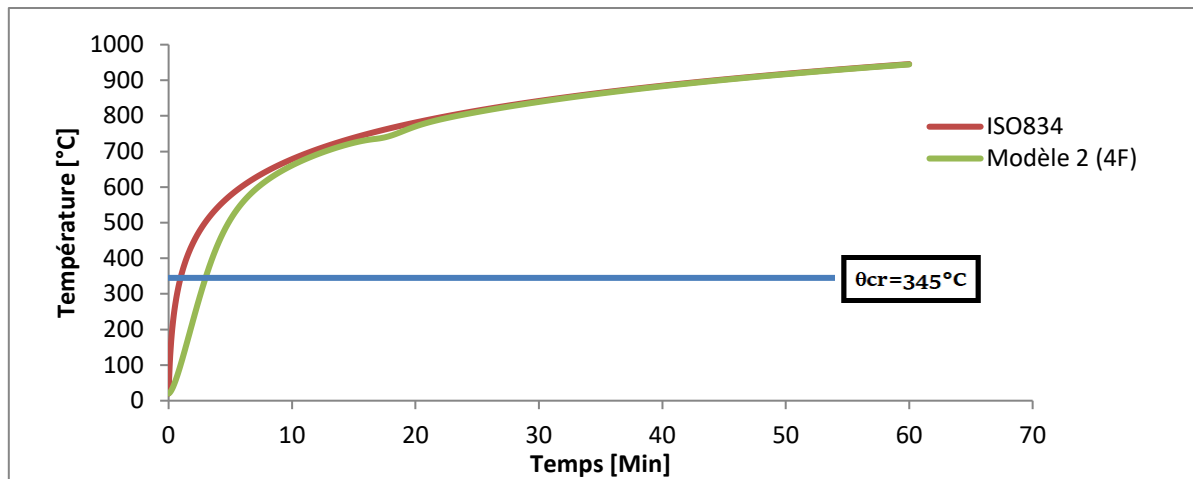


Figure B. 3 Evolution de la température dans la section du profilé.

Tableau B. 4 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 2 a 3 faces.

Temps (min)	$\theta_g(^{\circ}\text{C})$ (ISO834)	θ_m ($^{\circ}\text{C}$)	$h_{net,d}$ [w/m^2]	Ca [$\text{J}/\text{kg.k}$]	$\Delta\theta_a$ ($^{\circ}\text{C}$)	Température dans le modèle2(3F)($^{\circ}\text{C}$)
0	20	20	0	439.8017	0.000	20.000
0.083	96.538	20	2361.072	439.8017	1.802	21.802
0.167	146.952	21.802	4063.429	441.072	3.093	24.895
0.250	184.607	24.895	5420.641	443.230	4.106	29.001
0.333	214.674	29.000	6556.575	446.050	4.935	33.936
0.417	239.704	33.935	7534.437	449.372	5.629	39.564
0.500	261.145	39.564	8391.533	453.075	6.218	45.782
0.583	279.898	45.782	9152.056	457.060	6.722	52.504
0.667	296.563	52.504	9832.755	461.248	7.157	59.661
0.750	311.559	59.661	10445.791	465.573	7.532	67.193
0.833	325.189	67.193	11000.314	469.983	7.858	75.051
0.917	337.682	75.050	11503.399	474.433	8.140	83.191
1.000	349.214	83.190	11960.640	478.888	8.385	91.575
10.000	678.427	653.929	3834.900	820.655	1.569	655.498
20.000	781.355	763.931	3598.241	1086.121	1.112	765.044
30.000	841.796	838.033	917.301	711.489	0.433	838.467
40.000	884.744	882.421	628.625	662.684	0.318	882.740
50.000	918.085	916.413	489.241	650	0.253	916.666
60.000	945.340	944.035	406.543	650	0.210	944.246

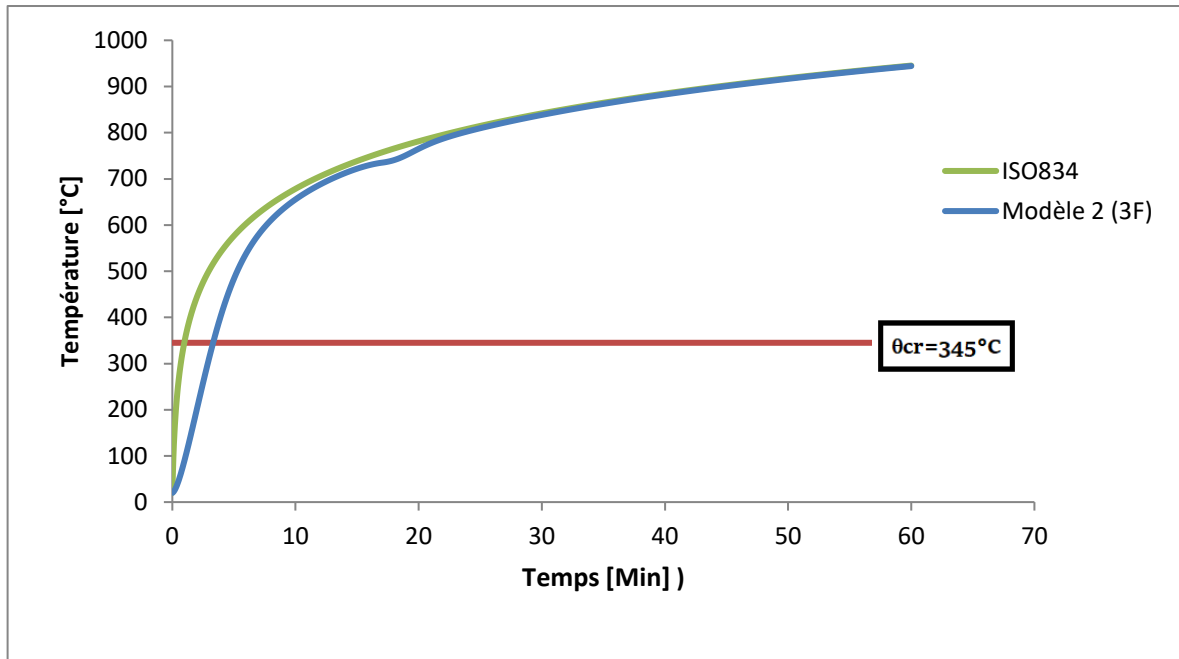


Figure B. 4 Evolution de la température dans la section du profilé.

B.2 Réponse thermique des barres PLF protégées :

Tableau B. 5 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 4.

Temp (min)	$\theta_g(^{\circ}\text{C})$ (ISO834)	θ_a ($^{\circ}\text{C}$)	Ca [J/kg.k]	$\Delta\theta_a$ ($^{\circ}\text{C}$)	Température dans le modèle 4($^{\circ}\text{C}$)
0	20	20	439.801	0	20
0.5	261.144	20	439.801	13.253	33.253
1	349.213	33.253	448.917	17.012	50.265
1.5	404.310	50.265	459.867	18.609	68.874
2	444.504	68.874	470.948	19.279	88.154
2.5	476.165	88.154	481.530	19.477	107.631
3	502.289	107.631	491.389	19.413	127.044
3.5	524.527	127.044	500.480	19.196	146.241
4	543.887	146.241	508.844	18.889	165.130
4.5	561.029	165.130	516.558	18.525	183.655
5	576.410	183.655	523.715	18.127	201.782
5.5	590.358	201.782	530.406	17.707	219.490
6	603.117	219.490	536.723	17.276	236.767
6.5	614.875	236.767	542.747	16.839	253.606
7	625.776	253.606	548.553	16.399	270.005
7.5	635.938	270.005	554.207	15.959	285.965
8	645.455	285.965	559.764	15.523	301.488
8.5	654.402	301.488	565.274	15.090	316.579
9	662.846	316.579	570.776	14.663	331.243
9.5	670.839	331.243	576.306	14.243	345.486
10	678.427	345.486	581.888	13.830	359.316
20	781.354	556.344	714.248	7.6147	563.958
30	841.795	676.949	878.972	4.533	681.482
40	884.744	734.771	4693.295	0.772	735.543
50	918.084	779.631	911.426	3.671	783.303
60	945.340	852.332	691.869	3.249	855.581

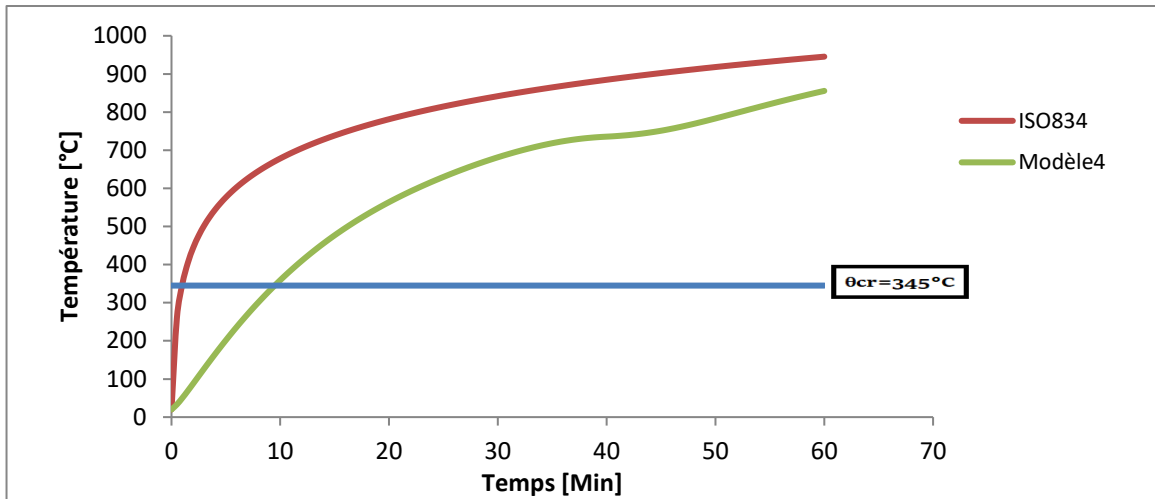


Figure B. 5 Evolution de la température dans la section du profilé.

Tableau B. 6 Détails de calcul de l'évolution de la température dans le modèle 6.

Temp (min)	θ_g (°C) (ISO834)	θ_a (°C)	Ca [J/kg.k]	$\Delta\theta_a$ (°C)	Température dans le modèle 5(°C)
0	20	20	439.801	0	20
0.5	261.144	20	439.801	26.506	46.506
1	349.213	46.506	457.517	31.984	78.491
1.5	404.310	78.491	476.335	33.067	111.558
2	444.504	111.558	493.284	32.629	144.187
2.5	476.165	144.187	507.976	31.593	175.781
3	502.289	175.781	520.717	30.312	206.093
3.5	524.527	206.093	531.961	28.938	235.031
4	543.887	235.031	542.146	27.540	262.572
4.5	561.029	262.572	551.640	26.155	288.727
5	576.410	288.727	560.735	24.802	313.529
5.5	590.358	313.529	569.650	23.492	337.022
6	603.117	337.022	578.543	22.234	359.257
6.5	614.875	359.257	587.521	21.032	380.289
7	625.776	380.289	596.650	19.890	400.180
7.5	635.938	400.180	605.967	18.808	418.988
8	645.455	418.988	615.486	17.787	436.776
8.5	654.402	436.776	625.202	16.827	453.603

9	662.846	453.603	635.104	15.927	469.530
9.5	670.839	469.530	645.168	15.084	484.614
10	678.427	484.614	655.372	14.296	498.911
20	781.354	674.506	870.777	5.931	680.438
30	841.795	739.845	2559.694	1.925	741.770
40	884.744	819.033	747.423	4.250	823.283
50	918.084	885.032	660.689	2.418	887.451
60	945.340	924.159	650	1.575	925.735

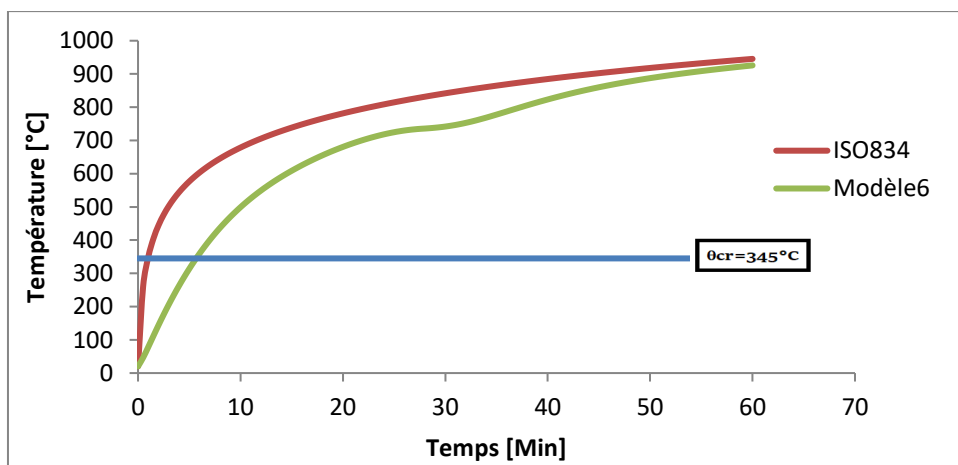


Figure B. 6 Evolution de la température dans la section du profilé.

B.3 Réponse mécanique des barres PLF sous une charge de compression axiale à des températures élevées uniformes

Tableau B. 7 Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 2

Température Paramètre (°C)	20	100	200	300	400	500	600	700	800
$k_{y,\theta}$	1.000	1.000	0.890	0.780	0.650	0.530	0.300	0.130	0.070
$k_{E,\theta}$	1.000	1.000	0.900	0.800	0.700	0.600	0.310	0.130	0.090
α (K ⁻¹)	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536
$\bar{\lambda}_\theta$	0.118	0.118	0.118	0.117	0.114	0.111	0.117	0.118	0.104
ϕ_θ	0.539	0.539	0.539	0.538	0.537	0.536	0.538	0.539	0.533
χ_{fi}	0.940	0.940	0.940	0.940	0.942	0.943	0.940	0.940	0.946
$N_{b,fi,td}$ (kN)	294.201	294.201	261.929	229.656	191.663	156.509	88.349	38.246	20.745
η_{fi}	1.000	1.000	0.890	0.781	0.651	0.532	0.300	0.130	0.071

Tableau B. 8 Détails de calcul de la charge ultime à des températures élevés pour le modèle 3

Température (°C) Paramètres	20	100	200	300	400	500	600	700	800
$k_{y,\theta}$	1.000	1.000	0.890	0.780	0.650	0.530	0.300	0.130	0.070
$k_{E,\theta}$	1.000	1.000	0.900	0.800	0.700	0.600	0.310	0.130	0.090
$\alpha(K^{-1})$	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536	0.536
λ_{θ}	0.184	0.184	0.183	0.182	0.177	0.173	0.181	0.184	0.162
ϕ_{θ}	0.566	0.566	0.566	0.565	0.563	0.561	0.565	0.566	0.557
χ_{fi}	0.907	0.907	0.908	0.909	0.911	0.913	0.909	0.907	0.918
$N_{b,fi,t,rd}(kN)$	284.177	284.177	253.056	221.932	185.375	151.503	85.389	36.943	20.123
η_{fi}	1.000	1.000	0.890	0.781	0.652	0.533	0.300	0.130	0.071

ANNEXE C

MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET CALIBRATION

ANNEXE C

MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET CALIBRATION

C.1 Résultats de l'analyse thermique

C.1.1 Distribution de la température dans les modèles

- Section exposée sur 4 faces

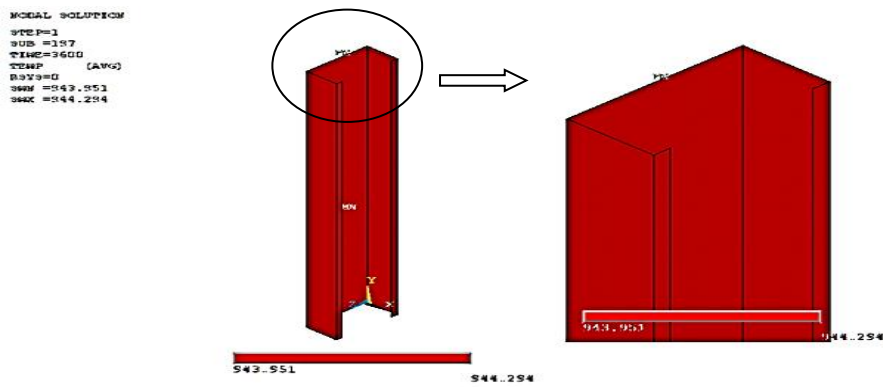


Figure C. 1 Distribution de la température dans le modèle 01 à R60.

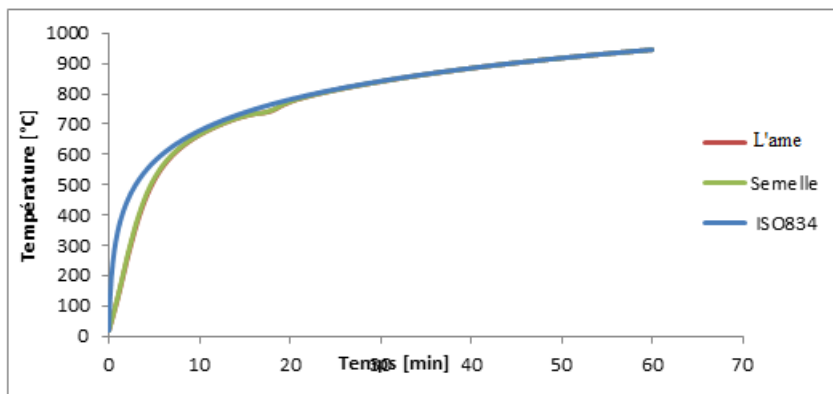


Figure C. 2 Evolution de la température en fonction du temps.

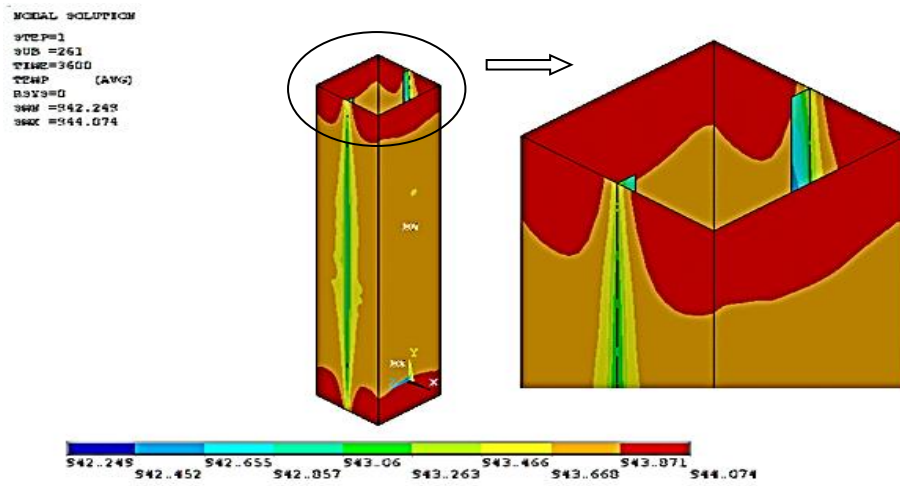


Figure C. 3 Distribution de la température dans le modèle 02 à R60.

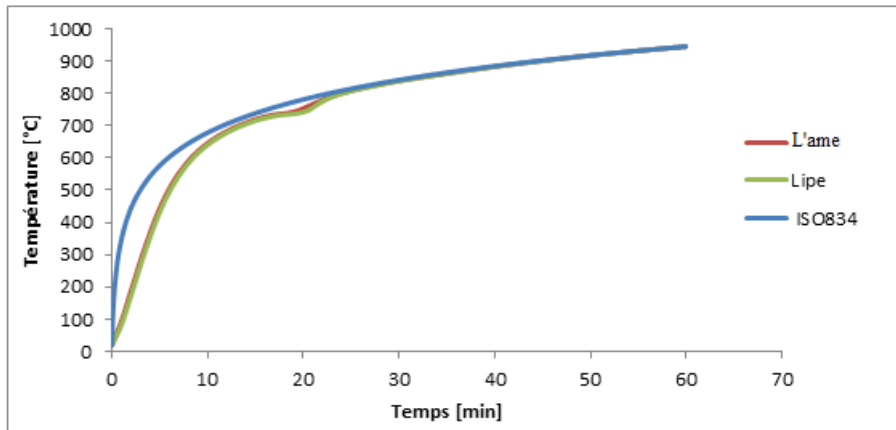


Figure C. 4 Evolution de la température en fonction du temps.

- Section exposée sur 3 faces

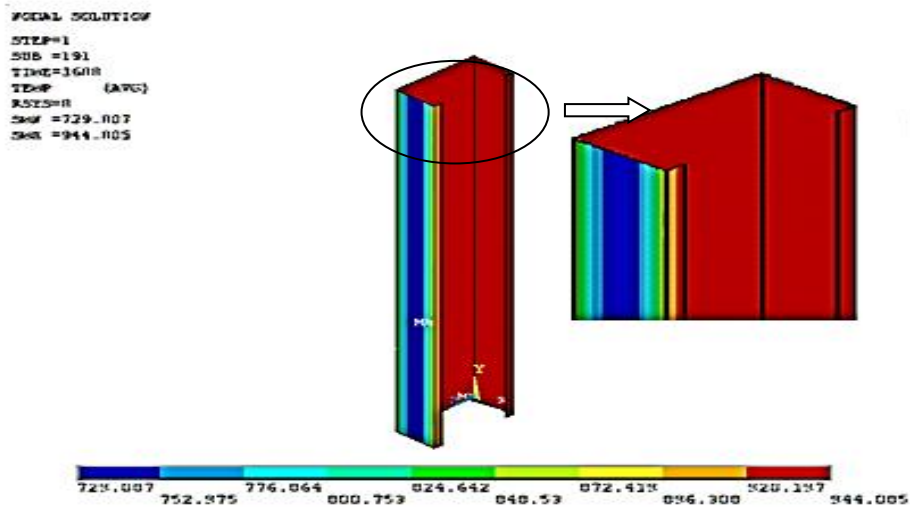


Figure C. 5 Distribution de la température dans le modèle 01 à R60.

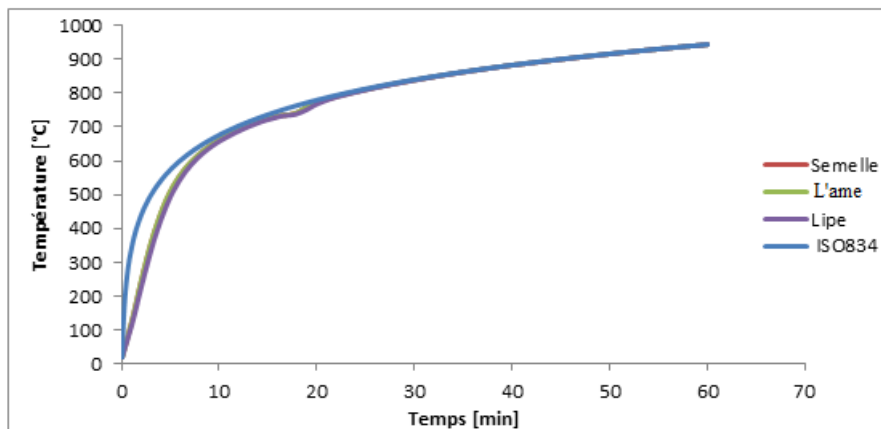


Figure C. 6 Evolution de la température en fonction du temps.

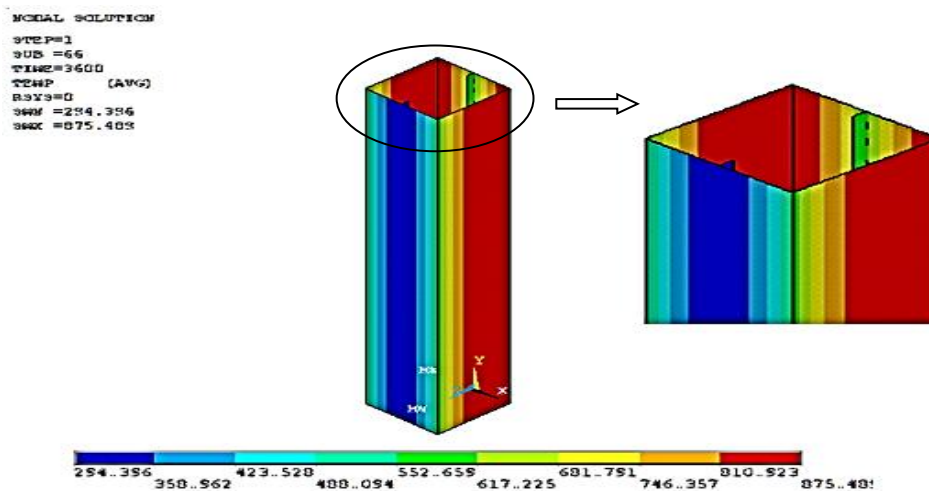


Figure C. 7 Distribution de la température dans le modèle 02 à R60.

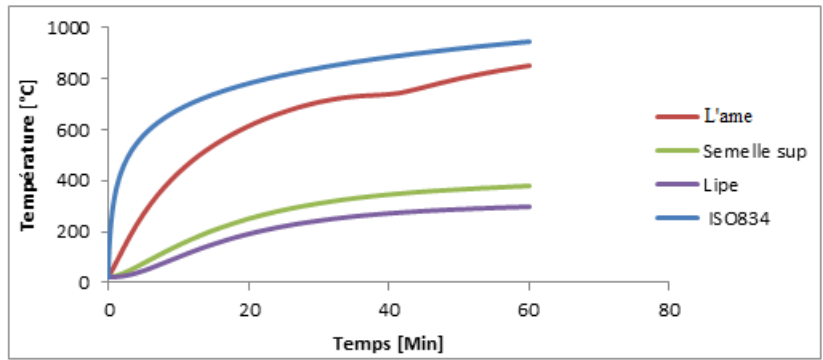


Figure C. 8 Evolution de la température en fonction du temps.

- Section avec protection

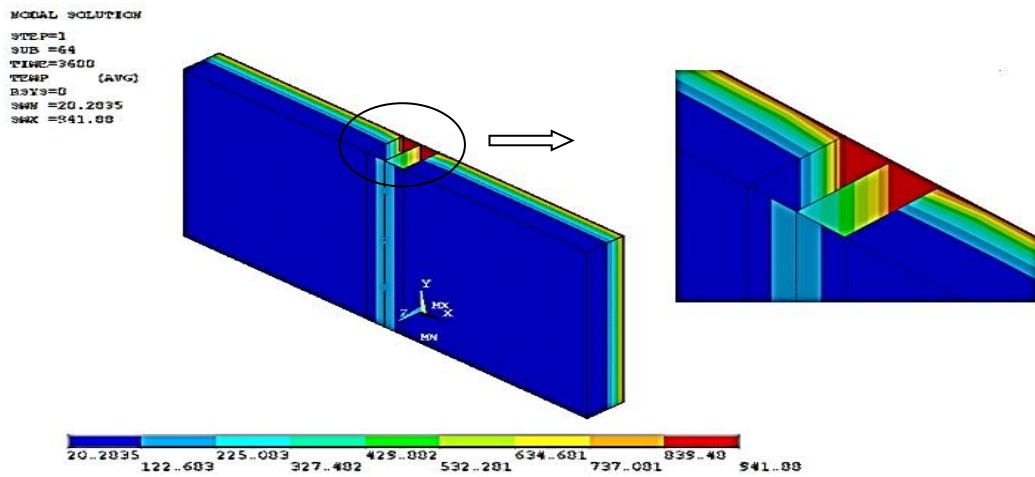


Figure C. 9 Distribution de la température dans le modèle 4 à R60

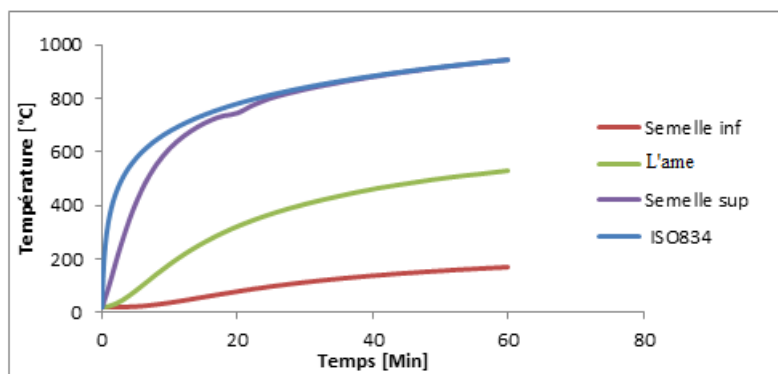


Figure C. 10 Evolution de la température en fonction du temps.

```

STEP=1
SUB =60
TIME=3600
TEMP (AVG)
RES=0
SNM =21.045
SNK =857.846

```

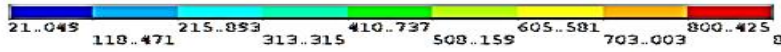
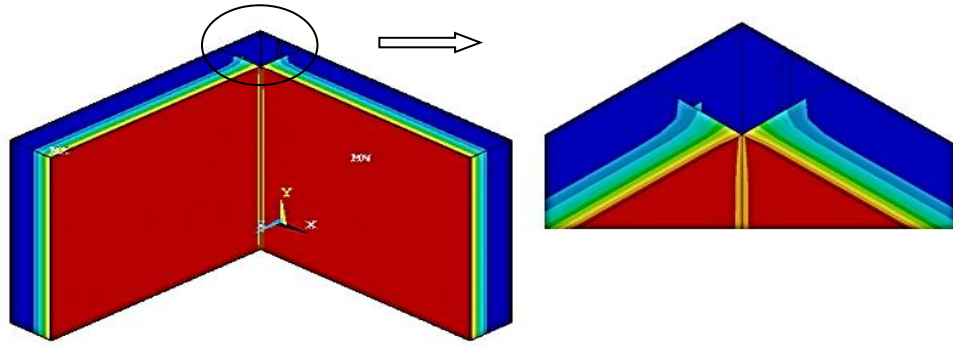


Figure C. 11 Distribution de la température dans le modèle 06 à R60

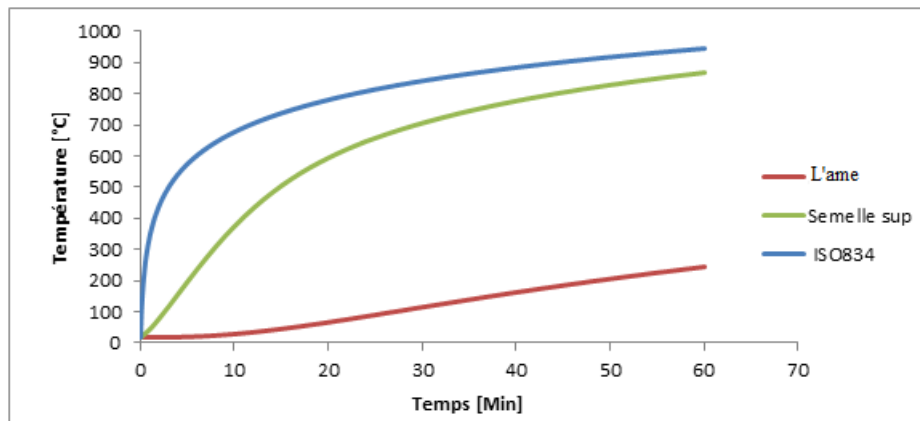


Figure C. 12 Evolution de la température en fonction du temps.