

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة حسيبة بن بوعلي - الشلف  
Université Hassiba Benbouali –Chlef  
كلية الهندسة المدنية و المعمارية  
Faculté de Génie Civil et d'Architecture  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie-civil



**Mémoire de Master**  
**Filière : Génie Civil**  
**Spécialité : Structures**

Présenté par :  
- DIAF Abderrahim  
- AYOUAZ Amina Imane

**Résistance au feu de structures en acier à éléments à  
ouvertures d'âme après exposition à un  
tremblement de terre**

Soutenue le 28/06/2025, devant le jury composé de :

HARICHANE Zamila	Professeure	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Présidente
KADA Abdelhak	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Examinateur
LAMRI Belkacem	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Encadrant

**Promotion : 2024/2025**

# REMERCIEMENTS

*Avant tout propos, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la sagesse et la santé de faire ce modeste travail.*

*On tient à remercier notre Directeur de thèse Professeur LAMRI Belkacem, pour sa patience, sa coopération et ses orientations durant toute la période de cette réalisation de mémoire. Nous lui sommes reconnaissants de nous avoir fait partager son enthousiasme et son intérêt pour la recherche.*

*Nos vifs remerciements sont adressés à Madame la présidente de jury et à tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'assister et d'examiner notre projet de fin d'études.*

*Nous remercions aussi professeur KADA Abdelhak qui nous a introduits dans le domaine de l'Ingénierie Incendie par le biais de son cours de M1.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les chercheurs du laboratoire Ingénierie de la Sécurité Incendie des Constructions et Protection de leur Environnement Urbain et Périurbain (LISICPE)*

*Toute notre gratitude va à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université Hassiba Benbouali de Chlef qui ont contribué à notre formation.*

# DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail*

*À Mes très chers parents Grand-père et grand-mère, ainsi  
qu'à mes tantes Zoola, Nour Elhouda, Dahbia et Bouchra  
pour leurs : amour, sacrifice, patience, soutien moral et  
matériel depuis mon enfance jusqu'à ce jour.*

*A mes frères et sœurs Sid Ahmed, Amine,  
Maria, Islam et Mira qui n'ont cessé d'être  
pour moi des exemples de persévérance de  
courage et de générosité*

*A tous mes chers amis que j'ai rencontrés et  
mes amis d'études et de vie, Zin EDDine,  
Baghdad , Bou Abdallah et Aymen , et aussi  
un merci spécial à mon frère qui m'a aidé  
dans mes études et m'a beaucoup encouragé,  
Kheir Eddine.*

***DIAF  
ABDERRAHIM***

# DEDICACES

*Je dédie ce travail aux deux personnes qui ont la place la plus particulière dans mon cœur*

*Vous avez tout sacrifié pour moi n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance*

*Je suis redevable d'une éducation dont je suis fière*

*Merci Maman Merci Papa*

*A Ines, ma chère sœur*

*Pour ton soutien inconditionnel et ta précieuse présence*

*A Maamar, Ayoub, Fouad*

*Merci pour votre présence rassurante, vos encouragements sincères et votre confiance en moi, mémé dans le silence*

*A tous mes amis et mes collègues*

*A tous les professeurs, que ce soit du primaire, du moyen, du secondaire ou de l'enseignement supérieur*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

**AYOUAZ  
AMINA IMANE**

# RESUME

Dans ce thème de PFE, nous avons étudié la résistance au feu de structures métalliques à éléments à ouvertures d'âme après exposition à un tremblement de terre, un phénomène connu sous le nom d'« incendie post-sismique ». L'objectif est d'analyser l'influence des déformations sismiques résiduelles sur la performance thermique et mécanique des portiques en acier, notamment ceux possédant des ouvertures dans l'âme des poutres.

La démarche suivie se compose de plusieurs étapes. D'abord, une analyse sismique push over a été réalisée afin de simuler les effets d'un séisme et d'identifier les zones de plastification et de faiblesse. Ensuite, une analyse thermique transitoire a été conduite, en appliquant un feu standard ISO 834 sur les modèles obtenus, en tenant compte du transfert de chaleur et de l'évolution de la température dans les éléments. Par la suite, une analyse thermomécanique a permis d'évaluer la réponse des structures soumises simultanément aux effets de température et aux charges mécaniques, en intégrant les endommagements post-sismiques.

Les simulations ont été effectuées à l'aide du logiciel ANSYS 16.2. Les résultats ont montré que le séisme, appliqué à un portique isolé à une seule travée, n'a pas entraîné de dégradation notable de la résistance au feu. En revanche, la présence d'ouvertures dans la poutre a eu un effet significatif sur la stabilité thermique. Une configuration avec 13 ouvertures circulaires a entraîné une diminution sensible de la capacité portante sous feu. À l'inverse, en augmentant la hauteur de la poutre à 450 mm et en réduisant le nombre d'ouvertures à 9, une légère amélioration de la résistance au feu a été observée. Ces résultats confirment que la géométrie des ouvertures joue un rôle clé dans le comportement thermomécanique des structures en acier à poutres ajourées exposées à un incendie.

Ce travail met en évidence l'importance de considérer le scénario « séisme + incendie » dans la conception des structures métalliques, notamment celles à poutres à géométrie ajourée.

**Mots clés :** Section ajourée, Structure en acier, Push-over, Incendie, Résistance au feu, ANSYS, Eurocode 3

# ABSTRACT

The study carried out as part of this project concerns the fire resistance of steel structures with open web elements after exposure to an earthquake. The aim is to evaluate how structural configurations — especially the number and geometry of openings — affect the thermal and mechanical behaviour under post-earthquake fire conditions. A comprehensive methodology was adopted, combining seismic pushover analysis, thermal simulations, and transient thermo-mechanical analyses. The entire study was conducted using ANSYS 16.2 software.

The seismic action, applied to a single-span portal frame, did not significantly alter the fire resistance of the structure, due to the absence of complex boundary conditions or cumulative damage. However, the presence of web openings in the beam had a marked impact on fire performance. Specifically, a configuration with 13 circular openings led to a noticeable reduction in load-bearing capacity under fire exposure. Conversely, increasing the beam height to 450 mm and reducing the number of openings to 9 resulted in a slight improvement in structural resistance.

These findings highlight the importance of optimizing web-opening layout in fire-prone seismic zones. The study concludes with practical recommendations to improve design strategies and considers the integration of such combined hazard scenarios into future performance-based design codes.

**Keywords:** Open section, Steel structure, Push-over, Fire, Fire resistance, ANSYS, Eurocode

3

## ملخص

يتناول هذا العمل دراسة مقاومة الحريق للهياكل الفولاذية التي تحتوي على عوارض ذات فتحات في واب، وذلك بعد تعرضها لهزة أرضية. وتهدف الدراسة إلى تقييم تأثير التكوين الهندسي، لا سيما عدد الفتحات وشكلها، على السلوك الحراري والميكانيكي للعناصر الإنشائية تحت سيناريو "حريق بعد زلزال". اعتمدنا في هذا البحث على منهجية شاملة تشمل تحليل سيسي غير خطي بطريقة "Push-over"، ثم تحليل حراري وتحليل حراري-ميكانيكي عابر، باستخدام برنامج ANSYS 16.2.

أظهرت النتائج أن تطبيق الزلزال على إطار بسيط مكون من فتحة واحدة لم يؤثر بشكل ملحوظ على مقاومة الهيكل للنار، بسبب غياب تعقيدات الإنشاء أو تراكم الأضرار. لكن بالمقابل، تبين أن وجود الفتحات في العارضة له تأثير واضح على أداء العنصر تحت تأثير الحرارة. فعند استخدام 13 فتحة دائرية في العارضة، تم تسجيل انخفاض ملموس في السعة الحاملة للهيكل تحت الحريق. بينما عند زيادة ارتفاع العارضة إلى 450 مم وتقليل عدد الفتحات إلى 9، لوحظ تحسن طفيف في مقاومة الحريق.

تؤكد هذه النتائج أهمية الاعتناء بتوزيع وعدد الفتحات في العوارض عند تصميم الهياكل الفولاذية في المناطق المعرضة لخطر الزلازل والحرائق. كما توصي الدراسة بمراعاة هذا النوع من السيناريوهات المركبة في كودات التصميم المستقبلية المبنية على الأداء.

**الكلمات المفتاحية:** قسم مخرم، الهيكل الفولاذي، طريقة التحليل بالدفع، الحريق، مقاومة الحريق، العناصر المحدودة، الكود الأوروبي 3

# SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	ii
DEDICACES .....	iii
DEDICACES .....	iv
RESUME .....	v
ABSTRACT.....	vi
ملخص .....	vii
LISTE DES FIGURES.....	xi
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii

## INTRODUCTION GENERALE

A. Problématique.....	3
B. Objectifs visés .....	3
C. Organisation du mémoire.....	4

## CHAPITRE 1 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE ET ETAT DE L'ART

1.1. Introduction .....	6
1.2. Généralités sur le feu .....	7
1.2.1. Origine d'un Incendie : Le Triangle du Feu.....	7
1.2.2. Modèles de Feu .....	7
1.2.3. Phases de Développement d'un Incendie de Compartiment .....	12
1.3. Historique sur les incendies post-sismique .....	12
1.4. Structures en acier à élément à ouvertures d'âme .....	15
1.4.1. Types d'éléments à ouvertures d'âme.....	15
1.4.2. Avantages et inconvénients des structures en acier à éléments à ouvertures d'âme	16
1.4.3. Défis et considérations .....	17
1.4.4. Travaux antérieurs sur les éléments à ouvertures d'âme.....	17
1.5. Comportement des structures en acier sous l'effet d'un tremblement de terre et méthodes d'analyse.....	18
1.6. Comportement des structures en acier sous du feu seul ou du feu post-sismique..	20
1.6.1. Principaux facteurs issus des incendies après un séisme et conception de la sécurité structurelle .....	20
1.6.2. Recherches précédentes sur l'effet du feu post-sismique sur les éléments à ouvertures d'âme .....	21
1.7. Méthodologie de simulation numérique .....	32
1.8. Conclusion.....	33

**CHAPITRE 2**  
**EFFET DES HAUTES TEMPERATURES SUR LES PROPRIETES THERMIQUES**  
**ET MECANIQUE DE L'ACIER –CAS D'ETUDE-**

2.1.	Introduction .....	36
2.2.	Propriétés thermiques.....	36
2.2.1.	Chaleur spécifique.....	36
2.2.2.	Conductivité thermique .....	37
2.2.3.	Dilatation thermique.....	38
2.3.	Propriétés mécaniques.....	39
2.4.	Recherches antérieures sur l'effet de la température sur les propriétés de l'acier .	42
2.5.	Cas d'étude .....	44
2.5.1.	Portique sans ouvertures.....	44
2.5.2.	Portique avec poutre à 13 ouverture circulaires (Cas 1).....	45
2.5.3.	Portique avec poutre à 9 ouvertures circulaires (Cas 2).....	45
2.5.4.	Propriété des Matériaux.....	45
2.6.	Conclusion.....	46

**CHAPITRE 3**  
**ETUDE ANALYTIQUE ET NUMERIQUE DE LA REPOSE THERMIQUE DU**  
**PORTIQUE A ELEMENTS STRUCTURAUX EN ACIER**

3.1.	Introduction .....	48
3.2.	Principes théoriques du transfert de chaleur dans l'acier .....	48
3.3.	Etude thermique par la méthode analytique.....	49
3.4.	Logiciel ACB+ et modèles de poutre avec ouvertures .....	51
3.5.	Etude Numérique et modélisation .....	53
3.5.1.	Présentation du logiciel ANSYS 16.2 APDL.....	54
3.5.2.	Modèle thermique et conditions aux limites.....	54
3.5.3.	Le modèle de portique par ANSYS.....	55
3.5.4.	Application du feu au niveau du portique .....	56
3.6.	Evolution de la température dans le portique.....	58
3.6.1.	Evolution de la température dans la poutre .....	58
3.6.2.	Evolution de température dans le poteau.....	59
3.7.	Comparaison entre l'étude analytique et l'étude numérique des courbes d'évolution thermique.....	59
3.8.	Analyse et interprétation des résultats .....	60
3.8.1.	Portique avec poutre sans ouvertures .....	60
3.8.2.	Portique avec poutre à ouvertures d'âme .....	60
3.9.	Conclusion.....	61

**CHAPITRE 4**  
**ANALYSE SISMIQUE DE PORTIQUE METALLIQUE PAR PUSH-OVER**

4.1.	Introduction .....	63
4.2.	Définition de l'analyse push-over .....	63
4.3.	Origine et hypothèses de l'analyse push-over.....	65
4.4.	But de l'analyse Push-over .....	66
4.5.	Etapes de l'analyse push-over .....	67
4.6.	Principe théoriques du calcul Push-over.....	68
4.7.	Analyse du comportement des structures des cas d'études.....	69
4.8.	Distribution Contrainte de Von Mises .....	71
4.9.	Conclusion.....	73

**CHAPITRE 5**  
**ANALYSE THERMOMECHANIQUE SOUS L'EFFET DE HAUTES**  
**TEMPERATURES**

5.1.	Introduction .....	76
5.2.	Modèle élément fini mécanique .....	76
5.3.	Etude thermomécanique des portiques .....	77
5.4.	Analyse du comportement des structures sous des températures transitoires .....	77
5.4.1.	Evolution des déplacement en fonction du temps.....	78
5.4.2.	Contraintes de Von Mises.....	81
5.5.	Discussion des résultats .....	84
5.5.1.	Influence des ouvertures sur le comportement structural sous incendie .....	84
5.5.2.	Influence de la température sur la résistance au feu des portiques étudiés .....	86
5.6.	Conclusion.....	86

**CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES .....**88

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....**91

# LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Triangle de feu .....	7
Figure 1-2. Feu standard ISO 834.....	8
Figure 1-3 Modèles de Feu selon l'Eurocode 1 partie 1.2 .....	9
Figure 1-4. Concept du feu itinérant .....	10
Figure 1-5. Courbe de feu paramétrique.....	12
Figure 1-6. Séisme de San Francisco 1906.....	13
Figure 1-7. Séisme de Tokyo 1923 .....	13
Figure 1-8. Séisme de Northridge 1994 .....	14
Figure 1-9. Séisme de Kobe 1995 .....	14
Figure 1-10. Caractéristiques de déplacement en fonction du temps pour le cadre sous feu ISO834.....	22
Figure 1-11. Mécanismes d'effondrement. ....	22
Figure 1-12 : Contours de déflexion verticale de la dalle en béton après 90 minutes d'exposition au feu standard (unité en m).....	25
Figure 1-13. Déplacement vertical de C2 : (a) Feu standard ISO 834, (b) Feu paramétrique CE avant séisme et (c) Feu paramétrique CE après séisme.....	26
Figure 1-14. Étape de l'analyse séquentielle.....	33
Figure 1-15. Méthodologie des études antérieures .....	33
Figure 2-1 Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température .....	37
Figure 2-2 Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température.....	38
Figure 2-3 Dilatation thermique relative de l'acier en fonction de la température ...	39
Figure 2-4 Diagramme de Relation contrainte-déformation de l'acier à des températures élevées.....	40
Figure 2-5 Coefficient de réduction de l'acier aux températures élevées .....	41
Figure 2-6 Relation contrainte-déformation pour l'acier S355 à des températures élevées. ....	42
Figure 2-7 Configuration du portique .....	45
Figure 3-1 : Evolution de la température en fonction du temps pour l'élément poutre du portique .....	51
Figure 3-2 Présentation de la face de travail du logiciel ACB+ .....	52
Figure 3-3 Poutre avec ouvertures cas 1 par le logiciel ACB+ .....	53
Figure 3-4 Poutre avec 9 ouvertures cas 2 par le logiciel ACB+.....	53
Figure 3-5 Présentation de la face de travail du logiciel ANSYS.....	54
Figure 3-6 Élément fini SHELL131 .....	55
Figure 3-7 Portique sans ouvertures par ANSYS .....	55
Figure 3-8 Portique avec ouvertures cas 1 par ANSYS .....	56
Figure 3-9 Portique avec ouvertures cas 2 par ANSYS .....	56
Figure 3-10 Portique sans ouvertures avec feu par ANSYS.....	57
Figure 3-11 Portique avec ouvertures cas1 avec feu par ANSYS .....	57

Figure 3-12 Portique avec ouvertures cas 2 par ANSYS .....	58
Figure 3-13 Evolution de la température en fonction de temps dans la poutre .....	58
Figure 3-14 Evolution de température en fonction de temps dans le poteau.....	59
Figure 4-1 Endommagement correspondant .....	63
Figure 4-2 Relations force-déformation selon le FEMA356.....	64
Figure 4-3 Système équivalent d'une structure à un degré de libertés .....	66
Figure 4-4 Courbe Push-over du portique métallique .....	68
Figure 4-5 Courbe Push-over de portique sans ouvertures.....	69
Figure 4-6 Courbe Push-over de portique avec ouvertures cas 1 .....	69
Figure 4-7 Courbe Push-over de portique avec ouvertures cas 2 .....	70
Figure 4-8 Courbes Push-over et comparaison entre les 3 cas d'étude.....	70
Figure 4-9 Contraintes de Von Mises en portique sans ouverture.....	71
Figure 4-10 Contraintes de Von Mises en portique avec ouvertures cas 1 .....	72
Figure 4-11 Contraintes de Von Mises en portique avec ouvertures cas 2 .....	73
Figure 5-1 Elément fini SHELL181 .....	77
Figure 5-2 Déplacement vertical de nœud 1003263 en fonction du temps pour les différents scénarios.....	78
Figure 5-3 Déplacement horizontal de nœud 1006082 en fonction du temps pour les différents scénarios.....	79
Figure 5-4 Déplacement horizontal de nœud 891026 en fonction du temps pour les différents scénarios.....	79
Figure 5-5 Déplacement vertical de nœud 889899 en fonction du temps pour les différents scénarios.....	80
Figure 5-6 Déplacement horizontal de nœud 1007284 en fonction du temps pour les différents scénarios.....	80
Figure 5-7 Déplacement vertical de nœud 1000622 en fonction du temps pour les différents scénarios.....	81
Figure 5-8 Contraintes de Von Mises du portique sans ouverture scénario 4.....	82
Figure 5-9 Contraintes de von Mises du portique avec ouvertures cas 1 scénario 4.	83
Figure 5-10 Contraintes de Von Mises du portique avec ouvertures cas 2, scénario 4 .....	84

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Comparaison énergétique pour l'analyse des tremblements de terre....	23
Tableau 1-2 : Comparaison des analyses d'incendie à t = 50 min.....	23
Tableau 2-1 Relations contrainte-déformation en fonction de la température .....	40
Tableau 2-2 Valeurs des coefficient de réduction.....	41
Tableau 2-3 Dimension des sections des élément du portique .....	45
Tableau 5-1 Temps de résistance des portiques selon les différents scénarios .....	85

**INTRODUCTION**  
**GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

---

Avec l'évolution constante des méthodes de construction et la généralisation des structures métalliques légères et flexibles, les poutres en acier comportant des ouvertures dans leur âme sont devenues des éléments structuraux très répandus dans les bâtiments modernes, en raison de leurs nombreux avantages tels que la réduction du poids propre et la facilité d'intégration des réseaux techniques. Toutefois, leur comportement sous des conditions extrêmes telles que les séismes et les incendies soulève de nombreux défis en matière de conception et de sécurité.

Les séismes figurent parmi les aléas naturels les plus dangereux pour la stabilité des structures. Ils provoquent des déformations plastiques permanentes et des états de contraintes résiduelles dans les éléments porteurs. Lorsqu'un incendie survient après un tremblement de terre, ce qui est un scénario réaliste dans les zones sismiques densément urbanisées, le dommage initial peut accélérer la défaillance des éléments en acier soumis à des températures élevées, un phénomène connu sous le nom de « feu post-sismique »

Cependant, le règlement actuel de conception structurelle, notamment l'Eurocode, n'intègre pas de manière explicite ce type de scénario multiple. En effet, bien que les règlements para sismiques permettent certaines déformations plastiques en cas de séisme majeur, elles ne considèrent pas toujours les conséquences que cela peut engendrer lors d'un incendie subséquent. La combinaison des deux actions extrêmes représente donc un vide réglementaire et un sujet de recherche de plus en plus pertinent.

Objectif, ce mémoire vise à analyser la résistance au feu d'un portique en acier présentant des ouvertures d'âme, soumis à un séisme préalable. Pour ce faire, une approche numérique avancée a été adoptée, intégrant :

Une analyse sismique de type push over, pour simuler les dommages structurels causés par un séisme ;

Une analyse thermique, pour modéliser la propagation de la chaleur dans les éléments métalliques ;

Une analyse thermomécanique transitoire, permettant d'évaluer la réponse globale de la structure en présence de charges mécaniques et thermiques combinées ;

Les simulations ont été réalisées à l'aide du logiciel ANSYS 16.2, sur un modèle de portique métallique simple, dont la poutre comprend des ouvertures circulaires de configurations variées.

Ce travail ambitionne de fournir une vision claire et approfondie sur l'impact des ouvertures d'âme dans le cadre d'un scénario d'incendie post-sismique, et de proposer des recommandations pratiques visant à améliorer les méthodes de conception et de vérification des structures métalliques dans les zones à risques multiples.

### **A. Problématique**

Avec la généralisation des poutres en acier comportant des ouvertures dans l'âme, appréciées pour leur légèreté et leur capacité à intégrer les réseaux techniques, de nouvelles interrogations sont apparues concernant leur comportement dans des conditions extrêmes telles que les séismes et les incendies. Dans les zones sismiques, les structures peuvent subir en premier lieu une sollicitation sismique engendrant des déformations résiduelles ou une plastification localisée. Par la suite, un incendie soudain peut se déclencher, aggravant les effets structurels.

La difficulté réside dans l'absence de normes claires prenant en compte ce scénario combiné (séisme + incendie), comportant des éléments ajourés, et dont les zones percées constituent des points de faiblesse sensibles à la température élevée. Dès lors, plusieurs questions se posent : Le dommage structurel causé par le séisme accélère-t-il la perte de résistance au feu ? Le nombre, la forme et la répartition des ouvertures influencent-ils significativement la stabilité thermique des poutres en acier ?

Ces interrogations constituent la base de cette étude, qui vise à comprendre l'interaction entre les effets sismiques et le comportement thermomécanique des poutres en acier à ouvertures d'âme, et à identifier les paramètres les plus influents sur leur résistance au feu.

### **B. Objectifs visés**

Cette recherche vise à :

Étudier l'influence des paramètres géométriques (nombre d'ouvertures, dimensions, hauteur de la poutre) sur la stabilité en situation sismique en considérant le feu seul et le feu post sismique.

Évaluer le comportement d'un portique métallique à poutre sans ouvertures d'âme et avec ouvertures d'âme, soumis à une analyse sismique (push over), suivie d'une analyse thermique et thermomécanique.

Analyser l'effet des ouvertures dans les poutres en acier sur la résistance au feu, avant et après un séisme.

### C. Organisation du mémoire

Ce mémoire est structuré en cinq chapitres après une introduction générale englobant la problématique et les objectifs visés de ce travail :

Le chapitre 1 présente une revue bibliographique et l'état de l'art sur le comportement des structures métalliques sous l'effet des séismes et des incendies, ainsi qu'un aperçu spécifique sur les poutres à ouvertures d'âme.

Le chapitre 2 traite l'effet des hautes températures sur les propriétés thermiques et mécaniques de l'acier et les conditions menant à la perte de résistance ainsi que le cas d'étude.

Le chapitre 3 permet l'étude et l'analyse de la réponse thermique en combinant l'approche analytique par le biais de l'Eurocode et l'approche numérique en utilisant le logiciel ANSYS tout en travaillant le modèle d'étude et les étapes d'analyse thermique.

L'analyse sismique de type push over est utilisée dans le chapitre 4 l'appliquant au cas du portique en acier, en comparant les différentes configurations.

L'analyse thermomécanique post-sismique est discutée en chapitre 5 tout en étudiant l'effet des ouvertures sur la performance structurelle.

Le travail se termine par une conclusion générale qui résume les résultats obtenus, formule des recommandations, et suggère des perspectives pour des recherches futures.

**CHAPITRE 1 RECHERCHE  
BIBLIOGRAPHIQUE ET ETAT DE  
L'ART**

### 1.1. Introduction

Les structures en acier à éléments à ouvertures d'âme, utilisées pour leur légèreté et leur efficacité dans la construction moderne, présentent des avantages considérables en termes de résistance mécanique et de flexibilité. Cependant, lorsqu'elles sont exposées à un incendie après avoir subi un tremblement de terre, leur comportement peut devenir complexe. En effet, les déformations causées par un séisme modifient la géométrie de ces éléments, ce qui peut altérer leur capacité à résister au feu et compromettre la stabilité globale du bâtiment.

Les incendies qui peuvent survenir après un tremblement de terre constituent une forte menace pour les bâtiments situés dans les zones sismiques. De nombreux incendies qui se sont déclarés après des tremblements de terre dans le passé ont causé de graves dommages et des pertes en vies humaines, mais les règles de conception actuelles ne prennent pas en compte la charge d'incendie après un tremblement de terre. Jusqu'à présent, cette hypothèse a été justifiée par la faible probabilité que deux accidents se produisent en même temps, mais cela ne nie pas la possibilité qu'ils se produisent. Malgré un certain nombre d'études de recherche sur le sujet, il reste à clarifier dans quelle mesure la survenance d'un tremblement de terre précédent pourrait affecter la réponse d'une structure à un incendie.

L'étude de la résistance au feu de ces structures après un séisme est essentielle pour évaluer leur performance en cas de sinistre combiné. Elle permet de mieux comprendre comment les ouvertures dans l'âme des éléments métalliques influencent leur comportement thermique et mécanique sous des conditions extrêmes, et de définir des stratégies de conception et de protection adaptées. Ce domaine de recherche est crucial pour garantir la sécurité des occupants et la pérennité des constructions dans les zones à risque sismique et incendie.

Ce chapitre présente des généralités sur le feu et un état de l'art sur la résistance des structures métalliques sous l'influence d'un incendie post-sismique. Cette revue de littérature couvrira les aspects suivants :

- Historique sur les incendies post-sismique
- Structures en acier à éléments à ouvertures d'âme
- Comportement des structures en acier en conditions de tremblement de terre
- Comportement des structures en acier au feu
- Comportement des structures en acier sous le feu après un tremblement de terre
- Des recherches précédentes
- La méthodologie adoptée dans cette étude.

### 1.2. Généralités sur le feu

#### 1.2.1. Origine d'un Incendie : Le Triangle du Feu

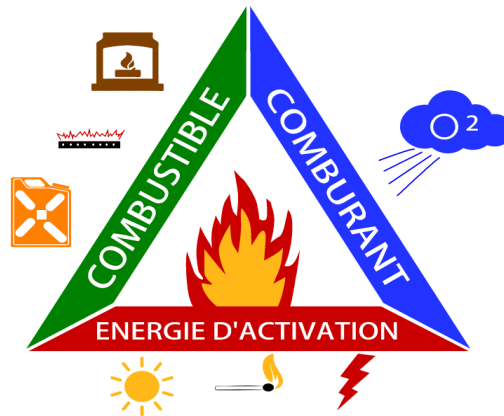


Figure 1-1 Triangle de feu [1]

Pour qu'un incendie se déclenche, trois éléments essentiels doivent être présents simultanément :

1. **Combustible** : Il s'agit de tout matériau susceptible de brûler, tel que le bois, le papier, les textiles, les hydrocarbures, etc.
2. **Comburant** : C'est généralement l'oxygène présent dans l'air. Sans comburant, la combustion ne peut pas se produire.
3. **Source d'énergie** : Aussi appelée source d'ignition, elle peut être une flamme, une étincelle, une surface chaude, une réaction chimique exothermique, etc.

Ces trois éléments forment ce qu'on appelle le **triangle du feu**. La suppression de l'un de ces éléments éteint le feu

#### 1.2.2. Modèles de Feu

Les modèles de feu sont des outils essentiels pour comprendre et prévoir le comportement des incendies dans différents contextes. Selon l'Eurocode 1 partie 1-2, ces modèles sont représentés par des courbes de température des gaz en fonction du temps

La courbe de feu ISO834 modélise l'évolution de la température moyenne lors d'un incendie standard, atteignant environ 1000°C en 60 minutes. Les incendies alimentés par des hydrocarbures, comme dans les tunnels ou les installations industrielles, suivent la "Courbe Hydrocarbure" avec une montée en température rapide dépassant 1000°C en cinq minutes, exigeant des mesures de protection incendie. La courbe de feu extérieur atteint un maximum

de 680°C, utilisée pour évaluer les risques de propagation du feu depuis l'extérieur des bâtiments avec des températures inférieures à la courbe standard.

### 1.2.2.1. Courbe standard ISO 834

Dans le cas de la courbe ISO834, la température atteint 842°C au terme de 30 min et continue d'augmenter d'environ 100°C à chaque fois que le temps est double. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- $\theta_g$  : température des gaz dans le compartiment en [°C]
- $t$  : temps en [min]

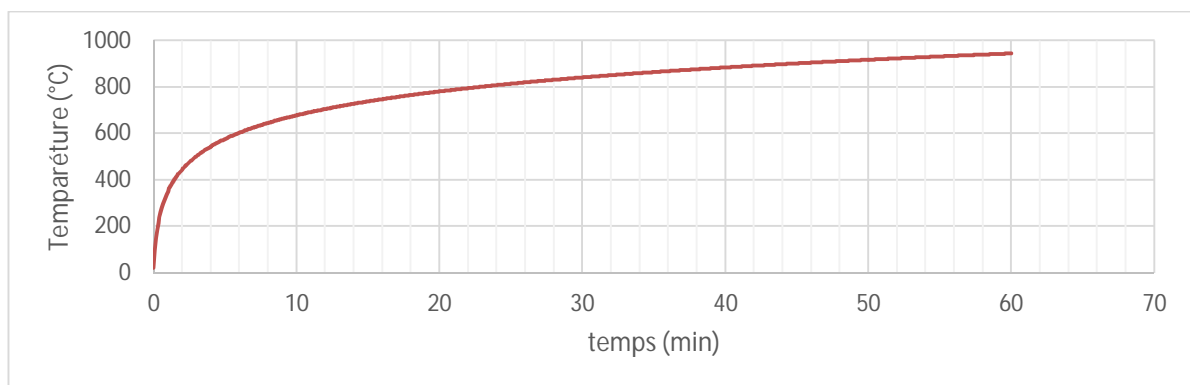


Figure 1-2. Feu standard ISO 834 [2]

- L'incendie standard a une vitesse de croissance lente, aucune réduction de température et n'est pas influencé par les caractéristiques du bâtiment telles que la charge de combustible, la ventilation et la géométrie. Les incendies standard ne représentent pas avec précision les incendies réels qui peuvent brûler localement mais se propager dans l'enceinte au fil du temps, créant des températures plus basses et une durée plus longue. La différence de température, d'emplacement et de temps entre un incendie standard et un incendie réel peut entraîner une réponse différente de la structure. Les méthodes de modélisation des incendies ont été rapidement améliorées pour surmonter la limitation des incendies standards. Les méthodes permettent un grand nombre d'incendies possibles afin que le concepteur puisse prendre en compte l'un des incendies les plus graves pour la conception. La méthode la plus sophistiquée récemment utilisée pour prédire le scénario d'incendie est la méthode paramétrique et l'incendie itinérant.[3]

### 1.2.2.2. Courbe d'hydrocarbures

la courbe de feu d'hydrocarbures est utilisée pour un compartiment lorsqu'il y a des matériaux inflammables à combustion très rapide, Les équations suivantes sont représentées :

$$\theta_g = 20 + 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) \quad 1-2)$$

### 1.2.2.3. Courbe de feu extérieur

Une structure extérieure ou un compartiment situé en dessous ou à proximité d'un mur extérieur peut être évalué à l'aide d'une courbe d'incendie extérieure définie par la formule suivante :

$$\theta_g = 20 + 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) \quad 1-3)$$

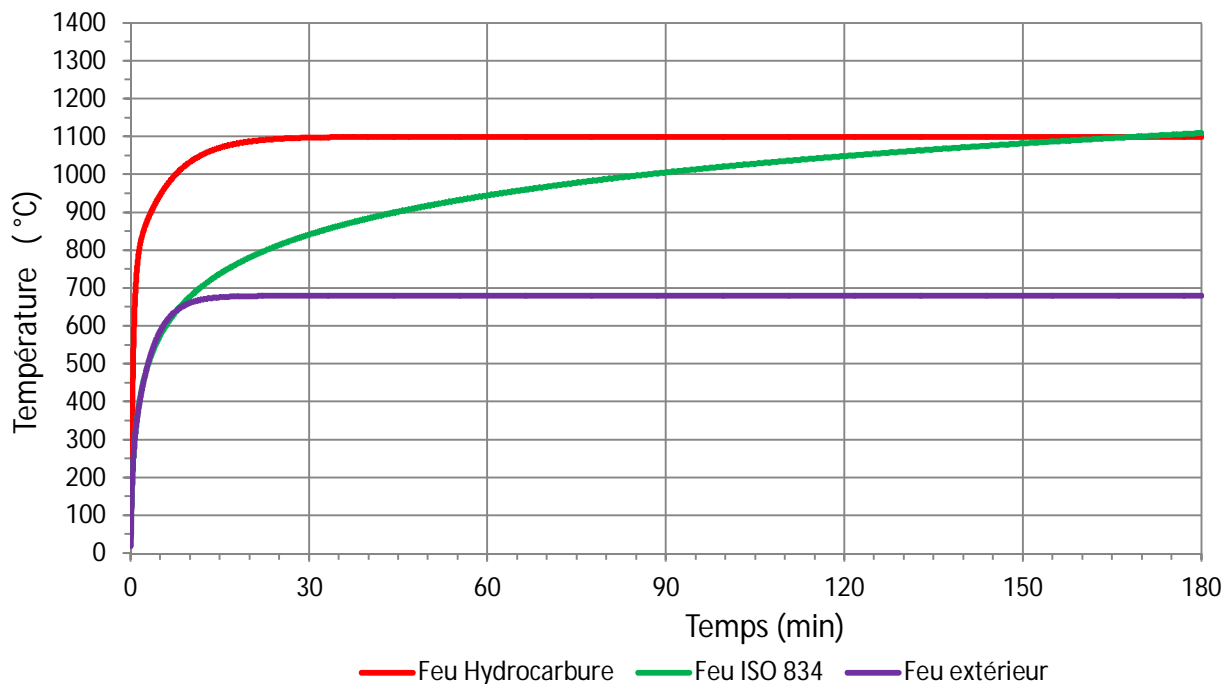


Figure 1-3 Modèles de Feu selon l'Eurocode 1 partie 1.2

### 1.2.2.4. Courbe de feu itinérant

La courbe de feu itinérant représente un modèle d'incendie qui se déplace progressivement dans un espace ou le long d'une structure. Contrairement à un feu uniforme ou stationnaire, ce type d'incendie simule un déplacement de la chaleur et des flammes, reproduisant ainsi un comportement plus réaliste dans certaines situations. Ce modèle est particulièrement utile

pour évaluer l'impact thermique sur des structures exposées à un incendie qui évolue dans le temps et l'espace. En prenant en compte la progression du feu, la courbe de feu itinérant permet de mieux anticiper les charges thermiques localisées et les réponses des matériaux ou des structures affectées.

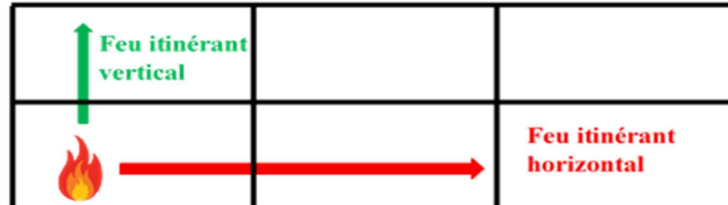


Figure 1-4. Concept du feu itinérant [4]

### 1.2.2.5. Courbe de feu paramétrique

Wickström [5] a développé le concept de base de la méthode de feu paramétrique, qui est relativement simple à utiliser. Il a proposé que l'incendie de compartiment basé sur le bilan thermique dépende du facteur d'ouverture, de l'inertie thermique, de la charge calorifique et du facteur gamma. Ces hypothèses théoriques ont été validées avec les données expérimentales développées par Magnusson et Thelandersson [6]. Ensuite, le feu paramétrique a été adopté et décrit en détail dans l'Eurocode 1 [7].

La méthode de feu paramétrique comporte deux phases, l'étape de chauffage et l'étape de refroidissement, comme le montre la figure 1-5.

Dans la phase de chauffage, la température du gaz est la suivante.

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2t^*} - 0.204e^{-1.7t^*} - 0.472e^{-19t^*}) \quad 1-4)$$

$t^*$  est obtenu par le temps  $t$  multiplié par une unité sans dimension paramètre

$$t^* = t \cdot \Gamma \quad [h] \quad 1-5)$$

-  $t$  est le temps en  $[h]$

$\Gamma$  défini par :

$$\Gamma = \frac{\left(\frac{O}{b}\right)^2}{\left(\frac{0,04}{1160}\right)^2} \quad 1-6)$$

Où  $O$  est un facteur d'ouverture défini par :

$$O = \frac{Av \cdot \sqrt{heq}}{At} \quad 1-7)$$

Avec :

- $A_v$  est la surface totale des ouvertures verticales sur tous les murs [ $m^2$ ]
- $A_t$  est la surface totale de l'enceinte (murs, plafond et plancher, avec ouvertures) [ $m^2$ ]
- $h_{eq} = \frac{\sum AV_i h_i}{\sum AV_i}$  est la moyenne pondérée des hauteurs de fenêtre sur tous les murs [m]

$b$  est l'absorptivité thermique des surfaces environnantes du compartiment obtenue par :

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} \quad 1-8)$$

Avec :

- $\rho$  est la densité des parois de l'enceinte [ $kg/m^3$ ]
- $c$  est la chaleur spécifique des parois de l'enceinte [ $J/KgK$ ]
- $\lambda$  est la conductivité thermique des parois de l'enceinte [ $W/mK$ ]

et  $b = \frac{\sum b_i A_i}{(A_t - A_v)}$  si  $b$  est différent pour les murs, le plafond et le plancher

Avec :

- $A_i$  est la surface totale de l'enceinte, ouvertures non incluses

La température maximale  $\theta_{max}$  en phase d'échauffement est atteinte pour  $t^* = t_{max}^*$

$$t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma \quad 1-9)$$

- $t_{max} = \max\left[\left(\frac{0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{f,d}}{0}\right); t_{lim}\right]$
- $q_{f,d} = \frac{q_{f,d} A_f}{A_t}$  est la valeur de calcul de la densité de charge calorifique rapportée à la surface totale  $A_t$  de l'enceinte ;

Avec :

- $q_{f,d}$  est la valeur de calcul de la densité de charge calorifique rapportée à la surface  $A_f$  du plancher [ $MJ/m$ ] indiquée dans l'annexe E de l'EC1-1.2[7];
- $t_{lim}$  Temps en [ $h$ ] selon la vitesse de développement d'un feu, tableau E5 EC1 1.2; à faible vitesse  $t_{lim}=25$  min, à vitesse moyenne  $t_{lim}=20$  min, à vitesse élevée  $t_{lim}=15$  min.

D'autre part, la phase de refroidissement est générée par :

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{max} - 625(t^* - \Gamma \cdot t_{lim}) && \text{pour } t_{max}^* \leq 0.5 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(3 - t_{max}^*)(t^* - \Gamma \cdot t_{lim}) && \text{pour } 0.5 < t_{max}^* < 2 \end{aligned}$$

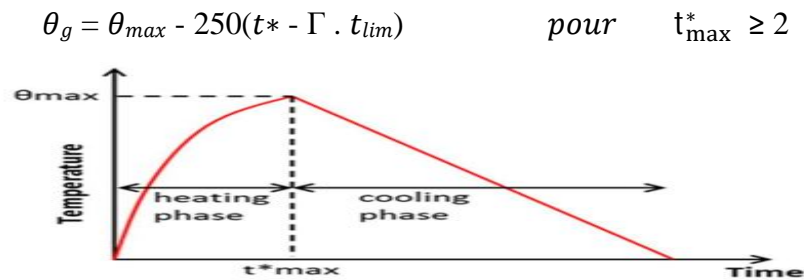


Figure 1-5. Courbe de feu paramétrique [2]

### 1.2.3. Phases de Développement d'un Incendie de Compartiment

Un incendie réel évolue typiquement en trois phases distinctes :

1. **Phase de Naissance** : C'est le stade initial où l'incendie commence à se développer. La température augmente lentement, et le feu est généralement localisé à la source d'ignition.
2. **Phase de Plein Développement (ou Intensité)** : Cette phase commence par l'embrassement généralisé, également appelé "flash-over". À ce point, tous les matériaux combustibles dans le compartiment atteignent leur température d'auto-inflammation et commencent à brûler presque simultanément. La température augmente rapidement et atteint des niveaux très élevés, ce qui entraîne une combustion maximale.
3. **Phase de Déclin (ou Décroissance)** : Après le pic de l'embrassement généralisé, l'incendie entre dans une phase de décroissance où la quantité de combustible disponible diminue, réduisant ainsi l'intensité du feu. La température commence à baisser progressivement jusqu'à ce que le feu s'éteigne finalement par manque de combustible ou de comburant.

L'embrassement généralisé est un moment critique dans le développement de l'incendie, marquant la transition d'un feu localisé à un incendie totalement développé, impliquant tous les matériaux combustibles dans le compartiment. Ce phénomène est crucial pour les ingénieurs en sécurité incendie, car il représente le point de non-retour où la propagation rapide du feu peut entraîner des dommages structurels importants et mettre en danger la vie humaine

### 1.3. Historique sur les incendies post-sismique

L'historique des incendies post-sismiques est marqué par plusieurs événements tragiques qui ont mis en lumière les dangers associés à la combinaison des tremblements de terre et des incendies. Voici un aperçu des principaux événements :

San Francisco, 1906 : Le tremblement de terre de San Francisco a été suivi d'un incendie dévastateur qui a détruit une grande partie de la ville. Bien que le tremblement de terre ait causé des dommages structurels, c'est l'incendie qui a causé la majorité des destructions et des pertes humaines. Cet événement a souligné la nécessité de prendre en compte les risques d'incendie dans les zones sismiques.



Figure 1-6. Séisme de San Francisco 1906

Tokyo, 1923 : Le Grand tremblement de terre de Kanto a également été suivi d'un incendie majeur qui a ravagé Tokyo et Yokohama. Les incendies ont été exacerbés par des conditions météorologiques favorables, comme des vents forts, et ont causé la mort de milliers de personnes. Cet événement a conduit à des révisions des codes de construction et à une meilleure préparation aux catastrophes.



Figure 1-7. Séisme de Tokyo 1923

Northridge, 1994 : Ce tremblement de terre en Californie a révélé des vulnérabilités dans les bâtiments modernes, notamment en ce qui concerne leur comportement face aux incendies

après un séisme. Bien que les dommages structurels aient été importants, les incendies qui ont suivi ont mis en évidence la nécessité d'intégrer des considérations de résistance au feu dans les normes de construction sismique.



Figure 1-8. Séisme de Northridge 1994

Kobe, 1995 : Le tremblement de terre de Hanshin a également été suivi d'incendies qui ont causé des pertes humaines et des destructions supplémentaires. Cet événement a conduit à une réévaluation des stratégies de gestion des risques en matière de sécurité incendie dans les bâtiments sismiques.



Figure 1-9. Séisme de Kobe 1995

Sichuan, 2008 : Après le tremblement de terre de Wenchuan, des incendies ont également été signalés, mettant en évidence les défis de la réponse aux catastrophes dans les zones touchées par des séismes. Cela a conduit à des discussions sur l'importance de la planification urbaine et de la résilience des infrastructures.

Ces événements historiques ont conduit à une prise de conscience croissante des risques associés aux incendies post-sismiques. Bien que des recherches aient été menées pour mieux comprendre le comportement des structures en cas de, il reste encore des lacunes dans les codes de construction et les pratiques de conception qui doivent être comblées pour améliorer la sécurité des bâtiments dans les zones sismiques.

### 1.4. Structures en acier à élément à ouvertures d'âme

Les structures en acier avec des éléments à treillis ouverts sont des solutions innovantes et performantes, combinant légèreté, robustesse et efficacité. Grâce à leur conception optimisée, ces structures permettent de réduire la quantité de matériaux utilisés tout en garantissant une grande capacité de charge. Elles sont particulièrement adaptées aux projets nécessitant de vastes espaces libres de colonnes, tels que les ponts, les halls industriels et les stades. Cependant, pour assurer leur fiabilité, une analyse rigoureuse de leur résistance aux charges, aux effets thermiques et au flambement est essentielle, en particulier dans des conditions extrêmes.

#### 1.4.1. Types d'éléments à ouvertures d'âme

##### 1) Poutrelles en acier à treillis à ouvertures d'âme :

Les poutrelles en acier à treillis à ouvertures d'âme sont parmi les éléments les plus utilisés dans les structures légères. Elles sont principalement employées pour supporter les toitures et les planchers dans les bâtiments commerciaux et industriels. Ces poutrelles sont standardisées et faciles à fabriquer, ce qui en fait une option économique et pratique pour les systèmes structurels légers.

##### 2) Poutres à treillis :

Les poutres à treillis à ouvertures d'âme sont des éléments plus grands et capables de supporter des charges plus importantes par rapport aux poutrelles en acier. Elles sont souvent utilisées dans les structures nécessitant de longues portées et des charges lourdes, comme les ponts et les grands entrepôts. Ces poutres sont généralement conçues sur mesure pour répondre aux exigences techniques complexes.

##### 3) Poutres Vierendeel :

Les poutres Vierendeel se distinguent par l'absence de diagonales dans leur conception. Elles s'appuient sur des cadres rectangulaires qui transfèrent les charges par flexion. Ce design offre une esthétique moderne et facilite l'intégration des systèmes mécaniques et électriques, ce qui les rend idéales pour des structures au design innovant.

### 4) Sections creuses en acier :

Les sections creuses en acier sont utilisées comme éléments principaux ou secondaires dans les structures à treillis ouvert. Elles se distinguent par leur esthétique épurée et leur grande résistance à la torsion, ce qui les rend adaptées aux structures nécessitant un mélange de robustesse et d'élégance, comme les constructions architecturales et décoratives.

### 5) Poutres en treillis serré :

Les poutres en treillis serré ressemblent aux treillis en acier, mais avec des ouvertures plus petites et des éléments plus rapprochés. Elles sont couramment utilisées dans les toitures longues, les systèmes de tuyauterie industrielle et les tabliers de ponts, car elles offrent une distribution équilibrée des charges et une grande durabilité.

## 1.4.2. Avantages et inconvénients des structures en acier à éléments à ouvertures d'âme

### 1.4.2.1. Avantages

les structures en acier à treillis à ouvertures d'âme offrent de nombreux avantages qui en font un choix idéal pour divers projets de construction. Tout d'abord, elles se distinguent par leur légèreté par rapport aux systèmes traditionnels, ce qui réduit les charges sur les fondations et diminue les coûts de construction. De plus, leur conception à treillis permet une utilisation plus efficace de l'acier, réduisant ainsi la quantité de matériaux nécessaires sans compromettre leur capacité portante.

Ces structures sont particulièrement adaptées aux projets nécessitant de longues portées sans colonnes supplémentaires, comme les entrepôts et les stades. Elles offrent également une grande flexibilité de conception, permettant une intégration facile des systèmes électriques et mécaniques. Par ailleurs, leur légèreté et leur modularité facilitent un montage rapide, réduisant ainsi la durée totale des travaux et les coûts associés. En termes de performance, ces structures présentent une excellente résistance aux charges dynamiques telles que les séismes, grâce à leur conception flexible qui absorbe et répartit l'énergie de manière efficace.

### 1.4.2.2. Inconvénients

#### 1) Faible comportement au feu :

La limite d'élasticité diminue considérablement à haute température, ce qui rend la structure susceptible de se déformer ou de s'effondrer si elle n'est pas bien isolée. Nécessite généralement une isolation thermique supplémentaire pour maintenir la résistance au feu.

### 2) Exigences d'ingénierie complexes :

La conception de structures en treillis à ouverture d'âme nécessite des calculs précis des extensions de force et des déformations entre les éléments. La nécessité de répartir les charges sur l'ensemble du réseau peut également rendre la conception plus complexe.

### 3) Contraintes déséquilibrées :

Dans certains cas, une répartition inégale des contraintes sur le réseau peut se produire, ce qui peut nécessiter des améliorations de conception pour éviter des déformations indésirables.

### 4) Coût élevé :

Une conception minutieuse des pièces et une répartition de la charge sont nécessaires, ce qui peut augmenter le coût initial par rapport à certains autres systèmes structurels. L'installation et la maintenance peuvent également nécessiter plus de temps et d'efforts.

### 1.4.3. Défis et considérations

Lors de la conception d'éléments structurels à treillis ouvert, plusieurs défis doivent être pris en compte. Tout d'abord, la résistance au feu constitue un aspect crucial, car l'acier perd de sa résistance à des températures élevées, ce qui rend nécessaire l'application de mesures de protection contre l'incendie, telles que des revêtements intumescents ou des isolants thermiques, pour ces éléments. De plus, les membres fins du treillis peuvent être sujets au flambement sous des charges de compression, nécessitant une analyse et une conception minutieuses pour garantir leur résistance à ces forces. Par ailleurs, les conceptions personnalisées pour des éléments à treillis non standard peuvent augmenter la complexité de la fabrication et de l'assemblage, ce qui impacte le temps et les ressources nécessaires. Les grandes portées peuvent également entraîner des déformations ou des vibrations accrues, nécessitant des mesures de contrôle de ces phénomènes pour répondre aux exigences de serviabilité. Enfin, garantir la solidité et la durabilité des connexions entre les membres principaux et secondaires est essentiel pour la stabilité globale du système structurel.

### 1.4.4. Travaux antérieurs sur les éléments à ouvertures d'âme

L'étude de Rodrigues et al. [8] a montré que les poutres en acier non renforcées avec des ouvertures circulaires perforées présentent une efficacité structurelle supérieure par rapport à leurs homologues non renforcées avec des ouvertures carrées ou rectangulaires.

Chung et al. [9] pour les poutres en acier et Chung et Lawson [10] pour les poutres mixtes ont avancé que les services nécessitant des ouvertures d'âme jusqu'à 75 % de la hauteur de la poutre ne sont pas rares. Ces ouvertures peuvent entraîner une diminution significative de la

capacité de charge de la poutre en fonction de la forme, de la taille et de l'emplacement des ouvertures adoptées.

El-Dehemy [11] a étudié l'effet des ouvertures dans l'âme des poutres en acier sur le comportement structurel (rigidité, déflexion, contraintes). Il a évalué les performances dans différentes conditions de support (fixe/articulé) et différentes positions d'ouverture. Le logiciel ABAQUS a été utilisé pour modéliser une poutre en acier de 5 m de long (IPE 400) avec des ouvertures rectangulaires (2×2 m). Les principaux résultats obtenus ont été que les contraintes ont augmenté de manière significative. L'écart en déplacement est passé de 1,11 mm (sans ouvertures) à 1,24 mm (avec deux ouvertures) et les boîtiers à rotules présentent des écarts plus élevés par rapport aux boîtiers fixes. De plus, des contraintes élevées sont concentrées autour des bords des ouvertures dans les deux types d'analyse.

Abbas [12] L'étude a montré que les ouvertures circulaires offrent les meilleures performances structurelles comparées aux formes rectangulaires et hexagonales, en réduisant la concentration des contraintes et en améliorant la capacité portante. L'augmentation du nombre ou de la surface des ouvertures diminue la rigidité et augmente la flèche, et les ouvertures ovales transversales sont préférables aux longitudinales.

Samadhan et al. [13] L'étude a montré que l'augmentation de la surface des ouvertures réduit la capacité portante et la rigidité. Les ouvertures circulaires offrent de meilleures performances que les rectangulaires grâce à une moindre concentration des contraintes, tandis que les ouvertures rectangulaires présentent des pics de contraintes élevés aux coins.

### **1.5. Comportement des structures en acier sous l'effet d'un tremblement de terre et méthodes d'analyse**

Un tremblement de terre est un phénomène naturel résultant d'une vibration soudaine ou d'une série de vibrations dans la croûte terrestre, due à la libération d'énergie stockée dans les roches à la suite de leur mouvement ou de leur rupture. Ce mouvement se produit généralement le long des failles, qui sont des zones de faiblesse dans la croûte terrestre où s'accumulent les contraintes dues au mouvement des plaques tectoniques.

La résistance des structures aux séismes dépend d'un grand nombre de facteurs, et son évaluation est influencée par d'importantes incertitudes, tant en ce qui concerne le comportement mécanique des composants structurels que l'intensité des actions externes. Un des principaux défis réside dans l'évaluation de l'état physique de la structure après le tremblement de terre. Bien que des méthodologies fiables et des modèles numériques sophistiqués puissent permettre une prédiction précise de la performance sismique d'une

structure donnée soumise à un tremblement de terre spécifique, il est souvent difficile d'obtenir des informations suffisamment détaillées sur les dommages structurels causés par le séisme. Cela est dû aux grandes incertitudes et à la variabilité tant des propriétés structurelles que des mouvements du sol lors des tremblements de terre [14].

L'analyse du comportement des structures en génie civil, notamment dans le contexte de tremblements de terre, repose sur plusieurs méthodes qui permettent d'évaluer comment les forces sismiques affectent une structure et comment celle-ci réagit face à ces charges.

Les principales méthodes utilisées pour analyser le comportement des structures, en particulier dans des conditions sismiques sont :

L'analyse statique linéaire : c'est l'une des méthodes les plus simples et les plus fondamentales de l'ingénierie structurelle utilisée pour évaluer la réponse d'une structure sous des charges statiques (constantes). Elle est basée sur des hypothèses linéaires, ce qui signifie que la relation entre les charges appliquées et la réponse structurelle (contraintes et déformations) est directement proportionnelle.

L'analyse dynamique non linéaire : c'est une méthode avancée utilisée en ingénierie structurelle pour évaluer la réponse d'une structure soumise à des charges dynamiques (par exemple, tremblements de terre, vent, explosions). Contrairement aux méthodes plus simples, elle prend en compte à la fois les non-linéarités (matérielles et géométriques) et les effets dépendants du temps des forces dynamiques, offrant ainsi une compréhension détaillée du comportement structurel dans des conditions extrêmes.

L'analyse statique non linéaire : également appelée analyse pushover, est une méthode utilisée pour évaluer les performances structurelles des charges en mouvement jusqu'à un état extrême ou une défaillance. Cette méthode est particulièrement utile pour comprendre le comportement non linéaire d'une structure, notamment dans le cadre de charges sismiques.

La méthode des éléments finis est l'une des plus couramment utilisées pour l'analyse des structures complexes. Elle consiste à diviser une structure en petits éléments discrets (éléments finis) pour résoudre les équations différentielles qui régissent le comportement mécanique. En utilisant cette méthode, on peut obtenir des réponses détaillées au niveau de chaque élément de la structure, permettant ainsi une analyse précise des effets des tremblements de terre sur la structure.

L'analyse modale (ou analyse en mode propre) : elle permet de déterminer les modes de vibration d'une structure, c'est-à-dire les différentes façons dont la structure peut vibrer sous l'effet de forces externes, y compris les tremblements de terre. Chaque mode de vibration est associé à une fréquence propre et une forme particulière de déformation. L'analyse modale

permet de déterminer les fréquences naturelles de la structure et de vérifier si ces fréquences sont proches des fréquences des secousses sismiques.

La méthode de la réponse spectrale : c'est une approche simplifiée de l'analyse dynamique. Elle utilise un spectre de réponse sismique, qui représente les amplitudes maximales de déplacement ou de force pour une structure en fonction de sa période propre et des caractéristiques du séisme. Cette méthode est particulièrement utilisée pour des structures simples ou moyennement complexes.

L'analyse statique équivalente : c'est une méthode simplifiée qui suppose que les forces sismiques agissent de manière statique (comme une charge appliquée de manière instantanée) plutôt que dynamique. Elle est généralement utilisée pour des structures relativement simples, pour lesquelles l'effet des secousses est estimé en fonction d'un facteur de charge sismique calculé à partir des caractéristiques géophysiques du site et des propriétés de la structure.

L'analyse de la base isolée : c'est une méthode utilisée pour les structures équipées de systèmes d'isolation de base, tels que des isolateurs de base ou des amortisseurs. L'analyse permet de simuler l'effet de ces systèmes qui visent à réduire l'impact des secousses sur la structure en permettant à la base de se déplacer indépendamment de la superstructure. Cela aide à diminuer les forces de cisaillement et les déformations subies par la structure.

### **1.6. Comportement des structures en acier sous du feu seul ou du feu post-sismique**

Le texte met en évidence que les hautes températures dues à un incendie réduisent la résistance et la rigidité des matériaux, ce qui peut entraîner l'effondrement d'un élément si sa capacité devient inférieure aux actions appliquées. L'incendie est considéré comme une situation accidentelle, généralement vérifiée à l'état limite ultime. L'analyse de la résistance au feu repose sur la modélisation par éléments finis, soumise à des courbes température-temps comme la courbe standard ISO 834. Dans le cas d'un incendie post-sismique, l'objectif est de représenter l'état initial de la structure endommagée après séisme. Cependant, cela reste complexe en raison de l'incertitude des propriétés structurelles et de la nature aléatoire des sollicitations sismiques, malgré les progrès des outils numériques.

#### **1.6.1. Principaux facteurs issus des incendies après un séisme et conception de la sécurité structurelle**

Pour réduire les risques d'incendie après un séisme, il est essentiel de comprendre les causes de ce phénomène ainsi que le comportement des éléments structurels et non structurels soumis

à des sollicitations combinées. L'interaction entre ces facteurs influence fortement la gravité du danger, et une confiance excessive dans les limites réglementaires peut entraîner une protection insuffisante contre l'incendie en cas de séismes majeurs. Il est donc important d'intégrer les scénarios d'incendie post-sismique dans la conception basée sur les performances, en particulier dans les zones à forte activité sismique. [15].

Le texte explique que les éléments structuraux sont généralement conçus pour résister à l'incendie pendant une durée déterminée, assurant ainsi leur stabilité, intégrité et résistance à la chaleur afin de permettre l'évacuation et éviter l'effondrement. Cependant, ces conceptions supposent des conditions d'incendie normales et peuvent être insuffisantes en cas d'incendie post-sismique, où la structure a déjà subi des dommages réduisant sa résistance. [15].

Les dommages causés à la structure par le tremblement de terre la rendent plus vulnérable aux incendies ultérieurs, car les systèmes de protection incendie actifs et passifs peuvent avoir été endommagés, et la dérive latérale résiduelle dans les ossatures du bâtiment produit des contraintes supplémentaires dues aux charges de gravité dues à l'effet P- $\Delta$ . Cela peut entraîner une résistance au feu plus faible du système structurel. Le paradigme de conception basé sur les performances exige que l'effet des tremblements de terre sur le niveau de résistance au feu d'une structure de bâtiment soit déterminé même si aucun incendie ultérieur ne se développe [14].

### **1.6.2. Recherches précédentes sur l'effet du feu post-sismique sur les éléments à ouvertures d'âme**

Della Corte et al. [14] ont étudié l'effet des dommages structurels causés par les tremblements de terre sur la résistance au feu des charpentes en acier parasismique. Un aspect clé de l'étude a été l'interprétation des effets induits par le séisme. Les dommages ont été réalisés au moyen d'un schéma de modélisation simple et les dommages structurels sont schématisés comme la combinaison de deux types de dommages : un « dommage géométrique », qui consiste en la déformation résiduelle de la structure et un « dommage mécanique », qui consiste en la réduction des principales contraintes mécaniques, propriétés des composants structurels (rigidité et dégradation de la résistance). Cette schématisation permet une évaluation rationnelle de l'état mécanique de la structure après le séisme et de son comportement mécanique sous les conditions extérieures consécutives au tremblement de terre.

Zaharia et Pintea [16] L'étude a évalué la résistance au feu de structures en acier endommagées par un séisme, en introduisant des déformations résiduelles issues d'une analyse pushover. Deux types de structures, conçues pour des zones sismiques modérées et sévères, ont été analysées. Après l'application du déplacement cible et relâchement des charges latérales, une analyse au feu a été effectuée selon deux courbes : la norme ISO 834 et les courbes paramétriques de l'Eurocode. Les résultats ont montré que les structures conçues pour des zones à forte activité sismique offraient une meilleure résistance au feu, grâce à leur réserve de résistance plus importante après le séisme.

La figure 1-10 montre la réponse de la structure endommagée par le séisme et non endommagée sous l'effet d'un feu ISO834, en termes de caractéristiques de déplacement en fonction du temps.

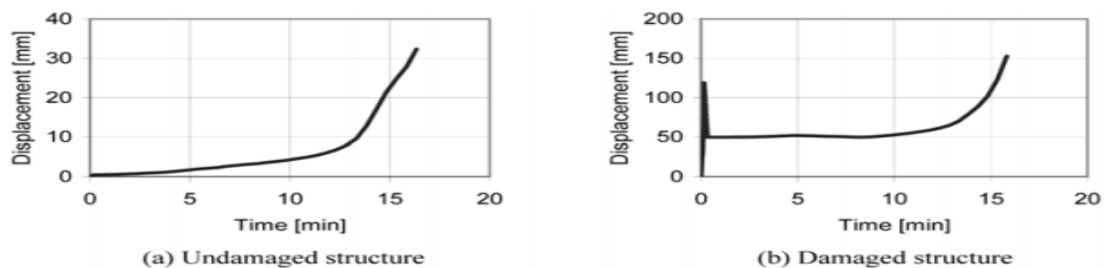


Figure 1-10. Caractéristiques du déplacement en fonction du temps pour le portique sous feu ISO834 [16]

Deux types de modes d'effondrement ont été observés au cours de l'analyse de la structure sous un feu standard ou naturel : un mode global et un mode caractérisé par l'effondrement des poutres.

Pour toutes les analyses d'incendie, le portique A présentait un effondrement global avec mécanisme, tandis que le portique B présentait les deux modes, comme montré sur la figure 1-11.

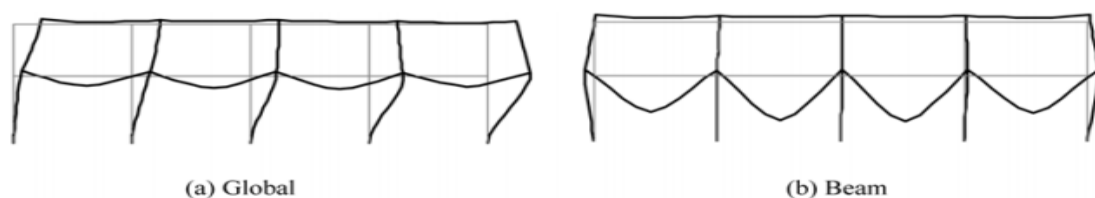


Figure 1-11. Mécanismes d'effondrement. [16]

Il faut donc souligner que les structures conçues pour résister aux tremblements de terre (ou pour résister à des tremblements de terre plus forts) disposent d'une réserve de résistance importante en cas d'incendie.

L'étude de Krishna et al. [17] s'est concentrée sur le comportement d'une structure en acier non protégée soumise à un incendie après un séisme. Il s'agit d'un portique à un seul étage, avec une portée de 6 m et une hauteur de 4,5 m. L'analyse initiale sous l'effet de la gravité a montré que les déformations verticales étaient faibles (3,356 mm globalement et 3,32 mm localement au centre de la poutre), sans apparition de dommage plastique (énergie dissipée = 0,1). Ensuite, la structure a été soumise à quatre tremblements de terre (deux de longue durée et deux de courte durée), tous de magnitude  $\approx 7$ . Chaque séisme a généré des réponses plastiques différentes selon sa durée et son intensité. Des calculs d'énergie ont été réalisés après chaque cas afin de comparer le transfert d'énergie sismique au portique.

Tableau 1-1 : Comparaison énergétique pour l'analyse des tremblements de terre. [17]

Earthquakes	Energy in J			
	Net External Work Done	External Work Done during Earthquake	Percentage	Plastic Energy Dissipation
Indo-Burma	501	451	100%	1.706
Uttarkashi	172	122	27%	0.704
Chamoli	262	212	47%	0.410
Bhuj	145	95	21%	0.005

Les incendies ont été analysés, puis le pneu a été exposé à un côté du feu pendant 4 heures, atteignant une température de 915, puis s'est effondré. Ensuite, ils ont exposé le pneu au feu de trois côtés, la température atteignant 870°C en 55 minutes, et un effondrement s'est produit.

Tableau 1-2 : Comparaison des analyses d'incendie à t = 50 min. [17]

Fire	Work Done during Gravity Load J	Work Done during Fire J	Plastic Dissipation Energy J	Peak Central Deflection mm	Fire Rating min (Deflection)
	One-sided	50	16	0	3.896
Three-sided	50	5829	5299	15.857	50

Ils ont constaté que le degré de résistance au feu de la charpente en acier non protégée était supérieur à 3 heures pour un feu unilatéral et à 50 minutes pour un feu triple. De plus, le degré de résistance au feu de la charpente en acier n'a pas diminué de manière significative dans les scénarios d'incendie post-séisme étudiés.

L'étude de Behrouz et Ronagh [18] a porté sur la résistance au feu post-sismique de deux bâtiments en acier, l'un à usage résidentiel et l'autre scolaire. Après avoir subi un séisme, une analyse thermique a été réalisée en utilisant la courbe ISO 834 ainsi qu'un scénario d'incendie naturel. Une analyse d'incendie seule a également été effectuée sur des structures non

endommagées. Les résultats ont montré que les structures endommagées par le séisme sont plus vulnérables face à l'incendie. Il a également été observé que la structure scolaire présentait une meilleure résistance que la structure résidentielle. Deux types d'effondrement ont été identifiés : effondrement local au niveau des poutres et effondrement global au niveau des colonnes. L'analyse thermique seule a généralement conduit à un effondrement local, tandis que toutes les situations post-sismiques ont entraîné un effondrement global.

Jelinek et al. [19] ont examiné la réponse d'une structure en acier non isolée aux incendies survenant après un tremblement de terre, en utilisant une modélisation 2D par ABAQUS. Conçue selon la norme EN 1998-1, la structure respecte les limites de dommages sismiques. Les scénarios d'incendie post-séisme montrent que la plus forte diminution de la résistance au feu (scénario 4R) survient lorsque le feu est asymétriquement positionné. De façon inattendue, une légère augmentation de la résistance au feu (6 %) est observée dans un scénario central (1C), suggérant que la réduction des moments fléchissant en poutres après le séisme peut compenser certains effets négatifs.

Mehrdad et al. [20] ont développé un outil de calcul efficace pour analyser la stabilité des structures en acier soumises à deux charges successives : charges sismiques suivies d'incendies, en tenant compte des complexités des propriétés thermiques de l'acier et des grandes déformations. Ils ont été confrontés à des défis au cours de l'étude représentée par l'effet des températures élevées sur les propriétés de l'acier et le chauffage inégal des éléments de structure et les déformations dues aux charges sismiques importantes avant exposition au feu. Le modèle a montré une bonne concordance avec les équations de conception standard pour les poteaux en acier à des températures normales et élevées. La précision de l'outil de simulation de l'interaction entre les charges sismiques et les incendies a été vérifiée. Cette méthodologie fournit un outil pratique aux ingénieurs en structure pour évaluer le risque d'effondrement des structures en acier exposées à des conditions extrêmes, tout en réduisant l'effort de calcul requis.

Lee et al. [21] ont examiné les avancées dans la modélisation de l'allumage, de la propagation et de l'extinction des incendies post-sismiques, en soulignant les principaux défis tels que : le manque d'uniformité des données entre les pays, la difficulté de simuler l'interaction entre le feu et l'environnement urbain endommagé, ainsi que la rareté des modèles évaluant l'efficacité des moyens d'extinction. Elle met en évidence la nécessité d'une approche pluridisciplinaire pour améliorer ces outils. Bien que ces modèles soient utiles pour évaluer les risques, leur précision dépend fortement de la qualité des données disponibles et de l'adoption de méthodologies plus réalistes.

Hussam et Mehrdad [22] ont proposé un modèle pour évaluer la stabilité des colonnes en acier après un séisme et sous l'effet d'un incendie. L'étude a montré que les dommages sismiques affaiblissent fortement les colonnes, avec une probabilité d'effondrement atteignant 100 % pour un déplacement de 5 %, même avant l'exposition au feu. Le modèle constitue un outil efficace pour améliorer la conception des structures face aux risques combinés.

L'étude de Suwondo et al. [23] a analysé l'effet de deux types de dommages sismiques sur la résistance au feu : le décollement de l'isolation thermique et les déformations résiduelles, à travers un bâtiment composite en acier de cinq étages. Les résultats ont montré que le décollement de l'isolation réduisait la résistance au feu jusqu'à 70 % dans les colonnes et 30 % dans les poutres, tout en perturbant le rôle de la membrane de traction des dalles. Quant aux déformations résiduelles, elles augmentent les moments dans les colonnes (effet P-Delta) et raccourcissent le temps de rupture de 5 à 10 %. L'étude a conclu que les scénarios d'incendie post-sismique sont nettement plus destructeurs, en raison de températures plus élevées et de durées d'exposition plus longues.

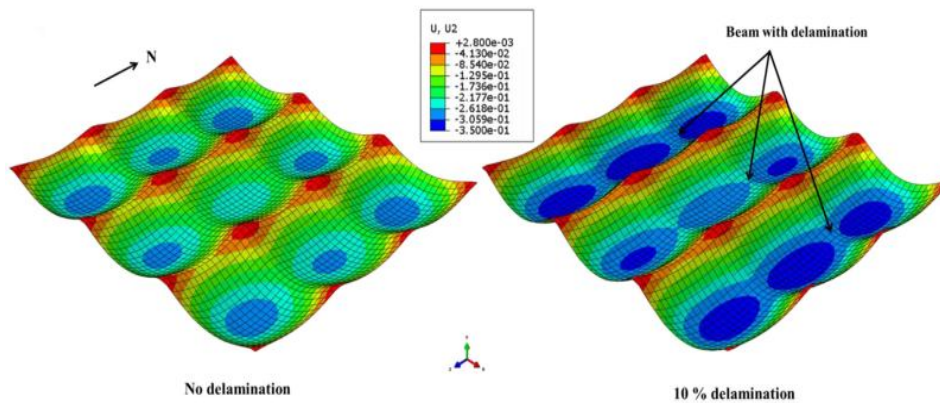


Figure 1-12 : Contours de déflexion verticale de la dalle en béton après 90 minutes d'exposition au feu standard (unité en m). [23]

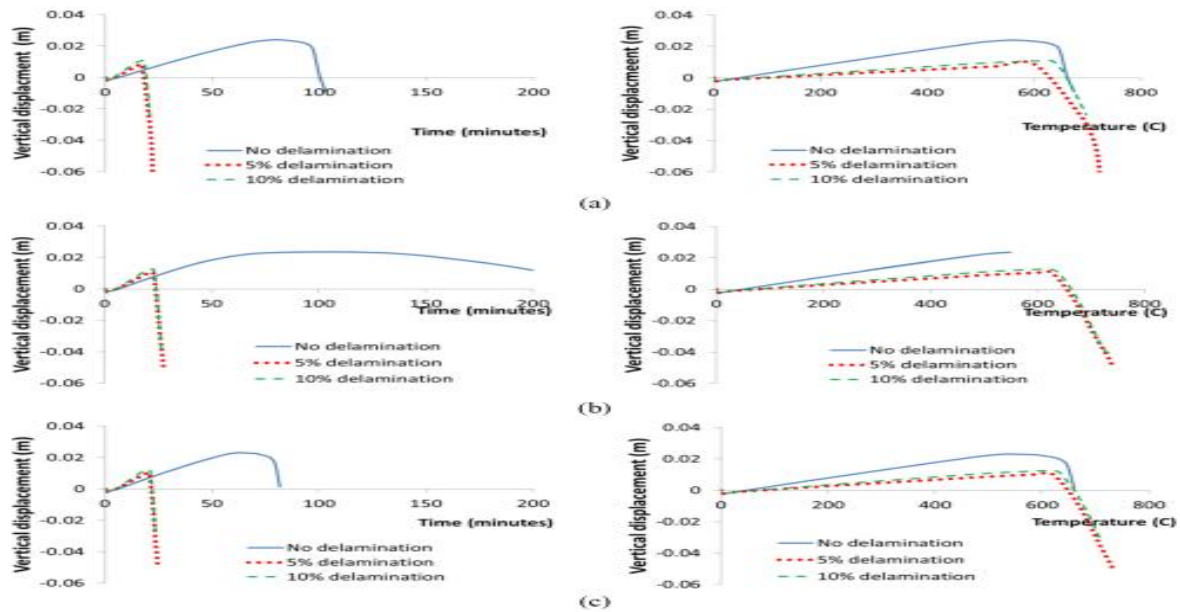


Figure 1-13. Déplacement vertical de C2 : (a) Feu standard ISO 834, (b) Feu paramétrique CE avant séisme et (c) Feu paramétrique CE après séisme. [23]

Pantousa et Mistakidis [24] ont évalué l'effet des dommages d'un immeuble de bureaux de quatre étages causés par un tremblement de terre – qu'ils affectent des éléments structurels (tels que des poutres et des colonnes) ou non structurels – sur la résistance d'un bâtiment en acier aux incendies ultérieurs. La rupture des systèmes d'extinction automatique augmente la durée de l'incendie et accélère l'effondrement de la structure et l'impact des dommages structurels. Les déformations plastiques des poutres résultant des tremblements de terre réduisent leur capacité à résister à la chaleur. La résistance au feu a diminué de 14 à 25 % en fonction de la gravité du séisme et de l'ampleur des déformations initiales des poutres.

Behrouz et Ronagh [25] ont évalué la résistance d'un bâtiment en acier de 10 étages aux incendies post-séisme, en se concentrant sur l'effet de la vitesse de propagation verticale du feu entre les étages et en tenant compte de trois scénarios d'incendie.

Les principaux résultats de la résistance au feu sont l'effondrement simultané du bâtiment après 20 à 28 minutes selon les scénarios de feu.

Mahmood et Peyghaleh [26] ont montré d'après leur étude que les déformations plastiques des colonnes et des poutres, la séparation de l'isolation thermique et la rupture des systèmes d'extinction d'incendie augmentent la fragilité des structures, entraînant un effondrement plus rapide lorsqu'elles sont exposées au feu. La résistance de l'acier diminue jusqu'à 50 % à des températures comprises entre 500°C et 600°C, en particulier dans les éléments qui ont atteint le stade de ductilité lors du séisme. Ils ont également constaté que l'efficacité de l'isolation

thermique montre que les structures isolées présentent une meilleure résistance, même en cas de dommages sismiques, par rapport aux structures non isolées. Dans les structures non isolées, l'effondrement commence après 10 à 15 minutes d'exposition au feu, tandis que les structures isolées résistent jusqu'à 40 minutes dans certains cas. Ils ont conclu que les dommages causés par les tremblements de terre augmentent la fragilité des structures en acier jusqu'à 30 % lorsqu'elles sont exposées à des incendies ultérieurs.

Peyghaleh et al. [27] ont évalué l'impact des incendies post-sismiques sur la résistance au feu des structures en acier, en comparant les structures avec et sans isolation thermique. Les résultats montrent que les dommages sismiques, en particulier la formation de rotules plastiques, provoquent des fissures dans les isolants thermiques réduisant leur efficacité jusqu'à 40 %. Les structures non isolées s'effondrent en 7 à 10 minutes après un séisme contre 40 minutes en situation normale, tandis que les structures isolées résistent 20 à 25 minutes après un séisme.

Covi P et al. [28] ont examiné comment les dommages structurels et non structurels causés par les tremblements de terre interagissent avec les incendies ultérieurs, conduisant à un effondrement plus rapide. Les études portent sur l'évaluation de la résistance des structures recouvertes de matériaux isolants par rapport aux structures non revêtues. Les principales conclusions qu'ils ont tirées sont que l'impact des dommages sismiques a provoqué des déformations structurelles qui ont formé des rotules plastiques dans les poutres et les colonnes, réduisant leur capacité à résister à la chaleur. Agustini et al. [29] ont étudié l'impact du feu sur les structures en acier à travers des analyses expérimentales, théoriques et numériques. Risco et al. [30] ont montré que l'acier perd jusqu'à 80 % de sa résistance à 704 °C et devient inutilisable à 1 204 °C, avec une forte diminution de ses propriétés mécaniques au-delà de 500 °C.

Chandra et al. [31] ont évalué les performances des portiques en acier sous l'effet des incendies post-séisme à l'aide d'un modèle bidimensionnel non linéaire. Les résultats ont montré que les dommages sismiques entraînent une légère diminution de la résistance au feu, en particulier en cas de chauffage uniforme, en raison de la perte de rigidité et de résistance des structures endommagées. Le modèle s'est révélé efficace, et il est recommandé de l'utiliser pour étudier des structures à plusieurs étages et des scénarios d'incendie asymétriques, qui peuvent avoir un impact plus important sur la sécurité structurelle.

L'effet des séismes sur la résistance des structures en acier a été évalué par Maddalozzo [32] à l'aide d'un modèle numérique non linéaire développé, avec une validation par des résultats expérimentaux. Les résultats montrent que les séismes influencent les performances des structures lors d'un incendie ultérieur, notamment lorsque les dommages sismiques sont modérés. L'étude révèle également que l'intensité de l'incendie (température élevée et durée prolongée) a un impact significatif, provoquant des déformations importantes, notamment lorsque la température atteint entre 600 et 1000 °C.

Mehrdad et al. [33] ont développé un modèle non linéaire pour analyser la stabilité des poteaux en acier de type W sous charges sismiques puis thermiques, en utilisant la théorie d'Euler-Bernoulli. Les résultats ont montré que les poteaux installés en fixe-fixe ou en fixe-articulation présentaient une résistance à l'effondrement supérieure à ceux installés en rotule-articulation, et qu'une dérive inter-portiques induite par un tremblement de terre de 1 à 2 % réduisait significativement la résistance à l'effondrement, en particulier dans les modèles non élastiques. Il a également été démontré qu'une distribution de chaleur non uniforme réduit la résistance à l'effondrement par rapport à une distribution uniforme à des températures plus élevées. L'étude conclut que les modèles élastiques sous-estiment la résistance et qu'une modélisation précise de la distribution de chaleur est essentielle pour une analyse fiable.

Knobloch et al. [34] ont examiné le comportement des colonnes en acier exposées à des températures élevées, en mettant l'accent sur la relation non linéaire entre contrainte et déformation. Des essais sur des colonnes courtes et longues à sections creuses carrées et rectangulaires ont montré que l'élévation de la température réduit fortement la capacité portante, rend le comportement plus ductile et accentue l'effet du fluage thermique, surtout à faibles taux de déformation. L'étude souligne l'importance de considérer le comportement non linéaire et le fluage thermique pour une évaluation fiable de la stabilité des colonnes en cas d'incendie. Risco et Zania [35] ont analysé la résistance des structures en acier aux incendies post-sismiques, en prenant l'effet des déformations et contraintes résiduelles sur l'effondrement et la performance au feu, tout en comparant les comportements entre bâtiments de 5 et 10 étages. Les résultats montrent que les déformations résiduelles après séisme n'entraînent pas de réduction significative du temps de résistance au feu, et peuvent parfois améliorer légèrement la performance en redistribuant les contraintes. Kodur et al. [36] ont évalué l'impact des propriétés thermiques et mécaniques de l'acier sur la prévision de la résistance au feu en comparant les modèles américains et européens aux données

expérimentales. Quatorze poutres en acier ont été analysées sous une exposition au feu normalisé (ISO-834). Les résultats ont montré des différences significatives entre les modèles, notamment dans le comportement en traction et la déformation à haute température, où le modèle européen Eurocode s'est avéré plus précis grâce à la prise en compte des transformations de phase et du fluage.

Chiara [37] a analysé le comportement des structures en acier sous l'effet du feu à l'aide de modèles non linéaires prenant en compte les variations des propriétés thermiques et mécaniques de l'acier. Il montre que la chaleur réduit fortement le module d'élasticité (jusqu'à 95 %) et la limite d'élasticité (jusqu'à 96 %) à 1000 °C, entraînant des déformations importantes et des risques de flambement thermique, surtout dans les petites sections.

Himoto et al. [38] ont développé un modèle physique pour simuler la propagation des incendies après des tremblements de terre, en intégrant les effets des dommages structurels comme l'inclinaison des colonnes, les ouvertures créées par les murs endommagés et la chute de matériaux. En combinant un modèle de zone et des simulations de Monte Carlo basées sur les données du séisme de Kobe (1995), l'étude montre que les dommages sismiques accélèrent la propagation du feu, surtout dans les zones urbaines avec des bâtiments en bois.

Nadjai [39] a étudié numériquement l'effet des incendies post-séisme sur la résistance au feu des charpentes en acier isolées. À l'aide d'analyses séquentielles sur des structures de 5 et 10 étages, il montre que les dommages sismiques à l'isolation thermique influencent fortement le comportement au feu. Lorsque l'isolation est peu endommagée, le mécanisme d'effondrement reste progressif, avec d'abord la rupture des poutres.

Alasiri et al. [40] ont évalué la performance d'un bâtiment à ossature en acier de 10 étages à Los Angeles soumis à des tremblements de terre suivis d'incendies. Les simulations montrent que, bien que les séismes causent des dommages importants aux portiques périphériques, la résistance au feu est principalement affectée par les colonnes intérieures, particulièrement vulnérables en raison de leur forte sollicitation thermique. L'effondrement survient souvent par rupture de ces colonnes ou de leurs connexions. Ting et al. [41] ont proposé un portique innovant pour évaluer la performance structurelle des bâtiments face aux incendies post-séisme, en intégrant de manière séquentielle les effets des tremblements de terre et des incendies. Il combine l'évaluation des risques d'inflammation, des analyses structurelles non linéaires et des simulations probabilistes, tout en tenant compte des incertitudes des scénarios sismiques et thermiques. Risco et al. [42] ont analysé l'impact des tremblements de terre sur la résistance au feu des structures en acier, en mettant en évidence le rôle crucial des

déformations permanentes et des dommages à l'isolation thermique. À travers une modélisation de deux portiques (5 et 10 étages), les résultats montrent que les effets sismiques sont négligeables pour les structures non isolées, mais critiques pour les structures isolées : des dommages de 25 à 50 % à l'isolation réduisent la résistance au feu jusqu'à 50 %, modifiant les mécanismes d'effondrement. Alshaikh et al. [43] ont examiné l'effet du feu sur la résistance à l'effondrement progressif des structures en acier comportant des ouvertures dans l'âme des poutres, en se concentrant sur la forme et la taille de ces ouvertures. Les ouvertures carrées ont montré de meilleures performances que les circulaires ou hexagonales, tandis que les grandes ouvertures affaiblissaient la section. L'étude souligne l'importance de considérer les effets thermiques et la géométrie des ouvertures pour renforcer la sécurité des structures métalliques exposées au feu. Pantousa et Mistakidis [44] ont évalué la résistance au feu d'une structure en acier après un tremblement de terre, en analysant les effets combinés des dommages structurels et non structurels. L'étude souligne l'importance d'intégrer une approche multirisque (séisme + incendie) dans la conception, notamment pour les bâtiments critiques, et propose un cadre d'évaluation des performances structurelles dans des scénarios de catastrophe en cascade.

Ali et al. [45] ont analysé l'effondrement de charpentes en acier à un seul étage lors d'incendies non contrôlés afin de déterminer une distance de sécurité adéquate par rapport aux murs coupe-feu. Des simulations thermomécaniques ont identifié deux types d'effondrement : vers l'intérieur (type 1), causé par l'action caténaire des poutres chauffées, et vers le mur (type 2), dû au gonflement thermique des colonnes proches du mur. Moradi et al. [46] ont étudié l'impact du retrait soudain de colonnes sur la stabilité d'une structure en acier de 7 étages exposée à un incendie, en simulant un scénario d'effondrement progressif. Les résultats montrent qu'une seule colonne retirée peut réduire jusqu'à 50 % le temps de résistance au feu, tandis que le retrait de deux colonnes peut entraîner un effondrement global. Wang et Li. [47] ont examiné le comportement de colonnes en acier partiellement endommagées au niveau de leur protection thermique lorsqu'elles sont exposées au feu. Deux modes de rupture ont été identifiés : flambage pour les zones de dommage étendues, et rupture par contrainte pour les zones limitées. Merouani et al. [48] ont adopté une méthodologie en trois étapes pour analyser un portique en acier à deux étages et trois travées. Les résultats ont montré que les dommages sismiques ont réduit la résistance au feu de 5 %, avec un temps d'effondrement de 16,2 minutes pour le portique endommagé contre 17 minutes pour le portique non endommagé,

une augmentation des déplacements horizontaux et verticaux, et un déplacement maximal vertical passant de la travée centrale à la travée extérieure dans le cadre endommagé.

Kada et al. [49] ont étudié le comportement des poutres en acier avec des ouvertures dans l'âme sous des conditions d'incendie en utilisant une analyse par éléments finis, en se concentrant sur des poutres d'une portée de 7 mètres, avec des ouvertures circulaires et hexagonales, en simulant l'incendie à l'aide de la courbe standard ISO834. Les résultats montrent que l'échec des poutres avec des ouvertures rapprochées est principalement dû à la rupture des montants de l'âme en raison de l'élévation des températures, les poutres cellulaires présentant une meilleure résistance, et que la température limite par défaut de 550°C est inappropriée, ce qui nécessite une mise à jour des normes de conception pour mieux contrôler la température de l'âme et améliorer la résistance au feu. Kada et Lamri [50] ont étudié le comportement des poutres en acier non retenues à longue portée sous des températures élevées dues à un incendie, en utilisant une simulation par éléments finis, en se concentrant sur le flambage latéral-torsionnel sous le feu standard ISO834. Les résultats montrent une diminution significative de la résistance au flambage latéral-torsionnel après 400 °C, avec des charges critiques supérieures de 5 à 10 % par rapport aux calculs d'Eurocode 3, suggérant que la température critique recommandée (500 °C) pourrait être conservatrice, et la recherche recommande une mise à jour des normes de conception pour améliorer la sécurité incendie.

Merouani et al. [51] ont étudié les performances de 24 portiques en acier soumis à un incendie après un séisme à l'aide de modèles numériques, Les résultats montrent que les portiques endommagés par un séisme (en état plastique) sont plus vulnérables par rapport à un incendie sans séisme, avec une résistance au feu réduite et des températures critiques plus basses à mesure que la longueur des poutres augmente.

Benyettou Oribi et al. [52] ont examiné l'impact des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques sur la résistance au flambement latéral par torsion des poutres cellulaires en acier non retenues sous l'effet d'un incendie, en utilisant des modèles numériques. Les résultats montrent que les contraintes résiduelles ont un effet négligeable sur la résistance au feu, tandis que les longueurs de poutres supérieures à 8 m et les ouvertures plus grandes réduisent la résistance, et une hauteur de section accrue améliore la résistance des poutres plus courtes, soulignant la nécessité de conceptions optimisées pour renforcer la sécurité incendie dans les zones à forte activité sismique.

### 1.7. Méthodologie de simulation numérique

Faggiano et al. [18] ont présenté une méthodologie basée sur la conception basée sur les performances de l'acier endommagé par le feu, en utilisant des modèles informatiques qui lient l'analyse des déplacements et de la température. Les modèles ont montré une réduction allant jusqu'à 40 % de la capacité portante des colonnes en acier endommagées lorsqu'elles sont exposées à des températures supérieures à 600 °C. L'étude souligne la nécessité d'une approche multidisciplinaire pour gérer les risques d'incendie après les tremblements de terre, depuis la conception de structures résilientes capables de résister à la succession d'aléas, jusqu'à l'amélioration des plans d'intervention régionaux.

Faggiano et Mazzolani [34] ont développé une méthodologie pour évaluer la résistance des structures en acier aux incendies post-sismiques, en mettant l'accent sur l'impact des dommages sismiques sur leur comportement au feu. En s'appuyant sur les directives FEMA 356 et les principes de l'ingénierie de la sécurité incendie, la méthodologie comprend l'analyse de l'état de dommage sismique suivie de l'évaluation de la résistance au feu résiduelle.

Pourkeramat et al. [53] ont étudié la modélisation des incendies post-séisme dans les structures en acier à différents niveaux d'intensité du mouvement du sol en adoptant les étapes suivantes :

- (1) Choisir un scénario sismique comme charge d'entrée pour la conception sismique, ce qui comprend le choix d'un accéléromètre de cartographie sismique ou d'une charge sismique équivalente.
- (2) Sélection du scénario d'incendie comme charge d'entrée pour l'analyse structurelle de l'incendie, y compris la sélection de la position de la chambre de combustion dans la structure.
- (3) Effectuer une analyse sismique structurelle
- (4) Modifier les contraintes dans le modèle pour permettre la dilatation thermique des nœuds.
- (5) Effectuer une analyse d'incendie de structure.

Jelinek et al. [19] ont adopté la méthodologie suivante ::

La première étape d'analyse est une analyse linéaire statique où la structure est soumise à la charge de gravité.

La deuxième étape est une analyse dynamique implicite non linéaire, où les historiques d'accélération sont appliqués à la base de la structure afin de simuler l'événement sismique.

La troisième et dernière étape est également une analyse dynamique implicite non linéaire, où les effets transitoires dus à l'augmentation de la température des éléments structurels exposés sont pris en compte, en fonction du scénario d'incendie supposé.

Suwondo et al. [54] ont expliqué les étapes d'analyse séquentielle qui prend en compte à la fois les tremblements de terre et les incendies. On peut voir que les charges gravitationnelles sont initialement appliquées dans la structure et que l'étape suivante consiste à appliquer une charge sismique. Enfin, une charge thermique est appliquée à la structure.

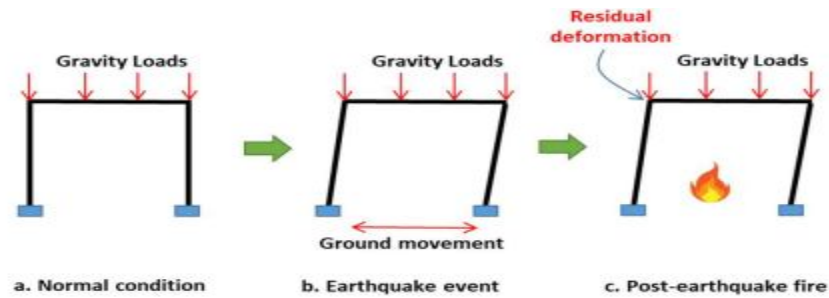


Figure 1-14. Étape de l'analyse séquentielle [54]

Les différentes méthodologies adoptées par différents chercheurs sont mentionnées sur la figure 1-16.

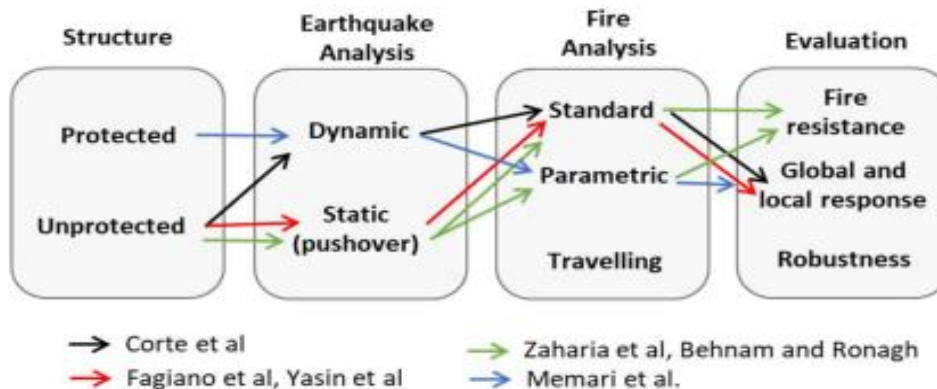


Figure 1-15. Méthodologie des études antérieures [14],[55],[15],[16],[18],[20].

## 1.8. Conclusion

Les structures en acier soumises aux effets combinés des séismes et des incendies, mettent en évidence les événements historiques majeurs, ainsi que les approches analytiques allant des modèles expérimentaux aux simulations numériques. Il ressort que la combinaison des actions sismiques et thermiques représente un défi important pour le dimensionnement structurel, notamment en présence d'ouvertures dans les éléments, lesquelles modifient profondément la

distribution des efforts, favorisent les concentrations de contraintes, et réduisent le temps de résistance au feu. La littérature souligne la nécessité d'adopter des stratégies de protection thermomécanique intégrée, tenant compte des déformations préexistantes et des zones de faiblesse locales. Cette synthèse constitue ainsi une base scientifique solide pour les chapitres suivants, qui porteront sur la modélisation et l'analyse de cas d'étude visant à évaluer la performance structurelle post-sismique en situation d'incendie.

**CHAPITRE 2 EFFET DES  
HAUTES TEMPERATURES SUR  
LES PROPRIETES THERMIQUES  
ET MECANIQUE DE L'ACIER –  
CAS D'ETUDE-**

## **2.1. Introduction**

Comprendre l'effet des températures élevées sur les propriétés thermiques et mécaniques de l'acier est essentiel pour assurer la sécurité des structures, notamment lors d'incendies. Selon l'Eurocode 3 Partie 1-2 [2], la résistance de l'acier se détériore jusqu'à 50 % à 600 °C, ce qui menace la stabilité des structures. La modélisation du feu repose sur deux éléments : le calcul de la température générée par le feu et l'analyse du transfert de chaleur à travers les éléments structurels, via des conditions limites et temporelles précises.

Cela nécessite une analyse thermique dynamique pour suivre la distribution de la chaleur dans le matériau au fil du temps, à l'aide de modèles analytiques ou numériques (tels que les éléments finis). Ces analyses déterminent la résistance résiduelle de la structure, et révèlent des effets critiques tels que des déformations permanentes ou des pertes de rigidité.

Dans ce chapitre, nous allons étudier l'effet des températures élevées sur les propriétés thermiques et mécaniques de l'acier ainsi que les mécanismes sous-jacents à ces changements. Les différentes propriétés thermiques et mécaniques en fonction de la température sont déterminées selon la partie 1-2 de l'Eurocode 3 [2].

## **2.2. Propriétés thermiques**

### **2.2.1. Chaleur spécifique**

La capacité thermique spécifique de l'acier ( $C_a$ ) désigne la quantité d'énergie thermique nécessaire pour élever la température d'un kilogramme de ce matériau d'un kelvin. Elle est calculée selon les normes Eurocode 3 partie 1-2 [2], où sa valeur dépend de la plage de température : elle augmente avec l'élévation de la température et est décrite par des équations et des courbes spécifiques (Figure 2-1). Ces données sont essentielles pour comprendre la capacité de l'acier à absorber ou à dissiper la chaleur lors des variations thermiques, un aspect crucial dans l'analyse de la performance des structures sous l'effet d'incendies ou de conditions thermiques extrêmes, notamment.

D'après l'Euro code :

$$C_a = 2.22 \times 10^{-6} \times \theta_a^3 - 1.69 \times 10^{-3} \times \theta_a^2 + 7.73 \times 10^{-1} \times \theta_a + 425 \quad \text{si : } \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$$

$$C_a = 626 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{si : } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$$

$$C_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{si : } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$$

$$C_a = 650 \text{ J Kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{si : } 900^\circ\text{C} > \theta_a$$

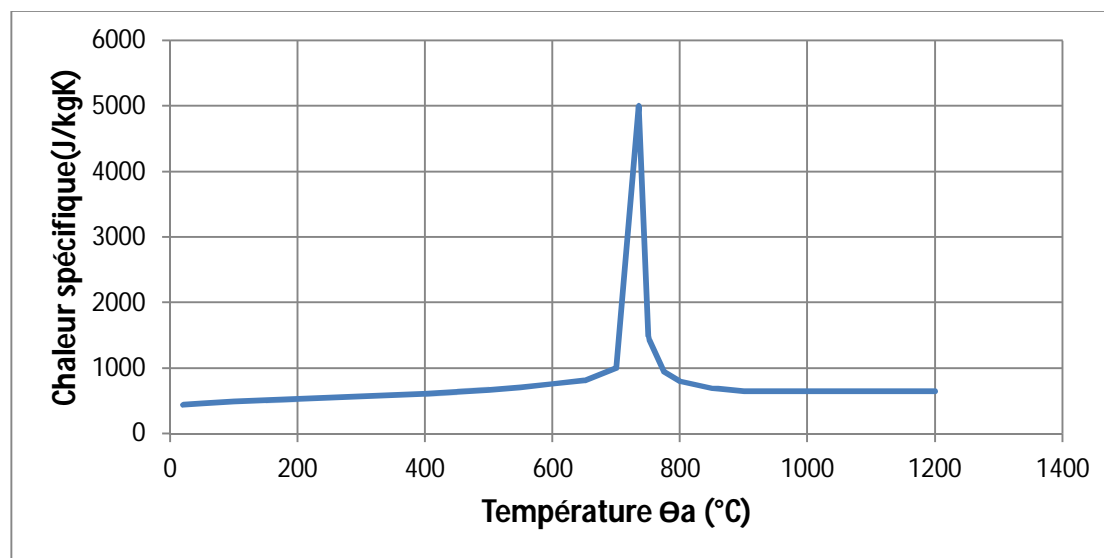


Figure 2-1 Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température

### 2.2.2. Conductivité thermique

La conductivité thermique de l'acier ( $\lambda_a$ ) est déterminée conformément à l'Eurocode 3 Partie 1-2 [2] et représente le taux de transfert de chaleur à travers le matériau par mètre d'épaisseur lorsque la température change d'un degré Kelvin (W/m K). Sa valeur dépend de la température de l'acier ( $\theta_a$ ), et est décrite par une courbe bilinéaire comme dans la figure, Ces données sont utilisées pour analyser l'efficacité du transfert de chaleur des éléments structurels, en particulier dans des conditions thermiques extrêmes telles que les incendies, contribuant à la conception de systèmes de protection efficaces et à l'amélioration des performances structurelles.

La conductivité thermique de l'acier  $\lambda_a$  est déterminée selon l'Eurocode 3 partie 1-2 [2] à partir des éléments suivants :

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-3} \times \theta_a \quad \text{si : } \theta_a \leq 800^\circ\text{C}$$

$$\lambda_a = 27.3 \text{ W.m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{si : } \theta_a > 800^\circ\text{C}$$

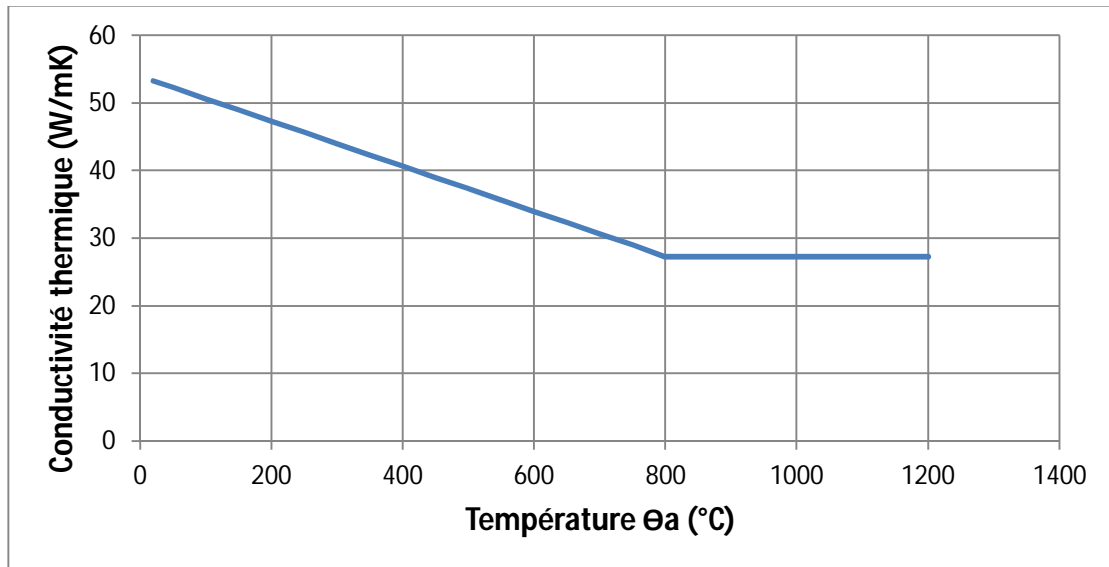


Figure 2-2 Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température

### 2.2.3. Dilatation thermique

La dilatation thermique de l'acier ( $\Delta l/l$ ) est exprimée via des équations spécifiques en fonction de la plage de température, selon la norme Eurocode 3 partie 1-2 [2]. Le coefficient de dilatation thermique n'y est pas calculé directement, mais déduit des équations d'allongement thermique mentionnées dans la spécification. Ce phénomène représente l'augmentation de la longueur de l'acier due à la hausse de température sous pression constante. Ces données permettent de calculer les déformations thermiques dans les structures, contribuant à concevoir des ouvrages adaptés aux fluctuations thermiques, notamment lors d'incendies ou de chargements dynamiques.

L'élongation thermique est déterminée à partir des éléments suivants :

$$\frac{\Delta l}{l} = 0.4 \times 10^{-8} \times \theta_a^2 + 1.2 \times 10^{-5} - 2.416 \times 10^{-4} \quad \text{si : } \theta_a \leq 650^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 1.1 \times 10^{-2} \quad \text{si : } 650^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \times \theta_a + 6.2 \times 10^{-3} \quad \text{si : } \theta_a > 860^\circ\text{C}$$

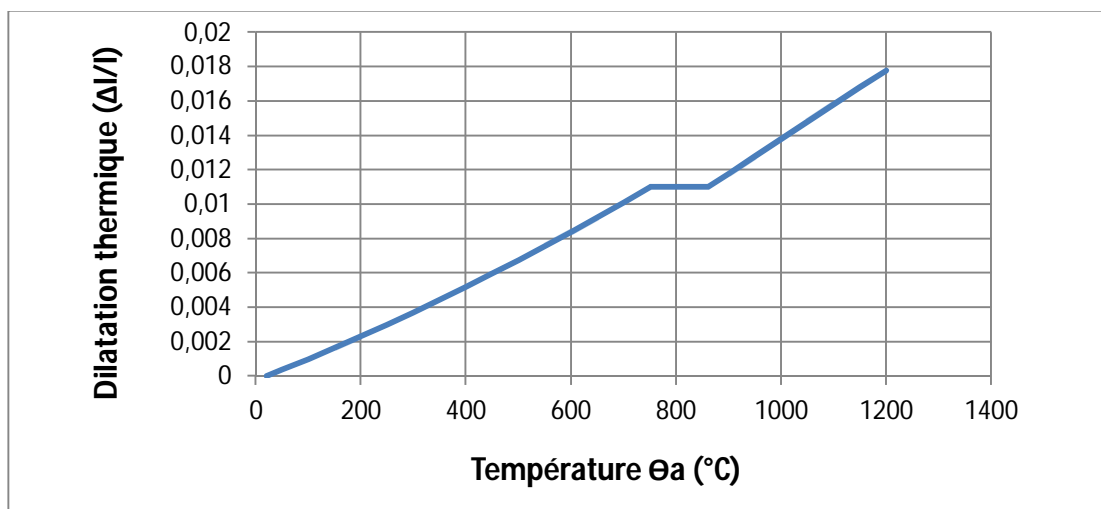


Figure 2-3 Dilatation thermique relative de l'acier en fonction de la température

### 2.3. Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques de l'acier se détériorent avec l'augmentation de la température, perdant environ 50 % de sa résistance à 600 °C, selon l'Eurocode 3 Partie 1-2 [2], et le point d'ajustement et le module d'élasticité diminuent. Les données montrent que l'acier formé à chaud conserve sa limite d'élasticité jusqu'à 400 °C, tandis que la résistance de l'acier formé à froid diminue à partir de 100 °C. Ces facteurs de réduction déterminent les changements qui contribuent à la sélection de matériaux appropriés et à la conception de structures résistantes à la chaleur, en particulier dans les applications de construction critiques.

#### Masse volumique de l'acier :

Conventionnellement, la masse volumique de l'acier  $\rho_a$  est considérée comme indépendante de la température, et  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

**La limite d'élasticité :**  $f_{y,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_y$

**La limite de proportionnalité :**  $f_{p,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_y$

**Module de Young :**  $E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a$

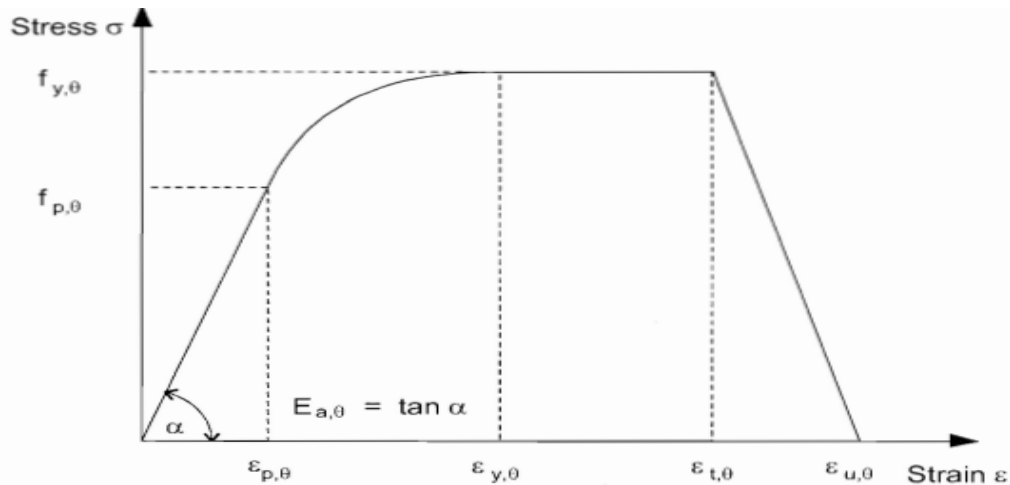


Figure 2-4 Diagramme de Relation contrainte-déformation de l'acier à des températures élevées[2]

Selon la figure 2-4, la courbe  $\sigma$ - $\epsilon$  se décompose en quatre phases :

- Phase 1 représente le domaine élastique :  $\epsilon_{p,\theta} \leq \epsilon$
- Phase 2 représente le domaine élasto-plastique :  $\epsilon_{p,\theta} < \epsilon < \epsilon_{y,\theta}$
- Phase 3 représente le domaine plastique :  $\epsilon_{y,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{t,\theta}$
- Phase 4 représente le domaine de rupture :  $\epsilon_{t,\theta} < \epsilon \leq \epsilon_{u,\theta}$

Tableau 2-1 Relations contrainte-déformation en fonction de la température [2]

Strain range	Stress $\sigma$	Tangent modulus
$\epsilon \leq \epsilon_{p,\theta}$	$\epsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\epsilon_{p,\theta} < \epsilon < \epsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)^2]^{0.5}$	$\frac{b(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)}{a [a^2 - (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon)^2]^{0.5}}$
$\epsilon_{y,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\epsilon_{t,\theta} < \epsilon < \epsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\epsilon - \epsilon_{t,\theta}) / (\epsilon_{u,\theta} - \epsilon_{t,\theta})]$	-
$\epsilon = \epsilon_{u,\theta}$	0,00	-
Parameters	$\epsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\epsilon_{y,\theta} = 0,02$	$\epsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\epsilon_{u,\theta} = 0,20$
Functions	$a^2 = (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta})(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = c (\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\epsilon_{y,\theta} - \epsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	

Avec :

- $\epsilon_{p,\theta}$  strain at the proportional limit;
- $\epsilon_{y,\theta}$  yield strain;
- $\epsilon_{t,\theta}$  limiting strain for yield strength;
- $\epsilon_{u,\theta}$  ultimate strain.

Tableau 2-2 Valeurs des coefficient de réduction [2]

Température de l'acier $\theta_a$ [°C]	Coefficient de réduction à la température $\theta_a$ par rapport à la valeur de $f_y$ ou $E_a$ à 20 C°		
	Coefficient de réduction pour la limite d'élasticité efficace $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Coefficient de réduction pour la limite De proportionnalité $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Coefficient de réduction pour la limite d'élasticité efficace $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20	1.000	1.000	1.000
100	1.000	1.000	1.000
200	1.000	0.807	0.900
300	1.000	0.613	0.800
400	1.000	0.420	0.700
500	0.780	0.360	0.600
600	0.470	0.180	0.310
700	0.230	0.075	0.130
800	0.110	0.050	0.090
900	0.060	0.0375	0.0675
1000	0.040	0.0250	0.0450
1100	0.020	0.0125	0.0225
1200	0.000	0.000	0.000

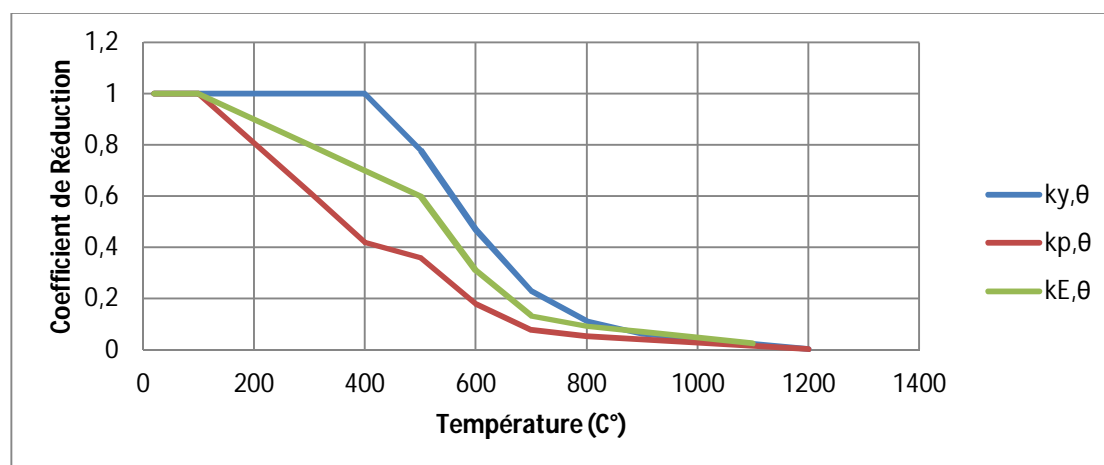


Figure 2-5 Coefficient de réduction de l'acier aux températures élevées

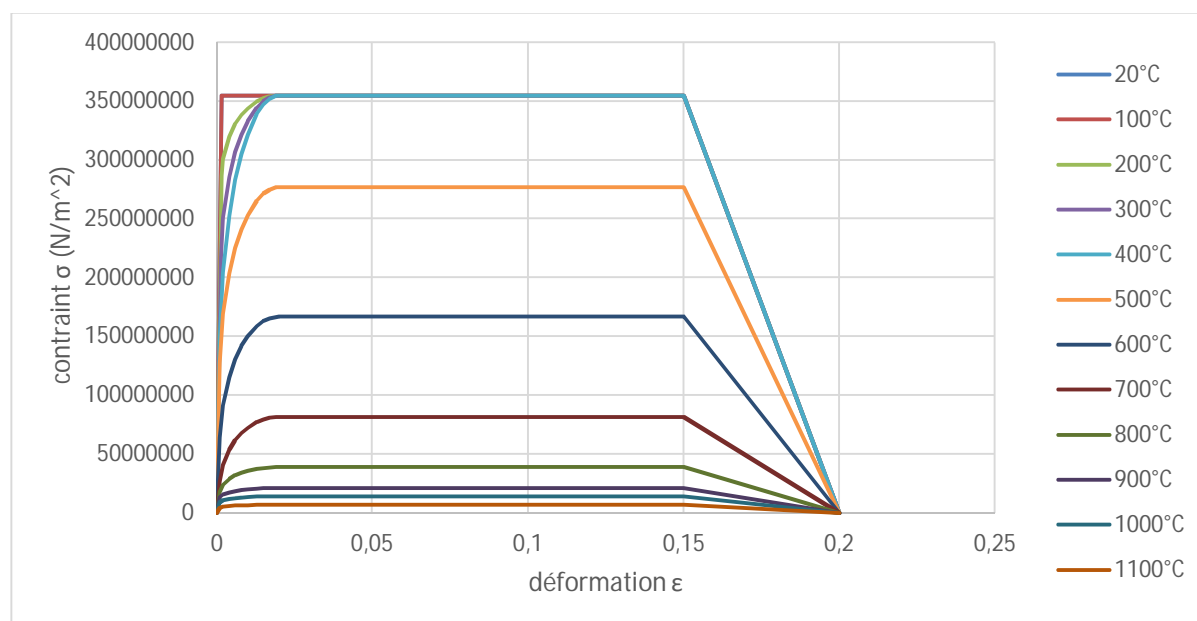


Figure 2-6 Relation contrainte-déformation pour l'acier S355 à des températures élevées.

#### 2.4. Recherches antérieures sur l'effet de la température sur les propriétés de l'acier

Maraveas et Fasoulakis. [56] ont évalué les propriétés mécaniques restantes de l'acier de construction après exposition à des températures élevées (comme les incendies) et refroidissement, dans le but de déterminer la possibilité de sa réutilisation. Les résultats expérimentaux ont été recueillis à partir d'essais en laboratoire, notamment d'échantillons prélevés sur des structures en acier endommagées par le feu. Dans ce document. Les données disponibles sont analysées afin d'évaluer la capacité résiduelle de l'acier endommagé par le feu, c'est-à-dire le module d'élasticité, la limite d'élasticité et la résistance ultime, ainsi que la résistance résiduelle à la traction, qui sont pertinentes pour sa réutilisation. À cet effet, des formules simplifiées sont proposées pour estimer les propriétés mécaniques après incendie de l'acier de construction en fonction de son type :

Les équations (1) à (2) sont données selon toutes les données d'essai de l'acier doux, mais parfois pas conservatrices pour l'acier à haute résistance. Les équations (4) à (5) sont recommandées pour une utilisation pratique afin de déterminer le rendement résiduel et la résistance ultime de l'acier à haute résistance et de l'acier allié après

refroidissement à partir de températures de feu allant jusqu'à 1000 °C. Les prévisions des équations (1) à (5) sont comparées aux données d'essai.

$$\frac{f_{yt}}{f_y} = \begin{cases} 1 \\ 1,504 - T/1200 \\ 0,748 \end{cases}; \frac{f_{ut}}{f_y} = \begin{cases} 1 \\ 1,208 - T/1200 \\ 0,896 \end{cases} \quad \begin{cases} T \leq 600^\circ C \\ 600^\circ C < T < 900^\circ C \\ T \geq 900^\circ C \end{cases} \quad (1)-(2)$$

$$\frac{E_{st}}{E_s} = \begin{cases} 1 \\ 1,431 - T/1400 \end{cases} \quad \begin{cases} T \leq 600^\circ C \\ T > 600^\circ C \end{cases} \quad (3)$$

$$\frac{f_{yt}}{f_y} = \begin{cases} 1 \\ 1,756 - T/800 \\ 0,748 \end{cases}; \frac{f_{ut}}{f_y} = \begin{cases} 1 \\ 1,655 - T/920 \\ 0,782 \end{cases} \quad \begin{cases} T \leq 600^\circ C \\ 600^\circ C < T < 800^\circ C \\ T \geq 800^\circ C \end{cases} \quad (4)-(5)$$

Les propriétés mécaniques après incendie des aciers traités thermiquement et écrouis sont déterminées à l'aide des équations (6) à (8). Il n'existe pas de différence notable entre les aciers écrouis et traités thermiquement quant à l'influence de l'exposition à la chaleur.

$$\frac{f_{yt}}{f_y} = \begin{cases} 1 \\ 2,258 - T/480 \\ 0,371 \end{cases}; \frac{f_{ut}}{f_u} = \begin{cases} 1 \\ 1,816 - T/740 \\ 0,592 \end{cases} \quad \begin{cases} T \leq 600^\circ C \\ 600^\circ C < T < 900^\circ C \\ T \geq 900^\circ C \end{cases} \quad (6)-(7)$$

$$\frac{E_{st}}{E_s} = \begin{cases} 1 \\ 1,702 - T/850 \\ 0,649 \end{cases} \quad \begin{cases} T \leq 600^\circ C \\ 600^\circ C < T < 900^\circ C \\ T \geq 900^\circ C \end{cases}$$

Il convient de noter que le comportement après incendie de l'acier de construction est peu influencé après une exposition à des températures allant jusqu'à 600 °C. De plus, la résistance ultime résiduelle de l'acier doux est supérieure à 90 % de sa résistance initiale, tandis qu'aucune des propriétés de l'acier laminé à chaud n'est réduite de plus de 75 %. La distinction entre l'acier doux et l'acier à haute résistance est également mentionnée dans l'annexe B de la norme britannique 5950-8, qui recommande la réutilisation de l'acier S235 et S275 avec une résistance réduite de 10 % par rapport à la résistance initiale, tandis que pour l'acier S355, au moins 75 % de la résistance est récupérée lors du refroidissement à partir de températures supérieures à 600 °C, ce qui concorde avec les résultats expérimentaux. Cependant, ces suggestions sont jugées insuffisantes pour l'acier traité thermiquement, où la détérioration de la capacité est manifestement plus importante. Maraveas et al. [57] ont fourni un aperçu complet du comportement des aciers à haute et ultra-haute résistance sous feu et après trempé. Ces types d'acier, utilisés pour leur rapport résistance/poids élevé, sont devenus

populaires dans les applications structurelles, mais sont plus sensibles aux dommages causés par le feu en raison de leurs sections minces et de leur sensibilité à la chaleur élevée. Ootinen et Makelaine [58] ont fourni une étude complète du comportement de divers types d'aciers de construction, tels que l'acier inoxydable S355, S460M, S355J2H, S350GD+Z et EN 1.4301, à des températures élevées et après trempe. Les résultats des tests S355 ont montré un comportement proche des attentes de l'Eurocode 3, avec une limite d'élasticité et un module d'élasticité stables jusqu'à 950 °C, et peu d'effet des taux de chauffage. S460M. Ootinen et al [59] ont visé le développement de la conception technique de l'incendie pour les structures en acier en utilisant des modèles de matériaux basés sur des résultats expérimentaux pour déterminer la capacité portante des structures dans des conditions d'incendie, en mettant l'accent sur l'optimisation de la conception selon les normes finlandaises. Kodur et al. [36] ont mis en évidence l'écart entre le développement de modèles informatiques de réponse au feu et la recherche sur les propriétés matérielles de l'acier à des températures élevées.

## **2.5. Cas d'étude**

Trois (03) portiques métalliques ont été étudiés sous différents scénarios de sollicitation : feu seul, séisme seul, et combinaison séisme suivi d'un incendie. Cette approche permet d'analyser successivement le comportement sismique, le comportement thermique, ainsi que la réponse thermomécanique des structures dans les deux contextes : incendie isolé et incendie post-sismique.

### **2.5.1. Portique sans ouvertures**

Un premier cas d'étude est le portique qui est une structure métallique de 01 niveau et 01 travée. Il est dimensionné par la combinaison fondamentale des charges (3,5 kN/m<sup>2</sup> pour la charge permanente et 2 kN/m<sup>2</sup> pour la charge d'exploitation ). Les poutres sont des profilés européens de type IPE330 et les poteaux sont des profilés de type HEA240 avec une nuance d'acier S355. Les caractéristiques géométriques du portique sont illustrées dans la Figure 2-7 .

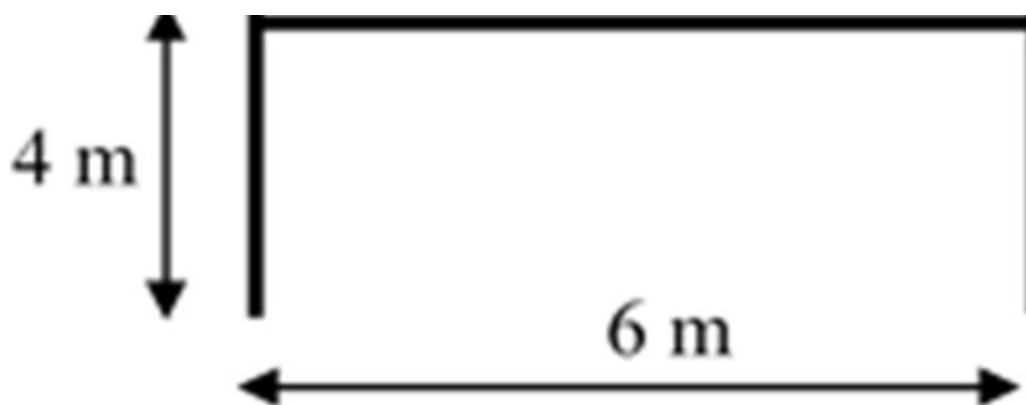


Figure 2-7 Configuration du portique

### 2.5.2. Portique avec poutre à 13 ouvertures circulaires (Cas 1)

Ce deuxième cas concerne un portique avec une poutre à 13 ouvertures circulaires insérées uniformément selon la longueur de la poutre, et leurs dimensions, diamètres et espacements ont été déterminés à l'aide du logiciel ACB+.

### 2.5.3. Portique avec poutre à 9 ouvertures circulaires (Cas 2)

Dans la troisième configuration, la hauteur de la poutre est portée à 450 mm tandis que le nombre de perforations est réduit à 9, toujours selon les recommandations ACB+.

Les dimensions des sections des éléments structuraux du portique sont représentées dans le tableau 2-3.

Tableau 2-3 Dimension des sections des élément du portique

Poutre IPE330	H (mm)	B (mm)	Tw (mm)	Tf (mm)
	330	160	7,5	11,5
Poteau HEA240	H (mm)	B (mm)	Tw (mm)	Tf (mm)
	230	240	7,5	12,5

### 2.5.4. Propriété des Matériaux

L'acier de type **S355** a été choisi sur la base des recommandations du logiciel ACB, lors de la conception d'une poutre avec des ouvertures dans l'âme. Cet acier offre une limite d'élasticité suffisante (355 MPa) permettant de résister aux effets des ouvertures sur le comportement structural de l'élément, notamment en ce qui concerne la

résistance au cisaillement et le flambement local autour des ouvertures. L'utilisation du S355 contribue également à assurer la stabilité de la poutre et à satisfaire aux exigences de sécurité et de rigidité du projet.

Le portique est soumis à un feu standard selon trois faces d'exposition et selon les deux modes de transfert de chaleur : par convection et par rayonnement

- Limite d'élasticité à température ambiante :  $f_y = 355 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité initial :  $E = 210 \text{ GPa}$
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$

## **2.6. conclusion**

Ce chapitre a montré que l'élévation de la température influence fortement les propriétés de l'acier, en réduisant sa rigidité et sa résistance mécanique. Plus la température augmente, plus la capacité de l'acier à supporter les charges diminue, ce qui augmente le risque d'effondrement. Ces connaissances sont essentielles pour comprendre le comportement des structures en acier en situation d'incendie. Les études analytiques et numériques du chapitre trois appliquées aux cas d'étude sont basées sur les différentes propriétés annoncées dans ce chapitre.

**CHAPITRE 3 ETUDE  
ANALYTIQUE ET NUMERIQUE  
DE LA REPONSE THERMIQUE  
DU PORTIQUE A ELEMENTS  
STRUCTURAUX EN ACIER**

### 3.1. Introduction

Cette étude aborde des objectifs visant à évaluer l'évolution des températures à l'intérieur des éléments en acier lorsqu'ils sont exposés à une charge d'incendie standard, en mettant l'accent sur son importance pour comprendre comment cette chaleur affecte les propriétés de l'acier. Cette étude est essentielle car l'augmentation des températures affecte directement les propriétés de limite d'élasticité et de résistance à la flexion de l'acier, réduisant ainsi sa capacité à supporter les charges. Grâce à l'analyse détaillée, il est possible d'estimer la distribution de la chaleur à l'intérieur des éléments en acier, ce qui aide à évaluer leur performance dans des conditions d'incendie et à améliorer les conceptions d'ingénierie pour garantir la sécurité et l'efficacité.

### 3.2. Principes théoriques du transfert de chaleur dans l'acier

Les principes théoriques du transfert de chaleur dans l'acier reposent sur trois mécanismes principaux : la conduction, la convection et le rayonnement. La chaleur se transfère à l'intérieur de l'acier par conduction selon la loi de Fourier, où le coefficient de conductivité thermique  $k$  de l'acier est d'environ 45 W/mK à 20°C, et diminue progressivement avec l'augmentation de la température (jusqu'à 50% entre 400 et 800°C), ce qui affecte la distribution de la chaleur dans les éléments structuraux. Quant à la convection, elle se produit lors du transfert de chaleur entre la surface de l'acier et le milieu environnant (comme l'air ou les gaz chauds) à l'aide du coefficient de transfert de chaleur ( $h$ ), qui dépend du mouvement et des propriétés du milieu. Le rayonnement contribue au transfert de chaleur par des ondes électromagnétiques et est calculé à l'aide de la loi de Stefan-Boltzmann, en tenant compte de l'émissivité de la surface ( $\epsilon$ ). La réponse thermique de l'acier est influencée par ses propriétés telles que la capacité thermique spécifique ( $C_p$ ) et la densité ( $\rho$ ), qui déterminent la quantité d'énergie nécessaire pour augmenter sa température, tandis que le coefficient de diffusion thermique ( $\alpha = k / (\rho C_p)$ ) exprime la vitesse de propagation de la chaleur à l'intérieur. À des températures élevées, les valeurs de ( $k$ ) et ( $C_p$ ) diminuent, ce qui complique la modélisation et nécessite des solutions analytiques précises conformes à des normes telles que Eurocode 3 et ASTM E119 pour garantir la sécurité des conceptions structurelles en cas d'incendie.

### **3.3. Etude thermique par la méthode analytique**

L'évolution de la température en fonction du temps pour un élément de structure est donnée pour une section non protégée selon l'Eurocode 3 partie 1-2 [4].

Pour une distribution uniforme équivalente de la température dans la section transversale, l'augmentation de température dans un élément en acier non protégé pendant un intervalle de temps doit être déterminée à partir

$$\Delta\theta_{a,t} = K_{sh} \frac{Am/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (3-1)$$

où :

- $K_{sh}$  est le facteur de correction pour l'effet d'ombre,
- $Am/V$  est le facteur de section pour les éléments en acier non protégés [1/m]
- $Am$  est la surface de l'élément par unité de longueur [m<sup>2</sup>/m]
- $V$  est le volume de l'élément par unité de longueur [m<sup>3</sup>/m]
- $c_a$  est la chaleur spécifique de l'acier, de la section 3 [J/kgK]
- $\dot{h}_{net,d}$  est la valeur de conception du flux de chaleur net par unité de surface [W/m<sup>2</sup>]
- $\Delta t$  est l'intervalle de temps [secondes]
- $\rho_a$  est la masse unitaire de l'acier, de la section 3 [kg/m<sup>3</sup>]
- Pour les sections en I sous actions de feu nominales, le facteur de correction pour l'effet d'ombre peut être déterminé à partir de :

$$K_{sh} = 0,9 [Am / V] b [Am / V] \quad (3-2)$$

où :

- est la valeur en boîte du facteur de section

Dans tous les autres cas, la valeur de doit être prise comme :

$$K_{sh} = [Am / V] b [Am / V] \quad (3-3)$$

### CHAPITRE 3. ETUDE ANALYTIQUE ET NUMERIQUE DE LA REPOSE THERMIQUE DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN ACIER

---

Les actions thermiques sont données par le flux de chaleur net [W/m<sup>2</sup>] à la surface de l'élément. Sur les surfaces exposées au feu, le flux de chaleur net doit être déterminé en considérant le transfert de chaleur par convection et radiation comme suit :

$$\dot{h}_{net.d} = \dot{h}_{net.c} + \dot{h}_{net.r} \quad (3-4)$$

où :

- $\dot{h}_{net.r}$  est donné par (2-5)
- $\dot{h}_{net.c}$  est donné par (2-6)

(3) Le composant de flux de chaleur convective net doit être déterminé par :

$$\dot{h}_{net.c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (3-5)$$

- $\alpha_c$  est le coefficient de transfert de chaleur par convection [W/m<sup>2</sup>K]
- $\theta_g$  est la température du gaz à proximité de l'élément exposé au feu [°C]
- $\theta_m$  est la température de surface de l'élément [°C]

Sur le côté non exposé des éléments séparateurs, le flux de chaleur net doit être déterminé en utilisant l'équation 3-2, avec  $\alpha_c = 4$  [W/m<sup>2</sup>K]. Le coefficient de transfert de chaleur par convection doit être pris comme  $\alpha_c = 9$  [W/m<sup>2</sup>K], en supposant qu'il contient les effets du transfert de chaleur par radiation.[7]

Le composant de flux de chaleur radiative net par unité de surface est déterminé par :

$$\dot{h}_{net.r} = \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (3-6)$$

- $\phi$  est le facteur de configuration
- $\varepsilon_m$  est l'émissivité de surface de l'élément
- $\varepsilon_f$  est l'émissivité du feu
- $\sigma$  est la constante de Stefan-Boltzmann ( $= 5.67 \cdot 10^{-8}$  W/m<sup>2</sup>K<sup>4</sup>)
- $\theta_r$  est la température de radiation effective de l'environnement de feu [°C]
- $\theta_m$  est la température de surface de l'élément [°C]

La courbe température-temps standard est donnée par :

$$\Theta_g = 20 + 3451 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (3-7)$$

où :

- $\Theta_g$  est la température du gaz dans le compartiment d'incendie
- $t$  est le temps (min)

L'évolution de la température en fonction du temps pour un élément de structure en acier formé à froid est donnée par la figure ci-dessous.

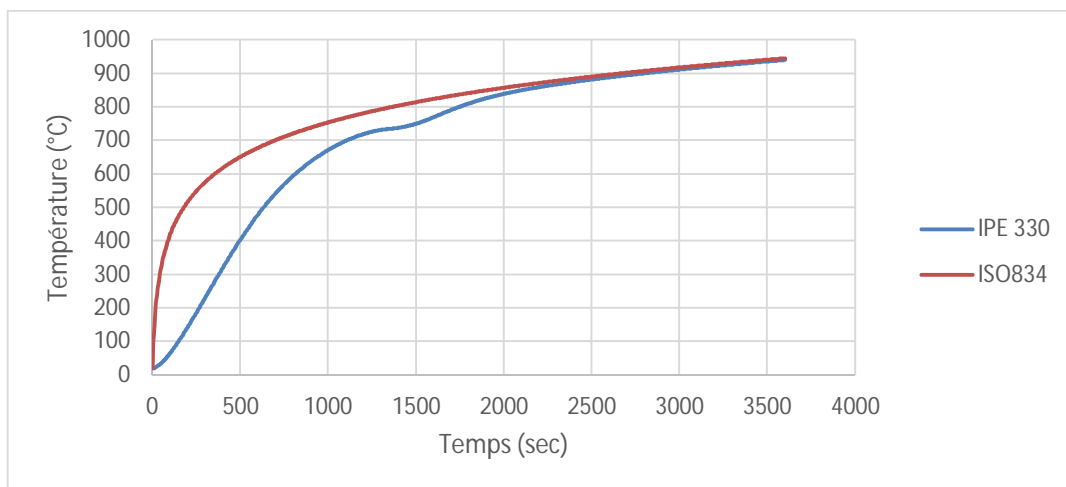


Figure 3-1 : Evolution de la température en fonction du temps pour l'élément poutre du portique

#### 3.4. logiciel ACB+ et modèles de poutre avec ouvertures

ACB+ est un logiciel spécialisé dans la conception et l'optimisation des éléments structuraux en acier, en particulier les poutres ajourées (à âme perforée). Développé pour répondre aux besoins des ingénieurs et des concepteurs, il intègre des algorithmes avancés permettant de déterminer les dimensions optimales des ouvertures (forme, diamètre, espacement) tout en garantissant la conformité aux normes de sécurité et de performance (Eurocode 3).

# CHAPITRE 3. ETUDE ANALYTIQUE ET NUMERIQUE DE LA REPONSE THERMIQUE DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN ACIER

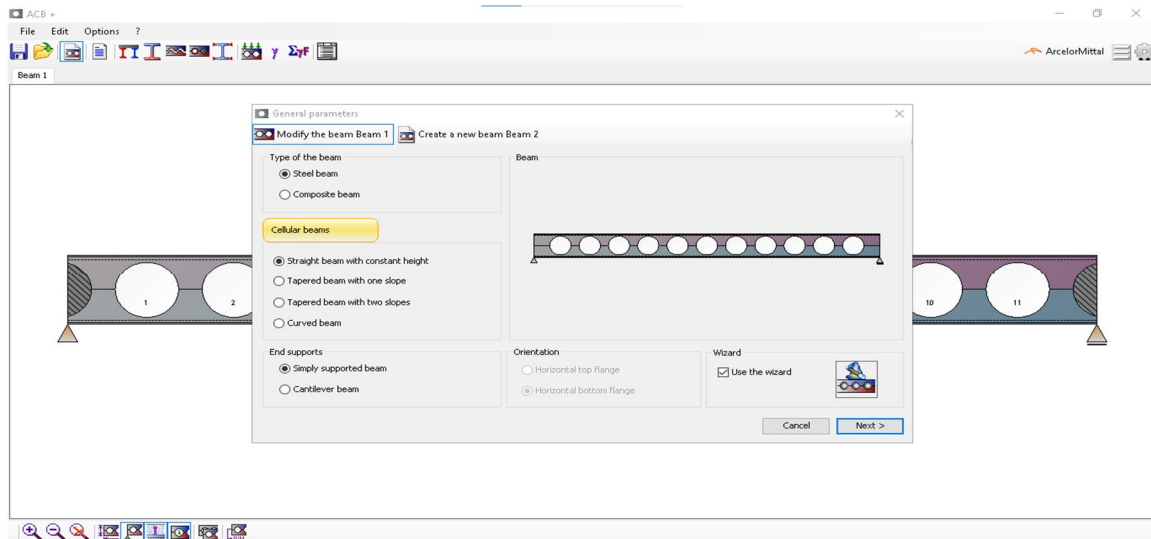


Figure 3-2 Présentation de face de travail dans ACB+

Les différents modèles de poutres avec ouvertures adoptés dans cette étude sont proposés selon le logiciel ACB+.

Calcul de la longueur de la poutre entre nus d'appuis :  $L=6\text{m}$

$$L' = L - ((hc - tfc) / 2) * 2 = 6 - ((0,3 - 1,4 * 10^{-2}) / 2) * 2 = 5,782 \text{ m}$$

## 1. Portique avec 13 ouvertures circulaires (Cas 1) :

Nombre total d'ouvertures :  $n = 13$

Diamètre des ouvertures :  $a_0 = 246 \text{ mm}$

Espacement entre les ouvertures :  $e = 430 \text{ mm}$

Distance entre les extrémités des deux ouvertures :  $w_p = 184 \text{ mm}$

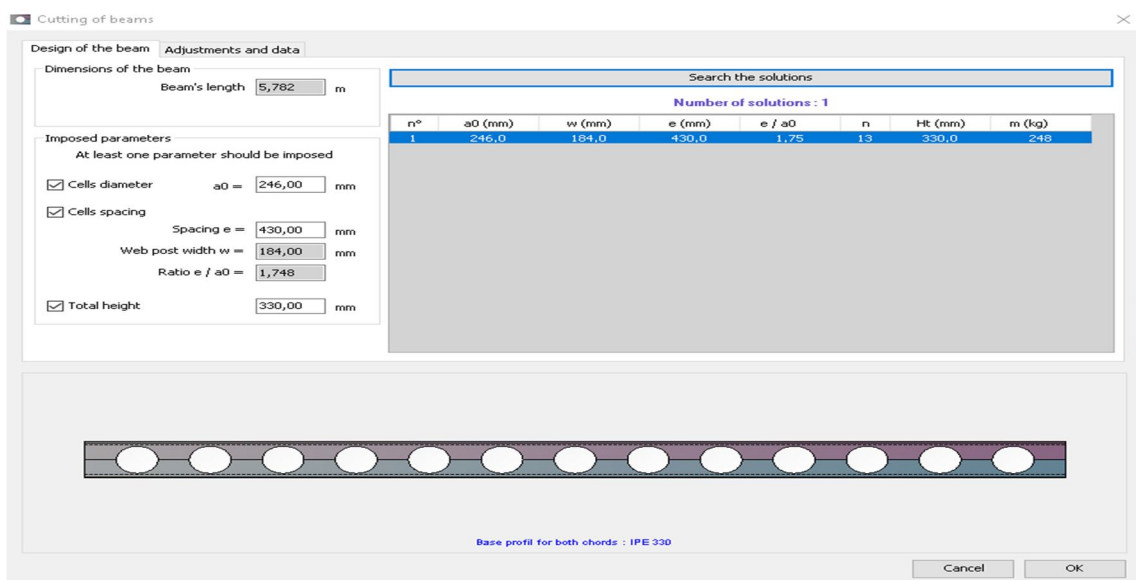


Figure 3-3 Poutre avec ouvertures cas 1 par le logiciel ACB+

### 2. Portique avec 9 ouvertures circulaires (Cas 2) :

Nombre total d'ouvertures :  $n = 9$

Diamètre des ouvertures :  $a_0 = 360 \text{ mm}$

Espacement entre les ouvertures :  $e = 600 \text{ mm}$

Distance entre les extrémités des deux ouvertures :  $w_p = 240 \text{ mm}$

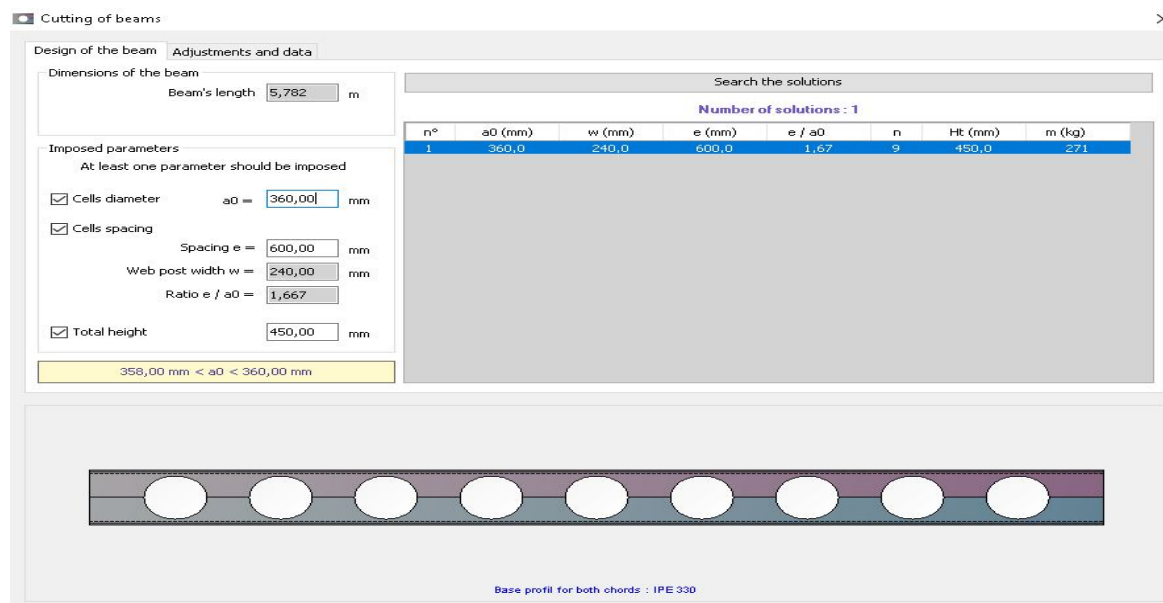


Figure 3-4 Poutre avec 9 ouvertures cas 2 par le logiciel ACB+

### 3.5. Etude Numérique et modélisation

Cette étude aborde l'analyse numérique des performances thermiques des charpentes en acier à l'aide d'outils avancés de modélisation et de simulation. ANSYS 16.2 APDL a été utilisé pour réaliser des simulations numériques précises qui intègrent les charges thermiques des structures. L'étude comprend trois cas différents : un portique conventionnel sans modifications, un portique avec des ouvertures circulaires améliorées et un portique avec une hauteur de seuil modifiée pour réduire le nombre d'ouvertures, afin d'évaluer l'effet de ces modifications sur la distribution de chaleur et la résistance à l'effondrement. Cette méthodologie met en évidence l'intégration de la modélisation informatique avancée et de la conception technique assistée par logiciel pour réaliser une analyse complète et efficace.

## 3.5.1. Présentation du logiciel ANSYS 16.2 APDL

ANSYS 16.2 APDL est un logiciel puissant de calcul par éléments finis, largement utilisé dans le domaine de l'ingénierie pour la modélisation et l'analyse des structures. Il permet d'effectuer divers types d'analyses, notamment thermiques, mécaniques, et thermomécaniques, en prenant en compte les non-linéarités géométriques et matérielles. Dans cette étude, ANSYS a été utilisé pour simuler le comportement des portiques métalliques soumis à l'incendie, avant ou après un séisme.

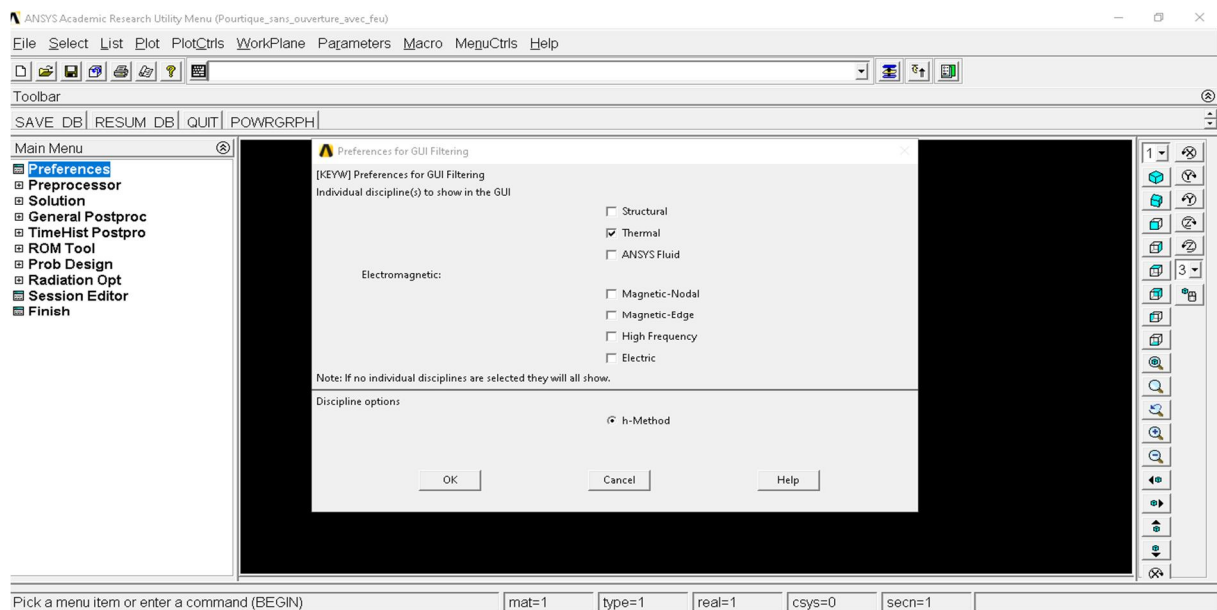


Figure 3-5 Présentation de face de travail dan ANSYS

## 3.5.2. Modèle thermique et conditions aux limites

Dans cette étude thermique, on adopte une modélisation en choisissant l'élément SHELL131. C'est un élément coque 3D multicouche possédant une capacité de conduction thermique dans le plan et à travers l'épaisseur. Il comporte quatre nœuds, avec jusqu'à 32 degrés de liberté de température par nœud. Cet élément de coque conducteur est applicable aux analyses thermiques 3D, en régime permanent ou transitoire. SHELL131 permet de générer des distributions de température pouvant être transférées à des éléments de coque structurels afin de modéliser les effets de flexion thermique.

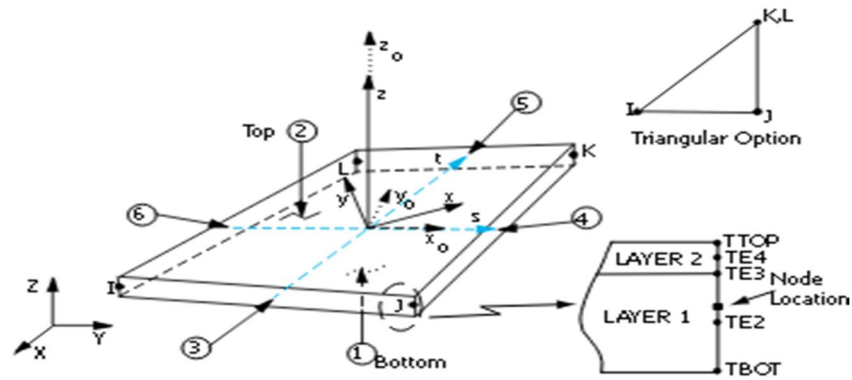


Figure 3-6 Elément fini SHELL131

Les conditions aux limites thermiques supposent un transfert de chaleur par convection et rayonnement à la surface exposée, avec des coefficients standards.

### 3.5.3. Le modèle de portique par ANSYS

Les figures 3-7, 3-8 et 3-9 montrent la conception des trois cas étudiés par le biais logiciel ANSYS

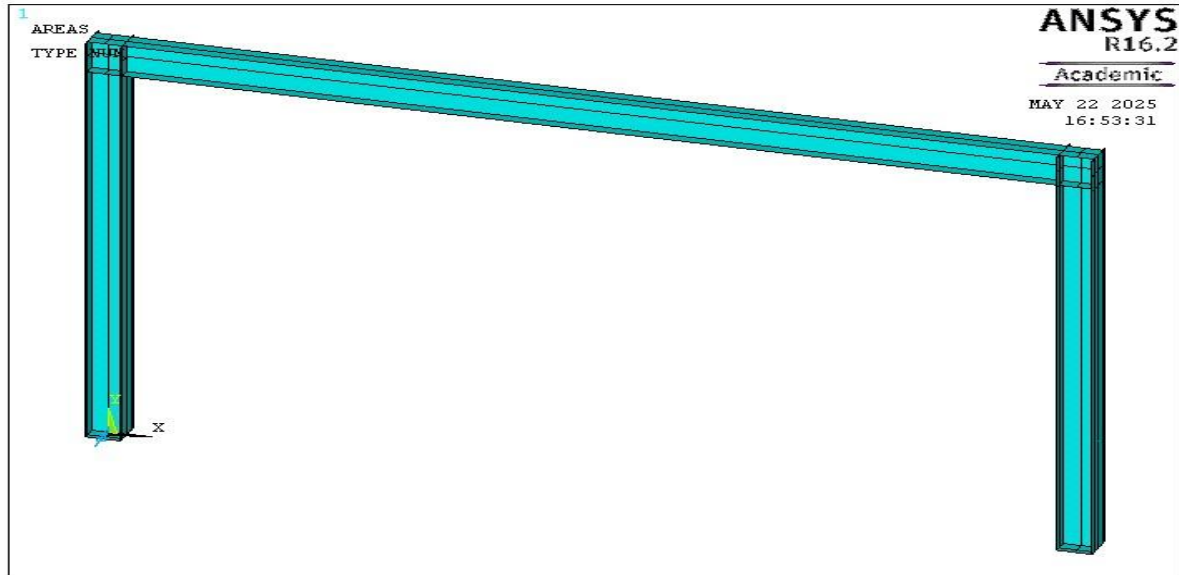


Figure 3-7 Le portique sans ouvertures par ANSYS

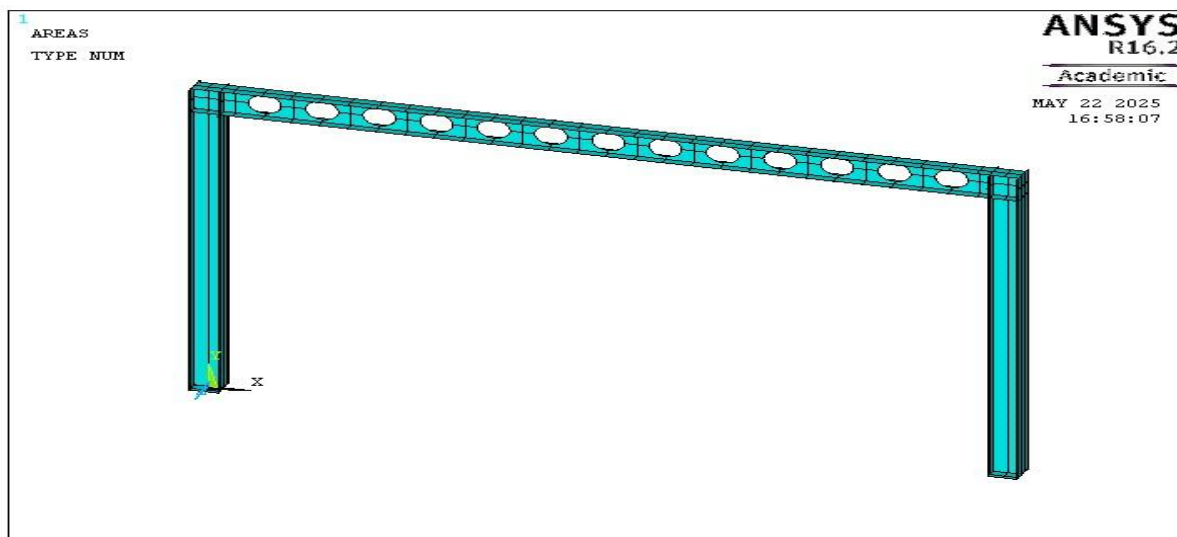


Figure 3-8 Le portique avec ouvertures cas 1 par ANSYS

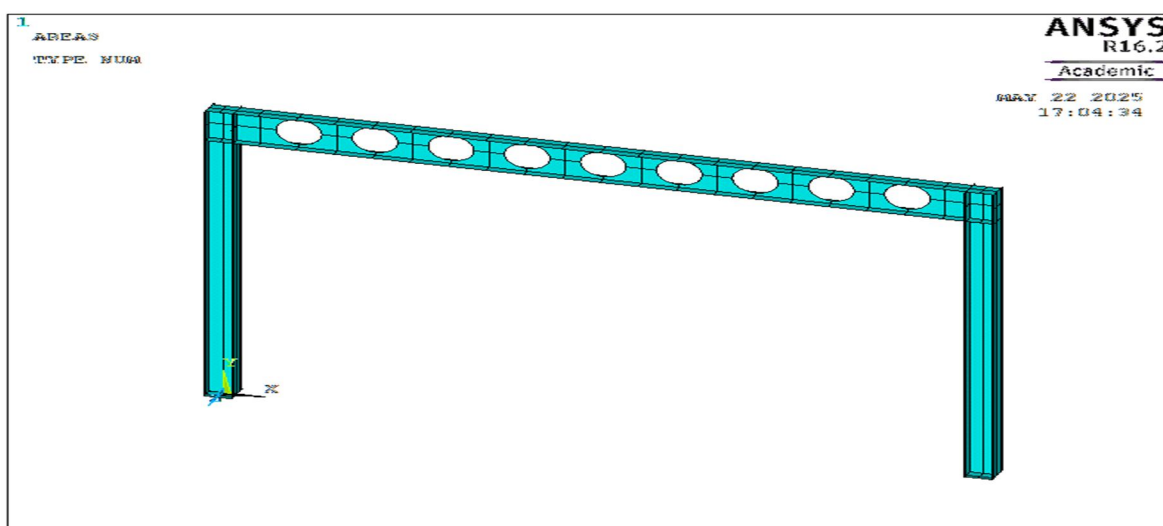


Figure 3-9 Le portique avec ouvertures cas 2 par ANSYS

#### **3.5.4. Application du feu au niveau du portique**

Le feu est appliqué uniquement sur les faces internes de la poutre principale, conformément à la courbe normalisée **ISO 834**. Les faces extérieures du portique ne sont pas exposées à la chaleur, ce qui reflète un scénario d'incendie localisé à l'intérieur du bâtiment. L'analyse thermique transitoire permet de simuler l'évolution de la température dans le temps, en tenant compte de la conduction thermique à travers la section et des propriétés thermiques de l'acier.

L'application thermique se fait de manière **transitoire**, en tenant compte de l'évolution de la température au cours du temps. Le modèle prend en compte la conductivité thermique, la

### CHAPITRE 3. ETUDE ANALYTIQUE ET NUMERIQUE DE LA REPOSE THERMIQUE DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN ACIER

capacité calorifique et l'émissivité de l'acier, en lien avec les données fournies par l'Eurocode 1 – Partie 1-2 [7] .

Les figures 3-10, 3-11 et 3-12 montrent l'exposition des trois cas d'étude à un scénario d'incendie basé sur la courbe normalisée ISO 834 pendant une durée d'une heure.

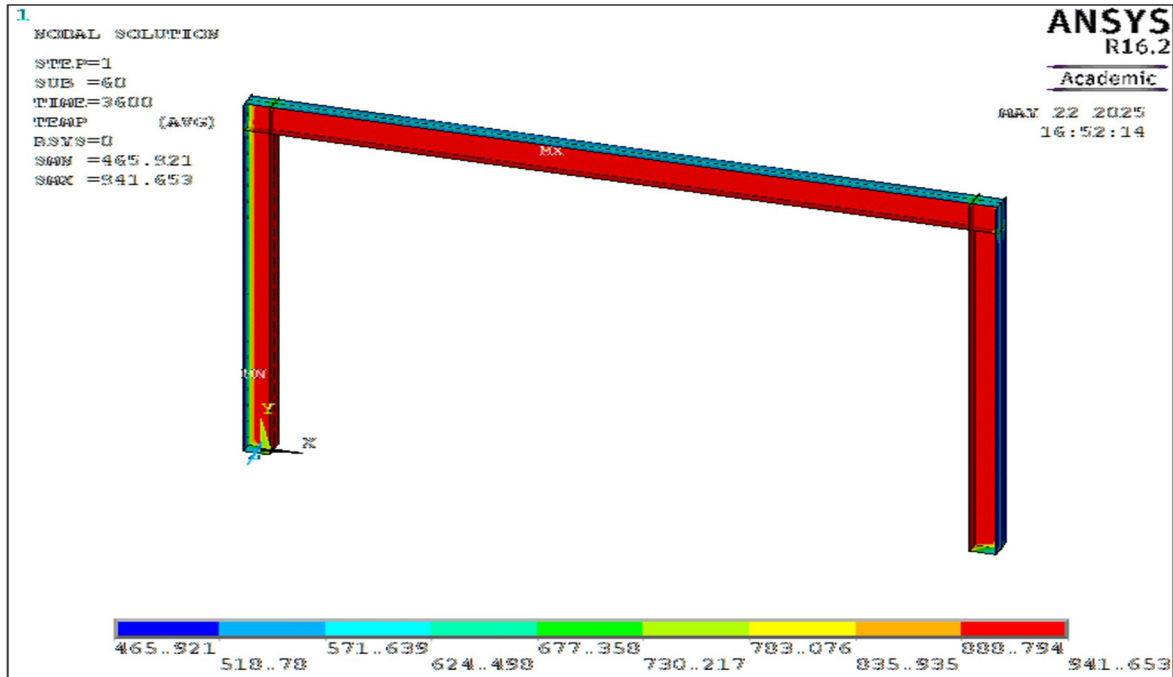


Figure 3-10 Le portique sans ouvertures avec feu par ANSYS

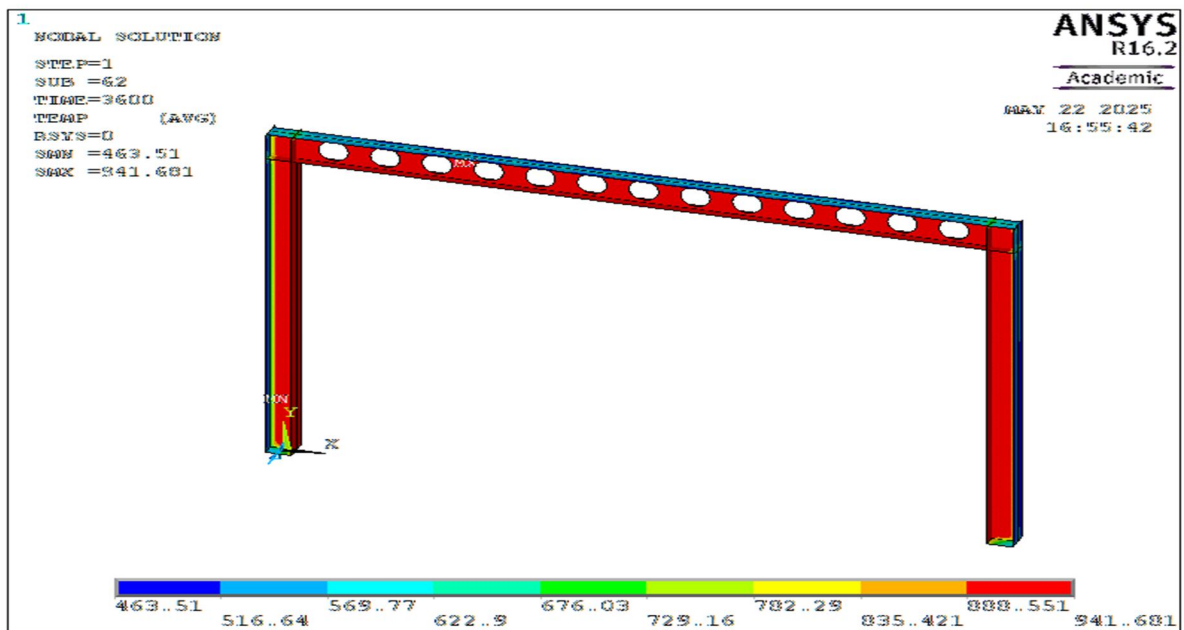


Figure 3-11 Le portique avec ouvertures cas1 avec feu par ANSYS

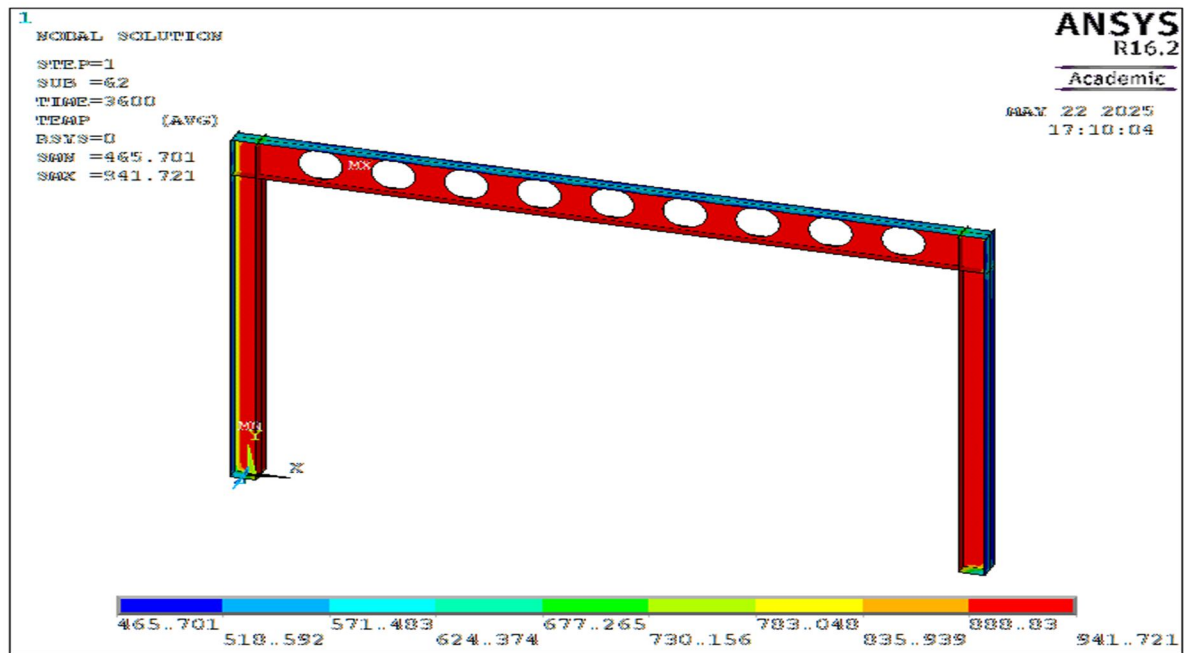


Figure 3-12 Le portique avec ouvertures cas 2 par ANSYS

### 3.6. Evolution de la température dans le portique

#### 3.6.1. Evolution de la température dans la poutre

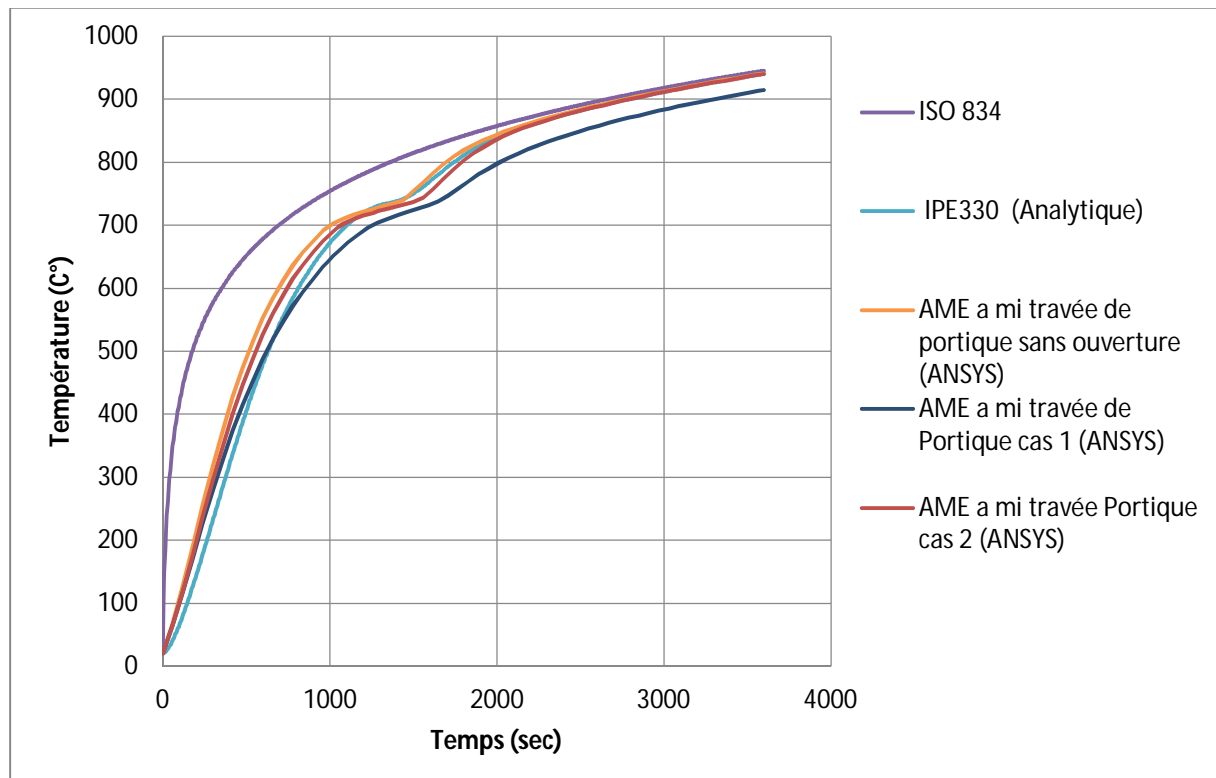


Figure 3-13 Evolution de la température en fonction de temps dans la poutre

### 3.6.2. Evolution de température dans le poteau

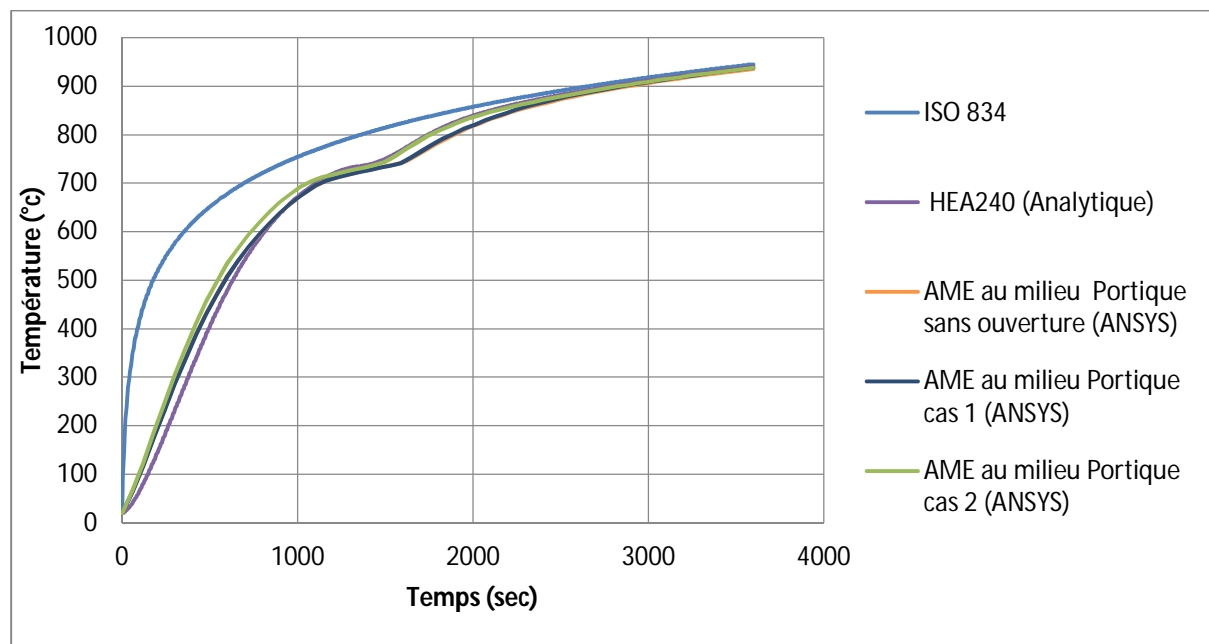


Figure 3-14 Evolution de température en fonction de temps dans le poteau

### 3.7. Comparaison entre l'étude analytique et l'étude numérique des courbes d'évolution thermique

Lors de l'analyse de l'évolution de la température dans les éléments structuraux en fonction du temps, une différence notable apparaît entre les résultats issus de la méthode analytique et ceux obtenus par la modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments finis.

Dans l'étude analytique, les courbes ont été déduites à partir de la norme ISO 834, avec des hypothèses simplificatrices telles qu'une conductivité homogène, un champ thermique uniforme, et l'absence de pertes ou de gradients internes. Ces conditions idéales aboutissent à des courbes de température plus régulières et à une montée rapide en température, particulièrement dans les premières minutes. Toutefois, ces résultats peuvent surestimer l'élévation thermique réelle dans les structures.

En revanche, dans l'étude numérique, réalisée à l'aide du logiciel ANSYS (élément SHELL131), la diffusion thermique est simulée de manière tridimensionnelle en tenant compte des variations des propriétés thermiques avec la température, de la géométrie de la section, ainsi que des conditions aux limites (convection, rayonnement). Cette approche permet de faire apparaître des gradients thermiques réalistes à l'intérieur des éléments,

notamment un réchauffement différencié entre les zones exposées et protégées, comme l'âme et les semelles supérieures.

Ainsi, les courbes numériques offrent une représentation plus précise et conservatrice de l'évolution thermique, reflétant mieux le comportement réel de la structure en situation d'incendie complexe, notamment après un séisme. Cela souligne l'intérêt de la modélisation numérique pour les analyses avancées de performance structurale.

### **3.8. Analyse et interprétation des résultats**

L'analyse thermique montre une augmentation significative de la température sur une période de 3 600 secondes (1 heure), de 20 °C à environ 940 °C dans les trois cas d'étude. Le gradient temporel indique une augmentation quasi linéaire du taux de température moyen d'environ 0,26 unité/seconde, indiquant une application thermique et une stabilisation des propriétés conductrices selon les besoins.

#### **3.8.1. Portique avec poutre sans ouvertures**

Les résultats d'analyse thermique montrent la distribution de température dans une structure en acier, allant de 465,9°C (minimum, représenté en bleu) à 941,7°C (maximum, représenté en rouge), avec une échelle de couleurs incluant des températures intermédiaires telles que 518,8°C, 571°C, 624,5°C et jusqu'à 888,8°C.

##### **Description de la distribution thermique :**

La distribution de température commence dans le coin inférieur gauche avec des températures relativement basses (environ 465,9 °C), et augmente progressivement vers le haut et la droite, atteignant la température la plus élevée (941,7 °C) dans le coin supérieur droit. Cela indique que la chaleur est fortement concentrée dans les zones supérieures, ce qui peut affecter la stabilité de la structure.

#### **3.8.2. Portique avec poutre à ouvertures d'âme**

L'image montre que les températures les plus élevées sont concentrées autour des événements circulaires, notamment dans les parties supérieures, où elles atteignent 941,6°C. Les bords entourant les événements présentent des températures élevées (de 781,9 °C à 941,6 °C), ce qui suggère que les événements peuvent agir comme des conduits de chaleur, augmentant sa concentration dans ces zones.

**Description de la distribution thermique :**

Les ouvertures semblent agir comme des canaux de transfert de chaleur ou comme des zones de concentration de chaleur, les zones environnantes présentant des températures plus élevées. Cela concorde avec les recherches indiquant que les ouvertures dans les structures en acier peuvent entraîner des températures élevées dans les zones environnantes lors d'incendies.

**3.9. Conclusion**

Les résultats ont montré une élévation de température dépassant 940 °C dans tous les cas étudiés après une heure d'exposition au feu selon la courbe ISO 834. Dans les structures sans ouvertures, la chaleur s'est concentrée dans les zones supérieures, tandis que dans les structures avec ouvertures, les températures les plus élevées ont été observées autour des ouvertures, indiquant qu'elles accélèrent le transfert thermique et augmentent les contraintes dans ces zones.

**CHAPITRE 4 ANALYSE  
SISMIQUE DE PORTIQUE  
METALLIQUE PAR PUSH-OVER**

### 4.1. Introduction

Ce chapitre traite de l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un portique à travers l'analyse statique non linéaire, communément appelée méthode push-over. L'étude repose sur l'utilisation du logiciel ANSYS v16.2 pour modéliser et analyser le comportement structurel. Cette méthode consiste à appliquer une charge latérale croissante à la structure jusqu'à l'atteinte d'un déplacement cible, permettant ainsi de retracer la courbe de capacité de la structure, représentée sous forme d'un graphique reliant l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet. Plusieurs travaux de recherche ont été consacrés à l'application de cette méthode pour les structures métalliques

### 4.2. Définition de l'analyse push-over

L'analyse sismique par la méthode de Push over, ou analyse statique non linéaire, est une approche utilisée pour évaluer la performance sismique des structures en appliquant une charge latérale croissante de manière graduelle jusqu'à atteindre un déplacement cible prédéfini. Cette méthode permet aux ingénieurs d'évaluer la capacité de la structure à résister à des forces sismiques dépassant la limite élastique, d'identifier les modes de défaillance potentiels, et de comprendre les caractéristiques de ductilité et de dissipation d'énergie.

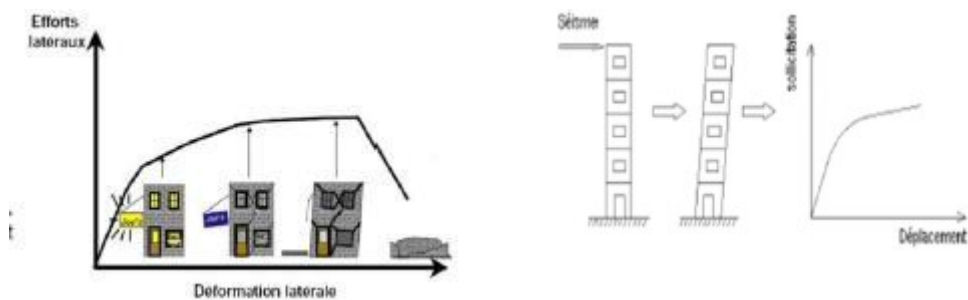


Figure 4-1 Endommagement correspondant

- 1er niveau : un comportement élastique (pas d'endommagement).
- 2ème niveau : un endommagement mineur est susceptible de se développer
- 3ème niveau : un endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- 4ème niveau : effondrement de la structure

## CHAPITRE 4. ANALYSE SISMIQUE DE PORTIQUE METALLIQUE PAR PUSH-OVER

Dans l'analyse par poussée progressive, la relation entre la force de base et le déplacement du toit est tracée pour former une courbe de capacité, essentielle pour déterminer la résistance de la structure et sa capacité de déformation. Pour estimer la demande sismique, la courbe de capacité est généralement combinée au spectre de réponse de conception. Selon l' Eurocode 8[60], la méthode N2 est recommandée à cet effet. Développée par Fajfar (1996), la méthode N2 transforme le système structurel à plusieurs degrés de liberté en un \*\*système équivalent à un seul degré de liberté. La demande sismique est ensuite évaluée à l'aide du spectre de réponse, et le déplacement cible est déterminé au point d'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de demande dans le format spectre d'accélération-déplacement.

La courbe de capacité d'une structure peut être obtenue à l'aide d'un calcul non linéaire. Elle représente la relation entre l'effort horizontal appliqué à la base du bâtiment et le déplacement de son sommet. Cette courbe se compose généralement de deux phases distinctes : une première phase élastique linéaire, suivie d'une phase non linéaire traduisant la formation progressive de rotules plastiques dues à la flexion et au cisaillement. La rupture structurelle se manifeste par une réduction de l'effort à la base, observée après un certain déplacement. Cette courbe permet ainsi d'identifier les différents stades de plastification ainsi que les niveaux d'endommagement de la structure (voir Figure 5-1). Lors de l'application de charges latérales croissantes, certains éléments entrent progressivement en plastification, ce qui modifie la rigidité globale de la structure à chaque étape, comme illustré dans la figure ci-après.

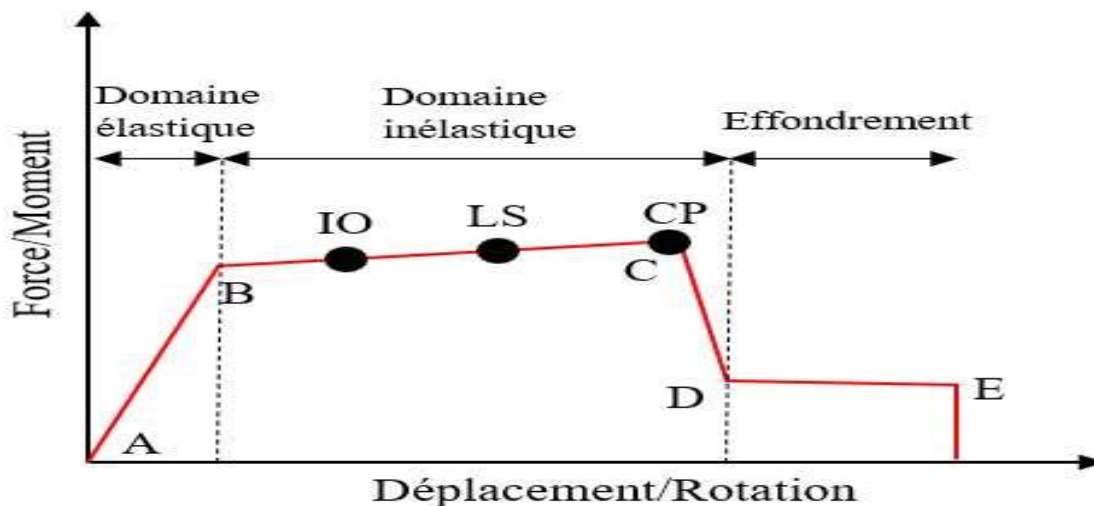


Figure 4-2 Relations force-déformation selon le FEMA356

La courbe de capacité obtenue lors de l'analyse push-over comporte plusieurs points clés qui décrivent le comportement progressif de la structure sous chargement :

- **Point A** : point de départ, représentant l'état initial sans aucune sollicitation.
- **Point B** : début de la plastification ; à ce stade, la structure entre dans le domaine non linéaire, mais les rotules plastiques ne sont pas encore pleinement formées. Les déformations sont encore principalement élastiques.
- **Point C** : point de capacité maximale de la structure, représentant la charge ultime qu'elle peut supporter avant dégradation.
- **Point D** : niveau de résistance résiduelle, après que la structure ait perdu une partie de sa capacité à cause de l'endommagement.
- **Point E** : rupture totale, indiquant la défaillance complète de certains éléments structuraux et la perte de stabilité.

En complément des points caractéristiques de la courbe de capacité, certains niveaux de performance sont définis par les normes, notamment dans le cadre de l'analyse statique non linéaire. Bien qu'ils n'affectent pas directement le comportement mécanique de la structure, ces seuils servent de repères pour évaluer son état après un séisme. On distingue principalement :

- **IO (Immediate Occupancy)** : Occupation immédiate – la structure subit très peu de dommages et reste pleinement fonctionnelle après le séisme.
- **LS (Life Safety)** : Sécurité de vie – la structure présente des dommages modérés, mais elle conserve sa stabilité globale et protège les occupants ; des réparations seront toutefois nécessaires.
- **CP (Collapse Prevention)** : Prévention de l'effondrement – la structure est gravement endommagée, mais elle reste debout juste assez pour éviter un effondrement total.

Ces états limites permettent de juger du niveau de performance atteint par la structure en fonction de son degré d'endommagement et d'orienter les décisions en matière de conception sismique ou de renforcement.

### 4.3. Origine et hypothèses de l'analyse push-over

Dans le cadre de l'analyse statique push-over, la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté peut être simplifiée en celle d'un système équivalent à un seul degré de liberté. Cette approche repose sur l'hypothèse que la réponse globale de la structure est dominée par son premier mode de vibration, dont la forme reste inchangée tout au long de l'excitation sismique. Plusieurs études ont confirmé que ces hypothèses permettent d'obtenir des

estimations fiables du comportement sismique, notamment en ce qui concerne le déplacement maximal, en le comparant à celui d'un système linéaire présentant des caractéristiques dynamiques similaires.

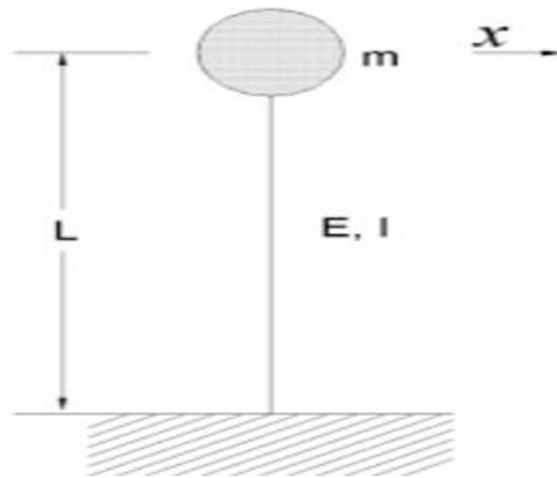


Figure 4-3 Système équivalent d'une structure à un degré de liberté

#### 4.4. But de l'analyse Push-over

Le principal objectif de l'analyse push-over est d'évaluer la performance sismique d'une structure en tenant compte de son comportement non linéaire. Cette méthode permet de déterminer la capacité portante de la structure sous charges latérales croissantes, d'identifier les mécanismes de plastification, et de localiser les zones critiques susceptibles de subir des dommages. En particulier, cette méthode permet :

- D'estimer les déformations inélastiques nécessaires pour que certains éléments structuraux dissipent l'énergie transmise par le mouvement du sol.
- De quantifier les efforts réels subis par les éléments sensibles de la structure, comme les assemblages de contreventement, les poteaux, les connexions poutre-poteau, ou encore les zones soumises au cisaillement.
- D'analyser l'impact de la perte progressive de résistance des éléments sur la stabilité globale, afin de mieux comprendre les points forts et les faiblesses de la structure.
- D'identifier les zones critiques où des déformations importantes sont susceptibles de se produire.
- De localiser les points de rupture potentiels, aussi bien en plan qu'en élévation, qui entraînent des modifications du comportement dynamique de la structure dans le domaine non linéaire.

Elle fournit une vision globale du comportement post-élastique, permettant d'estimer la déformabilité, la ductilité, et la sécurité de la structure face à des sollicitations sismiques, tout en facilitant la vérification des niveaux de performance définis par les normes (IO, LS, CP).

### **4.5. Etapes de l'analyse push-over**

- Préparation du modèle structurel

La première étape consiste à modéliser la structure à analyser dans un logiciel adapté. Cette modélisation inclut les propriétés géométriques, les caractéristiques des matériaux, les liaisons entre éléments, ainsi que les comportements non linéaires des composants (par exemple, en définissant des rotules plastiques).

- Définition des chargements

On applique d'abord les charges verticales permanentes et variables (comme le poids propre et les charges d'exploitation). Ensuite, une charge latérale est introduite, simulant l'effet d'un séisme. Cette charge est généralement appliquée selon une distribution choisie (uniforme, triangulaire, ou en fonction du premier mode de vibration).

- Application incrémentale de la charge latérale

La charge sismique est augmentée graduellement. À chaque étape, on observe la réponse de la structure, notamment les déplacements du sommet et les efforts à la base. Cela permet de suivre le comportement non linéaire à mesure que des plastifications apparaissent.

- Observation de la réponse structurelle

Durant l'application des charges, des rotules plastiques commencent à se former dans les zones les plus sollicitées. On identifie alors les éléments qui atteignent ou dépassent leurs limites de résistance.

- Génération de la courbe de capacité

On trace une courbe représentant la relation entre l'effort horizontal à la base et le déplacement horizontal au sommet. Cette courbe reflète la rigidité, la ductilité et la résistance globale de la structure.

- Évaluation du déplacement cible

En simplifiant le système réel (à plusieurs degrés de liberté) en un système équivalent à un degré de liberté, on peut croiser la courbe de capacité avec un spectre de réponse sismique

(selon la méthode N2 par exemple) pour déterminer le déplacement cible que la structure pourrait subir lors d'un séisme.

- Analyse des résultats

Les résultats permettent d'identifier les points faibles de la structure, les zones à renforcer, et d'évaluer les niveaux de performance (comme Immediate Occupancy, Life Safety ou Collapse Prevention), selon les critères normatifs.

### 4.6. Principe théoriques du calcul Push-over

Le push-over est une méthode de calcul utilisée surtout pour l'évaluation des structures existantes. Elle consiste à appliquer une charge statique progressive, généralement répartie selon un profil triangulaire, qui simule l'effet d'un séisme par une force équivalente. Cette charge croissante permet d'analyser le comportement non linéaire de la structure. La non-linéarité est prise en compte grâce à l'introduction de rotules plastiques modélisant les phénomènes de flexion et de cisaillement, ce qui reflète plus précisément la réponse réelle de la structure sous sollicitation sismique.

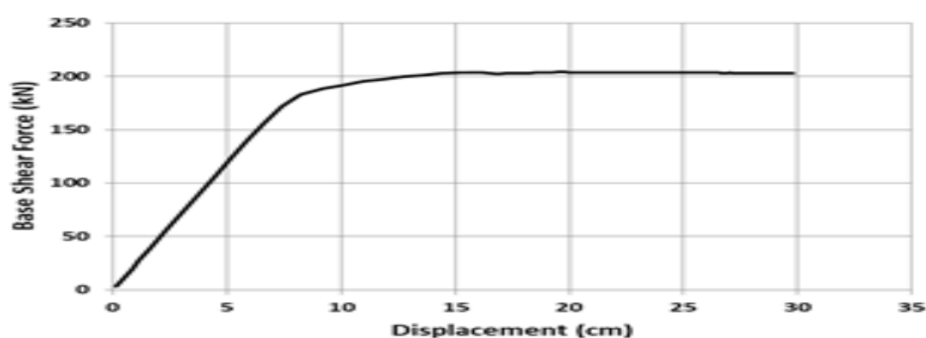


Figure 4-4 Courbe Push-over du portique métallique

L'analyse push-over a pour but de fournir une alternative plus simple aux méthodes dynamiques non linéaires avancées, comme les calculs temporels, qui, bien que plus précis pour représenter le comportement réel d'une structure en réponse à un séisme (avec des courbes déplacement-temps ou accélération-temps), restent complexes à mettre en œuvre. En effet, ces analyses nécessitent le choix d'un accélérogramme approprié, qu'il soit issu d'un enregistrement réel ou généré artificiellement, ce qui constitue souvent un défi majeur et peut introduire des approximations importantes. Malgré ces limitations, notamment la représentation du séisme par une charge unidirectionnelle, la méthode push-over demeure une approche efficace qui offre des renseignements précieux sur la réponse globale de la structure face aux sollicitations sismiques.

**4.7. Analyse du comportement des structures des cas d'études**

Dans le cadre de l'analyse Push-over du portique, Pour chacun des trois cas d'étude, le portique a été sollicité jusqu'à atteindre un déplacement latéral maximal de 21 cm. Les résultats sont représentés sous forme de courbes, figures 4-5, 4-6 et 4-7, montrant l'évolution du cisaillement à la base en fonction du déplacement horizontal, permettant ainsi d'évaluer la capacité ultime et les mécanismes de déformation de la structure.

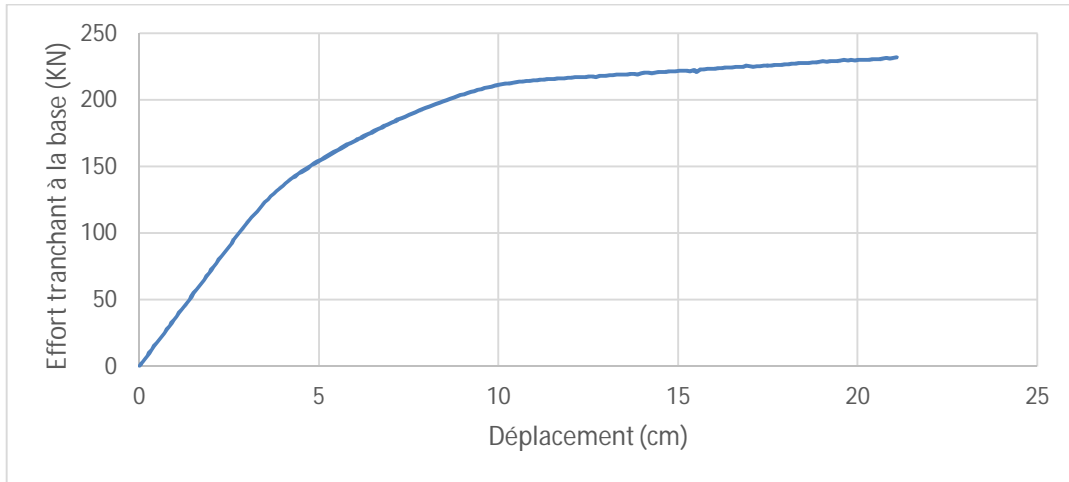


Figure 4-5 Courbe Push-over de portique sans ouvertures

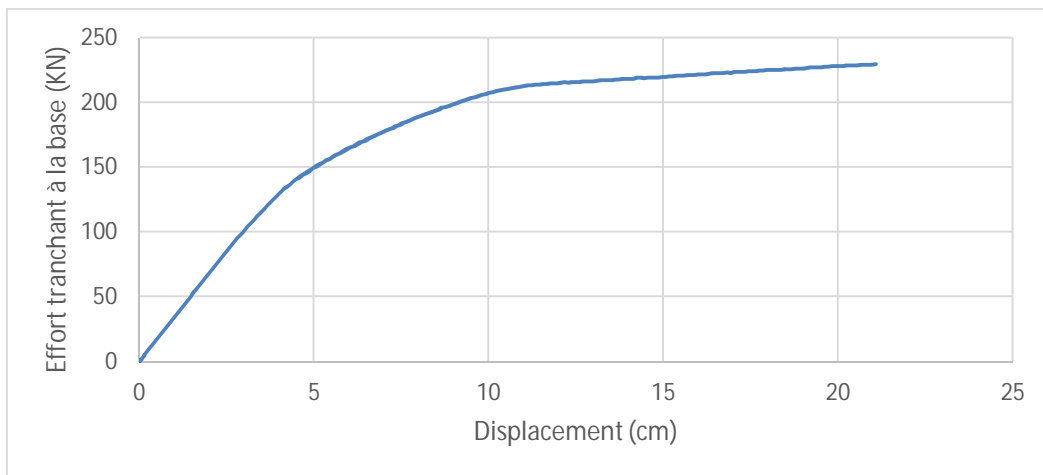


Figure 4-6 Courbe Push-over du portique avec ouvertures cas 1

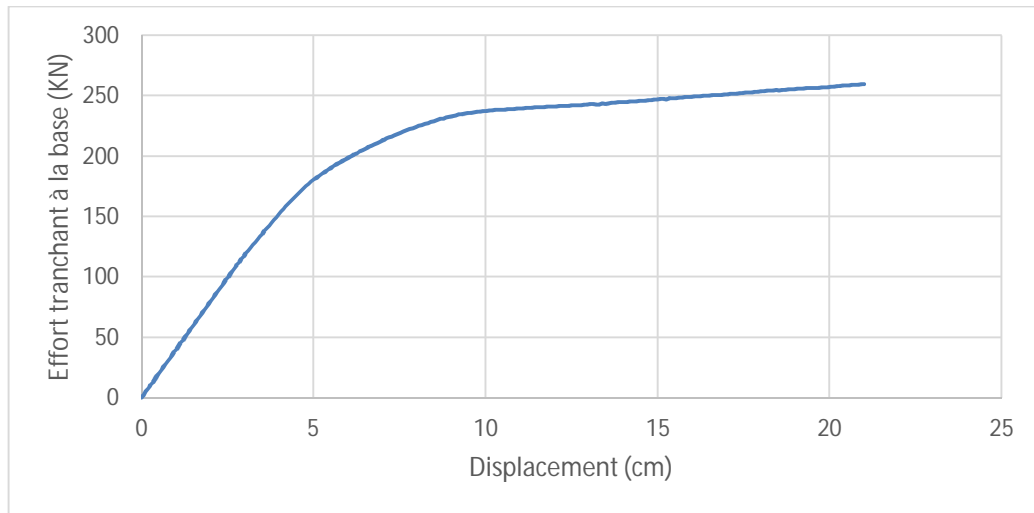


Figure 4-7 Courbe Push-over du portique avec ouvertures cas 2

La figure 4-8 montre la différence entre les courbes Push over dans les trois cas d'étude.

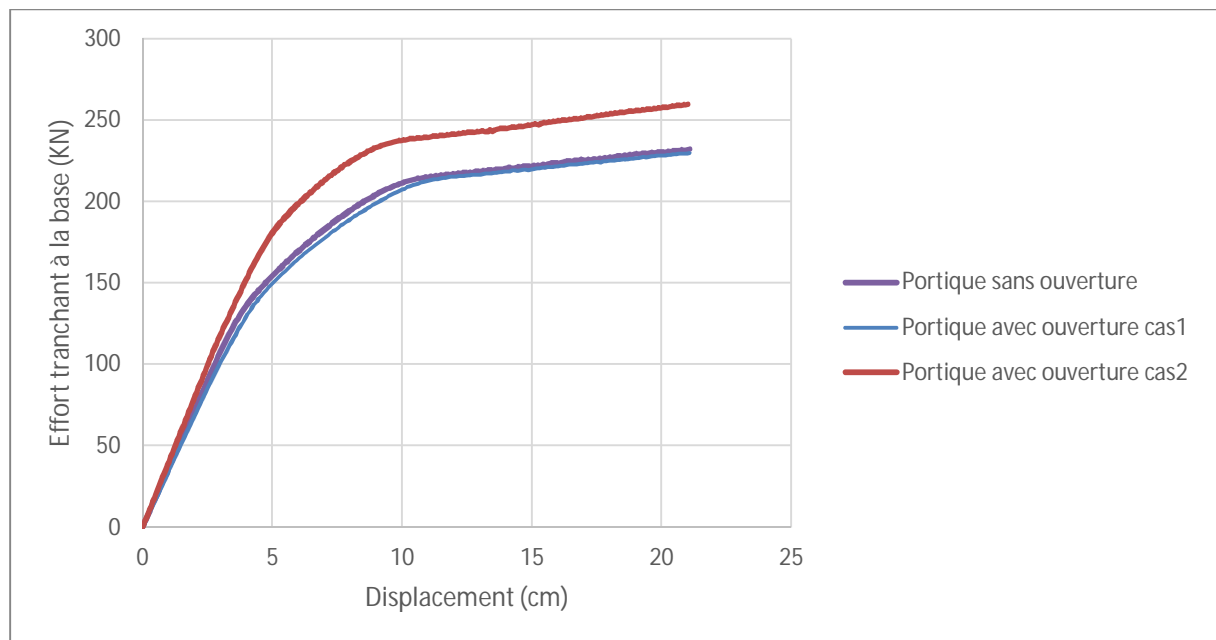


Figure 4-8 Courbes Push-over et comparaison entre les 3 cas d'étude

Les trois courbes mettent en évidence l'effet de la position et de la taille de l'ouverture sur la réponse du portique lors de l'analyse Push-over. Dans un premier temps, toutes les configurations présentent une raideur initiale comparable jusqu'à environ 3 cm de déplacement, témoignant d'un comportement élastique similaire avant l'apparition de la plasticité. À mesure que la charge augmente, la courbe rouge (ouverture cas 2) révèle une raideur supérieure, atteignant un effort tranchant de près de 255 kN à la base, contre 225 kN

pour la structure sans ouverture et 215 kN pour l'ouverture cas 1. De même, le déplacement à la charge maximale culmine à environ 11 cm pour l'ouverture cas 2, contre 10 cm et 9 cm respectivement pour les deux autres, signe d'une ductilité accrue et d'une meilleure absorption d'énergie avant rupture. Après le point de crête, la courbe rouge ne faiblit que légèrement, tandis que les courbes violette et bleue chutent plus rapidement et se stabilisent à des valeurs plus basses, traduisant une perte de rigidité plus marquée et une capacité d'absorption d'énergie réduite. Ainsi, l'ouverture selon le scénario 2 améliore significativement la performance du portique sous charges latérales élevées, en repoussant le seuil de fluage et en maintenant une rigidité postcritique plus élevée, ce qui en fait la configuration optimale pour renforcer la résistance et la déformabilité de la structure.

### 4.8. Distribution Contrainte de Von mises

La contrainte de von Mises est un indicateur essentiel pour évaluer la résistance d'une structure soumise à des sollicitations complexes. Elle permet d'identifier les zones critiques où le matériau risque d'atteindre ou de dépasser sa limite élastique, ce qui est fondamental dans l'analyse Push-over des structures en béton ou en acier. Vous trouverez ci-dessous l'analyse des études de cas par Von Mises :

La figure 4-9 montre la distribution de la contrainte de Von Mises dans le portique sans ouvertures.

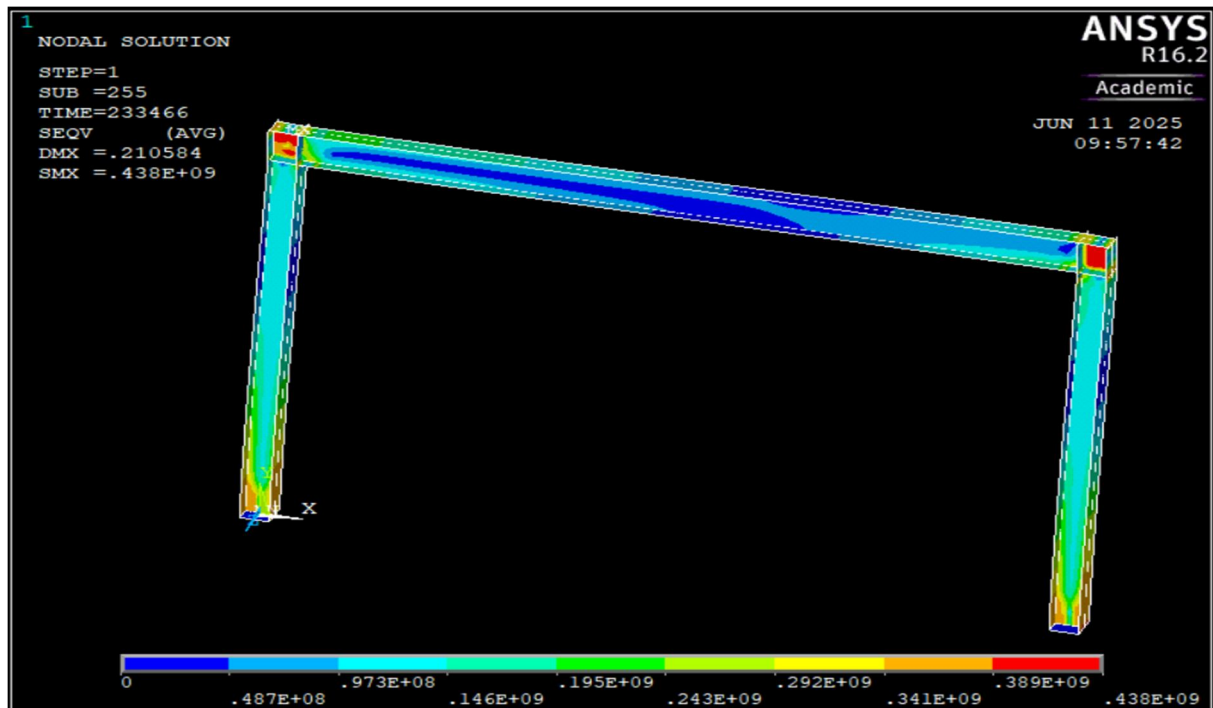


Figure 4-9 Contraintes de Von Mises en portique sans ouverture

## CHAPITRE 4. ANALYSE SISMIQUE DE PORTIQUE METALLIQUE PAR PUSH-OVER

La carte des contraintes de Von Mises issue de l'analyse Push-over révèle une concentration marquée aux intersections des poteaux et de la poutre supérieure, illustrée par des teintes rouges et orangées, indiquant des valeurs proches du maximum (environ  $4,3 \times 10^8$  Pa). Cela traduit la formation du moment de flexion maximal à ces emplacements, due au transfert des efforts de cisaillement des poteaux vers la poutre. Au milieu de la poutre supérieure, les contraintes diminuent (bleu clair), reflétant un moindre moment de flexion loin des appuis. Sur les poteaux, les valeurs sont intermédiaires (vert à jaune pâle) près de la base et au milieu de la hauteur, tandis qu'un foyer supplémentaire de contrainte apparaît à la base (jaune orangé), lié aux conditions d'encastrement et au cisaillement concentré. Globalement, cette répartition met en évidence que les zones de liaison haute et basse sont les plus sollicitées et nécessitent un renforcement ou une révision de conception pour garantir la sécurité de la structure.

Les figures 4-10 et 4-11 montrent la distribution de la contrainte de Von Mises dans les deux cas de portique avec ouvertures.

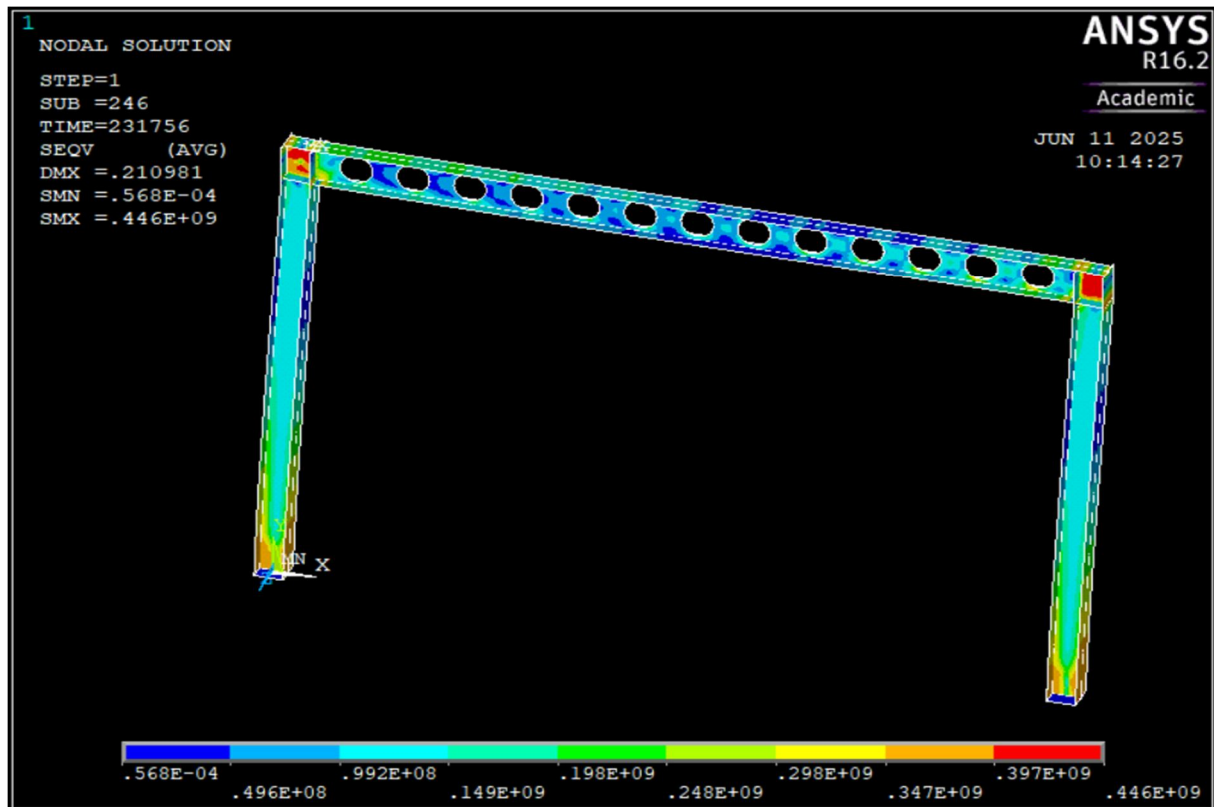


Figure 4-10 Contraintes de Von Mises en portique avec ouvertures cas 1

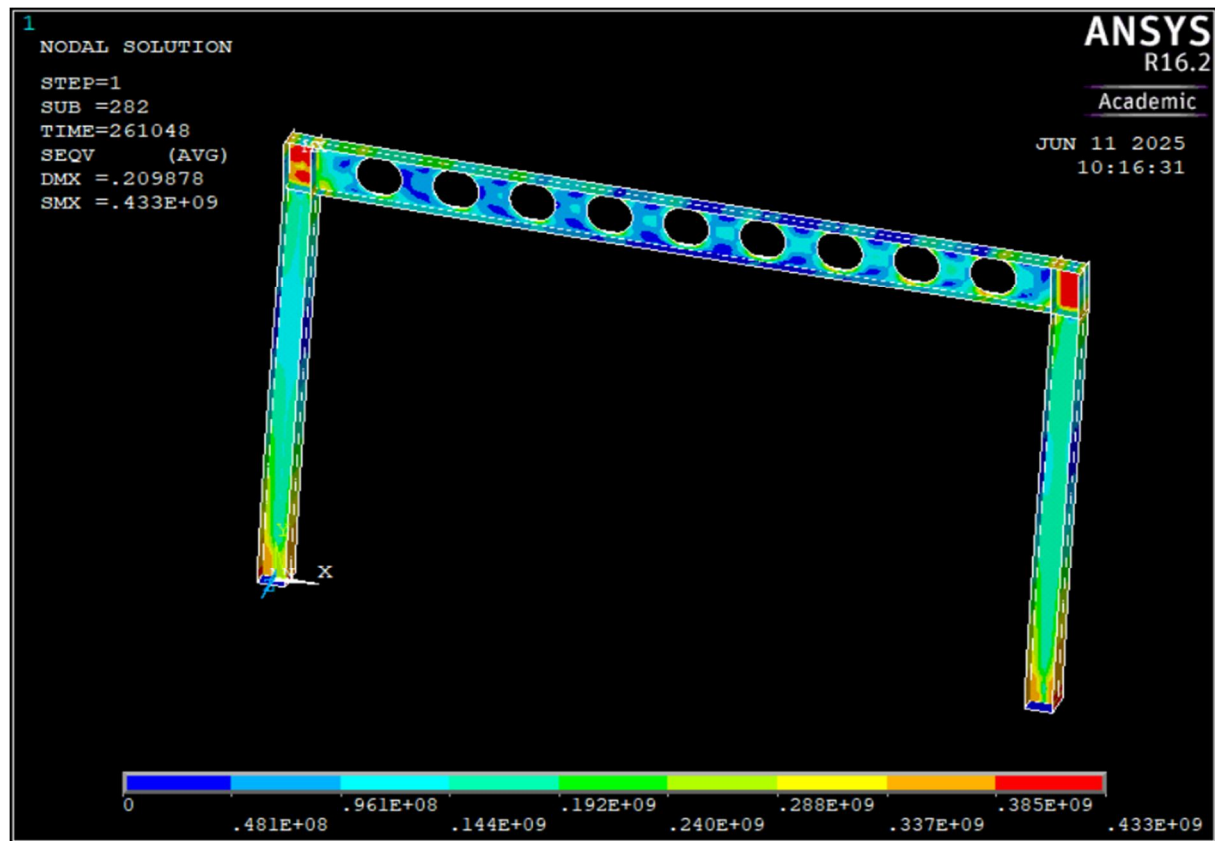


Figure 4-11 Contraintes de Von Mises en portique avec ouvertures cas 2

La distribution des contraintes de Von Mises dans les portiques «avec ouvertures» montrent que les zones tangentes aux perforations affichent une concentration d'efforts nettement plus importante que celles situées entre deux ouvertures. En particulier, les nervures minces de matériau immédiatement à droite et à gauche de chaque trou supportent des valeurs proches de la limite plastique (jaune à orange), signes d'un transfert localisé du moment fléchissant et du cisaillement. À l'inverse, les segments intermédiaires non perforés présentent des contraintes modérées (teintes bleu clair à vert), profitant d'une section plus importante pour diffuser les sollicitations. Cette hétérogénéité montre que les arêtes des perforations agissent comme des points chauds où la rotation locale et le flambement débutent plus tôt

### 4.9. Conclusion

Les courbes de capacité obtenues par l'analyse push-over mettent en évidence la performance supérieure du portique avec ouvertures (cas 2). À déplacement latéral équivalent, ce portique développe un effort tranchant à la base nettement plus élevé que celui du portique sans ouverture ou du portique avec ouverture (cas 1). Cette différence s'explique en grande

partie par la plus grande longueur de poutre utilisée dans le cas 2, qui permet une meilleure résistance aux actions latérales et une capacité accrue de dissipation de l'énergie sismique.

La distribution des contraintes de Von Mises autour des ouvertures met en évidence la présence de zones critiques ("points chauds") où les contraintes atteignent des valeurs élevées, favorisant ainsi une plastification localisée du profilé. Toutefois, dans le portique avec ouverture cas 2, l'augmentation de la hauteur de la poutre et l'ajustement des dimensions et des espacements des alvéoles permettent une amélioration notable du comportement mécanique. Le moment d'inertie est accru sans ajout de poids, ce qui se traduit par une réduction globale des contraintes de Von Mises et une distribution plus homogène par rapport au cas 1. Cette optimisation contribue à retarder l'apparition de zones plastiques.

À l'inverse, dans le portique sans ouverture, les contraintes de Von Mises restent uniformément faibles le long de la poutre, en l'absence de discontinuités géométriques. Les seules concentrations de contraintes apparaissent au niveau de la liaison poutre-poteau, où les efforts de flexion et de cisaillement sont transférés, ce qui est typique d'un comportement stable sans affaiblissement local.

**CHAPITRE 5 ANALYSE  
THERMOMECHANIQUE SOUS  
L'EFFET DE HAUTES  
TEMPERATURES**

### 5.1. Introduction

Les structures métalliques sont confrontées à de sérieux défis lorsqu'elles sont exposées à des séquences d'incendie et à des vibrations sismiques. Des études menées dans des zones sismiques actives ont montré que les structures conçues pour résister à un tremblement de terre violent deviennent plus vulnérables à l'effondrement si elles sont suivies d'incendies de forte intensité. De nombreuses études ont démontré que les incendies consécutifs à des tremblements de terre provoquent l'effondrement des structures en acier, même si la réduction de la résistance au feu peut ne pas être significative si les structures ont été conçues pour résister à un tremblement de terre de magnitude similaire. Ce chapitre vise à étudier l'effet simultané d'une température élevée sur une ossature en acier préalablement soumise à une déformation sismique, en tenant compte des normes de conception européennes (Eurocode 3 pour l'acier et Eurocode 8 pour les tremblements de terre).

### 5.2. Modèle élément fini mécanique

SHELL181 est adapté à l'analyse des structures de coques fines à moyennement épaisses. Il s'agit d'un élément à quatre nœuds avec six degrés de liberté à chaque nœud : translations dans les directions  $x$ ,  $y$  et  $z$ , et rotations autour des axes  $x$ ,  $y$  et  $z$ . (Si l'option membrane est utilisée, l'élément ne possède que des degrés de liberté en translation). L'option triangulaire dégénérée ne doit être utilisée que comme élément de remplissage lors de la génération de maillage.

SHELL181 est particulièrement adapté aux applications non linéaires linéaires, à forte rotation et/ou à forte déformation. Les variations d'épaisseur de coque sont prises en compte dans les analyses non linéaires. Dans le domaine des éléments, les schémas d'intégration complète et réduite sont pris en charge. SHELL181 prend en compte les effets de raideur de charge des pressions réparties.

SHELL181 peut être utilisé pour les applications en couches pour la modélisation de coques composites ou de constructions sandwich. La précision de la modélisation des coques composites est régie par la théorie de la déformation par cisaillement du premier ordre (généralement appelée théorie des coques de Mindlin-Reissner).

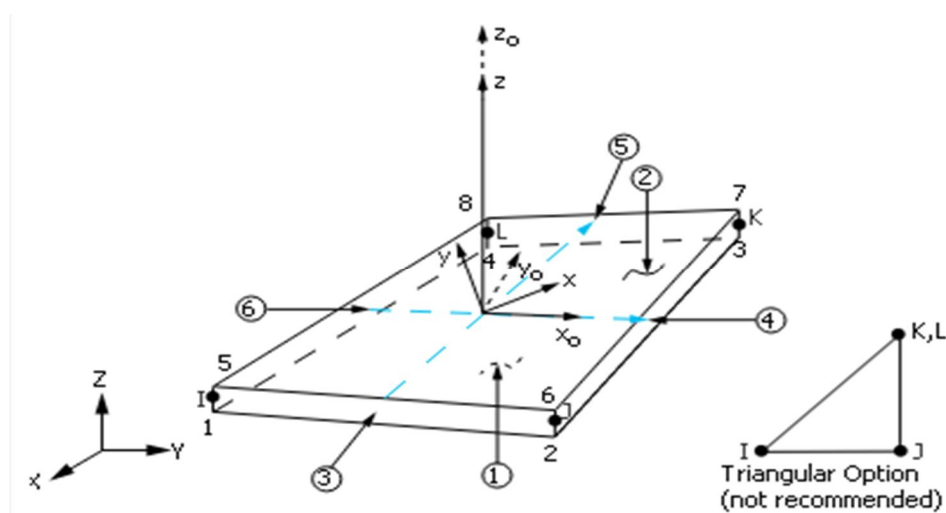


Figure 5-1 Elément fini SHELL181

### 5.3. Etude thermomécanique des portiques

Dans cette étude, une analyse thermomécanique est réalisée pour évaluer la résistance au feu d'une structure en acier à âme ajourée, en tenant compte des dommages structurels causés par un séisme préalable. Quatre scénarios sont considérés : un cas d'incendie sans séisme, et trois cas combinant séisme puis feu. Pour ces derniers, les dommages sismiques sont représentés par des déplacements horizontaux résiduels correspondant à trois niveaux de dérive : 0,7 %, 1,5 % et 2,5 % de la hauteur totale du portique. Cette démarche permet d'analyser l'impact de l'endommagement préalable sur le comportement thermomécanique de la structure en situation d'incendie.

- Scénario 1 : applique feu seul non dommage de portique
- Scénario 2 : applique feu et déplacement horizontaux de portique 0,7% (2,8cm)
- Scénario 3 : applique feu et déplacement horizontaux de portique 1,5% (6cm)
- Scénario 4 : applique feu et déplacement horizontaux de portique 2,5% (10cm)

### 5.4. Analyse du comportement des structures sous des températures non uniformes (transitoires)

Lorsque la structure est exposée à un incendie, la température ne s'élève pas de manière uniforme dans tous les éléments. Certaines zones chauffent plus rapidement que d'autres, en fonction de leur position, de leur épaisseur et de leur exposition directe au feu. Cette répartition inégale provoque des gradients thermiques qui engendrent des déformations différentielles, des contraintes internes et parfois un flambement localisé. L'analyse transitoire

permet de suivre ces effets dans le temps, ce qui est essentiel pour évaluer la stabilité réelle de la structure pendant un incendie.

### 5.4.1. Evolution des déplacement en fonction du temps

Les résultats de l'analyse du portique endommagé sous le feu post-sismique dépendent du comportement des éléments structuraux. Ils sont présentés en termes de déplacements horizontaux et verticaux.

L'analyse thermique appliquée au portique sans ouvertures a révélé une résistance au feu limitée, selon la courbe ISO 834, ne dépassant pas 18 minutes et 50 secondes, avec un déplacement vertical maximal de 18 cm, comme le montre la Figure 5-3. En parallèle, l'évolution du déplacement horizontal reste très faible dans les quatre scénarios étudiés, comme illustré dans la Figure 5-2. Cela indique que l'effet principal de l'exposition au feu se manifeste essentiellement sous forme de déformation verticale, tandis que le comportement horizontal reste pratiquement inchangé, même en présence de dommages sismiques initiaux.

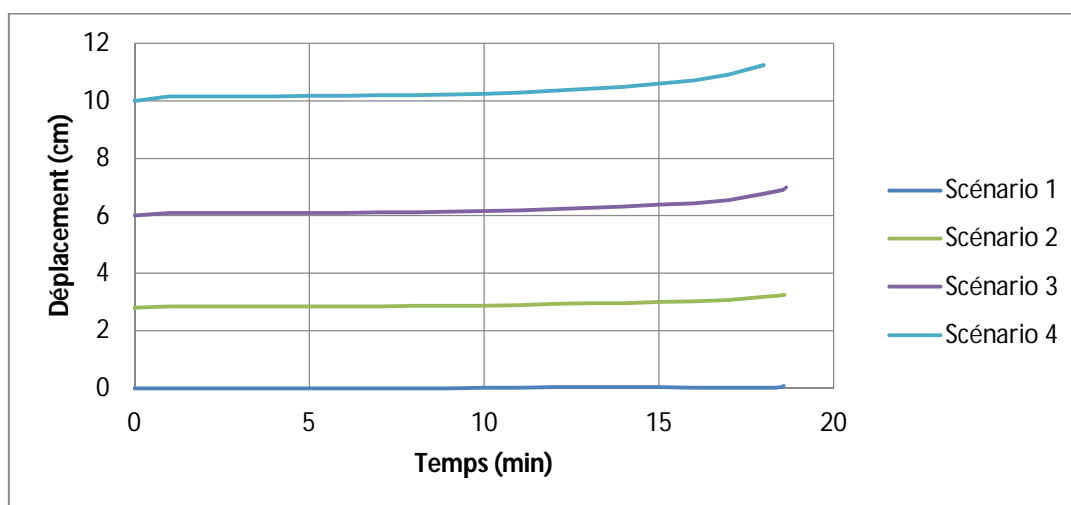


Figure 5-2 Déplacement vertical à mi- travée de la poutre en fonction du temps pour les différents scénarios

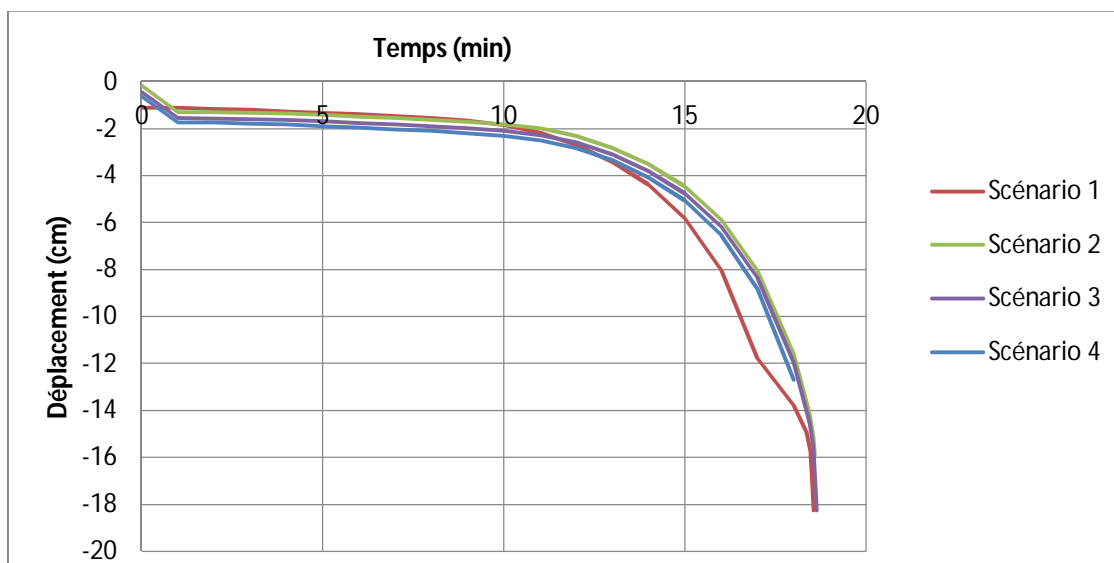


Figure 5-3 Déplacement horizontal du sommet du poteau en fonction du temps pour les différents scénarios

L'analyse du portique avec ouvertures cas 1 a montré une résistance au feu réduite, avec un effondrement survenant après 15 minutes en scénario feu seul et 14 min 40 sec en autre scénario. Le déplacement vertical maximal atteint 6 cm (Figure 5-5), tandis que le déplacement horizontal reste négligeable (Figure 5-4)

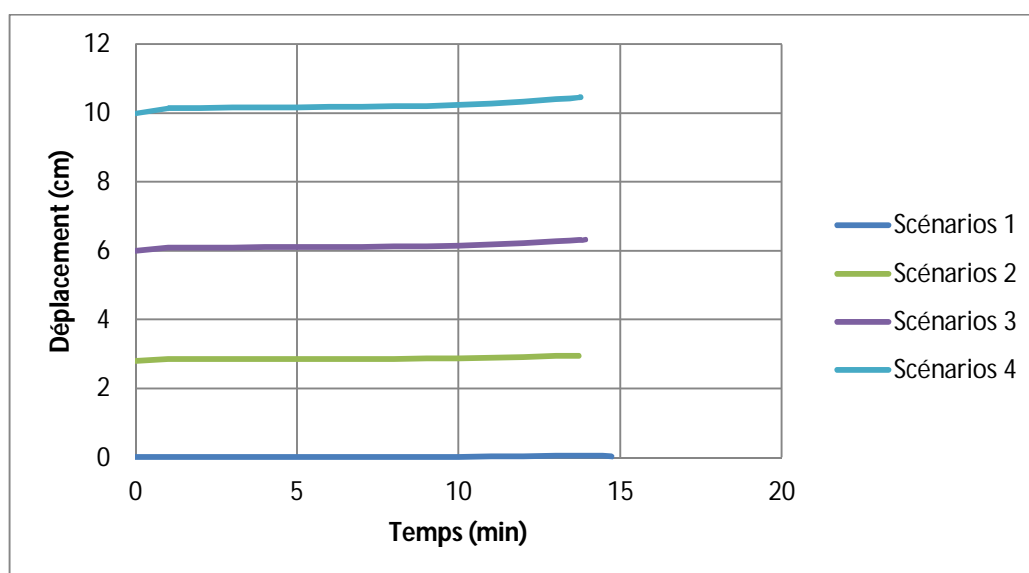


Figure 5-4 Déplacement horizontal du sommet du poteau (nœud 891026) en fonction du temps pour les différents scénarios

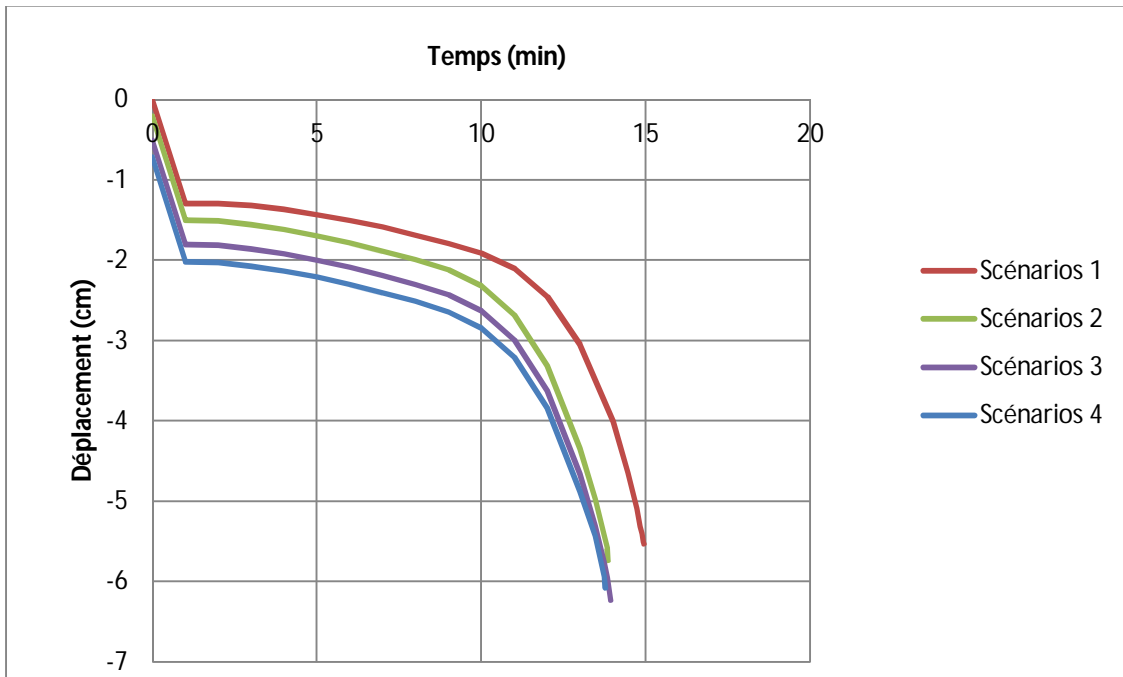


Figure 5-5 Déplacement vertical à mi- travée de la poutre (nœud 889899) en fonction du temps pour les différents scénarios

L'analyse du portique avec ouvertures cas 2 montre une résistance au feu légèrement inférieure, avec un effondrement survenu à 16 minutes et 42 secondes. Le déplacement horizontal a atteint 7 cm, tandis que le déplacement vertical est resté très faible.

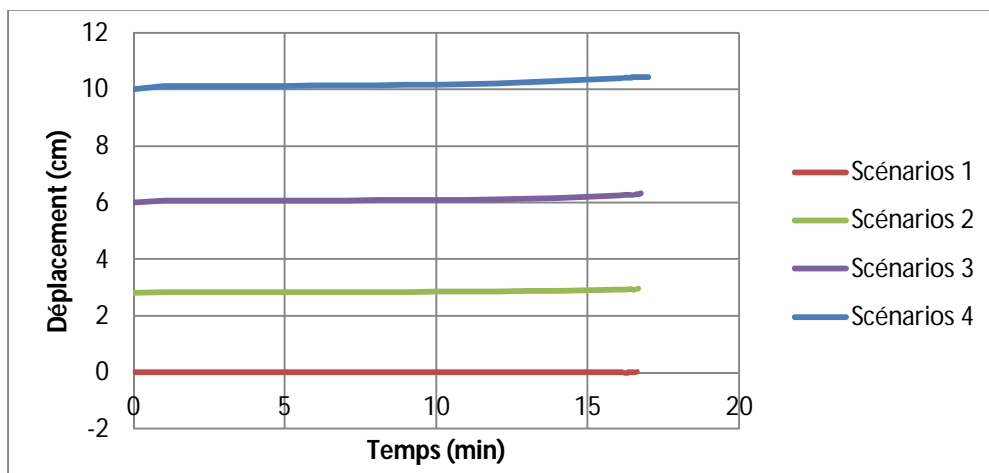


Figure 5-6 Déplacement horizontal du sommet du poteau (nœud 1007284) en fonction du temps pour les différents scénarios

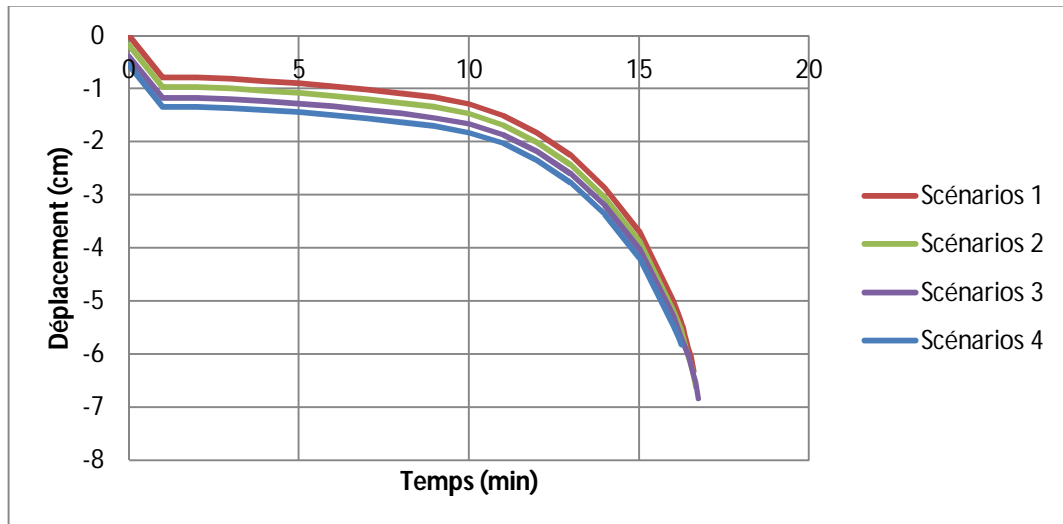


Figure 5-7 Déplacement vertical à mi- travée de la poutre (nœud 1000622) en fonction du temps pour les différents scénarios

#### **5.4.2. Contraintes de Von Mises**

Les contraintes de Von Mises permettent de repérer les zones les plus sollicitées dans la structure. Elles indiquent où le matériau risque d'atteindre sa limite de résistance. Dans cette étude, elles aident à visualiser les effets combinés du feu et des dommages sismiques sur le portique.

La figure 5-8 montre la distribution de contrainte von mises dans le portique sans ouverture. Les résultats de simulation réalisés avec le logiciel ANSYS ont montré une concentration significative de contraintes de Von Mises à la jonction poteau-poutre, où la contrainte maximale a atteint environ 268 MPa. Cette contrainte est particulièrement concentrée à la jonction poteau-poutre, sur la face extérieure de l'assemblage, où s'accroissent les moments et les déformations résultant des charges combinées.

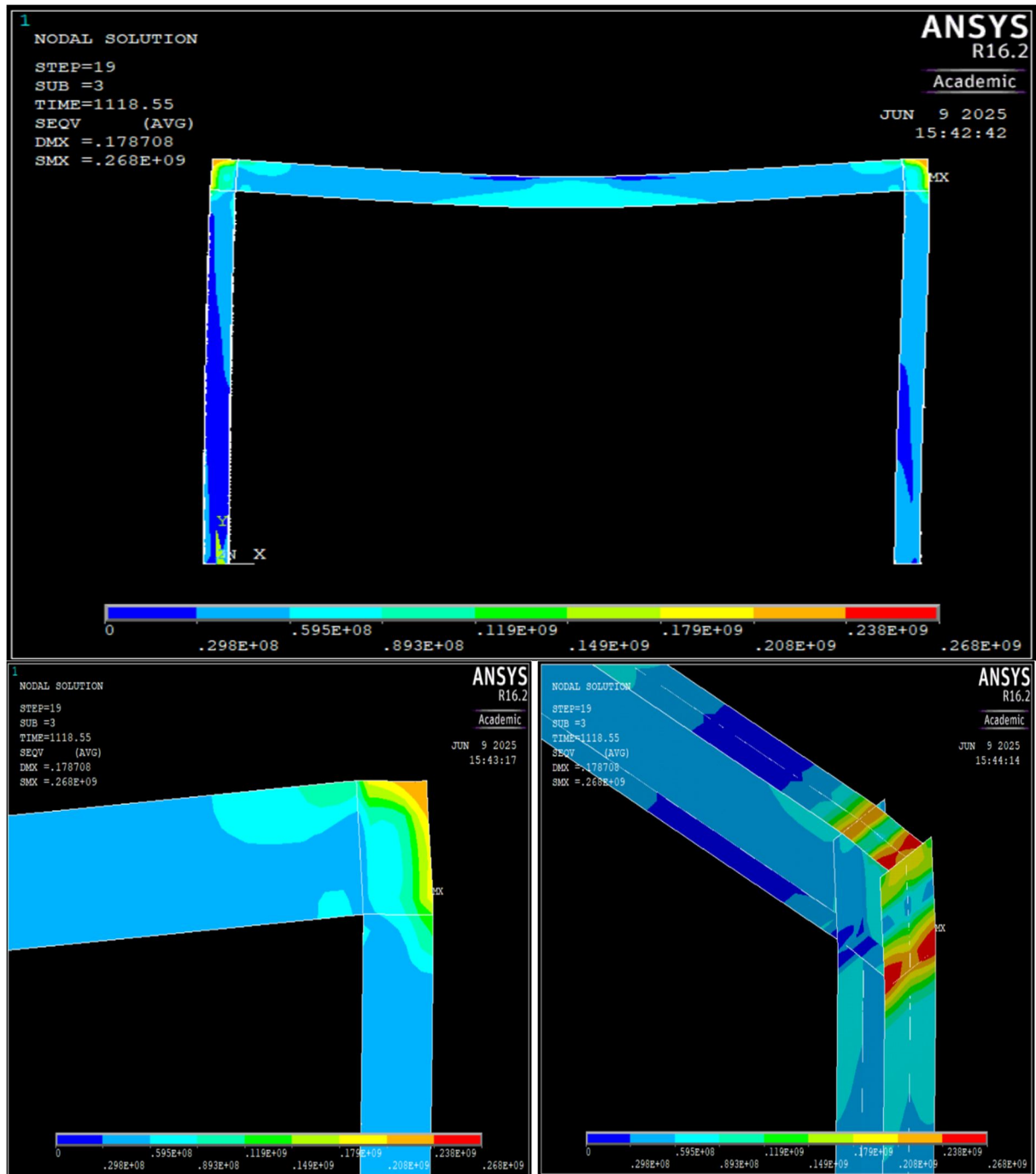


Figure 5-8 Contraintes de Von Mises du portique sans ouverture scénario 4

La figure 5-9 montre la distribution de contrainte Von Mises dans le portique avec ouverture cas1. Les résultats ont révélé une concentration marquée des contraintes de Von Mises autour des ouvertures de la structure, avec une valeur maximale avoisinant les 249 MPa. Cette concentration est particulièrement notable au niveau des bords des ouvertures, La répartition des contraintes suit un gradient croissant en s'approchant des ouvertures, atteignant un maximum dans la région située près de la liaison entre la poutre et le poteau, notamment au niveau supérieur de la dernière ouverture, où la contrainte se concentre également dans la

## CHAPITRE 5. ANALYSE THERMOMECHANIQUE SOUS L'EFFET DE HAUTES TEMPERATURES

semelle supérieure de cette zone. Ce comportement met en évidence l'influence significative de la géométrie des ouvertures sur la distribution des efforts internes.

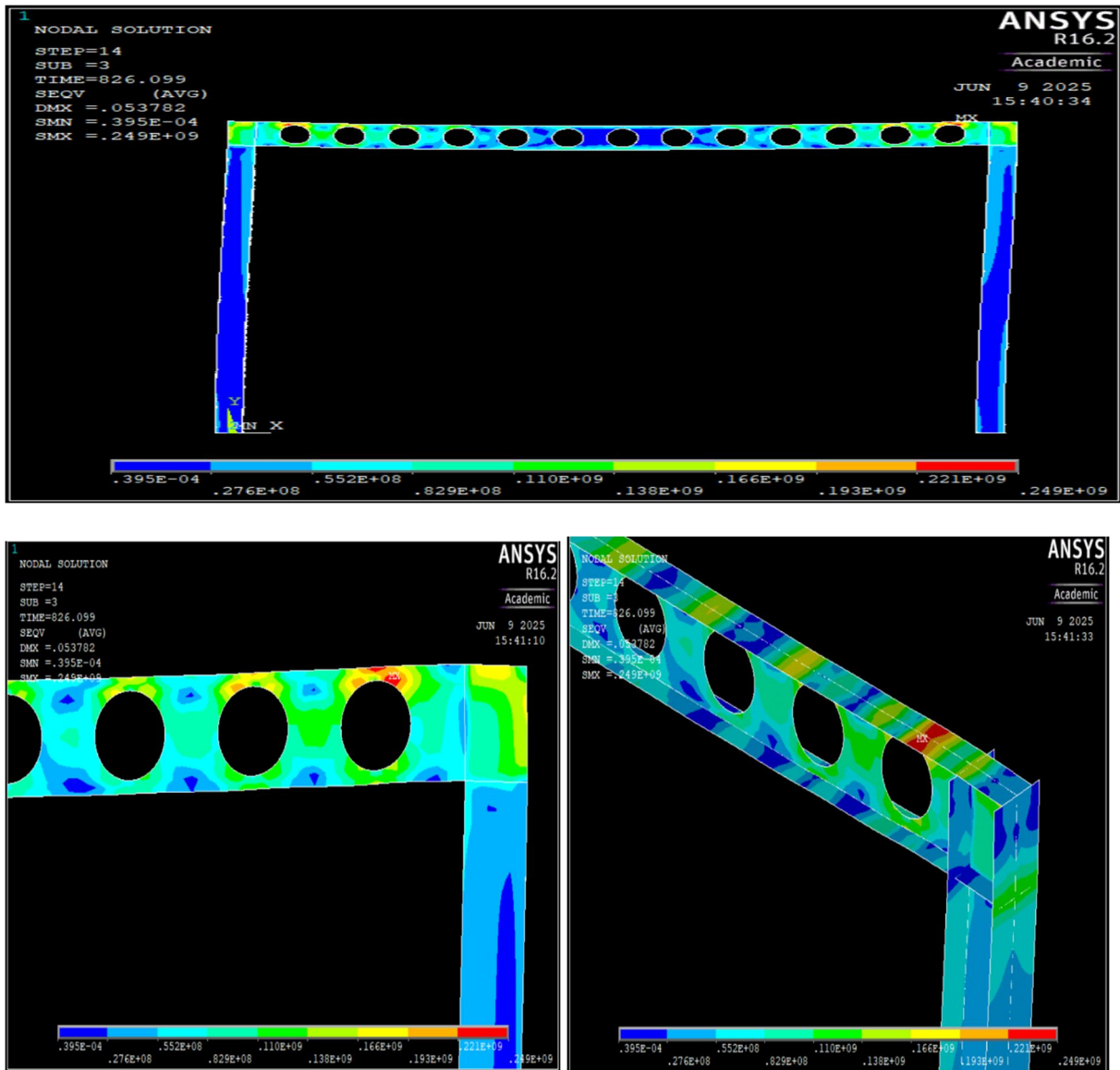


Figure 5-9 Contraintes de Von Mises du portique avec ouvertures cas 1 scénario 4

La figure 5-10 montre la distribution de contrainte Von Mises dans le portique avec ouverture cas 2. Les résultats de simulation ont montré une concentration significative de contraintes de von Mises dans la partie supérieure de la poutre, au-dessus de l'ouverture, la valeur maximale atteignant environ 246 MPa. La distribution des contraintes dans cette région est hétérogène, avec une nette concentration au bord supérieur de l'ouverture et une diminution progressive à mesure que l'on s'éloigne de son centre, produisant un fort gradient de contraintes entre la partie supérieure et les zones adjacentes.

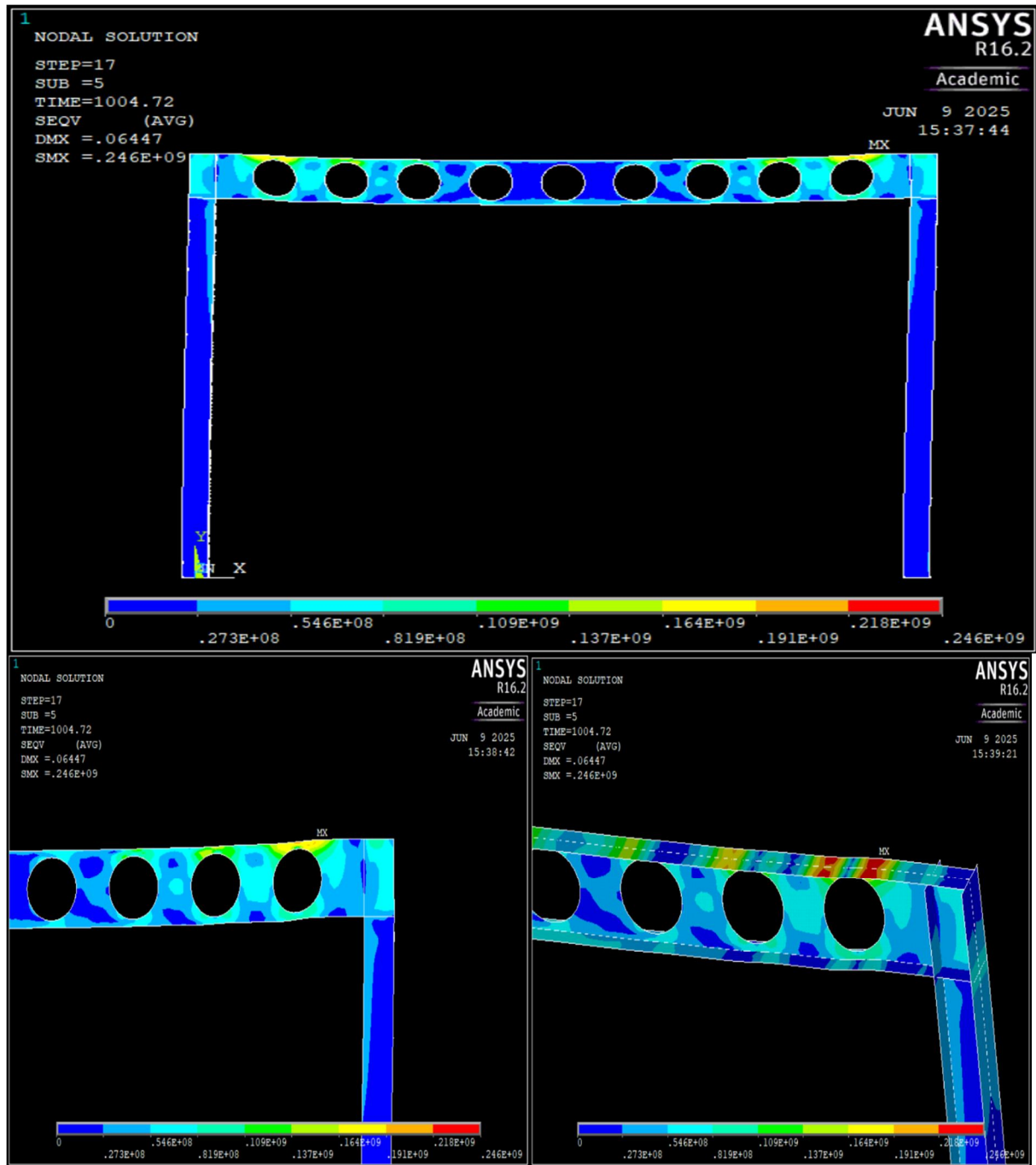


Figure 5-10 Contraintes de Von Mises du portique avec ouvertures cas 2, scénario 4

## 5.5. Discussion des résultats

### 5.5.1. Influence des ouvertures sur le comportement structural en situation d'incendie :

Dans les modèles étudiés, l'analyse thermomécanique montre que la structure en acier sans ouvertures présente la meilleure résistance, avec un effondrement survenant à 18 minutes et 50 secondes, un déplacement vertical important  $UY = 18$  cm et une contrainte de Von Mises atteignant environ 268 MPa. En revanche, l'introduction d'ouvertures dans la poutre entraîne

## CHAPITRE 5. ANALYSE THERMOMECHANIQUE SOUS L'EFFET DE HAUTES TEMPERATURES

---

une dégradation notable des performances : dans le cas avec 13 ouvertures, l'effondrement s'est produit plus tôt 14 min 50 s avec un déplacement vertical réduit  $UY = 6$  cm et une contrainte maximale de 249 MPa. Le modèle avec 9 ouvertures a présenté une résistance intermédiaire, avec un effondrement à 16 min 36 s,  $UY = 7$  cm, et une contrainte de Von Mises d'environ 246 MPa. Dans tous les cas, les déplacements horizontaux  $UX$  sont restés négligeables, indiquant que l'instabilité structurelle s'est principalement manifestée sous forme de fléchissement vertical, sans flambement latéral significatif.

Cette différence de comportement s'explique par le fait que les ouvertures réduisent la section efficace des éléments porteurs, diminuant ainsi leur rigidité et leur capacité à résister aux charges thermiques. Plusieurs études ont montré que la présence d'ouvertures modifie la distribution des contraintes internes et affaiblit la résistance ultime des poutres, en particulier sous l'effet du feu. Cela se traduit par une accumulation plus rapide des déformations et une rupture anticipée à des niveaux de contraintes inférieurs. En outre, les zones autour des ouvertures deviennent des points sensibles où les contraintes se concentrent, surtout en cas de charges combinées (thermiques et mécaniques).

Ainsi, la comparaison entre les modèles montre que la présence d'ouvertures a un effet négatif sur la stabilité globale de la structure. Les structures ajourées ont non seulement échoué plus tôt, mais avec des déplacements verticaux plus faibles, ce qui indique une perte plus rapide de rigidité. Ces résultats soulignent l'importance de renforcer les zones autour des ouvertures ou de limiter leur nombre pour assurer un comportement sécurisé en cas d'incendie, surtout après un séisme.

Les données du Tableau 5-1 montrent que la portique sans ouvertures présente la meilleure résistance au feu, avec des temps d'effondrement compris entre 18 et 18,5 minutes, et une moyenne générale de 18,3 minutes. En revanche, l'introduction d'ouvertures dans l'âme a entraîné une diminution notable des performances thermiques. Dans le cas 1 (13 ouvertures), le temps moyen de résistance est réduit à 14,1 minutes, soit une baisse de 23 % par rapport au cas de référence, avec un minimum enregistré de 13,7 minutes au scénario 4. Le cas 2 (9 ouvertures) montre une amélioration relative, avec un temps moyen de 16,6 minutes, soit une réduction plus modérée de 9 %. Ces résultats indiquent que le nombre, la forme et la disposition des ouvertures jouent un rôle déterminant dans la capacité de la structure à résister à l'incendie. Un agencement optimisé des ouvertures peut ainsi atténuer leur impact négatif sur le comportement thermo-structural de l'ossature.

Tableau 5-1 Temps de résistance des portiques selon les différents scénarios

## CHAPITRE 5. ANALYSE THERMOMECHANIQUE SOUS L'EFFET DE HAUTES TEMPERATURES

Cas de étude	Portique sans ouverture				Portique avec ouverture cas 1				Portique avec ouverture cas 2			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Temps de résistance (min)	18,5	18,5	18,4	18	14,5	14	14	13,7	16,6	16,6	16,6	16,5

### 5.5.2. Influence de la température sur la résistance au feu des portiques étudiés

L'analyse comparative des trois portiques montre que la température maximale atteinte joue un rôle essentiel dans la résistance au feu, en interaction avec la géométrie et l'intégrité structurelle. Le portique sans ouvertures a enregistré la température la plus élevée (715 °C), mais a tout de même présenté la meilleure résistance, avec un effondrement retardé à 18 minutes et 50 secondes.

En comparaison, le portique avec poutre à 13 ouvertures, malgré une température maximale plus faible (655 °C), s'est effondré beaucoup plus tôt (14 min 50 s). La présence d'un grand nombre d'ouvertures favorise le transfert thermique localisé, crée des zones de faiblesse structurelle, et entraîne une perte de rigidité plus rapide.

Quant au portique avec poutre à 9 ouvertures, il a atteint une température intermédiaire de 700 °C et a résisté jusqu'à 16 minutes et 42 secondes. Ce comportement montre que, même à température relativement élevée, une meilleure répartition des ouvertures et une réduction de leur nombre peuvent atténuer partiellement la perte de performance thermique.

En résumé, chaque augmentation de 50 °C dans la température maximale observée s'accompagne d'une réduction de 2 à 2,5 minutes dans le temps de résistance au feu. Cependant, ce lien n'est pas strictement linéaire : la configuration géométrique (présence, nombre et position des ouvertures) et la hauteur de la poutre modulent fortement cet effet thermique. Ces résultats confirment que la température critique seule ne suffit pas à expliquer la ruine ; c'est l'interaction entre élévation thermique et la conception structurelle qui détermine la stabilité globale en situation d'incendie.

## 5.6. Conclusion

L'ensemble des analyses réalisées dans ce chapitre a permis de mieux comprendre le comportement thermomécanique des portiques en acier ajourés soumis à un incendie après un séisme. Les résultats ont clairement montré que la présence d'ouvertures dans l'âme des poutres affecte négativement la stabilité globale de la structure, en réduisant à la fois le temps

de résistance au feu, la rigidité et la capacité portante. Le portique sans ouvertures a présenté la meilleure performance globale, tant en termes de temps d'effondrement que de tenue mécanique, tandis que les portiques avec ouvertures ont montré une vulnérabilité accrue, en particulier lorsque le nombre d'ouvertures augmente.

Par ailleurs, l'étude a confirmé l'impact déterminant de la température maximale atteinte sur la résistance au feu. Toutefois, cette influence thermique est fortement modulée par la géométrie de la structure, notamment la hauteur de la poutre et la configuration des ouvertures. Une température élevée n'entraîne pas nécessairement un effondrement rapide si la section est massive et continue. À l'inverse, des ouvertures mal positionnées ou trop nombreuses peuvent accélérer la perte de stabilité même à des températures plus modérées.

En conclusion, la résistance au feu des structures métalliques ajourées ne dépend pas uniquement de la charge thermique, mais résulte d'une interaction complexe entre la température, la géométrie, et les effets résiduels du séisme. Ces résultats soulignent la nécessité de prendre en compte les scénarios combinés séisme-incendie dans le dimensionnement des structures, et d'optimiser la conception des ouvertures pour garantir un comportement sûr et résilient.

**CONCLUSION GENERALE ET  
PERSPECTIVES**

## CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

---

Ce mémoire s'est focalisé sur l'étude de la résistance au feu d'une structure métallique comportant des poutres à ouvertures d'âme, suite à son exposition à un séisme. L'objectif principal était de mieux comprendre l'interaction entre deux actions extrêmes successives — le séisme suivi d'un incendie — et d'évaluer comment la géométrie des ouvertures influence le comportement thermomécanique de ces structures. La démarche adoptée a été numérique, rigoureuse et structurée en trois étapes : une analyse sismique de type « push over » pour simuler les dommages initiaux, une analyse thermique transitoire suivant la courbe normalisée ISO 834, et une analyse thermomécanique pour évaluer la résistance résiduelle sous incendie. L'ensemble des simulations a été réalisé par le logiciel ANSYS 16.2 sur un modèle simplifié de portique métallique à une seule travée et un seul niveau, étudié avec et sans ouvertures d'âme dans les poutres.

La sollicitation sismique seule appliquée à un portique simple (une travée, un étage) n'a entraîné aucune perte significative de résistance au feu. Ce résultat s'explique par la simplicité de la configuration et l'absence de foyers majeurs d'endommagement. La présence de 13 ouvertures circulaires dans l'âme des poutres a fortement réduit la stabilité thermique. Dans ce cas, la capacité portante en situation d'incendie a chuté de façon significative. La réduction du nombre d'ouvertures à 9, accompagnée d'une hausse de la hauteur des poutres à 450 mm, a légèrement amélioré la résistance globale au feu. Ce gain de performance s'explique par l'effet de raidissement géométrique induit par ces modifications. La géométrie des ouvertures apparaît comme le facteur déterminant, agissant comme un amplificateur des effets thermiques, surtout dans les zones de concentration des contraintes. L'analyse des contraintes de Von Mises montre que les extrémités des ouvertures concentrent les contraintes maximales, les rendant particulièrement vulnérables à la rupture thermique. Ces observations soulignent l'importance de prendre en compte non seulement la présence des ouvertures, mais aussi leur position exacte et la géométrie locale dans les vérifications thermomécaniques, afin de limiter le risque d'amorçage de la ruine.

Les différents résultats mettent en évidence la nécessité d'intégrer, dans les méthodologies de conception des structures métalliques, des scénarios combinant spécifiquement séisme et incendie (notamment l'incendie post-sismique). L'étude souligne également les limites des normes actuelles, qui ne prennent pas explicitement en compte ce type de sollicitations croisées, bien qu'elles puissent se produire en situation réelle.

Comme recommandations pratiques, on peut limiter le nombre et la densité d'ouvertures dans les poutres situées en zones sismiques exposées aux incendies et étudier des formes d'ouvertures optimisées pour minimiser les concentrations de contraintes thermiques.

## **CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES**

---

Cette étude ouvre plusieurs pistes de recherche futures. Il serait pertinent d'étendre l'analyse à des structures plus complexes (plusieurs étages et/ou travées), de réaliser des essais expérimentaux à échelle réelle, ou encore d'intégrer des stratégies d'optimisation multi-objectifs couplant séisme et incendie dans des environnements de calcul avancés. À terme, l'approche par la performance pourrait devenir une référence incontournable dans la conception des bâtiments exposés à des scénarios extrêmes.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Kada, A., *Risques Naturels et Technologiques Cahpitre 1* 2024.
2. CEN, *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1–2: General rules–Structure fire design*, 2004, Committee European de Normalization Bruxelles, Belgium.
3. Suwondo, R., et al., *Behavior of Earthquake Damage Steel Structures in Fire*. International Journal on Advanced Science, Engineering and Information Technology, 2022. **12**: p. 2067.
4. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*, 2005.
5. Wickström, U., *Temperature Calculation of Insulated Steel Columns Exposed to Natural Fire*. Fire Safety Journal, 1981. **4**(4): p. 219-225.
6. Magnusso, S.E., & Thelandersson, S., *Temperature-time curves for the complete process of fire development* Vol. Bulletin. 1970, Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction.
7. CEN, *Eurocode 1: Actions on structures. Part 1–2: General actions. Actions on structures exposed to fire*, 2002. p. 61.
8. Rodrigues, F., et al., *Finite Element Modelling of Steel Beams with Web Openings*. Vol. 06. 2014.
9. Chung, K.F., T.C.H. Liu, and A.C.H. Ko, *Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings*. Journal of Constructional Steel Research, 2001. **57**(5): p. 467-490.
10. Chung, K.F. and R.M. Lawson, *Simplified design of composite beams with large web openings to Eurocode 4*. Journal of Constructional Steel Research, 2001. **57**(2): p. 135-164.
11. El-Dehemy, H., *Static and Dynamic Analysis Web Opening of Steel Beams*. World Journal of Engineering and Technology, 2017. **05**: p. 275-285.
12. Abbas, J., *Behaviour of Steel I Beams with Web Openings*. Civil Engineering Journal, 2023. **9**: p. 596-617.
13. Morkhade, S.G. and L.M. Gupta, *An experimental and parametric study on steel beams with web openings*. International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE), 2015. **7**: p. 249-260.
14. Della Corte, G., R. Landolfo, and F.M. Mazzolani, *Post-earthquake fire resistance of moment resisting steel frames*. Fire Safety Journal, 2003. **38**(7): p. 593-612.
15. H. Yassin, F.I., a Bagchi, and V. K. R. Kodur, *Assessment of Post-Earthquake Fire Performance of Steel-Frame Buildings*. 14th World Conf. Earthq. Eng, 2008.
16. Zaharia, R. and D. Pintea, *Fire after earthquake analysis of steel moment resisting frames*. International Journal of Steel Structures, 2009. **9**(4): p. 275-284.
17. Krishnan, R., et al., *Finite Element Analysis of steel frames subjected to post-earthquake fire*. Materials Today: Proceedings, 2023.
18. Behnam, B. and H. Ronagh, *Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames*. KSCE Journal of Civil Engineering, 2015. **19**: p. 1-11.
19. Jelinek, T., V. Zania, and L. Giuliani, *Post-earthquake fire resistance of steel buildings*. Journal of Constructional Steel Research, 2017. **138**: p. 774-782.

20. Memari, M., H. Mahmoud, and B. Ellingwood, *Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections*. Journal of Constructional Steel Research, 2014. **103**: p. 215-229.
21. Lee, S., et al., *Fire Following Earthquake—Reviewing the State-of-the-Art of Modeling*. Earthquake Spectra - EARTHQ SPECTRA, 2008. **24**.
22. Memari, M. and H. Mahmoud, *Framework for a performance-based analysis of fires following earthquakes*. Engineering Structures, 2018. **171**: p. 794-805.
23. Suwondo, R., et al., *Effect of earthquake damage on the behaviour of composite steel frames in fire*. Advances in Structural Engineering, 2018. **21**: p. 136943321876113.
24. Pantousa, D. and E. Mistakidis, *FIRE RESISTANCE OF A STEEL STRUCTURE UNDER DIFFERENT FIRE- AFTER-EARTHQUAKE SCENARIOS CONSIDERING BOTH STRUCTURAL AND NON-STRUCTURAL DAMAGE THE CASE STUDY – DEFINITION OF FIRE-AFTER-EARTHQUAKE SCENARIOS*2014.
25. Behnam, B. and H. Ronagh, *Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2014. **23**.
26. Peyghaleh, E., *Effects of Fire Following Earthquake on Covered and Uncovered Steel Frame*2013.
27. Peyghaleh, E., M. Ziaei, and M. Zolfaghari, *Effects of Fire Following Earthquake on steel moment resisting covered versus uncovered structures*. Vol. 6. 2010. 4521-4531.
28. Covi, P., et al., *Fires Following Earthquake Fragility Functions for Protected Steel Braced Frames*. Fire Technology, 2024: p. 1-30.
29. Agustini, N.K.A., et al., *THE BEHAVIOR OF STEEL STRUCTURE EXPOSED TO FIRE: A REVIEW*2017.
30. Risco, G.V., L. Giuliani, and V. Zania, *Numerical Study on the Effect of Post-earthquake Fires on the Resistance of Fire-insulated Steel Frames*2018.
31. Chandra, A., A. Bhowmick, and A. Bagchi, *STR-866: NON LINEAR FINITE ELEMENT MODEL FOR POST-EARTHQUAKE FIRE PERFORMANCE EVALUATION OF STEEL PORTAL FRAMES*. 2016.
32. Maddalozzo, W.A., *Behavior of Steel Structures in Fire Following Earthquakes*. 2021.
33. Memari, M., H. Mahmoud, and B. Ellingwood, *Stability of steel columns subjected to earthquake and fire loads*. Journal of Structural Engineering, 2018. **144**(1): p. 04017173.
34. Knobloch, M., et al., *Stability of steel columns subjected to fire*. Stability and ductility of steel structures. Rio de Janeiro, 2010.
35. Risco, G.-V., L. Giuliani, and V. Zania. *Failure mechanism of steel frames subjected to post-earthquake fires*. in A. Nadjai, F. Ali, JM. Franssen, O. Vassart, *The Proceedings of the 10 th International Conference on Structures in Fire*. 2018.
36. Kodur, V., M. Dwaikat, and R. Fike, *High-temperature properties of steel for fire resistance modeling of structures*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2010. **22**(5): p. 423-434.
37. Crosti, C., *Structural analysis of steel structures under fire loading*. Acta Polytechnica, 2009. **49**(1).
38. Himoto, K., et al., *A post-earthquake fire spread model considering damage of building components due to seismic motion and heating of fire*. Fire Saf Sci, 2011. **10**: p. 1319-1330.
39. Nadjai, A., et al., *Performance of unprotected and protected cellular beams in fire conditions*. Construction and Building Materials, 2016. **105**: p. 579-588.

40. Alasiri, M.R., R. Chicchi, and A.H. Varma, *Post-earthquake fire behavior and performance-based fire design of steel moment frame buildings*. Journal of Constructional Steel Research, 2021. **177**: p. 106442.
41. Lou, T., W. Wang, and B.A. Izzuddin, *A framework for performance-based assessment in post-earthquake fire: Methodology and case study*. Engineering Structures, 2023. **294**: p. 116766.
42. Risco, G.V., V. Zania, and L. Giuliani, *Numerical assessment of post-earthquake fire response of steel buildings*. Safety Science, 2023. **157**: p. 105921.
43. Alshaikh, I.M.H., et al., *Progressive collapse resistance of post-fire cellular beam-column substructures with various web-opening shapes*. Structures, 2023. **55**: p. 1874-1893.
44. Pantousa, D. and E. Mistakidis. *Fire resistance of a steel structure under different fire-after-earthquake scenarios considering both structural and non-structural damage*. in *Proceedings of the 8th Hellenic national conference of steel structures, Tripoli*. 2014.
45. Ali, H.M., P.E. Senseny, and R.L. Alpert, *Lateral displacement and collapse of single-story steel frames in uncontrolled fires*. Engineering Structures, 2004. **26**(5): p. 593-607.
46. Moradi, M., H. Tavakoli, and G. Abdollahzadeh, *Probabilistic assessment of failure time in steel frame subjected to fire load under progressive collapses scenario*. Engineering failure analysis, 2019. **102**: p. 136-147.
47. Wang, W.-Y. and G.-Q. Li, *Behavior of steel columns in a fire with partial damage to fire protection*. Journal of Constructional Steel Research, 2009. **65**(6): p. 1392-1400.
48. *Mechanical analysis of a portal steel frame when subjected to a post-earthquake fire*. Fire Research, 2019. **3**(1).
49. Kada, A., et al., *Finite element analysis of steel beams with web apertures under fire condition*. Asian Journal Of Civil Engineering (Building And Housing), 2016. **17**(8): p. 1035-1054.
50. Kada, A. and B. Lamri, *Numerical analysis of non-restrained long-span steel beams at high temperatures due to fire*. Asian Journal of Civil Engineering, 2019. **20**(2): p. 261-267.
51. Merouani, M.R., et al., *Finite-element analysis for the performance of steel frames under fire after earthquake*. Asian Journal of Civil Engineering, 2023. **24**(2): p. 593-606.
52. Oribi, S.B., et al., *Investigation of residual stresses on the fire resistance of unrestrained cellular beams*. ce/papers, 2021. **4**(2-4): p. 1386-1394.
53. Pourkeramat, P., V. Ghiasi, and B. Mohebi, *The Effect of Post-Earthquake Fire on the Performance of Steel Moment Frames Subjected to Different Ground Motion Intensities*. International Journal of Steel Structures, 2021. **21**(4): p. 1197-1209.
54. Suwondo, R., et al., *Behavior of Earthquake Damage Steel Structures in Fire*. International Journal on Advanced Science, Engineering and Information Technology, 2022. **12**(5): p. 2067-2074.
55. Faggiano, B., M. Esposito, and F. Mazzolani, *RISK ASSESSMENT OF STEEL STRUCTURES UNDER FIRE*.
56. Maraveas, C. and Z. Fasoulakis. *Post-fire mechanical properties of structural steel*. in *8th National steel structures conference, Tripoli, Greece*. 2014.
57. Maraveas, C., Z.C. Fasoulakis, and K.D. Tsavdaridis, *Mechanical properties of high and very high steel at elevated temperatures and after cooling down*. Fire Science Reviews, 2017. **6**: p. 1-13.

58. 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.
59. Outinen, J., O. Kaitila, and P. Mäkeläinen. *A study for the development of the design of steel structures in fire conditions*. in *1st International Workshop of Structures in Fire, Copenhagen, Denmark*. 2000.
60. Code, P., *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization, 2005. **10**.