

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechniques et Structures

Par

Mohammed Redha MEROUANI

Thème :

CONTRIBUTION A L'ETUDE POST-SISMIQUE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES SOUS L'EFFET D'UN INCENDIE

Soutenue le 09/09/2023, devant le jury composé de :

Mohamed GHRICI	Professeur	UHB Chlef	Président
Belcaceem LAMRI	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
Abdelhak KADA	MCA	UHB Chlef	Corapporteur
Abdellah BENAROUS	Professeur	USD Blida 1	Examineur
Noureddine BOURAHILA	Professeur	ENP Alger	Examineur
Taieb BRANCI	Professeur	UHB Chlef	Examineur
Paulo PILOTO	Professeur	IPB Portugal	Invité

Remerciements

Avant tout propos, Je remercie Allah le tout puissant qui m'a donné la sagesse et la santé de faire ce modeste travail.

Je tiens à adresser mes remerciements et à exprimer mes reconnaissances à mes directeurs de thèse, le professeur LAMRI Belkacem, le maître de conférences KADA Abdelhak de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef et le professeur PILOTO Paulo de l'Institut Polytechnique de Bragança, d'avoir acceptés de m'encadrer et pour leur patience, leur coopération et leur orientation durant toute la période de cette thèse. Je leur serai reconnaissant de m'avoir fait partager leur enthousiasme et leur intérêt pour la recherche. Je saisis cette occasion pour vous exprimer ma profonde gratitude tout en vous témoignant mon respect.

Je tiens également à remercier le président de jury le professeur GHRICI Mohamed de l'Université de Chlef et les examinateurs le professeur BENAROUS Abdellah de l'université de Blida, le professeur BOURAHLA Noureddine de l'école nationale polytechnique d'Alger et le professeur BRANCI Taieb de l'Université de Chlef.

Mes derniers remerciements vont à mon père Mourad, paix à son âme, de m'avoir aidé et soutenu dès le début de ce projet et pour ses précieux conseils qui m'ont beaucoup aidé à tenir à ce travail.

DEDICACES

A mon cher frère pour son appui et son encouragement,

*A mes chères sœurs pour leurs encouragements permanents, et
leur soutien moral,*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon
parcours universitaire,*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués,
et le fruit de votre soutien infaillible,*

Merci d'être toujours là pour moi.

RESUME

Durant ces dernières années, un grand progrès de recherche a été effectué pour mieux développer le cadre conceptuel de la protection des structures contre les risques multiples, en particulier le séisme et l'incendie. Les événements récents d'incendie post-sismique montrent qu'il s'agit d'une double action fréquente entraînant une perte importante qui ne peut être réduite qu'en augmentant le niveau de sécurité. Bien que les incendies post-sismiques sont devenus une menace majeure pour les structures dans les régions sismiques ayant causés de nombreuses pertes humaines et d'importants dommages, les codes techniques des structures actuels ne considèrent pas l'action provenant de ce type d'action duale comme une entité dument quantifiée parmi les diverses charges conventionnelles. De plus, les méthodes actuelles de conception parasismique permettent un certain niveau de dommages aux éléments structuraux, ce qui rend potentiellement les structures plus vulnérables lorsqu'elles sont soumises à un incendie post-sismique. Cette étude vise à contribuer et analyser le comportement des structures métalliques endommagées par un feu post-sismique. Cette étude présente en premier l'état de l'art pour l'analyse à la fois du comportement des structures sous des incendies post-sismique et des incendies seuls ainsi que la méthodologie qui en découle. Deux problèmes différents sont considérés, à savoir la réponse de la structure à l'action sismique et la réponse à l'action thermomécanique. En second, elle présente les critères de performance pour la détermination de la résistance au feu de la structure sous le feu seul et le feu post-sismique. Pour se faire, des modèles d'éléments finis coque et poutres tridimensionnels sont proposés, pour la simulation du comportement des structures à des températures élevées. Les modèles numériques sont validés en premier par rapport aux résultats d'études antérieures publiés, ensuite, des analyses paramétriques sont menées, tenant compte des non linéarités matérielles et géométriques, à des températures élevées provenant d'un incendie. Ces modèles d'éléments finis sont principalement développés pour évaluer la réponse des structures métalliques sous des scénarios de feu choisis en termes de déplacement, temps de résistance et température critiques. Les résultats montrent que plus le nombre de travées est élevé, plus la performance des structures est élevée. Les portiques endommagés par le séisme ont une résistance au feu inférieure de 5% comparé à ceux considérés non endommagés, avec une augmentation de 30 % des déplacements horizontaux. Les résultats montrent également que la température critique des poutres diminue avec la longueur de la poutre. Les portiques sous le feu post-sismique qui se sont comportés dans le domaine inélastique ont une résistance au feu plus faible que les portiques non endommagés.

Mots clés : Feu post-sismique, Structure métallique, Élément finis, Résistance

ABSTRACT

In recent years, much research progress in analyses techniques has been made to further develop the framework of the protection of structures against multiple hazards, especially earthquake and fire. Recent post-earthquake fire events show that this is a frequent dual action resulting in significant loss which can only be reduced by increasing the level of safety. Although they have become a major threat to structures in seismic regions by causing significant loss of life and damage, current structural design codes do not consider post-seismic fires as a specific and unique load case. Additionally, current methods of seismic design allow for some level of damage to structural elements, potentially making structures more vulnerable when subjected to post-earthquake fire. This study aims to address the behaviour of steel portal frame subjected to post-earthquake fire owing to the fact that only limited research has adopted multi-hazard method for the analysis of structures. This study, first, reviews a state of the art for analysis of steel frame buildings under earthquake, and fire after earthquake and tackles both the behaviour of structures under post-earthquake fires and fires only as well as the methodology behind. The behaviour of structures under post-earthquake fires is used to study the effect of structural damage by the earthquake on the evolution of fire in the compartment. Two different problems are considered, namely the response of the structure to seismic action and the response to thermo mechanical action. Second it presents the performance criteria for the determination of the fire resistance of the structure under fire alone and post-earthquake fire. For this purpose, three-dimensional shell and beam finite element models are developed, for the simulation of the behavior of structures at high temperatures. The numerical models are first validated against the results of previous published studies, and then, parametric analyses are carried out, considering material and geometric nonlinearities at high temperatures. These finite elements models are developed to evaluate the response of the steel frame structures under chosen fire scenarios as well as the resistance at fire after earthquake, in terms of displacement, resistance time and critical temperature. The results show that the higher the number of bays is, the higher the performance of the frames. The damaged frames under inelastic conditions have smaller fire resistance of 5% when compared to undamaged frames, with an increase of 30% in horizontal displacements. The results also show that the critical temperature of beams decreases with the beam length. The frames with fire after earthquake, under inelastic conditions, have smaller fire resistance, when compared to undamaged frames

Keywords: Post-earthquake fire, Steel structure, Finite element, Resistance

ملخص

في إطار حماية البنايات من المخاطر المتعددة، الزلازل والحرائق، تم تطوير تقنيات التحليل بقوة مؤخرًا. تظهر أحداث الحرائق التي تلي الزلازل أن هذه القوة المزدوجة تنتج عنها خسارة كبيرة لا يمكن التقليل من شأنها إلا من خلال زيادة مستوى الأمان. أصبحت الحرائق التي تلي الزلازل في العقود الأخيرة تهديدًا رئيسيًا للبنايات خاصة في المناطق الزلزالية. على الرغم من أن الزلازل التي تعقبها الحرائق تسببت في العديد من الخسائر البشرية والمادية، إلا أن قوانين الهندسة المدنية الحالية لا تعتبر الحرائق التي تلي الزلازل حالة محددة وفريدة من نوعها. بالإضافة إلى ذلك، تسمح النظريات الحالية للدراسة الزلزالية بمستوى معين من الضرر الذي يلحق بالعناصر الهيكلية، مما قد يجعل الهياكل أكثر عرضة للخطر عند تعرضها لنيران ما بعد الزلازل. تهدف هذه الدراسة إلى معالجة حقيقة أنه لا يوجد سوى بحث محدود حول سلوك الهياكل المعدنية التي تضررت بفعل حرائق ما بعد الزلازل. الرهان الأول من هذه الدراسة هو تعريف كل من سلوك الهياكل تحت تأثير الحرائق ما بعد الزلازل والحرائق وحدها. سلوك الهياكل تحت الحرائق التي تلي الزلازل يستخدم لدراسة تأثير الضرر الهيكلي على تطور الحريق في البناية. يتم النظر في مشكلتين مختلفتين، وهما استجابة الهيكل للقوة الزلزالية والاستجابة للفعل الحراري. المشكلة التالية هي تعريف معايير الأداء لتحديد مقاومة الهيكل تحت تأثير النار والنيران التي تلي الزلازل. لهذا الغرض، تم اقتراح نماذج ثلاثية الأبعاد، لمحاكاة سلوك الهياكل في درجات حرارة عالية. أولاً، يتم التحقق من صحة النماذج مقابل نتائج الدراسات السابقة المنشورة. بعدها، يتم إجراء تحليلات بارامترية، مع مراعاة الإجهادات المتبقية تحت درجات حرارة عالية، وذلك بشكل أساسي لتحديد مقاومة العناصر الأساسية للهياكل، من حيث الحركة ووقت المقاومة ودرجة الحرارة الحرجة. أظهرت النتائج أنه كلما زاد عدد العارضات، زاد أداء الهيكل وتخفض درجة الحرارة الحرجة للحزم مع طول العارضة. تتمتع الهياكل المتضررة من جراء الزلازل بمقاومة أقل للحريق بنسبة 05% من تلك التي لم تتعرض للضرر، مع زيادة بنسبة 30% في الإزاحات الأفقية. كما بينت النتائج أن درجة الحرارة الحرجة للهياكل تتناقص مع طول العارضة. تتمتع الهياكل التي تتعرض لنيران ما بعد الزلازل والتي تتصرف في المجال غير المرن بمقاومة أقل للحريق من الهياكل غير التالفة من الزلازل.

كلمات مفتاحية: حريق الذي يلي الزلازل، هيكل فولاذي، عنصر محدود، مقاومة

Sommaire

Remerciements	2
DEDICACES	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
ملخص.....	vi
Sommaire	vii
Liste des figures	x
Liste des tableaux	xiv
Liste des symboles	xv
Introduction Générale.....	1
1.1. Problématique et contribution	2
1.2. Objectifs.....	3
1.3. Organisation.....	3
Chapitre 1. Etat de l’art et recherche bibliographique sur les structures métalliques sous l’action du feu post-sismique	5
1.1. Introduction	6
1.2. Historique sur les incendies post-sismique.....	6
1.3. Comportement structurel sous les conditions de feu	10
1.4. Comportement structurel sous condition sismique.....	12
1.5. Comportement des structures sous un incendie post-sismique	13
1.5.1. Essais expérimentaux réalisés	14
1.5.2. Études numériques sur le comportement des constructions sous incendies post-sismique	16
1.6. Conclusion	21
Chapitre 2. Méthodologie, modélisation numérique et cas d’études	22
2.1. Introduction	23
2.2. Méthodologie.....	23
2.2.1. Analyse probabiliste basée sur la performance	23
2.2.2. Procédure d’Analyse séquentielle	24
2.2.3. Méthodologie sur le feu post-sismique	25

2.3.	Modélisation numérique et validation	27
2.3.1.	Modèles d'éléments finis pour l'analyse numérique.....	27
2.3.2.	Validation du modèle numérique sous un feu post-sismique pour une température uniforme	28
2.3.3.	Validation du modèle numérique sous un feu post-sismique pour une température non uniforme (transitoire)	32
2.4.	Cas d'études.....	35
2.4.1.	Cas d'étude « A »	35
2.4.2.	Cas d'étude « B »	36
2.4.3.	Cas d'étude « C »	36
2.5.	Conclusion	37
Chapitre 3.	Transfert de chaleur et propriétés thermiques de l'acier à des températures élevées	38
3.1.	Introduction	39
3.2.	Conception du feu.....	39
3.2.1.	Courbes de feu température-temps.....	40
3.2.2.	Courbes de feu paramétrique.....	41
3.2.3.	Courbe de feu itinérant.....	44
3.3.	Propriétés thermiques de l'acier	46
3.3.1.	Masse volumique de l'acier :	46
3.3.2.	Conductivité thermique de l'acier :.....	46
3.3.3.	Chaleur spécifique de l'acier.....	47
3.3.4.	Dilatation thermique de l'acier.....	47
3.4.	Évaluation de la réponse thermique des structures sous des températures élevées...	48
3.4.1.	Conception du transfert thermique	48
3.4.2.	Résultats et discussions de l'analyse thermique des cas d'études.....	51
3.5.	Conclusion	55
Chapitre 4.	Analyse des structures métalliques sous l'action sismique	56
4.1.	Introduction	57
4.2.	Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	57
4.3.	Méthodes d'analyses.....	59
4.3.1.	Analyses linéaires.....	59
4.3.2.	Analyses non linéaires.....	60
4.4.	Détermination de la performance de la structure après une action sismique	63

4.5.	Dommages géométriques et rotules plastiques.....	69
4.6.	Conception selon le règlement parasismique Algérien (RPA99v2003).....	71
4.7.	Analyse du comportement des structures des cas d'études	72
4.7.1.	Comportement des structures avec la méthode statique non-linéaire	72
4.7.2.	Comportement des structures avec la méthode modale spectrale	77
4.8.	Conclusion	80
Chapitre 5. Performance des structures métalliques sous un incendie post-sismique		81
5.1.	Introduction	82
5.2.	Propriétés mécaniques de l'acier à des températures élevées.....	82
5.3.	Etude du comportement des structures sous l'effet d'un incendie post-sismique	84
5.3.1.	Analyse du comportement des structures sous des températures uniformes	84
5.3.2.	Analyse du comportement des structures sous des températures non-uniformes	90
5.3.3.	Comparaison entre les résultats issus de l'application du feu comme température transitoire ou température uniforme.....	93
5.4.	Conclusion	94
Chapitre 6. Etude paramétrique		96
6.1.	Introduction	97
6.2.	Analyse thermique	99
6.3.	Réponse structurelle des portiques	100
6.3.1.	Réponse sismique et performance des portiques.....	101
6.3.2.	Réponse structurelle au feu post-sismique	105
6.3.3.	Mécanismes de ruine	118
6.4.	Performance des structures	120
6.4.1.	Ratio déplacement/hauteur	120
6.4.2.	Temps de résistance au feu.....	122
6.4.3.	Température critique	124
6.5.	Conclusion	125
Conclusions générales et perspectives		127
Références bibliographiques		130

Liste des figures

Figure 1-1. Séisme de Lisbonne 1755 [7]	7
Figure 1-2. Séisme de San Francisco 1906 [10].....	7
Figure 1-3. Séisme de Kanto 1923 [11]	8
Figure 1-4. Séisme de Managua [12]	9
Figure 1-5. Séisme de Kobe 1995 [14]	9
Figure 1-6. Séisme de Ridgecrest [18]	10
Figure 1-7. Flambement du poteau causé par la simulation du séisme [58]	14
Figure 1-8. Courbe temps-déplacement correspondant au feu post sismique [59]	15
Figure 1-9. Résultats des tests sur les connexions poutre-poteau [60].....	15
Figure 1-10. Comparaison des performances de sécurité des bâtiments avec et sans prise en compte des dommages causés par les séismes [61]	16
Figure 1-11. Réduction de la résistance au feu (a) ELS (b) ELU [62].....	17
Figure 1-12. Courbe pushover du cas LH1S235 [63]	17
Figure 1-13. Comparaison du temps de résistance au feu sous plusieurs scénarios [64].....	18
Figure 1-14. Résistance au feu post-sismique de la structure (a) taille de feu 16,7% (b) taille de feu 50% (c) taille de feu 100% (d) feu ISO834 [34]	19
Figure 1-15. Portique métallique sous un feu post-sismique [65].....	19
Figure 1-16. Courbe temps-déplacement sous un feu ISO834 [66].....	20
Figure 1-17. Mécanisme de ruine [67]	20
Figure 2-1. Etapes de l'analyse séquentielle	24
Figure 2-2. Organigramme de l'analyse des performances d'une structure sous un incendie post-sismique.....	26
Figure 2-3. Élément fini SHELL181 [72]	27
Figure 2-4. Élément fini BEAM189 [72]	28
Figure 2-5. Configuration du portique [76].....	29
Figure 2-6. Maillage du modèle numérique	30
Figure 2-7. Effort à la base en fonction du déplacement inter-étages (Pushover)	30
Figure 2-8. Evolution du déplacement vertical en fonction de la durée d'exposition au feu pour les niveaux de performance 1% et 2%	31
Figure 2-9. Résistance au feu normalisée post-sismique	32
Figure 2-10. Propriétés géométriques du portique [67]	33
Figure 2-11. Maillage et conditions aux limites.....	33
Figure 2-12. Résultats de l'analyse Pushover	34
Figure 2-13. Maillage de la section de la poutre	34
Figure 2-14. Déplacement horizontal en fonction de la durée d'exposition au feu (feu seul) .	35
Figure 2-15. Déplacement horizontal en fonction de la durée d'exposition au feu (feu post-sismique)	35
Figure 2-16. Configuration du portique A	36
Figure 2-17. Configuration du portique B.....	36
Figure 2-18. Configuration du portique C.....	37

Figure 3-1. Phases de développement d'un incendie	40
Figure 3-2. Courbes de feu	41
Figure 3-3. Courbe de feu paramétrique	42
Figure 3-4. Comportement du feu itinérant [36]	44
Figure 3-5. Concept du feu itinérant	45
Figure 3-6. Evolution de la température en fonction du temps d'un feu itinérant	45
Figure 3-7. Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température selon l'Eurocode	46
Figure 3-8. Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température	47
Figure 3-9. Dilatation thermique de l'acier	48
Figure 3-10. Conception du transfert thermique	49
Figure 3-11. Distribution de la température dans la section de la poutre exposé sur 03 faces (a) Profilé IPE240 exposé au feu (b) Evolution Temps-Température	52
Figure 3-12. Distribution de la température dans la section du poteau exposé sur 03 faces (a) Profilé HEA160 exposé au feu (b) Evolution Temps-Température	53
Figure 3-13. Champ de température dans la section exposée au feu	53
Figure 3-14. Exposition au feu des poutres et poteaux de la structure	54
Figure 3-15. Evolution de la température de la structure	54
Figure 4-1. Courbes contrainte-déformation selon l'Eurocode 3 partie 1-5 [90]	58
Figure 4-2. Courbe contrainte déformation réelle pour un profilé en acier S235	59
Figure 4-3. Modèle d'un système à un seul degré de liberté (MDOF)	63
Figure 4-4. Spectre de réponse élastique	64
Figure 4-5. Spectre de réponse au format ADRS	64
Figure 4-6. Système à un seul degré de liberté (SDOF) équivalent	65
Figure 4-7. Courbe de capacité SDOF et bi linéarisation	66
Figure 4-8. Détermination de la demande sismique	67
Figure 4-9. Demande sismique locale	68
Figure 4-10. Déformations résiduelles après l'application de l'action sismique	69
Figure 4-11. Relations force-déformation selon le FEMA356	70
Figure 4-12. Spectre de réponse (Cas A)	72
Figure 4-13. Courbe Pushover du portique A	73
Figure 4-14. Détermination du déplacement cible du Portique A	73
Figure 4-15. Maillage et connexion poutre-poteau (Portique C)	74
Figure 4-16. Encastrement du poteau et conditions aux limites	74
Figure 4-17. Spectre de réponse (Cas B)	75
Figure 4-18. Point de performance du Portique B après analyse sismique	75
Figure 4-19. Spectre de réponse (Cas C)	76
Figure 4-20. Courbe pushover du Portique C	77
Figure 4-21. Détermination de la demande de déplacement	77
Figure 4-22. Section de l'élément Beam189 du profilé IPE300	78
Figure 4-23. Spectre de réponse (Cas A)	78
Figure 4-24. Spectre de réponse élastique introduit dans ANSYS	79
Figure 4-25. La déformée du portique	80
Figure 5-1. Relation contraintes-déformations de l'acier aux températures élevées [88]	82

Figure 5-2. Coefficient de réduction de l'acier aux températures élevées	83
Figure 5-3. Courbes contrainte-déformation de l'acier S235 aux températures élevées	83
Figure 5-4. Courbe de feu ISO834	84
Figure 5-5. Evolution du déplacement horizontal en fonction du temps (Portique A)	85
Figure 5-6. Evolution du déplacement vertical en fonction du temps (Portique A)	86
Figure 5-7. Déformée du portique A sous un feu seul	86
Figure 5-8. Déformée du portique A sous un feu post-sismique	87
Figure 5-9. Résistance au feu normalisée en fonction du déplacement inter-étages.....	87
Figure 5-10. Déformée du portique sous un feu post-sismique	88
Figure 5-11. Déformée du portique sous un feu sans séisme.....	88
Figure 5-12. Déplacement vertical en fonction du temps d'exposition.....	89
Figure 5-13. Déplacement horizontal en fonction du temps d'exposition	90
Figure 5-14. Scénarios de feu (a) S1 (b) S2 (c) S3 (d) S4 (e) S5	91
Figure 5-15. Déplacement horizontal en fonction du temps pour les différents scénarios de feu	92
Figure 5-16. Déplacement vertical en fonction du temps pour les différents scénarios de feu	93
Figure 5-17. Déplacement horizontal en fonction du temps des trois modèles numériques....	94
Figure 6-1. Portiques considérés pour l'étude paramétrique.....	97
Figure 6-2. Spectre de réponse élastique pour l'étude paramétrique	99
Figure 6-3. Répartition de la température après une durée de 600 secondes	100
Figure 6-4. Courbes Pushover des portiques du cas H3L3	101
Figure 6-5. Courbes Pushover des portiques du cas H3L6	102
Figure 6-6. Courbes Pushover des portiques du cas H4L4	102
Figure 6-7. Courbes Pushover des portiques du cas H4L8	102
Figure 6-8. Points de performance sismique des portiques du cas H3L3	103
Figure 6-9. Points de performance sismique des portiques du cas H3L6	104
Figure 6-10. Points de performance sismique des portiques du cas H4L4	104
Figure 6-11. Points de performance sismique des portiques du cas H4L8	105
Figure 6-12. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H3L3	106
Figure 6-13. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H3L6	106
Figure 6-14. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H4L4	107
Figure 6-15. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H4L8	107
Figure 6-16. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H3L3	108
Figure 6-17. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H3L6	108
Figure 6-18. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H4L4	109
Figure 6-19. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H4L8	109

Figure 6-20. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H3L3	110
Figure 6-21. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H3L6	110
Figure 6-22. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H4L4	111
Figure 6-23. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H4L8	111
Figure 6-24. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H3L3 ..	112
Figure 6-25. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H3L6 ..	113
Figure 6-26. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H4L4 ..	113
Figure 6-27. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H4L8 ..	114
Figure 6-28. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H3L3 ..	114
Figure 6-29. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H3L6 ..	115
Figure 6-30. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H4L4 ..	115
Figure 6-31. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H4L8..	116
Figure 6-32. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H3L3 ..	116
Figure 6-33. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H3L6 ..	117
Figure 6-34. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H4L4 ..	117
Figure 6-35. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H4L8 ..	118
Figure 6-36. Profil des contraintes de Von Mises et déformée - S1 – FAE.....	119
Figure 6-37. Profil des contraintes de Von Mises et déformée - S1 – FwoE.....	119
Figure 6-38. Profil des contraintes de Von Mises et déformée – S2 – FAE	119
Figure 6-39. Profil des contraintes de Von Mises et déformée – S2 – FwoE	120
Figure 6-40. Profil des contraintes de Von Mises et déformée – S3 – FAE	120
Figure 6-41. Histogrammes des rapports de déplacement des portiques – scénario S1.....	121
Figure 6-42. Histogrammes des rapports de déplacement des portiques – scénario S2.....	121
Figure 6-43. Histogrammes des rapports de déplacement des portiques – scénario S3.....	122

Liste des tableaux

Tableau 3-1. Valeurs de t_{lim} donnés par l'Eurocode [82]	43
Tableau 3-2. Facteur de massiveté	51
Tableau 4-1. Périodes propres donnés par l'analyse modale	79
Tableau 5-1. Temps de résistance	93
Tableau 6-1. Cas d'études et données géométriques.....	98
Tableau 6-2. Points de performance sismique des portiques des différents cas (%)......	103
Tableau 6-3. Temps de résistance au feu pour le premier scénario de feu (S1).....	123
Tableau 6-4. Temps de résistance au feu des portiques pour le deuxième scénario de feu (S2)	124
Tableau 6-5. Temps de résistance au feu des portiques pour le troisième scénario de feu (S3)	124
Tableau 6-6. Températures critiques numériques (θ) en situation FAE et température critique analytiques $\theta_{a,cr}$ (°C).....	125

Liste des symboles

θ_0	Température ambiante
θ_g	Température du gaz
θ_a	Température de l'élément
$\theta_{a,cr}$	Température critique
θ_m	Température sur la surface de l'élément
θ_r	Température de rayonnement effectif
$\Delta\theta_{a,t}$	Augmentation de température dans l'acier
t	Temps
q_{fd}	Densité de charge calorifique
c'	Facteur de conversion
w_f	Facteur de ventilation
y_{n1}, y_{n2}	Facteurs de sécurité
t_{max}	La durée la plus courte possible de la phase d'échauffement
t_{min}	La plus longue durée de la phase d'échauffement
Γ	Facteur d'expansion
ρ	Masse volumique du matériau
λ	Conductivité thermique du matériau
C	Chaleur spécifique du matériau
ρ_a	Masse volumique de l'acier
λ_a	Conductivité thermique de l'acier
C_a	Chaleur spécifique de l'acier

$\Delta l/l$	Dilatation thermique de l'acier
\dot{h}_{net}	Flux thermique net
$\dot{h}_{net,r}$	Flux thermique radiatif
$\dot{h}_{net,c}$	Flux thermique conductif
α_c	Coefficient de transfert thermique par convection
Φ	Facteur de forme
ε_m	Emissivité de la surface de l'élément
ε_f	Emissivité du feu
σ	Constante de Stephan Boltzmann
A_m/V	Facteur de massiveté
Δt	Intervalle de temps
σ	Contrainte
$\sigma_{réelle}$	Contrainte réelle
ε	Déformation
$\varepsilon_{réelle}$	Déformation réelle
K, K_T	Matrice de rigidité non linéaire
U	Vecteur de déplacement
P	Vecteur de charge prédéfini
λ	Facteur de charge
P_0	Charge initiale
P_e	Vecteur de réaction de l'itération précédente
B_T	Matrice déformation-déplacement

σ_{NL}	Vecteur de la contrainte non linéaire
S_{ae}	Spectre d'accélération élastique
S_{de}	Spectre de déplacement élastique
T	Période
g	gravité
Γ	Facteur de transformation
d^*	Déplacement du système SDOF
F^*	Force du système SDOF
d	Déplacement du système MDOF
F_b	Force du système MDOF
N	Nombre d'étages
m	Masse
m^*	Masse équivalente
Φ_i	Forme linéaire de vibration
T^*	Période élastique
d_y^*	Déplacement à la limite élastique
F_y^*	Force à la limite élastique
S_a	Spectre inélastique d'accélération
S_d	Spectre inélastique de déplacement
R_μ	Facteur de réduction de ductilité
μ	Ductilité
T_c	Période de contrôle

d_{et}^*	Déplacement cible élastique
d_t^*, d_t	Déplacement cible
A	Coefficient d'accélération de zone
η	Facteur de correction d'amortissement
ε	Pourcentage d'amortissement critique
R	Coefficient de comportement de la structure
T_1, T_2	Périodes caractéristiques
Q	Facteur de qualité
f_y	Limite d'élasticité
E	Module de Young
R_{hd}	Rapport de déplacement horizontal sur la hauteur
R_t	Rapport de temps de résistance
SDOF	Un seul degré de liberté
MDOF	Plusieurs degré de liberté
FDS _t	Structure endommagée
FDUS _t	Structure non-endommagée
FAE	Feu après séisme
FWoE	Feu sans séisme

Introduction Générale

Un séisme est considéré comme une catastrophe naturelle et peut causer de sérieux dommages à la structure et dans certains cas peut produire aussi une autre catastrophe qui est l'incendie. Selon un rapport de la Banque Mondiale [1], les catastrophes naturelles dans le monde ont touché près de 26 millions de personnes et ont causé en moyenne une perte économique d'environ 520 milliards de dollars chaque année.

De nos jours, la conception structurelle vis-à-vis des actions sismiques et thermiques est réalisée selon les codes en vigueur d'une manière indépendante. De nombreuses études ont été publiées ces 20 dernières années sur le comportement sismique des structures. Les connaissances qui en résultent ont été intégrées dans les réglementations de conception sismique au niveau international. Parallèlement, de nombreuses recherches ont été menées sur le comportement au feu des structures en acier et composites. Récemment, ces recherches ont progressé au-delà du comportement des matériaux et des éléments structuraux isolés, vers le comportement des structures réelles au feu. Ainsi, l'interaction des éléments chauffés avec le reste des composants structurels est prise en compte.

Les observations sur les grands incendies non contrôlés et contrôlés ont montré que les structures métalliques se sont extrêmement bien comportées lors d'une exposition prolongée au feu [2, 3]. Tous ces incendies ont donné un nouvel élan aux informations disponibles pour que les concepteurs et les chercheurs puissent développer des concepts adéquats pour des solutions optimales. Une autre préoccupation de l'ingénierie incendie est le phénomène d'incendie post-sismique qui implique une succession de charges accidentelles sur les bâtiments dus au double effet du séisme et de l'incendie, entraînant des pertes économiques et humaines considérables. Mousavi et al. [4] ont discuté les causes, les mesures d'atténuation et de la performance des structures sous le feu post-sismique et ont conclu qu'il existe un fort besoin d'élaborer des directives de conception de sécurité incendie structurelle pour les feux consécutifs suite à un tremblement de terre.

1.1. Problématique et contribution

Cette recherche a permis de contribuer à l'ingénierie parasismique basée sur la performance et d'apporter des méthodologies de conception d'ingénierie incendie.

Les documents historiques ont démontré que le feu post-sismique est une menace majeure pour les structures en acier. Malgré des progrès dans la recherche sur la réponse structurelle au séisme et au feu indépendamment, la recherche sur leur effet combiné n'a commencé que récemment et, de plus, la conception incendie post-séisme n'est pas une exigence normative.

Plus précisément, les codes de conception incendie supposent que lorsqu'un incendie se déclare, la structure est intacte et que toutes les mesures d'ignifugation sont actives.

Le principal problème abordé dans cette thèse est l'évaluation du comportement des structures métalliques à des températures élevées, en considérant que le point de départ est un état de dommage permanent causé par un événement sismique antérieur, en utilisant des méthodes numériques développées. L'étude porte sur la détermination de la résistance au feu des structures lors d'un incendie post-sismique.

1.2. Objectifs

La tendance de conception courante, parmi les praticiens de la construction des structures métalliques, est de considérer l'effet du séisme et du feu séparément. Il n'y a aucun code ou norme qui inclut cette conception de l'incendie post-sismique comme une double action.

La thèse porte sur une étude paramétrique basée sur six portiques métalliques en utilisant une méthodologie développée et qui peut être appliquée à toute typologie structurelle. Les étapes de base de la conception bien connue des chargements sismiques et gravitaires sont suivies. L'idée est d'étudier la performance au feu du système structurel endommagé en raison des actions sismiques.

Un autre objectif est d'évaluer la réduction de la résistance au feu de la structure due aux dommages induits par le séisme, qui est comparée avec les résultats de la structure qui n'est pas endommagée.

L'étude permet l'analyse du comportement des structures soumises aux différents scénarios de feu post-sismique, qui sont liés aux actions sismiques où plusieurs scénarios de feu sont produits, en tenant compte des différents niveaux de dommages induits.

1.3. Organisation

Cette thèse est structurée en six (06) chapitres comme suit :

Après une introduction générale, le chapitre 1 passe en revue le comportement des structures métalliques sous les dommages causés par le feu, le séisme et le feu post-sismique. Ce chapitre vise à présenter, une recherche bibliographique et un état de l'art des travaux théoriques et pratiques résultant des méthodes d'analyse numérique et expérimentales utilisées dans ses études.

Le chapitre 2 décrit la méthodologie sur la procédure d'analyse des structures métalliques soumises au feu post-sismique, ainsi que la modélisation numérique et les différentes

validations. Le logiciel ANSYS est utilisé pour modéliser et analyser les structures. Une série d'analyses de vérification et de validation est également effectuée pour confirmer que les résultats obtenus à partir du logiciel d'éléments finis donnent un niveau de précision acceptable. Des cas d'études sont présentés pour effectuer l'analyse sismique, thermique et du feu post-sismique.

Le chapitre 3 décrit, les principes de base de la théorie du transfert de chaleur et les concepts de base concernant la modélisation dans le contexte de l'ingénierie du feu. Les méthodes disponibles de simulation d'incendie dans un compartiment et l'évaluation de la réponse thermique des structures. Ce chapitre contient également les solutions suggérées par l'EN 1991-1-2 afin de trouver des solutions analytiques au problème de transfert de chaleur dans le cas des profilés en acier.

Le chapitre 4 décrit les méthodes d'analyses des structures sous l'action sismique avec l'étude de leur comportement et les dommages causés. Les choix de modélisation pour les structures métalliques sont présentés ainsi que les lois de comportement adoptées qui reproduisent des dégradations locales au sein des éléments structuraux lors des sollicitations sismiques.

Le chapitre 5 traite les propriétés mécaniques de l'acier à des températures élevées ainsi que le modèle mathématique utilisé pour décrire la relation contrainte-déformation non linéaire à des températures élevées, conformément à l'Eurocode 3 partie 1-2 (EN 1993-1-2). Enfin, la performance des structures sous l'effet d'un feu post-sismique est étudiée.

Le chapitre 6 décrit une étude paramétrique qui permet de discuter l'effet de la topologie et du nombre d'étages ainsi que les travées. Des scénarios d'incendie sont envisagés pour identifier la partie critique de la structure qui peut être vulnérable à la charge calorifique post-sismique. La résistance au feu du système structurel est calculée, en termes de déplacement, en temps de résistance et en température critique, pour déterminer la performance de la structure. La comparaison entre la résistance au feu des structures non endommagées et les structures endommagées précise la réduction de la résistance dans le cas du chargement au feu post-sismique.

**Chapitre 1. Etat de l'art et recherche
bibliographique sur les structures
métalliques sous l'action du feu post-
sismique**

1.1. Introduction

Au cours des dernières années, de nombreux chercheurs ont focalisé leurs études sur la problématique du feu post-sismique, d'où leur objectif est d'étudier la résistance au feu des structures en observant leur comportement.

Ce chapitre présente l'état de l'art sur le comportement 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
- Comportement structurel sous condition de feu
- Comportement structurel sous condition sismique
- Travaux de recherche sur le comportement des structures sous un incendie post-sismique

1.2. Historique sur les incendies post-sismique

L'historique des séismes survenus au cours du siècle dernier montre que les incendies post-sismique sont des événements extrêmement variables et les dommages causés par ces incendies peuvent être plus catastrophiques que les séismes eux-mêmes. La variabilité des incendies post-sismique se tient avec le facteur de la variabilité du nombre d'étincelles de feu et le facteur de la variabilité de la propagation du feu. Ces deux facteurs peuvent être influencés par les propriétés des matériaux de la structure et de sa géométrie, ainsi que la vitesse et la direction du vent. Alors que plusieurs événements d'incendies post-sismiques ont été observés dans presque tous les grands tremblements de terre, Scawthorn et al. [5] et Faggiano [6] ont bien présenté les événements historiques dévastateurs et dramatiques où les incendies post-sismique ont fait accroître les pertes humaines et les dommages matérielles et par conséquent l'élévation du niveau de risque sur les structures et les vies humaines.

Le grand tremblement de terre de Lisbonne de 1755, Figure 1-1, a été l'un des séismes les plus destructeurs de l'histoire et considéré comme le premier séisme dans l'histoire qui a déclenché des incendies. Plusieurs incendies ont suivi le séisme et ont duré cinq jours, ce qui a coûté la vie à 60000 jusqu'à 90000 personnes avec presque 85% des bâtiments de la ville considérés comme détruits. La destruction a été si grande que le séisme a été aussi suivi par des vagues de tsunami. [6].



Figure 1-1. Séisme de Lisbonne 1755 [7]

Le tremblement de terre de San Francisco de 1906, de magnitude de 8,3, a été classé comme le tremblement de terre le plus dévastateur de l'histoire des États-Unis en raison du plus grand incendie urbain qui s'est suivi, en causant de grands dommages structurels et humains, Figure 1-2 [10]. La combinaison du tremblement de terre et des 52 incendies qui ont suivi, ont causé environ 3 000 morts et 524 millions de dollars de pertes. De graves dommages ont été causés sur presque 28 000 bâtiments, dont 80% étaient dus aux incendies plutôt qu'au tremblement de terre [8] [9].



Figure 1-2. Séisme de San Francisco 1906 [10]

Le tremblement de terre de Kanto de 1923, qui a frappé les villes de Tokyo et Yokohama au Japon, est considéré comme la plus grande conflagration au monde jamais survenue, Figure

1-3. Le séisme d'une magnitude de 7,9 à l'échelle de Richter, a fait environ 140 000 morts et a causé des dommages très importants à 126 000 bâtiments résidentiels et a ruiné environ 128 000 petites maisons. Les structures en bois à Tokyo, les conditions météorologiques sèches et les rafales élevées du vent chaud ont entraîné plus de 500 incendies majeurs et mineurs pendant les deux jours qui ont suivi l'évènement sismique [8].



Figure 1-3. Séisme de Kanto 1923 [11]

Le séisme de Managua, au Nicaragua de 1972, a compris trois tremblements de terre consécutifs, d'une magnitude de 5,5 à 6,5 sur l'échelle de Richter, Figure 1-4. Alors que des tremblements de terre de ces magnitudes ne causent généralement pas de dommages graves, mais dans ce cas il y a eu des dommages importants aux bâtiments et aux infrastructures à cause de la faible résistance des structures construites [12]. Le séisme a fait plus de 6000 morts et plus de 250000 personnes sont devenues sans abri. Peu de temps après les secousses, cinq incendies se sont déclarés, entraînant une conflagration qui a duré plus de trois jours. Des zones très densément peuplées avec des charges calorifiques élevées ont provoqué un embrasement généralisé sur de vastes zones de la ville.



Figure 1-4. Séisme de Managua [12]

Un autre incendie bien plus dévastateur à la suite d'un tremblement de terre a été signalé à Kobe, au Japon en 1995, Figure 1-5. Le tremblement de terre d'une magnitude de 7,2 a causé d'importants dégâts dus à la fois au séisme et aux 142 incendies qui ont suivi, en faisant environ 6 000 morts et 33 000 blessés. Plus de 100 000 bâtiments y compris des structures résidentielles, commerciales et industrielles, se sont effondrés [13].



Figure 1-5. Séisme de Kobe 1995 [14]

Il y a eu d'autres tremblements de terre majeurs qui ont été suivis par des incendies et qui ont causés de graves pertes humaines et économiques. Parmi les plus connus citons ceux qui sont arrivés en Californie, comme les tremblements de terre de San Fernando en 1971, de Northridge en 1994, de Long Beach en 1933, de Morgan Hill en 1984 et de Loma Priete en

1989, ainsi que d'autres séismes suivis par des incendies comme celui de Niigata au Japon en 1946 et de Mexico City de 1985 [15].

Parmi les autres villes qui ont connu un incendie à la suite d'un séisme, citons Napier, en Nouvelle-Zélande en 1931 et Izmit, en Turquie en 1999. Bien que le nombre de décès ait été nettement inférieur, les dégâts dus aux incendies post-sismique ont été considérables [16].

Les plus récents tremblements de terre qui ont été suivis par des incendies concernent la ville de Ridgecrest en date du 4 et 5 juillet 2019 en Californie, qui se sont produits au nord et au nord-est de cette ville, Figure 1-6 [18]. Ils comprenaient trois chocs principaux de magnitudes 6,4 ; 5,4 et 7,1 sur l'échelle de Richter. Des dommages relativement mineurs ont été causés par le choc initial, mais certains bâtiments ont été gravement touchés par la propagation rapide des feux, Figure 1-6, et ont malheureusement confirmé le risque élevé d'incendies qui se produisent après un séisme dans les zones urbaines denses [17].



Figure 1-6. Séisme de Ridgecrest [18]

1.3. Comportement structurel sous les conditions de feu

Le feu représente une menace importante pour les structures en acier car les propriétés des matériaux subissent une dégradation rapide avec l'augmentation de la température. Outre, avec la réduction des propriétés du matériau, les éléments en acier sont soumis à une dilatation thermique qui introduit des contraintes supplémentaires le long de ces éléments [19]. Une revue approfondie a été publiée par Kodur et al. [20] qui résume l'état de l'art et identifie les besoins de recherche et de formation pour améliorer la sécurité incendie des structures.

Beaucoup de travaux de recherches numériques et expérimentales se sont penchés sur l'étude du comportement des structures métalliques sous l'effet de hautes températures dues seulement à l'incendie, où les éléments sont pris comme non protégés [21] [22] [19] ou protégés [23] [24].

D'autres études ont révélé que l'utilisation de la capacité de connexion poteau-poutre exposés au feu entraîne une augmentation du temps de résistance au feu [25-28]. La charge appliquée sur la structure est différente lors de la conception des scénarios d'incendie en raison du fait qu'il est très peu probable que le bâtiment soit chargé à pleine capacité en cas d'incendie. Par conséquent, différents coefficients de sécurité sont utilisés dans la combinaison de charges correspondante. La charge résultante est définie comme un rapport de charge représentant une fraction de la charge ultime qui conduirait normalement à l'effondrement de la structure.

La rupture des composants structuraux pendant la phase de refroidissement de l'incendie a attiré l'attention des chercheurs dans le passé, en se concentrant principalement sur l'apparition d'inversion de déformation des structures en acier [29, 30]. Iu et al. [27] ont réalisé une étude sur la réponse des structures en acier en phase de refroidissement, basée sur le concept de rotule plastique. La déformation plastique des composants structuraux au cours de la phase de refroidissement a été étudiée à l'aide de la méthode incrémentale itérative de Newton-Raphson, tout en prenant en compte leurs propriétés mécaniques. Wang et al. [31] ont proposé un modèle pour décrire les contraintes et les déformations résiduelles des structures en acier en phase de refroidissement, en apportant quelques améliorations aux travaux antérieurs menées [29, 30].

L'effondrement des trois (03) tours du World Trade Center, le 11 septembre 2001 [32], l'incendie qui a touché la tour Windsor à Madrid, le 12 février 2005 et les essais au feu à grande échelle de Cardington [33] ont montré que des ruptures sur les connexions poteaux-poutres peuvent se produire, ce qui peut potentiellement déclencher l'effondrement des planchers, le flambement des poteaux et éventuellement l'effondrement disproportionné de l'ensemble de la structure. L'observation de ses incendies ont révélé que dans de grands espaces ouverts, le feu se propage à travers les parois du sol plutôt que de brûler simultanément pendant toute sa durée [34].

Le feu itinérant est désormais considéré comme un scénario d'incendie très pertinent dans les grands compartiments. De récentes études numériques et expérimentales approfondies ont été réalisées sur la réponse structurelle des structures métalliques selon la méthodologie des feux itinérants [35, 36]. Ces études ont pratiquement une valeur limitée, car un feu qui se propage

est par nature un phénomène en trois dimensions (3D) et les modèles structuraux en deux dimensions (2D) ne peuvent tout simplement pas représenter la complexité des comportements présentés dans une structure réaliste, comme par exemple le comportement membranaire des systèmes de plancher.

1.4. Comportement structurel sous condition sismique

L'évaluation sismique des structures est généralement basée sur une philosophie de conception basée sur les forces, où les éléments structuraux sont évalués en termes de contraintes causées par les forces sismiques équivalentes. Certaines procédures ont été proposées dans le passé, telles que l'analyse spectrale modale et l'analyse statique non-linéaire, qui ont été implémentées dans les codes sismiques du monde entier. Elles sont couramment utilisées par la majorité des ingénieurs de conception structurelle, et plus particulièrement en Algérie.

La communauté de l'ingénierie structurelle a créé une nouvelle génération de procédures de conception et de réhabilitation basées sur une nouvelle philosophie de concepts d'ingénierie basés sur la performance. Il est devenu largement admis que l'on devrait considérer la limitation des dommages comme une considération de conception explicite [37]. En effet, l'endommagement et le comportement des structures lors d'un séisme sont principalement gouvernés par la capacité de déformation inélastique des éléments ductiles.

Selon Gioncu et Mazzolani [38], dans le cadre d'une stratégie cohésive pour la conception parasismique, la rigidité de la structure doit être vérifiée pour l'état limite de service, pour la résistance au niveau d'endommagement et pour la ductilité au niveau de capacité de survie. Par conséquent, la rigidité, la résistance et la ductilité doivent être vérifiées pour différents niveaux d'actions sismiques, ce qui nécessite des analyses linéaires élastiques et non linéaires.

L'idée de la conception sismique apparaît dans plusieurs lignes directrices comme ATC-40 [39] et FEMA-273 [40]. Cette dernière approche a été proposée pour la première fois par Freeman et al. [41] et elle a été modifiée par Fajfar [42]. La méthode du spectre de capacité donne une représentation graphique et permet une évaluation visuelle de la façon dont la structure se comportera lorsqu'elle sera soumise au mouvement sismique. L'intersection du spectre de capacité avec le spectre de demande fournit une estimation de l'accélération inélastique (force) et des demandes de déplacement. Il est clair que les méthodes d'analyse non linéaire sont d'une grande importance dans la conception sismique moderne des structures.

De ce point de vue, l'intérêt de la recherche mondiale s'est porté sur l'amélioration et la vérification de l'analyse statique non linéaire (pushover). Il s'agit d'une autre manière de prédire la réponse dynamique non linéaire des structures sans le coût de calcul excessif qui est requis pour l'analyse dynamique inélastique. Une revue détaillée de l'analyse pushover est présentée dans Elnashai [43]. Selon l'étude susmentionnée, l'utilisation de l'analyse statique inélastique en génie parasismique remonte aux travaux de Gulkan et Sozen [44].

La puissance de calcul par ordinateur ne cesse de croître, ce qui conduit à la mise en place de méthodes d'analyse plus précises. L'analyse temporelle non linéaire a été étendue à l'Analyse Dynamique Incrémentale (IDA). Dans cette analyse, les enregistrements des tremblements de terre par accélérographes sont mis à l'échelle afin de décrire le comportement structurel jusqu'à l'effondrement. Vamvatsikos et Cornell [45], ont examiné le concept de l'analyse dynamique incrémentale et a été lancé sous plusieurs formes dans les travaux de nombreux chercheurs, dont Yun et al. [46], Bazzurro et Cornell [47], Luco et Cornell [48] et De Matteis et al. [49]. D'autres chercheurs comme Elnashai [50], Ferracuti et al. [51] et Ahmadi et al. [52] ont publié des études numériques afin de valider les résultats des analyses pushover adaptatives en comparant les courbes de capacité avec les courbes de l'analyse dynamique incrémentale.

1.5. Comportement des structures sous un incendie post-sismique

Des simulations numériques et des essais expérimentaux ont été réalisés ces dernières années principalement pour des structures métalliques et mixtes (acier-béton). Cependant, comme les essais expérimentaux sont très difficiles à mettre en place, peu ont été développés pour produire des données précieuses pour les chercheurs. Les études qui ont abordé expérimentalement l'incendie post-sismique ont été mises principalement sur les assemblages poutre-poteau en acier.

Les études menées sur les incendies post-sismiques remontent aux années 1950. Hamada a été l'initiateur dans ce domaine [53] en proposant un modèle empirique pour estimer la propagation du feu dans les zones urbaines en se basant sur la quantité de combustible disponible, la vitesse et la direction du vent. Le modèle proposé par Hamada est alors devenu une base pour de nouvelles recherches sur le feu post-sismique au Japon [54]. Scawthorn a également largement étudié le feu post-sismique [55] en développant des modèles probabilistes incluant le temps de réponse des services d'incendie (les pompiers) et le nombre d'étincelles de feux déclenchés. Le logiciel HAZUS [56] est l'un des logiciels informatiques les plus largement utilisés, qui a été développé en apportant quelques modifications aux modèles de Scawthorn.

Ce dernier a modifié ses modèles précédents en impliquant des données collectées à partir d'un certain nombre de séismes survenus dans le passé et a proposé sa nouvelle équation probabiliste basée sur l'accélération maximale du sol. Cette équation estime le nombre d'incendies déclenchés pour une surface d'habitation connue [57].

1.5.1. Essais expérimentaux réalisés

Memari et al. [58] ont utilisé une structure en acier à petite échelle pour étudier la performance au feu suite à un tremblement de terre. Les résultats des tests ont montré qu'une petite déformation axiale s'est produite après l'exposition au feu, et un développement de forces plus importantes dans le poteau lorsque la structure n'est pas soumise à un tremblement de terre antérieur, Figure 1-7. Il a été montré aussi que les structures avec un déplacement inter-étages plus élevé avaient une plus grande déformation verticale en raison de la charge thermique imposée et une tendance plus élevée à se déformer plutôt que celles avec un déplacement inter-étages plus faible.



Figure 1-7. Flambement du poteau causé par la simulation du séisme [58]

Petrina [59] a déduit expérimentalement un coefficient de détérioration des assemblages en acier poutre-poteau, qui a ensuite été utilisé pour l'analyse numérique. L'objectif était d'investiguer le comportement d'une structure sous un feu seul et également sous un feu post-sismique. La calibration du modèle avancé par l'introduction des coefficients de détérioration a montré un comportement différent de la structure dans le cas d'un incendie post-sismique, Figure 1-8. Compte tenu de la détérioration des assemblages due au séisme, la résistance au feu a diminuée de 8 % et les déplacements maximaux ont augmenté de 12 %.

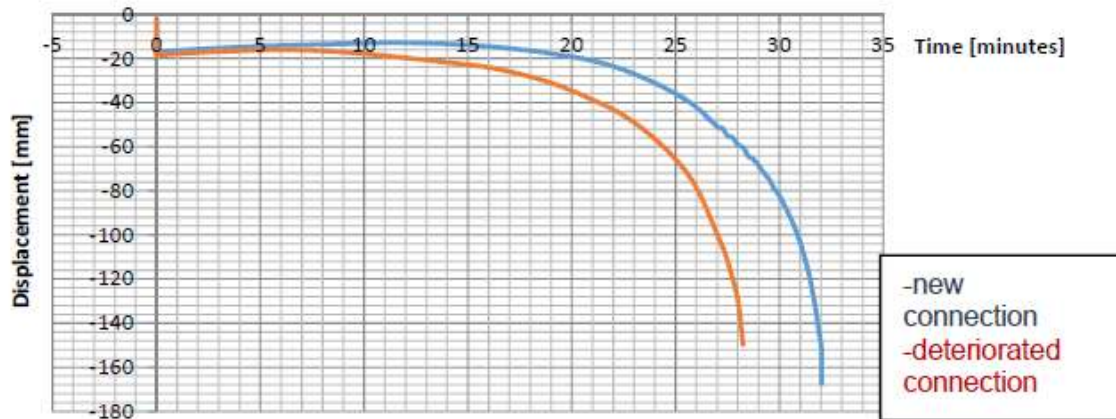


Figure 1-8. Courbe temps-déplacement correspondant au feu post sismique [59]

Pucinotti et al. [60] ont étudié expérimentalement les connexions poutre-poteau d'une structure mixte (acier-béton) sous un feu post-sismique. Les résultats des essais sismiques ont montré que ces connexions restaient rigides et à pleine résistance. Par conséquent, les mécanismes de dissipation d'énergie dans la structure dotée de ces connexions peuvent entièrement reposer sur la formation de rotules plastiques aux extrémités des poutres. De plus, les résultats au feu ont montré que les dommages induits par les séismes n'influencent pas la résistance au feu des connexions examinées et que les assemblages poutre-poteau dotés de dalles préfabriquées présentaient une meilleure performance que les dalles construites avec des tôles d'acier, Figure 1-9.

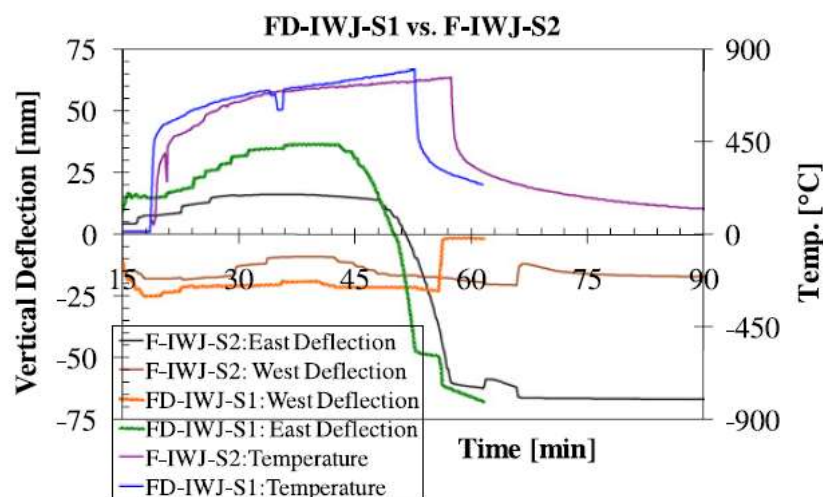


Figure 1-9. Résultats des tests sur les connexions poutre-poteau [60]

Meacham [61] a réalisé un test expérimental sur une construction de 5 étages en béton armé installée sur une grande table vibrante à l'Université de Californie, à San Diego. Le spécimen a été soumis à une série de 13 mouvements sismiques, dont 7 avec isolation de base

et 6 avec base fixe. Après les essais au séisme, le 3^{ème} étage de la construction a été exposé au feu sous forme de 6 essais d'incendie en l'équipant avec divers systèmes de protection contre l'incendie. Le concept a été appliqué dans lequel les temps de sortie de sécurité disponibles (ASET) ont été comparés au temps de sortie de sécurité requis (RSET), avec et sans considération des dommages induits par les tremblements de terre. Les différences significatives dans le ASET sont liées aux dommages au compartimentage, aux charges de combustible différemment réparties et aux dommages aux systèmes de protection contre l'incendie. Des différences significatives dans le RSET sont liées à la perte de voies de sortie, diminution des mouvements, des vitesses en raison des débris et des facteurs connexes, Figure 1-10. Les résultats montrent aussi les différences significatives dans le cas d'un feu post-sismique par rapport au feu seul, qui sont liées aux dommages au compartimentage, aux charges de combustible différemment réparties et aux dommages des systèmes de protection contre l'incendie. Ce qui montre la prise en compte des dommages causés par les séismes lors de l'élaboration des solutions aux bâtiments situés dans des zones sismiques.

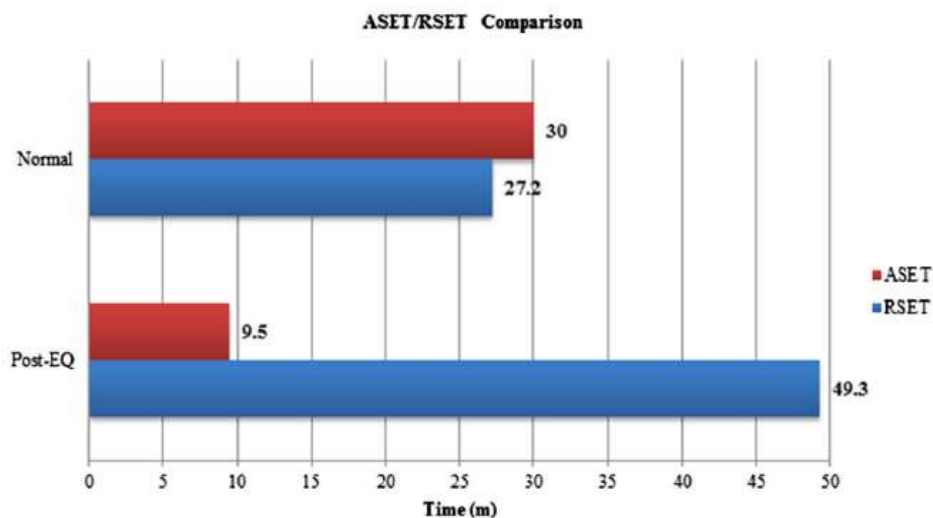


Figure 1-10. Comparaison des performances de sécurité des bâtiments avec et sans prise en compte des dommages causés par les séismes [61]

1.5.2. Études numériques sur le comportement des constructions sous incendies post-sismique

Plusieurs études numériques ont été menées sur le comportement des structures métalliques endommagées par un incendie post-sismique. Della Corte et al. [62] ont étudié la réponse des portiques métalliques sous un feu post-sismique considérant divers rapports de

déplacement relatif d'étage. Les résultats ont montré une réduction importante de la résistance au feu des portiques, supérieur à 20%, due aux dommages causés par le séisme en considérant l'état limite ultime (ULS). Mais lorsque les portiques sont conçus en tenant compte de l'état limite de service (SLS), la réduction est inférieure à 10 %, Figure 1-11.

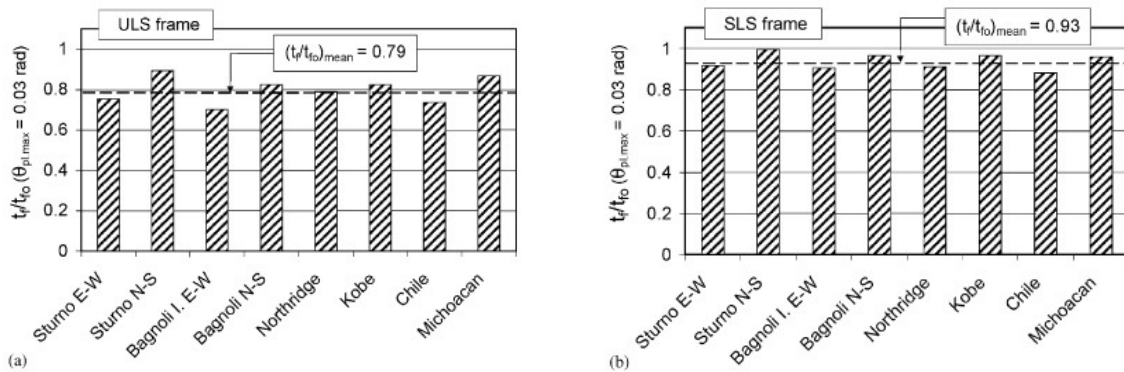


Figure 1-11. Réduction de la résistance au feu (a) ELS (b) ELU [62]

Faggiano et al. [63] ont présenté une synthèse sur l'évaluation des risques des structures métalliques en zone sismique, lorsqu'elles sont soumises à un incendie post-sismique, dans le cadre d'une approche basée sur la performance. Le comportement au feu post-sismique est étudié sur des portiques simples en acier par des analyses numériques couplées (température-déplacement) en définissant l'état des dommages induits par le séisme correspondant aux niveaux de performance préfixés. Une courbe pushover référée à l'un des cas d'étude est illustrée à Figure 1-12, où l'étendue des dommages est indiquée pour la détermination des dommages induits par le séisme. Les résultats au feu ont montré que seulement dans le cas de hauts niveaux de performance prédéfinis après un séisme, où les dommages sont importants, qu'il y a une réduction de la résistance, par rapport à la structure non endommagée.

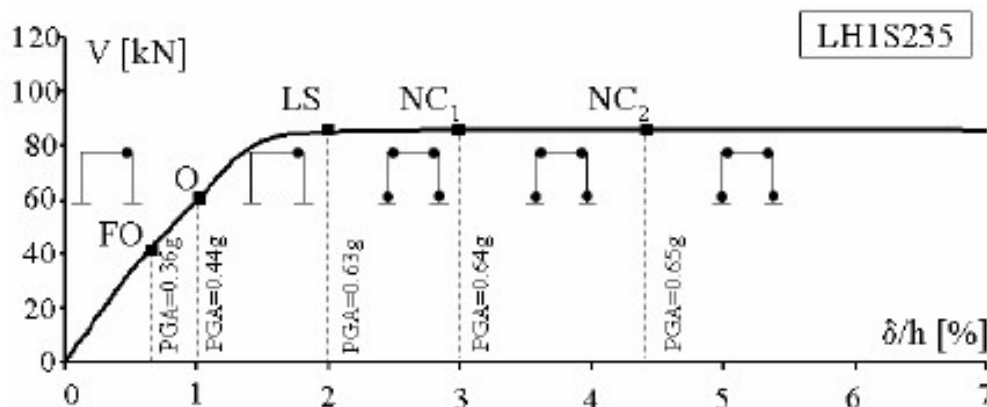


Figure 1-12. Courbe pushover du cas LH1S235 [63]

Pantousa et Mistakidis [64] ont proposé des modèles numériques lorsque des structures métalliques sont soumises à un incendie post-sismique. La résistance de ces structures est calculée à l'aide des limites de rotations basées sur la ductilité des éléments structuraux à des températures élevées, en tenant compte de la détérioration du matériau en fonction de l'augmentation de la température, des dommages induits dans les éléments structuraux dus au chargement sismique antérieur et de l'effet des imperfections géométriques initiales. Les résultats au feu post-sismique ont montré que la réduction de la résistance au feu compte tenu des limites de rotation basées sur la ductilité de la structure est d'environ 25 % par rapport à quoi aux structures considérées non endommagées, Figure 1-13.

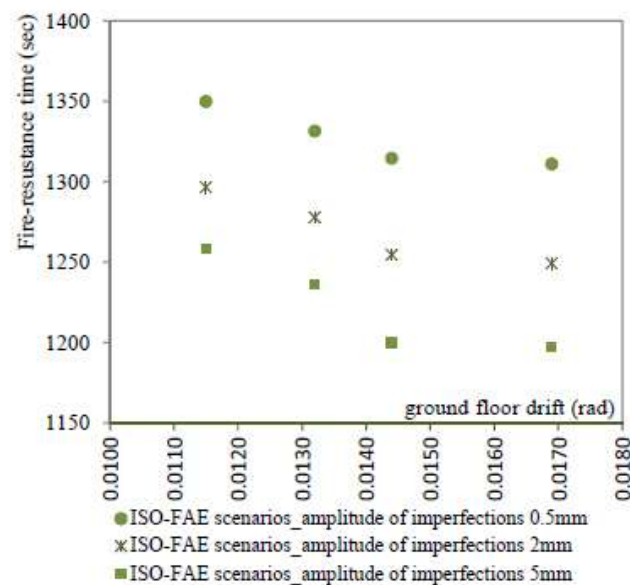


Figure 1-13. Comparaison du temps de résistance au feu sous plusieurs scénarios [64]

Behnam et Rezvani [34] ont étudié le comportement d'une structure métallique de sept (07) étages sous un feu itinérant post-sismique. La structure a été d'abord endommagée par une force sismique basée sur la méthode Pushover, ensuite soumise à différentes tailles de feu itinérant de 16,7, 50 et 100 % ainsi qu'un feu uniforme simulé par la courbe ISO834. Les résultats de la Figure 1-14 montrent que la structure s'effondre à 12, 9, 11 et 16 minutes sous les tailles de feu itinérants et la courbe de feu ISO834, respectivement. Les résultats confirment une différence considérable entre les résultats d'un feu uniforme et ceux d'un feu itinérant. Il a été donc conclu que la structure s'avère plus vulnérable aux charges du feu post-sismique lorsque la méthodologie du feu itinérant est utilisée pour calculer la résistance au feu.

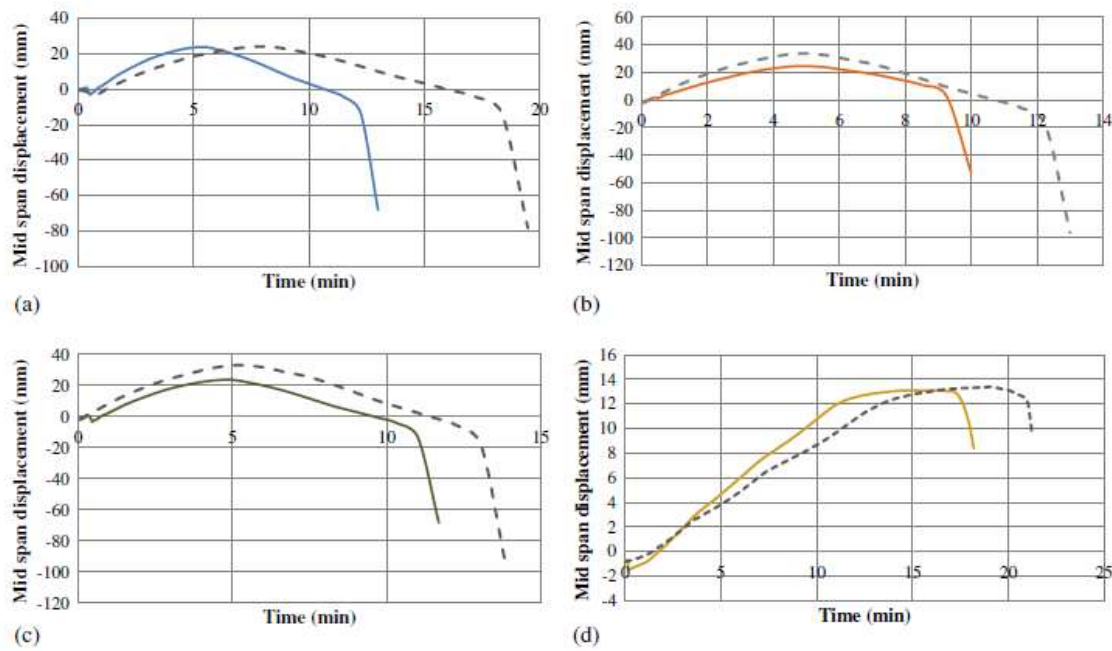


Figure 1-14. Résistance au feu post-sismique de la structure (a) taille de feu 16,7% (b) taille de feu 50% (c) taille de feu 100% (d) feu ISO834 [34]

Ma et al. [65] ont évalué la stabilité et la flèche d'une structure métallique semi-contreventée, voir Figure 1-15, soumise à des conditions d'incendie post-sismique et ont conclu que les dommages induits par le séisme ont permis une diminution de la résistance au feu de 43% et que le contreventement latéral n'affectait pas significativement la résistance au feu de la structure et pouvait être endommagé lors des séismes.

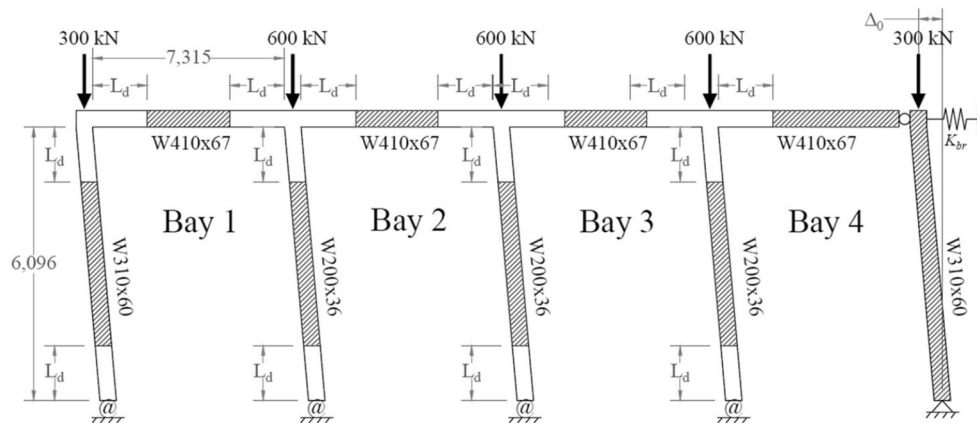


Figure 1-15. Portique métallique sous un feu post-sismique [65]

Zaharia et Pintea [66] ont évalué l'influence des dommages induits par le séisme et la résistance au feu subséquent des structures métalliques basés sur deux régions sismiques différentes. Les résultats ont montré que les structures conçues pour une zone sismique plus forte disposent d'une importante réserve de durée de résistance pour le cas d'un incendie post-

sisimique et le cas de situation d'incendie seul. Les résultats montrent aussi que les déplacements horizontaux pendant l'exposition au feu sont plus importants lorsque la structure était soumise à un séisme, Figure 1-16.

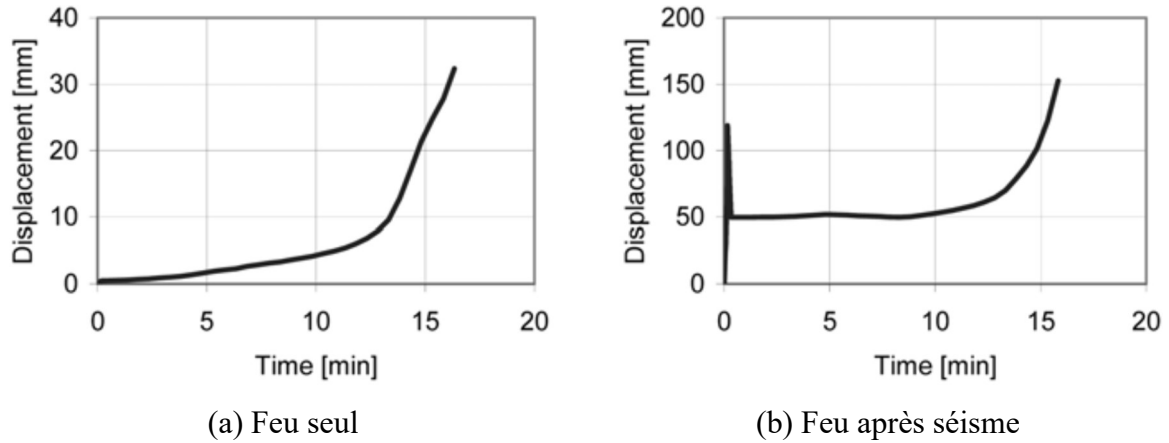


Figure 1-16. Courbe temps-déplacement sous un feu ISO834 [66]

Behnam et Ronagh [67] ont évalué le comportement de deux structures métalliques non protégées sur la base de plusieurs scénarios de feu post-sismique basés sur deux niveaux de performances sismique. Ils ont conclu que les structures qui ont subi des dommages dus aux déplacements résiduels après l'action sismique sont plus vulnérables que les structures non endommagées et ont une durée de résistance au feu plus réduite. Il a été observé un mécanisme de ruine globale sur les structures soumises à des incendies post-sismique et des dommages locaux aux niveaux des poutres sur les structures soumises à des incendies seuls, Figure 1-17.

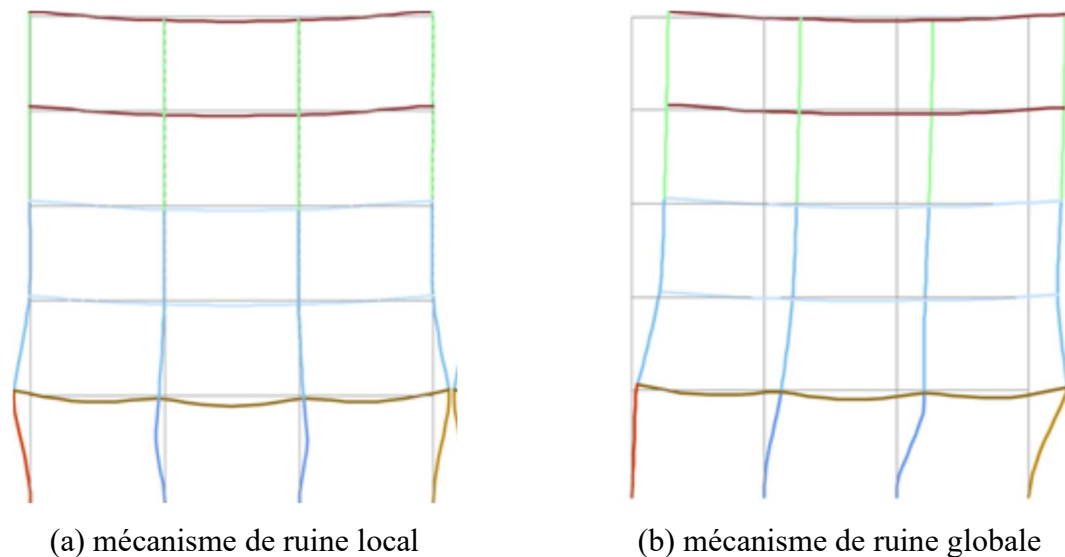


Figure 1-17. Mécanisme de ruine [67]

D'autres études ont été menées par Yassin et al. [68], Memari et al. [69], Merouani et al. [70] et Pourkeramat et al. [71] sur le comportement des structures métalliques soumises à l'action du feu post-sismique et ont conclu que les structures qui ont subi des dommages dus aux déplacements résiduels après l'action sismique ont une faible résistance au feu que les structures non endommagées avec des déplacements importants lorsque la structure est endommagée.

1.6. Conclusion

Ce chapitre a traité en revue des études de recherche pertinentes sur le comportement des structures métalliques au feu et au séisme séparément ainsi que leur comportement au feu post-sismique.

L'aspect clé de l'analyse du comportement des structures sous l'effet du feu post-sismique est l'interprétation des dommages causés par le séisme comme condition initiale pour une action ultérieure qui est le feu. Le dommage structurel est donc représenté comme une combinaison d'un dommage géométrique et d'un dommage mécanique.

Les études expérimentales antérieures des structures soumises à un incendie post-sismique ont indiqué qu'il existe une possibilité de rupture dans la connexion poutre-poteau lorsque les rotules plastique sont formées.

La plupart des études de recherche ont porté sur le comportement en plan (2D) des structures métalliques et en particulier des portiques plans. Ces recherches se sont concentrées principalement sur les structures en acier non protégé et peu d'études sur l'influence de la protection des éléments structuraux lors d'un incendie ou d'un incendie post-sismique.

Chapitre 2. Méthodologie, modélisation numérique et cas d'études

2.1. Introduction

Cette recherche se concentre sur la méthodologie adoptée et la modélisation numérique du comportement au feu des structures métalliques endommagées par un tremblement de terre. Le modèle numérique à trois (3) dimensions est essentiel pour considérer le chemin de redistribution des charges dans une structure réaliste, en particulier la distribution de la température dans la section des éléments structuraux qui ne peut pas être précise dans un modèle à deux (2) dimensions. Ainsi, des modèles numériques en 3D sont utilisés pour simuler le comportement des structures métalliques sous un feu post-sismique. Le modèle 3D sera utilisé pour étudier l'effet des dommages causés par les séismes et la résistance au feu qui se produit.

La procédure d'analyse des structures métalliques soumises au feu post-sismique est présentée avec l'utilisation du logiciel commercial d'éléments finis ANSYS v19.R3 [72] pour la modélisation et l'analyse de trois (03) cas d'études de structures métalliques. Les détails de la modélisation sont donnés dans les sections suivantes. Une série de validations a été effectuée pour confirmer l'approche de modélisation utilisée dans cette étude.

2.2. Méthodologie

Les méthodologies de l'analyse au feu post-sismique peuvent être utilisés par les ingénieurs en structure pour obtenir des solutions optimales et vigoureuses pour la conception de structures sous un risque donné en tenant compte de toutes les contraintes de conception. Des procédures sur l'analyse des structures sous un feu post-sismique sont proposés dans cette étude, à savoir l'analyse probabiliste basée sur la performance et l'analyse séquentielle. Dans cette étude une méthodologie est inspirée par ces dernières avec comme objectif de réaliser un système structurel qui répond aux étapes d'analyses du feu et séisme à différentes intensités de risque.

2.2.1. Analyse probabiliste basée sur la performance

Memari et Mahmoud [73] ont proposé une méthodologie probabiliste pour le risque d'un incendie post-sismique basée sur l'identification des variables appropriées de quatre domaines, mesures d'intensité du feu, analyse structurelle, analyse des dommages et analyse des pertes.

Cette méthodologie est conçue en supposant qu'il n'y a pas de corrélation entre la mesure de l'intensité du tremblement de terre et la mesure de l'intensité du feu. Alors que, le déclenchement du feu après un tremblement de terre dépend fortement de l'intensité ce dernier.

Le développement du feu est considéré complètement indépendant de l'intensité du séisme et dépend plutôt de la charge calorifique disponible et de la ventilation dans les compartiments.

2.2.2. Procédure d'Analyse séquentielle

Behnam [15] a proposé une méthodologie basée sur une analyse séquentielle, qui est une procédure non linéaire en termes de séisme et d'incendie qui est le suivi, et peut donc fournir une bonne estimation de la réponse d'une structure sous une charge multirisque. La Figure 2-1 montre les étapes de l'analyse séquentielle, qui dépendent du temps en commençant par le temps initial ($t = 0$) correspondant à l'achèvement de la structure avec des charges de gravité permanentes appliquées jusqu'à la fin ($t = \infty$). La première étape d'analyse est suivie d'une seconde avec l'application de charges sismiques, de t_1 à t_2 en utilisant une charge pseudo-sismique, qui peut être appliquée selon la méthode statique non linéaire (Pushover) ou dynamique non linéaire. La structure est ensuite déchargée après avoir atteint un certain point de performance correspondant de t_2 à t_3 en gardant les déplacements résiduels et les contraintes résiduelles. Dans la troisième étape finale, à partir de t_4 , la charge calorifique est appliquée sur la structure en utilisant l'un des modèles de feu jusqu'à atteindre l'effondrement. La période de temps de t_3 à t_4 correspond à l'événement pré-flashover et n'influence pas l'action du feu modélisée par la norme ISO834. La méthode Pushover est utilisée pour l'analyse afin d'atteindre le niveau de performance de prévention de l'effondrement (CP) tel que mentionné dans FEMA356 [74].

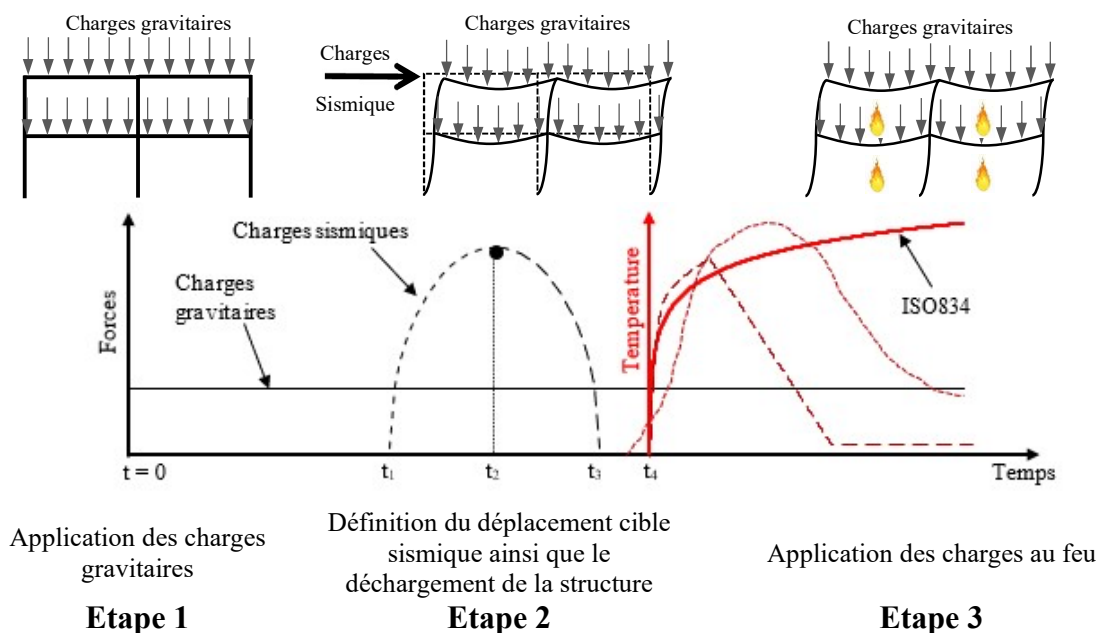


Figure 2-1. Etapes de l'analyse séquentielle

2.2.3. Méthodologie sur le feu post-sismique

Dans cette étude, la procédure d'analyse des structures métalliques soumises au feu post-sismique se constitue de trois grandes étapes basées sur l'organigramme représenté sur la Figure 2-2.

La première étape concerne l'application de charges gravitaires qui sont supposées être statiques et uniformément réparties, suivie d'une analyse statique non-linéaire (pushover), tandis que la demande de déplacement sous l'événement sismique correspondant est déterminée [75].

Le spectre de la réponse sismique est déterminé pour un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) depuis la courbe pushover pour obtenir un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF). Ensuite, la caractéristique simplifiée force-déplacement est déterminée pour le système équivalent SDOF, puis la demande de déplacement est transformée en déplacement supérieur du système MDOF, appelé déplacement cible Δ_1 .

Une fois l'analyse sismique achevée, la structure peut être considérée comme non endommagée ou endommagée avec formation de déformation résiduelle lorsque la réponse est dans le domaine élastique ou dans le domaine plastique, respectivement. Ce dernier est évalué à travers le déplacement résiduel Δ_2 obtenu après le déchargement de la structure une fois le déplacement cible est atteint.

En seconde étape, une analyse thermique, pour la détermination de la répartition de la température sur les éléments structuraux, est effectuée en appliquant le feu en tant que charge thermique, sur la structure endommagée (FDSt) et la structure non endommagée (FUDSt). Dans la dernière étape, l'analyse mécanique est considérée en étudiant le comportement de la structure pour ses performances en termes de, déplacements horizontaux et verticaux, temps de résistance au feu et température critique.

Pour la réponse sismique de la structure, la charge sismique peut être appliquée comme une analyse dynamique non-linéaire, en utilisant de vrais accélérographes. Pour l'analyse thermomécanique, plusieurs modèles de feu peuvent être choisis avec une distribution uniforme ou non uniforme (transitoire) de la température.

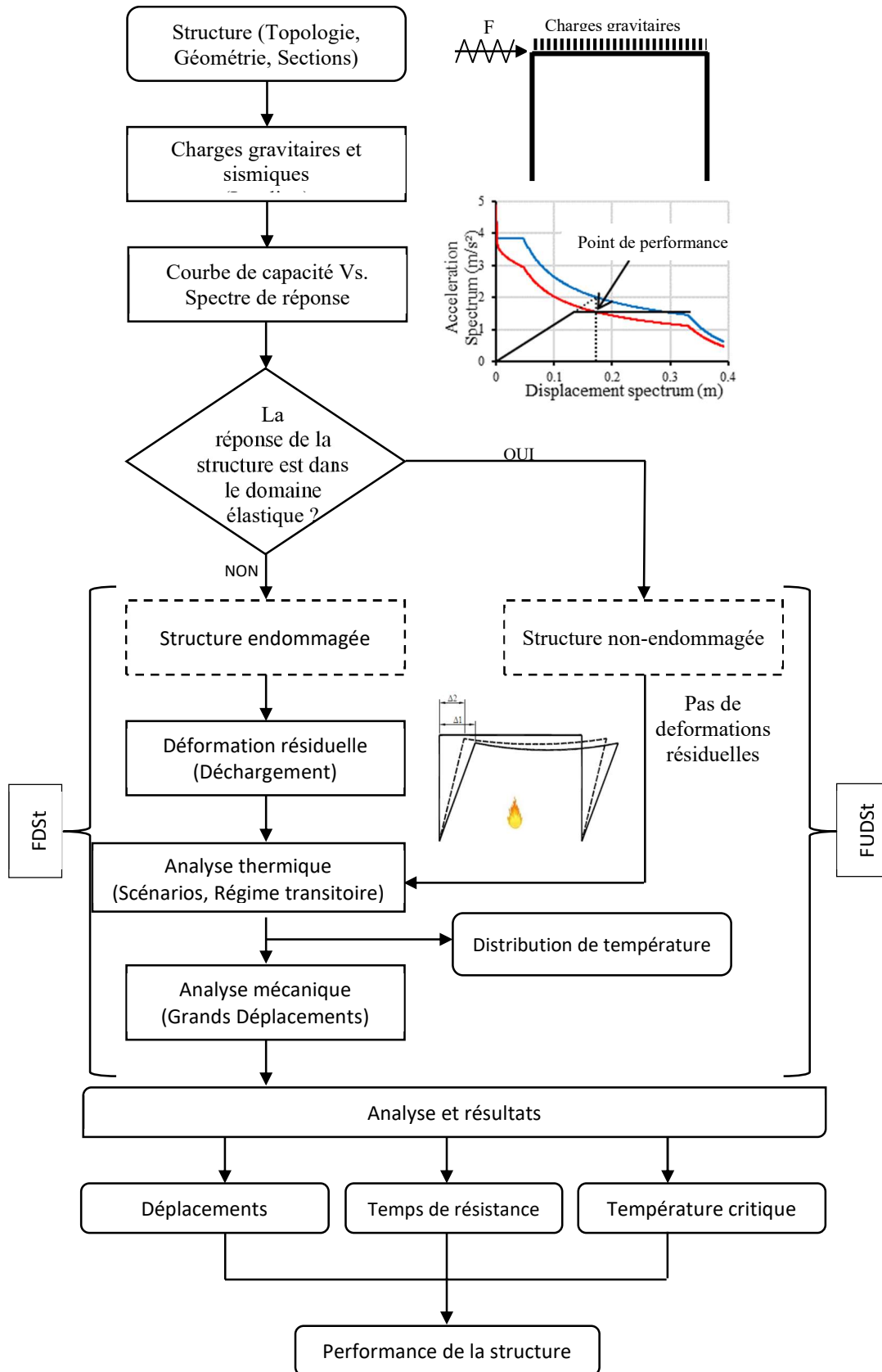


Figure 2-2. Organigramme de l'analyse des performances d'une structure sous un incendie post-sismique

2.3. Modélisation numérique et validation

2.3.1. Modèles d'éléments finis pour l'analyse numérique

Le logiciel d'éléments finis multi-physique ANSYS [72] est utilisé pour modéliser les structures en acier, à l'aide de modèles numériques développés pour les analyses sismiques, thermiques et structurelles. Les éléments hexaèdres, Beam et Shell avec leurs différentes caractéristiques sont utilisés en considérant les non-linéarités géométriques et matérielles pour inclure le grand déplacement et la déformation plastique par le biais d'un durcissement isotrope multilinéaire.

Pour l'analyse sismique et l'analyse structurelle, deux éléments finis sont adoptés pour modéliser les structures, l'élément SHELL181 et l'élément BEAM189. La méthode de résolution « Arc-Length » est utilisée pour analyser la réponse, là où la capacité maximale de la structure doit être atteinte.

L'élément SHELL181 permet l'analyse des structures de coques fines moyennement épaisses. Il a quatre nœuds, chacun avec six degrés de liberté (translations et rotations) et utilise des fonctions d'interpolation linéaires, **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Dans le domaine des éléments, les schémas d'intégration complète et réduite sont pris en charge.

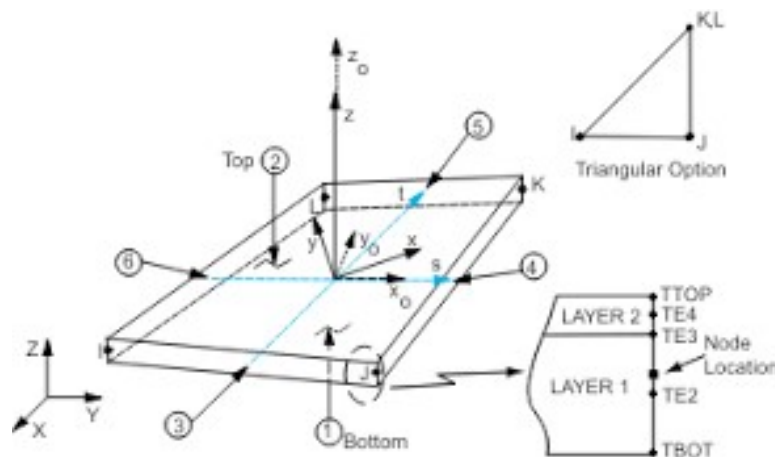


Figure 2-3. Élément fini SHELL181 [72]

L'élément BEAM189 est un élément fini quadratique à trois nœuds avec six degrés de liberté à chaque nœud, **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Il est basé sur la théorie des poutres de Timoshenko, qui inclut les effets de déformation par cisaillement.

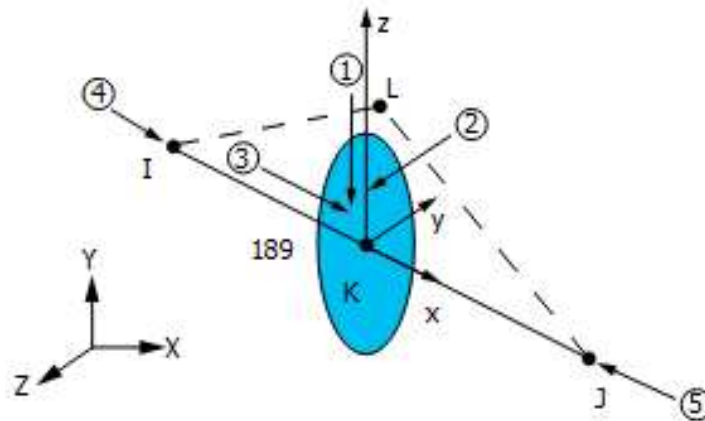


Figure 2-4. Élément fini BEAM189 [72]

L'élément fini coque en couches 3D SHELL131 est utilisé pour l'analyse thermique transitoire. Il a quatre nœuds avec la possibilité de garder 32 degrés de liberté à chaque nœud (température) et présente une capacité de conduction thermique dans le plan et à travers l'épaisseur. Cet élément génère des températures qui peuvent être appliquées aux éléments de coque structurelle afin de modéliser le modèle thermomécanique. Il présente aussi des fonctions d'interpolation linéaires et utilise une intégration complète de Gauss dans les directions planes.

Dans notre étude, on considère la structure comme ayant atteint un effondrement à un instant précis où l'exécution du solveur de programme ne parvient pas à converger et n'est pas possible d'établir l'équilibre.

Dans l'analyse par éléments finis, la taille du maillage des éléments structuraux est l'un des paramètres clés qui peut influencer la précision des résultats. Les modèles éléments finis à maillage de petite taille produisent des résultats très précis mais en conséquence prennent plus de temps d'exécution. D'autre part, un maillage de grande taille peut conduire à des résultats moins précis mais économise beaucoup du temps dans calcul.

2.3.2. Validation du modèle numérique sous un feu post-sismique pour une température uniforme

Tout d'abord, une analyse statique non linéaire (pushover) a été effectuée pour simuler le séisme sur un portique métallique d'une étude précédente pour valider l'analyse numérique. Dans un deuxième temps, des analyses au feu mécaniques et thermomécaniques ont été réalisées pour simuler l'événement d'incendie post-sismique. Les résultats ont été validés par des analyses numériques antérieures [67, 76].

Pour la validation du modèle d'analyse structurelle, un portique métallique simple illustré dans la Figure 2-5 est pris depuis l'étude de Chandra et al. [76]. Le portique est conçu avec un profilé en acier de nuance S235 et une hauteur de 3,5 m. Les charges permanentes et d'exploitations prises en compte dans l'analyse sont respectivement de 13,5 kN/m et 6 kN/m.

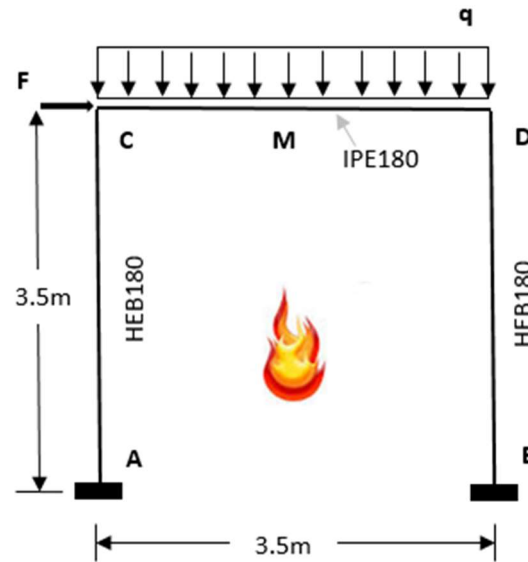
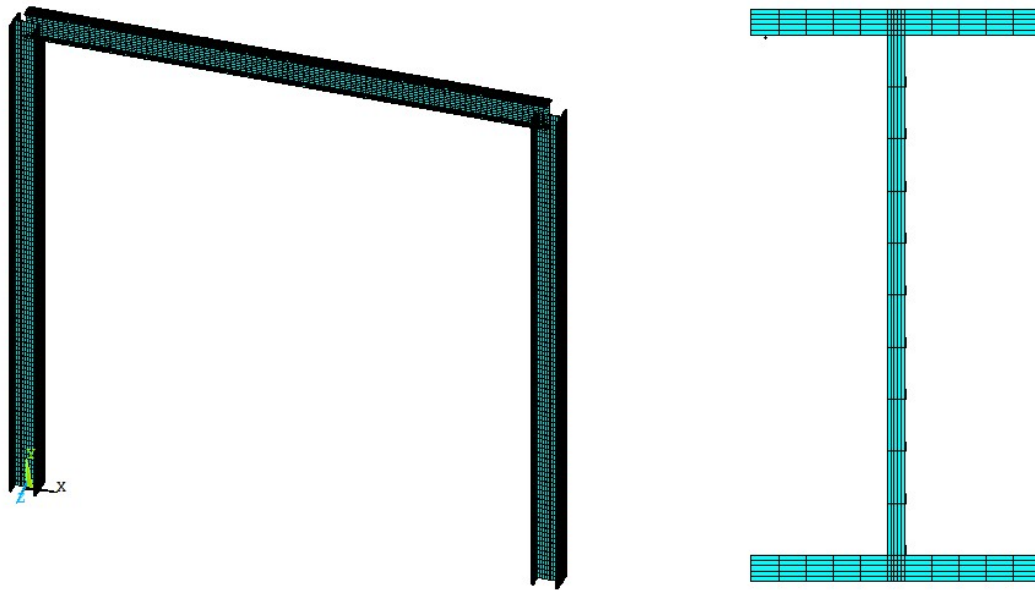


Figure 2-5. Configuration du portique [76]

Les simulations sont réalisées à l'aide du modèle d'éléments finis de poutre, BEAM189, du logiciel ANSYS [72]. Dans ces calculs numériques, le maillage choisi est de 0,01m pour chaque élément fini de la poutre et des poteaux, Figure 2-6. Les conditions aux limites sont appliquées sur tous les éléments finis en libérant le déplacement dans le sens horizontal et vertical ainsi que la rotation dans le sens Z, à l'exception de la base des poteaux qui est considérée comme encastree.



(a) Portique

(b) Poutre IPE180

Figure 2-6. Maillage du modèle numérique

Le portique est initialement analysé statiquement avec les charges gravitaires puis poussé jusqu'à atteindre le déplacement cible correspondant aux performances souhaitées. Pour cette validation, les dommages sismiques sur le portique sont déterminés avec des niveaux de performance selon le SEAOC 1995 [77], qui stipule l'acceptabilité de différents niveaux de dommages sur la base des conséquences liées à la période de retour prévue du tremblement de terre.

Les résultats de l'analyse pushover sont présentés en termes de courbe de capacité (Effort à la base vs déplacement inter-étages), Figure 2-7. Les résultats révèlent un bon accord avec l'étude numérique menée par Chandra et al. [76].

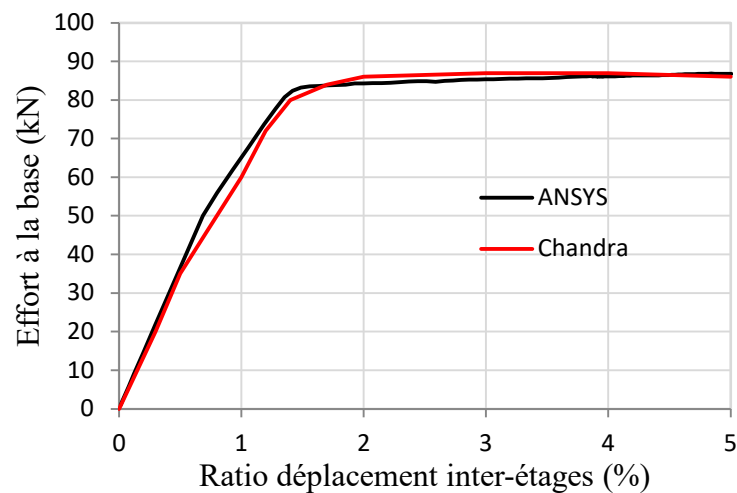


Figure 2-7. Effort à la base en fonction du déplacement inter-étages (Pushover)

Le portique est ensuite analysé structurellement, sous la courbe de feu standard ISO834, en considérant une température uniforme sur toute la section exposée au feu.

L'évolution du déplacement vertical en termes de durée d'exposition au feu du portique endommagé pour les niveaux de performances considérés, Operational (O) avec $\delta/h = 1,0 \%$ et Life Safety (LS) avec $\delta/h = 2,0 \%$, est donnée sur la Figure 2-8. Les résultats montrent des similarités très proches entre les courbes de la présente étude et celles de Chandra [76] pour le cas de déplacement vertical à mi- portée de la poutre.

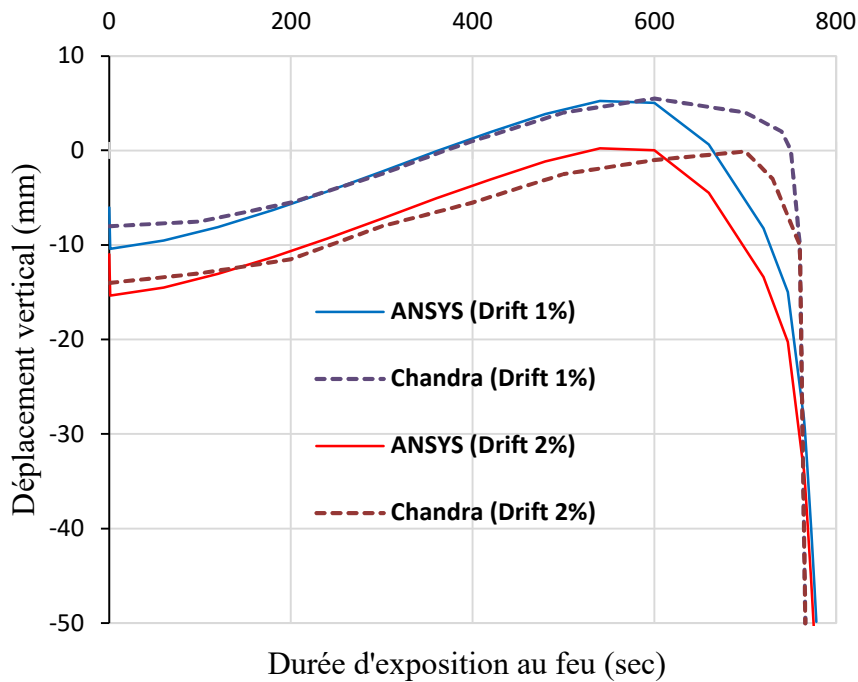


Figure 2-8. Evolution du déplacement vertical en fonction de la durée d'exposition au feu pour les niveaux de performance 1% et 2%

La résistance normalisée au feu post-sismique, illustrée dans la Figure 2-9, correspond au rapport du temps de résistance au feu du portique endommagé, pour un niveau de performance sismique donné, et celui d'un portique non endommagé. L'évolution de cette résistance, montrée par les deux courbes, indique une forte diminution avant d'atteindre une valeur de Drift 1 % puis se termine par un petit écart d'environ 6 % à un Drift 2 %.

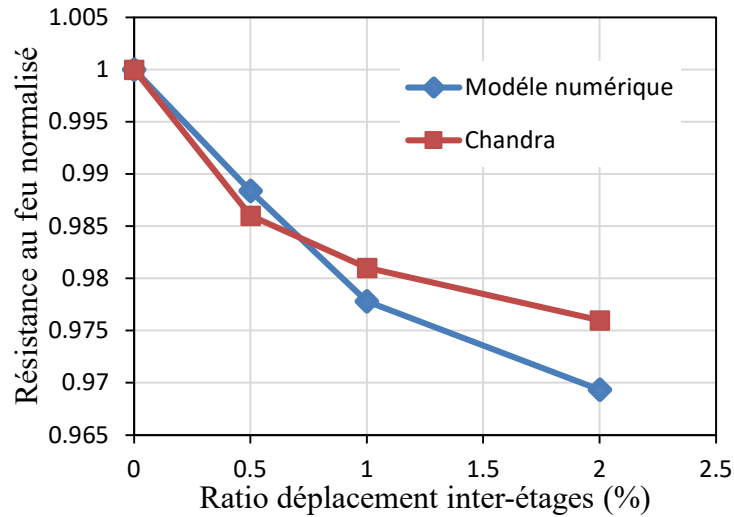


Figure 2-9. Résistance au feu normalisée post-sismique

2.3.3. Validation du modèle numérique sous un feu post-sismique pour une température non uniforme (transitoire)

Pour la validation du modèle numérique pour le cas d'un feu post-sismique avec une température non uniforme dans la section en acier, un portique métallique de cinq niveaux est sélectionné à partir de l'étude de Behnam et Ronagh [67]. Le portique, constitué de profilés d'acier d'une limite d'élasticité de 240 MPa, est composé de trois travées d'une longueur de 5,5 m chacune et une hauteur du premier étage de 4 m et de 3,5 m pour les autres étages. Il est conçu pour le niveau de performance Life Safety (LS) selon FEMA356 [74], correspondant à un bâtiment résidentiel. Les charges permanentes et variables prises en compte dans l'analyse sont respectivement de 8 kN/m² et 2,5 kN/m², Figure 2-10.

Les simulations sont réalisées à l'aide du modèle d'éléments finis coques, SHELL181 pour les analyses sismique et thermo-structurale, et l'élément finis SHELL131 pour l'analyse thermique transitoire, du logiciel ANSYS [72]. Le maillage choisi est de 0,02m et est considéré pour chaque élément fini pour les poutres et poteaux. Les conditions aux limites sont aussi prises en compte, en considérant l'encastrement des bases des poteaux et les connexions poteau-poutre, Figure 2-11.

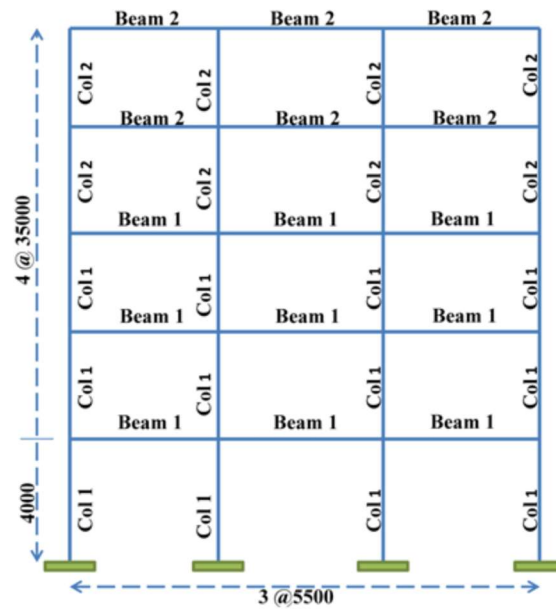
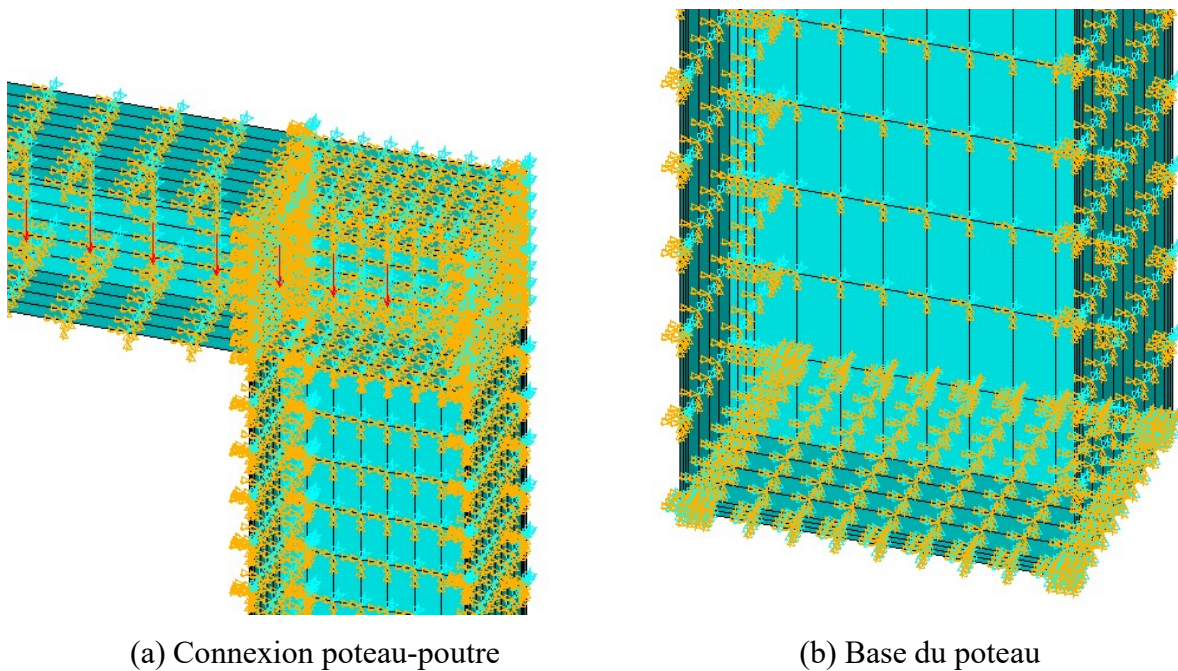


Figure 2-10. Propriétés géométriques du portique [67]



(a) Connexion poteau-poutre

(b) Base du poteau

Figure 2-11. Maillage et conditions aux limites

Les résultats du modèle numérique de l'analyse sismique par le biais des logiciels ANSYS et SAP2000 sont comparés avec ceux de l'étude de Behnam et Ronagh [67].

Le portique est alors poussé statiquement jusqu'au niveau de performance souhaité (LS) selon FEMA356, en considérant la non-linéarité matérielle. Les résultats obtenus sont bien validés par les deux logiciels qui montrent une excellente similitude avec ceux de l'étude de Behnam [67], Figure 2-12.

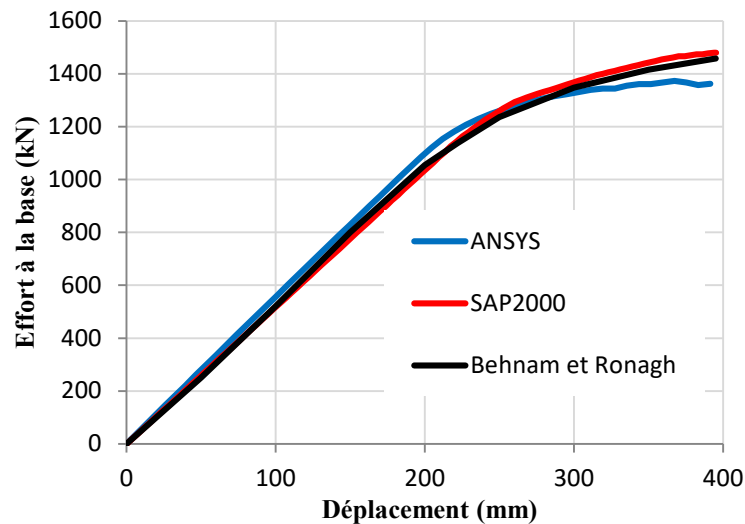


Figure 2-12. Résultats de l'analyse Pushover

Après l'analyse Pushover, la structure est déchargée de son chargement sismique tout en déterminant les déplacements résiduels. Puis, l'analyse thermique est entamée sur le portique endommagé. Les températures de la courbe de feu standard ISO834 sont appliquées sur les quatre côtés des poteaux intérieurs, tandis que les côtés extérieurs des poteaux externes ne sont pas exposés au feu ainsi que les poutres qui sont considérées protégées sur la face supérieure.

L'analyse thermo-structurale est menée dans le cas du feu après séisme, et la Figure 2-13 montre le maillage de la section de la poutre du niveau supérieur du portique.

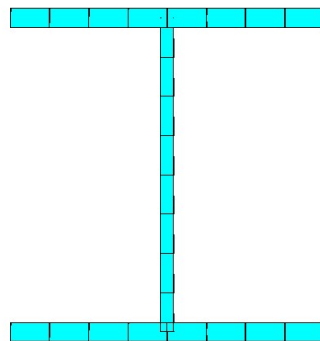


Figure 2-13. Maillage de la section de la poutre

Une autre analyse thermique et thermo-structurale est réalisée sur le même portique, en considérant un seul risque, qui est le Feu seul sans l'action sismique.

Les résultats de l'analyse du portique par application du feu seul ou le feu post-sismique sont présentés en termes de temps de résistance par rapport au déplacement horizontal du 1^{er} étage (déplacement latéral) comme le montrent la Figure 2-14 et la Figure 2-15 et révèlent un très bon accord par rapport à l'étude de Behnam et Ronagh [67].

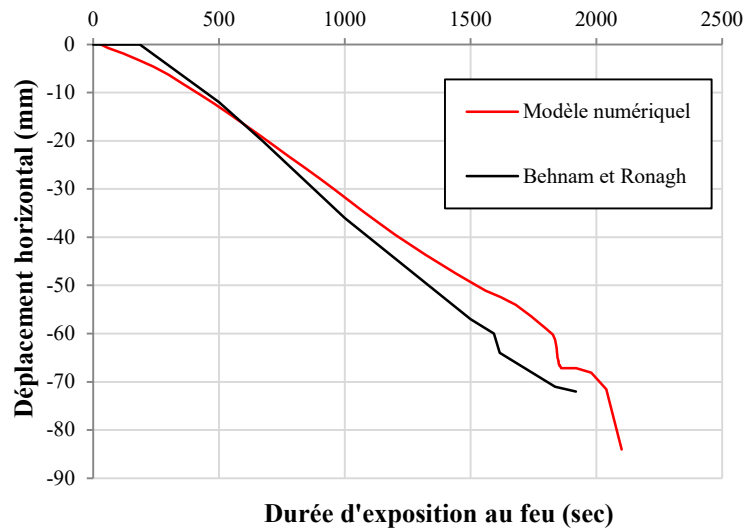


Figure 2-14. Déplacement horizontal en fonction de la durée d'exposition au feu (feu seul)

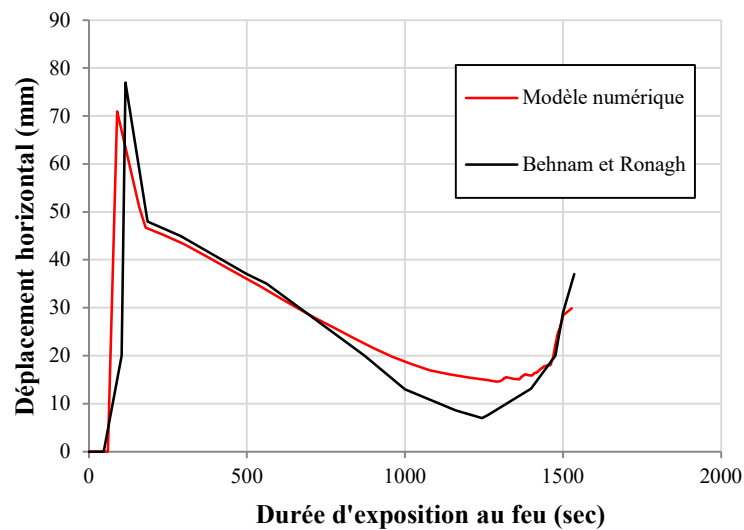


Figure 2-15. Déplacement horizontal en fonction de la durée d'exposition au feu (feu post-sismique)

2.4. Cas d'études

Trois (03) cas d'études de portiques métalliques sont analysés sous l'action du feu seul, l'action du séisme et de la double action séisme et feu. Ces actions mènent à l'étude du comportement sismique, thermique, et thermomécanique (feu seul ou feu post-sismique).

2.4.1. Cas d'étude « A »

Un premier cas d'étude concerne le portique A, qui est une structure métallique de 02 niveaux et 03 travées, considérée située dans la ville de Chlef, en Algérie. Le portique est conçu pour une zone de haute sismicité selon le règlement parasismique Algérien [78]. Il est

dimensionné par la combinaison fondamentale des charges (3,5 kN/m² pour la charge permanente et 2 kN/m² pour la charge d'exploitation pour l'étage courant, 3 kN/m² pour la charge permanente et 1,5 kN/m² pour la charge d'exploitation pour l'étage supérieur). Les poutres sont des profilés européens de type IPE270 et les poteaux sont des profilés de type HEA200 avec une nuance d'acier S235. Les caractéristiques géométriques du portique sont illustrées dans la Figure 2-16.

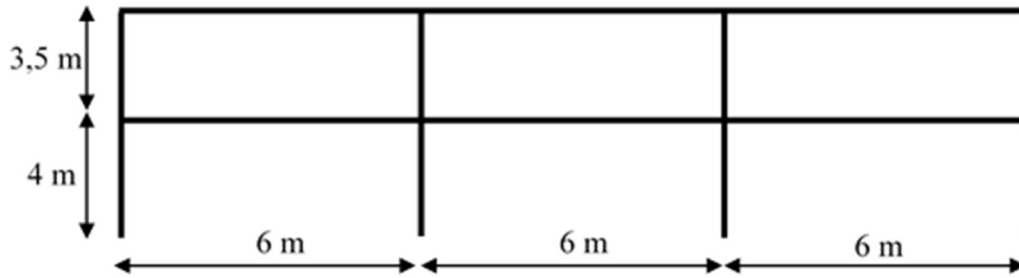


Figure 2-16. Configuration du portique A

2.4.2. Cas d'étude « B »

Le cas d'étude concerne le portique B illustré par la Figure 2-17. Ce portique est conçu pour une zone de haute sismicité, en zone III selon le règlement parasismique algérien RPA99v2003 [78]. Le chargement considéré dans le niveau inférieur et supérieur est de 3,5 kN/m² pour la charge permanente et 2 kN/m² pour la charge d'exploitation. Les éléments de la structure sont composés par des profilés européens d'une nuance d'acier S235 avec des poutres en IPE240 et des poteaux en HEA160.

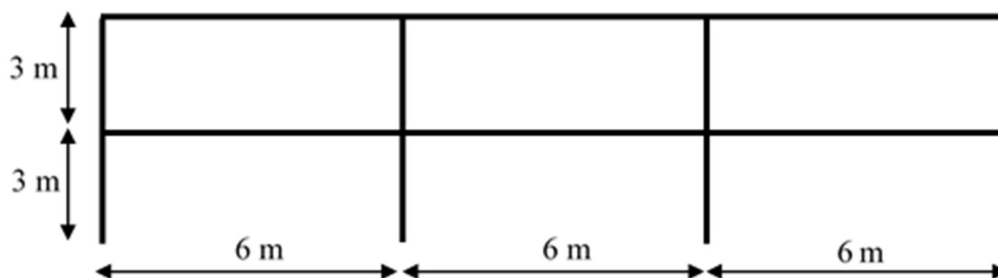


Figure 2-17. Configuration du portique B

2.4.3. Cas d'étude « C »

Le portique C, est une structure métallique de 02 niveaux et 04 travées, illustré par la Figure 2-18. Le portique est conçu pour une zone de haute sismicité selon le règlement parasismique algérien RPA99v2003 [78]. Le portique considéré est dimensionné par la

combinaison fondamentale des charges avec $3,5 \text{ kN/m}^2$ pour la charge permanente et 2 kN/m^2 pour la charge d'exploitation pour l'étage courant, 3 kN/m^2 pour la charge permanente et $1,5 \text{ kN/m}^2$ pour la charge d'exploitation pour l'étage supérieur. Les éléments de la structure sont composés par des profilés européens d'une nuance d'acier S235 avec des poutres en IPE330 et des poteaux en HEA240.

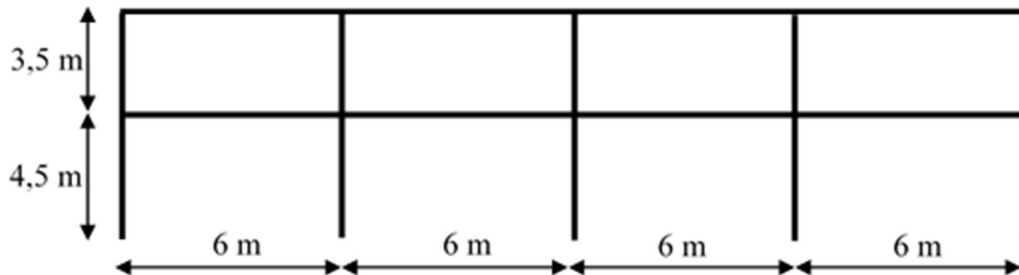


Figure 2-18. Configuration du portique C

2.5. Conclusion

La méthodologie utilisée pour contribuer à l'analyse du comportement des structures en acier sous l'effet d'un feu post-sismique a été décrite dans ce chapitre tout en spécifiant les éléments finis du logiciel ANSYS générés pour les poutres et les poteaux.

Les différents modèles numériques ont été développés et validés pour l'évaluation de l'impact du feu post-sismique sur les portiques métalliques. Ils permettent d'analyser la réponse thermique transitoire et d'exploiter ses résultats en termes de températures pour une étude paramétrique par des analyses mécaniques, en tenant compte des non linéarités géométriques et matériels.

Différents cas de portiques sont présentés pour étudier leurs comportements thermique, sismique et thermomécanique dans les chapitres 3, 4 et 5, en tenant compte de la géométrie et des profilés des éléments structuraux.

Chapitre 3. Transfert de chaleur et propriétés thermiques de l'acier à des températures élevées

3.1. Introduction

La modélisation du feu est un processus complexe, qui se fait en deux parties : la méthode de la température produite par le feu et les propriétés temporelles de l'échauffement considéré appliqué aux éléments structuraux, appelées conditions aux limites. Cette étape est connue sous le nom de mécanisme de transfert de chaleur et est expliquée dans les sections suivantes en étudiant les réponses thermiques et thermomécaniques des composants structurels à des températures élevées.

Pour calculer les variations de température en différents points à l'intérieur des éléments structuraux, une analyse de transfert de chaleur est alors nécessaire. Cette analyse doit être effectuée pendant toute la durée de l'incendie. Comme la température change avec le temps, la température à l'intérieur des éléments structuraux changera également. Une compréhension approfondie du transfert de chaleur aux éléments structuraux est importante afin de fournir une prédiction précise de la résistance structurelle. Ce chapitre décrit l'évolution de la température en fonction du temps dans les éléments structuraux soit analytiquement ou numériquement tout en sachant le comportement thermique du matériau acier se à température élevée.

3.2. Conception du feu

Pour qu'un feu se déclenche, trois composants de base doivent être en place simultanément : l'oxygène (comburant), le matériau combustible et la source de chaleur. En termes de développement et selon les observations d'événements réels, un feu peut être éteint en raison de la suppression ou du manque d'oxygène, ou de l'insuffisance des matériaux combustibles. Sinon, un feu pleinement développé est attendu, comme le montre schématiquement la Figure 3-1.

Les phases de développement d'un incendie peuvent être divisées en trois, la première, appelée inflammation ou développement (pré-flashover) qui représente un incendie localisé, et qui peut continuer à se développer en présence d'oxygène et de matériaux combustibles adéquats.

Si le feu continue à se développer et que la température atteint environ 550 °C, il y a un point de transition appelé Flashover, après quoi la seconde appelée phase de chauffage (pleine intensité) commence. Pendant cette phase, le feu est complètement développé et la plupart des matériaux combustibles disponibles brûlent, libérant ainsi de la chaleur. La durée de la phase de chauffage dépend de différents facteurs dont les plus importants sont l'inertie thermique des matériaux combustibles (feu maîtrisé par le combustible) et la disponibilité en oxygène (feu

maîtrisé par ventilation). Si un incendie ne peut pas être éteint avant l'embrasement, la phase de chauffage devient la partie la plus grave d'un incendie. Dans ce cas, et en termes de défaillance structurelle, les éléments structuraux doivent avoir une résistance au feu adéquate pour éviter l'effondrement. [79].

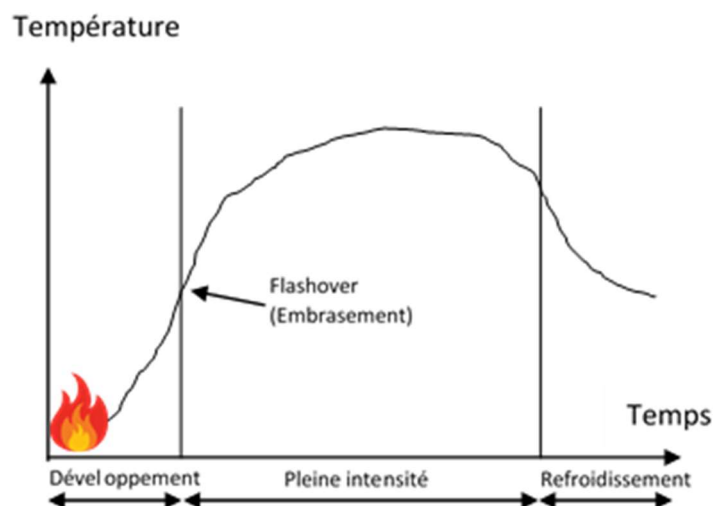


Figure 3-1. Phases de développement d'un incendie

La dernière phase est la phase de décroissance (refroidissement). Lorsque plus de 70 % des matières combustibles ont été consommées ou lorsqu'il n'y a plus suffisamment d'oxygène, le feu diminue et la température diminue avec le temps. Le comportement structurel en phase de refroidissement est également important, en particulier dans les connexions des structures en acier. Pendant la phase de refroidissement, des forces de traction importantes, en particulier dans les structures en acier, sont créées dans les poutres retenues axialement [80].

3.2.1. Courbes de feu température-temps

La première tentative de normalisation d'une courbe de feu a été faite en 1904 par l'American Society for Testing and Materials (ASTM) et a abouti au développement de la première courbe de feu standard en 1906, nommée courbe de feu ASTM E119. Cette courbe est basée sur des incendies dans des enceintes fermées et ignore les phases de chauffage et de refroidissement d'un incendie réel. L'équation 3-1 représente la courbe, où θ_g (°C) est la température au temps t (heure) et θ_0 est la température ambiante (souvent supposée être égale à 20 °C) [81].

$$\theta_g = 750[1 - e^{-3.79533(t_h)^{0.5}}] + 170.41(t_h)^{0.5} + \theta_0 \quad (3-1)$$

L'Organisation internationale de normalisation (ISO), créée en 1947, a développé en 1975 une courbe de feu, appelée feu ISO 834, légèrement différente de la norme ASTM E119. La relation temps-température est prise en compte à l'aide de l'équation 3-2 basée sur la courbe ISO 834, t est en minutes.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3-2)$$

En plus des courbes de feu temps-température mentionnées ci-dessus, il existe également différentes courbes qui ont été développées pour un type d'occupation particulier. Par exemple, la courbe de feu d'hydrocarbures est utilisée pour un compartiment lorsqu'il y a des matériaux inflammables à combustion très rapide, et la courbe de feu externe qui est utilisée lorsqu'un compartiment est exposé au feu depuis ses côtés externes. Ces équations sont représentées par les équations 3-3 et 3-4, respectivement.

$$\theta_g = \theta_0 + 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.657e^{-2.5t}) \quad (3-3)$$

$$\theta_g = \theta_0 + 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) \quad (3-4)$$

La Figure 3-2 montre ces courbes de feu pour une durée de deux heures.

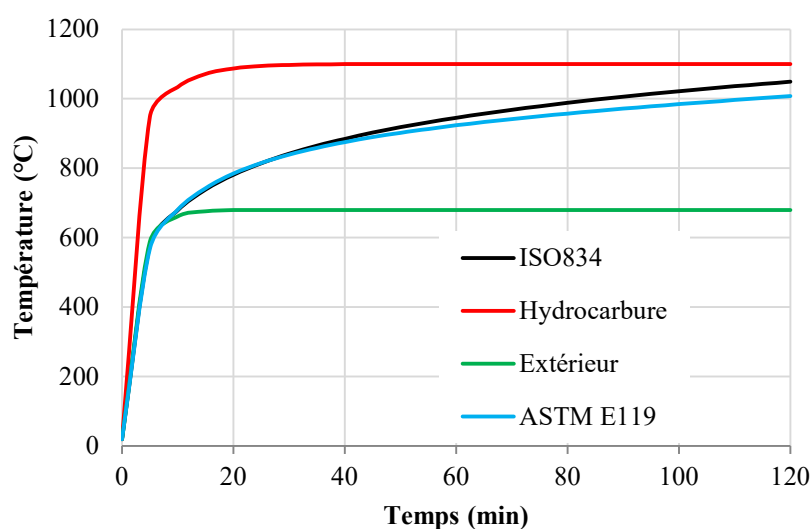


Figure 3-2. Courbes de feu

3.2.2. Courbes de feu paramétrique

Les courbes de feu paramétriques impliquent les équations de bilan d'énergie et de masse pour un compartiment coupe-feu. Pour ce faire, la charge calorifique, les propriétés thermiques, les conditions de ventilation et la géométrie du compartiment sont prises en compte.

En 1991, l'Eurocode 1 [82], comportant les actions sur les structures exposées au feu, a publié la première courbe de feu paramétrique codifiée dont la variation de la température en fonction du temps est définie à l'aide de l'équation 3-5.

$$\Theta_g = q_{fd} \cdot c' \cdot w_f \cdot \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \quad (3-5)$$

Où q_{fd} est la densité de charge calorifique par unité de surface au sol (MJ/m^2), c' est le facteur de conversion qui implique les propriétés thermiques de l'enceinte (MJ/m^2), w_f est le facteur de ventilation, et γ_{n1} et γ_{n2} sont les facteurs de sécurité.

Ce n'est qu'en 1993 que des modifications ont été apportées et des courbes de feu paramétriques ont été développées dans l'annexe A de l'Eurocode 1 [82]. Les courbes de feu paramétriques (aussi appelées courbes de feu naturel) sont valables pour des surfaces couvertes inférieures à 500 m^2 lorsqu'il n'y a pas d'ouverture dans la toiture. De plus, la hauteur maximale du compartiment est limitée à 4 m.

La variation de la température en fonction du temps se décrit en deux (02) phases distinctes, phase d'échauffement et phase de refroidissement avec la nécessité de déterminer les données suivantes :

- Caractéristiques thermiques du compartiment, telles que murs et toit.
- Caractéristiques géométriques, telles que la surface du compartiment et les ouvertures.
- Densité de charge calorifique ($q_{f,d}$) en MJ/m^2 .

La **Figure 3-3** montre un exemple de la variation de la température de la courbe paramétrique.

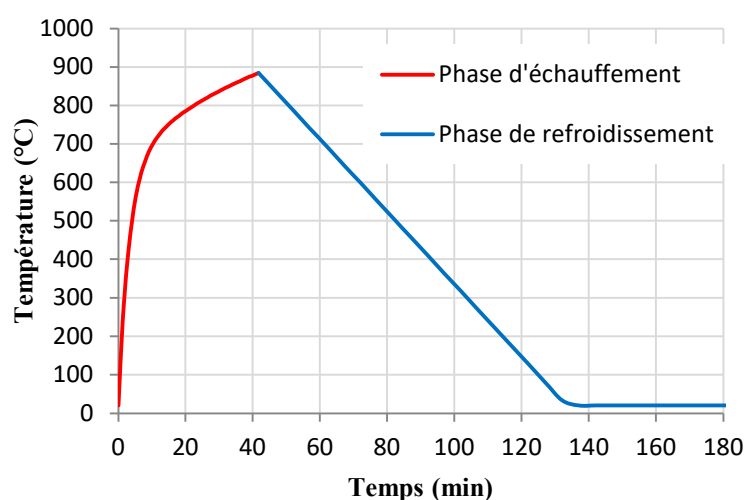


Figure 3-3. Courbe de feu paramétrique

La plus longue durée de la phase d'échauffement t_{max} est calculée et comparée à la durée la plus courte possible de la phase d'échauffement t_{lim} , ce qui peut conduire à deux situations différentes.

Si $t_{max} > t_{lim}$, alors la phase d'échauffement est contrôlée par la ventilation, ce qui signifie que l'oxygène a un rôle majeur dans le développement du feu.

En revanche, si $t_{max} \leq t_{lim}$, alors la phase d'échauffement est contrôlée par le combustible.

La durée la plus courte possible de la phase d'échauffement (t_{lim}) est obtenue d'après le Tableau 3-1 selon la nature du taux de croissance du feu.

Tableau 3-1. Valeurs de t_{lim} donnés par l'Eurocode [82]		
Taux de croissance de l'incendie	Occupation	t_{lim} (heure)
Faible	Espace publique	0.417
Moyen	Habitation, hôpital, hôtel, bureau	0.333
Fort	Bibliothèque, théâtre, cinéma	0.250

La durée la plus longue de la phase d'échauffement (t_{max}) est déterminée à l'aide de l'équation 3-6.

$$t_{max} = 0.2 \times 10^{-3} q_{t,d} / O \quad (3-6)$$

Lorsque le feu est contrôlé en ventilation dans la phase d'échauffement, l'évolution de la température est déterminée à l'aide de l'équation 3-7.

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0.324e^{-0.2t^*} - 0.204e^{-1.7t^*} - 0.472e^{-19t^*}), \quad t^* = \Gamma t \quad (3-7)$$

θ_{max} est donné quand $t^* = t^*_{max}$

Pendant la phase de refroidissement, selon la valeur de la durée la plus longue de la phase de refroidissement t^*_{max} , les équations suivantes sont utilisées.

$$t^*_{max} \leq 0,5 : \theta_g = \theta_{max} - 625(t^* - t^*_{max}) \quad (3-8)$$

$$0,5 < t^*_{max} < 0,2 : \theta_g = \theta_{max} - 250(3 - t^*_{max})(t^* - t^*_{max}) \quad (3-9)$$

$$t^*_{max} \geq 2,0 : \theta_g = \theta_{max} - 250(t^* - t^*_{max}) \quad (3-10)$$

Où $t^*_{max} = \Gamma \cdot t_{max}$ avec Γ est le facteur adimensionnel d'expansion

Lorsque le feu est contrôlé par le combustible dans la phase d'échauffement et avant d'utiliser les équations 4-8 à 4-10, le facteur d'ouverture et le paramètre d'échelle doivent être modifiés, en utilisant les équations 3-11 et 3-12 respectivement.

$$O_{lim} = 0,1 \times q_{t,d}/t_{lim} \quad (3-11)$$

$$\Gamma = [(O_{lim}/0.04)/(b/1160)]^2 \quad (3-12)$$

Si $O > 0,04$, $q_{t,d} < 75$ et $b < 1160$, Γ_{lim} est multiplié par le facteur k , comme indiqué dans l'équation 3-13.

$$k = 1 + \left(\frac{O-0,04}{0,04}\right) \left(\frac{q_{t,d}-75}{75}\right) \left(\frac{1160}{b}\right) \quad (3-13)$$

3.2.3. Courbe de feu itinérant

Les structures modernes sont conçues avec de grands espaces à aire ouverte. Alors que le comportement au feu présente une nature de propagation non uniforme dans ces compartiments de construction, ce qui est différent des petits incendies d'enceintes traditionnellement supposés pour la conception de la sécurité incendie structurelle.

Des expérimentations sur des incendies accidentels sur de grands compartiments ouverts ont révélé que les structures ne brûlent pas simultanément et que des méthodes alternatives doivent être utilisées [83, 84]. Ces incendies ont tendance à se déplacer sur le sol à mesure que les flammes se propagent en brûlant sur une zone limitée à tout moment, Figure 3-4. Ces feux ont été appelés « feux itinérants » [85].

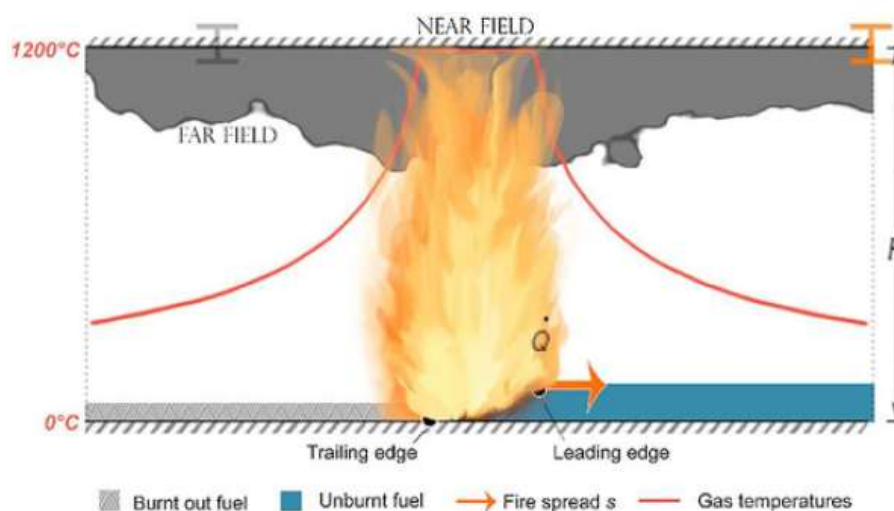


Figure 3-4. Comportement du feu itinérant [36]

Sur la base du modèle de Stern-Gottfried [85], les températures résultantes de l'incendie itinérant peuvent être divisées en deux types, feu horizontal et feu vertical, voir Figure 3-5. La température de la source du feu fait référence à la région où les matériaux combustibles brûlent et donc seule une partie du compartiment est influencée à tout moment. D'autre part, la température des éléments lointains fait référence aux régions qui n'ont pas encore brûlé.

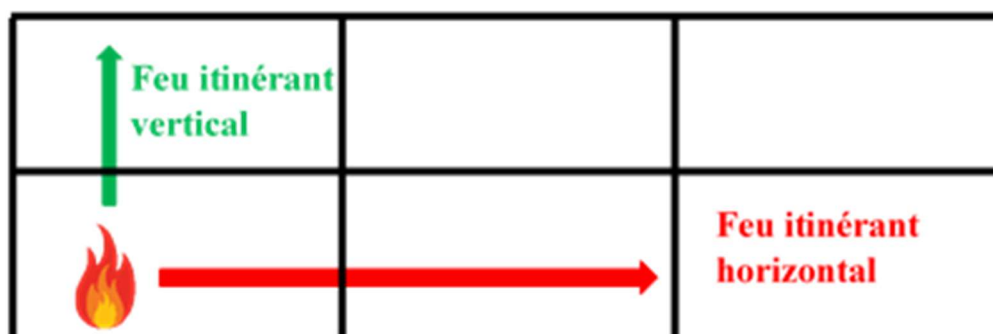


Figure 3-5. Concept du feu itinérant

Il existe de nombreuses études montrant que le comportement structurel pendant la phase de refroidissement peut même être plus important que pendant la phase d'échauffement [15]. La Figure 3-6 fournit un exemple montrant l'évolution de la température à l'intérieur d'un profilé en acier, pendant les phases d'échauffement et de refroidissement. Elle montre une augmentation rapide de la température dans la section du profilé en acier, mais pendant la phase de refroidissement le profilé perd sa température à un rythme rapide.

En plus du feu itinérant qui se propage horizontalement, Röben et al. [86] ont examiné l'impact des incendies qui se propagent verticalement sur une structure à plusieurs étages.

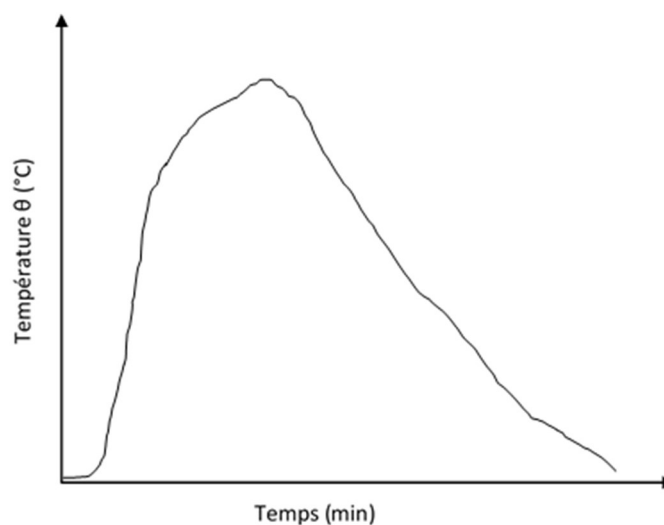


Figure 3-6. Evolution de la température en fonction du temps d'un feu itinérant

3.3. Propriétés thermiques de l'acier

La variation de la température en fonction du temps au sein d'un élément structural dépend de :

- La masse volumique du matériau ρ .
- La conductivité thermique du matériau λ qui représente la quantité de chaleur nécessaire pour élever d'un degré (1°C) la température d'1 kg de ce matériau.
- La chaleur spécifique du matériau c qui représente la quantité de chaleur nécessaire pour élever d'1 $^\circ\text{C}$ la température d'1 kg de ce matériau.

3.3.1. Masse volumique de l'acier :

Conventionnellement, la masse volumique de l'acier ρ_a est considérée comme indépendante de la température, et $\rho_a = 7\,850\text{ kg/m}^3$

3.3.2. Conductivité thermique de l'acier :

La courbe de variation de la conductivité thermique de l'acier λ_a en fonction de la température, Figure 3-7, est de type bilinéaire et est donnée par les Equations 3-14 et 3-15, en notant θ_a la température de l'acier.

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-3} \theta_a \quad \text{si } \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \quad (3-14)$$

$$\lambda_a = 27.3 \text{ Wm}^{-1} \text{ K}^{-1} \quad \text{si } \theta_a > 800^\circ\text{C} \quad (3-15)$$

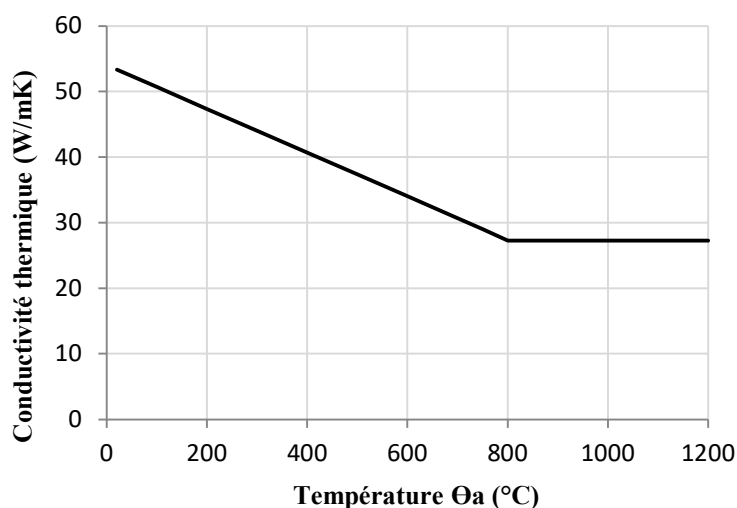


Figure 3-7. Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température selon l'Eurocode

3.3.3. Chaleur spécifique de l'acier

La chaleur spécifique de l'acier C_a , Figure 3-8, est évaluée, selon l'intervalle de température considéré, avec les équations suivantes :

$$C_a = 2.22 \times 10^{-6} \theta_a^3 - 1.69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 7.73 \times 10^{-1} \theta_a + 425 \quad \text{si } \theta_a \leq 600^\circ\text{C} \quad (3-16)$$

$$C_a = 626 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{si } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C} \quad (3-17)$$

$$C_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{si } 735 < \theta_a \leq 900^\circ\text{C} \quad (3-18)$$

$$C_a = 650 \text{ J.kg}^{-1}.\text{K}^{-1} \quad \text{si } \theta_a > 900^\circ\text{C} \quad (3-19)$$

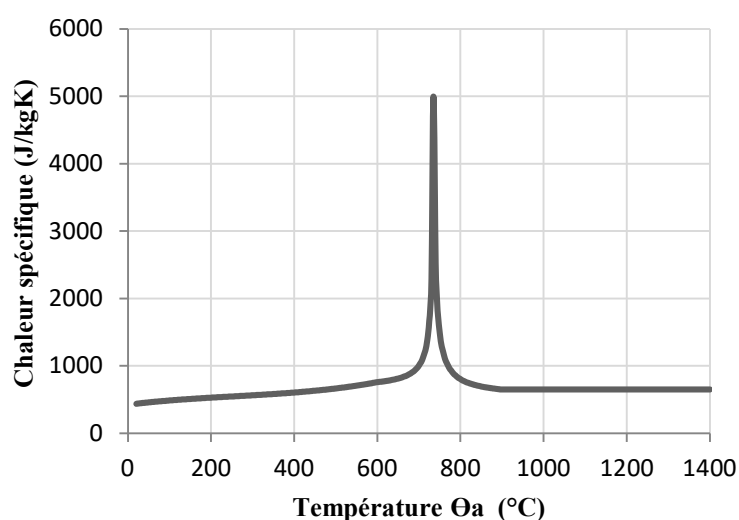


Figure 3-8. Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température

La chaleur spécifique atteint un pic à 735 °C, associé à des modifications chimiques du matériau, et se traduit par un ralentissement momentané de la vitesse d'échauffement d'un élément en acier.

3.3.4. Dilatation thermique de l'acier

La dilatation thermique de l'acier ($\Delta l/l$), Figure 3-9, est donnée, selon l'intervalle de températures considéré, avec comme équations :

$$\Delta l/l = 0.4 \times 10^{-8} \theta_a^2 + 1.2 \times 10^{-5} \theta_a - 2.416 \times 10^{-4} \quad \text{si } \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \quad (3-20)$$

$$\Delta l/l = 1.1 \times 10^{-2} \quad \text{si } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \quad (3-21)$$

$$\Delta l/l = 2 \times 10^{-5} \theta_a + 6.2 \times 10^{-3} \quad \text{si } \theta_a > 860^\circ\text{C} \quad (3-22)$$

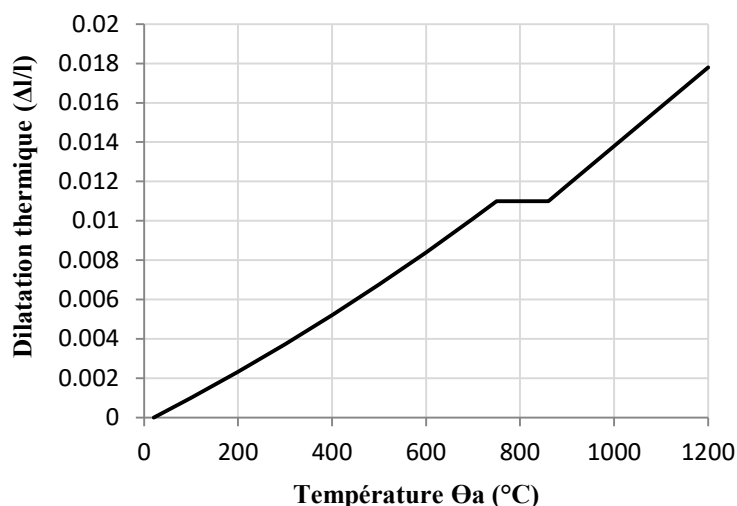


Figure 3-9. Dilatation thermique de l'acier

3.4. Évaluation de la réponse thermique des structures sous des températures élevées

Une étape fondamentale dans la prédiction de la réponse des composants structuraux exposés au feu consiste à effectuer une analyse de transfert thermique. Comme la température change avec le temps, la température à l'intérieur des éléments structuraux changera également. Une compréhension approfondie du transfert de chaleur aux éléments structuraux est importante afin de fournir une prédiction précise de la résistance structurelle.

3.4.1. Conception du transfert thermique

Après la détermination de la température produite par la source de feu (θ_g), le problème du transfert de chaleur se réduit à des équations différentielles avec certaines conditions aux limites qui permettent le calcul de la température à la surface des éléments structuraux et le transfert de chaleur à travers l'élément selon sa conductivité.

3.4.1.1. Théorie sur le transfert thermique

L'exposition d'un élément structural à un incendie entraîne une augmentation de sa température causée par les 3 modes de transfert thermique qui sont la conduction, la convection et le rayonnement. Le transfert de chaleur se fait uniquement dans la direction verticale depuis la source du feu au niveau du sol vers le bas du plafond à la température puis à la surface supérieure du plafond, comme illustré dans la Figure 3-10.

- La conduction est la capacité d'un matériau à conduire de la chaleur, sans mouvement de matière. Elle est directement liée aux propriétés physiques et thermiques du matériau.
- La convection consiste en des échanges de chaleur entre la surface d'un élément et les fluides environnants. Elle dépend du coefficient de convection α_c .
- Le rayonnement consiste en des échanges d'énergie à distance entre les corps par ondes électromagnétiques. Il dépend de l'émissivité du feu ϵ_f et de l'émissivité de la surface de l'élément ϵ_m .

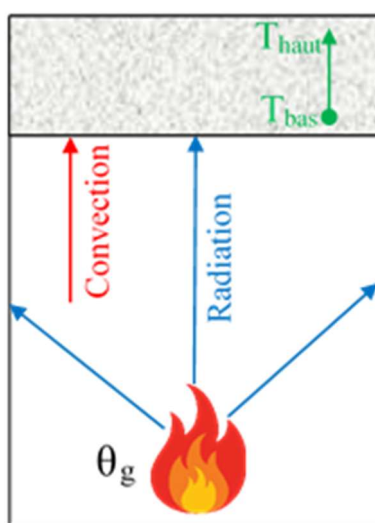


Figure 3-10. Conception du transfert thermique

3.4.1.2. Température dans l'acier selon l'Eurocode

L'énergie définitivement absorbée par l'élément exposé définit le flux thermique net par unité de temps et de surface (\dot{h}_{net}). Il se compose du flux convectif ($\dot{h}_{net,c}$) et du flux radiatif ($\dot{h}_{net,r}$), s'exprimant en W/m^2 . Le flux thermique net représente les actions thermiques responsables des variations de température de l'élément exposé et est calculé suivant l'Equation 3-23, d'après l'Eurocode 1 partie 1-1.

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (3-23)$$

La composante de convection est déterminée par l'Equation 3-24.

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (3-24)$$

Où α_c est le coefficient de transfert thermique par convection, θ_g est la température des gaz à proximité de l'élément exposé et θ_m est la température de surface de l'élément.

La composante de rayonnement est déterminée par l'Equation 3-25.

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma \left[(\theta_r + 273)^4 + (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (3-25)$$

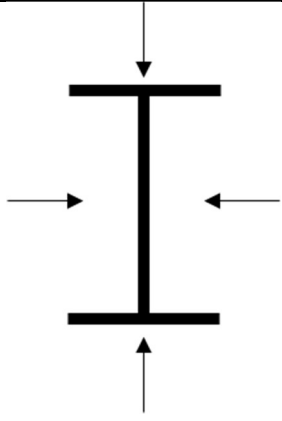
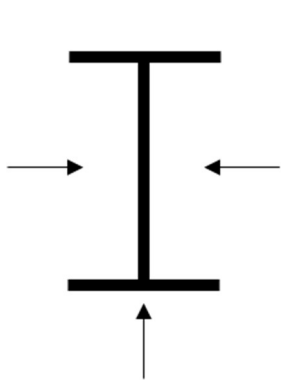
Où Φ est le facteur de forme, ε_m est l'émissivité de la surface de l'élément, ε_f est l'émissivité du feu, σ est la constante de Stephan Boltzmann ($= 5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$), θ_r est la température de rayonnement effectif de l'environnement du feu et θ_m est la température de surface de l'élément.

L'augmentation de température, $\Delta\theta_{a,t}$, pour un profilé en acier non protégé peut-être formulée, avec l'équation 3-26, d'après l'Eurocode 3 partie 1-2, en considérant un élément de volume soumis à un flux de chaleur. La résolution de cette équation donne une température uniforme dans la section (hypothèse réaliste à cause de la forte conductivité thermique de l'acier nu).

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{A_m}{V} \cdot h_{net} \cdot \Delta t \quad (3-26)$$

Où θ_a est la température de l'acier en °C (supposée uniforme), Δt est l'intervalle de temps et A_m/V est le facteur de massivité de la section non protégée, qui est le rapport de la surface exposée au flux de chaleur et du volume de l'élément par unité de longueur. La surface chauffée A_m d'un élément non protégé dépendra du nombre de faces exposées au feu pour les éléments prismatiques avec des conditions aux limites constantes sur la longueur, la distribution de température est bidimensionnelle, Tableau 3-2, [87].

Tableau 3-2. Facteur de massiveté

Schéma	Description	Facteur de massiveté (A_m/V)
	Exposé sur 4 faces	$\frac{\text{Périmètre de la section exposé au feu}}{\text{L'aire de la section}}$
	Exposé sur 3 faces	$\frac{\text{Périmètre de la section exposé au feu}}{\text{L'aire de la section}}$

L'équation 3-26 est la base des règles de calcul pour l'échauffement des éléments en acier. Elle est spécifique pour les modèles de calcul simplifiés dans la partie feu de l'Eurocode sur les structures en acier et ne peut être résolue que lorsque les conditions initiales et aux limites sont connues.

3.4.2. Résultats et discussions de l'analyse thermique des cas d'études

L'analyse thermique transitoire est effectuée sur les cas d'études mentionnés à l'aide de l'élément fini SHELL131.

3.4.2.1. Analyse thermique du Portique B

Le portique choisi (Voir Cas d'étude « B ») est soumis au feu standard ISO834 au niveau de l'étage inférieur, en considérant que les faces extérieures des poteaux ainsi que les faces supérieures des poutres ne sont pas exposées au feu.

Les résultats de l'évolution de la température en fonction du temps issus de l'analyse numérique sont comparés avec ceux évalués analytiquement selon l'Eurocode3 et l'Eurocode4 [88, 89]. Les Figure 3-11 et Figure 3-12 montrent la répartition de la température dans la

semelle inférieure, la semelle supérieure et l'âme des sections de poutre et de poteau (profilé IPE240 et HEA160) exposées au feu sur les trois côtés des sections, après 60 minutes de durée.

L'évolution de la température sur la section transversale de la section IPE240, Figure 3-11 (b), se compare assez bien avec le résultat obtenu par l'Eurocode4 sur les différentes parties de la section. La courbe temps température sur la semelle inférieure de la section HEA160 (point 3), est très proche de celle de l'Eurocode3, Figure 3-12 (b).

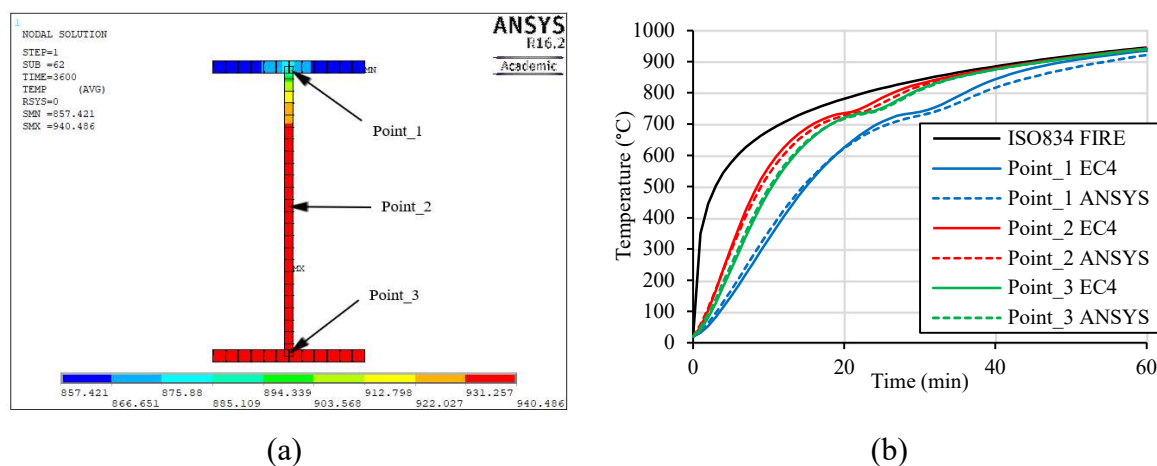


Figure 3-11. Distribution de la température dans la section de la poutre exposé sur 03 faces
(a) Profilé IPE240 exposé au feu (b) Evolution Temps-Température

Après une heure d'exposition, les températures ont atteint 940°C dans la semelle inférieure de la poutre et du poteau, et 830°C dans la semelle supérieure du poteau et 860°C dans la semelle supérieure de la poutre. Les poteaux en acier ont un facteur de section plus élevé que les poutres en acier, ce qui a entraîné des températures plus basses dans l'âme et les semelles, avec une température plus élevée dans l'âme en raison de sa plus faible épaisseur sur les deux sections transversales.

Les champs de température à un temps de 600 secondes dans les sections de la poutre et du poteau externe ainsi que le poteau interne sont présentés dans la Figure 3-13.

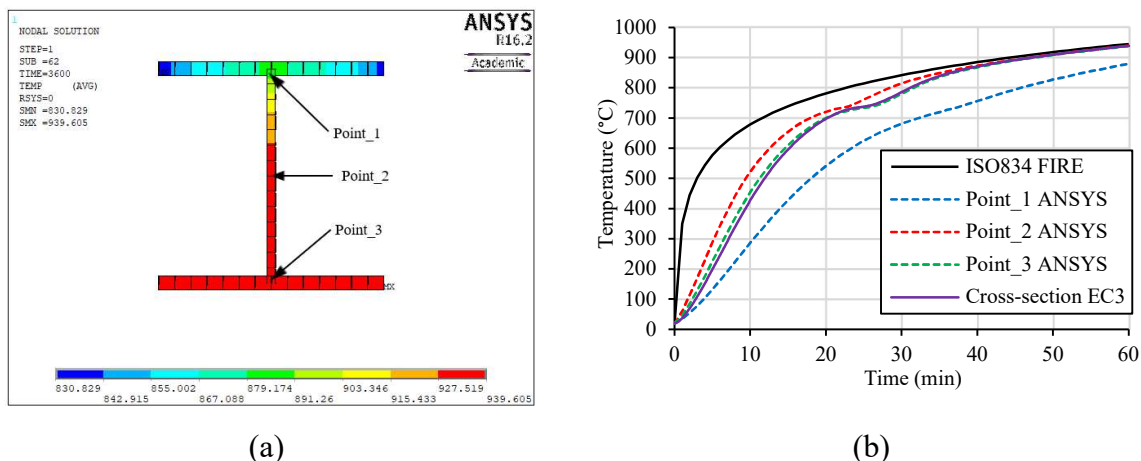


Figure 3-12. Distribution de la température dans la section du poteau exposé sur 03 faces
 (a) Profilé HEA160 exposé au feu (b) Evolution Temps-Température

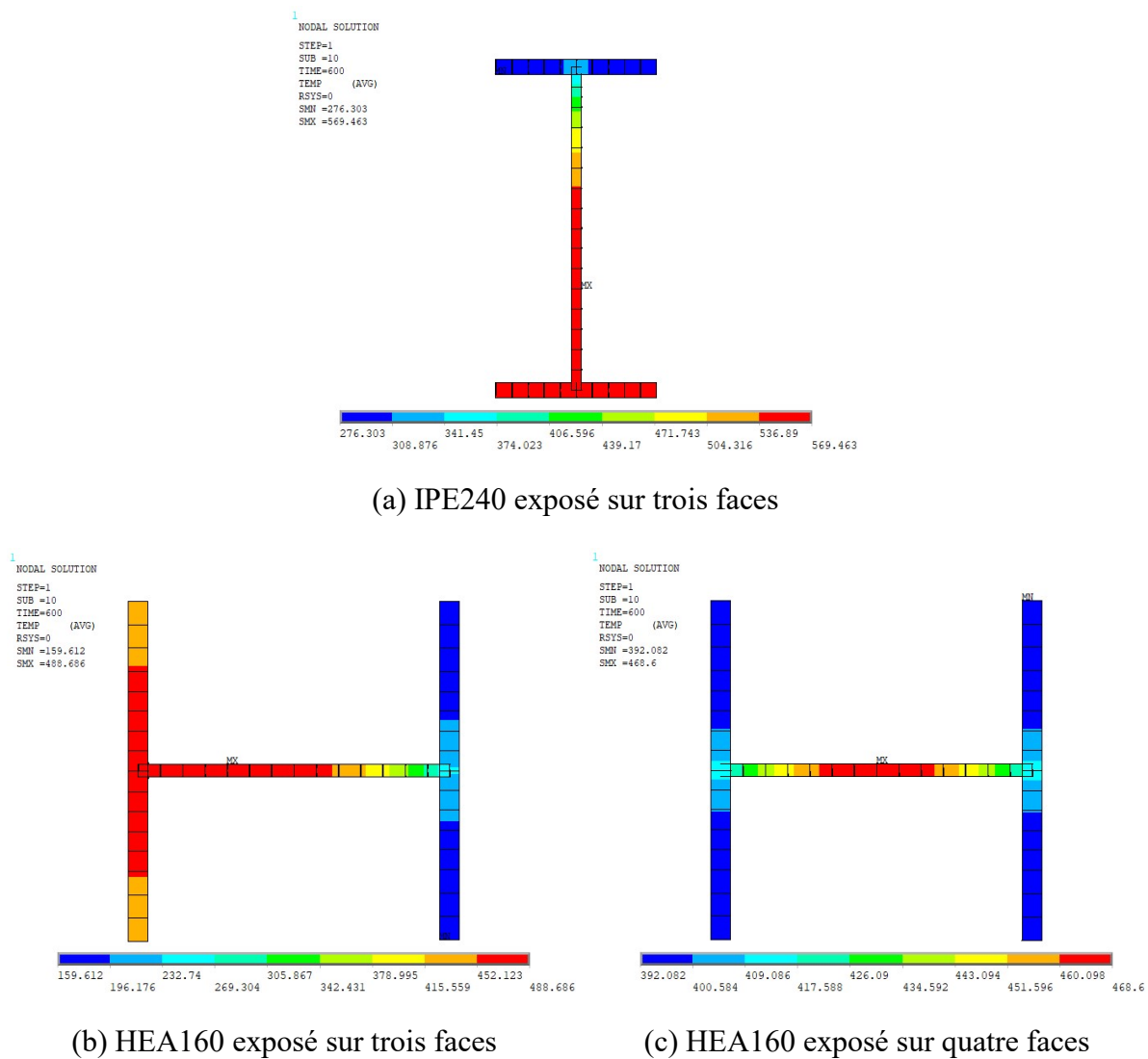


Figure 3-13. Champ de température dans la section exposée au feu

3.4.2.2. Analyse thermique du Portique C

Dans l'hypothèse que le rez-de-chaussée représente le compartiment de feu dans le portique C (Voir Cas d'étude « C »), le feu est appliqué seulement sur les poteaux et les poutres non protégées du niveau inférieur avec le modèle de feu standard ISO834. Les poutres sont considérées protégées par la dalle de béton, cela signifie qu'elles sont exposées au feu sur trois faces seulement. Les poteaux intérieurs sont exposés au feu sur les quatre faces, tandis que les poteaux extérieurs sont considérés exposés sur trois faces, Figure 3-14.

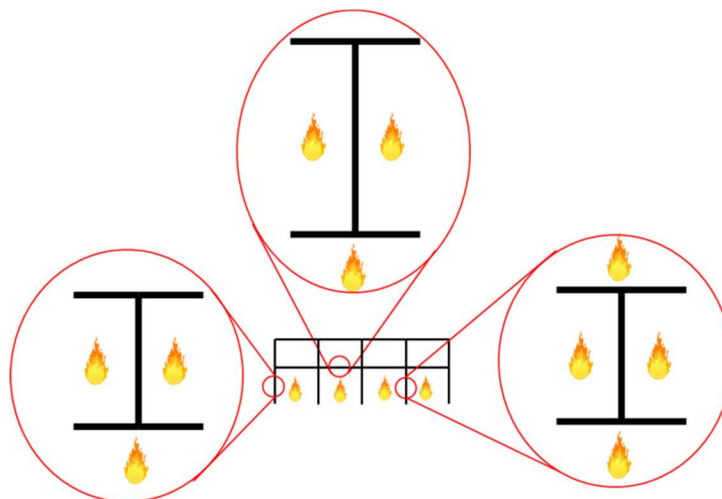


Figure 3-14. Exposition au feu des poteaux et poutres de la structure

La Figure 3-15 illustre l'évolution de la température dans les différentes parties de la structure en se basant sur l'élément finis SHELL131 pour une durée de 60 minutes. La température donnée par ANSYS est développée à partir du transfert de chaleur donnée par la courbe de feu standard.

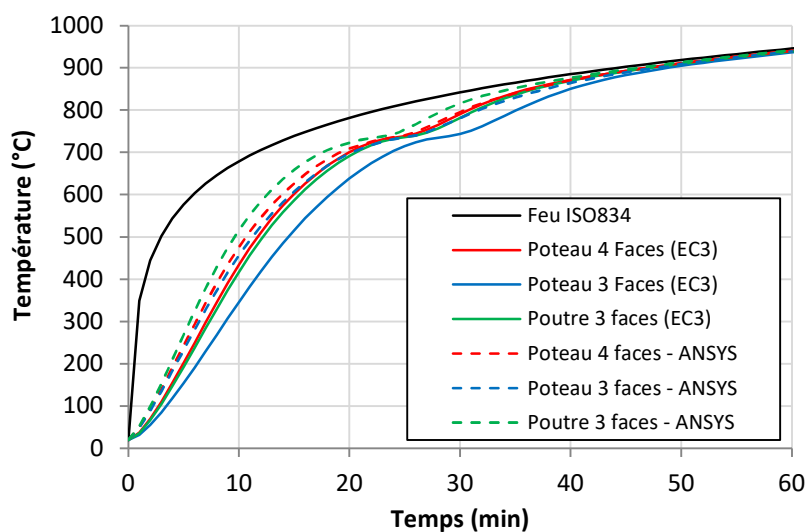


Figure 3-15. Evolution de la température de la structure

L'évolution de la température dans la section transversale des poutres et poteaux obtenue par le biais du code ANSYS sont très proches de celle de l'Eurocode3. Après une heure d'exposition, les températures dans les poutres et les poteaux atteignaient environ 940 °C. Les poteaux à 3 faces ont un facteur de section plus élevé que les poutres et les poteaux à 4 faces, ce qui a entraîné des températures plus basses.

3.5. Conclusion

Une compréhension approfondie a été décrite dans ce chapitre relative à la conception du feu par des courbes de température en fonction du temps ainsi que l'effet de ces températures sur les différents éléments structuraux.

Le transfert thermique au sein d'un élément structural dépend des propriétés thermiques de l'acier tel que, la masse volumique, la conductivité thermique, la chaleur spécifique et la dilatation thermique du matériau.

Des modèles numériques avancés sont développés à l'aide du logiciel ANSYS. Les éléments structurels, poutres et poteaux, sont modélisés, pour l'étude thermique, à l'aide de l'élément fini coque 3D, SHELL131.

Les résultats de l'analyse thermique montrent que l'évolution de la température dans la section transversale des éléments structuraux est très proche de celle de l'Eurocode3. Les poutres ont des températures plus élevées que les poteaux à cause du facteur de section des poutres qui est moins important.

Chapitre 4. Analyse des structures métalliques sous l'action sismique

4.1. Introduction

Il est bien entendu que pour résister aux charges appliquées à une structure, la capacité structurelle doit être supérieure à la demande structurelle. Étant donné que le comportement structurel sous charges sismiques est beaucoup plus complexe que sous charges gravitationnelles, il faut accorder plus d'attention à l'analyse sismique qu'à l'analyse gravitationnelle. La non-linéarité des matériaux est également un point important, qui est encore mis en évidence sous charge sismique. Pour inclure la non-linéarité matérielle dans l'analyse sismique, le passage des codes sismiques basés sur la force aux codes sismiques basés sur la performance a été d'une grande aide. Ce chapitre présente une brève revue des propriétés mécaniques de l'acier ainsi que des différentes analyses structurales sismiques, à la fois linéaires et non linéaires, et discute de leurs avantages et inconvénients.

4.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier est tracé en allongeant l'échantillon et en enregistrant la variation de contrainte avec la déformation jusqu'à sa rupture.

Pour les méthodes d'analyse par éléments finis, les propriétés des matériaux doivent être considérées comme des valeurs caractéristiques d'après l'annexe C de l'Eurocode 3 partie 1.5. En fonction de la précision et de la déformation admissible requise pour l'analyse, les hypothèses suivantes (courbes) pour le comportement de l'acier peuvent être utilisées, Figure 4-1 :

- a) Courbe élasto-plastique sans durcissement
- b) Courbe élasto-plastique avec une pente de plateau nominale
- c) Courbe élastique-plastique avec durcissement linéaire
- d) Courbe contrainte-déformation réelle

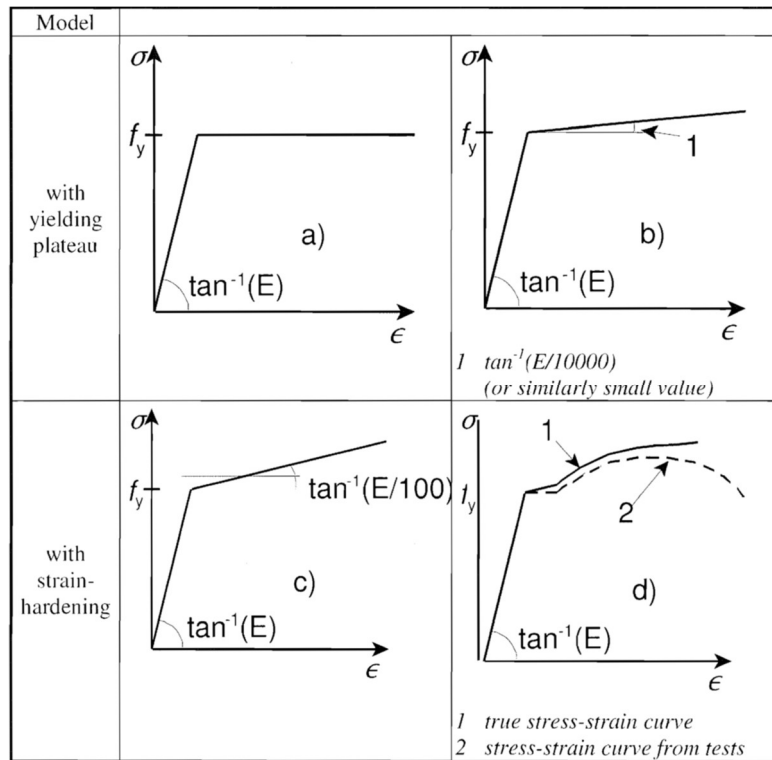


Figure 4-1. Courbes contrainte-déformation selon l'Eurocode 3 partie 1-5 [90]

On suppose souvent que la section transversale du matériau ne change pas pendant tout le processus de déformation. Alors que, la surface réelle diminuera lors de la déformation due à la déformation élastique et plastique. La courbe basée sur la section transversale et la longueur d'éprouvette d'origine est appelée courbe contrainte-déformation technique, tandis que la courbe basée sur la surface et la longueur de la section transversale instantanée est appelée courbe contrainte-déformation réelle [90].

Dans notre étude, la courbe contrainte-déformation réelle est utilisée, pour une nuance d'acier S235, pour le comportement plastique des matériaux ductiles en tenant compte des dimensions réelles. Dans un essai de traction, la contrainte réelle est supérieure à la contrainte technique et la déformation réelle est inférieure à la déformation technique. La différence entre les contraintes et les déformations réelles et techniques augmente avec la déformation plastique. Aux faibles déformations (dans la région élastique), les différences entre les deux sont négligeables [91].

La courbe contrainte-déformation réelle est modifiée à partir des résultats des tests [90], Figure 4-2, en utilisant l'Equation 4-1 et l'Equation 4-2 :

$$\sigma_{réelle} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (4-1)$$

$$\varepsilon_{réelle} = \ln(1 + \varepsilon) \quad (4-2)$$

Où σ est la contrainte et ε est la déformation

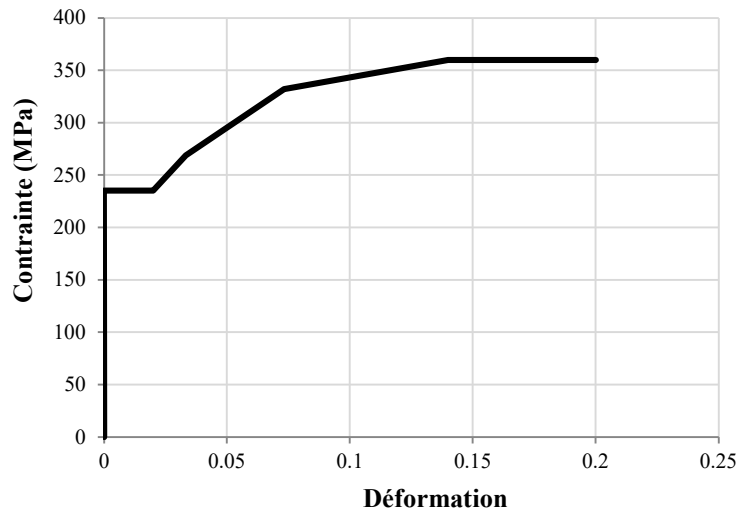


Figure 4-2. Courbe contrainte déformation réelle pour un profilé en acier S235

4.3. Méthodes d'analyses

4.3.1. Analyses linéaires

4.3.1.1. Analyse statique linéaire

L'analyse statique linéaire (LSA) est applicable lorsque le premier mode structurel est le mode dominant et donc les effets des modes supérieurs peuvent être ignorés. Cela implique clairement que l'analyse statique linéaire ne peut pas être utilisée pour les structures de grande hauteur et irrégulières, car dans ces deux cas, le premier mode n'est pas souvent dominant.

Cette analyse est basée sur deux hypothèses : le comportement du matériau est linéaire ; et bien que les charges sismiques aient une nature dynamique, leurs effets sur les structures sont déterminés statiquement et comme une partie de la masse structurale. La masse considérée joue un rôle dans l'accélération du spectre élastique.

À l'aide de l'analyse statique linéaire, la valeur de la masse est déterminée de telle manière qu'elle puisse fournir le déplacement structurel maximal, égal à sa valeur prédite par le séisme

de conception. Si, sous cette charge, la structure se comporte de manière linéaire, alors les forces produites seront proches des valeurs prédites. Sinon, si la structure se comporte de manière non linéaire, les valeurs des forces seront supérieures aux forces d'élasticité.

4.3.1.2. Analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale utilise un spectre de réponse élastique et linéaire. Les résultats de cette analyse sont plus précis pour les structures qui se comportent linéairement lors d'un événement sismique. Comme les modes maximaux ne se produisent pas simultanément et n'ont pas la même direction, ils ne peuvent pas être additionnés. La meilleure façon d'aborder ce problème est d'utiliser des théories probabilistes dans lesquelles différentes possibilités sont considérées, telles que la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) [92], ou la combinaison quadratique complète (CQC) [92].

D'autre part, comme la majeure partie de l'énergie d'un séisme est normalement absorbée dans les premiers modes, pour les structures avec un grand nombre de degrés de liberté, il suffit souvent de combiner les trois à six premiers modes. Cela peut permettre de réduire le temps de calcul.

4.3.1.3. Analyse dynamique linéaire par accélérographe

À l'aide d'une analyse dynamique par accélérographe, la réponse structurelle est étudiée selon les équilibres dynamiques et en tenant compte de courts intervalles de temps. Pour ce faire, la réponse structurelle est calculée sous au moins trois accélérations du sol. Dans l'ensemble, pour les structures régulières, cette analyse peut être utilisée pour chacune des directions séparément, et il n'est pas nécessaire de considérer les interactions entre les directions.

4.3.2. Analyses non linéaires

Pour traiter de près la réponse structurelle sous chargement sismique, des analyses non linéaires peuvent être utilisées, de telle sorte que la non-linéarité de la rigidité et de l'amortissement soit prise en compte. La non-linéarité de la rigidité englobe la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle. Alors que la non-linéarité matérielle montre un comportement hystérétique sous chargement cyclique, il n'y a pas de comportement hystérétique avec la non-linéarité géométrique. Comme la plupart des structures subissent des

affaissements sous des excitations sismiques, il est donc important de prendre en compte la non-linéarité du matériau lors de l'analyse.

4.3.2.1. Analyse dynamique non-linéaire

L'analyse dynamique non linéaire permet un calcul plus précis de la réponse structurelle sismique. Etant donné que le modèle d'analyse dynamique non linéaire intègre le comportement inélastique des structures sous des mouvements cycliques du sol, l'analyse dynamique non linéaire simule explicitement la dissipation d'énergie hystérétique dans le domaine non linéaire.

En raison de la variabilité inhérente des séismes, des analyses dynamiques de plusieurs enregistrements sismiques sont nécessaires pour calculer des valeurs statistiquement robustes de la demande sismique pour une intensité ou un scénario de tremblement de terre donné.

4.3.2.2. Analyse statique non-linéaire (pushover)

Il existe une méthode plus pratique actuellement utilisée pour déterminer les forces de conception. Elle est connue sous le nom d'analyse pushover statique et développée au cours des deux dernières décennies conformément au concept de conception basée sur la performance [93]. Elle est devenue un outil populaire pour l'évaluation de la performance sismique des bâtiments existants et nouveaux [94], car la procédure est non seulement simple à utiliser mais couvre également le comportement non linéaire. Néanmoins, comme certaines simplifications sont apportées au cours de l'analyse, la méthode devient seulement approximative [95].

Pour les structures qui ne peuvent pas répondre à ces limitations, des méthodes avancées basées sur le pushover peuvent être utilisées, telles que l'analyse pushover adaptative [96] [97] et l'analyse pushover modale [98], afin de prendre en compte les effets des modes supérieurs dans le processus.

L'analyse pushover a été décrite dans FEMA273 [40] puis dans FEMA356 [74]. C'est une solution littérale incrémentielle non linéaire de l'équation d'équilibre $KU = P$ dans une formulation d'éléments finis, dans laquelle K , U et P représentent la matrice de rigidité non linéaire, le vecteur de déplacement et un vecteur de charge latérale prédéfinie appliquée progressivement sur la hauteur de la structure, respectivement [99].

Dans l'analyse pushover classique, on suppose que le déplacement cible d'une structure SDOF correspond à celui d'une structure MDOF, à condition que le premier mode de la structure soit le mode prédominant. De plus, des études ont montré que, pour des structures

avec une période fondamentale inférieure à 2 secondes, cette hypothèse est relativement précise, en particulier pour les systèmes élastiques. Pour les systèmes inélastiques, cependant, les résultats sont pour la plupart conservateurs [94].

La méthode pushover est basée sur l'hypothèse fondamentale que la réponse structurelle peut être approchée par la réponse d'un système équivalent à un degré de liberté (SDOF), pris comme une forme de mode présumé qui reste constant tout au long de l'analyse. Ce n'est évidemment pas une hypothèse tout à fait correcte, mais il existe un consensus sur l'utilisation de cette méthode comme outil rationnel pour estimer la réponse sismique maximale des structures à plusieurs degrés de liberté (MDOF), si la réponse de la structure est principalement régie par un seul mode [100, 101].

L'analyse pushover est réalisée en deux étapes : l'étape de la charge contrôlée (contrôlée par les charges gravitaires) et l'étape du déplacement contrôlé (contrôlée par les charges sismiques). Alors, la charge latérale appliquée peut être un ensemble de déplacements ou de forces, mais elle doit avoir un rapport constant et une forme constante lors de l'analyse. Ainsi, à la fin de chaque itération, le vecteur de réaction (P_e) de la structure est assemblé à partir de la contribution de tous les éléments finis. Ensuite, les forces de déséquilibre sont réappliquées de manière itérative sur la structure jusqu'à ce que la tolérance spécifique prédéfinie soit atteinte, comme définit dans l'équation 4-3.

$$\Delta U = [K_T]^{-1}(\lambda P_0 - P_e) \quad (4-3)$$

Où ΔU est l'incrément de déplacement calculé dans une itération, K_T est la matrice de rigidité non linéaire actuelle, λ est le facteur de charge dans l'incrément de charge correspondant, P_0 est la charge initiale et P_e est le vecteur de réaction de l'itération précédente. Le vecteur de réaction (P_e) est pris en compte à l'aide de l'équation (4-4)

$$P_e = \sum \int_V B_T \cdot \sigma_{NL} \cdot dV \quad (4-4)$$

Où B_T est la matrice déformation-déplacement de chaque élément et σ_{NL} est le vecteur de la contrainte non linéaire de l'élément qui est déterminée par sa loi de comportement matérielle.

Le processus se termine lorsqu'un état limite prédéfini est atteint ou qu'un effondrement structurel est identifié. Le déplacement cible déterminé en fonction du cisaillement à la base est ensuite interprété comme une courbe de capacité. En utilisant ce processus, le comportement structurel de l'état élastique à l'état d'effondrement peut être tracé.

4.4. Détermination de la performance de la structure après une action sismique

Plusieurs méthodologies sur l'estimation du déplacement cible ont été proposées, dont certaines parmi les plus connues sont la méthode N2 [100], la méthode ATC40 [42] et la méthode FEMA356 [74]. Ces méthodes proposées sont principalement basées sur les relations statistiques du déplacement latéral estimé par des analyses linéaires et non linéaires. Dans cette étude, la méthode N2 est utilisée pour déterminer le déplacement cible de la structure.

La désignation de N2 se rapporte au fait qu'elle nécessite l'application d'une méthode « Non linéaire » et la combinaison de deux (02) méthodes d'analyse, l'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'approche de l'analyse spectrale modale (spectre de réponse). Le procédé donne des résultats de précision raisonnable si la structure oscille principalement dans le premier mode [100]. La méthode N2 a été incluse dans l'Eurocode 8 [102] en tant que procédure recommandée de l'analyse statique non linéaire. Les étapes de la version originale de la méthode N2 sont décrites comme suit :

Etape 1 : Données

Un système ayant plusieurs degrés de liberté (MDOF) d'une structure est développé par l'action d'une forme de distribution de charges qui est monotone croissante y compris les relations de déformation non linéaire pour les éléments structuraux, Figure 4-3. Un spectre de réponse en accélération élastique est également requis correspondant à l'action sismique considérée, Figure 4-4.

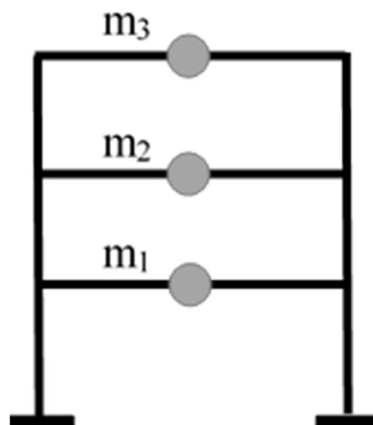


Figure 4-3. Modèle d'un système à un seul degré de liberté (MDOF)

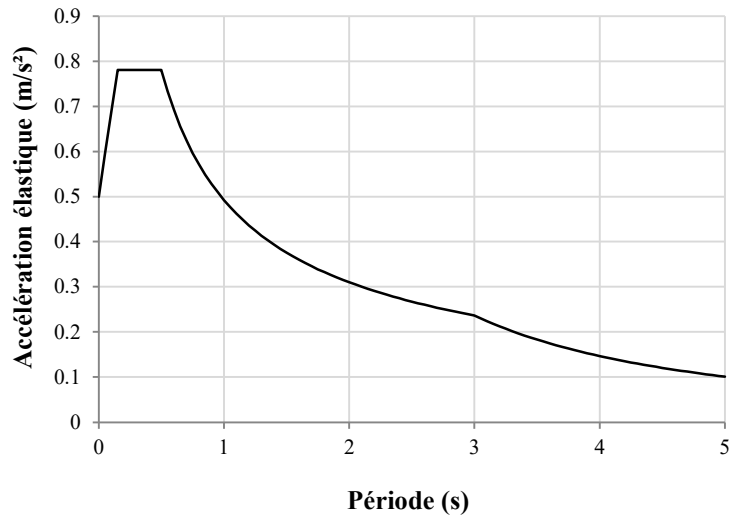


Figure 4-4. Spectre de réponse élastique

Étape 2 : Demande sismique au format Accélération-Déplacement

La demande sismique est définie avec le spectre de réponse au format accélération-déplacement (ADRS), Figure 4-5. Le spectre de déplacement peut être calculé à partir du spectre d'accélération élastique en utilisant l'Equation 4-5.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (4-5)$$

Où S_{ae} et S_{de} sont les valeurs du spectre d'accélération élastique et du spectre de déplacement élastique respectivement, correspondant à la période T et à un taux d'amortissement visqueux fixe.

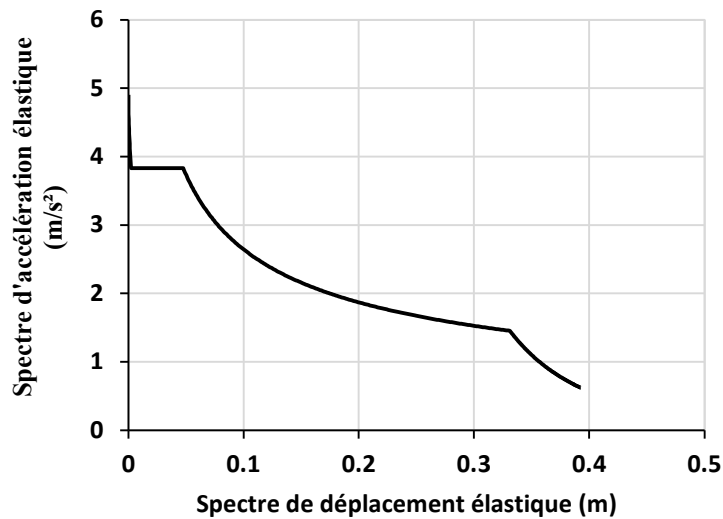


Figure 4-5. Spectre de réponse au format ADRS

Etape 3 : Système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF)

La transformation du système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) vers le système SDOF est effectuée dans la méthode N2 en utilisant l'Equation 4-6 et l'Equation 4-7, voir Figure 4-6.

La définition du facteur de transformation Γ est basée sur l'équation de mouvement d'un système MDOF en considérant uniquement les degrés de liberté associés à la translation latérale dans la direction étudiée.

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \tag{4-6}$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \tag{4-7}$$

Où d^* et F^* sont le déplacement et la force à la base du système SDOF. d et F_b sont respectivement le déplacement et la force à la base obtenus par l'analyse Pushover du système MDOF. Le facteur de transformation Γ du modèle MDOF vers le modèle SDOF et vice-versa est défini selon l'Equation 4-8.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2} \tag{4-8}$$

Où, n est le nombre d'étages et m^* est la masse équivalente du système SDOF calculée par l'Equation 4-9

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i \tag{4-9}$$

Où Φ_i est la forme linéaire de vibration (première forme de vibration).



Figure 4-6. Système à un seul degré de liberté (SDOF) équivalent

L'Eurocode8 prescrit une approximation bilinéaire élastique-parfaitement plastique simplifiée de la courbe de capacité SDOF. Par conséquent, la rigidité post-plastique de l'approximation bilinéaire est égale à zéro, comme le montre la Figure 4-7.

La période élastique du système SDOF bilinéaire T^* est calculée selon l'Equation 4-10.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4-10)$$

Où d_y^* et F_y^* sont le déplacement et la force à la limite élastique respectivement.

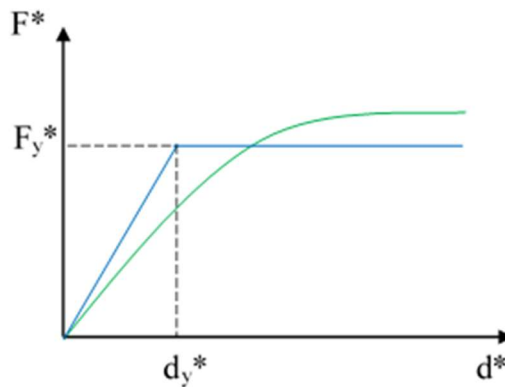


Figure 4-7. Courbe de capacité SDOF et bi linéarisation

Etape 4 : Demande sismique pour un système SDOF équivalent

La demande sismique du système SDOF équivalent peut-être calculée à l'aide des procédures graphiques illustrées à la Figure 4-8. Elle peut-être aussi déterminée, à l'aide des spectres inélastiques de déplacement S_a et d'accélération S_d pour une ductilité constante, avec les équations 4-11 et 4-12.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (4-11)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (4-12)$$

Où R_μ est un facteur de réduction et μ est la ductilité

Le facteur de réduction est déterminé par :

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T^* \geq T_C \quad (4-13)$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T^*}{T_C} + 1 \quad \text{pour } T^* < T_C \quad (4-14)$$

Où T_c est la période de contrôle

La courbe de capacité du système SDOF au format accélération-déplacement (ADRS) est obtenue en divisant les forces de la courbe Pushover force-déplacement ($F^* - d^*$) par la masse équivalente m^* .

Le déplacement cible de la structure pour la période T^* et pour un comportement élastique illimité est donné par l'équation 4-15

$$d_{et}^* = S_{ae}(T^*) \cdot \frac{T^{*2}}{4\pi^2} \quad (4-15)$$

Où $S_{ac}(T^*)$ est la valeur du spectre de réponse d'accélération élastique à la période T^* .

Pour la détermination du déplacement cible d_t^* pour les structures à courte période et pour les structures à moyenne et longues périodes, différentes expressions doivent être utilisées comme indiqué par les équations 4-16, 4-17 et 4-18.

Pour des périodes courtes $T^* < T_c$

Si $F^*/m^* \geq S_{ae}(T^*)$ la réponse est élastique, donc $d_t^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right)$ (4-16)

Si $F^*/m^* < S_{ae}(T^*)$ la réponse est inélastique, donc $d_t^* = d_{et}^*$ (4-17)

Pour des périodes moyennes et longues $T^* \geq T_c : d_t^* = d_{et}^*$ (4-18)

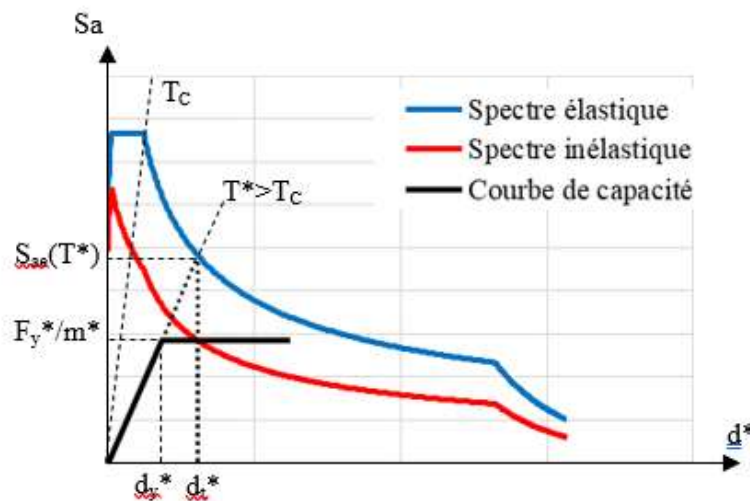


Figure 4-8. Détermination de la demande sismique

Etape 5 : Demande sismique globale pour le modèle MDOF

Le déplacement cible du système MDOF d_t est calculé en multipliant le déplacement cible du SDOF obtenu à l'étape 4 par le facteur de transformation Γ , Equation 4-19.

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \tag{4-19}$$

Etape 6 : Demande sismique locale pour le modèle MDOF

Pour déterminer la demande sismique locale comme les déplacements inter-étages et les rotations, il convient de revenir à la courbe de Pushover du système MDOF et à l'étape d'analyse correspondant à la demande sismique qui détermine le déplacement cible d_t (calculée à l'étape 5), et prendre la distribution des déformations dans la structure, Figure 4-9.

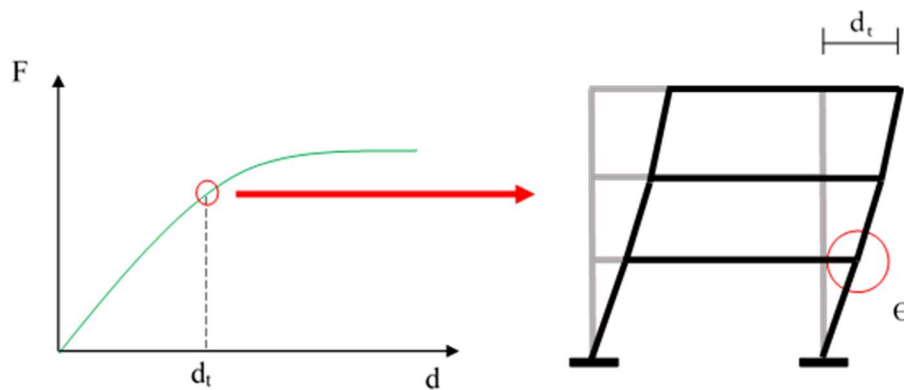


Figure 4-9. Demande sismique locale

L'évaluation des performances est faite en comparant la demande sismique déterminée avec les capacités pour le niveau de performance concerné.

En inversant le processus d'analyse, la méthode peut être utilisée comme un outil pour la mise en œuvre de l'approche de conception par déplacement direct [100].

4.5. Dommages géométriques et rotules plastiques

Les dommages géométriques sont la déformation irréversible due à une déformation plastique qui génère généralement après un séisme. Ils doivent être considérés comme le changement de la géométrie de la structure initiale dû à la déformation résiduelle résultant des rotules plastiques lors d'un séisme. La déformation résiduelle peut être dangereuse car le moment de flexion dans les éléments structuraux sera augmenté par l'interaction de la charge verticale avec la déflexion horizontale, ceci est appelé effets P- Δ , Figure 4-10.

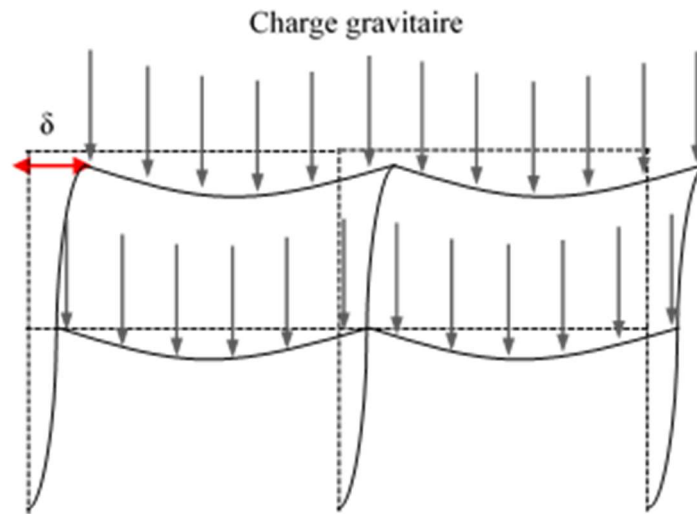


Figure 4-10. Déformations résiduelles après l'application de l'action sismique

Les procédés de conception sismique actuelle fournissent une compréhension réaliste et fiable des risques pour la vie, l'occupation et les pertes économiques qui peuvent affecter une structure pendant et après un séisme. Les critères de conception sont déterminés en indiquant les objectifs de performance qui peuvent être atteints lorsque la structure est soumise à un séisme. La norme américaine, FEMA356 [74], définit les niveaux de performance de la structure correspondant à l'endommagement subi sous des séismes selon la valeur du déplacement relatif entre étages qui sont classés en trois niveaux, à savoir l'occupation immédiate (IO : Immediate Occupancy), la sécurité des vies (LS ; Life Safety) et la prévention de l'effondrement (CP : Collapse Prevention).

De nombreuses études ont souligné l'importance d'utiliser le déplacement relatif comme quantificateur de performance et indicateur de la stabilité globale d'un ouvrage [103, 104]. Il est considéré comme le rapport entre le déplacement de l'étage par rapport à l'étage adjacent et la hauteur de l'étage et il peut également être associé à une déformation plastique locale [105]. Selon le FEMA356, la valeur du déplacement relatif entre étages pour les structures métalliques

ordinaires est inférieure à 5%, 2,5% et 0,7% pour les niveaux de performances CP, LS et IO respectivement [74].

La Figure 4-11 montre la courbe généralisée de la force en fonction de la déformation utilisée pour spécifier la modélisation et les critères d'acceptation pour les actions à déformation contrôlée. La réponse linéaire est représentée entre le point A et le point d'élasticité effectif B. La pente de B à C est généralement un petit pourcentage de 0 à 10 % de la pente élastique. Le point C a une ordonnée qui représente la résistance et une valeur d'abscisse égale à la déformation à laquelle commence une dégradation significative de la résistance (ligne CD). Au-delà du point D, la structure répond avec une résistance sensiblement réduite au point E. Aux déformations supérieures au point E, la résistance du composant est essentiellement nulle.

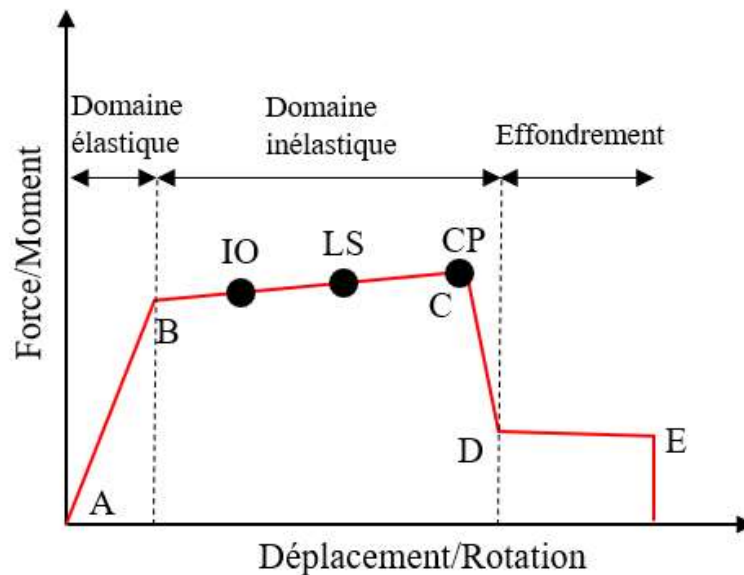


Figure 4-11. Relations force-déformation selon le FEMA356

4.6. Conception selon le règlement parasismique Algérien (RPA99v2003)

Le document technique du règlement parasismique algérien (RPA) fixe les règles de conception et de dimensionnement parasismique des constructions en zone sismique. Il vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions contre les effets néfastes des actions sismiques grâce à une conception et des détails appropriés.

Trois (03) méthodes de calcul sont définies dans le RPA, la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse spectrale modale, qui sont des méthodes d'analyses linéaires, et la méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

L'action sismique est représentée dans le RPA par un spectre de calcul comme décrit dans l'Equation 4-19 [78].

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4-19)$$

Où A est le coefficient d'accélération de zone, η est le facteur de correction d'amortissement, ε est le pourcentage d'amortissement critique, R est le coefficient de comportement de la structure, T_1 et T_2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et Q est un facteur de qualité.

Le règlement exige que pour les structures représentées par des modèles numériques en plan dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée [78].

Bourahla et al. [106] ont décrit le développement du code sismique algérien en soulignant les révisions majeures, jusqu'à la dernière version qui fournit les exigences sismiques minimales

en termes de caractéristiques des matériaux, de dimensions des éléments résistants ainsi que de vérifications de sécurité.

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

4.7.1. Comportement des structures avec la méthode statique non-linéaire

Mettre tout ce qui est commun aux cas d'études (à introduire les cas d'études)

4.7.1.1. Cas d'étude « A »

L'analyse sismique est effectuée sur le portique A (Cas d'étude « A »). L'élément fini utilisé pour la modélisation numérique est un solide intégré numériquement défini par l'élément Beam189.

Le point de performance de la structure est donné par la méthode N2 en combinant la courbe pushover au spectre de réponse donnée par le code sismique algérien, RPA99v2003, Figure 4-12. Trois autres niveaux de performance sont considérés à partir des déplacements inter-étages du portique, à savoir 1%, 2% et 3%.

Le portique sous analyse pushover, est poussés pour atteindre le niveau de performance de prévention de l'effondrement (CP) comme mentionné dans le FEMA356 [74] pour éviter l'effondrement total du portique. Les résultats sont présentés en termes de déplacement horizontal versus de la force de cisaillement à la base, Figure 4-13.

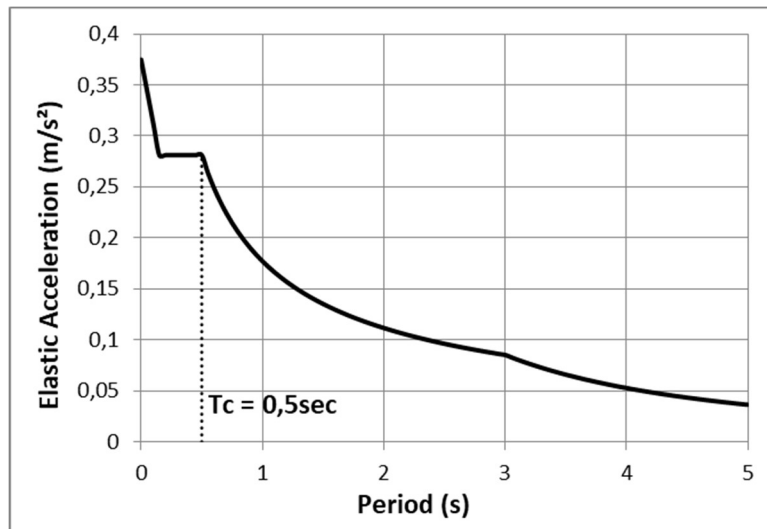


Figure 4-12. Spectre de réponse (Cas A)

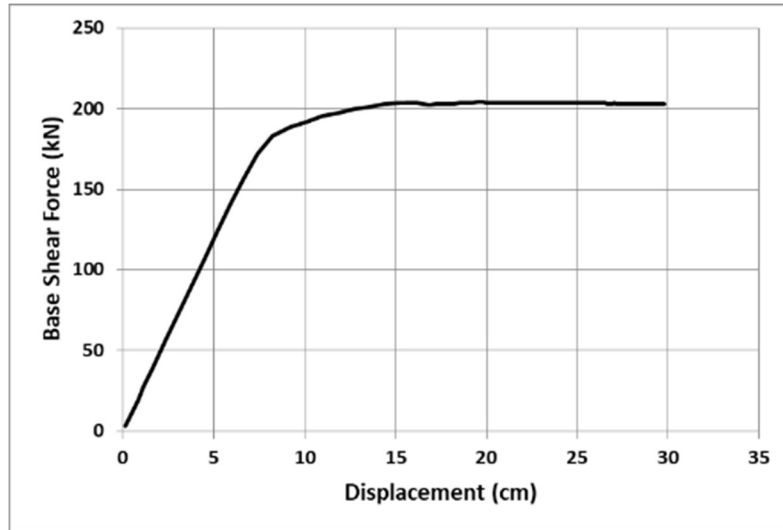


Figure 4-13. Courbe Pushover du portique A

Ensuite, après l'analyse Pushover, la méthode N2 est appliquée sur le portique. La structure a répondu à l'action sismique dans le domaine élastique, avec un déplacement inter-étages de 0,8 %, Figure 4-14. Cette valeur est légèrement supérieure à la limite de 0,7 % correspondant au niveau de performance IO "Immediate Occupancy" défini selon la classification informative donnée par le FEMA356 [74]. Cela signifie que la structure représente une plastification locale mineure avec aucun risque de rupture des éléments structuraux.

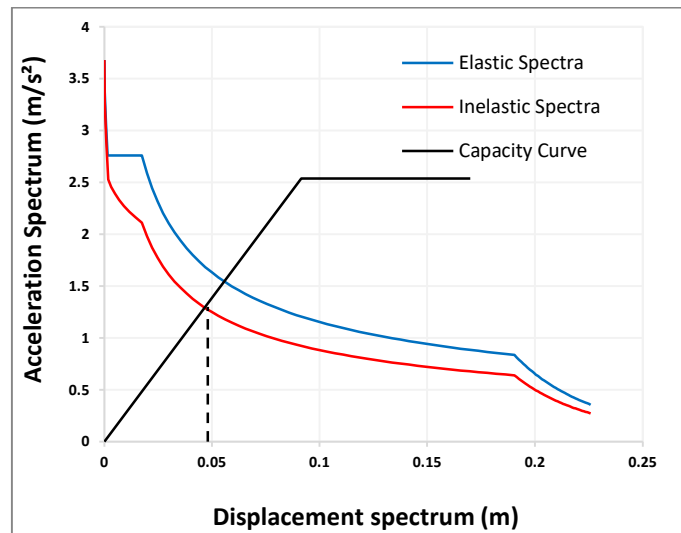


Figure 4-14. Détermination du déplacement cible du Portique A

4.7.1.2. Cas d'étude « B »

Le portique C est modélisé avec un maillage des éléments structuraux et la connexion des joints poutre-poteaux qui sont représentés dans la Figure 4-15. Les appuis du portique considérés comme encastrés sont donc fixés sur chaque translation et rotation du nœud de la base du poteau, par contre les autres nœuds des poutres et poteaux sont libres dans les translations des axes X, Y et les rotations de l'axe Z, Figure 4-16. L'élément fini utilisé pour la modélisation numérique est l'élément Shell181.

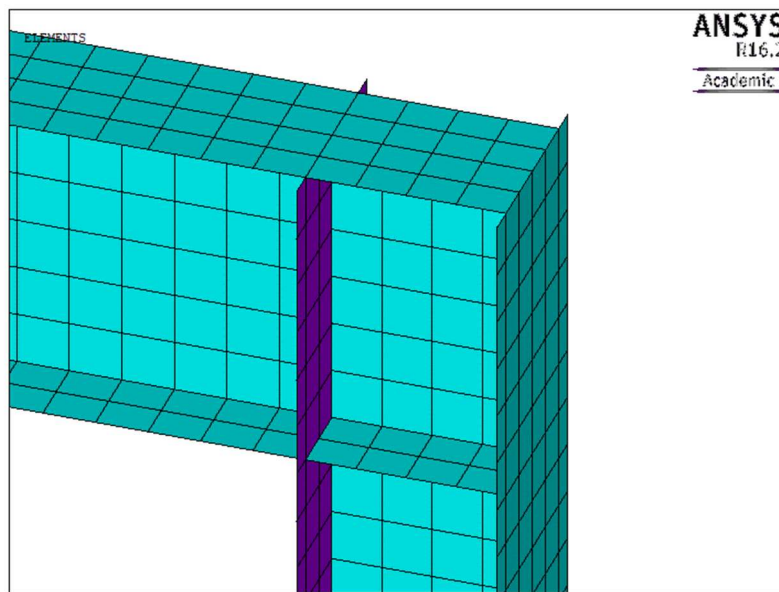


Figure 4-15. Maillage et connexion poutre-poteau (Portique C)

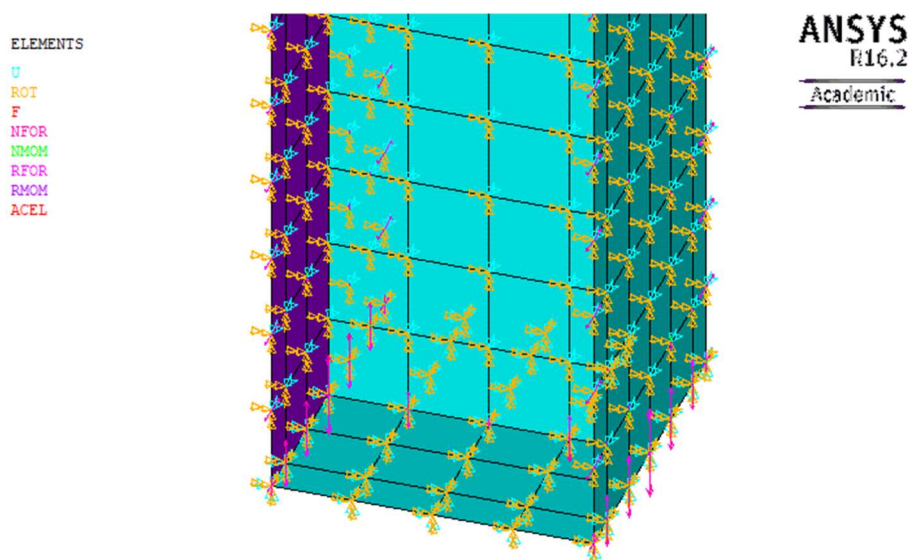


Figure 4-16. Encastrement du poteau et conditions aux limites

L'analyse sismique est effectuée sur le portique B (Voir 2.4.3.) avec l'analyse statique non-linéaire. Le point de performance de la structure est donné par la méthode N2 en combinant la courbe pushover au spectre de réponse donnée par le code sismique algérien, RPA99v2003, Figure 4-17. Les résultats ont données un déplacement horizontale maximale de 12 cm, Figure 4-18, ce qui correspond à une valeur de 1.50% de déplacement relatif, une valeur supérieur à 0.7% qui corresponde au niveau de performance «Immediate Occupancy (IO)» donnée par le règlement FEMA356 [74]

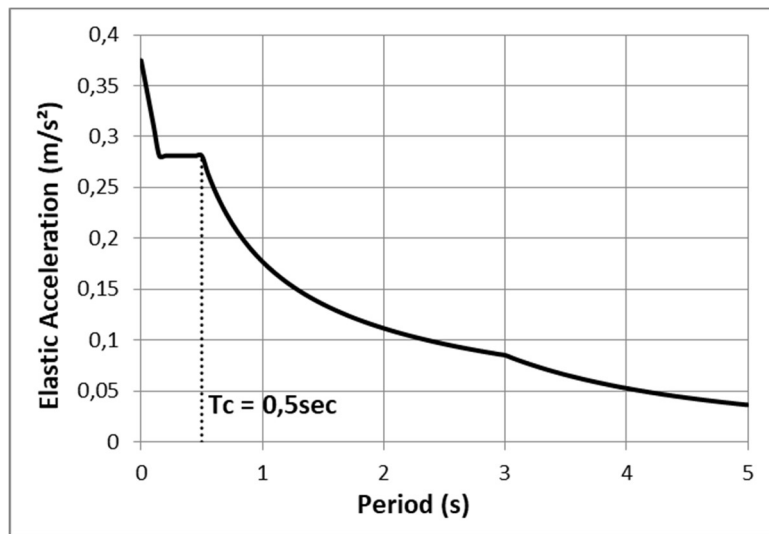


Figure 4-17. Spectre de réponse (Cas B)

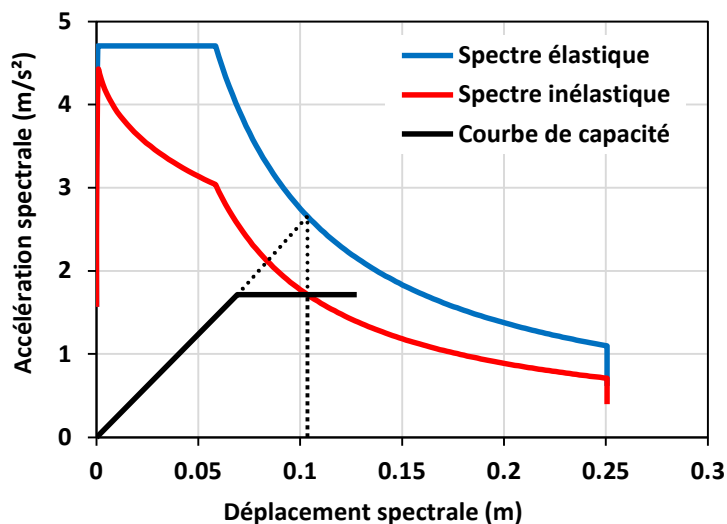


Figure 4-18. Point de performance du Portique B après analyse sismique

4.7.1.3. Cas d'étude « C »

L'analyse sismique est effectuée sur le portique C (Voir 2.4.3.). L'élément fini utilisé pour la modélisation numérique est l'élément Shell181.

Le spectre de réponse de la ville de Chlef est choisi pour cette étude, pour une zone sismique III, avec un sol de type S4, $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.7s$, groupe d'usage 1A. Le spectre de réponse est donné par la Figure 4-19 [78].

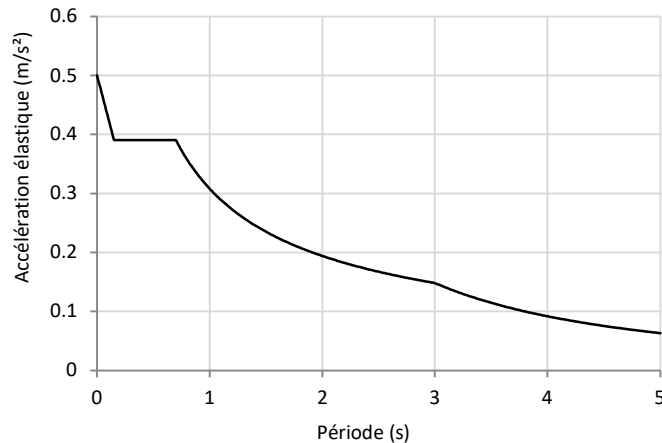


Figure 4-19. Spectre de réponse (Cas C)

Le comportement du portique soumis à une sismique, est étudié à travers l'évaluation de la réponse sismique par l'analyse pushover. L'estimation de la performance structurelle est faite par la détermination de la demande de déplacement en utilisant la méthode N2.

Le portique sous analyse pushover, est poussés pour atteindre le niveau de performance de prévention de l'effondrement (CP) comme mentionné dans FEMA356 [74] pour éviter l'effondrement total du portique. Les résultats sont présentés en termes de déplacement horizontal versus de la force de cisaillement à la base, Figure 4-20.

La détermination de la demande de déplacement du portique a donné un déplacement de 0,145 m, Figure 4-21, ce qui représente 2.42% de la hauteur totale du portique, une valeur supérieur à 0.7% qui correspond au niveau de performance «Immediate Occupancy (IO)» donnée par le règlement FEMA356 [74], mais proche de 2.5% qui est la limite correspondante du niveau de performance « Life Safety (LS) ». La conclusion tirée de ce dernier indique un faible rendement local avec apparition de quelques dommages importants dans les éléments structuraux.

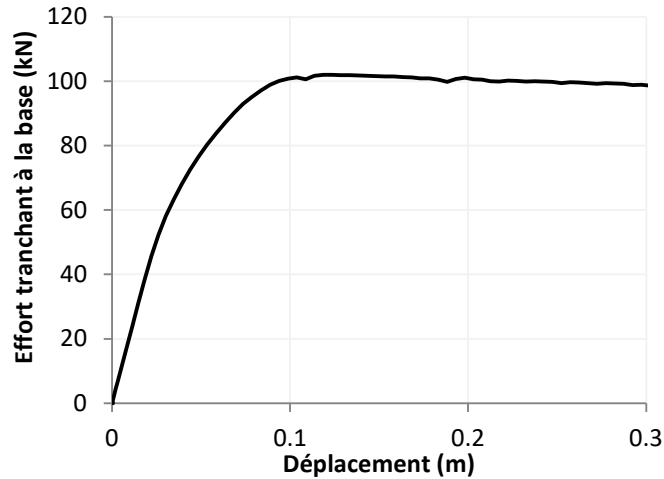


Figure 4-20. Courbe pushover du Portique C

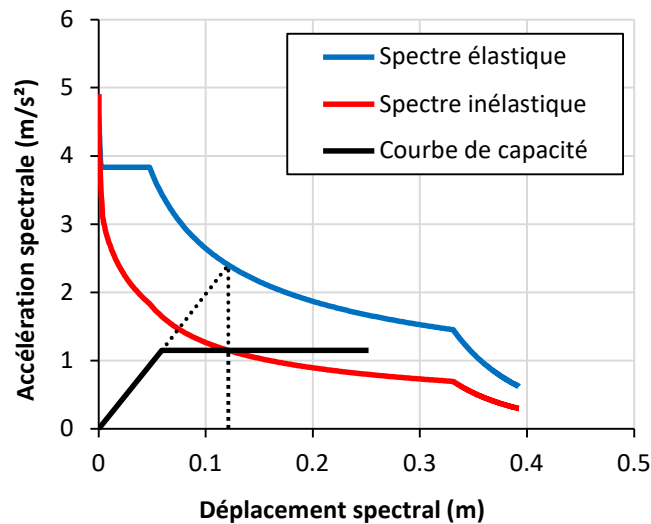


Figure 4-21. Détermination de la demande de déplacement

4.7.2. Comportement des structures avec la méthode modale spectrale

L'analyse sismique par la méthode modale spectrale est effectuée sur le portique A (Cas d'étude « A »).

La structure du portique considéré (poutres et poteaux) est modélisée par l'élément fini Beam189. La section du profilé IPE300 dont son maillage est représenté par la Figure 4-22.

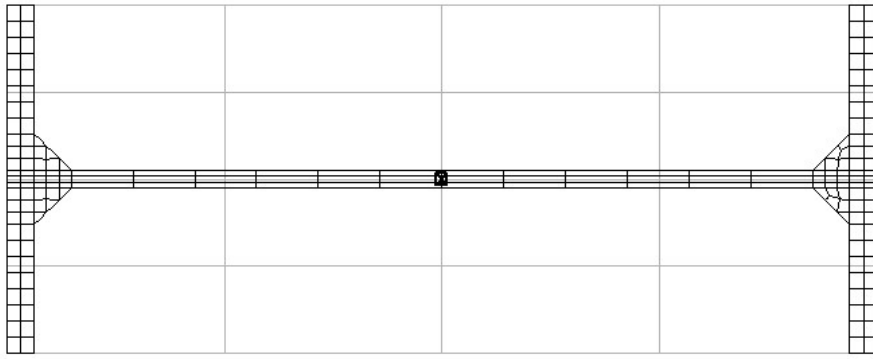


Figure 4-22. Section de l'élément Beam189 du profilé IPE300

Le portique est vérifié pour la région sismique de Chlef selon le code sismique algérien, RPA99v2003. Le spectre de réponse utilisé est illustré sur la Figure 4-23, en considérant la Zone sismique III avec un sol meuble de type S_3 , $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.5s$, avec groupe d'usage 1B.

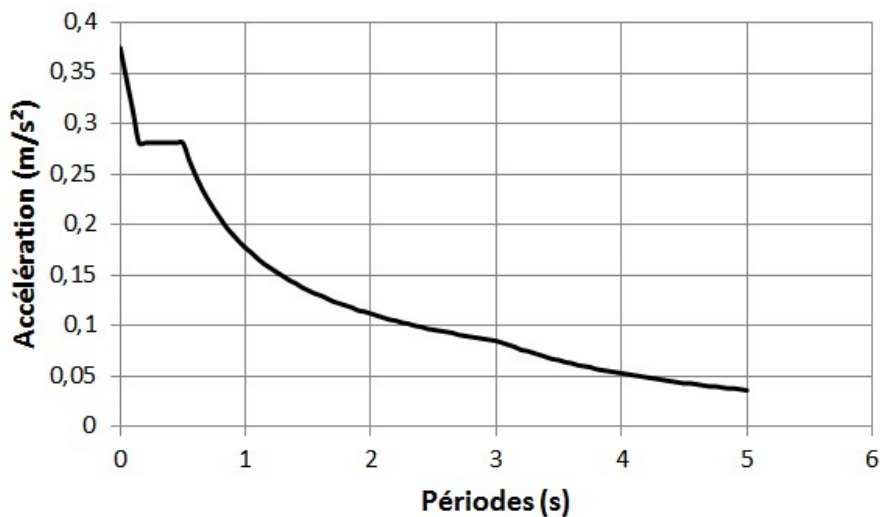


Figure 4-23. Spectre de réponse (Cas A)

L'analyse modale est effectuée par la méthode du Block Lanczos, comme décrit sur le logiciel ANSYS [72]. D'autre part l'analyse spectrale élastique dans le logiciel exige l'introduction du spectre de réponse élastique sous forme de courbe accélération en fonction de la fréquence, Figure 4-24.

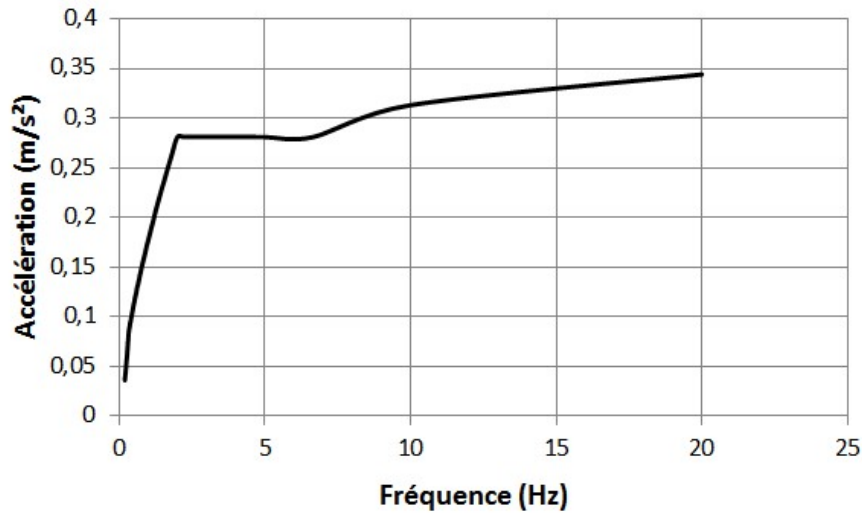


Figure 4-24. Spectre de réponse élastique introduit dans ANSYS

Le Tableau 4-1 montre les résultats des 5 premiers modes propres du portique considéré avec l'analyse modale. Le premier mode est une translation dans le sens X avec une période $T = 0.894$ s.

Tableau 4-1. Périodes propres donnés par l'analyse modale

Mode	Période (s)
1	0,894
2	0,545
3	0,027
4	0,024
5	0,023

L'analyse modale spectrale effectuée donne un déplacement latéral maximal sur le niveau supérieur égal à 12,0 cm, voir Figure 4-25, ce qui explique que le séisme donné par le spectre de Chlef a causé des dommages importants sur le portique.

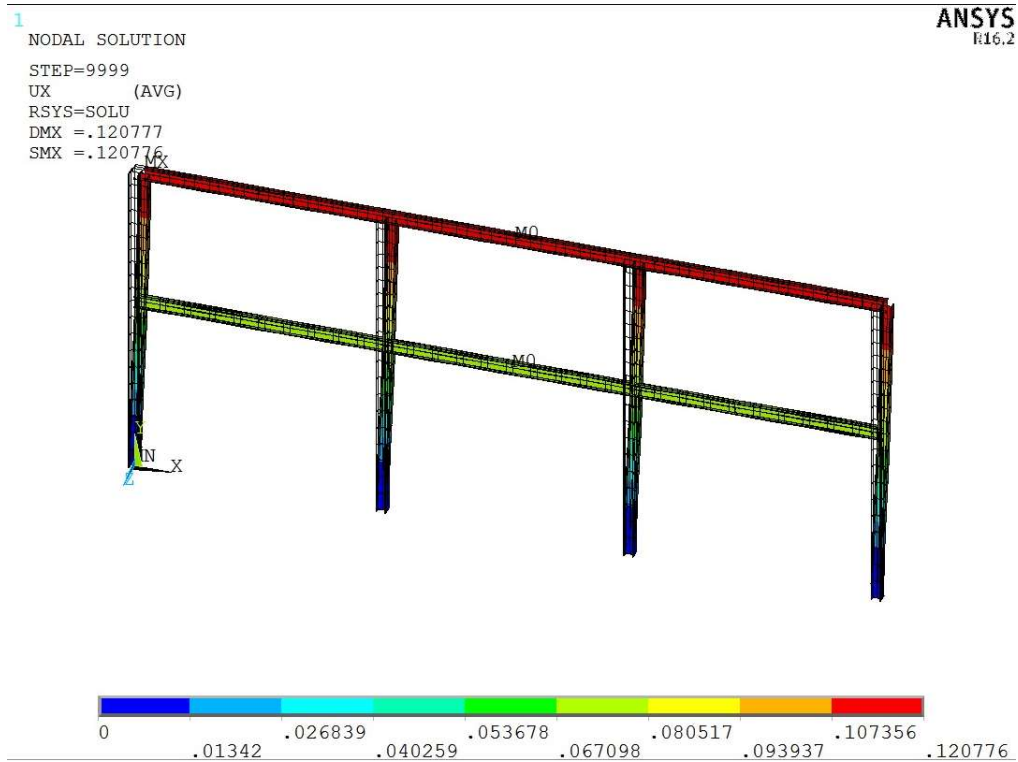


Figure 4-25. La déformée du portique

4.8. Conclusion

Une brève revue des propriétés mécaniques, dont la courbe contrainte-déformation de l'acier, est décrite pour son utilisation dans l'analyse sismique tout en incluant la non-linéarité matérielle.

Les différentes analyses structurelles sismiques, à la fois linéaires et non linéaires, sont discutées, ainsi que la méthode d'analyse utilisée afin de déterminer la performance des structures et les dommages causés.

L'analyse statique non linéaire et l'analyse spectrale modale sont étudiées afin de contribuer au comportement des structures sous l'action sismique. L'état déformé des structures analysées par Pushover est suivi par une analyse thermomécanique.

Chapitre 5. Performance des structures métalliques sous un incendie post- sismique

5.1. Introduction

Les caractéristiques mécaniques des matériaux changent considérablement lorsqu'ils sont exposés au feu en raison de fortes contraintes thermomécaniques. Par conséquent, ces changements affectent le comportement structurel et la capacité de charge des structures. Dans les sections suivantes, le comportement mécanique de l'acier à des températures élevées et la performance des structures sous l'effet d'un feu post-sismique sont discutés.

5.2. Propriétés mécaniques de l'acier à des températures élevées

Pour les matériaux tels que l'acier, l'accroissement de température conduit à la diminution des propriétés mécaniques tels que la limite d'élasticité f_y et le module de Young E . L'évolution de la contrainte en fonction de la déformation peut être évaluée selon l'Eurocode 3 partie 1-2 et son allure est donnée, pour une température θ , selon la Figure 5-1.

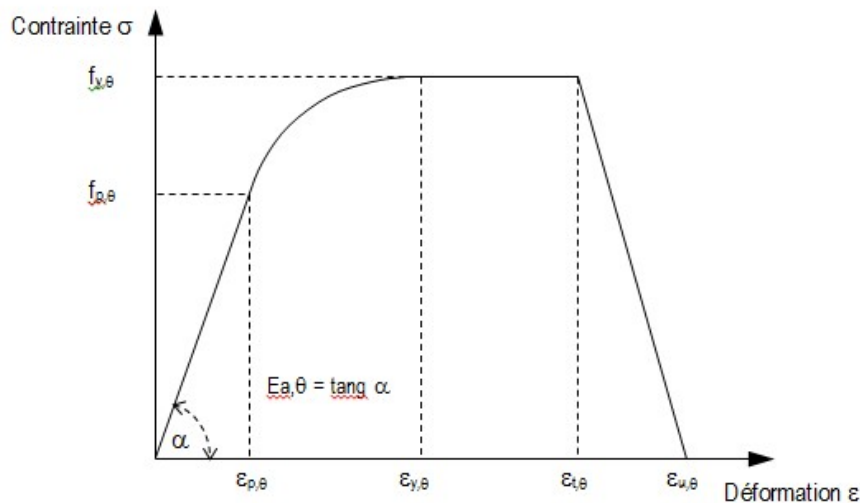


Figure 5-1. Relation contraintes-déformations de l'acier aux températures élevées [88]

La courbe contraintes-déformations se décompose en quatre phases :

- Phase 1 représente le domaine élastique : $\epsilon \leq \epsilon_{p,\theta}$; $\epsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta}/E_{a,\theta}$
- Phase 2 représente le domaine élasto-plastique : $\epsilon_{p,\theta} < \epsilon < \epsilon_{y,\theta}$; $\epsilon_{y,\theta} = 0.02$
- Phase 3 représente le domaine plastique : $\epsilon_{y,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{t,\theta}$; $\epsilon_{t,\theta} = 0.15$
- Phase 4 représente le domaine de rupture : $\epsilon_{t,\theta} < \epsilon \leq \epsilon_{u,\theta}$; $\epsilon_{u,\theta} = 0.0$

La variation des coefficients de réduction en fonction de la température pour les courbes contrainte-déformation est illustrée sur les Figure 5-2 et Figure 5-3. On peut constater que la

perte significative en résistance pour l'acier commence à 400 °C. A 600°C, sa résistance est réduite approximativement de 50% et sa raideur d'environ 70% [88].

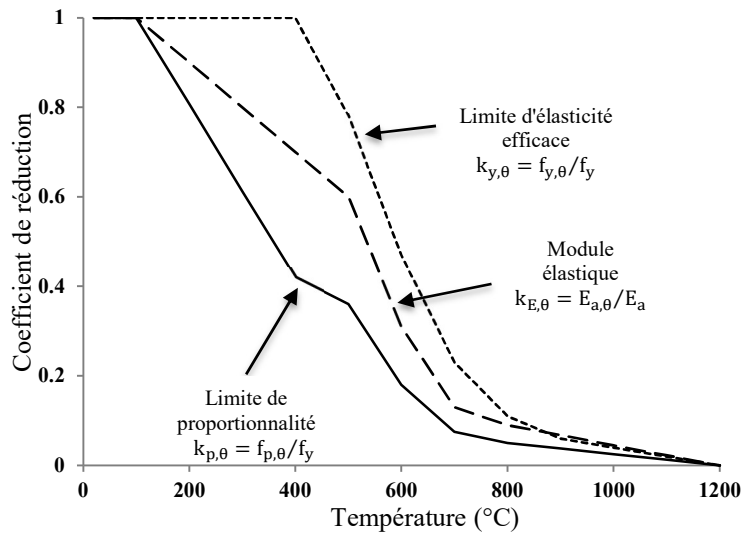


Figure 5-2. Coefficient de réduction de l'acier aux températures élevées

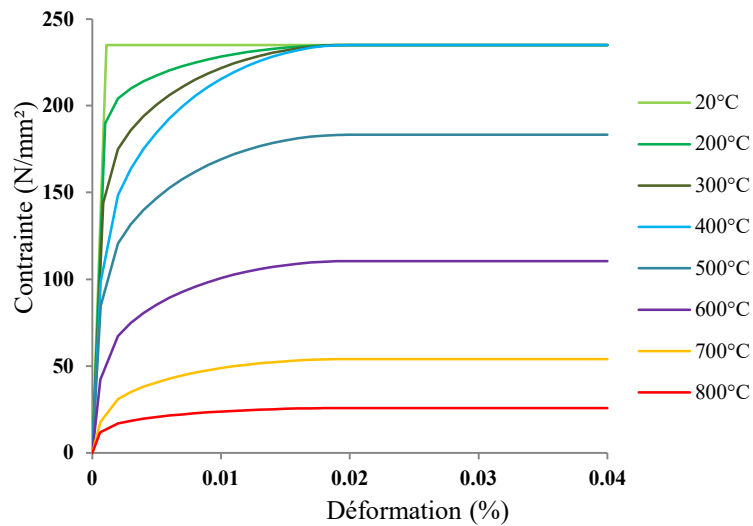


Figure 5-3. Courbes contrainte-déformation de l'acier S235 aux températures élevées

5.3. Étude du comportement des structures sous l'effet d'un incendie post-sismique

5.3.1. Analyse du comportement des structures sous des températures uniformes

Dans cette section, le portique du cas d'étude « A » est considéré et est supposé endommagé par le séisme suivant les résultats obtenus après l'analyse sismique dans les deux cas, soit par la méthode statique non linéaire soit par la méthode spectrale modale. Le feu standard ISO834, Figure 5-4, est appliqué sur l'ensemble du portique A pour une durée d'exposition de 60 minutes.

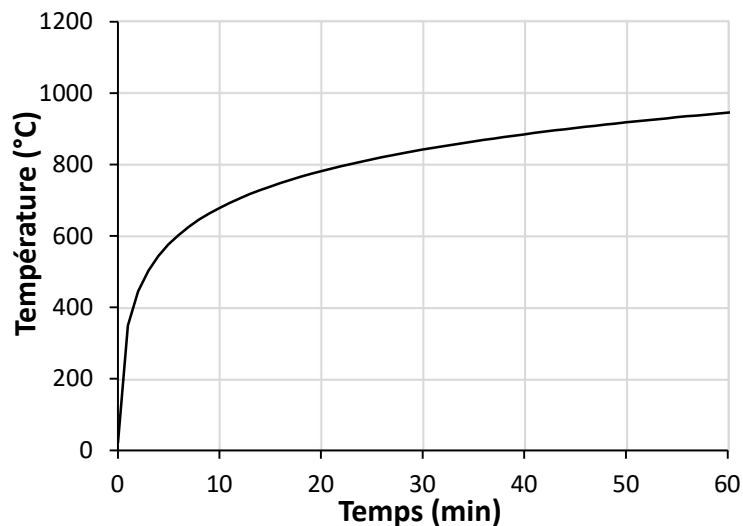


Figure 5-4. Courbe de feu ISO834

Les différentes simulations sont établies en considérant une température uniforme dans la section de l'acier. Le feu est appliqué sur les 4 faces des poteaux intérieurs et les 3 faces des poteaux extérieurs ainsi que sur les 3 faces des poutres qui sont supposées être protégées sur leurs faces supérieures par une dalle de béton.

Une étude est faite aussi en utilisant le même portique, supposé être non endommagé par le séisme, exposé au feu ISO834, avec la même durée d'exposition (60 minutes) dont l'objectif est la comparaison des résultats. Toute mesure de protection contre l'incendie est considérée non appliquée sur le portique.

5.3.1.1. Résultats du comportement au feu post-sismique après l'analyse statique non-linéaire

La Figure 5-5 montre la réponse du portique A soumis au feu seul (Fire Only) ainsi que dans le cas où le portique est considéré endommagé par le séisme. Les résultats sont présentés pour le niveau de performance correspondant à la méthode N2 et aussi pour les trois autres niveaux de performance considérés (1 %, 2 % et 3 %), en termes de déplacement horizontal du premier étage. La Figure 5-6 illustre l'évolution du déplacement vertical au milieu de la poutre du premier étage.

Le temps de résistance du portique endommagé par le séisme sous l'application de températures élevées uniformes, dans ce cas est d'environ 16 minutes, elle passe à environ 17 minutes lorsqu'il est soumis au feu seul (Fire Only), ce qui signifie une réduction de 5 % de la résistance au feu. Pour les autres cas de niveau de performance, plus le niveau de performance est important, plus les déplacements horizontaux et verticaux augmentent, Figures 5-5 et 5-6.

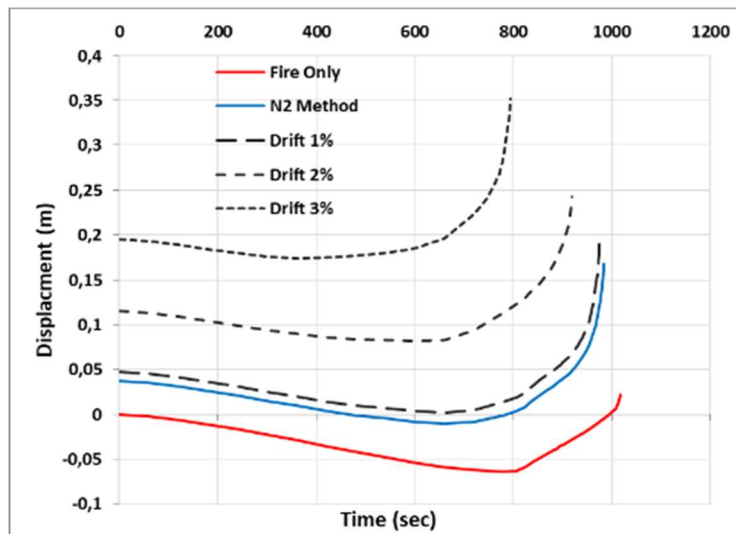


Figure 5-5. Evolution du déplacement horizontal en fonction du temps (Portique A)

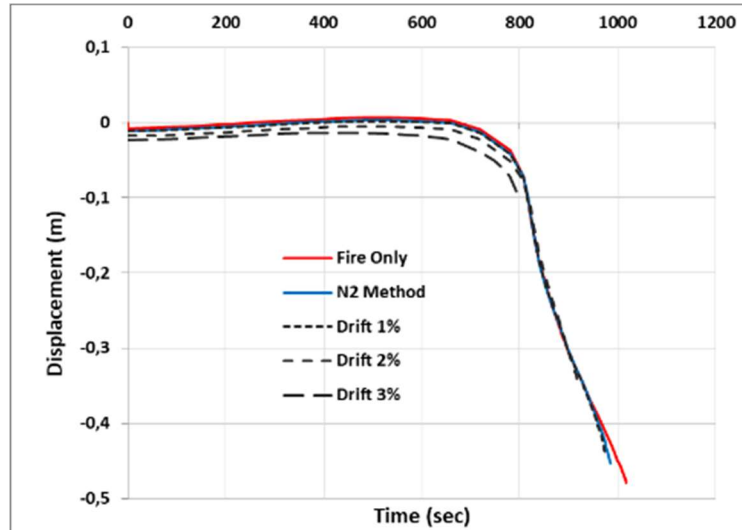


Figure 5-6. Evolution du déplacement vertical en fonction du temps (Portique A)

La Figure 5-7 et la Figure 5-8 montrent schématiquement la déformée du portique avant la ruine, dans les deux cas, le cas du feu seul (Fire Only) et le cas du feu post-sismique, respectivement, pour le point de performance de la méthode N2. Le mécanisme de ruine dans le portique soumis au feu seul est local, et on observe seulement les poutres qui ont subi de grandes déformations. Pour le portique soumis au feu post-sismique, le mécanisme de ruine est global avec des déformations aux niveaux des poutres et des poteaux.

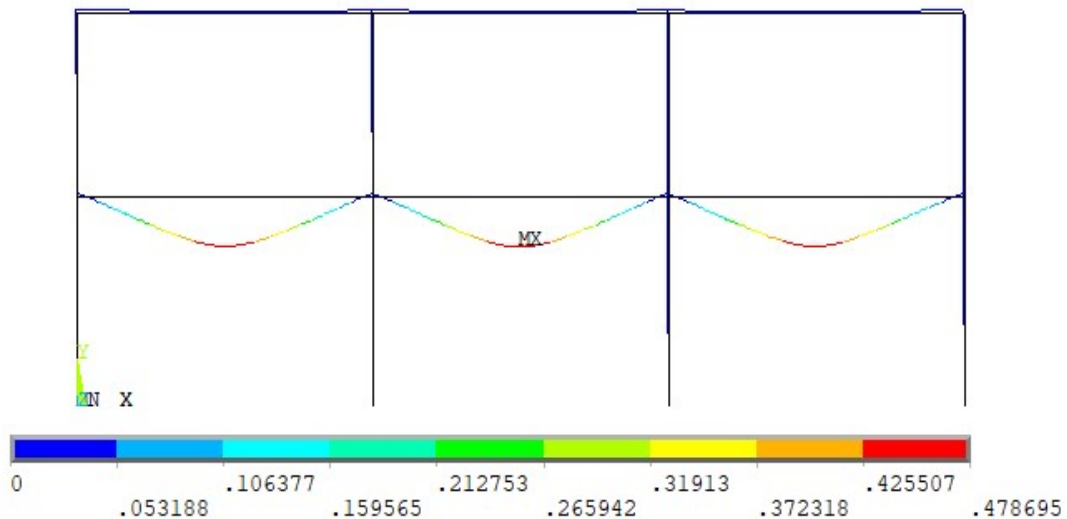


Figure 5-7. Déformée du portique A sous un feu seul

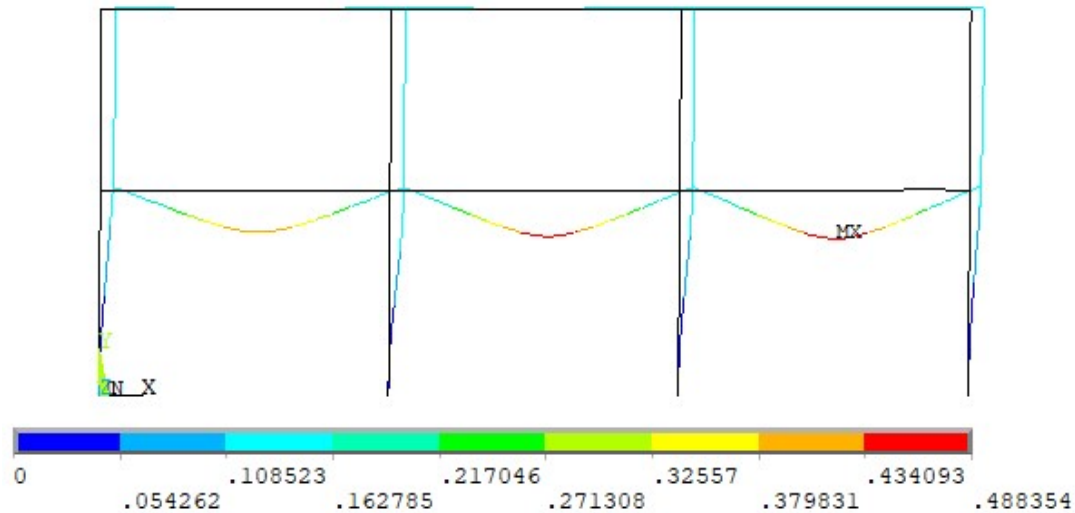


Figure 5-8. Déformée du portique A sous un feu post-sismique

La Figure 5-9 montre la variation de la résistance normalisée au feu, c'est-à-dire le rapport de la résistance au feu post-sismique correspondant à un niveau de performance donné à la résistance au feu du portique non endommagée, en fonction du déplacement inter-étages. La résistance au feu post-sismique diminue avec l'augmentation des dégâts du séisme avec une différence de résistance au feu d'environ 3,3 % pour la méthode N2 et une différence de 4,2 %, 9,6 % et 21,9 % pour les niveaux de performance 1%, 2% et 3%, respectivement.

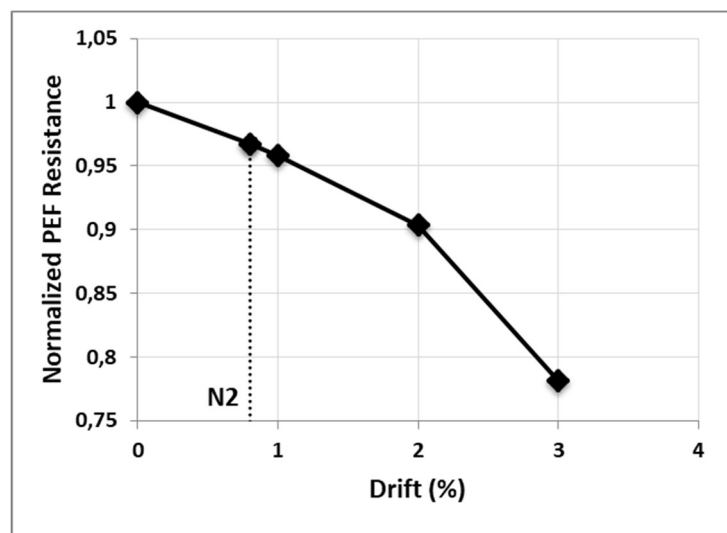


Figure 5-9. Résistance au feu normalisée en fonction du déplacement inter-étages

5.3.1.2. Résultats du comportement au feu post-sismique après l'analyse spectrale modale

L'analyse au feu sur le portique qui est déjà endommagé par le séisme a donné une résistance maximale au feu ISO834 ne dépassant pas les 13 minutes avec un déplacement maximum de

27,4 cm. La Figure 5-10 montre la température maximale de la structure et le déplacement vertical maximal du portique. L'analyse du comportement du même portique, non endommagé par le séisme, soumis au feu, a donné une résistance au feu supérieur de 33% par rapport au portique endommagée par le séisme, avec un déplacement vertical maximal égal à 20,6 cm (Figure 5-11).

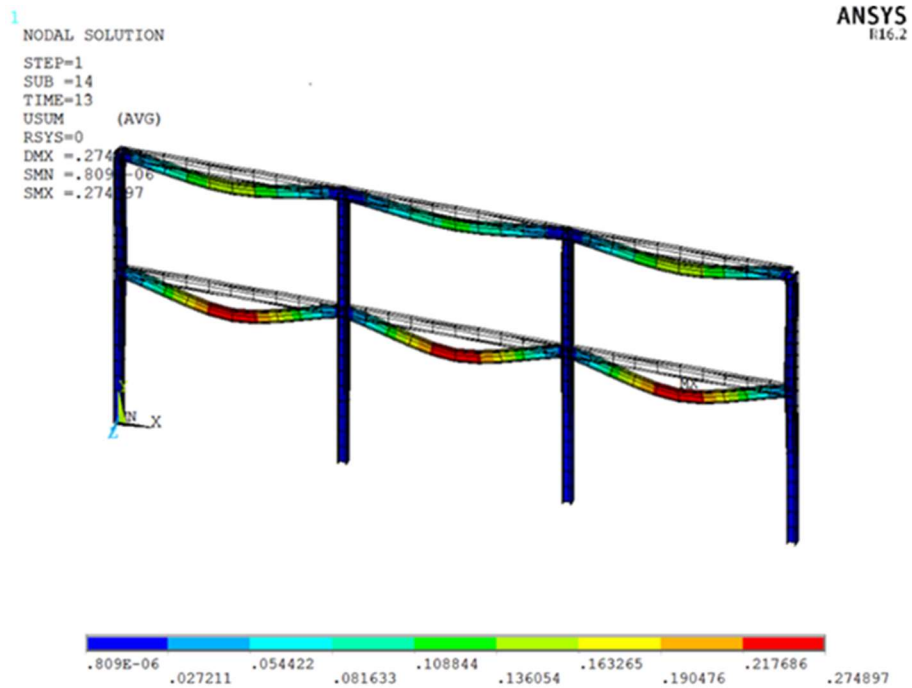


Figure 5-10. Déformée du portique sous un feu post-sismique

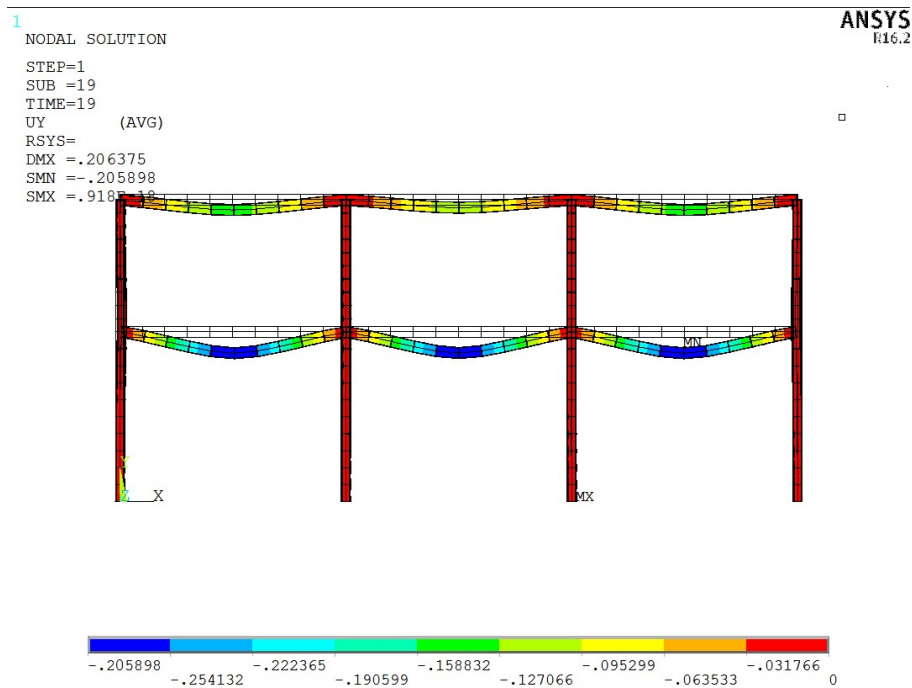


Figure 5-11. Déformée du portique sous un feu sans séisme

L'évolution du déplacement vertical par rapport au temps d'exposition au feu des deux portiques, considérés endommagé et non endommagé, est donnée par la Figure 5-12. Un déplacement maximal de 35,5cm est atteint dans le cas du feu post-sismique supérieur à 21cm valeur atteinte lorsque le portique est soumis à un feu sans séisme.

La Figure 5-13 illustre l'évolution du déplacement horizontal des deux portiques considérés endommagé et non endommagé avec une valeur de 2,7cm et 1,2cm respectivement.

On remarque que les déplacements verticaux à mi-portée de la poutre et les déplacements horizontaux des poteaux sont importants lorsque le portique est déjà endommagé, avec ce fait est obtenu par la déformation initiale causé par le séisme.

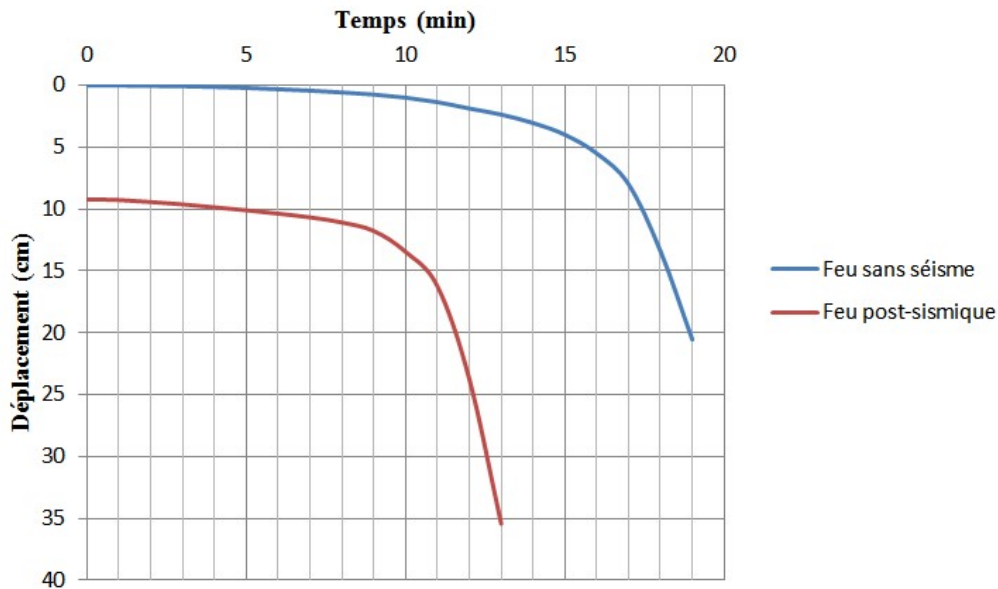


Figure 5-12. Déplacement vertical en fonction du temps d'exposition

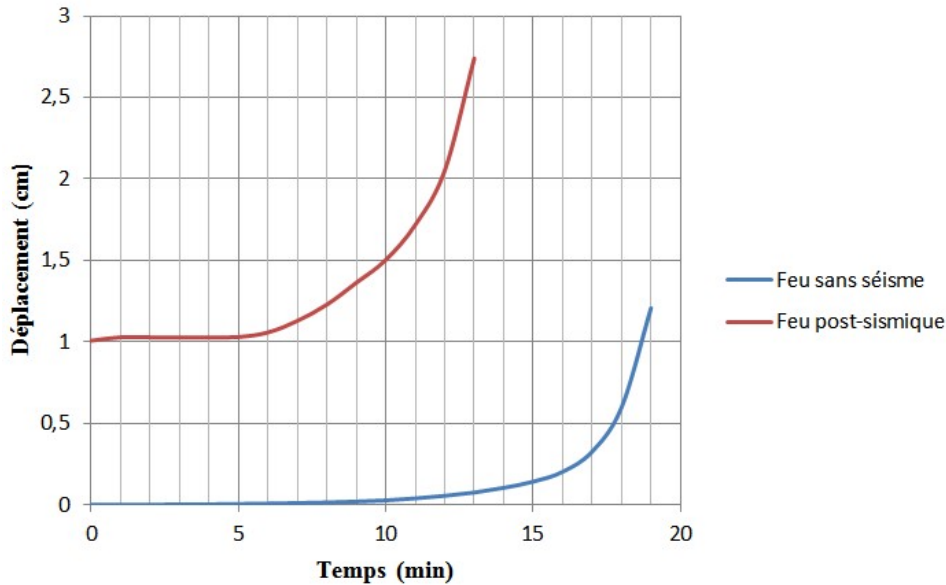


Figure 5-13. Déplacement horizontal en fonction du temps d'exposition

5.3.2. Analyse du comportement des structures sous des températures non-uniformes

Toutes les simulations ont été effectuées par la méthode des éléments finis en utilisant les éléments Shell, pour les phases thermique et structurale, du logiciel ANSYS. Ces éléments prennent en considération les non-linéarités géométriques et matérielles incluant les déformations élastiques et plastiques et sont utilisés pour l'analyse statique non linéaire et l'analyse mécanique.

L'élément thermique ayant une capacité de conduction thermique dans le plan et l'épaisseur de la section est utilisé en régime transitoire, et génère des températures non uniformes dans la section.

La charge thermique correspondant au modèle de feu ISO834 est appliquée en régime transitoire sur les éléments structuraux du portique B, qui sont supposés être non protégés. L'analyse thermique permet la détermination de la répartition du profil de température dans les éléments.

On suppose que les poteaux intérieurs sont exposés sur les quatre faces et les poteaux extérieurs et les poutres sont exposés sur les trois faces. Les poutres sont supposées être protégées par une dalle de béton.

Les actions thermiques spécifiées dans l'Eurocode 1 [82] et la variation des propriétés thermiques du matériau évaluées selon l'Eurocode 3 [88] sont prises en compte en considérant une solution non linéaire pour la réponse thermique des profilés en acier (Voir 0). Lors de

l'analyse mécanique, le comportement de la structure est étudié pour ses performances en termes de déplacements et de temps de résistance.

Le feu est appliqué sur la structure déjà endommagée par le séisme sous différents scénarios pour une durée d'exposition de 60 minutes en considérant qu'il n'y a aucune mesure de protection contre l'incendie prise sur le portique.

Cinq scénarios de feu, présentés dans la Figure 5-14, sont choisis pour cette étude en fonction des compartiments de la structure.

Un premier scénario de feu dans une seule travée du niveau inférieur (S1)

Un deuxième scénario de feu dans deux travées voisines du niveau inférieur (S2)

Un troisième scénario de feu dans les trois travées du niveau inférieur (S3)

Un quatrième scénario de feu dans les trois travées du niveau supérieur (S4)

Un cinquième scénario présenté comme un embrasement généralisé (S5)

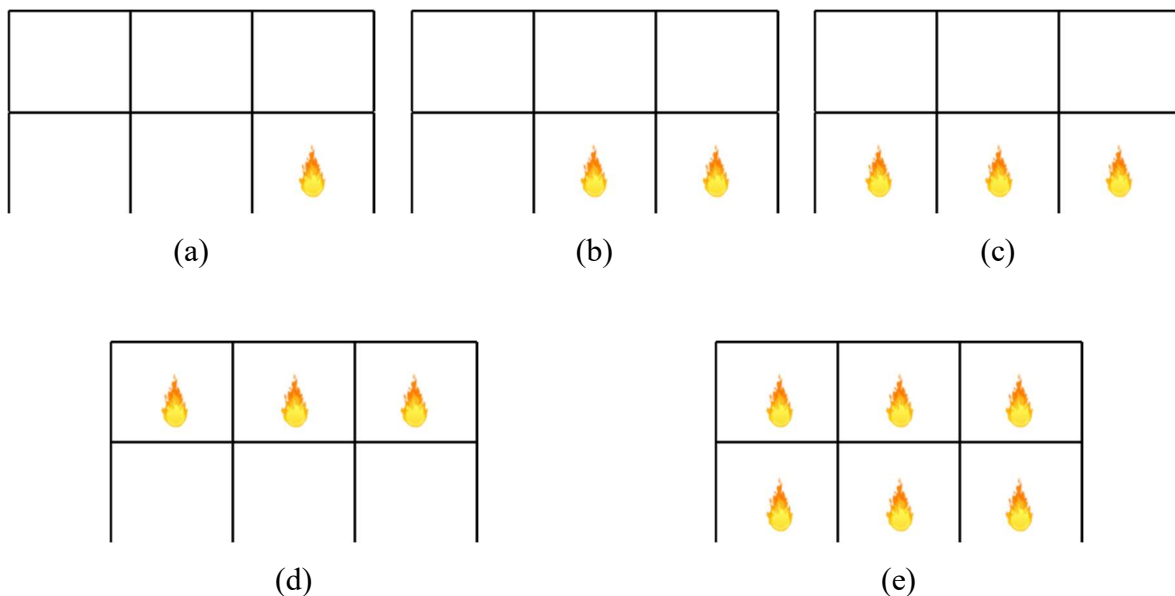


Figure 5-14. Scénarios de feu (a) S1 (b) S2 (c) S3 (d) S4 (e) S5

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

La Figure 5-15 montre la réponse du portique sous l'effet des cinq scénarios de feu considérés en termes de déplacement horizontal en fonction du temps, où les courbes semblent former deux groupes distincts, celles des scénarios S1, S2, S3 pour le niveau inférieur et celles des scénarios S4 et S5 pour le niveau supérieur.

Toutes les courbes, Figure 5-15, commencent par un pic dû aux étapes de chargement et de déchargement lorsque le portique est soumis à des charges latérales sismiques. Le déplacement horizontal évolue en progression linéaire avec de petites pentes pour les scénarios S1, S2, S3 et S4, et une pente plus importante pour le scénario S5, ce qui indique clairement l'effet de l'embrasement généralisé sur le portique en raison de la gravité du feu.

On remarque une augmentation du déplacement maximal lorsque le scénario de feu passe du premier au cinquième scénario. Les valeurs maximales de ces déplacements atteignent 101 mm, 159 mm, 215 mm, 259 mm et 608 mm pour les scénarios de feu S1, S2, S3, S4 et S5 respectivement.

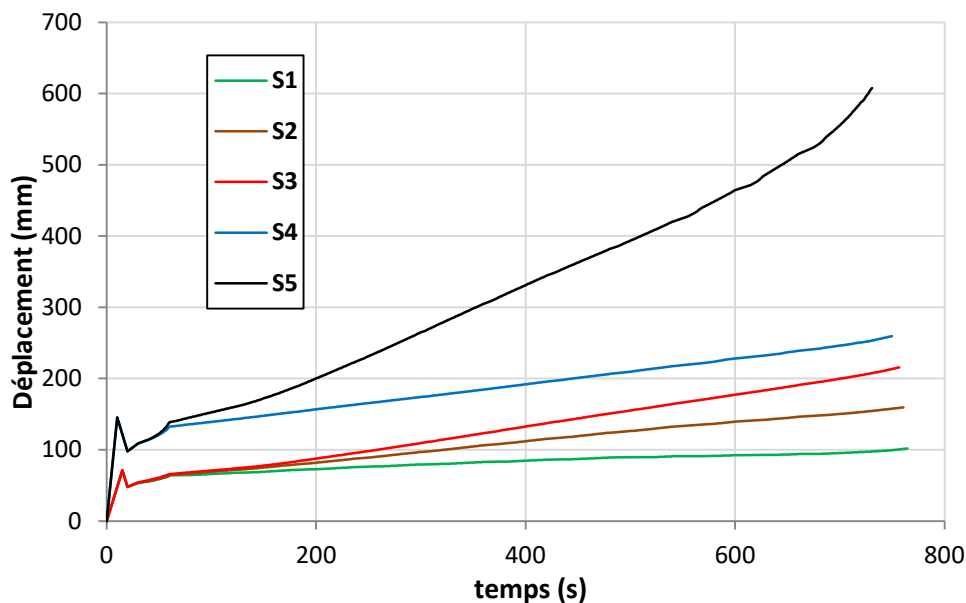


Figure 5-15. Déplacement horizontal en fonction du temps pour les différents scénarios de feu

La Figure 5-16 montre la réponse du portique sous les cinq scénarios de feu en termes de déplacement vertical en fonction du temps. On peut remarquer que pour tous les scénarios de feu, le déplacement vertical progresse linéairement jusqu'à un temps de l'ordre de 650 secondes à partir duquel il chute brusquement pour atteindre l'effondrement. L'évolution du déplacement vertical dans tous les cas est similaire avec des portées plus courtes pour les scénarios S4 et S5. On atteint un déplacement maximal de 417 mm pour le scénario S1 et des déplacements d'environ 300 mm pour les autres scénarios.

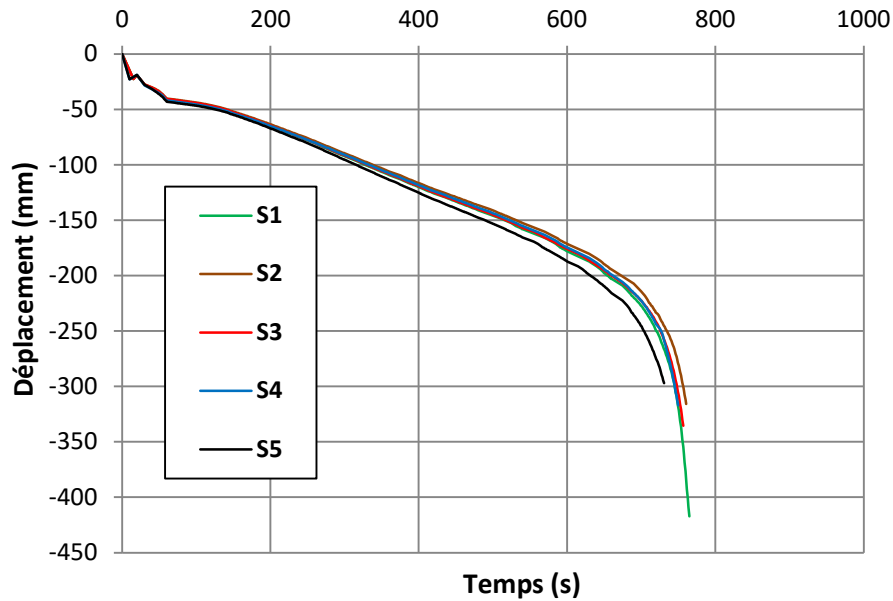


Figure 5-16. Déplacement vertical en fonction du temps pour les différents scénarios de feu

Le Tableau 5-1 résume les temps de résistance de chaque scénario de feu, et montre que la durée de résistance du portique est affectée par l'importance du feu. Le maximum de résistance est donné par le scénario de feu S1, qui donne une durée de 12 minutes et 45 secondes, tandis que le scénario donnant une résistance minimale est le scénario S5 qui donne une durée de 12 minutes et 11 secondes.

Tableau 5-1. Temps de résistance

Scénarios de feu	S1	S2	S3	S4	S5
Temps de résistance (s)	765	761	757	750	731

5.3.3. Comparaison entre les résultats issus de l'application du feu comme température transitoire ou température uniforme

Les températures évaluées selon les formulations de l'Eurocode 3, section 6, sont utilisées pour les simulations structurales sur le portique C prenant en compte une température uniforme. Les températures non uniformes issues de l'analyse numérique en régime transitoire ont été introduites dans les simulations mécaniques.

Les résultats du feu post-sismique qui dépendent du comportement du portique métallique sont représentés et comparés en termes de déplacements horizontaux et de temps de résistance, Figure 5-17. Ces résultats montrent une progression constante linéaire du déplacement jusqu'à une durée de 10 minutes, au-delà de laquelle un accroissement brusque et rapide conduit à la

rupture. Ils montrent aussi un bon accord entre les trois modèles développés avec un temps de résistance de 15 min et 40 sec trouvé par le modèle SHELL181 à température transitoire et des temps de 17 min et 17 sec et de 16 min et 15 sec trouvés par les les modèles SHELL181 et BEAM189 à température uniforme respectivement.

Le déplacement maximal a atteint 185 mm avant la rupture en utilisant le modèle BEAM189, affichant une valeur supérieure à celle du modèle SHELL 181 soit à températures uniformes ou transitoires, atteignant un déplacement maximal de 119 mm et 105 mm.

La différence de valeurs de déplacements et temps de résistance est expliqué par le comportement distinct entre les éléments finis BEAM et SHELL, et la manière d'introduction de la température, sous forme uniforme ou transitoire.

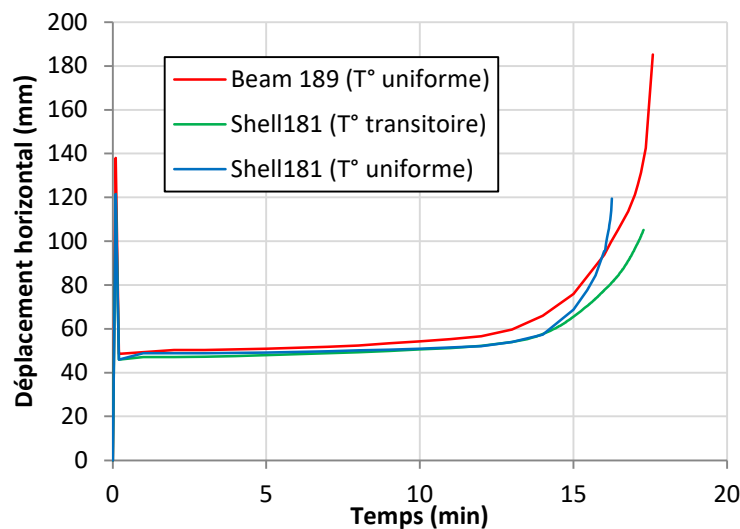


Figure 5-17. Déplacement horizontal en fonction du temps des trois modèles numériques

5.4. Conclusion

L'étude du comportement structurel des portiques sous le feu post-sismique a permis de considérer les valeurs maximales des déplacements qui dépendent du niveau de dommage causés par le séisme. Ces dommages sont induits dans le système structurel en raison des déplacements résiduels.

Les résultats ont montré le double effet séisme et feu sur les structures évaluées. Le premier représente l'effet des déplacements résiduels et des dommages induits par l'action sismique sur les éléments de la structure, et le second représente la localisation et la position du scénario de feu.

Les déplacements horizontaux donnés par l'analyse du comportement des structures sous l'effet du feu post-sismique sont significativement importants par rapport à ceux de l'analyse sous l'effet du feu seul. Les déplacements verticaux sont presque similaires en considérant la structure endommagée ou non par le séisme.

Les résultats montrent une différence en temps de résistance au feu subséquent entre une structure non endommagée et une structure endommagée par le séisme. Ce temps de résistance est influencé par les dommages causés et les déplacements résiduels.

Chapitre 6. Etude paramétrique

6.1. Introduction

Une étude paramétrique est menée numériquement sur six (06) portiques métalliques d'une nuance d'acier S235, sous l'action d'un feu post-sismique pour étudier l'effet de la topologie et du nombre d'étages (S) ainsi que les travées (B), voir Figure 6-1. Les poteaux et les poutres sont identifiés par H_iL_j , en considérant la hauteur i pour le poteau et la longueur j pour la poutre, changeant avec chaque portique, en supposant les mêmes dimensions de section pour chaque cas. Les portiques à une travée et un étage (1B1S) sont conçus selon le code parasismique Algérien RPA99v2003, en utilisant 4 kN/m^2 pour la charge permanente et 2 kN/m^2 pour la charge d'exploitation, avec une combinaison de 100 % de charge permanente et 20 % de charge variable pour le calcul de la charge sismique. Les autres portiques sont vérifiés avec les mêmes charges, en utilisant la combinaison de charges à l'état limite ultime.

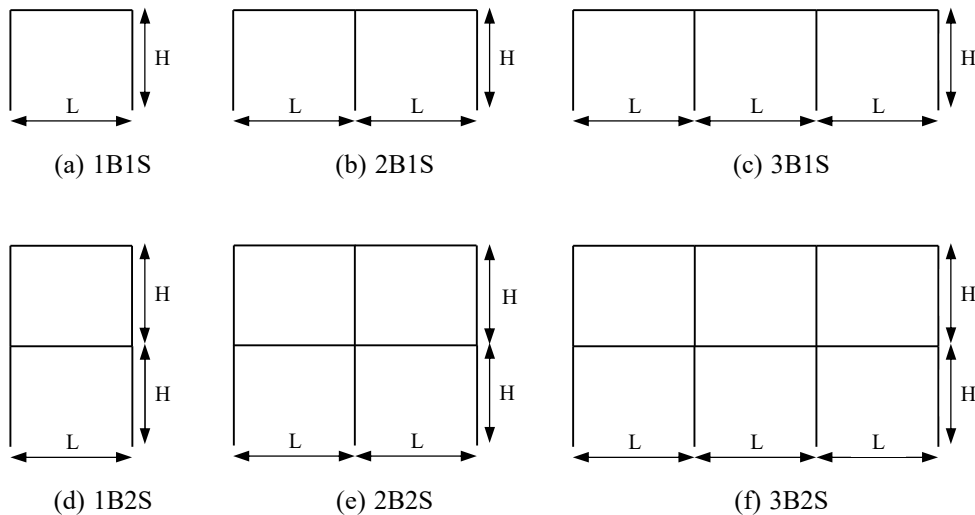


Figure 6-1. Portiques considérés pour l'étude paramétrique

Les paramètres géométriques et les facteurs de section considérés dans cette étude paramétrique sont donnés par le Tableau 6-1, avec H la hauteur du poteau, L la longueur de la poutre, $(A_m/V)_1$ le facteur de section pour les poutres non protégées avec trois faces exposées au feu, et $(A_m/V)_2$ et $(A_m/V)_3$ les facteurs de section pour les poteaux non protégés, avec quatre et trois faces exposées au feu, respectivement.

La vitesse de chauffage d'un élément en acier dépend de la masse et de la surface de l'élément exposé au feu. Elle est décrite par son "Facteur de Section" ou "Facteur de Massivité", A/V , qui est le rapport de la surface A exposée au flux de chaleur et du volume V de l'élément par unité de longueur. La surface chauffée A_m d'un élément non protégé dépendra du nombre de faces exposées au feu. Pour les éléments prismatiques dont les conditions aux limites sont

constantes sur la longueur, la distribution de température est bidimensionnelle et le facteur de section est le rapport du périmètre de la section exposée au feu, en mètres, et de l'aire de la section transversale de l'élément [87].

Tableau 6-1. Cas d'études et données géométriques

Cas d'étude	H (m)	L (m)	Poutre	Poteau	$(A_m/V)_1$ (m ⁻¹)	$(A_m/V)_2$ (m ⁻¹)	$(A_m/V)_3$ (m ⁻¹)
H3L3	3	3	IPE140	HEA100	305.90	291	241
H3L6	3	6	IPE240	HEA160	222.56	252.98	209.55
H4L4	4	4	IPE160	HEA140	286.66	270.05	223.66
H4L8	4	8	IPE330	HEA220	188.05	208.90	173.16

Trois scénarios de feu sont considérés dans cette étude. Le premier scénario d'incendie standard S1 appliqué à l'étage inférieur, le second scénario S2 appliqué à l'étage supérieur et le troisième scénario S3 appliqué à l'ensemble du portique.

L'effet de la charge de calcul en condition d'incendie accidentel pour toutes les structures est évalué selon la combinaison de 100 % de charge permanente et de 30 % de charge variable [82]. Pour déterminer la perte de résistance due à l'effet du feu post-séisme, tous les portiques en acier sont analysés sous l'effet d'un feu seul (FWoE) sans séisme.

L'évaluation de la réponse structurale lors d'une action sismique est développée à l'aide d'une analyse statique non linéaire en appliquant une charge latérale sur la structure. Le scénario de séisme dans cette étude est représenté par le spectre de réponse élastique de la ville de Chlef qui est une zone III de haute séismicité, Figure 6-2, [78] avec un sol considéré comme très mou, type S4, selon le RPA99v2003.

Où, R est le facteur de comportement qui dépend du système de contreventement. La structure est considérée comme des portiques en acier ordinaires ; donc R est pris égal à 4.

Les limites inférieures et supérieures de la période caractéristique, T1 et T2 respectivement, sont associée au type de sol qui est considéré comme un sol très meuble (Catégorie S4), donc T1 = 0,15 et T2 = 0,70.

Le coefficient d'accélération de zone, A, qui dépend de la zone sismique et du type de bâtiment, A = 0,4.

Le facteur de correction d'amortissement η est égal à 1 pour les structures en acier, tandis que le facteur de qualité de la structure Q est égal à 1,25, étant calculé avec une valeur de pénalité où seule la régularité en plan et en élévation est satisfaite comme décrit par le RPA99v2003 [78].

La courbe contrainte-déformation réelle issue de EN-1993-1.5 [90] est utilisée dans cette étude pour l'analyse sismique. La performance sismique des structures est évaluée par l'utilisation de la méthode N2 qui combine l'analyse statique non linéaire et l'approche de spectre de réponse.

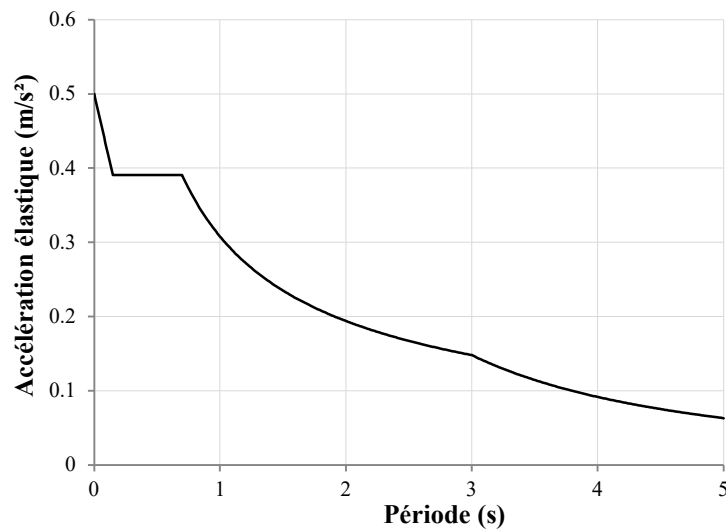


Figure 6-2. Spectre de réponse élastique pour l'étude paramétrique

L'analyse des structures exposées au feu se déroule en deux étapes. Premièrement, l'analyse thermique est développée, pour évaluer la distribution de la température en fonction du temps dans les sections, suivie d'une seconde, l'analyse structurelle, qui est développée pour déterminer la réponse structurelle due aux charges gravitationnelles et thermiques.

6.2. Analyse thermique

Les actions thermiques pertinentes et la variation des propriétés thermiques du matériau spécifiées respectivement dans l'EN-1991-1.2 [82] et l'EN-1993-1.2 [88] sont prises en compte, en utilisant une solution transitoire à la conduction pour la réponse thermique des profilés en acier. L'augmentation de température dans les profilés en acier est obtenue à partir des conditions aux limites de convection et de rayonnement. La courbe du feu standard ISO834, est appliquée sur trois ou quatre faces des profilés en acier. Quatre faces sont exposées pour les

poteaux intérieurs et trois faces sont exposées pour les poteaux extérieurs et les poutres lorsque ces dernières sont supposées être protégées par une dalle en béton.

Les champs de température, liés au scénario d'incendie S1, à un temps de 600 secondes dans les sections de la poutre, du poteau externe et du poteau interne, pour le portique et le cas H4L4, sont présentés à la Figure 6-3. Les relations contrainte-déformation dépendant de la température, établies selon la norme EN-1993-1.2 (2005), sont utilisées pour les simulations d'incendie post-sismique. La résistance de la dalle de béton n'est pas prise en compte dans l'analyse structurelle.

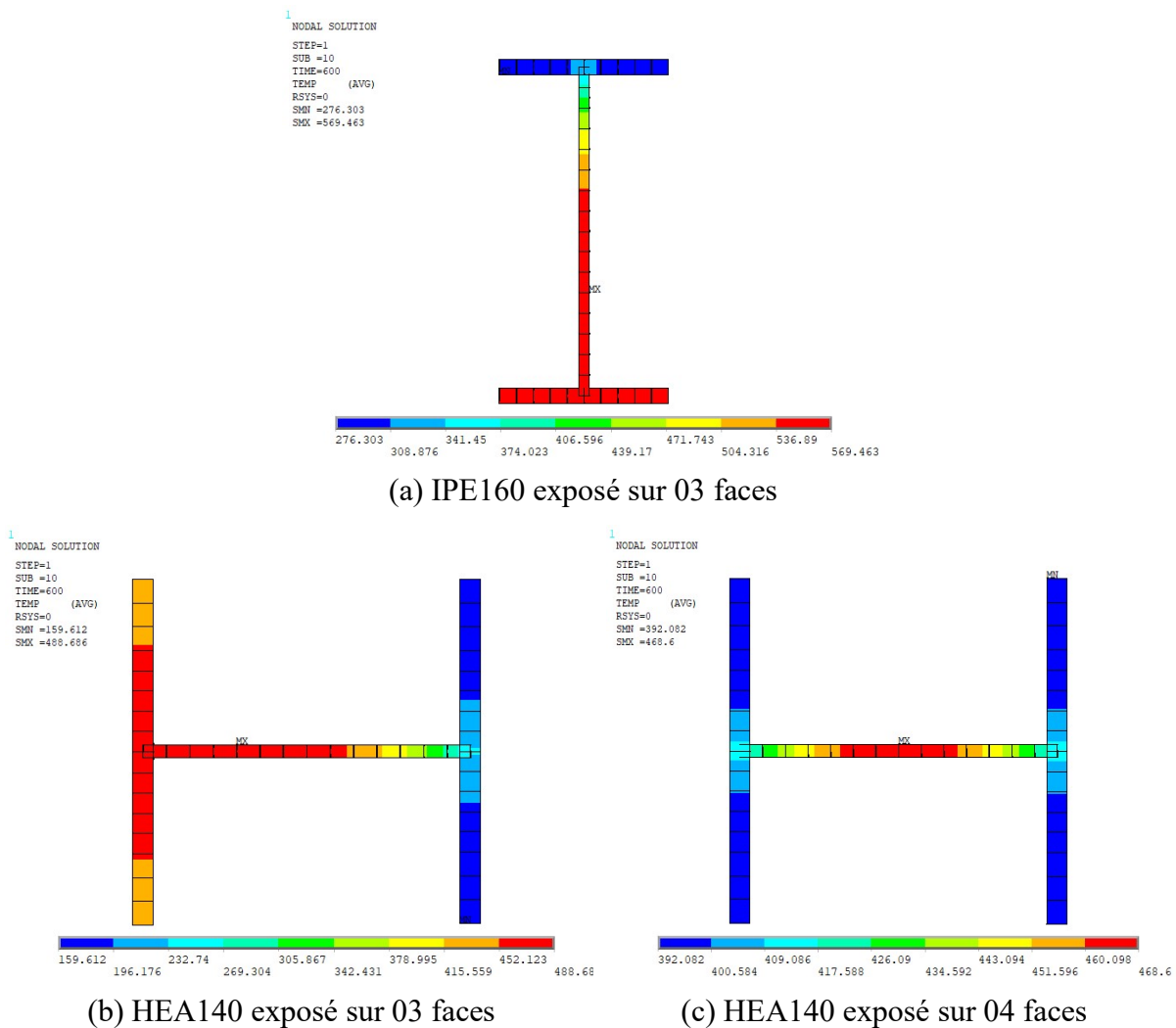


Figure 6-3. Répartition de la température après une durée de 600 secondes

6.3. Réponse structurelle des portiques

La réponse structurelle des cas de portiques soumis au feu post-sismique est étudiée suivant la méthodologie mentionnée dans la section 2.2. 2.2.3. Les portiques sont soumis à une action sismique représentée par des charges horizontales en appliquant l'analyse Pushover en

considérant le spectre de réponse pour une zone sismique élevée. Ceci est suivi d'une analyse thermomécanique couplée utilisant la norme du feu standard ISO834 en considérant les trois scénarios de feu, en prenant en compte les déplacements résiduels issus des actions sismiques.

6.3.1. Réponse sismique et performance des portiques

Les portiques sous l'analyse sismique, sont poussés statiquement jusqu'à atteindre le niveau de performance de « Collapse Prevention » (CP) tel que mentionné dans FEMA356 [74] pour éviter d'atteindre l'effondrement des structures. Les résultats de l'analyse Pushover sont présentés sur les Figure 6-4, Figure 6-5, Figure 6-6 et Figure 6-7 en termes de déplacement horizontal par rapport à la force de cisaillement de base. Les courbes Pushover pour tous les cas sont représentées en deux groupes distincts, un groupe de courbes des portiques à un étage et un groupe de courbes des portiques à deux étages. La force de cisaillement à la base des portiques augmente avec l'augmentation de nombre d'étages et le nombre de travées.

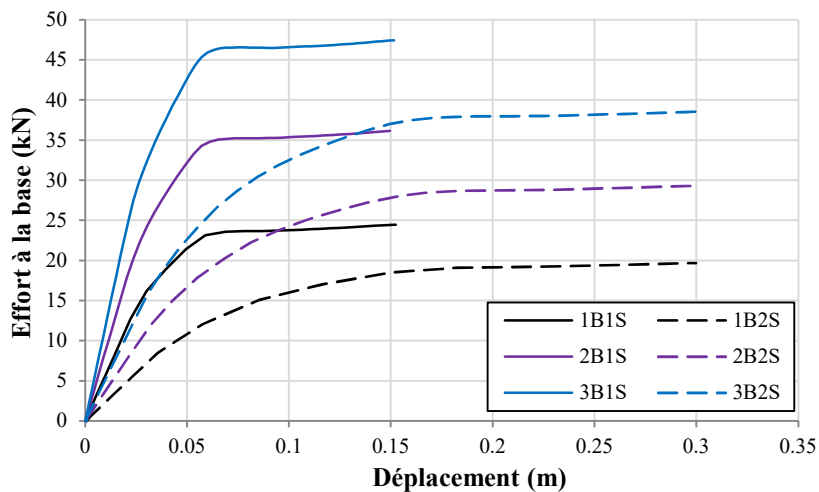


Figure 6-4. Courbes Pushover des portiques du cas H3L3

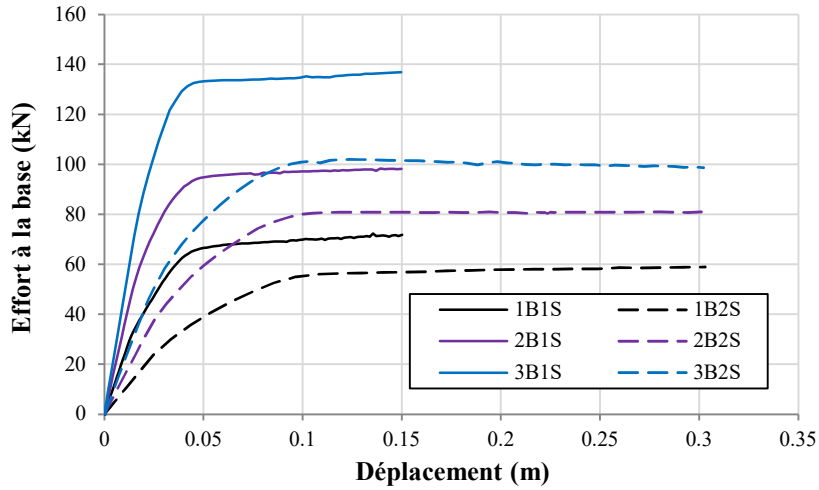


Figure 6-5. Courbes Pushover des portiques du cas H3L6

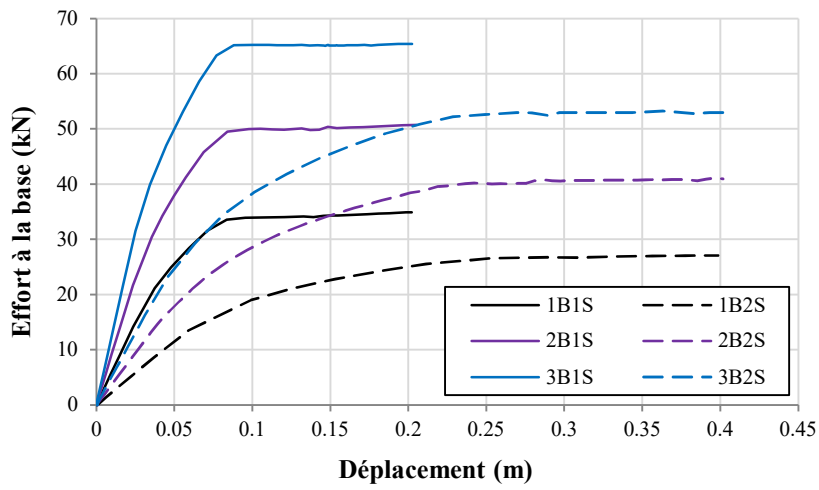


Figure 6-6. Courbes Pushover des portiques du cas H4L4

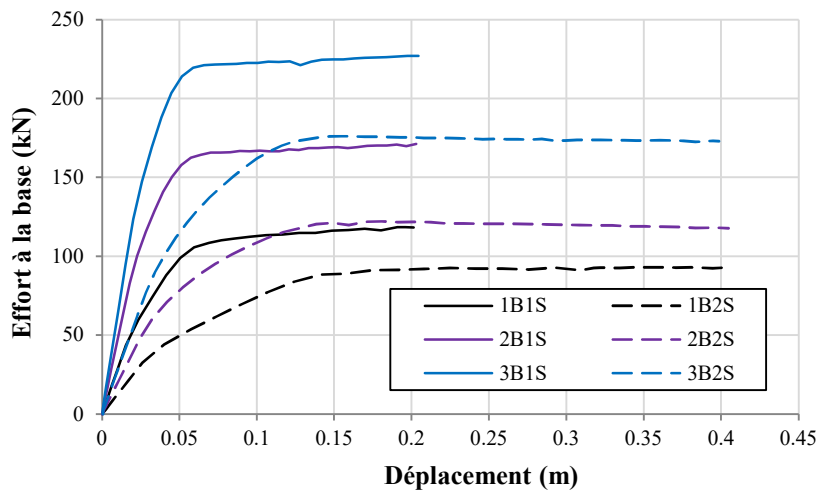


Figure 6-7. Courbes Pushover des portiques du cas H4L8

Le point de performance sismique des portiques est obtenu à partir de la superposition du spectre inélastique et de la courbe de capacité et est présenté pour tous les cas d'études sur les Figure 6-8, Figure 6-9, Figure 6-10 et Figure 6-11. Les portiques qui ont été conçues et vérifiées selon le code sismique Algérien RPA99v2003 et tous ceux ayant un étage avec deux et trois travées (2B1S, 3B1S) avec un rapport H/L égal à un, et une plus grande inertie, se sont comportées élastiquement après l'action du séisme à l'exception du portique H4L4_3B1S qui s'est comporté dans le domaine inélastique. Les autres portiques ont répondu au mouvement sismique dans le domaine inélastique.

Le Tableau 6-2 résume les points de performance pour tous les cas en termes de déplacement inter-étages en montrant si le portique est à l'état élastique ou inélastique.

Tableau 6-2. Points de performance sismique des portiques des différents cas (%)

Cas	H3L3	H3L6	H4L4	H4L8
1B1S	0	0	0	0
2B1S	0	1.58	0	1.47
3B1S	0	1.64	1.71	1.54
1B2S	1.97	1.97	2.18	1.93
2B2S	2.33	2.13	2.59	2.25
3B2S	2.44	2.42	2.22	2.20

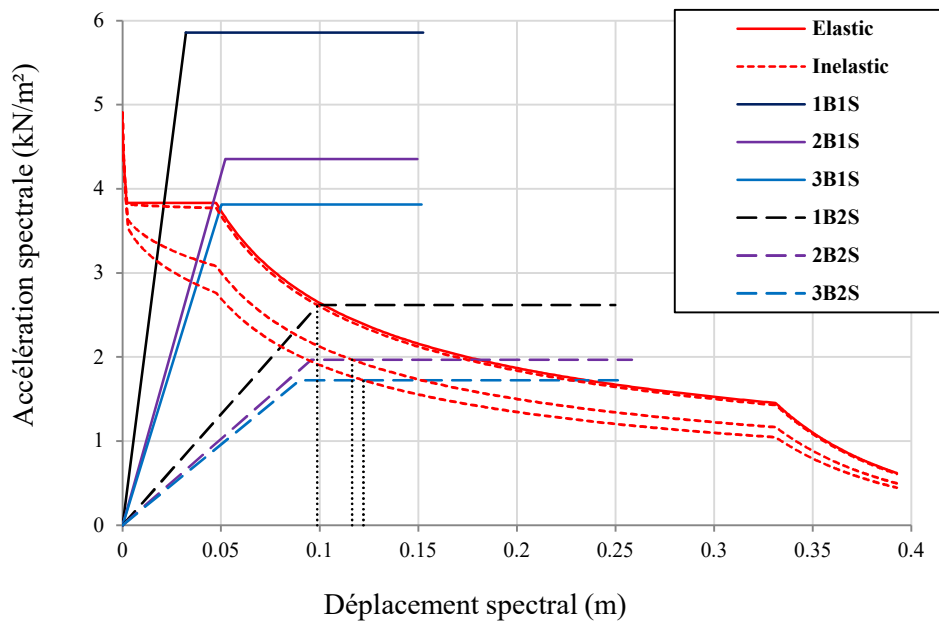


Figure 6-8. Points de performance sismique des portiques du cas H3L3

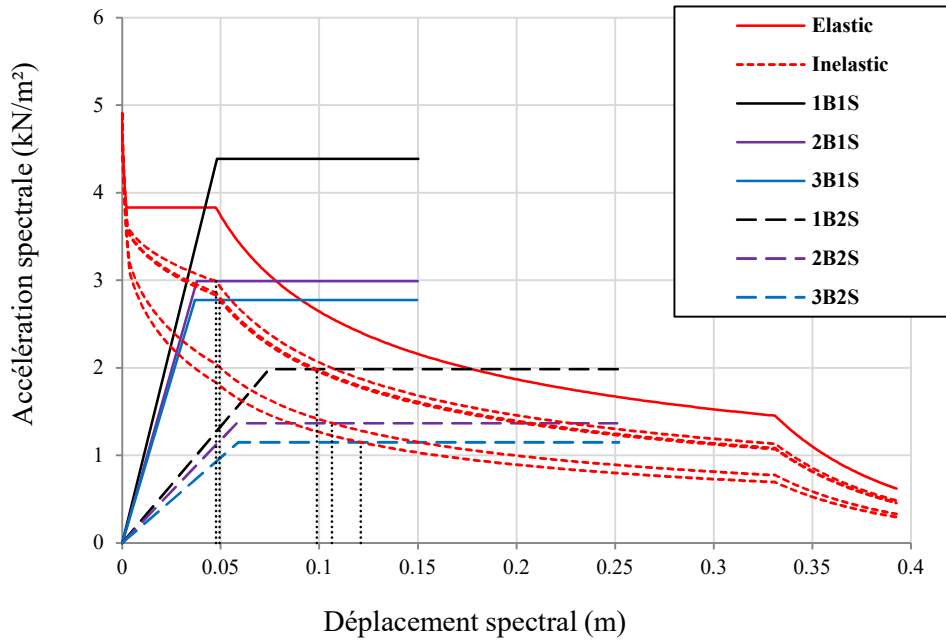


Figure 6-9. Points de performance sismique des portiques du cas H3L6

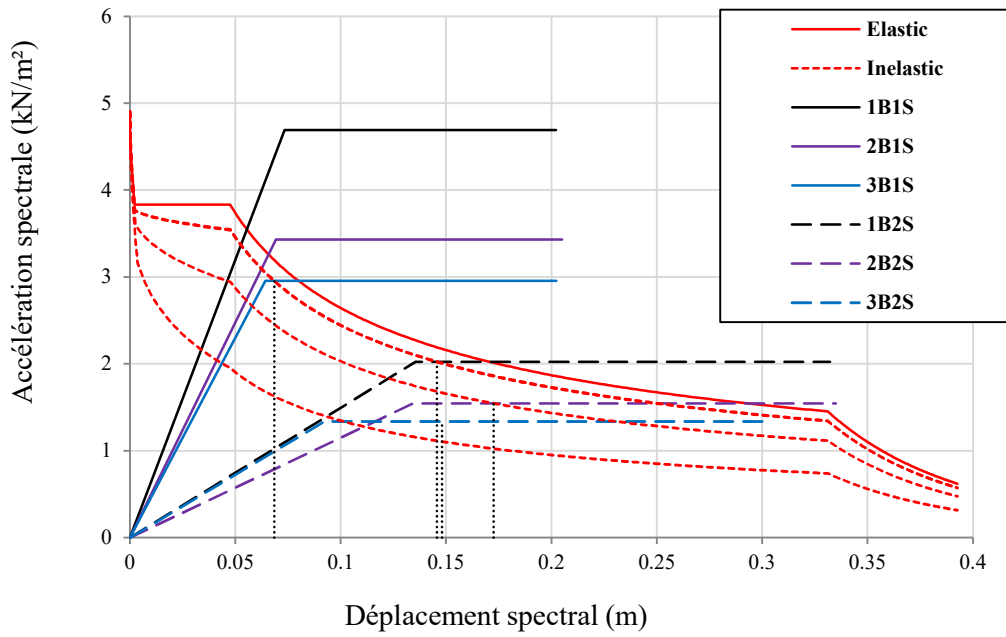


Figure 6-10. Points de performance sismique des portiques du cas H4L4

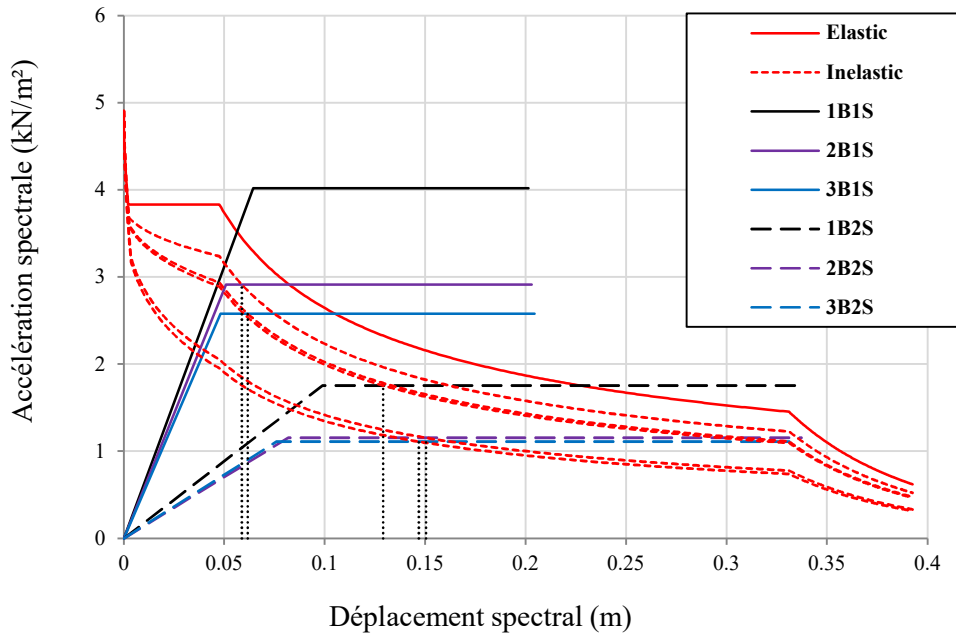


Figure 6-11. Points de performance sismique des portiques du cas H4L8

Les portiques qui ont répondu dans le domaine inélastique seront déchargés de leurs charges sismiques latérales et conserveront les déplacements résiduels et les contraintes résiduelles qui en résultent. L'analyse du comportement des portiques sous l'effet du feu est ensuite développée avec l'application des charges verticales sur les portiques endommagées (FDSt) et les portiques non endommagées (FUDSt) lorsqu'elles sont exposées aux scénarios d'incendie mentionnés.

6.3.2. Réponse structurelle au feu post-sismique

Dans cette section, les résultats du comportement des structures au feu post-sismique qui dépendent du comportement des cas de portiques et des scénarios d'incendie en condition FDSt ou FUDSt, sont représentés par leurs déplacements horizontaux et verticaux.

6.3.2.1. Déplacements horizontaux

Les Figure 6-12, Figure 6-13, Figure 6-14 et Figure 6-15 montrent la réponse des cas de portiques en situation FAE en termes de déplacement horizontal par rapport au temps de résistance basée sur le premier scénario d'incendie (S1), où les courbes semblent former deux groupes distincts, chacun présente les situations FDSt et FUDSt. L'évolution du déplacement basée sur ce scénario montre une progression linéaire avec de faibles taux de déplacement pour les portiques en situation FUDSt et des taux de déplacement plus élevés pour les portiques en

situation FUDSt, ce qui est typique pour les portiques restant dans le domaine élastique ou atteignant un état inélastique, respectivement.

Les résultats montrent aussi que les portiques 2B2S et 3B2S ont les mêmes tendances d'évolution du déplacement en fonction du temps. L'effet des travées ajoutées est devenu apparent pour des températures supérieures à 400°C. La Figure 6-14 montre une augmentation importante du déplacement du portique 3B1S, ayant un comportement au voisinage de la limite élastique, et atteignant un taux de déplacement plus élevé par rapport aux autres portiques. Le portique 2B2S_H4L4, qui a atteint le niveau de performance LS en raison de l'action sismique, a un déplacement maximal de 197,1 mm.

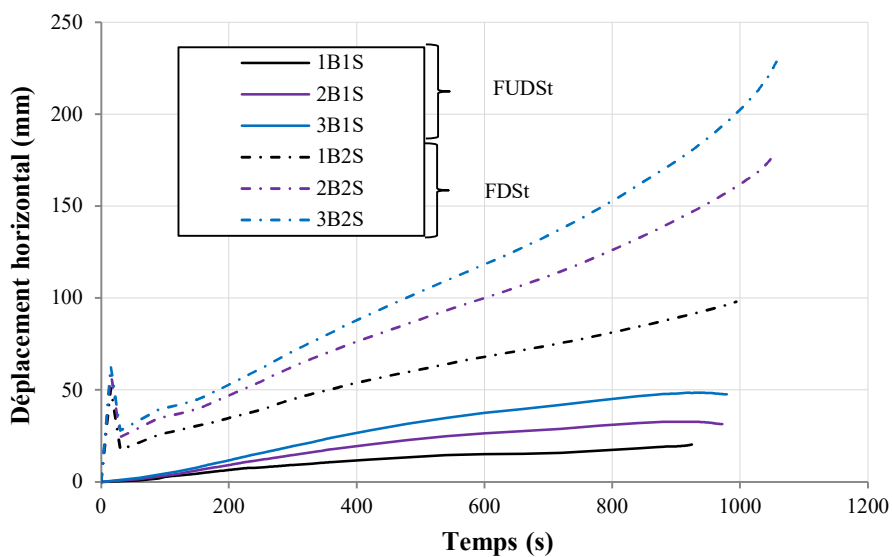


Figure 6-12. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H3L3

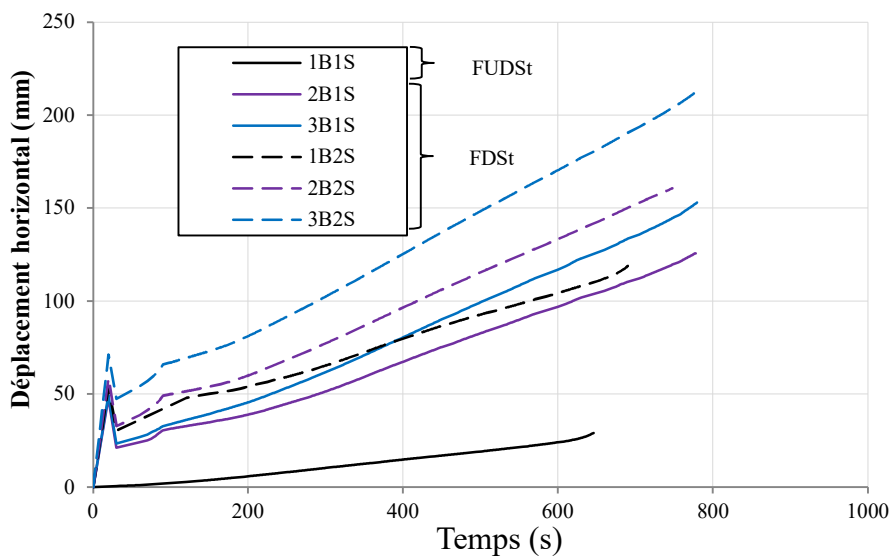


Figure 6-13. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H3L6

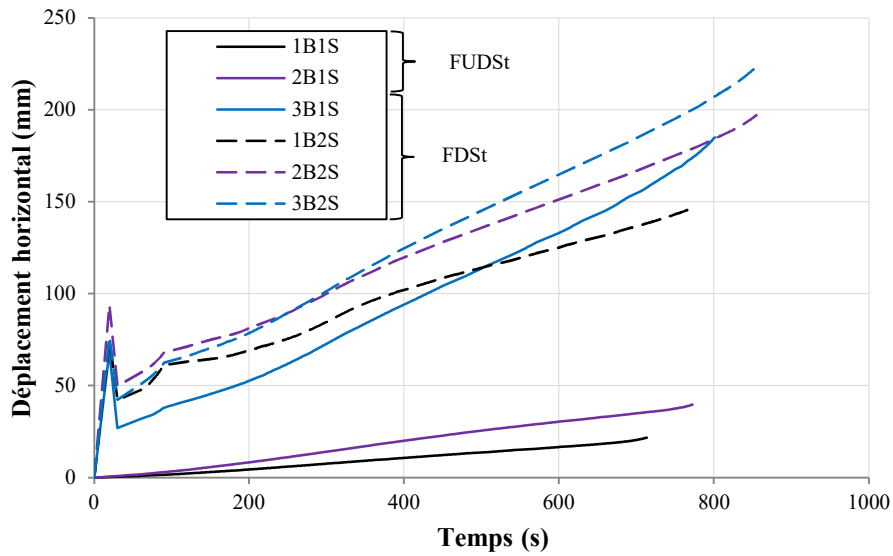


Figure 6-14. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H4L4

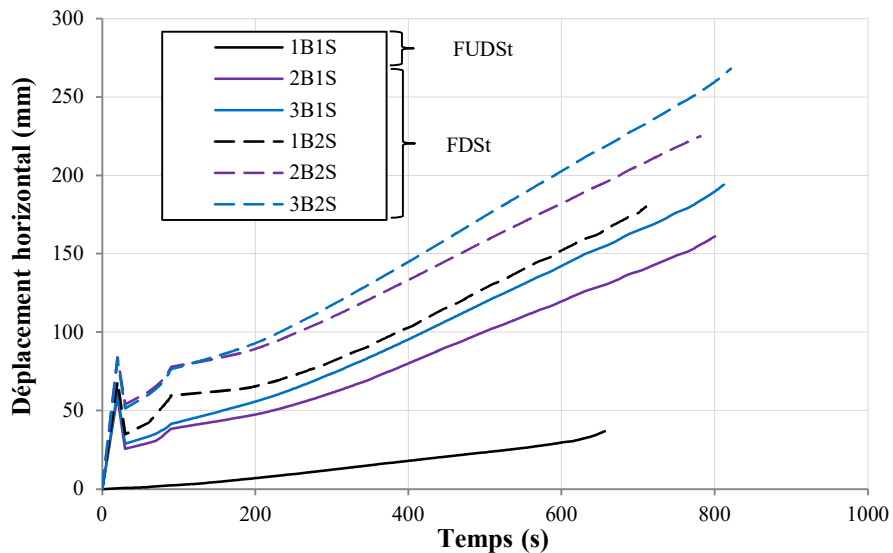


Figure 6-15. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H4L8

Les Figure 6-16, Figure 6-17, Figure 6-18 et Figure 6-19 décrivent la réponse des portiques qui se sont comportés en FDSt, représentant le déplacement horizontal en fonction du temps, sur la base du deuxième scénario d'incendie (S2). Les résultats montrent que les évolutions des déplacements sont plus proches pour les cas de portiques 2B2S et 3B2S, Figure 6-18. Ceci est due aux valeurs de déformations résiduelles causés par le séisme qui sont similaires. Concernant le portique 3B2S, il y a eu une augmentation du déplacement maximal de 7,72 % et 9,41 % lorsque la longueur de la travée est doublée pour les deux cas H3L6 et H4L8 par rapport à H3L3 et H4L4, respectivement. En revanche, dans les cas 2B2S et 1B2S,

ayant un nombre réduit de travées, on obtient une diminution du déplacement maximum, avec des valeurs plus élevées pour les cas à des travées doublées.

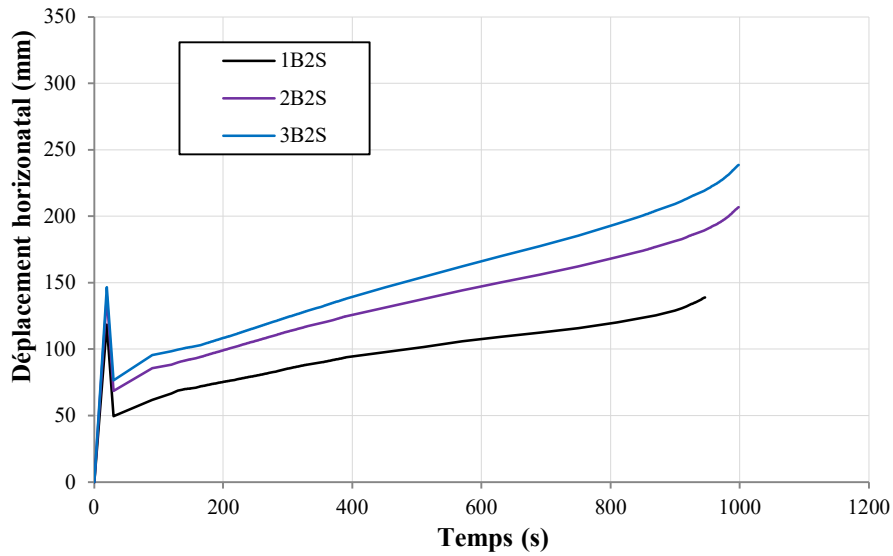


Figure 6-16. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H3L3

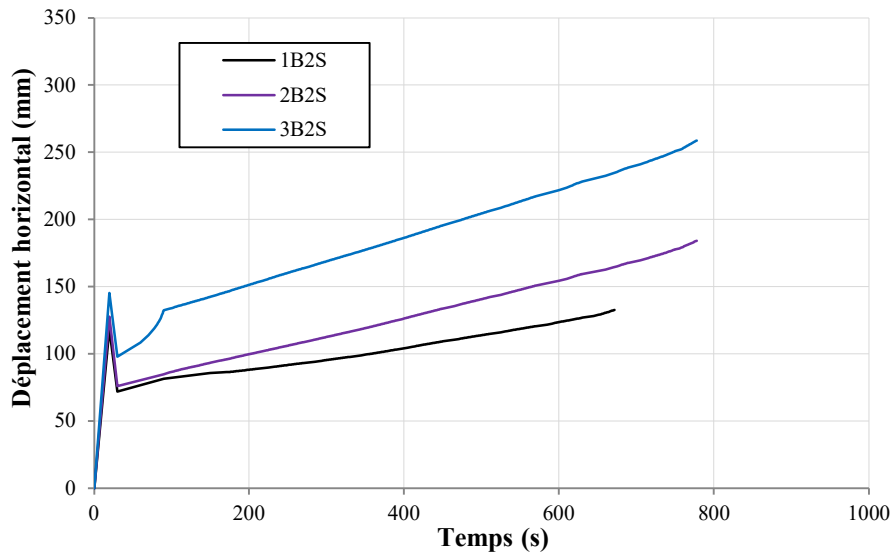


Figure 6-17. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H3L6

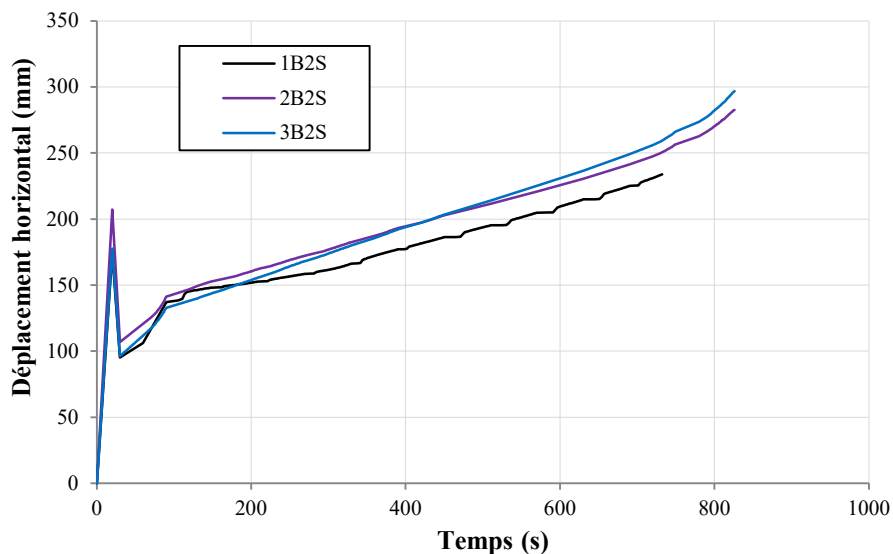


Figure 6-18. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H4L4

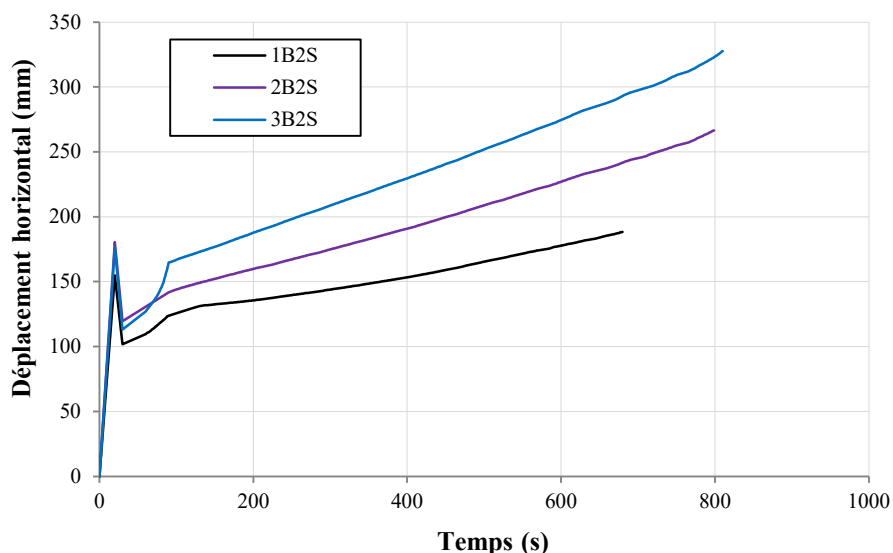


Figure 6-19. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H4L8

Les Figure 6-20, Figure 6-21, Figure 6-22 et Figure 6-23 représentent le déplacement horizontal des portiques sous le troisième scénario de feu S3 et montrent une augmentation du déplacement pour les portiques H4L8 à la rupture de 10,2 % par rapport aux portiques H4L4, ce qui est plus important que les cas à 2 et 3 travées en atteignant 0,75 % et 2,30 %, respectivement. Cependant, pour les portiques H3L6, une augmentation de 21 %, 16,8 % et 29 % du déplacement horizontal maximal est obtenue respectivement pour les cas à une travée, deux travées et trois travées par rapport aux portiques H3L3.

Les déplacements pour le cas des portiques à une travée sont plus petits par rapport aux portiques à deux et trois travées avec une pente légèrement plus élevée. De plus, il n'y a pas

d'influence du nombre de travées sur l'évolution du déplacement horizontal par rapport au temps pour les portiques H4L4 et H4L8 qui atteignent quasiment les mêmes déplacements horizontaux à la rupture.

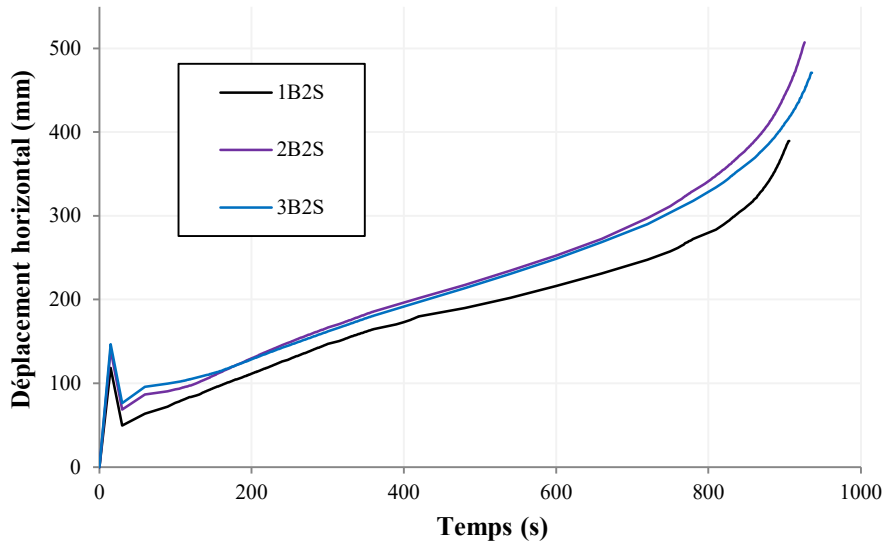


Figure 6-20. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H3L3

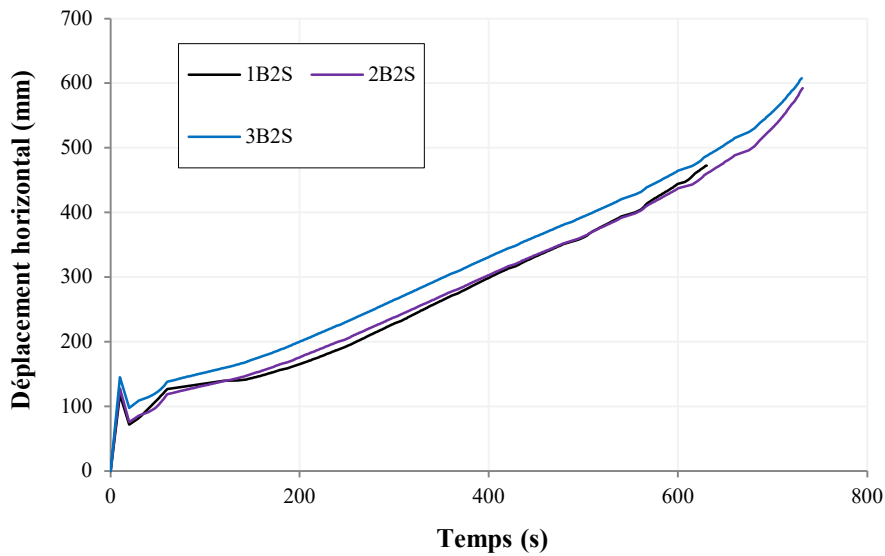


Figure 6-21. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H3L6

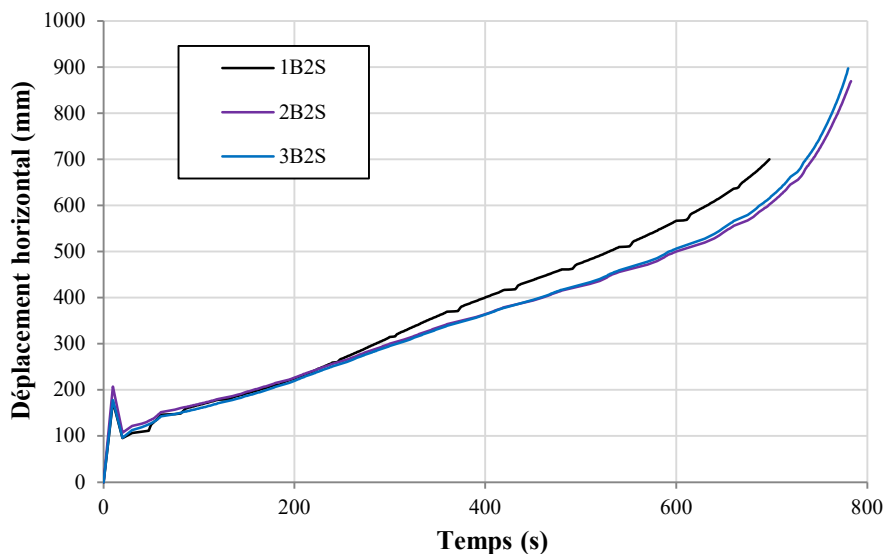


Figure 6-22. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H4L4

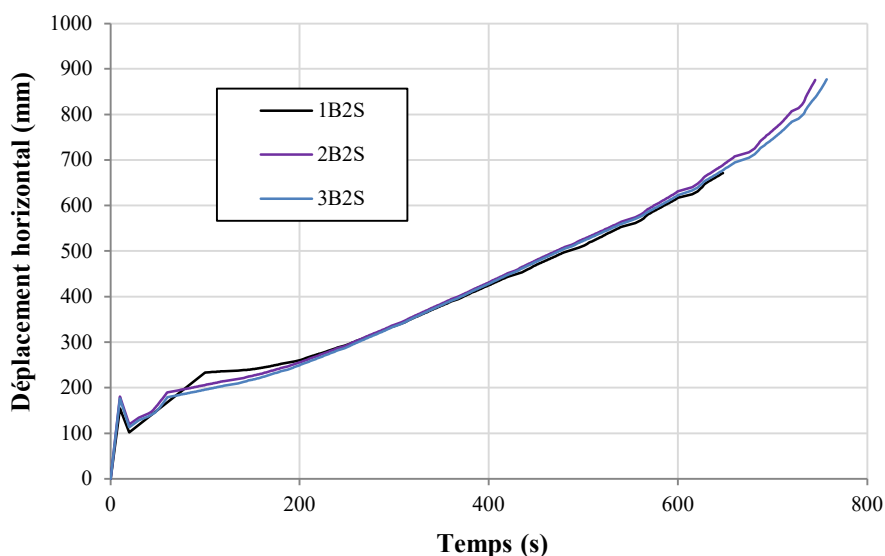


Figure 6-23. Déplacement horizontal en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H4L8

Toutes les courbes des déplacement horizontaux des portiques non endommagés en situation FDS_t commencent par un pic dû aux chargements et déchargements des forces lorsque les portiques sont soumis à des charges latérales sismiques. Les portiques endommagés (FDS_t), ayant un comportement inélastique, ont une résistance au feu inférieure à celle des portiques non endommagés (FUD_{St}) et leurs déplacements maximaux sont plus élevés.

Pour le cas où le feu est appliqué au niveau supérieur de la structure, scénario 2, le déplacement horizontal progresse lentement avec des temps de résistance au feu plus faibles par rapport à celui du scénario 1, où le feu est appliqué au niveau inférieur.

6.3.2.2. Déplacements verticaux

La réponse des portiques en situation de feu après séisme (FAE), est discutée en termes de déplacement vertical en fonction du temps de résistance, sous l'effet des scénarios de feu S1, S2 et S3.

Les courbes des différents portiques, ayant le même nombre d'étages, soumis au scénario d'incendie S1, Figure 6-24, Figure 6-25, Figure 6-26 et Figure 6-27 affichent la même allure d'évolution de déplacement.

Pour le scénario d'incendie S2, Figure 6-28, Figure 6-29, Figure 6-30 et Figure 6-31, on peut noter que les portiques 2B2S et 3B2S ont la même allure de courbes par rapport au portique 1B2S dans tous les cas d'étude avec un déplacement maximum de 700mm environ pour le cas H4L4_1B2S avec une différence en temps de résistance d'environ 100 secondes.

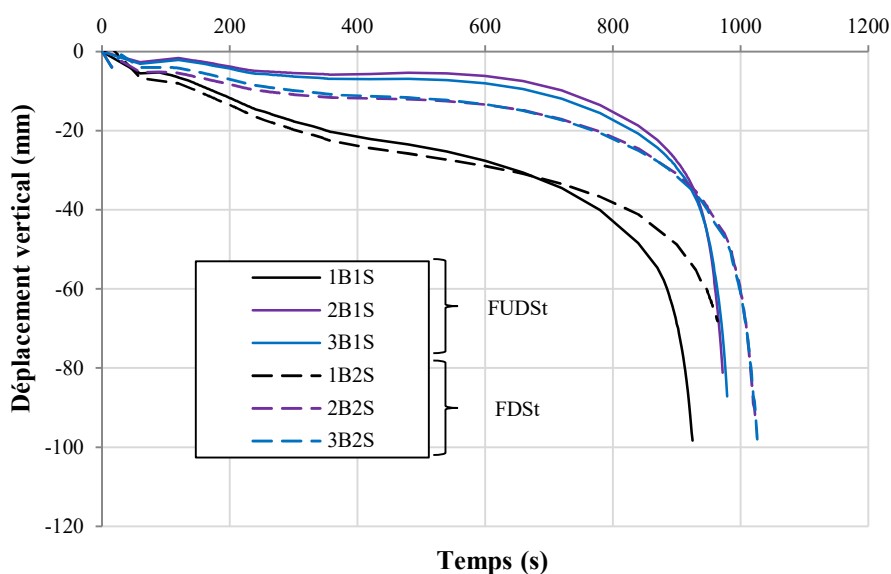


Figure 6-24. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H3L3

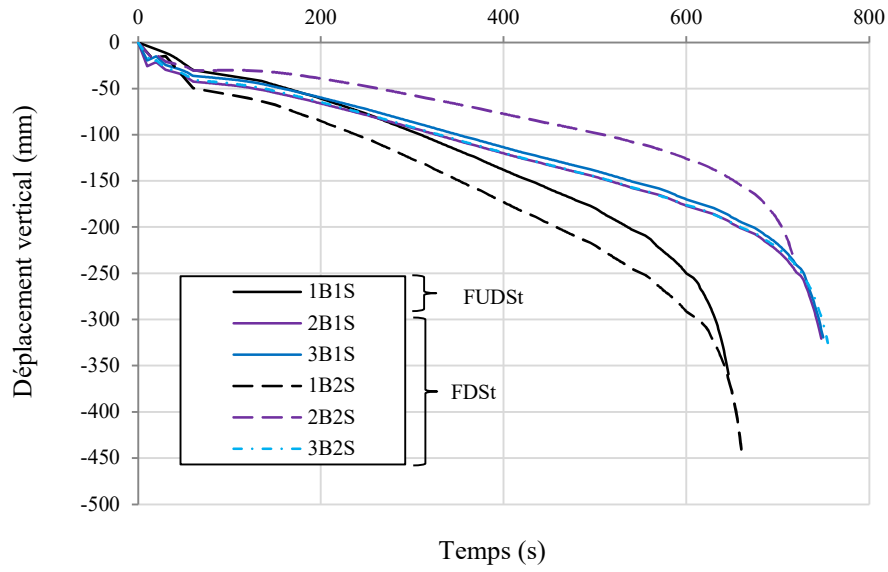


Figure 6-25. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H3L6

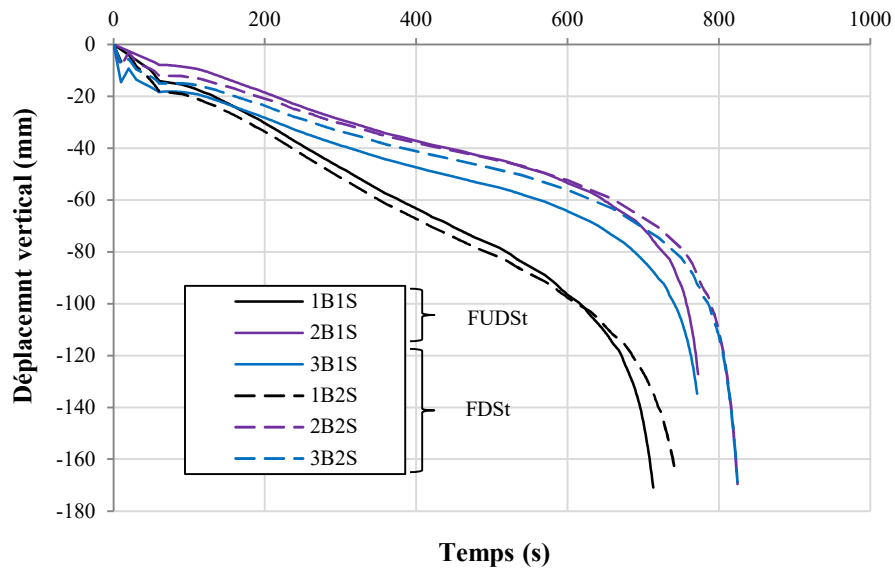


Figure 6-26. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H4L4

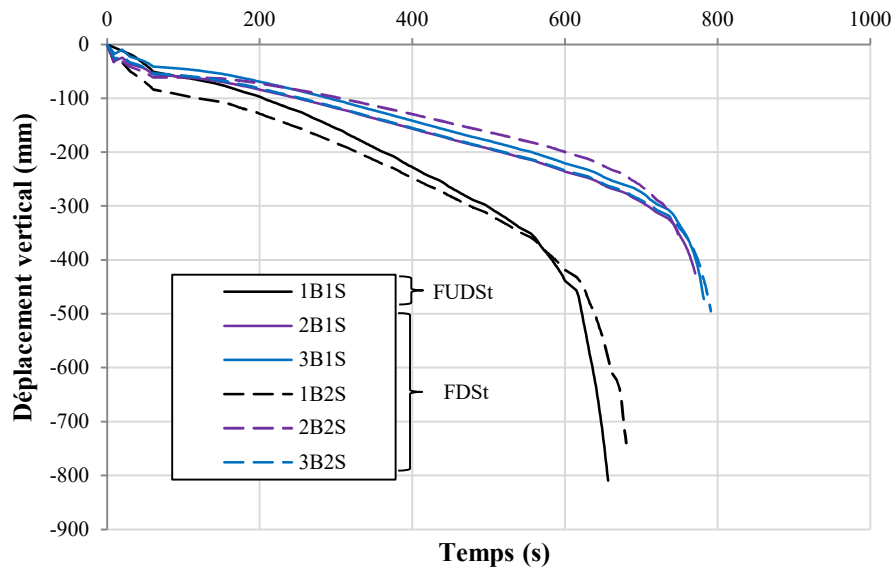


Figure 6-27. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 1 - Cas H4L8

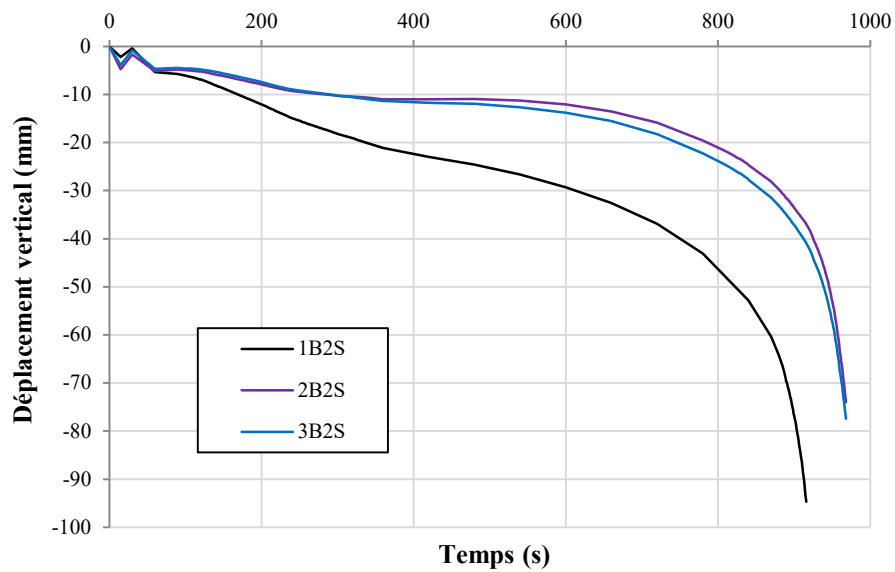


Figure 6-28. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H3L3

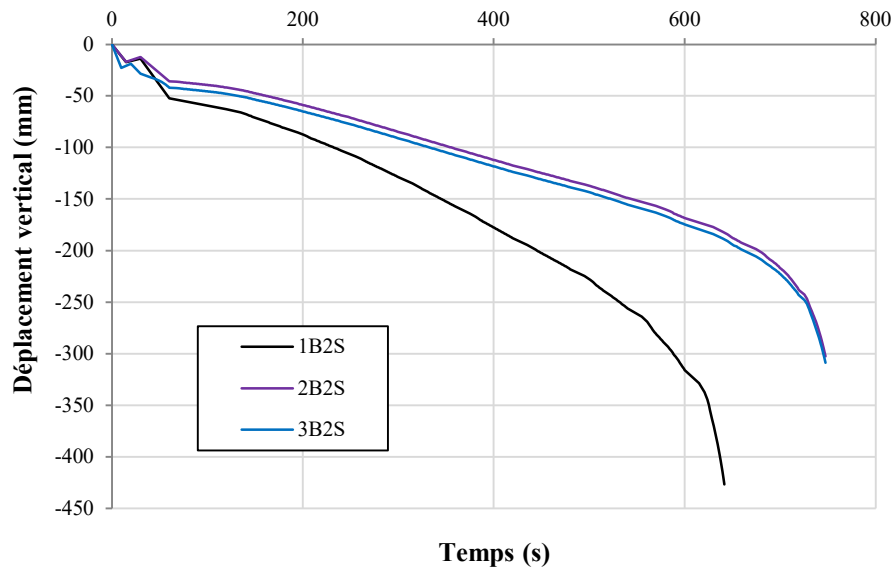


Figure 6-29. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H3L6

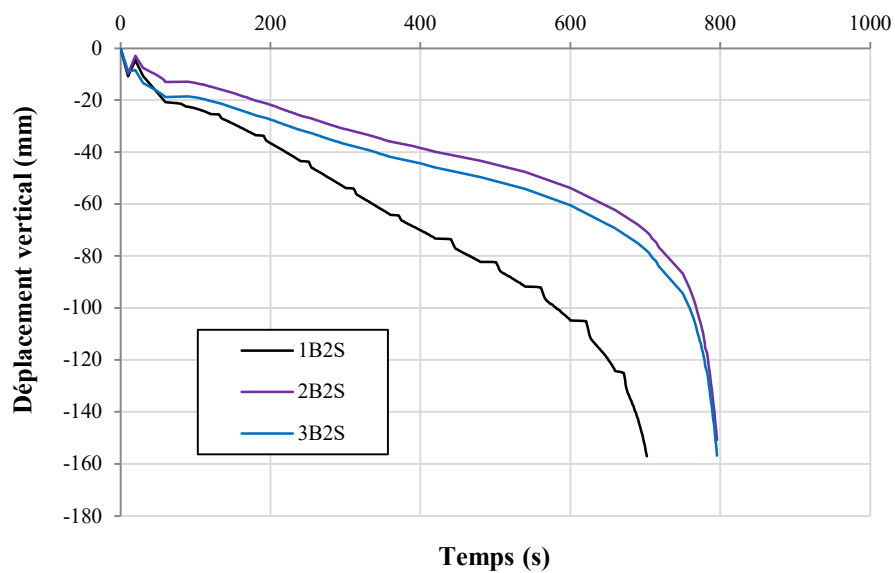


Figure 6-30. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H4L4

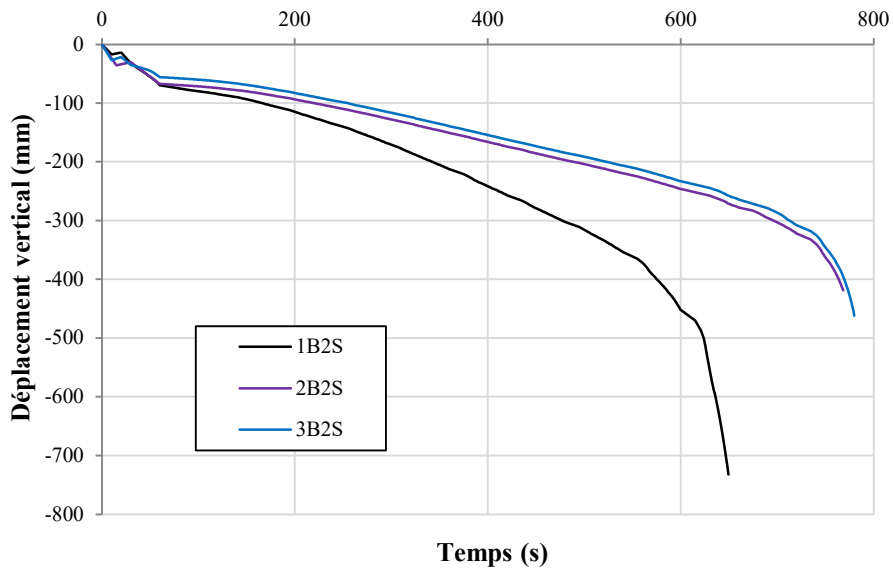


Figure 6-31. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 2 - Cas H4L8

Les Figure 6-32, Figure 6-33, Figure 6-34 et Figure 6-35 montrent l'évolution du déplacement vertical des portiques soumis au feu post-sismique sous le scénario de feu S3. Le déplacement vertical progresse linéairement jusqu'à un temps d'environ 600 secondes à partir duquel il décroît brusquement jusqu'à la rupture. L'augmentation du déplacement vertical maximum pour les portiques H3L3 et H4L4 par rapport aux portiques lorsque la travée est doublée, les portiques H3L6 et H4L8, est de 110 % à 281 %.

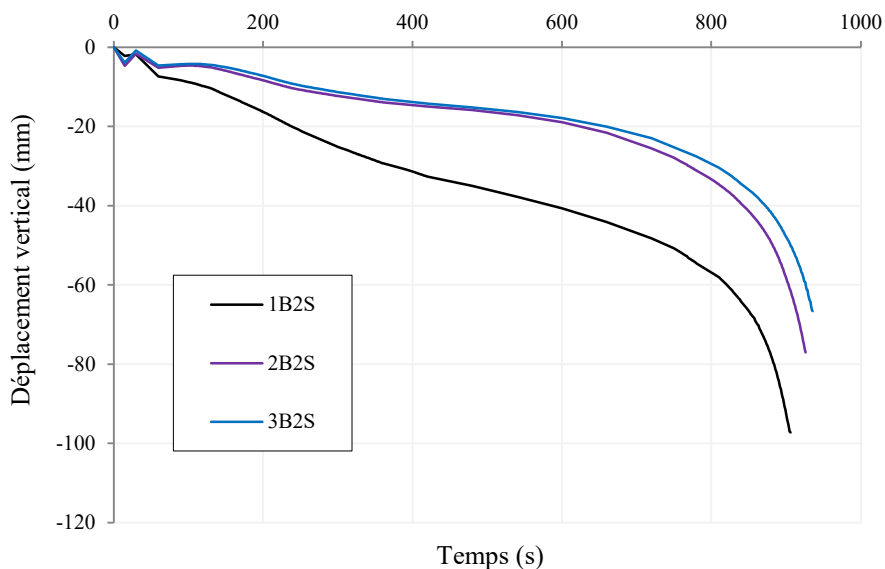


Figure 6-32. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H3L3

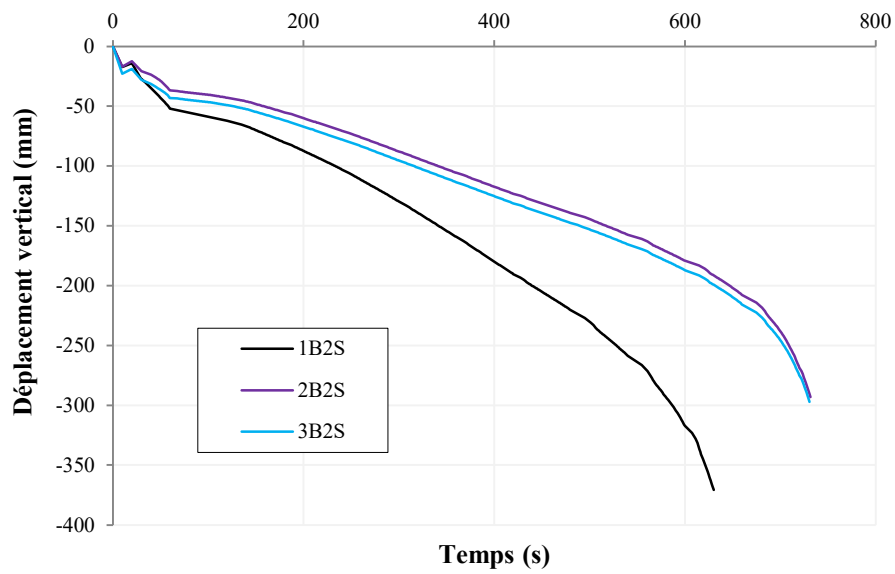


Figure 6-33. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H3L6

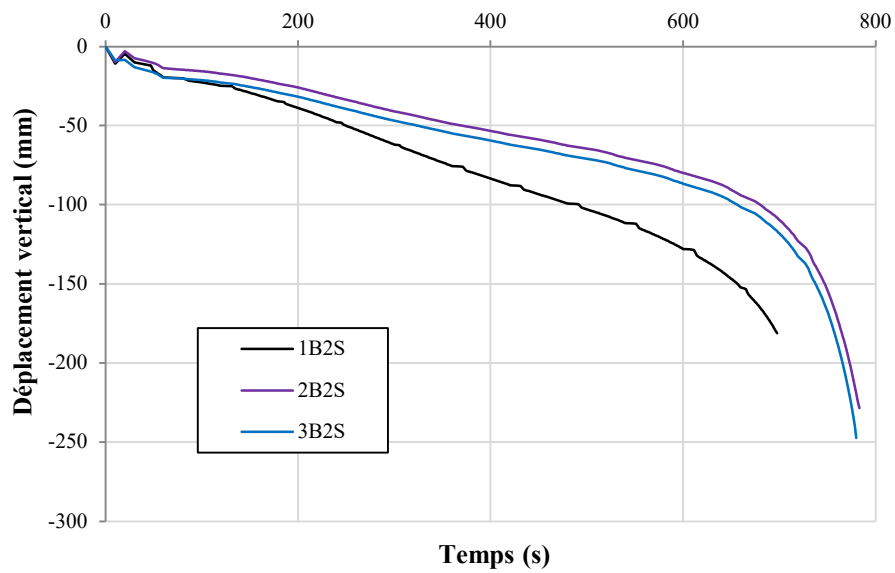


Figure 6-34. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H4L4

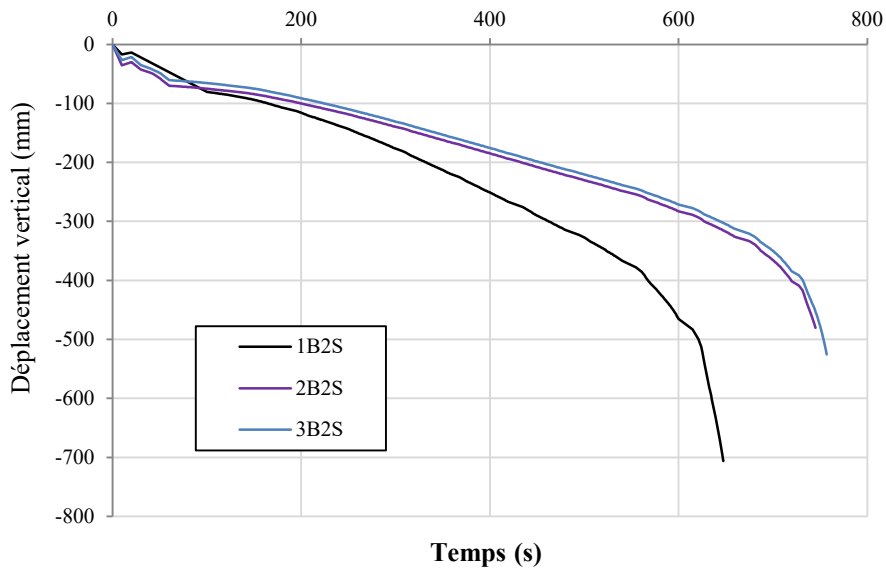


Figure 6-35. Déplacement vertical en fonction du temps (FAE) – Scénario 3 - Cas H4L8

6.3.3. Mécanismes de ruine

Une solution 2D est illustrée en termes de contrainte de Von Mises sous une forme de déformée juste avant l'effondrement totale du cas de portique choisi ,H3L6_2B2S, sous les conditions FAE et FWoE, pour le cas de scénario d'incendie 1 (S1) et le cas de scénario d'incendie 2 (S2), voir Figure 6-36, Figure 6-37, Figure 6-38 et Figure 6-39. Le cas de portique H3L6_3B2S est choisi sous condition de feu post-sismique (FAE) pour le cas de scénario d'incendie S3, voir Figure 6-40.

La contrainte maximale de Von Mises atteint la limite d'élasticité avec un déplacement maximal localisé à mi- travée de la poutre et à l'assemblage poutre-poteau. On observe que cette contrainte dépend des dommages sismiques et du scénario d'incendie par lequel le comportement du portique est différent sur les extrémités exposées des poteaux et des poutres. Les valeurs de déplacement horizontal montrent que l'action du feu a contribué d'environ 30 % sur les portiques sous condition FAE et conduit donc à une diminution considérable de la résistance des portiques.

Deux types d'effondrement ont été observés lors de l'analyse sous les trois scénarios du feu post-sismique, l'effondrement global et l'effondrement local. Tous les cas de portiques en condition FDSt présentent un effondrement global car l'ensemble de l'ossature s'effondre en raison du déplacement horizontal considérable des poteaux. Cependant, les cas de portique en

condition FUDSt, ainsi qu'en condition FWoE, présentent un effondrement local qui est caractérisé par la rupture des poutres.

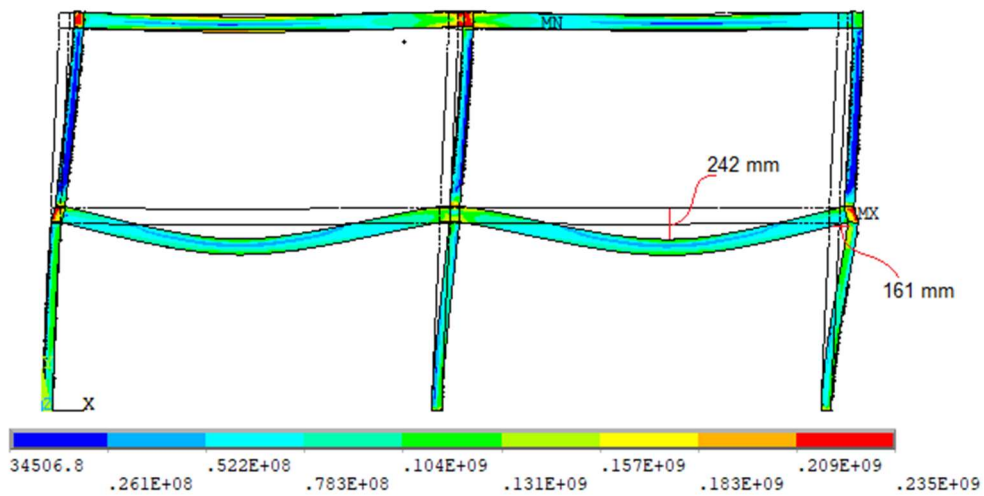


Figure 6-36. Profil des contraintes de Von Mises et déformée - S1 – FAE

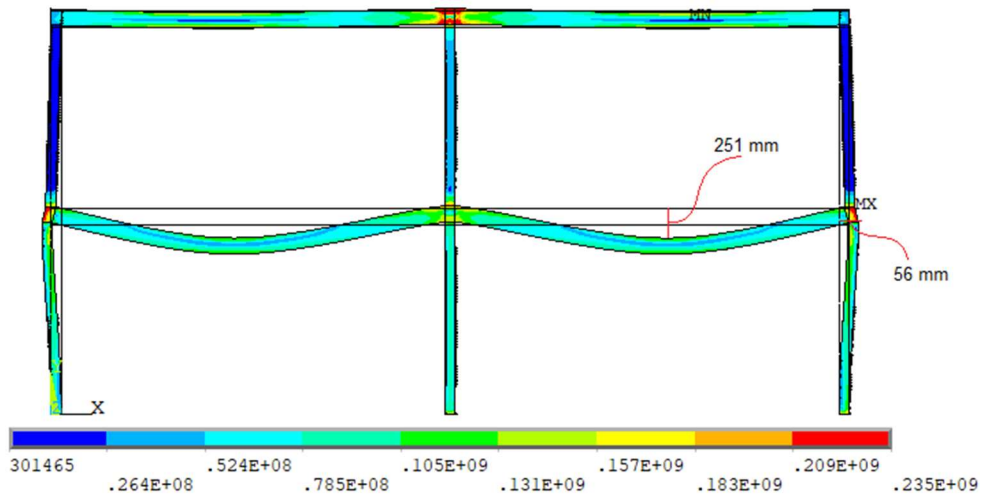


Figure 6-37. Profil des contraintes de Von Mises et déformée - S1 – FwoE

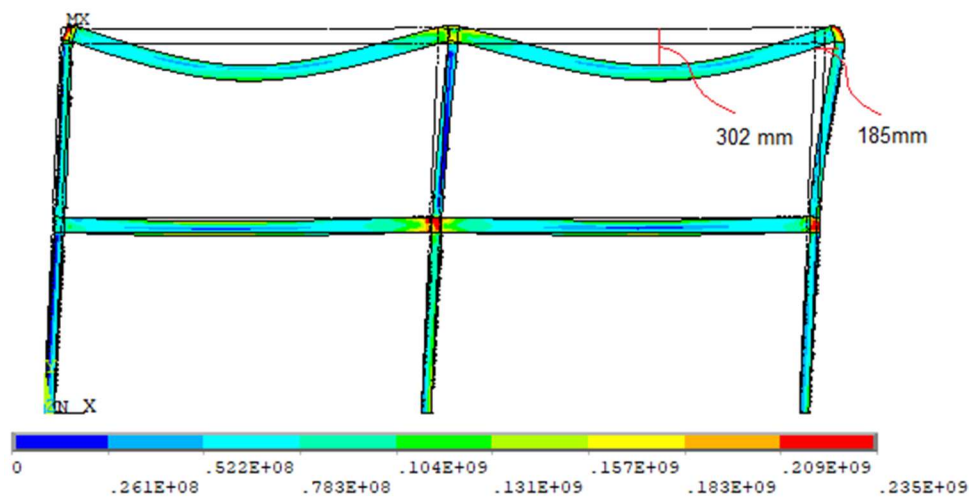


Figure 6-38. Profil des contraintes de Von Mises et déformée – S2 – FAE

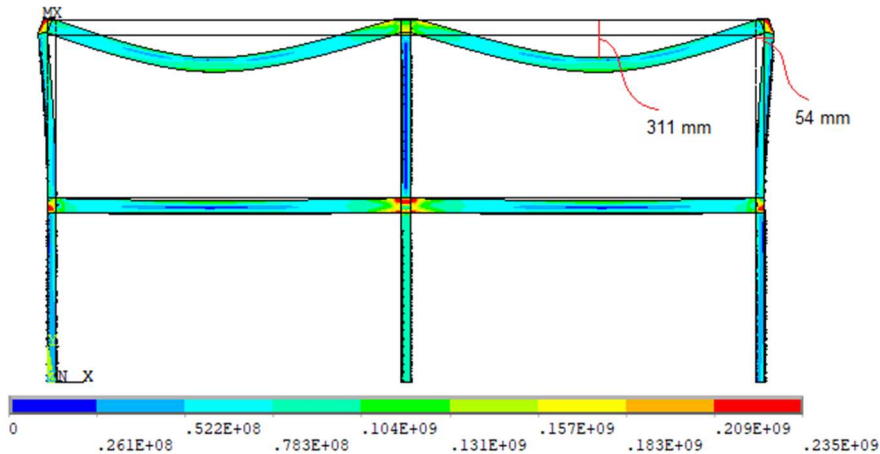


Figure 6-39. Profil des contraintes de Von Mises et déformée – S2 – FwoE

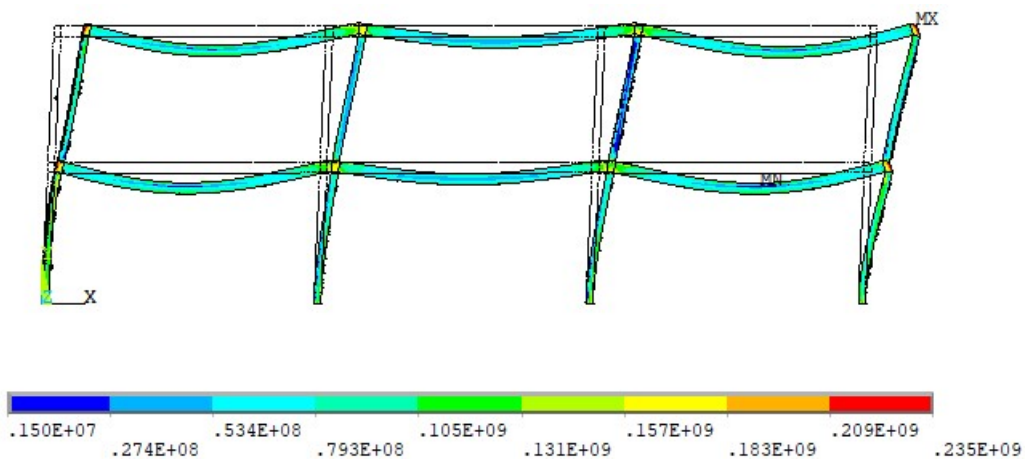


Figure 6-40. Profil des contraintes de Von Mises et déformée – S3 – FAE

6.4. Performance des structures

Les résultats pour la performance des portiques en acier pour la situation FAE sont comparés aux portiques sous un feu seul (FWoE) et sont discutés en fonction des déplacements, du temps de résistance au feu et de la température critique.

6.4.1. Ratio déplacement/hauteur

Le rapport du déplacement horizontal par rapport à la hauteur du portique (Ratio déplacement/hauteur) sous les conditions FAE et FWoE, exprimé en pourcentage, est noté R_{hd} et représenté par les Figure 6-41, Figure 6-42 et Figure 6-43 sous formes d'histogrammes pour tous les cas d'étude.

Tous les portiques qui se sont comportés en condition FUDSt et sont restés non endommagés après l'action sismique ne présentent aucune différence dans le ratio déplacement/hauteur par rapport à la situation FWoE. Des valeurs plus importantes sont

obtenues en condition FDS_t par rapport à FWoE, en particulier lorsque le feu est appliqué à l'étage supérieur des portiques. Cela est dû aux déplacements résiduels, à la perte de résistance et au niveau de dommage après le séisme.

La plus petite différence de taux de déplacement due au feu post-sismique (FAE) est obtenue pour les portiques exposés au scénario d'incendie S1 et S2 qui varie de 2,24 % à 5,82 % et de 3,45 % à 6,30 %, respectivement. En revanche, une différence plus importante, variant de 12,98% à 22,44%, est obtenue lorsque les portiques sont exposés au scénario d'incendie S3.

Dans tous les cas de portiques, pour tous les scénarios d'incendie, de petites différences dans les rapports de déplacement vertical sont obtenues entre les situations FAE et FWoE avec des valeurs variant de 0,05 % à 1,17 %.

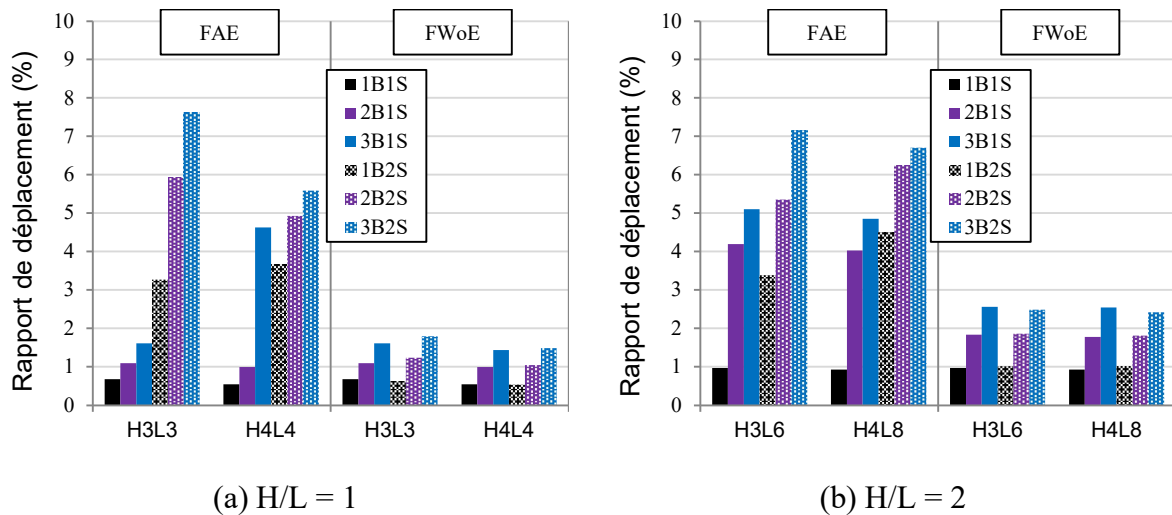


Figure 6-41. Histogrammes des rapports de déplacement des portiques – scénario S1

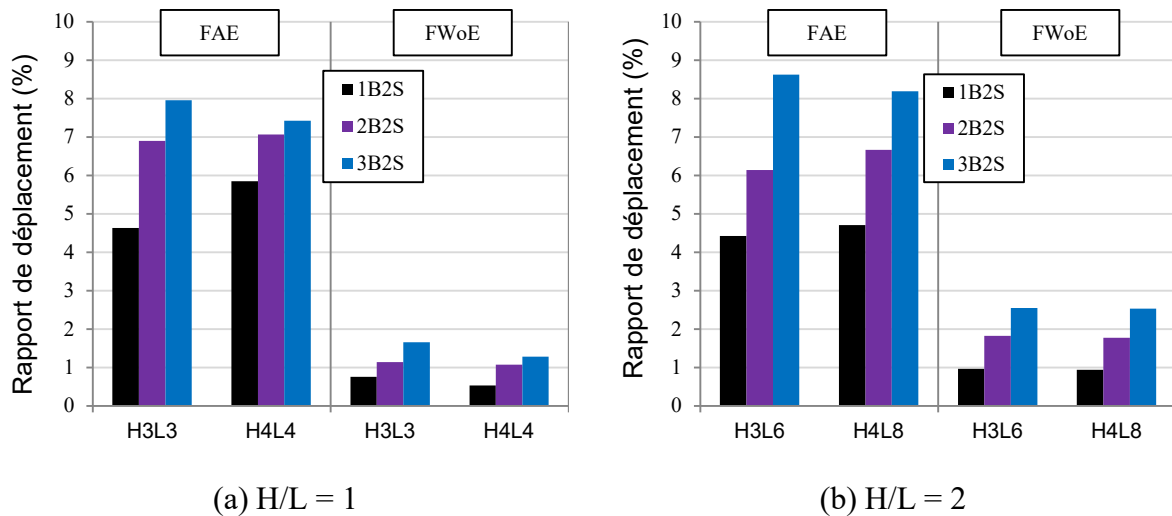


Figure 6-42. Histogrammes des rapports de déplacement des portiques – scénario S2

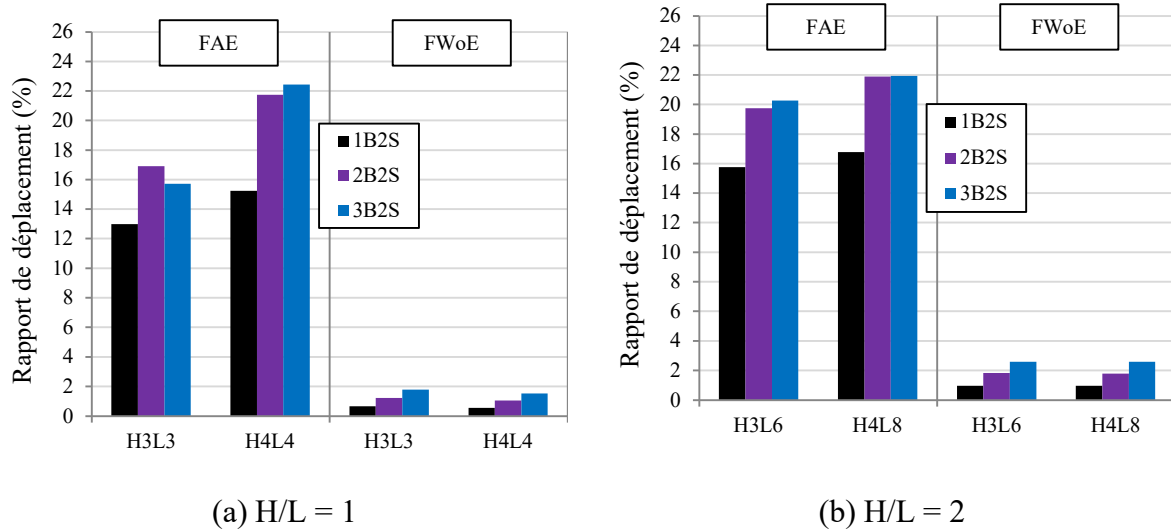


Figure 6-43. Histogrammes des rapports de déplacement des portiques – scénario S3

6.4.2. Temps de résistance au feu

Le temps de résistance au feu est présenté pour tous les portiques dans les tableaux Tableau 6-3, Tableau 6-4 et Tableau 6-5. Dans tous les cas de portique et pour tous les scénarios d'incendie, le portique 3B2S a le temps de résistance au feu le plus élevé, qui commence à diminuer avec la diminution du nombre de travées. Les portiques à deux niveaux ont un temps de résistance au feu plus élevé pour $H/L=1$ par rapport aux portiques à un niveau. Le temps de résistance au feu le plus élevé a été obtenu pour le cas H3L3 avec des poutres de courte portée en comparaison avec H3L6, H4L4 et H4L8.

Dans le scénario d'incendie S1, voir le Tableau 6-3, les portiques qui se sont comportés à l'état FUDSt ont la même résistance temporelle pour les conditions FAE et FWoE. Pour les autres cas de portiques, des différences apparaissent en temps de résistance au feu entre les conditions FAE, affectées par le niveau de dommage, et les conditions FWoE, et le rapport R_t évolue entre 0,41 % et 1,27 %. Pour le scénario d'incendie S2 et S3, voir Tableau 6-4 et Tableau 6-5, le rapport R_t passe de 0,62 % à 1,77 % et de 2,58% à 6,85%, respectivement.

Tableau 6-3. Temps de résistance au feu pour le premier scénario de feu (S1)

Cas	H3L3		H3L6		H4L4		H4L8					
	Temps de résistance		Temps de résistance		Temps de résistance		Temps de résistance		R _t (%)			
	FAE	FWoE	FAE	FWoE	FAE	FWoE	FAE	FWoE				
1B1S	15'25"	0.00	10'47"	0.00	11'54"	0.00	10'57"	0.00				
2B1S	16'12"	0.00	12'28"	12'33"	0.80	12'53"	0.00	12'50" „	12'58"	1.00		
3B1S	16'19"	0.00	12'30"	12'35"	0.66	12'51"	12'55"	0.51	13'02" „	13'10"	0.89	
1B2S	16'04"	16'08"	0.41	11'00"	11'04"	0.60	12'21"	12'28"	0.94	11'21" „	11'27"	0.87
2B2S	17'04"	17'09"	0.49	11'57"	12'07"	1.27	13'45"	13'49"	0.48	12'32" „	12'49"	1.18
3B2S	17'07"	17'13"	0.58	12'35"	12'43"	1.05	13'44"	13'52"	0.96	13'11" „	13'20"	1.12

Tableau 6-4. Temps de résistance au feu des portiques pour le deuxième scénario de feu (S2)

Cas	H3L3			H3L6			H4L4			H4L8		
	Temps de résistance		R _t (%)	Temps de résistance		R _t (%)	Temps de résistance		R _t (%)	Temps de résistance		R _t (%)
	FAE	FWoE		FAE	FWoE		FAE	FWoE		FAE	FWoE	
1B2S	15'16"	15'22"	0.62	10'42"	10'48"	0.94	11'42"	11'50"	1.14	10'49"	11'02"	1.77
2B2S	16'08"	16'15"	0.72	12'27"	12'34"	0.87	13'16"	13'23"	0.88	12'49"	12'59"	1.30
3B2S	16'08"	16'18"	0.93	12'28"	12'36"	1.07	13'16"	13'25"	1.13	13'00"	13'11"	1.41

Tableau 6-5. Temps de résistance au feu des portiques pour le troisième scénario de feu (S3)

Cas	H3L3			H3L6			H4L4			H4L8		
	Temps de résistance		R _t (%)	Temps de résistance		R _t (%)	Temps de résistance		R _t (%)	Temps de résistance		R _t (%)
	FAE	FWoE		FAE	FWoE		FAE	FWoE		FAE	FWoE	
1B2S	15'06"	15'30"	2.58	10'30"	10'52"	3.37	11'37"	11'58"	2.92	10'47"	11'10"	3.29
2B2S	15'26"	16'34"	6.85	12'08"	12'33"	3.45	13'04"	13'25"	2.73	12'25"	13'02"	4.61
3B2S	15'36"	16'36"	5.98	12'10"	12'36"	3.44	13'00"	13'27"	3.34	13'37"	12'11"	4.30

6.4.3. Température critique

Le Tableau 6-6 montre les températures critiques numériques (θ) en situation FAE, atteintes à l'effondrement de la structure et les températures critique évaluées analytiquement selon l'Eurocode 3, $\theta_{a,cr}$, [88] pour tous les cas de portiques. Les températures critiques issues des analyses numériques ont été repérées uniquement sur les poutres directement exposées au feu, qui diminuent dans le cas des plus longues portées. Des températures plus élevées ont été atteintes dans les portiques 3B2S dans le premier scénario d'incendie, et les plus petites dans les portiques 1B2S dans le deuxième scénario d'incendie.

La température critique analytique est obtenue sur la base des valeurs du facteur de réduction de la limite d'élasticité, $k_{y,\theta}$, donné par l'EN1993-1-2 Dans lequel, une formule simple, Equation 6-1, basée directement sur le taux d'utilisation μ_0 est proposée pour l'estimation de cette température.

$$\theta_{cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674\mu_0} - 1 \right] + 482 \quad (6-1)$$

Les températures critiques numériques (θ) sont comparées à celles estimées pour la température critique $\theta_{a,cr}$. La température critique moyenne calculée selon l'Eurocode est de 662°C. Les températures critiques numériques des portiques H3L3 sont supérieures à la température critique $\theta_{a,cr}$ déterminée par la méthode simplifiée, pour tous les scénarios d'incendie. Les autres cas de portiques ont des températures inférieures à $\theta_{a,cr}$ sauf pour les portiques 2B2S et 3B2S pour le cas H4L4 dans les trois scénarios d'incendie S1, S2 et S3.

Tableau 6-6. Températures critiques numériques (θ) en situation FAE et température critique analytiques $\theta_{a,cr}$ (°C)

Cas		H3L3			H3L6			H4L4			H4L8		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
FAE	1B1S	691.9	/	681.6	583.2	/	581.2	635.6	/	630.5	556.4	/	551.8
	2B1S	712.5	/	706.5	620.9	/	616.8	650.2	/	642.4	598.9	/	596.8
	3B1S	715.2	/	708.1	621.1	/	618.1	650.0	/	641.9	624.2	/	622.3
	1B2S	704.9	701.0	699.2	597.0	583.5	583.1	636.0	625.7	631.8	562.8	561.5	560.7
	2B2S	714.8	710.3	706.7	608.8	608.1	606.3	665.3	665.2	660.1	592.1	592.1	588.0
	3B2S	715.5	710.2	708.6	635.5	631.2	628.4	664.9	663.4	659.1	627.1	624.0	621.3
$\theta_{a,cr}$ (EC3)		662.2			661.8			662.5			661.1		

6.5. Conclusion

Les différents résultats de l'étude paramétrique ont permis d'évaluer la performance des portiques en termes de réponse structurelle due au double effet du séisme et du feu, compte tenu des déplacements horizontaux, du temps de résistance au feu et des températures critiques. Cette performance a été quantifiée par les ratios R_{hd} et R_t lorsque l'on considère le niveau de dommage après le séisme et la résistance au feu dans les scénarios d'incendie ultérieurs.

Les ratios ont montré que tous les portiques en FDS_t ont une performance réduite sous l'effet du scénario d'incendie 2 (S2). Sous le scénario d'incendie 1 (S1), les performances réduites passent de 2,24 % à 5,02 % si l'on considère R_{hd} et de 0,47 % à 1,27 % si l'on considère R_t . La performance réduite varie de 3,45 % à 6,30 % et de 0,62 % à 1,77 % en termes de R_{hd} et R_t respectivement sous le scénario d'incendie 2 (S2). Des valeurs plus élevées pour ces ratios ont été obtenues pour une dérive d'étage plus élevée.

Les performances les plus élevées en situation FAE sont obtenues pour les cas de portique 3B2S et les performances les plus faibles sont obtenues pour les cas de portiques 1B2S, ce qui indique l'influence du nombre d'éléments structuraux contribuant à la structure hautement

redondante. Dans cette situation, les portiques ont moins de performances pour un incendie situé à l'étage supérieur, en comparant le scénario d'incendie 2 avec le scénario d'incendie 1.

Les performances structurelles des portiques, en termes de déplacement horizontal, de temps de résistance au feu et de température critique, sont influencées par les facteurs de géométrie et de topologie ainsi que par les scénarios d'incendie. En situation FAE, l'évaluation du point de performance de la structure après l'action sismique est la clé pour déterminer le niveau de dommage, l'effet des déformations résiduelles et la réduction des principales propriétés mécaniques (rigidité et résistance). Les portiques conçus selon le code parasismique Algérien RPA99v2003, qui ont répondu en condition FUDSt, se sont comportées comme des structures rigides en raison d'un excès dans l'estimation des sections en acier, avec la même résistance au feu par rapport à la situation FWoE.

En considérant les portiques dimensionnés à l'état limite ultime (ELU), qui se sont comportés en condition FDSt, les performances sont mieux évaluées avec le rapport de déplacement horizontal R_{hd} , 2,24% - 6,30%, plutôt que par le rapport temps de résistance au feu R_t dont les valeurs sont beaucoup plus petites, 0,41 % - 1,77 %, pour tous les scénarios d'incendie.

Cette étude paramétrique, incluant l'effet des travées et des étages, a montré que, plus le nombre de travées augmente, plus la performance des portiques est élevée. La température critique des poutres diminue avec leur longueur. Il est également montré qu'un endommagement accru est produit pour les scénarios d'incendie où le feu est situé à l'étage supérieur par rapport à celui de l'étage inférieur, ce qui permet une réduction des performances de la structure.

Conclusions générales et perspectives

Cette thèse a été menée pour évaluer le comportement des structures métalliques soumises au feu post-sismique. L'objectif de cette recherche est d'améliorer la compréhension actuelle du comportement au feu des structures métalliques en vue de fournir des recommandations de conception.

Les performances au feu post-sismique des structures métalliques sont évaluées par des modèles numériques dans lesquels l'ensemble de la structure est simulé sous différents scénarios d'incendie en tenant compte du comportement en zone de forte sismicité. L'aspect clé de l'analyse du feu post-sismique est l'interprétation des dommages causés par le séisme comme condition initiale pour une action ultérieure qui est le feu. Le dommage structurel est donc représenté comme une combinaison d'un dommage géométrique et d'un dommage mécanique.

Les modèles numériques développés dans le cadre de la méthodologie utilisant le logiciel ANSYS, ont permis le traitement des différentes analyses au feu post-sismique non linéaire et ainsi réduire les écarts lors du transfert des résultats entre les étapes. Ces modèles permettent d'analyser en premier la réponse thermique transitoire et d'exploiter ses résultats en termes de températures pour faire une étude paramétrique par des analyses mécaniques, en tenant compte des non linéarités géométriques et matériels.

Une conséquence importante des résultats est la détermination de la performance des portiques qui est la réponse structurelle due au double effet du séisme et du feu, compte tenu des déplacements horizontaux, du temps de résistance au feu et des températures critiques. La performance est quantifiée par les ratios de déplacement et résistance au feu lorsque l'on considère le niveau de dommage après le séisme et la résistance au feu dans les scénarios d'incendie ultérieurs.

Les ratios de déplacements et de temps de résistance ont montré que tous les portiques endommagés par le séisme ont une performance réduite quand le feu est appliqué au niveau supérieur par rapport au feu appliqué au niveau inférieur. Les performances les plus élevées en situation du feu post-sismique sont obtenues pour les cas de portique avec plusieurs travées comparés aux portiques avec une seule travée, ce qui indique l'influence du nombre d'éléments structuraux contribuant à la structure hautement redondante.

La déformation résiduelle due au séisme a un effet majeur sur la redistribution des charges et le mécanisme de ruine. Les dommages causés sur les structures par un tremblement de terre réduit la résistance au feu de 05 % avec une augmentation des déplacements horizontaux de

30% comparés aux structures soumises au feu seul. Par contre, des résultats très proches ont été donné par les déplacements verticaux pour les cas du feu post-sismique et le feu seul. Deux types de mécanisme de ruine ont été observés, l'effondrement global des structures soumises au feu post-sismique et l'effondrement local au niveau des poutres des structures soumises au feu seul.

Les incendies post-sismiques sont une réalité qui n'a pas reçu une attention suffisante dans le passé. Donc, il est important d'étudier les effets de ce phénomène sur les structures dans les différents codes, car ces structures constituent une part importante dans la sécurité des vies humaines.

Références bibliographiques

1. LaBanqueMondiale. 2016; Available from: www.banquemondiale.org.
2. Bailey, C.G., *Fire Engineering Design of Steel Structures*. Advances in Structural Engineering, 2005. **8**(3): p. 185-202.
3. Newman, G.M., J.T. Robinson, and C.G. Bailey, *Fire safe design : a new approach to multi-storey steel-framed buildings*. 2000: Ascot : Steel construction institute.
4. Mousavi, S., A. Bagchi, and V.K.R. Kodur, *Review of post-earthquake fire hazard to building structures*. Canadian Journal of Civil Engineering, 2008. **35**(7): p. 689-698.
5. Scawthorn, C., J.M. Eidinger, and A.J. Schiff, *Fire Following Earthquake*. 2005: American Society of Civil Engineers.
6. Faggiano, B., *Urban habitat constructions under catastrophic events: Fire after earthquake*, in *WGI meeting*. 2007: Praha, Czech Republic.
7. SciencePhotoLibrary. *1755 Lisbon earthquake*. Available from: <https://www.sciencephoto.com/media/167272/view/1755-lisbon-earthquake>.
8. Eidinger, J.M., *Fire following earthquake*, . 2004.
9. Scawthorn, C., T.D. O'Rourke, and E.T. Blackburn, *The 1906 San Francisco Earthquake and Fire—Enduring Lessons for Fire Protection and Water Supply*. Earthquake Spectra, 2006. **22**.
10. abc7News. *Survivors recall horror of 1906 Great Quake in San Francisco*. Available from: <https://abc7news.com/110th-anniversary-of-1906-earthquake-in-san-francisco/1297723/>.
11. KCP_International. *The Great Kantō Earthquake*. Available from: <https://www.kcpinternational.com/2015/07/the-great-kanto-earthquake/>.
12. Ambraseys, N.N., *The Earthquake of Managua, Nicaragua, 1972*. Nature, 1973. **244**(5416): p. 427-428.
13. Himoto, K., et al., *Risk and Behavior of Fire Spread in A Densely-built Urban Area*. Fire Safety Science, 2009. **9**: p. 267-278.
14. TheJapanTimes. *Kobe earthquake*. Available from: <https://www.japantimes.co.jp/news/2020/01/16/national/25-years-after-kobe-quake/>.
15. Behnam, B., *Post-Earthquake Fire Analysis in Urban Structures: Risk Management Strategies*. 2016.
16. Suwondo, R., *Behaviour of earthquake damaged composite steel frame structures in fire*, in *Department of Mechanical, Aerospace & Civil Engineering*. 2019, The University of Manchester.
17. Kornei, K., *Scientists Scramble to Collect Data After Ridgecrest Earthquakes*. Eos, 2019. **100**.
18. abc7News. *Ridgecrest earthquake damage*. 2019; Available from: <https://abc7news.com/ridgecrest-earthquake-damage-map-of-california-how-far-is-from-which-fault-line-on/5381347/>.
19. Bailey, C.G., *The influence of the thermal expansion of beams on the structural behaviour of columns in steel-framed structures during a fire*. Engineering Structures, 2000. **22**(7): p. 755-768.
20. Kodur, V.K.R., M.E.M. Garlock, and N.R. Iwankiw, *Structures in Fire: State-of-the-Art, Research and Training Needs*. Fire Technology, 2012. **48**: p. 825-839.

21. Kada, A., et al., *Finite Element Analysis of Steel Beams with Web Apertures under Fire Condition*. Asian Journal of Civil Engineering, 2016. **17**: p. 91-105.
22. 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.
23. Lamri, B., et al., *Behavior of cellular beams protected with intumescent coatings*. Fire Research, 2017. **1**(27): p. 27-32.
24. Bailey, C., *Indicative fire tests to investigate the behaviour of cellular beams protected with intumescent coatings*. Fire Safety Journal - FIRE SAFETY J, 2004. **39**: p. 689-709.
25. El-Rimawi, J.A., I.W. Burgess, and R.J. Plank, *The analysis of semi-rigid frames in fire—a secant approach*. Journal of Constructional Steel Research, 1995. **33**(1): p. 125-146.
26. El-Rimawi, J.A., I.W. Burgess, and R.J. Plank, *The influence of connection stiffness on the behaviour of steel beams in fire*. Journal of Constructional Steel Research, 1997. **43**(1): p. 1-15.
27. Iu, C.K., S.L. Chan, and X.X. Zha, *Nonlinear pre-fire and post-fire analysis of steel frames*. Engineering Structures, 2005. **27**(11): p. 1689-1702.
28. Usmani, A.S., et al., *Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects*. Fire Safety Journal, 2001. **36**(8): p. 721-744.
29. Bailey, C.G., I.W. Burgess, and R.J. Plank, *Analyses of the effects of cooling and fire spread on steel-framed buildings*. Fire Safety Journal, 1996. **26**(4): p. 273-293.
30. El-Rimawi, J.A., I.W. Burgess, and R.J. Plank, *The treatment of strain reversal in structural members during the cooling phase of a fire*. Journal of Constructional Steel Research, 1996. **37**(2): p. 115-135.
31. Wang, C.Y.C., T. Lennon, and D.B. Moore, *The Behaviour of Steel Frames Subject to Fire*. Journal of Constructional Steel Research, 1995. **35**: p. 291-322.
32. McAllister, T. and W.G. Corley, *World Trade Center building performance study : data collection, preliminary observations, and recommendations*. 2002, Federal Emergency Management Agency: Washington, D.C. .:
33. Lennon, T. and D. Moore, *The natural fire safety concept - Full-scale tests at Cardington*. Fire Safety Journal - FIRE SAFETY J, 2003. **38**: p. 623-643.
34. Behnam, B. and F.H. Rezvani, *Structural Evaluation of Tall Steel Moment-Resisting Structures in Simulated Horizontally Traveling Postearthquake Fire*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2016. **30**(2): p. 04014207.
35. Dai, X., et al., *“Scaling-up” fire spread on wood cribs to predict a largescale travelling fire test using CFD*. 2022.
36. Nan, Z., et al., *A numerical investigation of 3D structural behaviour for steel-composite structures under various travelling fire scenarios*. Engineering Structures, 2022. **267**: p. 114587.
37. Fajfar, P., *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes* 1st Edition ed. 1997, London.
38. Gionco, V. and F. Mazzolani, *Ductility of Seismic-Resistant Steel Structures (1st edition)*. 2002: Taylor and Francis Group, CRC Press, London. 720.

39. ATC – Applied Technology Council, *Guidelines and commentary for seismic rehabilitation of buildings*. ATC Report 33-03. 1995: California.
40. FEMA273, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. 1997, American Society of Civil Engineers, Washington, DC: Washington.
41. Freeman, S.A., J.P. Nicoletti, and J.V. Tyrell, *Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk—A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*. Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, 1975: p. 113-122.
42. Fajfar, P., *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1999. **28**: p. 979-993.
43. Elnashai, A.S., *Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications*. Structural Engineering and Mechanics, 2001. **12**(1): p. 51-69.
44. Gulkan, P. and M.A. Sozen, *Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions*. ACI Journal, 1974. **71**: p. 609-614.
45. Vamvatsikos, D. and C.A. Cornell, *Incremental dynamic analysis*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002. **31**(3): p. 491-514.
46. Yun, S.-Y., et al., *Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames*. Journal of Structural Engineering, 2002. **128**(4): p. 534-545.
47. Bazzurro, P. and C.A. Cornell, *Seismic Hazard Analysis of Nonlinear Structures. I: Methodology*. Journal of Structural Engineering, 1994. **120**(11): p. 3320-3344.
48. Luco, N. and C.A. Cornell, *EFFECTS OF CONNECTION FRACTURES ON SMRF SEISMIC DRIFT DEMANDS*. Journal of Structural Engineering-asce, 2000. **126**: p. 127-136.
49. De Matteis, G., et al., *Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas*. 2000.
50. Elnashai, A., *Do we really need inelastic dynamic analysis*. Journal of Earthquake Engineering - J EARTHQU ENG, 2002. **6**: p. 123-130.
51. Ferracuti, B., et al., *Verification of displacement-based adaptive pushover through multi-ground motion incremental dynamic analyses*. Engineering Structures, 2009. **31**: p. 1789-1799.
52. Ahmadi, H.R., N. Mahdavi, and M. Bayat, *Applying Adaptive Pushover Analysis to Estimate Incremental Dynamic Analysis Curve*. Journal of Earthquake and Tsunami, 2020. **14**(04): p. 2050016.
53. Hamada, M., *On Fire Spreading Velocity in Disasters*. 1951.
54. Mizuno, H. and S. Horiuchi, *Study on the prediction about the numbers of the outbreak of fires caused by the earthquakes*. Transactions of the Architectural Institute of Japan, 1976. **250**: p. 81-90.
55. Scawthorn, C., Y. Yamada, and H. Iemura, *A model for urban post-earthquake fire hazard*. Disasters, 1981. **5**(2): p. 125-32.
56. *HAZUS. Technical manual*. Federal Emergency Management Agency, Washington (DC). 1997.
57. Scawthorn, C., *Enhancements in HAZUS-MH, Fire Following Earthquake Task 3: Updated Ignition Equation*, ed. S. Project. 2009.

58. Memari, M., et al., *Hybrid Simulation of Small-Scale Steel Braced Frame Subjected to Fire and Fire Following Earthquake*. Journal of Structural Engineering, 2020. **146**(1): p. 04019182.
59. Petrina, T., *Steel Connections Deterioration Coefficient Introduction for Post-Earthquake Fire Analysis*. Procedia Engineering, 2016. **161**: p. 137-142.
60. Pucinotti, R., O.S. Bursi, and J.F. Demonceau, *Post-earthquake fire and seismic performance of welded steel–concrete composite beam-to-column joints*. Journal of Constructional Steel Research, 2011. **67**(9): p. 1358-1375.
61. Meacham, B.J., *Post-Earthquake Fire Performance of Buildings: Summary of a Large-Scale Experiment and Conceptual Framework for Integrated Performance-Based Seismic and Fire Design*. Fire Technology, 2015. **52**(4): p. 1133-1157.
62. 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.
63. Faggiano, B., M. Esposito, and F.M. Mazzolani, *Risk assessment of steel structures under fire*, in *In The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. 2008: Beijing, China.
64. Pantousa, D. and E. Mistakidis, *Fire-after-earthquake resistance of steel structures using rotational capacity limits*. Earthquakes and Structures, 2016. **10**(4): p. 867-891.
65. Ma, T., L. Xu, and W.Y. Wang, *Storey-Based Stability of Steel Frames Subjected to Post-earthquake Fire*. Fire Technology, 2020. **56**.
66. 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.
67. Behnam, B. and H.R. Ronagh, *Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames*. KSCE Journal of Civil Engineering, 2014. **19**(1): p. 274-284.
68. Yassin, H., et al., *Assessment of post-earthquake fire performance of steel-frame buildings.*, in *In The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. 2008: Beijing, China.
69. 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.
70. Merouani, M.R., et al., *Mechanical analysis of a portal steel frame when subjected to a post-earthquake fire*. Fire Research, 2019. **3**(1): p. 38-43.
71. 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.
72. ANSYS, *Academic Research Mechanical. ANSYS 19 R3*. ANSYS, Inc. 2019.
73. Memari, M. and H. Mahmoud, *Framework for a performance-based analysis of fires following earthquakes*. Engineering Structures, 2018. **171**: p. 794-805.
74. FEMA356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings rehabilitation requirements*. 2000, American Society of Civil Engineers, Washington, DC.
75. Pinho, R., et al., *Evaluation of Nonlinear Static Procedures in the Assessment of Building Frames*. Earthquake Spectra, 2013. **29**: p. 1459-1476.

76. Chandra, A., A.K. Bhowmick, and A. Bagchi. *STR-866: Non Linear Finite Element Model for Post-Earthquake Fire Performance Evaluation of Steel Portal Frames*. . 2016.
77. SEAOC, *Vision 2000 Committee. Performance-Based Earthquake-Resistant Design*. 1995.
78. RPA99v2003, *Règles Parasismiques Algeriennes RPA99v2003*. 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique, Algeria.
79. Karlsson, B. and J. Quintiere, *Enclosure Fire Dynamics (1st ed.)*. 1999, Boca Raton: CRC Press.
80. Hanus, F., *Analysis of simple connections in steel structures subjected to natural fires*, in *Faculté des Sciences Appliquées*. 2010, Université de Liège: Belgium.
81. ASTM_E119-20, *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. West Conshohocken, PA.
82. EN-1991-1.2, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General rules - Actions on structures exposed to fire*. 2002: European Committee for Standardization, Brussels.
83. Horová, K., T. Jána, and F. Wald, *Temperature heterogeneity during travelling fire on experimental building*. *Advances in Engineering Software*, 2013. **62-63**: p. 119-130.
84. Khan, A.A., et al., *Model characterisation of localised burning impact from localised fire tests to travelling fire scenarios*. *Journal of Building Engineering*, 2022. **54**: p. 104601.
85. Stern-Gottfried, J. and G. Rein, *Travelling fires for structural design—Part I: Literature review*. *Fire Safety Journal*, 2012. **54**: p. 74-85.
86. Röben, C., M. Gillie, and J. Torero, *Structural behaviour during a vertically travelling fire*. *Journal of Constructional Steel Research*, 2010. **66**: p. 191-197.
87. Franssen, J.-M. and P. Vila Real, *Temperature in Steel Sections*, in *Fire Design of Steel Structures*. 2016. p. 45-104.
88. EN-1993-1.2, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*. 2005: European Committee for Standardization, Brussels.
89. EN-1994-1.2, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*. 2005.
90. EN-1993-1.5, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*. 2006.
91. Faridmehr, I., et al., *Correlation between Engineering Stress-Strain and True Stress-Strain Curve*. *American Journal of Civil Engineering and Architecture*, 2014. **2**: p. 53-59.
92. Sinha, R. and T. Igusa, *CQC and SRSS methods for non-classically damped structures*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1995. **24**(4): p. 615-619.
93. Fardis, M., *Guidelines for displacement-based design of buildings and bridge*. 2007: Risk Mitigation for Earthquake and Landslides. Pavia, Italy: IUSS Press.
94. Krawinkler, H. and G.D.P.K. Seneviratna, *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*. *Engineering Structures*, 1998. **20**(4): p. 452-464.
95. Uang, C.-M. and M. Bruneau, *State-of-the-Art Review on Seismic Design of Steel Structures*. *Journal of Structural Engineering*, 2018. **144**(4): p. 03118002.

96. Shakeri, K., K. Tarbali, and M. Mohebbi, *An adaptive modal pushover procedure for asymmetric-plan buildings*. Engineering Structures, 2012. **36**: p. 160-172.
97. Rahmani, A.Y., et al., *Extension of The Improved Upper-Bound Pushover Analysis For Seismic Assessment of Steel Moment Resisting Frames With Setbacks*. Resaerch square, 2021.
98. Chopra, A.K. and R.K. Goel, *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2004. **33**(8): p. 903-927.
99. Papanikolaou, V.K. and A.S. Elnashai, *EVALUATION OF CONVENTIONAL AND ADAPTIVE PUSHOVER ANALYSIS I: METHODOLOGY*. Journal of Earthquake Engineering, 2005. **9**(6): p. 923-941.
100. Fajfar, P., *A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design*. Earthquake Spectra, 2000. **16**(3): p. 573-592.
101. Mwafy, A. and A. Elnashai, *Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings*. Engineering Structures, 2001. **23**: p. 407-424.
102. EN-1998-1, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. 2002: European Committee for Standardization, Brussels.
103. Bruneau, M., C.-M. Uang, and A. Whittaker, *Ductile Design of Steel Structures*. 1997: McGraw-Hill Professional.
104. Della Corte, G., et al., *Seismic analysis of MR steel frames based on refined hysteretic models of connections*. Journal of Constructional Steel Research, 2002. **58**(10): p. 1331-1345.
105. Gupta, A. and H. Krawinkler, *Estimation of seismic drift demands for frame structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2000. **29**(9): p. 1287-1305.
106. Bourahla, N., S. Tafraout, and F. Bouriche, *The algerian seismic code and perspectives of the african code. RPA 99-2001*. 2008.