Projet réalisé avec le financement partiel des
Fonds de Recherche du Charbon et de l'Acier
RFS2-CR-2007-00032

Sécurité incendie des entrepôts industriels

Document de support technique

Table de matière

Document de support technique 1

1. Introduction 4

2. Revue des sinistres réels de feu dans bâtiments de stockage 5

2.1. Charleroi (Belgique) 5

2.2. Entrepôt (Espagne) 6

2.3. Entrepôt de Logs Santos (Espagne) 7

2.4. Bâtiment industriel (France 2007) 8

2.5. Entrepôt en structure métallique en France 10

3. Réglementation pour la sécurité incendie des bâtiments de stockage 11

3.1. Belgique 11

3.2. France 12

3.2.1. Bâtiments de stockage (stockage de matériaux, produits combustibles excédents les 500 tonnes) 13

3.2.2. Stockage de polymères pneumatiques et produits dont 50% de la masse totale est composée de polymères (plastique, caoutchouc, résine synthétique et colles) 14

3.3. Luxembourg 14

3.4. Spain 14

4. Simulations numériques 16

4.1. Benchmark de différents codes de calcul 16

4.1.1. Définition de l'étude benchmark 16

4.1.2. Résultats en 3D d'un portique simple 17

4.1.3. Résultats de l'analyse 3D pour une structure à plusieurs portiques 20

4.2. Etude numérique des portiques simples et multi travées ainsi que les structures avec poutres treillis 20

4.2.1. Caractéristiques des structures 20

4.2.2. Hypothèses de modélisation des structures en portique 21

4.2.3. Hypothèse de la modélisation numérique des structures avec poutres treillis 23

4.2.4. Chargement mécanique 24

4.2.5. Chargement thermique : 25

4.2.6. Etendue de l'étude paramétrique 27

4.3. Résultats de l'étude paramétrique 28

4.3.1. Comportement au feu des structures en portique et avec poutres treillis 28

4.3.2. Conclusions de l'étude paramétrique 30

5. Proposition de norme pour les bâtiments de stockage 32

5.1. Méthodes simplifiées pour la phase de poussée et de ruine 32

5.1.1. Méthode de chaînette et calcul de la force de traction en têtes de poteaux 33

5.1.2. Portique en profilés à âme pleine avec une section en H ou en I 36

5.1.3. Ossature composée de poutres treillis et de poteaux en profilés laminés à chaud H ou I 44

5.2. Méthode de calcul "simple" pour la phase de poussée 49
5.2.1. Structures avec poutres treillis et poteaux en profils laminés standard de type H ou I50

5.3. Recommandations pour le contreventement 61
5.3.1. Mur coupe feu perpendiculaire à la structure métallique 62
5.3.2. Mur coupe feu parallèle au sens porteur de la structure 62

5.4. Etude de cas pour un bâtiment de stockage avec poutres treillis 63
5.4.1. Description de la structure métallique sélectionnée 63
5.4.2. Choix des scénarios d'incendie 64
5.4.3. Principaux résultats 65

6. Eléments de façade, Mur de partition et CF 65

6.1. Description de quelques types de façade et de murs CF 66
6.1.1. Panneau isocomposite 66
6.1.2. Panneaux résistants au feu 67
6.1.3. Mur en structure légère 69
6.1.4. Mur CF en profilés laminés à chaud et béton léger 70

6.2. Murs CF et déplacement des façades 71

6.3. Dispositions constructives 71
6.3.1. Fixation des éléments de compartimentage et de la façade à la structure métallique 72
6.3.2. Détails constructifs de structures métalliques avoisinants les éléments de séparations 72
6.3.3. Détails constructifs pour les systèmes de toiture au dessus des éléments séparatifs . 73
6.3.4. Recommandations constructives : mur CF normal à la structure métallique 74
6.3.5. Recommandations constructives : mur CF parallèle à la structure métallique 76

7. Conclusions 79

8. Exemples pratiques 79

8.1. Exemple 1 79

8.2. Exemple 2 81

9. Références 84

1. Introduction

La résistance au feu demeure depuis des années l'un des freins au développement de la construction métallique dans les bâtiments. Les nouvelles méthodes d'ingénierie de sécurité incendie issues de récentes recherches ont montré qu'il était possible d'assurer la sécurité incendie des structures métalliques sans prévoir une protection passive.

Entre 1983 et 1990, plusieurs recherches ont été dédiées à optimiser la résistance des structures en acier et des structures mixtes soumises à une sollicitation de feu que l'on utilise lors des essais réglementaires c'est à dire la courbe nominale ISO 834. Grace à ces travaux de recherche, l'étude de la résistance au feu des structures en acier peut être faite avec un large éventail d'outils allant des données tabulées aux méthodes sophistiquées basées sur la méthode des éléments finis tandis que le feu était juste modélisé par une seule courbe de montée en température en fonction du temps.

Plus récemment, les travaux de recherche ont été axés principalement sur l'étude du comportement des structures métalliques soumises au feu naturel puisque dans ce cas, le champ de température n'est pas homogène à l'intérieur du compartiment et dépend fortement de différents paramètres tels que la charge calorifique, la configuration du compartiment et les conditions de ventilation. En outre, on a de plus en plus tendance à adopter une approche globale pour l'analyse du comportement au feu de la structure plutôt qu'une approche d'analyse sur la performance des éléments individuels. Avec ce type d'approche, l'analyse permet une meilleure évaluation de ce qui se produit réellement lors d'un incendie puisqu'elle fournit une estimation plus réaliste du comportement au feu. Sur la base de tous ces travaux, l'ingénierie de la sécurité incendie de la construction métallique est passée à un stade d'avancement où l'on met en œuvre les différents outils de calcul avancé pour prédire le comportement au feu des structures en construction métallique. L'application de ces outils devient également de plus en plus commune et conduit à une évolution significative de la réglementation relative à la sécurité incendie intégrant plus de prise de conscience des risques réels auxquels sont exposés les occupants et les pompiers lors d'un incendie.

A partir de tous les progrès techniques cités, une recherche spécifique aux bâtiments de stockage a été effectuée avec un financement partiel du FRCA [1]. Ont été étudiés dans le cadre de ce projet, par une approche 3D, la résistance complémentaire des structures en acier ainsi que les conséquences possibles de certains modes locaux de ruine pour ce type de bâtiments. Par ailleurs, il a été démontré également, par le biais des calculs numériques, que les structures en acier correctement conçues, remplissent les exigences de sécurité en cas d'incendie c'est à dire l'exigence de non-ruine en chaine et l'absence d'un mode dangereux de ruine. Sur la base d'une série d'études paramétriques, plusieurs règles simples de conception ainsi que certains détails de dispositions constructives ont été proposés (voir [2]) dans le but de guider les ingénieurs d'étude dans la conception de structures en acier vis à vis de la sécurité incendie.

Tout en tenant en compte les importants progrès obtenus dans le projet ci-dessus, un tout récent projet partiellement financé également par le FRCA est entrepris avec pour objectifs :

⇒ Décrire de manière synthétique dans un guide de conception les règles simples de conception ainsi que les dispositions constructives proposées pour les bâtiments de stockage à simple rez-de-chaussée ;

⇒ Développer un logiciel convivial pour une application plus efficace des règles de conception simple proposées dans le guide ci-dessus ;

⇒ Diffuser par le biais de séminaires techniques tous les outils développés dans le cadre de ce projet aux ingénieurs dans différents pays européens.

Toutefois, l'application de ces règles de conception a souvent besoin de l'approbation des autorités compétentes qui, à leur tour et pour en avoir confiance, demande de comprendre la base scientifique des méthodes de conception proposées. En outre, beaucoup d'experts et d'ingénieurs sont intéressés de connaître le fondement de ces mêmes méthodes pour une meilleure utilisation. Ainsi, le présent document a pour but de :

⇒ Faire une revue des sinistres réels d'incendie survenus dans les bâtiments de stockage ;

⇒ Fournir une synthèse de plusieurs exigences nationales relatives à la réglementation incendie des bâtiments de stockage ;

⇒ Expliquer en détail la base mécanique des règles de conception proposées ;

⇒ Montrer la validité des méthodes simples de conception en les comparant aux modèles de calcul avancées.

2. Revue des sinistres réels de feu dans bâtiments de stockage

2.1. Charleroi (Belgique)

Cet entrepôt sis à Charleroi (Belgique) et couvrant une superficie de 6000 m² était destiné à une activité de stockage. Une partie de cet entrepôt était construite en béton précontraint et le reste en structure métallique.

La charge calorifique dans cet entrepôt était importante (une usine de stockage de vêtements recyclés). Une grande partie de cet entrepôt était destinée au stockage de rouleaux de tissu.

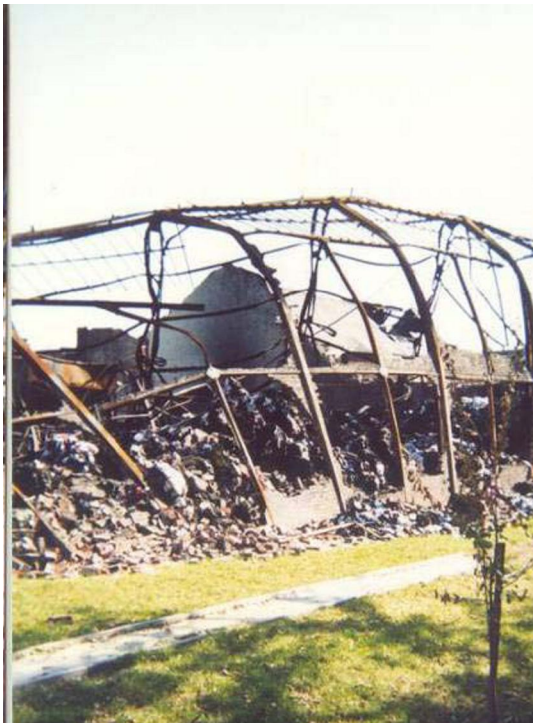


Figure 2-1 Structure en béton précontraint déversé vers l'extérieur (photo ci-dessus) et la structure en acier effondrée vers l'intérieur (photo de droite)

La particularité de cette structure réside dans l'utilisation de différents matériaux de construction (béton précontraint et structure métallique) ainsi que la différence de comportement au feu de ces deux types de structure.

Comme on peut le constater sur les figures, la structure en béton précontraint se déverse vers l'extérieur du compartiment en feu alors que celle en acier subit un effondrement vers l'intérieur.

2.2. Entrepôt (Espagne)

Cet entrepôt était utilisé pour le stockage de Lucerne. Le feu survenu n'a pas causé la ruine totale du bâtiment.

Figure 2-2 Après le feu, ruine partielle

La ruine partielle montrée dans la Figure 2-3 a été reproduite par simulation numérique. Le résultat de simulation est présenté ci-après. Un comportement structural similaire a été observé aussi bien pour le toit que pour les façades et montre le degré de prédiction offert par la modélisation.

Il est à noter que l'effondrement de la structure était vers l'intérieur et n'a pas affecté les cellules avoisinantes.

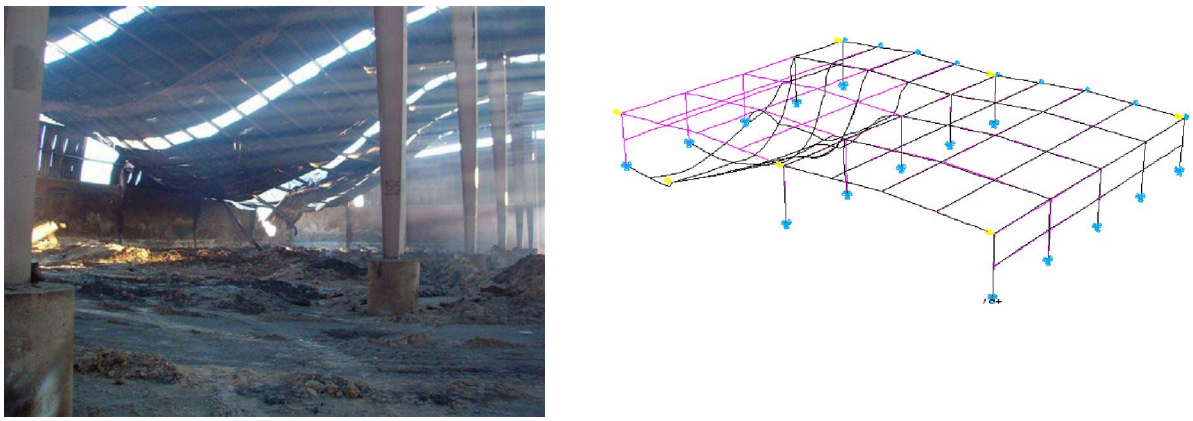


Figure 2-3 Ruine partielle (cas réel et simulation numérique)

2.3. Entrepôt de Logs Santos (Espagne)

Le feu, localisé à Vitoria au nord d'Espagne, s'est produit le 18 mai 2001 dans un entrepôt de l'entreprise FAGOR qui appartient à MCC.

L'entrepôt avait deux zones de stockage, une partie de bureaux, un vestiaire, une salle d'accueil et un local technique. Il avait quatre sorties sur la façade est, une sortie sur la façade ouest et trois portails pour chargement/déchargement des camions.

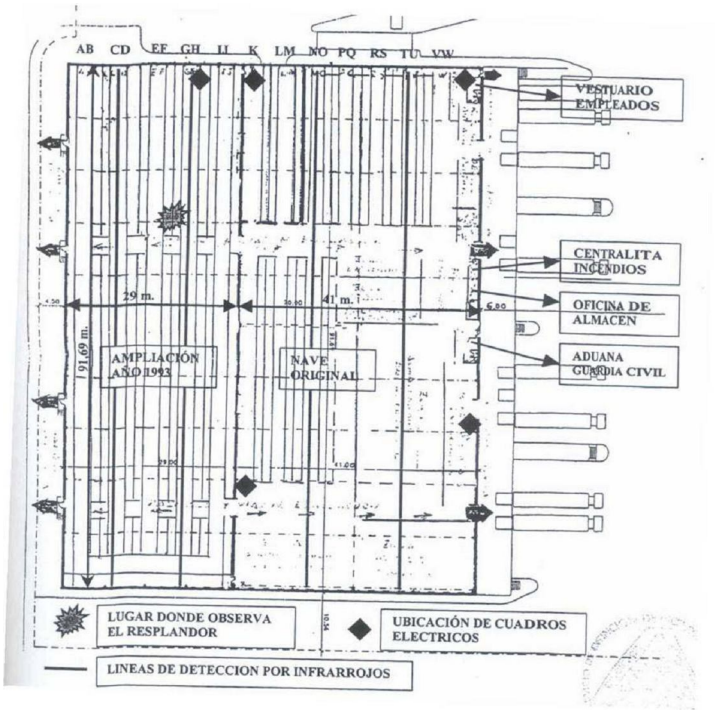


Figure 2-4 Schéma d'ensemble de la zone sinistrée (établi par les pompiers)

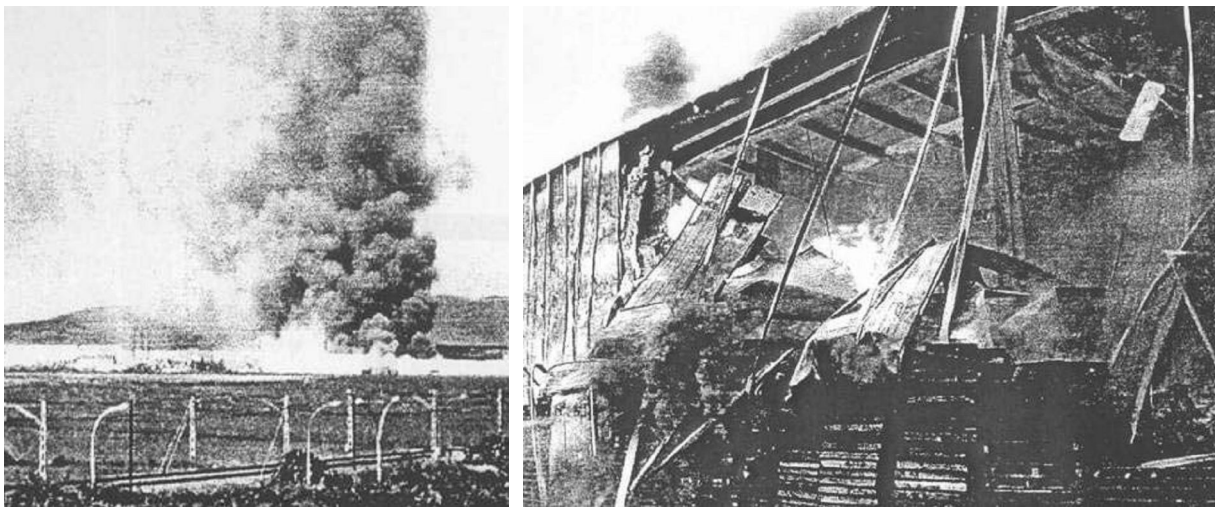


Figure 2-5 Photographies du bâtiment en feu

En terme de pertes matérielles, le pavillon A s'est complètement effondré tandis que les poutres du pavillon B n'ont pas atteint le stade de ruine. Toutes les installations étaient complètement détruites dans les deux compartiments. Il en est de même pour les produits.

2.4. Bâtiment industriel (France 2007)

Le bâtiment industriel se composait de plusieurs cellules destinées à différentes activités de stockage. La cellule, en structure treillis métallique, détruite par le feu était destinée au stockage de produits inflammables. Elle est séparée des cellules avoisinantes par des murs coupe-feu équipés de porte coulissantes coupe-feu. La cause de l'incendie était probablement d'origine électrique. Comme on peut le constater sur les photos, la structure métallique s'est effondrée vers l'intérieur du compartiment et n'a pas causé de dégâts au niveau de la structure avoisinante. A part des petits dégâts non structuraux, le mur coupe feu était presque intact et il n'y avait pas de transfert thermique important aux cellules en contact avec la cellule effondrée.

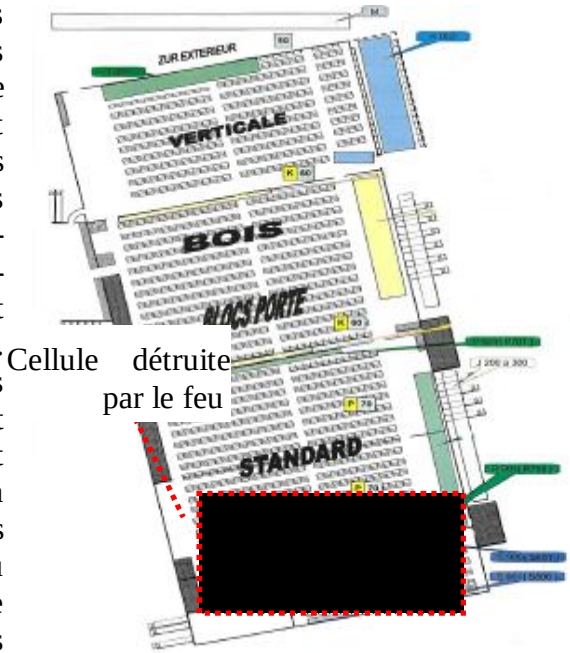


Figure 2-6 Disposition schématique du bâtiment

En plus, toutes les façades de la cellule en feu se sont effondrées avec les poutres treillis vers l'intérieur. Ce qui constitue un mode de ruine sécuritaire pour les pompiers.

a) Bâtiment endommagé après le feu

b) Ruine de la structure vers l'intérieur

c) Mur coupe-feu non endommagé

d) Composantes de la structure après le feu

Figure 2-7 L'entrepôt endommagé par le feu

2.5. Entrepôt en structure métallique en France

L'entrepôt de stockage est composé de quatre parties comme c'est indiqué dans la Figure 2-8. Le bâtiment était en structure métallique formé par des poteaux non protégés et des poutres treillis. Les éléments de façade sont composés de bardage double peaux avec un isolant thermique. Le mur de séparation entre les deux cellules ainsi que la structure destinée à la zone de livraison étaient en murs parpaing. La structure métallique juxtaposant le mur lui est solidaire et ses ouvertures n'étaient pas munies de portes. La cloison entre la petite cellule de stockage et la zone de bureau est assurée par un mur en blocs de parpaing munit de portes sans protection.

Les pompiers sont arrivés sur le lieu une dizaine de minutes après l'alerte de l'incendie. Ils ont notifié une grande quantité de fumée qui s'est rapidement propagée dans toute la cellule puisque les matériaux stockés sont constitués essentiellement de 99% de carton papier (le reste étant destiné au stockage de matériaux en plastique).

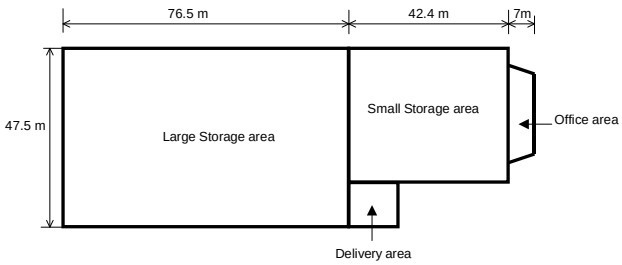


Figure 2-8: Disposition schématique du bâtiment et développement du feu (photo de droite)

Les pompiers ont observé un important effet de cheminée et ont été confronté à un violant flashover de feu. Bien que le bâtiment était équipé d'un système d'extinction automatique de feu, les sprinklers n'ont pas ou ont mal fonctionné ce qui n'a pas permis de maitriser le feu à son début et d'éviter ainsi le flashover.

Après le feu (Figure 2-9), la grande cellule de stockage s'était totalement effondrée alors que ce n'était pas le cas pour la petite cellule. Seulement les façades externes de la petite cellule sont restées stables. Ceci est principalement dû grâce aux efforts des pompiers pour protéger le bâtiment de bureaux qui n'a pas été touché par le feu. Tous les produits ont été totalement détruits soit par le feu soit par l'eau.

Effondrement de la grande cellule de stockage vers l'intérieur

Ruine des poutres en treillis de la grande cellule

Figure 2-9:Ruine de la grande cellule de stockage

3. Réglementation pour la sécurité incendie des bâtiments de stockage

3.1. Belgique

Essentiels de la réglementation belge pour les bâtiments industriels (BI) :

Le but de la réglementation est de prévenir l'initiation, le développement et la propagation du feu, d'assurer la sécurité des exploitants et de faciliter l'intervention des pompiers.

Les bâtiments industriels (BI) sont classés en trois catégories selon la charge calorifique qu'ils contiennent (Classe A ≤ 350 MJ/m², Classe B, and Classe C > 900 MJ/m².

La stabilité générale du bâtiment de stockage ainsi que l'influence et l'interaction entre les différents éléments est à vérifier en prenant compte des effets de l'élévation de température notamment la dilatation et l'interaction des différents éléments entre eux.

Une distinction est faite entre deux types d'éléments :

type 1 : Les éléments qui, en cas d'effondrement, peuvent engendrer une ruine en chaine non limitée au compartiment en feu ou peuvent engendrer des dégradations au niveau du mur de ce même compartiment.

type 2 : Les éléments qui, en cas d'effondrement, causent une ruine en chaine circonscrite dans le compartiment en feu.

L'exigence pour le type 1 est que les éléments soient R60 pour la classe A et R120 pour les classes B et C.

L'exigence pour le type 2 est basée sur l'estimation du temps équivalent comme c'est défini dans l'EN 1991-1-2.

L'exigence pour les murs de séparation est EI60 pour la classe A et EI120 pour la classe B. Les portes doivent garantir un critère EI60 et doivent être équipées d'un système de fermeture automatique.

Quelques recommandations constructives sont données pour les jonctions aussi bien entre les murs du compartiment et le toit qu'entre les murs du compartiment et les façades. Les mûrs extérieurs et les murs du compartiment doivent être conçus de telle sorte que le risque d'effondrement vers l'extérieur soit évité.

La superficie couverte par le compartiment A_{fl} ne peut pas être associée à une charge calorifique supérieure à 5700 GJ sans prévoir de sprinklers et à une charge calorifique de 34200 GJ en prévoyant des sprinklers. Un BI à simple niveau est supposé satisfaire ces exigences si A_{fl} est inférieure aux valeurs du tableau suivant :

	Resistance au feu des éléments structuraux	
	Sans sprinklers	Avec sprinklers

Classe de l'entrepôt	Non déterminé	R 30 et plus	Non déterminé	R 30 et plus
A	25 000	25 000	150 000	150 000
B	5 000 (*)	10 000	40 000	60 000
C	2 000(*)	5 000	7 000(*)	30 000
Stockage, classe C	5 000(*)	5 000(*)	12 500(*)	30 000(*)

(*) La superficie d'un compartiment d'un bâtiment de stockage peut être augmentée de 60% s'il présente une bonne accessibilité.

Le rayonnement thermique transmis aux bâtiments voisins ne peut pas être supérieur à 15 kW/m². Les caractéristiques des bâtiments supposés satisfaire à cette exigence sont données dans le tableau suivant :

Résistance au feu de la façade	% des ouvertures	Distance [m]
EI (i↔0) 60	0%	0
	0% ≤ % ouvertures < 10%	4
	10% ≤ % ouvertures < 15%	8
	15% ≤ % ouvertures < 20%	12
	≥ 20% % ouvertures	16
Distance non déterminée		16

("i" pour intérieur "o" pour extérieur)

D'autres règles prennent en compte le fait que les bâtiments soient sur le même tronçon ou pas, la hauteur de la façade la plus élevée ainsi que l'éventuelle présence d'une installation de sprinklers.

Le BI doit être équipé d'une installation de détection automatique de feu (une alarme manuelle est suffisante pour les bâtiments de classe A tel que A_{fl} < 2000 m²)

Un système d'extraction de fumés et de la chaleur est nécessaire sauf dans les cas suivants :

- Classe A avec A_{fl} ≤ 10 000 m² ou classe B ≤ 500 m².

- Compartiments équipés d'une installation automatique d'extinction (Sprinklers).

Chaque déclenchement de feu doit être signalé au service de sécurité incendie.

Le déroulement du contrôle et la commande de l'installation active doivent être faits depuis un poste de commande central (mûrs EI 60).

Une réserve d'eau doit être prévue pas très loin du bâtiment.

3.2. France

3.2.1. Bâtiments de stockage (stockage de matériaux, produits combustibles excédents les 500 tonnes)

Classification **:** Si V est le volume du bâtiment de stockage alors :

$V < 5\,000\ m^3$	$5\,000\ m^3 \leq V < 50\,000\ m^3$	$V \geq 50\,000\ m^3$
Non classifié	Déclaration	Autorisation

Exigences **:**

Les murs extérieurs du bâtiment de stockage ou les éléments structuraux dans le cas d'un bâtiment de stockage ouvert doivent être localisés à une distance minimale de 20 m du périmètre de l'établissement.

Les pompiers doivent avoir accès à toutes les sorties du bâtiment de stockage par un chemin ayant une largeur minimale de 1m40.

La présence d'un système de détection automatique du feu dans la cellule avec transmission de l'alarme à l'opérateur est requise.

Les exigences structurales en termes de résistance au feu sont résumées dans les tableaux suivants.

Hauteur	S < 3000 m²	3000 m² < S < 6000 m²	S > 6000 m²
H < 12.5 m	R0	R0 + sprinkleurs	R0 + Sprinkleurs + ISI
H > 12.5 m	R60 ou Sprinkleurs + ISI	R60 + Sprinkleurs ou Sprinkleurs + ISI	R60+Sprinkleurs+ISI ou Sprinkleurs + ISI

Murs de séparation
-REI 120 minimum -Tous les éléments doivent assurer un critère REI équivalent -La porte entre les cellules doit vérifier le critère REI 120 avec fermeture automatique. -Les murs de séparation doivent dépasser le toit d'au moins 1 m. -Si les façades ne vérifient pas un degré CF d'une heure, les parois séparatives de ces cellules doivent être prolongées latéralement aux façades sur une largeur de 1 m ou de 50 cm en saillie de la façade dans la continuité de la paroi.

Une étude d'ingénierie de sécurité incendie (ISI) doit être menée en parallèle pour montrer que l'effondrement d'une cellule n'induit pas une ruine en chaine de toute la structure et qu'un éventuel effondrement ne se produit pas vers l'extérieur de la cellule. En plus, cette étude doit montrer que le personnel a suffisamment de temps pour quitter le bâtiment avant l'effondrement de la structure.

3.2.2. Stockage de polymères pneumatiques et produits dont 50% de la masse totale est composée de polymères (plastique, caoutchouc, résine synthétique et colles)

Classification **:**

Si V est le volume de stockage alors :

$V < 100\ m^3$	$100\ m^3 \leq V < 1000\ m^3$	$V \geq 1000\ m^3$
Non classifié	Une déclaration est requise	Une autorisation est à demander

Exigences **:**

Les murs extérieurs doivent être à une distance minimale de 15 m du périmètre extérieur de l'établissement. Cette distance est réduite à 10 m si la cellule est équipée d'un système de sprinkleur ou d'un mûr extérieur REI 120 excédant d'un mètre la toiture du bâtiment et 0.5m les bordures latérales et dont les portes, pouvant être fermées, vérifient un critère REI 60.

Concernant les autres éléments de la structure, ces exigences sont :

Plancher	Murs de séparation	Murs extérieurs
Jusqu'à REI 60	REI 120, porte REI 60	R 30

3.3. Luxembourg

La réglementation au feu à Luxembourg est appelée Commodo/Incommodo et est décrite par la loi informative du 10 juin 1999. Elle remplace la loi précédente de 1979 et elle est introduite pour raison d'adaptation et elle est appliquée par le ministère de l'emploi [13].

3.4. Spain

Par application de la loi 2267/2004 du 3 décembre 2004 et pour les bâtiments industriels (industrie en général et entrepôt) ou tout autre bâtiment de stockage avec une charge calorifique de plus de 3.000.000 MJ, la réglementation en vigueur est la “Fire Safety Regulation for Industrial buildings” appelée aussi RSIEI.

Cette réglementation peut être appliquée de deux manières différentes :

- ⇒ Vérification des exigences prescrites par le code RSIEI.
- ⇒ Avec des techniques de sécurité équivalentes, basées sur des méthodes et réglementations bien établies, correctement décrites par les concepteurs et approuvées par les autorités compétentes.

Les bâtiments sont classés comme suit :

- ⇒ Le risque d'incendie dépendant de l'activité industrielle entreprise ;
- ⇒ Bâtiments à faible risque : charge calorifique < 850 MJ/ m^2 ;
- ⇒ Activité de risque moyen : charge calorifique < 3400 MJ/m^2 ;
- ⇒ Activités de risque élevé : charge calorifique supérieur à 400 MJ/m^2.

Implantation du bâtiment : proximité à d'autres habitations dans la même structure ou dans les bâtiments avoisinants :

⇒ Type A: exploitation industrielle partagée avec d'autres structures de vocation industrielles ou non.

⇒ Type B: exploitation industrielle occupant un bâtiment tout entier distant au minimum de 3 m des autres bâtiments

⇒ Type C: bâtiment de stockage exploité en sa totalité et distant d'au moins de 3 m des autres bâtiments.

⇒ Types D and E: structures ouvertes sans murs extérieurs.

En fonction de cette classification, les exigences, en termes de stabilité structurale, dimension de compartiments et mur coupe-feu, distance nécessaire pour l'évacuation des occupants, sont établies.

Risque incendie	Type A		Type B		Type C	
	RDC	Etage	RDC	Etage	RDC	Etage
Faible	R120	R90 R60**	R90	R60 R15* R0**	R60	R30 R0* R0**
Moyen	Non Permis	R120	R120	R90 R30* R15**	R90	R60 R15* R0**
Important	Non permis	Non permis	R180	R120 R60* R30**	R120	R90 R30* R15** R0***

* si le toit est léger (<100kg/m²) et que la ruine de la structure ne met pas en danger les autres bâtiments ou ne compromet pas l'étanchéité du compartimentage (contrôle de la fumée est nécessaire si le risque d'incendie est moyen ou élevé)

** bâtiments à simple rez-de-chaussée muni de sprinklers et d'un système de contrôle de fumée

*** bâtiment à simple rez-de-chaussée de type C distant d'au moins 10 m des autres bâtiments

Table 3.1 : Exigence de résistance au feu des bâtiments à simple rez-de-chaussée en Espagne

Pour tout type de bâtiment, les exigences données au Table 3.1 sont demandées pour la résistance structurale. Certaines dérogations sont permises dans le cas de toiture légère (jusqu'à 100 kg/m^2) pour les bâtiments de type B ou type C en ce qui concerne la stabilité au feu des structures support du toit. D'autres dérogations sont aussi permises pour les entrepôts munis de sprinklers. Finalement, aucune exigence n'est demandée pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée de type C distant au minimum de 10 mètres des autres bâtiments.

4. Simulations numériques

4.1. Benchmark de différents codes de calcul

Les codes utilisés pour modéliser le comportement des structures soumises au feu doivent couvrir le comportement tridimensionnel des structures incluant les effets de membrane et de déplacement empêché ainsi que la ruine de structure de telle sorte que la phase post ruine-locale peut être correctement étudiée. De tels modèles (ANSYS [9], ABAQUS and SAFIR [14]) ont été comparés via un benchmark dans lequel deux différents utilisateurs ont utilisé ABAQUS.

4.1.1. Définition de l'étude benchmark

Au cours de cette étude benchmark la structure suivante a été étudiée :

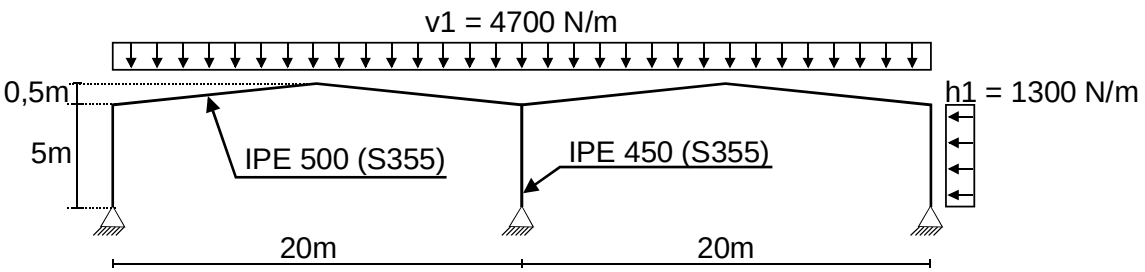


Figure 4-1 Portique bidimensionnel utilisé pour l'étude benchmark

- **les lois de comportement thermomécanique des différents matériaux sont celles de l'EC3 partie feu [18] ;**
- **l'écrouissage n'est pas pris en compte ;**
- **les profilés sont considérés de section classe 1 en situation d'incendie ;**
- **pour le calcul de la température de l'acier, la courbe nominale ISO834 est utilisée [19] ;**
- **pour le transfert thermique, la convection et le rayonnement sont pris en compte par le biais des paramètres suivants :**

$$\alpha = 25 \quad W/m^2\,K$$
$$\varepsilon = 0.5$$

Equation 4-1

- **l'effet d'ombre n'est pas pris en compte.**

La méthode de calcul simplifiée de l'EC3 [6] est utilisée pour l'estimation de l'évolution de la température des profilés en acier (IPE 450, IPE 500). Ceci conduit à une distribution uniforme de la température au niveau des différentes sections.

L'étude est composée de 4 parties (voir Figure 4-2) :

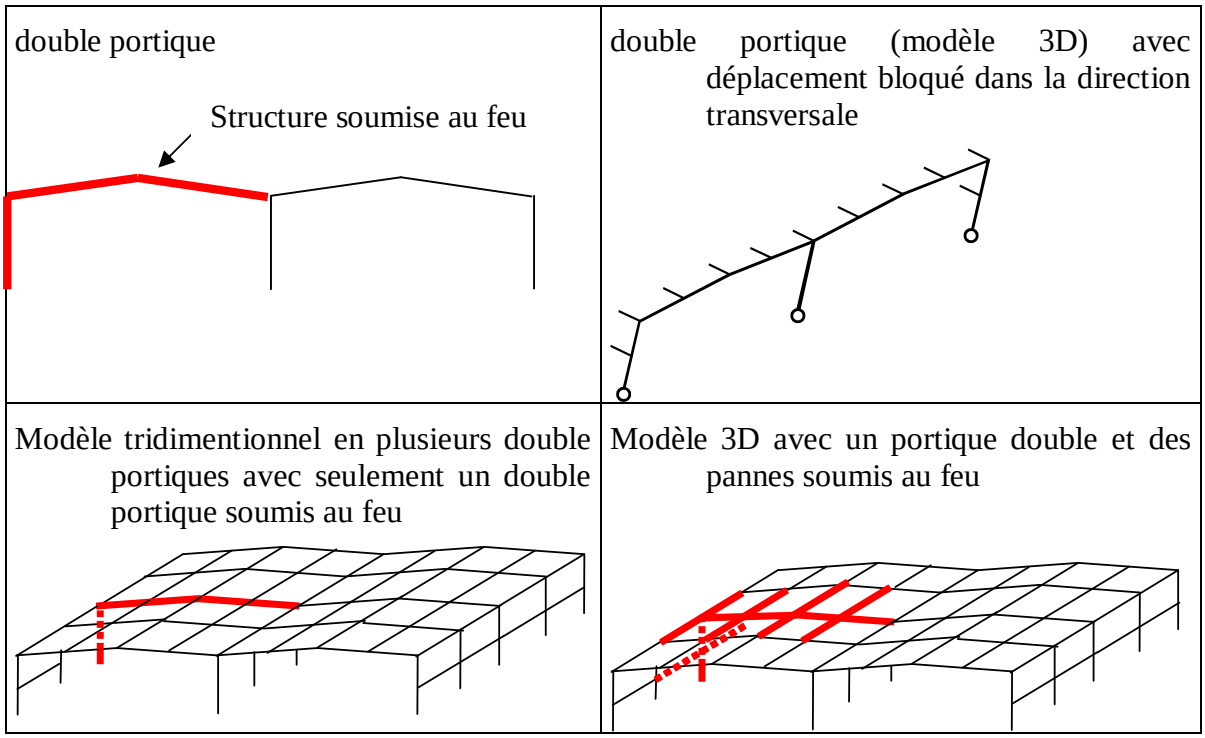


Figure 4-2 Illustration des modèles étudiés.

Malheureusement, le calcul statique non-linéaire en éléments finis s'arrête avant la ruine de la structure même pour la modélisation en deux dimensions d'un simple portique.

Pour contourner ce problème numérique, la possibilité d'effectuer un calcul dynamique de la structure a été étudiée pour les différents codes envisagés [10]. L'approche dynamique a été adoptée pour la simulation tridimensionnelle.

4.1.2. Résultats en 3D d'un portique simple

Le même portique a été analysé en 2D et en 3D en relaxant les déplacements transversaux. La structure est articulée au niveau des appuis avec des conditions aux limites supplémentaires dans la direction transversale. En réalité, le blocage des déplacements transversaux est assuré par les pannes (la disposition des 11 fixations dans la direction transversale est montrée sur la Figure 4-3).

L'unique déformation initiale est dans le plan du portique suivant l'axe Y comme c'est montré dans la Figure 4-3. La valeur maximale est L/1000 = 0.01 m. Aucune déformation initiale n'a été prévue pour les poteaux.

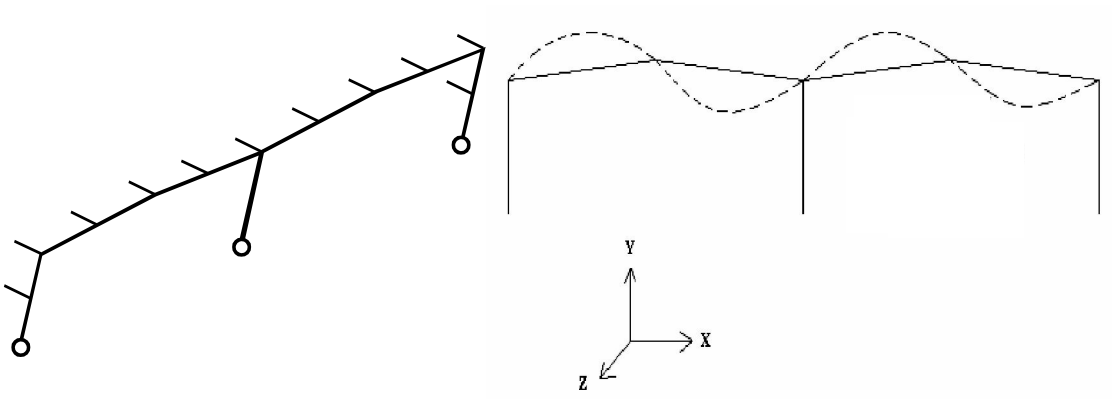
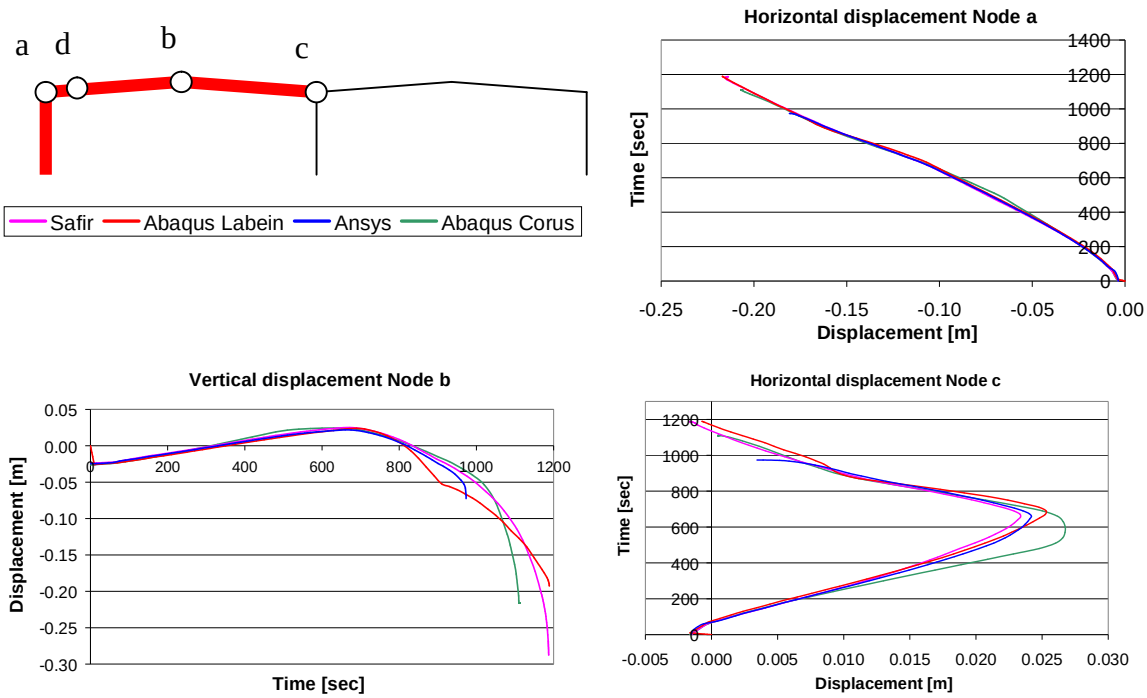


Figure 4-3 Illustrations de l'emplacement du blocage du déplacement transversal et représentation schématique de la déformation initiale

➢ Evolution des déplacements verticaux et horizontaux :

L'évolution du déplacement en fonction du temps de simulation en utilisant les différents codes de calcul est reportée dans la Figure 4-4. Les déplacements pour les nœuds "**a**" à "**d**" sont reportés dans les figures suivantes. Comme c'est indiqué dans ces figures, le nœud "**d**" est localisé au 1/4 de la longueur de la première poutre soumise au feu (en rouge) :



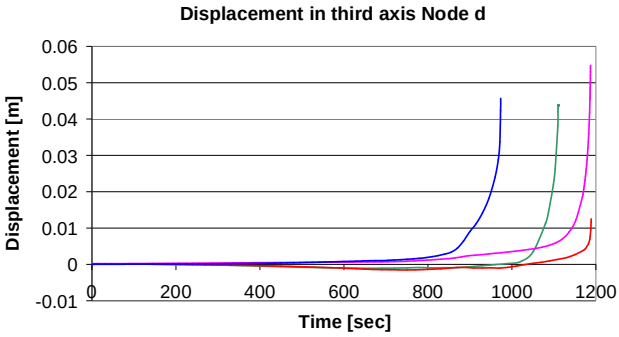


Figure 4-4 Analyse tridimensionnelle du déplacement du portique 2D

La ruine de la structure se produit quelques minutes avant l'analyse 2D à cause du déversement latéral de la poutre sous l'effet du feu.

➢ Evolution de la force de traction horizontale en fonction du temps :

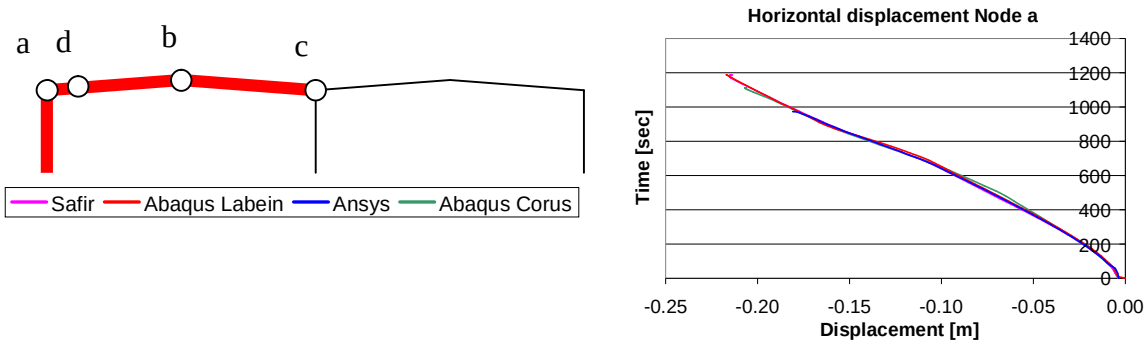


Figure 4-5 Evolution de la force horizontale

Comme c'est noté sur la Figure 4-5, la force axiale est donnée en fonction du temps au niveau de la connexion entre le poteau central et la poutre soumise au feu et au niveau de la connexion du poteau central et la poutre non soumise au feu.

La force horizontale appliquée à la partie froide de la structure est du même ordre de grandeur que celle pour l'analyse 2D.

➢ Déformation de la structure :

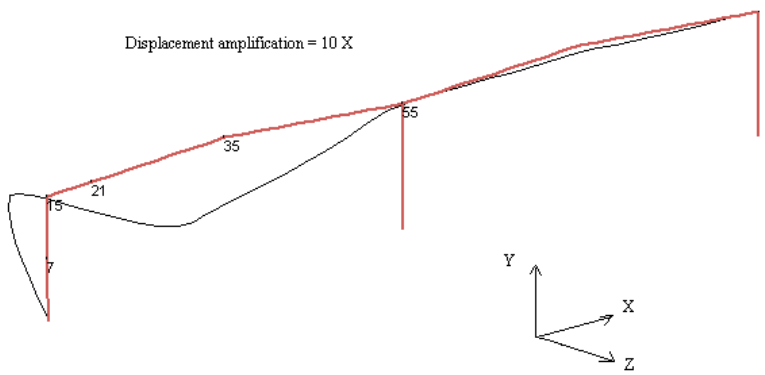


Figure 4-6 Déformation tridimentionnelle du portique

La figure 4-6 montre, avec une amplification de dix fois, la déformation de la structure sous sollicitation thermique.

4.1.3. Résultats de l'analyse 3D pour une structure à plusieurs portiques

Le portique étudié séparément dans la section précédente est maintenant analysé en 3D et intégré dans une structure composée de plusieurs portiques en parallèle connectés entre eux par des pannes. Comme pour les cas précédents, seulement le portique central est soumis au feu - (voir Figure 4-7).

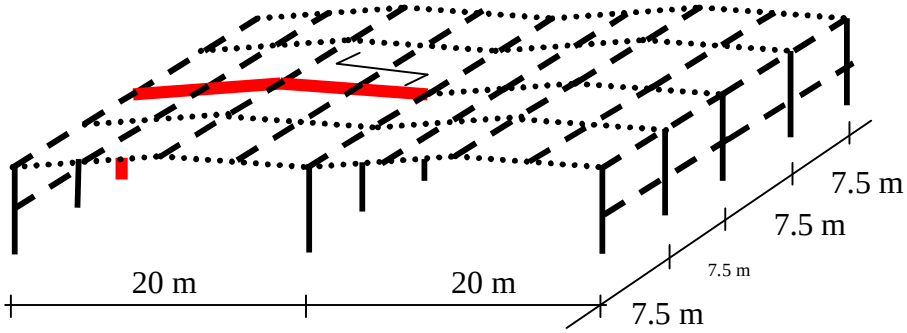


Figure 4-7 Structure 3D - (portique soumis au feu marqué en rouge)

Les déformations initiales appliquées au double portique central sont les mêmes que pour le portique étudié précédemment.

Les déplacements sont les mêmes pour la poutre et les pannes au niveau des connexions.

La rotation autour de l'axe transversal Z (la direction des pannes) est la même pour la poutre et pour les pannes et ceci parce que les pannes sont fixées à la poutre par deux boulons. Par contre la rotation autour de l'axe X et autour de l'axe Y ainsi que le gauchissement sont indépendants.

La structure est maintenue en différents points pour modéliser la présence d'un contreventement. Des forces sont aussi appliquées sur les pannes permettant de modéliser un cas de charge réel.

4.2. Etude numérique des portiques simples et multi travées ainsi que les structures avec poutres treillis

Le comportement mécanique des structures, à un ou plusieurs travées, soumises à une sollicitation thermique selon la courbe nominale a été étudié tout en effectuant une étude paramétrique couvrant les différents paramètres déterminants de la performance de ce type de structure, notamment, la longueur des travées, la hauteur des poteaux, la localisation du feu, la disposition des mûrs CF, etc.

4.2.1. Caractéristiques des structures

Toutes les structures analysées sont construites avec des profilés laminés à chaud et avec le même type de connexion :

- **un acier de nuance S235 a été utilisé pour les structures treillis ;**

- **les poteaux en acier ont été articulés ou semi-encastrés aux appuis ;**
- **les connexions sont rigides entre poutres et poteaux ;**
- **les poteaux sont constitués des profilés en I ou en H laminés à chaud.**

En plus, pour les poutres treillis les aspects suivants sont pris en considération :

- **poutre treillis (arbalétrier, entrait et diagonales) construit en prenant des profilés à ailes égales croisés ou assemblés l'un contre l'autre ;**
- **les profilés à ailes égales varient de 50x50x5mm à 120x120x12mm en fonction de la longueur de travée et de la hauteur des poteaux. La profondeur des poutres en treillis est de 2m ;**
- **les connexions entre les composantes du treillis (membrures et diagonales) ainsi que les connexions entre les poutres en treillis et les poteaux sont prises rigides.**

4.2.2. Hypothèses de modélisation des structures en portique

La simulation du comportement mécanique des structures en acier soumises au feu avec les codes SAFIR et ABAQUS a été menée moyennant les hypothèses suivantes :

- **Le comportement 3D a été pris en compte pour les modèles plans ;**
- **Un solveur dynamique a été utilisé ;**
- **Un modèle poutre a été utilisé pour les poutres et poteaux ;**
- **Les différents chargements mécaniques appliqués au niveau du toit et des poteaux sont uniformément distribués, Figure 4-8 ;**

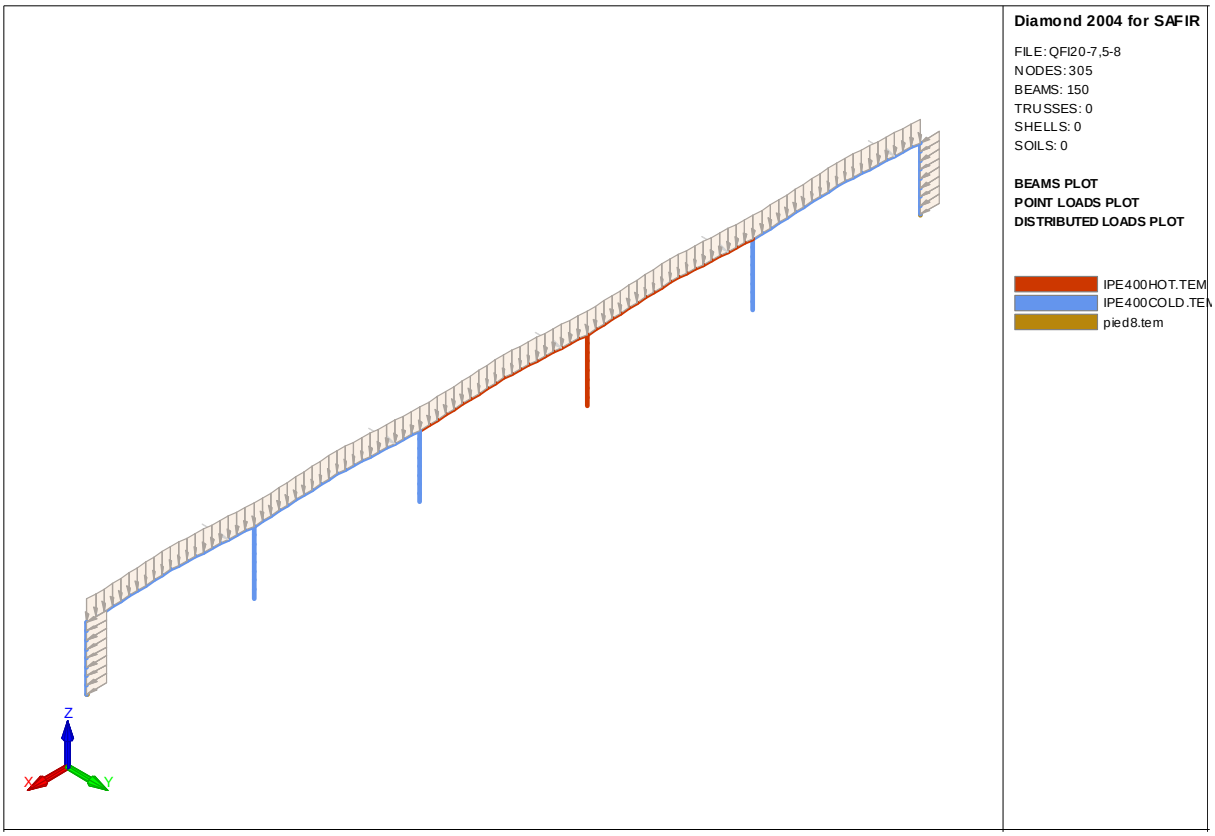


Figure 4-8 : Chargement mécanique des portiques

- **Une imperfection initiale a été appliquée au modèle (voir Figure 4-9) ;**
- **Pas de prise en compte de la contrainte résiduelle ;**
-

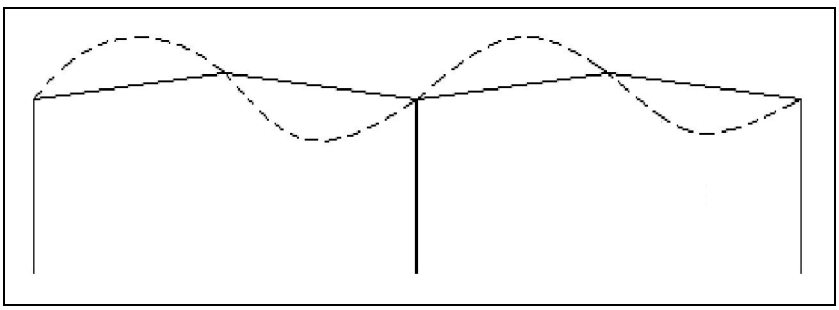


Figure 4-9 : imperfection initiale prise en compte

- **Les propriétés mécanique du matériau sont les mêmes que l'EC3 partie 1.2 ;**
- **Déplacement empêché en plusieurs positions et au niveau des pannes (voir Figure 4-10).**

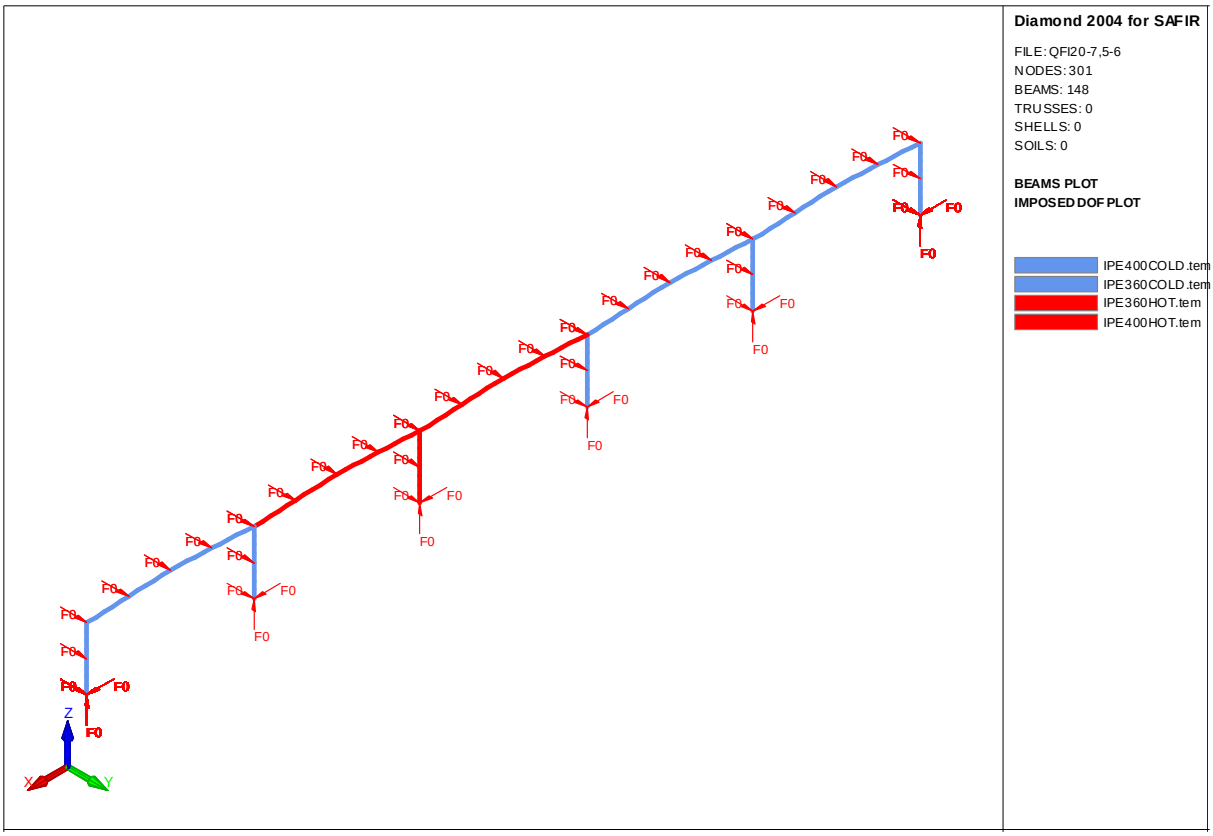


Figure 4-10 : Conditions aux limites du modèle

4.2.3. Hypothèse de la modélisation numérique des structures avec poutres treillis

La simulation du comportement mécanique de la structure métallique exposée au feu avec ANSYS [9] a été effectuée moyennant les hypothèses suivantes :

- **Les simulations sont effectuées avec une procédure combinant deux solveurs l'un statique et l'autre dynamique ;**
- **Les poteaux et les poutres en treillis sont modélisés avec des éléments poutres (voir Figure 4-11) ;**
-

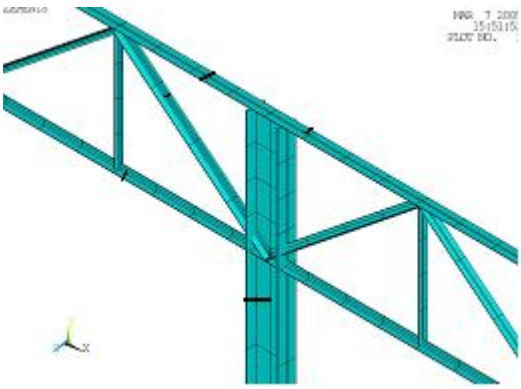


Figure 4-11 : Modélisation de la structure avec poutres treillis utilisant un modèle poutre

- **Le chargement appliqué au niveau de la toiture est reparti sur les nœuds supérieurs et inférieurs de la poutre en treillis sous forme de charges concentrées (Figure 4-12) ;**
- **Les chargements appliqués au niveau des poteaux sont uniformément repartis sur les éléments ;**

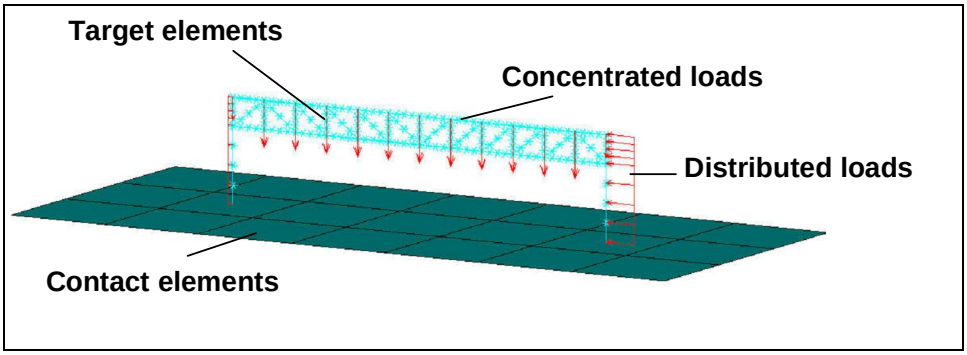


Figure 4-12 : Modélisation du chargement mécanique du modèle

- **L'imperfection des membrures n'est pas prise en compte dans le modèle non plus la contrainte résiduelle ;**
- **Les propriétés mécaniques des matériaux sont celles de l'EC3 1-2 ;**
- **Blocage des déplacements latéraux au niveau des différents emplacements des pannes (voir Figure 4-13).**

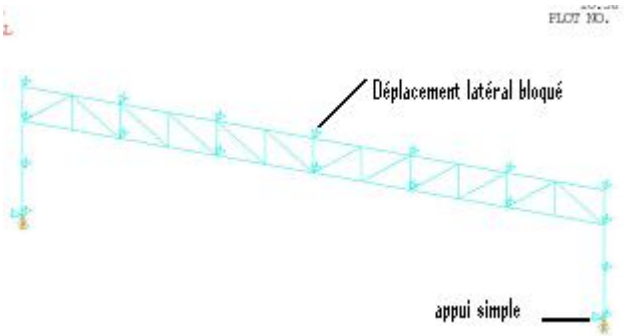


Figure 4-13 : Conditions aux limites des structures avec poutres treillis

4.2.4. Chargement mécanique

Le dimensionnement de la structure métallique des portiques à la température ambiante a été effectué selon la partie 1.1 de l'Eurocode 3 [21].

Les différentes valeurs de chargement mécanique (poids propre, charge de neige et vent) ainsi que leurs combinaisons dans la situation d'incendie sont décrites ci-après :

- **Poids propre de la structure 'G':**

  ⇒ Le poids du toit est pris égal à 250 N/m² ;

⇒ Poids du revêtement du mur est pris égal à 150 N/m² ;

- **La charge de neige 'S' est prise égal à 550 N/m² ;**

  ⇒ Ce chargement correspond à un toit ayant une pente inférieure à 5%, localisé dans une zone de type 2a et à une altitude inférieure à 200 m.

- **Charge de vent 'W' est prise égale à 555 N/m² ;**

  ⇒ Ce chargement est réduit en utilisant les coefficients de pression adéquats (Cpe and Cpi) comme c'est indiqué sur la Figure 4-14 pour la structure en portique et sur la Figure 4-15 pour la structure avec poutres treillis. L'analyse numérique n'a été effectuée que pour les cas les plus défavorables pour le chargement de vent dans les conditions d'incendie;

- **Aucun autre chargement imposé n'a été pris en compte.**

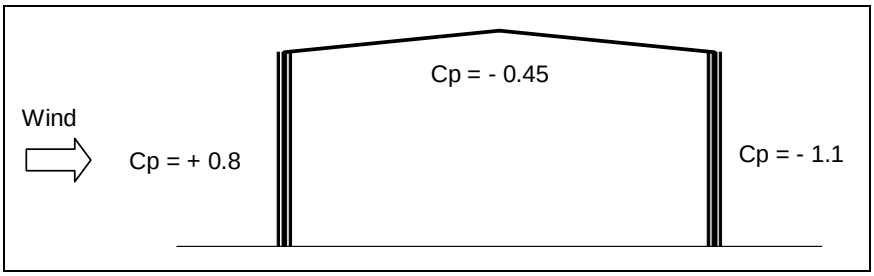


Figure 4-14 : Coefficient de pression Cp=(cpe-cpi) dans les conditions d'incendie

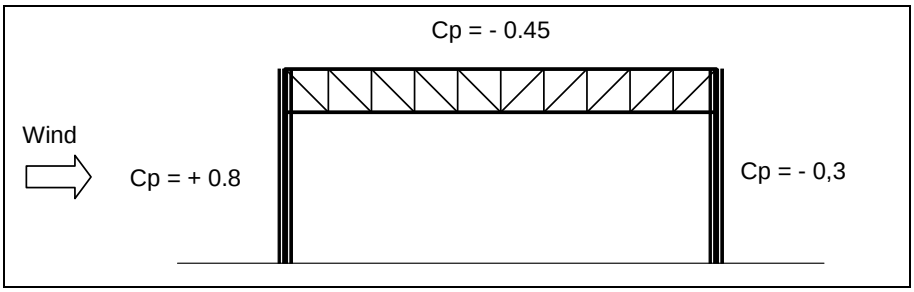


Figure 4-15 : Coefficient de pression Cp=(cpe-cpi) dans les conditions d'incendie

A partir des actions précédentes, les combinaisons de charge prise en compte dans les simulations numériques sont :

⇒ 1.0×G + 0.2× W

⇒ 1.0×G + 0.2×S.

4.2.5. Chargement thermique :

- **La structure métallique est soumise à un chargement thermique selon la courbe nominale ISO 834 ;**
- **Les lois de comportement thermiques sont celles prises de l'EC3 1.2 ;**
- **La structure métallique est considérée non protégée et est soumise à une sollicitation thermique sur les quatre faces des profilés ;**

- **Les poteaux internes au niveau des murs CF restent à la température ambiante ;**
- **Les températures sont considérées uniformes au niveau des sections d'acier des différents éléments ;**
- **L'augmentation de température des membrures en acier exposées au feu a été calculée selon l'EC3 partie 1.2 ;**
- **Tous les profilés sont considérés de section classe 1 sous sollicitation thermique.**

Pour les deux types de structures considérées, différentes configurations ont été analysées selon le nombre de travées, la position du mur CF et la localisation de la cellule soumise au feu. (voir Figure 4-16 et Figure 4-17).

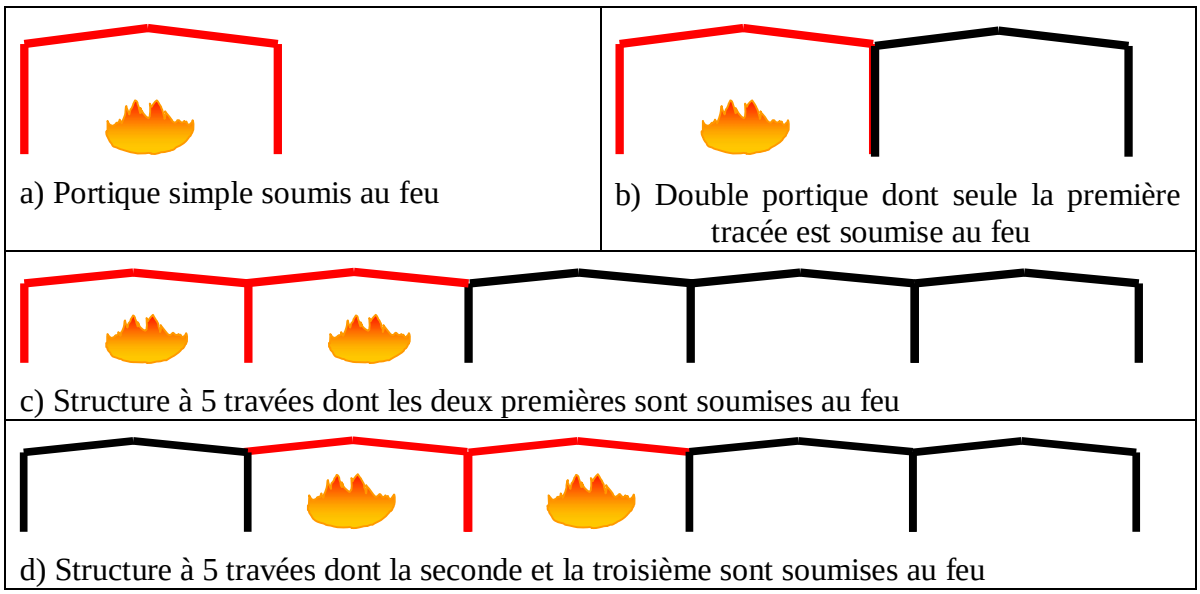
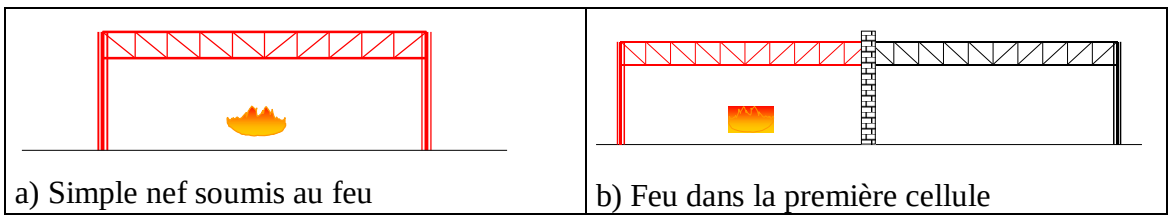
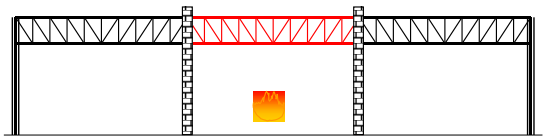
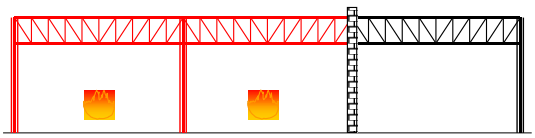


Figure 4-16 : Différents scénarios d'incendie pour la structure en portiques

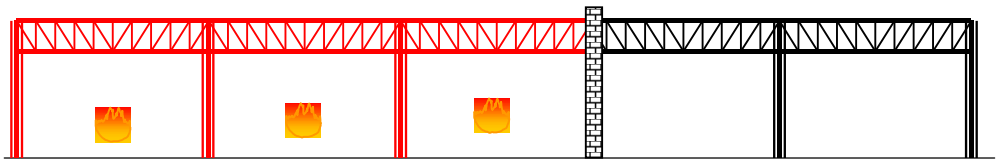




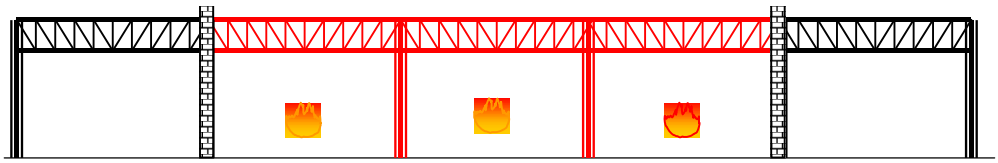
c) Triple nefs - feu dans la cellule du mileu



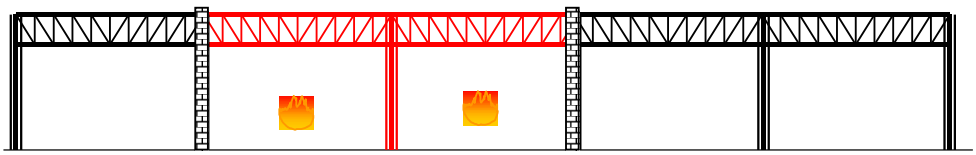
d) Triple nefs - feu dans deux cellules contiguës



e) Structure à cinq travées - feu dans trois cellules contiguës



f) Structure à cinq travées - feu dans trois cellules centrales



g) Structure à cinq travées - feu dans deux cellules centrales

Figure 4-17 : Différents scénarios d'incendie dans des structures à plusieurs travées

Pour le calcul des températures, les paramètres suivants ont été pris en compte :

- **Le coefficient de transfert thermique par convection : h = 25 W/m^{2}K ;**
- **Emissivité : ε = 0.5 ;**
- **Pas d'effet d'ombre.**

4.2.6. Etendue de l'étude paramétrique

Ci-après sont listés les différents paramètres et leurs domaines d'étude utilisés dans l'étude du comportement des structures métalliques dans des conditions de feu :

- **Portique : simple, double et à cinq travées ;**
- **Longueur des travées : 20m, 30m et 40 m ;**
- **La longueur des poteaux est entre 7.5m et 20m ;**
- **La distance entre les pannes est de 6m, 8m et 10 m ;**
- **Deux pentes différentes : 1.5 % et 10 %.**

Pour les structures avec poutres treillis, les différents paramètres pris en compte sont :

- **Portiques : simple, double, triple et à cinq travées ;**
- **Portée des travées : 20 m et 30 m ;**
- **Hauteur des poteaux : 7.5 m à 17.5 m ;**
- **La distance transversale entre fermes est de 15 m et celle entre les pannes est de 4 m ou 5 m en fonction de la portée des travées ;**
- **Des profilés à aile égales ont été utilisés variant de 50x50x5 mm jusqu'à 120x120x12 mm suivant la portée des travées et la hauteur des poteaux.**

4.3. Résultats de l'étude paramétrique

4.3.1. Comportement au feu des structures en portique et avec poutres treillis

L'analyse des résultats numériques a montré que le comportement mécanqiue des portiques multiples soumis au feu peut être traduit en deux phases successives avec des comportements différents.

Une des phases correspond à une dilatation thermique de la structure (phase de poussée). Au cours de cette phase, les constatations suivantes ont été relevées :

- **Une augmentation progressive du déplacement horizontal vers l'extérieur du compartiment en feu en têtes des poteaux. (Figure 4-18 et Figure 4-19) ;**

Figure 4-18 : Déplacement latéral en têtes des poteaux

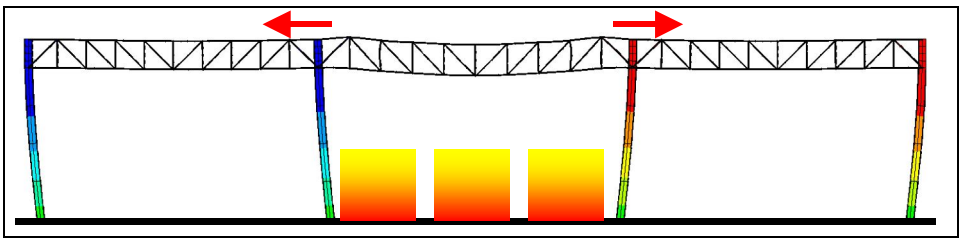
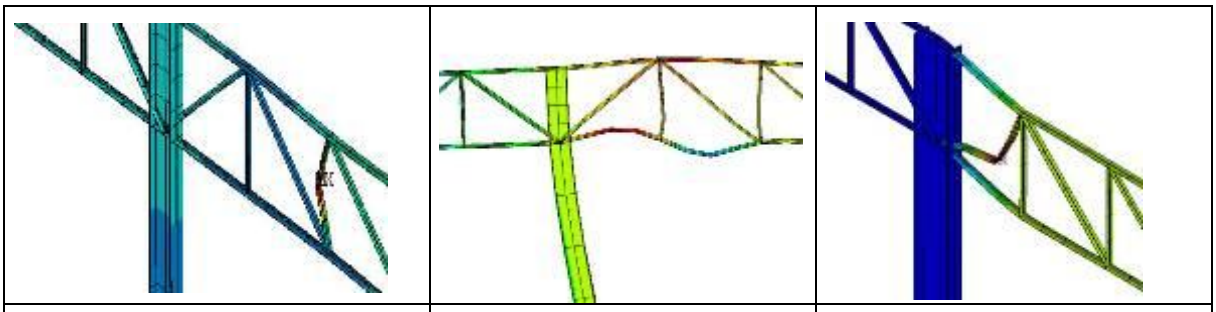


Figure 4-19 : Déplacement latéral en têtes des poteaux

- **Une augmentation progressive des efforts internes (force de compression additionnelle) au niveau de la cellule chauffée. Ces forces de compression sont dues au blocage, par la structure froide, de la dilatation thermique ;**
- **Dans le cas des structures avec poutre treillis, la fin de cette phase se produit lorsque les poutres treillis subissent un flambage sous l'effet des forces de compression. La stabilité est dépendante de la résistance au feu des membrures de la poutre treillis. (Figure 4-20).**



a) Flambage des montants	b) Flambage d'un entrait	c) Flambage d'une diagonale à près d'un poteau

Figure 4-20 : Origine de la ruine de la poutre treillis

La deuxième phase concerne la ruine de la structure soumise au feu. Les constatations suivantes sont à notifier :

- **Le comportement mécanique des poutres passe progressivement d'une phase de compression-flexion combinée à un comportement d'une traction simple sur la partie froide ;**
- **Dès l'initiation de cette phase, les incréments de déplacement aux extrémités du compartiment changent leur direction : la tête des poteaux commencent par passer par leur position initiale pour fléchir vers le compartiment en feu (voir Figure 4-21, Figure 4-22) ;**

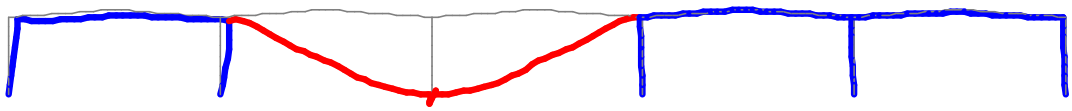


Figure 4-21 : Déplacements latéraux au niveau des têtes des poteaux

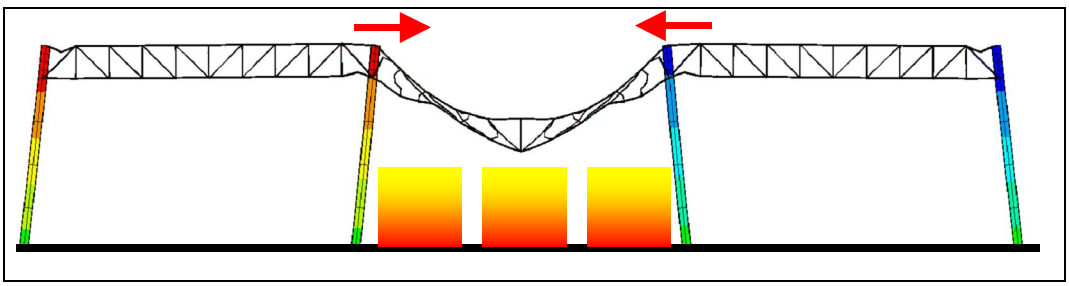


Figure 4-22 : Déplacements latéraux en tête de poteaux

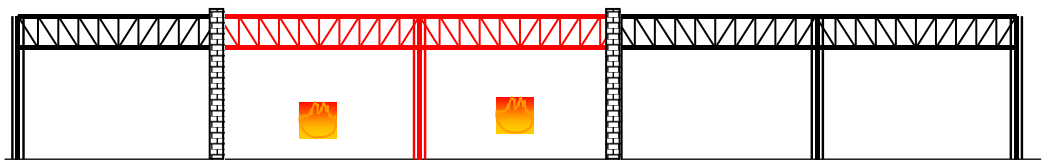
- **Sous l'effet d'une importante force de traction, les poutres se comportent comme une chaine ;**
- **Le déplacement horizontal en tête de poteau ainsi que la force de traction atteignent leurs valeurs maximales pour décroitre après la ruine de la poutre ;**

- **Si, en phase finale, la rigidité des parties froides n'est pas suffisante, la structure s'effondre à l'intérieur du compartiment en feu.**

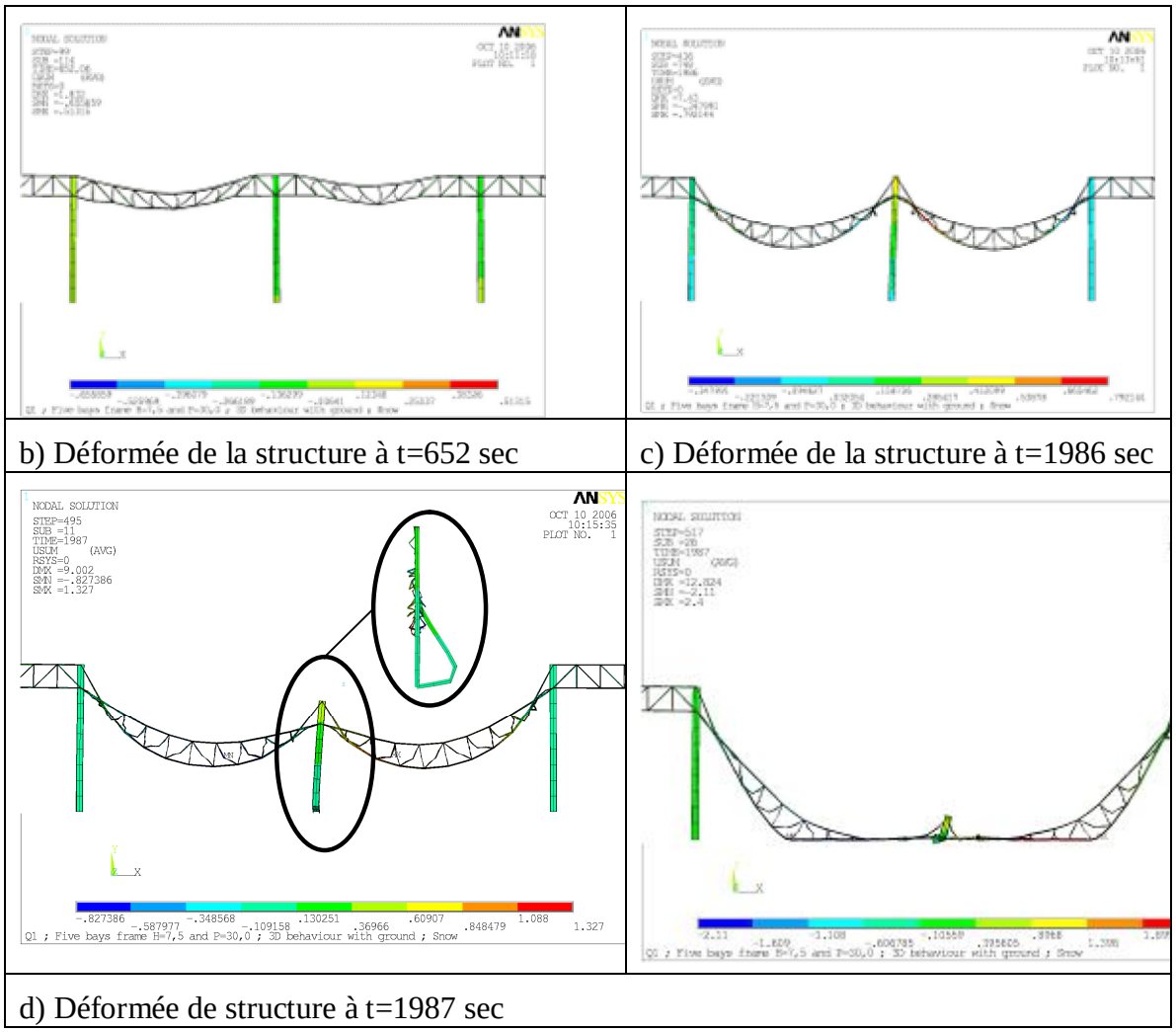
4.3.2. Conclusions de l'étude paramétrique

Le comportement structural des portiques à multi-travées soumis à l'évolution de température définie par la courbe ISO a été étudié et a fait l'objet d'une étude paramétrique en faisant varier les paramètres importants susceptibles d'avoir une influence sur les performances de ce type de structures métalliques, notamment, la portée de travées, la hauteur des ossatures, le nombre de nefs, la localisation de l'incendie et la position des murs CF. Le dimensionnement, à la température ambiante, des structures étudiées a été effectué selon les règles prescrites dans la partie 1.1 de l'Eurocode 3.

Le dépouillement des résultats obtenus montre clairement que l'effondrement de la structure métallique à multi-travées est toujours causé par la ruine de la poutre soumise au feu à la suite de forces internes additionnelles dues à la dilatation axiale empêchée par les parties froides de la structure (voir Figure 4-23). En effet, sous l'effet d'un feu, les éléments structuraux (poutres et poteaux) du même compartiment sont soumis au feu. En situation d'incendie, les poutres s'effondrent souvent avant les poteaux puisqu'elles sont constituées d'un profilé de section plus faible (en particulier les poutres treillis). De plus, l'augmentation de la température des sections des poteaux est beaucoup plus importante que celle des poutres. Par conséquent, lorsque les poutres s'effondrent avant les poteaux l'effet de chainette ne se produit que sur des travées simples (voir les valeurs de la force aux alentours de 500 secondes de sollicitation thermique Figure 4-24). On peut constater que la force de traction horizontale, créée par l'effet de chainette, est atteinte juste après la ruine en flexion des poutres. Cette force décroit progressivement par la suite puisque les poutres en ruine restent toujours sous sollicitation thermique et que la résistance plastique de traction pourrait être atteinte assez tôt engendrant une augmentation excessive de leurs longueurs (dans l'exemple illustré dans la Figure 4-24. Ce phénomène se produit après 15 minutes de sollicitation thermique). Lorsque les poteaux s'effondrent, cette dilatation est tellement importante que même l'effet de chainette, calculé pour deux travées, conduit à des forces de traction horizontales moins importants sur les structures froides (voir Figure 4-24).



a) Structure à cinq travées avec un feu localisé au niveau des cellules centrales



b) Déformée de la structure à t=652 sec

c) Déformée de la structure à t=1986 sec

d) Déformée de structure à t=1987 sec

Figure 4-23 : Exemple de mode de ruine d'une structure à cinq travées

En outre, pour une structure avec une poutre treillis, la force de traction maximale doit être contrôlée et limitée par la résistance plastique en traction des albalétriers et des entraits qui sont beaucoup moins résistants que les poutres des structures en portique. De ce point de vue, en ce qui concerne l'exemple de la Figure 4-24, si le poteau chauffé s'effondre après 18 minutes de sollicitation thermique, même si l'allongement des deux composantes est censé conduire à l'effet maximum de chainette, la force horizontale prévue par la méthode de calcul simple, pour une travée simple, n'est pas dépassé. Cependant, la ruine du poteau à ce stade est très tôt.

En conséquence à ce qui précède, la force de traction à déterminer pour vérifier la performance de la structure vis à vis de la ruine en chaine peut être calculée en supposant que chaque poutre treillis présente un comportement en chainette sur une seule travée.

- **Dans la méthode de calcul, les poteaux échauffés sont supposes être suffisamment résistant au feu pour qu'ils soient considérés comme des supports rigides. De ce fait, le nombre de travées à prendre en compte dans le dimensionnement ne doit pas dépasser 1, même si le nombre des travées du compartiment en feu excède 1 ;**
- **Dans une situation réelle de feu, la modélisation par une chainette à une travée peut être considérée comme hypothèse réaliste puisque dans le cas d'une propagation généralisée de feu, les poutres du toit seront les plus échauffées en raison de la couche de gaz chaud formé dans la partie supérieure du compartiment dès le déclenchement de l'incendie.**

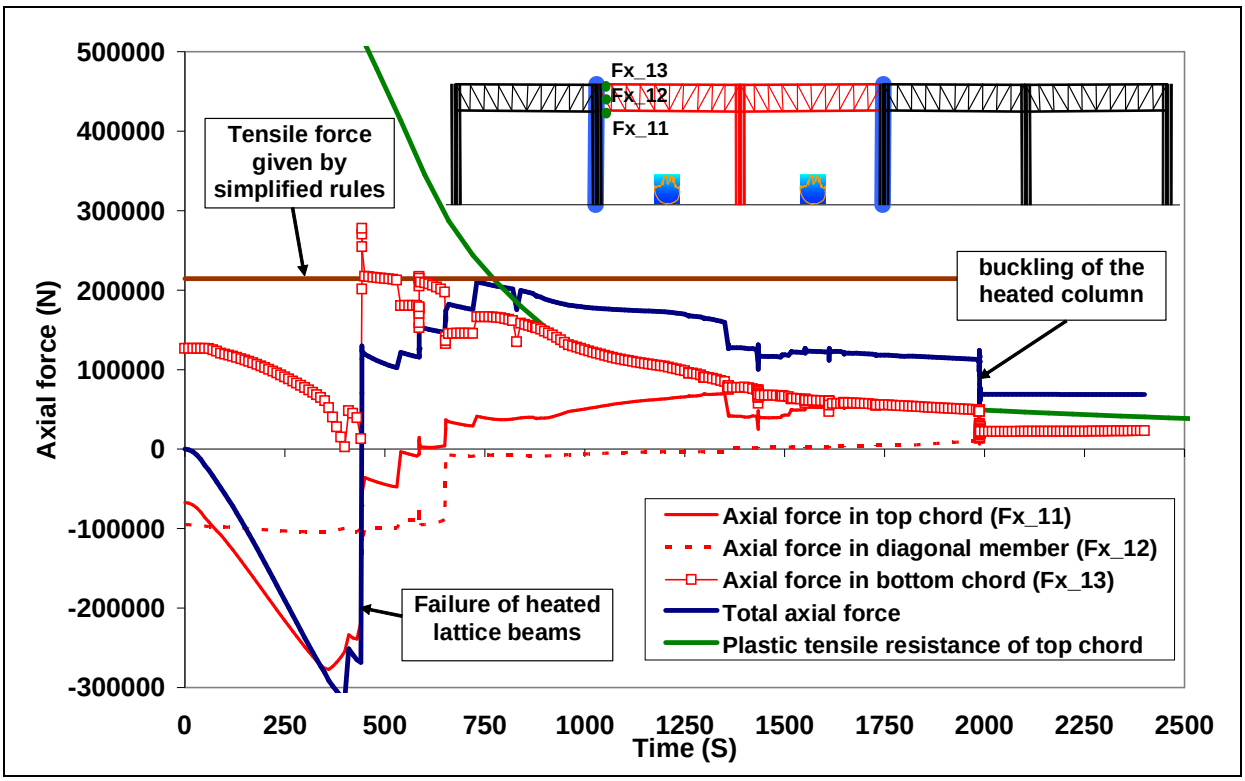


Figure 4-24 : Force axiale générée dans une poutre en treillis soumise au feu

5. Proposition de norme pour les bâtiments de stockage

5.1. Méthodes simplifiées pour la phase de poussée et de ruine

Le mode de ruine de la structure métallique d'un bâtiment de stockage dépend de la résistance de la structure froide, de la résistance de la structure soumise eu feu et de déplacement généré aux extrémités du compartiment. Ces déplacements peuvent constituer le premier critère pour estimer le comportement au feu d'un mur de séparation et des éléments de façade.

Donc les méthodes développées pour les bâtiments de stockage en structure métallique doivent permettre :

- **D'une part, de vérifier la stabilité des parties froides de la structure sous l'effet de la ruine des parties échauffées et**
- **D'autre part, de fournir une estimation du déplacement résultant dans les compartiments durant les deux phases.**

Comme ces calculs sont réalisés sur les structures froides, les logiciels de calcul de structure classiques peuvent être utilisés moyennant la connaissance de la force induite par le comportement de la structure soumise au feu.

Des méthodes simples permettant une évaluation sécuritaire de ces forces est donnée ci-après. Deux types de structures ont été pris en compte notamment :

- **Portique en structure métallique constituée de profilés standards laminés à chaud en H ou en I**
- **Portique métallique dont la poutre est en treillis et les poteaux est en profilés standards laminés à chaud dont la section est en H ou en I**

5.1.1. Méthode de chaînette et calcul de la force de traction en têtes de poteaux

- **La modélisation numérique ainsi que les observations de feu réels montrent que la poutre de portique soumis au feu présente un comportement de chaînette lorsque les poteaux demeurent stables. De ce fait, la force de traction a été évaluée pour qu'elle présente une bonne corrélation avec le calcul par la méthode de chaînette.**

La figure suivante montre une modélisation générale pour laquelle les deux poteaux n'ont pas la même hauteur.

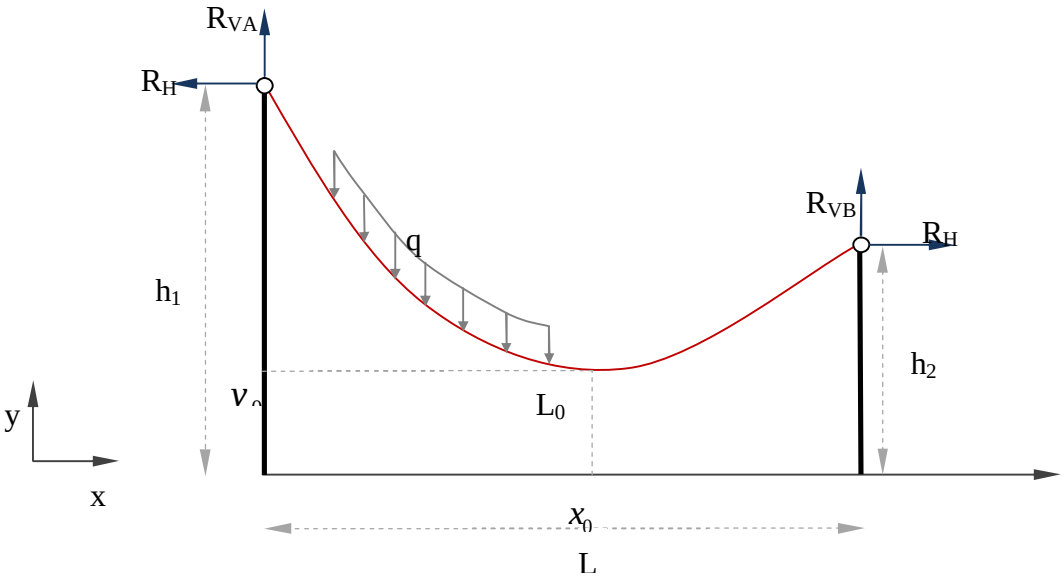


Figure 5-1: Paramètres de la chaînette.

Selon le calcul de chaînette la force de traction horizontale R_H en tête de poteau est déterminée selon l'expression :

$$R_H = q.a \qquad \text{Equation 5-1}$$

Sous les contraintes :

$$\begin{cases} x_0 < L, \ avec\, x_0\ est\, tel\, que\ h_2 - h_1 = a\left(\cosh\left(\dfrac{x_0}{a}\right) - \cosh\left(\dfrac{L - x_0}{a}\right)\right), \\ y_0 > 0,\ avec\ \ z_0 = h_1 + a\left[1 - \cosh\left(\dfrac{x_0}{a}\right)\right], \\ h_2 > h_{2,\min}\ avec\ h_{2,\min} = h_1 - \sqrt{L_0^2 - L^2}. \end{cases} \qquad \text{Equation 5-2}$$

Dans l'Equation 5-1, q est le chargement linéaire et $a = \dfrac{L}{2X}$, est un paramètre qui s'exprime en fonction de X donné par l'expression :

$$sinh(X) = \kappa . X, \ \ where \ \ \kappa^2 = \frac{L_0^2 - (h_1 - h_2)^2}{L^2} \qquad \text{Equation 5-3}$$

Les paramètres de la chaînette sont :

h_1, h_2 - hauteur des poteaux

L - distance entre deux poteaux successifs

x_0, y_0 - coordonnées du point le plus bas de la chaînette

R_H, R_V - réactions verticale et horizontales au niveau des appuis (voir Figure 5-1)

L_0 - longueur de la chaînette, donnée par la relation,

$$L_0 = \frac{2R_H}{q}\sinh\left(\frac{qL}{2R_H}\right), \qquad \text{Equation 5-4}$$

Au cours d'une sollicitation thermique, différentes situations peuvent se produire au niveau de structures à plusieurs travées. En effet, les poteaux sont considérés comme des supports fixes et en situation d'incendie, le poteau intermédiaire, non protégé et se trouvant dans la même cellule, conditionne les paramètres de la chaînette et alors les forces générées au niveau des têtes de poteaux. Les figures suivantes illustrent cet aspect dans le cas de bâtiment de stockage dont deux cellules sont soumises au feu.

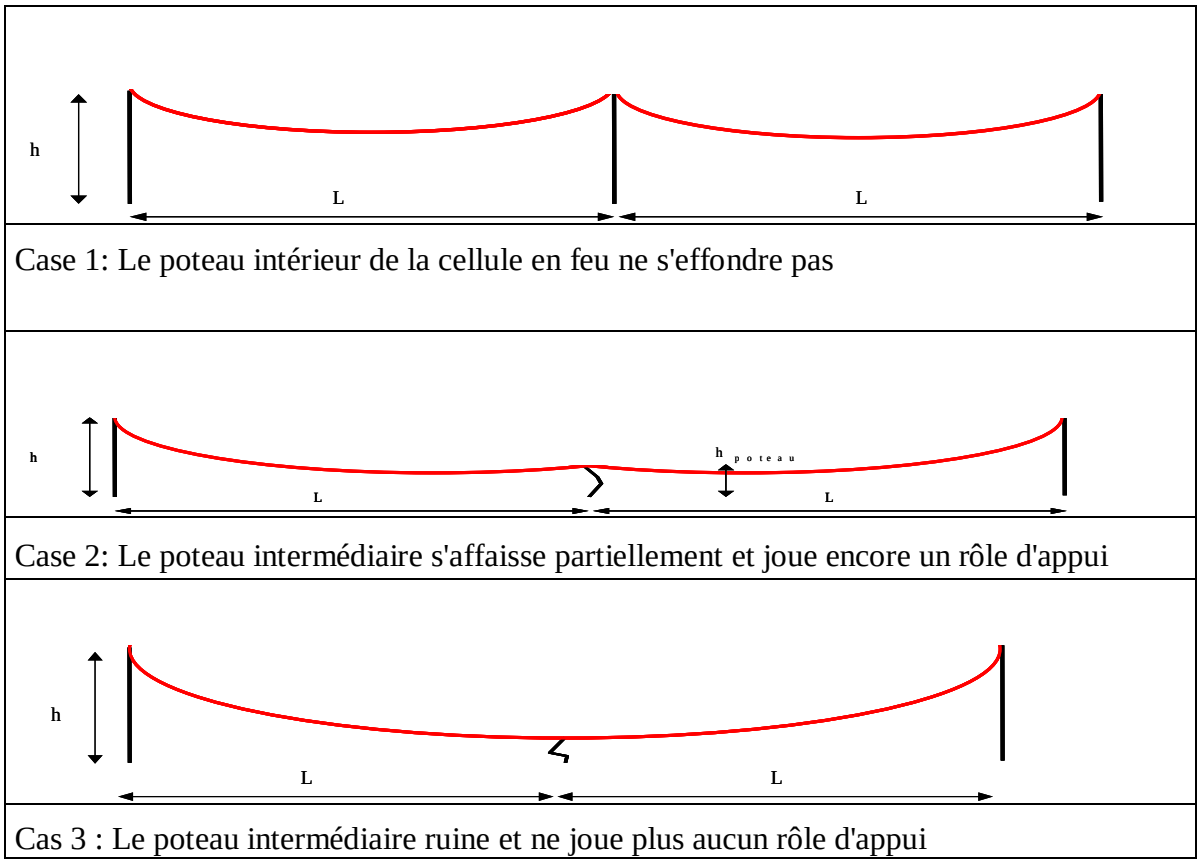


Figure 5-2: Différents cas possibles pour l'estimation de la force de traction au niveau des têtes de poteaux.

La procédure de calcul consiste à effectuer un calcul itératif de la force de traction horizontale suivant les équations 5-1, 5-3 et 5-4 sous les contraintes définies par l'équation 5-2. Pour les différentes situations précédentes (Figure 5-2) et pour différentes configurations constructives, les forces horizontales, au niveau des têtes des poteaux, ont été calculées. Il est évident que le troisième cas est le plus défavorable des trois. Les résultats relatifs à ce dernier ont servi de base pour la méthode de calcul simplifiée proposée (paragraphe 5.1.2 pour la structure en profilés à âmes pleine et le paragraphe 5.1.3 pour la structure avec poutre treillis). Les résultats de calcul en utilisant la méthode de chainette (cas 3) sont reportés dans les tableaux suivants.

	Chargement (KN/m)	Hauteur (m)	Force de traction horizontale suivant la méthode de chaînette (KN) Case 3
Travée 20 m	2,16	7,5	102.79
		12,5	102.79
	2,88	7,5	138,8
		12,5	138,8

	3,6	7,5	173,49
		12,5	173,49
Travée 30 m	2,16	7,5	156,14
		12,5	156,14
	2,88	7,5	208,19
		12,5	208,19
	3,6	7,5	260,24
		12,5	260,24
Travée 40 m	2,16	7,5	208,19
		12,5	208,19
		20	208,19
	2,88	7,5	277,59
		12,5	277,59
		20	278,26
	3,6	7,5	342.86
		12,5	342.86
		20	342.86

Table 5.1: Force de traction horizontale au niveau des têtes des poteaux selon la méthode de chaînette.

5.1.2. Portique en profilés à âme pleine avec une section en H ou en I

Les justifications données dans cette partie correspondent à la section 4 du guide de conception [2] et concerne seulement la situation ou le mur CF est perpendiculaire aux portiques du bâtiment de stockage. Lorsque les murs CF sont parallèles aux portiques, les risques de l'effondrement vers l'extérieur et de ruine en chaine peuvent être évités en respectant les détails constructifs et les recommandations proposées dans le guide de conception [2]. Deux configurations ont été étudiées aussi bien pour la phase de poussée que pour la phase de traction, notamment,

⇒ compartiment en feu au milieu du bâtiment de stockage (voir Figure 5-3) ;

⇒ compartiment en feu à l'extrémité du bâtiment de stockage (voir Figure 5-4).

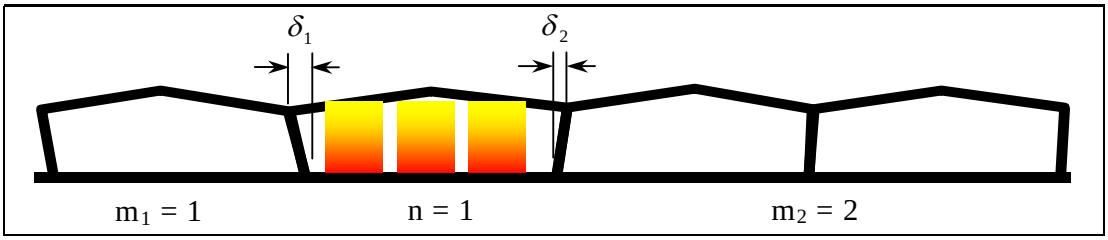


Figure 5-3 : Feu localisé dans une cellule au milieu du bâtiment de stockage

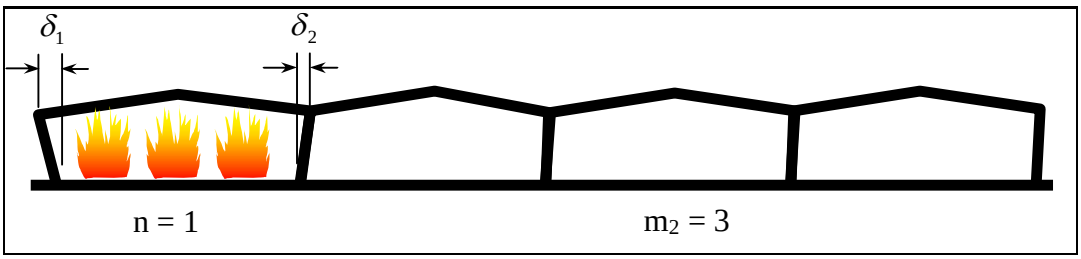


Figure 5-4 : Feu localisé à l'extrémité du bâtiment de stockage

5.1.2.1. Phase de ruine : force de traction et déplacement induit

Le guide de conception donne, dans l'Eq. (4-8) (cf. [2] §4), une expression de la force de traction horizontale à appliquer pour estimer la stabilité de la partie froide de la structure soumise au feu. On rappelle, pour plus de clarté, cette force de traction :

$$F_t = c_p \, n_{eff} \, q \, \ell , \qquad \text{Equation 5-5}$$

où

q est le chargement vertical appliqué à la structure donné par l'Eq. 4-7 [2],

ℓ est la longueur de travée da la cellule en feu,

n_{eff} est un coefficient donné par l'Eq. 4-5 ([2]) en fonction du nombre des travées en feu ainsi que des différents scenarios étudiés (feu dans le compartiment du milieu ou à l'extrémité de la structure),

c_p est un coefficient donné par l'Eq. 4-3[2] pour différentes pentes de la toiture.

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires de pente, une interpolation linéaire peut être envisagée. Le coefficient c_p a été déterminé de tel sorte que la force horizontale donnée par la méthode simplifiée (Equation 5-5) présente une bonne corrélation avec les résultats de calcul par la méthode de chaînette (Table 5.1). La Figure 5-5 donne les résultats de corrélation entre les forces calculées par la méthode de chaînette (cf. Table 5.1) et celles calculées par la méthode calcul simplifiée.

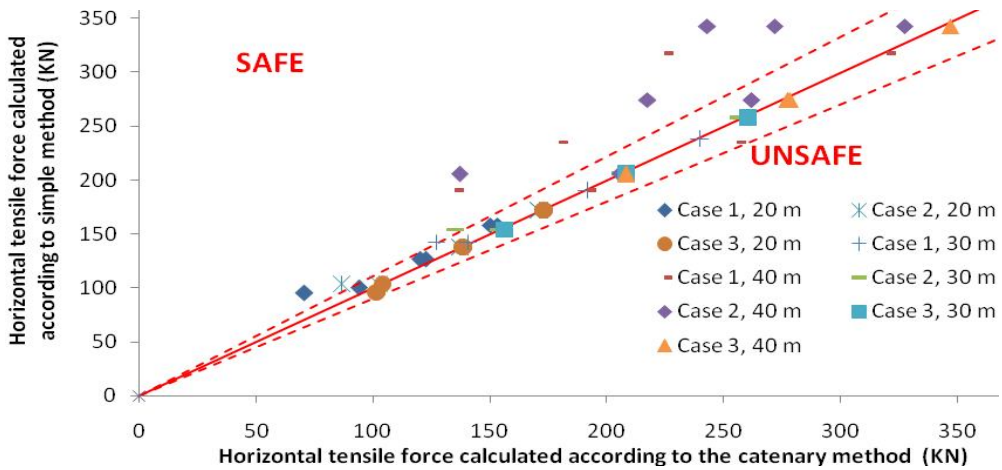


Figure 5-5 : Corrélation entre les forces de traction calculée par la méthode de chaînette (Equations 5-1, 5-2 and 5-3) et celles calculées par la méthode simplifiée proposée.

La Figure 5-6 donne la corrélation entre les forces déterminées par le biais de simulations numériques (dans les cas ou les parties froides n'ont pas subit de ruine) et celles calculées suivant la méthode de calcul simplifiée.

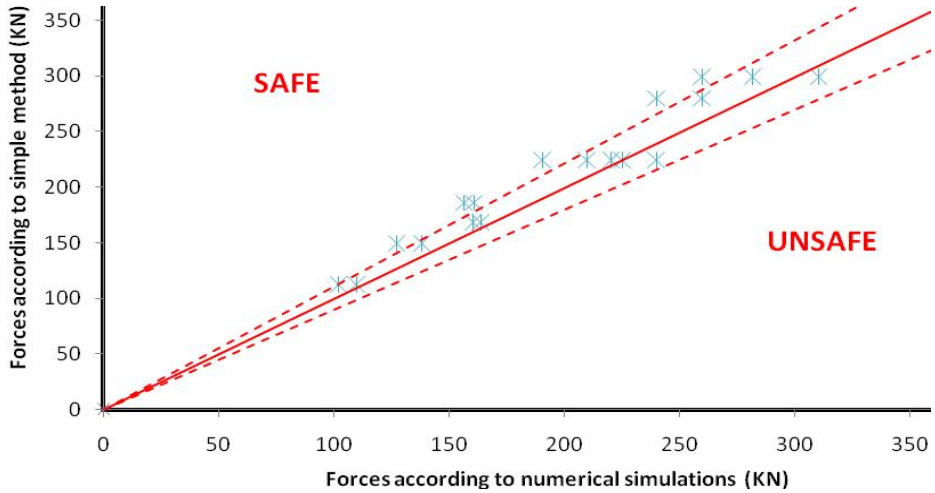


Figure 5-6: Corrélation entre les forces de traction calculées par les méthodes numériques et celles évaluées par la méthode de calcul simplifiée proposée.

5.1.2.2. Phase de poussée : Force induite par la dilatation thermique

Pour la phase de poussée, le seul critère de performance concerne le déplacement au niveau des extrémités des compartiments ainsi que les forces générées par la dilatation thermique de la poutre.

Lorsque le feu se produit dans un compartiment au milieu de la structure, la force générée peut être donnée en fonction de la pente de la toiture comme suit :

$$F_p = c_p n q \ell \qquad \text{Equation 5-6}$$

où

n est le nombre de travées de la cellule en feu. Le nombre "n" de travées à prendre en compte dans le dimensionnement est limité à 2, même si le nombre total de travées dans la cellule en feu est supérieur à 2 ;

m_i est le nombre de travées des cellules froides avoisinantes ;

$q = G + 0{,}2 S_n$ - est la charge linéique sur toiture [N/m] (égale à la charge surfacique multipliée par l'espacement des portiques) appliquée sur la traverse et calculée en situation d'incendie (avec G est la charge permanente incluant le poids propre de la charpente et les surcharges d'équipement et S_n est la charge de neige) ;

ℓ - est la portée de la travée [m] ;

c_p - est un coefficient empirique (fonction de la pente de la toiture) suivant la Table 5.2(pour les valeurs intermédiaires, on peut interpoler linéairement),

Pente de la toiture	c_p
0%	1,19
5%	1,16
10%	1,10

Table 5.2 : Coefficient C_p

- **Pour des raisons de simplification, le coefficient c_p dans l'Equation 5-1 est pris le même que celui dans l'Equation 5-5, qui correspond à l'évaluation de la force de traction horizontale induite par la déformation de la poutre sous l'effet de la température.**

Lorsque le feu se produit dans un compartiment à l'extrémité d'un bâtiment, (voir Figure 5-4), la force de poussée induite aux extrémités du compartiment peut être obtenue de la manière suivante :

$$F_p = K_t \, n \, c_{th} \, \ell, \qquad \text{Equation 5-7}$$

où

$K_t = \dfrac{K_1 K_2}{K_1 + K_2}$, avec K_1 et K_2 sont les rigidités équivalentes pour les déplacements latéraux δ_1 et δ_2 de la structure métallique ;

n est le nombre de travée de la cellule soumise au feu ;

c_{th} est un facteur qui correspond à une dilatation thermique à 740°C. Les valeurs de c_{th} en fonction de la pente de toiture sont données dans la

Table 5.3. Pour des valeurs intermédiaires, une interpolation linéaire peut être utilisée ;

ℓ est la longueur de la travée [m] ;

Pente de la toiture	c_{th}
0%	0,01
5%	0,011
10%	0,015

Table 5.3 : Valeurs de C_{th} en fonction de la pente de la toiture

La valeur de K_1 est définie en tant que rigidité latérale de la structure métallique du compartiment en feu et qui peut être évaluée suivant les expressions :

$$K_1 = \begin{cases} 0.065\,k & \text{for } n = 1 \\ 0.13\,k & \text{for } n = 2 \\ 0.13\,c\,k & \text{for } n > 2 \end{cases} \qquad \text{Equation 5-8}$$

Lorsque le nombre de travées de la cellule en feu ***n*** est supérieur à 2, $K_1 = 0{,}13ck$, avec ***k*** est la raideur définie par l'Equation 5-10 et ***c*** est un coefficient déterminé suivant l'Equation 5-11 avec ***m = n - 1***.

La valeur de K_2 est la raideur horizontale de la partie froide de la structure métallique. K_2 peut être calculé en utilisant les logiciels classiques de calcul de structure ou comme pour la raideur K_1 expliquée dans le paragraphe suivant.

Calcul de la rigidité horizontale des structures en portique

En pratique et spécialement pour les structures non symétriques, les déplacements peuvent être calculés directement en utilisant les logiciels de calcul de structure. Pour les structures simple (portée constante, même type de profilé métallique d'une travée à une autre), la raideur latérale K_i peut être calculé d'une manière approximative suivant les relations proposées par Daussy [3]:

Pour $m_i = 1$:

$$K_i = k \qquad \text{Equation 5-9}$$

avec :

$$k = \frac{\alpha}{1+2\alpha} \cdot \frac{12EI_c}{(h+f)^3}\ [\text{N/m}], \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{I_b}{I_c} \cdot \frac{h+f}{\ell} \qquad \text{Equation 5-10}$$

où (voir Figure 5-7):

h - est la hauteur du portique [m] ;

ℓ - est la portée de la travée [m] ;

I_b - est le moment d'inertie de flexion de la poutre [m^4] ;

I_c - est le moment d'inertie de flexion du poteau [m^4] ;

E - est le module d'Young de l'acier à température ambiante [N/m²] ;

Pour $m_i \geq 2$:

$$K_i = ck \quad \text{avec} \quad c = 1 + \sum_{i=2}^{m} \frac{i}{2} \frac{\alpha}{1+2i\alpha} \qquad \text{Equation 5-11}$$

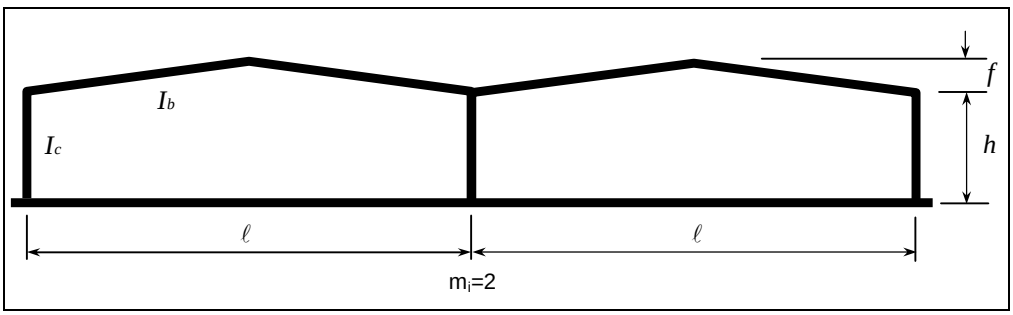


Figure 5-7 : Définition des paramètres de la partie froide de la structure

La Figure 5-8 montre la corrélation numérique entre le déplacement horizontal (et donc de la raideur horizontale) calculé avec un logiciel de calcul de structure et celui calculé en utilisant l'Eq. 5-3. Les résultats montrent que la formule proposée, assure, excepté pour certains cas, un dimensionnement sécuritaire.

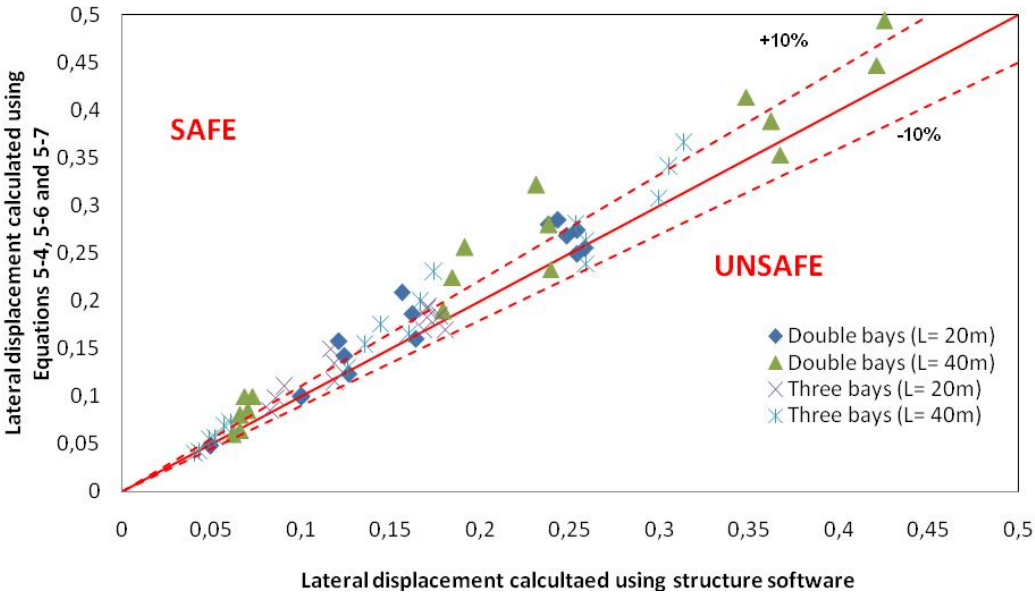


Figure 5-8: Corrélation entre les déplacements latéraux calculés par un logiciel de structure et ceux calculés par la méthode simplifiée (Eqs. 5-9, 5-10 and 5-11)

Cette corrélation peut être améliorée (voir Figure 5-9) en modifiant le paramètre α tel que l'Eq.(5-10) est remplacée par :

$$k = \frac{\alpha}{1+2\alpha} \cdot \frac{12EI_c}{(h)^3} \text{ [N/m] and } \alpha = \frac{I_b}{I_c} \cdot \frac{h+f}{\ell}\left(1 - \frac{f}{0.6h}\right) \qquad \text{Equation 5-12}$$

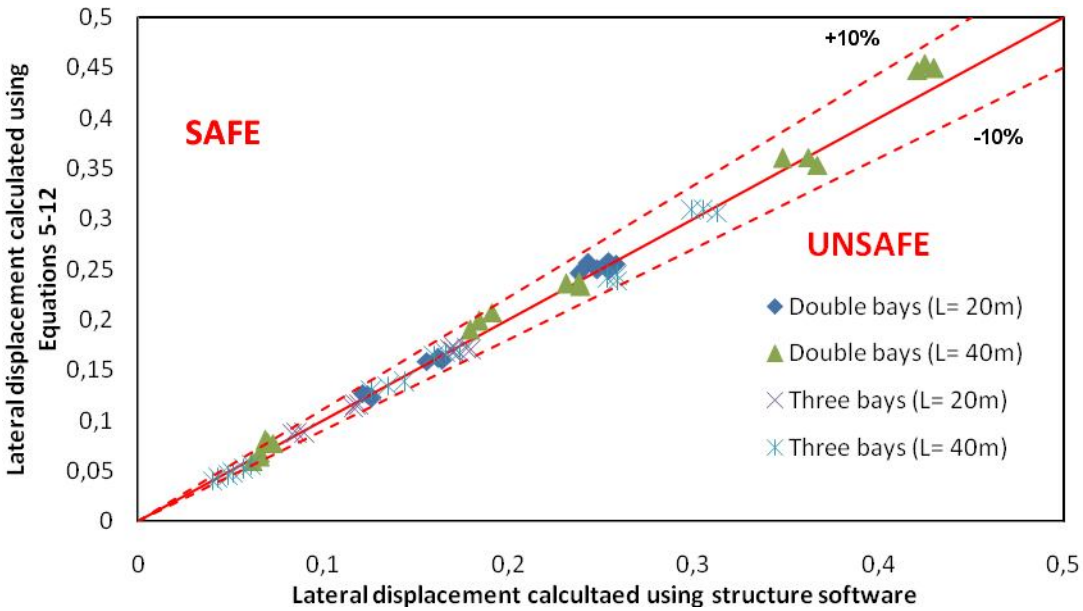


Figure 5-9: Corrélation entre le déplacement latéral calculé par un logiciel de structure et celui calculé par la méthode de calcul simplifiée (Eq. 5-12)

5.1.2.3. Déplacement aux extrémités du compartiment en feu

Lorsque le feu se produit dans un compartiment du bâtiment, les déplacements δ_i [m] induits au niveau des extrémités (voir Figure 5-4) peuvent être calculés comme suit :

$$\delta_i = \begin{cases} \dfrac{\max\{F_p, F_t\}}{K_i}, & \textit{au niveau de la partie froide}, \\ \dfrac{F_p}{K_i}, & \textit{aux extrémités de la structure}. \end{cases} \qquad \text{Equation 5-13}$$

où :

F_p et F_t sont respectivement la force induite par la dilatation thermique est celle induite par la traction au niveau de la structure froide et sont données suivant les Equations 5-5 et 5-7 respectivement.

K_i est la raideur horizontale équivalente de toute la structure froide [N/m].

Les déplacements calculés permettent de vérifier que les façades et les éléments de partition sont compatibles avec les déplacements générés au niveau des extrémités du compartiment en feu et ceci dans le but d'éviter l'effondrement vers l'extérieur et la ruine en chaine des différents compartiments.

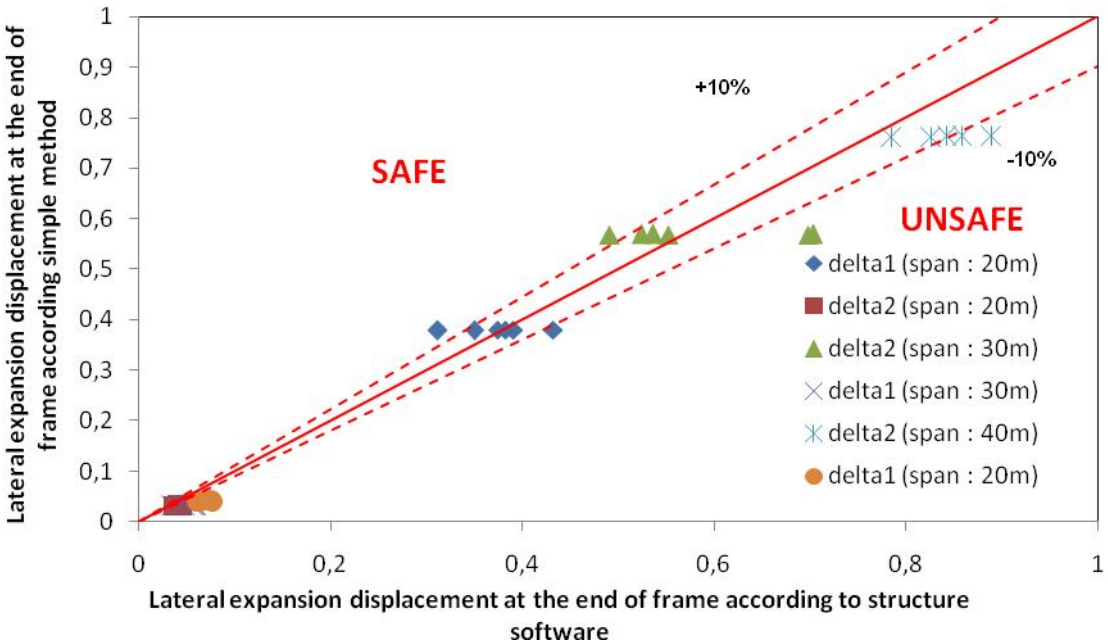


Figure 5-10: Corrélation entre les déplacements latéraux calculés avec un logiciel de calcul et ceux calculés avec la méthode simplifiée (Equation 5-13)

5.1.3. Ossature composée de poutres treillis et de poteaux en profilés laminés à chaud H ou I

5.1.3.1. Phase de poussée : déplacement aux extrémités du compartiment en feu

Pour la phase de poussée, la vérification du comportement au feu des structures avec poutres treillis par rapports aux exigences fixées ne nécessite que l'évaluation du déplacement maximum aux extrémités du compartiment soumis au feu.

Les déplacements horizontaux δ_i induits au niveau des têtes des poteaux aux extrémités du compartiment peuvent être déterminés de la manière suivante :

$$\delta_i = 0{,}009 . \frac{K_t}{K_i} . \sum_{i=1}^{n} \ell_i \, . \qquad \text{Equation 5-14}$$

où :

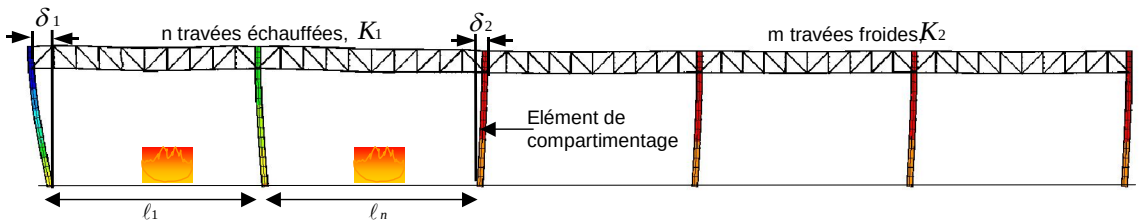
ℓ_i est la portée de la travée "i" soumise au feu [m];

n est le nombre de travées dans le compartiment en feu;

$K_t = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2}$ [N/m], où K_1 et K_2 sont les rigidités équivalentes de la structure métallique soumise aux déplacements horizontaux imposés δ_1 et δ_2 (voir Figure 5-11).

Le coefficient (0.009) dans l'Equation 5-14 correspond à la dilatation thermique à un échauffement de 650°C. Ce coefficient est déduit suite à des simulations thermomécaniques montrant que l'effondrement des poutres treillis se produit à une température maximale de 650°C.

Il est à noter que la raideur équivalente de la partie froide de la structure métallique doit être évaluée en utilisant des logiciels de calcul de structure.



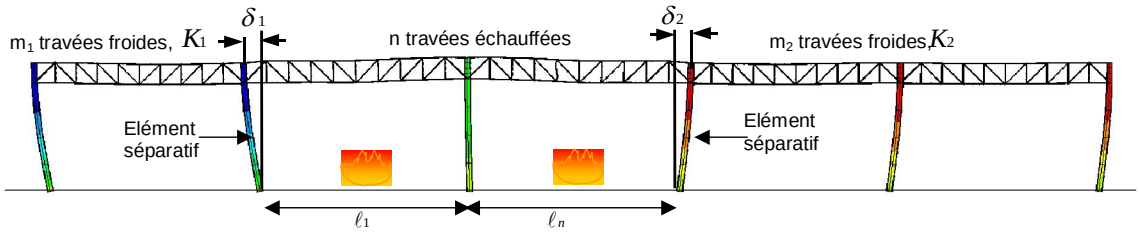
K_2 est la raideur horizontale de la partie froide de la structure.

K_1 est la raideur horizontale de la structure métallique du compartiment soumis au feu que l'on peut estimer par les expressions :

si n=1, $K_1 = 0{,}2K_2$ et $\delta_1 = 0{,}0075.\ell$, $\delta_2 = 0{,}0015.\ell$

si n≥2, $K_1=0{,}3K_2$ et $\delta_1 = 0{,}007 \cdot \sum_{i=1}^{n} \ell_i$, $\delta_2 = 0{,}002 \cdot \sum_{i=1}^{n} \ell_i$.

a) Compartiment en feu à l'extrémité du bâtiment de stockage



K_1 et K_2 sont les rigidités équivalentes des deux parties froides de la structure

b) Compartiment en feu au milieu du bâtiment de stockage

Figure 5-11 : Définition des deux rigidités horizontales K_1 et K_2

Les coefficients associés aux expressions précédentes ont été déterminés de tel sorte que l'on obtient une bonne corrélation entre les résultats de simulations numériques et ceux obtenus par les expressions de la méthode de calcul simplifié utilisée. La Figure 5-12 ainsi que la Figure 5-13 montrent les résultats de cette corrélation pour les déplacements de poussée (pour différentes configurations structurales) au niveau des têtes de poteaux et ceci pour les deux cas a et b respectivement (voir Figure 5-11 pour la définition des deux cas).

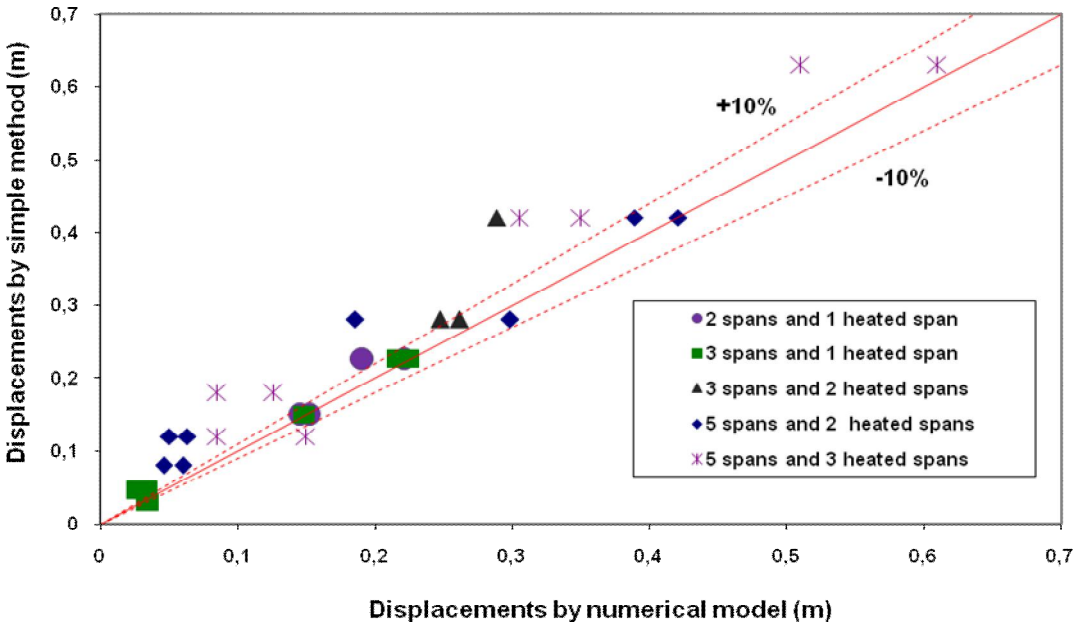


Figure 5-12 : Corrélation entre les déplacements de dilatation calculés, d'une part, par la simulation numérique et d'autre part ceux calculés par la méthode de calcul simplifiée proposée (Equation 5-14 et pour le cas "a" de la Figure 5-11)

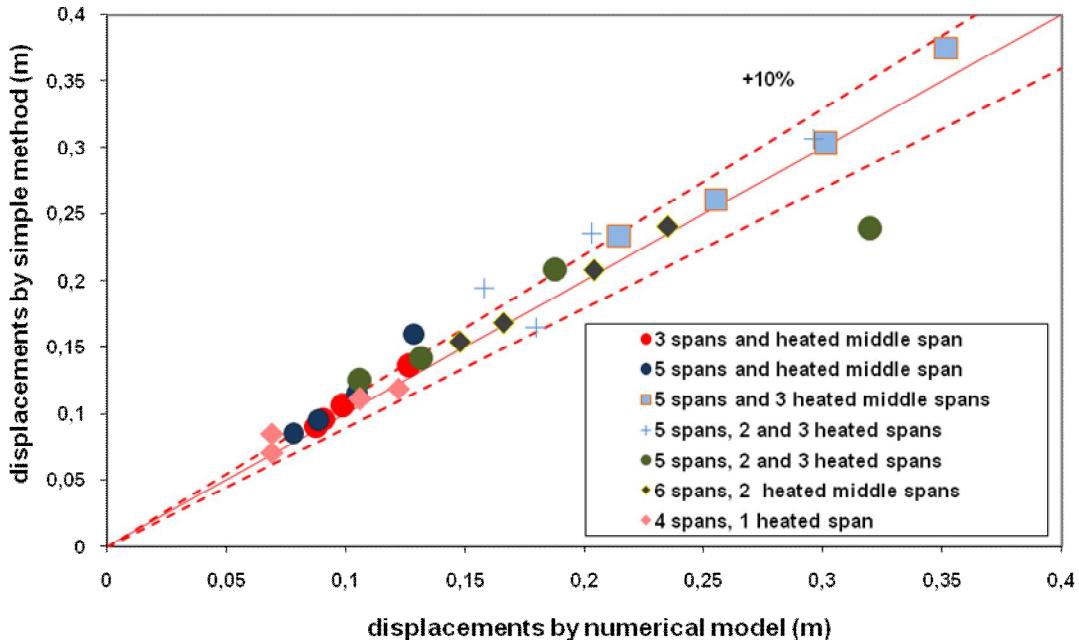


Figure 5-13 : Corrélation entre les déplacements de dilatation calculés, d'une part, par la simulation numérique et d'autre part ceux calculés par la méthode de calcul simplifiée proposée (Equation 5-14 et pour le cas "b" Figure 5-11)

5.1.3.2. Phase de ruine : stabilité des parties froides de la structure et déplacements aux extrémités du compartiment soumis au feu

Pendant la phase de ruine, les membrures de la poutre treillis soumise au feu passe d'une phase de compression à une phase de traction sur les parties froides de la structure.

Durant la seconde étape, la poutre se comporte comme une chainette soumise à un chargement uniforme.

Dans le cas d'une cellule unique soumise à un incendie localisée au milieu de la structure, (voir Figure 5-14), la force de traction horizontale appliquée au niveau des extrémités du compartiment en feu peut être obtenue suivant l'expression :

$$F = c_p.q.\ell \qquad \text{Equation 5-15}$$

où :

$q=G+0{,}2S_n$ est la charge linéaire appliquée à la structure au niveau de la toiture [N/m] (densité de charge multiplié par l'espacement entre les portiques) appliquée à la poutre et calculée en situation d'incendie (G étant la charge permanente incluant le poids propre de la toiture ainsi que les équipements et S_n est la charge de neige) ;

ℓ est la portée de la travée [m] ;

c_p est un coefficient pris égal à 1.45.

- **Il est à noter que le coefficient cp est calculé de telle sorte que l'on obtient une bonne corrélation entre les résultats de simulation numérique et ceux par la méthode de calcul simplifiée (voir Figure 5-15 et Figure 5-17).**

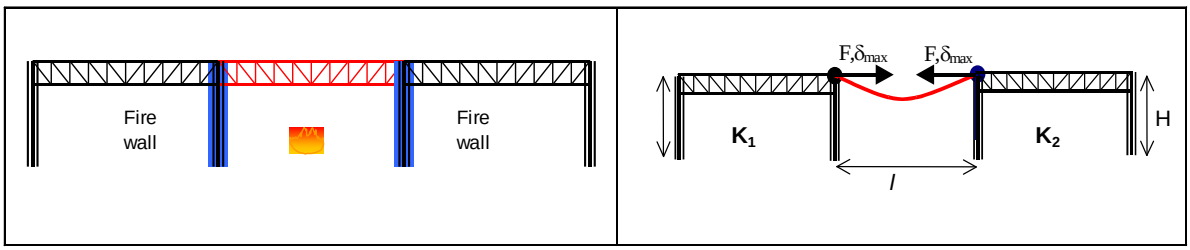


Figure 5-14 : compartiment soumis au feu au milieu du bâtiment de stockage

La Figure 5-15 montre la corrélation entre les forces de traction au niveau des têtes de poteaux obtenues par les simulations numériques d'une part et celles obtenues à partir de la méthode de calcul simplifiée (Equation 5-14) d'autre part.

A partir des forces maximales F précédemment déterminées, les déplacements $\delta_{max,i}$ en tête des poteaux peuvent être déterminés avec l'expression suivante :

$$\delta_{\max,i} = F / K_i \qquad \text{Equation 5-16}$$

où

K_i est la rigidité horizontale de la partie froide de la structure.

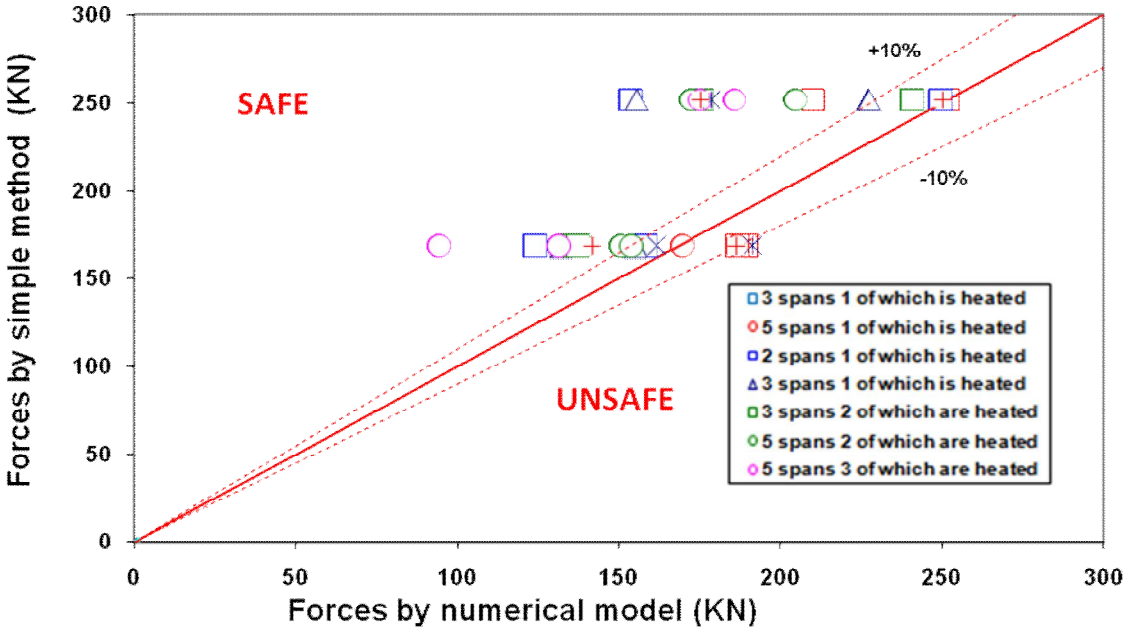
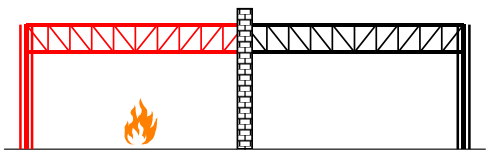
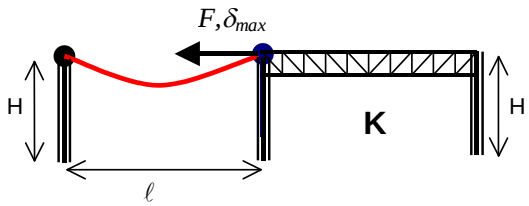


Figure 5-15 : Corrélation entre les forces calculées par les méthodes numériques et ceux évalués à partir de la méthode de calcul simplifiée (Eq. 5-14)

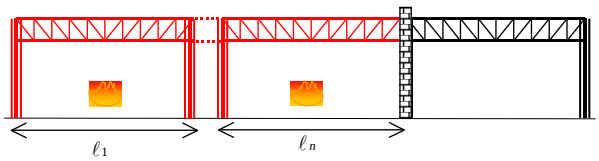
Dans le cas de séparations multiples, (plusieurs travées en feu; cellule en feu à l'extrémité) les déplacements en tête des poteaux supportant les éléments de façade ou de séparation ainsi que les forces transmises aux parties froides de la structure, peuvent être calculés en appliquant les relations précédentes à la (ou les) travée(s) échauffée(s) contiguë(s) aux cellules non sinistrées comme indiquée à la Figure 5-16.



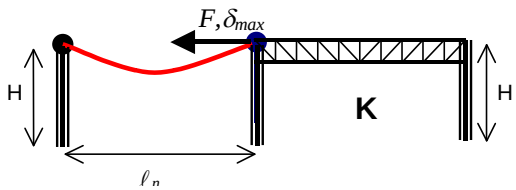
Une seule travée échauffée



$F = 1{,}45.(0.6q\ell)$ et $\delta_{max} = F/K$



n travées échauffées



$F = 1{,}45q\ell_n$ et $\delta_{max} = F/K$

a) Feu dans une cellule à l'extrémité du bâtiment de stockage

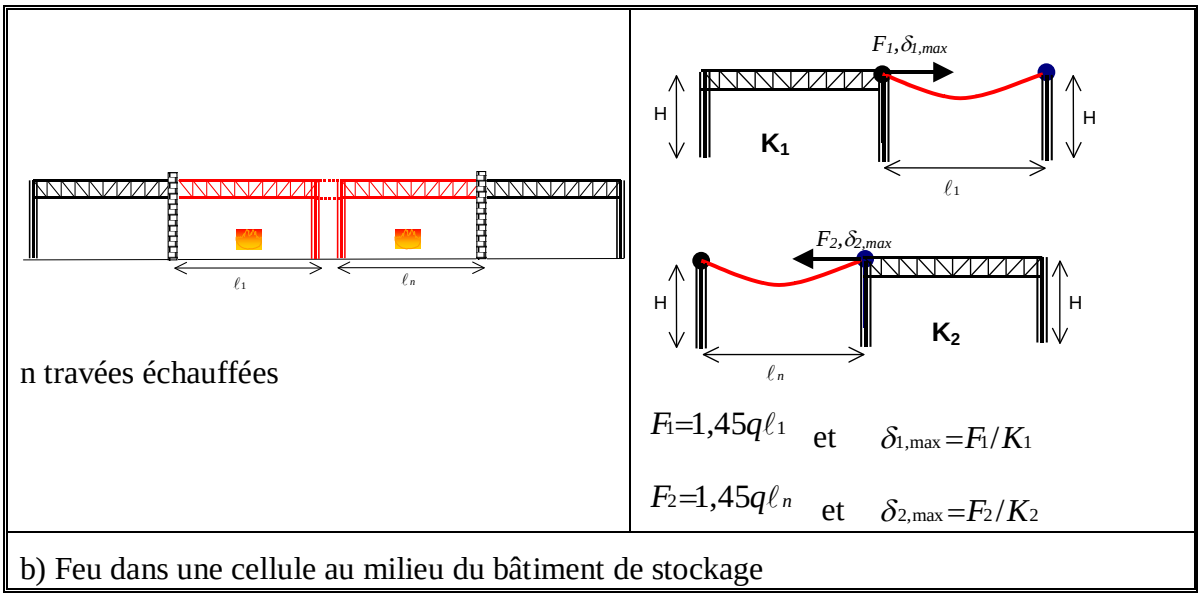


Figure 5-16 : Déplacements et efforts transmis aux différentes parties de la structure froide

La Figure 5-17 montre la corrélation entre les déplacements calculés par les simulations numériques et ceux calculés par la méthode simplifiée (Equation 5-16).

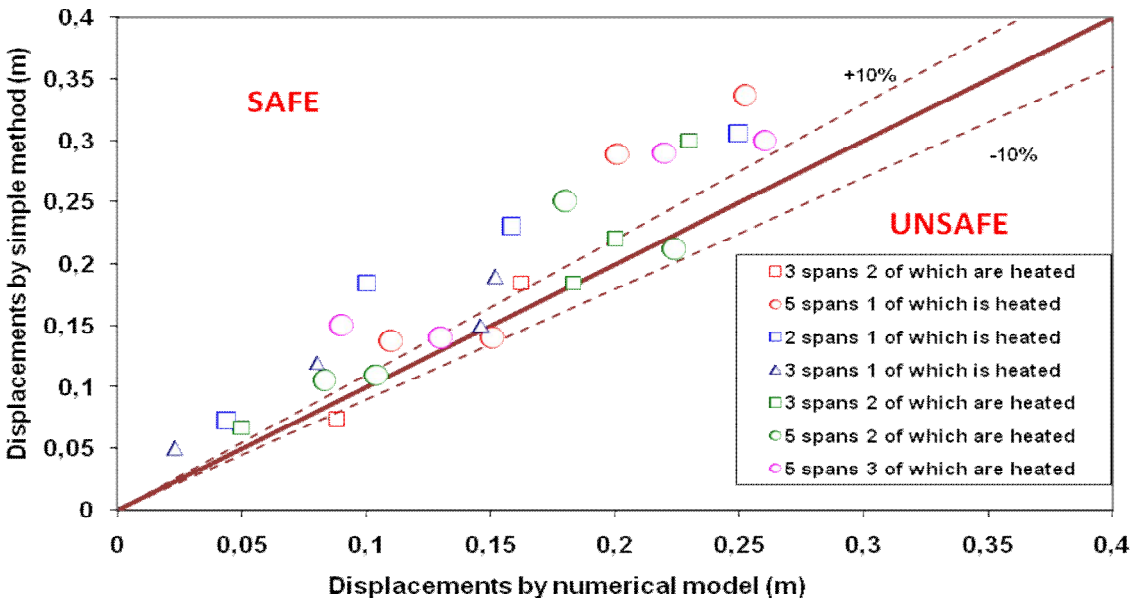


Figure 5-17 : Corrélation entre les déplacements obtenus par les méthodes numériques et ceux évalués à partir de la méthode de calcul simplifiée (Equation 5-16)

5.2. Méthode de calcul "simple" pour la phase de poussée

Une méthode plus précise et donc moins simple d'utilisation est proposée pour la phase de poussée. Cette méthode permet le calcul du déplacement horizontal maximum aux extrémités du compartiment en feu.

5.2.1. Structures avec poutres treillis et poteaux en profils laminés standard de type H ou I

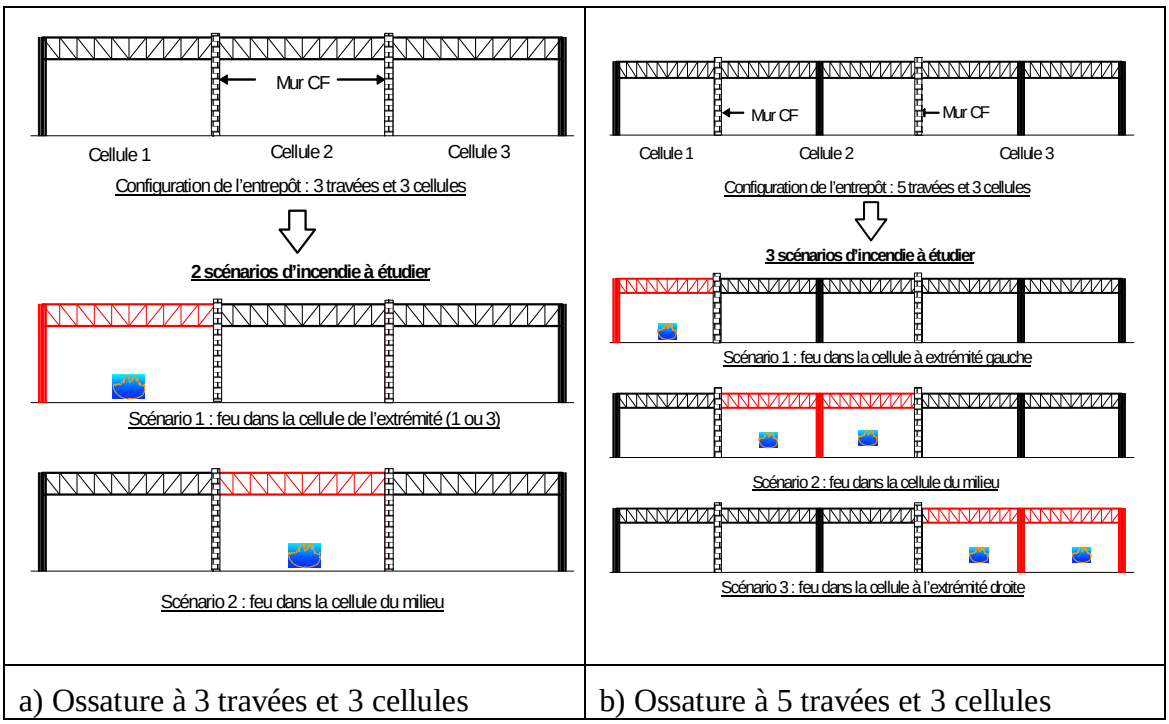
La méthode proposée dans ce paragraphe consiste à déterminer par un calcul incrémental les déplacements aux extrémités d'un compartiment sinistré par l'incendie, en prenant en compte l'évolution et la distribution des températures en fonction du temps, ainsi que leurs influences sur les propriétés thermiques (dilatation thermique) et mécaniques (facteur de réduction pour la limite élastique et le module d'élasticité) de l'acier.

Pour rappel, les efforts et déplacements maximaux à considérer dans le dimensionnement de l'ossature métallique sont ceux obtenus à l'instant où une poutre treillis plastifie, c'est à dire à l'instant où la résistance au flambement de l'un des éléments de la poutre en situation d'incendie est atteinte.

La procédure à suivre pour la détermination des déplacements est la suivante :

Etape 1 : choix des scénarios d'incendie : choix des éléments des éléments (poutres treillis) qui vont être échauffés. Ces scénarios sont définis en fonction de la configuration du bâtiment de stockage (structure et compartimentage) comme illustré sur la

- **Figure 5-18 ;**
-



a) Ossature à 3 travées et 3 cellules	b) Ossature à 5 travées et 3 cellules

Figure 5-18 : Définition des scénarios d'incendie en fonction de la configuration du bâtiment de stockage

- **Etape 2 : Calcul des températures au niveau des différentes composantes des poutres treillis dans le compartiment en feu. La distribution de température est supposée uniforme sur la longueur et la section transversale des profilés métallique ;**
- **Etape 3 : Vérification de la résistance au feu des poutres treillis échauffées. A partir des champs de température préalablement établis, il s'agit de déterminer l'instant correspondant à l'apparition des premiers phénomènes d'instabilité ou de plastifications importantes et marquant la fin de la phase de poussée. Plus précisément, à chaque niveau de température, il s'agit de vérifier la stabilité des éléments métalliques constituant les poutres treillis échauffées (membrures horizontales, montants verticaux et diagonales en compression), en calculant :**

  ⇒ d'une part, la résistance de calcul au flambement de ces éléments en situation d'incendie (selon la partie 1-2 de l'Eurocode 3 [4]) ;

  ⇒ d'autre part, les efforts internes développés dans ces éléments en situation d'incendie.

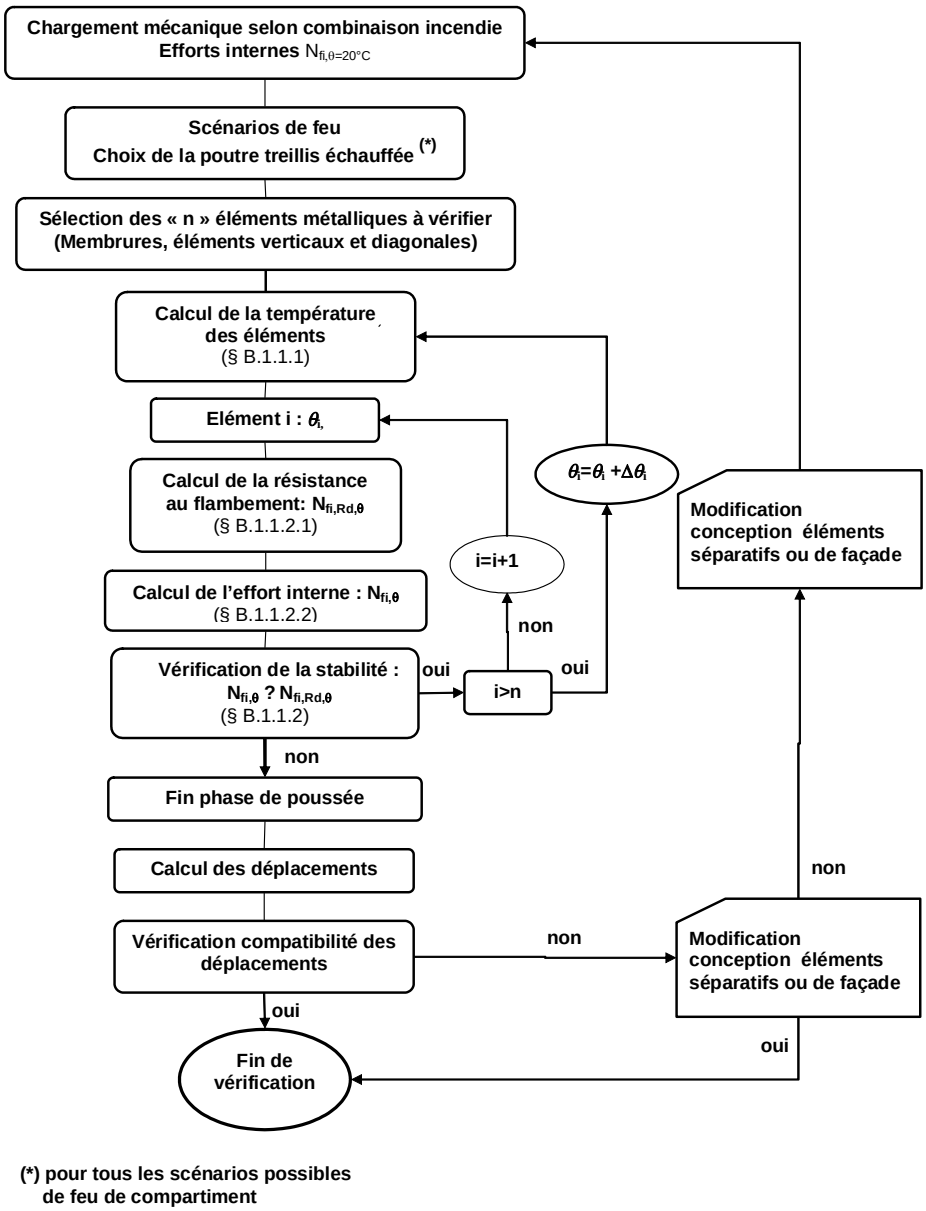


Figure 5-19 : Logigramme relatif à l'application de la méthode de calcul simplifiée

- **Etape 4 : Calcul des déplacements maximaux en tête des poteaux supportant les éléments séparatifs et de la façade. Une fois ces déplacements obtenus, il est possible de vérifier la compatibilité du déplacement entre la structure métallique et les éléments de séparation.**

Le principe de l'application de la méthode est résumé dans l'organigramme de la Figure 5-19.

Deux configurations possibles sont à distinguer, notamment :

- **Incendie dans un compartiment au milieu du bâtiment de stockage ;**
- **Incendie dans un compartiment à l'extrémité d'un bâtiment de stockage.**

5.2.1.1. Incendie dans un compartiment au milieu du bâtiment de stockage : une seule travée échauffée

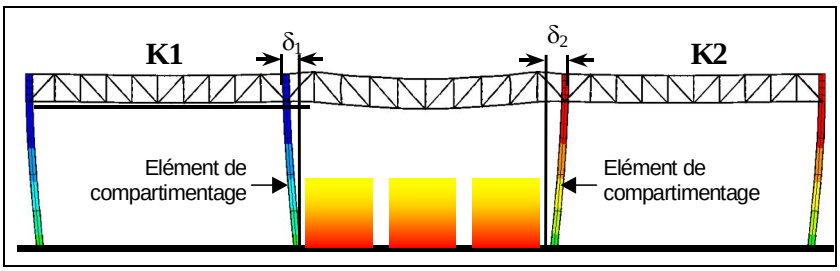


Figure 5-20 : Incendie dans une cellule au milieu d'un bâtiment de stockage

Estimation de la température des profilés métalliques :

Du fait, de la différence des facteurs de massivité des éléments métalliques constituant les poutres treillis, les niveaux de température atteints dans chaque type d'élément doivent être calculés.

Les températures des éléments métalliques sont calculées conformément à la méthode de calcul simplifiée de l'Eurocode 3 partie 1.2 en fonction de la durée et du facteur de massivité [4].

La procédure de calcul résumée dans la Figure 5-19 est suivie tout en tenant compte des températures précédemment calculées.

La procédure de calcul est appliquée en procédant étape par étape jusqu'à la ruine de la poutre treillis échauffée avec les températures suivantes :

Etape	Membrures	Diagonales	Eléments verticaux
1	201	265	359
2	258	335	435
3	314	399	496
…	…	…	…
10	604	661	693
…	…	…	…
n	…	…	…

Table 5.4 : Procédure étape par étape

Vérification de la résistance de la cellule soumise au feu : Fin de la phase de poussée

La fin de la phase de poussée se produit lorsque l'un des éléments métalliques de la poutre treillis échauffée (membrures horizontales, montants ou diagonales) se plastifie sous l'effet de l'augmentation progressive des efforts internes dus à l'empêchement partiel de dilatation généré par les parties de structure restées froides.

Aussi, pour évaluer les déplacements à considérer dans la vérification, il est nécessaire de déterminer l'échauffement des membrures horizontales au moment de la ruine de la poutre treillis. Cette température est évaluée étape par étape en vérifiant pour chaque

composante de la charpente si les efforts internes qui y sont développés atteignent la résistance critique de flambage, en d'autres termes :

$N_{fi,\theta} = N_{fi,Rd,\theta}$ Equation 5-17

où :

$N_{fi,Rd,\theta}$ est la résistance de flambage pour une température θ d'une composante de la structure;

$N_{fi,\theta}$ est l'effort interne à une température θ, qui est déterminée suivant l'expression :

$N_{fi,\theta} = N_{fi,\theta=20°C} + \Delta N_{fi,\theta}$ Equation 5-18

où :

$N_{fi,\theta=20°C}$ est l'effort interne de l'élément calculé à température ambiante pour la combinaison de charges à l'incendie. Cet effort doit être calculé à l'aide d'un logiciel classique de calcul de structure ;

$\Delta N_{fi,\theta}$ est l'effort de compression additionnel, pour la température q, généré par l'empêchement partiel de dilatation.

La vérification de la résistance dans le cas de poutre treillis peut être limitée aux éléments métalliques suivants :

- **Les éléments de la membrure inférieure situés aux extrémités du compartiment (c'est à dire au niveau des poteaux supports des éléments de compartimentage) ;**
- **Pour chaque type de section utilisée pour les éléments verticaux, l'élément le plus sollicité à froid (avec une combinaison de charge relative à la situation d'incendie) ;**
- **Les diagonales chargées en compression.**

Calcul de la résistance au flambement des profilés métalliques

A une température θ, la résistance de calcul au flambement $N_{b,fi,Rd}$ d'un élément comprimé soumis à une compression axiale peut être obtenue par l'expression :

$N_{b,fi,Rd} = \chi_{fi}\ A\ k_{y,\theta}\ f_y / \gamma_{M,fi}$ Equation 5-19

où :

χ_{fi} est le coefficient de réduction pour le flambement par flexion dans le calcul à l'incendie ;

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

Pour une utilisation pratique, le coefficient de flambement χ_{fi} peut être à partir des valeurs données dans le tableau suivant. Il est donné en fonction de la nuance d'acier et de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ à température ambiante.

$\bar{\lambda}$	Steel grade			$\bar{\lambda}$	Steel grade		
	S235	S275	S355		S235	S275	S355
0.2	0.8480	0.8577	0.8725	**1.7**	0.1520	0.1549	0.1594
0.3	0.7767	0.7897	0.8096	**1.8**	0.1381	0.1406	0.1445
0.4	0.7054	0.7204	0.7439	**1.9**	0.1260	0.1282	0.1315
0.5	0.6341	0.6500	0.6752	**2**	0.1153	0.1172	0.1202
0.6	0.5643	0.5800	0.6050	**2.1**	0.1060	0.1076	0.1102
0.7	0.4983	0.5127	0.5361	**2.2**	0.0977	0.0991	0.1014
0.8	0.4378	0.4506	0.4713	**2.3**	0.0903	0.0916	0.0936
0.9	0.3841	0.3951	0.4128	**2.4**	0.0837	0.0849	0.0866
1	0.3373	0.3466	0.3614	**2.5**	0.0778	0.0788	0.0804
1.1	0.2970	0.3048	0.3172	**2.6**	0.0725	0.0734	0.0749
1.2	0.2626	0.2691	0.2794	**2.7**	0.0677	0.0686	0.0699
1.3	0.2332	0.2387	0.2473	**2.8**	0.0634	0.0642	0.0653
1.4	0.2081	0.2127	0.2200	**2.9**	0.0595	0.0602	0.0612
1.5	0.1865	0.1905	0.1966	**3**	0.0559	0.0565	0.0575
1.6	0.1680	0.1714	0.1766				

Table 5.5 : Valeurs du facteur de réduction χ_{fi} en fonction de l'élancement à température ambiante $\bar{\lambda}$ et de la nuance d'acier

L'élancement réduit à la température ambiante $\bar{\lambda}$ est donné par la relation :

$$\bar{\lambda} = (\lambda/\lambda_1).(\beta_A)^{0.5} \qquad \text{Equation 5-20}$$

où :

$\lambda_1 = 93.9(235/f_y)^{0.5}$;

$\lambda = \ell_{fi}/i$ est l'élancement suivant l'axe faible de l'élément dans le plan de flambement ;

ℓ_{fi} est la longueur de flambement en situation d'incendie dans le plan de flambement suivant l'axe faible ;

i est le rayon de giration de la section suivant l'axe faible ;

β_A=1 pour les sections de classe 1 et 2 ;

Pour les constituant les poutres en treillis, la longueur de flambement en situation d'incendie est donnée par :

⇒ Pour les membrures horizontales : $\ell_{fi} = 0{,}7\ell$;

⇒ Pour les diagonales : $\ell_{fi} = 0{,}65\ell$;

⇒ Pour les montants : $\ell_{fi} = 0{,}5\ell$;

où ℓ est la longueur de l'élément. Pour les membrures horizontales, il convient de prendre les parties entre les montants verticaux.

Calcul des efforts internes dans la poutre treillis soumise au feu

En phase de poussée, la montée de température conduit à une élongation longitudinale de la poutre treillis qui se traduit par une augmentation des efforts internes (efforts de compression additionnels) sous l'effet de l'empêchement de dilatation induit par les parties de structures froides.

Deux situations sont à prendre en compte, notamment :

- **Effort de compression additionnel dans les membrures horizontales ;**
- **Effort de compression additionnel dans les montants verticaux et les diagonales ;**

a) Calcul des efforts de compression additionnels dans les membrures horizontales

Afin de pouvoir vérifier la stabilité au feu de la poutre treillis échauffée et de pouvoir calculer les déplacements à l'extrémité du compartiment en feu, il est nécessaire de calculer l'effort de compression additionnel généré par l'empêchement partiel de dilatation dans la membrure horizontale inférieure, ainsi que l'effort dans la membrure supérieure.

Hypothèses :

- **L'effort de compression est supposé constant le long des membrures horizontales ;**
- **Les membrures horizontales de la poutre treillis sont considérées comme des poutres isostatiques sur appuis simples (Figure 5-21), combinées à un ressort horizontal prenant en compte les parties de structure froide situées au-delà des éléments séparatifs, agissant dans le sens transversal, et dont la rigidité K_{eq} est équivalente à la rigidité en translation des parties de structure froide. Puisque la phase étudiée est la phase de poussée, ces ressorts sont unidirectionnels et apportent une réponse à la dilatation ;**

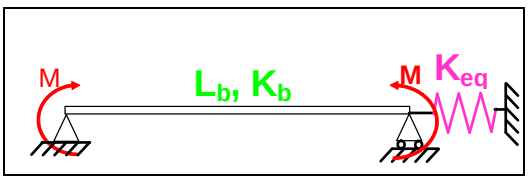


Figure 5-21 : Poutre isostatique

- **La relation contrainte-déformation de l'acier est bi-linéaire et dérivée des propriétés mécaniques données dans l'Eurocode 3 partie 1.2 (Figure 5-22).**

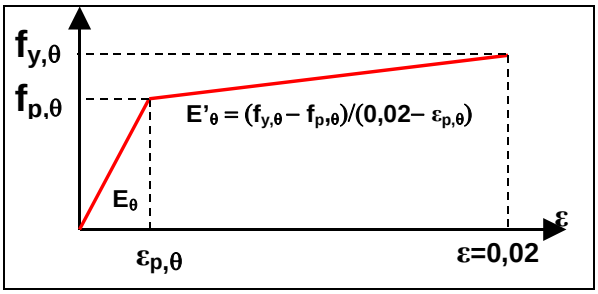


Figure 5-22 : Relation contrainte-déformation de l'acier

L'empêchement de dilation des poutres dû aux parties de structure restées froides conduit dans la membrure inférieure à un effort additionnel de compression qui peut être calculé par la relation suivante :

$$\Delta N_{mi,\theta} = \frac{\alpha.L_b.(\theta - 20)}{1/K_{eq} + 1/K_{bi}} - \frac{1/K_b - 1/K_{bi}}{1/K_{eq} + 1/K_{bi}} N_{el,\theta} \qquad \text{Equation 5-21}$$

où :

θ est la température de l'acier ;

α est le coefficient de dilatation thermique de l'acier (prise égal à 14.10^{-6}) ;

L_b est la longueur de travée soumise au feu ;

$N_{el,\theta}$ est la résistance élastique de la membrure métallique pour la température θ : $N_{el,\theta}=A.f_{y,\theta}$;

K_{eq} est la rigidité équivalente des parties froides de la structure: $1/K_{eq} = \sum 1/K_i$ où K_i est la rigidité latérale de la structure froide en question.

K_b et K_{bi} sont les rigidités axiales (élastique et inélastique) de la membrure pour une température θ.

Les rigidités axiales K_b et K_{bi} sont définies, pour la température θ, par :

$\Rightarrow$ $K_b=A.E_\theta/L_b$

$\Rightarrow$ $K_{bi}=K_b$ si $N_{mi,\theta=20°C}+\Delta N_{mi,\theta} \leq N_{el,\theta}$;

$\Rightarrow$ $K_{bi}= A.E'_\theta/L_b$ si $N_{mi,\theta=20°C}+\Delta N_{mi,\theta} > N_{el,\theta}$;

avec :

E_θ et E'_θ sont les modules d'élasticité pour la température θ tels que définis dans la Figure 5-22 et A est l'aire de la section transversale de la membrure.

L'effort de compression additionnel induit dans la membrure supérieure de la poutre treillis échauffée peut être calculé par la relation suivante :

$$\Delta N_{ms,\theta} = \frac{\alpha L_b(\theta - 20) - \delta_0}{1/K_{eq} + 1/K_{bi}} - \frac{1/K_b - 1/K_{bi}}{1/K_{eq} + 1/K_{bi}} N_{el,\theta}$$

Equation 5-22

où

δ_0 $(= \Delta N_{mi,\theta} / K_{eq})$ est le déplacement à la température θ induit par la force additionnelle générée dans la membrure inférieure.

Les rigidités axiales K_b et K_{bi} sont définies pour la température θ par :

- ⇒ $K_b = A.E_\theta / L_b$
- ⇒ $K_{bi} = K_b$ si $N_{ms,\theta=20°C} + \Delta N_{ms,\theta} \leq N_{el,\theta}$;
- ⇒ $K_{bi} = A.E'_\theta / L_b$ si $N_{ms,\theta=20°C} + \Delta N_{ms,\theta} > N_{el,\theta}$;

b) Calcul de l'effort de compression additionnel induit dans les montants verticaux et les diagonales en compression **:**

Les études menées sur la base de calculs avancés montrent que les efforts internes dans les diagonales en compression restent approximativement constants malgré l'augmentation des températures.

Concernant les montants verticaux, l'élévation des températures ainsi que l'empêchement partiel de dilatation induit par les membrures horizontales conduit à une légère augmentation des efforts de compression dans ce type d'élément. Toutefois, les calculs montrent que l'instabilité des montants verticaux, lorsqu'elle à lieu, se produit toujours pour un effort de compression proche de la valeur de l'effort interne obtenu à température ambiante pour la combinaison de charges à l'incendie.

C'est pourquoi les valeurs des efforts internes obtenus à température ambiante pour la combinaison de charges à l'incendie peuvent être utilisées pour vérifier la stabilité en situation d'incendie des diagonales en compression et des montants verticaux.

Pour ces éléments, les forces de compression sont données par :

$$N_{fi,t} = N_{fi,\theta=20°C} \quad \text{et} \quad \Delta N_{fi,\theta} = 0$$

Equation 5-23

Calcul du déplacement maximum aux extrémités du compartiment en feu

Les déplacements en tête de poteaux des éléments de compartimentage peuvent être calculés de la manière suivante :

$$\delta_{max,i} = (\Delta N_{mi,\theta_c} + \Delta N_{ms,\theta_c}) / K_i \qquad \text{Equation 5-24}$$

où :

K_i est la rigidité de la partie froide de la structure ;

$\Delta N_{mi,\theta_c}$ est la force de compression additionnelle au niveau de la membrure inférieure obtenue à la température θ_C (cf. Equation 5-20) ;

$\Delta N_{ms,\theta_c}$ est la force de compression additionnelle au niveau de la membrure supérieure à la température θ_C (cf. Equation 5-21).

θ_C est la température atteinte dans les membrures à la fin de la phase de dilatation.

5.2.1.2. Compartiment en feu au milieu du bâtiment de stockage : cas de plusieurs travées soumises au feu

Pour des cas de cellules avec plusieurs travées échauffées, les déplacements en tête de poteaux supports des éléments séparatifs peuvent être déduits par superposition et combinaison du schéma de base présenté dans la Figure 5-20 en considérants les valeurs appropriées de K_1 et K_2.

Par exemple, le déplacement en tête des poteaux des éléments séparatifs sera égal à la somme des déplacements de chaque travée échauffée, en appliquant la méthode du § 5.2.1.1 avec les rigidités appropriés K_1 et K_2 comme indiqué sur la Figure 5-23.

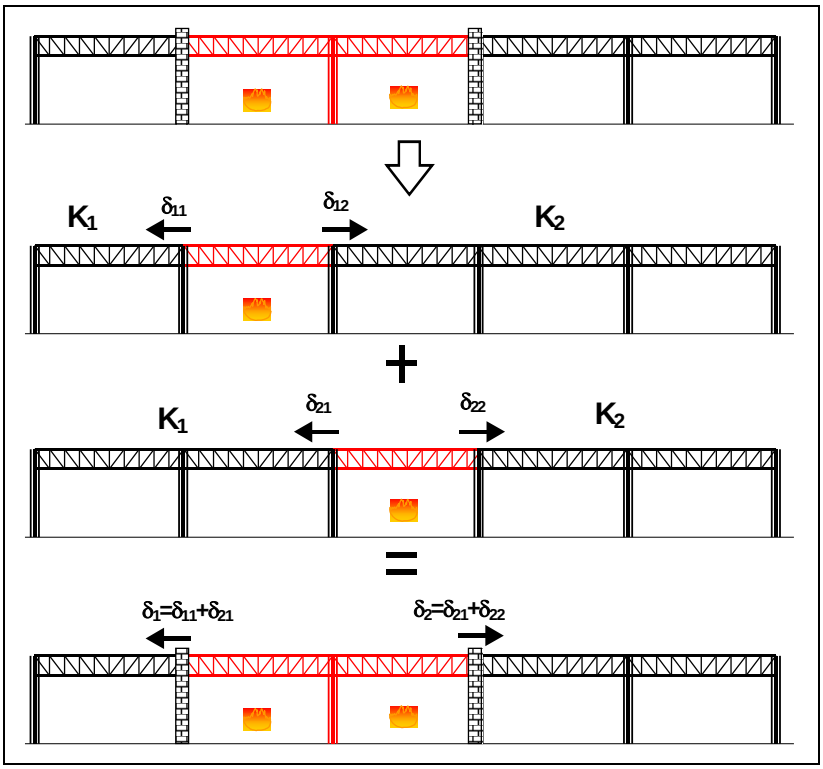


Figure 5-23 : Principe de superposition des déplacements

Pour une utilisation pratique, en alternative à la méthode de superposition, les déplacements aux extrémités du compartiment peuvent être obtenus en appliquant le schéma de base présenté au §5.2.1.1 à une cellule constituée d'une seule travée échauffée de portée égale à la somme de toutes les travées échauffées avec les valeurs de rigidité K_1 et K_2 (voir Figure 5-24).

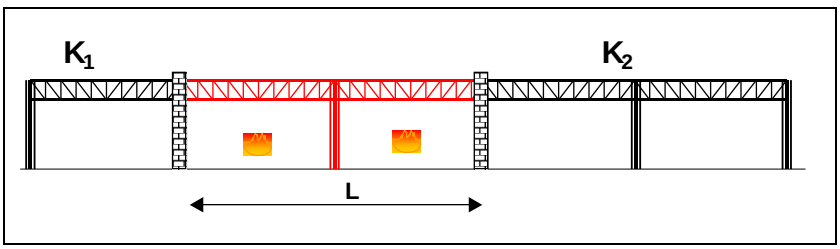


Figure 5-24 : Travée échauffée équivalente

5.2.1.3. Incendie à l'extrémité du bâtiment de stockage

Dans les cas d'une cellule en feu située à l'extrémité du bâtiment de stockage, les déplacements en tête des poteaux des éléments séparatifs et de façade peuvent être calculés en appliquant les règles suivantes :

- **Les déplacements au niveau des éléments de compartimentage δ2 peuvent être déterminés en appliquant la méthode présentée au**

paragraphe 5.2.1.1 à la travée de la cellule sinistrée contiguë au mur coupe feu et en considérant des valeurs de rigidité K_1 et K_2 (voir Figure 5-25). Dans le cas d'une seule travée soumise au feu, la valeur de K_1 doit être égale à $K_1 = 0.2 \times K$ (où K est la rigidité latérale de la travée à température ambiante)

- **Les déplacements à l'extrémité du bâtiment de stockage peuvent être calculés à partir de la relation suivante :**

$$\delta_1 = \alpha . \sum_{i=1}^{m} l_i . (\theta_c - 20) - \delta_2$$

Equation 5-25

où :

ℓ_i est la portée de la travée échauffée i ;

n_1 est le nombre de travées de la cellule en feu ;

θ_c est la température des membrures à la fin de la phase de poussée ;

α est le coefficient de dilatation thermique (14.10^{-6}).

5.3. Recommandations pour le contreventement

Des recommandations supplémentaires doivent être prises en compte pour que l'effondrement de la structure métallique, soumise au feu, dans n'importe quel côté de la structure, n'endommage pas le mur coupe feu.

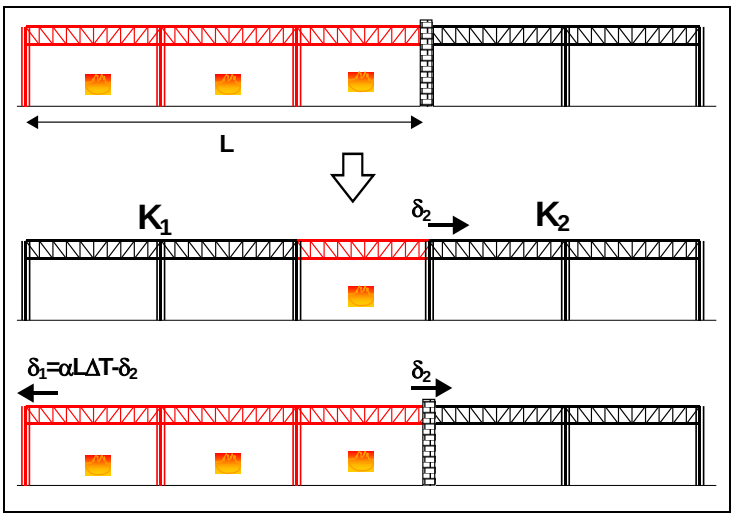


Figure 5-25 : Déplacements (cas d'un compartiment en feu à l'extrémité du bâtiment de stockage)

5.3.1. Mur coupe feu perpendiculaire à la structure métallique

L'exigence de non ruine en chaîne et d'effondrement vers l'extérieur dans le sens perpendiculaire aux portiques peut être satisfaite à l'aide d'une disposition adéquate des éléments assurant la stabilité longitudinale (voir Figure 5-26). Chaque cellule doit comporter ses propres palées de stabilité. On veillera en particulier :

- **à prévoir aux deux extrémités d'un mur CF un contreventement. Ce système doit être dimensionné pour résister à une charge latérale égale à 20% de la charge normale du vent (pondération de la combinaison incendie) calculée pour une surface de pignon limitée à la largeur d'une seule travée de portique (s=h×l) ;**
- **à doubler le contreventement de part et d'autre du mur coupe-feu ou à protéger les systèmes de contreventement précédents.**

Toutefois, ces systèmes de contreventement doivent être compatibles avec le dimensionnement de la structure à température ambiante de telle sorte qu'ils n'entrainent pas, par exemple, des problèmes au niveau des joints de dilatation.

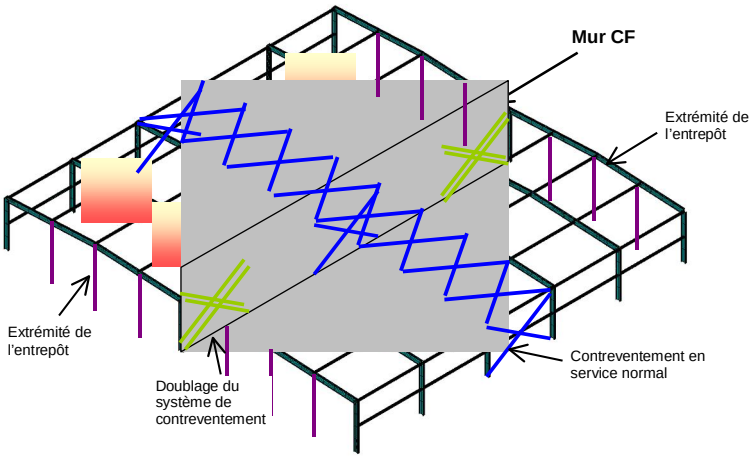


Figure 5-26 Système de contreventement à l'extrémité longitudinale du bâtiment de stockage

5.3.2. Mur coupe feu parallèle au sens porteur de la structure

Des systèmes de contreventement (vertical entre poteaux et horizontal pour le toit) sont généralement localisés dans le même compartiment. Lorsque les murs CF sont parallèles au sens porteur de la structure, il est nécessaire de rajouter, dans chaque cellule, un système de contreventement (vertical et horizontal en toiture) afin que la ruine d'une cellule n'entrave pas la stabilité d'ensemble du bâtiment (Figure 5-27). Chaque système de contreventement doit être conçu pour résister à une charge horizontale uniforme prise égale à :

$$F = 1.19\, q$$ Equation 5-26

où

$$q = G + 0.2\, S$$

Lorsque le mur CF est accolé à l'ossature métallique, les éléments de contreventement doivent être fixés, côté mur, le cas échéant, sur les éléments rigides mis en œuvre pour supporter les pannes. La charge horizontale est à appliquer au droit de chaque nœud du treillis, et sera calculée pour tout élément traversant le mur.

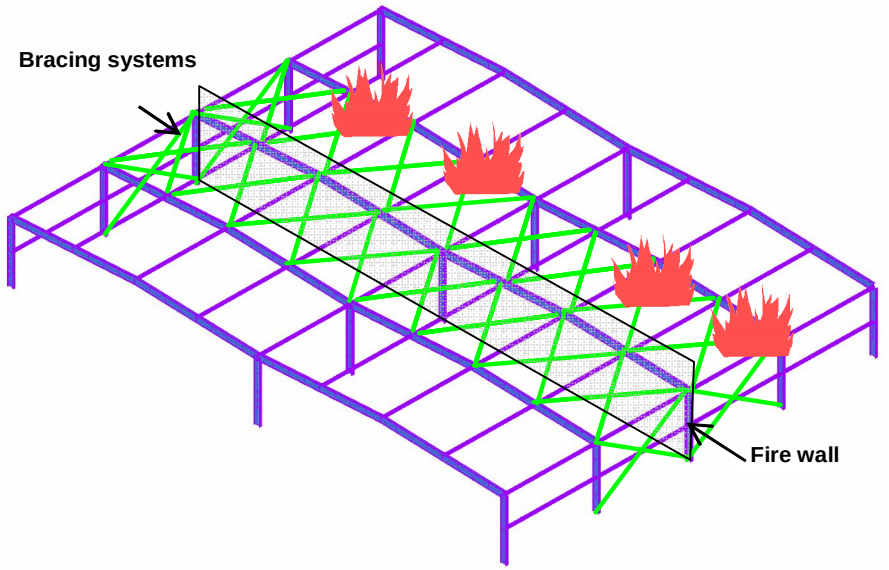


Figure 5-27 Système de contreventement d'un bâtiment de stockage

5.4. Etude de cas pour un bâtiment de stockage avec poutres treillis

Comme exemple d'application, les méthodes décrites précédemment au paragraphe § 5.1.3 ont été utilisées ci-après pour évaluer le déplacement maximal ainsi que la force qui lui correspond au niveau des extrémités du compartiment en feu d'un bâtiment de stockage avec poutre treillis et ceci durant la phase d'expansion et de ruine.

5.4.1. Description de la structure métallique sélectionnée

Les caractéristiques de la poutre treillis ainsi que les conditions aux limites du problème thermomécanique sont résumées dans la Table 5.6 et la Figure 5-28.

Nombre de travées	travée (m)	Hauteur poteaux (m)	Composantes métalliques				Nombre De cellules
			Poteau	Membrures horizontales	Montants	Diagonales	
3	30	7.5	HEA 450	L100×100×10	L70×70×7 L50×50×5	L100×100×10 L80×80×8 L70×70×7 L50×50×5	3

Table 5.6 : Caractéristiques de la structure métallique

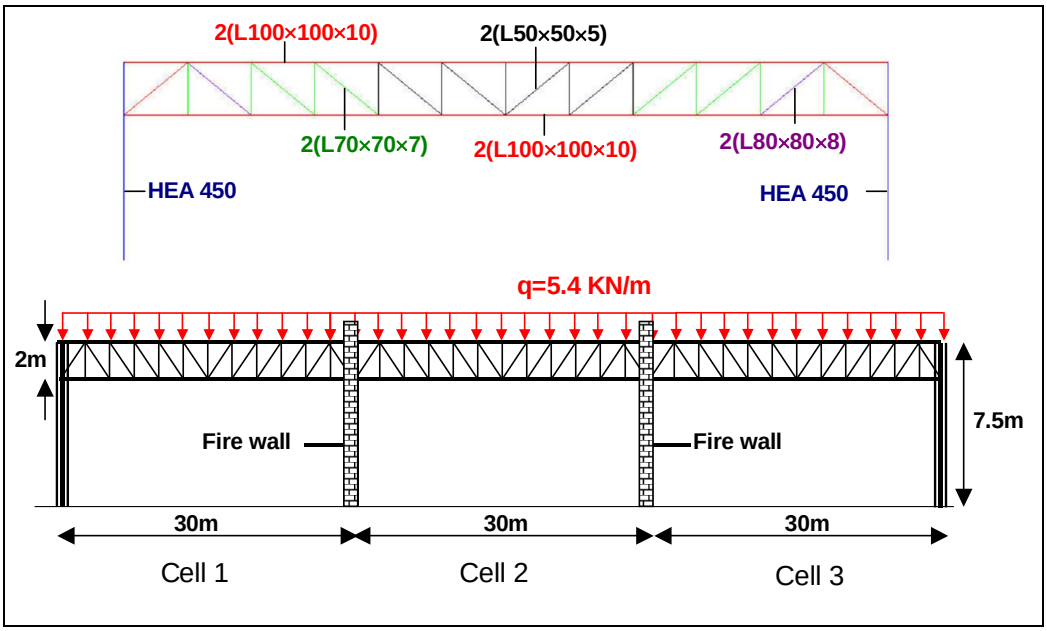


Figure 5-28 : Configuration et conditions aux limites du bâtiment de stockage

5.4.2. Choix des scénarios d'incendie

Dans cette étude, le bâtiment de stockage est subdivisé en trois cellules séparées par des murs coupe-feu. En vertu de la symétrie de la structure, seulement deux scénarios ont été sélectionnés (voir Figure 5-29) :

- **Scénario 1 : feu dans la cellule externe (cellule 1 ou 3);**
- **Scénario 2 : feu dans la cellule centrale (cellule 2);**

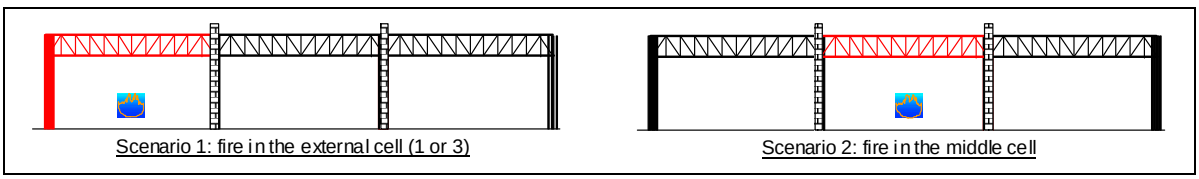


Figure 5-29 : Différents scénarios d'incendie étudiés

La rigidité horizontale calculée avec un logiciel de calcul est donnée dans la Table 5.7.

Nombre de travées		
Rigidité (N/m)	3538.57	4933.40

Table 5.7 : Rigidité horizontale

5.4.3. Principaux résultats

Pour chaque scénario d'incendie, les déplacements (phase de poussée) et les forces (phase de ruine) sont déterminés en utilisant à la fois les règles simples, les méthodes de calcul simplifiées et les méthodes numériques (ANSYS). Les principaux résultats (déplacements et forces) sont résumés dans la Table 5.8 et la Table 5.9 respectivement.

La comparaison enter résultats du calcul à partir des méthodes simples et la modélisation numérique (ANSYS) à montrée une bonne concordance.

Méthode	Scénario d'incendie 1		Scénario d'incendie 2	
	Extrémité G	Extrémité D	Extrémité G	Extrémité D
Règles simples	0.225	0.045	0.135	0.135
Méthodes de calcul simplifiées	0.188	0.031	0.105	0.105
Résultats numériques	0.17	0.026	0.10	0.10

Table 5.8 : Déplacements horizontaux pour la phase de poussée

Méthode	Scénario d'incendie 1		Scénario d'incendie 2	
	Force de traction (kN)	Déplacement horizontal (m)	Force de traction (kN)	Déplacement horizontal (m)
Règles simples	171.0	0.035	285.0	0.081
Méthodes numériques	141.0	0.03	270.0	0.08

Table 5.9 : Déplacements horizontaux et forces pour la phase de ruine

6. Eléments de façade, Mur de partition et CF

Pour minimiser le risque aux personnes et pour prévenir toute éventualité de propagation entre bâtiments ou compartiments séparés par de cloisons, les textes réglementaires exigent, en plus de la résistance au feu généralement requise pour les éléments de partitions (qui dépend de l'utilisation et de la hauteur du bâtiment), que les ruptures localisées de la première cellule sous sollicitation de feu n'engendre pas la ruine en chaine de la structure porteuse du bâtiment et n'implique pas l'effondrement de la structure vers l'extérieur. Ces exigences supposent que le déplacement de la structure n'engendre pas l'effondrement prématuré des éléments de façade et du mur de partition. Pour atteindre ces objectifs, des recommandations doivent être mis en pratique.

Après une petite description de quelques systèmes actuellement utilisés pour les bâtiments industriels et de stockage, des recommandations pour des éléments de façade et des murs de partition sont proposés. Ces recommandations ont pour objectif de prévenir un effondrement prématuré des éléments et donc d'éviter le risque d'une ruine en chaine ou d'un effondrement vers l'extérieur.

6.1. Description de quelques types de façade et de murs CF

Une description concise des quelques types de façade et de murs CF actuellement utilisé pour les bâtiments industriel et de stockage :

⇒ Panneaux isocomposite

⇒ Panneau à l'épreuve du feu

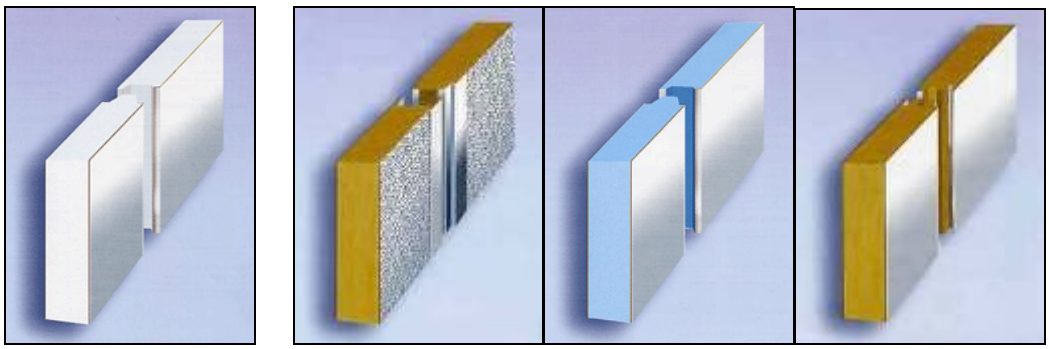
⇒ Cloison légère

⇒ Mur CF avec des profilés laminés à chaud et béton cellulaire

6.1.1. Panneau isocomposite

6.1.1.1. Description du produit

Fabrication de panneau sandwich de grandes dimensions (longueur jusqu'à 12 m et largeur jusqu'à 1,2 m). L'isolant est soit du polystyrène expansé, polystyrène extrudé ou laine de roche.



Lecson Lectol Lecpol Lecfeu

Figure 6-1 : Système dit isocomposite

Panneaux sandwich pour façade (Lecson, Lectol, Lectpol).

Panneaux sandwich pour mur de partition (Lecfeu).

	Produits			
	Lecson	Lecfeu	Lectol	Lecpol
Epaisseur	1180 mm	1180 mm	1180 mm	1180 mm

Epaisseur de l'isolant	60, 80, 100, 120 mm	60, 80, 100, 120 mm	60, 80, 100, 120 mm	60, 80, 100, 120 mm
Longueur	Jusqu'à 6 m; plutôt isolation sonore	Jusqu'à 6 m; plutôt résistance au feu	Jusqu'à 12 m	Jusqu'à 12 m
Charge maximale	Épaisseur : 2 to 2.5 m	Épaisseur : 2.5 to 4 m	Épaisseur : 2 to 4 m	Épaisseur : 2 to 4 m
Résistance au feu	M0 (rock wool)	M0 (laine de roche)	M1 (EPS)	M1 (PS)
Conductivité thermique	Jusqu'à K = 0.34	Jusqu'à K = 0.27	Jusqu'à K = 0.26	Jusqu'à K = 0.26
Durabilité (corrosion)	Acier galvanisé et peint;			

Table 6.1 Propriétés des panneaux isocomposites

6.1.2. Panneaux résistants au feu

6.1.2.1. Description du produit

Cette solution constitue une alternative possible aux bétons EI30, EI60, EI90 ou **EI180.** L'âme du panneau est constituée d'un matériau incombustible (classe A1). Une épaisseur de 70mm assure une résistance EI30 & W60, une épaisseur de 100mm correspond à EI60 & W90. Une épaisseur de 120mm permet EI90. Différent profilés et épaisseurs sont disponibles pour ces panneaux.

6.1.2.2.

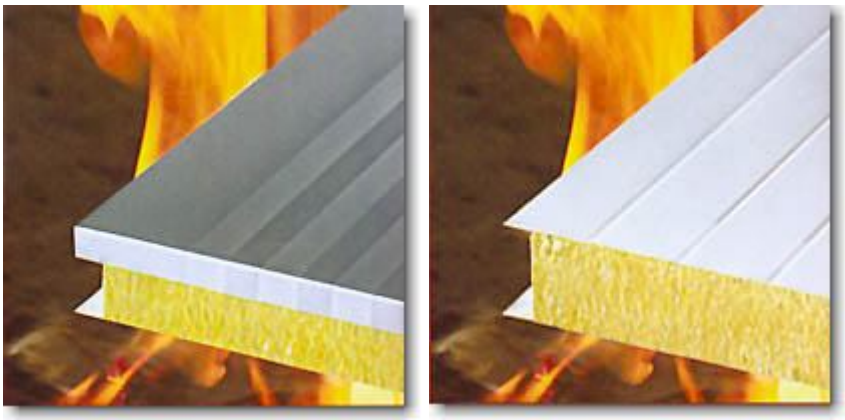


Figure 6-2 : Cloison à l'épreuve du feu

6.1.2.3. Domaine d'application

Les caractéristiques exceptionnelles permettent de couvrir un large éventail d'applications. Tels que les murs externes et internes de bâtiment, construction d'usine de ventilation, installation de conditionnement...

6.1.2.4. Caractéristiques techniques

Dimensions

Epaisseur : 915 mm ou 1100 mm. Largeur spéciale de construction : entre 500 mm et 1200 mm. Longueur : longueur standard de 10 m. Epaisseur : 35, 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200 mm. Au panneau ayant la L ou V, 2 mm doivent être ajoutés à l'épaisseur standard à cause de la forme du profilé.

Durabilité (corrosion)

Classe de résistance K III / DIN 55 928 part 8. Plaque externe et interne : 0,55 mm - 0,75 mm acier galvanisé de type acc. DIN 17162, enduit polyester ou PVDF. Isolation thermique : plaque de fibre minérale sous forme titulaire, non combustible de classe résistance au feu. Revêtement en pryester 25 µm, PVDF 80/20, Kynar 500 appr. 25 µm. Couleurs : RAL 9002, RAL 9006, RAL 9010. D'autres couleurs sont disponibles sur commande. Protection de surface : les panneaux sont fournis avec une feuille de protection.

Résistance au feu

Comportement au feu :

(épaisseur/classe) 70mm / EI30; 80mm / EI60; 120mm / EI90; 200mm / EI180

Performances thermique

Conductivité thermique :

- ⇒ pour 35 mm K = 1.19 W/m²K;
- ⇒ pour 200 mm K = 0.24 W/m²K;

Performance acoustique

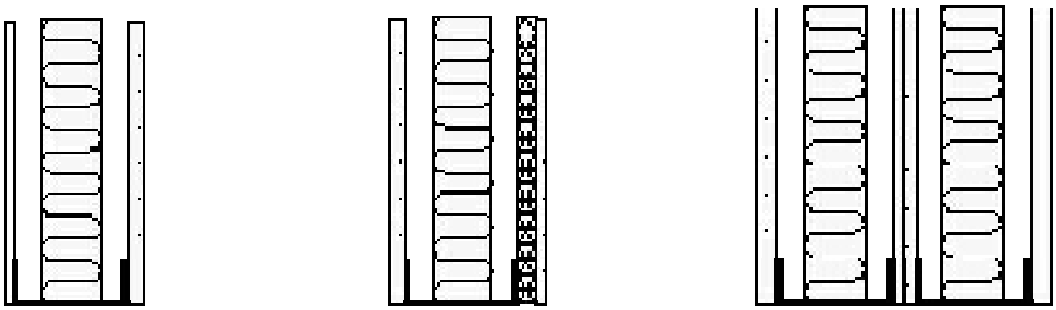
Isolation acoustique :

- ⇒ 35 to 60 mm: 34dB;
- ⇒ 70 to 200mm: 35dB;

6.1.3. Mur en structure légère

6.1.3.1. Product description

L'ossature métallique légère est introduite entre deux sections de la plaque de plâtre. L'épaisseur, la taille et la forme de la structure métallique peut être variable.



FFW01 FFC02 FFW03

Figure 6-3 : Section de cloison légère

6.1.3.2. Domaine d'application

Cloison et mur résistant au feu.

6.1.3.3. Description technique

Dimensions

FFW01

93mm acier 1.2mm écartement (CH9312). Revêtement intérieur : une couche de 15 mm de plâtre Lafarge Megadeco. Isolation : 50mm laine minérale de densité 33kgm³. Poids 26 Kg/m²,

FFC02

93mm acier 1.2mm écartement (CH9312). Revêtement intérieur : une couche de 15mm de plâtre de Lafarge Vapourcheck Megadeco. Revêtement extérieur : une de 22mm de Thermal Minerit. Isolation : 50mm de laine minérale de densité 33kg/m³.poids 27 Kg/m²,

FFW03

Revêtement interne : une couche de 15mm de plâtre Lafarge Megadeco. Revêtement multi couche : deux couches de 9mm Minerit. Poids 52 Kg/m²,

	Produit		
	FFW01	FFC02	FFW02
Résistance au feu	EI30	EI60	EI120
Performance thermique	n.a	K= 0.35	n.a.
Performance acoustique	Isolation sonore 45-n.a dB	Isolation sonore 48-n.a dB	Isolation sonore 55-n.a dB

Table 6.2 Propriétés du mur CF

6.1.4. Mur CF en profilés laminés à chaud et béton léger

6.1.4.1. Description du produit

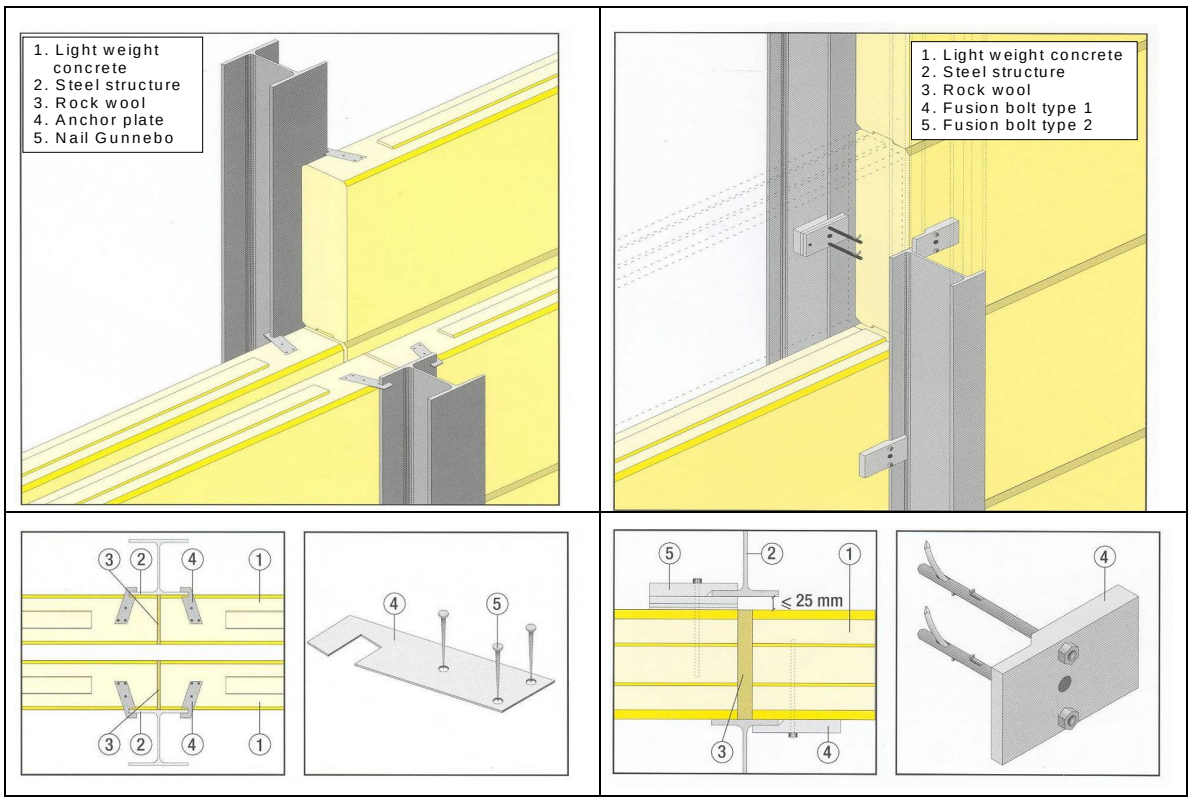


Figure 6-4 : Double cloison (gauche) et cloison simple avec des fixations fusibles (droite)

Le mur est composé de profilés laminés à chaud et de panneaux en béton léger. Il peut être complètement dédoublé ou alors juste la structure en acier tout en prévoyant des connexions fusible à une certaine température.

6.1.4.2. Domaine d'application

Cloisons et mur résistant au feu.

6.1.4.3. Description technique

Dimensions

- ⇒ Épaisseur : 600 mm;
- ⇒ Longueur : 6000 mm maximum (entre deux profilés);

Charge utile

La quantité d'acier de construction à prévoir pour le béton léger est calculé pour une charge d'arrachement de vent de 800 N/m^2. Cette quantité d'acier peut être majorée si nécessaire;

Résistance au feu

Les parties en béton d'épaisseur 150mm peuvent atteindre une résistance de six heures. Par contre la résistance globale dépend du système lui même;

Performance thermique

La conductivité thermique est de 0.15 w/mK;

6.2. Murs CF et déplacement des façades

Des études effectuées sur la base de calculs avancés ont montré que le déplacement horizontal des structures porteuses d'un bâtiment de stockage soumis au feu peut être très important.

Le déplacement horizontal peut atteindre facilement des dizaines de centimètres et peut conduire ainsi à l'endommagement de la façade ou des éléments séparatifs s'ils ne sont pas suffisamment élastiques ou fixés correctement. Il est ainsi important de s'assurer que ces déplacements peuvent être supportés par le mur de partition (ou de la façade) afin de garantir la condition d'intégrité.

6.3. Dispositions constructives

Les recommandations proposées peuvent être appliquées à n’importe quel type de mur CF tel que les murs en béton léger, en béton armé, en parpaing, en bardage avec une protection incendie, en plaques de plâtre, ou autre type de matériau. Cependant, un mur CF doit être suffisamment flexible pour que son déplacement hors plan sous sollicitation de feu soit compatible avec celui de la structure métallique.

L'utilisation des éléments de façade est sans restriction pour les bâtiments de stockage. Néanmoins, qu'elle que soit le type de façade, son adéquation structurale, son intégrité et sa compatibilité avec le déplacement de la structure métallique doivent être assurés. De cette manière, un effondrement de ces éléments, s'il a lieu, serait vers l'intérieur du bâtiment. L'utilisation de façade auto-stable n'est pas recommandée, car, sous l'effet de la courbure engendrée par une dilatation thermique différentielle, le mur fléchie vers l'extérieur du bâtiment. Ce type de façade ne peut être utilisé que si son comportement structural est évalué par une méthode de calcul avancée prenant en compte les effets du second ordre ou si sa structure porteuse est localisée à l'extérieur du compartiment en feu et donc suffisamment protégé pour rester stable.

6.3.1. Fixation des éléments de compartimentage et de la façade à la structure métallique

Afin de prévenir tout risque de ruine des éléments de compartimentage (murs coupe-feu) et éléments de façade suite à un déplacement excessif de la structure métallique du bâtiment de stockage, il est nécessaire de s'assurer que ces éléments restent solidaires à la structure métallique.

Ainsi, pour éviter tout risque d'effondrement des éléments de façade vers l'extérieur ou l'effondrement des éléments de partition, une solution consiste à solidariser ces éléments avec les poteaux de la structure portante, au moyen de systèmes de fixation appropriés. Par exemple, des plats métalliques horizontaux ou des lisses uniformément réparties sur la hauteur du bâtiment, disposés en colonnes, et séparés d'une hauteur maximale de 3 m, pourraient être utilisés pour les éléments ayant une ductilité réduite de type mur en parpaing ou en brique (voir Figure 6-5).

Par ailleurs, les attaches mises en œuvre pour la fixation des éléments de compartimentage et de façade sur les poteaux doivent être dimensionnées pour résister aux efforts générés par le vent et le poids propre des éléments séparatifs sous l'effet du déplacement latéral induit par la structure métallique du bâtiment de stockage.

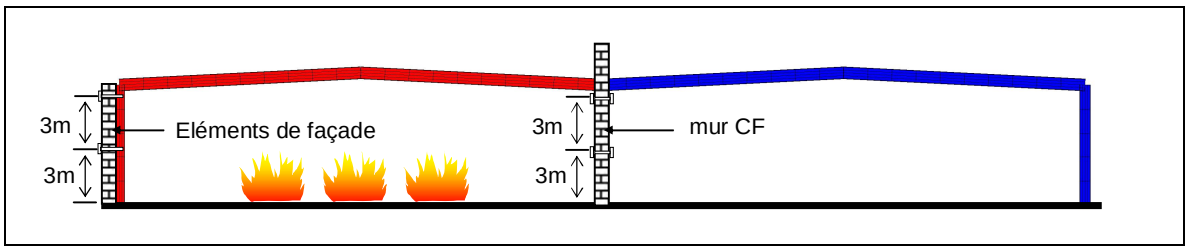


Figure 6-5 : Détails constructifs des éléments de séparation

6.3.2. Détails constructifs de structures métalliques avoisinants les éléments de séparations

Des recommandations supplémentaires sont à prescrire pour que la ruine de la structure métallique sous sollicitation de feu des deux côtés du mur CF n'engendre aucun endommagement à la structure.

Les composantes de la structure qui peuvent endommager les murs CF (étant à côté ou traversant les murs) doivent être stables au feu au moins pendant une durée suffisante (au moins R30) afin d'éloigner du mur CF la localisation de la rotule plastique.

L'épaisseur de la protection incendie appliquée aux poutres et poteaux peut être déterminée en considérant une section d'acier exposée sur ses quatre faces ou une exposition au feu durant une heure selon la courbe conventionnelle et ne dépassant pas les 500°C.

L'épaisseur de la protection incendie pour les poutres treillis peut être déterminée en supposant que la membrure inférieure, les montants et les diagonales sont soumis au feu (selon la courbe nominale pendant une heure et pour une température n'excédant pas les 500°C) sur leurs quatre facettes et que sur trois facettes pour la membrure supérieure.

6.3.3. Détails constructifs pour les systèmes de toiture au dessus des éléments séparatifs

Pour prévenir qu'un effondrement de la structure de toiture à proximité du mur CF n'entraine l'endommagement de ce dernier au cours d'un incendie, certains détails constructifs doivent être pris en compte.

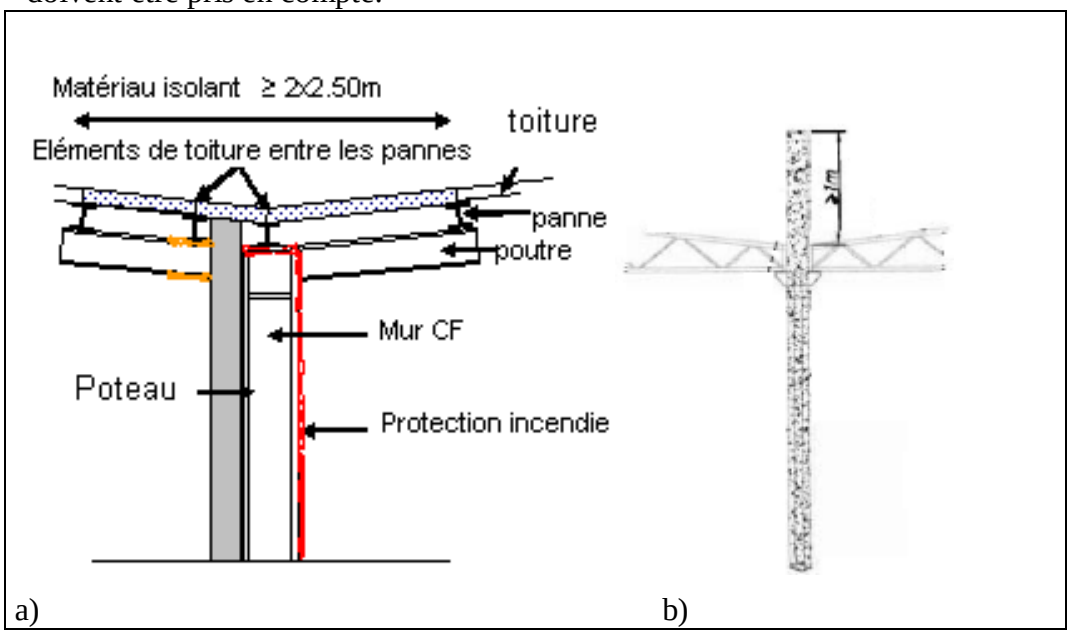


Figure 6-6 : Détails constructif

Une des solutions consiste à (voir Figure 6-6 a) :

- **Utiliser des pannes des deux côtés du mur coupe-feu ;**
- **Arrêter la toiture des deux côtés du mur CF. La toiture juxtaposant le mur CF (c.à.d. la partie localisée entre deux pannes) doit être conçue pour être supportée par le mur CF. La toiture est alors indépendante d'un compartiment à un autre ;**
- **Utiliser un matériau résistant au feu pour la toiture sur une longueur de 2.50m de chaque coté du mur CF ;**

Une autre possibilité consiste à faire dépasser le mur CF d'une distance spécifique au delà de la toiture (Figure 6-6 b).

6.3.4. Recommandations constructives : mur CF normal à la structure métallique

Dans le cas d'un mur CF disposé perpendiculairement au sens porteur de la structure métallique, ces recommandations sont applicables :

- **Les poteaux qui sont insérés ou juxtaposés aux murs CF doivent être protégés contre le feu ;**
- **Les poutres qui coupent les murs CF doivent être protégées sur une distance spécifique à partir du mur. Dans le cas de structures en portique, cette distance minimale doit être de 200 mm, alors que pour des structures avec poutres treillis, cette distance doit être égale à la distance séparant le mur du premier montant de la poutre ;**
- **Les pannes ne coupent jamais les murs CF et il n'est donc pas nécessaire de les protéger contre le feu.**

Pour les bâtiments de stockage en structure métallique, plusieurs solutions pour les éléments de partition peuvent être prises en compte, notamment (voir Figure 6-7) :

- **Mur coupe feu inséré entre les semelles du poteau ;**
- **Mur coupe feu accolé à une semelle de poteau ;**

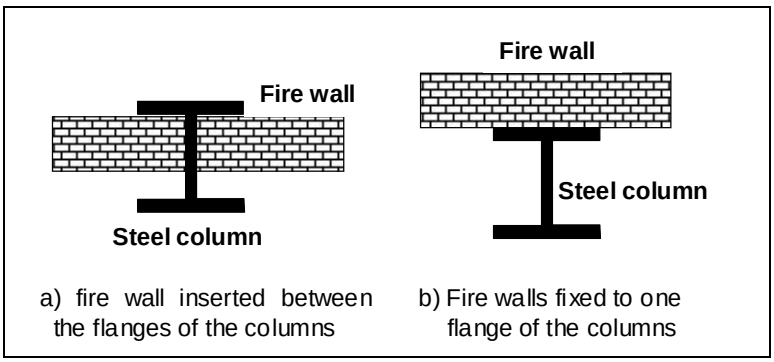


Figure 6-7 : Disposition des éléments de séparation

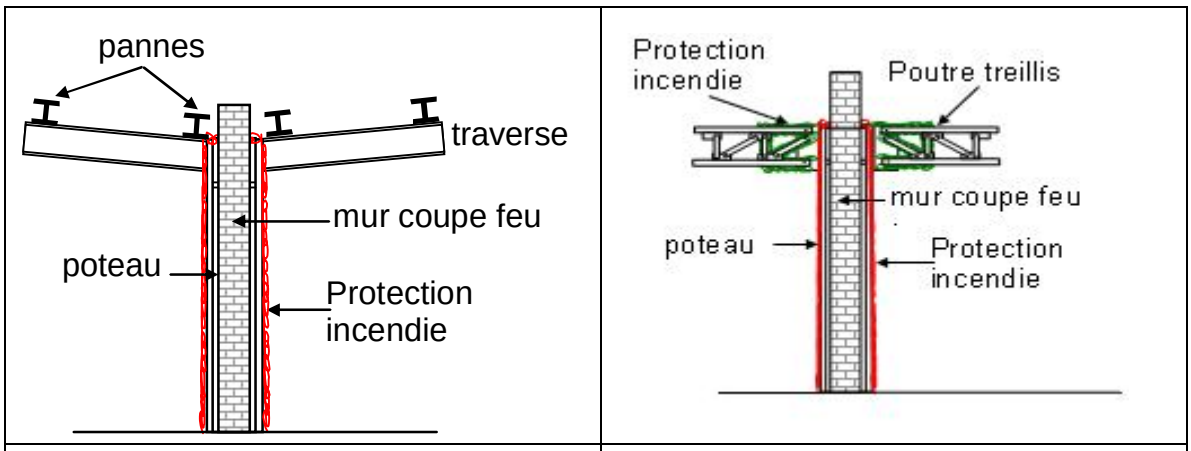
Dans les cas pratiques, les exigences de protection incendie mènent à appliquer une protection incendie pour les poteaux métalliques (voir Figure 6-8 et Figure 6-9).

En plus, lorsque le mur CF est inséré entre les semelles d'un poteau, il n'est pas nécessaire d'appliquer une protection incendie au niveau des poutres pour les structures métalliques en portique (voir Figure 6-8). Par contre, les structures avec poutres treillis à côté d'un mur CF doivent être protégés pour éviter un éventuel désordre induit par l'effondrement de la poutre treillis à côté du mur coupe feu. Par conséquent, une protection incendie des deux côtés du mur coupe feu doit être appliquée aux

composantes de la poutre treillis, sur une distance minimale égale à la distance séparant le mur du premier montant (voir Figure 6-8 b).

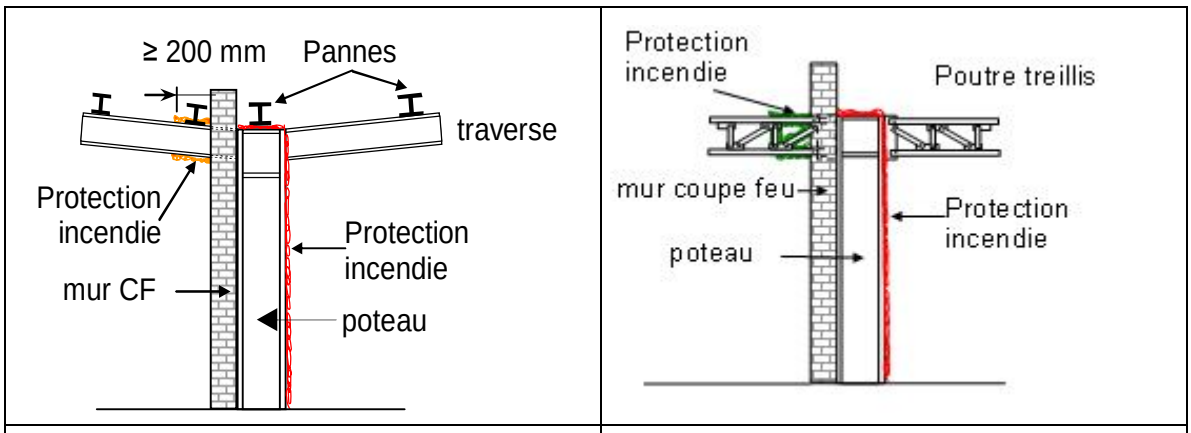
D'une façon similaire, lorsque le mur CF est accolé à une semelle d'un poteau, et pour éviter l'endommagement avec ruine de la poutre à coté du mur, une protection incendie doit être prévue pour la poutre (du côté du mur) :

- **Sur une longueur de 200 mm à partir du mur, pour les structures en portique (voir Figure 6-9 a) ;**
- **Sur une longueur minimale égale à la distance séparant le mur CF du premier montant, pour les structures avec poutre treillis (voir Figure 6-9 b).**



a) Structure métallique en portique	b) Structure métallique avec poutres treillis

Figure 6-8 : Protection lorsque le mur CF est inséré entre les semelles des poteaux



a) Structure métallique en portique	b) Structure métallique avec poutres treillis

Figure 6-9 : Protection incendie : mur CF accolé à une semelle de poteau

6.3.5. Recommandations constructives : mur CF parallèle à la structure métallique

Pour un mur CF parallèle à la structure métallique, les recommandations constructives suivantes sont à prendre en compte :

- **Les poutres et poteaux qui sont insérés ou juxtaposés aux murs CF doivent être protégés contre le feu ;**
- **Comme les pannes coupent le mur CF, il est donc nécessaire de protéger celles qui sont continues (sur une longueur de 200 mm à partir du mur CF) ou de ne pas prévoir de pannes continues (voir Figure 6-11).**

Plusieurs solutions pour les éléments de séparation peuvent prises en compte, (voir Figure 6-10), notamment :

⇒ Mur CF inséré dans la structure métallique ;

⇒ Mur CF en contact avec la structure métallique ;

⇒ Mur CF entre deux structures métalliques.

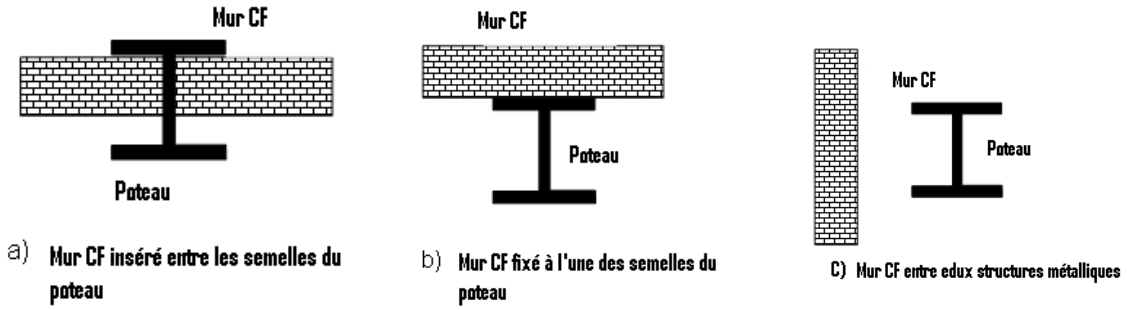


Figure 6-10 : Différentes dispositions constructives

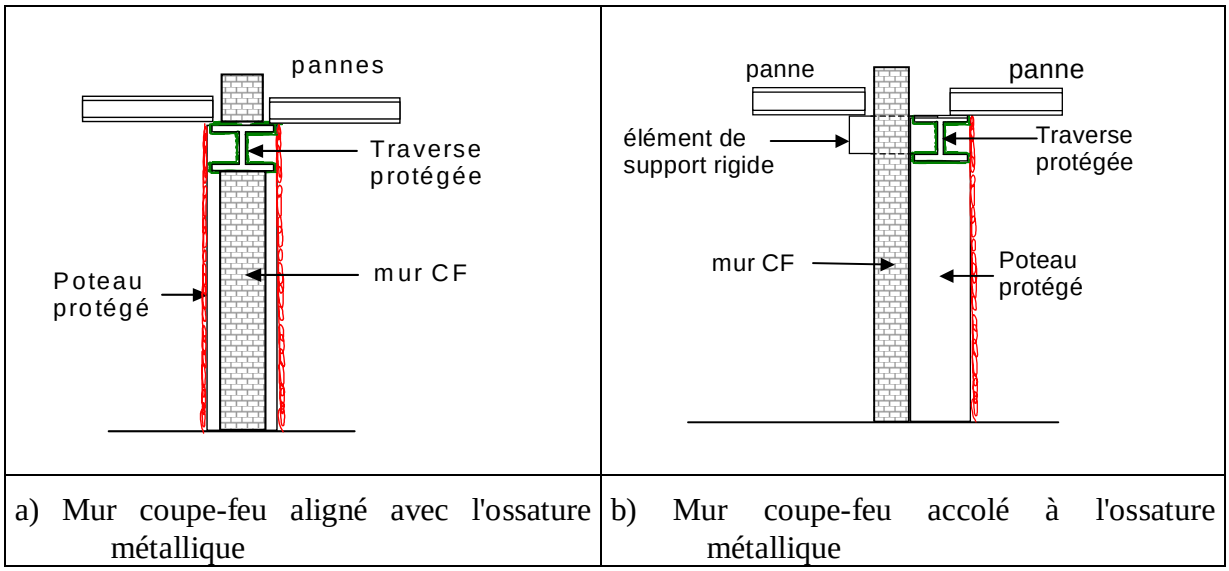
L'exigence de non propagation de feu et de non ruine en chaine des différentes cellules (stabilité des parties non soumises au feu de la structure) conduit à appliquer une protection incendie de la structure métallique à côté des murs CF (voir Figure 6-11 and Figure 6-12).

Pour les bâtiments de stockage en structure avec poutres treillis, les poutres ne permettent pas d'insérer un mur CF jusqu'à la toiture. Une solution consiste à subdiviser le bâtiment en deux structures indépendantes et d'insérer entre elles le mur CF. Dans ce cas, la protection contre l'incendie des éléments structuraux n'est pas requise. (voir Figure 6-12b).

Les éléments traversant un mur CF ne doivent pas affecter sa résistance au feu (stabilité, qualité de l'isolation thermique…). Il est ainsi nécessaire de prendre en compte des solutions constructives de tel sorte que l'effondrement de la structure de toit avoisinant le mur CF n'engendre pas son endommagement ou sa ruine..

Comme exemple, une solution pour les structures en portique consiste à :

- **Lorsque le mur CF est inséré dans la structure métallique, à rajouter, tout au long du mur, un élément en acier fixé à la poutre pour supporter la poutre (voir Figure 6-11 b) ;**
- **Dans le cas de pannes continues, à mettre en œuvre, des deux côtés du mur CF et sur une distance minimale de 200 mm, une protection incendie au niveau des pannes. L'épaisseur de la couche de protection peut être calculée supposant que la section en acier est exposée sur ces quatre faces (pour une exposition standard d'une heure et pour une température n'excédant pas les 500°C). En effet, l'intérêt de cette protection est de faire déplacer la rotule plastique qui se forme à haute température.**



a) Mur coupe-feu aligné avec l'ossature métallique	b) Mur coupe-feu accolé à l'ossature métallique

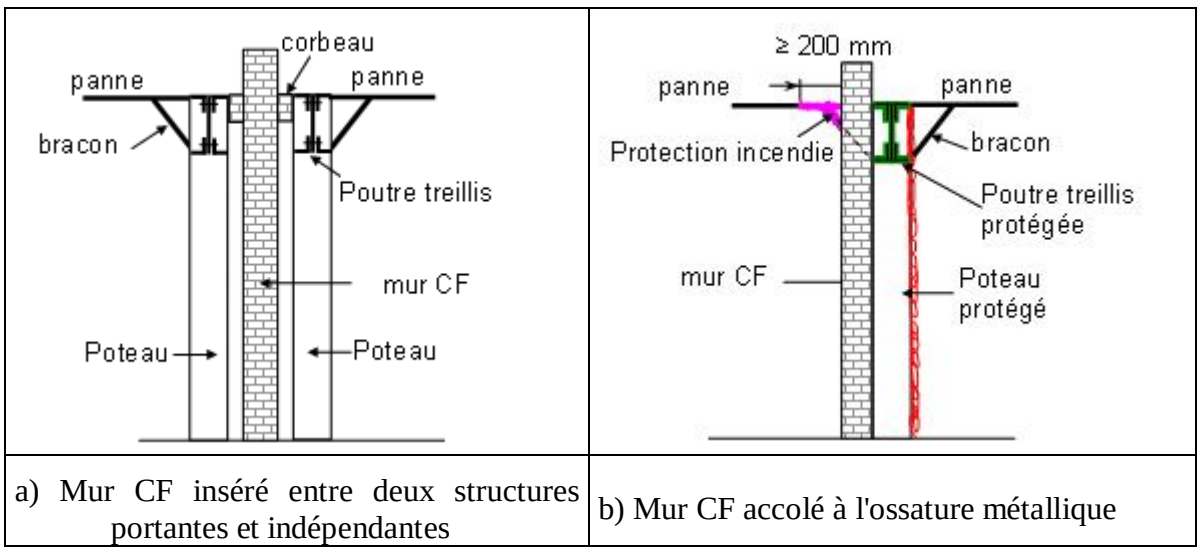
Figure 6-11 : Détails constructifs au voisinage d'un mur CF

Pour une structure avec poutres treillis avec un mur CF qui lui est accolé, une solution consiste :

- **A protéger contre l'incendie, les pannes et les bracons sur une distance minimale allant du mur jusqu'à la jonction mur-bracon et ceci lorsque la structure porteuse de la toiture est constituée de pannes. (voir Figure 6-12 a) ;**
- **A prévoir une protection incendie pour les poutres localisées du côté du mur CF sur une longueur minimale égale à la distance du mur à la première membrure verticale de la poutre.**

L'épaisseur de la protection incendie à appliquer à la poutre treillis peut être calculée en supposant une section d'acier exposée sur ses quatre faces pour la membrure inférieure, les montants ainsi que les diagonales et exposée que sur trois facettes pour la membrure supérieure (pour une exposition standard d'une heure et pour une température n'excédant pas les 500°C).

Tous les éléments porteurs de chaque côté du mur CF doivent être capable de se dilater et de se déplacer librement par rapport à leurs fixations sans engendrer un endommagement au niveau au mur CF. Si le mur CF n'est pas capable de supporter à lui même les forces engendrées par la dilatation thermique de ses composantes, les méthodes de conception doivent être tel que ces composantes viennent en contact avec le mur en lui créant un élément de support.



a) Mur CF inséré entre deux structures portantes et indépendantes

b) Mur CF accolé à l'ossature métallique

Figure 6-12 : Détails constructifs au voisinage d'un mur CF

Lorsque le mur CF est inséré entre deux parties de la structure, il n'est sollicité, en situations normales, que par pression et dépression dues à l'effet de vent. Cependant, en situation d'incendie, la déflection de la structure en acier dans une direction ou une autre du mur peut génère des efforts verticaux sur ce mur. Par conséquent, ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte lors du dimensionnement.

7. Conclusions

Dans le précédent projet de RFCA, des études paramétriques ont été menées avec le recours aux modèles numériques avancés pour évaluer le comportement structurale (mode de ruine, déplacement...) des bâtiments de stockage en structures métalliques à simple rez-de-chaussée soumis à une sollicitation thermique. Dans ces études, les principaux paramètres susceptibles d'influencer la performance sous condition de feu de deux types de structures métallique ont été pris en compte comme la portée des travées, la hauteur des poteaux, position des murs CF, configuration du feu, etc.

En se basant sur les résultats numériques, des méthodes de calcul simplifié ont été proposées :

- ⇒ D'une part pour vérifier la stabilité de la partie froide de la structure sous l'effet de l'effondrement de la partie de la structure soumise au feu, et
- ⇒ D'autre part, pour évaluer le déplacement horizontal maximal aux extrémités du compartiment en feu.

Deux types de structure métallique ont été étudiés dans cette étude, notamment :

- ⇒ Portique composé de profilés en I ou H laminé à chaud;
- ⇒ Charpente composée de poutre treillis et de poteau en profilés standard.

Il a été montré, de par la comparaison avec les résultats numériques, que la méthode de calcul proposée permet d'évaluer, au côté de la sécurité et avec une bonne précision, le comportement de la partie soumise au feu et le déplacement horizontal à ses extrémités.

Il a été donné, dans le présent document, les explications et des justifications de la procédure ainsi que les différentes méthodes de calcul simplifiées proposées dans le guide de conception relatif à ce projet. Ces méthodes ont été confrontées aux méthodes de calcul avancées et la validité des méthodes de calcul simplifiées a été clairement démontrée.

8. Exemples pratiques

8.1. Exemple 1

La Figure 8-1 représente un portique multiple avec trois compartiments. Chaque compartiment a une travée de 30 m et une hauteur de 10 m avec une pente de 10%. Seulement les poteaux du côté le compartiment en feu sont protégés contre l'incendie. Les poteaux ont un profilé IPE400 et les poutres un profilé IPE360. La distance entre les portiques est de 7m.

Pour ce scénario le feu se produit dans le compartiment du milieu.

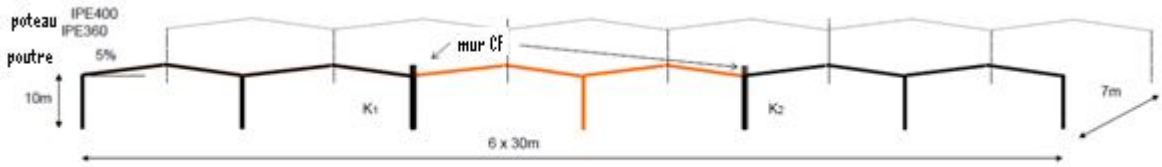


Figure 8-1 Entrepôt avec trois compartiments

Selon la méthodologie décrite dans le « Guide de conception », la force de traction ainsi que le déplacement qui se produisent durant un incendie dans le compartiment du milieu sont déterminés ci après .

Force de traction

Etape 1 Coefficient fonction de la pente de la toiture

D'après l'Equation 4-3

$c_p = 1.16$ pour portique avec une pente de 5%

Etape 2 Coefficient fonction du nombre de cellules soumises au feu

D'après l'Equation 4-5

$n_{eff} =$ 2.00 pour un se produisant dans le compartiment central et n=2 cellules

Etape 3 Chargement vertical

Poids propre de la toiture	0.25 kN/m^2
Poids du portique	0.6573 kN/m
Distance entre portiques	7 m
Longueur de travée de la cellule en feu	30 m
Charge de neige (réglementation belge)	0 kN/m^2

D'après l'Equation 4-7

$$q = 0.25\ \text{kN/m}^2 \cdot 7\ \text{m} + 0.6573\ \text{kN/m} = 2.4073\ \text{kN/m}$$

Etape 4 Force de traction

D'après l'Equation 4-8

$$F = 1.16 \cdot 2.00 \cdot 2.4073\ \text{kN/m} \cdot 30\ \text{m} = 167.5504\ \text{kN}$$

Déplacement latéral

Etape 1 Facteur de réduction relié à la pente de la toiture

D'après Equation 4-9

$c_{th} =$ 0.011 pour un portique de pente 5%

Etape 2 Raideur équivalente de la partie froide de la structure

D'après l'Equation 4-12

$K_1 = K_2 = c \cdot k$ pour m = 2 "compartiment non soumis au feu

I_b = 1.63E-04 m^4 moment d'inertie pour IPE 360

f = 0.75 m faitage

h = 10 m hauteur des poteaux

l = 30 m longueur de travée

I_c = 2.31E-04 m^4 moment d'inertie pour IPE 400

E = 2.10E+08 kN/m^2 module d'Young de l'acier

D'après l'Equation 4-13

α = 0.220550061

k = 71.8065082 kN/m

c = 1.765646549

$K_1 = K_2$ = 126.7849134 kN/m

Etape 3 Déplacement latéral dans la phase de dilatation

D'après l'Equation 4-15

δ_1= 1.321532629 m = 132.15 cm

δ_2= 1.321532629 m = 132.15 cm

Etape 4 Déplacement maximum induit par la force de traction

D'après Equation 4-16

δ_{max1}= 1.321532629 m = 132.15 cm

δ_{max2}= 1.321532629 m = 132.15 cm

8.2. Exemple 2

La Figure 8-2 représente un portique multiple avec deux compartiments. Chaque cellule a une travée de 24m et 7m de hauteur avec une pente de 10% au niveau de la toiture. Seulement les poteaux à côté du mur coupe feu sont protégés. Les poteaux ont un profile de IPE360 et les poutres en IPE330. La distance entre les portiques est de 12m.

Pour ce scénario, le feu se produit en deux cellules à l'extrémité de l'entrepôt.

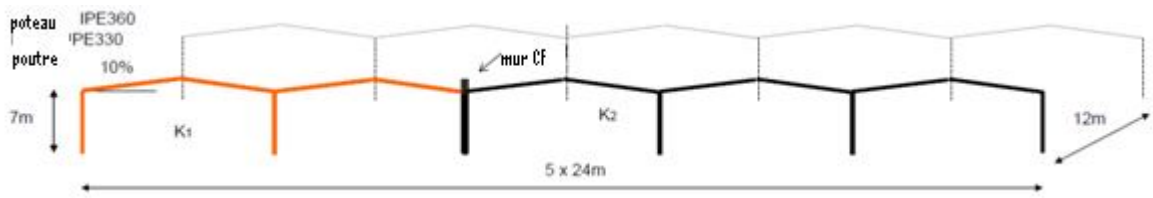


Figure 8-2 Portique multiple avec deux compartiments

Selon la méthodologie décrite dans le « Guide de conception », la force de traction ainsi que le déplacement qui se produisent durant un incendie dans le compartiment du milieu sont déterminés ci après .

Force de traction

Etape 1 Coefficient dépendant de la pente de la toiture

D'après l'Equation 4-3

$c_p = 1.10$ pour portique de pente 10% pour la toiture

Etape 2 Coefficient relié au nombre de cellules en feu

D'après l'Equation 4-5

$n_{eff} = 1.00$ pour un feu à l'extrémité et n=2 cellules en feu

Etape 3 Charge verticale

poids de la toiture	0.25 kN/m^2
poids de la poutre	0.5721 kN/m
distance entre portiques	12 m
longueur de travée juxtaposant le poteau	24 m
charge de neige (réglementation belge)	0 kN/m^2

d'après l'Equation 4-7

$q = 0.25\ \text{kN/m}^2 \cdot 12\ \text{m} + 0.5721\ \text{kN/m} = 3.57208\ \text{kN/m}$

Etape 4 Force de traction

D'après l'Equation 4-8

$F = 1.10 \cdot 1.00 \cdot 3.57208\ \text{kN/m} \cdot 24\ \text{m} = 94.303\ \text{kN}$

Déplacement latéral

Etape 1 coefficient de réduction

D'après l'Equation 4-9

$c_{th} = 0.015$ pour portique ayant une pente de 10%

Etape 2 raideur latérale équivalente de la partie froide de la structure

D'après l'Equation 4-14

$K_1 = 0.13\ k$ pour n = 2 cellules dans le compartiment en feu

D'après l'Equation 4-14

$K_1 = c \cdot k$ pour $m \geq 2$ cellules dans la partie juxtaposant le compartiment en feu

$I_b =$ 1.18E-04 m^4 moment d'inertie pour l'IPE 330

f = 1.2 m faitage

h = 7 m hauteur du poteau

l = 24 m longer de travée d'une cellule

$I_c =$ 1.63E-04 m^4 moment d'inertie du poteau IPE 360

E = 2.10E+08 kN/m^2 module d'Young

D'après l'Equation 4-13

$\alpha =$ 0.17655

k = 97.0245 kN/m

c = 2.77865

$K_1 = 0.13 \cdot 97.0245$ kN/m = 12.6132 kN/m

$K_2 =$ 2.77865 $\cdot$ 97.0245 kN/m = 269.597 kN/m

Etape 3 déplacement latéral dans la phase de dilatation

D'après l'Equation 4-15

$\delta_1 =$ 0.68782 m = 68 cm

$\delta_2 =$ 0.03218 m = 3.2 cm

Etape 4 Déplacement maximum induit par la force de traction

D'après Equation 4-16

$\delta_{max1} =$ 7.47654 m = 747.654 cm

$\delta_{max2} =$ 0.34979 m = 34.979 cm

9. Références

[1] RFCS Research: Fire safety of industrial halls and low-rise buildings: realistic fire design, active safety measures, post-local failure simulation and performance based requirements, ARcelor Profile Luxembourg, Corus, CTICM, Aceralia, Directorate-General for research, Research Fund for Coal and Steel Unit, Luxembourg, 2007.

[2] RFCS Research: Fire safety of industrial hall, Design Guide, Arcelor Mittal, CTICM, Labein tecnalia, ULG, Directorate-General for research, Research Fund for Coal and Steel Unit, RFS2-CR-2007-00032, Luxembourg, 2007.

[3] VERNIER, J.-M. (1985). *Optimisation des charpentes d'acier en portiques.* Talence: Université de Bordeaux I, Laboratoire de Génie Civil.

[4] XP ENV 1993-1-2 - Eurocode 3 "Calcul des structures en acier" et Document d'Application Nationale – Partie 1-2 : Règles générales – calcul du comportement au feu.

[5] LENAS – Logiciel de simulation du comportement mécanique des structures métalliques soumises à un incendie – Article de la Revue Construction Métallique n°3 – 1999.

[6] N. AYME et D. JOYEUX, "Méthode de vérification du comportement au feu d'entrepôts en acier", revue Construction Métallique, n°1,2005.

[7] N. AYME et D. JOYEUX, "Guide d'application d'une méthode de vérification du comportement au feu de la structure d'entrepôt suivant l'arrêté du 5 août 2002", CTICM, INSI - 04/277 - NA/PB, 2004.

[8] XP ENV 1993-1-2 - Eurocode 3 "Calcul des structures en acier" et Document d'Application Nationale – Partie 1-2 : Règles générales – calcul du comportement au feu.

[9] ANSYS, "ANSYS User's Manual for Revision 8.0 – Volume IV – Theory", Swanson Analysis SYSTEM, INC., Houston USA, 1992.

[10] O. VASSART, L-G. CAJOT, B. ZHAO, J. DE LA QUINTANA, J. MARTINEZ DE ARAGON, A. GRIFFIN, "Fire Safety of Industrial Halls and Low-rise Buildings : Realistic Fire Design, Active Safety Measures, Post-local failure simulation and Performance Based Requirements", ECSC Research 7210-PA/PB/PC/PD/378.

[11] O'MEAGHER, AJ, BENNETTS, ID, DAYAWANSA, PH AND THOMAS, IR, "Design of Single Storey Industrial Buildings for Fire Resistance" , Journal of the Australian institute of Steel Construction, Vol. 26, n°2, May 1992.

[12] O'MEAGHER, AJ, BENNETTS, ID, DAYAWANSA, PH AND THOMAS, IR, "Fire protection of steel framing" AUBRCC Research project AP25 BHP Research & New Technology, BHPRML/CM7/90/001, December 1990.

[13] NFPA 221, "Standard for Fire Walls and Fire Barrier Walls", 2000.

[14] SAFIR Software, "A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire", Université de Liège, Département Structures du Génie Civil, Service Ponts et Charpentes; 2000.

[15] K. PILLANT, J-P MUZEAU, O. VASSART, "Etude par éléments finis de la sécurité au feu des halls de stockage" CUST, Département Génie Civil; 2004

[16] P. HONORE, P. SPEHL, E. SCHMIT, O. VASSART, “Quantification de l’effondrement en cas d’incendie, d’une structure métallique sur les compartiments au feu voisins, pour un bâtiment d’un seul niveau” Université Libre de Bruxelles, Faculté des Sciences Appliquées; 2005.

[17] ITM-CL 501.1 : Prescriptions de sécurité incendie ; Dispositions générales ; Bâtiments moyens ; Inspection du Travail et des Mines - Département Sécurité et Santé.

[18] EC-3 prEN 1993-1-2, European Prestandard Draft, Eurocode 3 : “Design of steel structures“, Part 1.2 : Structural fire design, European Committee for Standardisation – CEN, Brussels (2001)

[19] ISO 894-1, Fire-resistance tets – Elements of buildings construction, Part 1: General requirements, ISO (International Organisation for Standardisation), Geneva

[20] J.B. Schleich, L-G. Cajot, J. Kruppa, D. Talamona, W. Azpiazu, J. Unanue, L. Twilt, J. Fellinger, R-J. Van Foeken, J-M. Franssen, “Bucking curves of hot rolled H steel sections submitted to fire”, ECSC Research 7210-SA/316/515/618/931, Final report EUR 18380 EN, Luxembourg, (1995)

[21] XP ENV 1993-1-1 - Eurocode 3 "Calcul des structures en acier" et Document d’Application Nationale – Partie 1-1 : Règles générales.