



Référence : 16-002184-ABO/PLO/ACH  
Affaire : RO-16-003398

## **ÉTUDE DE STABILITÉ AU FEU D'UN ENTREPÔT SELON L'ARRÊTÉ DU 15 AVRIL 2010 SOUS RÉGIME ENREGISTREMENT (1510)**

---

Rapport d'étude

<b>Client demandeur</b>	DOMOTI S.A.S
<b>Référence et date de commande</b>	Bon pour accord sur offre réf 16-001743b-OZB reçu le 17/10/16
<b>Projet</b>	Cellules A, B, E, Fet G

Date : 23 février 2017  
Indice de révision : A  
Nombre de pages : 200

**Auteurs :**  
**Antoine BOUJU**  
**Pierre LONCHAMPT**  
**Audrey CHAMPON**

**SUIVI DES MODIFICATIONS**

Indice de révision	Date	Modifications
A	23/02/2017	Version initiale

## SOMMAIRE

<b>1. INTRODUCTION .....</b>	<b>7</b>
<b>2. DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE .....</b>	<b>7</b>
2.1 DOCUMENTS FOURNIS PAR LE CLIENT .....	7
2.2 DOCUMENTS RÉGLEMENTAIRES .....	7
2.3 DOCUMENTS FOURNIS PAR EFECTIS FRANCE .....	7
2.4 AUTRES .....	7
<b>3. DESCRIPTION DU BÂTIMENT .....</b>	<b>9</b>
3.1 DESCRIPTION GÉNÉRALE .....	9
3.1.1 Présentation et caractéristiques de la cellule A .....	10
3.1.2 Présentation et caractéristiques de la cellule B .....	12
3.1.3 Présentation et caractéristiques de la cellule E .....	14
3.1.4 Présentation et caractéristiques de la cellule F .....	16
3.1.5 Présentation et caractéristiques de la cellule G .....	18
3.2 PROTECTION AU FEU DE LA STRUCTURE .....	19
3.3 DÉSENFUMAGE .....	19
<b>4. EXIGENCES RÉGLEMENTAIRES ET MÉTHODOLOGIE .....</b>	<b>20</b>
4.1 EXIGENCES RÉGLEMENTAIRES .....	20
4.2 MÉTHODOLOGIE .....	20
<b>5. HYPOTHÈSES GÉNÉRALES .....</b>	<b>21</b>
5.1 HYPOTHÈSES DE CALCUL DE DÉVELOPPEMENT INCENDIE .....	21
5.1.1 Puissance de l'incendie .....	21
5.1.2 Position du départ de feu .....	22
5.2 HYPOTHÈSES DE CALCUL THERMIQUES ET THERMOMÉCANIQUES .....	22
5.2.1 Calculs de transfert thermique .....	22
5.2.2 Calculs thermo-mécaniques .....	22
5.2.3 Caractéristiques des matériaux .....	22
5.2.4 Géométrie générale des bâtiments .....	24
5.2.5 Assemblages et conditions d'appuis .....	24
5.2.6 Conditions de chargement et combinaisons d'actions .....	25
5.2.7 Hypothèses générales .....	25
<b>6. VÉRIFICATION DES EXIGENCES PRESCRIPTIVES SOUS FEU NORMALISÉ .....</b>	<b>26</b>
6.1 DÉTERMINATION DE LA PROFONDEUR DE CARBONISATION .....	26
6.2 VÉRIFICATION DE LA CHARPENTE BOIS .....	26
6.2.1 Cellule A .....	27
6.2.1.1 Vérification des pannes .....	27
6.2.1.2 Vérification des poutres .....	27
6.2.2 Cellule B .....	28
6.2.2.1 Vérification des pannes .....	28
6.2.2.2 Vérification des poutres .....	28
6.2.3 Cellule E .....	29
6.2.3.1 Vérification des poutres de grande portée (L= 23,82m) .....	29
6.2.3.2 Vérification des poutres de petite portée (L= 15,63m) .....	29
6.2.3.3 Vérification de la poutre spécifique de l'angle sud-est (L= 6,00m) .....	29
6.2.4 Cellule F .....	30
6.2.5 Cellule G .....	30
6.3 VÉRIFICATION DES POTEAUX EN ACIER .....	31
6.3.1 Cellule A .....	31
6.3.1.1 Vérification des poteaux de rive de type 1 .....	31
6.3.1.2 Vérification des poteaux courants de type 2 .....	32

6.3.1.3 Vérification des poteaux de rive de type 2.....	34
6.3.2 Cellule B.....	36
6.3.2.1 Vérification des poteaux de rive sud de type 1 .....	36
6.3.2.2 Vérification des poteaux de rive est-ouest de type 2 .....	40
6.3.2.3 Vérification des poteaux courants de type 2 .....	42
6.3.3 Cellule E.....	43
6.3.3.1 Vérification des poteaux de rive de type 1 .....	43
6.3.3.2 Vérification des poteaux courants de type 2 .....	48
6.3.3.3 Vérification des poteaux de rive de type 2.....	49
6.3.3.4 Vérification des poteaux de rive de type 3.....	51
6.3.4 Cellule F et G .....	52
6.3.4.1 Vérification des poteaux de rive de type 1 .....	53
6.3.4.2 Vérification des poteaux courants de type 2 .....	55
6.3.4.3 Vérification des poteaux de rive de type 3.....	56
6.4 VÉRIFICATION DES POUTRES EN ACIER.....	58
6.4.1 Cellule B.....	58
6.4.2 Cellule F .....	59
6.5 SYNTHÈSE DES RÉSULTATS SUR L'EXIGENCE DE STABILITÉ R15.....	61
<b>7. SOLUTIONS PROPOSÉES POUR VÉRIFIER LE CRITÈRE DE STABILITÉ R15 .....</b>	<b>62</b>
7.1 STABILITÉ R15 DES POUTRES EN BOIS .....	62
7.2 STABILITÉ R15 DES POTEaux EN ACIER .....	62
<b>8. ETUDE DE DÉVELOPPEMENT DE L'INCENDIE .....</b>	<b>63</b>
8.1 MÉTHODOLOGIE .....	63
8.2 OUTILS DE MODÉLISATION.....	63
8.3 HYPOTHÈSE POUR L'ÉTUDE DES SOLlicitATIONS THERMIQUES AVEC LE LOGICIEL FDS.....	63
8.3.1 Géométrie et maillage.....	63
8.3.2 Modélisation de la source de feu .....	65
8.3.3 Conditions aux limites .....	66
8.4 RÉSULTATS DE SIMULATION .....	67
8.4.1 Propagation de l'incendie .....	67
8.4.2 Evolution de la température .....	68
<b>9. VÉRIFICATION DES EXIGENCES SUR LE MODE DE RUINE DE LA STRUCTURE .....</b>	<b>71</b>
9.1 MÉTHODOLOGIE ET ANALYSE COMMUNE AUX DIFFÉRENTES CELLULES .....	71
9.2 CELLULE A.....	73
9.2.1 Scénarios de départ de feu considérés.....	73
9.2.2 Méthodologie de vérification du mode de ruine de la cellule A .....	75
9.2.2.1 Modèle considéré .....	75
9.2.2.2 Détermination du temps de ruine des poutres en bois .....	75
9.2.2.3 Détermination du temps de ruine des assemblages .....	77
9.2.2.4 Détermination du temps de ruine des poteaux métalliques .....	79
9.2.3 Détermination des modes de ruine .....	81
9.2.3.1 Départ de feu en rive extérieure.....	81
9.2.3.1 Départ de feu au pied d'un poteau courant .....	89
9.2.3.1 Départ de feu au pied d'un poteau de rive côté bâtiment D.....	92
9.3 CELLULE B.....	97
9.3.1 Scénarios de départ de feu considérés.....	97
9.3.2 Méthodologie de vérification du mode de ruine de la cellule B .....	98
9.3.2.1 Modèle considéré .....	98
9.3.2.2 Détermination du temps de ruine des poutres en bois .....	99
9.3.2.3 Détermination du temps de ruine des assemblages .....	100
9.3.2.1 Détermination du temps de ruine des poteaux métalliques .....	102
9.3.3 Détermination des modes de ruine .....	103
9.3.3.1 Départ de feu en rive .....	103
9.3.3.2 Départ de feu au pied d'un poteau courant .....	112
9.3.3.3 Départ de feu au pied d'un poteau de rive côté extérieur .....	116

9.4 CELLULE E .....	119
9.4.1 Scénarios de départ de feu considérés.....	119
9.4.2 Détermination du temps de ruine des poutres en bois .....	120
9.4.2.1 Poutres de type 1 .....	120
9.4.2.2 Poutres de type 2 .....	123
9.4.2.3 Poutres de type 3 .....	125
9.4.3 Comparaison entre le temps de ruine de l'assemblage et des poutres en bois. ....	126
9.4.4 Détermination du temps et du mode de ruine des poteaux métalliques. ....	128
9.4.4.1 Poteaux de rive de type 1 .....	128
9.4.4.2 Poteaux courants et de rive de type 2.....	132
9.4.4.2.1 Scénario de départ de feu SC1 .....	132
9.4.4.2.2 Scénario de départ de feu SC3 .....	138
9.4.4.2.3 Scénario de départ de feu SC5 .....	144
9.4.4.3 Poteaux de rive de type 3 .....	150
9.5 CELLULES F ET G .....	154
9.5.1 Scénarios de départ de feu considérés.....	154
9.5.2 Détermination du temps de ruine des poutres en bois .....	155
9.5.2.1 Poutre de la cellule F .....	155
9.5.2.2 Poutre de la cellule G .....	156
9.5.3 Comparaison entre le temps de ruine de l'assemblage et des poutres en bois. ....	156
9.5.4 Détermination du temps et du mode de ruine des poteaux métalliques. ....	158
9.5.4.1 Poteaux de rive de type 1 .....	158
9.5.4.2 Poteaux courant de type 2 .....	162
9.5.4.3 Poteaux de rive de type 2 .....	162
9.5.4.4 Poteaux de rive de type 3 .....	165
9.5.5 Vérification de la non-ruine en chaîne inter-cellules.....	168
9.5.5.1 Ruine de la cellule F .....	168
9.5.5.2 Ruine de la cellule G .....	170
9.6 SYNTHÈSE DES RÉSULTATS SUR LES EXIGENCES DE MODE DE RUINE DES CELLULES .....	172
<b>10. ETUDE DE SOLUTIONS PERMETTANT LE RESPECT DES EXIGENCES .....</b>	<b>173</b>
10.1 SOLUTIONS CONCERNANT LE CRITÈRE DE NON RUINE VERS L'EXTÉRIEUR DE LA STRUCTURE .....	173
10.1.1 Cellule A .....	173
10.1.2 Cellule B .....	173
10.1.3 Cellule E .....	173
10.1.3.1 Poteaux de rive de type 1 .....	173
10.1.3.1 Poteaux de rive de type 2 .....	173
10.1.4 Cellules F et G .....	175
10.1.4.1 Poteaux de rive de type 1 .....	175
10.1.4.2 Poteaux de rive de type 2 .....	175
10.1.4.3 Poteaux de rive de type 3 .....	177
10.2 SOLUTIONS CONCERNANT LE CRITÈRE DE NON RUINE EN CHAÎNE INTRA-CELLULES .....	179
10.2.1 Cellule B .....	179
10.3 SOLUTIONS CONCERNANT LE CRITÈRE DE NON RUINE EN CHAÎNE INTER-CELLULES .....	179
10.3.1 Cellule B .....	179
10.3.2 Cellules F et G .....	180
<b>11. CONCLUSIONS .....</b>	<b>181</b>
<b>ANNEXE A : SOLlicitations thermiques pour les différentes cellules .....</b>	<b>183</b>
A.1 CELLULE B .....	183
A.1.1 Propagation de l'incendie .....	183
A.1.2 Evolution de la température.....	184
A.2 CELLULE E – INCENDIE EN DESSOUS DE LA MEZZANINE .....	187
A.2.1 Propagation de l'incendie .....	187
A.2.2 Evolution de la température.....	187
A.3 CELLULE E – INCENDIE SUR LA MEZZANINE.....	190
A.3.1 Propagation de l'incendie .....	190

A.3.2 Evolution de la température.....	191
A.4 CELLULE E – INCENDIE EN DEHORS DE LA ZONE MEZZANINE.....	194
A.5 CELLULES F & G .....	197
A.5.1 Propagation de l'incendie .....	197
A.5.2 Evolution de la température.....	198

## 1. INTRODUCTION

---

Le présent rapport concerne l'étude de comportement au feu de l'entrepôt de stockage de la société DOMOTI situé à la Chapelle d'Armentières (59). L'entrepôt s'étend sur une surface de l'ordre de 18000 m<sup>2</sup> et relève du régime de l'enregistrement. Ainsi, il doit respecter les exigences de l'arrêté du 15 Avril 2010, rubrique 1510 [4].

Conformément à l'article 2.2.6 de l'arrêté du 15 avril 2010 [4], il s'agit de vérifier les exigences suivantes :

- Exigences prescriptives sous feu normalisé : durée de stabilité R15 de la structure porteuse du bâtiment ;
- Exigences portant sur le mode de ruine de la structure : non ruine de la structure vers l'extérieur, non ruine en chaîne de la structure.

## 2. DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE

---

### 2.1 DOCUMENTS FOURNIS PAR LE CLIENT

- [1] Rapport de reconnaissance de structure STO-16-142.1, fourni par Structureo.
- [2] Plan DWG : « plan des existants ».
- [3] Plan de stockage

### 2.2 DOCUMENTS RÉGLEMENTAIRES

- [4] Arrêté du 15 Avril 2010 relatif aux prescriptions générales applicables aux entrepôt couverts relevant du régime de l'enregistrement au titre de la rubrique n°1510 de la nomenclature des ICPE, Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de la mer, en charge des technologies vertes et des négociations sur le climat
- [5] Eurocode 0 : Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures, Mars 2003
- [6] Eurocode 1 Partie 1-1 : Actions sur les structures – Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments, Mars 2003
- [7] Eurocode 1 Partie 1-2 : Actions sur les structures – Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu, Juillet 2003
- [8] Eurocode 3 partie 1-1 +AN : Conception et calcul des structures en acier – Règles générales et règles pour les bâtiments, Octobre 2005
- [9] Eurocode 3, partie 1-2 + AN : Calcul des structures en acier – Règles générales – Calcul des structure au feu, Novembre 2005
- [10] Eurocode 5 Partie 1-1+AN : Conception et calcul des structures en bois – Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments, Novembre 2005
- [11] Eurocode 5 Partie 1-2 +AN : Conception et calcul des structures en bois – Généralités – Calcul des structures au feu, Septembre 2005
- [12] NF EN 338 : Bois de structure – classes de résistance, Juillet 2016.
- [13] NF EN 14080 : Structures en bois – Bois lamellé-collé et bois massifs reconstitués – Exigences, Août 2013.

### 2.3 DOCUMENTS FOURNIS PAR EFECTIS FRANCE

- [14] Photos prises lors de la visite sur site par M. Zouhairi Bernoussi, le 05/10/2016.

### 2.4 AUTRES

- [15] CTBA : Assemblages Bois et dérivés Conception système - bois de structure - bois lamellés collés (BLC), Juillet 2006
- [16] User's Manual for SAFIR 2011: A computer program for analysis of structures subjected to fire. F.M. Franssen, University of Liège.

- [17] Guide pratique de dimensionnement au feu des assemblages traditionnels bois conformément aux Eurocodes, Frédéric Rossi
- [18] Fire Dynamics Simulator (Version 5), Technical Reference Guide. K.B. McGrattan, H.R. Baum, R.G. Rehm, G.P. Forney, J.E. Floyd, K. Prasad, and S. Hostikka –Technical Report NISTIR 6783, 2007.
- [19] Rapport CTICM Référence INC-99/378-DJ/IM « Contribution expérimentale à l'estimation de la propagation d'un feu entre stands », 1999.
- [20] Fire Protection Handbook – Section3/Chapter 1 – G. E. Hartzell – Combustion products and their affects on life safety
- [21] Précis de bâtiment – Afnor – Nathan - 2012

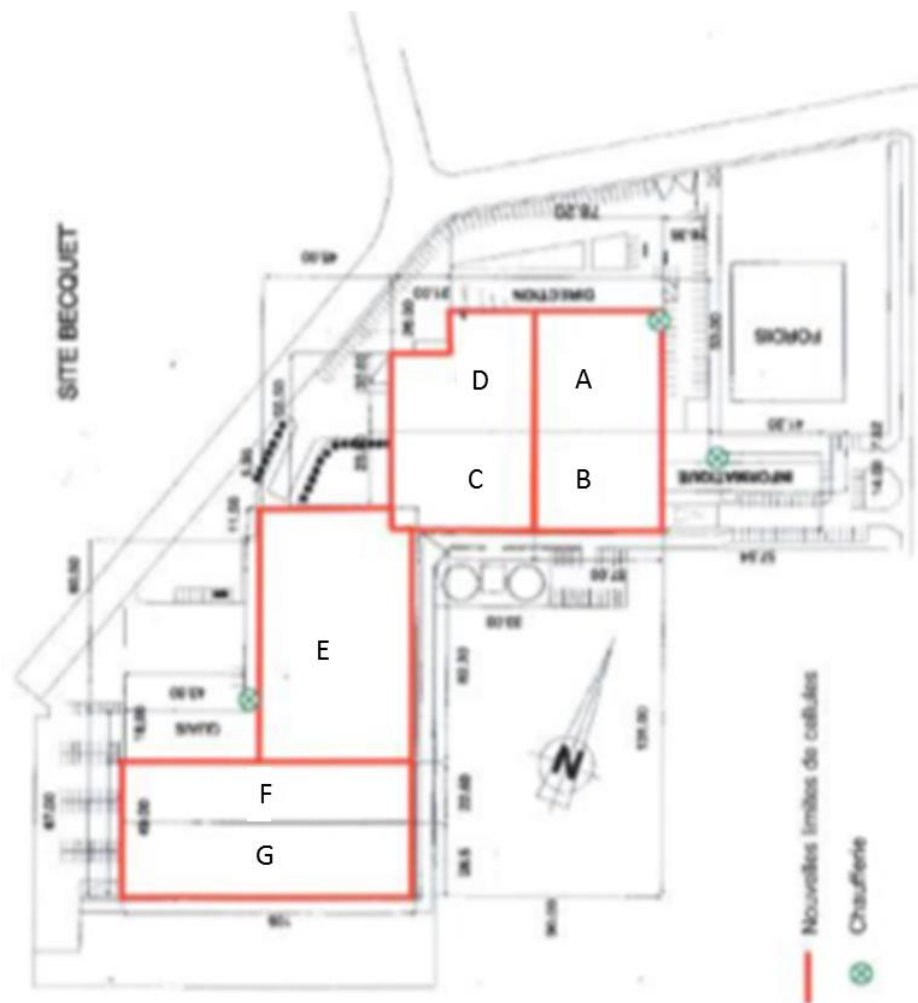


### 3. DESCRIPTION DU BÂTIMENT

#### 3.1 DESCRIPTION GÉNÉRALE

L'entrepôt étudié est divisé en plusieurs cellules nommées de A à G, dont la disposition est présentée sur la Figure 3-1. Les cellules A à D ont une surface totale de l'ordre de 6 700 m<sup>2</sup>, la cellule E a une surface de l'ordre de 3 700 m<sup>2</sup> et les cellules F et G ont une surface de 5 000 m<sup>2</sup>.

Dans le cadre de cette étude, seules les cellules A, B, E, F et G sont étudiées. En effet, la cellule C ne fait pas l'objet de l'étude car sa structure est similaire à celle de la cellule B. La cellule D, quant à elle, n'est pas étudiée car elle est uniquement dédiée au stockage temporaire (chargement des camions sur les quais).



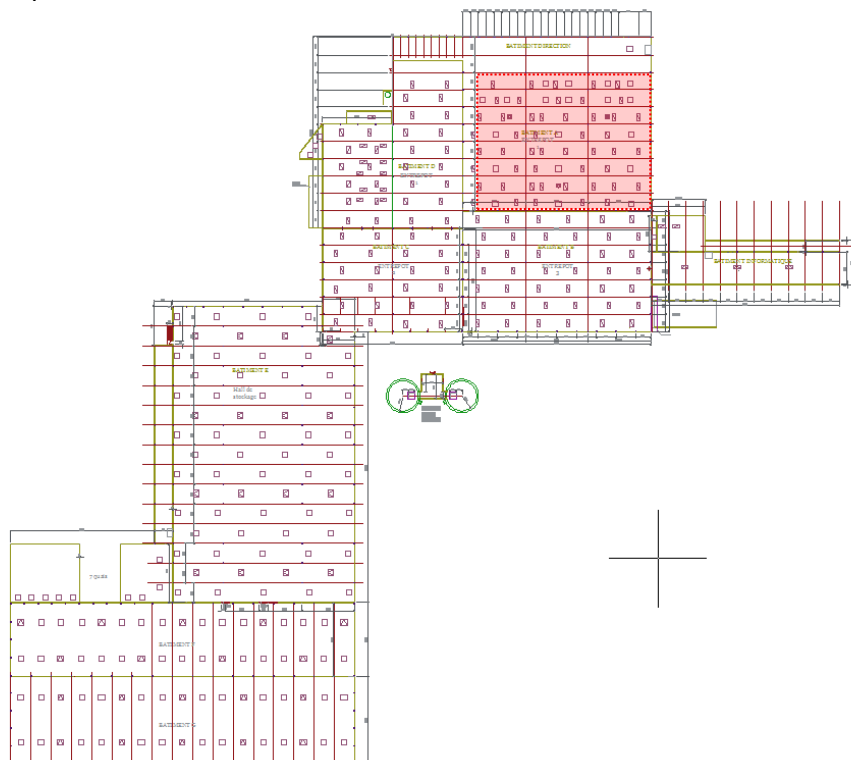
**Figure 3-1 : Disposition des cellules dans l'entrepôt DOMOTI.**

Les différentes cellules sont constituées d'une structure mixte en acier et bois (lamellé-collé et massif). Les cellules sont ainsi composées de portiques à une ou plusieurs travées avec des poteaux métalliques et des poutres principales en bois lamellé-collé. De plus, en addition des poutres en bois lamellé-collé principales, les cellules A et B comportent des pannes en bois massif. Les cellules B et F comportent également des poutres métalliques.

La toiture est constituée de bacs aciers, ainsi que de laine de roche et d'une étanchéité bitumineuse.

### 3.1.1 Présentation et caractéristiques de la cellule A

La figure ci-dessous permet de situer la cellule A au sein de l'ensemble des autres bâtiments.



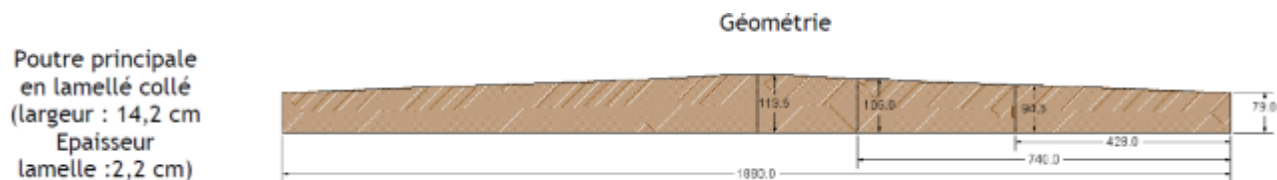
**Figure 3-2 : Localisation de la cellule A**

La figure suivante présente une vue en plan de la cellule A isolée. La cellule mesure approximativement 56,3 m de long, 40 m de large pour une hauteur sous toiture de 5,50 m.



**Figure 3-3 : Vue en plan de la cellule A**

Les poutres principales de cette cellule sont représentées par les lignes horizontales sur la figure ci-dessus. Ces poutres, en bois lamellé-collé, se répartissent sur 3 travées de portée constante ( $L = 18,8 \text{ m}$ ) avec un entraxe de 5,05 m. Le détail de ces poutres est présenté sur la figure ci-dessous.



**Figure 3-4 : Caractéristiques des poutres principales**

Les poutres principales sont à inertie variable. En effet, la hauteur de celles-ci varie de 790 mm sur appui à 1135 mm à mi-travée. L'épaisseur de 142 mm reste constante.

Sur ces poutres principales reposent des pannes, espacées tous les 1 mètre, dont les caractéristiques sont détaillées sur la figure suivante.



**Figure 3-5 : Caractéristiques des pannes**

Les pannes sont en bois massif avec une section constante de 57 mm de large et 165 mm de haut. Leur portée est de 5,05 m.

L'ensemble de la charpente en bois repose sur des poteaux métalliques de différents types. La nature de ces poteaux est définie dans le tableau suivant.

Désignation	Localisation	Nature du profilé
Type 1	Poteau métallique de rive	IPE 200
Type 2	Poteau métallique en partie courante	HEA 160

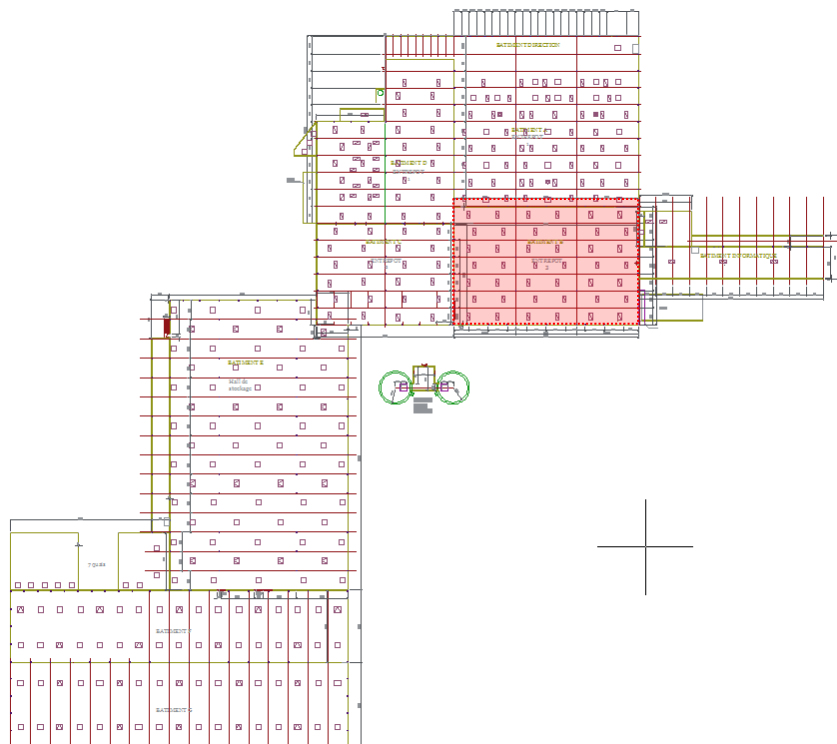
**Tableau 3-1 : Nature des poteaux métalliques**

Les poteaux sont repérés par leur numéro de type sur la Figure 3-3.

Le stockage de matériel dans la cellule A est fait sous forme de modules de picking d'une hauteur allant jusqu'à 2 m. Ils sont répartis sur 80 % de la surface de la cellule.

### 3.1.2 Présentation et caractéristiques de la cellule B

La figure ci-dessous permet de situer la cellule B au sein de l'ensemble des autres bâtiments.



**Figure 3-6 : Localisation de la cellule B**

La figure suivante présente une vue en plan de la cellule B isolée. La cellule mesure approximativement 56,3 m de long, 30,3 m de large pour une hauteur sous toiture variant de 7,00 à 7,30 m.

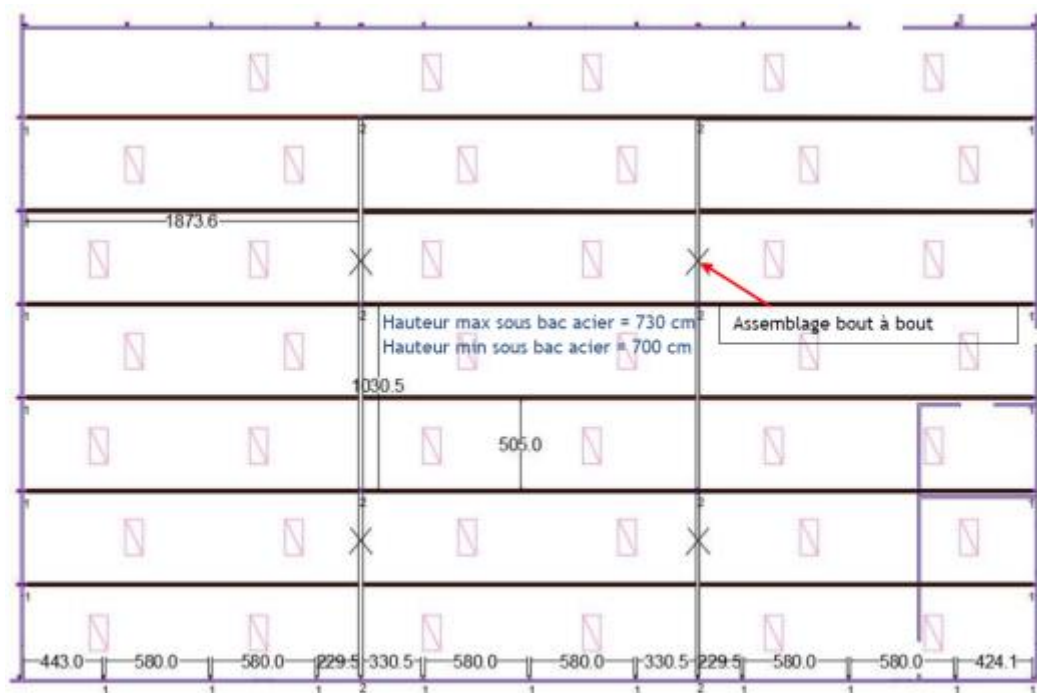


Figure 8 - bâtiment 8 - plan général

**Figure 3-7 : Vue en plan de la cellule B**

Les poutres principales de cette cellule sont représentées par les lignes horizontales sur la figure ci-dessus. Ces poutres, en bois lamellé-collé, se répartissent sur 3 travées de portée constante ( $L = 18,8$  m) avec un entraxe de 5,05 m. Le détail de ces poutres est présenté sur la figure ci-dessous.

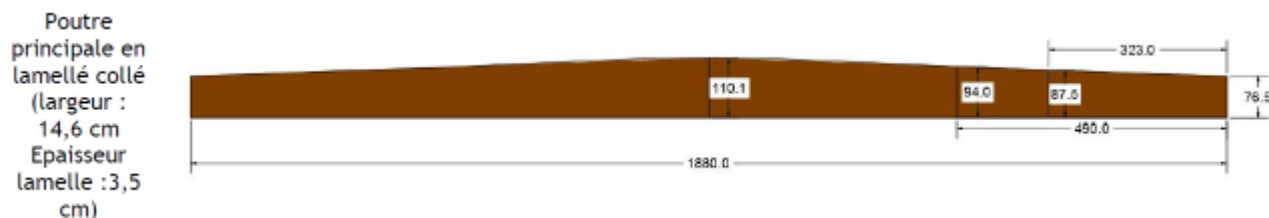


Figure 3-8 : Caractéristiques des poutres principales

Les poutres principales sont à inertie variable. En effet, la hauteur de celles-ci varie de 765 mm sur appui à 1101 mm à mi-travée. L'épaisseur de 146 mm reste constante.

Sur ces poutres principales reposent des pannes, espacées tous les 1 m, dont les caractéristiques sont détaillées sur la figure suivante.

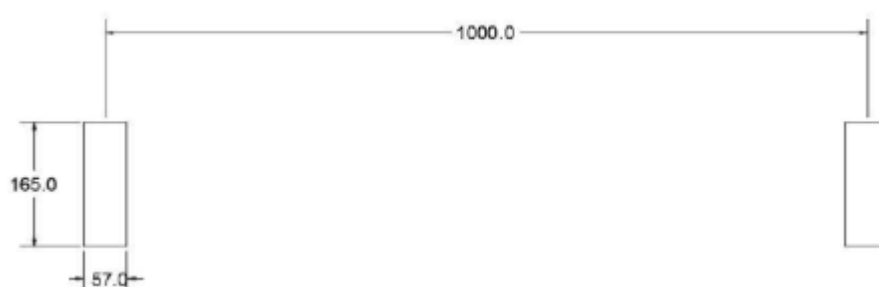


Figure 3-9 : Caractéristiques des pannes

Les pannes sont en bois massif avec une section constante de 57 mm de large et 165 mm de haut. Leur portée est de 5,05 m.

Des poutres métalliques de type IPE 450 composent également l'ossature de la cellule. Ces poutres, représentées par les traits verticaux sur la Figure 3-7, reprennent certaines des poutres principales en bois lamellé-collé qui ne reposent pas directement sur un poteau.

L'ensemble de la charpente repose sur des poteaux métalliques de différents types. La nature de ces poteaux est définie dans le tableau suivant.

Désignation	Localisation	Nature du profilé
Type 1	Poteau métallique de rive	HEA 160
Type 2	Poteau métallique en partie courante	HEA 200

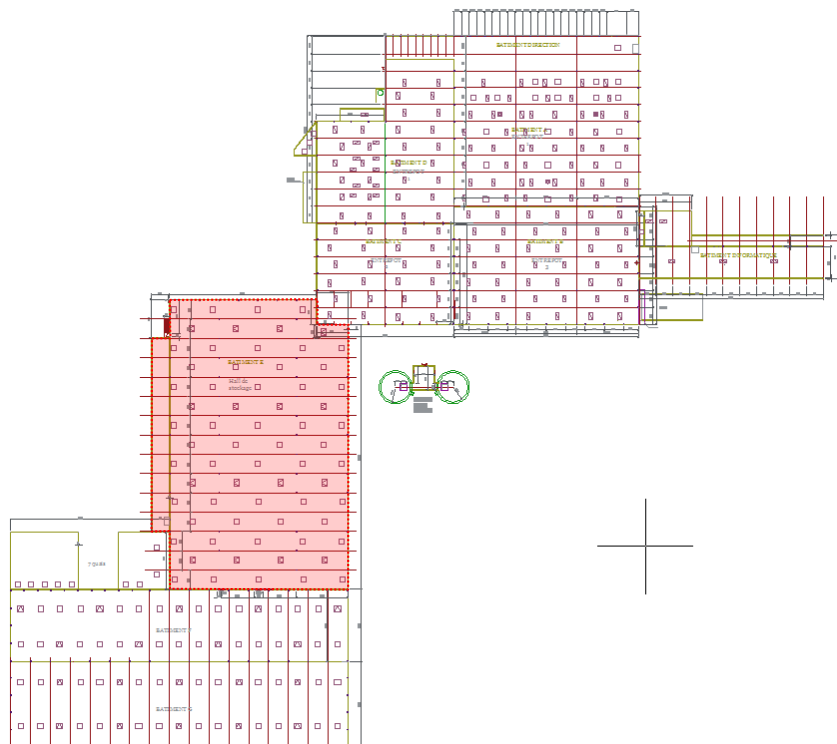
Tableau 3-2 : Nature des poteaux métalliques

Les poteaux sont repérés par leur numéro de type sur la Figure 3-7.

Le stockage de matériel dans la cellule B est fait sous forme de racks d'une hauteur allant jusqu'à 6 m.

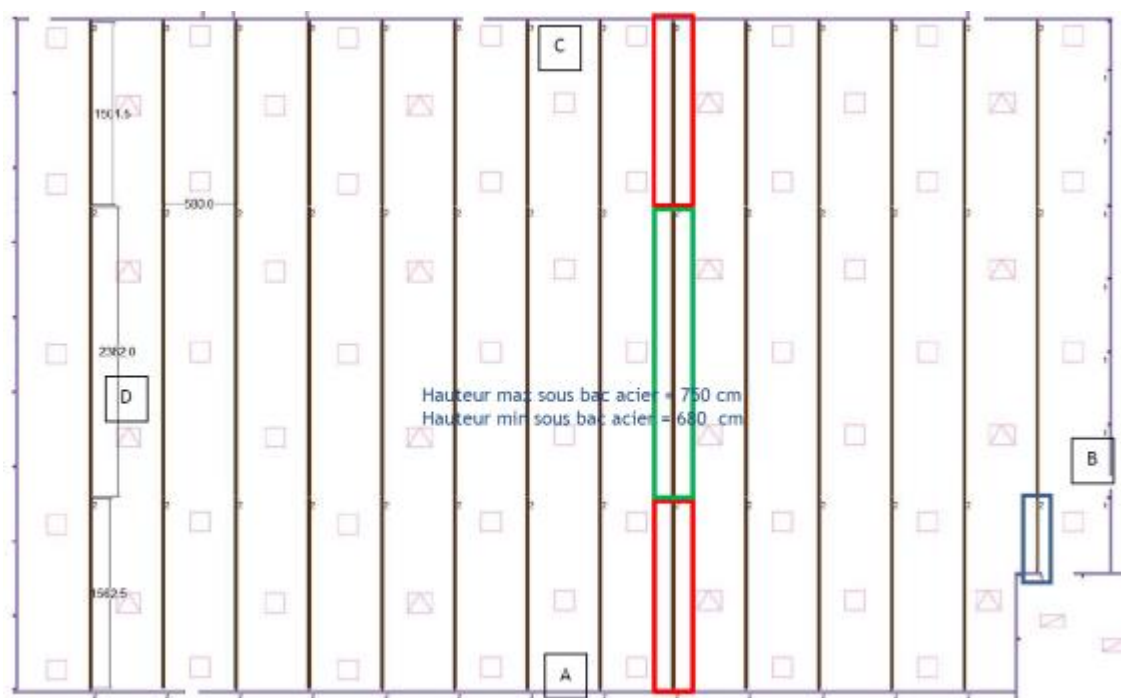
### 3.1.3 Présentation et caractéristiques de la cellule E

La figure ci-dessous permet de situer la cellule E au sein de l'ensemble des autres bâtiments.



**Figure 3-10 : Localisation de la cellule E**

La figure suivante présente une vue en plan de la cellule B isolée. La cellule mesure approximativement 87 m de long, 54,5 m de large pour une hauteur sous toiture variant de 6,80 à 7,50 m.



**Figure 3-11 : Vue en plan de la cellule E**

Les poutres principales de cette cellule sont représentées par les lignes verticales sur la figure ci-dessus. Ces poutres, en bois lamellé-collé, se répartissent sur 3 travées de portées variables (de 15,0 m ; 15,6 m et 23,8 m) avec un entraxe de 5,80 m.

Le détail de la poutre 1 de plus grande portée (désignée en vert) est présenté sur la figure ci-dessous.

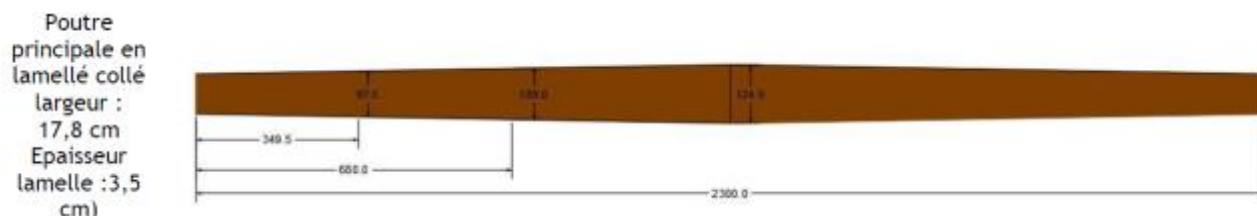


Figure 3-12 : Caractéristiques des poutres principales (poutres 1) de plus grande portée

Ces poutres sont à inertie variable. En effet, la hauteur de celles-ci varie de 975 mm sur appui à 1245 mm à mi-travée. L'épaisseur de 178 mm reste constante.

Le détail de la poutre 2 de plus petite portée (désignée en rouge sur le schéma ci-dessus) est présenté sur la figure ci-dessous.

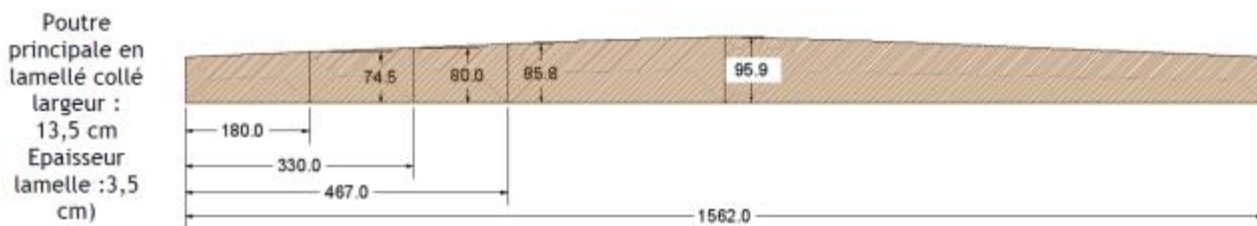


Figure 3-13 : Caractéristiques des poutres principales (poutres 2) de plus petite portée

Ces poutres sont à inertie variable. En effet, la hauteur de celles-ci varie de 745 mm sur appui à 959 mm à mi-travée. L'épaisseur de 135 mm reste constante.

Une poutre plus spécifique vient également compléter l'ossature de la charpente bois. Il s'agit d'une poutre repérée en bleu sur la Figure 3-11. Le détail cette poutre, dite poutre 3, est présentée sur la figure ci-dessous.

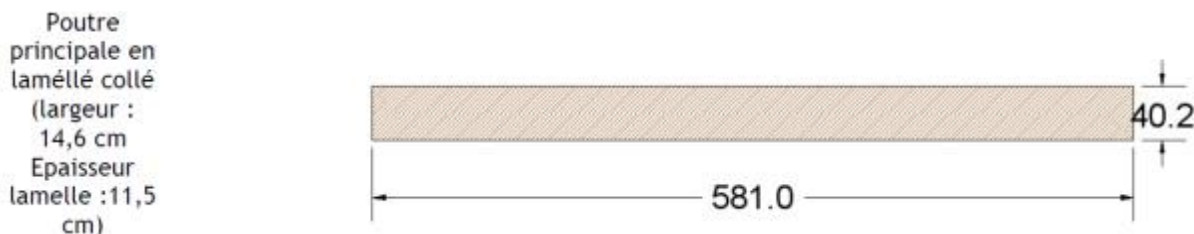


Figure 3-14 : Caractéristiques de la poutre (poutre 3) de l'angle sud-est

Cette poutre, en lamellé-collé, a une section constante de 146 mm de large et 402 mm de haut. Sa portée est de 5,81 m.



L'ensemble de la charpente repose sur des poteaux métalliques de différents types. La nature de ces poteaux est définie dans le tableau suivant.

Désignation	Localisation	Nature du profilé
Type 1	Poteau métallique de rive	IPE 220
Type 2	Poteau métallique en partie courante	HEA 240
Type 3	Poteau métallique dans l'angle sud-est	HEA 140

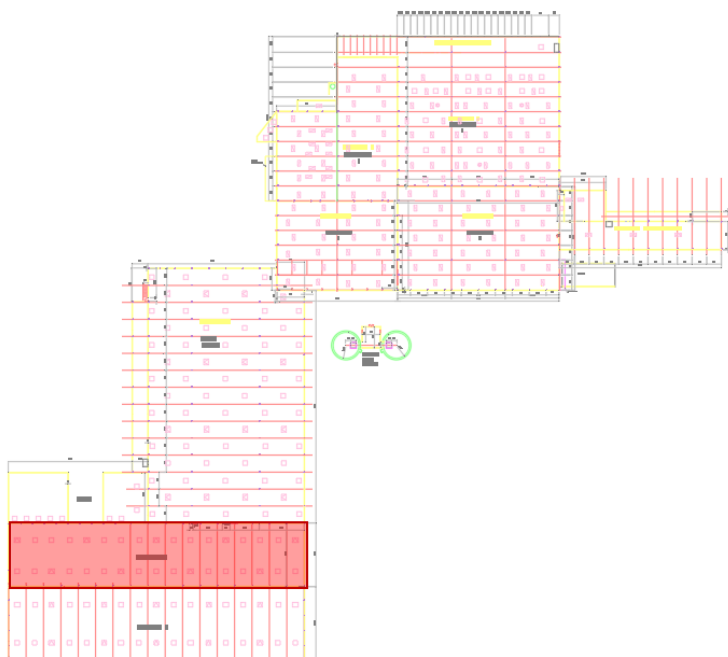
**Tableau 3-3 : Nature des poteaux métalliques**

Les poteaux sont repérés par leur numéro de type sur la Figure 3-11.

Le stockage de matériel dans la cellule E est fait sous forme de stockage de boîtes sur des mezzanines. La hauteur maximale du stockage sur les mezzanines est de 5 m.

#### 3.1.4 Présentation et caractéristiques de la cellule F

La figure F est située contre la cellule G, comme le montre la figure ci-dessous.



**Figure 3-15 : Localisation de la figure E.**

La figure suivante présente une vue en plan isolée de la cellule F. Cette dernière a une longueur de l'ordre de 104,5 m et une largeur de l'ordre de 22,5 m. La hauteur maximale sous toiture est de 7,20 m.





Figure 3-16 : Vue en plan de la cellule F.

Les portiques de cette cellule sont à simple portée et ne sont constitués que d'une seule poutre, présentée sur la figure ci-dessous. Les poutres ont une portée constante de 22,0 m et sont espacées d'un entraxe de 6,15 m. Ces poutres sont à inertie variable et, de ce fait, leur hauteur varie entre 88,5 et 126,7 cm.

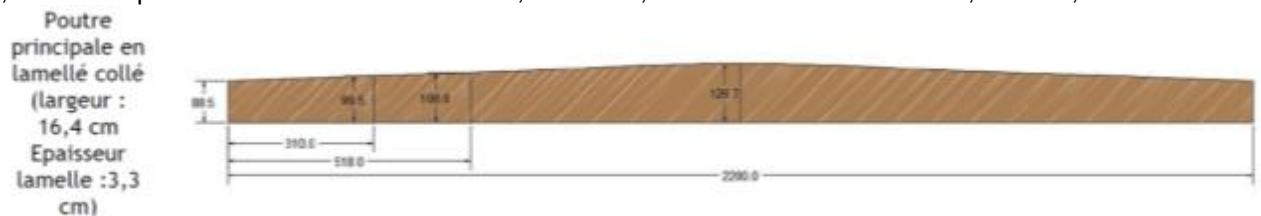


Figure 3-17 : Géométrie de la poutre de la cellule F (côtes en cm).

Il existe 3 types de poteaux pour cette cellule, présentés dans le tableau suivant.

Désignation	Désignation	Nature du profilé
Type 1	Poteau métallique de rive	IPE 220
Type 2	Poteau métallique partie courante	HEA 240
Type 3	Poteau métallique	HEA 220

Tableau 3-4 : Nature des poteaux métalliques de la cellule F.

Les poteaux métalliques de type 1 sont situés en rive, sur les côtés B et D de la cellule. Les poteaux situés sur le côté C de la cellule ne reprennent qu'un appui de poutre principale. Les poteaux situés sur le côté A de la cellule, quant à eux, sont commun aux cellules F et G et reprennent donc un appui de poutre principale pour chaque cellule (soit deux appuis de poutres principales).

Une poutre métallique est située au niveau du quai de chargement des camions, sur le côté C de la cellule. Cette poutre, présentée sur la figure suivante, est composée d'un profilé de type HEAA 240.

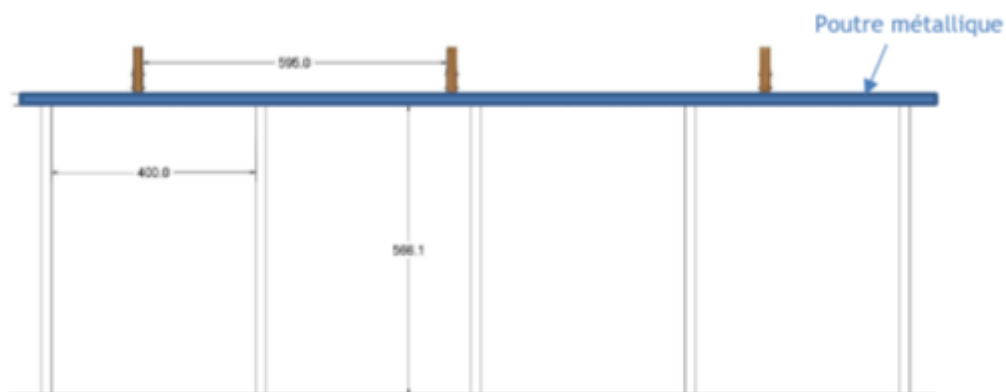


Figure 3-18 : Poutre métallique au niveau du quai de chargement (côtes en cm).

Le stockage de matériel dans la cellule F est fait sous forme de racks d'une hauteur allant jusqu'à 6 m.

### 3.1.5 Présentation et caractéristiques de la cellule G

La figure G est située contre la cellule F, comme le montre la figure ci-dessous.

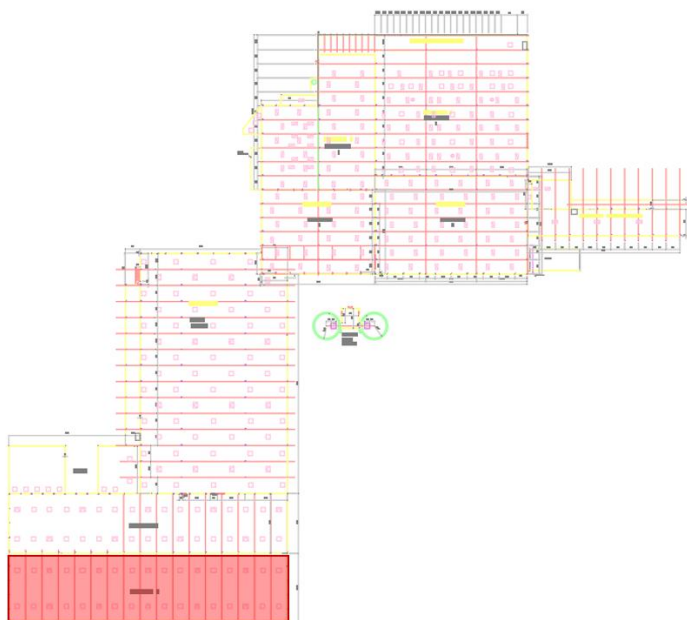


Figure 3-19 : Localisation de la figure G.

La cellule a une longueur de l'ordre de 104,5 m et une largeur de l'ordre de 26,4 m. La hauteur maximale sous toiture est de 7,30 m.

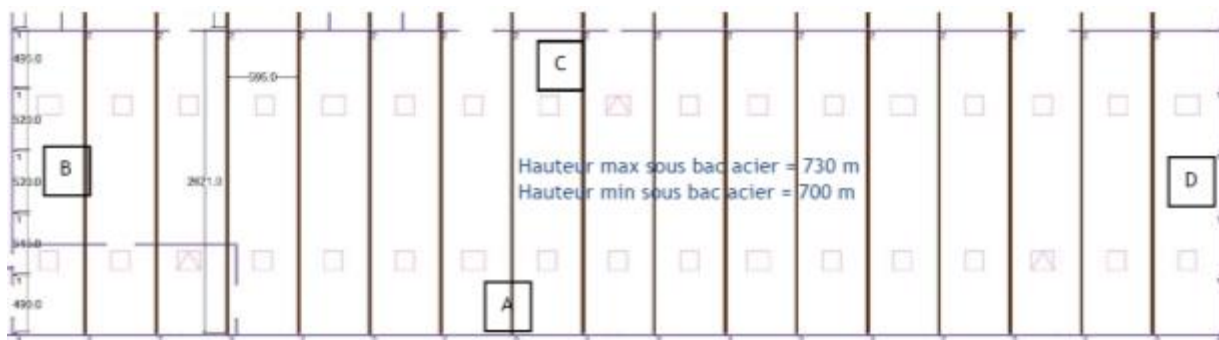


Figure 3-20 : Vue en plan de la cellule G.

De même que pour la cellule F, les portiques de cette cellule sont à simple portée et ne sont constitués que d'une seule poutre, présentée sur la figure ci-dessous. Les poutres ont une portée constante de 26,0 m et sont espacées d'un entraxe de 6,15 m. Ces poutres sont à inertie variable et, de ce fait, leur hauteur varie entre 102 et 148 cm.



Figure 3-21 : Géométrie de la poutre de la cellule G (côtes en cm).

Il existe deux types de poteaux métalliques dans cette cellule, présentés dans le tableau suivant :

Désignation	Désignation	Nature de profilé
Type 1	Poteau métallique de rive	IPE 220
Type 2	Poteau métallique partie courante	HEA 240

**Tableau 3-5 : Nature des poteaux métalliques de la cellule G.**

Comme expliqué au paragraphe précédent, certains poteaux de type 2 sont communs entre les cellules F et G. Ainsi, dans le cadre de l'étude de la cellule G, seuls les poteaux de type 2 situés sur le côté A de la cellule seront étudiés. Ces derniers ne reprennent qu'un appui de poutre principale.

Le stockage de matériel dans la cellule G est fait sous forme de racks d'une hauteur allant jusqu'à 6 m.

### **3.2 PROTECTION AU FEU DE LA STRUCTURE**

Le bâtiment présente un compartimentage entre les cellules. Celui-ci est composé soit d'éléments de type Cyporex (d'une épaisseur de 15 cm et d'une largeur de 60 cm), soit de blocs de parpaing (d'une épaisseur de 20 cm).

Ce compartimentage a un rôle de mur coupe-feu de type REI 120. Ainsi, lorsqu'un feu se déclare dans l'une des cellules, les cellules adjacentes sont protégées pendant 120 minutes avant que le feu se propage.

### **3.3 DÉSENFUMAGE**

Le désenfumage de l'entrepôt est fait en accord avec la réglementation. La surface utile d'exutoires (SUE) est supérieure à 2% de la surface au sol. Les exutoires sont répartis en toiture de chaque cellule.

## **4. EXIGENCES RÉGLEMENTAIRES ET MÉTHODOLOGIE**

---

### **4.1 EXIGENCES RÉGLEMENTAIRES**

L'objectif de l'étude de comportement au feu de la structure est de vérifier si les exigences de l'article 2.2.6 de l'arrêté du 15 Avril 2010, portant la stabilité sous feu conventionnel et le mode de ruine de la structure de l'entrepôt, sont satisfaites :

- Structure R15 car le bâtiment est doté d'un dispositif de sprinklage ;
- Non ruine en chaîne de la structure porteuse ;
- Non ruine vers l'extérieur de la structure.

### **4.2 MÉTHODOLOGIE**

Afin de vérifier les exigences, le comportement au feu de la structure est étudié en prenant en compte une action thermique de feu conventionnel dans un premier temps et une action thermique de feu réel correspondant au stockage présent à l'intérieur de l'entrepôt dans un second temps.

Compte tenu du schéma structurel de la cellule (conception type préfabriqué – voir §5), son comportement thermomécanique est étudiée selon une analyse élément par élément à l'aide des méthodes définies dans l'Eurocode 3 Partie 1-2 [9] pour les éléments métalliques et l'Eurocode 5 Partie 1-2 [11] pour les éléments en bois.

L'étude de la stabilité des différents éléments de structure en acier s'effectue alors à l'aide de calculs avancés. Cette méthode permet de faire une analyse du comportement au feu de la structure par l'intermédiaire de calculs aux éléments finis. L'intérêt de cette approche réside dans la prise en compte de la configuration réelle des éléments, notamment en termes de chargement mécanique et de dimensions (section, portée).

Cette méthode se compose de 2 étapes :

- Un calcul de transfert thermique intégrant l'ensemble des propriétés géométriques de la section de l'élément analysé. La sollicitation thermique est appliquée à l'ensemble des faces exposées pendant toute la durée du feu.
- Un calcul mécanique, appliqué à un modèle numérique filaire qui intègre l'ensemble des contraintes d'appuis, de chargement et d'échauffement au cours du temps, déterminé à l'étape précédente, de l'élément analysé.

Pour les éléments de toiture en bois lamellé collé, une vérification de la résistance mécanique est réalisée en considérant les sections réduites déterminées à l'aide des méthodes de l'Eurocode 5 Partie 1-2 [11]. L'action mécanique de ces derniers en situation d'incendie sur les têtes de poteau est ensuite prise en compte.

Concernant les exigences relatives à la stabilité de la structure sous feu conventionnel, il sera vérifié la stabilité des éléments principaux de la charpente bois en lamellé collé et les poteaux béton présents dans la cellule de stockage.

Concernant les exigences relatives au mode de ruine de la structure, il sera vérifié si la ruine de la structure n'entraîne pas la ruine en chaîne à l'intérieur de la cellule ainsi que la ruine en chaîne inter cellules. Il sera également vérifié le comportement des poteaux de rive afin de s'assurer qu'ils ne ruinent pas vers l'extérieur.

L'outil de calcul utilisé est le logiciel SAFIR [16]. Ce code, basé sur la méthode des éléments finis des structures à barres, intègre les lois de comportement au feu définies dans l'Eurocode 3 partie 1-2 [9] et l'Eurocode 5 Partie 1-2 [11]. Le modèle de résolution du logiciel inclut les non-linéarités géométriques (grands déplacements, effet du second ordre) et détecte également les phénomènes d'instabilité.

## 5. HYPOTHÈSES GÉNÉRALES

### 5.1 HYPOTHÈSES DE CALCUL DE DÉVELOPPEMENT INCENDIE

#### 5.1.1 Puissance de l'incendie

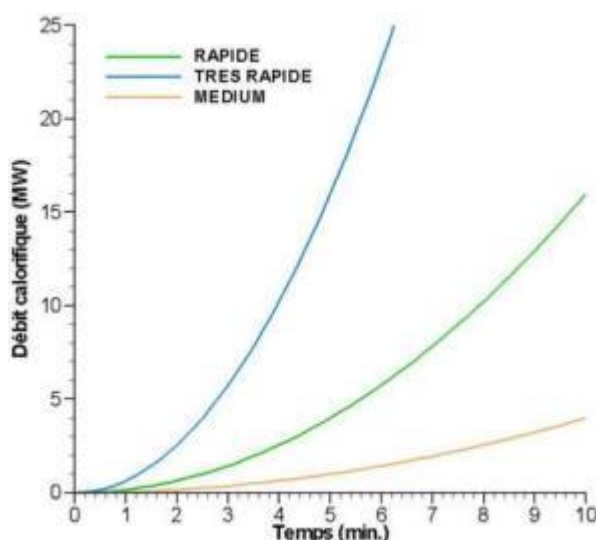
De nombreux scénarios de feu peuvent être envisagés au sein d'une cellule. Ils doivent prendre en compte les situations les plus probables au regard du stockage, de la configuration de la cellule.

On retiendra différents scénarios de feu définis en termes de localisation (position, hauteur...) et de cinétique de l'incendie (nature des produits, charge calorifiques, vitesse de développement,...). Pour cette étude, on considère systématiquement qu'un feu localisé dans un premier temps va se propager jusqu'à une généralisation à l'ensemble de la cellule.

L'inflammation débute par ignition de l'enveloppe externe d'une boîte et des plastiques de conditionnement sur une palette. Comme les produits sont conditionnés en boîtes cartonnées pour la plupart, le feu se propage dans un premier temps de façon relativement lente par contact et convection naturelle le long de cette palette. La propagation du feu s'accélère lorsque le feu s'est bien développé sur toute la palette. Ensuite, l'incendie se propage aux palettes situées au-dessus, favorisé par l'espacement entre les palettes et la convection qui échauffe préalablement les cartons. L'inflammation des faces externes atteint ensuite les produits conditionnés. On peut obtenir alors une propagation verticale rapide du feu, sur tous les niveaux.

La vitesse de cinétique théorique de feu est alors considérée proportionnelle aux temps tel que le débit  $Q=(t/\alpha)^2$ , avec  $t$  le temps en seconde et  $\alpha$  le coefficient de cinétique en  $s/MW^{0.5}$ . On considère alors pour le type de produits présents et le mode de conditionnement et de stockage, un développement de feu dont la cinétique est de type « rapide ».

À titre indicatif, la Figure 5-1 donne la vitesse de cinétique de l'incendie pour les cas de développements de feu médium ( $\alpha=300$  s/ $MW^{0.5}$  : typique de locaux de bureaux), rapide ( $\alpha=150$  s/ $MW^{0.5}$  : typique de commerces) et très rapide ( $\alpha=75$  s/ $MW^{0.5}$  : typique de produits très inflammables et de stockage en grande hauteur).



**Figure 5-1 : Comparaison de différentes cinétiques d'incendie théoriques**

Concernant la propagation de palette à palette on considère que pour le stockage adjacent à la zone de départ de feu, le flux d'auto-inflammation instantané est de 8 kW/m<sup>2</sup> (correspondant à une durée d'exposition de l'ordre de 5 minutes) est atteint [19]. Cette approche est sécuritaire car on considère que dès qu'une cible est impactée par l'un de ces flux, elle commence à brûler. Ainsi la propagation est contrôlée automatiquement par le feu jusqu'à l'embrasement généralisé.

### 5.1.2 Position du départ de feu

De manière sécuritaire, on considère que l'incendie démarre au niveau d'un poteau et ce dans toutes les cellules.

Pour la cellule E qui dispose de mezzanines, deux scénarios sont réalisés, un au niveau bas de la mezzanine et l'autre au niveau supérieur.

## 5.2 HYPOTHÈSES DE CALCUL THERMIQUES ET THERMOMÉCANIQUES

### 5.2.1 Calculs de transfert thermique

La réponse thermique des éléments de structure en acier et en bois est déterminée à l'aide du logiciel de calcul de transfert thermique SAFIR [16] utilisant la méthode de calcul avancée par éléments. Ainsi, des modèles représentant la section transversale de chaque élément ont été développés lors de l'étude.

Dans la cadre de la vérification du degré R15 de la structure, les éléments de structure sont étudiés sous un feu de type conventionnel. De ce fait, les coefficients d'échange utilisés pour les matériaux sont les suivants, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1-2) [7] :

- Émissivité : 0,7
- Coefficient de convection en face exposée : 25 W/m²/K
- Coefficient de convection en face non-exposée : 4 W/m²/K

Dans le cadre de l'étude du mode de ruine, les éléments de structure sont étudiés sous un feu réel. De ce fait, les coefficients d'échange utilisés pour les matériaux sont les suivants, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1-2) [7] :

- Émissivité : 1,0
- Coefficient de convection en face exposée : 35 W/m²/K
- Coefficient de convection en face non-exposée : 4 W/m²/K

### 5.2.2 Calculs thermo-mécaniques

À partir des champs de température dans les éléments de structure définis à la phase précédente, le comportement au feu de la structure est étudié à l'aide du logiciel de calcul thermodynamique SAFIR [16]. Ainsi, la durée de stabilité sous feu conventionnel de la structure, ainsi que son mode de ruine sous feu réel sont déterminés.

### 5.2.3 Caractéristiques des matériaux

En l'absence de données concernant les matériaux utilisés, on considère que le bois lamellé-collé utilisé pour les poutres est de type GI24h, le bois massif utilisé pour les pannes est de type C24 et la nuance des profilés utilisés S235. Les propriétés à froid retenues pour l'étude sont celles de la norme NF EN 338 [12] pour le bois massif et celles de la norme NF EN 14080 [13] pour le bois lamellé-collé, présentées sur les deux figures suivantes.



Propriété	Symbole	Classe de résistance du bois lamellé-collé						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Résistance à la flexion	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Résistance à la traction	$f_{t,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,4	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Résistance à la compression	$f_{c,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Résistance au cisaillement (cisaillement et torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Résistance au cisaillement roulant	$f_{r,g,k}$	1,2						
Module d'élasticité	$E_{0,g,mojen}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,mojen}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Module de cisaillement	$G_{g,mojen}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Module de cisaillement roulant	$G_{r,g,mojen}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Masse volumique	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mojen}$	370	410	420	445	460	480	490

Figure 5-2 : Propriétés des bois lamellé-collé selon la norme NF EN 14080 [13].

	Classe	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Propriétés de résistance en N/mm²</b>													
Flexion	$f_{m,0,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Cisaillement	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<b>Propriétés de rigidité en kN/mm²</b>													
Module d'élasticité moyen en flexion axiale	$E_{m,0,mojen}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
Module d'élasticité caractéristique à 5% d'exclusion en flexion axiale	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Module d'élasticité transversal moyen	$E_{m,90,mojen}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Module de cisaillement moyen	$G_{mojen}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
<b>Masse volumique en kg/m³</b>													
Masse volumique caractéristique à 5% d'exclusion	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Masse volumique moyenne	$\rho_{mojen}$	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520

Figure 5-3 : Caractéristiques des bois massifs selon la norme NF EN 338 [12].

Les propriétés thermiques et mécaniques de l'acier et du bois à hautes températures sont issues respectivement de la partie 1-2 de l'Eurocode 3 [9] et de la partie 1-2 de l'Eurocode 5 [11].

La valeur de calcul de la résistance du bois lamellé-collé en situation de feu peut être obtenue à partir de la section 2 de l'Eurocode 5, partie 1-2 [11] :

- $k_{mod,fi} = 1$  ;
- $Y_{M,fi} = 1$  ;
- $f_k = 24 \text{ N/mm}^2$
- $k_f = 1,15$

On obtient donc  $f_{d,fi} = 27,6 \text{ N/mm}^2$ .

La valeur de calcul de la résistance du bois massif en situation de feu peut être obtenue à partir de la section 2 de l'Eurocode 5, partie 1-2 [11] :

- $k_{mod,fi} = 1$  ;
- $Y_{M,fi} = 1$  ;
- $f_k = 24 \text{ N/mm}^2$  ;
- $k_f = 1,25$ .

On obtient donc  $f_{d,fi} = 30,0 \text{ N/mm}^2$ .

D'après l'Eurocode 1, partie 1-1 [6], la masse volumique considérée est la suivante :

- Bois lamellé-collé de type GL24h :  $\rho = 370 \text{ kg/m}^3$  ;
- Bois massif de type C24 :  $\rho = 420 \text{ kg/m}^3$ .

De même, l'hypothèse est faite que l'acier utilisé pour les poteaux et les poutres de la structure est de type S 235. Les caractéristiques à froid de ce matériau sont les suivantes :

- Module de Young  $E_s = 210 \text{ GPa}$  ;
- Coefficient de Poisson  $\nu = 0,3$  ;
- Masse volumique  $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$  ;
- Limite élastique  $f_y = 235 \text{ MPa}$ .

#### 5.2.4 Géométrie générale des bâtiments

Les hypothèses de calcul concernant la géométrie globale, le positionnement des éléments ainsi que la section des éléments sont issues des données du rapport d'investigation de la société Structureo [1].

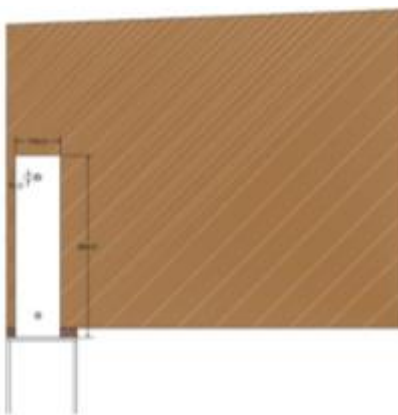
#### 5.2.5 Assemblages et conditions d'appuis

Les poteaux sont considérés encastrés en pied et articulés en tête. Les assemblages entre les poteaux métalliques et les poutres sont réalisés à partir des éléments suivants, comme expliqué dans le rapport de relevé de structure [1] :

- Une platine soudée au poteau ;
- Une cale en bois ;
- Pour chaque poutre reprise par l'assemblage, deux plats de 6mm, soudés à la platine et vissés et écroués à la poutre.

Pour le calcul de la résistance des poteaux, on considère une longueur de flambement  $l_f = 0,7 l_0$ .

La figure suivante présente un exemple d'assemblage poteau-poutre.



**Figure 5-4 : Exemple d'assemblage poteau-poutre (bâtiment G).**

Les boulons ont un diamètre de 12 mm. Ne disposant pas de données sur les caractéristiques mécaniques des boulons utilisés dans les assemblages, on considère une classe de boulons de 3.6, dont la résistance ultime à la traction  $f_{ub} = 300 \text{ MPa}$ .



### 5.2.6 Conditions de chargement et combinaisons d'actions

Les charges considérées pour l'étude sont les suivantes :

- Charges permanentes :
  - o Le poids propre des éléments est calculé à partir de leur masse volumique détaillée au paragraphe §5.2.3.
  - o Complexe de toiture (bac acier + isolation + étanchéité) [21] : 0,30 kN/m².
- Charges climatiques (calculées selon l'Eurocode) :
  - o Neige :  $S = 36 \text{ daN/m}^2$ ;
  - o Vent :  $q_p = 72 \text{ daN/m}^2$ .
- Charges d'exploitation :
  - o Conformément à l'Eurocode 0 [5], aucune charge d'exploitation n'a été considérée en toiture en situation d'incendie.

La charge appliquée en situation d'incendie est déterminée conformément à l'Eurocode 0 [5], qui définit la combinaison de charge à appliquer dans le cas d'un bâtiment à usage de stockage comme étant la plus défavorable parmi les suivantes:

$$\begin{cases} G + 0,2 W \\ G + 0,2 S \end{cases}$$

Où :

- G est la valeur caractéristique des charges permanentes ;
- W est la valeur caractéristique des charges de vent ;
- S est la valeur caractéristique des charges de neige.

### 5.2.7 Hypothèses générales

Conformément aux préconisations de l'Eurocode 3, partie 1-2 [9], une imperfection initiale sinusoïdale est appliquée à mi-hauteur des poteaux métalliques. La valeur de cette imperfection est de  $h/1000$ .

## 6. VÉRIFICATION DES EXIGENCES PRESCRIPTIVES SOUS FEU NORMALISÉ

La vérification de la durée de stabilité des éléments principaux de la charpente se fait sous sollicitation thermique de type feu conventionnel. L'objet de cette partie est de présenter les informations ainsi que les calculs permettant d'évaluer le temps de ruine des éléments principaux de la structure.

L'analyse se fait élément par élément.

### 6.1 DÉTERMINATION DE LA PROFONDEUR DE CARBONISATION

La section réduite de la poutre exposée au feu conventionnel peut être calculée à partir de l'Eurocode 5 partie 1-2 [11].

Ainsi, d'après les sections 3 et 4, on obtient :

- Éléments en bois lamellé-collé :
  - La valeur de calcul de la vitesse de combustion fictive pour une carbonisation tenant compte de l'effet des arrondis en coin notée  $\beta_n$  est 0,7 ;
  - $k_0 = 0,75$  pour un temps d'exposition au feu de 15 minutes ;
  - $d_0 = 7$  mm.

La profondeur de carbonisation efficace pour le bois lamellé-collé est donc telle que :

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \times d_0 = \beta_n \times t + k_0 \times d_0 = 0,7 \times 15 + 0,75 \times 7 = 15,75 \text{ mm}$$

- Éléments en bois massif :
  - La valeur de calcul de la vitesse de combustion fictive pour une carbonisation tenant compte de l'effet des arrondis en coin notée  $\beta_n$  est 0,8 ;
  - $k_0 = 0,75$  pour un temps d'exposition au feu de 15 minutes ;
  - $d_0 = 7$  mm.

La profondeur de carbonisation efficace pour le bois massif est donc telle que :

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \times d_0 = \beta_n \times t + k_0 \times d_0 = 0,8 \times 15 + 0,75 \times 7 = 17,25 \text{ mm}$$

### 6.2 VÉRIFICATION DE LA CHARPENTE BOIS

Conformément à ce qui a été décrit dans le paragraphe §4, pour les éléments de toiture en bois, une vérification de la résistance mécanique est réalisée en considérant les sections réduites déterminées à l'aide des méthodes de calcul de l'Eurocode 5 Partie 1-2 [11]. Pour réaliser ces vérifications de la stabilité R15 et de manière sécuritaire, il a été considéré les pannes et poutres comme isostatiques.

## 6.2.1 Cellule A

### 6.2.1.1 Vérification des pannes

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des pannes, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 41,1 daN/ml.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	M <sub>y</sub> max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	57	165	5,25	1415	24,1	1,0	0,8	0,18	0,22
	15	22,5	130,5	5,25	1415	4,7	2,3	0,2	0,74	3,74

**Tableau 6-1 : Vérification de la résistance R15 des pannes**

La section transversale des pannes est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel, mais les pannes sont susceptibles de déverser avant 15 minutes. L'exigence de stabilité R15 n'est donc pas satisfaite.

### 6.2.1.2 Vérification des poutres

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des poutres, parmi celles définies au §5.2.6, est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 267,6 daN/ml.

Poutres	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	M <sub>y</sub> max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	142	1135	18,80	118232	7,7	1,8	0,3	0,14	0,44
	15	110,5	1103,5	18,8	118232	4,8	2,2	0,2	0,19	0,96

**Tableau 6-2 : Vérification de la résistance R15 des poutres**

La section transversale des poutres est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel sans risque de déversement de celles-ci. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

## 6.2.2 Cellule B

### 6.2.2.1 Vérification des pannes

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des pannes, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 41,1 daN/ml.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	57	165	5,25	1415	24,1	1,0	0,8	0,18	0,22
	15	22,5	130,5	5,25	1415	4,7	2,3	0,2	0,74	3,74

**Tableau 6-3 : Vérification de la résistance R15 des pannes**

La section transversale des pannes est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel, mais les pannes sont susceptibles de déverser avant 15 minutes. L'exigence de stabilité R15 n'est donc pas satisfaite.

### 6.2.2.2 Vérification des poutres

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des poutres, parmi celles définies au §5.2.6, est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 259,2 daN/ml.

Poutres	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	N <sub>c</sub> max [N]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
										Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	146	1101	18,74	117402	0	8,4	1,7	0,4	0,14	0,41
	15	114,5	1069,5	18,74	117402	0	5,3	2,1	0,2	0,19	0,88

**Tableau 6-4 : Vérification de la résistance R15 des poutres**

La section transversale des poutres est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel sans risque de déversement de celles-ci. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

### 6.2.3 Cellule E

#### 6.2.3.1 Vérification des poutres de grande portée (L= 23,82m)

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des poutres de plus grande portée de la cellule, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 297,9 daN/ml.

Poutres	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	M <sub>y</sub> max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	178	1245	23,82	211260	8,7	1,7	0,4	0,17	0,46
	15	146,5	1213,5	23,82	211260	6,0	2,0	0,3	0,21	0,84

**Tableau 6-5 : Vérification de la résistance R15 des poutres de grande portée**

La section transversale des poutres est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel sans risque de déversement de celles-ci. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.2.3.2 Vérification des poutres de petite portée (L= 15,63m)

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des poutres de plus petite portée de la cellule, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 266,5 daN/ml.

Poutres	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	M <sub>y</sub> max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	135	959	15,63	81380	9,9	1,6	0,4	0,14	0,35
	15	103,5	927,5	15,63	81380	6,0	2,0	0,3	0,20	0,79

**Tableau 6-6 : Vérification de la résistance R15 des poutres de petite portée**

La section transversale des poutres est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel sans risque de déversement de celles-ci. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.2.3.3 Vérification de la poutre spécifique de l'angle sud-est (L= 6,00m)

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des poutres de plus grande portée de la cellule, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 245,1 daN/ml.

Poutres	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	$M_{y\max}$ [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	146	402	6	11029	72,0	0,6	1,0	0,10	0,10
	15	114,5	370,5	6	11029	48,0	0,7	1,0	0,15	0,15

**Tableau 6-7 : Vérification de la résistance R15 de la poutre de l'angle sud-est**

La section transversale de la poutre est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel sans risque de déversement de celle-ci. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.2.4 Cellule F

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des poutres de plus grande portée de la cellule, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6 est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 305,7 daN/ml.

Poutres	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	$M_{y\max}$ [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	164	885	22	184900	11,5	1,445	0,48	0,31	0,65
	9	145,1	866,1	22	184900	9,2	1,616	0,38	0,37	0,96
	15	132,5	853,5	22	184900	7,7	1,756	0,32	0,42	1,28

**Tableau 6-8 : Vérification de la résistance R15 de la poutre**

La section transversale des poutres est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel, mais les poutres risquent de déverser avant 15 minutes. En effet, le risque de déversement des poutres sous feu conventionnel est nul jusqu'à 9 minutes seulement. L'exigence de stabilité R15 n'est donc pas satisfaite.

#### 6.2.5 Cellule G

La combinaison la plus défavorable pour l'étude des poutres de plus grande portée de la cellule, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est : G + 0,2 W. La charge appliquée est donc de 319 daN/ml.

Poutres	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	$M_{y\max}$ [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	188	1020	26	269600	11,1	1,471	0,46	0,30	0,65
	11	164,9	996,9	26	296600	8,73	1,658	0,36	0,36	0,98
	15	156,5	1004,25	26	269600	7,8	1,754	0,33	0,37	1,14

**Tableau 6-9 : Vérification de la résistance R15 de la poutre**

La section transversale des poutres est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel mais les poutres risquent de déverser avant 15 minutes. En effet, le risque de déversement sous feu conventionnel est nul jusqu'à 11 minutes seulement. L'exigence de stabilité R15 n'est donc pas satisfaite.

### 6.3 VÉRIFICATION DES POTEAUX EN ACIER

Conformément à ce qui a été décrit dans le paragraphe §4, pour les poteaux métalliques, une vérification de la résistance mécanique est à l'aide des méthodes de calcul de l'Eurocode 3 Partie 1-2 [11]. Pour réaliser ces vérifications de la stabilité R15, il a été considéré les poteaux comme encastres en pied et articulés en tête.

Certains poteaux, pour lesquels la stabilité au feu définie à l'aide des méthodes de calculs simplifiés était très proche de 15 minutes, seront étudiés avec les méthodes de calculs avancées à partir du logiciel de calcul SAFIR [16].

#### 6.3.1 Cellule A

##### 6.3.1.1 Vérification des poteaux de rive de type 1

Le poteau de rive de type 1, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.



Figure 6-1 : Localisation du poteau de rive de type 1

Le poteau de rive de type 1 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	IPE 200
Facteur de massivité : $[Am/V]$ =	270 m-1
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	705 °C
Hauteur : $l$ =	4,71 m
Sollicitation de l'élément :	Compression

Tableau 6-10 : Caractéristiques du poteau de rive de type 1

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 8,82 \text{ kN}$ .

Données		
$\theta_a$	705	°C
$I_{y,fi}$	3.30	m
$I_{z,fi}$	3.30	m
Résultats		
$N_{b,fi,\theta,Rd}$	25.2	kN
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_1$	93.90	/
$\lambda_y$	39.9	/
$y$	0.43	/
$y, \theta$	0.56	/
$\phi_{y,\theta}$	0.84	/
$\chi_{y,fi}$	0.68	/
$\lambda_z$	147.5	/
$z$	1.57	/
$z, \theta$	2.08	/
$\phi_{z,\theta}$	3.33	/
$\chi_{z,fi}$	0.17	/
$\chi_{min,fi}$	0.17	/
$k_{y,\theta}$	0.22	/
$k_{E,\theta}$	0.13	/

Figure 6-2 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive de type 1

Le poteau de rive est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $N_{b,fi,\theta,Rd}$  est supérieur à  $N_{Ed,fi}$ . L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

### 6.3.1.2 Vérification des poteaux courants de type 2

Le poteau courant de type 2, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.



Figure 6-3 : Localisation du poteau courant de type 2



Le poteau courant de type 2 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 160
Facteur de massivité : $[Am/V] =$	234 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min}) =$	696 °C
Hauteur : $l =$	4,71 m
Sollicitation de l'élément :	Compression simple

**Tableau 6-11 : Caractéristiques du poteau de rive de type 1**

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 51,75 \text{ kN}$ .

Données		
$\theta_a$	696	°C
$I_{y,fi}$	3.30	m
$I_{z,fi}$	3.30	m
Résultats		
$N_{b,fi,\theta,Rd}$	84.3	kN
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_1$	93.90	/
$\lambda_y$	50.2	/
$y$	0.53	/
$y_{0,0}$	0.71	/
$\phi_{y,0}$	0.98	/
$\chi_{y,fi}$	0.60	/
$\lambda_z$	82.7	/
$z$	0.88	/
$z_{0,0}$	1.16	/
$\phi_{z,0}$	1.56	/
$\chi_{z,fi}$	0.39	/
$\chi_{min,fi}$	0.39	/
$k_{y,0}$	0.24	/
$k_{E,0}$	0.14	/

**Figure 6-4 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive de type 1**

Le poteau de rive est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $N_{b,fi,\theta,Rd}$  est supérieur à  $N_{Ed,fi}$ . L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

### 6.3.1.3 Vérification des poteaux de rive de type 2

Le poteau courant de type 2, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.

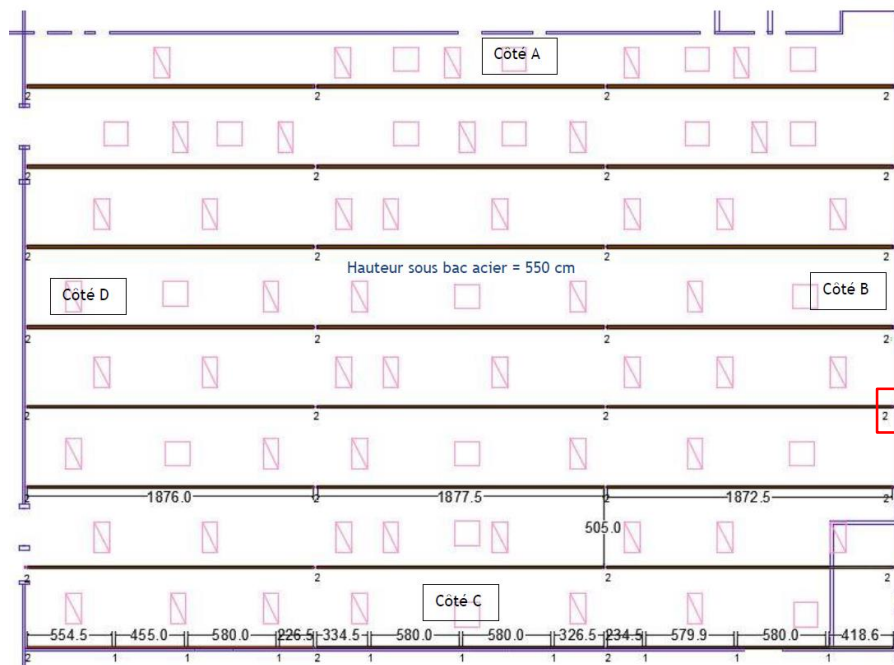


Figure 6-5 : Localisation du poteau courant de type 2

Le poteau courant de type 2 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 160
Facteur de massiveté : $[Am/V]$ =	234 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	696 °C
Hauteur : $l$ =	4,71 m
Sollicitation de l'élément :	Compression flexion

Tableau 6-12 : Caractéristiques du poteau de rive de type 1

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive, parmi celles définies au paragraphe §, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 26,59 \text{ kN}$
- $V_{Ed,fi} = 2,87 \text{ kN}$
- $M_{Ed,fi} = 2,70 \text{ kN}$

Données			
$\bar{\lambda}$	$\theta_a$	696	°C
	$I_{y,fi}$	3.3	m
	$I_{z,fi}$	3.3	m
	LT	0.530	/
Résultats			
$\Gamma_{TOTAL}$		0.64	stabilité satisfaite
	$\Gamma_N$	0.31	/
	$\Gamma_{N,LT}$	0.31	/
	$\Gamma_{My}$	0.20	/
	$\Gamma_{My,LT}$	0.32	/
	$\Gamma_{Mz}$	0.00	/
	$\alpha$	0.65	/
	$\lambda_1$	93.90	/
$\bar{\lambda}$ $\bar{\lambda}$	$\lambda_y$	50.2	/
	y	0.53	/
	$y_{\theta}$	0.71	/
	$\phi_{y,\theta}$	0.98	/
	$\chi_{y,fi}$	0.60	/
$\bar{\lambda}$ $\bar{\lambda}$	$\lambda_z$	82.7	/
	z	0.88	/
	$z_{\theta}$	1.16	/
	$\phi_{z,\theta}$	1.56	/
	$\chi_{z,fi}$	0.39	/
$\bar{\lambda}$	$LT_{\theta,com}$	0.70	/
	$\phi_{LT,\theta,com}$	0.97	/
	$\psi_{LT}$	1.00	/
	$\psi_y$	1.00	/
	$\psi_z$	1.00	/
	$\beta_{MLT}$	1.10	/
	$\beta_{My}$	1.10	/
	$\beta_{Mz}$	1.10	/
	$\mu_{LT}$	0.04	/
	$\mu_y$	-1.20	/
	$\mu_z$	-1.47	/
	$k_{LT}$	1.00	/
	$k_y$	1.24	/
	$k_z$	1.46	/
	$\chi_{min,fi}$	0.39	/
	$\chi_{LT,fi}$	0.61	/
	$k_{y,\theta}$	0.24	/
	$k_{E,\theta}$	0.14	/
	$k_{y,\theta,com}$	0.24	/
	$k_{E,\theta,com}$	0.14	/

Figure 6-6 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive de type 2

Le poteau de rive est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque le taux de travail à chaud du poteau  $\Gamma_{TOTAL}$  est inférieur à 1. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

### 6.3.2 Cellule B

#### 6.3.2.1 Vérification des poteaux de rive sud de type 1

Le poteau de rive de type 1, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.

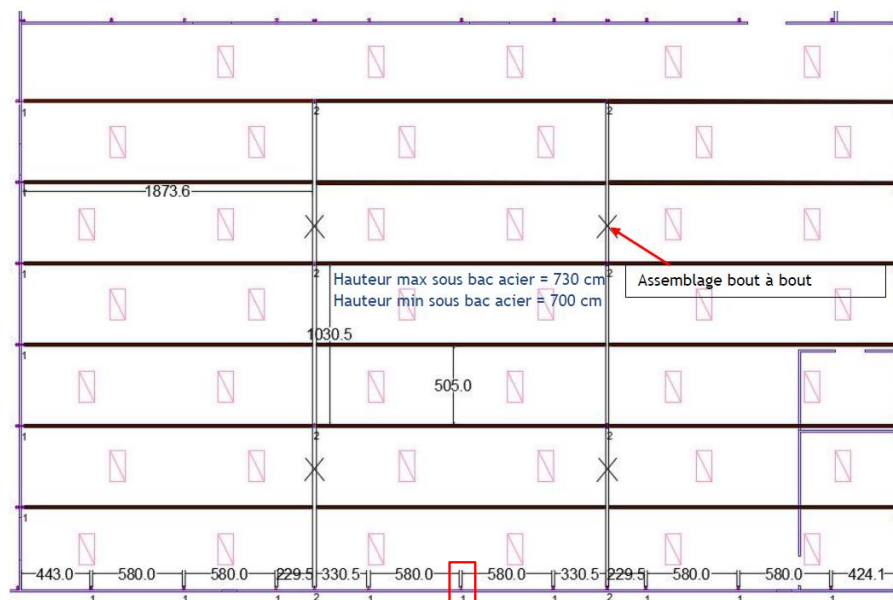


Figure 6-7 : Localisation du poteau de rive sud de type 1

Le poteau de rive de type 1 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 160
Facteur de massiveté : $[A_m/V]$ =	234 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	696 °C
Hauteur : $l$ =	7,30 m
Sollicitation de l'élément :	Compression flexion

Tableau 6-13 : Caractéristiques du poteau de rive sud de type 1

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 8,25 \text{ kN}$
- $V_{Ed,fi} = 4,91 \text{ kN}$
- $M_{Ed,fi} = 7,16 \text{ kN}$

Données			
$\bar{A}$	$\theta_a$	696	°C
	$I_{y,fi}$	5.1	m
	$I_{z,fi}$	5.1	m
	LT	0.830	/
Résultats			
$\Gamma_{TOTAL}$		1.43	stabilité non satisfaite
$\bar{A}$	$\Gamma_N$	0.17	/
	$\Gamma_{N,LT}$	0.17	/
	$\Gamma_{My}$	0.52	/
	$\Gamma_{My,LT}$	1.26	/
	$\Gamma_{Mz}$	0.00	/
$\bar{A}$	$\alpha$	0.65	/
	$\lambda_1$	93.90	/
	$\lambda_y$	77.8	/
	y	0.83	/
	y,0	1.09	/
$\bar{A}$	$\phi_{y,0}$	1.46	/
	$\chi_{y,fi}$	0.41	/
	$\lambda_z$	128.2	/
	z	1.37	/
	z,0	1.80	/
$\bar{A}$	$\phi_{z,0}$	2.72	/
	$\chi_{z,fi}$	0.21	/
	LT,0,com	1.10	/
	$\phi_{LT,0,com}$	1.46	/
	$\psi_{LT}$	1.00	/
$\bar{A}$	$\psi_y$	1.00	/
	$\psi_z$	1.00	/
	$\beta_{MLT}$	1.10	/
$\bar{A}$	$\beta_{My}$	1.10	/
	$\beta_{Mz}$	1.10	/
$\bar{A}$	$\mu_{LT}$	0.15	/
	$\mu_y$	-2.29	/
	$\mu_z$	-2.54	/
$\bar{A}$	$k_{LT}$	1.00	/
	$k_y$	1.20	/
	$k_z$	1.44	/
$\bar{A}$	$\chi_{min,fi}$	0.21	/
	$\chi_{LT,fi}$	0.41	/
	$k_{y,0}$	0.24	/
	$k_{E,0}$	0.14	/
	$k_{y,0,com}$	0.24	/
	$k_{E,0,com}$	0.14	/

**Figure 6-8 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive sud de type 1**

Le poteau de rive sud de type 1 n'est pas à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque le taux de travail à chaud du poteau  $\Gamma_{TOTAL}$  est supérieur à 1. L'exigence de stabilité R15 n'est donc pas satisfaite via cette méthode simplifiée.

Les résultats obtenus avec la méthode simplifiée nous montrent que le poteau de type 1 n'est pas à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque le taux de travail à chaud du poteau  $\Gamma_{TOTAL}$  est supérieur à 1. Le poteau est étudié selon une méthode plus avancée à l'aide du logiciel de calcul SAFIR [16].

Dans un premier temps, un calcul de transfert thermique est réalisé afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé au bout de 15 minutes d'exposition au feu. La figure suivante présente les champs de températures dans le profilé :

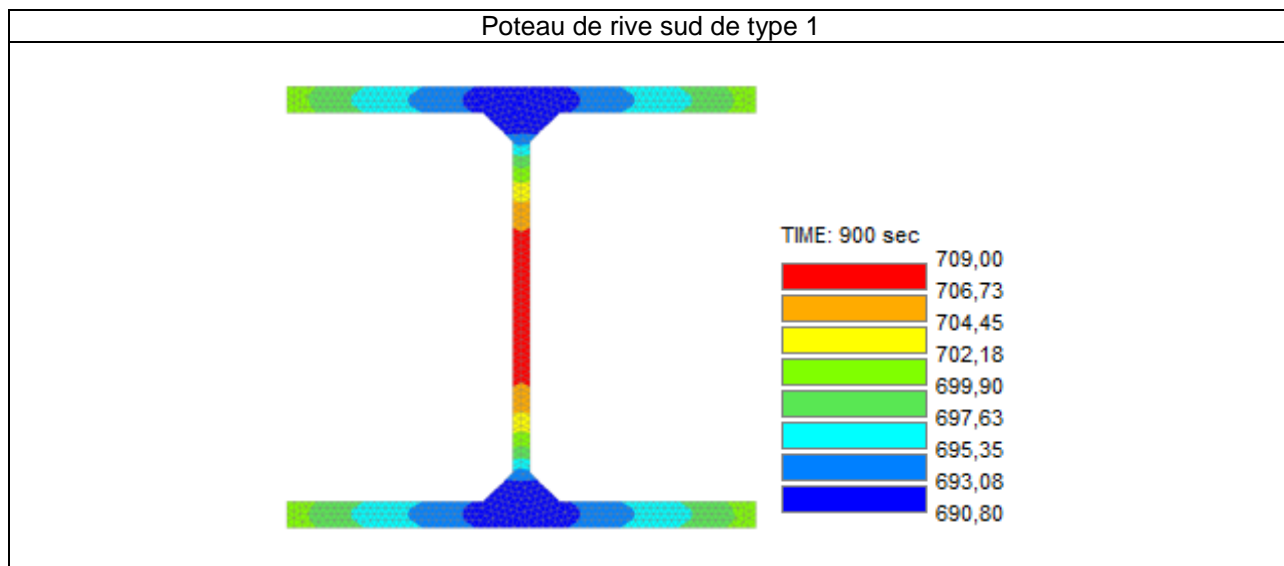


Figure 6-9 : Champs de températures dans le profilé au bout de 15 minutes d'exposition au feu.

Afin de vérifier la stabilité du poteau au bout de 15 minutes d'exposition au feu, un calcul thermo- mécanique est ensuite réalisé.

Les charges appliquées sont les mêmes que pour la méthode simplifiée et correspondent à la combinaison d'action  $G + 0,2 W$  décrite au paragraphe §5.2.6.

La figure suivante présente le modèle numérique considéré.

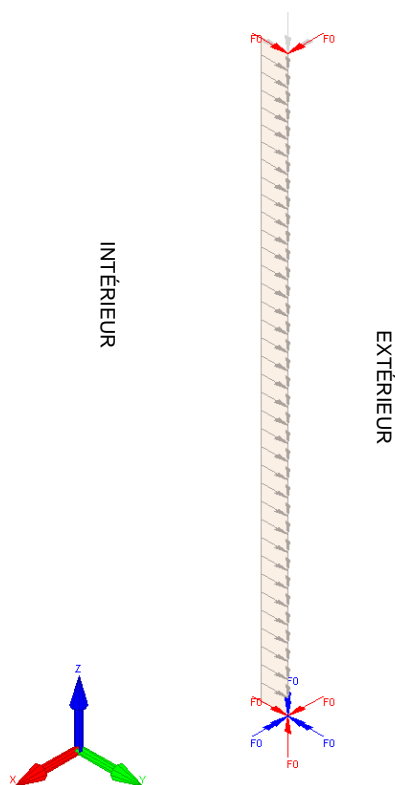
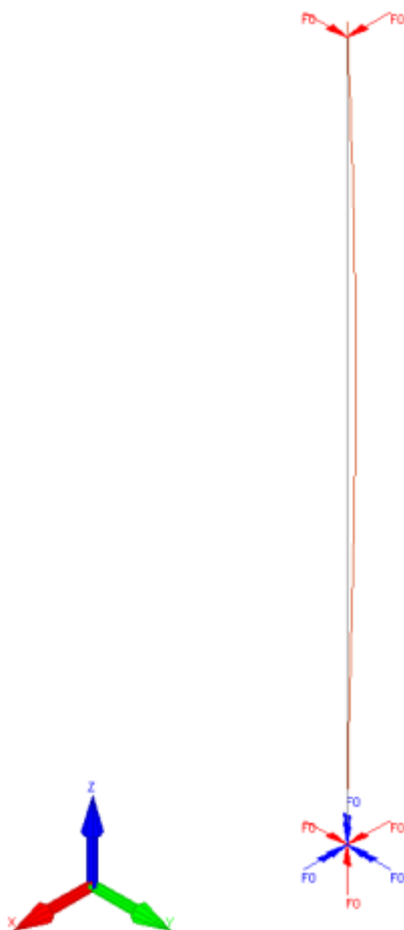


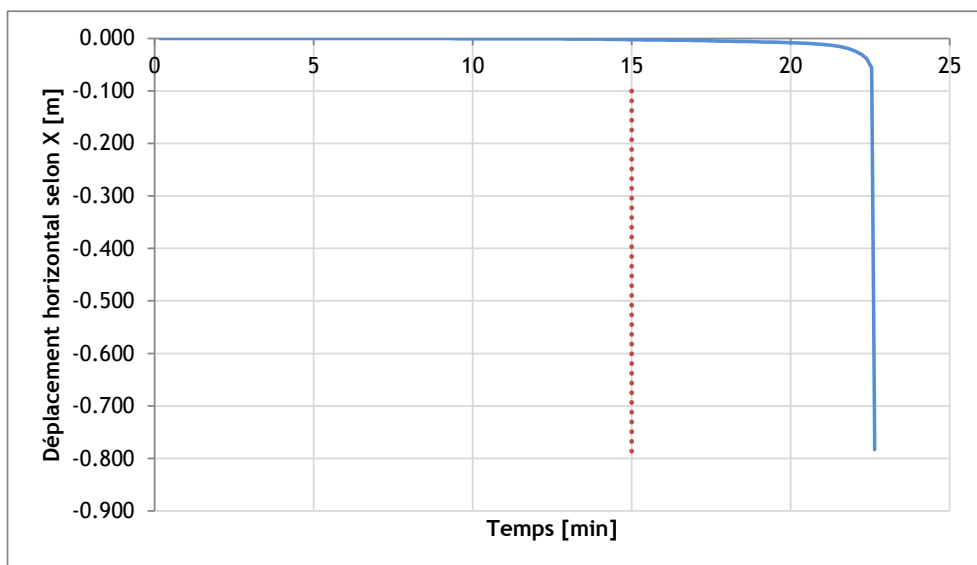
Figure 6-10 : Modèle numérique

La figure suivante montre la déformée du poteau obtenue au bout de 15 minutes d'exposition au feu :



**Figure 6-11 : Déformée du poteau au bout de 15 minutes d'exposition au feu.**

Les figures suivantes montrent le déplacement horizontal à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.



**Figure 6-12 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau de rive**

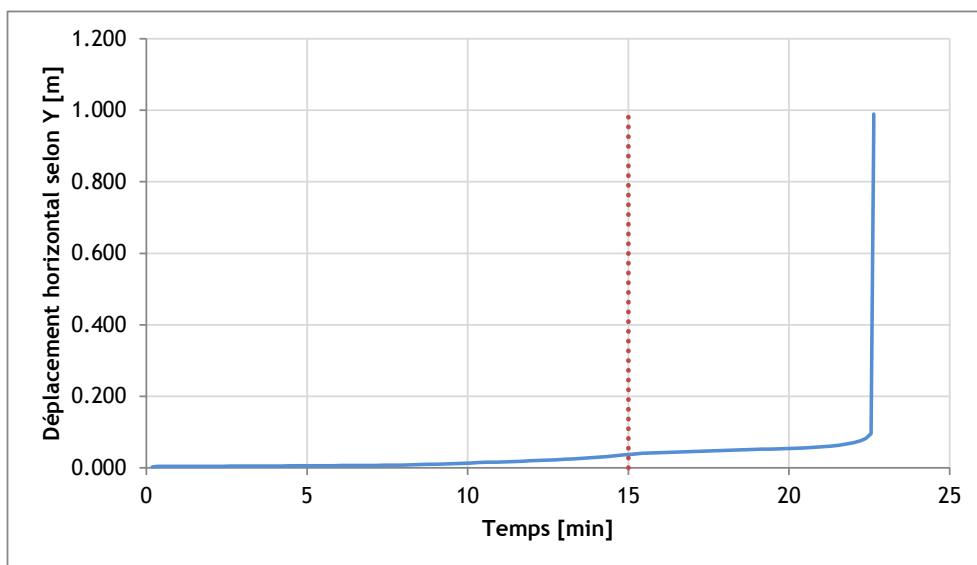


Figure 6-13 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau de rive

Les résultats obtenus avec la méthode avancée montrent que le poteau métallique ruine au bout de 22 minutes d'exposition au feu conventionnel. Il est donc à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.3.2.2 Vérification des poteaux de rive est-ouest de type 2

Le poteau de rive est-ouest de type 1, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.

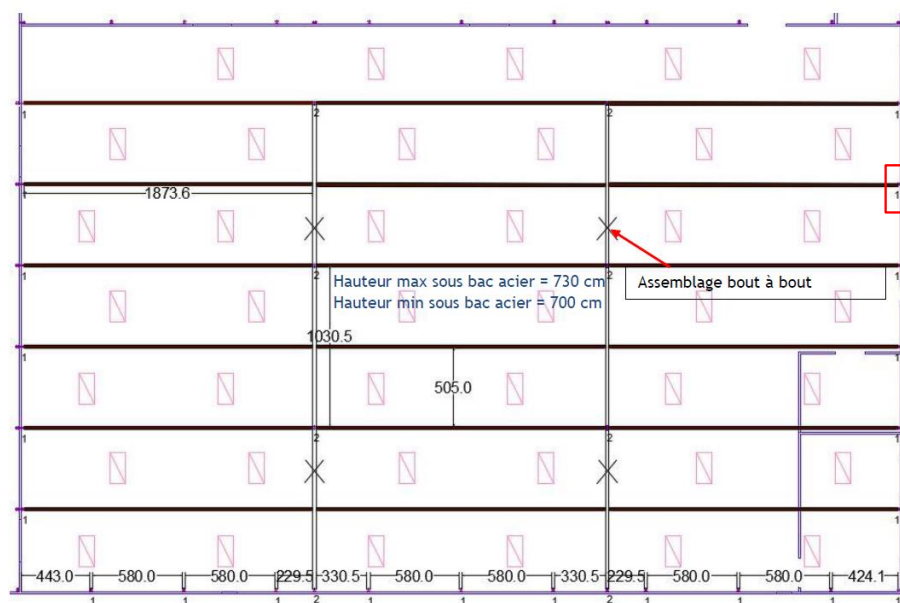


Figure 6-14 : Localisation du poteau de rive est-ouest de type 1



Le poteau de rive est-ouest de type 1 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 160
Facteur de massiveté : $[Am/V] =$	234 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min}) =$	696 °C
Hauteur : $l =$	7,30 m
Sollicitation de l'élément :	Compression

**Tableau 6-14 : Caractéristiques du poteau de rive est-ouest de type 1**

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 27,05 \text{ kN}$

Données		
$\theta_a$	696	°C
$I_{y,fi}$	4.58	m
$I_{z,fi}$	4.58	m
Résultats		
$N_{b,fi,\theta,Rd}$	54.4	kN
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_1$	93.90	/
$\lambda_y$	69.7	/
$y$	0.74	/
$y,\theta$	0.98	/
$\phi_{y,\theta}$	1.30	/
$\chi_{y,fi}$	0.46	/
$\lambda_z$	114.9	/
$z$	1.22	/
$z,\theta$	1.62	/
$\phi_{z,\theta}$	2.33	/
$\chi_{z,fi}$	0.25	/
$\chi_{min,fi}$	0.25	/
$k_{y,\theta}$	0.24	/
$k_{E,\theta}$	0.14	/

**Figure 6-15 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive est-ouest de type 1**

Le poteau de rive est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $N_{b,fi,\theta,Rd}$  est supérieur à  $N_{Ed,fi}$ . L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

### 6.3.2.3 Vérification des poteaux courants de type 2

Le poteau courant de type 2, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.

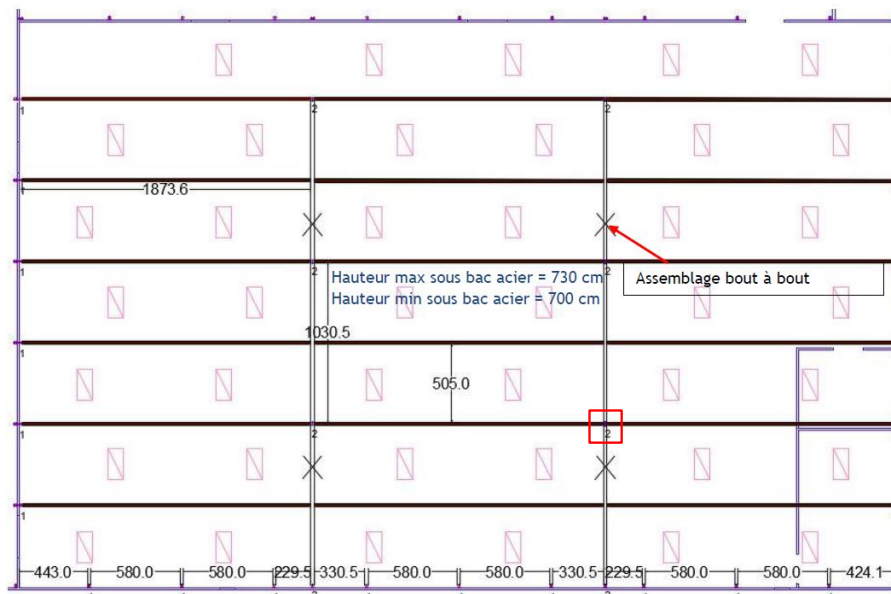


Figure 6-16 : Localisation du poteau courant de type 2

Le poteau courant de type 2 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 200
Facteur de massiveté : $[A_m/V]$ =	211 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	689 °C
Hauteur : $l$ =	6,54 m
Sollicitation de l'élément :	Compression simple

Tableau 6-15 : Caractéristiques du poteau de rive de type 1

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 107,07 \text{ kN}$

Données		
$\theta_a$	689	°C
$I_{y,fi}$	4.58	m
$I_{z,fi}$	4.58	m
Résultats		
$N_{b,fi,\theta,Rd}$	111.5	kN
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_1$	93.90	/
$\bar{\lambda}$ $\bar{\lambda}$	$\lambda_y$	55.3
	y	0.59
	y, $\theta$	0.77
	$\phi_{y,\theta}$	1.05
	$\chi_{y,fi}$	0.57
$\bar{\lambda}$ $\bar{\lambda}$	$\lambda_z$	91.9
	z	0.98
	z, $\theta$	1.28
	$\phi_{z,\theta}$	1.74
	$\chi_{z,fi}$	0.34
$\chi_{min,fi}$		0.34
$k_{y,\theta}$		0.26
$k_{E,\theta}$		0.15

Figure 6-17 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive de type 2

Le poteau courant de type 2 est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $N_{b,fi,\theta,Rd}$  est supérieur à  $N_{Ed,fi}$ . L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

### 6.3.3 Cellule E

#### 6.3.3.1 Vérification des poteaux de rive de type 1

Le poteau de rive de type 1, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.

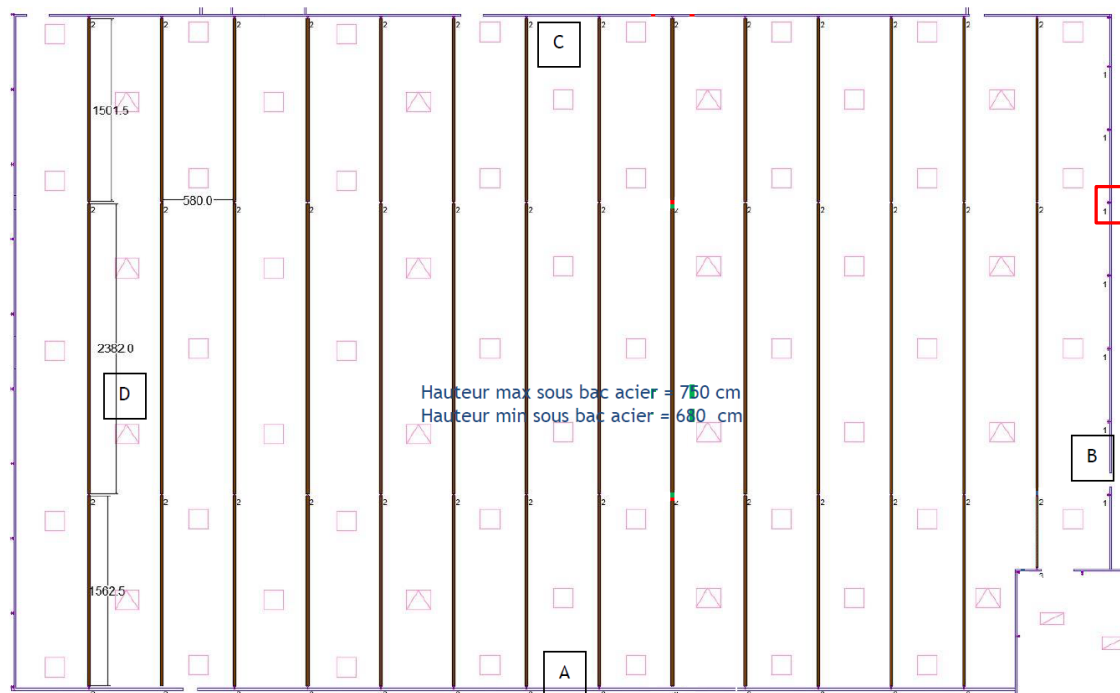


Figure 6-18 : Localisation du poteau de rive de type 1

Le poteau de rive de type 1 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	IPE 220
Facteur de massivité : $[A_m/V]$ =	254 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	702 °C
Hauteur : $l$ =	7,50 m
Sollicitation de l'élément :	Compression

**Tableau 6-16 : Caractéristiques du poteau de rive sud de type 1**

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 8,65 \text{ kN}$
- $V_{Ed,fi} = 4,21 \text{ kN}$
- $M_{Ed,fi} = 7,82 \text{ kN.m}$

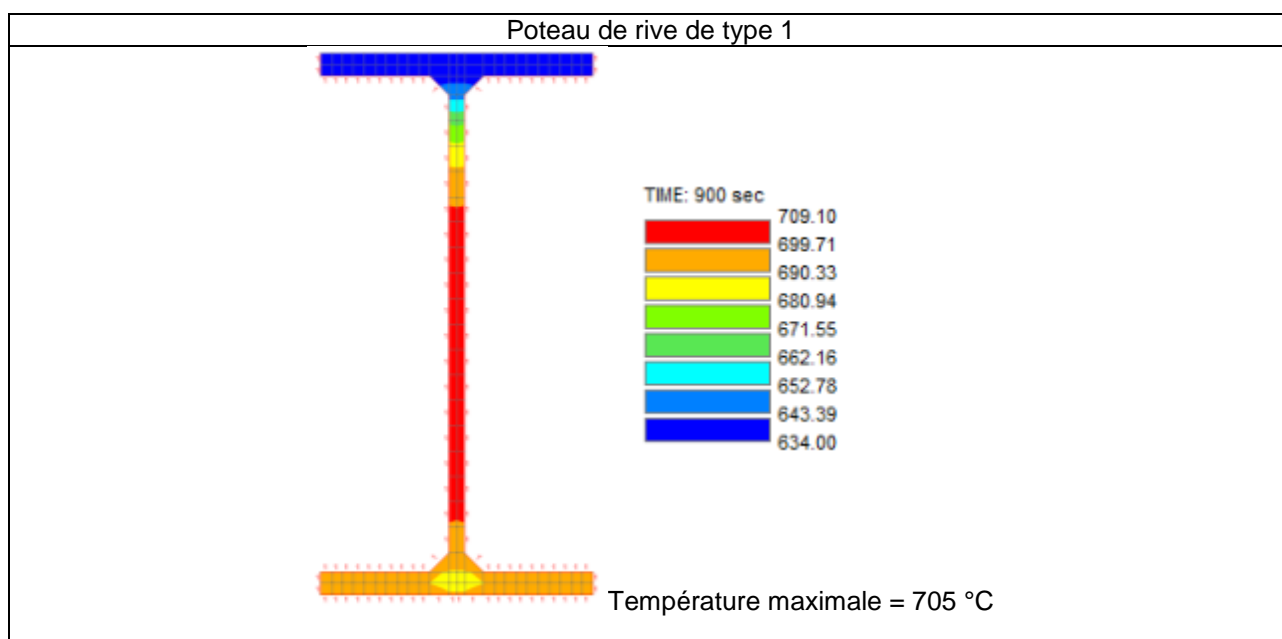
Données			
$\bar{\lambda}$	$\theta_a$	702	°C
	$I_{y,fi}$	5.3	m
	$I_{z,fi}$	5.3	m
	LT	0.610	/
Résultats			
$\Gamma_{TOTAL}$		1.46	stabilité non satisfaite
$\bar{\lambda}$	$\Gamma_N$	0.54	/
	$\Gamma_{N,LT}$	0.54	/
	$\Gamma_{My}$	0.51	/
	$\Gamma_{My,LT}$	0.93	/
	$\Gamma_{Mz}$	0.00	/
$\bar{\lambda}$	$\alpha$	0.65	/
	$\lambda_1$	93.90	/
	$\lambda_y$	57.6	/
	$y$	0.61	/
	$y, \theta$	0.81	/
$\bar{\lambda}$	$\phi_{y, \theta}$	1.10	/
	$\chi_{y, fi}$	0.55	/
	$\lambda_z$	211.9	/
	$z$	2.26	/
	$z, \theta$	2.99	/
$\bar{\lambda}$	$\phi_{z, \theta}$	5.96	/
	$\chi_{z, fi}$	0.09	/
	LT, $\theta, com$	0.81	/
	$\phi_{LT, \theta, com}$	1.09	/
	$\psi_{LT}$	1.00	/
$\bar{\lambda}$	$\psi_y$	1.00	/
	$\psi_z$	1.00	/
	$\beta_{MLT}$	1.10	/
	$\beta_{My}$	1.10	/
	$\beta_{Mz}$	1.10	/
$\bar{\lambda}$	$\mu_{LT}$	0.34	/
	$\mu_y$	-1.51	/
	$\mu_z$	-4.54	/
	$k_{LT}$	0.98	/
	$k_y$	1.13	/
$\bar{\lambda}$	$k_z$	3.00	/
	$\chi_{min, fi}$	0.09	/
	$\chi_{LT, fi}$	0.55	/
	$k_{y, \theta}$	0.23	/
	$k_{E, \theta}$	0.13	/
$\bar{\lambda}$	$k_{y, \theta, com}$	0.23	/
	$k_{E, \theta, com}$	0.13	/

**Figure 6-19 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive de type 1**

Le poteau de rive de type 1 n'est pas à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque le taux de travail à chaud du poteau  $\Gamma_{TOTAL}$  est supérieur à 1. L'exigence de stabilité R15 n'est donc pas atteinte.

Les résultats obtenus avec la méthode simplifiée nous montrent que le poteau de type 1 n'est pas à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque le taux de travail à chaud du poteau  $\Gamma_{TOTAL}$  est supérieur à 1. Le poteau est étudié selon une méthode plus avancée à l'aide du logiciel de calcul SAFIR [16].

Dans un premier temps, un calcul de transfert thermique est réalisé afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé au bout de 15 minutes d'exposition au feu. La figure suivante présente les champs de températures dans le profilé :

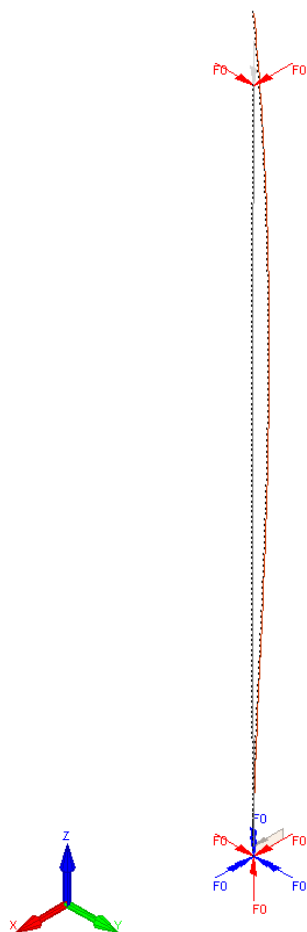


**Figure 6-20 : Champs de températures dans le profilé au bout de 15 minutes d'exposition au feu.**

Afin de vérifier la stabilité du poteau au bout de 15 minutes d'exposition au feu, un calcul thermo- mécanique est ensuite réalisé.

Les charges appliquées sont les mêmes que pour la méthode simplifiée et correspondent à la combinaison d'action G + 0,2 W décrite au paragraphe §5.2.6. La figure suivante présente le modèle mécanique réalisé ainsi que les charges appliquées :

La figure suivante montre la déformée du poteau obtenue au bout de 7 minutes 12 secondes d'exposition au feu :

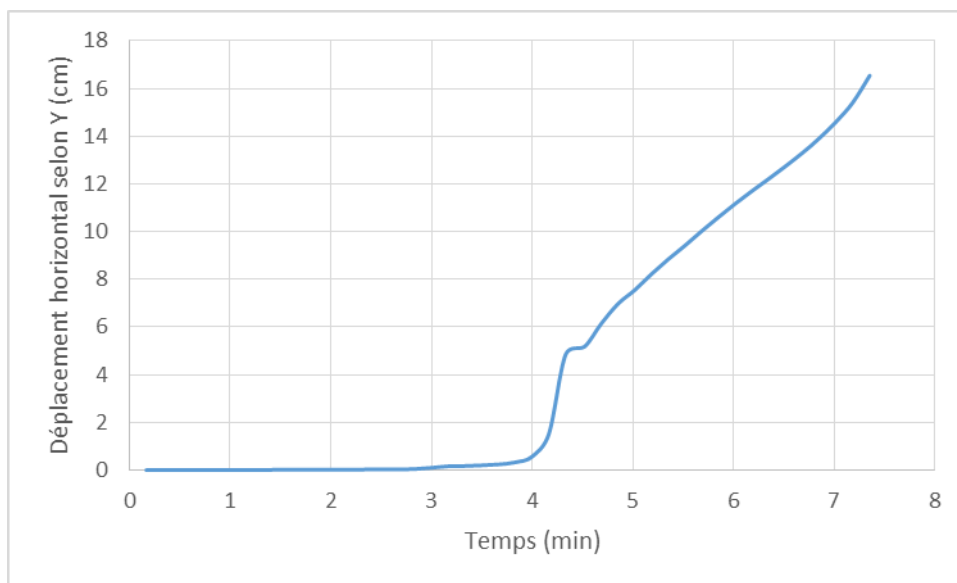


**Figure 6-21 : Déformée du poteau au bout de 7 minutes 12 secondes d'exposition au feu.**

La figure suivante montre le déplacement vertical à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.



**Figure 6-22 : Évolution du déplacement horizontal (selon X) à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.**



**Figure 6-23 : Évolution du déplacement horizontal (selon Y) à mi-hauteur du poteau en fonction du temps.**

Les résultats obtenus avec la méthode avancée montrent que le poteau métallique ruine au bout de 7 minutes 12 secondes et n'est donc à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel. L'exigence de stabilité R15 n'est donc pas satisfaite.

### 6.3.3.2 Vérification des poteaux courants de type 2

Le poteau courant de type 2, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.

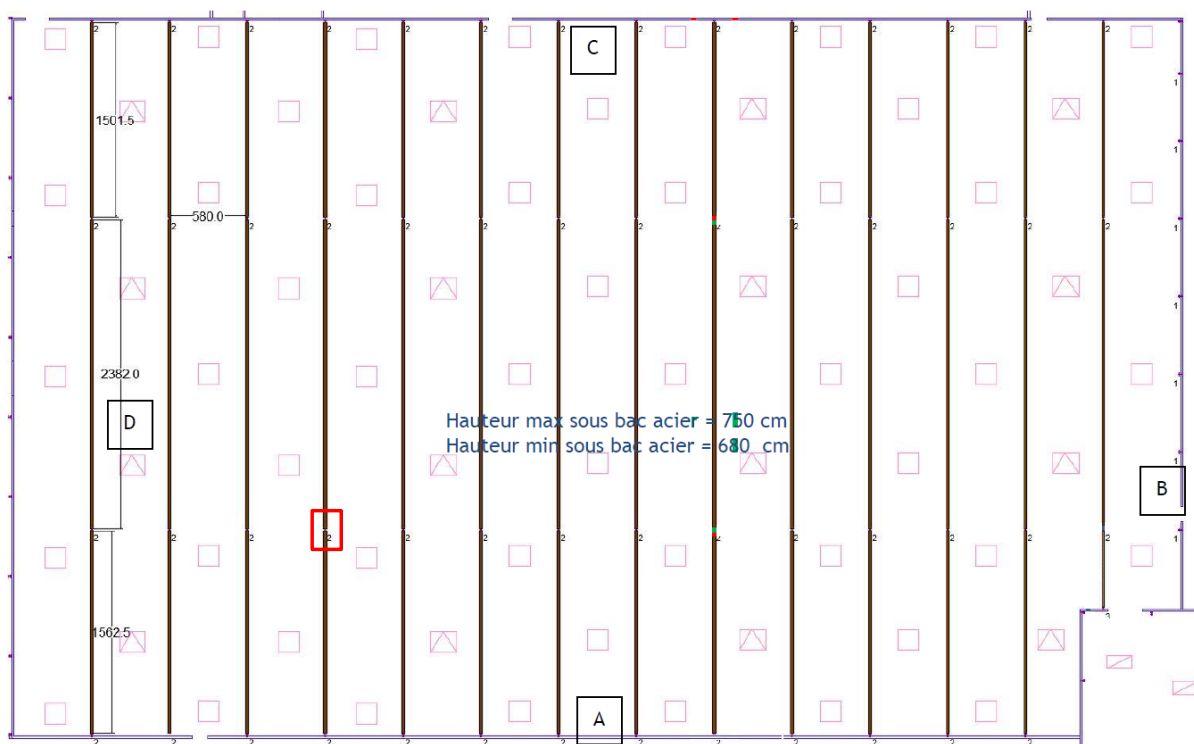


Figure 6-24 : Localisation du poteau courant de type 2

Le poteau de rive de type 1 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 240
Facteur de massiveté : $[A_m/V]$ =	178 m-1
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	672 °C
Hauteur : $l$ =	6,76 m
Sollicitation de l'élément :	Compression simple

Tableau 6-17 : Caractéristiques du poteau de rive sud de type 1

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau courant de type 2, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 60,38 \text{ kN}$



Données		
$\theta_a$	672	°C
$I_{y,fi}$	4.73	m
$I_{z,fi}$	4.73	m
Résultats		
$N_{b,fi,\theta,Rd}$	226.2	kN
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_1$	93.90	/
$\lambda_y$	47.1	/
$\bar{\lambda}_y$	0.50	/
$y_{\theta}$	0.64	/
$\phi_{y,\theta}$	0.92	/
$\chi_{y,fi}$	0.64	/
$\lambda_z$	78.8	/
$\bar{\lambda}_z$	0.84	/
$z_{\theta}$	1.08	/
$\phi_{z,\theta}$	1.43	/
$\chi_{z,fi}$	0.42	/
$\chi_{min,fi}$	0.42	/
$k_{y,\theta}$	0.30	/
$k_{E,\theta}$	0.18	/

Figure 6-25 : Vérification de la résistance R15 du poteau courant de type 2

Le poteau courant de type 2 est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $N_{b,fi,\theta,Rd}$  est supérieur à  $N_{Ed,fi}$ . L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.3.3.3 Vérification des poteaux de rive de type 2

Le poteau de rive de type 2, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.

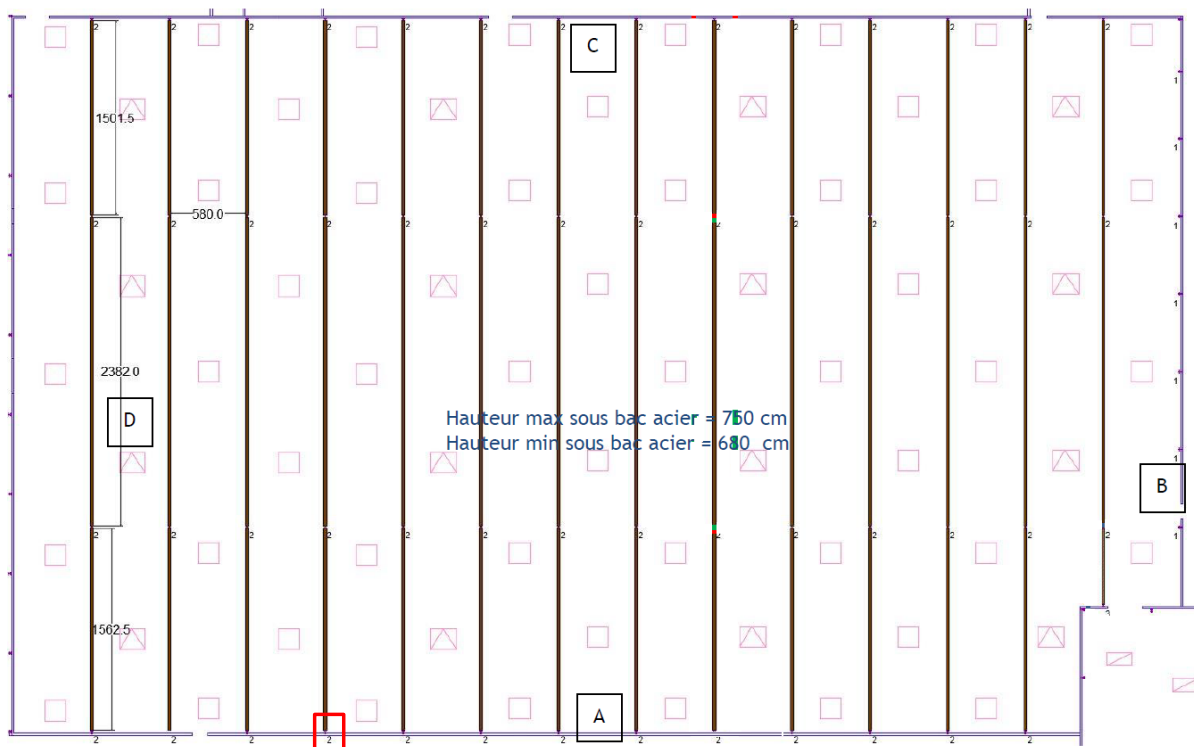


Figure 6-26 : Localisation du poteau de rive sud de type 1

Le poteau de rive de type 2 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 240
Facteur de massivité : $[Am/V] =$	178 m-1
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min}) =$	672 °C
Hauteur : $l =$	6,06 m
Sollicitation de l'élément :	Compression flexion

**Tableau 6-18 : Caractéristiques du poteau de rive de type 2**

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau courant de type 2, parmi celles définies au §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 23,38 \text{ kN}$
- $V_{Ed,fi} = 2,95 \text{ kN}$
- $M_{Ed,fi} = 2,50 \text{ kN}$

Données			
$\bar{\lambda}$	$\theta_a$	672	°C
	$I_{y,fi}$	4.2	m
	$I_{z,fi}$	4.2	m
	LT	0.450	/
Résultats			
$\Gamma_{TOTAL}$		0.16	stabilité satisfaite
$\bar{\lambda}$	$\Gamma_N$	0.09	/
	$\Gamma_{N,LT}$	0.09	/
	$\Gamma_{My}$	0.05	/
	$\Gamma_{My,LT}$	0.07	/
	$\Gamma_{Mz}$	0.00	/
$\bar{\lambda}$	$\alpha$	0.65	/
	$\lambda_1$	93.90	/
	$\lambda_y$	42.2	/
	$y$	0.45	/
	$y, \theta$	0.58	/
$\bar{\lambda}$	$\phi_{y, \theta}$	0.85	/
	$\chi_{y, fi}$	0.67	/
	$\lambda_z$	70.7	/
	$z$	0.75	/
	$z, \theta$	0.97	/
$\bar{\lambda}$	$\phi_{z, \theta}$	1.28	/
	$\chi_{z, fi}$	0.47	/
	$LT, \theta, com$	0.58	/
	$\phi_{LT, \theta, com}$	0.85	/
	$\psi_{LT}$	1.00	/
$\bar{\lambda}$	$\psi_y$	1.00	/
	$\psi_z$	1.00	/
	$\beta_{MLT}$	1.10	/
	$\beta_{My}$	1.10	/
	$\beta_{Mz}$	1.10	/
$\bar{\lambda}$	$\mu_{LT}$	0.01	/
	$\mu_y$	-0.84	/
	$\mu_z$	-1.13	/
	$k_{LT}$	1.00	/
	$k_y$	1.05	/
$\bar{\lambda}$	$k_z$	1.10	/
	$\chi_{min, fi}$	0.47	/
	$\chi_{LT, fi}$	0.67	/
	$k_{y, \theta}$	0.30	/
	$k_{E, \theta}$	0.18	/
$\bar{\lambda}$	$k_{y, \theta, com}$	0.30	/
	$k_{E, \theta, com}$	0.18	/

**Figure 6-27 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive de type 2**

Le poteau de rive de type 2 est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque le taux de travail à chaud du poteau  $\Gamma_{TOTAL}$  est inférieur à 1. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.3.3.4 Vérification des poteaux de rive de type 3

Le poteau de rive de type 3, étudié dans la suite du paragraphe, est localisé en rouge sur la figure ci-dessous.

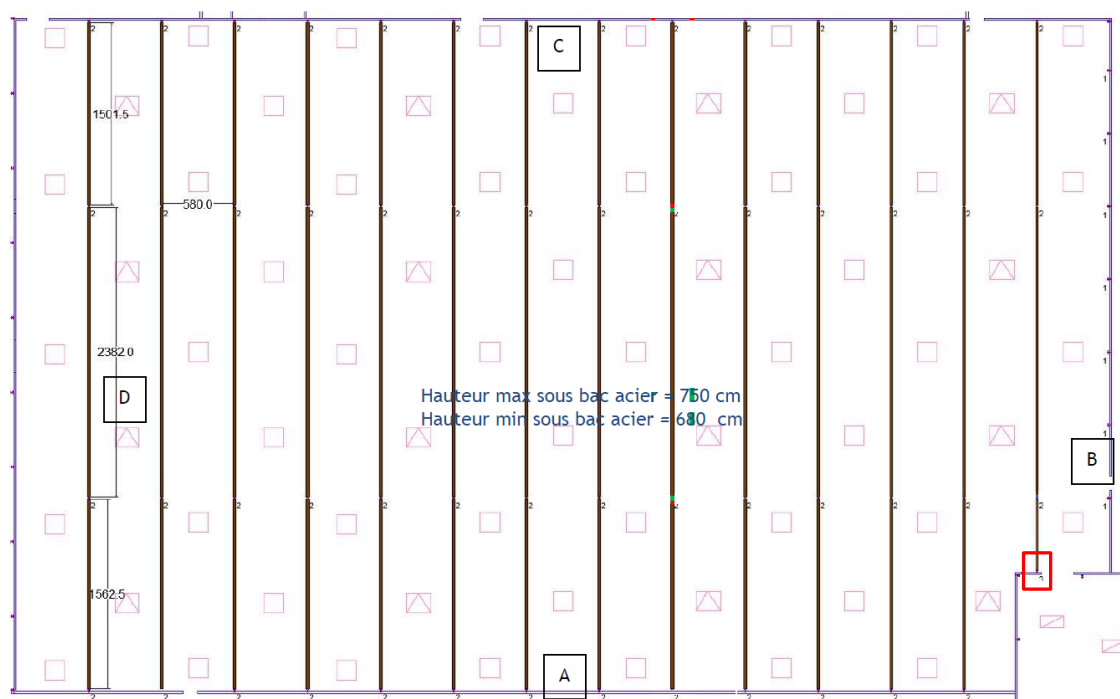


Figure 6-28 : Localisation du poteau de rive de type 3

Le poteau de rive de type 3 présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 140
Facteur de massivité : $[A_m/V]$ =	253 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	701 °C
Hauteur : $l$ =	6,06 m
Sollicitation de l'élément :	Comprimé

Tableau 6-19 : Caractéristiques du poteau de rive sud de type 1

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive de type 3, parmi celles définies au paragraphe § 5.2.6 est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 8,85 \text{ kN}$

Données		
$\theta_a$	701	°C
$I_{y,fi}$	4.24	m
$I_{z,fi}$	4.24	m
Résultats		
$N_{b,fi,\theta,Rd}$	38.9	kN
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_1$	93.90	/
$\bar{\lambda}$	$\lambda_y$	74.0
	$y$	0.79
	$y,\theta$	1.05
	$\phi_{y,\theta}$	1.39
	$\chi_{y,fi}$	0.43
$\bar{\lambda}$	$\lambda_z$	120.5
	$z$	1.28
	$z,\theta$	1.71
	$\phi_{z,\theta}$	2.51
	$\chi_{z,fi}$	0.23
$\chi_{min,fi}$		0.23
$k_{y,\theta}$		0.23
$k_{E,\theta}$		0.13

Figure 6-29 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive sud de type 1

Le poteau de rive de type 3 est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $N_{b,fi,\theta,Rd}$  est supérieur à  $N_{Ed,fi}$ . L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.3.4 Cellule F et G

Comme expliqué au paragraphe §3.1, les cellules G et F sont situées l'une contre l'autre. La cellule F comporte 3 types de poteaux tandis que la cellule G comporte 2 types de poteaux différents. Cependant, les poteaux de type 1 et de type 2 sont les mêmes pour les deux cellules et sont soumis au même chargement. De ce fait, ils sont traités respectivement dans les paragraphes §6.3.4.1 et §6.3.4.2 et sont valables pour les deux cellules.

Le poteau de type 3 est uniquement situé dans la cellule F. La localisation des poteaux dans les deux cellules est détaillée sur la Figure 6-30 et la Figure 6-31.

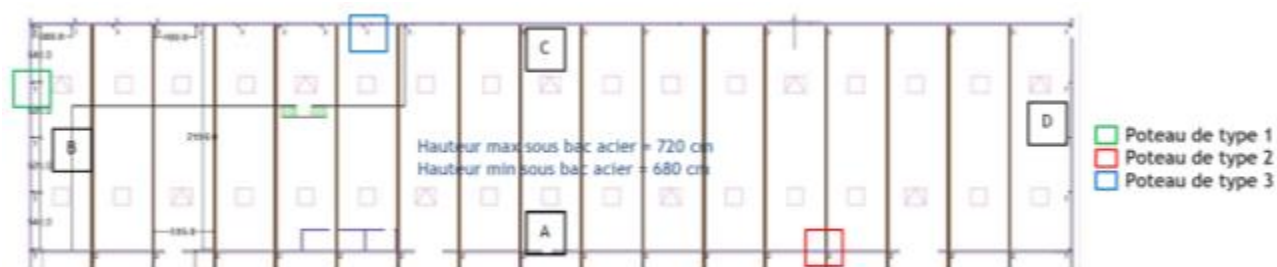


Figure 6-30 : Localisation des poteaux de type 1, 2 et 3 dans la cellule F.

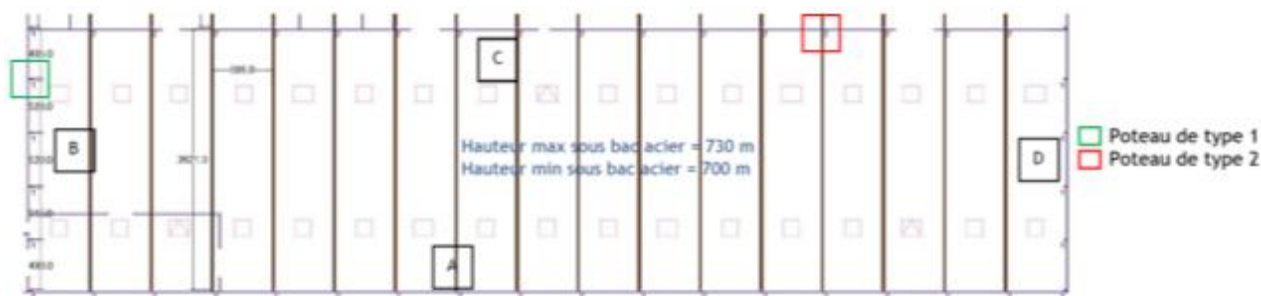


Figure 6-31 : Localisation des poteaux de type 1 et 2 dans la cellule G.

Les hauteurs de poteaux retenues pour l'étude sont les plus défavorables parmi les poteaux des deux cellules.

#### 6.3.4.1 Vérification des poteaux de rive de type 1

Le poteau de type 1, étudié dans ce paragraphe, présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	IPE 220
Facteur de massiveté : $[A_m/V]$ =	254 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	709 °C
Hauteur : $l$ =	6,7 m
Sollicitation de l'élément :	Compression flexion

Tableau 6-20 : Caractéristiques de calcul du poteau de rive de type 1.

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive de type 1, parmi celles définies au paragraphe § 5.2.6 est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 68,7 \text{ kN}$
- $M_{Ed,fi} = 6,45 \text{ kN.m}$

Données		
$\theta_a$	709	°C
$I_{y,fi}$	4.7	m
$I_{z,fi}$	4.7	m
$\bar{\lambda}_{LT}$	0.540	/
Résultats		
$\Gamma_{TOTAL}$	4.41	stabilité non satisfaite
$\Gamma_N$	3.61	/
$\Gamma_{N,LT}$	3.61	/
$\Gamma_{My}$	0.44	/
$\Gamma_{My,LT}$	0.73	/
$\Gamma_{Mz}$	0.00	/
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_1$	93.90	/
$\lambda_y$	51.6	/
$\bar{\lambda}_y$	0.55	/
$\bar{\lambda}_{y,0}$	0.72	/
$\phi_{y,0}$	1.00	/
$\chi_{y,fi}$	0.59	/
$\lambda_z$	189.7	/
$\bar{\lambda}_z$	2.02	/
$\bar{\lambda}_{z,0}$	2.66	/
$\phi_{z,0}$	4.90	/
$\chi_{z,fi}$	0.11	/
$\bar{\lambda}_{LT,0,com}$	0.71	/
$\phi_{LT,0,com}$	0.98	/
$\psi_{LT}$	1.00	/
$\psi_y$	1.00	/
$\psi_z$	1.00	/
$\beta_{MLT}$	1.10	/
$\beta_{My}$	1.10	/
$\beta_{Mz}$	1.10	/
$\mu_{LT}$	0.29	/
$\mu_y$	-1.25	/
$\mu_z$	-3.98	/
$k_{LT}$	0.90	/
$k_y$	1.84	/
$k_z$	3.00	/
$\chi_{min,fi}$	0.11	/
$\chi_{LT,fi}$	0.60	/
$k_{y,0}$	0.22	/
$k_{E,0}$	0.13	/
$k_{y,0,com}$	0.22	/
$k_{E,0,com}$	0.13	/

**Figure 6-32 : Vérification de la résistance R15 du poteau de rive de type 1.**

Les résultats obtenus avec les méthodes simplifiées nous montrent que le poteau de rive de type 1 n'est pas à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque le taux de travail à chaud  $\Gamma_{TOTAL}$  est supérieure à 1.

### 6.3.4.2 Vérification des poteaux courants de type 2

Le poteau de type 2, étudié dans ce paragraphe, présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 240
Facteur de massiveté : $[A_m/V]$ =	178 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	695 °C
Hauteur : $l$ =	4,1 m
Sollicitation de l'élément :	Compression simple

**Tableau 6-21 : Caractéristiques de calcul du poteau en partie courante de type 2.**

Le poteau considéré reprend les charges des poutres des cellules F et G simultanément.

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau en partie courante de type 2, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est : G + 0,2 S. Les charges appliquées sont donc les suivantes :

$$- N_{Ed,fi} = 131,60 \text{ kN}$$

Données		
$\theta_a$	695	°C
$l_{y,fi}$	4.10	m
$l_{z,fi}$	4.10	m
Résultats		
$N_{b,fi,\theta,Rd}$	207.3	kN
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_1$	93.90	/
$\lambda_y$	40.8	/
$\bar{\lambda}_y$	0.43	/
$\bar{\lambda}_{y,0}$	0.57	/
$\phi_{y,0}$	0.85	/
$\chi_{y,fi}$	0.68	/
$\lambda_z$	68.3	/
$\bar{\lambda}_z$	0.73	/
$\bar{\lambda}_{z,0}$	0.96	/
$\phi_{z,0}$	1.27	/
$\chi_{z,fi}$	0.47	/
$\chi_{min,fi}$	0.47	/
$k_{y,0}$	0.24	/
$k_{E,0}$	0.14	/

**Figure 6-33 : Vérification de la résistance de calcul du poteau de type 2.**

Le poteau de rive de type 3 est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $N_{b,fi,\theta,Rd}$  est supérieur à  $N_{Ed,fi}$ . L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

### 6.3.4.3 Vérification des poteaux de rive de type 3

Le poteau de type 3 est présent dans la cellule F uniquement.

Le poteau de type 3, étudié dans ce paragraphe, présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques du poteau	
Type de section :	HEA 220
Facteur de massiveté : $[Am/V] =$	195 m-1
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min}) =$	699 °C
Hauteur : $l =$	4,0 m
Sollicitation de l'élément :	Compression flexion

**Tableau 6-22 : Caractéristiques de calcul du poteau en partie courante de type 3.**

La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de type 3, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est : G + 0,2 S. Les charges appliquées sont donc les suivantes :

- $N_{Ed,fi} = 82,9 \text{ kN}$
- $M_{Ed,fi} = 6,45 \text{ kN.m}$



Données		
$\theta_a$	700	°C
$l_{y,fi}$	4.0	m
$l_{z,fi}$	4.0	m
$\bar{\mu}_T$	0.393	/
Résultats		
$\Gamma_{TOTAL}$	0.84	stabilité satisfaite
$\Gamma_N$	0.54	/
$\Gamma_{NLT}$	0.54	/
$\Gamma_{My}$	0.21	/
$\Gamma_{My,LT}$	0.30	/
$\Gamma_{Mz}$	0.00	/
$\alpha$	0.65	/
$\lambda_x$	93.90	/
$\lambda_y$	43.6	/
$\bar{\chi}$	0.46	/
$\bar{\chi}_0$	0.62	/
$\phi_{y,0}$	0.89	/
$\chi_{y,fi}$	0.65	/
$\lambda_z$	72.6	/
$\bar{\chi}$	0.77	/
$\bar{\chi}_0$	1.03	/
$\phi_{z,0}$	1.36	/
$\chi_{z,fi}$	0.44	/
$\bar{\epsilon}_{T,0,com}$	0.52	/
$\phi_{LT,0,com}$	0.81	/
$\psi_{LT}$	1.00	/
$\psi_y$	1.00	/
$\psi_z$	1.00	/
$\beta_{MLT}$	1.10	/
$\beta_{My}$	1.10	/
$\beta_{Mz}$	1.10	/
$\mu_{LT}$	0.02	/
$\mu_y$	-0.96	/
$\mu_z$	-1.24	/
$k_{LT}$	1.00	/
$k_y$	1.35	/
$k_z$	1.66	/
$\chi_{min,fi}$	0.44	/
$\chi_{LT,fi}$	0.70	/
$k_{y,0}$	0.23	/
$k_{E,0}$	0.13	/
$k_{y,0,com}$	0.23	/
$k_{E,0,com}$	0.13	/

**Figure 6-34 : Vérification de la résistance du poteau de type 3**

Les résultats obtenus avec les méthodes simplifiées nous montrent que le poteau de rive de type 3 est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque le taux de travail à chaud  $\Gamma_{TOTAL}$  est inférieur à 1.

## 6.4 VÉRIFICATION DES POUTRES EN ACIER

### 6.4.1 Cellule B

La poutre métallique, étudiée dans la suite du paragraphe, est localisée en rouge sur la figure ci-dessous.

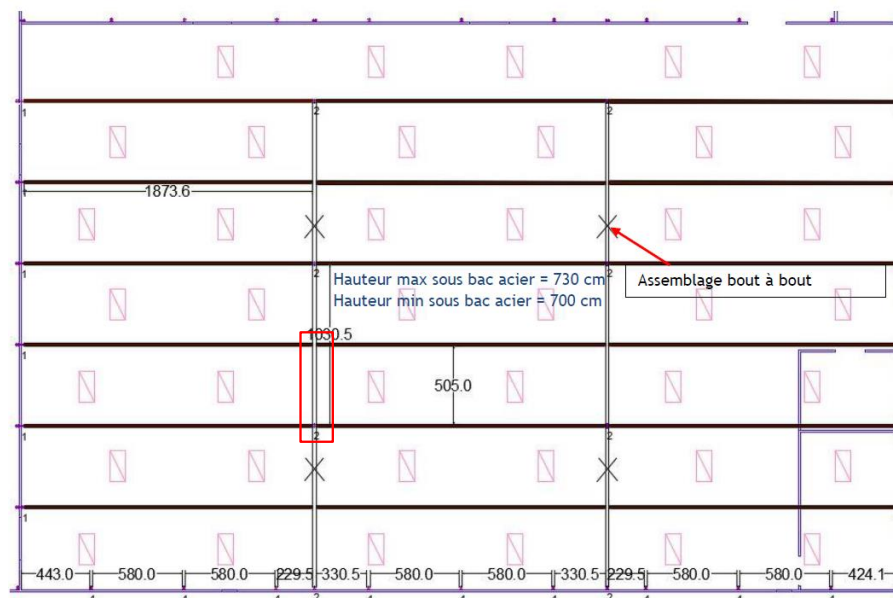


Figure 6-35 : Localisation de la poutre métallique

La poutre métallique présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques de la poutre	
Type de section :	IPE 450
Facteur de massivité : $[Am/V]$ =	162 m-1
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	660 °C
Portée : $L$ =	5,25 m
Sollicitation de l'élément :	flexion simple

Tableau 6-23 : Caractéristiques de la poutre métallique

La combinaison la plus défavorable pour l'étude d'une poutre courante de la cellule B, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . Les charges appliquées sont donc les suivantes :  $M_{Ed,fi} = 27,73 \text{ kN.m}$

Données		
$\bar{\lambda}$	$\theta_a$	660 °C
	$L_T$	0.400 /
	/	/ /
Résultats		
$M_{b,fi,\theta,Rd}$		92.8 kN.m
$\bar{\lambda}$	$\alpha$	0.65 /
	$L_{T,\theta,com}$	0.51 /
	$\phi_{LT,\theta,com}$	0.79 /
	$\chi_{LT,\theta}$	0.71 /
	$k_{y,\theta}$	0.33 /
	$k_{E,\theta}$	0.20 /

Figure 6-36 : Vérification de la résistance R15 d'une poutre courante de la cellule B

La poutre métallique est à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $M_{b,fi,\theta,Rd}$  est supérieur à  $M_{Ed,fi}$ . L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.4.2 Cellule F

La poutre métallique, étudiée dans le présent paragraphe, est localisée en rouge sur la figure ci-dessous :



Figure 6-37 : Localisation de la poutre métallique.

Comme expliqué au paragraphe §3.1.4, cette poutre reprend des poutres en bois lamellé-collé et repose sur plusieurs poteaux de type 3. Afin de traiter le cas le plus défavorable, on considère que la poutre repose sur deux poteaux, avec une portée entre appuis de 4m, et reprend une poutre à mi- portée, tel que représenté sur la figure suivante :

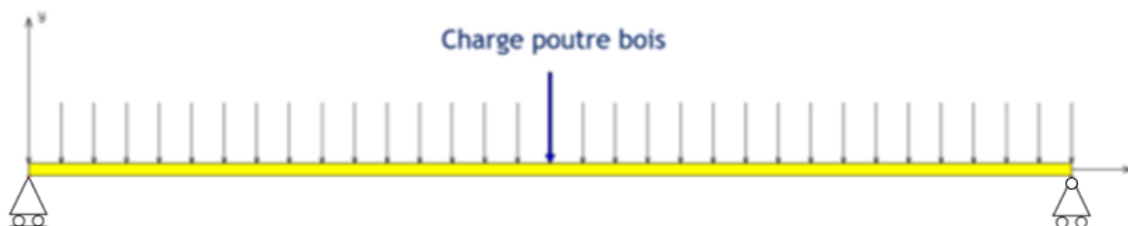


Figure 6-38 : Modélisation de la poutre métallique.

La poutre métallique présente les caractéristiques de calcul suivantes :

Caractéristiques de la poutre	
Type de section :	HEAA 240
Facteur de massiveté : $[Am/V]$ =	225 m <sup>-1</sup>
Température à 15 min : $T(t=15 \text{ min})$ =	705 °C
Portée : $L$ =	4,0 m
Sollicitation de l'élément :	flexion

Tableau 6-24 : Caractéristiques de la poutre métallique

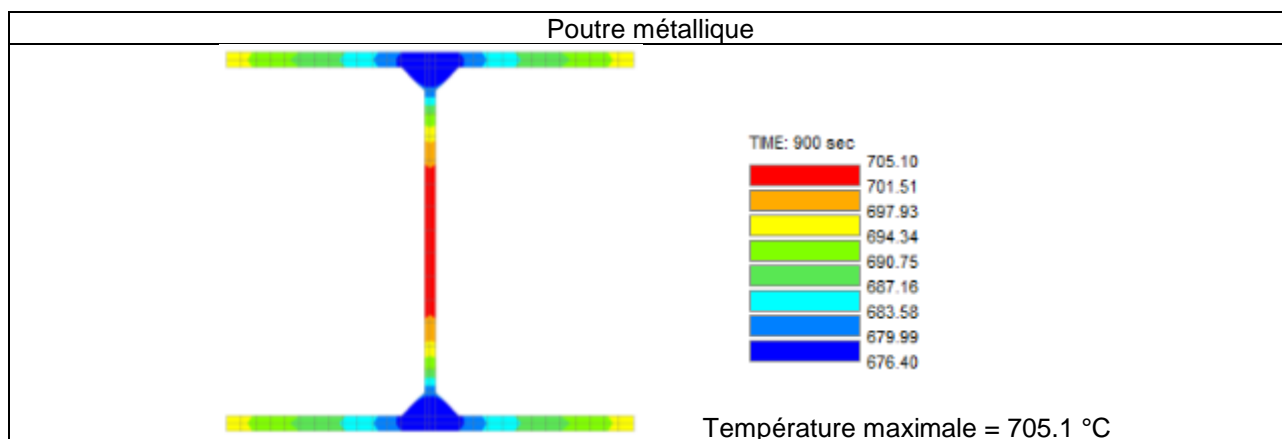
La combinaison la plus défavorable pour l'étude du poteau de rive, parmi celles définies au paragraphe §5.2.6, est :  $G + 0,2 W$ . La poutre est sollicitée par un moment fléchissant dont la valeur maximale est la suivante :  $M_{Ed,fi} = 34,5 \text{ kN.m}$ .

Données		
$\theta_a$	705	°C
$\bar{\lambda}_{LT}$	0.510	/
/	/	/
Résultats		
$M_{b,fi,\theta,Rd}$	17.1	kN.m
$\alpha$	0.65	/
$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$	0.68	/
$\phi_{LT,\theta,com}$	0.95	/
$\chi_{LT,\theta}$	0.62	/
$k_{y,\theta}$	0.23	/
$k_{E,\theta}$	0.13	/

**Figure 6-39 : Vérification de la résistance R15 de la poutre.**

Les résultats obtenus avec la méthode simplifiée nous montrent que la poutre n'est pas à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel puisque  $M_{b,fi,\theta,Rd}$  est inférieur à  $M_{Ed,fi}$ . La poutre est étudiée selon une méthode plus avancée à l'aide du logiciel de calcul SAFIR [16].

Dans un premier temps, un calcul de transfert thermique est réalisé afin de déterminer la température dans le profilé au bout de 15 minutes d'exposition au feu. La figure suivante présente les champs de températures dans le profilé :


**Figure 6-40 : Champs de températures dans le profilé au bout de 15 minutes d'exposition au feu.**

Afin de vérifier la stabilité de la poutre au bout de 15 minutes d'exposition au feu, un calcul thermo-mécanique est ensuite réalisé.

Les charges appliquées sont les mêmes que pour la méthode simplifiée et correspondent à la combinaison d'action G + 0,2W décrite au paragraphe §5.2.6.

La figure suivante montre la déformée à mi-portée de la poutre obtenue au bout de 15 minutes d'exposition au feu :


**Figure 6-41 : Déformée à mi- portée de la poutre.**

La figure suivante montre le déplacement vertical à mi- portée de la poutre en fonction du temps.

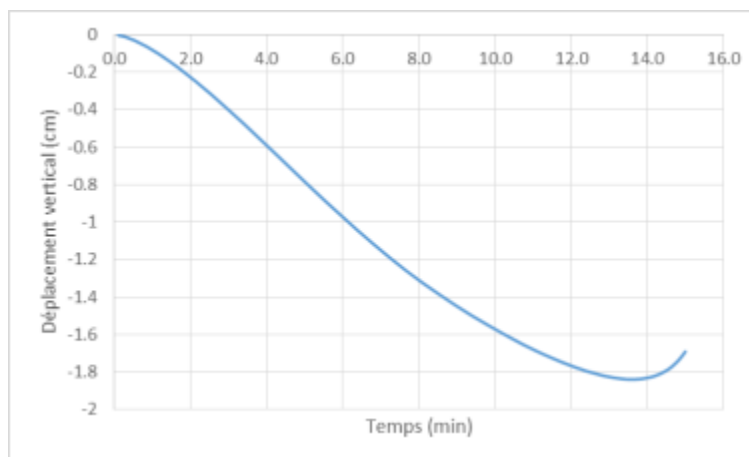


Figure 6-42 : Évolution du déplacement à mi- portée de la poutre en fonction du temps.

Malgré des déplacements verticaux très importants, les résultats avec la méthode avancée montrent que la poutre métallique ne ruine pas et est donc à même de résister 15 minutes sous feu conventionnel. L'exigence de stabilité R15 est donc satisfaite.

#### 6.5 SYNTHÈSE DES RÉSULTATS SUR L'EXIGENCE DE STABILITÉ R15

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus sur l'analyse de stabilité sous feu conventionnel des différentes cellules.

		Exigence de stabilité prescriptive sous feu conventionnel R15			
		Cellule A	Cellule B	Cellule E	Cellules F et G
Poutres en bois lamellé-collé		R15	R15	R15	Non stable
Pannes en bois massif		Non stable	Non stable	-	-
Poteaux métalliques	Type 1	R15	R15	Non stable	Non stable
	Type 2	R15	R15	R15	R15
	Type 3	R15	R15	R15	R15
Poutres métalliques		-	R15	-	R15

Tableau 6-25 : Synthèse des résultats sur l'exigence de stabilité R15

## 7. SOLUTIONS PROPOSÉES POUR VÉRIFIER LE CRITÈRE DE STABILITÉ R15

### 7.1 STABILITÉ R15 DES POUTRES EN BOIS

Nous avons vu au paragraphe §6.2 que certains éléments de la charpente en bois ne vérifient pas le critère de stabilité de la structure sous feu conventionnel pendant 15 minutes.

La solution proposée consiste à mettre en place de panneaux en bois sur les faces exposées des éléments qui ne vérifient pas ce critère, à savoir :

- Les poutres en bois lamellé-collé de la cellule F
- Les poutres en bois lamellé-collé de la cellule G

La vérification de la tenue au feu de cette protection en bois est réalisée selon la section 3.4.3 de l'Eurocode 5, partie 1-2 [11]. Ainsi, d'après les recommandations de l'Eurocode, les caractéristiques retenues pour les panneaux en bois utilisés sont les suivantes :

- Epaisseur : 20 mm
- Masse volumique : 450 kg/m<sup>3</sup>

Le temps de rupture de la protection en bois est la suivante :

$$t_f = t_{ch} = \frac{h_p}{\beta_0} = \frac{20}{1} = 20 \text{ minutes}$$

Avec :

$t_{ch}$  : temps de démarrage de la carbonisation ;

$h_p$  : épaisseur du panneau de bois ;

$\beta_0$  : vitesse de combustion du panneau de bois, choisie égale à 1 comme la valeur la plus défavorable définie par l'Eurocode [11].

Dans ce cas, le temps de rupture est égal au temps de carbonisation. On considère donc que la protection assure son rôle jusqu'à 20 minutes de feu conventionnel. Ainsi, l'exigence de stabilité R15 est satisfaite en ajoutant ce type de protection.

### 7.2 STABILITÉ R15 DES POTEAUX EN ACIER

Nous avons vu au paragraphe §6.3 que les poteaux de type 1 situés dans la cellule E, ainsi que les poteaux de type 1 situés dans les cellules F et G ne vérifient pas le critère de stabilité de la structure sous feu conventionnel pendant 15 minutes.

De ce fait, Efectis France préconise la mise en place d'une protection sur les faces exposées au feu de ces poteaux. Cette protection pourra être une peinture intumescente.

Les températures critiques des poteaux cités précédemment ont été calculées selon l'Eurocode 3, partie 1-2 [9] et sont les suivantes :

- Poteau de type 1, cellule E : 663 °C
- Poteau de type 1, cellules F et G : 505 °C

Ainsi, la protection devra être choisie de façon à ce que la température dans le profilé ne dépasse pas sa température critique pendant 15 minutes d'exposition au feu conventionnel.

## **8. ETUDE DE DÉVELOPPEMENT DE L'INCENDIE**

---

### **8.1 MÉTHODOLOGIE**

Pour étudier le comportement thermomécanique de la structure, une combinaison entre les feux localisés et généralisés sera utilisée. On supposera que le feu se développe au pied d'un poteau, les sollicitations thermiques générées par le feu localisé seront appliquées au voisinage de ce poteau. À la suite de cela, la propagation de l'incendie sera modélisée au voisinage du portique étudié de manière à obtenir les températures au niveau des poutres et autres poteaux de ce portique. Les localisations les plus critiques seront déterminées pour étudier la stabilité au feu des structures.

### **8.2 OUTILS DE MODÉLISATION**

Le modèle de champ utilisé pour le développement du feu dans la cellule de stockage est le code FDS (Fire Dynamics Simulator) développé au NIST [18]. Au sein de la société Efectis France, il a été adapté et validé pour la simulation d'incendies dans de nombreux bâtiments (entrepôts, salles de spectacle, hangars, compartiments de train, tunnels, ...).

Son principe est de résoudre les équations de la mécanique des fluides en tenant compte de la turbulence, de la combustion et des échanges thermiques au niveau des parois et des conditions d'évacuation des gaz chauds vers l'extérieur. Il permet également de tenir compte de la géométrie des locaux concernés avec précision. Le maillage du volume est cartésien.

Cet outil est utilisé pour déterminer les effets locaux de l'incendie ainsi que la propagation de celui-ci aux différents combustibles pendant la phase de développement du feu.

### **8.3 HYPOTHÈSE POUR L'ÉTUDE DES SOLLICITATIONS THERMIQUES AVEC LE LOGICIEL FDS**

#### **8.3.1 Géométrie et maillage**

L'objectif de cette modélisation est de déterminer les sollicitations thermiques au proche du feu. Pour ce faire, une modélisation partielle des cellules est réalisée. Le modèle prend en compte au moins une zone constituée d'au moins un portique ainsi que la source de feu et les combustibles proches des éléments de structure. Une attention particulière a été portée aux frontières du domaine de calcul pour s'assurer que celles-ci n'ont pas d'impact sur les résultats en champs proche.

Dans la mesure où les cellules G et F sont d'une géométrie proche et disposent d'un mode de stockage similaire, le calcul des effets de l'incendie réalisé pour une cellule est valable pour les deux cellules.

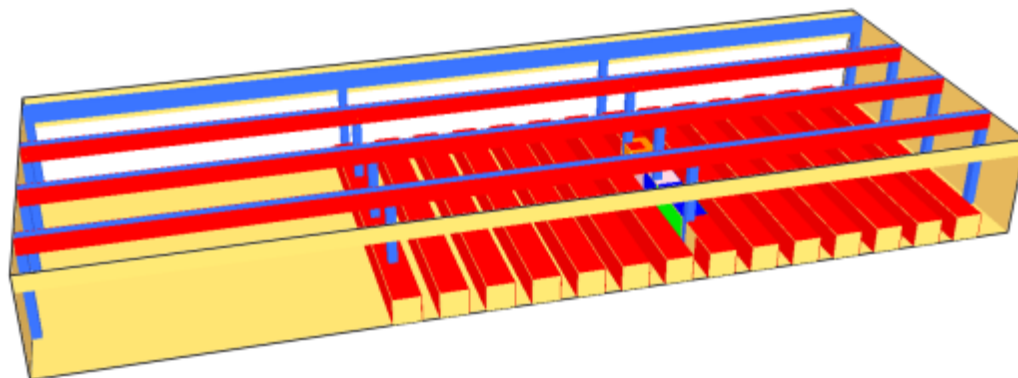
La taille caractéristique des mailles est de  $0,5 \times 0,5 \times 0,25 \text{ m}^3$  (L x l x h) afin de pouvoir représenter convenablement les phénomènes aérodynamiques et de combustion.

Du fait du maillage, chaque palette n'est pas représentée au sein du modèle, en particulier au loin du départ de feu. Par contre, le volume global occupé par les palettes est représenté par des blocs. La géométrie des éléments de structure sont également pris en compte.

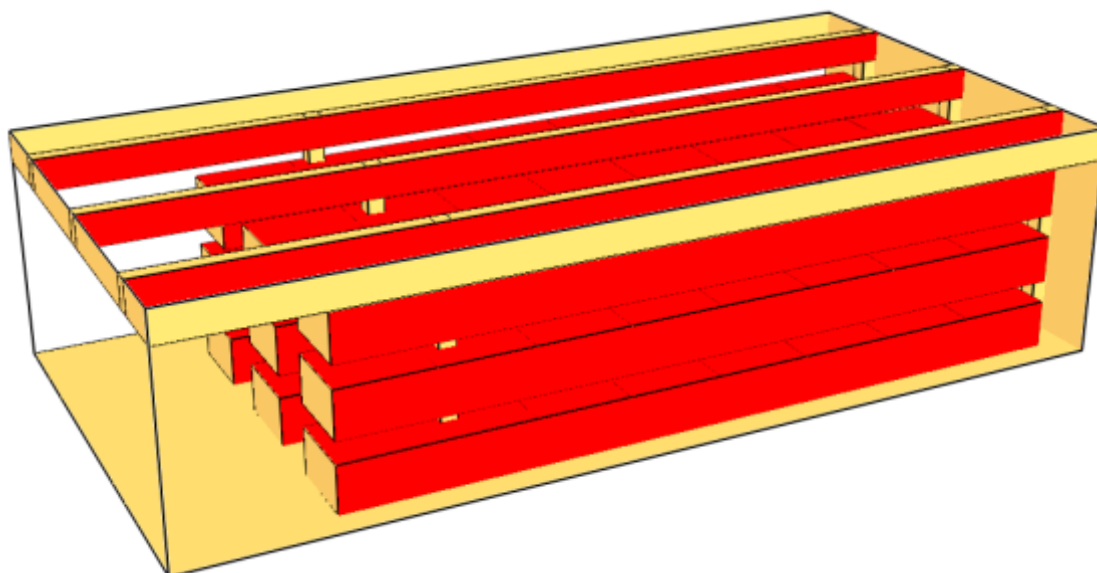


Les figures ci-dessous présentent des vues des modèles FDS réalisées pour les différentes cellules.

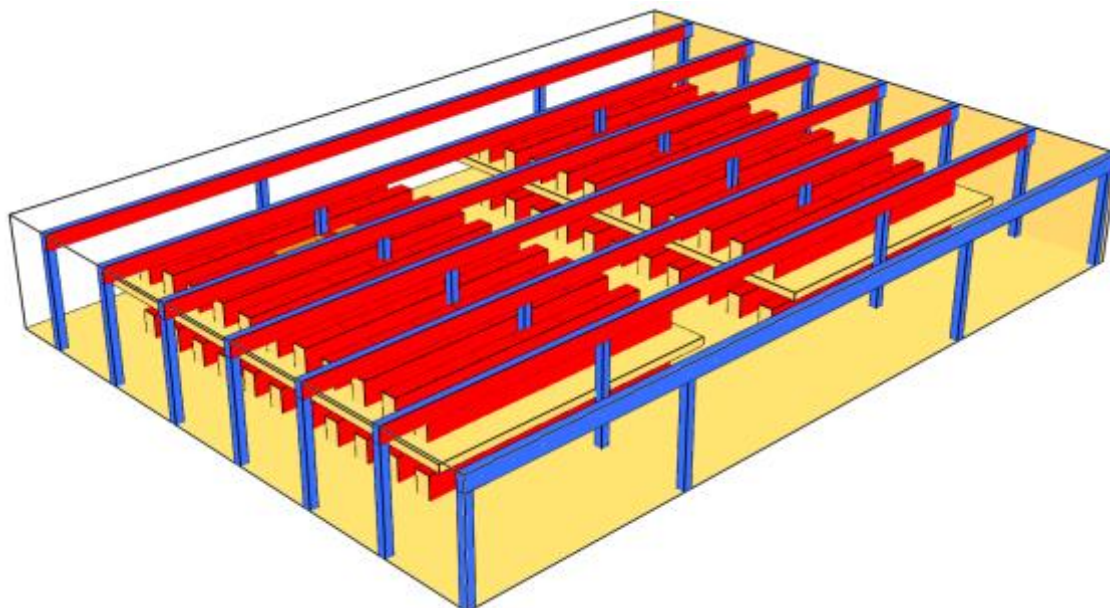
**Bâtiment A**



**Bâtiment B**



**Bâtiment E**



**Bâtiment F ou G**



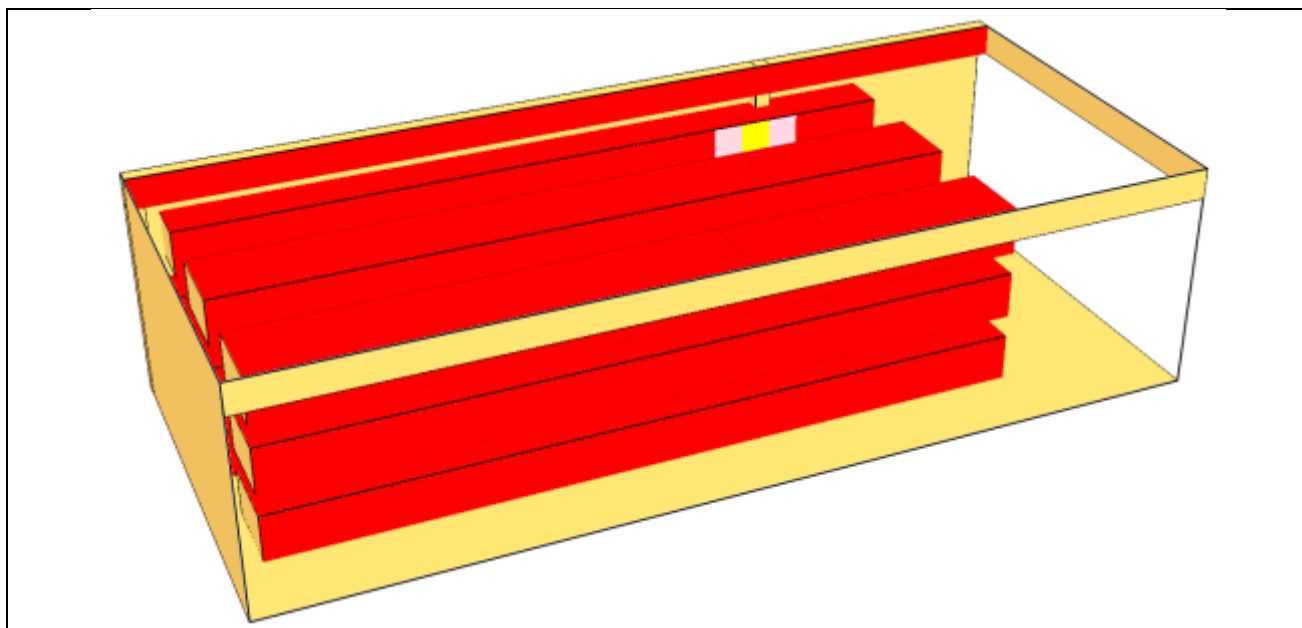


Figure 8-1 : Vues des modèles pour chaque bâtiment

### 8.3.2 Modélisation de la source de feu

La source de feu est modélisée suivant deux phénomènes, une première phase où la propagation est pilotée de palettes en palettes (en couleur sur les figures ci-dessous) au cours des premières minutes, selon la courbe de propagation rapide. Ensuite, les autres palettes sont considérées prendre feu dès lors qu'un flux de  $8 \text{ kW/m}^2$  est atteint à leur surface comme indiqué au § 5.1.

Pour les stockages en rack, la propagation pilotée est faite de sorte que l'incendie se propage dans un premier temps verticalement avant de se propager horizontalement (cellules B, F et G). Pour les stockages bas, la propagation pilotée prend en compte une propagation de l'incendie horizontale sur la face supérieure du combustible.

Les figures ci-dessous montrent un exemple de propagation horizontale ou verticale.

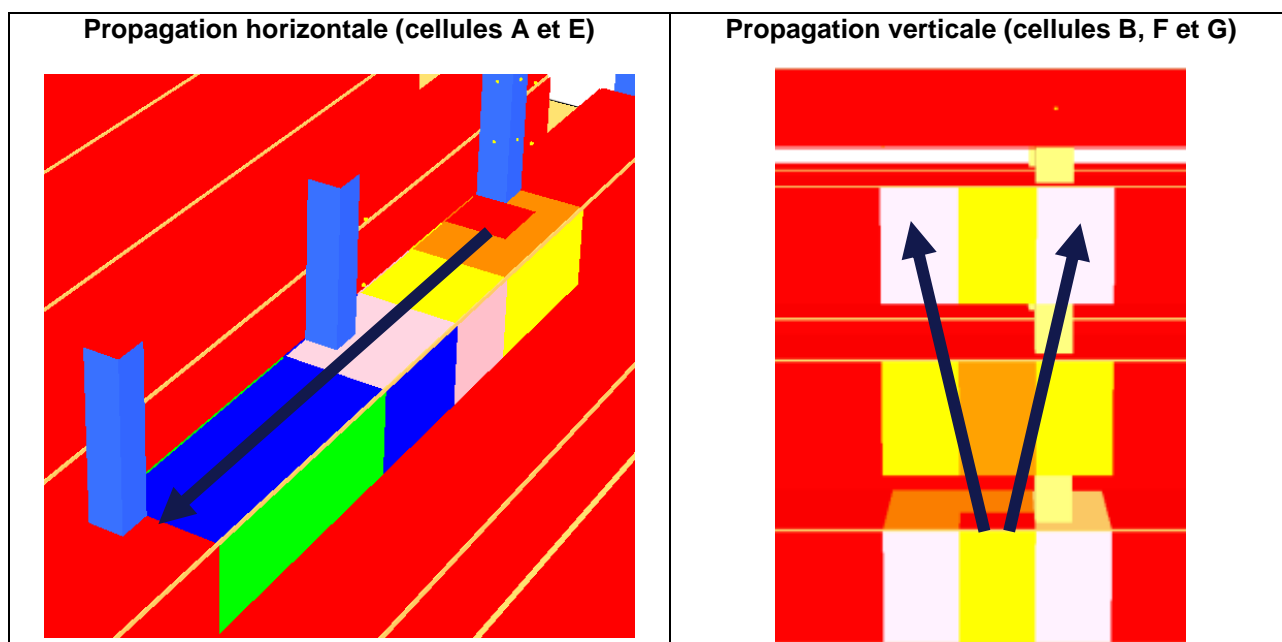


Figure 8-2 : Zone de départ de feu

Les poutres en bois peuvent également prendre feu si elles sont soumises à un flux important. D'après des résultats expérimentaux, le bois commence à se carboniser et à s'enflammer lorsqu'il reçoit un flux de 8 kW/m<sup>2</sup>, cette valeur de flux sera utilisée pour gérer la propagation de l'incendie aux poutres. Une montée en puissance moyenne sera alors prise en compte pour représenter l'augmentation progressive de la puissance incendie générée par les poutres.

La puissance surfacique de l'incendie prise en compte est de 250 kW/m<sup>2</sup> ce qui est représentatif de ce type de combustible.

Le combustible utilisé est constitué à 50% de matériaux plastiques et 50 % de matériaux celluloses. Ces propriétés chimiques sont données ci-dessous :

- Formule chimique :  $C_{4.9}H_{6.7}O_{2.3}N_{0.5}$
- Suie produite : 5.5 %
- CO produit : 2.1%
- Chaleur de combustion : 20 MJ/kg

### 8.3.3 Conditions aux limites

Tous les solides sont considérés adiabatiques dans le modèle, ce qui signifie qu'il n'y a pas d'échange de chaleur (radiatif et convectif) entre les gaz et les solides. Cette hypothèse est sécuritaire car elle tend à maximiser les températures dans le volume.

Dans la mesure où, pour des raisons d'optimisations de maillage et de temps de calculs, la frontière du domaine ne coïncide pas avec une paroi de la cellule, il est considéré qu'elle est ouverte sur 80 % de sa hauteur et fermée sur les 20% supérieur. Cela permet de créer un canton virtuel, de conserver une couche chaude à une température importante (plus que la température obtenue dans la volumétrie réelle) et favoriser la propagation de l'incendie.

## 8.4 RÉSULTATS DE SIMULATION

Ce chapitre présente les résultats pour la cellule A. Les résultats de simulations pour les autres cellules sont présentés en ANNEXE A.

### 8.4.1 Propagation de l'incendie

Les figures ci-dessous présentent la propagation de l'incendie au cours du temps. On observe qu'à partir de 10 minutes, les rangées de combustible de part et d'autre de la rangée initiale commencent à prendre feu. De plus, la poutre en bois au-dessus du départ de feu commence à brûler localement. Entre 10 et 20 minutes, l'incendie continue de se propager, une grande partie du combustible modélisé est mobilisée. La poutre en bois au-dessus du départ de feu est en train de brûler progressivement sur toute sa longueur à 20 minutes.

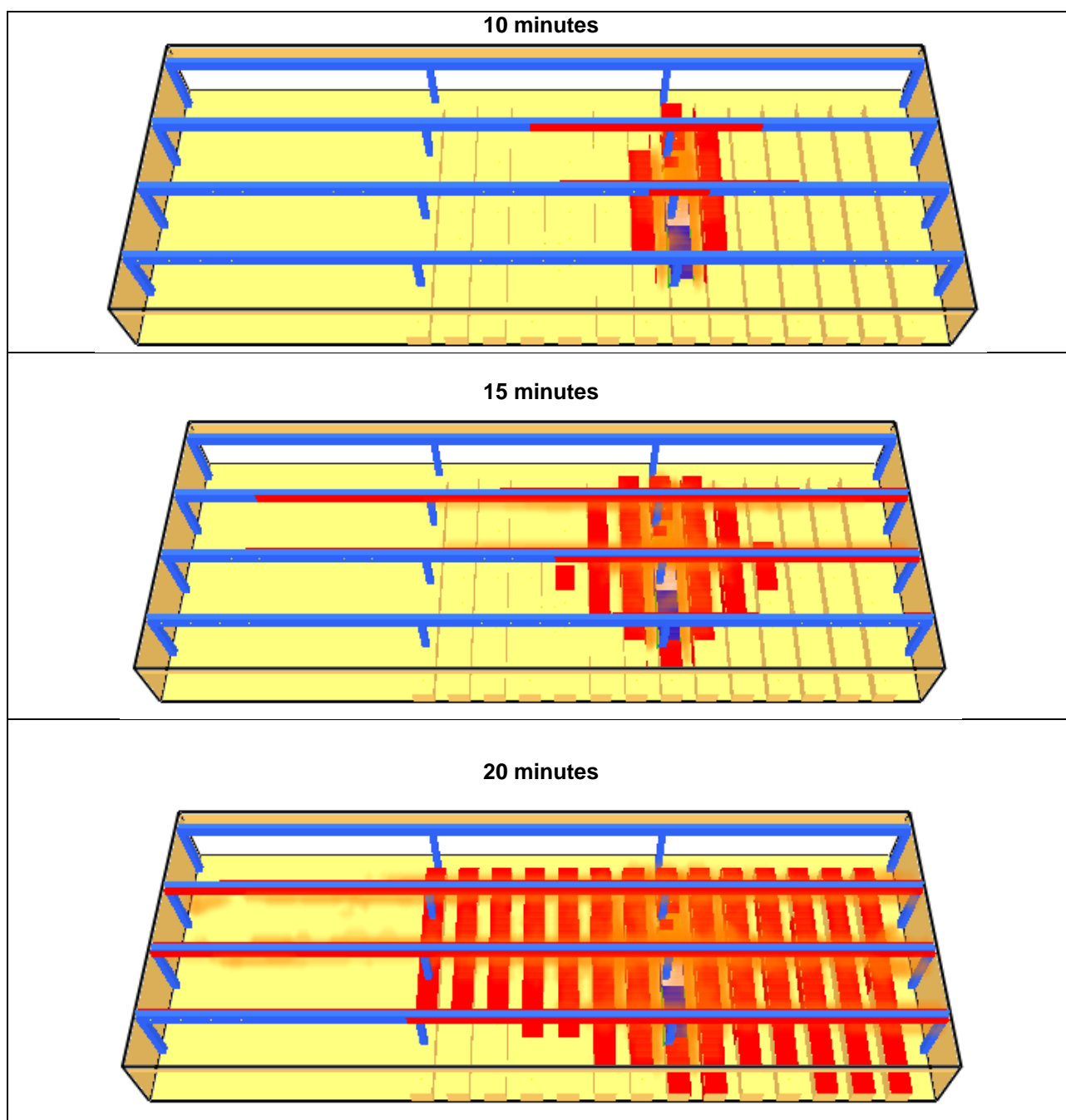


Figure 8-3 : Propagation de l'incendie

#### 8.4.2 Evolution de la température

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température dans l'axe du foyer au cours du temps. Les températures en dessous de 100 °C sont tronquées.

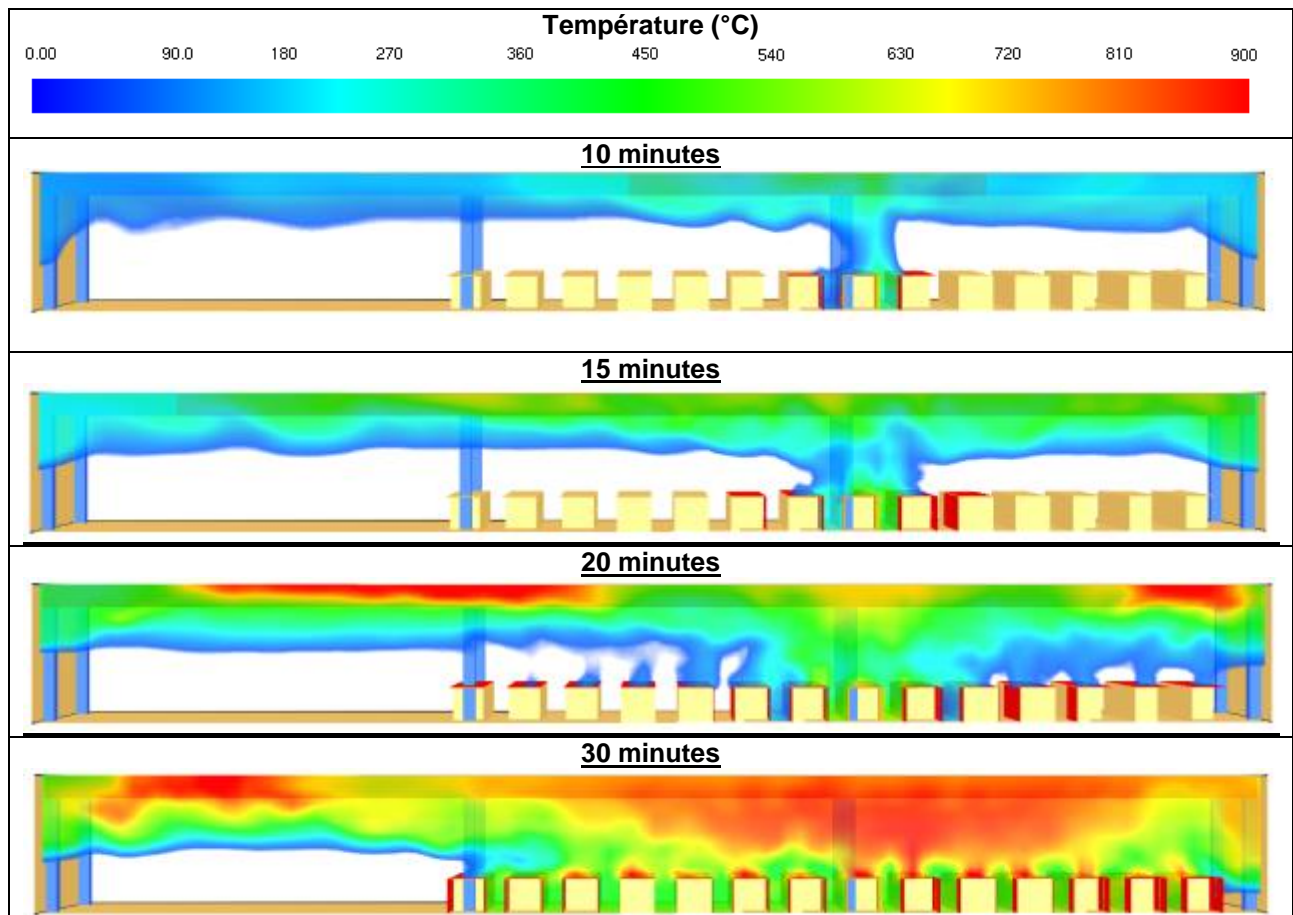


Figure 8-4 : Coupe de température en fonction du temps

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température au niveau des éléments de structure en fonction du temps.

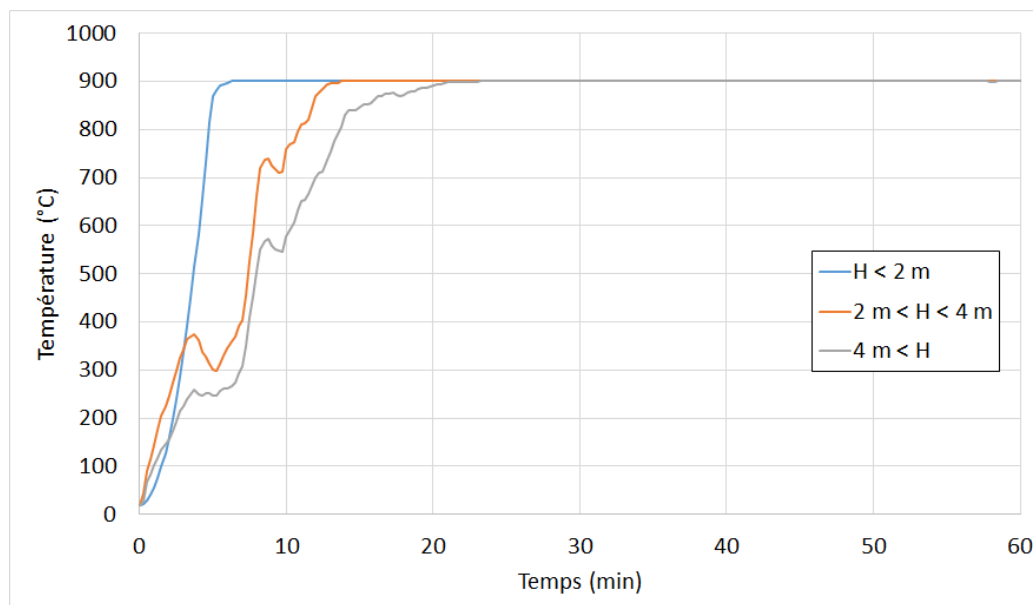


Figure 8-5 : Évolution de la température selon la hauteur pour le poteau proche du départ de feu

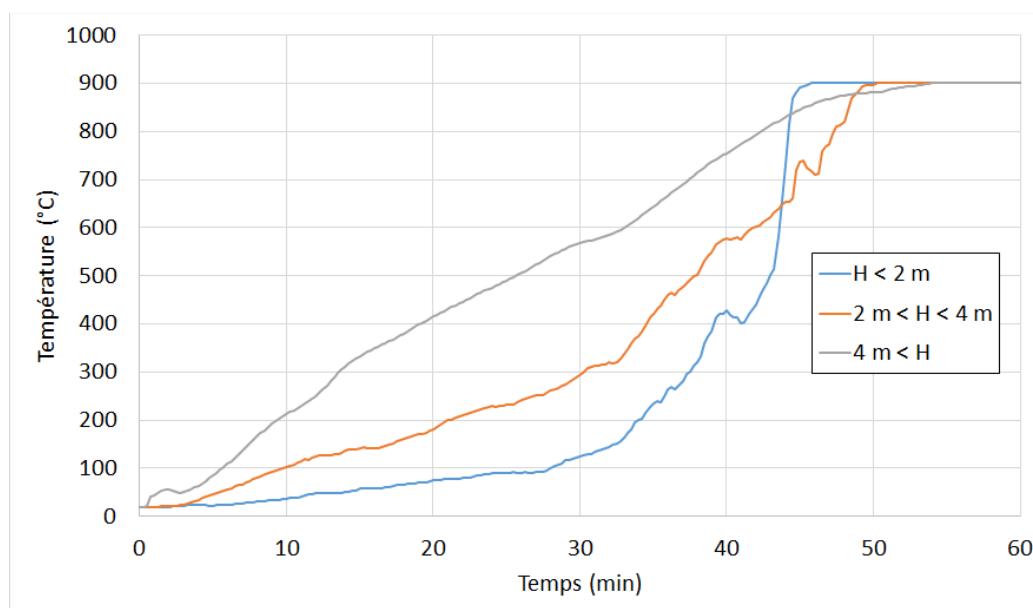


Figure 8-6 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux de part et d'autre du départ de feu

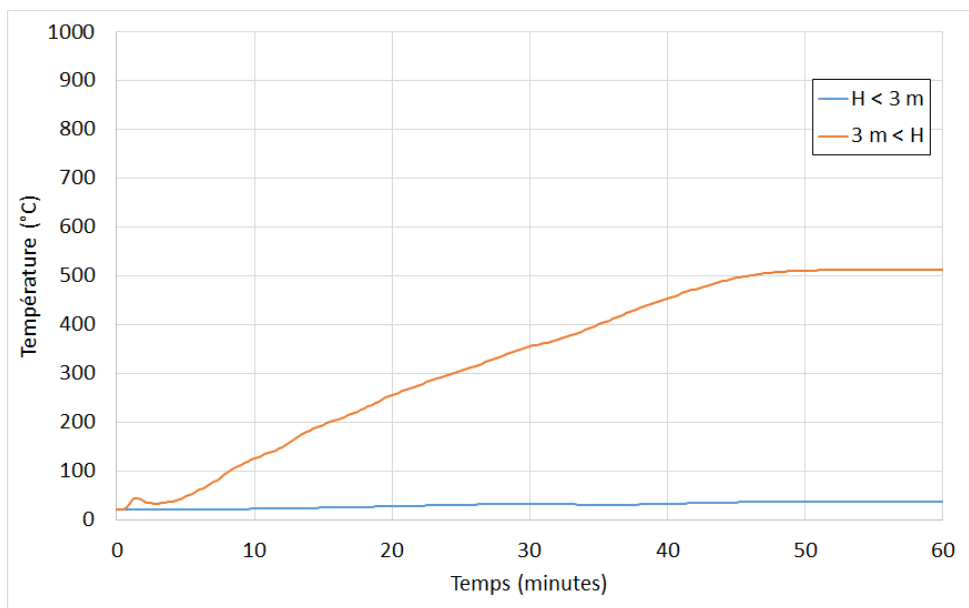


Figure 8-7 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux au niveau du mur entre les cellules A et D (zone en dehors du combustible)

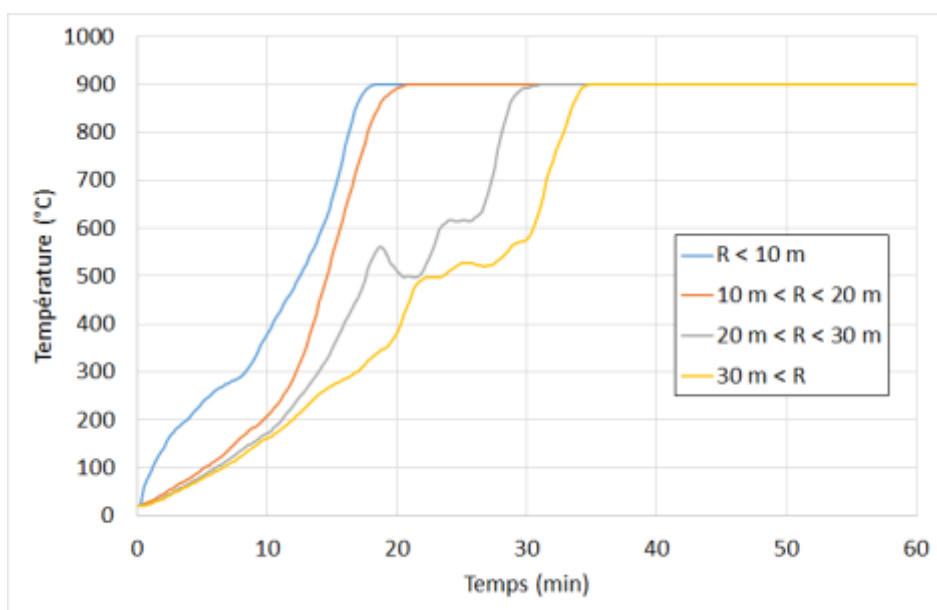


Figure 8-8 : Évolution de la température au niveau des poutres en fonction de l'éloignement vis-à-vis du foyer

## 9. VÉRIFICATION DES EXIGENCES SUR LE MODE DE RUINE DE LA STRUCTURE

### 9.1 MÉTHODOLOGIE ET ANALYSE COMMUNE AUX DIFFÉRENTES CELLULES

Les vérifications des exigences sur le mode de ruine des différentes structures étudiées, portent sur l'analyse des déplacements et des efforts des éléments de structure, à savoir les poteaux métalliques et les poutres en bois lamellé collé mais également sur leur interaction via les assemblages.

Les vérifications menées dans la suite du paragraphe se feront donc via des modèles numériques incluant les poteaux seuls et/ou les poteaux avec les poutres sous forme de portiques à simple ou plusieurs travées.

Les assemblages, détaillés dans le paragraphe 5.2.5, sont constitués de platines métalliques extérieures ainsi que de boulons traversant de part en part les poutres en bois lamellé collé. Leur résistance dépend à la fois de celle des plats métalliques et de celle des boulons. Ces résistances sont détaillées ci-dessous.

- Résistance des plats métalliques externes :

Les plats métalliques se situent en tête des poteaux, de chaque côté des poutres en bois lamellé-collé. Ces plats font 6 mm d'épaisseur pour des longueurs et largeurs dépendant des cellules. Le tableau ci-dessous récapitule ces dimensions.

	Cellule A	Cellule B	Cellule E	Cellule F et G
Largeur [mm]	100	80	de 80 à 100	150
Hauteur [mm]	600	500	de 250 à 600	600

**Figure 9-1 : Caractéristiques des plats métalliques externes**

La résistance à chaud de ces différentes platines est dépendante de leur massivité. Celles-ci sont détaillées dans le tableau ci-dessous.

	Cellule A	Cellule B	Cellule E	Cellule F et G
Massivité [m <sup>-1</sup> ]	188	194	199 à 190	188

**Figure 9-2 : Caractéristiques des plats métalliques externes**

Selon les différentes massivités et en fonction des zones d'échauffement dans lesquelles se trouvent les assemblages, un temps de ruine est déterminé selon la température critique de 500 °C. Ce temps de ruine est alors comparé à celui obtenu sur les modèles des poteaux et/ou des poutres.

- Résistance des boulons des assemblages :

Comme expliqué au paragraphe §5.2.5, les assemblages sont réalisés par deux boulons de 12mm de diamètre et de classe 3.6. La méthode de l'Eurocode 5, partie 1-1 [10] est utilisée afin de déterminer la résistance à froid de ces assemblages.

Ainsi, on a :  $M_{y,Rk} = 0,3 \times f_{u,k} \times d^{2,6}$

Avec :  $M_{y,Rk}$  étant le moment d'écoulement plastique de l'organe  
 $f_{u,k} = 300$  MPa pour le boulon de classe 3.6  
 $d = 12$  mm

De plus, on a pour un assemblage à plaques métalliques minces :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (j) \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k}} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right.$$

Avec :

- $F_{v,Rk}$  étant la valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement et par organe
- $f_{h,2,k}$  étant la valeur caractéristique de la portance locale dans la poutre
- $t_2$  étant l'épaisseur de la poutre considérée
- $\beta$  étant le rapport entre les portances locales des éléments
- $F_{aX,Rk}$  étant la valeur caractéristique de la capacité à l'arrachement axial de l'organe = 0 (d'après le (2) du §8.2.2 de l'Eurocode 5 Partie 1-1, on néglige la contribution de l'effet de corde)

La résistance d'un boulon est donc égale à  $F_{v,Rk} = 7,08$  kN.

Dans notre cas, l'assemblage fonctionne en double cisaillement et est composé de deux boulons. On obtient donc la capacité résistante à froid de l'assemblage suivante :

$$F_{v,RD} = 2 \times 2 \times F_{v,Rk} = 28,31 \text{ kN}$$

La capacité résistante à chaud de l'assemblage est déterminée avec la méthode suivante :

$$F_{v,ef,Rk,fi} = \eta \times F_{v,RD}$$

Avec :

$\eta$  étant le taux de travail de l'assemblage à chaud, calculée selon la méthode du Guide de dimensionnement au feu des assemblages bois [17].

On obtient ainsi une valeur de capacité résistante à chaud de l'assemblage de 15,17 kN



## 9.2 CELLULE A

### 9.2.1 Scénarios de départ de feu considérés

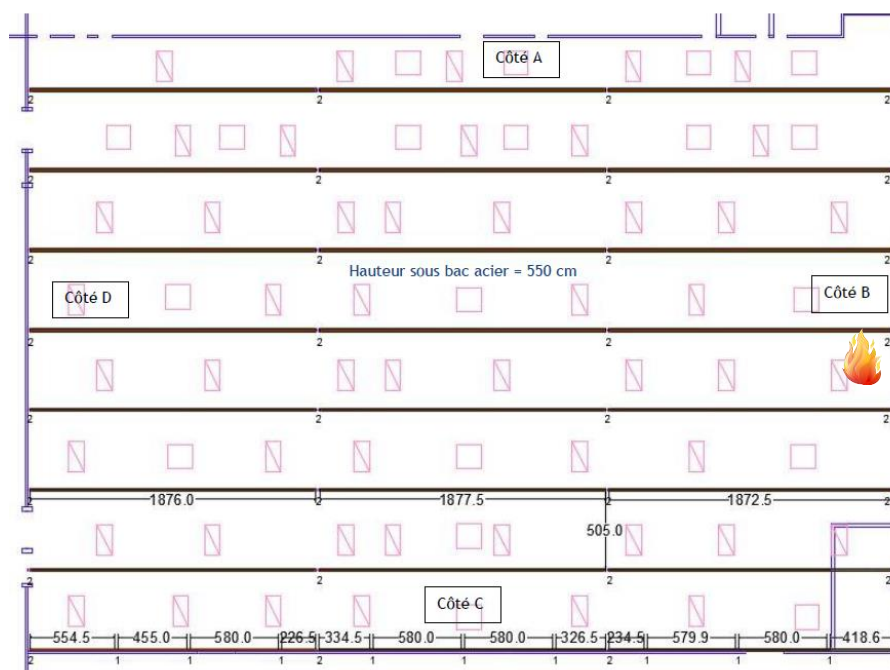
Compte tenu de la configuration de la cellule, plusieurs scénarios de départ de feu sont considérés afin de couvrir toutes les éventualités.

L'échauffement des poteaux diffère suivant leur position par rapport au départ de feu. Les trois types d'échauffements suivants sont donc considérés :

- P1 : poteau situé au niveau départ de feu ;
- P2 : poteaux situés de part et d'autre du poteau de départ de feu ;
- P3 : poteaux situés en rive de la cellule côté cellule C.

Afin de vérifier les exigences de mode de ruine, les départs de feu suivants ont été considérés :

- Départ de feu côté rive extérieure :



**Figure 9-3 : Localisation du départ de feu considéré**

- Départ de feu au pied d'un poteau courant :

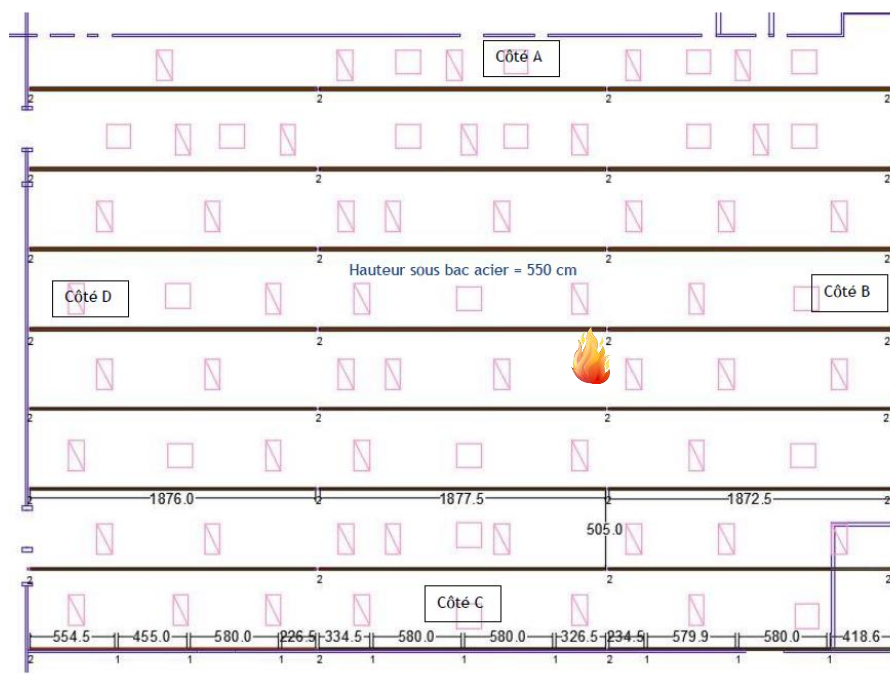


Figure 9-4 : Localisation du départ de feu considéré

- Départ de feu au en rive côté cellule D :

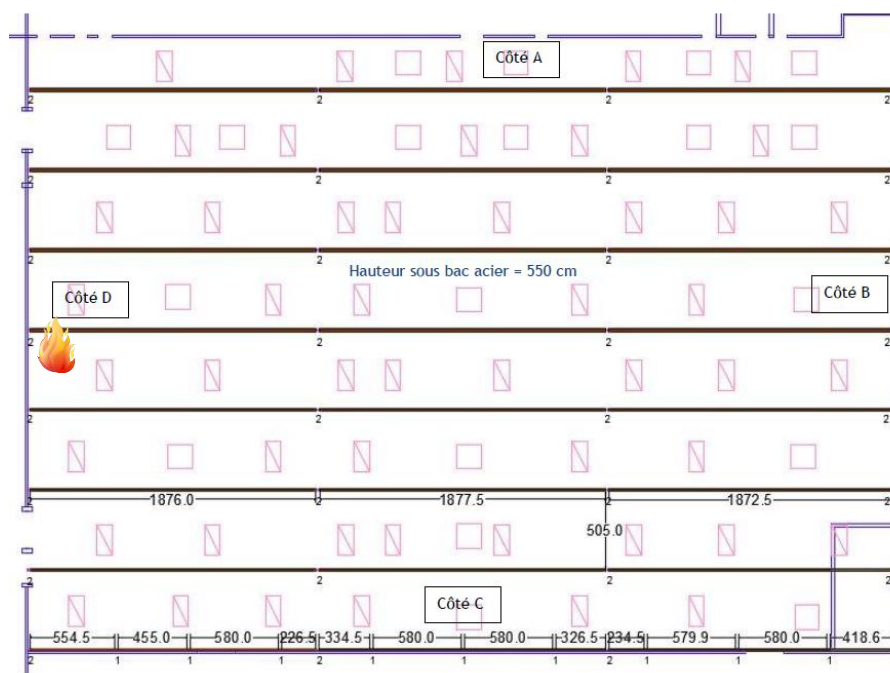


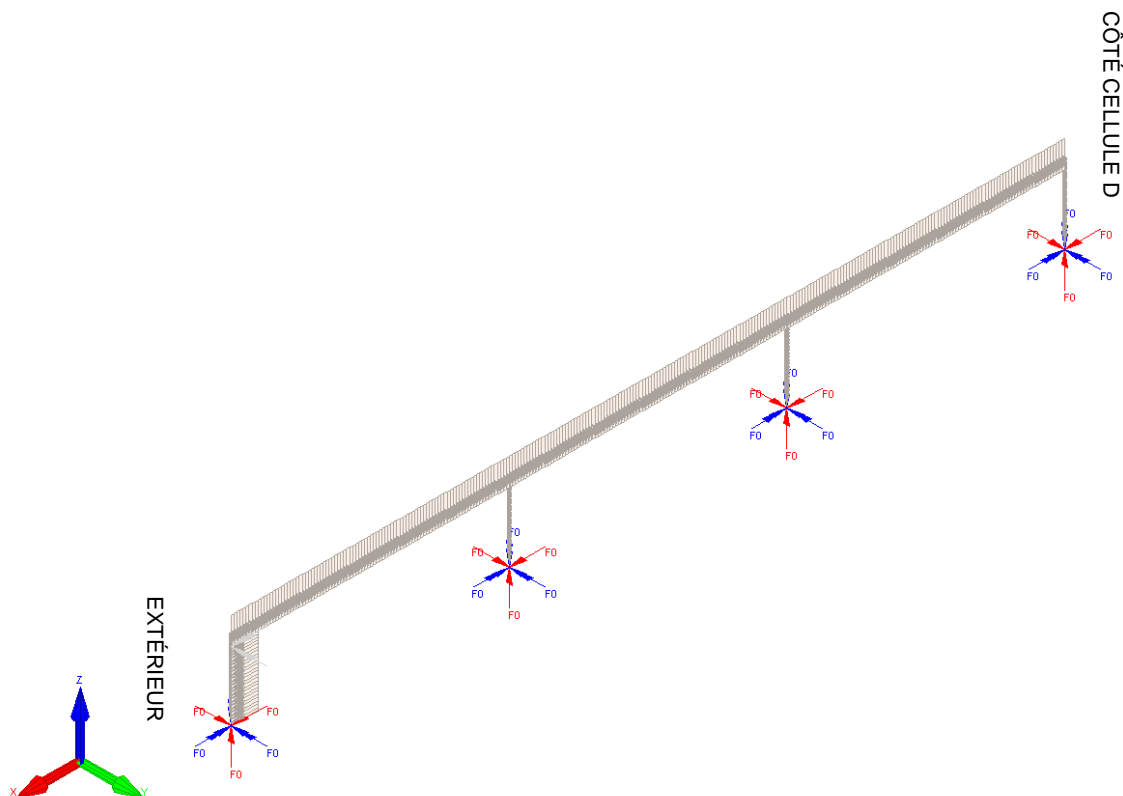
Figure 9-5 : Localisation du départ de feu considéré

## 9.2.2 Méthodologie de vérification du mode de ruine de la cellule A

### 9.2.2.1 Modèle considéré

La vérification des exigences de mode de ruine de la cellule A passe par l'étude d'un modèle numérique incluant les poteaux métalliques ainsi que les poutres en bois lamellé-collé.

Ainsi un modèle numérique en portique constitué des trois travées de la cellule est étudié. La figure ci-dessous illustre le modèle considéré.



**Figure 9-6 : Modèle numérique de la cellule A**

Ce modèle va permettre de déterminer les temps de ruine des éléments notamment des poteaux métalliques et de réaliser les comparaisons entre les temps de ruine des poutres et des assemblages.

#### 9.2.2.2 Détermination du temps de ruine des poutres en bois

Lors de cette étape, le temps de ruine des poutres en bois lamellé-collé de la cellule A est déterminé.

Dans un premier temps, la section réduite de la poutre est déterminée pour différentes valeurs de temps d'exposition au feu réel. Pour cela, un calcul de transfert thermique est réalisé sous le logiciel SAFIR [16] afin de connaître l'évolution de la température dans la section. Dans ce modèle, les poutres sont considérées comme étant exposées 4 faces.

À partir de ce modèle, la section réduite de la poutre est déterminée grâce à la méthode de l'isotherme 100°C. Cette méthode consiste à considérer que la zone de la section échauffée à moins de 100°C est la seule à travailler mécaniquement.

À titre d'exemple, la figure suivante présente les champs de températures dans la section minimale de la poutre de la cellule A située à proximité du départ de feu après environ 20 minutes d'incendie.

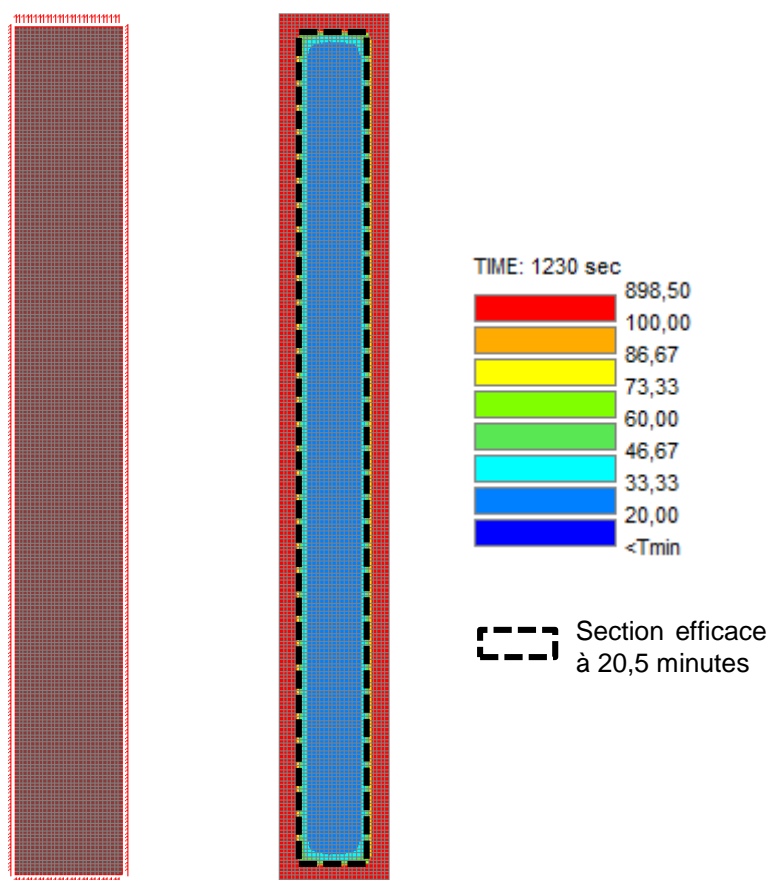


Figure 9-7 : Modèle thermique de la poutre de la cellule A à t = 20,5 min

Avec la méthode de l'isotherme 100°C, on obtient une section efficace de 100 x 1089 mm<sup>2</sup> au bout de 20 minutes et 30 secondes d'exposition au feu réel.

Dans un second temps, la stabilité des poutres est étudiée de la même façon qu'au §6.2 en considérant les sections réduites calculées à l'étape précédente. La poutre est étudiée en considérant la combinaison de charges la plus défavorable parmi celles présentées au 5.2.6, soit G + 0,2 W.

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de la cellule A et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Poutre 1 (première travée)	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{relm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
								Taux de travail selon EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail selon EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	142	1135	18,80	7,7	1,8	0,3	0,11	0,33
	11,5	122	1115	18,80	5,8	2,0	0,2	0,13	0,53
	15,5	112	1105	18,80	4,9	2,2	0,2	0,14	0,69
	20,5	100	1089	18,80	4,0	2,5	0,2	0,16	0,98

Tableau 9-1 : Résistance des poutres en lamellé collé

Les résultats montrent, sur cet exemple, que la poutre située à proximité du départ de feu n'est pas stable au déversement à partir de 20 minutes et 30 secondes d'exposition au feu réel.

*Nota : Cette vérification est réalisée pour chaque zone d'échauffement de la cellule, en fonction de l'éloignement du foyer. Afin de ne pas alourdir le présent rapport, seul le détail de la poutre la plus échauffée a été représenté.*

### 9.2.2.3 Détermination du temps de ruine des assemblages

La ruine des plats métalliques externes composant les assemblages peut intervenir lorsque la température de ces derniers dépasse 500 °C. Les élévations de température de ces éléments en fonction du temps ont donc été calculées.

À titre d'exemple, est présentée ci-dessous l'évolution de températures dans les plats métalliques de l'assemblage du premier poteau courant à partir de la rive extérieure (deuxième poteau à partir de la gauche sur la Figure 9-6).

Temps [min]	Température gaz [°C]	Température acier [°C]
0,00	20,0	20,0
0,25	20,0	20,0
0,50	24,2	20,1
0,75	26,8	20,2
1,00	30,1	20,5
1,25	33,6	20,8
1,50	37,6	21,2
1,75	41,7	21,6
2,00	46,0	22,2
2,25	50,3	22,8
2,50	54,6	23,6
2,75	58,9	24,4
3,00	62,8	25,3
3,25	66,8	26,3
3,50	70,7	27,3
3,75	74,5	28,4
4,00	78,5	29,6
4,25	82,6	30,8
4,50	87,2	32,1
4,75	91,8	33,5
5,00	96,6	35,0
5,25	101,0	36,6
5,50	106,0	38,2
5,75	110,0	39,9
6,00	114,0	41,7
6,25	119,0	43,5
6,50	124,0	45,4
6,75	130,0	47,4
7,00	137,0	49,6
7,25	144,0	51,9
7,50	151,0	54,3
7,75	158,0	56,8
8,00	164,0	59,4
8,25	170,0	62,1
8,50	176,0	64,9
8,75	181,0	67,8
9,00	186,0	70,7
9,25	190,0	73,7
9,50	195,0	76,7
9,75	201,0	79,8
10,00	208,0	83,0
10,25	215,0	86,4
10,50	224,0	89,9
10,75	233,0	93,6
11,00	242,0	97,4
11,25	252,0	101,5

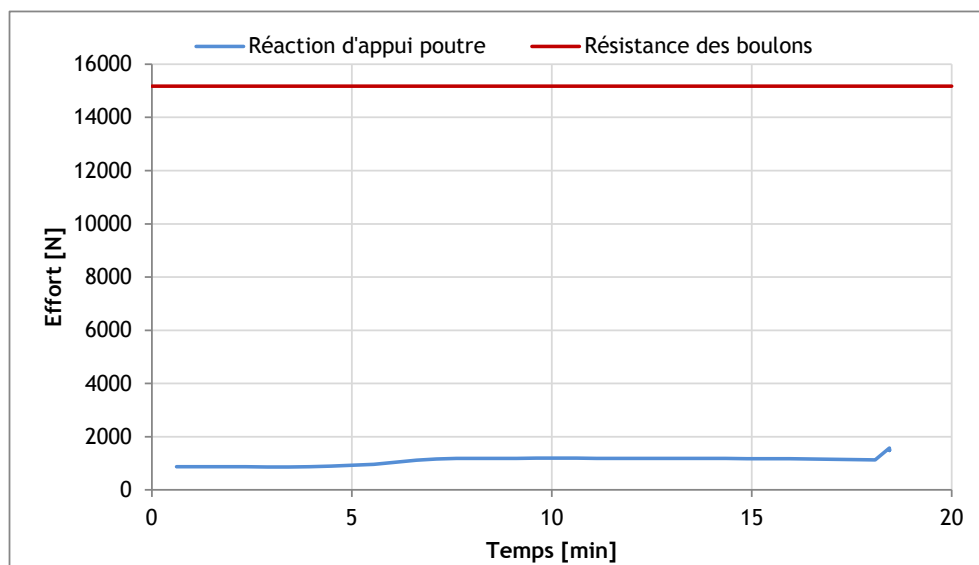
11,50	263,0	105,7
11,75	275,0	110,3
12,00	288,0	115,1
12,25	302,0	120,3
12,50	318,0	125,9
12,75	336,0	131,9
13,00	355,0	138,5
13,25	376,0	145,7
13,50	397,0	153,6
13,75	420,0	162,2
14,00	444,0	171,6
14,25	469,0	182,0
14,50	493,0	193,2
14,75	517,0	205,3
15,00	543,0	218,5
15,25	567,0	232,7
15,50	591,0	247,9
15,75	616,0	264,2
16,00	639,0	281,5
16,25	663,0	299,9
16,50	686,0	319,4
16,75	709,0	346,7
17,00	733,0	360,9
17,25	755,0	391,0
17,50	778,0	406,4
17,75	800,0	438,9
18,00	820,0	455,3
18,25	837,0	488,8
18,50	850,0	505,1
18,75	863,0	537,8
19,00	872,0	553,2
19,25	878,0	583,2
19,50	883,0	597,1
19,75	888,0	624,0
20,00	892,0	636,7

**Tableau 9-2 : Température dans les plats métalliques**

Nous constatons dans ce cas, que l'assemblage est susceptible de ruiner à partir de 18 minutes et 30 secondes ce qui correspond à une température dans l'élément de 500 °C.

En ce qui concerne le temps de ruine des boulons composant l'assemblage, celui-ci correspond à l'instant  $t$  à partir duquel la réaction horizontale au niveau de l'assemblage devient supérieure à l'effort résistant de l'assemblage calculé au paragraphe 9.1.

À titre d'exemple, est présentée ci-dessous la comparaison entre la réaction horizontale d'une poutre en bois lamellé collé au cours du temps et de l'effort résistant à chaud des boulons.



**Tableau 9-3 : Comparaisons entre efforts sollicitant et efforts résistant des boulons**

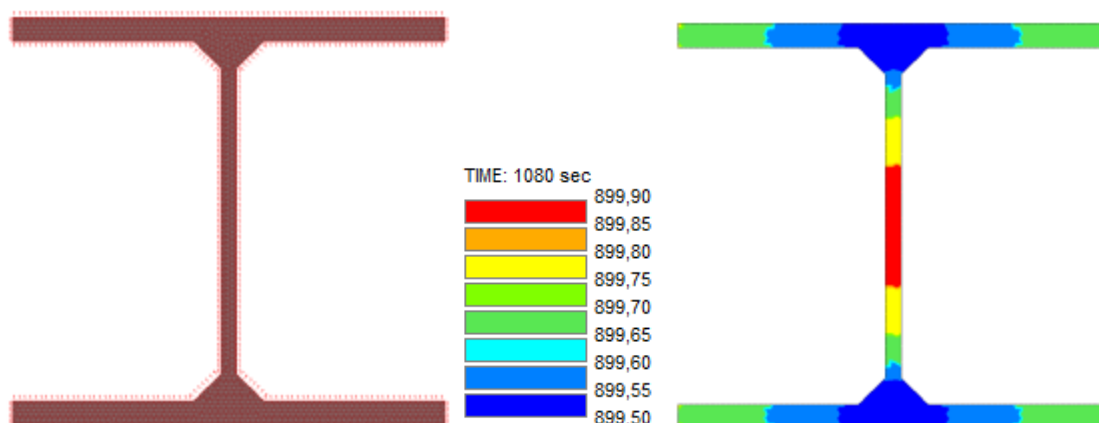
Nous constatons dans ce cas, que les boulons sont capables de reprendre l'effort généré dans la poutre jusqu'au moment de la ruine du poteau, qui intervient dans cet exemple à 18 minutes.

#### 9.2.2.4 Détermination du temps de ruine des poteaux métalliques

La détermination du temps de ruine des poteaux se fait via les modèles thermomécaniques présentés dans le paragraphe 9.2.3 ci-après.

Ces modèles exploitent les calculs de transfert thermiques réalisés au préalable sur le logiciel SAFIR [16] permettant de déterminer la distribution de températures dans le profilé au cours de l'incendie.

À titre d'exemple, la figure ci-dessous illustre le modèle thermique ainsi que le champ de température d'un poteau courant de type 2 (HEA 160) exposé en partie basse (entre 0 et 2 m : correspondant à l'agression maximale) situé au niveau d'un potentiel départ de feu.



**Figure 9-8 : Modèle thermique et champs de températures dans le poteau courant à t = 18 min**

La figure suivante donne l'évolution de la température dans l'âme du profilé en fonction du temps.

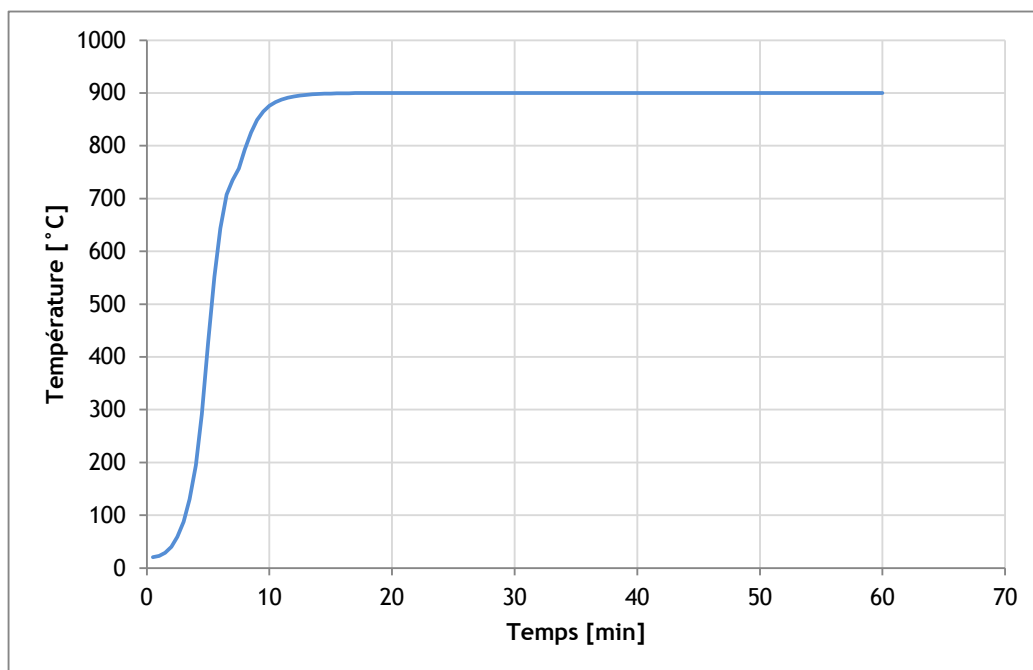


Figure 9-9 : Évolution de la température dans l'âme du profilé

*Nota : Ces calculs de transfert thermique sont réalisés pour chaque type de poteau, pour chaque découpage vertical et pour chaque zone d'échauffement de la cellule, en fonction de l'éloignement du foyer. Afin de ne pas alourdir le présent rapport, seul le détail d'un poteau courant a été représenté.*



## 9.2.3 Détermination des modes de ruine

### 9.2.3.1 Départ de feu en rive extérieure

La figure suivante présente le modèle mécanique qui a été développé pour l'étude.

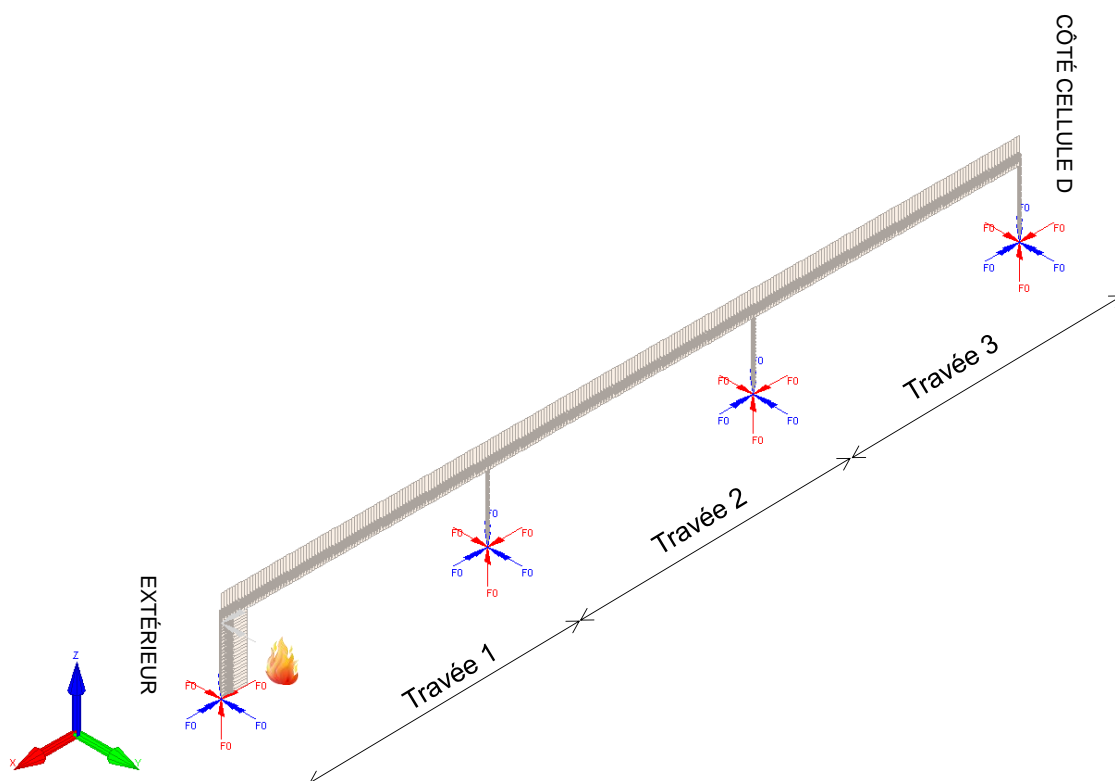


Figure 9-10 : Localisation du départ de feu sur le modèle

Les temps de ruine des poutres en bois lamellé collé ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.2. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine	Type de ruine
Poutre de la travée 1	20 min et 30 sec	Déversement
Poutre de la travée 2	29 min et 10 sec	Déversement
Poutre de la travée 3	34 min et 20 sec	Déversement

Tableau 9-4 : Récapitulatif des temps de ruine des poutres

Les temps de ruine des plats métalliques des assemblages ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.3. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine
Travée 1	18 min et 50 sec
Travée 2	26 min et 10 sec
Travée 3	31 min et 10 sec

Tableau 9-5 : Récapitulatif des temps de ruine des plats métalliques des assemblages

La figure suivante présente la déformée maximale, précédant la ruine, obtenue sur le modèle numérique après 18 minutes d'exposition au feu réel.

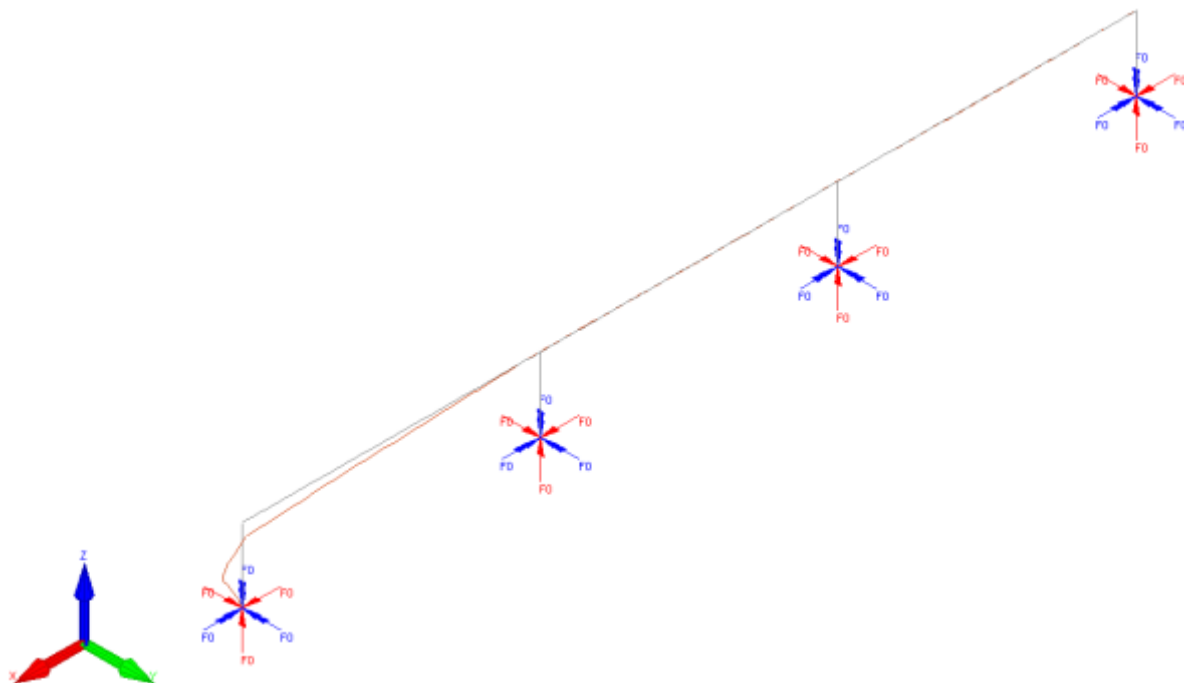


Figure 9-11 : Déformée du modèle numérique à  $t = 18$  min (coefficient d'amplification = 2)

Les figures suivantes donnent l'évolution du déplacement horizontal du poteau de rive (à gauche).

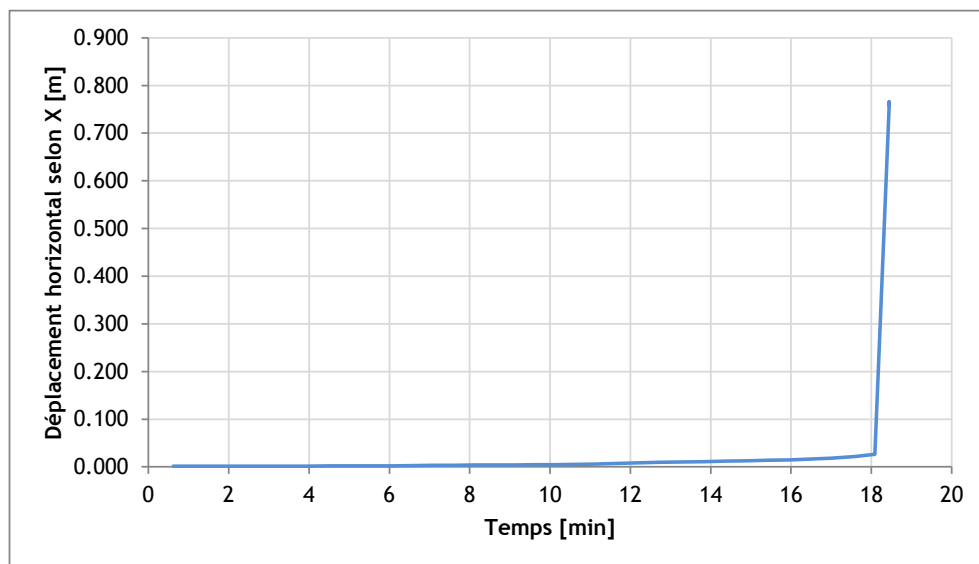
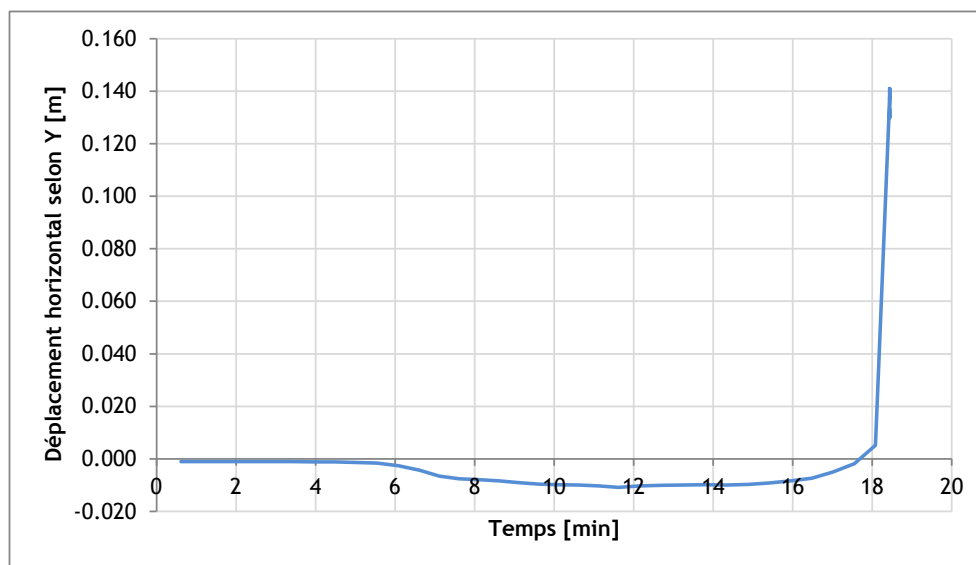
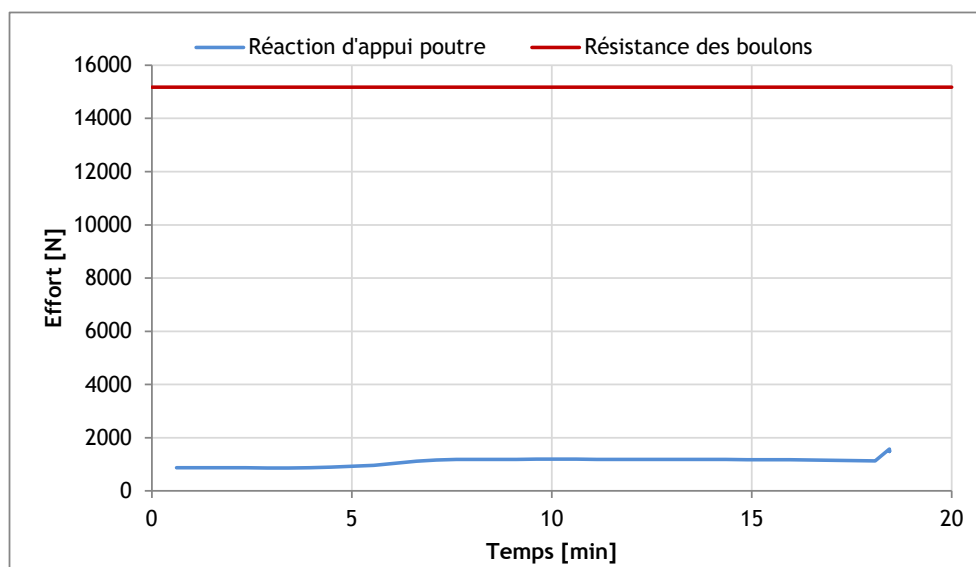


Figure 9-12 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau de rive extérieur (départ de feu)



**Figure 9-13 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau de rive extérieur (départ de feu)**

La figure suivante permet de comparer la réaction induite par la poutre de la travée 1 au cours du temps avec la résistance des boulons de l'assemblage.



**Figure 9-14 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage**

L'évolution des déplacements permet de constater la ruine du poteau de rive au bout de 18 minutes d'exposition au feu réel. Cette ruine, mise en évidence par le comportement asymptotique de la courbe, est caractéristique d'une ruine par flambement du poteau.

A ce même instant, la ruine des poutres (cf. Tableau 9-4), notamment la poutre de la première travée, n'est pas encore intervenue.

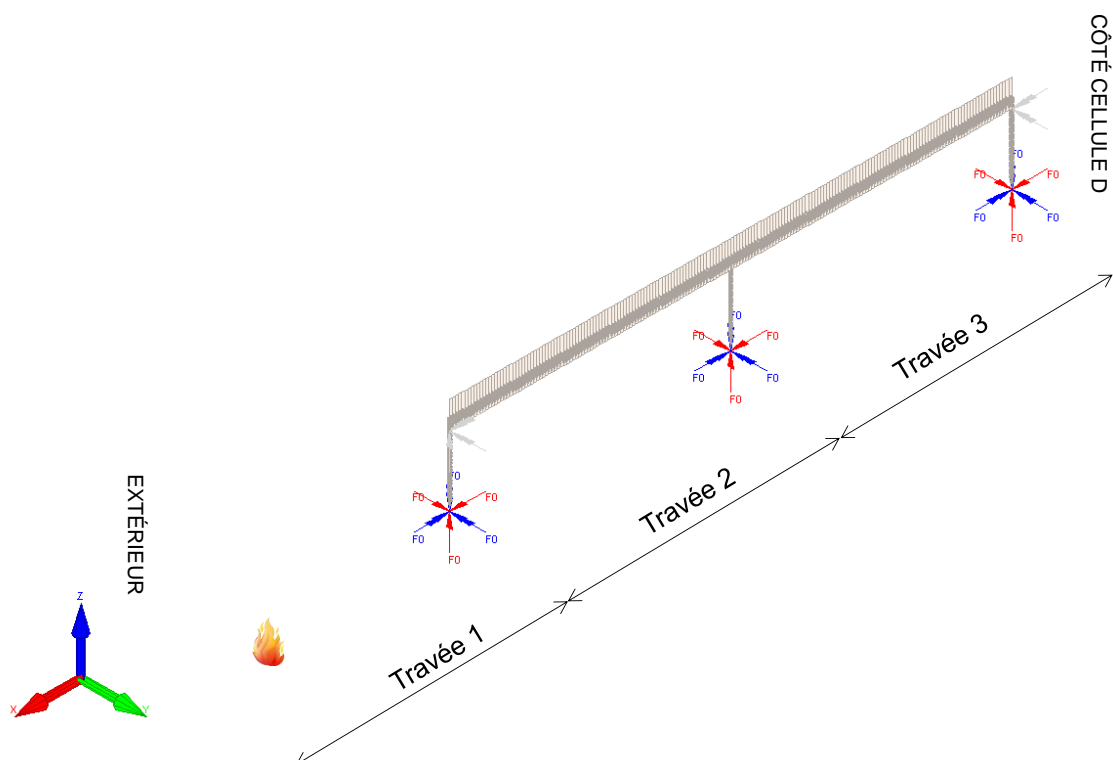
Les résultats de la Figure 9-14 montrent qu'au temps de ruine du poteau, l'effort engendré par la poutre sur l'appui est inférieur à la résistance des boulons de l'assemblage. Le poteau ruine donc avant la partie boulonnée de l'assemblage.

En revanche, la ruine des plats métalliques de l'assemblage du premier poteau courant intervient (température critique de 500°C) au bout de 18 minutes, sensiblement au même moment que la ruine du poteau de rive.

À ce stade, nous pouvons donc conclure que la ruine, suivant un départ de feu en rive extérieure, est susceptible d'avoir lieu à partir de 18 minutes. Cette ruine intervient au niveau du poteau de rive extérieure qui flambe vers l'extérieur. **Le risque de ruine vers l'extérieur ne peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu.**

Afin de pouvoir conclure sur le risque de ruine en chaîne intra cellule, la modélisation a été prolongée au-delà de 18 minutes en considérant un deuxième modèle incluant uniquement les deux travées restantes.

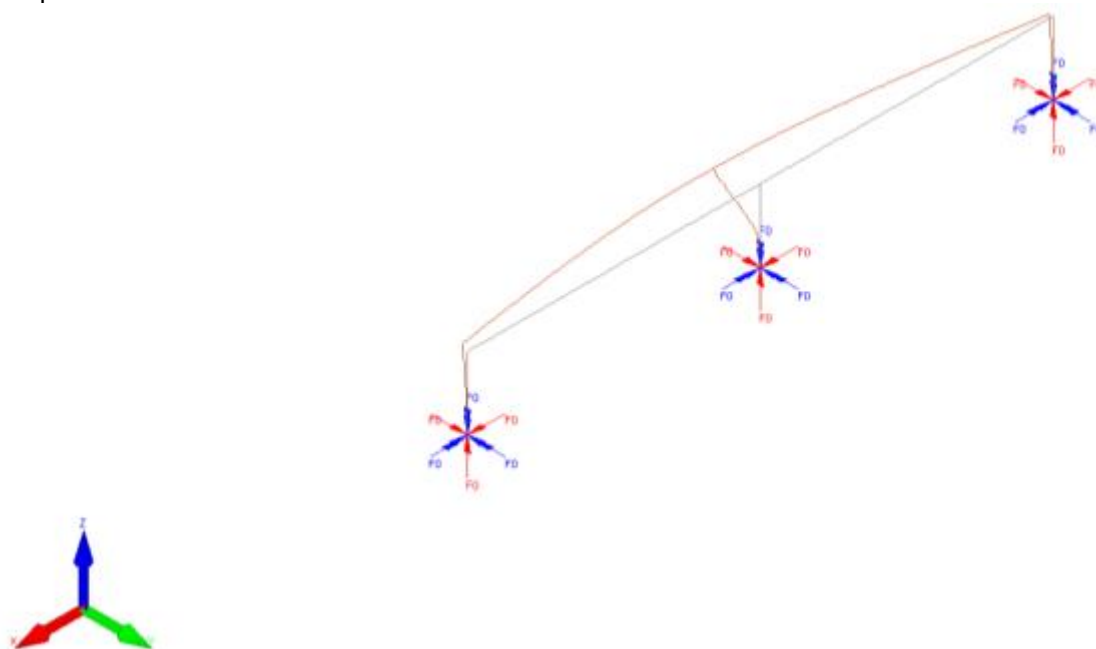
La figure suivante présente le nouveau modèle mécanique qui a été développé pour la suite de l'analyse.



**Figure 9-15 : Modèle numérique**

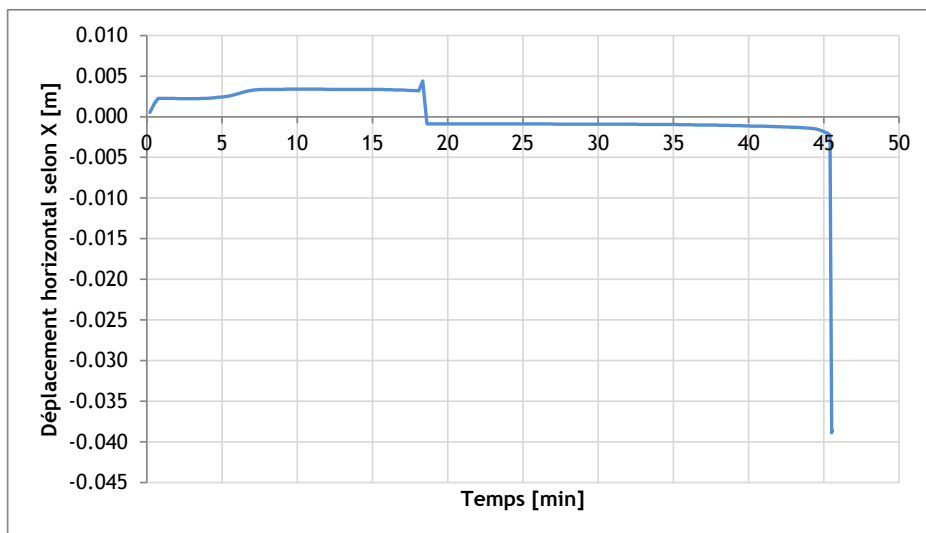
Sur le modèle ci-dessous, les conditions de chargements restent identiques au modèle initial. Il a été considéré l'effet sur ce modèle de la travée de rive jusqu'au moment de sa ruine.

La figure suivante présente la déformée maximale obtenue sur le modèle numérique après 45 minutes d'exposition au feu réel.

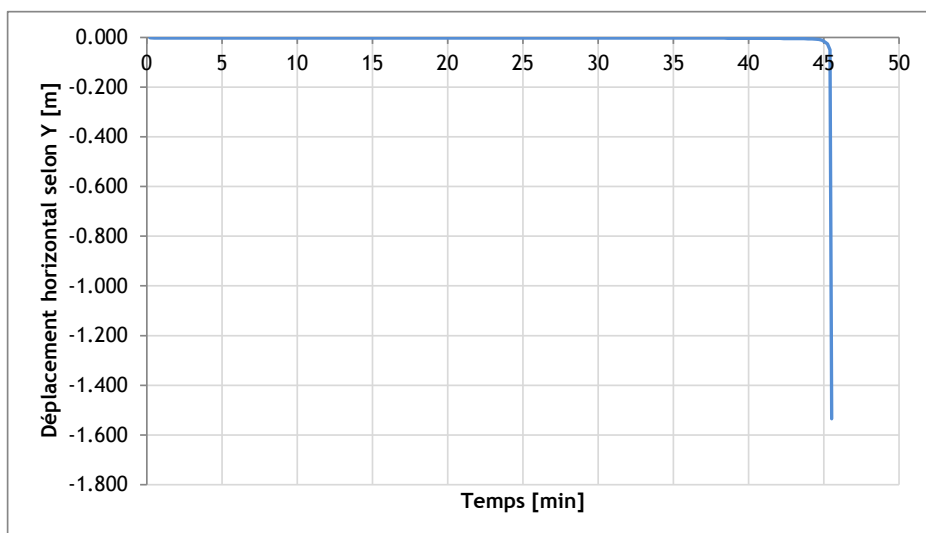


**Figure 9-16 : Déformée du modèle numérique à t = 45 min (coefficient d'amplification = 2)**

Les figures suivantes donnent l'évolution du déplacement horizontal du poteau courant (au centre).



**Figure 9-17 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau courant**



**Figure 9-18 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau courant**

La figure suivante donne l'évolution du déplacement horizontal suivant X du poteau de rive côté bâtiment D.

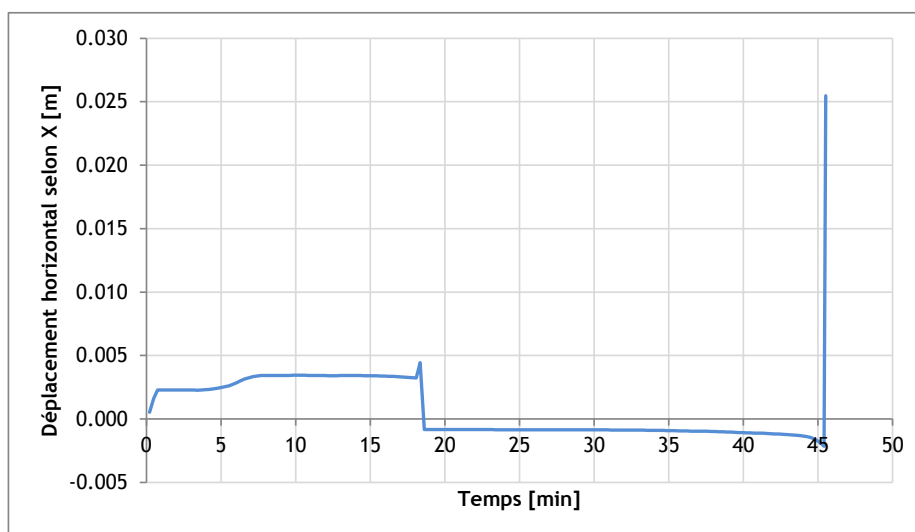


Figure 9-19 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau de rive côté bâtiment D

La figure suivante permet de comparer la réaction induite par la poutre de la travée 2 au cours du temps avec la résistance des boulons de l'assemblage.

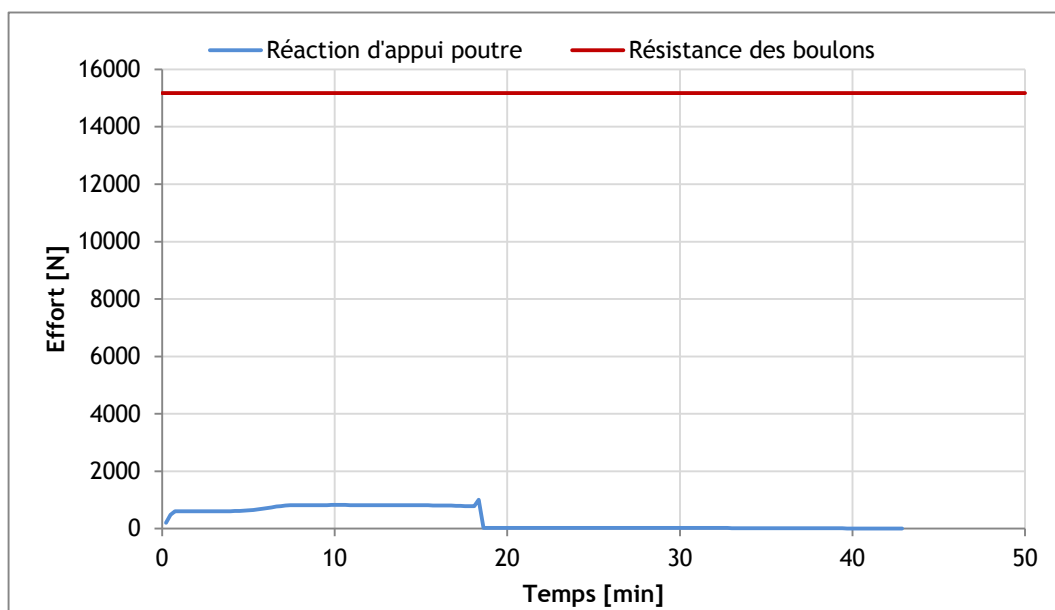


Figure 9-20 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage

L'évolution des déplacements permet de constater la ruine du poteau central au bout de 45 minutes d'exposition au feu réel. Cette ruine, mise en évidence par le comportement asymptotique de la courbe, est caractéristique d'une ruine par flambement du poteau.

Le poteau de rive du côté du bâtiment D a tendance à se déplacer vers intérieur de la cellule jusqu'au moment de la ruine des poteaux courants. Par conséquent, **le risque de ruine en chaîne inter cellule peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu.**

Les résultats de la Figure 9-20 montrent qu'au temps de ruine du poteau, l'effort engendré par la poutre sur l'appui est inférieur à la résistance des boulons de l'assemblage. Le poteau ruine donc avant les boulons de l'assemblage.

Or à ce même instant, la ruine des poutres (cf. Tableau 9-4), notamment la poutre de la deuxième travée, a déjà eu lieu. En effet, la poutre de deuxième travée est susceptible de ruiner à partir de 29 minutes.

De plus, la ruine des plats métalliques des assemblages des poteaux de la travée n°2 peut se faire à partir de 26 minutes (température de l'élément dépassant 500 °C) entraînant par conséquent la chute des poutres de chaque côté du poteau.

La ruine du reste de la structure est donc susceptible d'avoir lieu à partir de 26 minutes suite à la ruine des assemblages supportant les poutres. Or à cet instant, la température des gaz en couche chaude est au minimum de 525 °C. À cette température, plus aucune personne ni aucun service de secours n'est présent.

**Par conséquent, le risque de ruine en chaîne intra cellule peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu.**



### 9.2.3.1 Départ de feu au pied d'un poteau courant

La figure suivante présente le modèle mécanique qui a été développé pour l'étude.

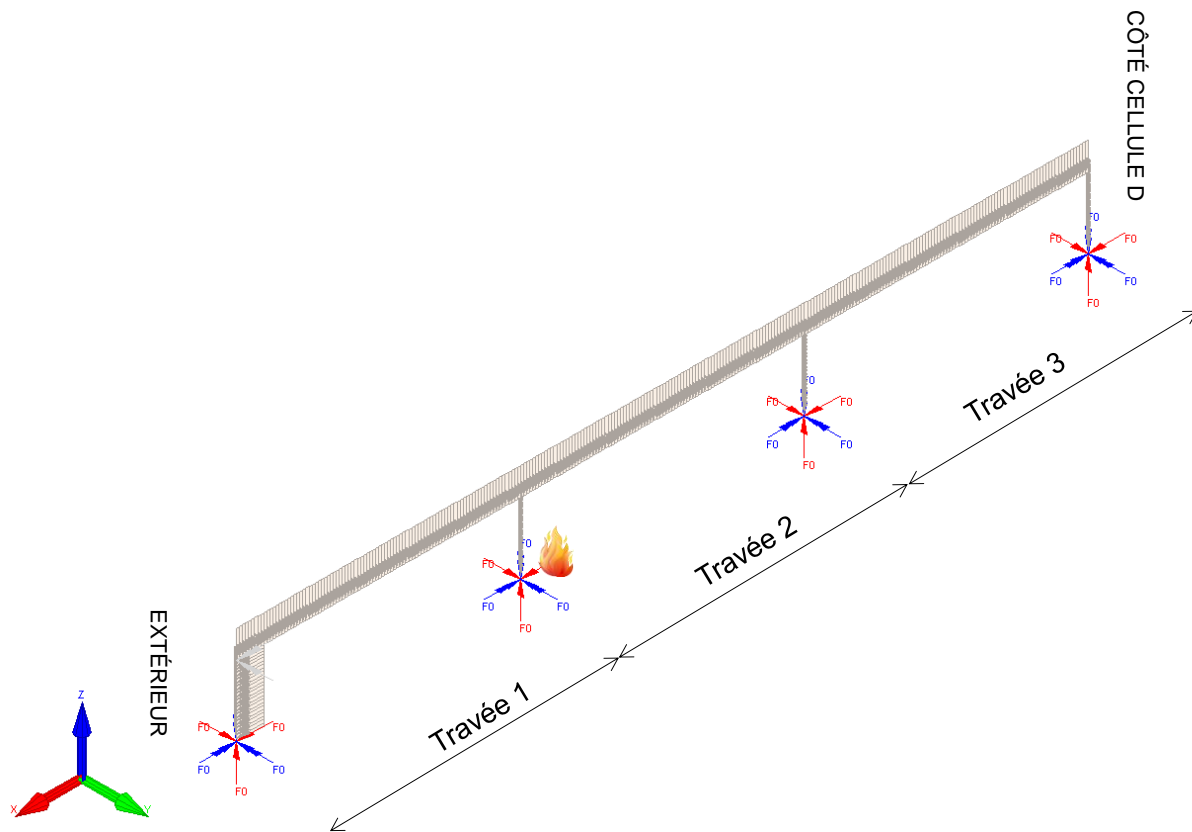


Figure 9-21 : Localisation du départ de feu sur le modèle

Les temps de ruine des poutres en bois lamellé collé ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.2. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine	Type de ruine
Poutre de la travée 1	20 min et 30 sec	Déversement
Poutre de la travée 2	20 min et 30 sec	Déversement
Poutre de la travée 3	29 min et 10 sec	Déversement

Tableau 9-6 : Récapitulatif des temps de ruine des poutres

Les temps de ruine des plats métalliques des assemblages ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.3. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine
Travée 1	18 min et 50 sec
Travée 2	18 min et 50 sec
Travée 3	26 min et 10 sec

Tableau 9-7 : Récapitulatif des temps de ruine des plats métalliques des assemblages

La figure suivante présente la déformée maximale, précédant la ruine, obtenue sur le modèle numérique après 10 minutes d'exposition au feu réel.

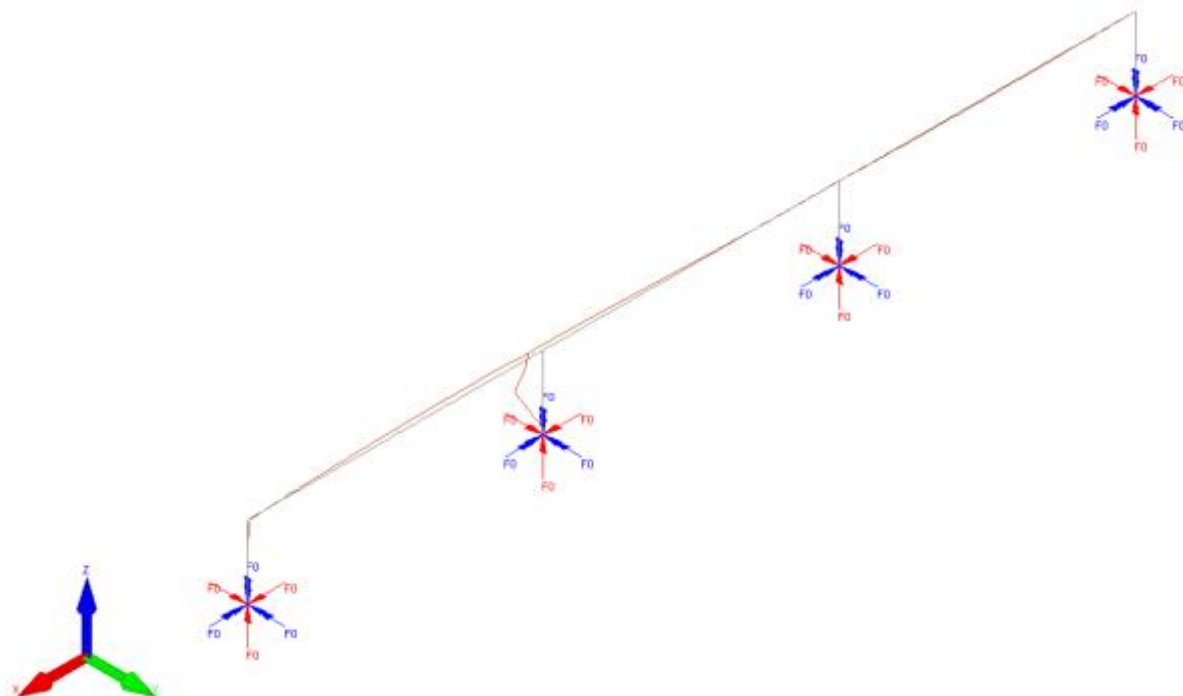


Figure 9-22 : Déformée du modèle numérique à  $t = 10$  min (coefficient d'amplification = 2)

Les figures suivantes donnent l'évolution du déplacement horizontal du poteau courant du départ de feu (deuxième à partir de la gauche).

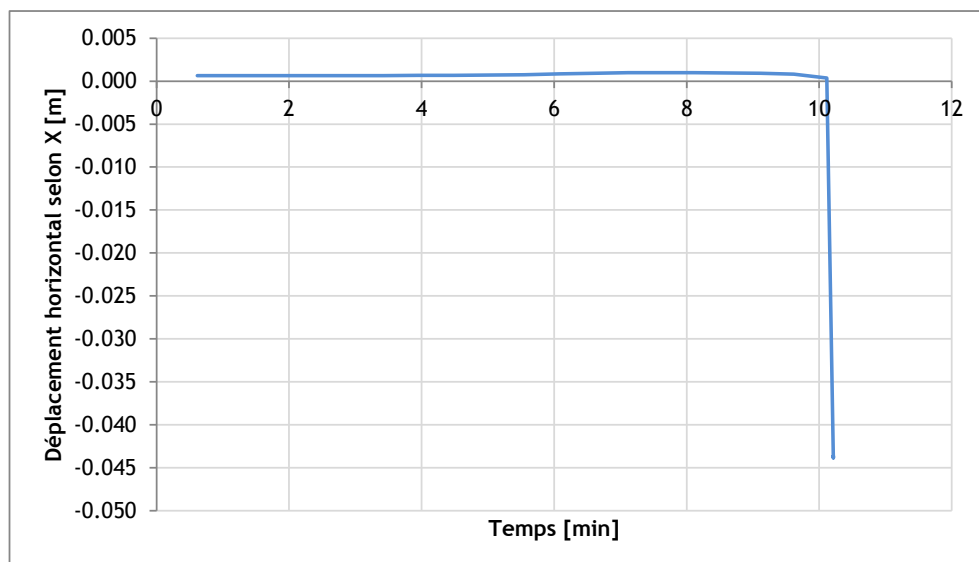


Figure 9-23 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau courant

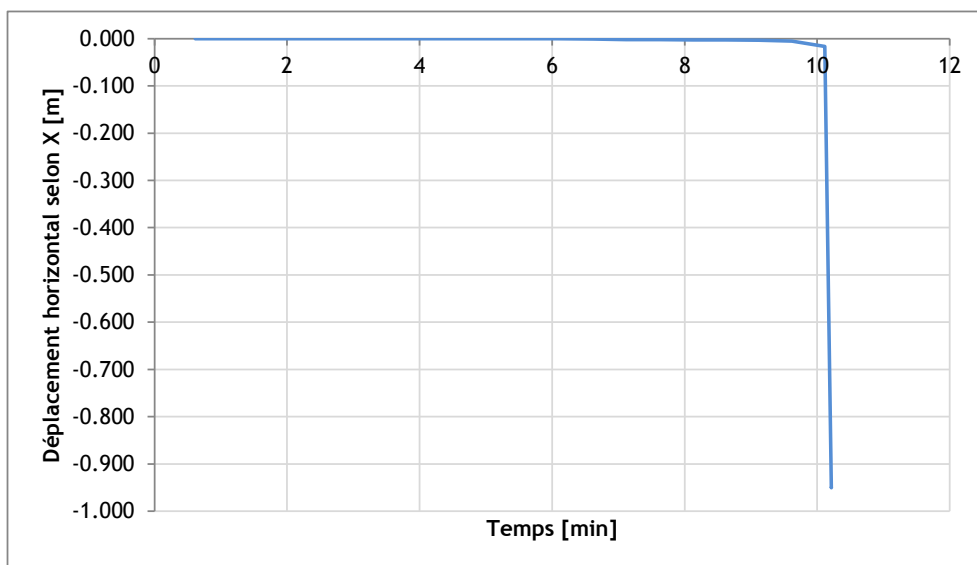


Figure 9-24 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau courant

La figure suivante donne l'évolution du déplacement horizontal suivant X du poteau de rive côté bâtiment D.

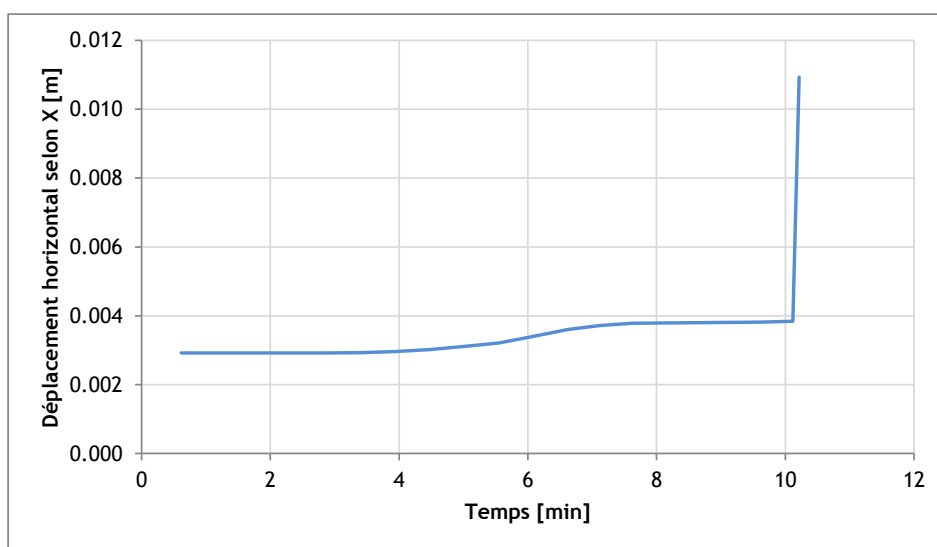
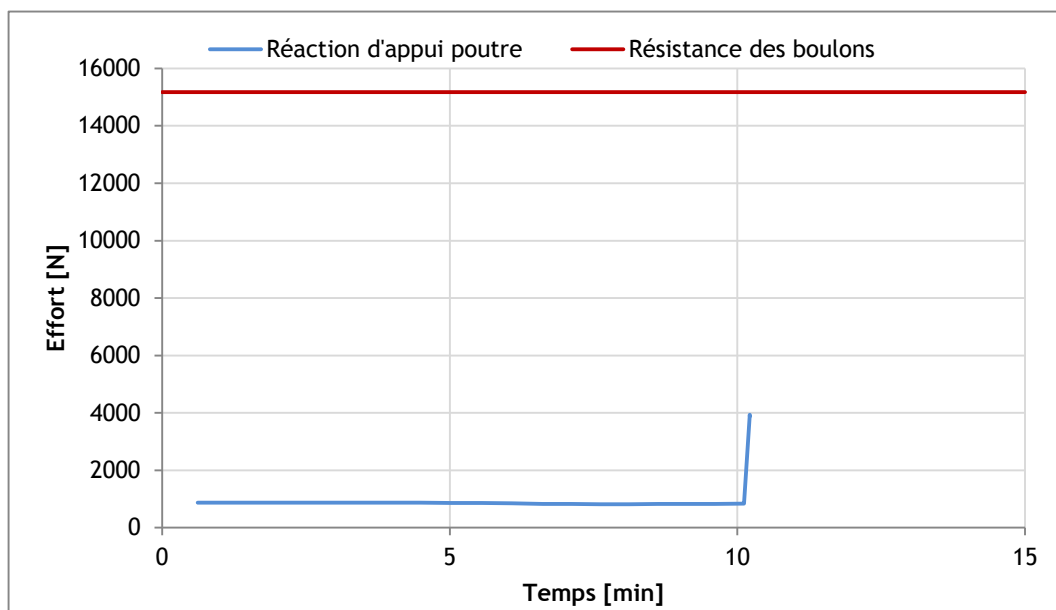


Figure 9-25 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau de rive côté bâtiment D

La figure suivante permet de comparer la réaction induite par les poutres de la travée 1 et de la travée 2 au cours du temps avec la résistance des boulons de l'assemblage.



**Figure 9-26 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage**

L'évolution des déplacements permet de constater la ruine du poteau courant, situé au niveau du départ de feu, au bout de 10 minutes d'exposition au feu réel. Cette ruine, mise en évidence par le comportement asymptotique de la courbe, est caractéristique d'une ruine par flambement du poteau.

Le poteau de rive du côté du bâtiment D a tendance à se déplacer vers intérieur de la cellule jusqu'au moment de la ruine des poteaux courants. Par conséquent, **le risque de ruine en chaîne inter cellule peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu.**

A ce même instant, la ruine des poutres (cf. Tableau 9-4), notamment la poutre de la première et deuxième travées, n'est pas encore intervenue.

C'est également le cas des assemblages des autres poteaux qui sont à cet instant encore faiblement chauffés ( $< 500\text{ }^{\circ}\text{C}$ ).

Les résultats de la Figure 9-26 montrent qu'au temps de ruine du poteau, l'effort engendré par la poutre sur l'appui est inférieur à la résistance des boulons de l'assemblage. Le poteau ruine donc avant l'assemblage.

À ce stade, nous pouvons donc conclure que la ruine, suivant un départ de feu au pied d'un poteau courant, est susceptible d'avoir lieu à partir de 10 minutes. Cette ruine intervient au niveau du poteau courant qui flambe. Or à cet instant, aucune personne ni aucun service de secours n'est présent. **Par conséquent, le risque de ruine en chaîne intra cellule peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu**

#### 9.2.3.1 Départ de feu au pied d'un poteau de rive côté bâtiment D

La figure suivante présente le modèle mécanique qui a été développé pour l'étude.

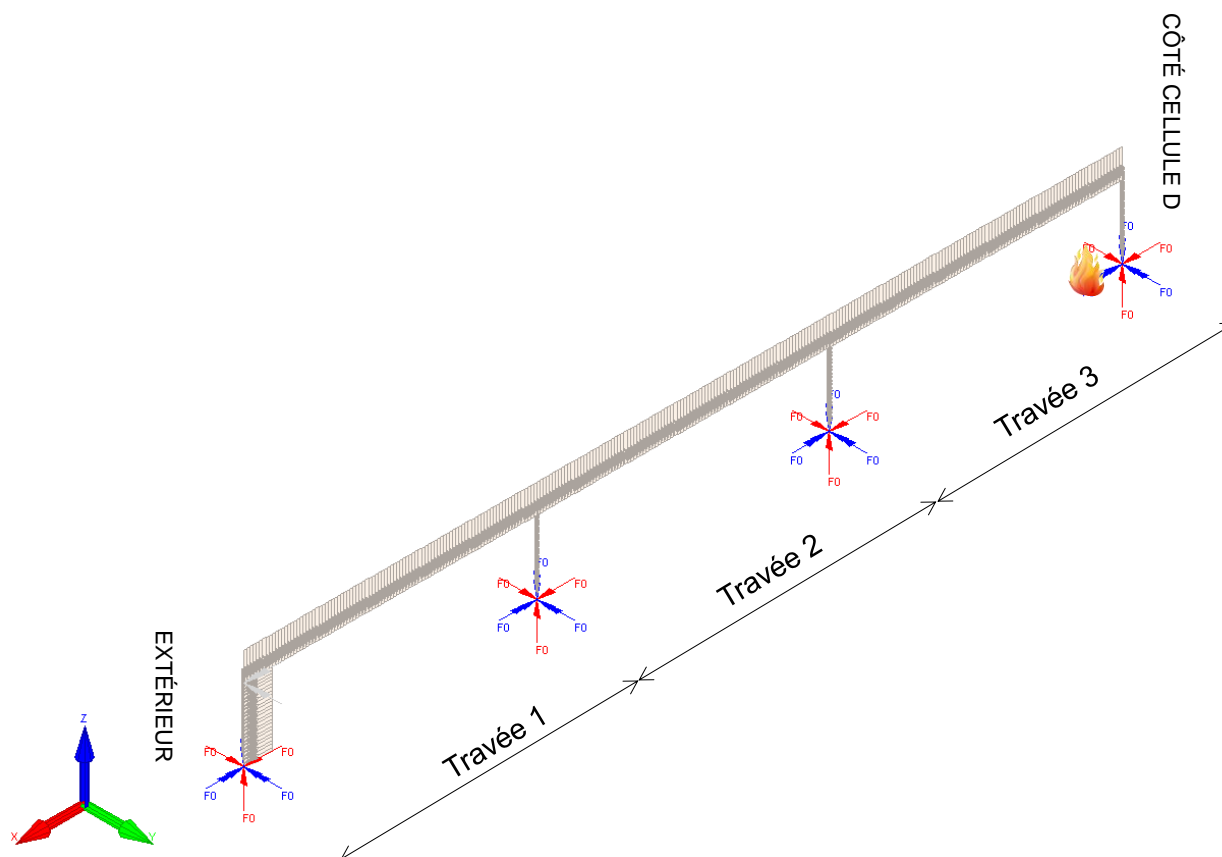


Figure 9-27 : Localisation du départ de feu sur le modèle

Les temps de ruine des poutres en bois lamellé collé ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.2. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine	Type de ruine
Poutre de la travée 1	34 min et 20 sec	Déversement
Poutre de la travée 2	29 min et 10 sec	Déversement
Poutre de la travée 3	20 min et 30 sec	Déversement

Tableau 9-8 : Récapitulatif des temps de ruine des poutres

Les temps de ruine des plats métalliques des assemblages ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.3. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine
Travée 1	31 min et 10 sec
Travée 2	26 min et 10 sec
Travée 3	18 min et 50 sec

Tableau 9-9 : Récapitulatif des temps de ruine des plats métalliques des assemblages

La figure suivante présente la déformée maximale, précédant la ruine, obtenue sur le modèle numérique après 15 minutes d'exposition au feu réel.

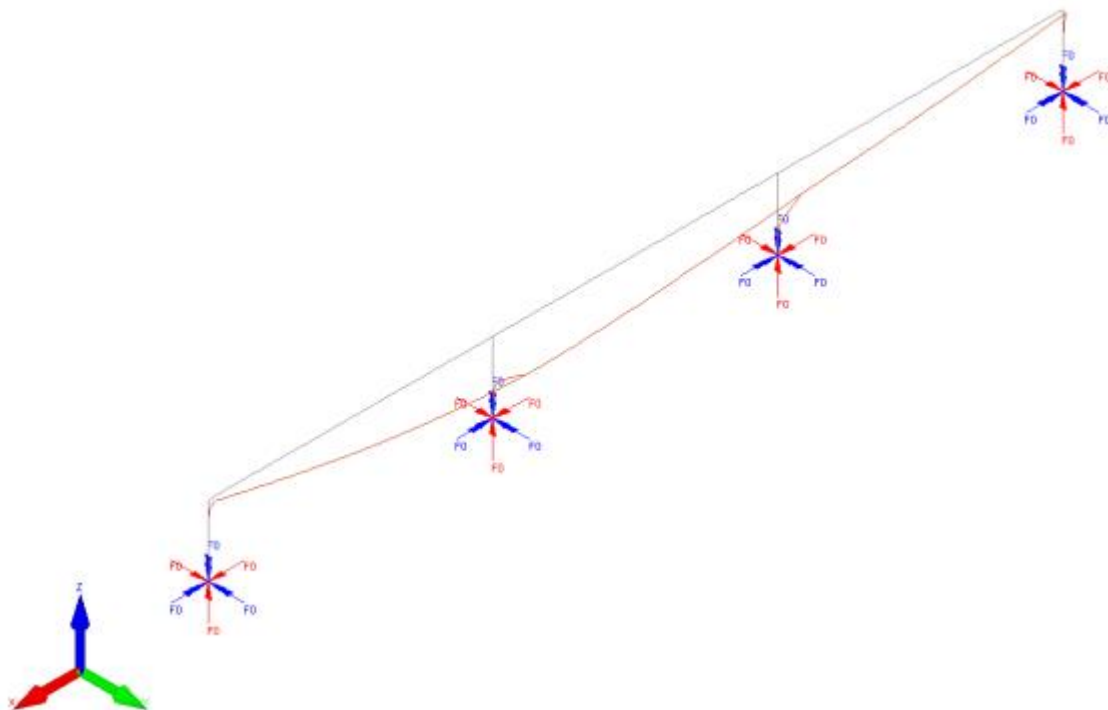


Figure 9-28 : Déformée du modèle numérique à  $t = 45$  min (coefficient d'amplification = 2)

La figure ci-dessus met en évidence la ruine des deux poteaux courants à partir de 45 minutes. Dans ce cas de figure, la ruine n'intervient pas au niveau du poteau de départ de feu (poteau de rive côte bâtiment D dans notre cas) car la charge combustible est plus faible dans cette zone. Par conséquent l'échauffement du poteau de départ de feu reste plus faible que celui des poteaux courants.

Les figures suivantes donnent l'évolution du déplacement horizontal des poteaux courants.

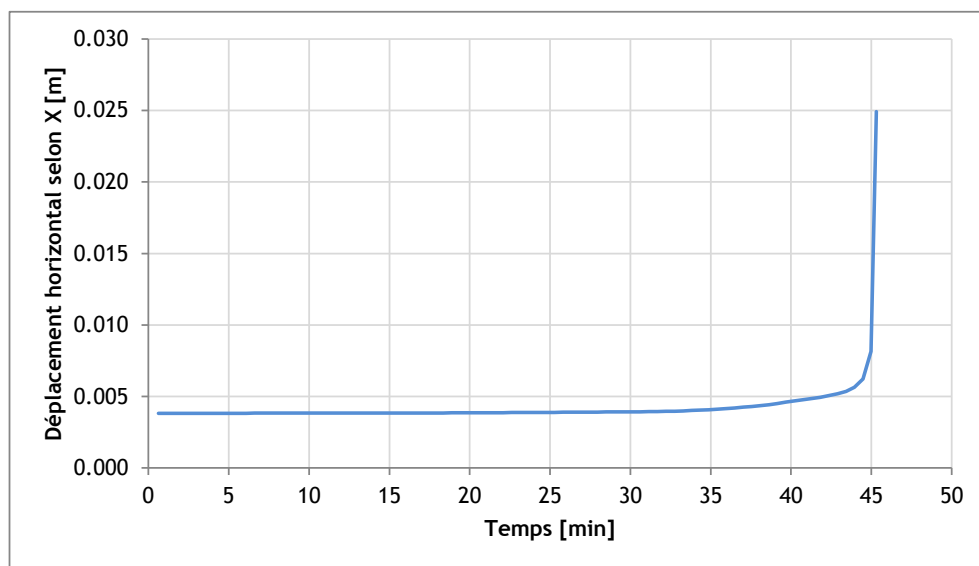
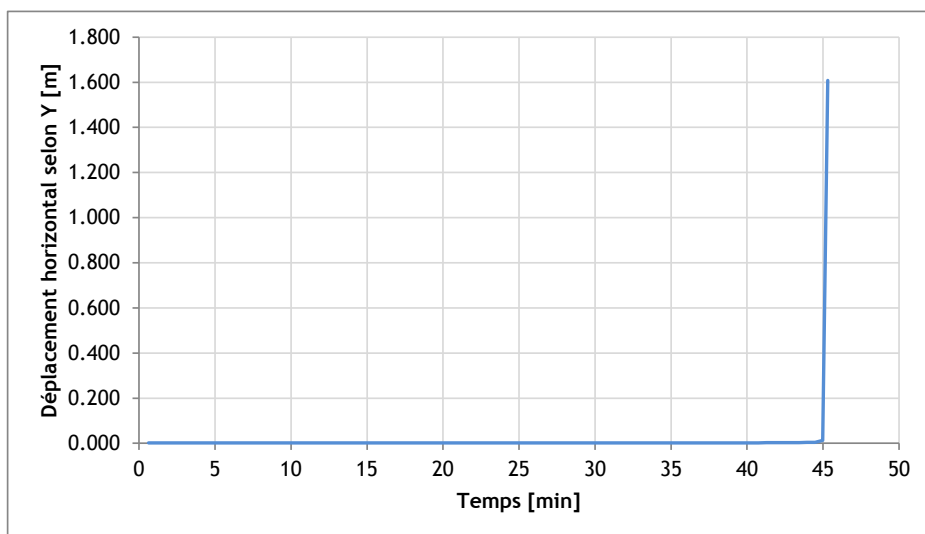
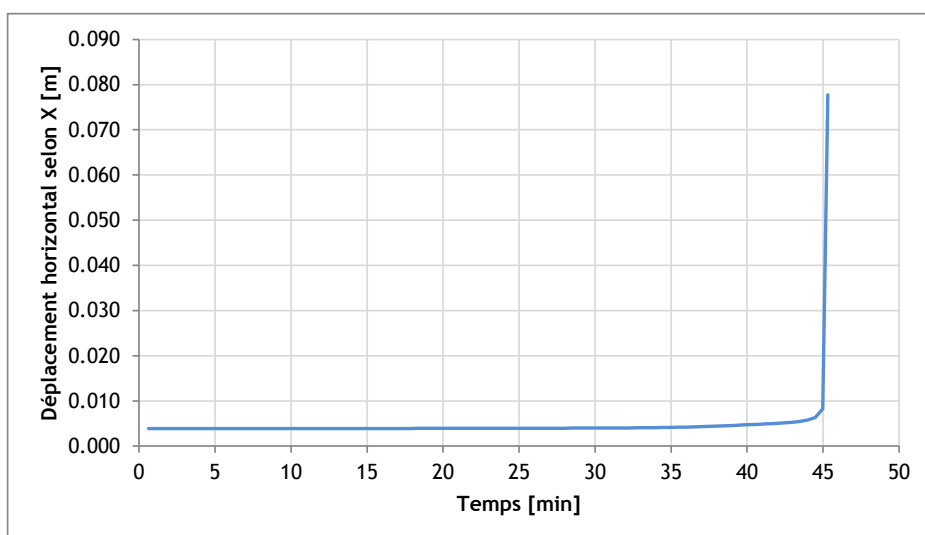


Figure 9-29 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau courant

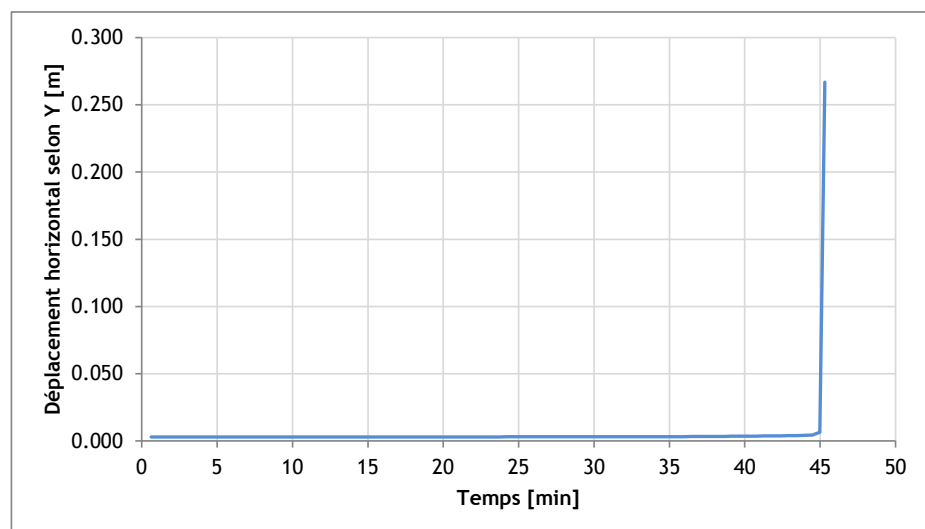


**Figure 9-30 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau courant**

Les figures suivantes donnent l'évolution du déplacement horizontal du poteau de rive côté bâtiment D.

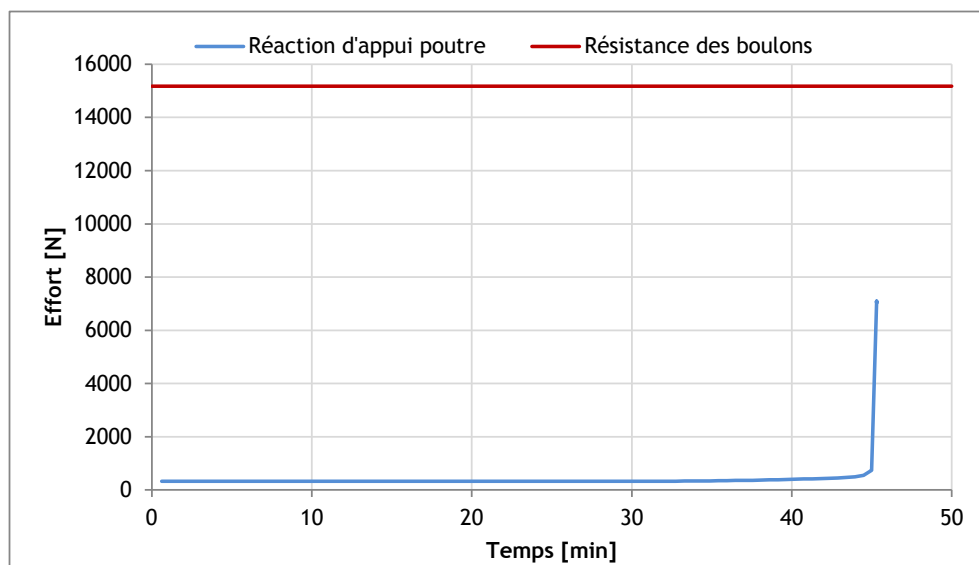


**Figure 9-31 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau de rive intérieur**



**Figure 9-32 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau de rive intérieure**

La figure suivante permet de comparer la réaction induite par la poutre de la travée 3 au cours du temps avec la résistance des boulons de l'assemblage.



**Figure 9-33 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage**

L'évolution des déplacements permet de constater la ruine des poteaux courants bout de 45 minutes d'exposition au feu réel. Cette ruine, mise en évidence par le comportement asymptotique de la courbe, est caractéristique d'une ruine par flambement du poteau.

Les résultats de la Figure 9-33 montrent qu'au temps de ruine du poteau, l'effort engendré par la poutre sur l'appui est inférieur à la résistance des boulons de l'assemblage. Le poteau ruine donc avant l'assemblage.

Le poteau de rive du côté du bâtiment D a tendance à se déplacer vers l'intérieur de la cellule jusqu'au moment de la ruine des poteaux courants.

Or à ce même instant, la ruine des poutres (cf. Tableau 9-4), notamment la poutre de la troisième travée, a déjà eu lieu. En effet, elle est susceptible de ruiner à partir de 20 minutes.

De plus, la ruine des plats métalliques des assemblages des poteaux de la travée n°3 peut se faire à partir de 18 minutes (température de l'élément dépassant 500 °C) entraînant par conséquent la chute de la poutre.

Nous pouvons donc conclure que la ruine, suivant un départ de feu au pied d'un poteau de rive côté bâtiment D, est susceptible d'avoir lieu à partir de 18 minutes. Cette ruine est imputable à la perte de résistance d'un assemblage ainsi qu'au déversement de la poutre, sensiblement au même moment.

Par conséquent le poteau de rive peut être soit entraîné vers l'intérieur de la structure par la ruine de la poutre, soit resté seul sans aucune charge. **Dans les deux cas de figure, le risque de ruine en chaîne inter cellule est écarté.**



## 9.3 CELLULE B

### 9.3.1 Scénarios de départ de feu considérés

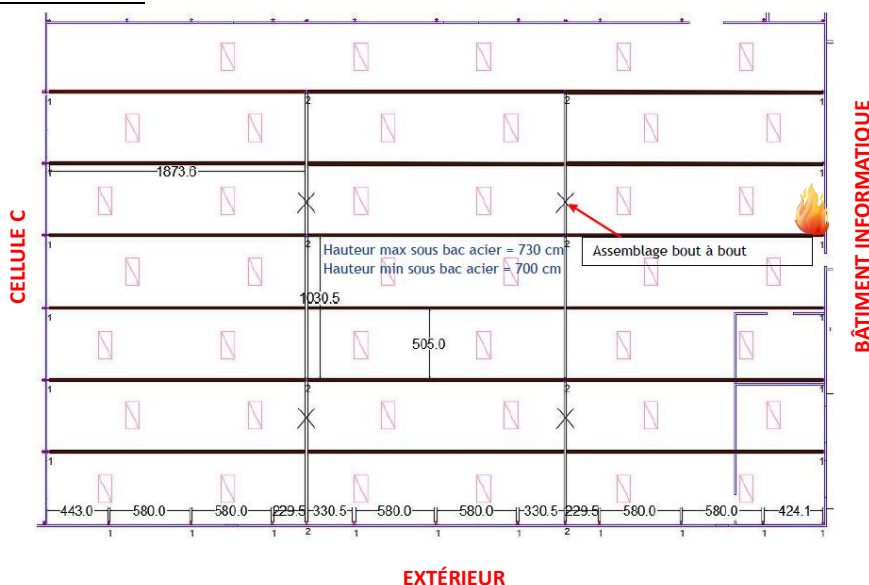
Compte tenu de la configuration de la cellule, plusieurs scénarios de départ de feu sont considérés afin de couvrir toutes les éventualités.

L'échauffement des poteaux diffère suivant leur position par rapport au départ de feu. Les trois types d'échauffements suivants sont donc considérés :

- P1 : poteau situé au niveau départ de feu ;
- P2 : poteaux situés de part et d'autre du poteau de départ de feu ;
- P3 : poteaux situés en rive de la cellule côté cellule C.

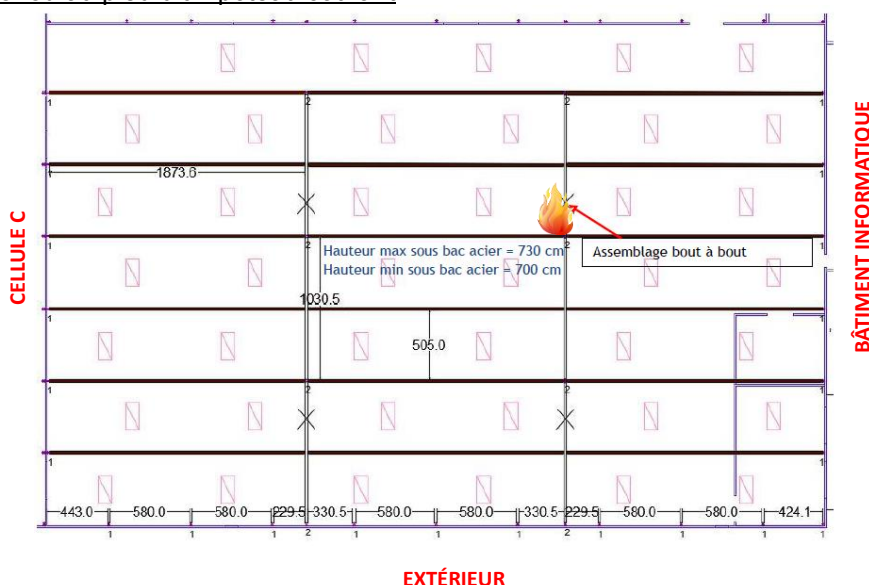
Afin de vérifier les exigences de mode de ruine, les départs de feu suivants ont été considérés :

- Départ de feu en rive :



**Figure 9-34 : Localisation du départ de feu considéré**

- Départ de feu au pied d'un poteau courant :



**Figure 9-35 : Localisation du départ de feu considéré**

- Départ de feu au en rive extérieure :

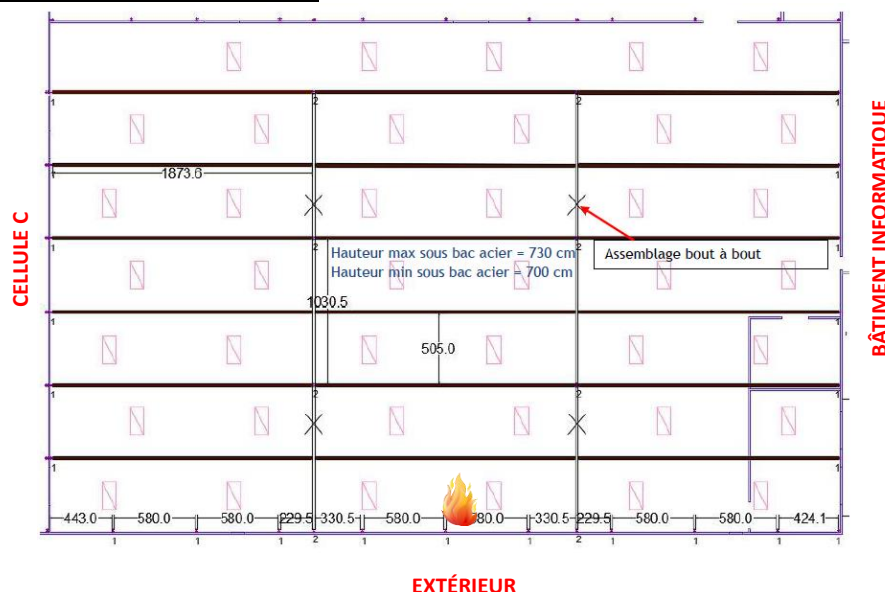


Figure 9-36 : Localisation du départ de feu considéré

### 9.3.2 Méthodologie de vérification du mode de ruine de la cellule B

#### 9.3.2.1 Modèle considéré

La vérification des exigences de mode de ruine de la cellule B passe par l'étude d'un modèle numérique incluant les poteaux métalliques ainsi que les poutres en bois lamellé-collé. À la différence des modèles de la cellule A, il a également été considéré les poutres métalliques transversales qui supportent certaines poutres en bois.

Ainsi nous considérons un modèle numérique en portique constitué des trois travées de la cellule ainsi que de deux poutres transversales métalliques. La figure ci-dessous illustre le modèle considéré.

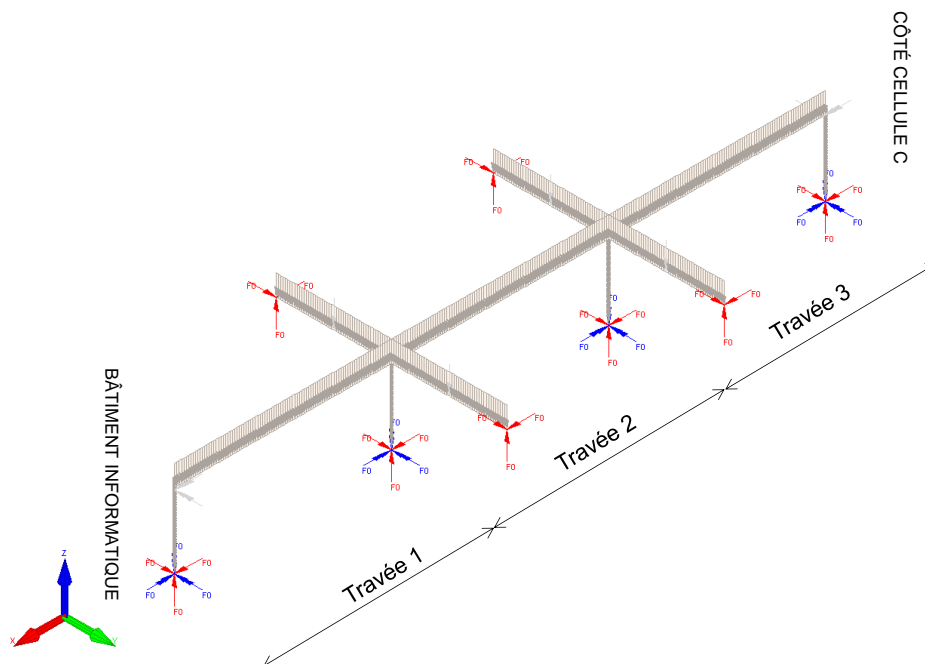


Figure 9-37 : Modèle numérique de la cellule B

Ce modèle va nous permettre de déterminer les temps de ruine des éléments notamment des poteaux métalliques et de réaliser les comparaisons entre les temps de ruine des poutres et des assemblages.

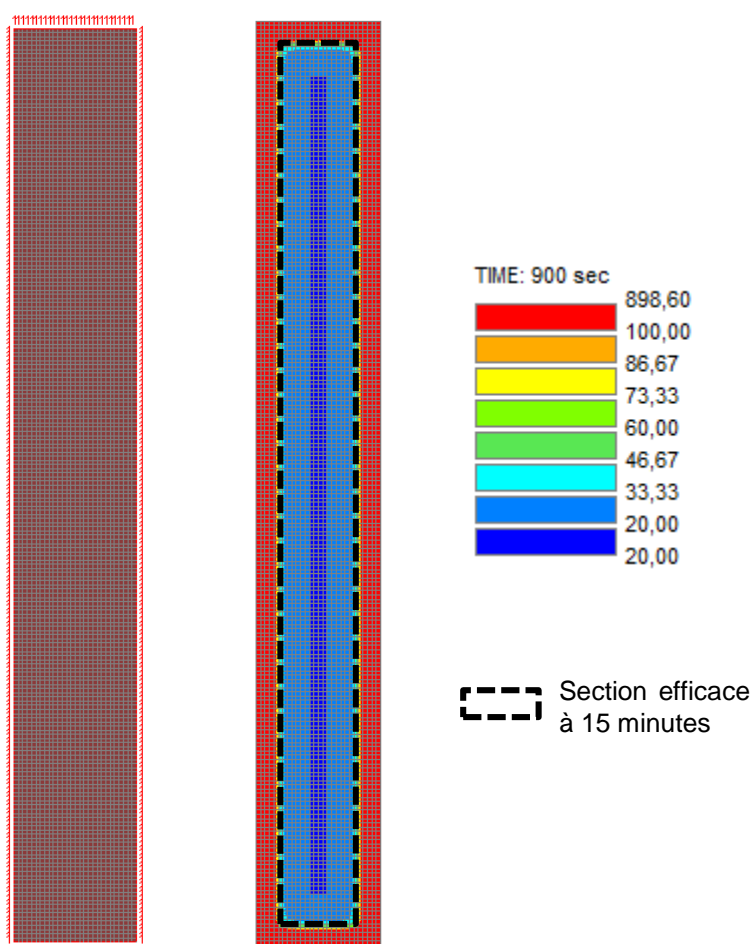
### 9.3.2.2 Détermination du temps de ruine des poutres en bois

Lors de cette étape, nous cherchons à déterminer le temps de ruine des poutres en bois lamellé-collé de la cellule B, de la même manière que précédemment.

Dans un premier temps, la section réduite de la poutre est déterminée pour différentes valeurs de temps d'exposition au feu réel. Pour cela, un calcul de transfert thermique est réalisé sous le logiciel SAFIR [16] afin de connaître l'évolution de la température dans la section. Dans ce modèle, les poutres sont considérées comme étant exposées 4 faces.

À partir de ce modèle, la section réduite de la poutre est déterminée grâce à la méthode de l'isotherme 100°C. Cette méthode consiste à considérer seule la zone de la section échauffée à moins de 100°C est capable de travailler mécaniquement.

À titre d'exemple, la figure suivante présente les champs de températures dans la section minimale de la poutre de la cellule B situé à proximité du départ de feu après 15 minutes d'incendie.



**Figure 9-38 : Modèle thermique de la poutre de la cellule B à t = 15 min**

Avec la méthode de l'isotherme 100°C, on obtient une section efficace de 100 x 1055 mm<sup>2</sup> au bout de 15 minutes d'exposition au feu réel.

Dans un second temps, la stabilité des poutres est étudiée de la même façon qu'au paragraphe 6.2 en considérant les sections réduites calculées à l'étape précédente. La poutre est étudiée en considérant la combinaison de charges la plus défavorable parmi celles présentée au 5.2.6, soit G + 0,2 W.

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de la cellule B et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Poutres_1	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
								Taux de travail suivant EC5 §6.1.6 (1) 6.11	Taux de travail suivant EC5 §6.3.3 (3) 6.33
Combinaison de vent	0	146	1101	18.74	8.4	1.7	0.4	0.10	0.30
	11	106	1057	18.74	4.6	2.3	0.2	0.16	0.81
	15	100	1055	18.74	4.1	2.4	0.2	0.17	0.97

**Tableau 9-10 : Résistance des poutres en lamellé collé**

Les résultats montrent, sur cet exemple, que la poutre située à proximité du départ de feu n'est pas stable au déversement à partir de 15 minutes d'exposition au feu réel.

*Nota : Cette vérification est réalisée pour chaque zone d'échauffement de la cellule, en fonction de l'éloignement du foyer. Afin de ne pas alourdir le présent rapport, seul le détail de la poutre la plus échauffée a été représenté.*

#### 9.3.2.3 Détermination du temps de ruine des assemblages

La ruine des plats métalliques externes composant les assemblages peut intervenir lorsque la température de ces derniers dépasse 500 °C. Nous avons donc calculé les élévations de température de ces éléments en fonction du temps.

À titre d'exemple, est présenté ci-dessous l'évolution dans les plats métalliques de l'assemblage du premier poteau courant à partir de la rive extérieure (deuxième poteau à partir de la gauche sur la Figure 9-6).

Temps [min]	Température gaz [°C]	Température acier [°C]
0	20,0	20,0
0,25	20,0	20,0
0,50	20,4	20,0
0,75	21,0	20,0
1,00	22,0	20,1
1,25	23,4	20,2
1,50	25,2	20,3
1,75	27,1	20,4
2,00	28,9	20,6
2,25	30,6	20,9
2,50	32,2	21,1
2,75	33,8	21,4
3,00	36,0	21,8
3,25	38,8	22,2
3,50	42,6	22,7
3,75	47,5	23,3
4,00	53,0	24,0
4,25	59,0	24,8
4,50	64,8	25,8
4,75	70,2	26,8
5,00	75,1	28,0
5,25	79,5	29,2
5,50	83,3	30,5
5,75	87,0	31,9
6,00	90,0	33,3
6,25	92,2	34,7
6,50	93,4	36,2

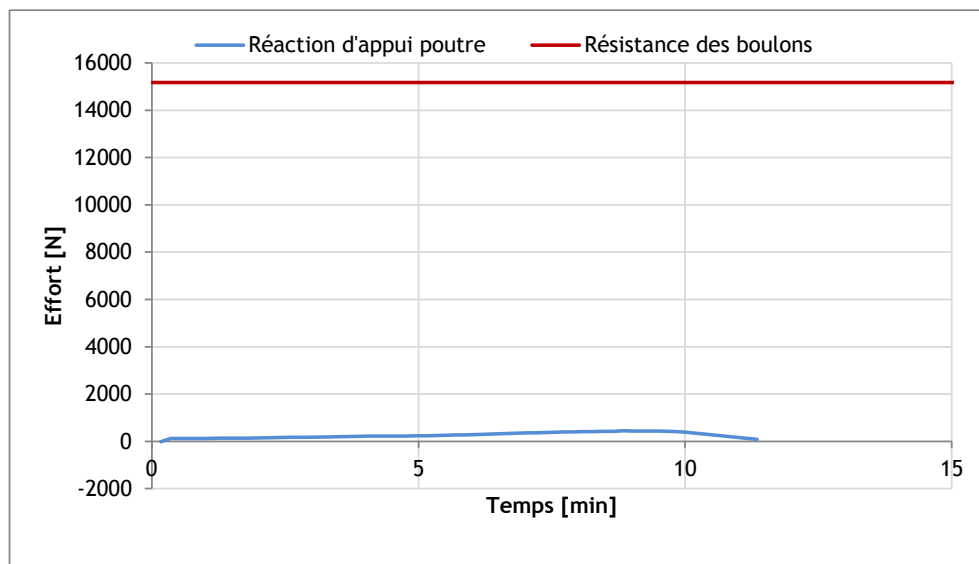
6,75	93,7	37,5
7,00	93,4	38,9
7,25	93,7	40,2
7,50	95,3	41,5
7,75	99,5	43,0
8,00	106,2	44,5
8,25	114,5	46,2
8,50	125,0	48,1
8,75	136,8	50,3
9,00	149,4	52,8
9,25	162,4	55,6
9,50	177,3	58,7
9,75	195,2	62,2
10,00	215,1	66,2
10,25	238,2	70,9
10,50	264,4	76,2
10,75	299,3	82,6
11,00	346,1	90,6
11,25	408,5	101,0
11,50	483,6	114,9
11,75	572,1	133,8
12,00	661,5	158,9
12,25	742,5	190,4
12,50	808,8	227,7
12,75	857,7	269,2
13,00	888,6	312,4
13,25	900,0	354,8
13,50	900,0	394,6
13,75	900,0	431,9
14,00	900,0	466,6
14,25	900,0	498,9
14,50	900,0	528,8
14,75	900,0	556,3
15,00	900,0	581,7
15,25	900,0	605,0
15,50	900,0	626,5
15,75	900,0	646,7
16,00	900,0	665,6
16,25	900,0	683,1
16,50	900,0	699,1
16,75	900,0	718,3
17,00	900,0	726,0
17,25	900,0	738,6
17,50	900,0	742,9
17,75	900,0	753,8
18,00	900,0	760,6
18,25	900,0	774,8
18,50	900,0	782,0
18,75	900,0	796,0
19,00	900,0	802,6
19,25	900,0	815,2
19,50	900,0	820,9
19,75	900,0	831,7
20,00	900,0	836,5

**Tableau 9-11 : Température dans les plats métalliques**

Nous constatons dans ce cas, que l'assemblage est susceptible de ruiner à partir de 14,25 minutes ce qui correspond à une température dans l'élément de 500 °C.

En ce qui concerne le temps de ruine des boulons composant l'assemblage, celui-ci correspond à l'instant  $t$  à partir duquel la réaction horizontale au niveau de l'assemblage devient supérieure à l'effort résistant de l'assemblage calculé au paragraphe 9.1.

À titre d'exemple, est présentée ci-dessous la comparaison entre la réaction horizontale d'une poutre en bois lamellé collé au cours du temps et de l'effort résistant à chaud des boulons.



**Tableau 9-12 : Comparaisons entre efforts sollicitant et efforts résistant des boulons**

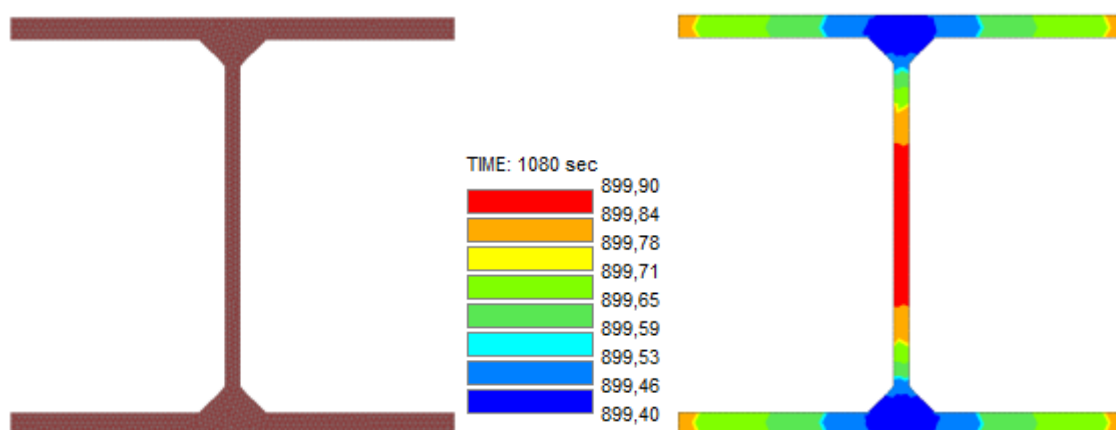
Nous constatons dans ce cas, que les boulons sont capables de reprendre l'effort généré dans la poutre jusqu'au moment de la ruine du poteau, qui intervient dans cet exemple à 11 minutes.

#### 9.3.2.1 Détermination du temps de ruine des poteaux métalliques

La détermination du temps de ruine des poteaux se fait via les modèles thermomécaniques présentés dans le paragraphe 9.3.3 ci-après.

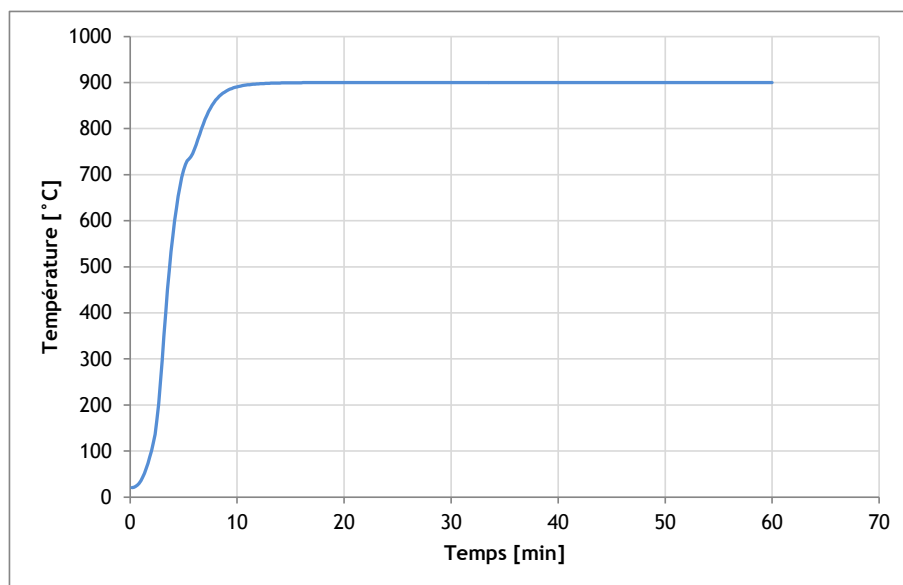
Ces modèles exploitent les calculs de transfert thermiques réalisés au préalable sur le logiciel SAFIR [16] permettant de déterminer la distribution de températures dans le profilé au cours de l'incendie.

À titre d'exemple, la figure ci-dessous illustre le modèle thermique ainsi que le champ de température d'un poteau courant de type 2 (HEA 200) exposé en partie basse (entre 0 et 3 m : correspondant à l'agression maximale) situé au niveau d'un potentiel départ de feu.



**Figure 9-39 : Modèle thermique et champs de températures dans le poteau courant à  $t = 18$  min**

La figure suivante donne l'évolution de la température dans l'âme du profilé en fonction du temps.



**Figure 9-40 : Évolution de la température dans l'âme du profilé**

*Nota* : Ces calculs de transfert thermique sont réalisés pour chaque type de poteau, pour chaque découpage vertical et pour chaque zone d'échauffement de la cellule, en fonction de l'éloignement du foyer. Afin de ne pas alourdir le présent rapport, seul le détail d'un poteau courant a été représenté.

### 9.3.3 Détermination des modes de ruine

#### 9.3.3.1 Départ de feu en rive

La figure suivante présente le modèle mécanique qui a été développé pour l'étude.

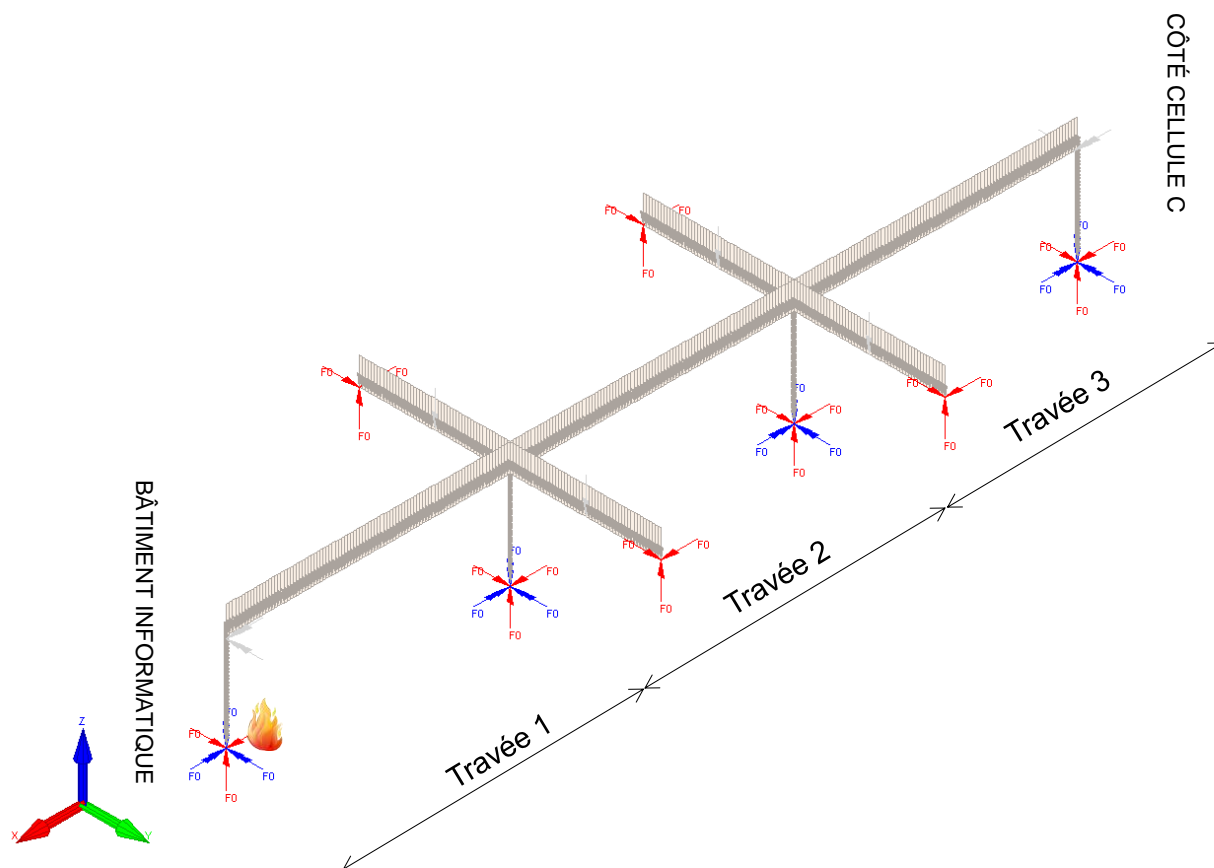


Figure 9-41 : Localisation du départ de feu sur le modèle

Les temps de ruine des poutres en bois lamellé collé ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.2. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine	Type de ruine
Poutre de la travée 1	15 min et 00 sec	Déversement
Poutre de la travée 2	24 min et 20 sec	Déversement
Poutre de la travée 3	28 min et 40 sec	Déversement

Tableau 9-13 : Récapitulatif des temps de ruine des poutres

Les temps de ruine des plats métalliques des assemblages ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.3. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine
Travée 1	14 min et 30 sec
Travée 2	20 min et 10 sec
Travée 3	25 min et 00 sec

Tableau 9-14 : Récapitulatif des temps de ruine des plats métalliques des assemblages



La figure suivante présente la déformée maximale, précédant la ruine, obtenue sur le modèle numérique après 11,4 minutes d'exposition au feu réel.

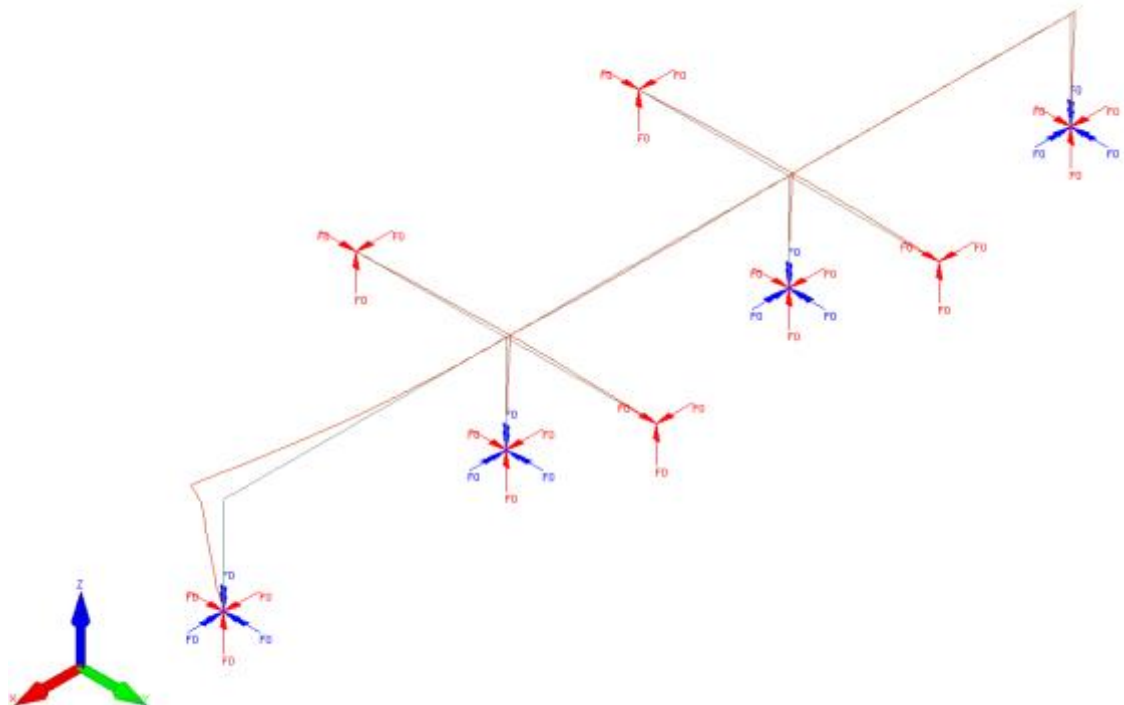


Figure 9-42 : Déformée du modèle numérique à  $t = 11,4$  min (coefficient d'amplification = 2)

Les figures suivantes donnent l'évolution du déplacement horizontal du poteau de rive (à gauche).

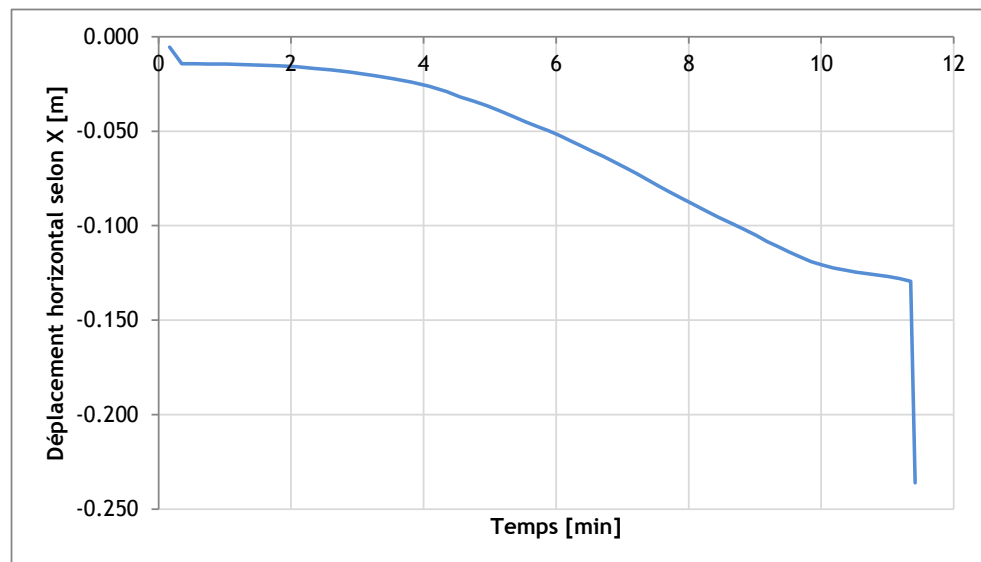


Figure 9-43 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau de rive

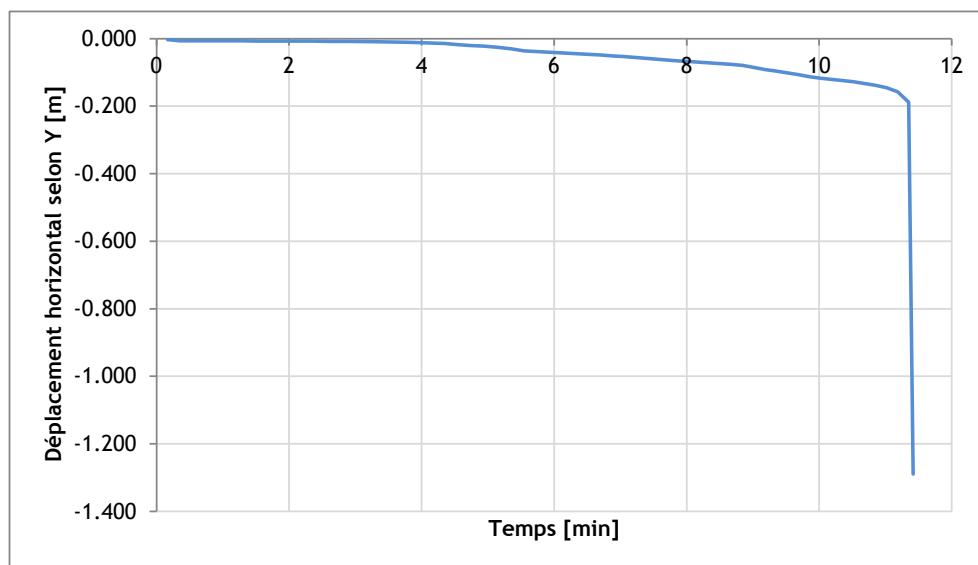


Figure 9-44 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau de rive

La figure suivante permet de comparer la réaction induite par la poutre de la travée 1 au cours du temps avec la résistance des boulons de l'assemblage.

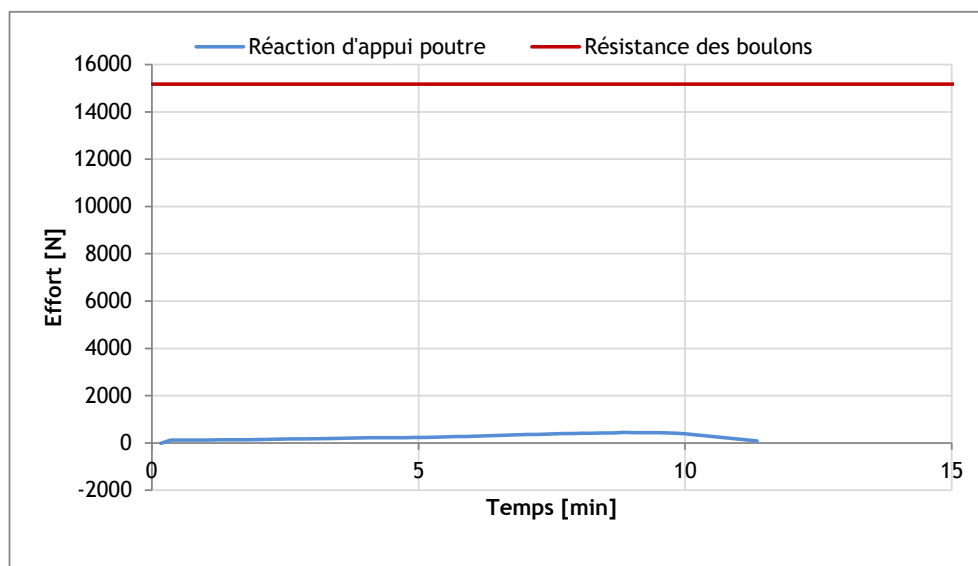


Figure 9-45 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage

L'évolution des déplacements permet de constater la ruine du poteau de rive au bout de 11 minutes d'exposition au feu réel. Cette ruine, mise en évidence par le comportement asymptotique de la courbe, est caractéristique d'une ruine par flambement du poteau.

Les résultats de la Figure 9-45 montrent qu'au temps de ruine du poteau, l'effort engendré par la poutre sur l'appui est inférieur à la résistance des boulons de l'assemblage. Le poteau ruine donc avant la partie boulonnée de l'assemblage.

A ce même instant, la ruine des poutres (cf. Tableau 9-13), notamment la poutre de la première travée, n'est pas encore intervenue.

C'est également le cas des assemblages des autres poteaux qui sont à cet instant encore faiblement chauffés (< 500 °C).

À ce stade, nous pouvons donc conclure que la ruine, suivant un départ de feu en rive, est susceptible d'avoir lieu à partir de 11 minutes. Cette ruine intervient au niveau du poteau de rive qui flambe hors plan (dans le sens Y). En revanche dans le sens principal (sens X), le poteau a tendance à se déplacer vers l'intérieur. **Le risque de ruine vers l'extérieur peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu.**

Afin de pouvoir conclure sur le risque de ruine en chaîne intra cellule, la modélisation a été prolongée au-delà de 11 minutes en considérant un deuxième modèle incluant uniquement les deux travées restantes.

La figure suivante présente le nouveau modèle mécanique qui a été développé pour la suite de l'analyse.

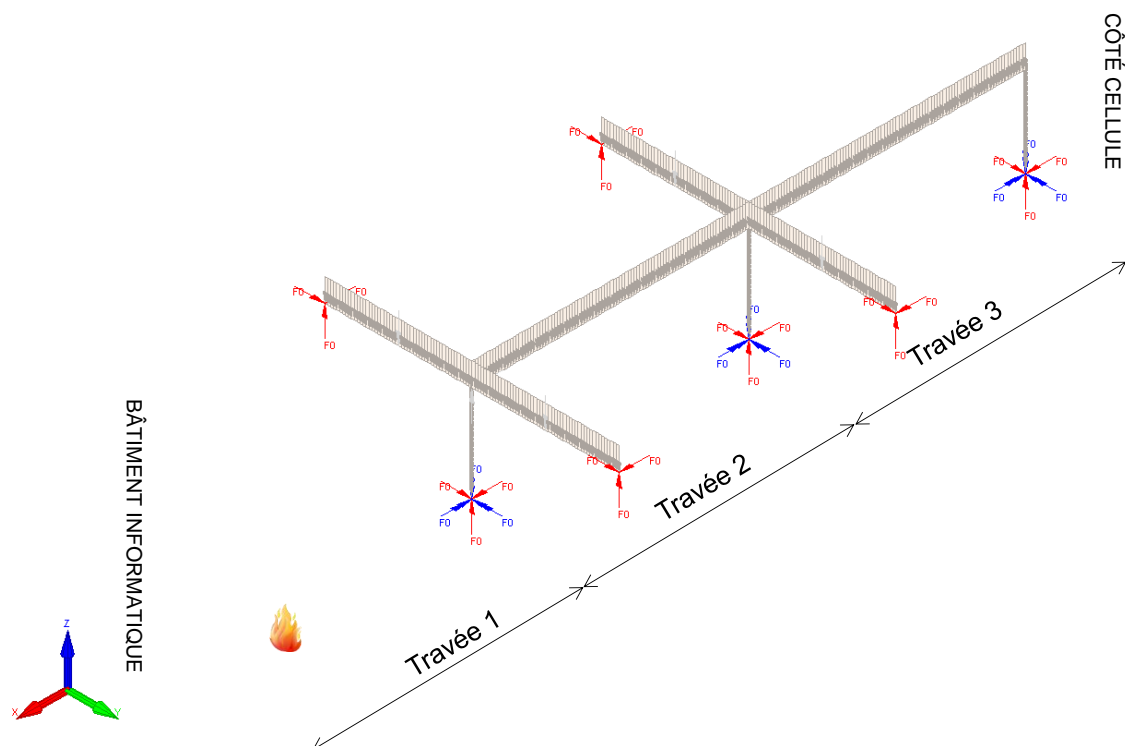


Figure 9-46 : Modèle numérique

Sur le modèle ci-dessous, les conditions de chargements restent identiques au modèle initial. Il a été considéré l'effet sur ce modèle de la travée de rive jusqu'au moment de sa ruine.

La figure suivante présente la déformée maximale obtenue sur le modèle numérique après 14 minutes d'exposition au feu réel.

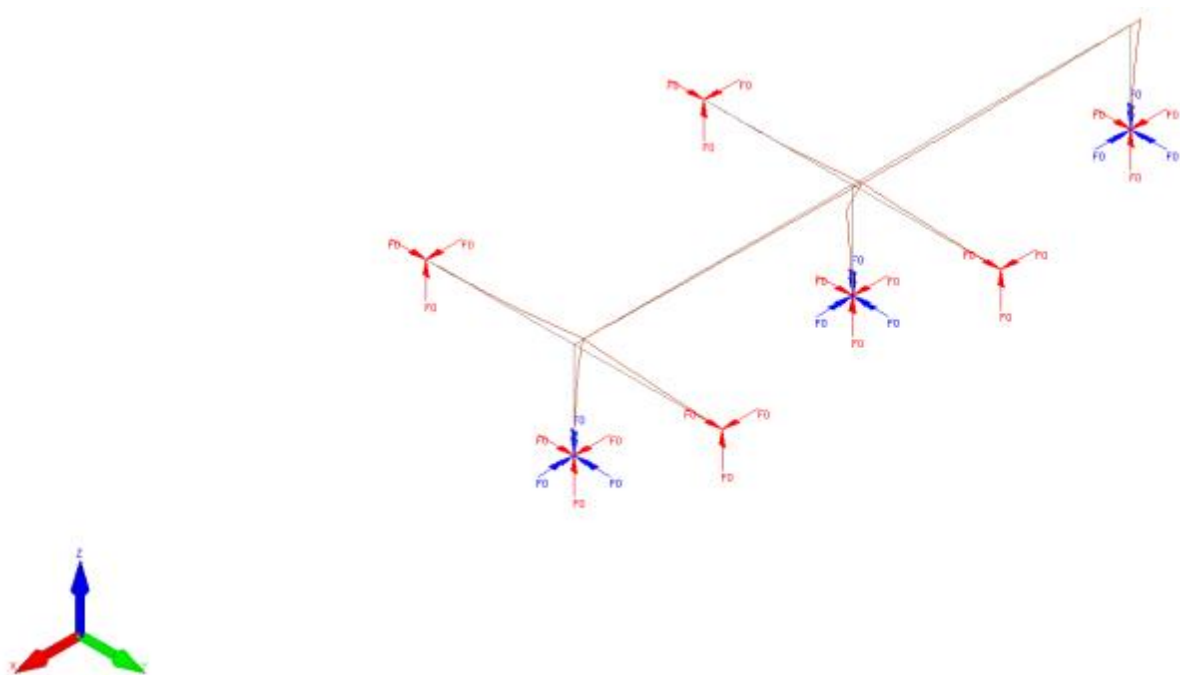
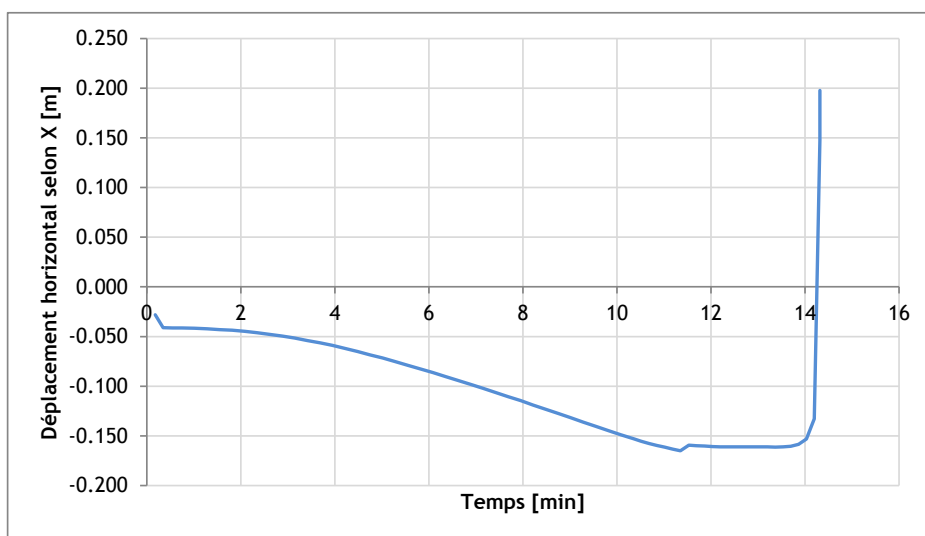
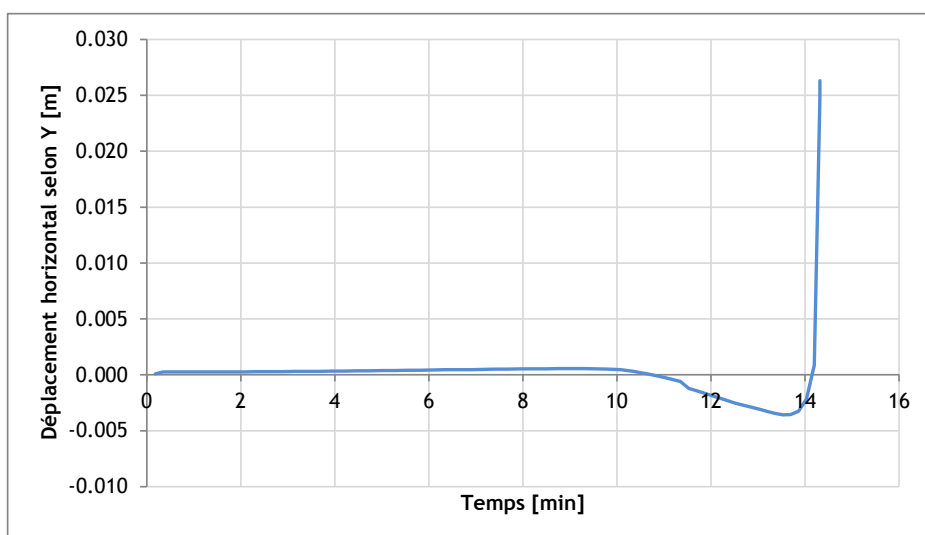


Figure 9-47 : Déformée du modèle numérique à  $t = 14$  min (coefficient d'amplification = 2)

Les figures suivantes donnent l'évolution du déplacement horizontal du poteau courant (au centre).

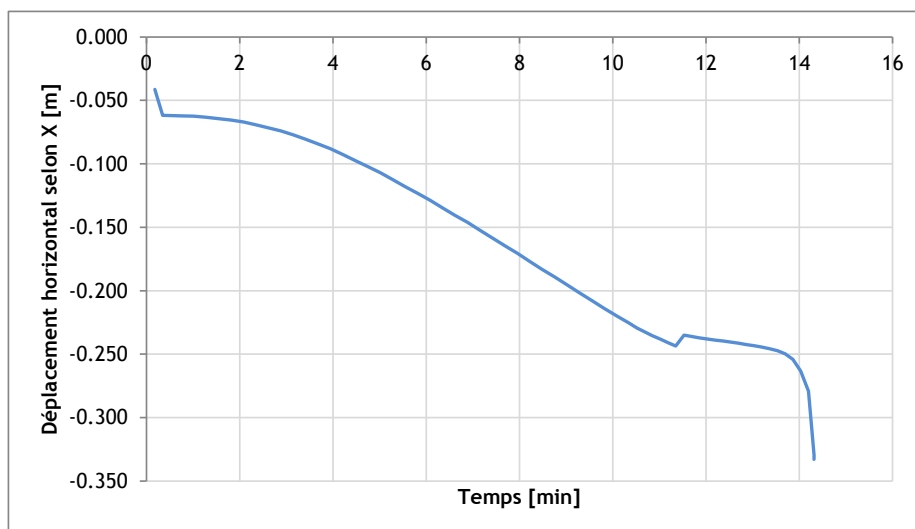


**Figure 9-48 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau courant**



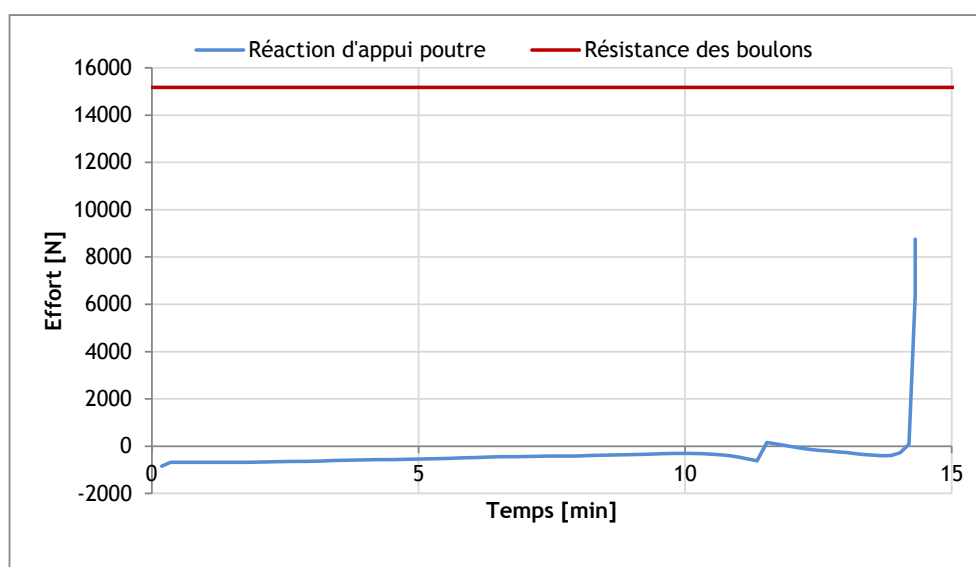
**Figure 9-49 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau courant**

La figure suivante donne l'évolution du déplacement horizontal suivant X du poteau de rive côté bâtiment C.



**Figure 9-50 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau de rive intérieur**

La figure suivante permet de comparer la réaction induite par la poutre de la travée 2 au cours du temps avec la résistance des boulons de l'assemblage.



**Figure 9-51 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage**

L'évolution des déplacements permet de constater la ruine du poteau central au bout de 14 minutes d'exposition au feu réel. Cette ruine, mise en évidence par le comportement asymptotique de la courbe, est caractéristique d'une ruine par flambement du poteau.

Les résultats de la Figure 9-51 montrent qu'au temps de ruine du poteau, l'effort engendré par la poutre sur l'appui est inférieur à la résistance des boulons de l'assemblage. Le poteau ruine donc avant les boulons de l'assemblage.

Le poteau de rive du côté du bâtiment C a tendance à se déplacer vers l'extérieur de la cellule jusqu'au moment de la ruine des poteaux courants.

A ce même instant, la ruine des poutres (cf. Tableau 9-13), notamment la poutre de la deuxième travée, n'est pas encore intervenue.

C'est également le cas des assemblages des autres poteaux qui sont à cet instant encore faiblement échauffés ( $< 500^{\circ}\text{C}$ ).

À ce stade, nous pouvons donc conclure que la ruine du reste de la structure est susceptible d'avoir lieu à partir de 14 minutes suite à la ruine du poteau central. Or à cet instant, aucune personne ni aucun service de secours n'est encore présent. **Par conséquent, le risque de ruine en chaîne intra cellule peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu.**

En revanche, le poteau de rive intérieur du côté de la cellule C se déplace en direction de cette cellule. L'angle formé par ce déplacement vaut approximativement 3 degrés. Cette valeur est susceptible de remettre de question la stabilité du mur de compartimentage. **Par conséquent, le risque de ruine en chaîne inter-cellule ne peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu.**

### 9.3.3.2 Départ de feu au pied d'un poteau courant

La figure suivante présente le modèle mécanique qui a été développé pour l'étude.

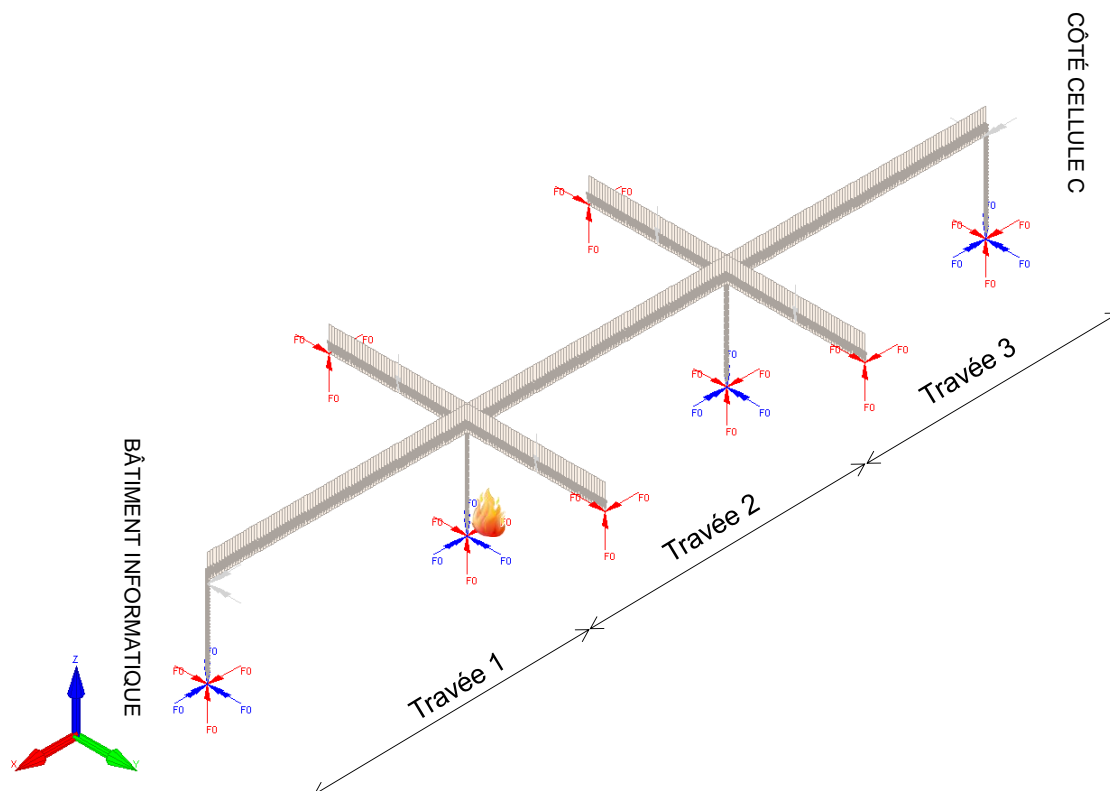


Figure 9-52 : Localisation du départ de feu sur le modèle

Les temps de ruine des poutres en bois lamellé collé ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.2. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque poutre en travée.

Désignation	Temps de ruine	Type de ruine
Poutre de la travée 1	15 min et 00 sec	Déversement
Poutre de la travée 2	15 min et 00 sec	Déversement
Poutre de la travée 3	24 min et 20 sec	Déversement

Tableau 9-15 : Récapitulatif des temps de ruine des poutres

Les temps de ruine des plats métalliques des assemblages ont été calculés de manière indépendante, comme détaillé dans le paragraphe 9.2.2.3. Le tableau ci-dessous récapitule les temps de ruine obtenus pour chaque travée.

Désignation	Temps de ruine
Travée 1	14 min et 30 sec
Travée 2	14 min et 30 sec
Travée 3	20 min et 10 sec

Tableau 9-16 : Récapitulatif des temps de ruine des plats métalliques des assemblages



La figure suivante présente la déformée maximale, précédant la ruine, obtenue sur le modèle numérique après 5,6 minutes d'exposition au feu réel.

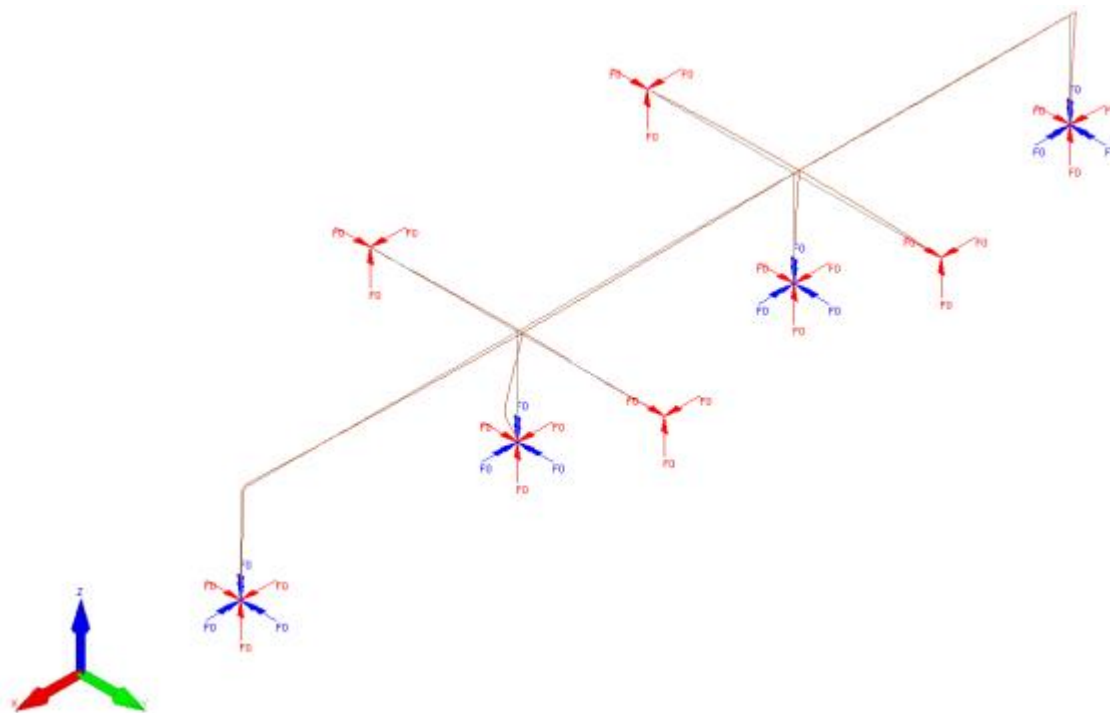


Figure 9-53 : Déformée du modèle numérique à  $t = 5,6$  min (coefficient d'amplification = 2)

Les figures suivantes donnent l'évolution du déplacement horizontal du poteau courant du départ de feu (deuxième à partir de la gauche).

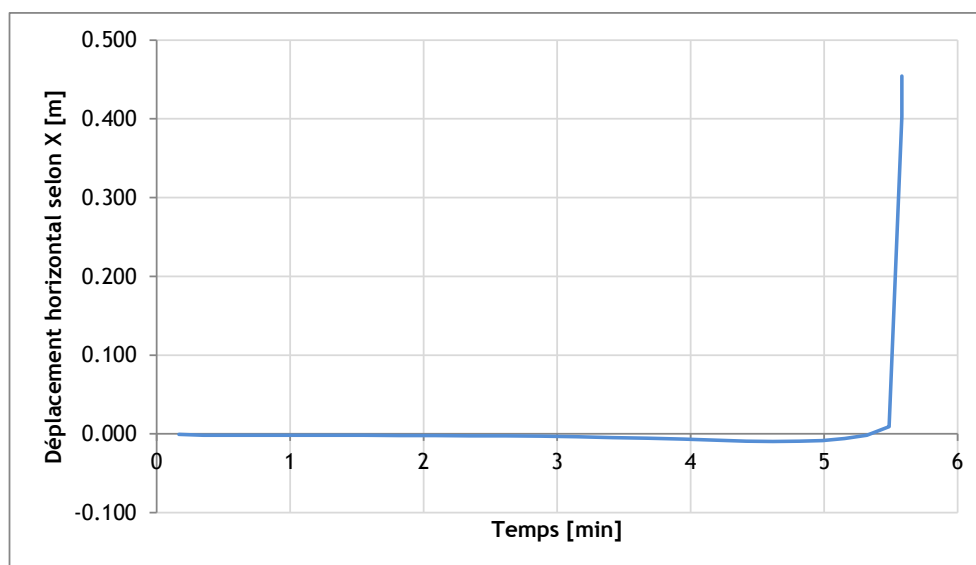
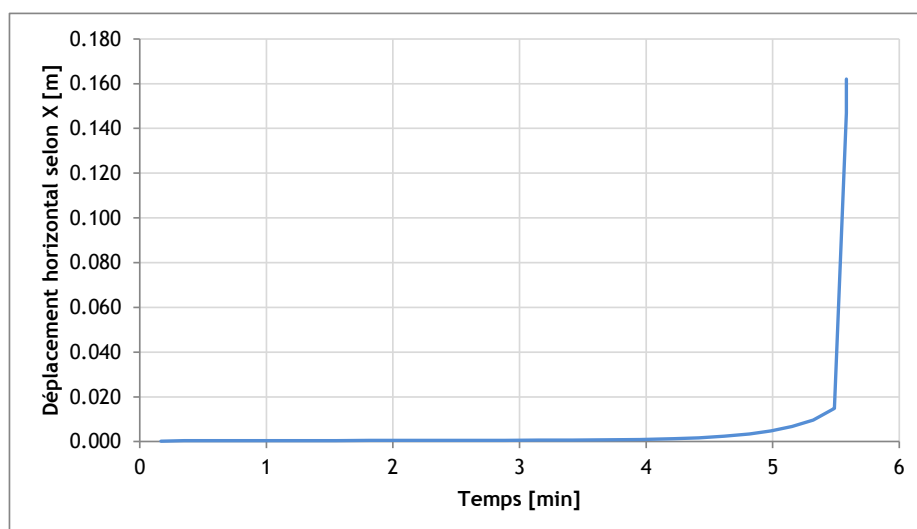
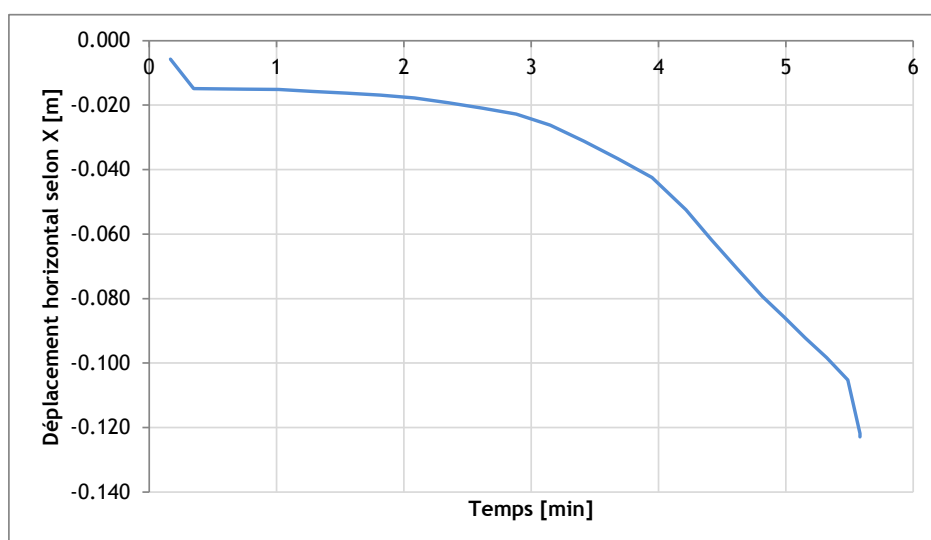


Figure 9-54 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau courant



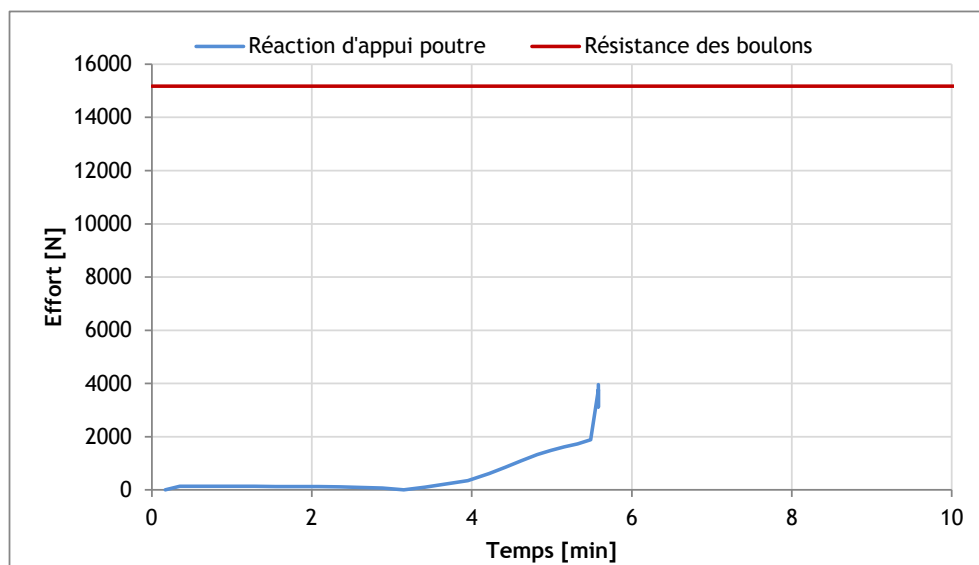
**Figure 9-55 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau courant**

La figure suivante donne l'évolution du déplacement horizontal suivant X du poteau de rive côté bâtiment C.



**Figure 9-56 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau de rive intérieur côté bâtiment C**

La figure suivante permet de comparer la réaction induite par la poutre des travées 1 et 2 au cours du temps avec la résistance des boulons de l'assemblage.



**Figure 9-57 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage**

L'évolution des déplacements permet de constater la ruine du poteau courant, situé au niveau du départ de feu, au bout de 5 minutes et 30 secondes d'exposition au feu réel. Cette ruine, mise en évidence par le comportement asymptotique de la courbe, est caractéristique d'une ruine par flambement du poteau.

Les résultats de la Figure 9-57 montrent qu'au temps de ruine du poteau, l'effort engendré par la poutre sur l'appui est inférieur à la résistance des boulons de l'assemblage. Le poteau ruine donc avant la partie boulonnée de l'assemblage.

Le poteau de rive du côté du bâtiment C a tendance à se déplacer vers l'extérieur de la cellule jusqu'au moment de la ruine des poteaux courants.

A ce même instant, la ruine des poutres (cf. Tableau 9-4), notamment la poutre de la première et deuxième travées, n'est pas encore intervenue.

C'est également le cas des assemblages des autres poteaux qui sont à cet instant encore faiblement chauffés ( $< 500\text{ }^{\circ}\text{C}$ ).

À ce stade, nous pouvons donc conclure que la ruine, suivant un départ de feu au pied d'un poteau courant, est susceptible d'avoir lieu à partir de 5 minutes et 30 secondes. Cette ruine intervient au niveau du poteau courant qui flambe. Cette ruine d'un poteau en partie centrale et à cet instant, va entraîner le reste du modèle vers l'intérieur. **Par conséquent, le risque de ruine vers l'extérieur peut être écarté pour cette configuration de départ de feu.**

Le poteau de rive intérieur du côté de la cellule C se déplace en direction de cette cellule. L'angle formé par ce déplacement vaut approximativement 1 degré. Cette valeur est inférieure à un seuil de  $2^{\circ}$ , fixée par retour d'expérience, et n'est donc pas suffisamment élevée pour remettre de question la stabilité du mur de compartimentage. **Par conséquent, le risque de ruine en chaîne inter-cellule peut donc être écarté pour cette configuration de départ de feu.**

En revanche, au moment de la ruine, des personnes sont encore susceptibles d'être présentes dans la cellule. **Par conséquent le risque de ruine en chaîne intra-cellule ne peut être écarté.**

### 9.3.3.3 Départ de feu au pied d'un poteau de rive côté extérieur

Ce cas de départ de feu est spécifique aux poteaux de bardages situés sur la façade extérieure. Ils ne font pas parti des trames structurales principales qui ont été étudiées précédemment. L'objectif de ce cas de départ de feu est de vérifier l'exigence liée à la non ruine vers l'extérieur de cet élément.

Dans un premier temps, un transfert thermique est réalisé avec le logiciel de calcul SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé au cours de l'incendie.

La figure suivante montre les champs de température dans le profilé au bout de 11 minutes et 30 secondes d'exposition au feu.

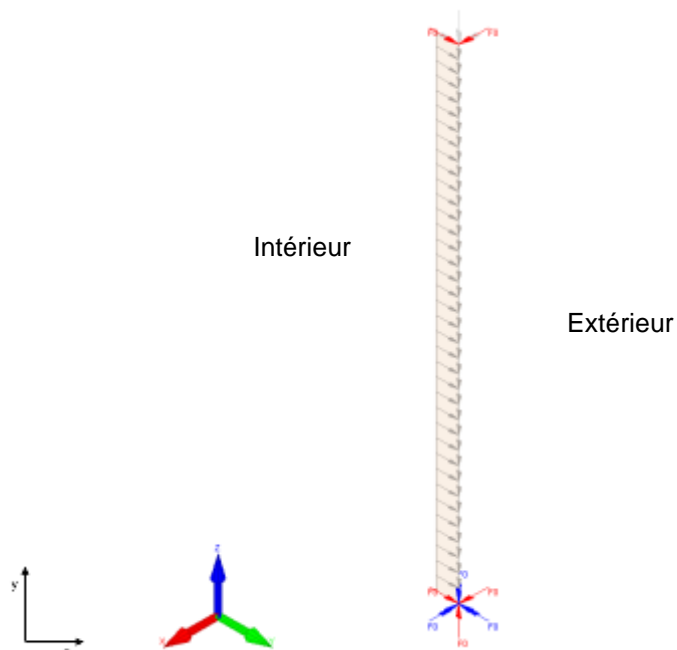


**Figure 9-58 : Champs de températures dans le profilé au bout de 11 minutes et 30 secondes d'exposition au feu.**

Dans un second temps, un modèle mécanique est réalisé afin d'étudier la stabilité au feu du poteau, comme le montre la figure suivante.

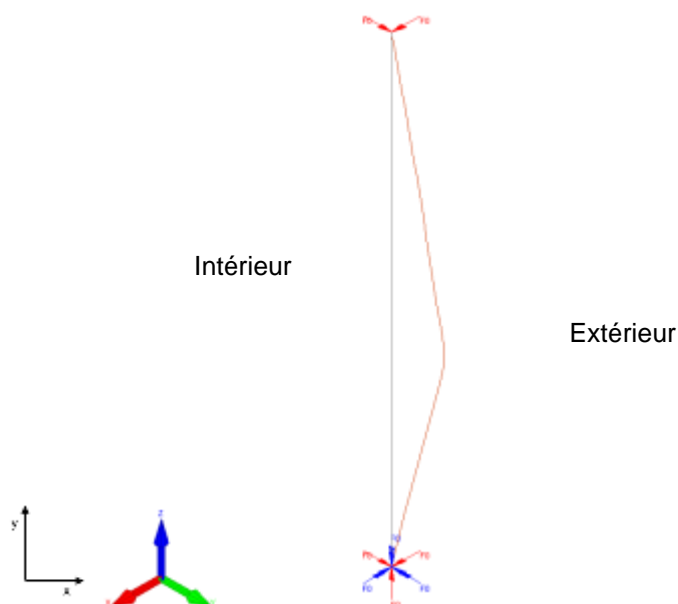
Le poteau est étudié dans le cas de la combinaison de charges la plus défavorable, soit  $G + 0,2 W$ .

La figure suivante présente le modèle mécanique ainsi que le chargement appliqué.



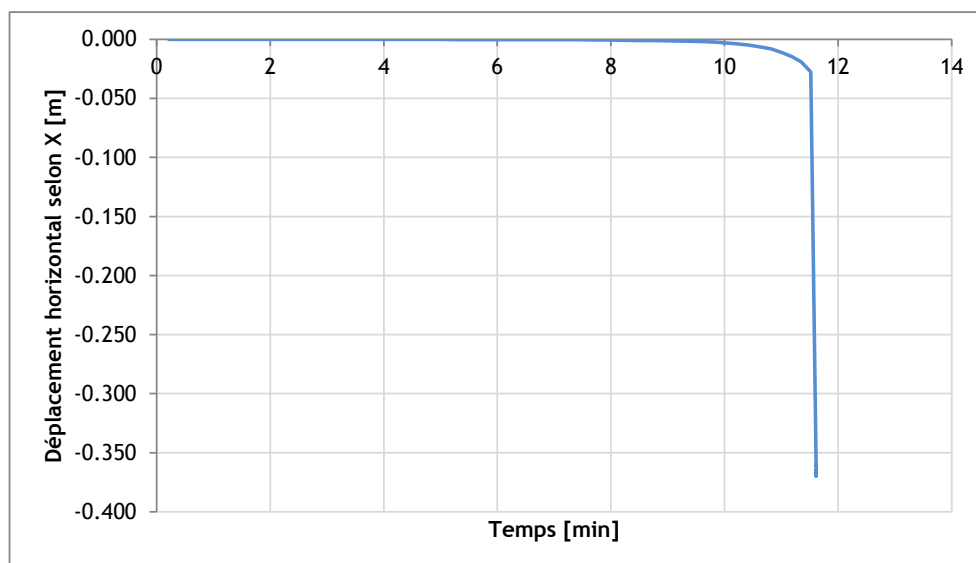
**Figure 9-59 : Modèle mécanique du poteau de rive.**

La figure suivante montre la déformée du poteau au bout de 11 minutes d'exposition au feu.



**Figure 9-60 : Déformée du poteau de type 1 au bout de 11 minutes d'exposition au feu.**

Les figures suivantes illustrent les déplacements horizontaux à mi-hauteur du poteau en fonction du temps.



**Figure 9-61 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe X du poteau**

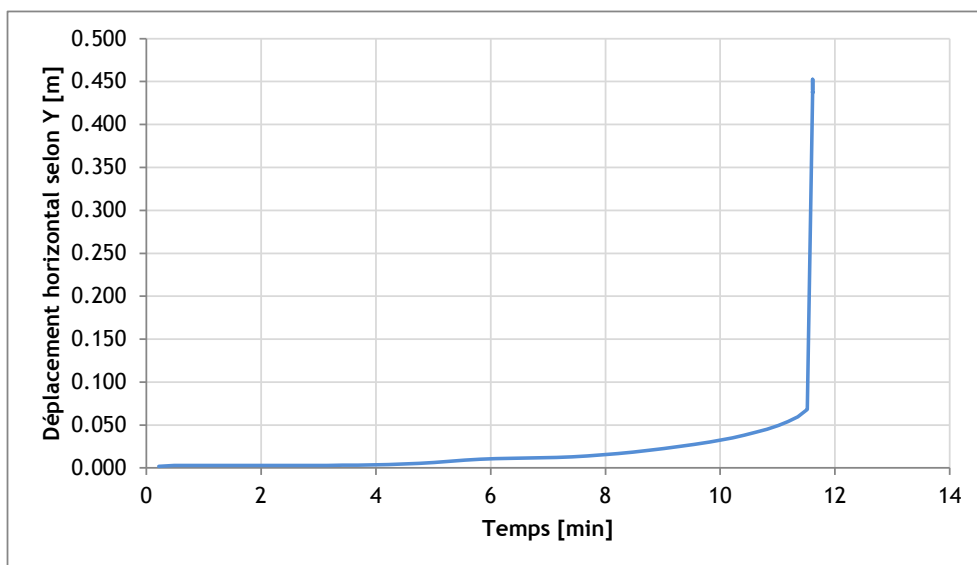


Figure 9-62 : Évolution du déplacement horizontal selon l'axe Y du poteau

L'évolution des déplacements permet de constater la ruine du poteau au bout de 11 minutes d'exposition au feu réel. Cette ruine, mise en évidence par le comportement asymptotique de la courbe, est caractéristique d'une ruine par flambement du poteau.

**La ruine se produit vers l'extérieur, le risque de ruine vers l'extérieur ne peut donc être écarté. L'exigence n'est donc pas atteinte.**

## 9.4 CELLULE E

### 9.4.1 Scénarios de départ de feu considérés

Compte tenu de la présence de mezzanines au sein de la cellule E, plusieurs scénarios de départ de feu sont considérés afin de couvrir toutes les éventualités.

L'échauffement des poteaux diffère également suivant leur position par rapport au départ de feu. Les trois types d'échauffements suivants sont donc considérés :

- P1 : poteau situé au sein de la mezzanine où se trouve le départ de feu ;
- P2 : poteau situé au sein de la seconde mezzanine (sans départ de feu) ;
- P3 : poteau situé en rive de la mezzanine où se trouve le départ de feu.

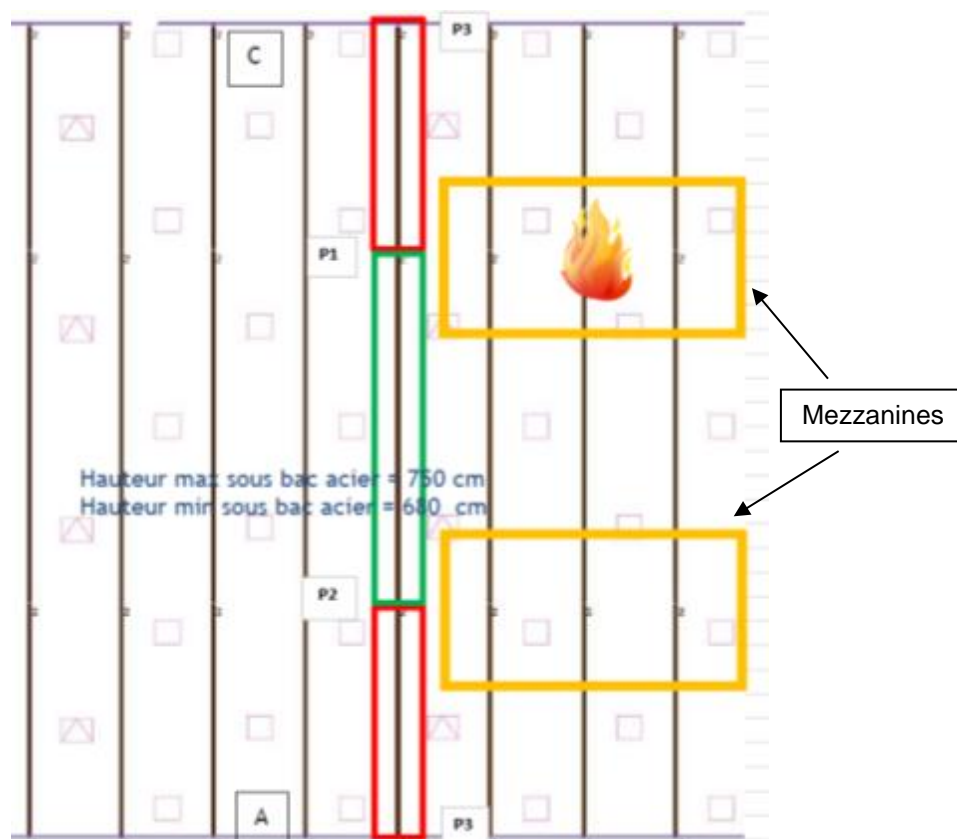
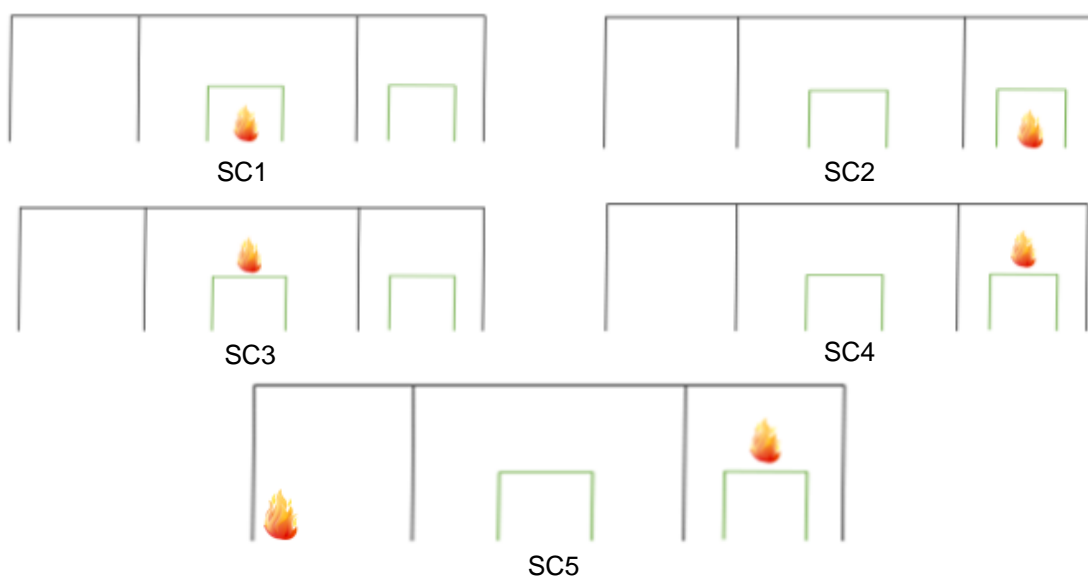


Figure 9-63 : Types d'échauffement des poteaux en fonction de la position de départ de feu.

De plus, le scénario SC5 permet de considérer un départ de feu simultané dans l'une des mezzanines et en pied de l'un des poteaux de rive.

Ainsi, les 5 scénarios représentés sur la figure suivante sont considérés pour l'étude de mode de ruine de la structure.



**Figure 9-64 : Scénarios de départ de feu considérés**

#### 9.4.2 Détermination du temps de ruine des poutres en bois

##### 9.4.2.1 Poutres de type 1

Lors de cette étape, nous cherchons à déterminer le temps de ruine des poutres en bois lamellé-collé de la cellule E.

Dans un premier temps, la section réduite de la poutre est déterminée pour différentes valeurs de temps d'exposition au feu réel. Pour cela, un calcul de transfert thermique est réalisé sous le logiciel SAFIR [16] afin de connaître l'évolution de la température dans la section. Dans ce modèle, les poutres sont considérées comme étant exposées 4 faces.

À partir de ce modèle, la section réduite de la poutre est déterminée grâce à la méthode de l'isotherme 100°C. Cette méthode consiste à considérer que la zone de la section échauffée à moins de 100°C est la seule zone à travailler mécaniquement.

À titre d'exemple, la figure suivante présente les champs de températures dans la section minimale de la poutre de type 1 de la cellule E après 20 minutes d'incendie (dans le cas du scénario de départ de feu n°1).



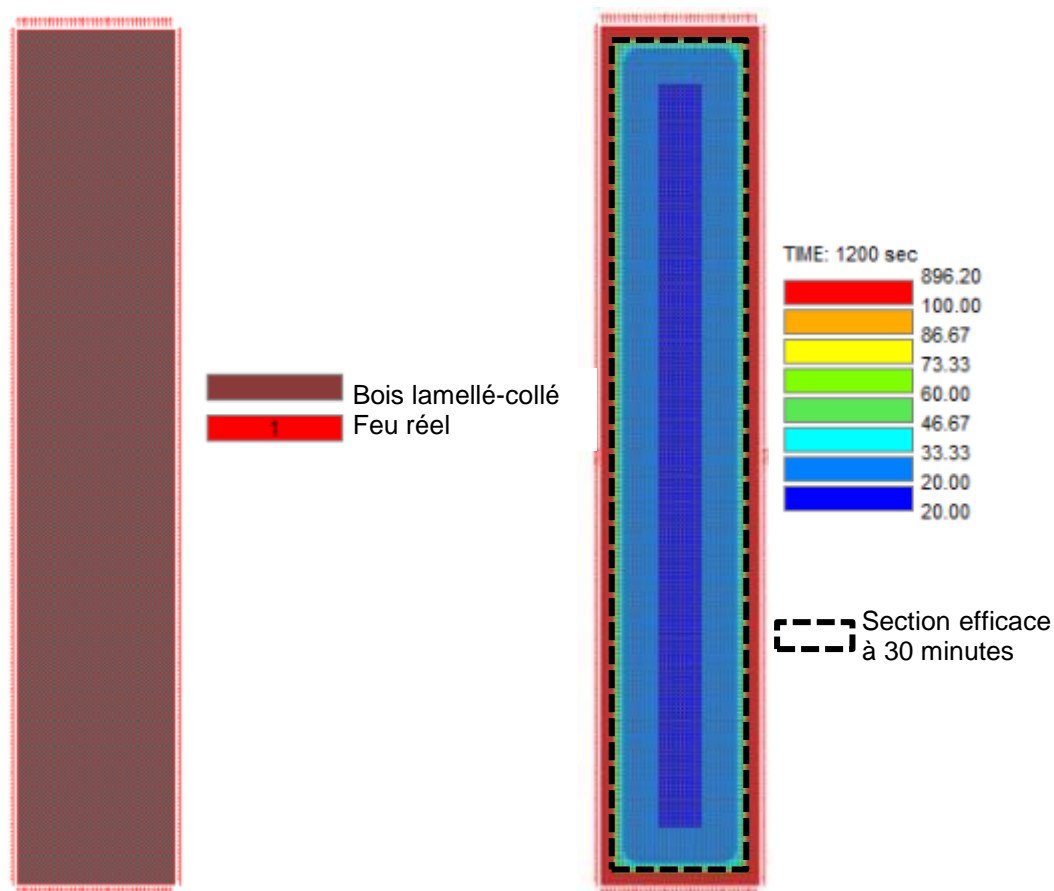


Figure 9-65 : Modèle thermique de la poutre de la cellule F au bout de 20 minutes d'exposition au feu.

Avec la méthode de l'isotherme 100°C, on obtient une section efficace de 148 x 945 mm<sup>2</sup> au bout de 20 minutes d'exposition au feu réel.

Dans un second temps, la stabilité des poutres est étudiée de la même façon qu'au paragraphe §6.2 en considérant les sections réduites calculées à l'étape précédente. La poutre est étudiée en considérant la combinaison de charges la plus défavorable parmi celles présentée au §5.2.6, soit G + 0,2 W.

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 1 dans le cas du scénario de départ de feu n°1 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	k <sub>crit</sub> [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	178	975	23,8	21595 5	11,36	1,45	0,47	0,28	0,59
	18	158	956	23,8	21595 5	9,13	1,62	0,38	0,38	0,85
	20	148	945	23,8	21595 5	8,10	1,72	0,34	0,33	1,05

Tableau 9-17 : Stabilité de la poutre de type 1 sous feu réel (SC1).

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 1 dans le cas du scénario de départ de feu n°2 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	178	975	23,8	215955	11,36	1,45	0,47	0,28	0,59
	20	158	955	23,8	215955	9,13	1,62	0,38	0,32	0,85
	22	148	945	23,8	215955	8,10	1,72	0,34	0,35	1,05

**Tableau 9-18 : Stabilité de la poutre de type 1 sous feu réel (SC2).**

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 1 dans le cas du scénario de départ de feu n°3 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	178	975	23,8	215955	11,36	1,45	0,47	0,28	0,59
	8	158	955	23,8	215955	9,13	1,62	0,38	0,32	0,85
	10	148	945	23,8	215955	8,10	1,72	0,34	0,35	1,05

**Tableau 9-19 : Stabilité de la poutre de type 1 sous feu réel (SC3)**

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 1 dans le cas du scénario de départ de feu n°4 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	178	975	23,8	215955	11,36	1,45	0,47	0,28	0,59
	10	158	955	23,8	215955	9,13	1,62	0,38	0,32	0,85
	12	148	945	23,8	215955	8,10	1,72	0,34	0,35	1,05

**Tableau 9-20 : Stabilité de la poutre de type 1 sous feu réel (SC4)**

Dans le cas du scénario de départ de feu n°5, les poutres sont échauffées de la même façon que pour le scénario de départ de feu n°4.

#### 9.4.2.2 Poutres de type 2

De la même façon que pour la poutre de type 1, la section réduite de la poutre de type 2 est déterminée grâce à la méthode de l'isotherme 100°C pour différentes valeurs de temps. La stabilité de la poutre est ensuite étudiée de la même façon qu'au paragraphe précédent.

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 2 dans le cas du scénario de départ de feu n°1 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min ]	b [mm ]	h [mm ]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaiso n de vent	0	135	745	15,6	82438	13,08	1,36	0,54	0,24	0,44
	20	115	725	15,6	82438	9,73	1,57	0,40	0,30	0,73
	23	96	705	15,6	82438	6,97	1,86	0,29	0,38	1,29

**Tableau 9-21 : Stabilité de la poutre de type 2 sous feu réel (SC1)**

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 2 dans le cas du scénario de départ de feu n°2 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min ]	b [mm ]	h [mm ]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	135	745	15,6	82438	13,05	1,36	0,54	0,24	0,44
	20	106	715	15,6	82438	8,38	1,69	0,35	0,33	0,95
	22	96	705	15,6	82438	6,72	1,86	0,29	0,38	1,29

**Tableau 9-22 : Stabilité de la poutre de type 2 sous feu réel (SC2)**

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 2 dans le cas du scénario de départ de feu n°3 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min ]	b [mm ]	h [mm ]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	135	745	15,6	82438	13,05	1,36	0,54	0,24	0,44
	10	115	725	15,6	82438	9,73	9,73	0,40	0,30	0,73
	15	95	705	15,6	82438	6,83	6,83	0,28	0,38	1,33

**Tableau 9-23 : Stabilité de la poutre de type 2 sous feu réel (SC3)**

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 2 dans le cas du scénario de départ de feu n°4 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min ]	b [mm ]	h [mm ]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	135	745	15,6	82438	13,05	1,36	0,54	0,24	0,44
	10	106	715	15,6	82438	8,38	1,69	0,35	0,33	0,95
	12	96	705	15,6	82438	6,97	1,86	0,29	0,38	1,29

**Tableau 9-24 : Stabilité de la poutre de type 2 sous feu réel (SC4)**

Dans le cas du scénario de départ de feu n°5, les poutres sont échauffées de la même façon que pour le scénario de départ de feu n°4.

### 9.4.2.3 Poutres de type 3

De la même façon que pour les poutres de type 1 et 2, la section réduite de la poutre de type 3 est déterminée grâce à la méthode de l'isotherme 100°C pour différentes valeurs de temps. La stabilité de la poutre est ensuite étudiée de la même façon qu'au paragraphe précédent.

Les résultats obtenus nous ont montré que la poutre de type 3 ruine après un temps plus important que les poutres de type 1 et 2. Ainsi, par simplification, nous étudions cette poutre pour les deux scénarios de départ de feu suivants (parmi ceux définis au §9.4.1):

- Scénario de départ de feu SC1 (cas le plus favorable pour la poutre de type 3)
- Scénario de départ de feu SC4 (cas le plus défavorable pour la poutre de type 3)

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 3 dans le cas du scénario de départ de feu n°1 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	146	402	5.8	2742	75,9	0,56	3,16	0,025	0,008
	63	34	271	5.8	2742	6,11	1,98	0,25	0,24	0,94
	66	29	261	5.8	2742	4,61	2,28	0,19	0,30	1,57

**Tableau 9-25 : Stabilité de la poutre de type 3 sous feu réel (SC1)**

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de type 3 dans le cas du scénario de départ de feu n°4 et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm²] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	146	402	5.8	2742	75,9	0,56	3,16	0,025	0,008
	53	34	271	5.8	2742	6,11	1,98	0,25	0,24	0,94
	55	29	261	5.8	2742	4,61	2,28	0,19	0,30	1,57

**Tableau 9-26 : Stabilité de la poutre de type 3 sous feu réel (SC4)**

Dans le cas du scénario de départ de feu n°5, les poutres sont échauffées de la même façon que pour le scénario de départ de feu n°4. On considère dans la suite de l'étude que la ruine des poutres de type 3 se produit au bout de 53 minutes d'exposition au feu.

#### 9.4.3 Comparaison entre le temps de ruine de l'assemblage et des poutres en bois.

La ruine des plats métalliques externes composant les assemblages peut intervenir lorsque la température de ces derniers dépasse 500 °C. Les élévations de température de ces éléments en fonction du temps ont donc été calculées.

À titre d'exemple, est présentée ci-dessous l'évolution de températures dans les plats métalliques de l'assemblage du poteau courant de type 2 situé dans la mezzanine au sein de laquelle se trouve le départ de feu (scénario SC1).

Temps [min]	Température gaz [°C]	Température acier [°C]
0	20,0	20,0
0,25	20,0	20,0
0,5	20,0	20,0
0,75	20,0	20,0
1	20,0	20,0
1,25	20,0	20,0
1,5	20,1	20,0
1,75	21,3	20,1
2	22,1	20,1
2,25	22,5	20,2
2,5	23,4	20,3
2,75	24,5	20,5
3	26,0	20,6
3,25	28,1	20,9
3,5	29,7	21,2
3,75	30,6	21,5
4	31,4	21,9
4,25	32,5	22,2
4,5	33,9	22,6
4,75	36,2	23,1
5	39,0	23,7
5,25	42,2	24,3
5,5	45,0	25,0
5,75	48,7	25,8
6	50,7	26,7
6,25	53,0	27,6
6,5	56,9	28,6
6,75	59,3	29,7
7	62,5	30,8
7,25	65,9	32,1
7,5	68,6	33,3
7,75	70,3	34,6
8	73,0	36,0
8,25	74,7	37,3
8,5	77,5	38,7
8,75	81,1	40,2
9	81,9	41,7
9,25	87,1	43,3
9,5	91,3	45,0
9,75	93,4	46,7

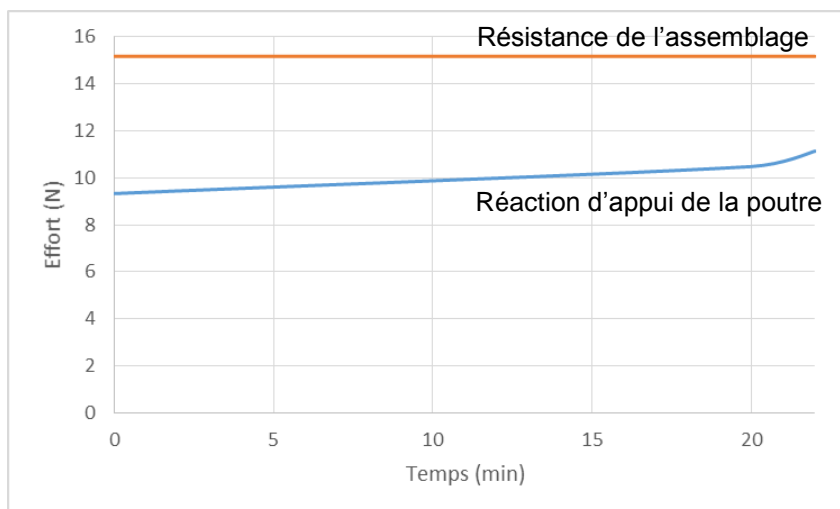
10	97,3	48,5
10,25	101,7	50,3
10,5	103,3	52,2
10,75	109,3	54,2
11	116,0	56,5
11,25	126,8	59,0
11,5	129,4	61,5
11,75	131,0	64,0
12	140,1	66,8
12,25	150,5	69,8
12,5	157,2	73,1
12,75	160,5	76,3
13	168,9	79,7
13,25	174,5	83,3
13,5	179,8	86,9
13,75	185,6	90,6
14	190,8	94,4
14,25	204,3	98,6
14,5	212,2	103,0
14,75	214,4	107,3
15	228,4	112,1
15,25	248,4	117,6
15,5	266,3	123,7
15,75	277,9	130,1
16	309,2	137,9
16,25	352,2	147,8
16,5	391,8	159,7
16,75	415,4	172,7
17	464,9	188,7
17,25	525,0	209,0
17,5	581,9	233,9
17,75	644,1	264,4
18	698,9	300,1
18,25	765,6	343,3
18,5	831,6	394,4
18,75	882,8	450,6
19	900,0	504,1
19,25	900,0	551,3
19,5	900,0	592,7
19,75	900,0	628,7
20	900,0	660,4

**Figure 9-66 : Température dans les plats métalliques.**

Nous constatons que dans ce cas, la plaque métallique de l'assemblage atteint une température de 500°C après 18,75 minutes. L'assemblage est donc susceptible de ruiner à partir de ce moment.

De plus, la résistance des boulons à chaud, calculée au paragraphe §9.1, est comparée à la réaction induite par la poutre sur l'assemblage au cours de l'incendie.

À titre d'exemple, la figure suivante permet de comparer la réaction induite par la poutre de type 1 au fur et à mesure du temps d'exposition au feu avec la résistance de l'assemblage. L'effort sur appui a été calculé pour la plus petite section obtenue lors de l'étude des poutres, soit 14,8 x 94,5 cm (voir paragraphe §9.4.2.1)



**Figure 9-67 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage (poutre de type 1)**

Les résultats montrent qu'au temps de ruine de la poutre de type 1, l'effort engendré par la poutre sur l'appui est inférieur à la résistance de l'assemblage. Ainsi, la ruine de l'assemblage est déterminée par la montée en température de la plaque et non par la ruine des boulons.

Les temps de ruine des autres assemblages de la structure sont calculés de la même façon pour les différents scénarios de départ de feu présentés précédemment. Le tableau suivant récapitule les temps de ruine obtenus :

Scénario	P1	P2	P3 (le plus proche du foyer)	P3 (le plus éloigné du foyer)
SC1	18 min 42 sec	22	20 min 30 sec	23
SC2	18 min 42 sec	22	20 min 30 sec	23
SC3	9	13 min 30 sec	11	15
SC4	9	13 min 30 sec	11	15
SC5	13 min 12 sec	24	8 min 30 sec	24

**Tableau 9-27 : Temps de ruine des assemblages suivant le scénario de départ de feu.**

#### 9.4.4 Détermination du temps et du mode de ruine des poteaux métalliques.

##### 9.4.4.1 Poteaux de rive de type 1

Le poteau de type 1 est considéré comme un poteau de type P3 car il est situé en rive de la mezzanine. De plus, le scénario de départ de feu le plus défavorable parmi ceux présentés au §9.4.1 est le scénario n°4 dans le cas du poteau de type 1.

Dans un premier temps, un transfert thermique est réalisé avec le logiciel de calcul SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé au cours de l'incendie. Les poteaux sont exposés 3 faces car ils sont positionnés contre un mur coupe-feu 2h.

La figure suivante montre les champs de température dans le profilé au bout de 18 minutes d'exposition au feu.



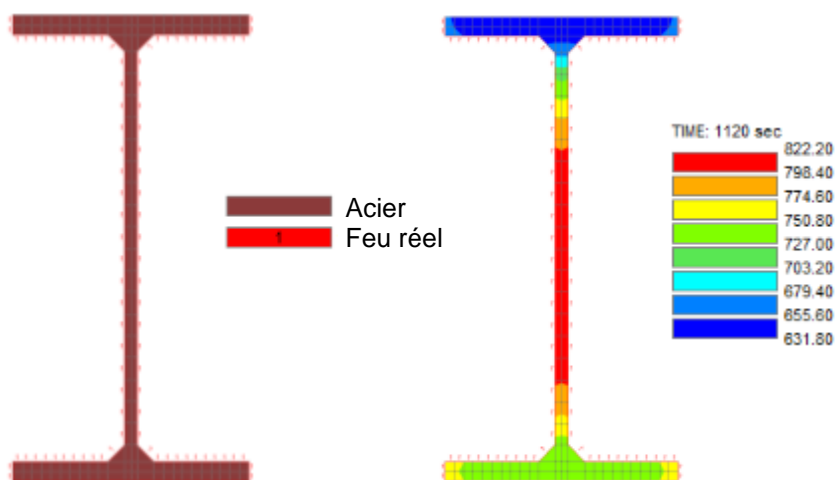


Figure 9-68 : Champs de températures dans le poteau de type 1 au bout de 18 minutes d'exposition au feu.

Dans un second temps, un modèle mécanique est réalisé afin d'étudier la stabilité au feu du poteau, comme le montre la figure suivante.

Le poteau est étudié avec le chargement le plus défavorable obtenu parmi les combinaisons de charges cités au §5.2.6, soit  $G + 0,2 W$ .

La figure suivante présente le modèle mécanique développé sur le logiciel SAFIR [16], ainsi que le chargement appliqué.

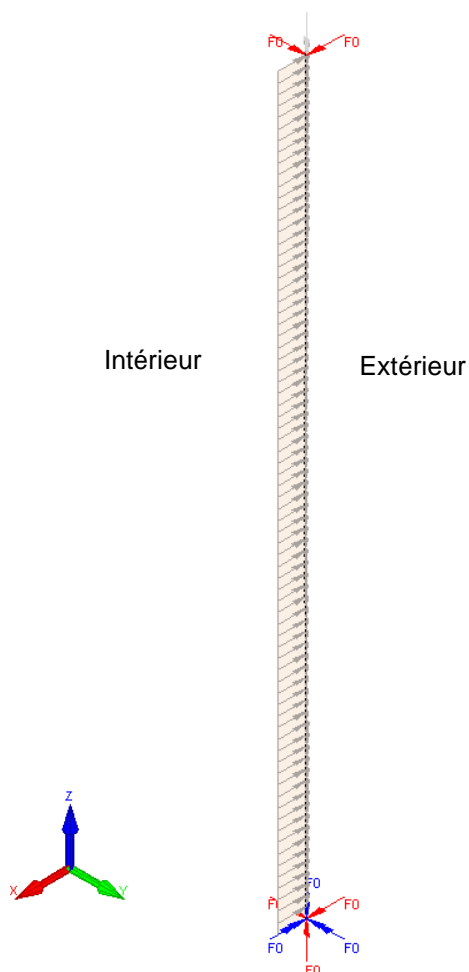


Figure 9-69 : Modèle mécanique du poteau de rive de type 1.

La figure suivante montre la déformée du poteau au bout de 16 minutes et 24 secondes d'exposition au feu.



**Figure 9-70 : Déformée du poteau de type 1 au bout de 16 minutes et 24 secondes d'exposition au feu.**

Les figures suivantes montrent le déplacement horizontal à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.

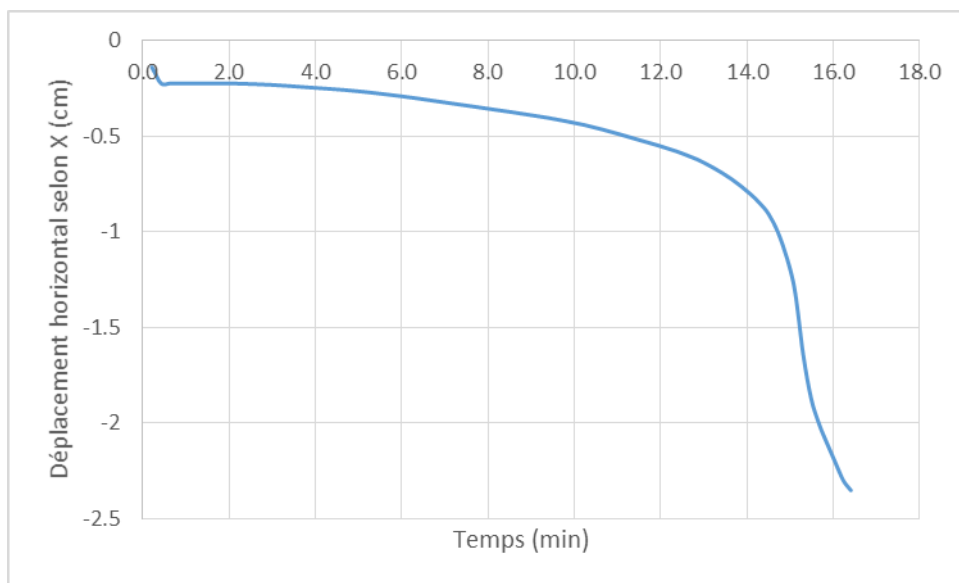


Figure 9-71 : Déplacement horizontal (selon X) à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.

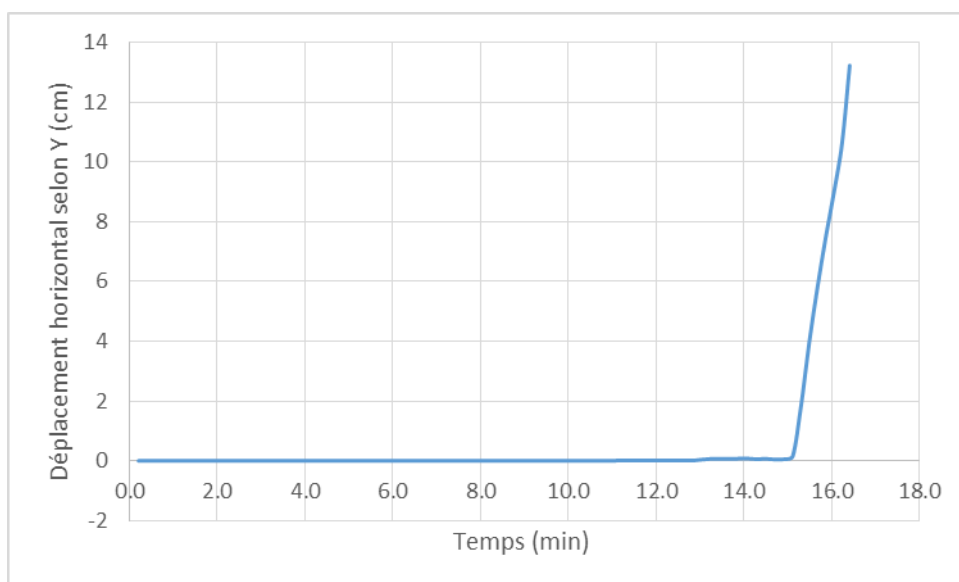


Figure 9-72 : Déplacement horizontal (selon Y) à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.

Les résultats montrent que :

- La ruine du poteau se produit au bout 16 minutes et 24 secondes d'exposition au feu.
- **Le poteau ruine vers l'extérieur de la cellule.**

Le poteau est étudié dans le cadre du scénario de départ de feu n°4. Ainsi, l'évolution de la température des gaz en couche chaude correspond à la courbe présentée sur la **Figure 11-17** pour une hauteur supérieure à 4,5 m. On peut voir qu'au moment de la ruine du poteau de type 1, la température des gaz en couche chaude est de 900°C.

**Ainsi, le risque de ruine en chaîne intra-cellule peut être écartée du fait qu'il n'y aura pas de présence de personnes à ce moment-là.**

#### 9.4.4.2 Poteaux courants et de rive de type 2

Le poteau courant de type 2 peut être considéré comme un poteau de type P1, P2 ou P3 comme décrit au paragraphe §9.4.1, et ce pour les différents scénarios de départ de feu retenus. Par simplification, ces poteaux sont étudiés comme des poteaux de type P1 et P2 dans le cadre des scénarios de départ de feu SC1, SC3 et SC5 seulement. Les poteaux de rive de type 2, quant à eux, sont considérés comme des poteaux de type P3 et seront étudiés dans le cadre des mêmes scénarios.

##### 9.4.4.2.1 Scénario de départ de feu SC1

Dans le cas du scénario SC1, le départ de feu a lieu au rez-de-chaussée de l'une des mezzanines. La figure suivante montre les types de poteaux considérés suivant leur position par rapport au départ de feu (P1, P2 ou P3) :



Figure 9-73 : Types de poteaux dans le cadre du scénario SC1.

Ainsi, dans un premier temps, un transfert thermique est réalisé avec le logiciel de calcul SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé des poteaux de type P1, P2 et P3 au cours de l'incendie. Les poteaux courants sont exposés au feu sur leurs 4 faces tandis que les poteaux de rive sont exposés 3 faces.

Les figures suivantes montrent les champs de température dans le profilé au bout de 66 minutes d'exposition au feu pour les poteaux de type P1, P2 et P3 :

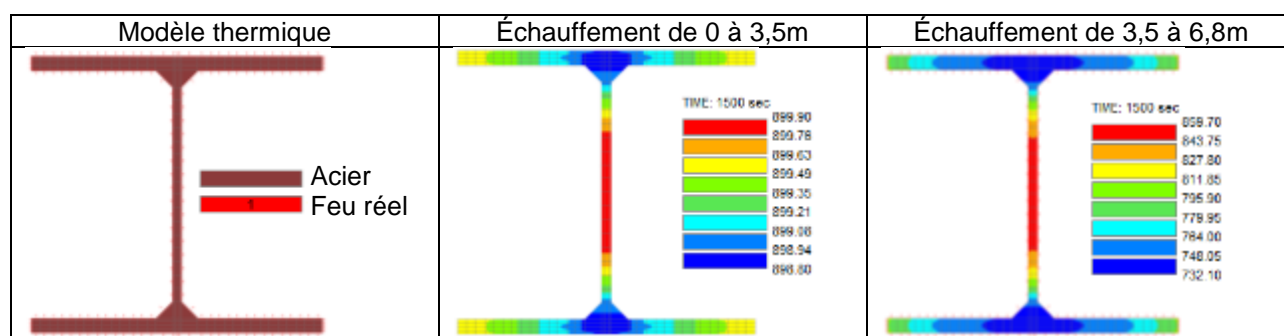


Figure 9-74 : Champs de températures dans le poteau courant de type P1 au bout de 66 minutes d'exposition au feu.

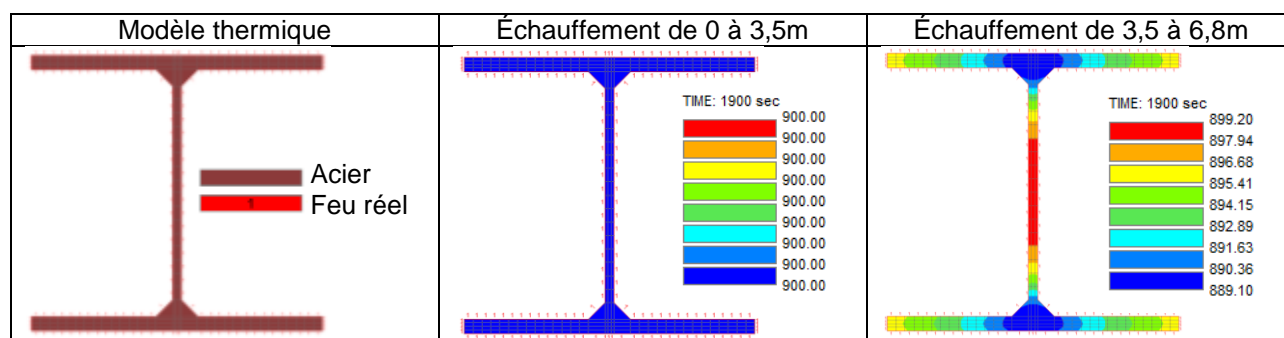
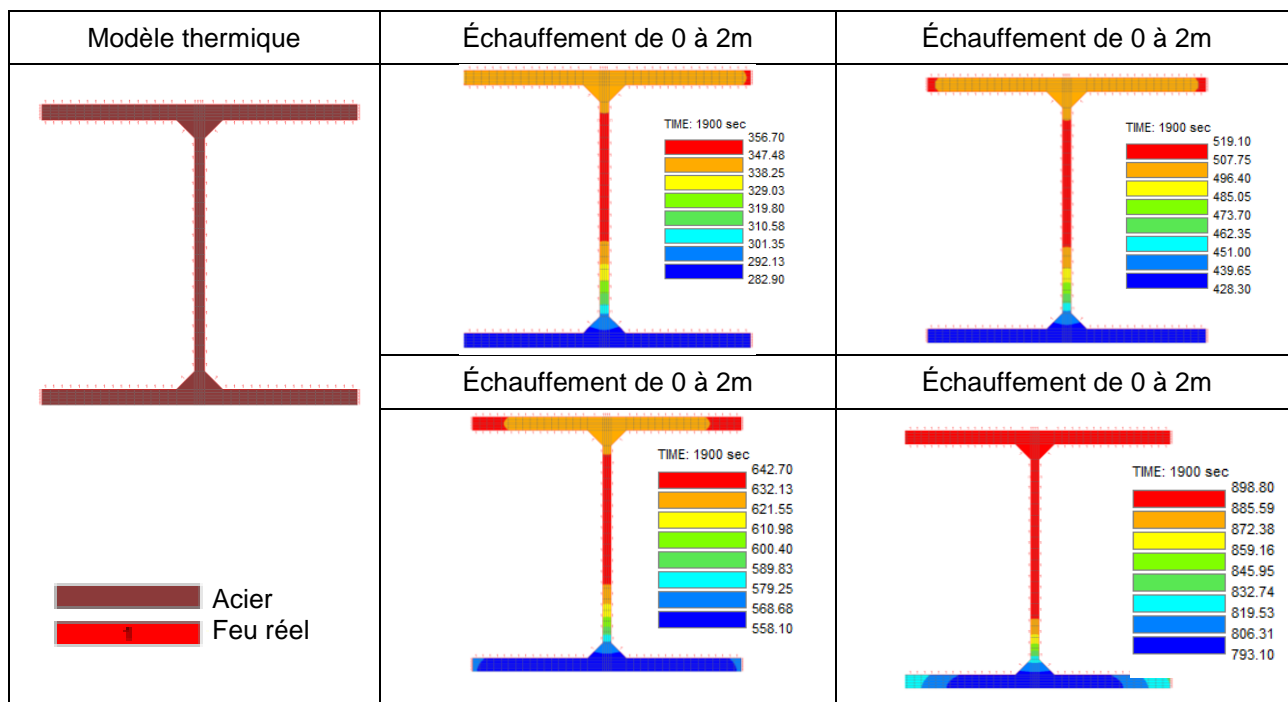


Figure 9-75 : Champs de températures dans le poteau courant de type P2 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.



**Figure 9-76 : Champs de températures dans le poteau courant de type P3 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.**

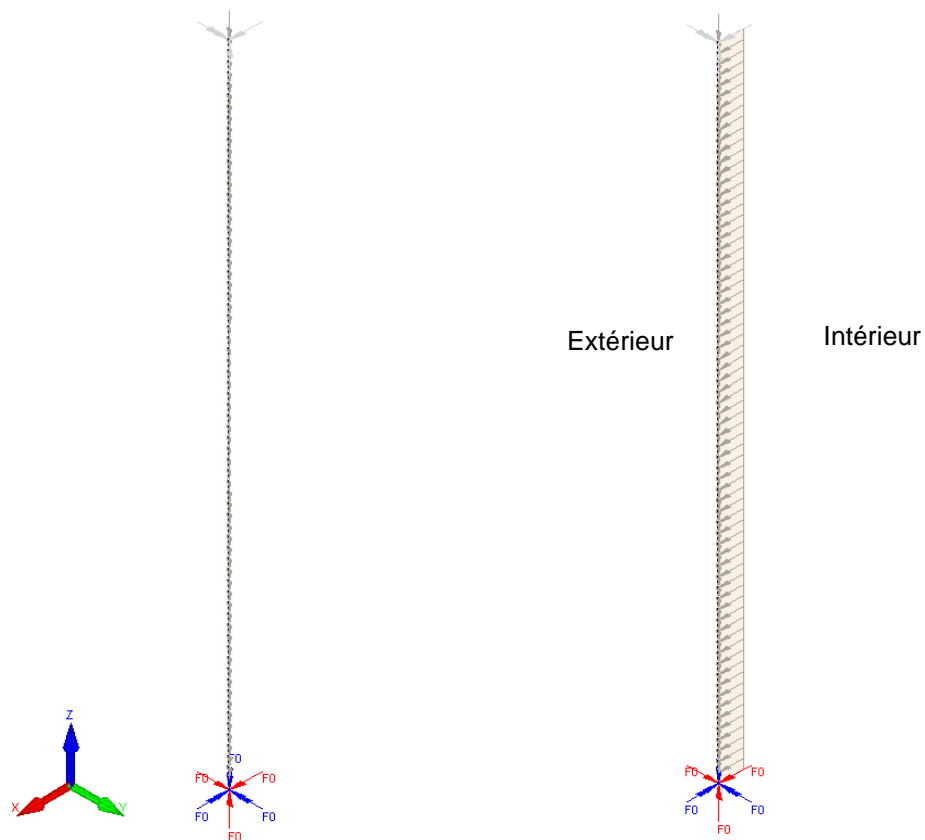
Dans un second temps, les poteaux sont étudiés avec le chargement le plus défavorable obtenu parmi les combinaisons de charges cités au §5.2.6, soit  $G + 0,2 W$ .

Dans le cadre du scénario SC1, nous avons vu au paragraphe §9.4.2 que la poutre de type 1 ruine au bout de 18 minutes et la poutre de type 2 au bout de 20 minutes. De plus, les temps de ruine des assemblages sont les suivants :

- Assemblage en tête du poteau P1 : 18 minutes 45 secondes
- Assemblage en tête du poteau P2 : 22 minutes
- Assemblage en tête du poteau P3 (le plus proche du départ de feu) : 20 minutes 30 secondes
- Assemblage en tête du poteau P3 (le plus éloigné du départ de feu) : 23 minutes

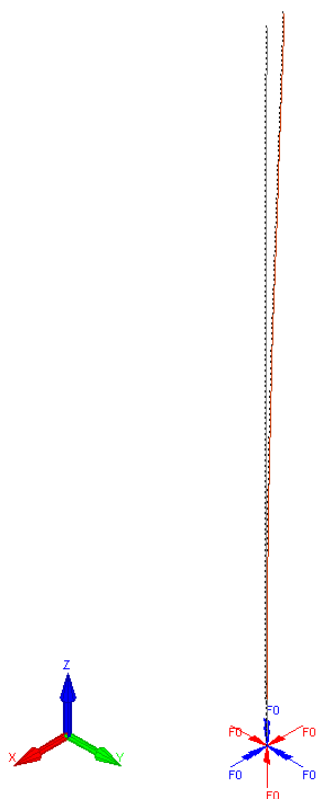
Lors de la modélisation, les charges induites par les poutres sont appliquées jusqu'à la ruine des assemblages.

La figure suivante présente le modèle mécanique développé sur le logiciel SAFIR [16], ainsi que le chargement appliqué.



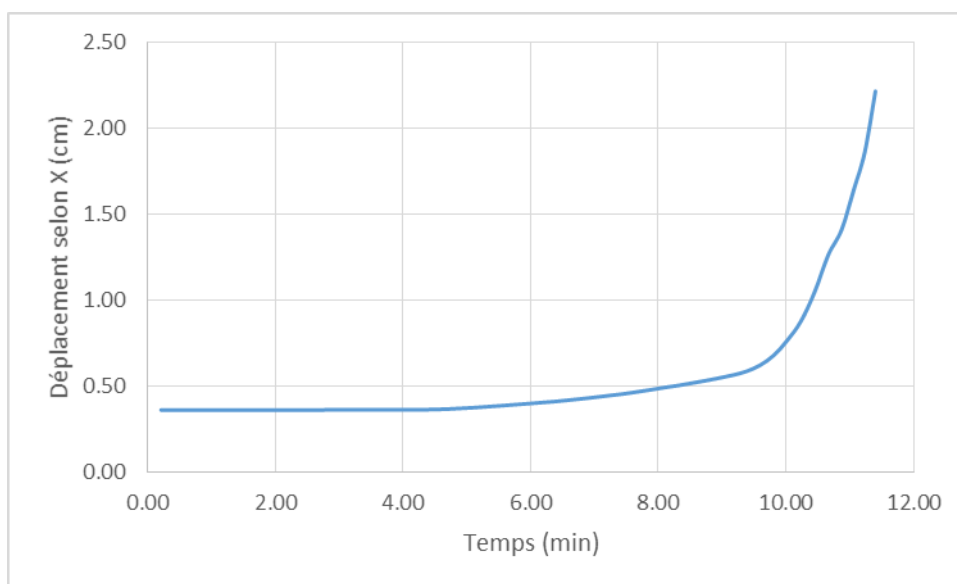
**Figure 9-77 : Modèle mécanique des poteaux courants (à gauche) et de rive (à droite) de type 2.**

La figure suivante montre la déformée du poteau courant de type P1 au bout de 11 minutes et 24 secondes d'exposition au feu :

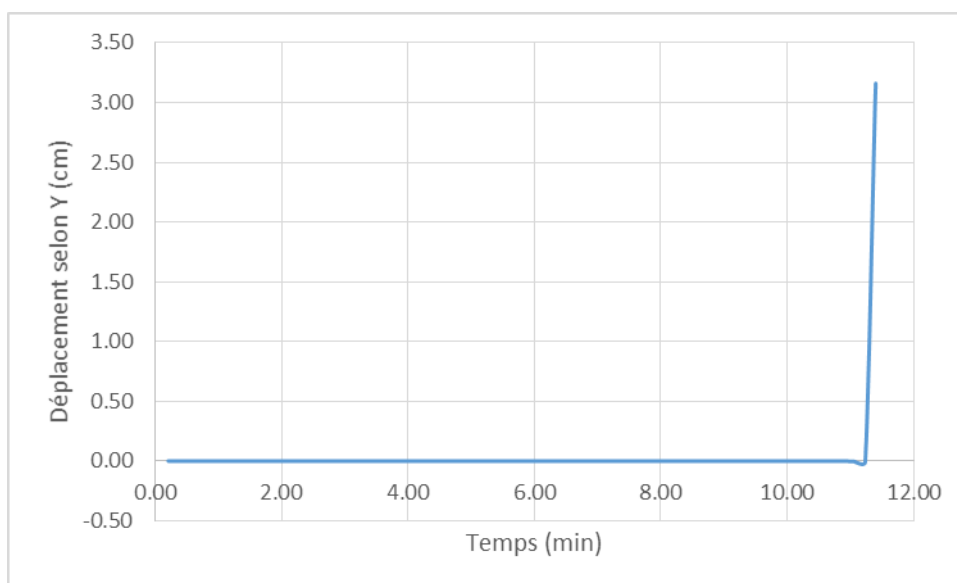


**Figure 9-78 : Déformée du poteau courant P1 au bout de 11 minutes et 24 secondes (coefficient d'amplification x20)**

La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P1 en fonction du temps d'exposition au feu :

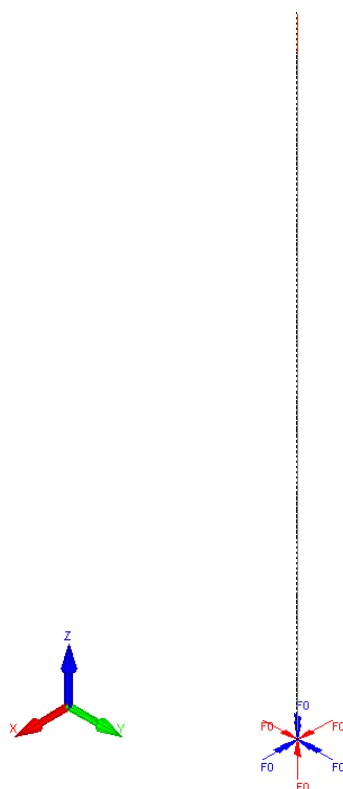


**Figure 9-79 : Déplacement horizontal en tête du poteau (selon X) courant P1 en fonction du temps.**



**Figure 9-80 : Déplacement horizontal en tête du poteau (selon Y) courant P1 en fonction du temps.**

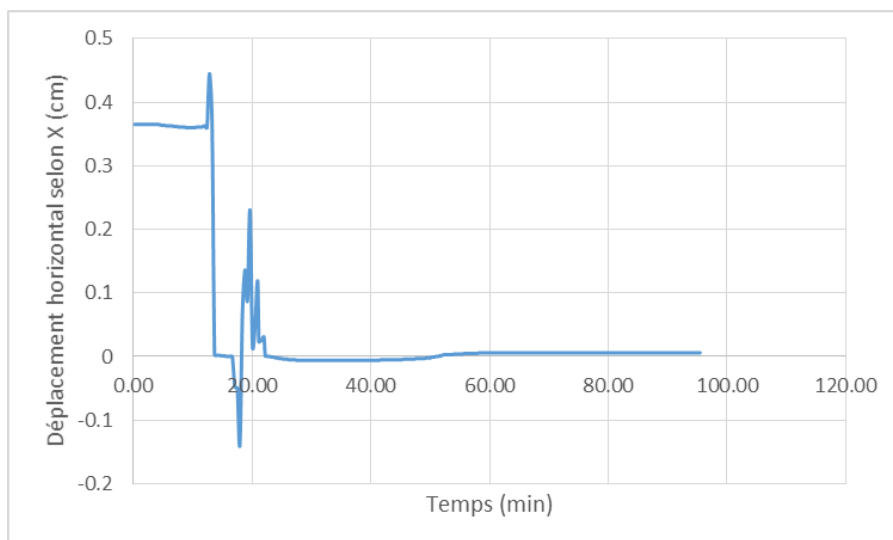
La figure suivante montre la déformée du poteau courant de type P2 au bout de 95 minutes d'exposition au feu :



**Figure 9-81 : Déformée du poteau courant P2 au bout de 95 minutes (coefficient d'amplification x5)**

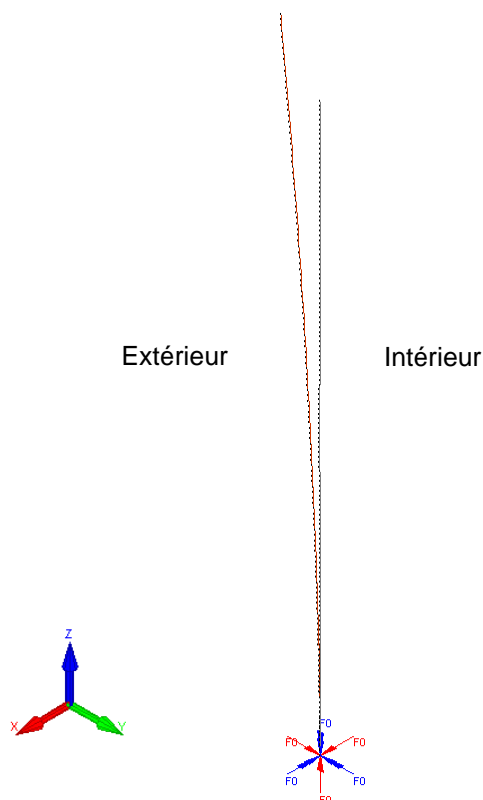
La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P2 en fonction du temps d'exposition au feu :





**Figure 9-82 : Déplacement horizontal (selon X) en tête du poteau courant P2 en fonction du temps.**

La figure suivante montre la déformée du poteau courant de type P3 au bout de 95 minutes d'exposition au feu :



**Figure 9-83 : Déformée du poteau de rive P3 au bout de 95 minutes (coefficient d'amplification x20)**

La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P3 en fonction du temps d'exposition au feu :

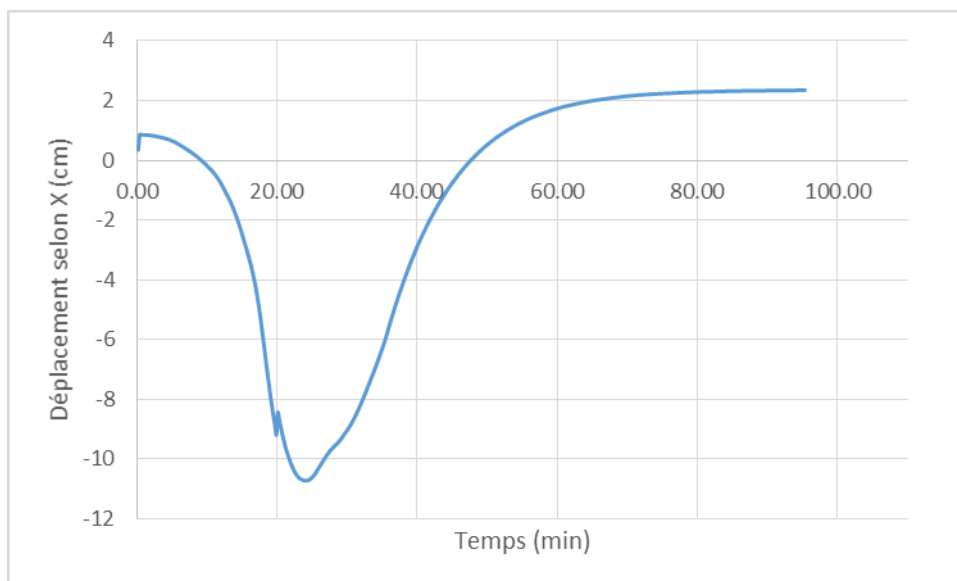


Figure 9-84 : Déplacement horizontal (selon X) en tête du poteau de rive P3 en fonction du temps.

Les résultats montrent que les poteaux P1 ruinent au bout de 11 minutes et 24 secondes. De plus, nous avons vu que les temps de ruine des poutres de type 1 et 2 et des assemblages sont supérieurs aux temps de ruine des poteaux. Cependant, on considère que la ruine des poteaux courants P1 entraîne la ruine des poutres qu'ils supportent.

De plus, nous avons vu que les poteaux courants P2 ne ruinent pas. Les poutres de type 2, situées entre les poteaux P2 et P3 (à droite sur la Figure 9-73), ruinent au bout de 20 minutes.

De plus, les poteaux de rive P3 ne ruinent pas. **Le risque de ruine vers l'extérieur et de ruine en chaîne inter-cellules peut donc être écarté.**

L'évolution de la température des gaz en couche chaude correspond aux courbes présentées dans l'ANNEXE A (partie A.2). Ainsi, la température en couche chaude est supérieure à 200°C au niveau du poteau P1.

**Le risque de ruine en chaîne intra-cellules peut donc être écarté du fait qu'il n'y aura pas de présence de personnes à ce moment-là.**

#### 9.4.4.2.2 Scénario de départ de feu SC3

Dans le cas du scénario SC3, le départ de feu a lieu au 1<sup>er</sup> étage de l'une des mezzanines. La figure suivante montre les types de poteaux considérés suivant leur position par rapport au départ de feu (P1, P2 ou P3) :

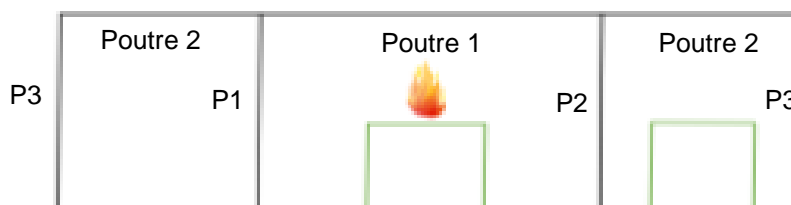


Figure 9-85 : Types de poteaux dans le cadre du scénario SC3.

Ainsi, dans un premier temps, un transfert thermique est réalisé avec le logiciel de calcul SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé des poteaux de type P1, P2 et P3 au cours de l'incendie. Les poteaux courants sont exposés au feu sur leurs 4 faces tandis que les poteaux de rive sont exposés 3 faces.

Les figures suivantes montrent les champs de température dans le profilé au bout de 31 minutes d'exposition au feu pour les poteaux de type P1, P2 et P3 :

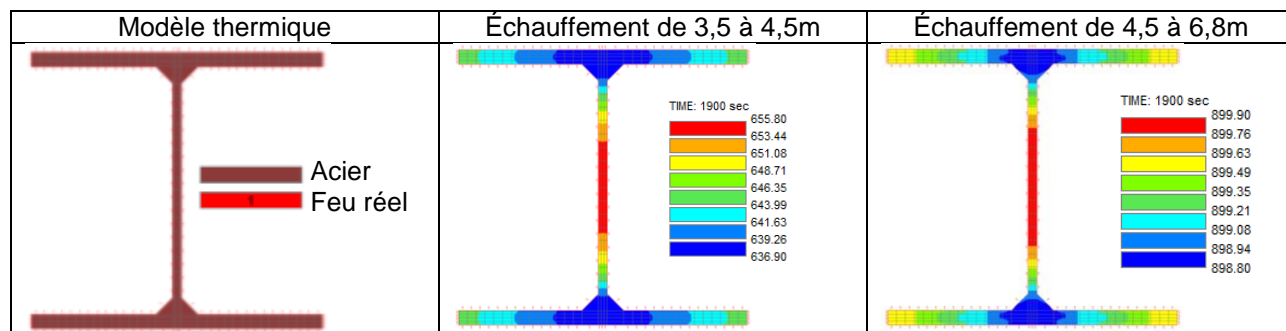


Figure 9-86 : Champs de températures dans le poteau courant de type P1 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.

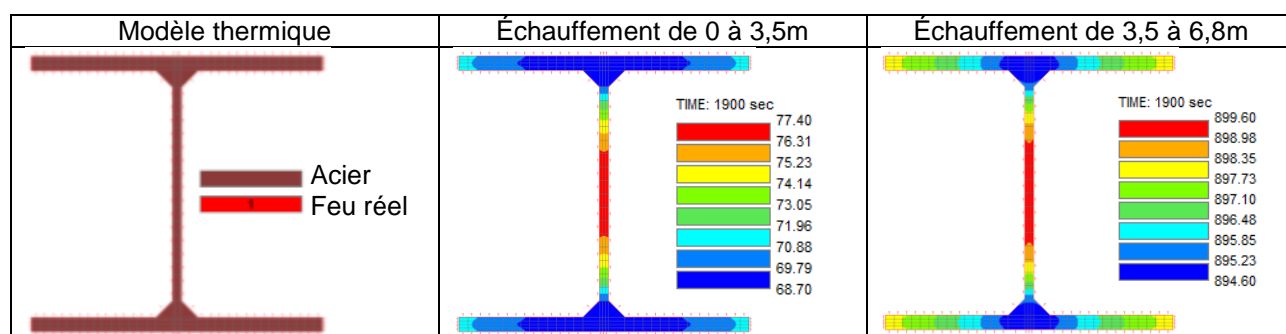


Figure 9-87 : Champs de températures dans le poteau courant de type P2 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.

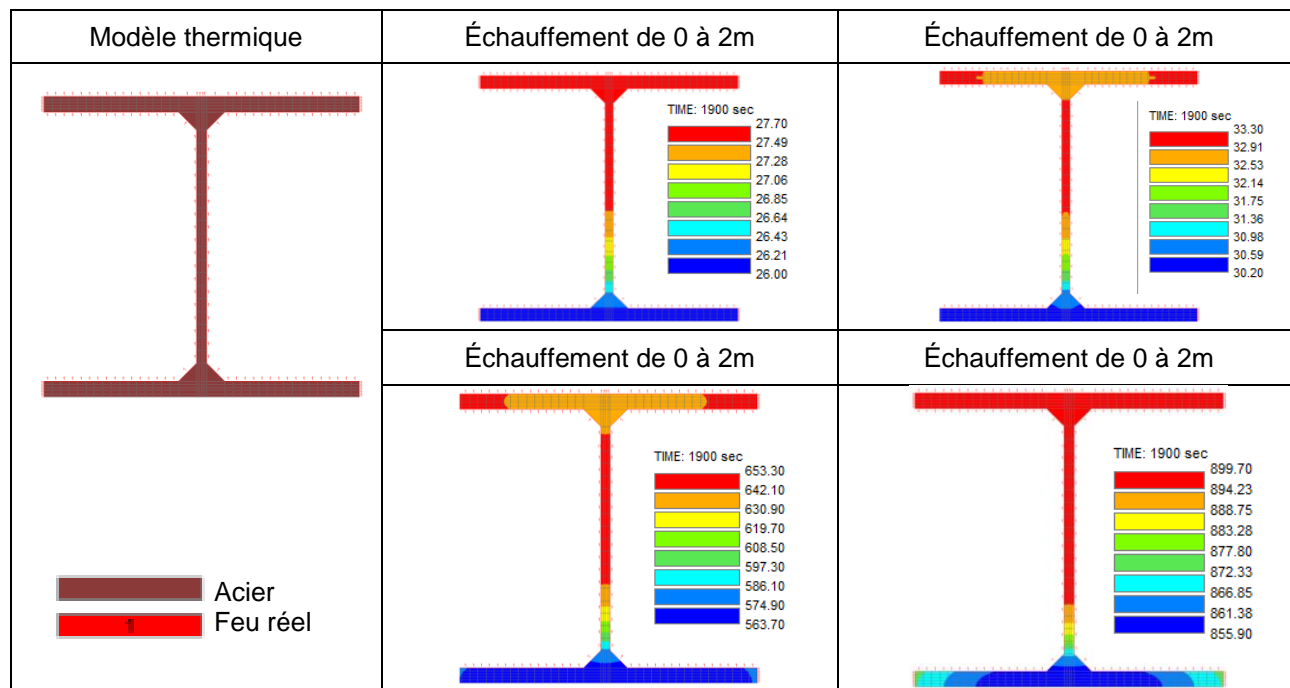


Figure 9-88 : Champs de températures dans le poteau de rive de type P3 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.

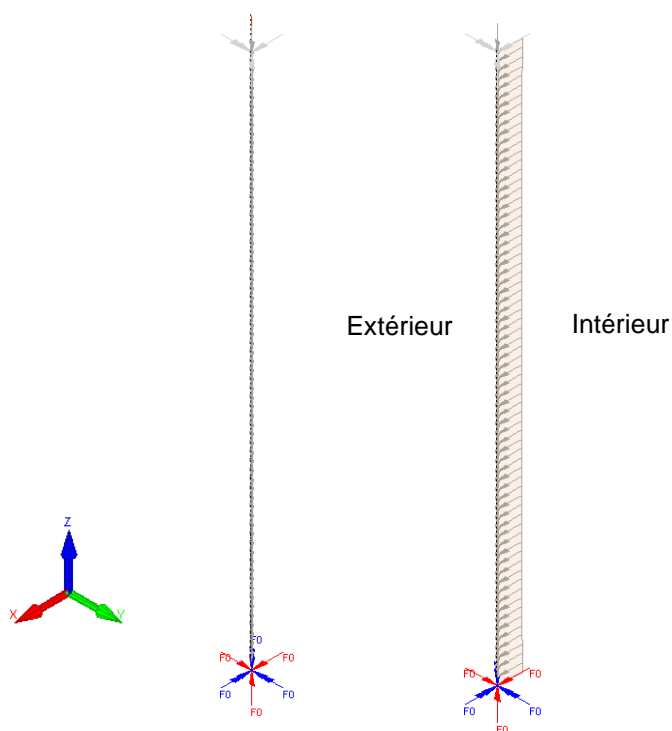
Dans un second temps, les poteaux sont étudiés avec le chargement le plus défavorable obtenu parmi les combinaisons de charges cités au §5.2.6, soit  $G + 0,2 W$ .

Dans le cadre du scénario SC3, il a été vu au paragraphe §9.4.2 que la poutre de type 1 ruine au bout de 8 minutes et la poutre de type 2 au bout de 10 minutes. De plus, les temps de ruine des assemblages sont les suivants :

- Assemblage en tête du poteau P1 : 9 minutes
- Assemblage en tête du poteau P2 : 13 minutes 30 secondes
- Assemblage en tête du poteau P3 (le plus proche du départ de feu) : 11 minutes
- Assemblage en tête du poteau P3 (le plus éloigné du départ de feu) : 15 minutes

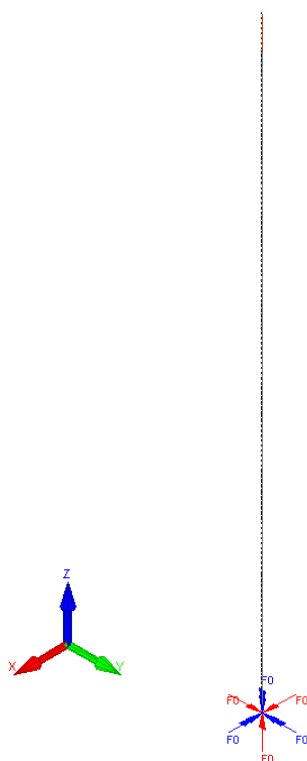
Lors de la modélisation, les charges induites par les poutres sont appliquées jusqu'à la ruine des assemblages.

La figure suivante présente le modèle mécanique développé sur le logiciel SAFIR [16], ainsi que le chargement appliqué.



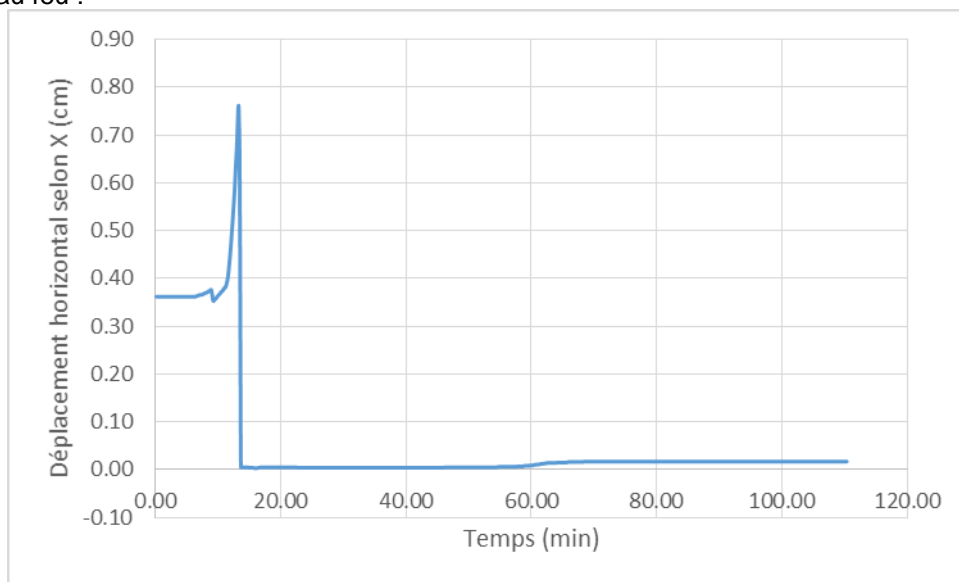
**Figure 9-89 : Modèle mécanique des poteaux courants (à gauche) et de rive (à droite) de type 2.**

La figure suivante montre la déformée du poteau courant de type P1 au bout de 110 minutes d'exposition au feu :



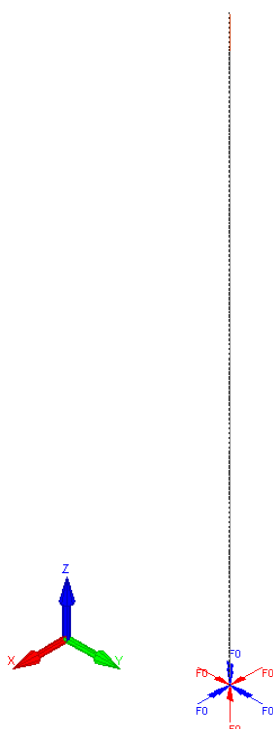
**Figure 9-90 : Déformée du poteau courant P1 au bout de 110 minutes (coefficient d'amplification x5)**

La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P1 en fonction du temps d'exposition au feu :



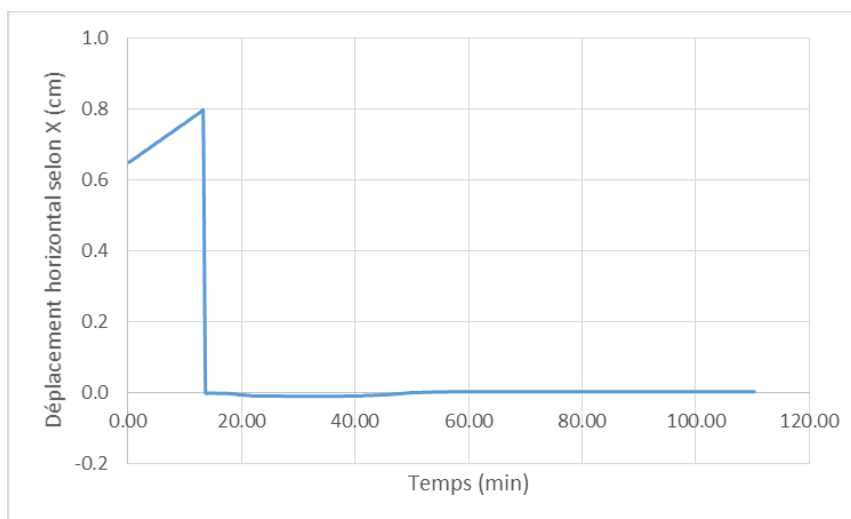
**Figure 9-91 : Déplacement horizontal selon X en tête du poteau courant P1 en fonction du temps.**

La figure suivante montre la déformée du poteau courant de type P2 au bout de 110 minutes d'exposition au feu :



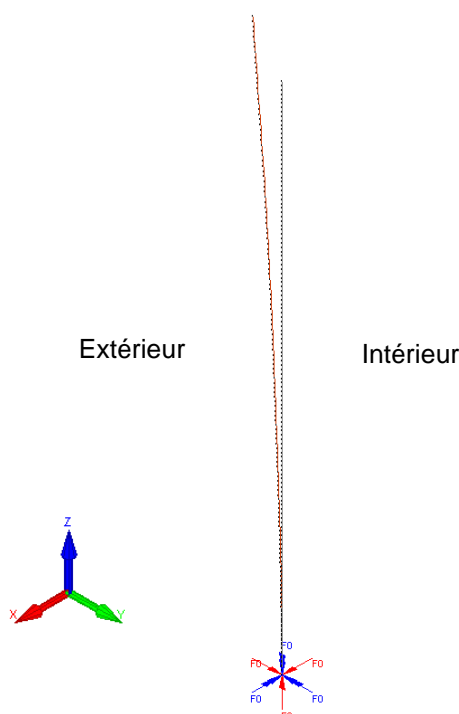
**Figure 9-92 : Déformée du poteau courant P2 au bout de 110 minutes (coefficient d'amplification x5)**

La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P2 en fonction du temps d'exposition au feu :



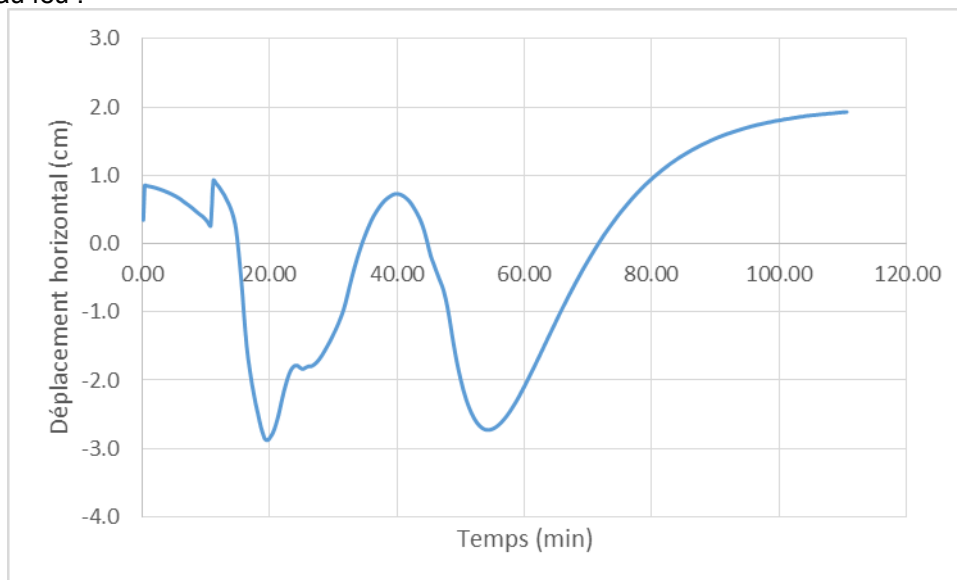
**Figure 9-93 : Déplacement en tête du poteau courant P2 en fonction du temps.**

La figure suivante montre la déformée du poteau de rive de type P3 au bout de 110 minutes d'exposition au feu :



**Figure 9-94 : Déformée du poteau courant P3 au bout de 110 minutes (coefficient d'amplification x20)**

La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P3 en fonction du temps d'exposition au feu :



**Figure 9-95 : Déplacement en tête du poteau courant P3 en fonction du temps.**

Les résultats montrent que les poteaux P1, P2 et P3 ne ruinent pas au cours de l'incendie pour le scénario départ de feu SC3. Ainsi, la ruine de la structure est déclarée lors de la ruine des poutres, qui ruinent avant les assemblages. **Ainsi, le risque de ruine vers l'extérieur et de ruine en chaîne inter-cellules peuvent donc être écarté.**

L'évolution de la température des gaz en couche chaude correspond aux courbes présentées dans l'ANNEXE A (partie A.3). Ainsi, la température en couche chaude est supérieure à 200°C lors de la ruine des poutres. Or, on considère que lorsque cette température est atteinte, il ne peut plus y avoir de personnes dans le bâtiment. **Le risque de ruine en chaîne intra-cellule peut donc être écarté.**

#### 9.4.4.2.3 Scénario de départ de feu SC5

Dans le cas du scénario SC5, le départ de feu a lieu à la fois au 1<sup>er</sup> étage de l'une des mezzanines et en pied d'un poteau de rive. La figure suivante montre les types de poteaux considérés suivant leur position par rapport au départ de feu (P1, P2 ou P3) :



Figure 9-96 : Types de poteaux dans le cadre du scénario SC5.

Ainsi, dans un premier temps, un transfert thermique est réalisé avec le logiciel de calcul SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé des poteaux de type P1, P2 et P3 au cours de l'incendie. Les poteaux courants sont exposés au feu sur leurs 4 faces tandis que les poteaux de rive sont exposés 3 faces.

Les figures suivantes montrent les champs de température dans le profilé au bout de 31 minutes d'exposition au feu pour les poteaux de type P1, P2 et P3 :

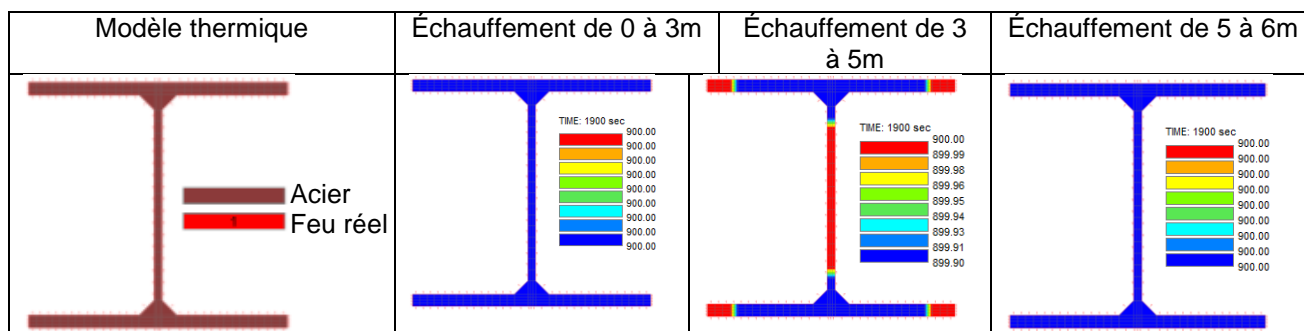


Figure 9-97 : Champs de températures dans le poteau courant de type P1 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.

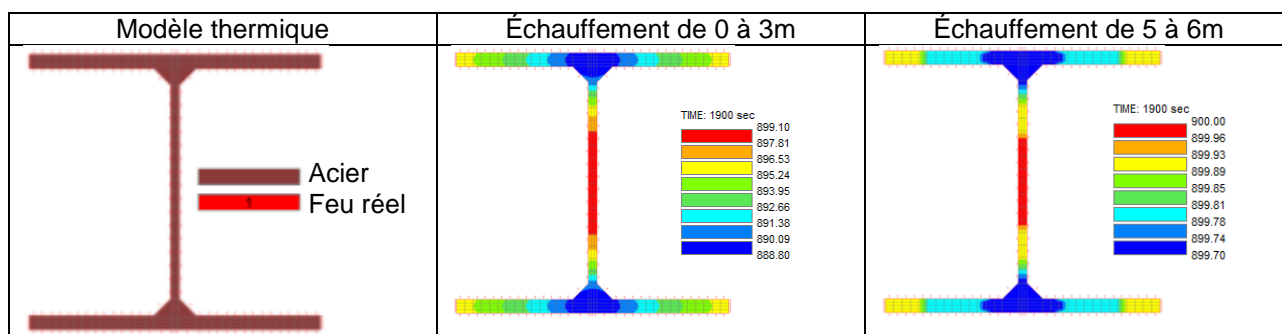
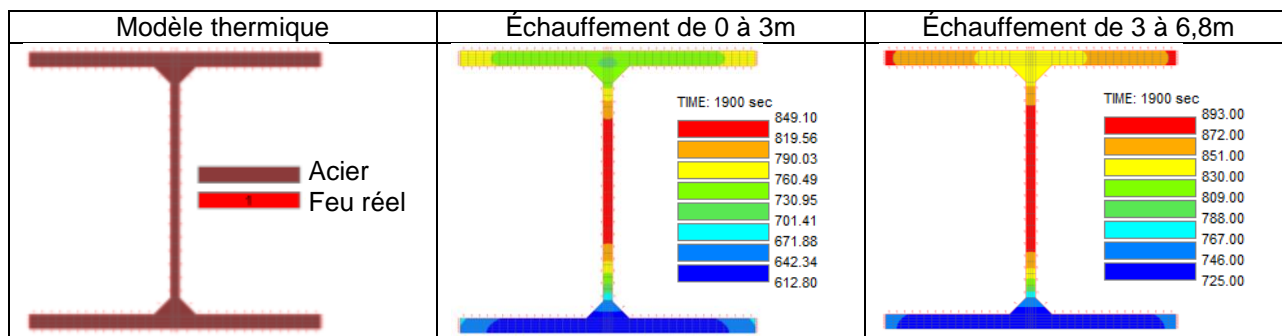


Figure 9-98 : Champs de températures dans le poteau courant de type P2 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.

À noter : L'échauffement des profilés est linéaire entre 3 et 5m pour le poteau courant de type P2 (voir courbes en ANNEXE A).





**Figure 9-99 : Champs de températures dans le poteau de rive de type P3 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.**

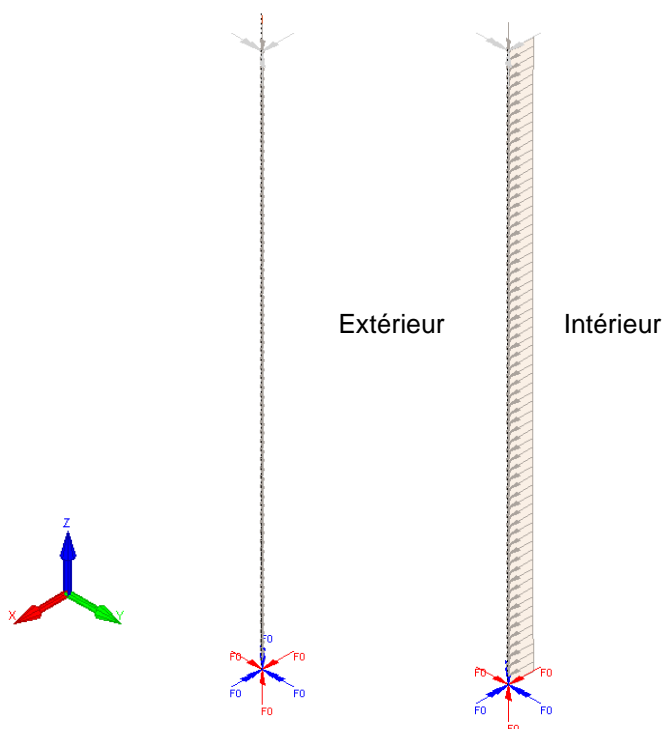
Dans un second temps, les poteaux sont étudiés avec le chargement le plus défavorable obtenu parmi les combinaisons de charges cités au §5.2.6, soit  $G + 0,2 W$ .

Dans le cadre du scénario SC3, nous avons vu au paragraphe §9.4.2 que la poutre de type et la poutre de type 2 ruine au bout de 10 minutes. De plus, les temps de ruine des assemblages sont les suivants :

- Assemblage en tête du poteau P1 : 13 minutes 12 secondes
- Assemblage en tête du poteau P2 : 24 minutes
- Assemblage en tête du poteau P3 (le plus proche du départ de feu) : 8 minutes 30 secondes
- Assemblage en tête du poteau P3 (le plus éloigné du départ de feu) : 24 minutes

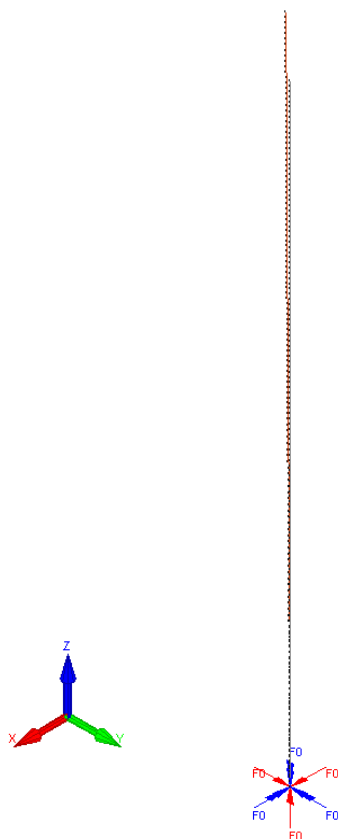
Lors de la modélisation, les charges induites par les poutres sont appliquées jusqu'à la ruine des assemblages.

La figure suivante présente le modèle mécanique développé sur le logiciel SAFIR [16], ainsi que le chargement appliqué.



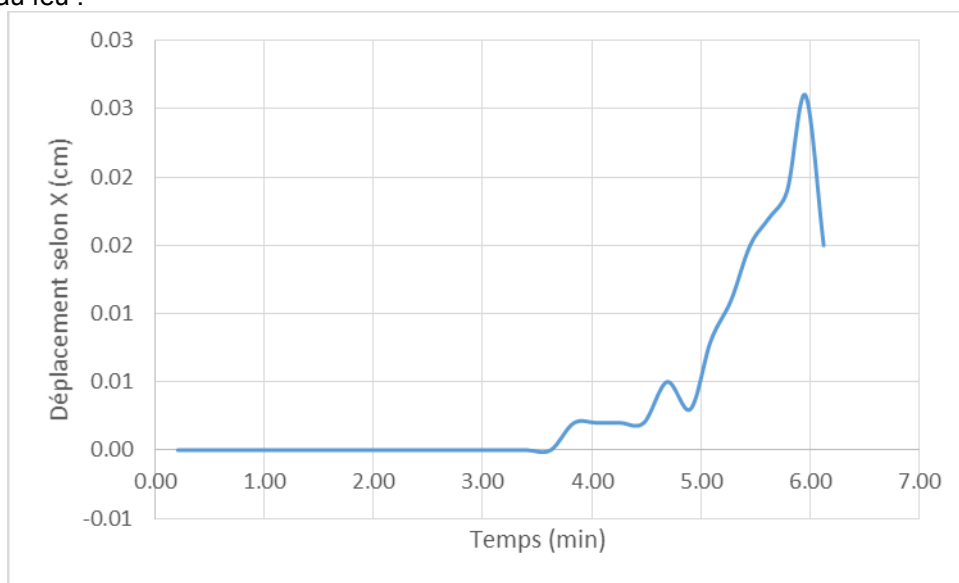
**Figure 9-100 : Modèle mécanique des poteaux courants (à gauche) et de rive (à droite) de type 2.**

La figure suivante montre la déformée du poteau courant de type P1 au bout de 6 minutes et 6 secondes d'exposition au feu :

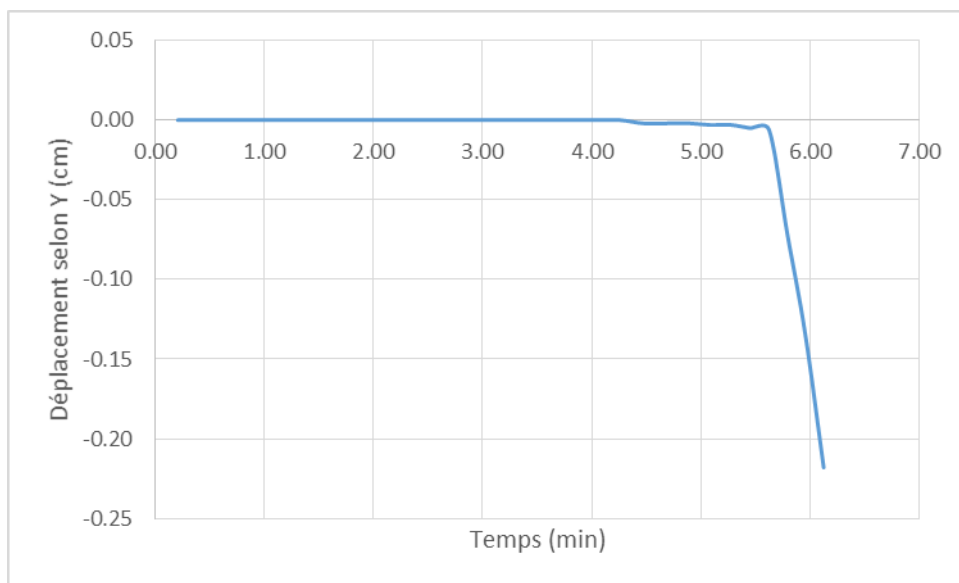


**Figure 9-101 : Déformée du poteau courant P1 au bout de 6 minutes et 6 secondes (coefficient d'amplification x20)**

La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P1 en fonction du temps d'exposition au feu :

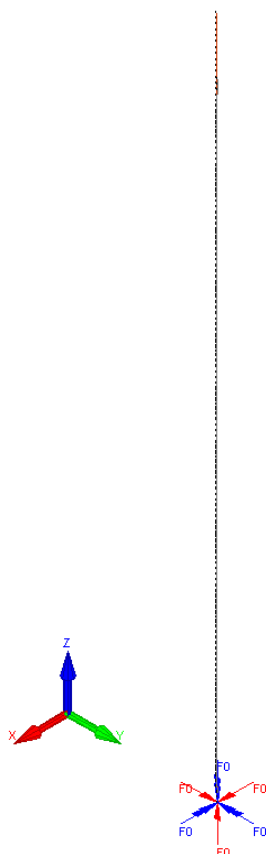


**Figure 9-102 : Déplacement horizontal (selon X) en tête du poteau courant P1 en fonction du temps.**



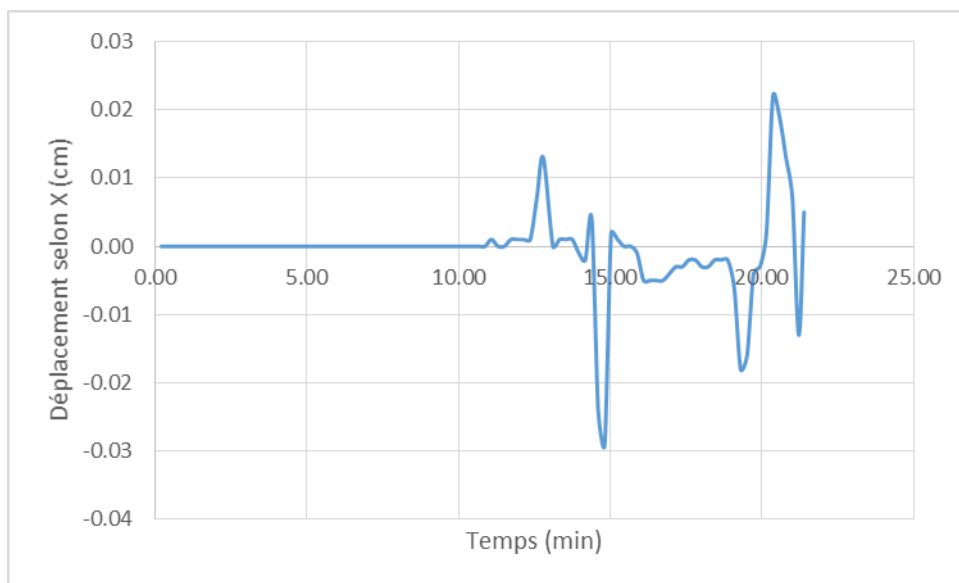
**Figure 9-103 : Déplacement horizontal (selon Y) en tête du poteau courant P1 en fonction du temps.**

La figure suivante montre la déformée du poteau courant de type P2 au bout de 21 minutes et 24 secondes d'exposition au feu :



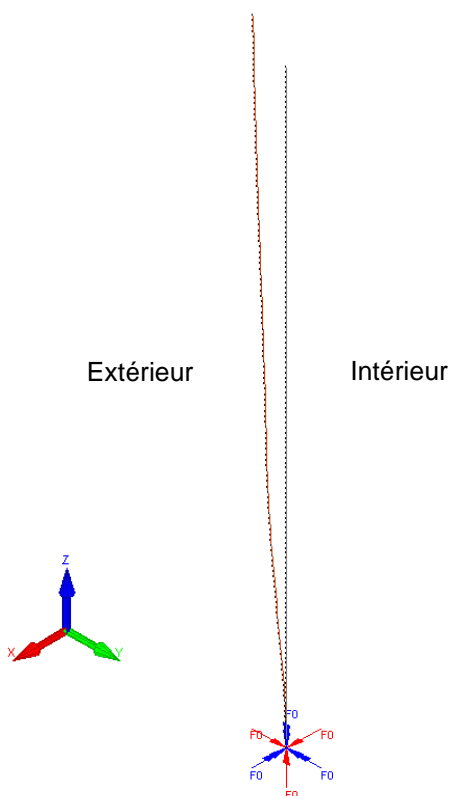
**Figure 9-104 : Déformée du poteau courant P2 au bout de 21 minutes et 24 secondes (coefficient d'amplification x10)**

La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P2 en fonction du temps d'exposition au feu :



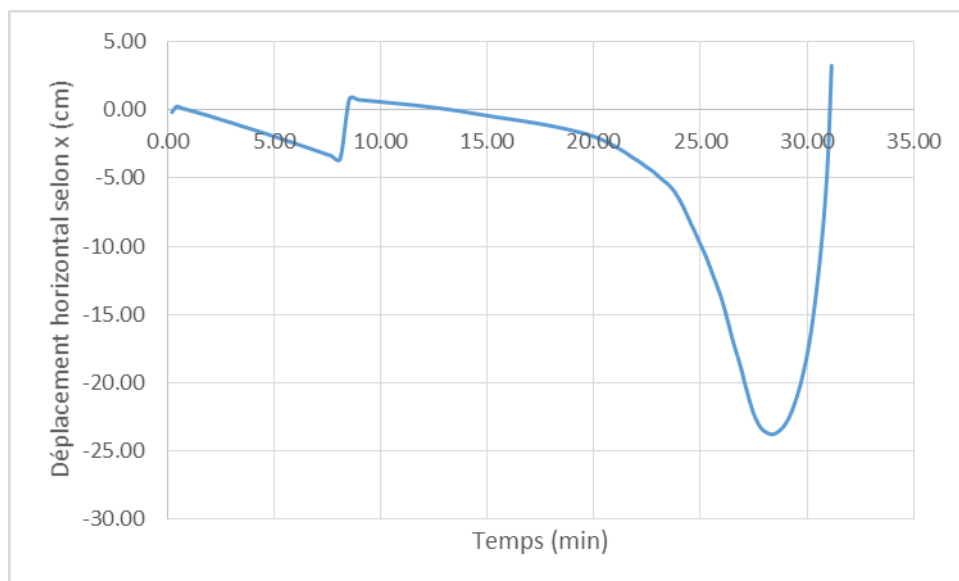
**Figure 9-105 : Déplacement horizontal (selon X) en tête du poteau courant P2 en fonction du temps.**

La figure suivante montre la déformée du poteau courant de type P3 au bout de 31 minutes 12 secondes d'exposition au feu :

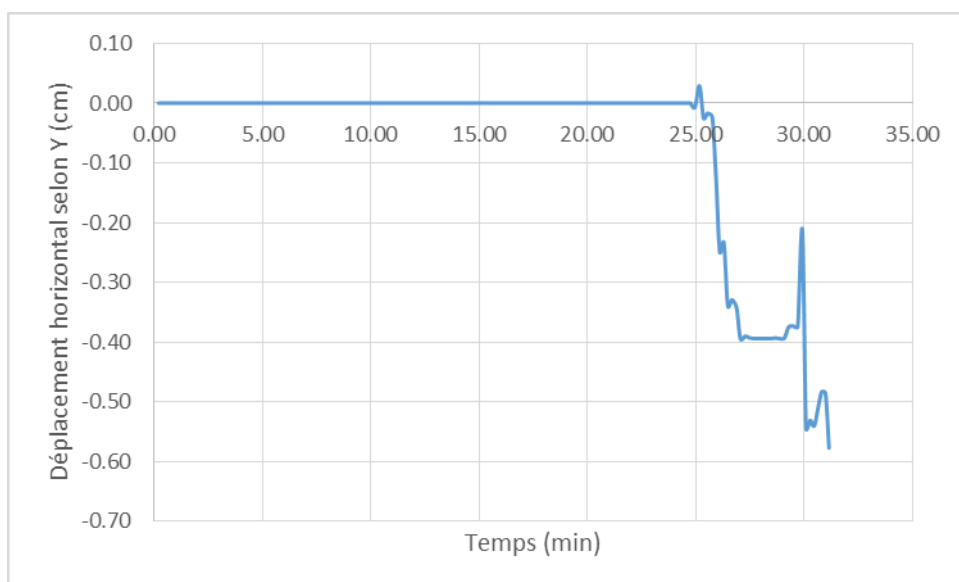


**Figure 9-106 : Déformée du poteau de rive P3 au bout de 31 minutes et 12 secondes (coefficient d'amplification x10)**

La figure suivante montre les déplacements en tête du poteau courant de type P3 en fonction du temps d'exposition au feu :



**Figure 9-107 : Déplacement horizontal (selon X) en tête du poteau de rive P3 en fonction du temps.**



**Figure 9-108 : Déplacement horizontal (selon Y) en tête du poteau de rive P3 en fonction du temps**

Compte tenu des résultats obtenus aux paragraphes précédents, on considère que le poteau situé sur la rive opposée au départ de feu, appelé P3 bis sur la Figure 9-109, ne ruine pas sur toute la durée de l'incendie.

Les résultats montrent que les poteaux courants P1 ruinent au bout de 6 minutes et 6 secondes tandis que les poteaux courants P2 ruinent au bout de 21 minutes et 30 secondes. De plus, nous avons vu que les temps de ruine des poutres et des assemblages sont supérieurs aux temps de ruine des poteaux. Cependant, on considère que la ruine des poteaux courants entraîne la ruine de ces poutres.

Les poteaux de rive de type P3 ruinent au bout de 31 minutes et 12 secondes vers l'extérieur de la structure. **Ainsi, le risque de ruine vers l'extérieur ne peut pas être écarté.** Cependant, la cellule est positionnée de telle sorte que la ruine des poteaux de rive vers l'extérieur de la cellule n'entraîne aucune ruine dans les cellules adjacentes. **Ainsi, le risque de ruine en chaîne inter-cellules peut être écarté.**

L'évolution de la température des gaz en couche chaude correspond aux courbes présentées dans l'ANNEXE A. Ainsi, la température en couche chaude est supérieure à 200°C lors de la ruine respective des poteaux. Or, on considère que lorsque cette température est atteinte, il ne peut plus y avoir de personnes dans le bâtiment. **Le risque de ruine en chaîne intra-cellules peut donc être écarté du fait qu'il n'y aura pas de présence de personnes à ce moment-là.**

#### 9.4.4.3 Poteaux de rive de type 3

Le poteau de rive de type 3 peut être considéré comme un poteau de type P3 comme décrit au paragraphe §9.4.1. En effet, il se trouve en rive de la mezzanine dans laquelle se trouve le départ de feu. Ce poteau est étudié dans le cas de départ de feu le plus défavorable, soit le scénario SC5.

Ainsi, dans un premier temps, un transfert thermique est réalisé avec le logiciel de calcul SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé au cours de l'incendie. Les poteaux sont exposés au feu sur 3 faces car ils sont adjacents à un mur coupe-feu 2h.

La figure suivante montre les champs de température dans le profilé au bout de 31 minutes d'exposition au feu dans le cas du scénario de départ de feu au rez-de-chaussée de la mezzanine.

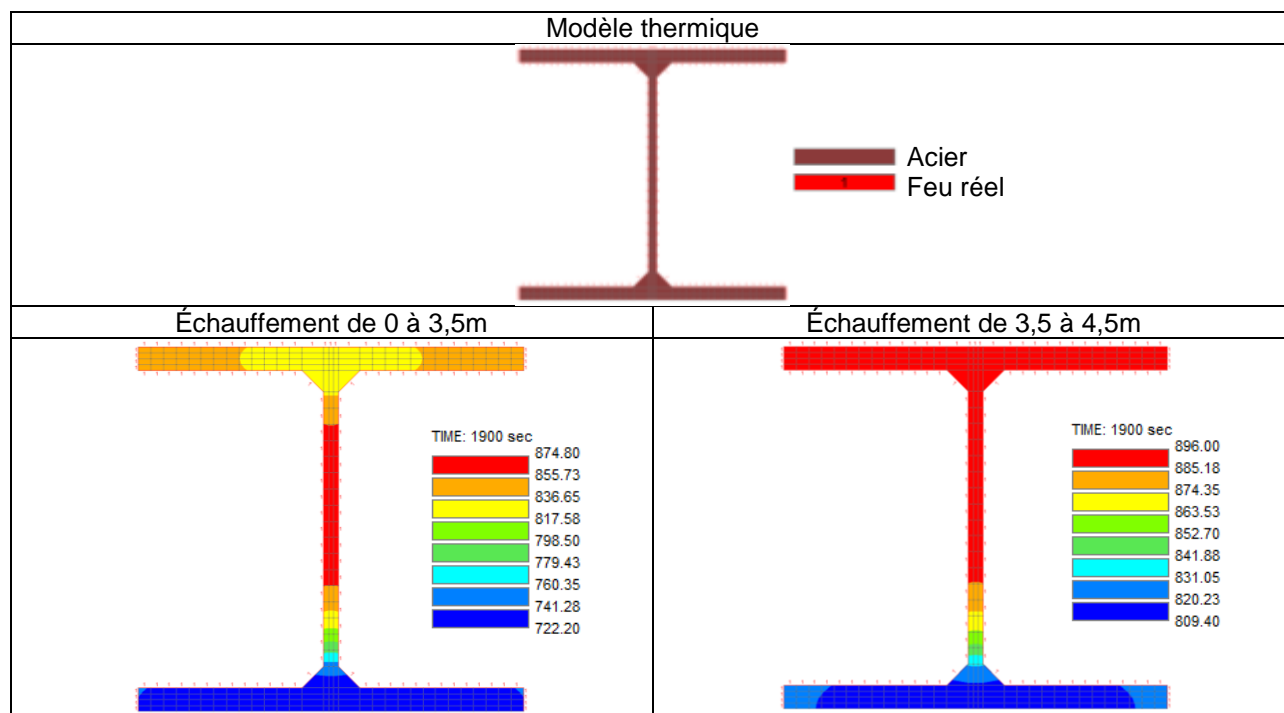
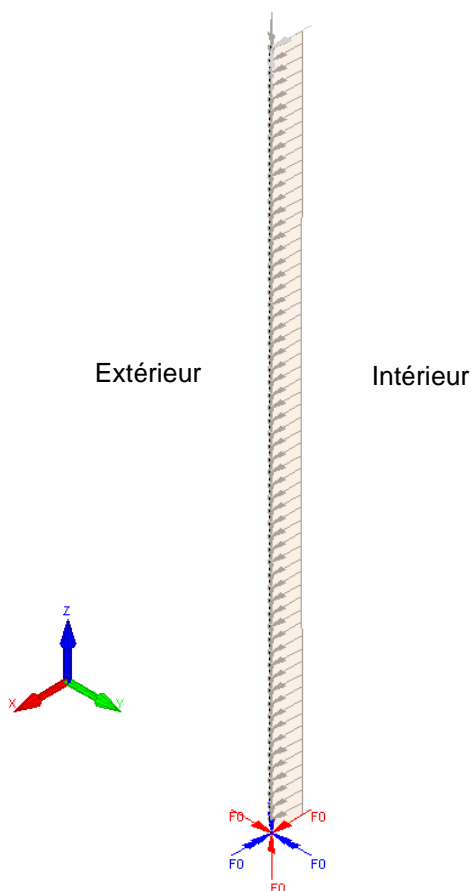


Figure 9-109 : Champs de températures dans le poteau de rive de type 3 au bout de 31 minutes d'exposition au feu.

Le poteau est étudié avec le chargement le plus défavorable obtenu parmi les combinaisons de charges cités au §5.2.6, soit  $G + 0,2 W$ .

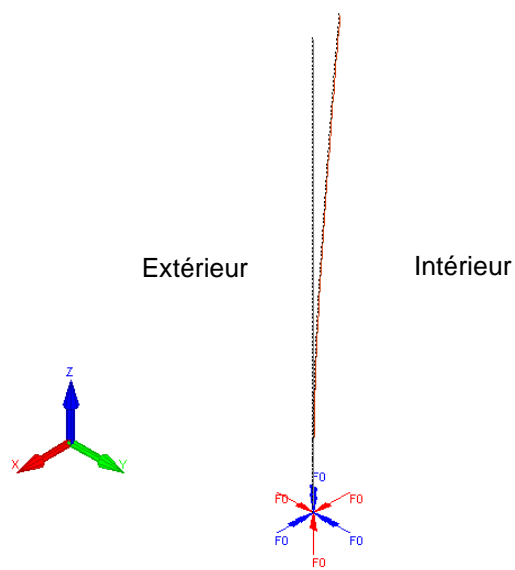
Il a été vu au paragraphe §9.4.2.3 que la poutre de type 3, supportée par le poteau de type 3, ruine au bout de 53 minutes dans le cas du scénario SC5. L'assemblage entre la poutre et le poteau ruine au bout de 8 minutes et 30 secondes. On considère donc que l'assemblage entraîne la poutre dans sa ruine. Le chargement correspondant au poids de la poutre est donc appliquée sur le poteau jusqu'à 8 minutes et 30 secondes lors de la modélisation.

La figure suivante présente le modèle mécanique développé sur le logiciel SAFIR [16], ainsi que le chargement appliqué.



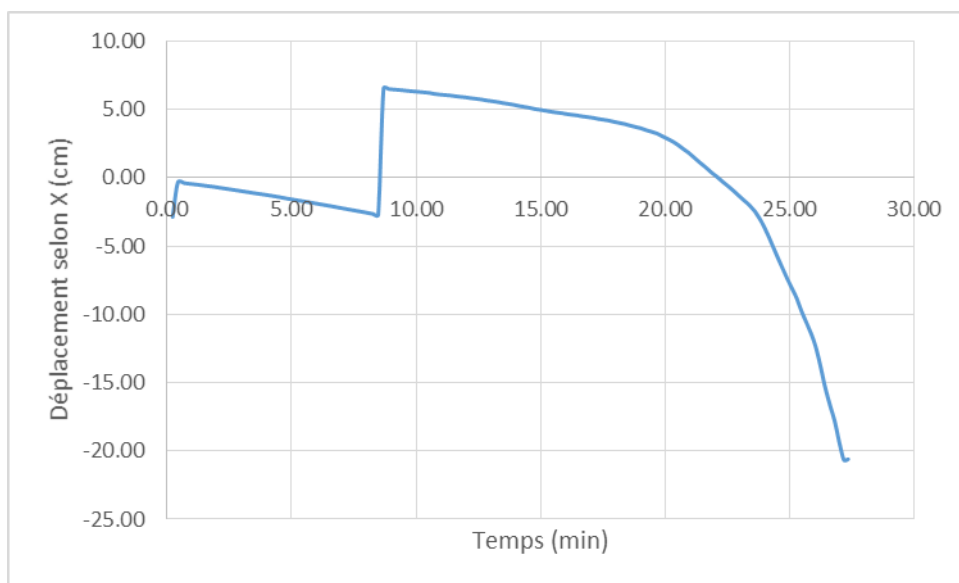
**Figure 9-110 : Modèle mécanique du poteau de rive de type 3.**

La figure suivante montre la déformée du poteau au bout de 27 minutes et 24 secondes d'exposition au feu, dans le cas d'un scénario de départ de feu au rez-de-chaussée de la mezzanine.



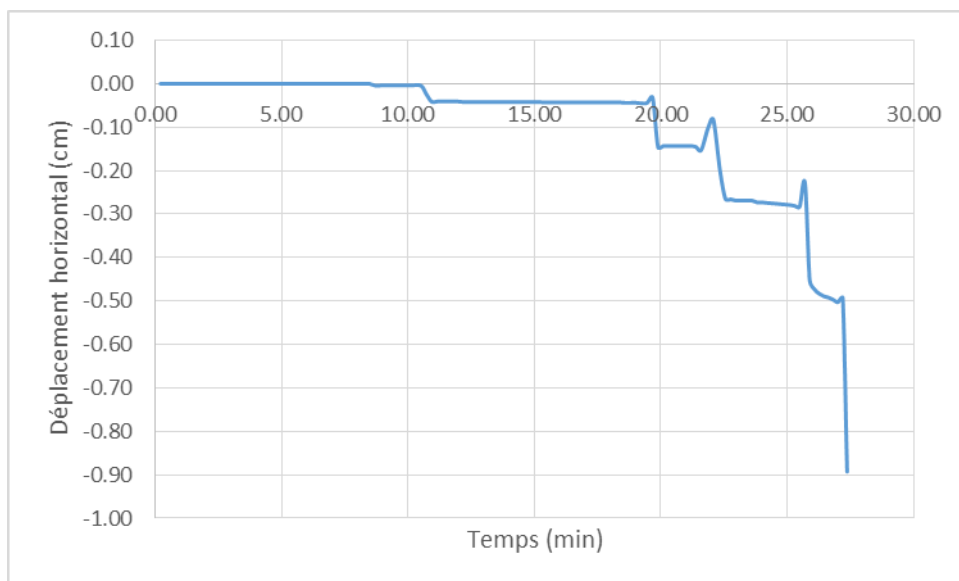
**Figure 9-111 : Déformée du poteau de type 3 au bout de 27 minutes et 24 secondes d'exposition au feu (coefficient d'amplification x2).**

La figure suivante montre le déplacement horizontal en tête du poteau en fonction du temps, dans le cas d'un scénario de départ de feu au rez-de-chaussée de la mezzanine.



**Figure 9-112 : Déplacement horizontal (selon X) en tête de poteau en fonction du temps.**





**Figure 9-113 : Déplacement horizontal (selon Y) en tête de poteau en fonction du temps.**

Les résultats montrent que les poteaux de rive de type 3 ruinent au bout de 27 minutes et 24 secondes vers l'intérieur de la cellule. **Le risque de ruine vers l'extérieur et le risque de ruine en chaîne inter-cellules peut donc être écarté.**

L'assemblage ruine au bout de 8 minutes et 30 secondes et entraîne la poutre dans sa ruine. L'évolution de la température des gaz en couche chaude correspond aux courbes présentées dans l'ANNEXE A. Ainsi, la température en couche chaude est supérieure à 200°C lors de la ruine de l'assemblage et de la poutre. Or, on considère que lorsque cette température est atteinte, il ne peut plus y avoir de personnes dans le bâtiment. **Le risque de ruine en chaîne intra-cellules peut donc être écarté.**

## 9.5 CELLULES F ET G

Les cellules F et G sont adjacentes l'une à l'autre et sont séparées par un mur coupe-feu 2h sous feu conventionnel, comme le montre la figure suivante. Le poteau courant de type 2, repéré sur la figure, est commun aux deux cellules et reprend les charges transmises par les poutres de chaque côté. Ainsi, nous considérerons la structure des deux cellules comme un double portique.

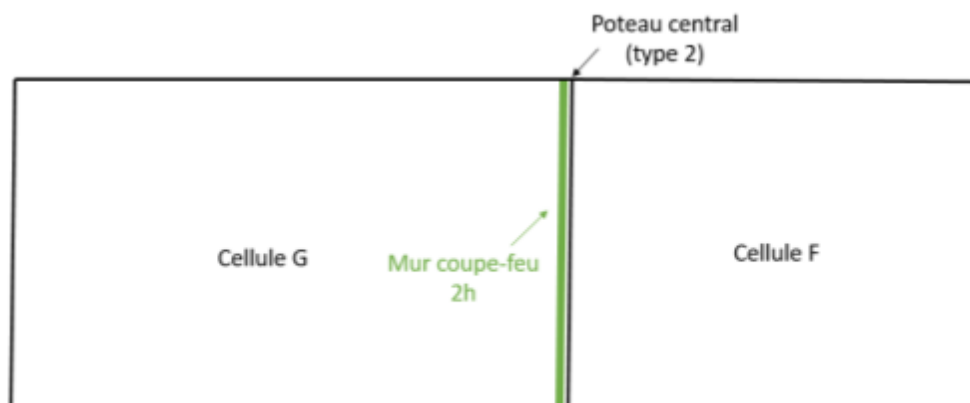


Figure 9-114 : Structure des cellules F et G

### 9.5.1 Scénarios de départ de feu considérés

La structure des cellules F et G est étudiée avec une méthode dite « par élément ». De ce fait, chaque élément est étudié en considérant le scénario de départ de feu le plus défavorable possible. Ainsi, les calculs d'échauffement des éléments sont effectués avec la courbe suivante, correspondant à un scénario de départ de feu situé à une distance de 0 à 5 m.

Comme le montre la figure suivante, la montée en température de cette courbe est supérieure à celle de la courbe de feu conventionnel à partir de 14 minutes. Or, le mur coupe-feu situé entre les deux cellules est prévu pour résister à un feu de type conventionnel et pourrait ne pas résister à une exposition sous feu réel. Cependant, cette ruine ne peut se produire qu'après 14 minutes d'exposition au feu au minimum, ce qui laisse le temps aux personnes présentes dans les cellules adjacentes d'évacuer, ainsi qu'aux secours d'intervenir. Dans le cadre de l'étude des cellules F et G, nous considérons donc que dans le cas d'un départ de feu dans l'une des cellules, la cellule adjacente reste froide.

En outre, un système d'alarme devra être mis en place dans toutes les cellules en prévention.

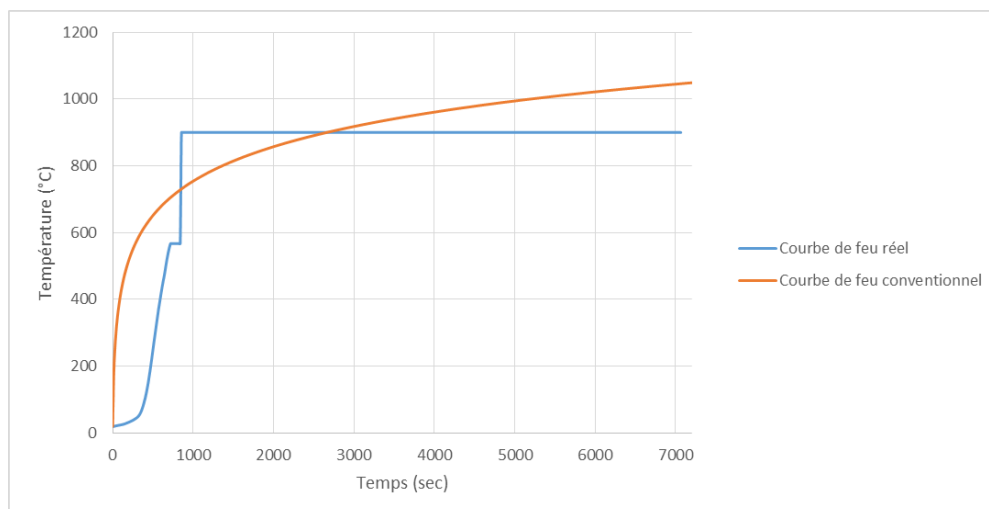


Figure 9-115 : Courbe de température des gaz en fonction du temps.

## 9.5.2 Détermination du temps de ruine des poutres en bois

### 9.5.2.1 Poutre de la cellule F

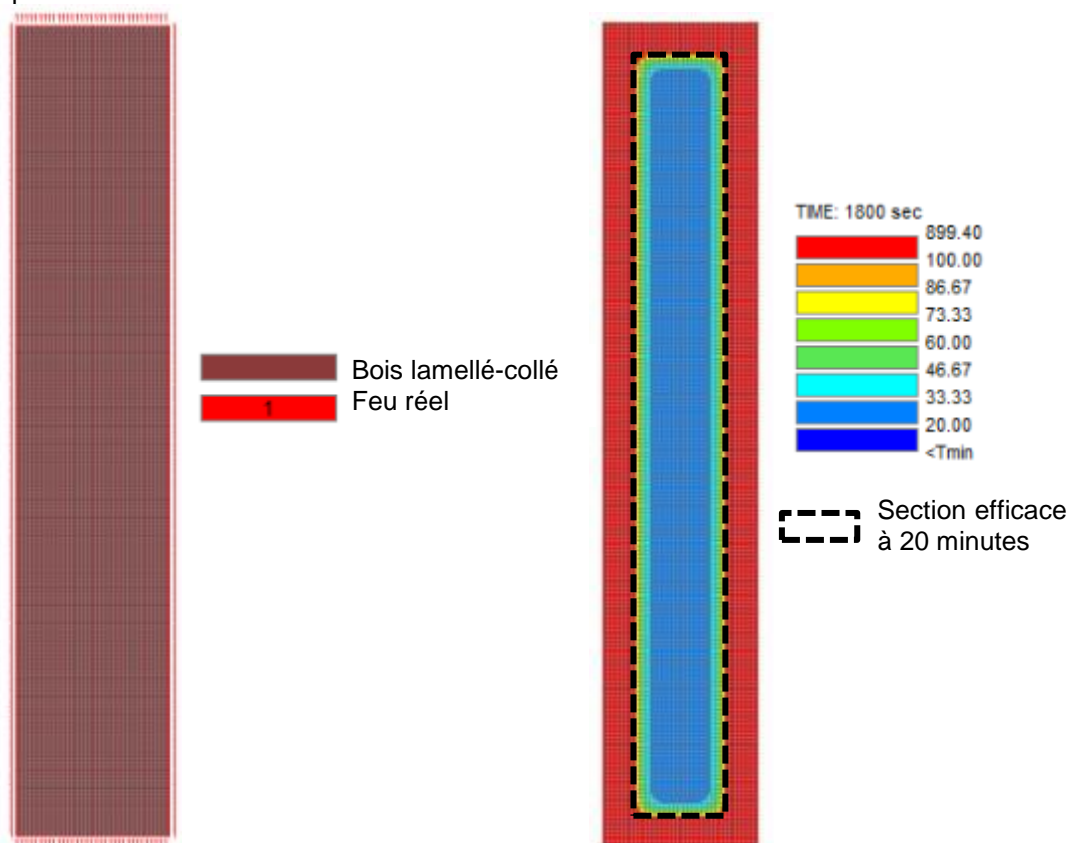
Lors de cette étape, le temps de ruine des poutres en bois lamellé-collé de la cellule F est déterminé. Les sections initiales considérées pour l'étude des poutres sous feu réel correspondent aux sections déterminées au paragraphe §7.1.

Dans un premier temps, la section réduite de la poutre est déterminée pour différentes valeurs de temps d'exposition au feu réel. Pour cela, un calcul de transfert thermique est réalisé avec le logiciel SAFIR [16] afin de connaître l'évolution de la température dans la section. Dans ce modèle, les poutres sont considérées comme étant exposées 4 faces.

À partir de ce modèle, la section réduite de la poutre est déterminée grâce à la méthode de l'isotherme 100°C.

Cette méthode consiste à considérer que la zone de la section échauffée à moins de 100°C est la seule zone à travailler mécaniquement.

À titre d'exemple, la figure suivante présente les champs de températures dans la section minimale de la poutre de la cellule F après 20 minutes d'incendie.



**Figure 9-116 : Modèle thermique de la poutre de la cellule F au bout de 20 minutes d'exposition au feu.**

Avec la méthode de l'isotherme 100°C, on obtient une section efficace de 142 x 855 mm<sup>2</sup> au bout de 28 minutes d'exposition au feu réel.

Dans un second temps, la stabilité des poutres est étudiée de la même façon qu'au paragraphe §6.2 en considérant les sections réduites calculées à l'étape précédente. La poutre est étudiée en considérant la combinaison de charges la plus défavorable parmi celles présentée au §5.2.6, soit G + 0,2 S.

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la poutre de la cellule F et ce, pour différentes valeurs de temps d'exposition de la poutre au feu réel.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	204	925	22	162100	17,01	1,19	0,71	0,21	0,28
	28	142	855	22	162100	8,92	1,64	0,37	0,34	0,91
	30	133	865	22	162100	7,83	1,75	0,33	0,36	1,11

**Tableau 9-28 : Stabilité de la poutre de la cellule G sous feu réel.**

Les résultats montrent que la poutre n'est pas stable au déversement à partir de 30 minutes d'exposition au feu réel. On considère donc que la ruine de la poutre se produit entre 28 et 30 minutes d'exposition au feu.

#### 9.5.2.2 Poutre de la cellule G

De la même façon que pour la poutre de la cellule F, la section réduite de la poutre de la cellule G est déterminée à partir de la méthode de l'isotherme 100°C. Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour la stabilité de cette poutre en considérant les sections obtenues.

Pannes	t [min]	b [mm]	h [mm]	l [m]	My max [N.m]	$\sigma_{Mcrit}$ [N/mm <sup>2</sup> ] [EC5 §6.3.3 (2) 6.32]	$\lambda_{rélm}$ [EC5 §6.3.3 (2) 6.30]	$k_{crit}$ [EC5 §6.3.3 (4) 6.34]	Résistance des sections	Stabilité des éléments
									Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.1.6 (1) 6.11]	Taux de travail en flexion simple [EC5 §6.3.3 (3) 6.33]
Combinaison de vent	0	228	1040	26	238300	15,9	1,22	0,67	0,21	0,31
	30	158	990	26	238300	8,07	1,72	0,33	0,33	0,99
	33	150	990	26	238300	7,27	1,82	0,31	0,35	1,16

**Tableau 9-29 : Stabilité de la poutre de la cellule F sous feu réel.**

Les résultats montrent que la poutre n'est pas stable au déversement à partir de 33 minutes d'exposition au feu réel. On considère donc que la ruine de la poutre se produit entre 30 et 33 minutes d'exposition au feu.

#### 9.5.3 Comparaison entre le temps de ruine de l'assemblage et des poutres en bois.

La ruine des plats métalliques externes composant les assemblages peut intervenir lorsque la température de ces derniers dépasse 500 °C. Les élévations de température de ces éléments en fonction du temps ont donc été calculées.

À titre d'exemple, est présentée ci-dessous l'évolution de températures dans les plats métalliques de l'assemblage du poteau de rive de type 2 avec un départ de feu situé à moins de 5m.

Temps [min]	Température gaz [°C]	Température acier [°C]
0	20	20,00
0,25	20,02	20,00
0,5	21,11	20,04
0,75	21,76	20,10
1	22,53	20,18
1,25	23,21	20,28

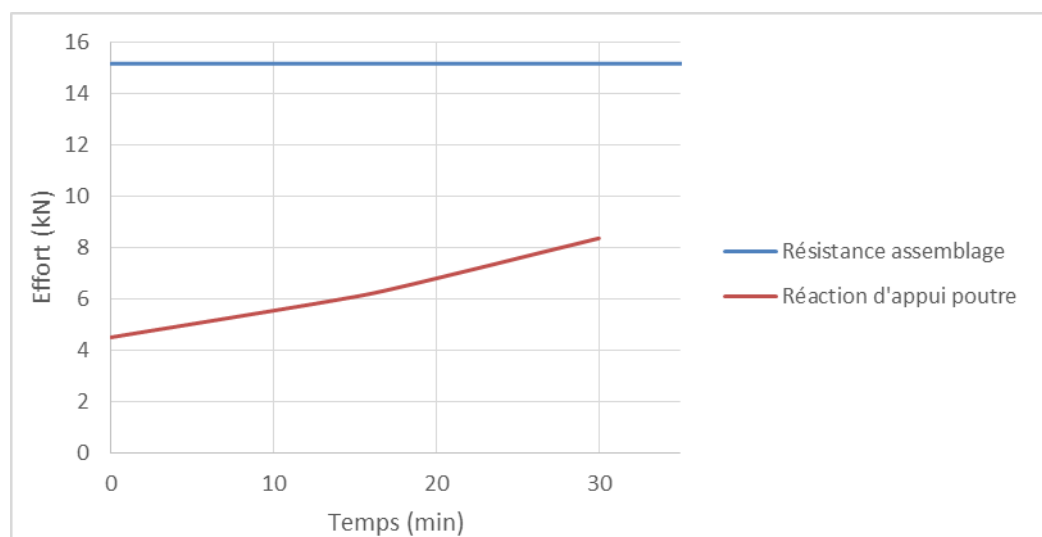
1,5	23,91	20,41
1,75	24,65	20,55
2	25,49	20,72
2,25	26,45	20,92
2,5	27,61	21,15
2,75	28,96	21,42
3	30,44	21,73
3,25	31,93	22,08
3,5	33,49	22,47
3,75	35,13	22,91
4	36,87	23,39
4,25	38,83	23,92
4,5	41,03	24,51
4,75	43,29	25,16
5	45,84	25,88
5,25	49,15	26,68
5,5	53,52	27,61
5,75	59,64	28,73
6	67,94	30,10
6,25	78,31	31,80
6,5	91	33,90
6,75	105,71	36,48
7	122,29	39,59
7,25	141,74	43,36
7,5	163,96	47,88
7,75	187,41	53,22
8	212,81	59,48
8,25	239,7	66,74
8,5	266,9	75,05
8,75	292,68	84,34
9	318,92	94,68
9,25	344,65	106,07
9,5	370,45	118,54
9,75	392,7	131,89
10	415,6	146,20
10,25	437,26	161,39
10,5	457,57	177,39
10,75	476,05	194,07
11	498,85	211,80
11,25	520,21	230,49
11,5	539,37	249,94
11,75	555,36	269,85
12	567,27	289,81
12,25	567,27	308,63
12,5	567,27	326,36
12,75	567,27	343,03
13	567,27	358,70
13,25	567,27	373,39
13,5	567,27	387,15
13,75	567,27	400,02
14	567,27	412,04
14,25	900	469,82
14,5	900	521,15
14,75	900	566,29
15	900	605,71

**Figure 9-117 : Température dans les plats métalliques.**

Nous constatons que dans ce cas, la plaque métallique de l'assemblage atteint une température de 500°C après 14 minutes et 15 secondes. Il est donc susceptible de ruiner à partir de ce moment.

De plus, la résistance des boulons à chaud, calculée au paragraphe §9.1, est comparée à la réaction induite par la poutre sur l'assemblage au cours de l'incendie.

À titre d'exemple, la figure suivante permet de comparer la réaction induite par la poutre de la cellule F au fur et à mesure du temps d'exposition au feu avec la résistance de l'assemblage.



**Figure 9-118 : Comparaison effort sur appui / résistance assemblage (cellule F)**

Comme le montre le paragraphe §9.5.2, la poutre de la cellule F ruine entre 28 et 30 minutes d'exposition au feu. Or, la figure précédente montre que la réaction d'appui induite par la poutre sur l'assemblage au bout de 30 minutes d'exposition au feu est inférieure à la résistance de l'assemblage.

#### 9.5.4 Détermination du temps et du mode de ruine des poteaux métalliques.

Le paragraphe suivant présente les résultats obtenus pour le temps de ruine et le mode de ruine des poteaux métalliques des cellules F et G.

##### 9.5.4.1 Poteaux de rive de type 1

Le poteau de type 1 est situé en rive des cellules F et G et ne reprend pas de poutres. Les charges reprises par le poteau sont les mêmes pour les cellules F et G.

Dans un premier temps, un transfert thermique est réalisé avec le logiciel de calcul SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé au cours de l'incendie. Les poteaux sont exposés 3 faces car ils sont positionnés contre un mur coupe-feu 2h.

La figure suivante montre les champs de température dans le profilé au bout de 18 minutes d'exposition au feu.

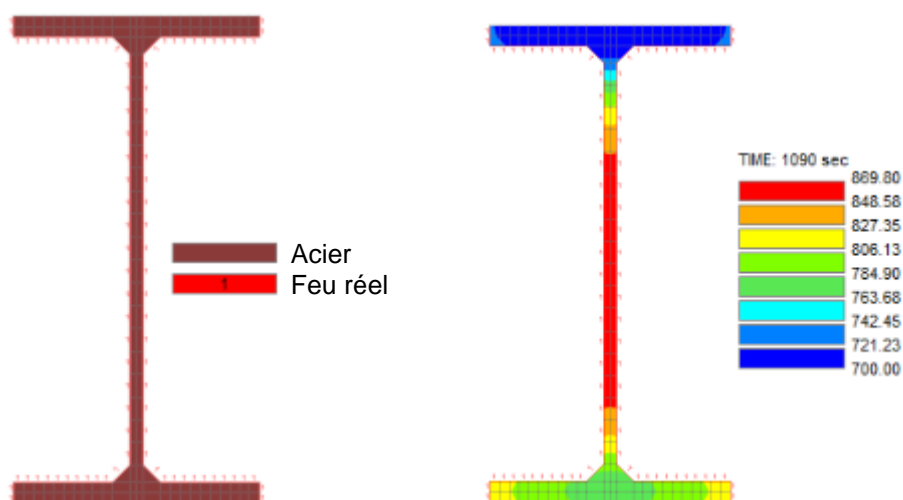


Figure 9-119 : Champs de températures dans le profilé au bout de 18 minutes d'exposition au feu.

Dans un second temps, un modèle mécanique est réalisé afin d'étudier la stabilité au feu du poteau, comme le montre la figure suivante.

Le poteau est étudié dans le cas de la combinaison de charges la plus défavorable, soit  $G + 0,2 W$ .

La figure suivante présente le modèle mécanique développé sur le logiciel SAFIR [16], ainsi que le chargement appliqué.

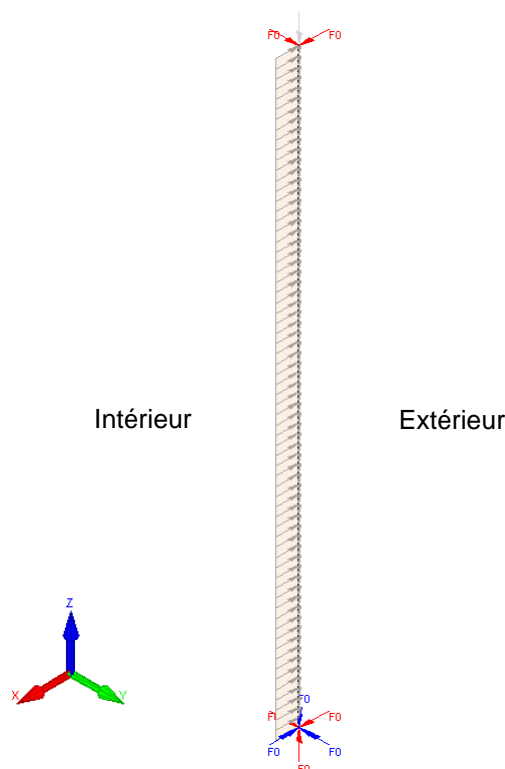
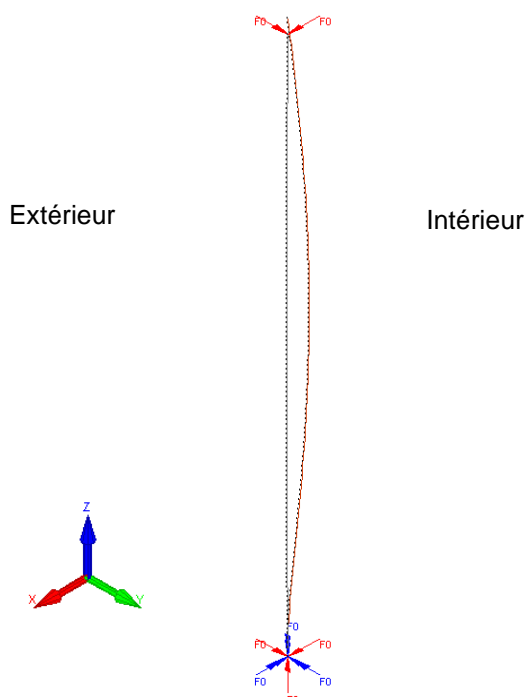


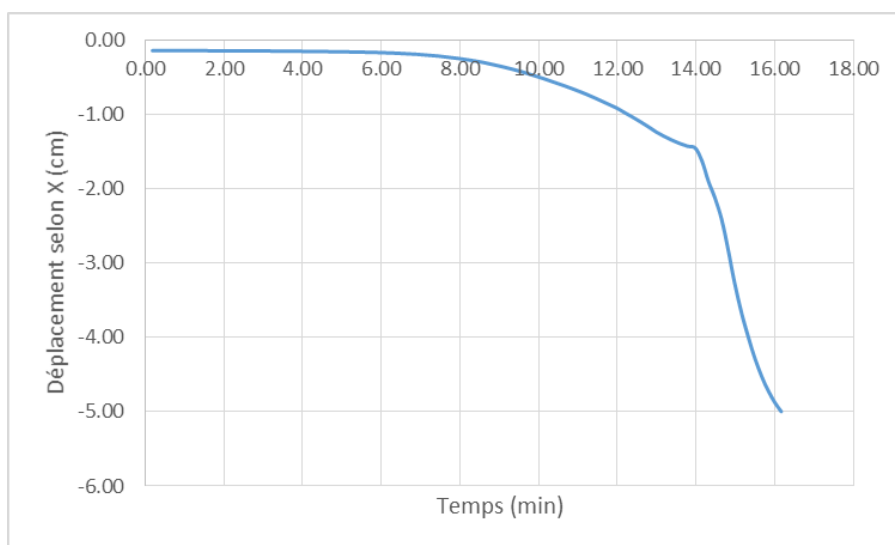
Figure 9-120 : Modèle mécanique du poteau de rive de type 1.

La figure suivante montre la déformée du poteau au bout de 16 minutes et 12 secondes d'exposition au feu.



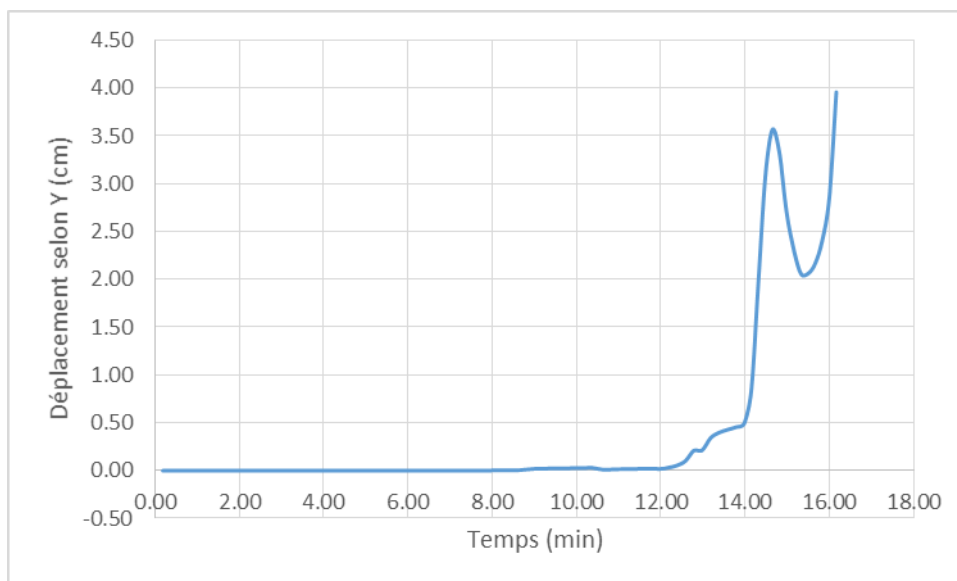
**Figure 9-121 : Déformée du poteau de type 1 au bout de 16 minutes 12 secondes d'exposition au feu.**

La figure suivante montre le déplacement horizontal à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.



**Figure 9-122 : Déplacement horizontal (selon X) à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.**





**Figure 9-123 : Déplacement horizontal (selon Y) à mi- hauteur du poteau en fonction du temps.**

Les résultats montrent que :

- La ruine du poteau se produit au bout 16 minutes et 12 secondes d'exposition au feu.
- **Le poteau ruine vers l'extérieur de la cellule.**

Les poteaux de type 1 sont situés en rive des cellules F et G sur des côtés qui ne comportent pas de cellules adjacentes. **Ainsi, le risque de ruine en chaîne inter-cellule peut être écarté.**

Le poteau est étudié dans le cadre du scénario de départ de feu n°4. Ainsi, l'évolution de la température des gaz en couche chaude correspond à la courbe présentée sur la **Figure 11-25** pour une hauteur supérieure à 3,5m. On peut voir qu'au moment de la ruine du poteau de type 1, la température des gaz en couche chaude est supérieure à 700°C. Or, la température maximale pouvant être supportée par des personnes est de 200°C. **Ainsi, le risque de ruine en chaîne intra-cellule peut être écarté.**

#### 9.5.4.2 Poteaux courant de type 2

Les poteaux courants de type 2 supportent les poutres des cellules F et G simultanément. Il est exposé au feu dans le cas d'un départ de feu au sein de la cellule F seulement car il est protégé par un mur coupe-feu du côté de la cellule G.

Cependant, dans le cas d'un départ de feu au sein de la cellule F, il est à prévoir que la ruine du poteau provoque un phénomène de ruine en chaîne inter-cellule. En effet, la structure de la cellule G perdrait alors l'un de ses appuis.

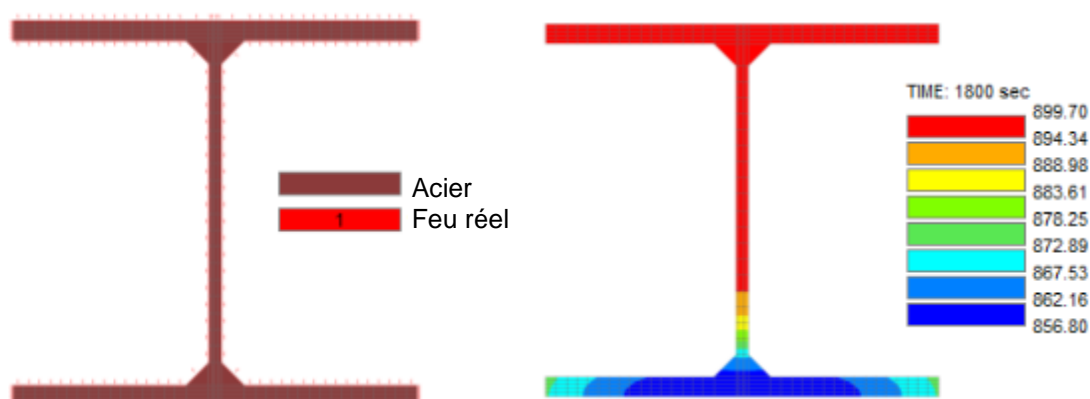
Ainsi, une protection est à prévoir sur les poteaux courants de type 2 afin d'éviter leur ruine.

#### 9.5.4.3 Poteaux de rive de type 2

Les poteaux de rive de type 2, présentés aux paragraphes §3.1.4 et 3.1.5, sont présents dans les cellules F et G. Les poteaux de la cellule F supportent la poutre présentée au paragraphe §3.1.4, dont la portée est de 22 m, tandis que les poteaux de la cellule G supportent la poutre présentée au paragraphe §3.1.5, dont la portée est de 26 m. Afin de simplifier l'étude, nous étudions les poteaux les plus chargés, à savoir les poteaux de la cellule G.

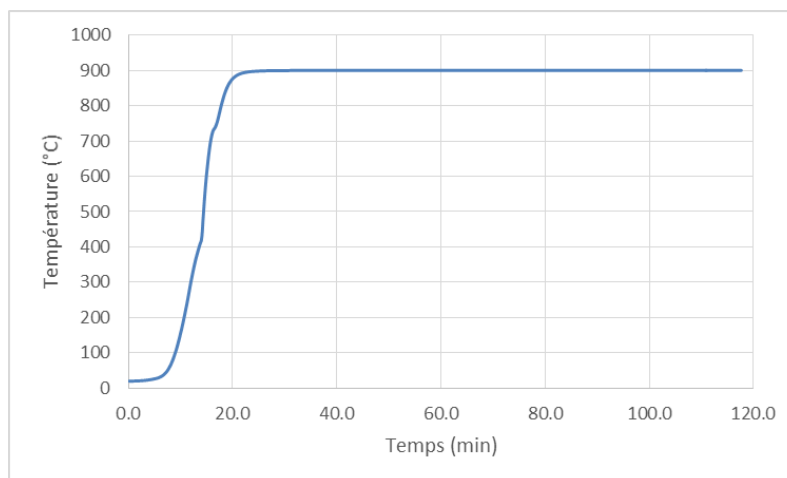
Dans un premier temps, un transfert thermique est réalisé avec le logiciel de calcul SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé au cours de l'incendie. Les poteaux sont exposés 3 faces car ils sont positionnés contre un mur coupe-feu 2h.

La figure suivante montre les champs de température dans le profilé au bout de 20 minutes d'exposition au feu.



**Figure 9-124 : Modèle thermique du profilé et distribution de température au bout de 20 minutes d'exposition au feu.**

La figure suivante montre l'évolution de la température au niveau de l'âme du profilé au cours de l'incendie.

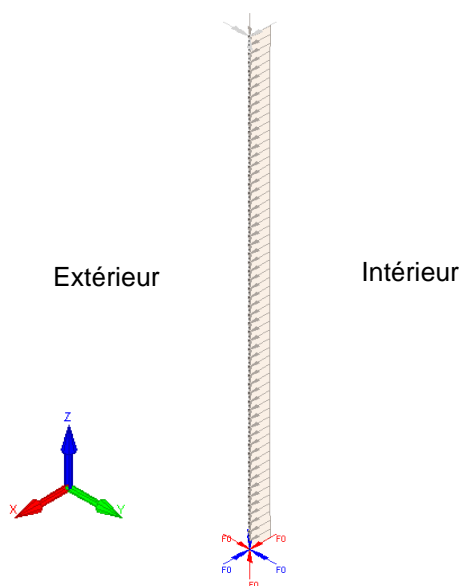


**Figure 9-125 : Évolution de la température dans le profilé en fonction du temps.**

Dans un second temps, un modèle mécanique est réalisé afin d'étudier la stabilité au feu du poteau, comme le montre la figure suivante.

Le poteau est étudié dans le cas de la combinaison de charges la plus défavorable, soit  $G + 0,2 W$ . De plus, l'assemblage ruine au bout de 14 minutes et 15 secondes. Les charges sont donc appliquées sur le poteau jusqu'à la ruine de l'assemblage.

La figure suivante présente le modèle mécanique développé, ainsi que les charges appliquées.



**Figure 9-126 : Modèle mécanique du poteau de rive de type 2.**

La figure suivante montre la déformée du poteau au bout de 19 minutes et 36 secondes d'exposition au feu.

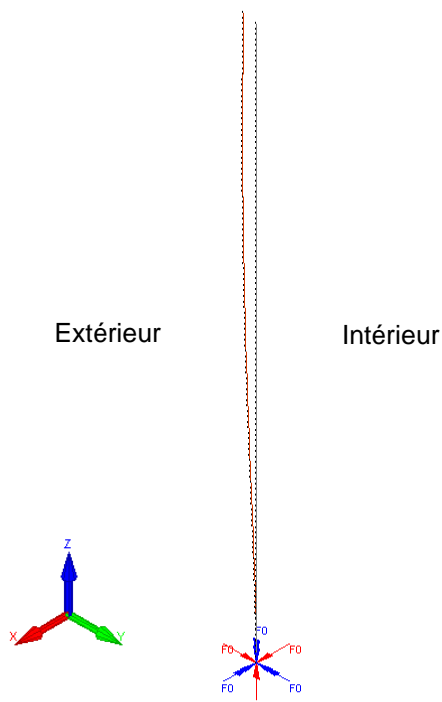


Figure 9-127 : Déformée du poteau au bout de 19 minutes et 36 secondes d'exposition au feu (coefficient d'amplification x3).

La figure suivante montre le déplacement en tête de poteau en fonction du temps.

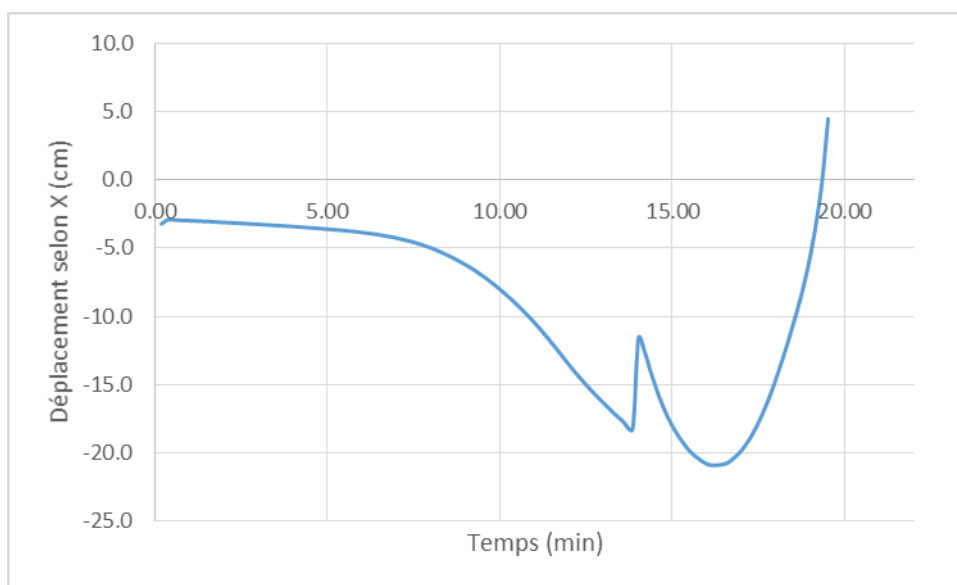


Figure 9-128 : Déplacement horizontal (selon X) en tête de poteau en fonction du temps.

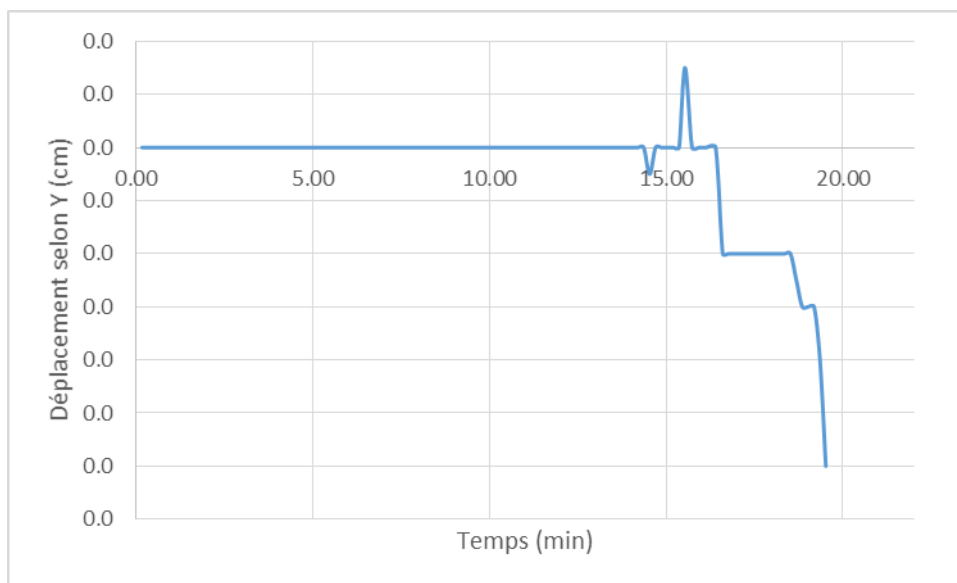


Figure 9-129 : Déplacement horizontal (selon Y) en tête de poteau en fonction du temps.

Les résultats montrent que le poteau ruine au bout de 19 minutes et 36 secondes vers l'extérieur de la cellule. **Ainsi, le risque de ruine vers l'extérieur et le risque de ruine en chaîne inter-cellules ne peuvent pas être écartés**

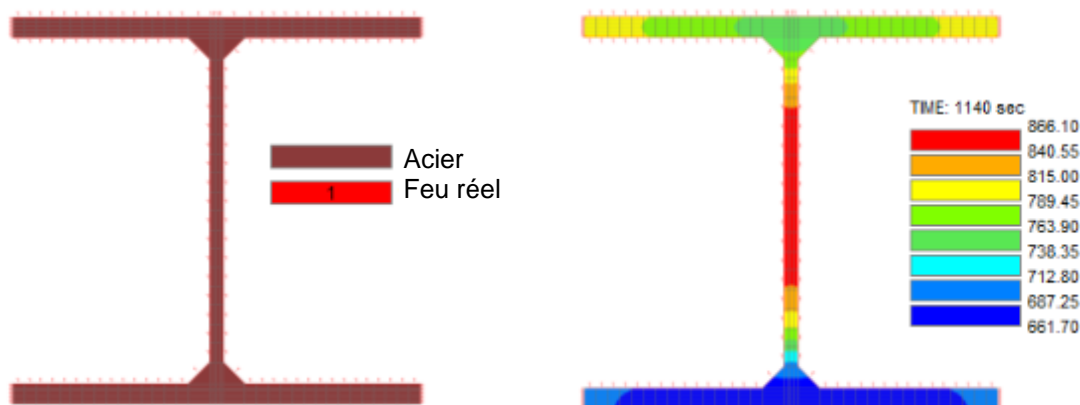
De plus, l'assemblage ruine au bout de 14 minutes et 15 secondes et entraîne la ruine de la poutre. L'évolution de la température des gaz en couche chaude correspond aux courbes présentées dans l'ANNEXE A (partie A.5). Ainsi, la température en couche chaude est supérieure à 200°C lors de la ruine de l'assemblage et de la poutre. Or, on considère que lorsque cette température est atteinte, il ne peut plus y avoir de personnes dans le bâtiment. **Le risque de ruine en chaîne intra-cellules peut donc être écarté.**

#### 9.5.4.4 Poteaux de rive de type 3

Les poteaux de type 3, présentés au paragraphe §3.1.4, sont situés en rive au sein de la cellule F et supportent une poutre dont la portée est de 22m.

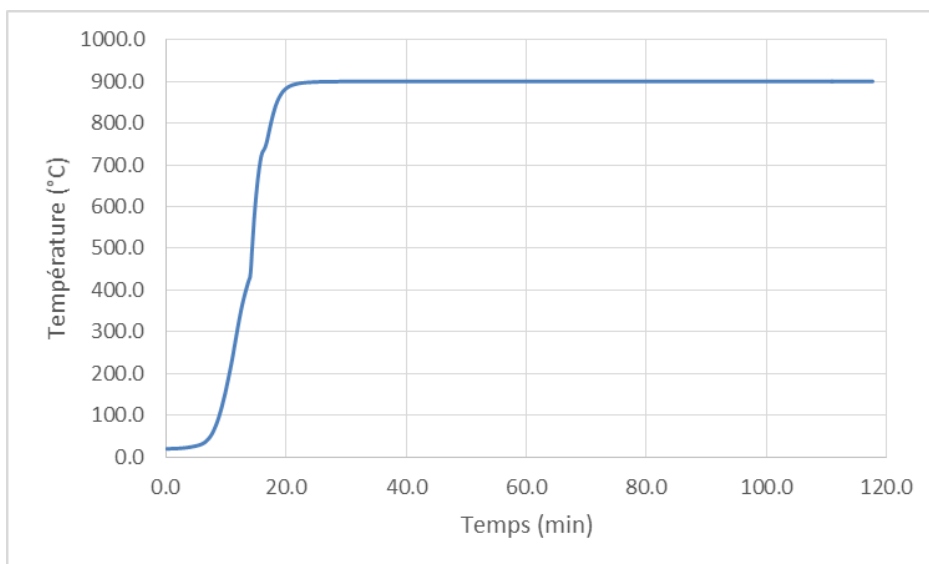
De même que pour les autres types de poteaux, un transfert thermique est tout d'abord réalisé avec le logiciel de calculs SAFIR [16] afin de déterminer la distribution de températures dans le profilé au cours du temps. Les poteaux sont exposés sur 3 faces de la même façon que les poteaux de rive de type 2.

La figure suivante montre les champs de température dans le profilé au bout de 19 minutes d'exposition au feu.



**Figure 9-130 : Modèle thermique du profilé et distribution de température au bout de 19 minutes d'exposition au feu.**

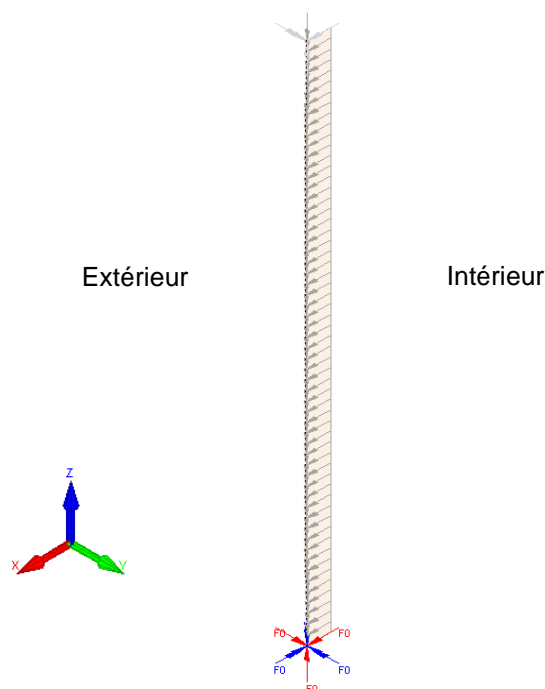
La figure suivante montre l'évolution de la température au niveau de l'âme du profilé au cours de l'incendie.



**Figure 9-131 : Évolution de la température dans le profilé en fonction du temps.**

Le poteau est étudié dans le cas de la combinaison de charges la plus défavorable, soit  $G + 0,2 W$ . De plus, l'assemblage ruine au bout de 14 minutes et 15 secondes. Les charges sont donc appliquées sur le poteau jusqu'à la ruine de l'assemblage.

La figure suivante présente le modèle mécanique développé, ainsi que les charges appliquées. .



**Figure 9-132 : Modèle mécanique du poteau de rive de type 3.**

La figure suivante montre la déformée du poteau au bout de 18 minutes et 18 secondes d'exposition au feu.

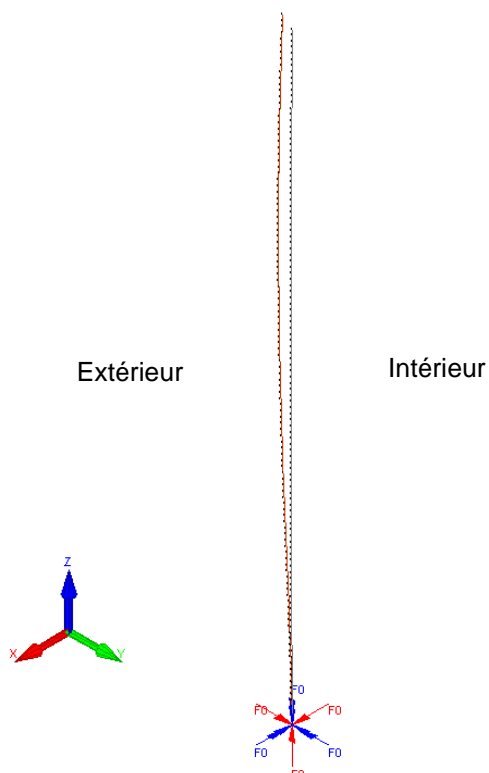


Figure 9-133 : Déformée du poteau au bout de 18 minutes et 18 secondes d'exposition au feu.

La figure suivante montre le déplacement en tête de poteau en fonction du temps.

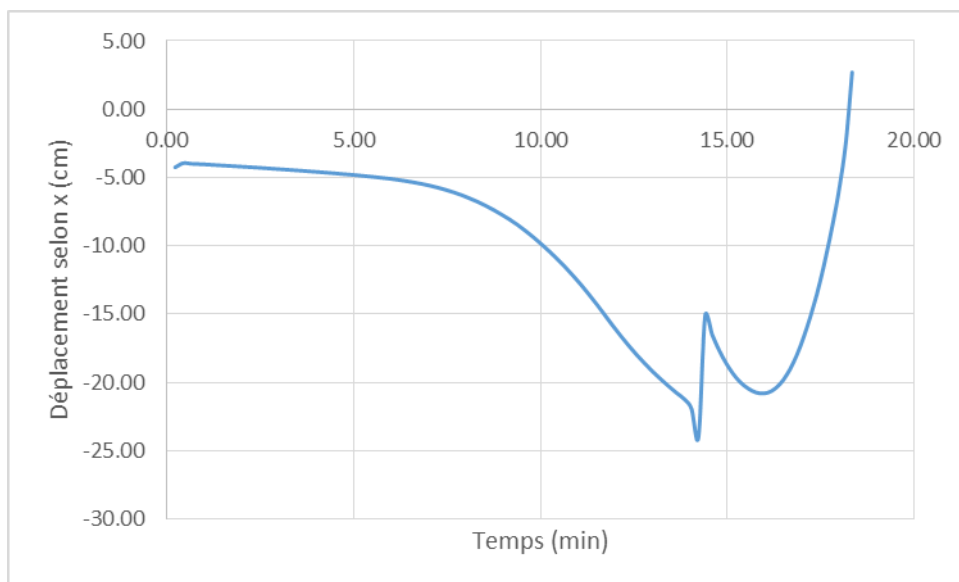


Figure 9-134 : Déplacement horizontal (selon X) en tête de poteau en fonction du temps.

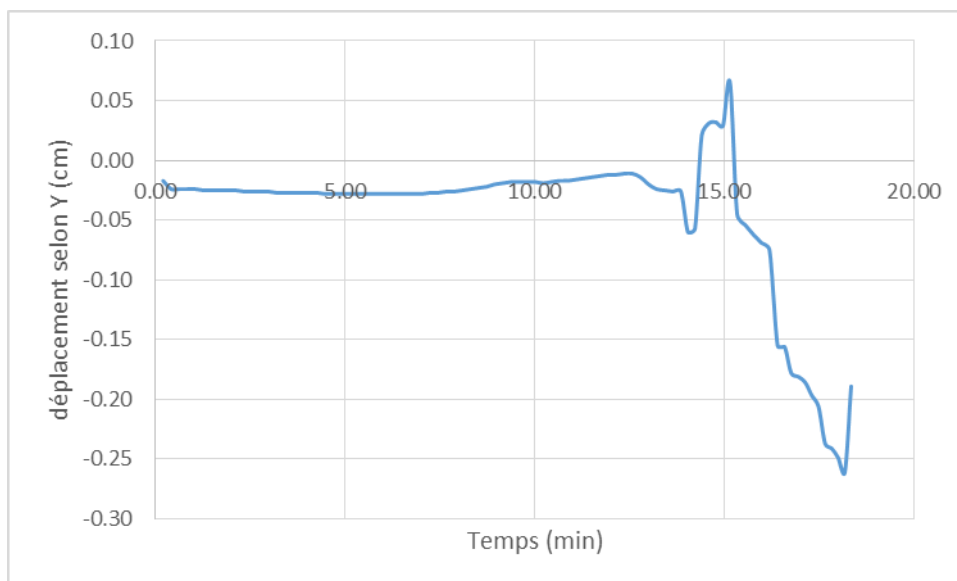


Figure 9-135 : Déplacement horizontal (selon Y) en tête de poteau en fonction du temps.

Les résultats montrent que le poteau de type 3 ruine au bout de 18 minutes et 18 secondes vers l'extérieur de la cellule. **Ainsi, le risque de ruine vers l'extérieur et le risque de ruine en chaîne inter-cellules ne peuvent pas être écartés.**

De plus, l'assemblage ruine au bout de 14 minutes 15 secondes et entraîne la ruine de la poutre. L'évolution de la température des gaz en couche chaude correspond aux courbes présentées dans l'ANNEXE A (partie A.5). Ainsi, la température en couche chaude est supérieure à 200°C lors de la ruine de l'assemblage et de la poutre. Or, on considère que lorsque cette température est atteinte, il ne peut plus y avoir de personnes dans le bâtiment. **Le risque de ruine en chaîne intra-cellules peut donc être écarté.**

#### 9.5.5 Vérification de la non-ruine en chaîne inter-cellules

L'objectif de ce paragraphe est de vérifier que la ruine de l'une des cellules F et G n'entraîne pas la ruine de l'autre et que, de ce fait, le critère de non-ruine en chaîne inter-cellule est respecté.

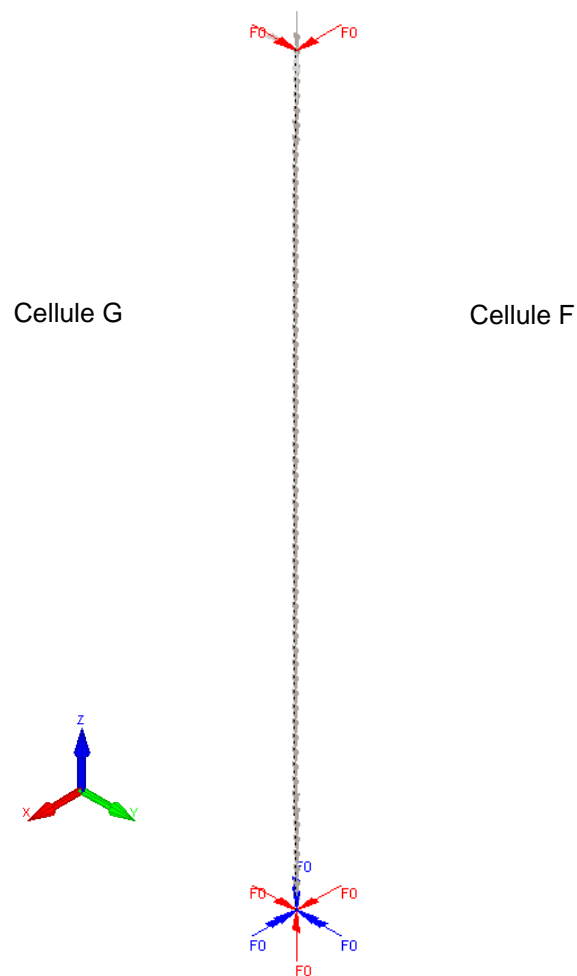
##### 9.5.5.1 Ruine de la cellule F

L'étude sur le mode de ruine des éléments de la cellule F, détaillée dans les paragraphes précédents, a montré que les poutres de la cellule F ruinent entre 28 et 30 minutes d'exposition au feu. De plus, les assemblages ruinent entre 14 minutes 15 secondes et 18 minutes 45 secondes suivant la position du départ de feu dans la cellule. Nous étudions donc l'impact de cette ruine sur le poteau central du portique. Les charges induites par la poutre de la cellule sont appliquée jusqu'à 18 minutes et 45 secondes de façon défavorable.

On considère que le poteau central reste froid puisqu'il est protégé par le mur coupe-feu, comme l'indique la Figure 9-114.

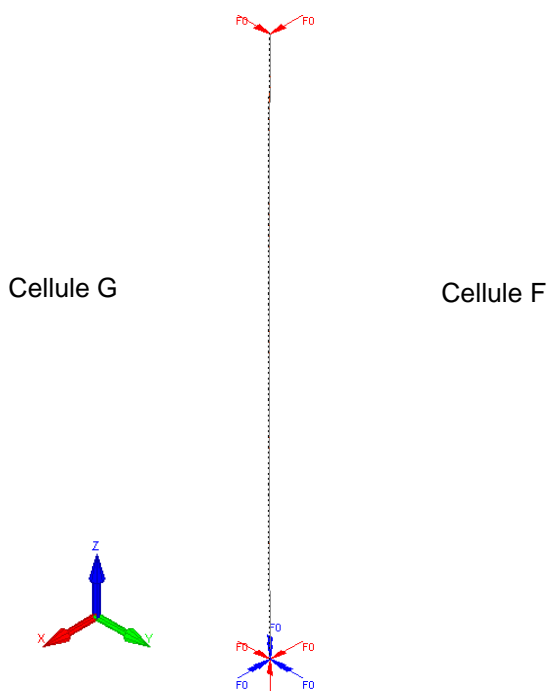
Pour cela, un modèle mécanique du portique est réalisé à partir du logiciel de calcul SAFIR [16], comme le montre la figure suivante.





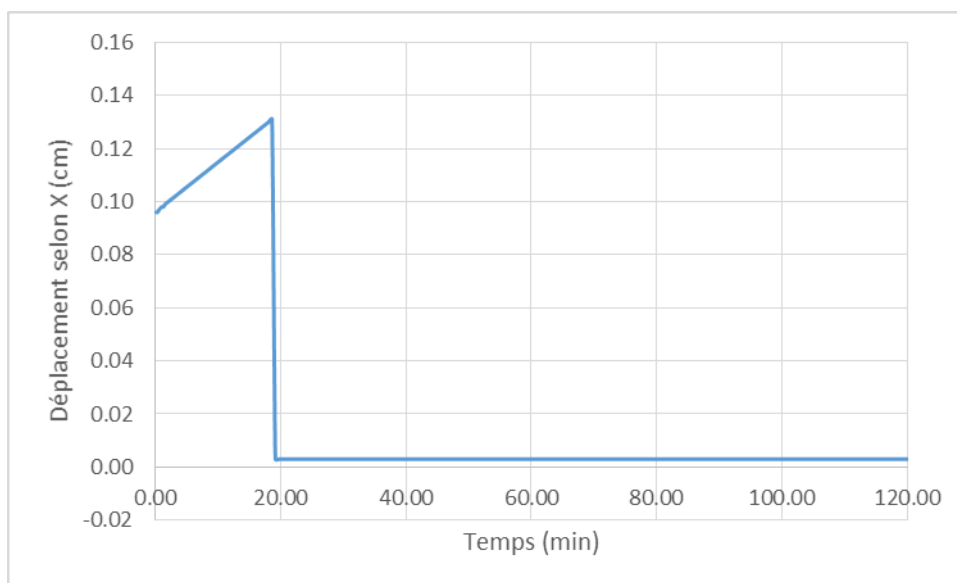
**Figure 9-136 : Modèle mécanique du poteau central de type 2 et chargement appliqué.**

La figure suivante montre la déformée du poteau au bout de 120 minutes d'incendie dans la cellule F.



**Figure 9-137 : Déformée du poteau central au bout de 120 minutes d'incendie dans la cellule F (coefficient d'amplification x20).**

La figure suivante montre les déplacements obtenus en tête du poteau central.



**Figure 9-138 : Déplacement horizontal (selon X) en tête du poteau central en fonction du temps.**

Les résultats montrent que le déplacement induit par la ruine de la cellule F sur le poteau central se stabilise après 20 minutes. Ainsi, la ruine de la poutre de la cellule F n'engendre pas la ruine de la structure de la cellule G. Le critère de non-ruine en chaîne inter-cellule est donc respecté.

#### 9.5.5.2 Ruine de la cellule G

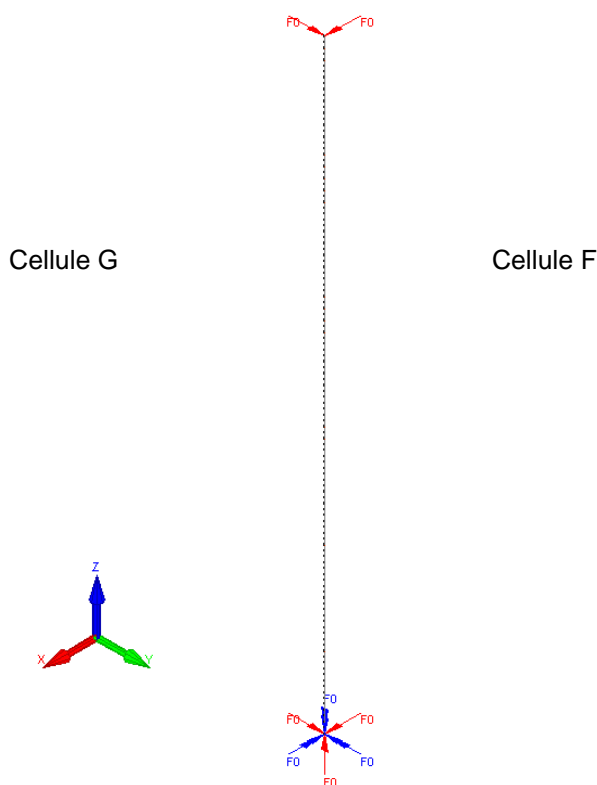
Dans le cas d'un départ de feu au sein de la cellule G, il a été vu dans les paragraphes précédents que la poutre ruine entre 30 et 33 minutes d'exposition au feu. De la même façon, nous étudions l'impact de cette

ruine sur la structure de la cellule F. Les charges induites par la poutre de la cellule sont appliquées sur le poteau central jusqu'à 18 minutes et 45 secondes, qui est le temps de ruine le plus tardif de l'assemblage.

Le modèle mécanique étudié est le même que celui présenté dans le paragraphe précédent. Seul le chargement évolue.

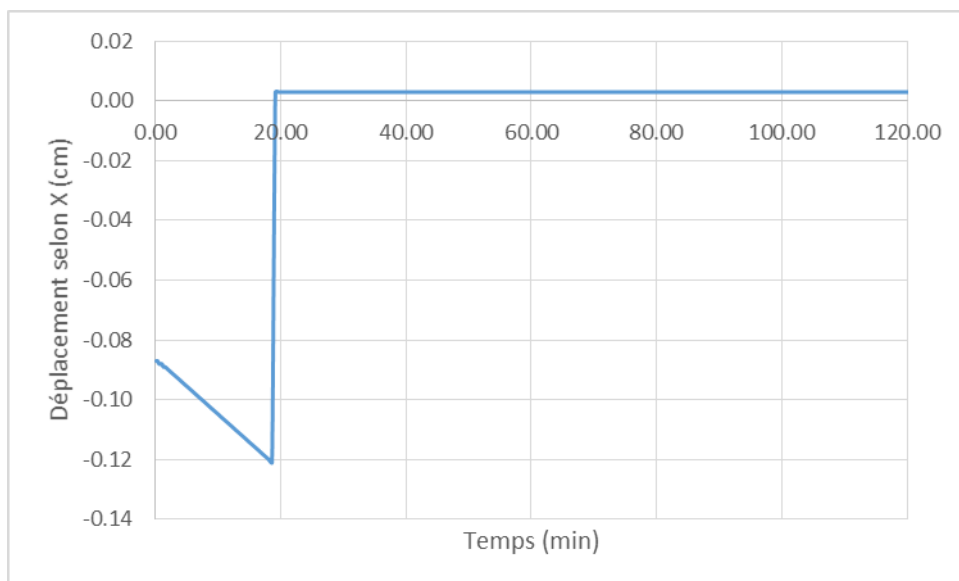
De plus, on considère que le poteau central reste froid puisqu'il est protégé par un mur coupe-feu.

La figure suivante montre la déformée du poteau central au bout de 120 minutes d'incendie dans la cellule G.



**Figure 9-139 : Déformée du poteau central après 120 minutes d'incendie dans la cellule G (coefficient d'amplification x20).**

La figure suivante montre les déplacements obtenus en tête du poteau central.



**Figure 9-140 : Déplacement en tête du poteau central en fonction du temps.**

Les résultats montrent que le déplacement induit par la ruine de la cellule G sur le poteau central se stabilise après 20 minutes. Ainsi, la ruine de la poutre de la cellule G n'engendre pas la ruine de la structure de la cellule F. Le critère de non-ruine en chaîne inter-cellule est donc respecté.

#### 9.6 SYNTHÈSE DES RÉSULTATS SUR LES EXIGENCES DE MODE DE RUINE DES CELLULES

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus sur les exigences portant sur le mode de ruine des différentes cellules étudiées.

Pour rappel, les exigences portant sur le mode de ruine de la structure des cellules consistent à vérifier :

- Non ruine en chaîne intra-cellule de la structure porteuse ;
- Non ruine en chaîne inter-cellule de la structure porteuse ;
- Non ruine vers l'extérieur de la structure.

	Exigences liées au mode de ruine des cellules			
	Cellule A	Cellule B	Cellule E	Cellules F et G
<b>Non ruine vers l'extérieur</b>	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
<b>Non ruine en chaîne intra-cellule</b>	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
<b>Non ruine en chaîne inter-cellule</b>	Vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

- **Tableau 9-30 : Synthèse des résultats sur l'exigence de mode de ruine**

## 10. ETUDE DE SOLUTIONS PERMETTANT LE RESPECT DES EXIGENCES

### 10.1 SOLUTIONS CONCERNANT LE CRITÈRE DE NON RUINE VERS L'EXTÉRIEUR DE LA STRUCTURE

#### 10.1.1 Cellule A

La synthèse des résultats (cf. paragraphe précédent) portant sur le mode de ruine met en évidence la non vérification de l'exigence sur la ruine vers l'intérieur de la structure porteuse. En effet, une ruine vers l'extérieur est constatée pour un départ de feu en rive extérieure de la cellule.

**Pour satisfaire à cette exigence, Efectis France propose la mise en place d'une protection thermique sur les poteaux de rive côté extérieur ainsi que sur leurs assemblages métalliques.** Cette protection peut prendre la forme d'une peinture intumescente permettant de ne pas dépasser une température dans l'acier de 600°C après 30 minutes d'exposition à un feu conventionnel (ISO 834).

Cette protection des poteaux de rive permettra de prolonger leur stabilité au feu jusqu'au moment de la ruine des poutres principales qui aura pour conséquence d'entraîner le reste de la structure vers l'intérieur.

#### 10.1.2 Cellule B

La synthèse des résultats (cf. paragraphe précédent) portant sur le mode de ruine met en évidence la non vérification de l'exigence sur la ruine vers l'intérieur de la structure porteuse. En effet, une ruine vers l'extérieur est constatée pour les poteaux de type 1 situé en rive sud (côte extérieur) de la cellule.

**Pour satisfaire à cette exigence, Efectis France propose la mise en place d'une protection thermique sur les poteaux de rive côté extérieur.** Ces poteaux étant présents principalement pour soutenir la paroi extérieure coupe-feu 2 heures, Efectis France préconise la mise en place d'une protection, par peinture intumescente, permettant d'assurer un degré de stabilité de 2h.

#### 10.1.3 Cellule E

L'étude des poteaux constituant la structure des cellules E (paragraphe §9.4) a démontré la ruine vers l'extérieur des poteaux suivants :

- Poteaux de rive de type 1
- Poteaux de rive de type 2 (dans le cas du scénario SC5)

Le critère de non ruine vers l'extérieur de la structure permet de s'assurer que la structure ne s'effondre pas sur les chemins d'évacuation des personnes et ne perturbe pas l'intervention des services de secours.

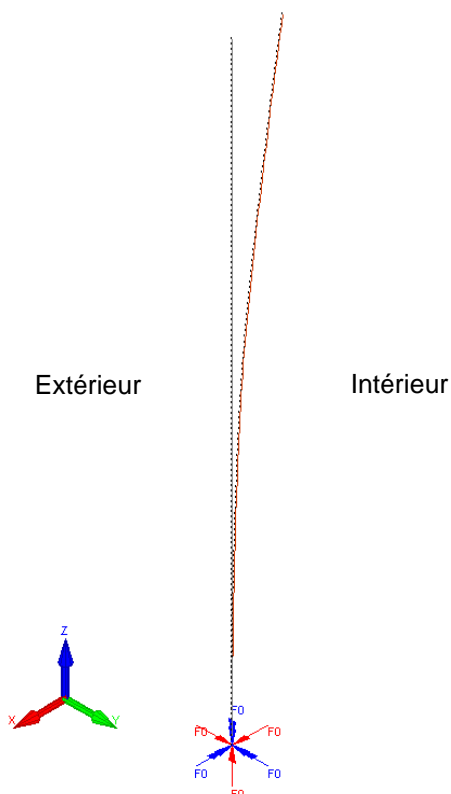
##### 10.1.3.1 Poteaux de rive de type 1

Les poteaux de rive de type 1 sont placés contre un mur coupe-feu et ne supportent aucune poutre. **De ce fait, Efectis France propose la mise en place d'une protection permettant d'assurer une stabilité au feu de 2h sur les faces des poteaux exposées au feu**, et ce, dans le but de retarder la ruine des poteaux. En effet, la ruine des poteaux se produit alors après 2h d'incendie. Cette durée permet ainsi l'intervention des services de secours et l'évacuation des personnes présentes dans les différentes cellules.

##### 10.1.3.1 Poteaux de rive de type 2

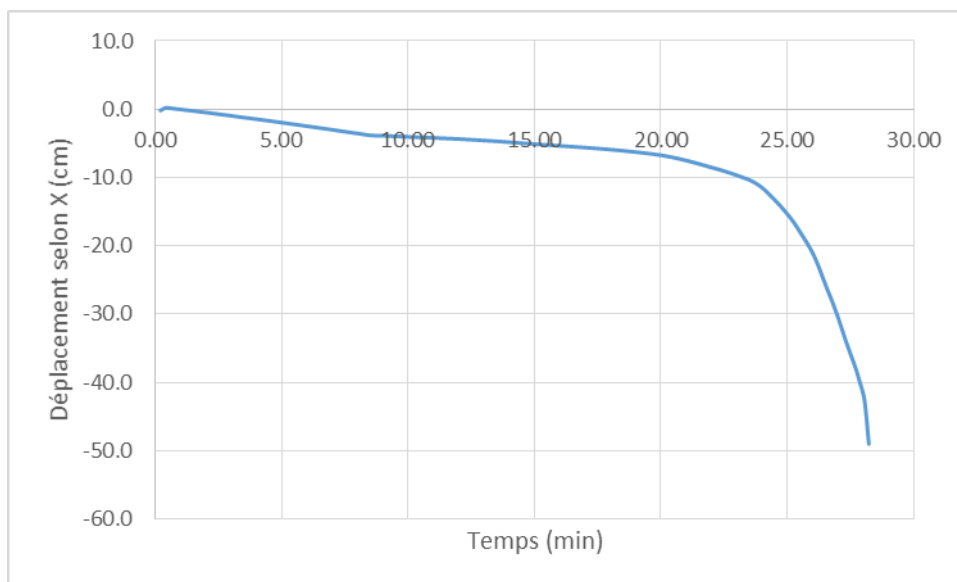
Il a été vu au paragraphe §9.4.4.2 que les assemblages en tête de poteaux ruinent au bout de 8 minutes et 30 secondes. Les charges transmises par la poutre ne sont donc appliquées que jusqu'à 8 minutes et 30 secondes lors de la modélisation. **Ainsi, Efectis France propose la mise en place de protection sur les assemblages** afin de retarder leur ruine.

Ainsi, dans le cas où l'assemblage ruine après la poutre et le poteau, les charges transmises par la poutre sont appliquées jusqu'à la ruine du poteau. Ainsi, en reprenant le modèle présenté au paragraphe §9.4.4.2.3, on obtient la déformée présentée sur la figure suivante :

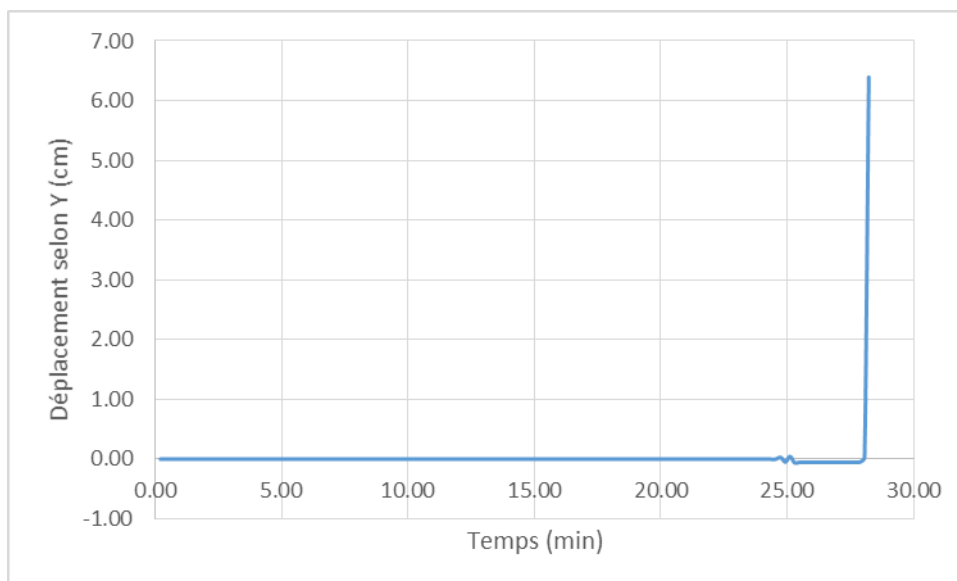


**Figure 10-1 : Déformée du poteau au bout de 16 minutes et 12 secondes.**

La figure suivante présente le déplacement en tête de poteau en fonction du temps :



**Figure 10-2 : Déplacement horizontal (selon X) en tête de poteau en fonction du temps.**



**Figure 10-3 : Déplacement horizontal (selon Y) en tête de poteau en fonction du temps.**

Les résultats montrent que le poteau ruine au bout de 16 minutes et 12 secondes vers l'intérieur de la cellule. **Avec l'application d'une protection au feu sur l'assemblage, le risque de ruine vers l'extérieur peut donc être écarté.**

#### 10.1.4 Cellules F et G

L'étude des poteaux constituant la structure des cellules E (paragraphe §9.4) a démontré la ruine vers l'extérieur des poteaux suivants :

- Poteaux de rive de type 1 (cellules F et G)
- Poteaux de rive de type 2 (cellules F et G)
- Poteaux de rive de type 3 (cellule F)

Le critère de non ruine vers l'extérieur de la structure permet de s'assurer que la structure ne s'effondre pas sur les chemins d'évacuation des personnes et ne perturbe pas l'intervention des services de secours.

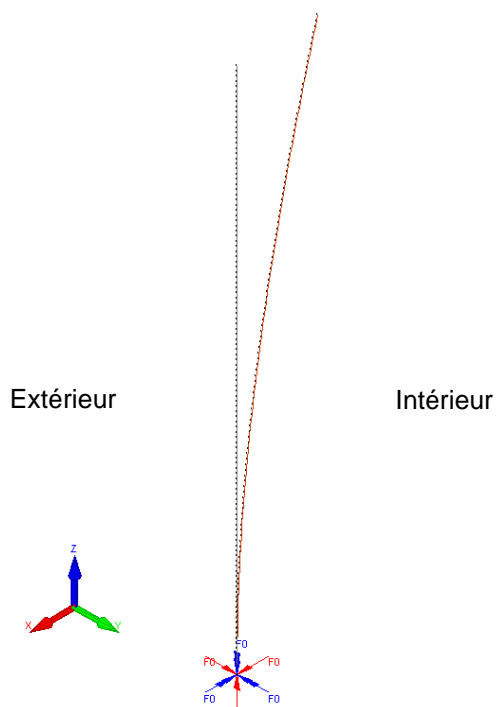
##### 10.1.4.1 Poteaux de rive de type 1

Les poteaux de rive de type 1 sont placés contre un mur coupe-feu et ne supportent aucune poutre. **De ce fait, Efectis France propose la mise en place d'une protection coupe-feu 2h sur les faces des poteaux exposées au feu**, et ce, dans le but de retarder la ruine des poteaux. En effet, la ruine des poteaux se produit alors après 2h d'incendie. Cette durée permet ainsi l'intervention des services de secours et l'évacuation des personnes présentes dans les différentes cellules.

##### 10.1.4.2 Poteaux de rive de type 2

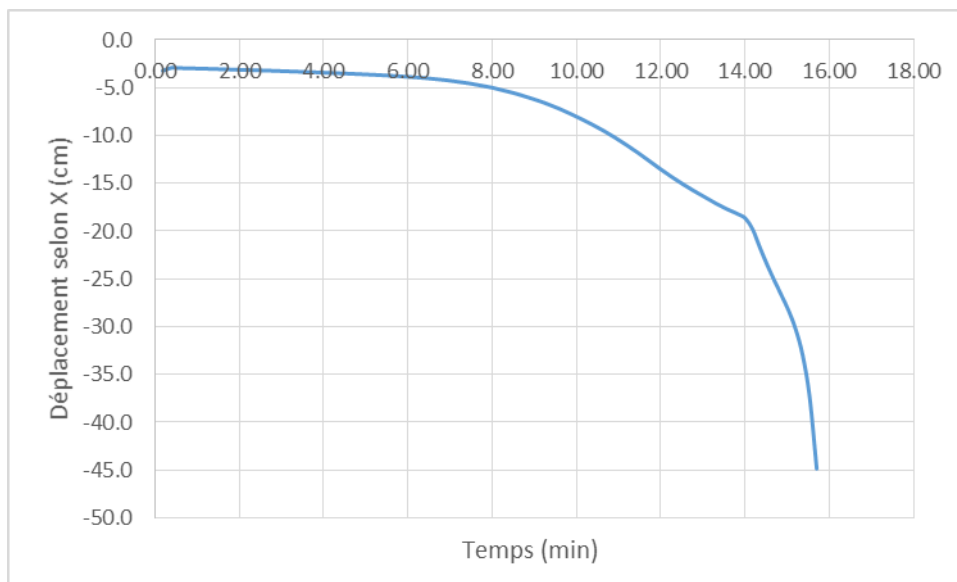
Il a été vu au paragraphe §9.4.4.2 que les assemblages en tête de poteaux ruinent au bout de 8 minutes et 30 secondes. Les charges transmises par la poutre ne sont donc appliquées que jusqu'à 8 minutes et 30 secondes lors de la modélisation. **Ainsi, Efectis France propose la mise en place de protection sur les assemblages** afin de retarder leur ruine.

Ainsi, dans le cas où l'assemblage ruine après la poutre et le poteau, les charges transmises par la poutre sont appliquées jusqu'à la ruine du poteau. Ainsi, en reprenant le modèle présenté au paragraphe §9.5.4.3, on obtient la déformée présentée sur la figure suivante :



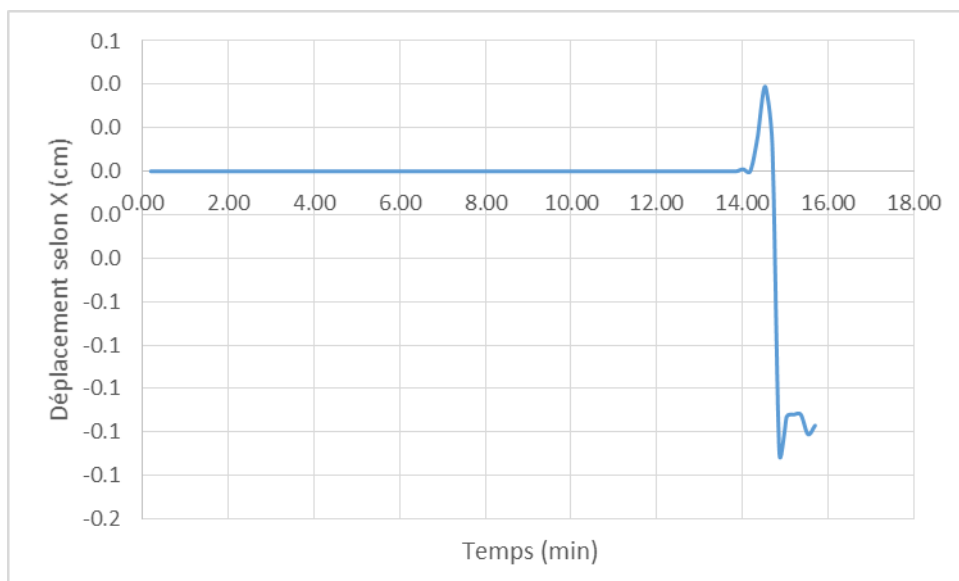
**Figure 10-4 : Déformée du poteau au bout de 15 minutes et 42 secondes.**

La figure suivante présente le déplacement en tête de poteau en fonction du temps :



**Figure 10-5 : Déplacement horizontal (selon X) en tête de poteau en fonction du temps.**





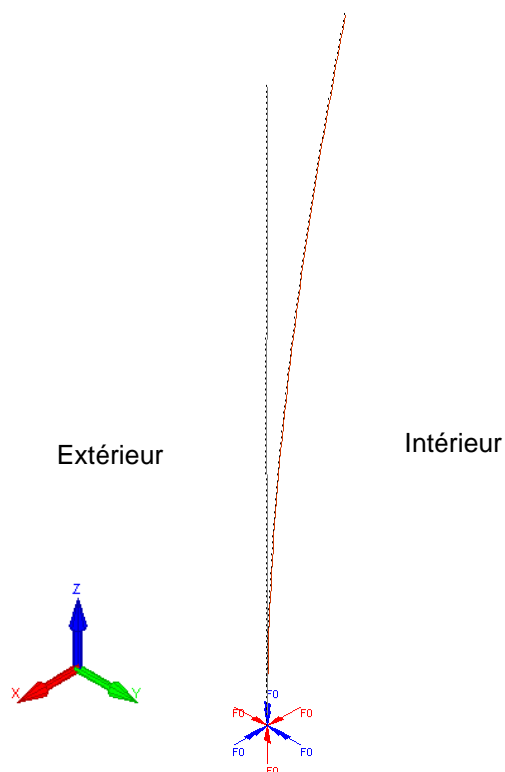
**Figure 10-6 : Déplacement horizontal (selon Y) en tête de poteau en fonction du temps.**

Les résultats montrent que le poteau ruine au bout de 15 minutes et 42 secondes vers l'intérieur de la cellule. **Avec l'application d'une protection au feu sur l'assemblage, le risque de ruine vers l'extérieur peut donc être écarté.**

#### 10.1.4.3 Poteaux de rive de type 3

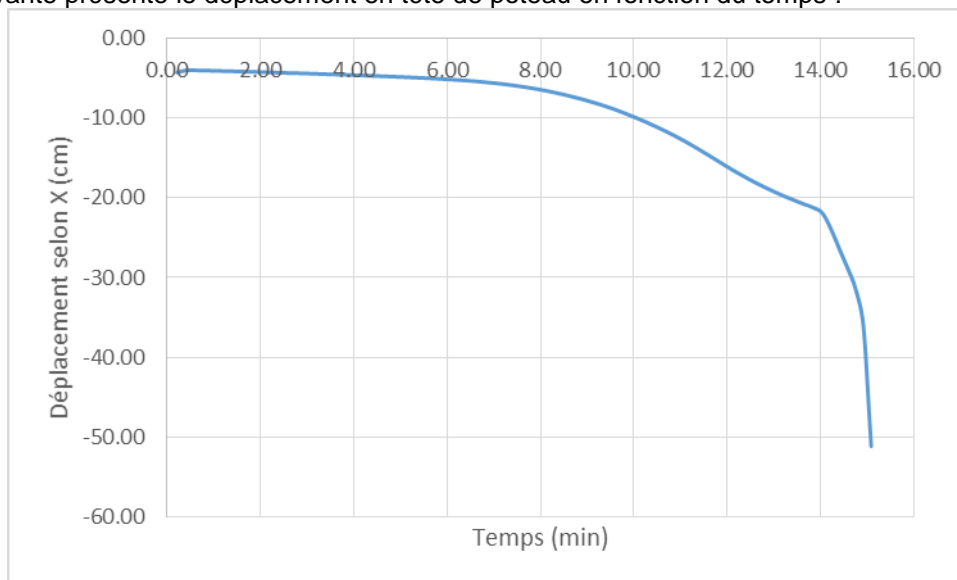
Il a été vu au paragraphe §9.4.4.2 que les assemblages en tête de poteaux ruinent au bout de 8,5 minutes. Les charges transmises par la poutre ne sont donc appliquées que jusqu'à 8 minutes et 30 secondes lors de la modélisation. **Ainsi, Efectis France propose la mise en place de protection sur les assemblages** afin de retarder leur ruine.

Ainsi, dans le cas où l'assemblage ruine après la poutre et le poteau, les charges transmises par la poutre sont appliquées jusqu'à la ruine du poteau. Ainsi, en reprenant le modèle présenté au paragraphe §9.4.4.2.3, on obtient la déformée présentée sur la figure suivante :

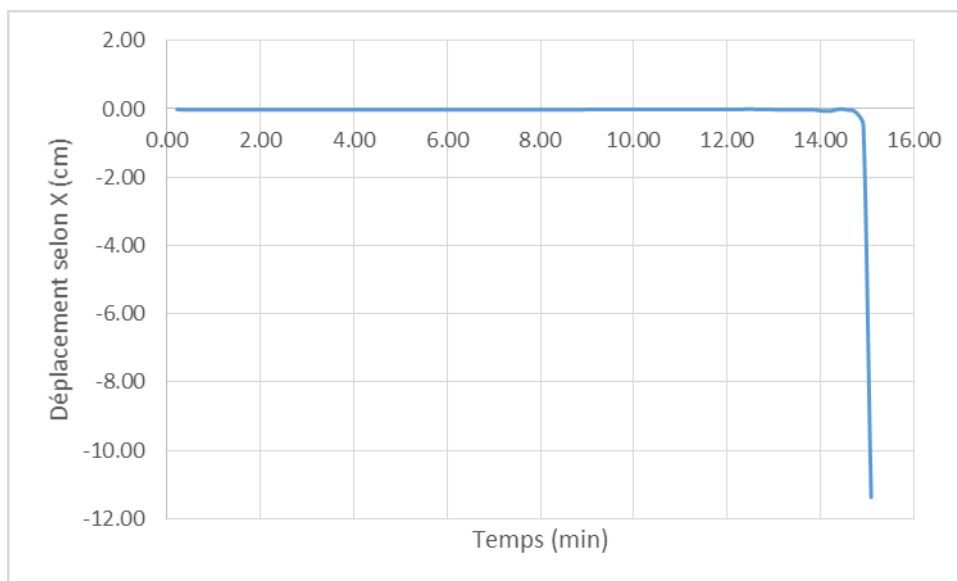


**Figure 10-7 : Déformée du poteau au bout de 15 minutes et 6 secondes.**

La figure suivante présente le déplacement en tête de poteau en fonction du temps :



**Figure 10-8 : Déplacement horizontal (selon X) en tête de poteau en fonction du temps.**



**Figure 10-9 : Déplacement horizontal (selon Y) en tête de poteau en fonction du temps.**

Les résultats montrent que le poteau ruine au bout de 15 minutes et 6 secondes vers l'intérieur de la cellule. **Avec l'application d'une protection sur l'assemblage, le risque de ruine vers l'extérieur peut donc être écarté.**

## 10.2 SOLUTIONS CONCERNANT LE CRITÈRE DE NON RUINE EN CHAÎNE INTRA-CELLULES

### 10.2.1 Cellule B

La synthèse des résultats (cf. paragraphe précédent) portant sur le mode de ruine met en évidence la non vérification de l'exigence sur la ruine intra-cellule de la structure porteuse. En effet, une ruine intra-cellule est constatée pour un départ de feu au niveau d'un poteau courant.

**Pour satisfaire à cette exigence, Efectis France propose la mise en place d'une protection thermique sur les poteaux courant de type 2 de la cellule B ainsi que de leurs assemblages métalliques.** Cette protection peut prendre la forme d'une peinture intumescente permettant de ne pas dépasser une température dans l'acier de 600°C après 30 minutes d'exposition à un feu conventionnel (ISO 834).

Cette protection des poteaux courants permettra de prolonger leur stabilité au feu jusqu'au moment de la ruine des poutres principales qui se produit lorsque plus aucune personne ni service de secours sont présents dans la cellule. 10.2.1

## 10.3 SOLUTIONS CONCERNANT LE CRITÈRE DE NON RUINE EN CHAÎNE INTER-CELLULES

### 10.3.1 Cellule B

La synthèse des résultats (cf. paragraphe précédent) portant sur le mode de ruine met en évidence la non vérification de l'exigence sur la ruine inter-cellule de la structure porteuse. En effet, une ruine inter-cellule est constatée pour un départ de feu au niveau d'un poteau de rive

Les préconisations faites dans le paragraphe 10.2.1 concernant l'exigence de non ruine en chaîne intra-cellule permet de satisfaire la présente exigence de non ruine en chaîne inter-cellule.

**Pour rappel, Efectis France propose la mise en place d'une protection thermique sur les poteaux courant de type 2 de la cellule B ainsi que de leurs assemblages métalliques.** Cette protection peut prendre la forme d'une peinture intumescente permettant de ne pas dépasser une température dans l'acier de 600°C après 30 minutes d'exposition à un feu conventionnel (ISO 834).

Cette protection des poteaux courants permettra de diminuer le déplacement horizontal du poteau de rive en direction de la cellule C voisine et de satisfaire à un angle maximal de 2 degré permettant de ne pas remettre en question la stabilité du mur de compartimentage.

#### 10.3.2 Cellules F et G

L'étude des cellules F et G, présentée au §9.5, a montré que la ruine des poteaux courants de type 2, positionnés entre les deux cellules, entraînerait un phénomène de ruine en chaîne entre celles-ci. De plus, ces poteaux sont placés contre un mur coupe-feu 2h.

Ainsi, dans l'optique de vérifier le critère de non ruine en chaîne inter-cellule, figurant parmi les exigences de l'article 2.2.6 de l'arrêté du 15 Avril 2010, **Efectis France propose la mise en place d'une protection coupe-feu 2h sur les faces des poteaux exposées au feu**, et ce, dans le but de retarder la ruine des poteaux. En effet, la ruine des poteaux se produit alors après 2h d'incendie. Cette durée permet ainsi l'intervention des services de secours et l'évacuation des personnes présentes dans les différentes cellules.

## 11. CONCLUSIONS

EFFECTIS France a été missionné par la société DOMOTI afin d'analyser le comportement au feu de l'entrepôt de stockage situé à la Chapelle d'Armentières (59).

L'entrepôt s'étend sur une surface de l'ordre de 18000 m<sup>2</sup> et relève du régime de l'enregistrement. Ainsi, il doit respecter les exigences de l'arrêté du 15 Avril 2010, rubrique 1510 [4].

Conformément à l'article 2.2.6 de l'arrêté du 15 avril 2010 [4], il s'agissait de vérifier les exigences suivantes :

- Exigences prescriptives sous feu normalisé : durée de stabilité R15 de la structure porteuse du bâtiment ;
- Exigences portant sur le mode de ruine de la structure : non ruine de la structure vers l'extérieur, non ruine en chaîne de la structure.

Dans le cadre de cette étude, seules les cellules A, B, E, F et G ont été étudiées. En effet, la cellule C n'a pas fait l'objet de l'étude car sa structure est similaire à celle de la cellule B. La cellule D, quant à elle, n'a pas été étudiée car elle est uniquement dédiée au stockage temporaire (chargement des camions sur les quais).

La vérification de la stabilité sous feu conventionnel des éléments porteurs a mis en évidence le non-respect de l'exigence prescriptive R15 sur certains de ces éléments.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus sur l'analyse de stabilité sous feu conventionnel des différentes cellules.

		Exigence de stabilité prescriptive sous feu conventionnel R15			
		Cellule A	Cellule B	Cellule E	Cellules F et G
Poutres en bois lamellé-collé		R15	R15	R15	Non stable
Pannes en bois massif		Non stable	Non stable	-	-
Poteaux métalliques	Type 1	R15	R15	Non stable	Non stable
	Type 2	R15	R15	R15	R15
	Type 3	R15	R15	R15	R15
Poutres métalliques		-	R15	-	R15

**Tableau 11-1 : Synthèse des résultats sur l'exigence de stabilité R15**

L'étude du mode de ruine des cellules a mis en évidence le non-respect des exigences recherchées sur l'ensemble des cellules.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus sur les exigences portant sur le mode de ruine des différentes cellules étudiées.

	Exigences liées au mode de ruine des cellules			
	Cellule A	Cellule B	Cellule E	Cellules F et G
<b>Non ruine vers l'extérieur</b>	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
<b>Non ruine en chaine intra-cellule</b>	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
<b>Non ruine en chaine inter-cellule</b>	Vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

- **Tableau 11-2 : Synthèse des résultats sur l'exigence de mode de ruine**

Afin d'atteindre et de respecter les exigences citées ci-dessus, EFECTIS France a procédé à des préconisations de protection de certains éléments structuraux.

Ces préconisations sont détaillées dans le §7 du présent rapport en ce qui concerne le respect de l'exigence de stabilité R15 sous feu conventionnel et dans le §10 pour ce qui concerne les exigences liées au respect du mode de ruine.

## ANNEXE A : SOLLICITATIONS THERMIQUES POUR LES DIFFÉRENTES CELLULES

### A.1 CELLULE B

#### A.1.1 Propagation de l'incendie

Les figures ci-dessous présentent la propagation de l'incendie au cours du temps. On observe qu'à partir de 10 minutes, le feu s'est propagé jusqu'au haut du rack, la proximité du stockage a pour effet de favoriser la propagation de l'incendie dans la cellule. A 15 minutes, une grande partie de la zone modélisée est en feu, notamment les poutres en bois.

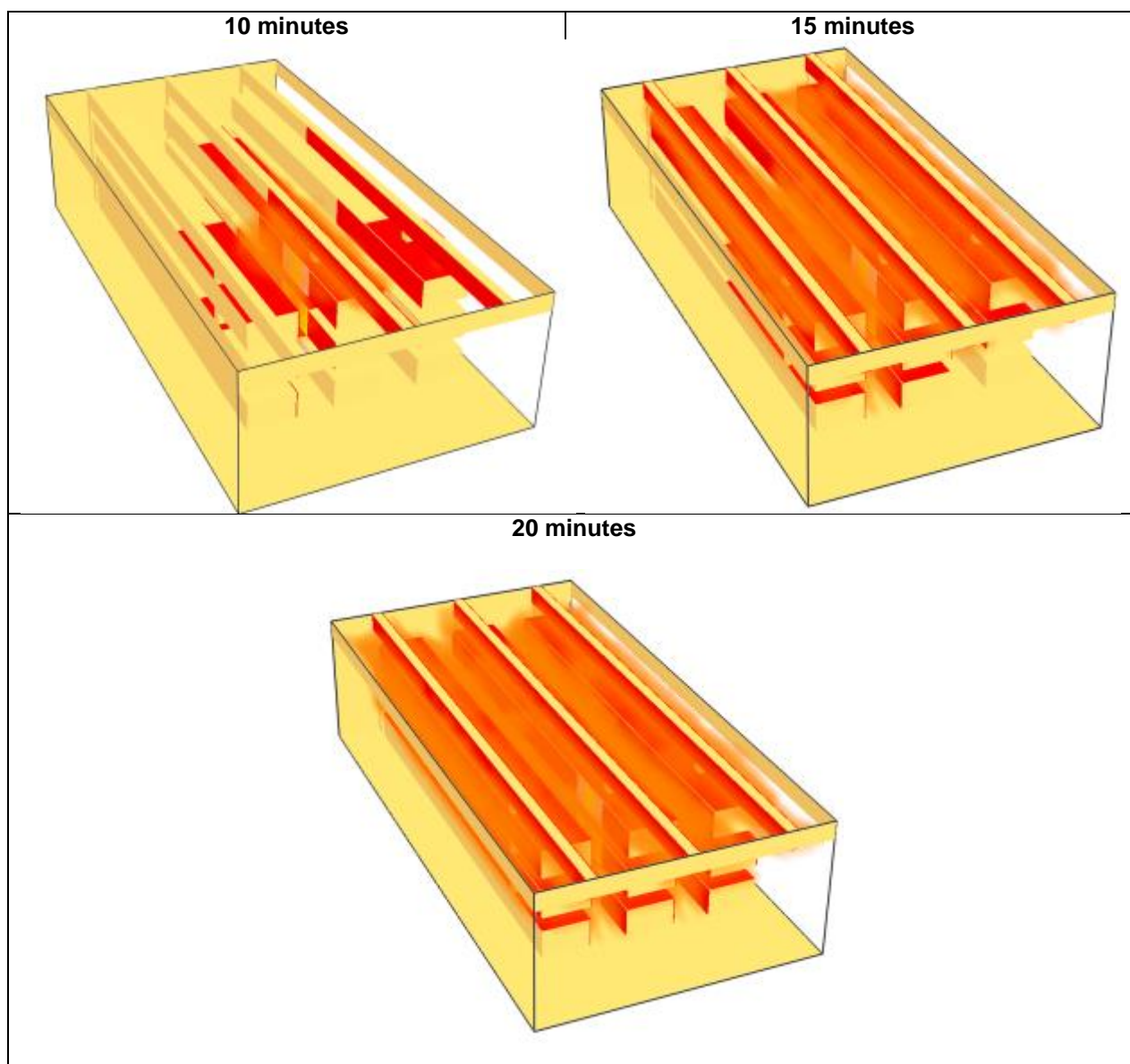


Figure 11-1 : Propagation de l'incendie dans la cellule B

### A.1.2 Evolution de la température

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température dans l'axe du foyer au cours du temps. Les températures en dessous de 100 °C sont tronquées.

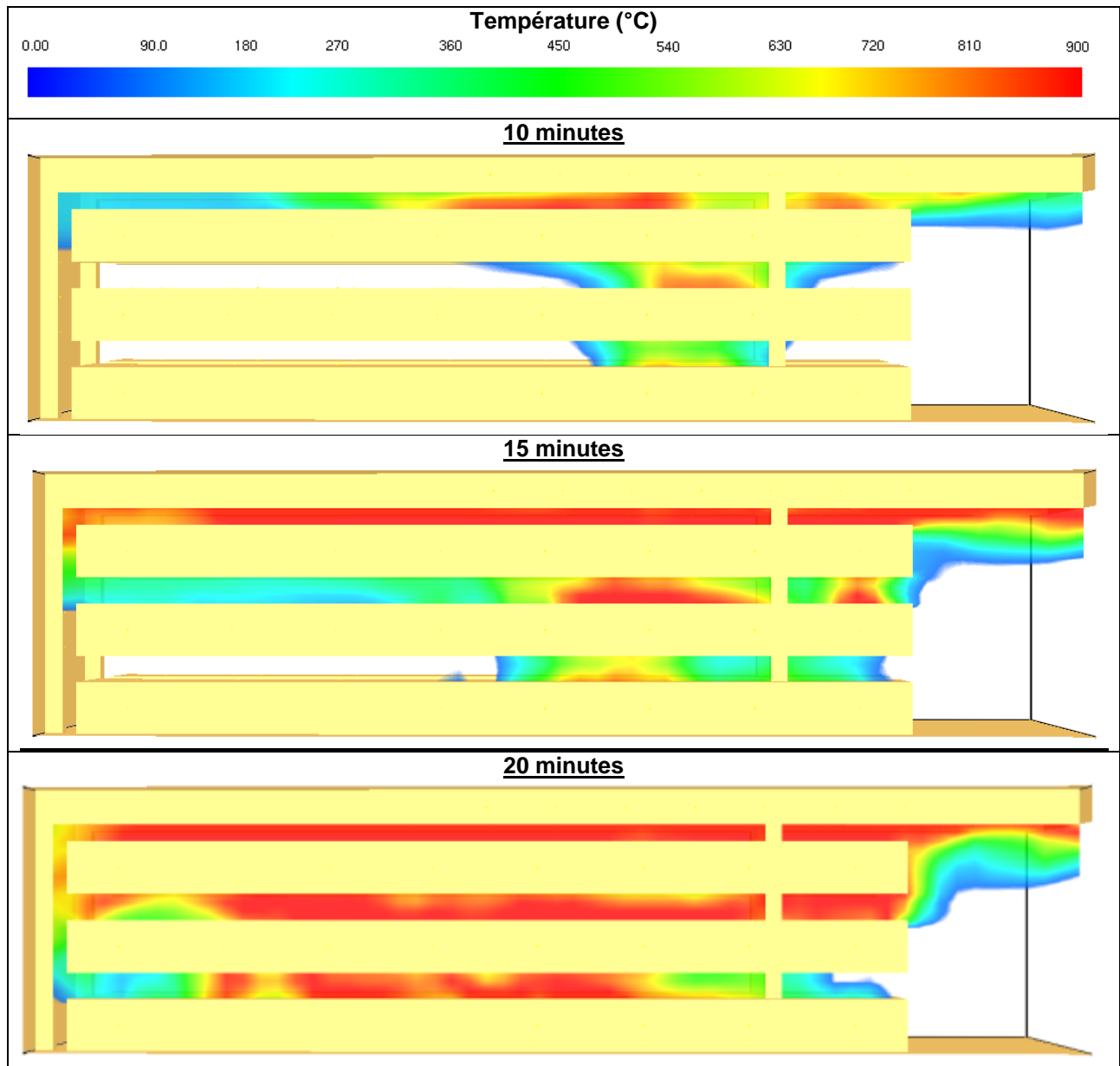


Figure 11-2 : Coupe de température en fonction du temps dans la cellule B



Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température au niveau des éléments de structure en fonction du temps.

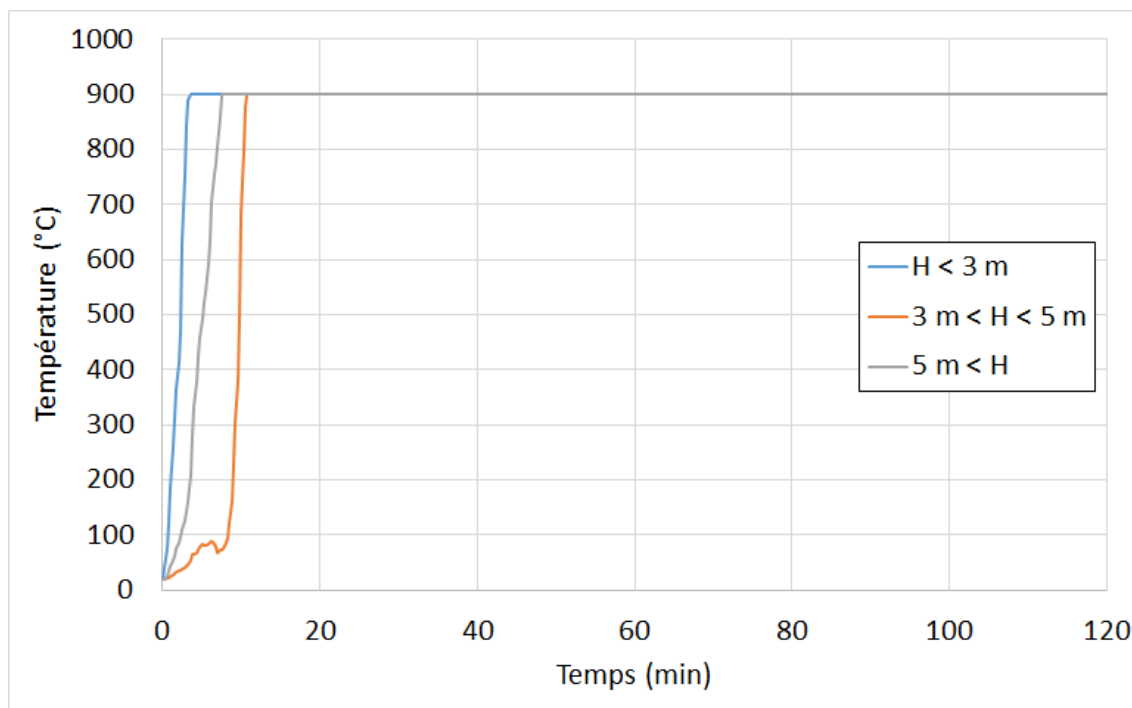


Figure 11-3 : Évolution de la température selon la hauteur pour le poteau proche du départ de feu dans la cellule B

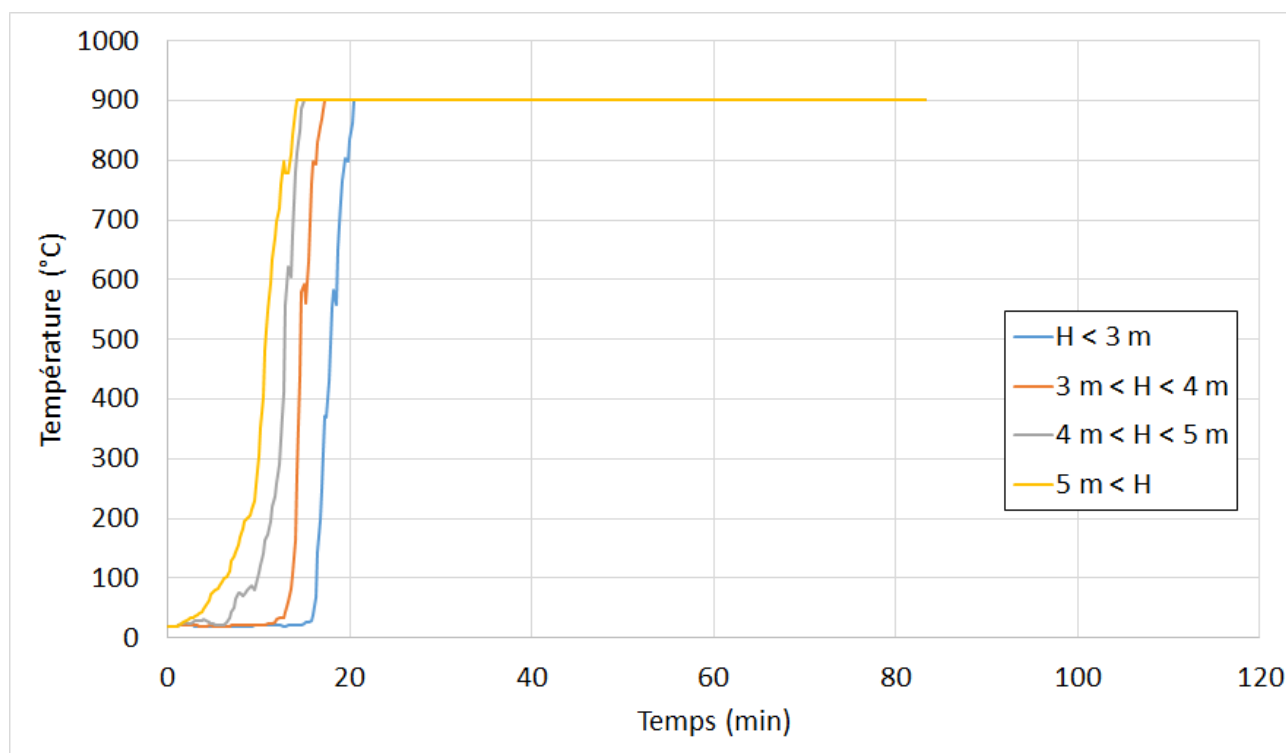


Figure 11-4 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux de part et d'autre du départ de feu dans la cellule B

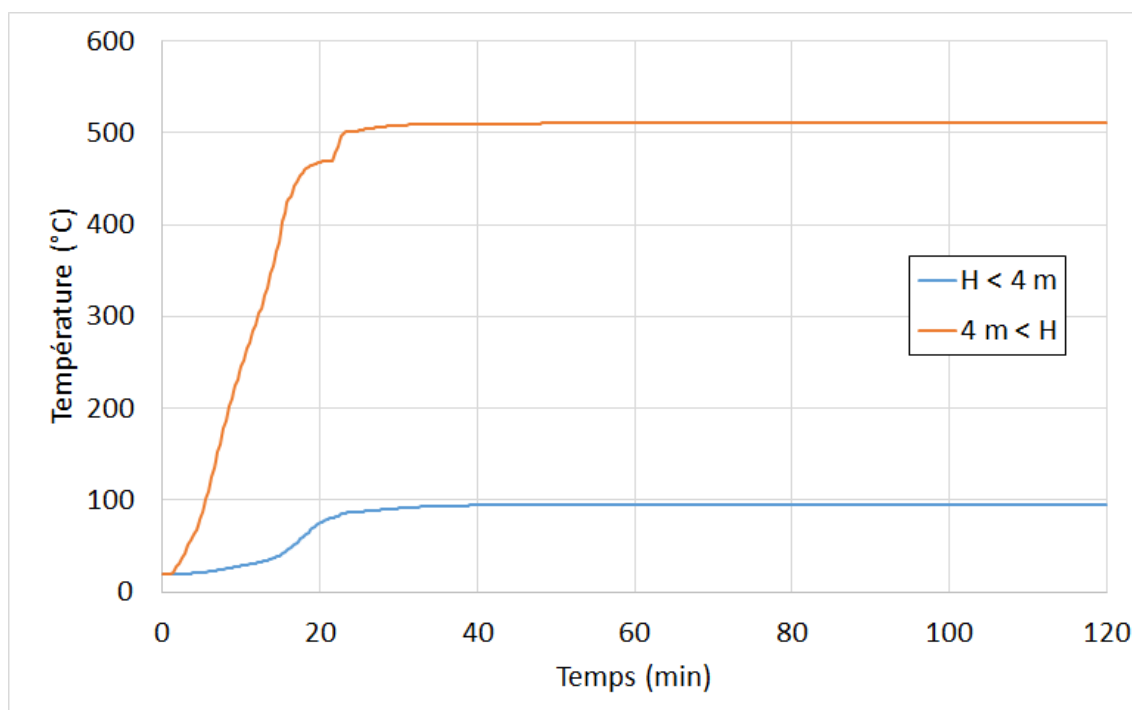


Figure 11-5 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux en rive dans la cellule B

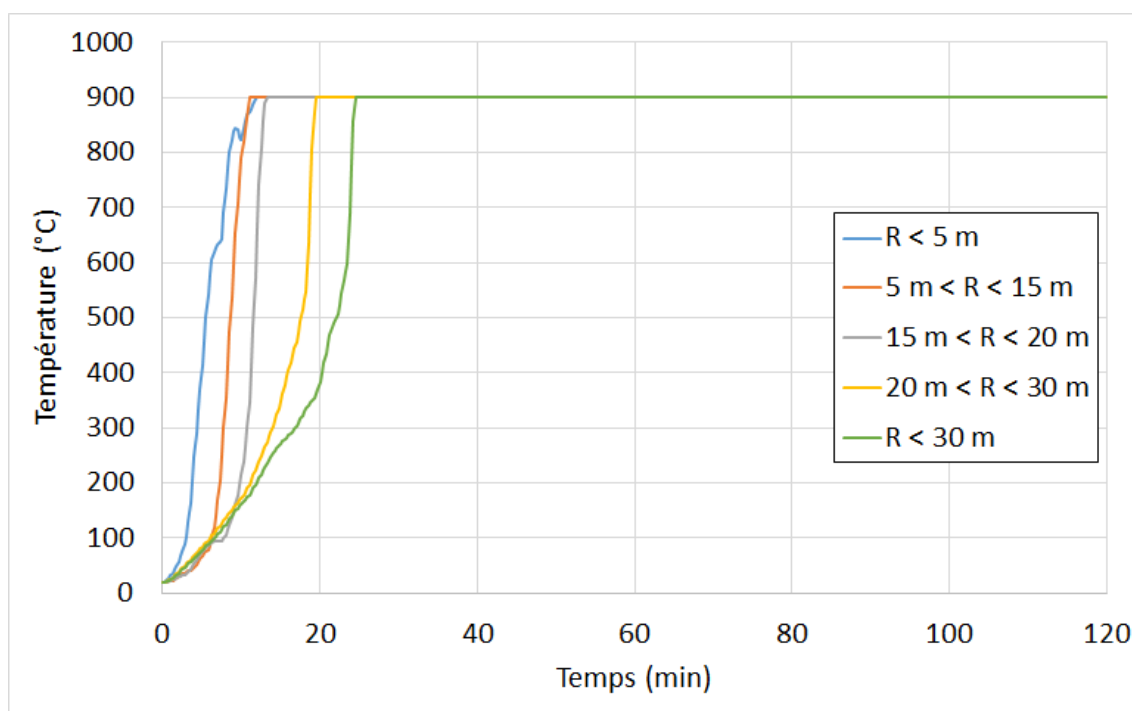
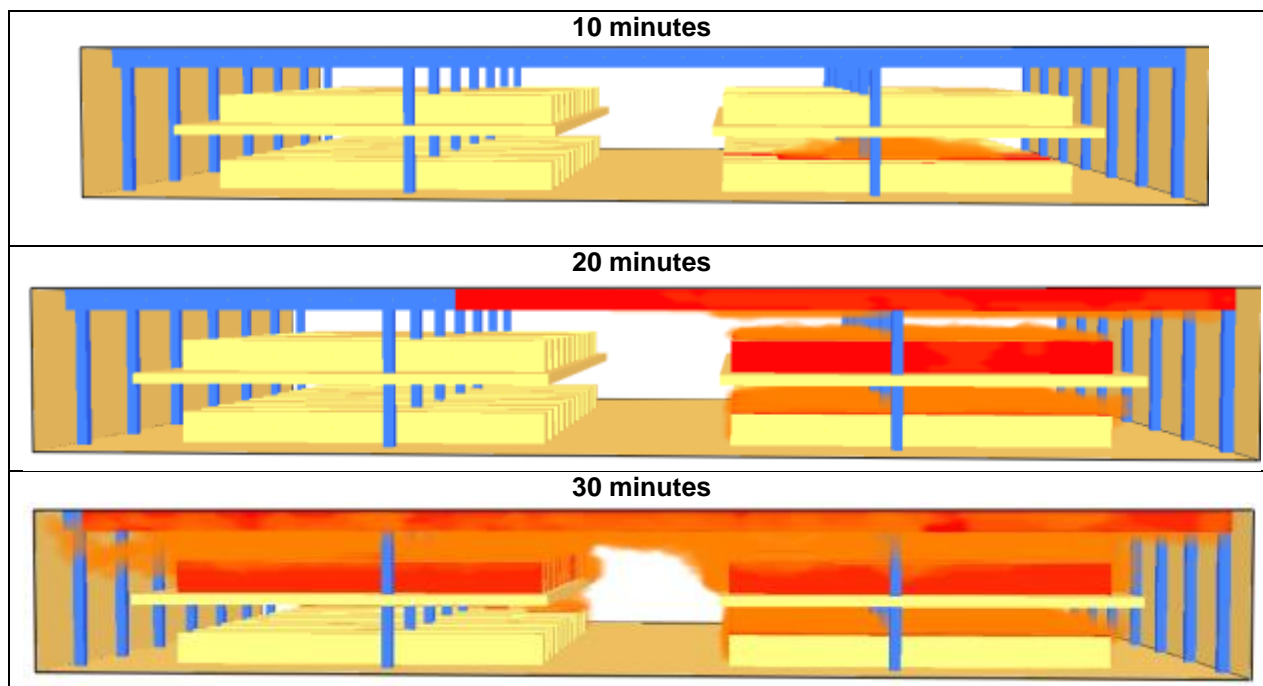


Figure 11-6 : Évolution de la température au niveau des poutres en fonction de l'éloignement vis-à-vis du foyer dans la cellule B

## A.2 CELLULE E – INCENDIE EN DESSOUS DE LA MEZZANINE

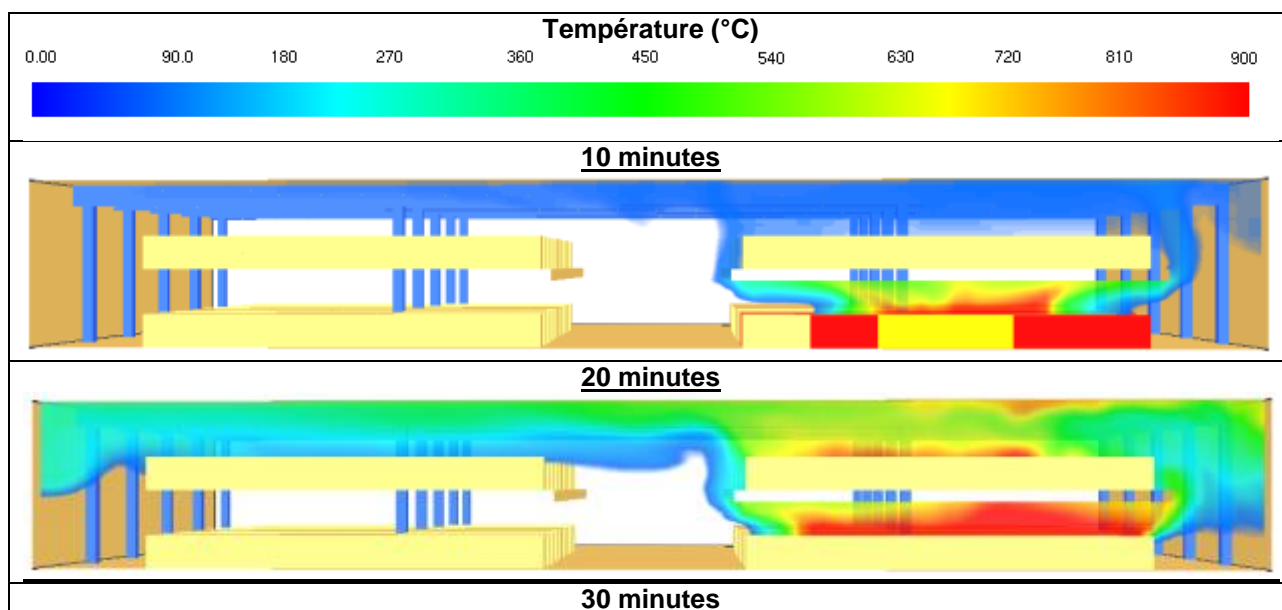
### A.2.1 Propagation de l'incendie

Les figures ci-dessous présentent la propagation de l'incendie au cours du temps dans le cas où un incendie se déclare en dessous de la mezzanine. On observe qu'à partir de 10 minutes, le feu s'est propagé à une partie du niveau inférieur de la mezzanine mais reste limité à ce niveau. La propagation au niveau supérieur s'effectue vers 25 minutes. A 30 minutes, l'incendie s'est propagé à une majorité du combustible.



### A.2.2 Evolution de la température

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température dans l'axe du foyer au cours du temps. Les températures en dessous de 100 °C sont tronquées.



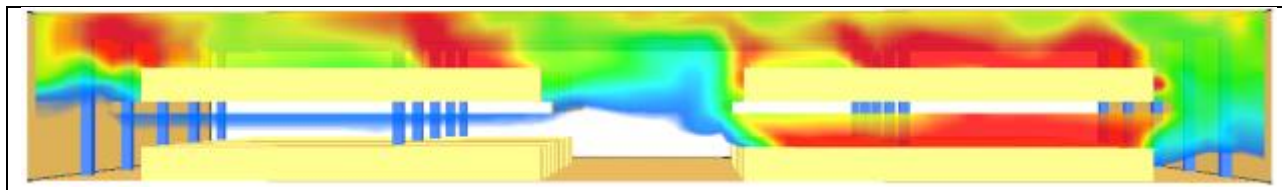


Figure 11-8 : Coupe de température en fonction du temps dans la cellule E

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température au niveau des éléments de structure en fonction du temps.

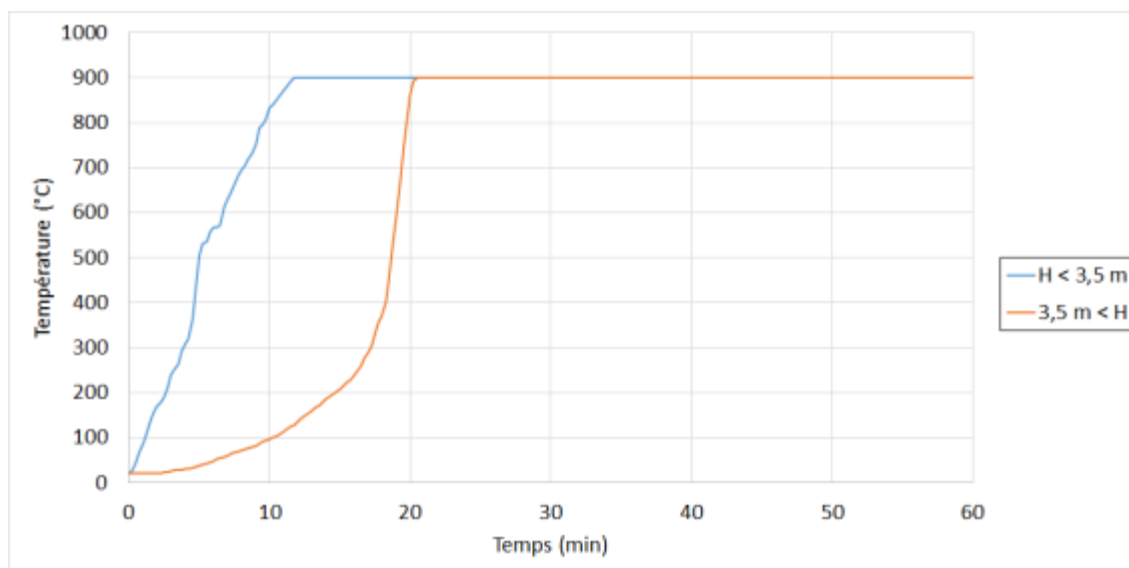


Figure 11-9 : Évolution de la température selon la hauteur pour le poteau proche du départ de feu dans la cellule E

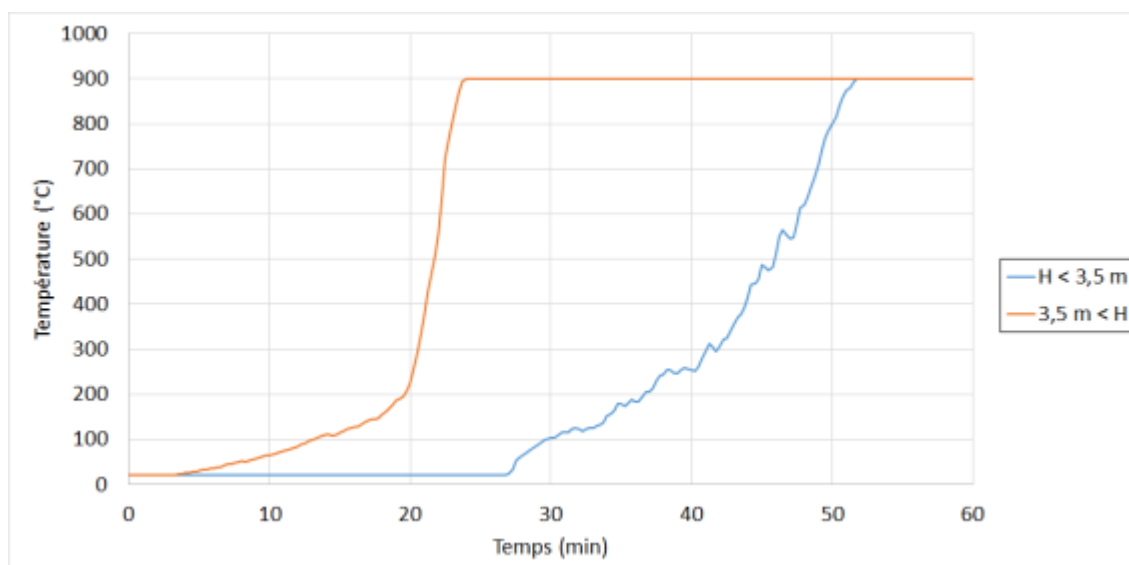


Figure 11-10 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux de part et d'autre du départ de feu dans la cellule E

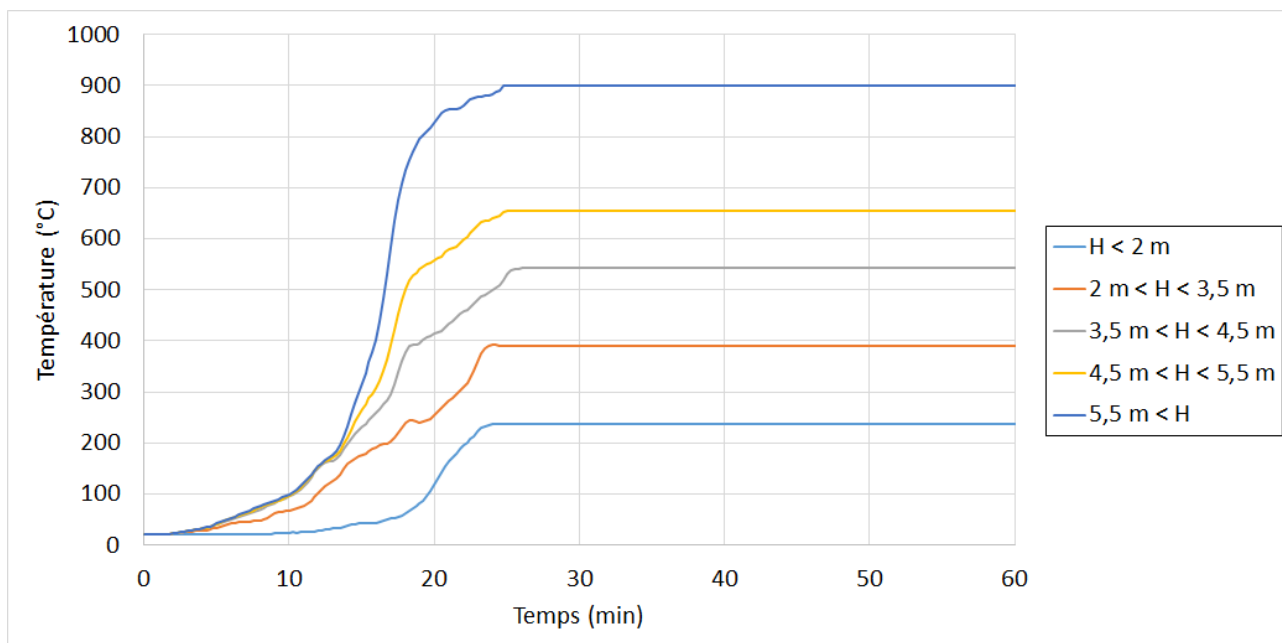


Figure 11-11 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux en dehors des mezzanines dans la cellule E

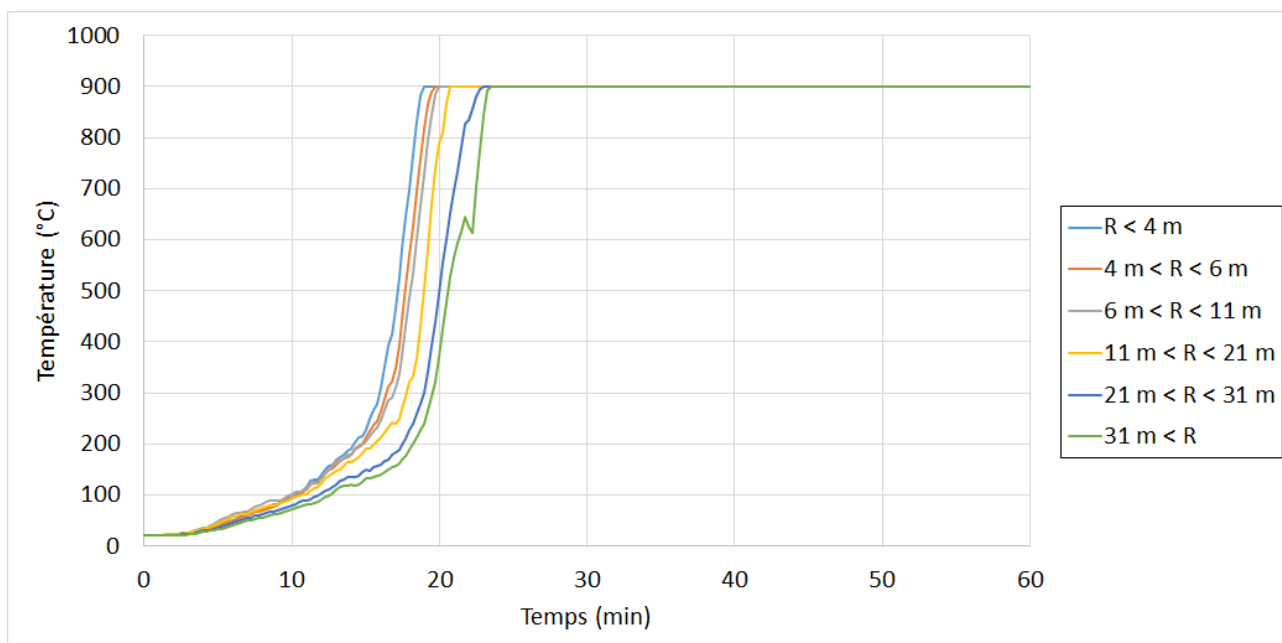


Figure 11-12 : Évolution de la température au niveau des poutres en fonction de l'éloignement vis-à-vis du foyer dans la cellule E

### A.3 CELLULE E – INCENDIE SUR LA MEZZANINE

#### A.3.1 Propagation de l'incendie

Les figures ci-dessous présentent la propagation de l'incendie au cours du temps dans le cas où un incendie se déclare en dessous de la mezzanine. On observe qu'à partir de 10 minutes, le feu s'est propagé à une partie du niveau supérieur de la mezzanine mais reste limité à ce niveau. La propagation au niveau inférieur s'effectue vers 30 minutes. À 60 minutes, l'incendie s'est développé sur une majorité du combustible.

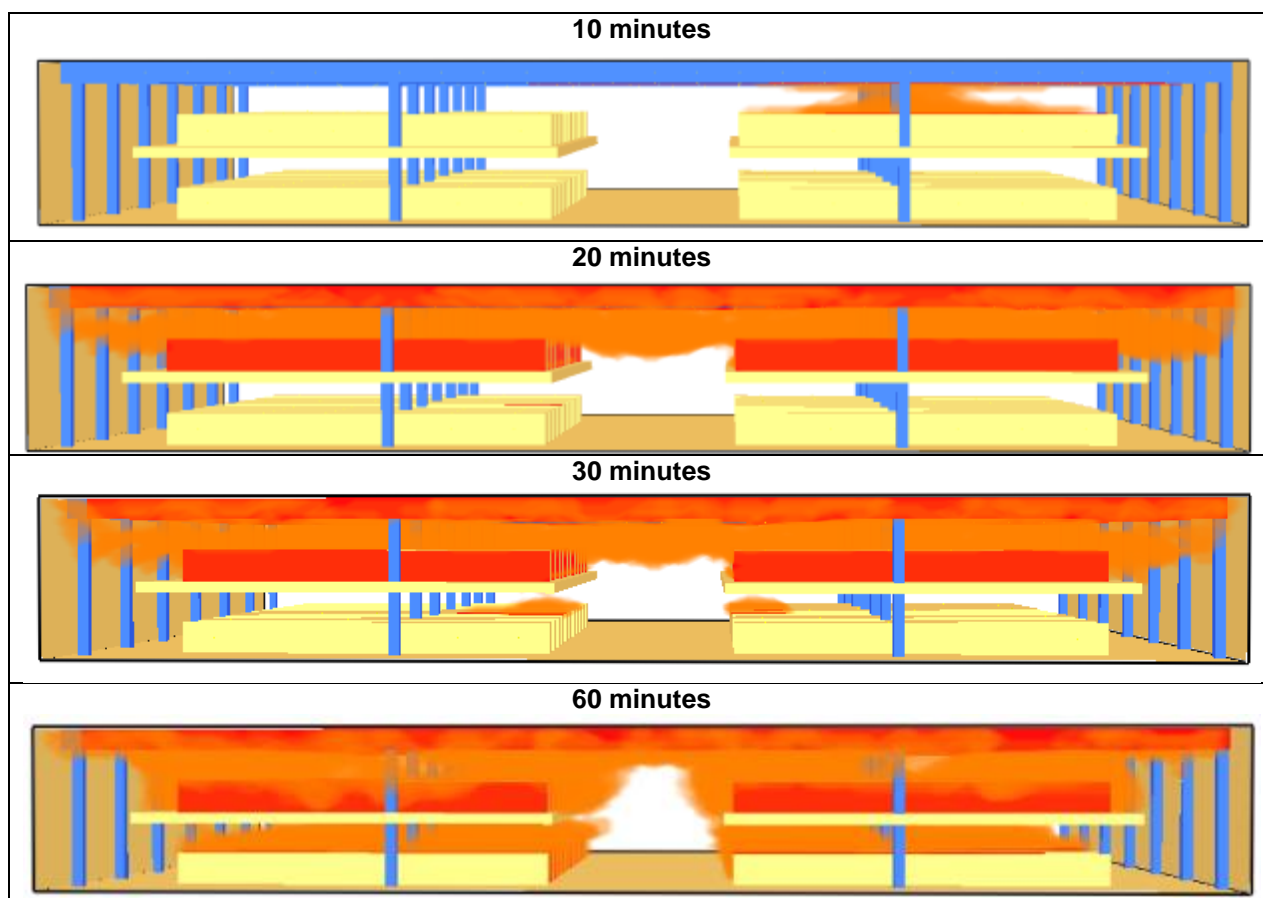


Figure 11-13 : Propagation de l'incendie dans la cellule E

### A.3.2 Evolution de la température

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température dans l'axe du foyer au cours du temps. Les températures en dessous de 100 °C sont tronquées.

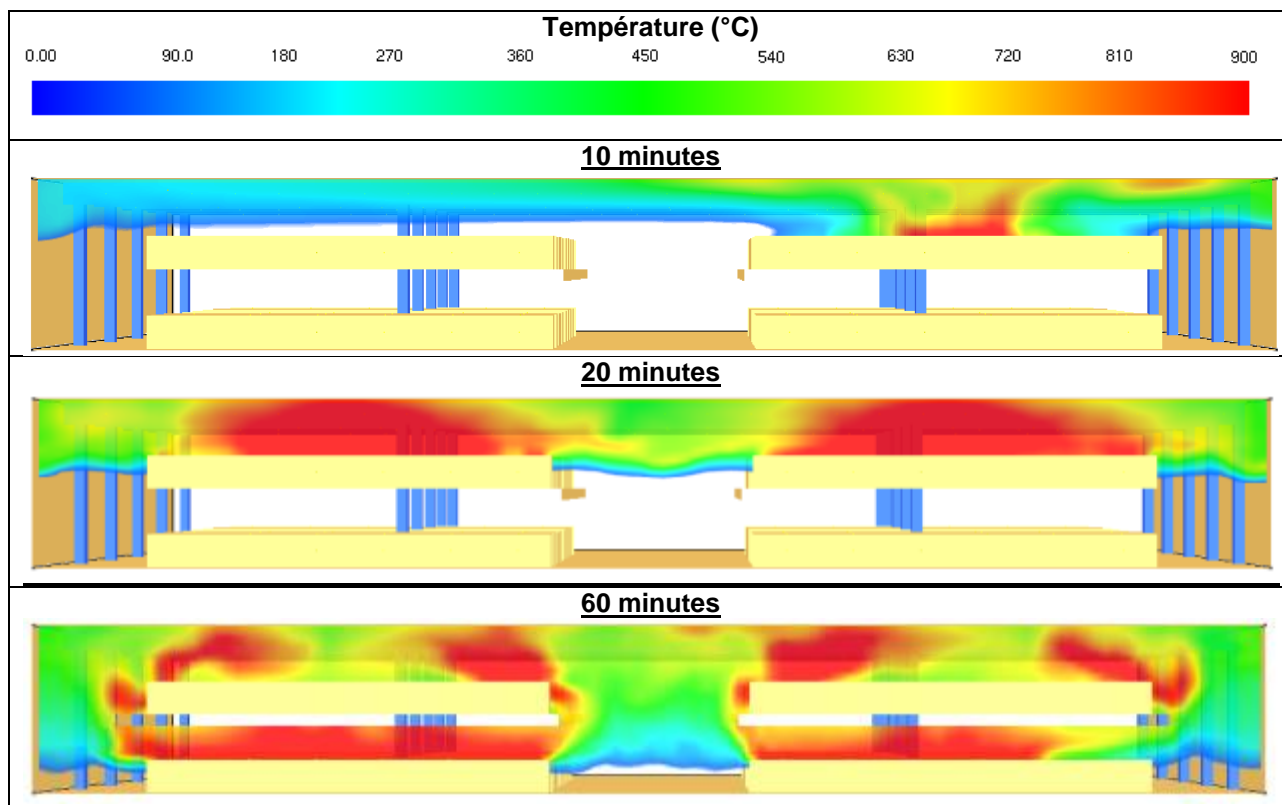


Figure 11-14 : Coupe de température en fonction du temps dans la cellule E

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température au niveau des éléments de structure en fonction du temps.

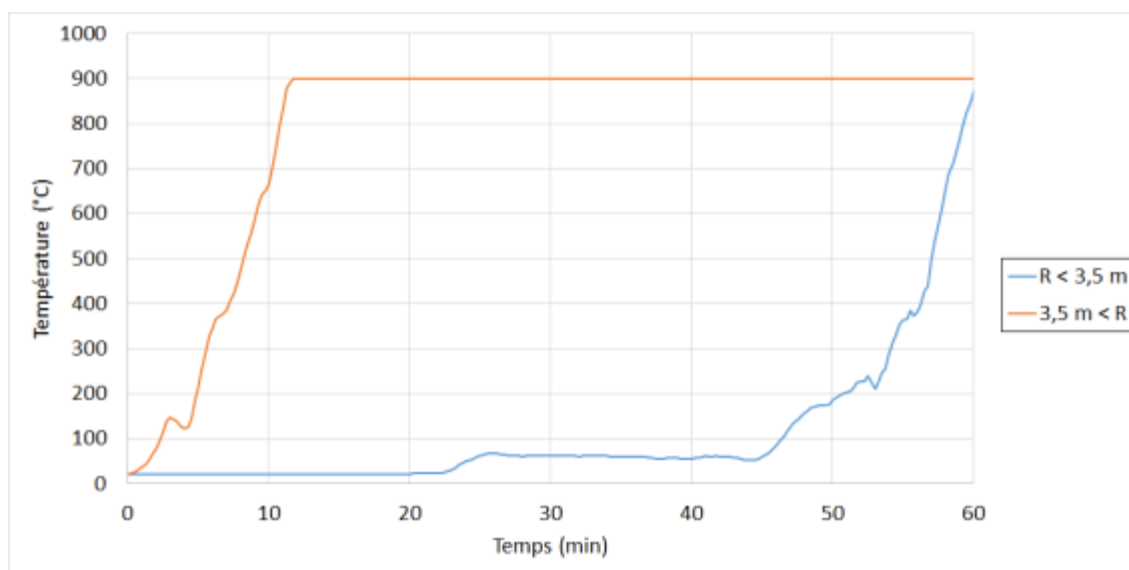


Figure 11-15 : Évolution de la température selon la hauteur pour le poteau proche du départ de feu dans la cellule E

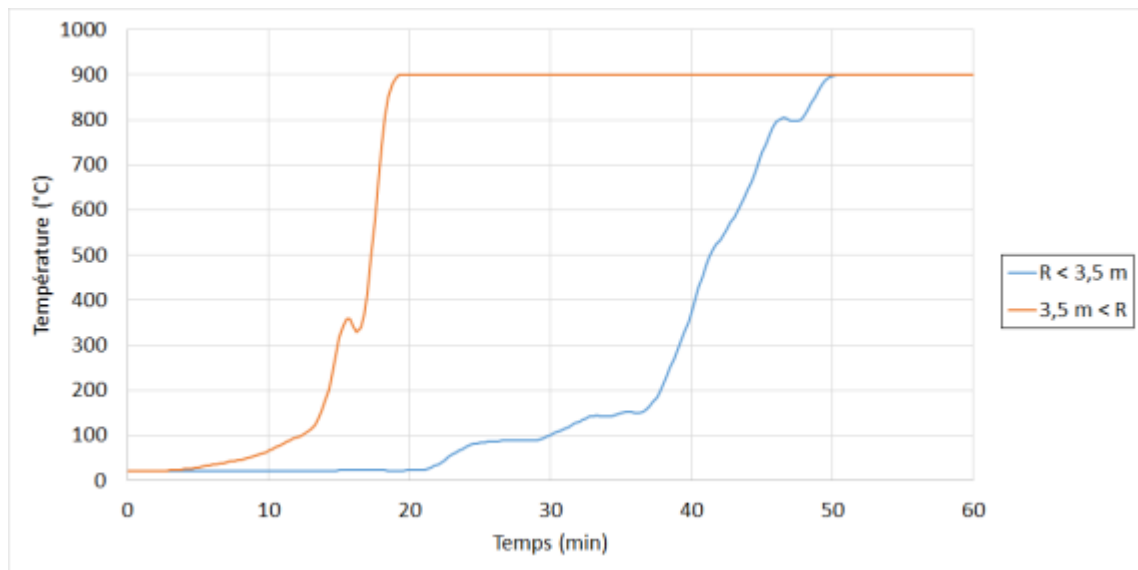


Figure 11-16 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux de part et d'autre du départ de feu dans la cellule E

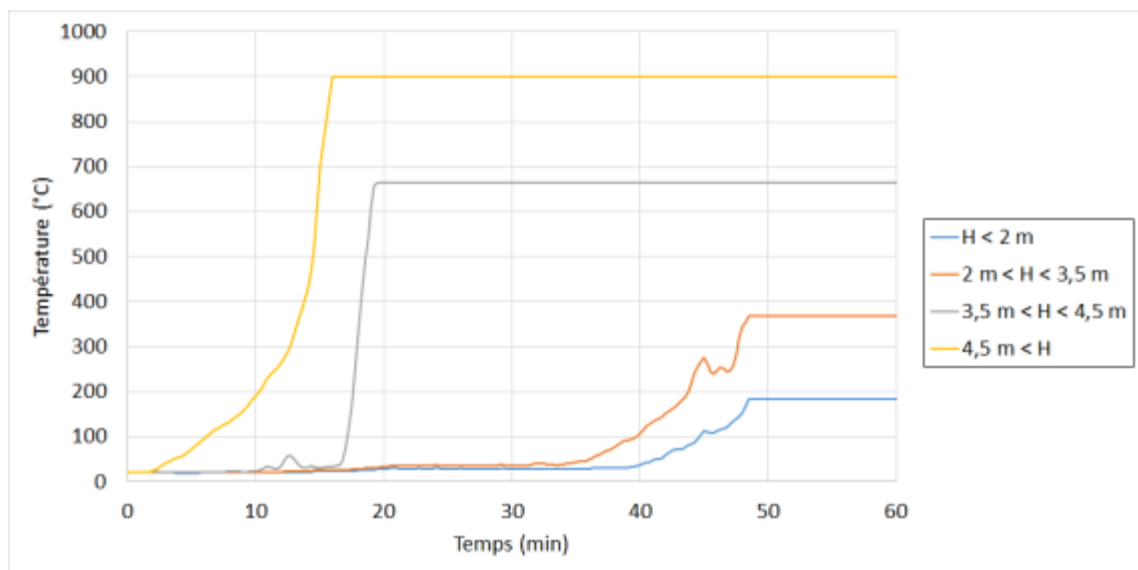


Figure 11-17 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux en dehors des mezzanines dans la cellule E



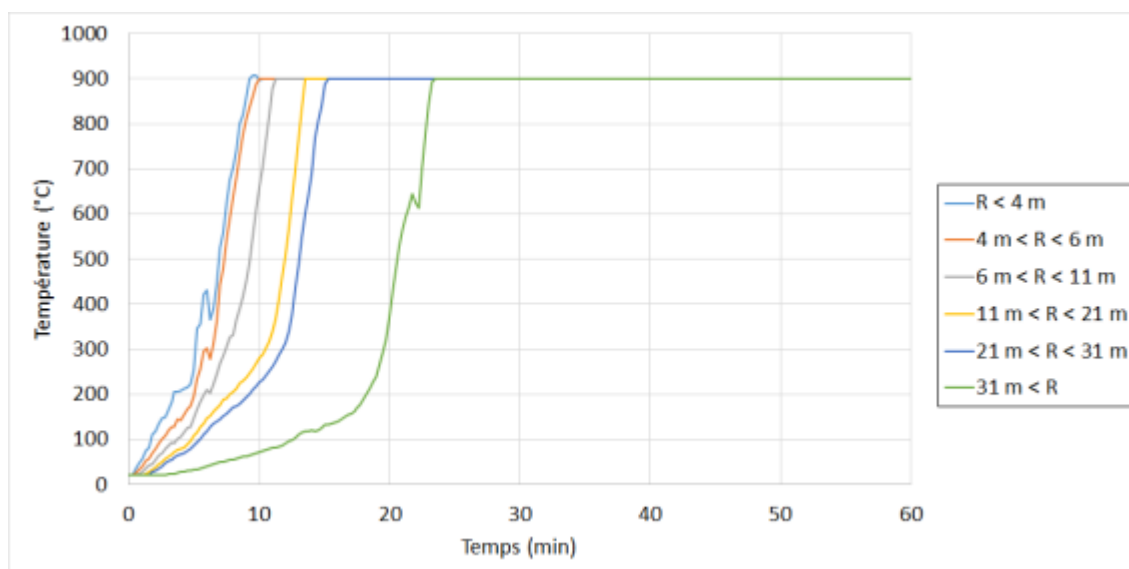


Figure 11-18 : Évolution de la température au niveau des poutres en fonction de l'éloignement vis-à-vis du foyer dans la cellule E

#### A.4 CELLULE E – INCENDIE EN DEHORS DE LA ZONE MEZZANINE

La cellule E dispose de stockage en dehors de la mezzanine. Ce stockage est fait sous la forme de palettiers similaires à ceux présents dans la cellule B. La géométrie générale de la cellule E est proche de celle de la cellule B (hauteur sous plafond de 7,2 m pour la cellule B et 7,5 m pour la cellule E et portée de poutre de 57 m pour la cellule B et 55 m pour la cellule E), en cas d'incendie, les sollicitations thermiques seront proches dans les deux cellules.

Pour ce scénario incendie, on se propose donc de prendre en compte les sollicitations thermiques obtenues pour la cellule B tout en prenant en compte que pour la cellule E, les poteaux de rive peuvent se trouver proche du stockage et donc être sollicité plus fortement. L'échauffement des éléments de structure est présenté sur les figures ci-dessous.

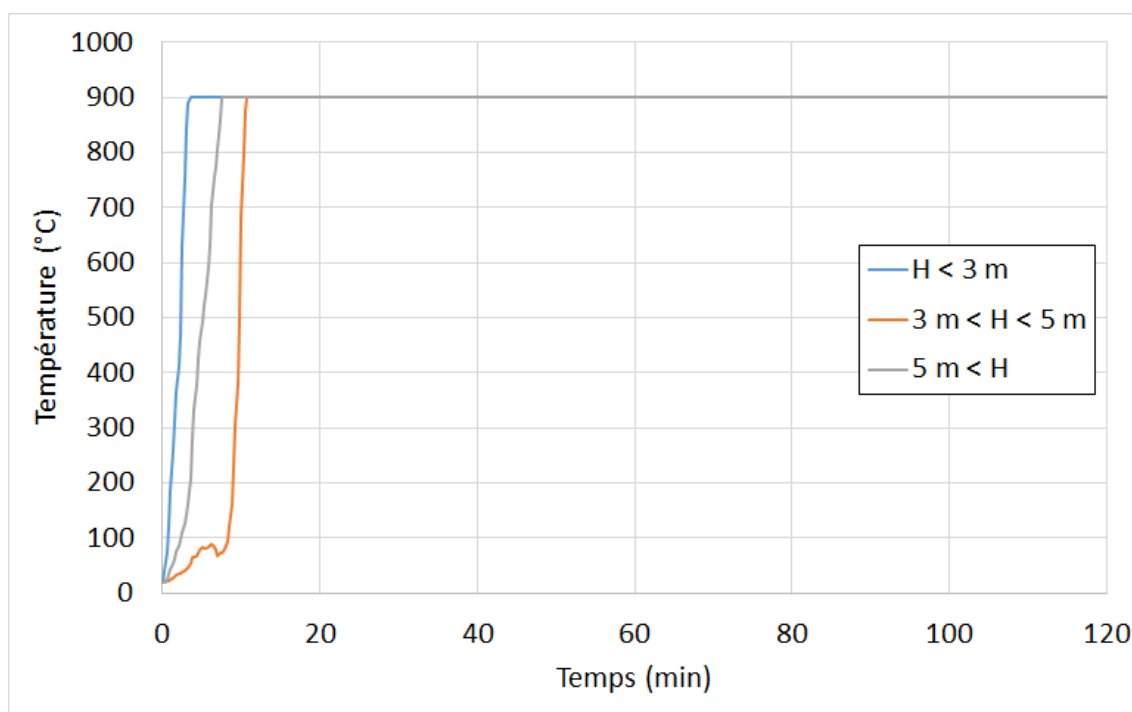


Figure 11-19 : Évolution de la température selon la hauteur pour le poteau proche du départ de feu dans la cellule E

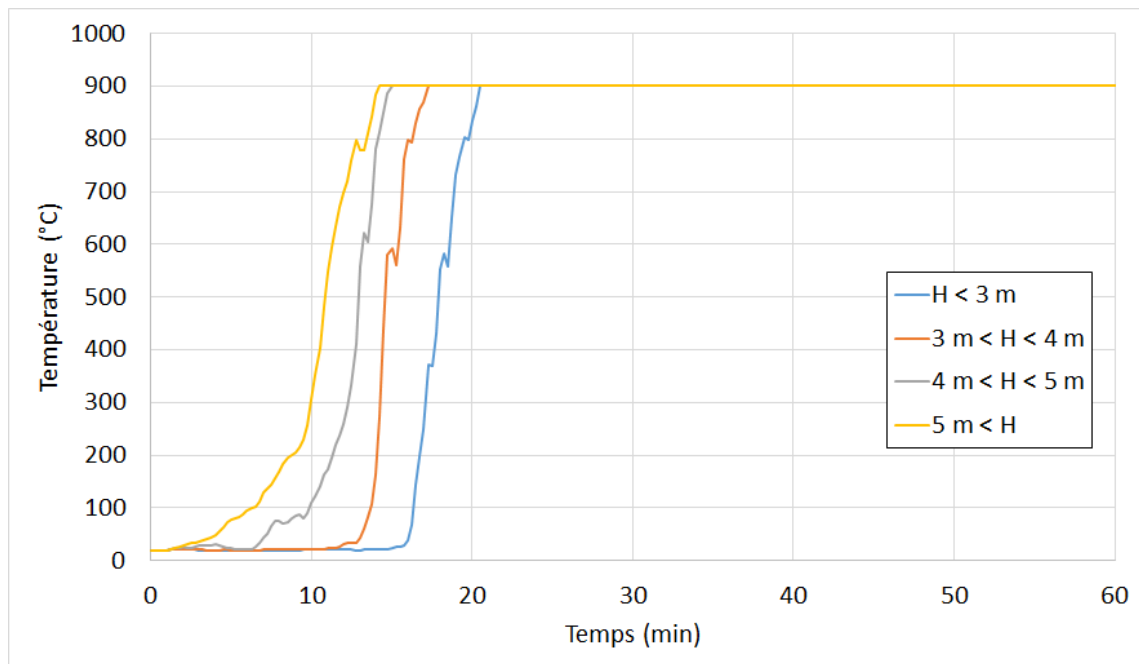


Figure 11-20 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux de part et d'autre du départ de feu dans la cellule E

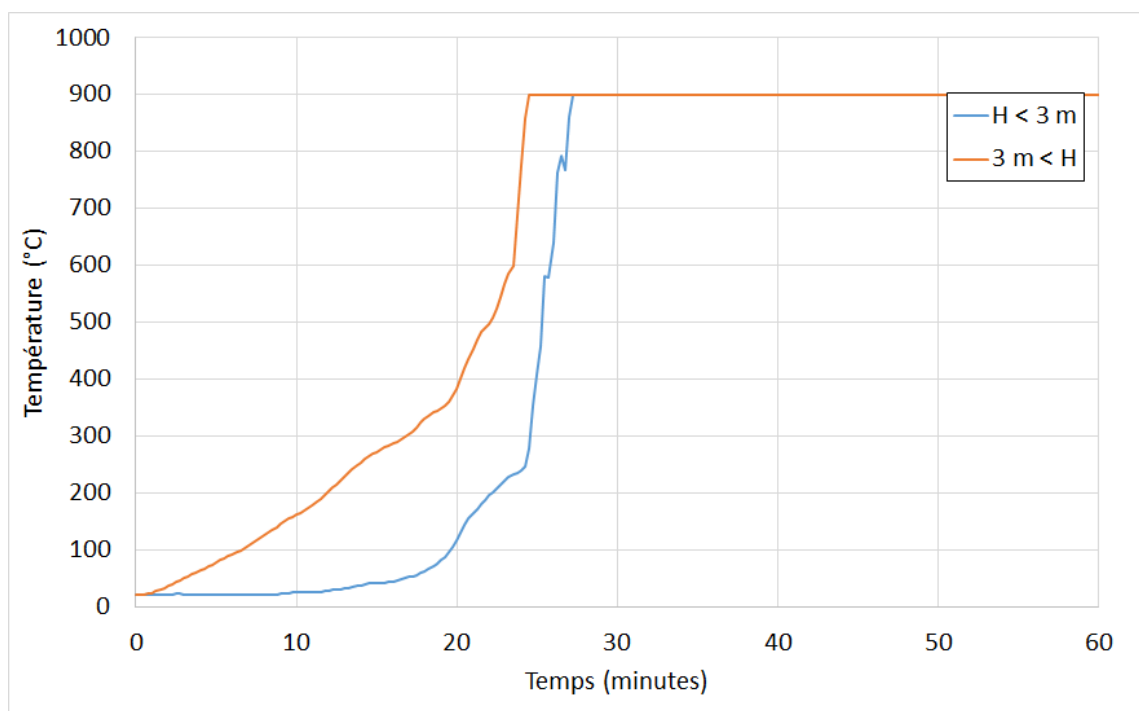


Figure 11-21 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux en rive dans la cellule E

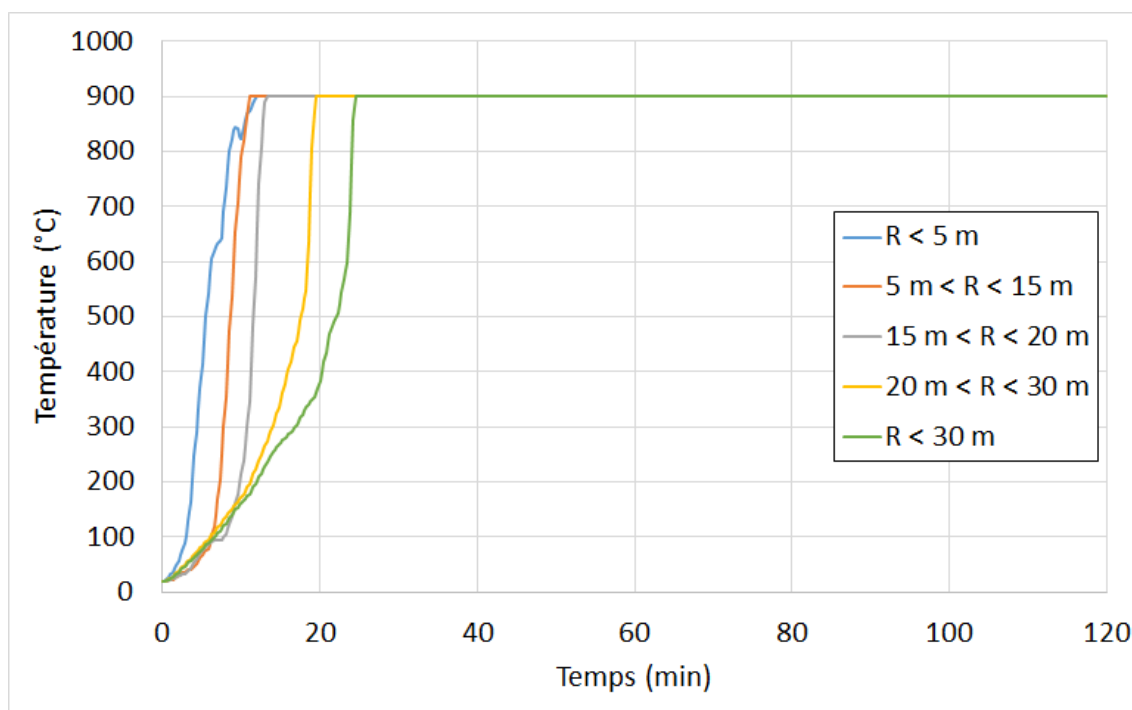


Figure 11-22 : Évolution de la température au niveau des poutres en fonction de l'éloignement vis-à-vis du foyer dans la cellule E

## A.5 CELLULES F & G

### A.5.1 Propagation de l'incendie

Les figures ci-dessous présentent la propagation de l'incendie au cours du temps. On observe qu'à partir de 10 minutes, le feu s'est propagé sur toute la hauteur des étagères. A 15 minutes, une propagation par la couche chaude commence à s'amorcer, le haut des racks s'enflamme. La poutre en bois au-dessus du départ de feu est en train de brûler progressivement sur toute sa longueur à 20 minutes.

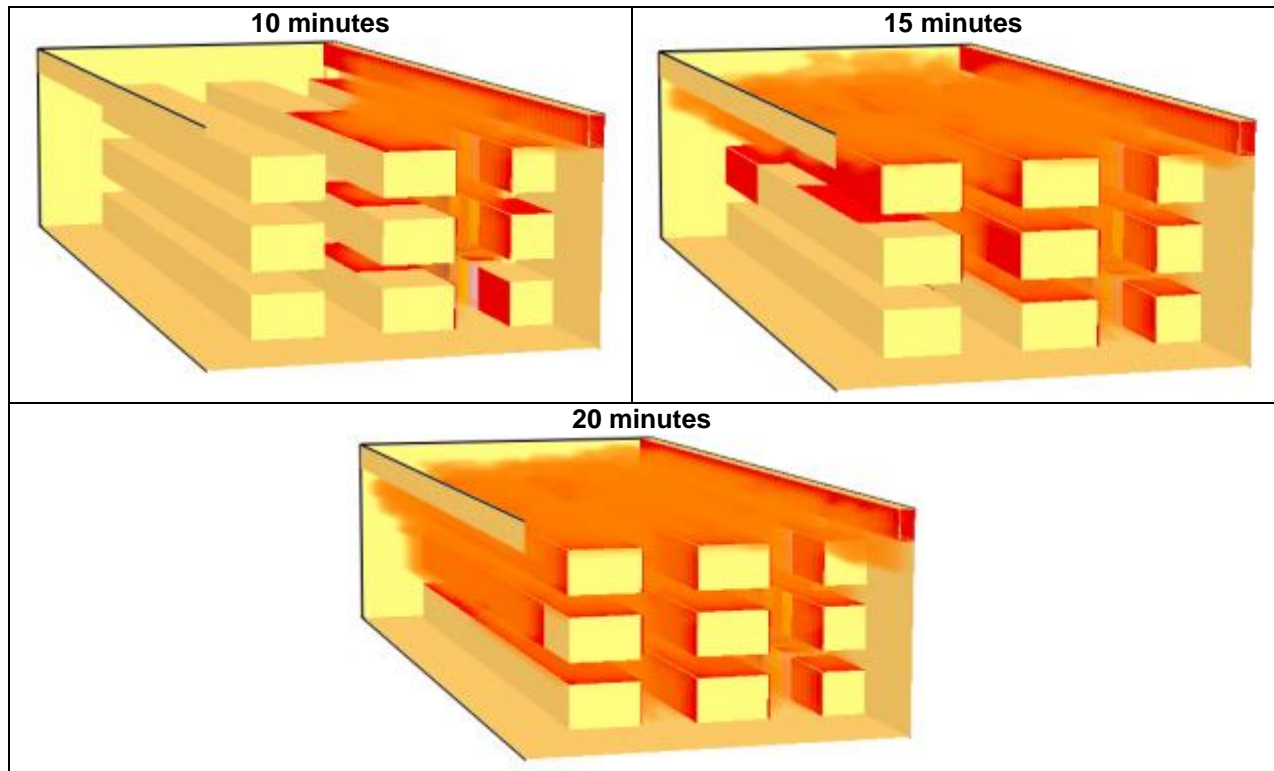


Figure 11-23 : Propagation de l'incendie pour les cellules F et G

### A.5.2 Evolution de la température

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température dans l'axe du foyer au cours du temps. Les températures en dessous de 100 °C sont tronquées.

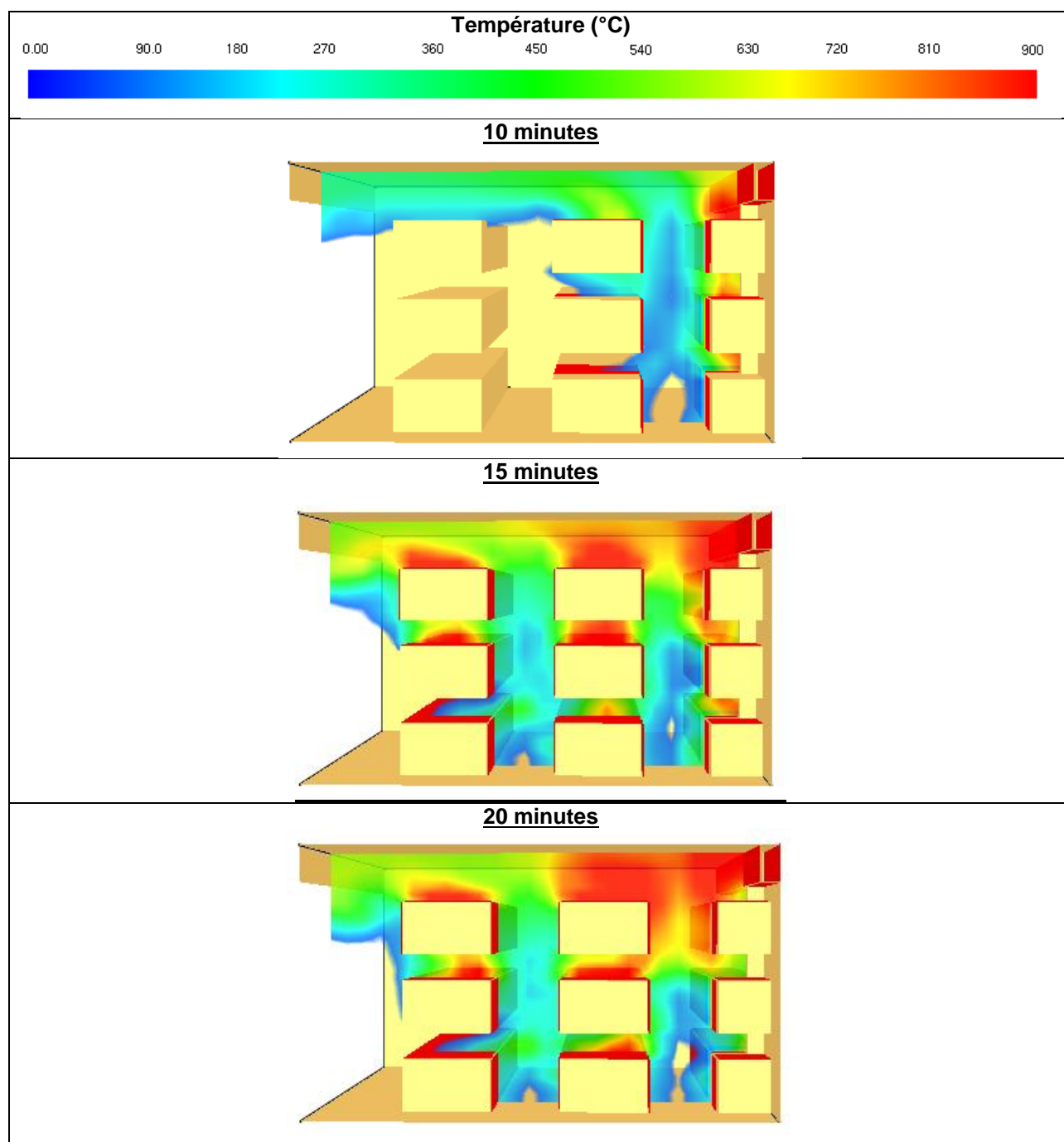


Figure 11-24 : Coupe de température en fonction du temps pour les cellules F et G

Les figures ci-dessous présentent l'évolution de la température au niveau des éléments de structure en fonction du temps.

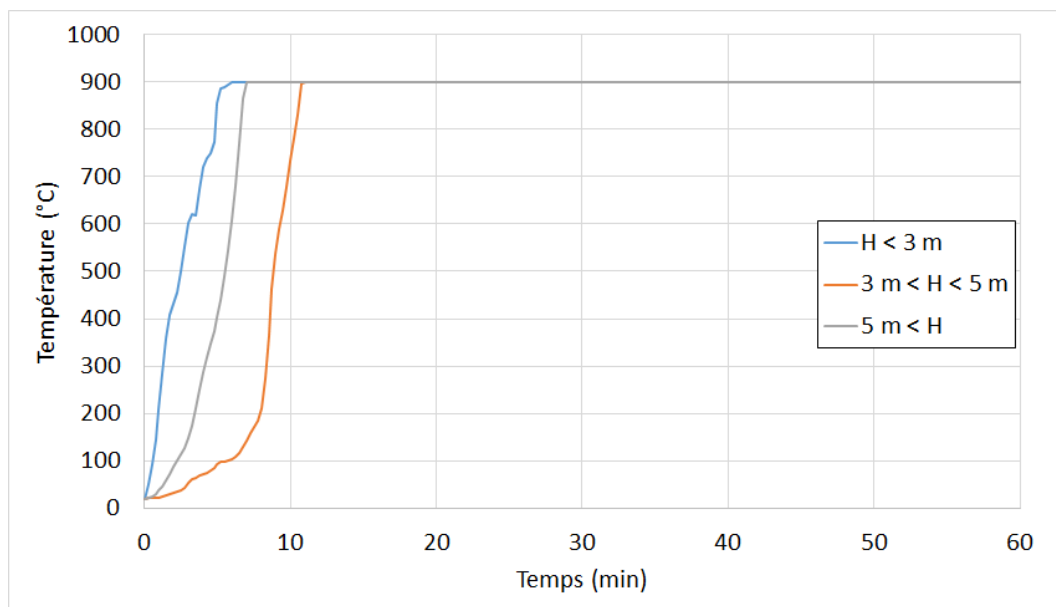


Figure 11-25 : Évolution de la température selon la hauteur pour le poteau proche du départ de pour les cellules F et G

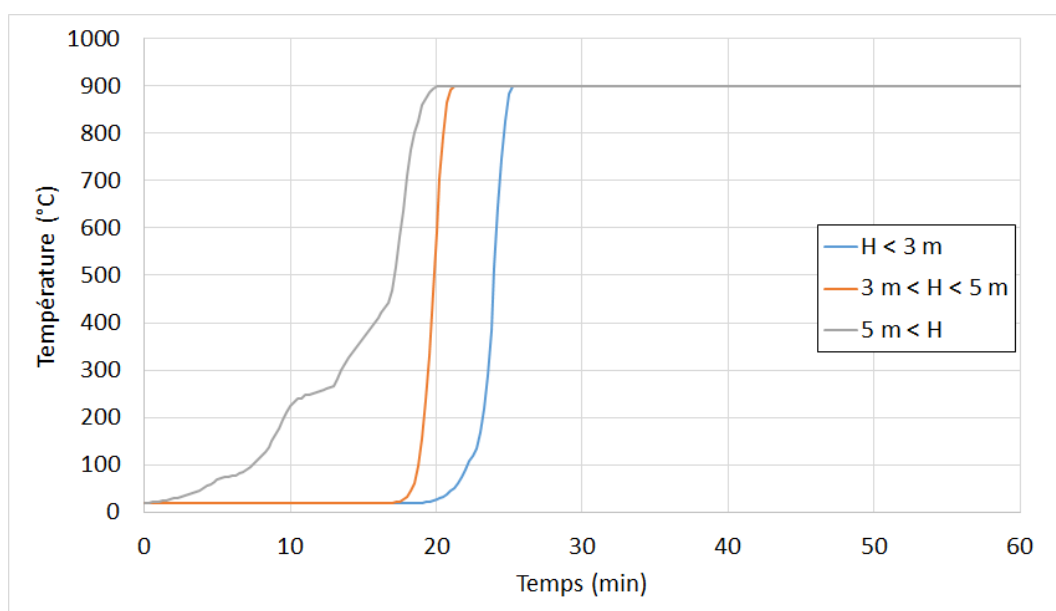


Figure 11-26 : Évolution de la température en fonction de la hauteur pour les poteaux de part et d'autre du départ de feu pour les cellules F et G

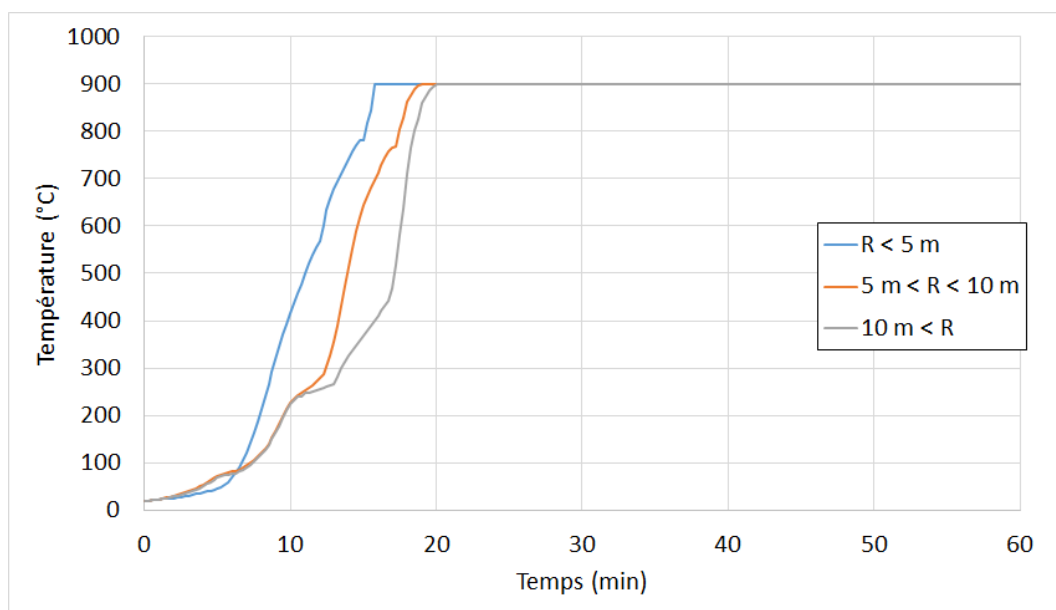


Figure 11-27 : Évolution de la température au niveau des poutres en fonction de l'éloignement vis-à-vis du foyer pour les cellules F et G