



Research Fund
for Coal & Steel

MATCS⁺

Action membranaire dans les structures mixtes
acier-béton soumises au feu

Bases Scientifiques

J.M. Franssen - T. Fohn
O. Vassart
B. Zhao

AVANT-PROPOS

Ce projet a été financé avec le soutien de la Commission Européenne, des fonds de recherche pour le charbon et l'acier.

Cette publication reflète les vues de l'auteur et la Commission ne peut être tenue responsable de l'utilisation qui peut être faite des informations contenues dans celle-ci.

La publication a été produite en résultat aux différents projets de recherche suivant:

- Le projet RFCS FICEB+
- Le projet RFCS COSSFIRE
- Le projet Leonardo Da Vinci 'Evaluation de la résistance au feu des planchers mixtes partiellement protégés' (FRACOF)
- Un projet antérieur financé conjointement par ArcelorMittal et le CTICM et exécuté par un partenariat entre le CTICM et le SCI.

La méthode de calcul simple a été initialement développée en résultat à un essai de résistance au feu à grande échelle réalisé sur un bâtiment à ossature métallique à plusieurs étages au complexe d'essai du Building Research Establishment au Royaume-Uni. Une grande partie de la base théorique de la méthode de calcul existait depuis les années 1950, suite à des études sur le comportement structurel des dalles en béton armé à température ambiante. La première version de la méthode de calcul simple était disponible dans le guide de conception et de calcul du SCI, P288 'Dimensionnement au feu sécuritaire : Une nouvelle approche pour les bâtiments multi-étages à ossature métallique', 2 Ed.

Bien que l'application de la méthode pour calculer la résistance au feu soit relativement nouvelle, la base d'ingénierie de la méthode est bien établie.

La méthode de calcul simple a été implémentée dans un logiciel informatique compilé par le SCI en 2000 et une version mise à jour est sortie en 2006, suite aux améliorations de la méthode de calcul simple.

Des contributions de grande valeur ont été reçues par:

- Mary Brettle The Steel Construction Institute
- Ian Sims The Steel Construction Institute
- Louis Guy Cajot ArcelorMittal
- Renata Obiala ArcelorMittal
- Gisèle Bihina CTICM
- Mohsen Roosefid CTICM

Table des matières

1	INTRODUCTION	7
2	PROGRAMME D'ESSAIS AU FEU DE CARDINGTON	9
	2.1 Programme de recherches	9
	2.2 Test 1: Poutre restreinte	10
	2.3 Test 2: Cadre plan	13
	2.4 Test 3: Coin	14
	2.5 Test 4: Coin	16
	2.6 Test 5: Grand compartiment	18
	2.7 Test 6: Test de démonstration d'un bureau	19
	2.8 Test 7: Compartiment central	23
	2.9 Commentaires généraux sur le comportement observé	27
3	TESTS AU FEU SUR UN PARKING DE VOITURES, FRANCE	28
4	TEMOIGNAGES D'INCENDIES ACCIDENTELS DANS D'AUTRES PAYS	34
	4.1 Broadgate	34
	4.2 Bâtiment Churchill Plaza, Basingstoke	36
	4.3 Tests au feu australiens	37
	4.3.1 Essais au feu de la Rue William et approche de calcul	37
	4.3.2 Essais au feu de Collins Street	40
	4.3.3 Conclusions de la recherche australienne	41
	4.4 Test de résistance au feu allemand	41
	4.5 Travail expérimental à température ambiante	42
	4.6 Recherches expérimentales à température élevée	43
5	METHODE DE CALCUL SIMPLE	45
	5.1 Introduction à la théorie des lignes de rupture et à l'action membranaire	45
	5.1.1 Dalle complètement restreinte en plan	46
	5.1.2 Dalle sans restreinte en plan	47
	5.1.3 Effet des contraintes membranaires sur les lignes de rupture	49
	5.2 Calcul de la résistance de planchers mixtes selon la méthode de calcul simple	50
	5.2.1 Calcul de la résistance	51
	5.2.2 Dérivation d'une expression pour le paramètre k	53
	5.2.3 Dérivation d'une expression pour le paramètre b	55
	5.2.4 Forces membranaires	58
	5.3 Rupture en compression du béton	63
6	DEVELOPPEMENT DES RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION	65
	6.1 Hypothèses de calcul	65
	6.2 Critère de rupture	66
	6.2.1 Flèche de la dalle	67
	6.2.1.1 Effets thermiques	67
	6.2.1.2 Contraintes mécaniques dans les armatures	68
	6.2.1.3 Calcul de la flèche de la dalle pour permettre le calcul des forces membranaires	69
	6.2.2 Calibrage avec les essais au feu de Cardington	70
	6.3 Méthodologie de calcul	72
	6.3.1 Calcul de la capacité portante pour la dalle	72
	6.3.2 Calcul de la capacité portante des poutres non protégées	73
	6.4 Calcul des poutres d'extrémité résistantes au feu	74
	6.4.1 Poutres non protégées avec des poutres d'extrémité des deux côtés	75
	6.4.1.1 Ligne de rupture parallèle aux poutres non protégées	75
	6.4.1.2 Ligne de rupture perpendiculaire aux poutres non protégées	77
	6.4.2 Poutres non protégées avec une poutre d'extrémité sur un côté	78

6.4.2.1	Ligne de rupture parallèle aux poutres non protégées	78
6.4.2.2	Ligne de rupture perpendiculaire aux poutres non protégées	79
6.4.3	Zone du plancher sans poutres d'extrémité	81
6.4.4	Calcul des poutres de bord	81
6.5	Analyse thermique	81
6.5.1	Facteurs de forme	82
6.5.2	Propriétés des matériaux	83
6.5.3	Transfert de chaleur interne par conduction	85
6.5.4	Températures de calcul pour les poutres métalliques non protégées	86
7	ESSAI DE RÉSISTANCE AU FEU SUR UN SYSTÈME DE PLANCHER MIXTE A GRANDE ÉCHELLE	88
7.1	Contenu	88
7.2	Essai FRACOF	88
7.2.1	Spécimen d'essai	88
7.2.2	Méthodologie d'essai	93
7.2.3	Résultats	96
7.2.3.1	Variation de température dans la structure	96
7.2.3.2	Variation de déplacement des éléments structuraux	99
7.2.3.3	Comportement de la dalle mixte observé pendant l'essai	101
7.2.4	Commentaires sur les résultats de l'essai	103
7.3	Programme d'essais au feu de COSSFIRE	104
7.3.1	Spécimen d'essais	104
7.3.2	Mesures des résultats d'essai	106
7.3.3	Principaux résultats expérimentaux	108
7.3.4	Observation des essais au feu	111
7.4	Essai au feu à grande échelle sur un dalle de plancher mixte comportant des poutres cellulaires métalliques de longue portée.	115
7.4.1	Spécimen d'essai	115
7.4.2	Charges de calcul	117
7.4.3	Calcul du feu	118
7.4.4	Instrumentation	118
7.4.5	Flèche de la poutre/dalle	120
7.4.6	Action membranaire dans les dalles de plancher	126
7.4.7	Conclusions	127
8	ÉTUDES NUMÉRIQUES PARAMÉTRIQUES	129
8.1	Contenu	129
8.2	Vérification du modèle numérique ANSYS avec le test FRACOF	129
8.2.1	Général	129
8.2.2	Analyse structurelle	129
8.2.3	Analyse du transfert de chaleur	130
8.2.4	Comportement mécanique des éléments structuraux	132
8.3	Vérification du modèle numérique SAFIR avec les essais au feu	134
8.3.1	Général	134
8.3.2	SAFIR Vs essai FRACOF	134
8.3.2.1	Charge au feu	134
8.3.2.2	Analyses thermiques : Modèles numériques et principaux résultats	134
8.3.2.3	Analyse structurelle	136
8.3.3	SAFIR Vs essai COSSFIRE	138
8.3.3.1	Charge de feu	138
8.3.3.2	Analyses thermiques : Modèles numériques et principaux résultats	138
8.3.3.3	Analyse structurelle	140

8.3.4	SAFIR Vs essai FICEB	142
8.3.4.1	Charge au feu	142
8.3.4.2	Analyses thermiques: Modèles numériques et résultats principaux	143
8.3.4.3	Analyse structurelle	145
8.4	Etude numérique paramétrique utilisant la courbe température-temps standard	147
8.4.1	Donnée d'entrée pour l'étude paramétrique	147
8.4.2	Données d'entrée pour l'étude paramétrique	155
8.4.2.1	Flèche maximum du plancher	155
8.4.2.2	Elongation du grillage d'armatures métalliques	158
8.5	Conclusion	168
9	RÉFÉRENCES	169

RÉSUMÉ

Des tests de résistance au feu à grande échelle ont été réalisés dans plusieurs pays et les observations tirées des incendies développés dans des bâtiments actuels ont montré que la résistance au feu des structures mixtes acier-béton est largement meilleure que celle observée lors d'essais au feu réalisés sur les éléments isolés. Il apparaît clairement qu'il y a d'importantes réserves de résistance au feu dans les structures modernes à cadre métallique et que les tests de résistance au feu sur des éléments simples non restreints ne fournissent pas une indication satisfaisante sur la performance de telles structures.

Après observation et analyse du programme d'essais au feu à grande échelle BRE Cardington réalisé en 1995 et 1996, un modèle de calcul simple a été développé sur base de l'action membranaire des planchers mixtes acier-béton. Celui-ci permet aux concepteurs de tirer parti de la résistance au feu inhérente d'un plancher mixte sans devoir passer par une complexe analyse en éléments finis de la structure entière. Cependant, à cause de son aspect spécifique, cet innovant concept de calcul n'est toujours pas commun pour la plupart des ingénieurs et des autorités. Ce document est donc établi pour fournir toute l'information nécessaire pour aider le lecteur à comprendre la base des recommandations de calcul du modèle de calcul simple ci-dessous.

Dans ce document technique, la base théorique de la méthode de calcul simple et son développement pour l'application à l'ingénierie du feu sont décrites. Une révision importante des tests pertinents de résistance au feu menés sur des structures réelles à travers le monde est réalisée et les données correspondantes à ces essais sont également résumées dans ce document. Il inclut aussi des observations du comportement de bâtiments à plusieurs étages en cas d'incendie accidentel. D'autre part, le document donne une explication détaillée de nouveaux essais au feu à grande échelle menés sous un feu ISO de longue durée qui fournissent plus de preuves de la validité du modèle de calcul simple. Le côté conservateur de cette méthode est aussi clairement illustré par la comparaison avec l'étude paramétrique réalisée à l'aide de modèles de calcul avancés.

1 INTRODUCTION

Des tests de résistance au feu à grande échelle menés dans plusieurs pays et les observations des incendies dans des bâtiments actuels ont montré que la performance au feu des bâtiments à planchers mixtes acier-béton (dalles de béton assemblées à des poutres en acier au moyen de goujons en partie supérieure) est beaucoup plus importante que celle résultant d'essais de résistance au feu standard réalisés sur des dalles ou des poutres mixtes traitées comme des éléments structurels isolés. Il est clair qu'il y a de larges réserves de résistance au feu dans les bâtiments modernes composés d'un grillage de poutres et que les tests de résistance au feu standard sur des éléments non restreints ne fournissent pas une indication satisfaisante de la résistance réelle de telles structures.

L'analyse dévoile que cette excellente résistance au feu provient du développement de l'action membranaire dans la dalle de béton armée et de l'effet chaînette des poutres en acier.

En raison des observations et analyses décrites ci-dessus, un nouveau concept de dimensionnement au feu pour les bâtiments multi-étages modernes à structure en acier a été développé au Royaume-Uni. Les conseils de conception et les outils numériques de calcul pour les planchers mixtes basés sur cette méthode ont été publiés en 2000. De nombreux bâtiments au Royaume-Uni ont tiré parti de l'application de cette méthode de calcul simple, résultant en une diminution des coûts de protection au feu⁽¹⁾.

Le concept de calcul permet aux designers de tirer avantage du comportement de la structure dans son ensemble. Certains éléments structurels peuvent ne pas être protégés tout en conservant les niveaux de sécurité atteints par des structures complètement protégées au feu. La méthode de calcul permet d'atteindre la résistance au feu de planchers mixtes partiellement protégés imposée pour des feux naturels ou pour une exposition au feu standard. Cette dernière caractéristique est particulièrement intéressante car cela signifie que le concept de dimensionnement peut être appliqué par des ingénieurs de calcul qui n'ont pas besoin d'une connaissance approfondie de l'ingénierie du feu.

Bien que largement utilisée au Royaume-Uni, l'amélioration de la résistance au feu fournie par l'action membranaire et l'effet chaînette est toujours un tout nouveau concept pour la majorité des ingénieurs et des autorités de contrôle en Europe. Afin d'informer ces groupes d'utilisateurs potentiels, ce document vise à fournir un solide support technique pour ce concept de calcul, comprenant :

- Une révision des preuves disponibles au sujet de la performance des structures mixtes dans les essais de résistance au feu à grande échelle et les incendies accidentels dans des bâtiments
- Une explication détaillée des bases théoriques du modèle de calcul simple pour les systèmes à planchers mixtes supportés par des profilés pleins et des poutres cellulaires
- Une description des hypothèses fondamentales adoptées dans le modèle de calcul simple pour l'évaluation de la résistance au feu des systèmes à planchers mixtes acier-béton
- Des détails d'un essai au feu démonstratif sur un système à plusieurs étages mixtes acier-béton utilisant une courbe temps-température standard en accord avec l'EN 1365-2, pour une durée de plus de 120 minutes

- Une étude numérique paramétrique détaillée pour vérifier les résultats fournis par le modèle de calcul simple.

2 PROGRAMME D'ESSAIS AU FEU DE CARDINGTON

2.1 Programme de recherches

En Septembre 1996, un programme d'essais au feu a été achevé au Royaume-Uni dans le laboratoire de Cardington du Building Research Establishment. Les essais ont été réalisés sur une structure à ossature en acier de 8 étages mixtes acier-béton qui a été dimensionnée et construite comme un bâtiment de bureaux classique à plusieurs étages. Le but de ces essais était d'étudier le comportement d'une structure réelle dans des conditions de feu réel et de collecter les données qui permettraient de valider l'utilisation de programmes informatiques pour l'analyse de structures en cas d'incendie.

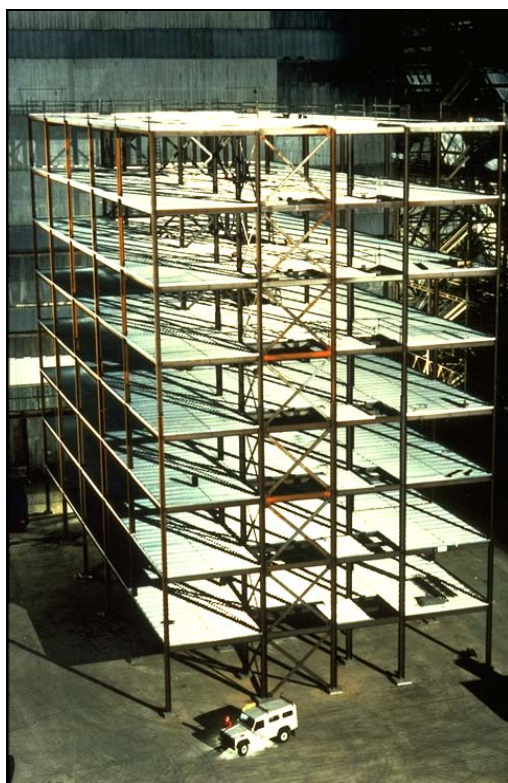


Figure 2.1 *Structure de l'essai de Cardington avant de couler les dalles de béton des planchers*

La structure à tester (voir Figure 2.1.) a été dimensionnée pour être un exemple classique d'une structure contreventée et des niveaux de charge qui sont généralement rencontrés au Royaume-Uni. En plan, la structure couvrait une surface de 21 m × 45 m et avait une hauteur totale de 33 m. Les poutres ont été calculées comme simplement appuyées, agissant de manière mixte avec une dalle de 130 mm. Normalement, une résistance au feu de 90 minutes est nécessaire pour une structure de ce type. Des goussets soudés ont été utilisées pour les assemblages poutre-poutre et des plats d'extrémité souples pour les assemblages poutre-colonne. La structure était chargée au moyen de sacs de sable distribués sur chaque étage pour simuler le chargement d'un bureau classique.

Il y avait deux projets dans ce programme de recherche. L'un des deux a été financé par Corus (anciennement « British Steel ») et par la communauté européenne du charbon et d'acier (CECA) ; l'autre a été financé par le gouvernement anglais via le Building Research Establishment (BRE). D'autres organisations étaient impliquées dans le programme de recherche : Université de Sheffield, TNO (Les Pays-Bas), CTICM (France) et « The Steel Construction Institute ». Des tests au feu ont été réalisés entre Janvier 1995 et Juillet 1996. Les tests ont été menés à différents étages ; la position de chaque test est présentée sur le plan du plancher à la Figure 2.1

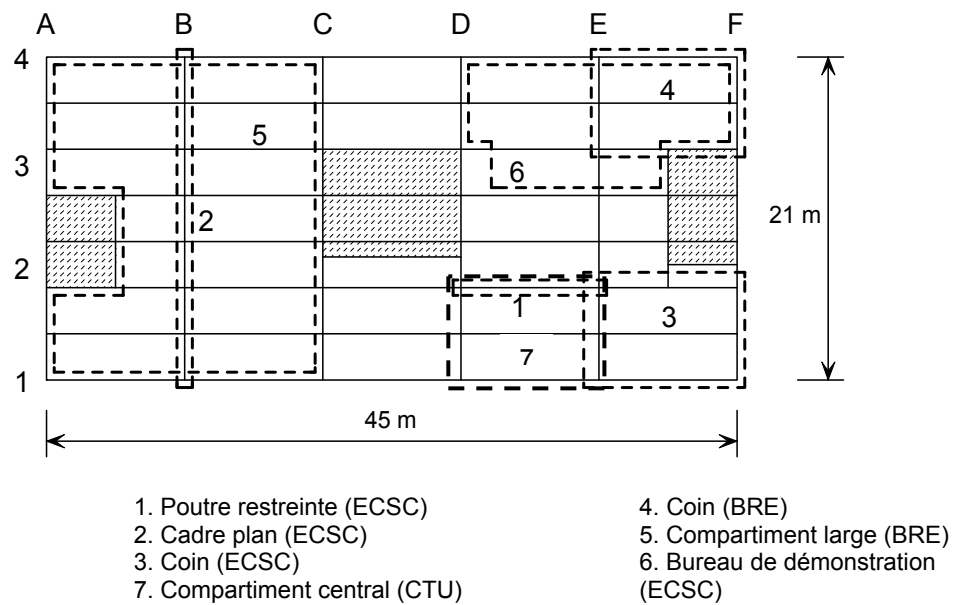


Figure 2.2 Positions des tests

Le test 1 comprenait une seule poutre secondaire et la dalle avoisinante qui était chauffée par un four à gaz construit à cet effet. Le test 2 était aussi chauffé en utilisant du gaz et était mené sur un cadre plan traversant la structure sur un étage ; le test comprenait des poutres principales et les colonnes associées. Les tests 3,4 et 5 comprenaient des compartiments de tailles variées sujets, dans chaque cas, à un feu naturel alimenté par des tas de chevrons en bois. Les colonnes dans ces tests étaient protégées jusqu'à la face inférieure de la dalle de plancher tandis que les poutres et la dalle elles-mêmes étaient laissées sans protection. Le test 6 était une démonstration, où étaient utilisés des fournitures et du matériel que l'on retrouve typiquement dans les bureaux modernes comme charge au feu, menant au feu le plus sévère.

Une description détaillée des tests a été publiée⁽¹⁾. Les données complètes des essais, en format électronique avec les plans des positions des instruments de mesures, sont disponibles pour les tests 1, 2, 3 et 6 auprès de Corus RD&T (Swinden Technology Centre) et pour les tests 4 et 5 auprès de BRE^(3,4).

2.2 Test 1: Poutre restreinte

Le test a été réalisé au septième étage de la structure. Un four à gaz construit à cet effet, de 8 m de long et 3 m de large, a été conçu et construit pour chauffer la poutre secondaire (D2/E2) portant entre deux colonnes et une partie de la structure avoisinante. La poutre a été chauffée sur une longueur de 8 mètres centrée sur ces 9 m de longueur, les assemblages restants donc relativement froids. Le but de l'essai était d'enquêter sur le comportement de la poutre chauffée entourée par une dalle

de plancher restant à température ambiante et d'étudier l'effet restrictif des parties non chauffées de la structure.

La poutre a été chauffée à une vitesse comprise entre 3 et 10°C par minute jusqu'à ce que des températures approchant 900°C soient enregistrées. Au moment du pic de température, la semelle inférieure atteignait 875°C et la flèche à mi-portée était de 232 mm (portée/39) (voir Figure 2.3). En refroidissant, la flèche à mi-portée s'est ramenée à 113 mm.

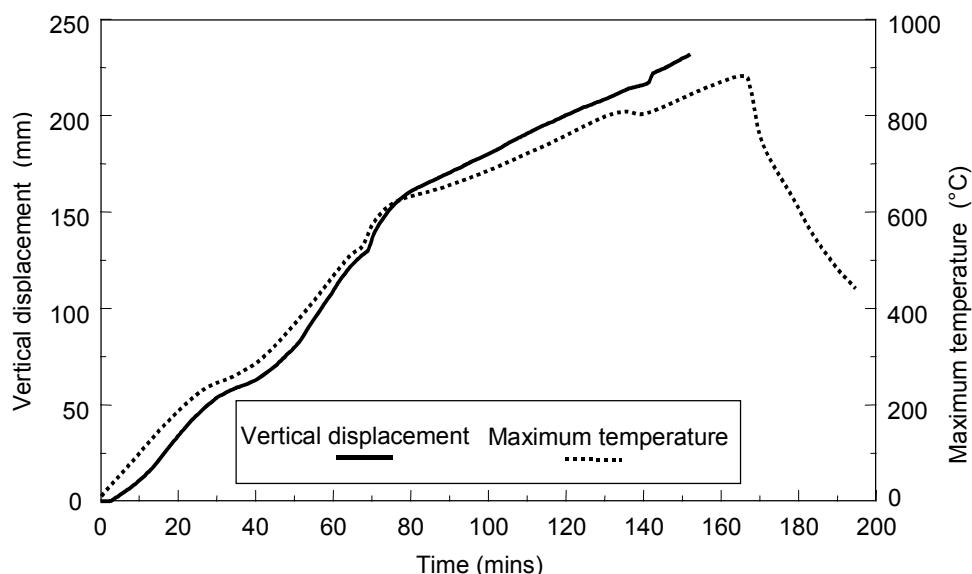


Figure 2.3 *Déplacement central et température maximale dans la poutre restreinte du test*

Le contraste entre le comportement de cette poutre et celui d'une poutre identique non protégée testée dans un feu standardisé sous un chargement similaire est montré à la Figure 2.4. L'importante augmentation du déplacement typique des poutres simplement appuyées lors d'un essai au feu standard ne se manifestait pas pour la poutre de l'ossature de la structure bien que, à une température d'environ 900°C, l'acier structural conserve seulement 6% de sa résistance plastique à température ambiante.

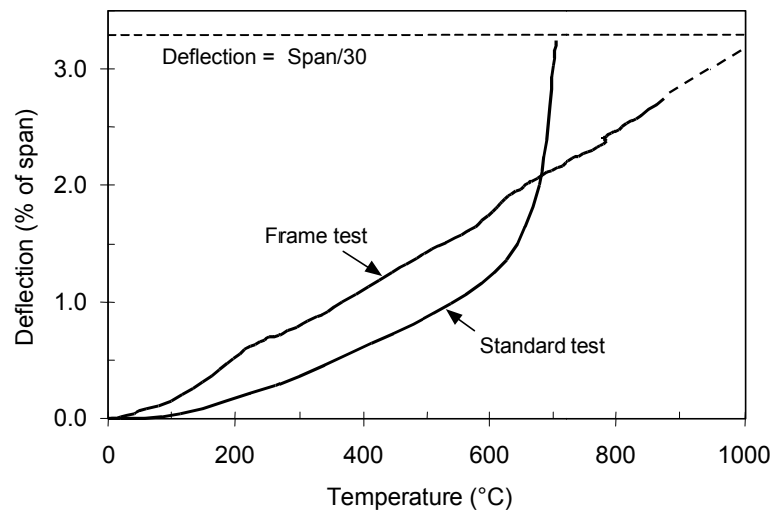


Figure 2.4 *Déplacement central et température maximale dans l'essai au feu standard et dans la poutre restreinte du test*

Pendant l'essai, un voilement local est apparu aux deux extrémités de la poutre testée, juste à l'intérieur du mur du four (voir Figure 2.5).



Figure 2.5 *Voilement de la semelle de la poutre restreinte*

Une inspection visuelle de la poutre après le test a montré que les attaches par plat d'extrémité aux deux extrémités de la poutre s'étaient rompues près, mais en dehors, de la zone de la soudure affectée par la chauffe sur un côté de la poutre. Cela était causé par la contraction thermique de la poutre lors du refroidissement, qui générait de très grandes forces de traction. Bien que le plat se soit rompu par cisaillement d'un côté, ce phénomène a relâché les contraintes de traction induites, permettant au plat de l'autre côté de la poutre de maintenir son intégrité et fournissant ainsi une capacité de résistance au cisaillement à la poutre. La rupture

du plat peut être identifiée par les relevés de la jauge de contrainte qui indiquent que, durant le refroidissement, la fissure s'est accentuée sur une certaine période de temps plutôt que par rupture soudaine.

2.3 Test 2: Cadre plan

Le test a été réalisé sur un cadre plan comprenant quatre colonnes et trois poutres principales traversant la largeur de la structure au niveau de la ligne B du grillage, comme présenté à la Figure 2.2.

Un four à gaz de 21 m de long \times 2.5 m de large \times 4.0 m de haut a été construit en utilisant des parpaings sur toute la largeur du bâtiment.

Les poutres principales et secondaires, ainsi que la face inférieure du plancher mixte, ont été laissées sans protection. Les colonnes étaient protégées au feu jusqu'à une hauteur à laquelle un plafond suspendu pourrait être installé (bien qu'il n'y avait pas de tel type de plafond en place). Par conséquent, les 800 mm du sommet des colonnes, qui comprenaient les assemblages, n'étaient pas protégés.

Le taux de déplacement vertical à mi-portée de la poutre métallique de 9 m de long augmentait rapidement entre approximativement 110 et 125 minutes (voir Figure 2.6). Cela était causé par les déplacements verticaux de ses colonnes portantes. Les parties exposées des colonnes intérieures se rétrécissaient d'environ 180 mm (voir Figure 2.7). La température de la partie exposée était d'approximativement 670°C quand le voilement local s'est produit.

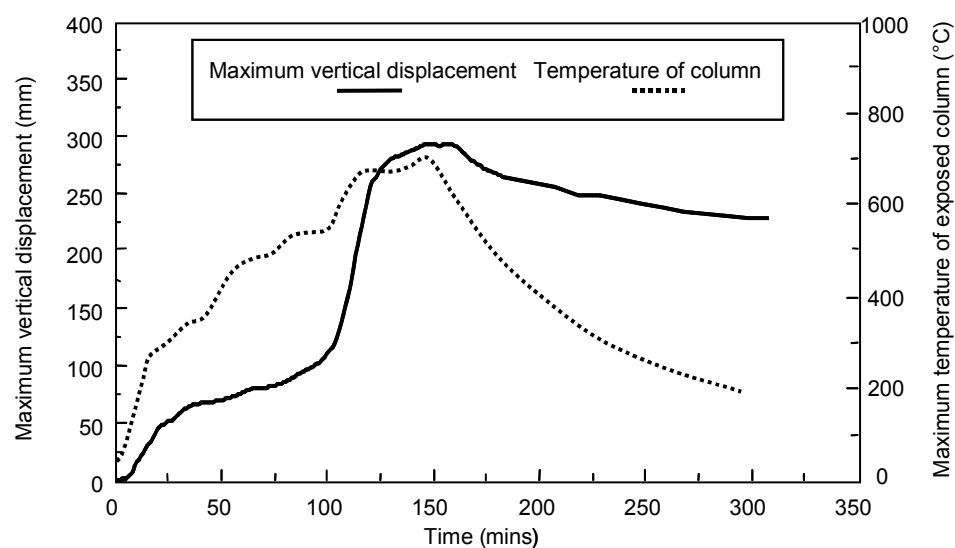


Figure 2.6 *Déplacement vertical maximum de la poutre centrale de 9 m de long et température des sections supérieures exposées au feu des colonnes intérieures*

La réduction de la hauteur de la colonne qui résultait de ce voilement local entraînait une déformation permanente d'environ 180 mm dans tous les planchers au-dessus du compartiment incendié. Pour éviter ce comportement, les colonnes dans les tests ultérieurs ont été protégées sur toute leur hauteur.



Figure 2.7 Tête de colonne écrasée après le test

Des deux côtés des poutres principales, les poutres secondaires étaient chacune chauffées sur une longueur d'environ 1.0 m. Après le test, l'inspection dévoila que de nombreux boulons dans les assemblages par goussets soudés s'étaient rompus par cisaillement (voir Figure 2.8). Les boulons avaient seulement été cisailés d'un côté de la poutre principale. De manière similaire à la fracture du plat du test 1, les boulons se sont cisailés à cause de la contraction thermique de la poutre pendant le refroidissement. Cette contraction thermique a généré de très grandes forces de traction qui ont été reprises de l'autre côté de la poutre principale une fois que les boulons se sont rompus dans le gousset soudé.

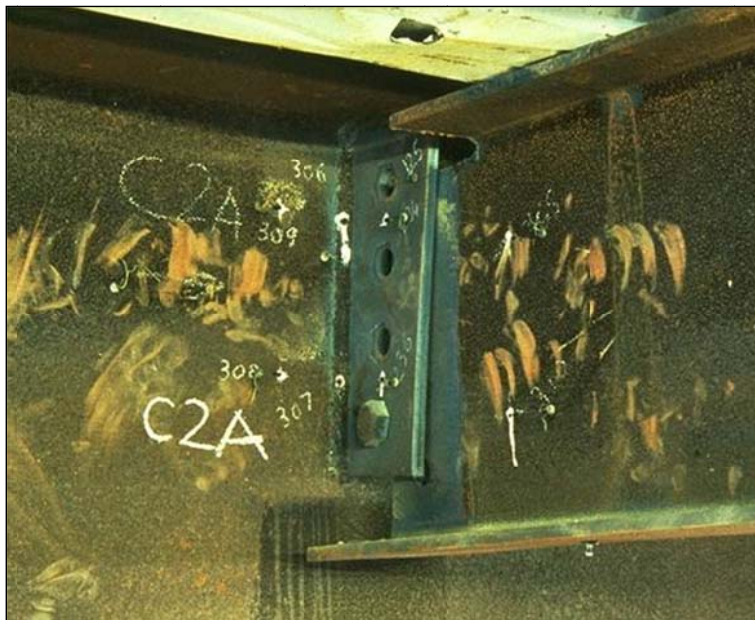


Figure 2.8 Assemblage par gousset soudé après le test

2.4 Test 3: Coin

L'objectif de ce test était d'étudier le comportement d'un système de plancher complet et, en particulier, le rôle de « pontage » ou l'action membranaire du plancher en fournissant des chemins de transfert de charge alternatifs au fur et à

mesure que les poutres portantes perdaient leur résistance. En utilisant des parpaings en béton, un compartiment de 10 m de large \times 7.6 m de profondeur a été construit dans un coin du premier étage de la structure (E2/F1).

Pour s'assurer que les murs du compartiment ne contribuaient pas à reprendre les charges appliquées, toutes les restraints et attaches dans le pignon du mur et dans la couche supérieure du mur de blocs ont été ôtées. Les panneaux de fibres minérales dans les joints de dilatation ont été remplacés par des couches en céramiques.

Pareillement, les colonnes de façade du mur extérieur ont été détachées de la poutre d'extrémité au-dessus de l'ouverture du compartiment pour s'assurer que cette poutre ne bénéficie pas d'appuis supplémentaires.

Toutes les colonnes, les assemblages poutre-colonne et les poutres de contour étaient protégées contre le feu.

La charge au feu était de 45 kg/m^2 fournie à l'aide de chevrons en bois. Cette charge au feu est assez grande et équivaut au fractile à 95% pour les bâtiments de bureaux. Les calculs de sécurité au feu sont normalement basés sur un fractile à 80%. La ventilation était réalisée à l'aide d'une seule ouverture de 6.6 m de large \times 1.8 m de haut. Le pic de température des gaz enregistré dans le compartiment était de 1071°C .

La température maximale dans l'acier était quant à elle de 1014°C , enregistrée dans la poutre intérieure de la ligne 2 du grillage (E2/F2). Le déplacement vertical de 428 mm (juste inférieur à la portée/20) survenait au centre de la poutre secondaire qui avait un pic de température de 954°C . En refroidissant, le déplacement permanent de cette poutre s'est ramené à 296 mm. Les variations de flèche et de température avec le temps sont montrées à la Figure 2.9.

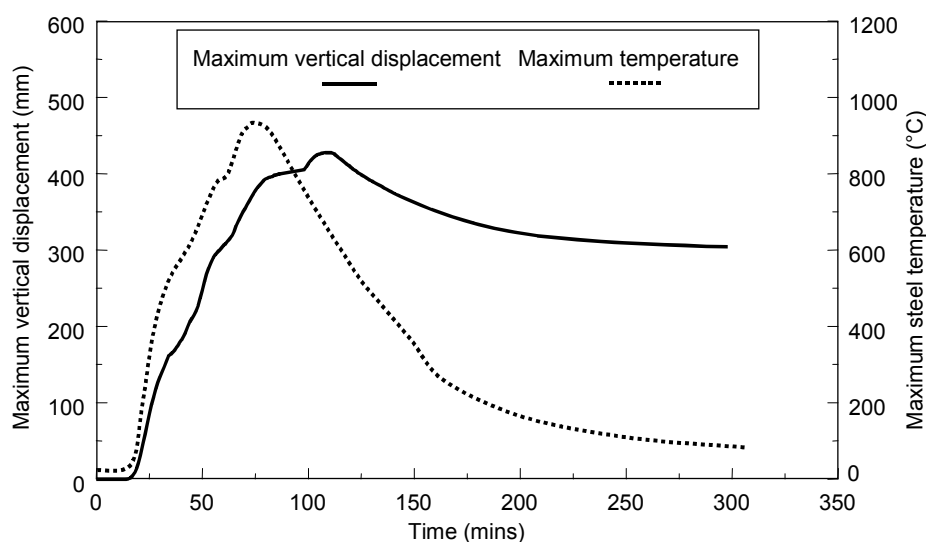


Figure 2.9 *Déplacement vertical maximum et température de la poutre secondaire*

Tout le matériel combustible dans le compartiment a été consommé par le feu. La structure se comportait extrêmement bien, sans présenter aucun signe de rupture (voir Figure 2.10).

Le voilement s'est produit à proximité de certains des assemblages poutre-colonne mais, contrairement au test 2, les boulons dans les assemblages n'ont pas souffert de rupture en cisaillement. Cela peut indiquer que des grandes forces de traction ne se sont pas développées ou que l'assemblage avait une ductilité adéquate pour faire face au déplacement induit par la traction.



Figure 2.10 *Vue de la structure après le test*

2.5 Test 4: Coin

Ce test a été réalisé au deuxième étage, dans une baie de coin (E4/F3) avec une surface de 54 m². Les frontières intérieures du compartiment sur les lignes E et 3 du grillage ont été construites avec des parois séparantes à base de montants métalliques et de plaques résistant au feu. La paroi séparante a été réalisée pour avoir une résistance au feu de 120 minutes, avec une flèche en tête de 15 mm. Un mur parpaing déjà en place sur toute la hauteur formait les frontières du mur pignon de la ligne F du grillage; le mur extérieur, ligne 4 du grillage, était vitré au-dessus d'un mètre de parpaing. Le compartiment était totalement fermé, avec toutes les fenêtres et portes fermées. Les colonnes étaient protégées contre le feu jusqu'au-dessous de la dalle, incluant les assemblages mais, contrairement au test 3, la poutre linteau (E4/F4) était laissée sans protection et les colonnes de façade au-dessus d'elle restaient connectés. Douze tas de chevrons ont été utilisés pour fournir une charge au feu de 40 kg/m².

Le développement du feu a été largement influencé par le manque d'oxygène dans le compartiment. Après une augmentation initiale de température, le feu s'est atténué et a continué à se consumer jusqu'à ce que la brigade de pompier intervienne pour ventiler le compartiment après 55 minutes en ôtant une seule vitre. Cela a entraîné une faible augmentation de température suivie par une diminution de celle-ci. Une seconde vitre, située juste au-dessus de la précédente, a été brisée à la 64^{ème} minute et les températures ont commencé à augmenter progressivement ;

entre les minutes 94 et 100, les vitres restantes se sont brisées. Cela a initié une brusque augmentation de température qui a continué avec le développement de l'incendie. La température maximale des gaz enregistrée dans le centre du compartiment était de 1051°C après 102 minutes (voir Figure 2.11). La température maximale dans l'acier était de 903°C enregistrée après 114 minutes au niveau de la semelle inférieure de la poutre secondaire centrale.

Le déplacement maximum de la dalle était de 269 mm et s'est produit au centre du compartiment après 130 minutes. Celui-ci s'est ramené à 160 mm après l'incendie.

La poutre de bord non protégée de la ligne 4 du grillage était surveillée durant le test pour qu'elle soit complètement engloutie par le feu. Cependant, la température maximale de cette poutre était de 680°C, ce qui est relativement peu comparé à celle des poutres intérieures, comme montré à la Figure 2.12. Le déplacement maximum correspondant de la poutre de bord était de 52 mm, relevé après 114 minutes. Ce petit déplacement était dû au support supplémentaire fourni par les colonnes de façade au-dessus du compartiment qui travaillaient en traction pendant l'essai.

Les murs intérieurs du compartiment ont été construits directement sous les poutres non protégées et se sont bien comportés. Leur intégrité a été maintenue pendant toute la durée du test. En enlevant le mur, on pouvait voir qu'une des poutres avait subi des déformations locales sur la majorité de sa longueur. Cela était dû au gradient thermique important à travers la section de la poutre (causé par le positionnement du mur du compartiment), combiné à l'importante restriction à la dilatation thermique.

Aucun voilement local ne s'est produit dans aucune des poutres et les assemblages n'ont montré aucun signe caractéristique de l'action de grandes forces de traction qui étaient observées lors du refroidissement dans les autres tests.

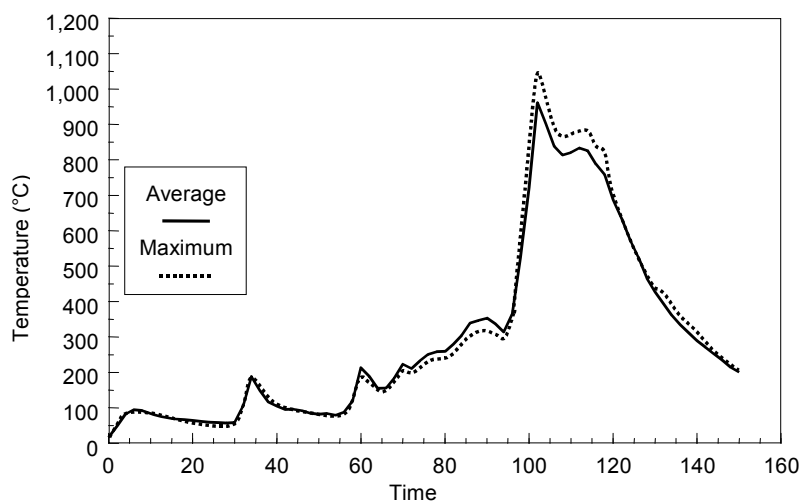


Figure 2.11 Températures des gaz dans le four enregistrées lors du test 4

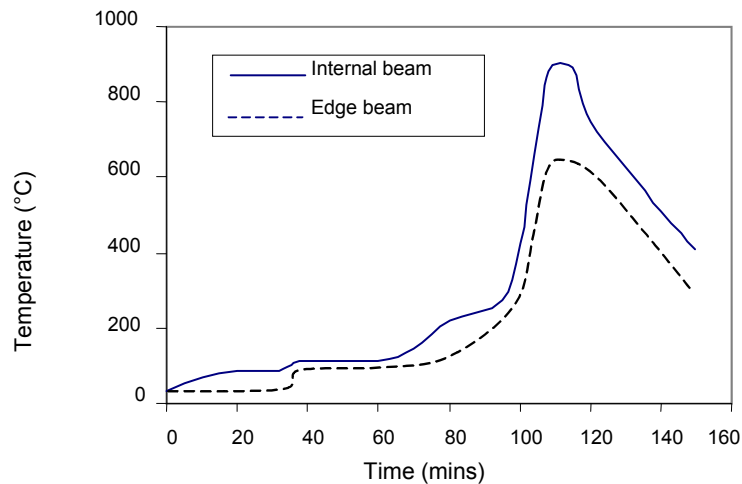


Figure 2.12 *Température maximale de la semelle de la poutre intérieure et de la poutre d'extrémité*

2.6 Test 5: Grand compartiment

Ce test a été réalisé entre le deuxième et le troisième étage avec un compartiment comprenant la largeur entière de la structure et couvrant une surface de 340 m².

La charge au feu de 40 kg/m² était fournie à l'aide de tas de chevrons en bois disposés uniformément sur la surface du plancher. Le compartiment a été délimité en construisant un mur en plaques de plâtre résistant au feu sur toute la largeur du bâtiment et en ajoutant des protections en plus pour le conduit d'ascenseur. Un double vitrage a été installé sur les deux côtés de la construction, mais le tiers central du vitrage des deux côtés du bâtiment a été laissé ouvert. Toutes les poutres en acier, y compris les poutres de bord, n'étaient pas protégées. Les colonnes intérieures et extérieures étaient protégées jusqu'à leur sommet ainsi que les assemblages.

La condition de ventilation gouvernait la sévérité du feu. Il y a eu une augmentation rapide de la température quand les vitres ont été détruites, créant de larges ouvertures des deux côtés de la structure. La surface de ventilation importante présente dans les deux côtés opposés du compartiment a conduit à un feu de longue durée mais avec des températures plus basses qu'attendues. La température maximale des gaz dans le compartiment était de 746°C, avec une température maximale de l'acier de 691°C enregistrée au centre du compartiment. Les températures des gaz enregistrées dans le compartiment sont montrées à la Figure 2.13. La structure vers la fin du feu est quant à elle présentée à la Figure 2.14.

Le déplacement maximal de la dalle a atteint une valeur de 557 mm et s'est ramené à 481 mm une fois que la structure refroidie.

Un important voilement local s'est produit à proximité des assemblages poutre-poutre. En refroidissant, un certain nombre d'assemblages par plat d'extrémité se sont rompus d'un côté. Dans un cas, l'âme elle-même s'est détachée du plat d'extrémité de sorte que l'assemblage acier-acier n'avait plus de résistance au cisaillement. Cela a engendré de grandes fissures dans le plancher mixte au-dessus de l'assemblage, mais la ruine n'est pas arrivée, le cisaillement de la poutre étant repris par la dalle mixte du plancher.

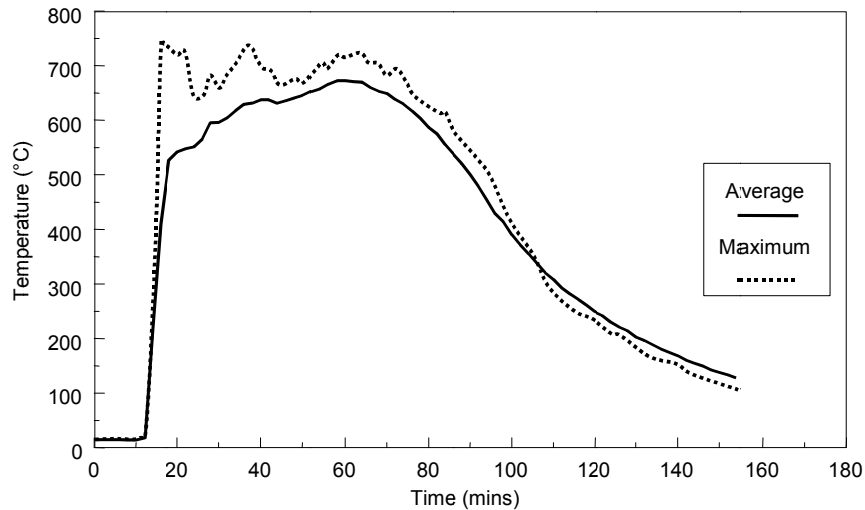


Figure 2.13 *Températures maximale et moyenne enregistrées dans le compartiment*



Figure 2.14 *Structure déformée pendant l'incendie*

2.7 Test 6: Test de démonstration d'un bureau

Le but de cet essai était de montrer le comportement structurel dans un scénario de feu réaliste.

Un compartiment de 18 m de large sur 10 m de profondeur, avec une surface de 135 m², a été construit en utilisant des parpaings en béton. Le compartiment représentait un bureau de type « espace ouvert » et contenait une série de postes de travail comprenant du mobilier moderne, des ordinateurs et des systèmes de rangement (voir Figure 2.15). Les conditions de l'essai ont été mises en place pour créer un feu très sévère en incorporant des morceaux de bois/plastique pour créer une charge au feu totale de 46 kg/m² (moins de 5% des bureaux excéderait ce niveau) et en limitant la surface de fenêtre au minimum autorisée par les règlements pour les bâtiments de bureaux. La charge au feu était constituée de 69% de bois, 20% de plastiques et 11% de papiers. La surface totale des fenêtres était de 25.6 m² (19% de la surface au sol) et la portion centrale de chaque fenêtre, totalisant 11.3 m², a été laissée sans vitre pour créer les conditions de ventilation les plus pessimistes au début du test.



Figure 2.15 *Bureau avant le test*

A l'intérieur du compartiment, les colonnes et les assemblages poutre-colonne étaient protégés au feu. Les poutres secondaires et principales, y compris les assemblages poutre-poutre, sont restés totalement exposés.

Les colonnes de façade ont été laissées connectées aux poutres d'extrémité et ont donc apporté un support pendant l'incendie.

La température maximale des gaz était de 1213°C et la température moyenne maximale était d'environ 900°C, comme montré à la Figure 2.16 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** La température maximale dans l'acier non protégé était de 1150°C. Le déplacement vertical maximum était quant à lui de 640 mm et il se ramenait à une déformation permanente de 540 mm en refroidissant (voir Figure 2.17). Le pic de température des poutres linteaux, au-dessus des fenêtres, atteignait 813°C. Tout le matériel combustible dans le compartiment a été complètement brûlé, le contenu des classeurs à tiroir également. Vers le fond du compartiment, la dalle a fléchi et reposait sur le mur parpaing. La structure ne présentait aucun signe de rupture.

Une vue extérieure du feu près de son pic est montrée à la Figure 2.18. La structure au sortir de l'incendie est présentée aux Figure 2.19 et Figure 2.20. La Figure 2.19 montre une vue globale du compartiment brûlé et la Figure 2.20 montre la tête d'une des colonnes. Pendant l'essai, la dalle de plancher s'est fissurée autour d'une des têtes de colonnes, tel que montré à la Figure 2.21. Ces fissures se sont produites pendant la phase de refroidissement, probablement à cause de la rupture partielle d'un assemblage poutre-colonne à cet endroit. L'inspection de la dalle après le test a montré que les barres d'armature n'avaient pas été ancrées correctement et que, dans cette partie, les barres du grillage d'armature en acier étaient simplement assemblées bout à bout. Cela illustre l'importance d'utiliser un recouvrement permettant le transfert total des efforts de traction entre les barres des grillages d'armatures adjacents.

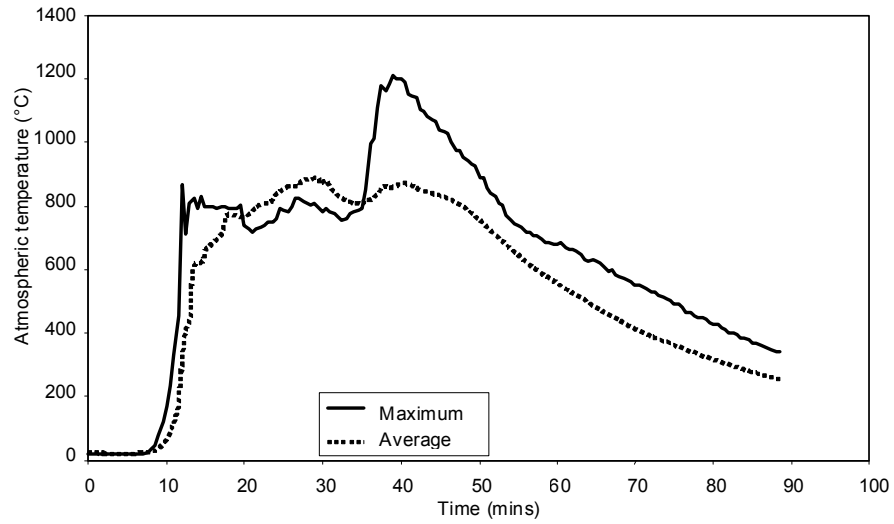


Figure 2.16 *Température des gaz mesurée*

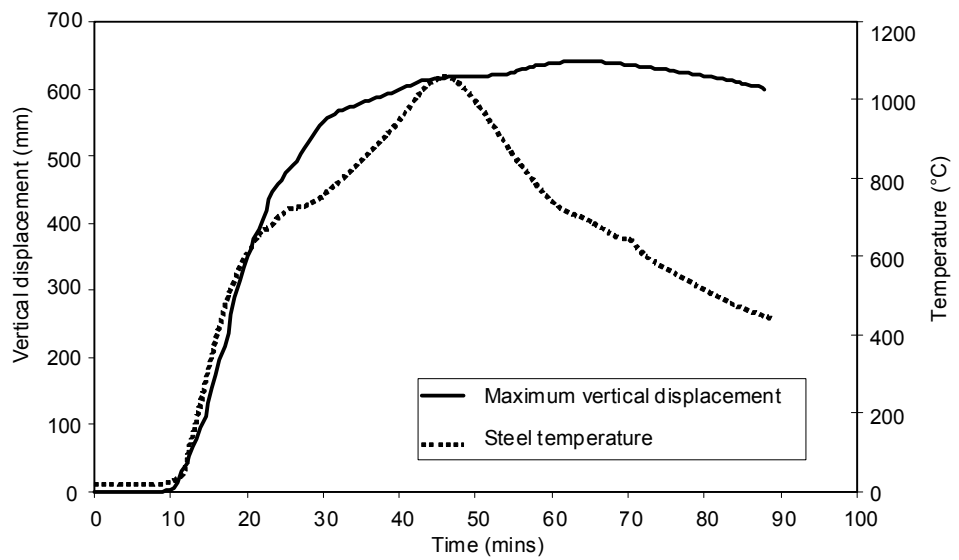


Figure 2.17 *Température maximale de l'acier et déplacement vertical maximum*



Figure 2.18 *Vue extérieure de l'incendie*



Figure 2.19 *Température des gaz mesurée dans le compartiment*



Figure 2.20 Tête de colonne montrant le voilement des poutres



Figure 2.21 Dalle fissurée à proximité du non recouvrement des grillages d'armatures

2.8 Test 7: Compartiment central

Le test a été réalisé dans le compartiment central du 4^{ème} étage de la structure qui mesurait 11 m de large et 7 m de profondeur. La structure en acier exposée au feu se compose de deux poutres principales de type 356x171x51 UB, deux colonnes de type 305x305x198 UC et 305x305x137 UC, et trois poutres secondaires de type 305x165x40 UB, respectivement.

La charge au feu était fournie par des tas de bois de 40 kg/m² couvrant l'ensemble de la surface du compartiment. La ventilation était quant à elle effectuée par une longue ouverture de 1.27 m de hauteur sur 9 mètres de longueur sur la façade.

Environ 130 thermocouples ont été disposés dans le compartiment et à différentes positions le long des poutres dans les profilés métalliques et les dalles mixtes, aussi

bien que dans les assemblages en acier (gousset soudé et plat d'extrémité). 14 thermocouples supplémentaires ont été placés dans les colonnes protégées. Afin de mesurer la distribution des efforts internes, 2 types différents de jauges de contraintes ont été utilisés ; les unes pour les hautes températures dans les assemblages et les autres pour les températures ambiantes dans les colonnes protégées et les éléments non exposés. Quant à l'instrumentation utilisée pour la déformée du plancher et des principaux éléments structurels, un total de 37 transducteurs de déplacements ont été utilisés pour mesurer la déformation de la dalle de béton et le mouvement horizontal des colonnes. En plus, 10 caméras vidéo et deux caméras à images thermiques ont filmé le développement du feu et des fumées, les déformations structurelles et la distribution de la température en fonction du temps.

Les températures enregistrées à différents endroits du compartiment sont comparées avec la courbe paramétrique présentée dans l'EN 1991-2, Annexe B⁽³⁷⁾ (voir Figure 2.22). La température maximale enregistrée dans le compartiment était de 1107.8°C après 54 minutes de feu.

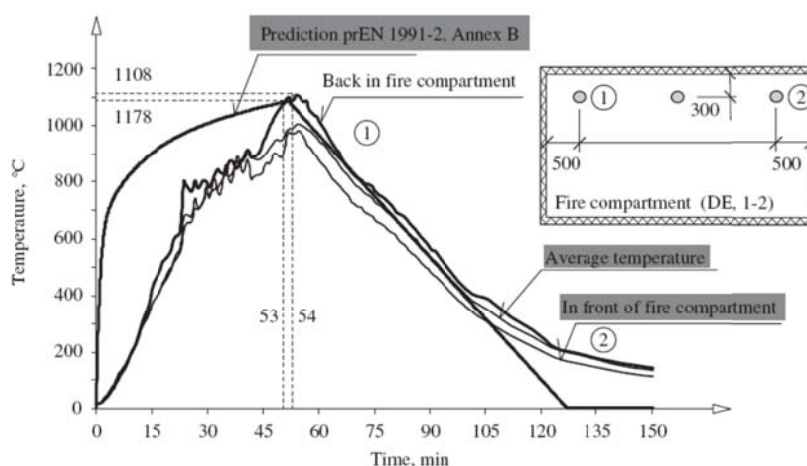


Figure 2.22 Compartiment après l'incendie

En ce qui concerne la chauffe des poutres en acier, les poutres non protégées ont été chauffées jusqu'à environ 1087.5°C, température qui était atteinte après 57 minutes de feu dans la semelle inférieure de la poutre métallique D2-E2 au milieu de la section (voir Figure 2.23). La température maximale enregistrée dans les joints était d'environ 200°C.

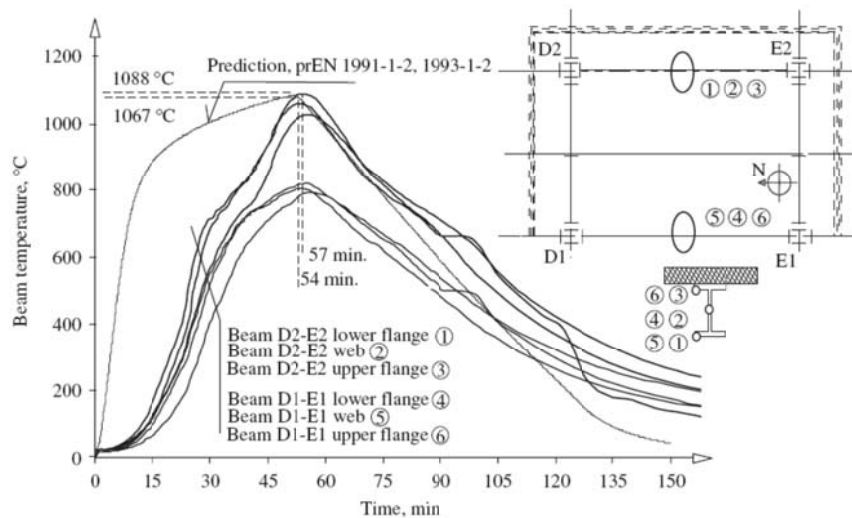


Figure 2.23 Variations de température dans les poutres métalliques

Un résumé des températures enregistrées dans la dalle mixte est montré à la Figure 2.24 pour les températures dans l'armature au-dessus des nervures. Il a été observé que l'élévation maximale de température mesurée du côté non exposé de la dalle mixte était inférieure à 100°C ce qui satisfait le critère d'isolation.

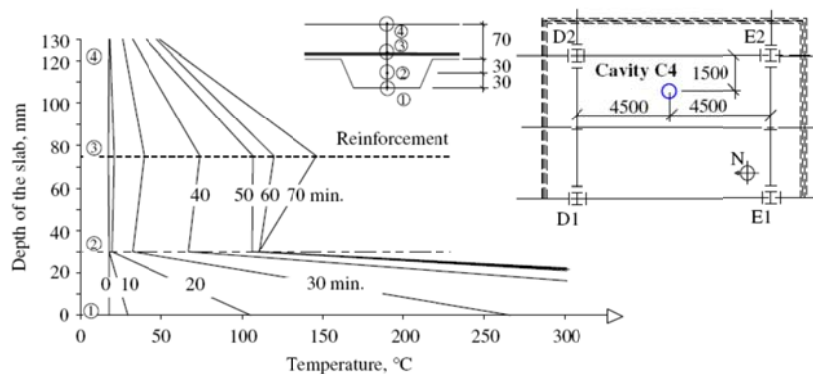


Figure 2.24 Variation de température dans le plancher mixte

Concernant la flèche globale de l'étage, les flèches maximales étaient d'environ 1200 mm. Malgré la présence de flèches aussi importantes, la ruine prévue du plancher n'a pas été atteinte, comme montré à la Figure 2.25. Pendant la phase de refroidissement, la flèche s'est ramenée à environ 925 mm.



Figure 2.25 *Vue du plancher après l'incendie*

Le voilement s'est produit dans la semelle inférieure et l'âme de la poutre adjacente aux joints pendant la phase de chauffe après environ 23 minutes de feu (voir Figure 2.26). Ce voilement local a été provoqué par l'empêchement de dilatation thermique apporté par la structure avoisinante. En plus, une rotule plastique en flexion s'est formée dans la section droite des poutres adjacentes à la zone protégée du feu à cause du bridage thermique provenant de la section adjacente protégée.



Figure 2.26 *Plusieurs poutres métalliques déformées*

La Figure 2.27 montre les fissures ouvertes dans la dalle de béton autour d'une des têtes de colonne. Cette fissure s'est développée le long de la ligne de recouvrement du grillage d'armatures réalisée sans fixations adéquates.

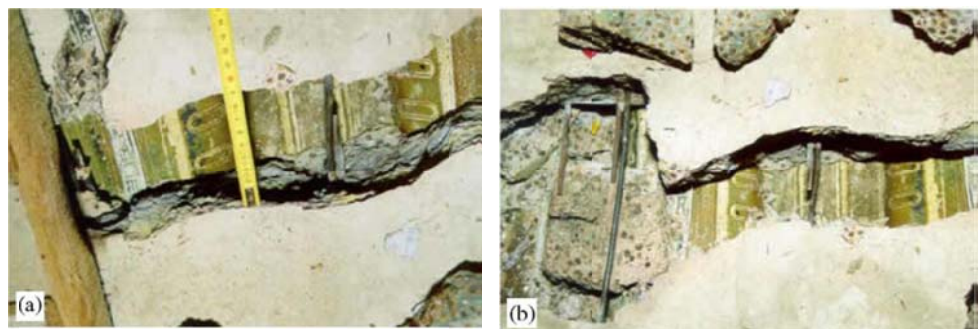


Figure 2.27 *Dalle de plancher fissurée autour d'une tête de colonne*

2.9 Commentaires généraux sur le comportement observé

Dans tous les tests, la structure s'est très bien comportée et la stabilité structurelle a surtout été conservée.

Le comportement de la structure entière soumise au feu est manifestement très différent de celui des éléments seuls non restreints dans un test au feu standard. Il est clair qu'il y a des interactions et des changements dans les mécanismes de reprise des charges dans les structures réelles qui dominent la façon dont elles se comportent ; c'est totalement en dehors des possibilités offertes par un simple essai au feu standard de reproduire ou d'évaluer de tels effets.

Les essais de Cardington ont démontré que les structures modernes à ossatures métalliques combinées à des dalles mixtes avec un coffrage inférieur en acier ont une cohésion qui fournit une résistance au feu bien meilleure que celle généralement supposée. Cela confirme les indications provenant d'autres sources.

3 TESTS AU FEU SUR UN PARKING DE VOITURES, FRANCE

Entre 1998 et 2001, en partie d'un projet financé par la CECA, des essais au feu ont été réalisés sur un parking ouvert pour voitures composé d'une structure mixte acier-béton.

Un parking ouvert pour voiture à un seul étage à ossature mixte a été construit spécifiquement pour ces essais eu feu à grande échelle. La surface couverte par ce parking était de $32 \times 16 \text{ m}^2$, ce qui équivaut à un parking de 48 places, et la hauteur de celui-ci était de 3 m (voir Figure 3.1).

La structure était composée de :

- Colonnes en acier non protégées: HEA180 (colonnes d'extrémité) et HEB200 (colonnes centrales),
- Poutres mixtes: poutres d'acier non protégées (IPE 550, IPE 400 et IPE 500) assemblées à une dalle mixte,
- Dalle mixte avec une épaisseur totale de 120 mm (coffrage d'acier : COFRASTRA40).

La conception structurelle du parking ouvert pour voiture était basée sur les principes de l'ingénierie de la sécurité incendie développés spécialement pour les parkings ouverts dans le cadre d'un précédent projet de recherche Européen. Pour cette méthode, le scénario de feu était défini sur base de statistiques réalisées sur les incendies réels de parkings pour voitures. La résistance structurelle du parking ouvert a été vérifiée à l'aide d'un modèle avancé utilisant une analyse 2D qui négligeait l'influence des effets membranaires dans la dalle mixte (voir Figure 3.2).

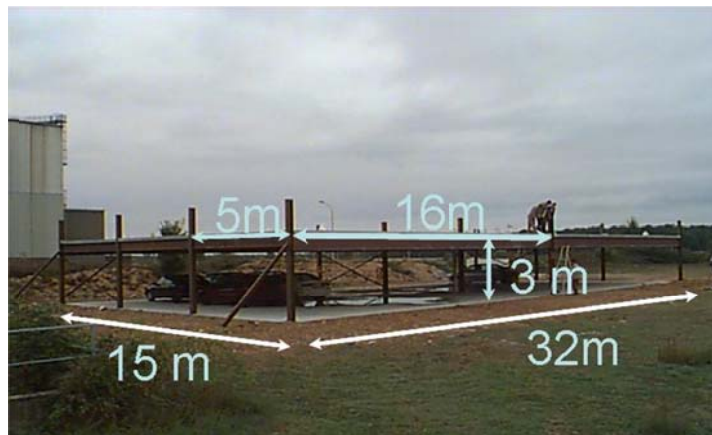


Figure 3.1 *Parking automobile ouvert avant le feu*

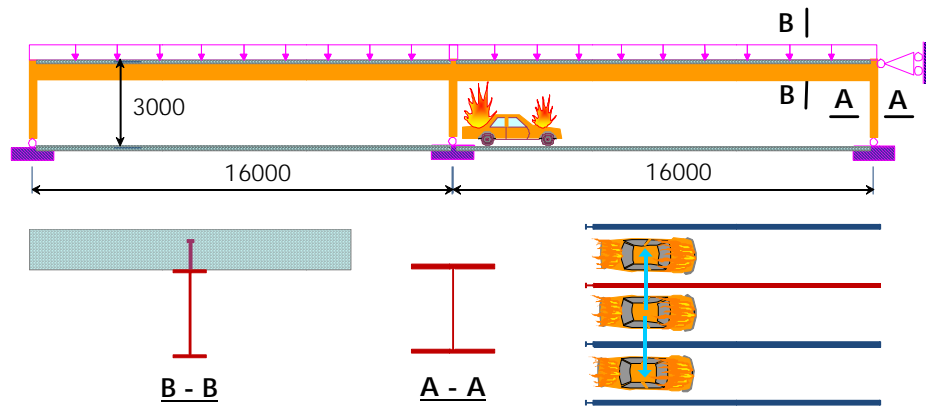


Figure 3.2 *Modélisation 2D du parking ouvert testé avec un cadre mixte plan*

Trois tests ont été réalisés sur ce parking ouvert. Les deux premiers essais impliquaient trois voitures ; le troisième et dernier test a été exécuté pour évaluer la propagation du feu entre deux voitures placées face à face. Durant chaque essai, on a laissé brûler les voitures jusqu'à ce qu'elles s'éteignent d'elles-mêmes.

Le feu le plus sévère a été obtenu dans le second test pendant lequel, sous l'effet d'un vent fort, trois voitures ont brûlé ensemble 10 minutes après l'ignition de la première voiture (voir Figure 3.3). Une surface significative du parking a été exposée aux flammes qui ont atteint une température de plus de 800°C (voir Figure 3.4). Les poutres en acier au-dessus des voitures incendiées ont été chauffées jusqu'au moins 700°C (voir Figure 3.5).



Figure 3.3 *Développement complet du feu pendant un essai*

Bien que la chauffe des poutres métalliques engendre une réduction significative de la résistance de l'acier, aucune ruine de la structure métallique non protégée ne s'est produite pendant ces tests au feu. De plus, par rapport au comportement structurel, la flèche maximale mesurée de la dalle mixte était relativement faible et n'excédait pas 150 mm.

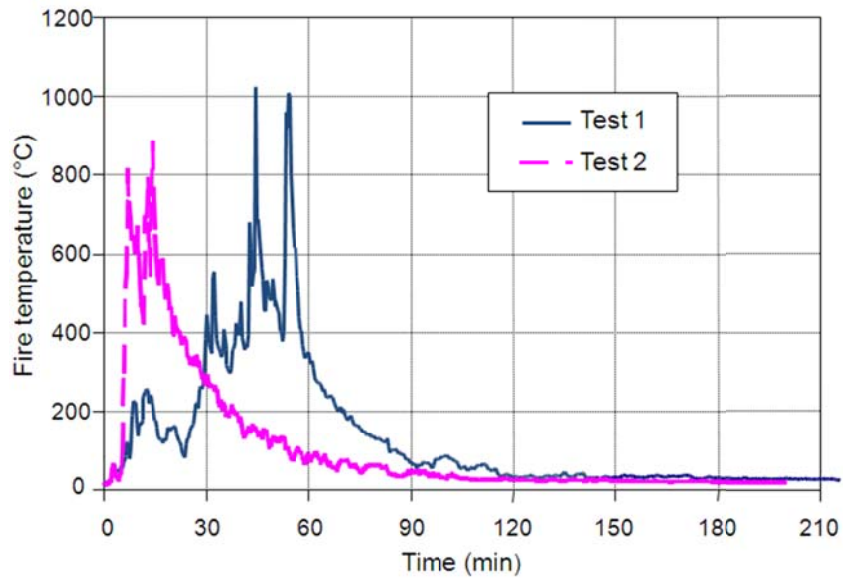


Figure 3.4 *Température des gaz brulant mesurée au dessus des voitures incendiées*

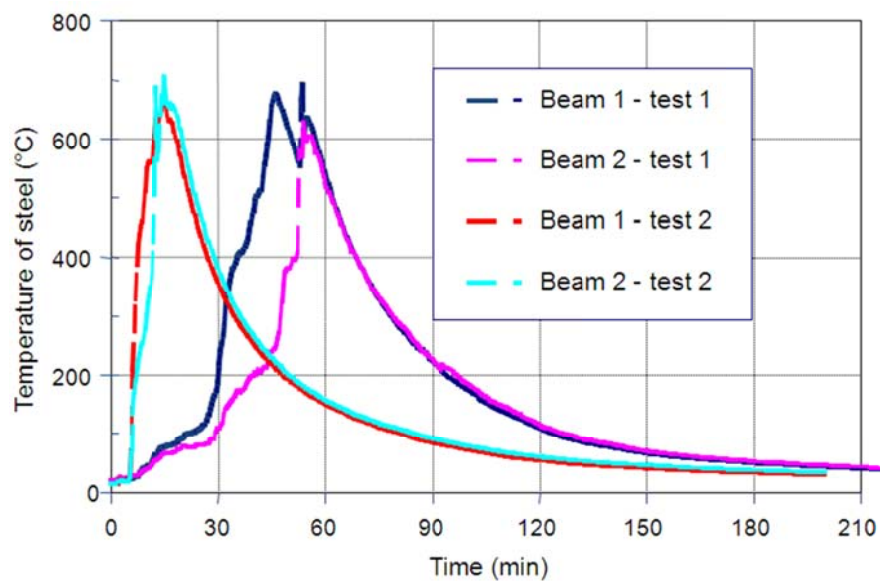


Figure 3.5 *Température des poutres d'acier mesurée au dessus des voitures incendiées*

Il a été observé que les flèches prévues par une simulation 2D étaient plus grandes que les flèches enregistrées durant l'essai. Par conséquent, un modèle 3D a été créé pour prévoir le comportement structurel du parking automobile (voir Figure 3.6), en utilisant les techniques de modélisation qui avaient été développées pendant la seconde phase du projet de recherche de Cardington.

La Figure 3.7 montre une comparaison entre les flèches enregistrées dans les tests et celles calculées au moyen de modèles à deux et trois dimensions. Il peut être observé que les résultats fournis par le modèle 3D présentent une meilleure corrélation avec les résultats des essais. Il est clair que l'effet membranaire de la dalle mixte commençait déjà à jouer un rôle positif même sous une flèche relativement faible.

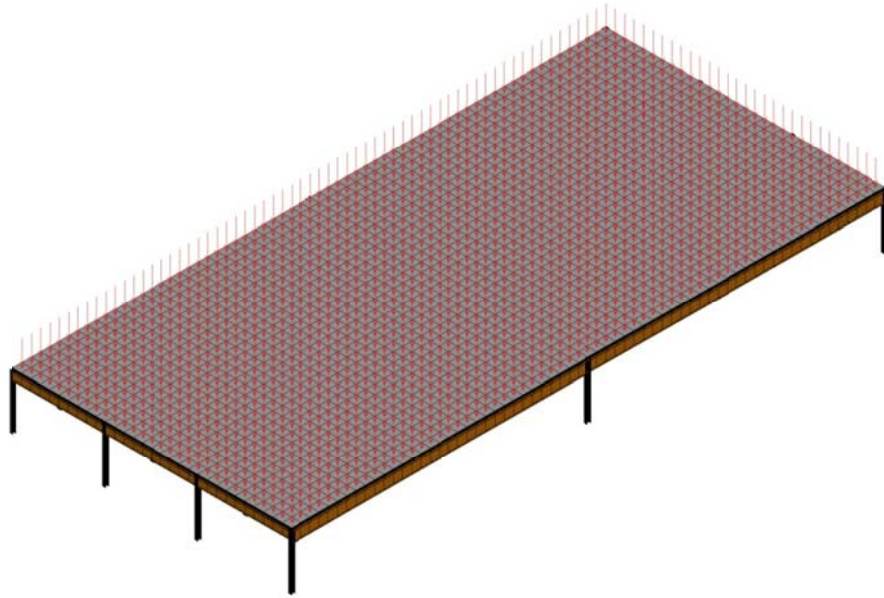


Figure 3.6 Modélisation 3D d'un parking automobile ouvert

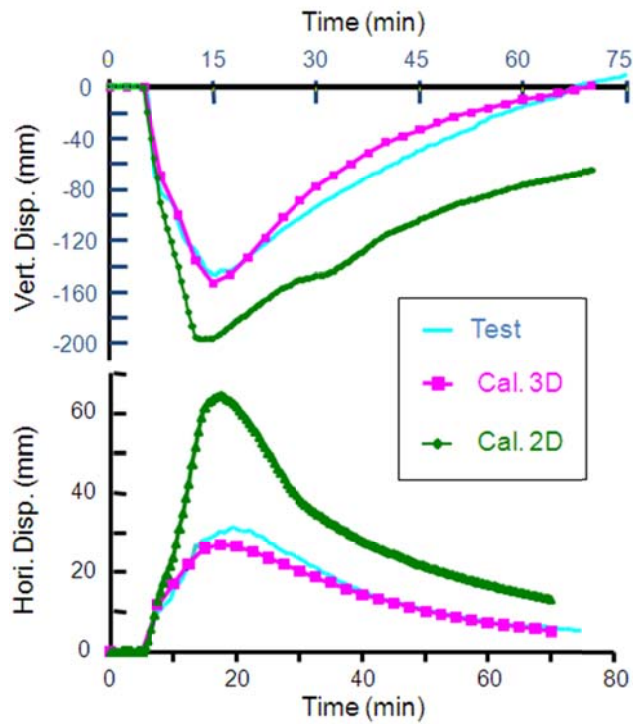


Figure 3.7 Comparaison entre le déplacement vertical calculé et celui mesuré pendant le test

Néanmoins, selon le scénario de feu adopté dans l'ingénierie de la sécurité incendie, les pièces d'acier d'un parking ouvert pourraient être chauffées jusqu'à environ 950°C. Il est clair qu'à une telle température, la flèche du plancher sera amplifiée et sa résistance structurelle dépendra fortement de l'effet membranaire (voir Figure 3.8).

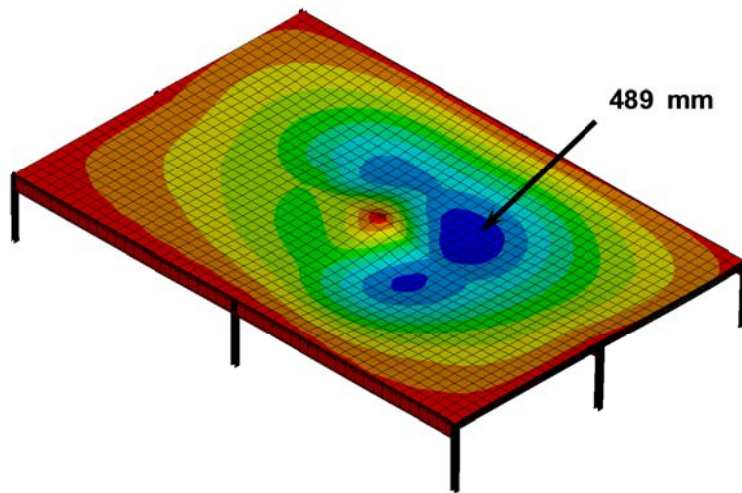


Figure 3.8 Exemple de déformation d'un parking automobile ouvert soumis à un scénario de feu défini suivant la réglementation française

Par conséquent, la méthodologie basée sur une modélisation 3D du plancher mixte d'un parking automobile ouvert développée pendant ce projet fut alors utilisée dans plusieurs projets d'ingénierie de la sécurité incendie en France pour vérifier la stabilité de parkings automobiles ouverts composés d'une ossature mixte acier-béton non protégée. Il peut aisément être compris que la base de cette méthode est bien sur l'effet membranaire du plancher mixte. De plus, afin de faciliter l'application de cette méthode, plusieurs tables de calculs⁽³⁸⁾ ont été fournies dans lesquelles des tailles standards d'éléments métalliques, de dalles de béton et de grillages d'armatures en acier sont proposées selon les charges appliquées et le système structurel employés. Un exemple de ces tables est donné dans la Table 3.1.

Table 3.2 Table de calcul d'un parking automobile ouvert liée à la résistance au feu

	<p>Portée de la dalle : 2.5m Portée poutre secondaire : 7.5m Portée poutre principale : 7.5m Espacement des colonnes : 7.5m</p> <p>Charges appliquées (excepté le poids propre) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Niveau standard : <ul style="list-style-type: none"> - Charge permanente : 0.20 kN/m² - Charge imposée : 2.50 kN/m² • Demier niveau <ul style="list-style-type: none"> - Charge permanente : 1.45 kN/m² - Charge imposée : 2.50 kN/m² • Poids propre de la façade : 7.5kN/m <p>Orientation des places de parking :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perpendiculaire aux poutres secondaires 				
Hauteur nette en-dessous de la poutre métallique : 2.1m					
Taille minimale de la section droite des poutres secondaires	<table border="1"> <tr><td>Niveau standard</td><td>IPE240</td></tr> <tr><td>Demier niveau</td><td>IPE270</td></tr> </table>	Niveau standard	IPE240	Demier niveau	IPE270
Niveau standard	IPE240				
Demier niveau	IPE270				
Taille minimale de la section droite des poutres principales	<table border="1"> <tr><td>Niveau standard</td><td>IPE400</td></tr> <tr><td>Demier niveau</td><td>IPE450</td></tr> </table>	Niveau standard	IPE400	Demier niveau	IPE450
Niveau standard	IPE400				
Demier niveau	IPE450				
Dimensionnement de la section droite des colonnes	<table border="1"> <tr><td>Type de section disponible</td><td>HEA, HEB et HEM</td></tr> <tr><td>Niveau de charge maximum (**)</td><td>0.35</td></tr> </table>	Type de section disponible	HEA, HEB et HEM	Niveau de charge maximum (**)	0.35
Type de section disponible	HEA, HEB et HEM				
Niveau de charge maximum (**)	0.35				
Exigences à appliquer pour la dalle de béton	Epaisseur totale de la dalle	≥ 120mm & ≤ 140mm			
	Hauteur maximale du coffrage métallique	62mm			
	Encombrement minimum des nervures du coffrage métallique (*)	0.393			
	Epaisseur minimum de la feuille métallique	0.75mm			
	Dimension minimum du grillage d'armatures métalliques	Φ7 150mm x 150mm			
	Position du grillage d'armatures métalliques	30mm de la face supérieure de la dalle			
<p>(*)Encombrement des nervures du coffrage métallique</p> $\frac{(\ell_1 + \ell_2)}{2(\ell_1 + \ell_3)}$					
<p>(**)Niveau de charge : rapport de la charge appliquée en condition d'incendie sur la charge ultime de calcul à température ambiante</p>					

4 TEMOIGNAGES D'INCENDIES ACCIDENTELS DANS D'AUTRES PAYS

Deux incendies en Angleterre pendant les années 1990's (Broadgate et Churchill Plaza) ont permis d'observer comment les bâtiments modernes à ossature en acier se comportaient au feu. L'expérience tirée de ces incendies a eu une influence en relançant la question de savoir comment des bâtiments pourraient être dimensionnés pour résister au feu et elle fut à la base des essais de Cardington.

Un témoignage du comportement structurel est aussi disponible pour des essais au feu à grande échelle en Australie et en Allemagne. En Australie et en Nouvelle-Zélande, des approches de dimensionnement qui permettent l'emploi d'acier non protégé pour des bâtiments multi étagées à ossature métallique ont été développées.

4.1 Broadgate

En 1990, un incendie s'est déclaré dans un bloc de bureau de 14 étages partiellement achevé lors de l'aménagement du Broadgate à Londres⁽⁶⁾. Le feu a commencé à l'intérieur d'une grande baraque de chantier au premier étage du bâtiment. Il a été estimé que les températures du feu ont atteint plus de 1000°C.

Le plancher a été construit en utilisant des fermes mixtes en treillis de grande portée et des poutres mixtes supportant une dalle de plancher mixte. La dalle était dimensionnée pour avoir une résistance au feu de 90 minutes. Au moment de l'incendie, le bâtiment était en phase de construction et la protection au feu passive des coffrages d'acier était incomplète. Le système de sprinkler et d'autres mesures actives n'étaient pas encore opérationnels.

Après l'incendie, il a été conclu par une inspection métallurgique que la température des coffrages d'acier non protégés n'avait pas du excéder 600°C. Une inspection similaire des boulons utilisés dans les assemblages acier-acier a mené à la conclusion que la température maximale ayant été atteinte dans les boulons était de 540°C, soit pendant la fabrication de ceux-ci ou pendant l'incendie.

Les poutres métalliques déformées avaient des flèches permanentes comprises entre 270 mm et 82 mm. Les poutres avec les déplacements permanents les plus importants dans cet intervalle de valeurs présentaient du voilement local au niveau de la semelle inférieure et de l'âme, près des supports. De cette constatation, il a été conclu que le comportement des poutres était fortement influencé par leur restreinte à la dilatation thermique. Cette restreinte était fournie par la structure avoisinante qui était à une température substantiellement plus faible que l'acier affecté par le feu. Des forces axiales se sont développées dans les poutres chauffées résultant en une augmentation du déplacement vertical à cause de l'effet *P-delta*. Le voilement de la semelle inférieure et de l'âme de la poutre près de ses supports a été causé par une combinaison de force axiale induite et de moment négatif engendré par la raideur de l'assemblage.

Bien que l'investigation ait montré les effets visuellement défavorables dus à la restreinte des poutres métalliques, les possibles effets bénéfiques n'étaient pas évidents à identifier parce que seules des températures d'acier relativement basses ont été enregistrées pendant l'incendie. Les effets bénéfiques qui pourraient s'être

développés étaient l'effet chaînette des poutres et le pontage ou l'action membranaire de la dalle mixte.

Les fermes d'acier fabriquées portaient sur une distance de 13.5 m et avaient un déplacement vertical maximum de 552 mm ; certains éléments des fermes montraient des signes de voilement. Il a été conclu que le bridage thermique apporté par les autres éléments de la ferme, combiné avec une distribution de température non uniforme, causait des forces axiales de compression additionnelles qui conduisaient au voilement.

Au moment de l'incendie, toutes les colonnes métalliques n'étaient pas protégées. Dans les cas où elles n'étaient pas protégées, la colonne s'était déformée et rétrécie d'environ 100 mm (voir Figure 4.1). Ces colonnes étaient adjacentes à beaucoup d'autres colonnes plus robustes qui ne montraient pas de signes de déformation permanente. Il a été supposé que ce rétrécissement résultait du bridage thermique. La restrainte à la dilatation thermique était apportée par des poutres de transfert rigides à un niveau plus élevé de la structure agissant avec les colonnes situées hors de la surface affectée par le feu.



Figure 4.1 *Colonne voilée et poutres déformées dans le Broadgate*

Malgré la déformation de certaines colonnes, la structure ne montrait aucun signe de ruine. Il a été supposé que les parties moins affectées de la structure étaient capable de supporter les charges additionnelles qui étaient redistribuées en dehors de la zone affaiblie.

Après l'incendie, le plancher mixte présentait de très grandes déformations avec un déplacement vertical permanent de 600 mm (voir Figure 4.2). Des ruptures d'armatures ont été détectées. Dans certaines parties du plancher, le coffrage en tôle métallique s'était décollé du béton. Il a été supposé que cela était principalement dû à la vapeur évacuée du béton combinée aux effets du bridage thermique et de la dilatation différentielle.

Un mélange d'assemblages par cornière et par plat d'extrémité était utilisé. Après l'incendie, aucun des assemblages ne s'était rompu bien que les déformations aient été conséquentes. Dans les assemblages par cornière, il y a eu des déformations des trous de boulons. Dans un assemblage à plat d'extrémité, deux des boulons s'étaient rompus ; dans un autre, le plat s'était fracturé d'un côté de la poutre mais l'assemblage était toujours apte à transférer le cisaillement. La principale cause de

déformation était supposée être due aux forces de traction apparaissant durant le refroidissement.

Après l'incendie, les éléments structurels couvrant une surface d'environ 40 m x 20 m ont été remplacés mais il est important de souligner qu'aucune ruine structurelle ne s'est manifestée et que l'intégrité de la dalle de sol a été conservée pendant l'incendie. Les pertes financières directement liées à l'incendie dépassaient les £25M, desquels moins de £2M étaient consacrés à la réparation de l'ossature et des dommages du plancher ; les autres coûts provenaient des dommages causés par les fumées. Les réparations structurelles ont été réalisées en 30 jours.



Figure 4.2 *Vue du plancher déformé au dessus du feu (la flèche maximale était d'environ 600 mm)*

4.2 Bâtiment Churchill Plaza, Basingstoke

En 1991, un incendie s'est déclaré dans le bâtiment de la Mercantile Credit Insurance, Churchill Plaza, Basingstoke. Un bâtiment de 12 étages a été construit en 1988. Les colonnes étaient protégées à l'aide de plaques de protection au feu et les poutres mixtes du plancher à l'aide d'un spray de protection. La face inférieure de la dalle de plancher n'était pas protégée au feu. La structure a été dimensionnée pour bénéficier d'une résistance au feu de 90 minutes.

Le feu a commencé au 8^{ème} étage et s'est rapidement étendu jusqu'au 9^{ème} puis 10^{ème} étage au fur et à mesure que les fenêtres cassaient. Pendant l'incendie, la protection au feu a bien fonctionné et il n'y a pas eu de déformation permanente de l'ossature métallique de la structure. Le feu était estimé être comparativement « cool » parce que les fenêtres brisées permettaient au vent d'augmenter la ventilation. Les assemblages protégés ne se sont pas déformés.

Par endroits, le coffrage métallique en queue-d'aronde montrait certains signes de décollement par rapport à la dalle de plancher en béton (comme cela avait été observé lors de l'incendie du Broadgate). Un test de chargement a été mené sur la surface la plus sévèrement touchée, avec une charge de 1.5 fois la charge de calcul total. Le test a montré que la dalle avait une capacité portante adéquate et pouvait être réutilisée sans réparation.

Les charpentes métalliques protégées n'ont pas été endommagées. Le coût total des réparations s'élevait à plus de £15M, principalement à cause des dommages causés par les fumées, comme dans l'incendie de Broadgate. Des sprinklers ont été installés dans le bâtiment rénové.



Figure 4.3 *Churchill Plaza, Basingstoke après l'incendie*

4.3 Tests au feu australiens

BHP, le plus important fabricant d'acier en Australie, a réalisé des recherches et des enquêtes⁽⁸⁾ depuis des années sur les solutions pour faire face aux incendies dans des bâtiments à ossatures métalliques. Plusieurs essais au feu naturel à grande échelle ont été réalisés dans des installations spécialement construites à cet effet dans le laboratoire de Melbourne, représentant un stade de sport, des parkings automobiles et des bureaux. Le programme de tests sur les bureaux se focalisait sur les projets de rénovation qui étaient en cours dans la majorité des bâtiments dans le centre commercial de Melbourne.

4.3.1 Essais au feu de la Rue William et approche de calcul

Un bâtiment de 41 étages dans la Rue William dans le centre de Melbourne était le plus haut building d'Australie quand il a été construit en 1971. L'immeuble était carré en plan avec noyau central carré. Un système de sprinkler pour faibles risques était mis en place. La charpente métallique autour du noyau central et les colonnes métalliques périmétriques étaient protégées par un encaissement en béton. Les poutres et le soffite du plancher mixte avec coffrage métallique étaient protégés à l'aide d'un matériau à base d'amiante. Pendant le programme de rénovation en 1990, il a été décidé d'enlever l'amiante dangereuse.

La structure de plancher était dimensionnée vis-à-vis des états limites de service plutôt que vis-à-vis de la résistance. Cela signifie qu'il y avait une réserve de résistance qui serait très bénéfique pour la survie de l'ossature en cas d'incendie puisque des températures plus élevées pourraient être atteintes avant que la structure n'atteigne sa limite d'utilisation.

Au moment de la rénovation, la résistance au feu requise était de 120 minutes. Normalement, cela aurait nécessité l'application d'une protection au feu des poutres d'acier et du soffite de la dalle très légèrement armée (les règlements

australiens ont été révisés et autorisent maintenant de laisser le soffite de la dalle non protégé pour une résistance au feu de 120 minutes). De plus, le système de sprinkler pour faibles risques devait être mis à jour pour satisfaire les règlements en vigueur.

Pendant l'année 1990, la résistance au feu des bâtiments a été sujet à un débat national ; une occasion s'est présentée de mener une évaluation de risque pour déterminer si il était nécessaire de protéger contre le feu la charpente d'acier et d'améliorer le système de sprinkler. Deux évaluations ont été faites. La première a été réalisée sur base du fait que le bâtiment se conformait aux règlements en vigueur sans mesures de sécurité supplémentaires nécessaires. La seconde a été réalisée en supposant qu'aucune protection n'existait pour les poutres et le soffite de la dalle, combiné à la rétention du système de sprinkler. Les effets des systèmes de détection et de gestion du bâtiment ont aussi été inclus dans la seconde vérification. Les autorités n'étaient d'accord que si les résultats de la seconde analyse de risque étaient au moins aussi favorables que ceux de la première, l'utilisation du système de sprinkler existant et des poutres métalliques et dalles mixtes non protégées aurait alors été considérée comme acceptable.

Une série de 4 tests a été menée pour obtenir les données de la seconde évaluation de risque. Les essais ont été réalisés pour étudier des caractéristiques telles que la nature du feu, la performance du système de sprinkler en place, le comportement de la dalle mixte non protégée et des poutres crénelées soumises à des feux réels, ainsi que le probable dégagement de fumées et de produits toxiques.

Les tests furent réalisés dans un bâtiment d'essai construit à cet effet dans les laboratoires de recherche de BHP à Melbourne (voir Figure 4.4). Cela simulait une baie de coin d'un immeuble de 12 m x 12 m, d'hauteur d'étage typique. La construction d'essai a été équipée pour ressembler à un environnement de bureau avec un petit bureau de 4 m x 4 m attaché au bord de l'immeuble. Ce bureau était fermé par des plaques de plâtres, des fenêtres, une porte et la façade du bâtiment d'essai. Le chargement imposé a été appliqué à l'aide de réservoirs d'eau.



Figure 4.4 *Bâtiment test de BHP et essai au feu*

Quatre essais au feu ont été réalisés. Les deux premiers étaient destinés à tester la performance du système de sprinkler pour faibles risques. Dans le test 1, un feu a été initié dans un petit bureau et les sprinklers ont été activés automatiquement. Le bureau avait une charge au feu de 52 kg/m^2 . La température des gaz a atteint 60°C avant que les sprinklers ne contrôlent et éteignent l'incendie. Dans le test 2, un feu avait débuté dans une partie sans cloisons située à mi-distance entre quatre sprinklers. Cette surface avait une charge au feu de 53.5 kg/m^2 . La température des gaz a atteint 118°C dans ce cas avant que les sprinklers ne s'enclenchent et éteignent le feu. Ces deux essais ont montré que le système de sprinkler pour faibles risques qui était en place était adéquat.

La résistance structurelle et thermique de la dalle mixte a été évaluée dans le test 3. Les poutres portantes étaient partiellement protégées. Le feu s'est initié dans la partie sans cloisons et s'est développé sans que les sprinklers ne s'enclenchent. La température maximale des gaz a atteint 1254°C . Le feu a été éteint une fois qu'il a été supposé que la température des gaz ait atteint son pic. La dalle a repris les charges imposées. La température maximale enregistrée au niveau de la face supérieure de la dalle de plancher était de 72°C . La face inférieure de la dalle a été partiellement protégée par un système de plafonds qui restait substantiellement en place pendant l'incendie.

Dans le test 4, les poutres en acier ont été laissées non protégées et le feu a pris place dans le petit bureau. Le feu ne s'est pas répandu dans la zone sans cloisons bien que les fenêtres aient été cassées manuellement pour augmenter la ventilation. Par conséquent, les feux ont été initiés à l'aide d'une source externe dans la partie

ouverte. La température atmosphérique maximale enregistrée était de 1228°C avec une température d'acier maximale de 632°C au dessus du plafond suspendu. Le feu a été éteint une fois que le pic de température des gaz a été considéré atteint. A nouveau, les poutres métalliques et le plancher étaient partiellement protégés par le plafond. Le déplacement central de la poutre crénelée était de 120 mm et la majorité de ce déplacement a été récupéré quand la structure est revenue à une température ambiante.

Trois colonnes non chargées avaient été placées dans le compartiment en feu pour tester l'effet de simples écrans protectifs contre les radiations. Une colonne a été protégée avec une feuille d'acier galvanisée, une autre à l'aide d'une feuille d'acier alumineuse et la dernière était une colonne de référence non protégée. Les températures maximales enregistrées dans les colonnes étaient respectivement de 580°C, 427°C et 1064°C, poussant à croire que de simples protections contre les radiations pouvaient apporter une protection suffisante aux éléments métalliques dans des conditions de charge et de feu faible.

Il a été conclu de ces quatre essais que le système de sprinkler pour faibles risques en place était adéquat et qu'une protection au feu n'était pas nécessaire pour les poutres métalliques et le soffite de la dalle mixte. Aucun incendie dans l'immeuble de William Street ne devrait déformer la dalle ou les poutres en acier de manière excessive tant que les températures de l'acier ne dépassent pas celles enregistrées pendant les essais.

L'augmentation de température dans les poutres métalliques était affectée par la présence du plafond suspendu qui restait en grande partie intact pendant les essais.

La majeure partie des bâtiments de bureau dans le centre-ville qui était visée par cette investigation technique appartenait à la plus grande compagnie d'assurance en Australie qui avait mis en place et financé le programme d'essais. Les autorités locales ont approuvé le principe de laisser les poutres sans protection passive au feu mais avec un système de sprinkler pour faibles risques de fiabilité améliorée et un système de plafond suspendu, qui a prouvé qu'il était efficace pendant le programme d'essais.

4.3.2 Essais au feu de Collins Street

La structure d'essai a été construite pour représenter une section d'un building à plusieurs étages à ossature métallique en projet dans la rue Collins à Melbourne. Le but de ce test était de relever les données de température en condition d'incendie résultant de la combustion de fournitures dans un compartiment de bureau typique.

Le compartiment mesurait 8.4 m x 3.6 m et était rempli avec des fournitures de bureau ordinaires, ce qui conduisait à une charge au feu comprise entre 44 et 49 kg/m². Un système de plafond suspendu non protégé contre le feu a été installé avec des plaques constituées de plâtre avec une nappe de soubassement en fibre de verre. Une dalle de béton non chargée formait le sommet du compartiment.

Pendant l'essai, les températures ont été enregistrées dans les poutres métalliques entre la dalle de béton et le plafond suspendu. Les températures des trois colonnes intérieures sur pied ont aussi été enregistrées. Deux de ces colonnes ont été protégées avec du papier d'aluminium et des feuilles en métal agissant comme une protection contre la radiation ; la troisième colonne a été laissée sans protection. Trois colonnes non chargées ont aussi été construites et placées à 300 mm des fenêtres autour du bord du compartiment.

Le plafond suspendu non protégé contre le feu jouait le rôle d'une barrière efficace contre le feu impliquant que les températures dans les profilés métalliques sont restées faibles. Pendant l'essai, la majorité des plafonds suspendus est restée en place. Les températures des gaz sous le plafond s'élevaient de 831°C à 1163°C avec la valeur la plus faible relevée près des fenêtres brisées. Au-dessus du plafond, les températures variaient entre 344°C et 724°C avec les plus hautes températures obtenues à l'endroit où le plafond avait été fracturé. La température maximale dans les poutres en acier était de 470°C.

Les colonnes intérieures non chargées ont atteint un pic de température de 740°C dans le cas où elles n'étaient pas protégées et de moins de 403°C pour celles protégées. Les colonnes extérieures nues ont atteint un pic de température de 490°C.

Les essais au feu ont montré que les températures des poutres et des colonnes extérieures étaient suffisamment faibles pour justifier l'emploi d'acier non protégé et que, comme pour les tests de la rue William, la protection apportée par un plafond suspendu sans protection particulière au feu était bénéfique.

4.3.3 Conclusions de la recherche australienne

Les essais australiens et les évaluations de risque associées ont permis de conclure que, pour les immeubles-tours de bureaux qui comprennent un système de sprinkler avec un niveau de fiabilité suffisant, l'utilisation de poutres non protégées apporterait un plus haut niveau de sécurité que les bâtiments similaires satisfaisant les règlements du Building Code australien par protection passive. Jusqu'au début de l'année 1999, la construction de six immeubles de ce type comportant entre 12 et 41 étages a été approuvée en Australie.

4.4 Test de résistance au feu allemand

En 1985, un essai de résistance au feu a été réalisé sur un bâtiment de démonstration de quatre étages à ossature métallique à l'Université de Stuttgart-Vaihingen en Allemagne⁽⁹⁾. Après le test, le bâtiment a été utilisé pour accueillir des bureaux et un laboratoire.

Le bâtiment a été construit en utilisant beaucoup de types d'éléments mixtes acier-béton différents tels que des colonnes remplies d'eau, des colonnes partiellement enrobées, des colonnes remplies de béton, des poutres mixtes et plusieurs types de planchers mixtes.

Le test au feu principal a été réalisé au troisième étage, dans un compartiment couvrant environ un tiers du bâtiment. Des chevrons de bois fournissaient la charge de feu et des barils d'huile remplis avec de l'eau jouaient le rôle de charge de gravité. Pendant l'essai, la température des gaz a dépassé 1000°C, les poutres du plancher atteignant jusqu'à 650°C. Après l'essai, l'observation des poutres a montré que les âmes comblées de béton s'étaient effritées à certains endroits mettant à nu les armatures. Cependant, les poutres se sont extrêmement bien comportées pendant l'essai sans présenter de déformations permanentes après celui-ci. Les colonnes extérieures et celles autour du noyau central n'ont montré aucun signe de déformation permanente. Le plancher mixte a atteint un déplacement maximum de 60 mm pendant l'incendie et a conservé sa complète intégrité.

Après l'incendie, le bâtiment a été rénové. Le travail de rénovation impliquait le remplacement complet des panneaux de murs extérieurs endommagés par le feu,

des portions de coffrage abîmées pour la dalle de plancher en béton, et du béton de remplissage des poutres mixtes. Il a essentiellement été montré que la rénovation de la structure était économiquement possible.

4.5 Travail expérimental à température ambiante

La méthode de calcul simple présentée dans la section 5 a été basée sur des modèles théoriques développés pour un calcul à température ambiante et vérifiée avec des investigations expérimentales. Depuis 1961, plusieurs recherches expérimentales de ce type ont été réalisées pour étudier l'action membranaire dans les dalles de béton (15, 18, 22, 23, 24) sans restrainte horizontale en plan. Dans tous les tests, l'échantillon ruinaît suite à la formation de grandes fissures à travers toute l'épaisseur de la dalle le long de la plus petite portée et l'action membranaire était clairement observée, comme montré dans la Table 4.1.

Table 4.1 Comparaison entre la méthode de calcul simple et les essais antérieurs à température ambiante⁽²⁶⁾

Référence	Test No.	Taille de la dalle (m)	Charge des lignes de rupture (kN/m ²)	Charge d'essai (kN/m ²)	Amélioration observée par l'essai	Amélioration calculée
Hayes & Taylor ⁽²²⁾	R11	0.914x0.914	15.43	31.97*	2.07	2.07
	R12	0.914x0.914	55.64	89.0*	1.60	2.11
	R13	0.914x0.914	29.05	60.8*	2.09	2.09
	R21	1.372x0.914	20.24	36.48*	1.80	1.80
	R31	1.828x0.914	16.37	25.08*	1.53	1.49
Taylor, Maher & Hayes ⁽²³⁾	S1	1.829x1.829	23.83	42.90*	1.80	1.48
	S7	1.829x1.829	23.83	39.03*	1.64	1.68
	S9	1.829x1.829	23.83	38.13*	1.60	1.31
Sawczuk & Winnicki ⁽¹⁸⁾	Type 1 ($\alpha = 2.0$)	2.0x1.0	20.6	38.26*	1.86	1.71
	Type 2 ($\alpha = 2.0$)	2.0x1.0	10.99	17.18*	1.56	1.46
	Type 1 ($\alpha = 1.45$)	1.6x1.1	21.04	45.13*	2.14	2.15
Wood ⁽¹⁵⁾		0.610 x0.610	10.45 (kN)	17.14* (kN)	1.64	1.36
BRE ⁽²⁰⁾		9.5 x 6.46	2.58	4.81	1.86	1.68

* indique que la dalle ne ruine pas.

Une série de 22 tests a été récemment réalisée par Bailey et Toh⁽²⁷⁾ sur des dalles en béton horizontalement non restreintes à petite échelle avec un rapport d'aspect de 1.0 ou 1.55. Deux modes de rupture différents ont généralement été identifiés dans ces essais à température ambiante en fonction du rapport d'armaturage, du rapport d'aspect et de la ductilité des armatures. La rupture des armatures le long de la plus petite portée (Figure 4.5 (a)) était le mode de rupture dominant dans les plupart des dalles faiblement armées tandis que les dalles fortement armées et celles avec des armatures de grande ductilité ruinaient par rupture en compression du béton dans les coins de la dalle (Figure 4.5 (b)). Ces données expérimentales ont fourni l'information nécessaire pour étendre la méthode aux dalles à armaturage orthotrope et pour inclure la rupture en compression du béton comme un mode de rupture supplémentaire à considérer.

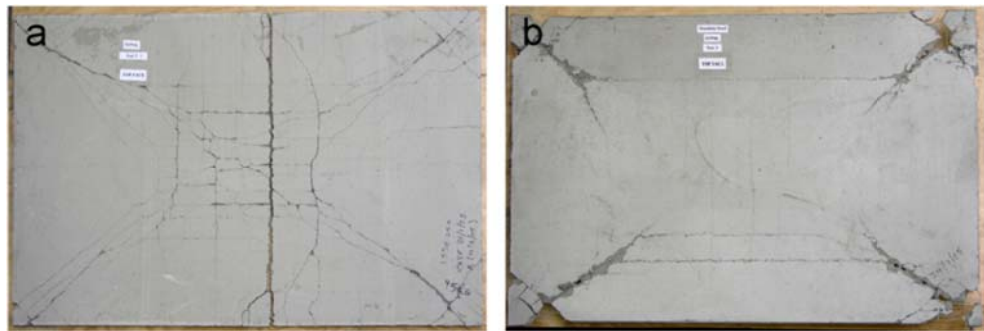


Figure 4.5 Deux modes de rupture typiques pour les dalles d'essai à température ambiante

4.6 Recherches expérimentales à température élevée

En plus des sept tests à grande échelle réalisés sur l'immeuble de huit étages à ossature métallique et planchers mixtes à Cardington en 1996 et 2003^(28,29), des essais à petite échelle ont été menés à température élevée par Bailey and Toh⁽²⁷⁾ afin d'étudier plus en profondeur l'action membranaire dans les dalles mixtes. En conséquence à ces essais, la méthode de calcul originalement développée par Bailey and Moore a été modifiée, découlant en la formulation présentée dans la section 5.

Bailey and Toh⁽²⁷⁾ ont réalisé une série de 15 essais à petite échelle sur des dalles de béton non restreintes horizontalement avec un rapport d'aspect de 1.0 et 1.55. Ils en ont conclu que, contrairement aux dalles testées en condition ambiante pour lesquelles le mode de rupture était influencé par une rupture en compression du béton, dans les 15 dalles testées au feu, la rupture des armatures le long de la plus petite portée gouvernait la ruine, comme montré à la Figure 4.6.



Figure 4.6 *Mode de rupture des dalles d'essai à températures élevées*

5 METHODE DE CALCUL SIMPLE

Depuis les travaux novateurs sur l'analyse des lignes de rupture⁽¹⁰⁾, des chercheurs ont remarqué les effets bénéfiques des forces membranaires améliorant la capacité portante des dalles de béton par rapport aux estimations de capacité portante basées seulement sur un comportement flexionnel⁽¹¹⁾.

Des investigations expérimentales et théoriques ont été réalisées pour étudier les effets bénéfiques des forces en plan à température ambiante menant à une bonne compréhension théorique de ce comportement. Après le travail expérimental mené à Cardington, cette théorie a été étendue aux scénarios de calcul au feu, comme discuté ci-dessous.

Le travail expérimental de Cardington et le témoignage d'autres incendies réels dans des immeubles ont servi à illustrer qu'il y a de significatives réserves de résistance dans les constructions mixtes acier-béton, ce qui signifie que la résistance de la structure en cas d'incendie dépasse les prévisions obtenues par des essais au feu standard sur des éléments structurels isolés. Cardington a démontré qu'il était possible de laisser non protégées les poutres métalliques supportant la dalle de plancher en béton; le travail a commencé par chercher des modèles de calcul adéquats pour permettre aux ingénieurs des structures de justifier le dimensionnement au feu de la dalle de plancher soutenue pas des poutres en acier non protégées.

Des chercheurs du Building Research Establishment (BRE), avec le financement de l'Institut de Construction Métallique, ont développé une méthode de calcul simple pour les dalles de plancher mixtes acier-béton suite au travail expérimental de Cardington^(12,13). Le modèle BRE a été validé par les essais de résistance au feu à grande échelle de Cardington et les précédents travaux expérimentaux menés à température ambiante. Cette méthode est présentée et discutée en détail dans la Section 5.2.

La méthode de calcul simple diffère des procédures de calcul simples fournies dans les codes de calcul^(32,33), car le comportement d'un assemblage d'éléments structurels agissant ensemble y est considéré plutôt que celui des éléments pris individuellement. Bien que cela soit également techniquement possible d'utiliser des éléments finis non-linéaires pour déterminer la capacité portante en cas d'incendie, c'est une méthode plus coûteuse qui requiert une quantité significative d'expertises et de connaissances préalables. La méthode présentée dans ce document est plus accessible pour les ingénieurs des structures disposant seulement d'une compréhension basique de l'ingénierie du feu.

5.1 Introduction à la théorie des lignes de rupture et à l'action membranaire

La théorie des lignes de rupture initiée par Johansson est une théorie de charge ultime basée sur des mécanismes de ruine supposés et sur les propriétés plastiques des dalles de béton renforcées en partie inférieure. Le mécanisme de ruine est défini par un modèle de lignes de rupture le long desquelles les armatures plastifient et la dalle dépasse les déformations plastiques. Les surfaces liées aux lignes de rupture sont supposées rester rigides avec toute la rotation se développant dans la ligne de rupture.

Pour que la théorie des lignes de rupture soit valable, les ruptures en cisaillement, les ruptures d'assemblage et en compression doivent être évitées. La réponse moment-courbure de la dalle doit être suffisamment ductile pour permettre la formation d'un mécanisme ; en pratique cela n'est pas un problème comme les dalles sont toujours sous renforcées ce qui conduit à une plastification ductile des armatures avant des modes de rupture plus fragiles tels qu'une rupture en compression du béton.

Pour des dalles carrées et rectangulaires qui sont simplement appuyées le long de leurs arrêtes libres, les modèles de lignes de rupture montrés à la Figure 5.1 sont attendus. Ce sont ces chemins de lignes de rupture qui sont considérés dans le développement théorique suivant. En réalité, pour des bâtiments à ossature métallique, la dalle est supportée par des poutres en acier qui ont une raideur finie entre les colonnes. Cela sera discuté dans la Section 6.

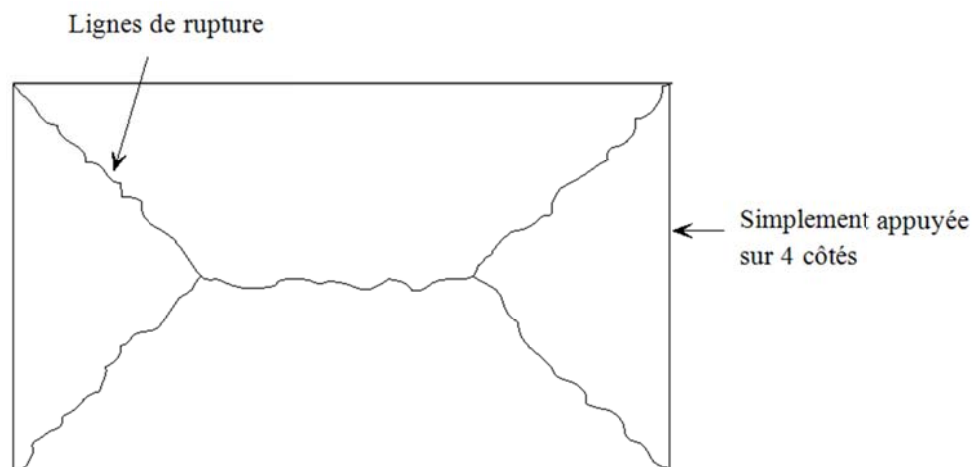


Figure 5.1 *Chemin typique des lignes de rupture pour une dalle rectangulaire simplement appuyée sur 4 côtés*

Une solution peut être obtenue pour chaque chemin de lignes de rupture supposé. La solution est basée sur la théorie énergétique où le travail extérieur réalisé par la charge appliquée pour un déplacement unitaire des parties rigides est égalée au travail intérieur engendré par la rotation des lignes de rupture. La charge qui correspond au mécanisme de ruine supposé sera plus grande ou égale à la charge de ruine réelle de la structure, donc fournissant une borne supérieure de la solution.

Cependant, grâce à l'action membranaire dans la dalle et l'écroutissement des armatures après plastification, cette solution théorique liée à l'analyse des lignes de rupture tend à être significativement plus faible que la charge de rupture réelle de la dalle observée pendant les expériences.

L'action membranaire dans les dalles crée des forces en plan qui sont gouvernées par les conditions d'extrémité de la dalle dans le plan horizontal. Deux cas extrêmes sont considérés ci-dessous, celui d'une restrainte totale et celui sans restrainte horizontale.

5.1.1 Dalle complètement restrainte en plan

Avec une restrainte totale en plan aux frontières de la dalle, les petites flèches initiales de flexion de la dalle entraîne l'apparition d'une action membranaire de compression^(14,15). Ce mécanisme est illustré à la Figure 5.2, pour un élément portant dans une seule direction. Une action de compression se développe le long du chemin allant de la face inférieure à l'extrémité au sommet de la section à mi-

portée menant à la formation d'un arc de compression dans la dalle qui conduit à une amélioration de la résistance tel que montré à la Figure 5.3. Cependant, ce fonctionnement en arc devient instable une fois que l'amplitude du déplacement vertical dépasse une valeur égale à approximativement la moitié de l'épaisseur de la dalle, résultant en une rapide décroissance de la résistance. La dalle peut alors commencer à développer une action membranaire de traction associée à de plus grands déplacements.

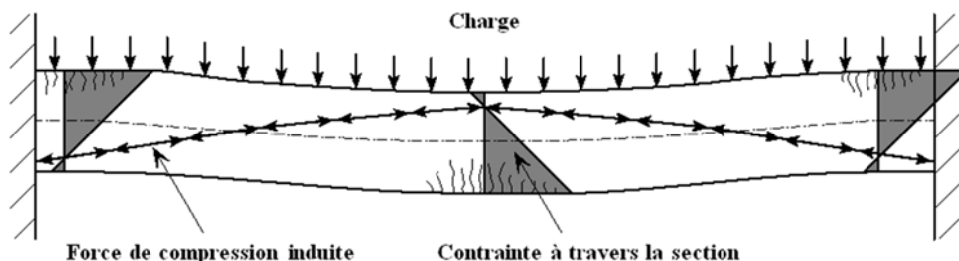


Figure 5.2 Action membranaire de compression dans une dalle horizontalement restreinte

Park⁽¹⁴⁾ a illustré l'effet de l'action membranaire de compression d'une dalle maintenue à ses extrémités en utilisant une illustration similaire à celle de la Figure 5.3. Le pic de charge initial présenté dans cette figure au niveau des déplacements inférieurs à l'épaisseur de la dalle est dû à l'action membranaire de compression. Quand la rupture en compression se produit dans le béton, un saut brusque en capacité portante est observé, accompagné par une augmentation du déplacement. La capacité portante augmente alors avec l'augmentation de la flèche jusqu'à ce que la rupture des armatures ne survienne.

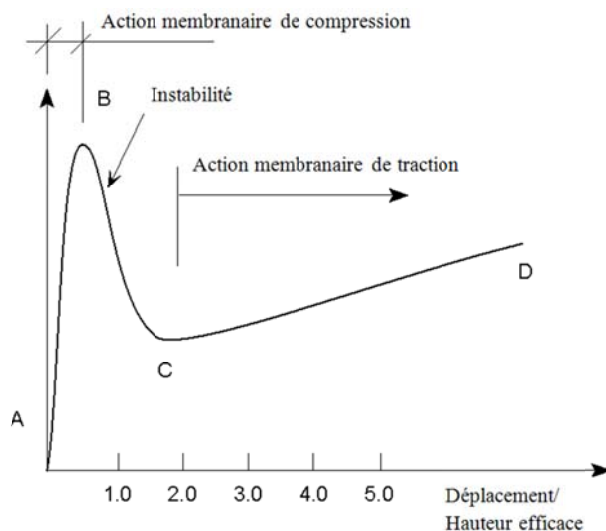


Figure 5.3 Action membranaire dans une dalle avec des extrémités bloquées en plan⁽¹⁵⁾

5.1.2 Dalle sans restreinte en plan

Quand l'extrémité de la dalle n'est pas bloquée, son comportement est différent. L'action membranaire de compression ne peut se développer et le comportement après plastification est caractérisé par une action membranaire de traction. Pour un élément portant dans une seule direction, les grands déplacements verticaux engendreront un raccourcissement d'extrémité de l'élément. Si ce rétrécissement est évité, des forces de traction peuvent alors se développer. Pour un élément

portant dans une direction, ces forces de restrainte devraient être développées extérieurement aux appuis. Cependant, pour une dalle portant dans les deux directions, c'est-à-dire une dalle simplement appuyée sur ses quatre côtés, des restraints horizontales extérieures ne sont pas nécessaires étant donné que la dalle peut développer un système de forces internes en plan qui a le même effet.

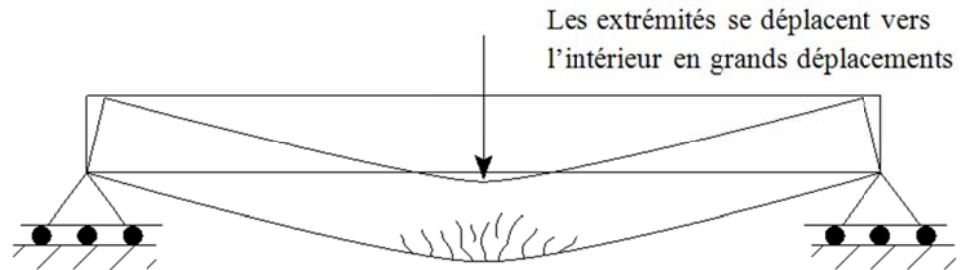


Figure 5.4 *Éléments structuraux portant dans une direction*

En considérant le cas d'une dalle portant dans deux directions, tel que représenté à la Figure 5.5. Cette dalle possède des appuis verticaux le long de son périmètre mais n'a pas de restraints horizontales. La bande au centre de la dalle noté X-X aura tendance à avoir un comportement similaire à un élément portant dans une direction du point de vue du raccourcissement d'extrémité tel que montré à la Figure 5.4. Cependant, les bandes notés Y-Y sur une arête soutenue verticalement n'auront pas le même déplacement vertical et par conséquent ne présenteront pas de rétrécissement d'extrémité significatif. Des forces en plan apparaîtront donc à l'interface entre ces bandes de dalle afin de maintenir l'équilibre, induisant alors des efforts de traction dans les bandes de type X-X et des efforts de compression dans celles de type Y-Y. Comme ce comportement se manifeste dans les deux directions, il en résulte une aire de contraintes de traction au centre de la dalle représentée par la surface grisée dans la Figure 5.5 et un anneau de compression le long du périmètre.

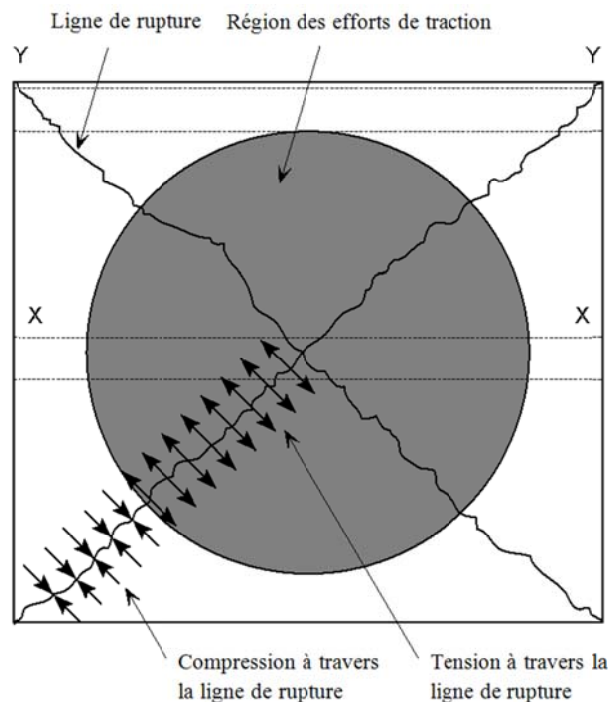


Figure 5.5 *Développement des forces membranaires en plan*

5.1.3 Effet des contraintes membranaires sur les lignes de rupture

Le développement de forces de traction et de compression en plan influencera les moments des lignes de rupture développés dans la dalle, avec des réductions de la résistance en flexion survenant dans la zone de tension et une amélioration de la résistance en flexion des lignes de rupture dans la zone de compression. En plus de cette influence sur la résistance en flexion, il y a aussi une capacité portante supplémentaire due à l'action membranaire.

A la suite du travail de Johansson sur l'analyse par les lignes de rupture, des tests de destruction d'un bâtiment complet ont été rapportés par Ockleston⁽¹¹⁾. Ces essais ont révélé que les charges qui pouvaient être supportées par la dalle de plancher étaient considérablement plus grandes que celles estimées par la théorie des lignes de rupture. Cela a généré un intérêt considérable pour la recherche sur les effets membranaires et plusieurs chercheurs ont étudié ces effets expérimentalement et analytiquement dans les années qui ont suivies.

Les observations de ces essais sur des dalles non maintenues latéralement ont montré que la position des lignes de rupture associée aux grands déplacements est inchangée. Il a également été montré que le mode de rupture ultime est le développement de grandes fissures le long de la plus petite portée de la dalle et la rupture des armatures, comme rapporté par Wood⁽¹⁵⁾.

Des méthodes d'analyse prenant en compte l'effet membranaire ont été développées pour des dalles non maintenues latéralement par Wood⁽¹⁵⁾, Kemp⁽¹⁷⁾, Taylor⁽¹⁶⁾, Sawczuk⁽¹⁸⁾, Hayes⁽¹⁹⁾ et Bailey et Moore^(12,13).

Wood a développé une solution pour une dalle circulaire avec des extrémités simplement appuyées soumise à des charges uniformément réparties. Une solution similaire a été développée pour des dalles carrées par Kemp. La méthode de Kemp supposait une solution rigide-plastique rigoureuse dans laquelle la capacité portante est déterminée par la considération de l'équilibre des parties rigides de la dalle. Cela permettait que la magnitude des forces membranaires et des moments dans les lignes de rupture soient déterminés comme une fonction de la flèche de la dalle. La théorie de Kemp démontre que la capacité portante de la dalle est une fonction de la flèche de celle-ci. Il a noté qu'en pratique, la charge de ruine serait atteinte quand la rupture des armatures se produit ou quand le béton au bord de la dalle s'écrase, bien que son modèle ne vise pas à définir ce point final de la réponse charge-flèche.

Dans l'approche suivie par Sawczuk, la formation de la fissure le long de la petite portée a été introduite. Sawczuk a identifié que les éléments triangulaires rigides de la dalle sont sujets à des moments en plan à cause de la variation des forces membranaires le long des lignes de rupture. En estimant la résistance flexionnelle des parties rigides, Sawczuk a prédit le développement des rotules flexionnelles le long de la ligne centrale de la dalle et la fissuration le long de la petite portée. Cette fissuration n'est pas permise dans les méthodes développées par Taylor et Kemp. La méthode énergétique de Sawczuk considérait deux formations de fissure possibles, comme montré à la Figure 5.6. La conclusion était que le mode de rupture critique était causé par des fissures se formant le long de la petite portée à l'intersection des lignes de rupture, comme montré à la Figure 5.6(a).

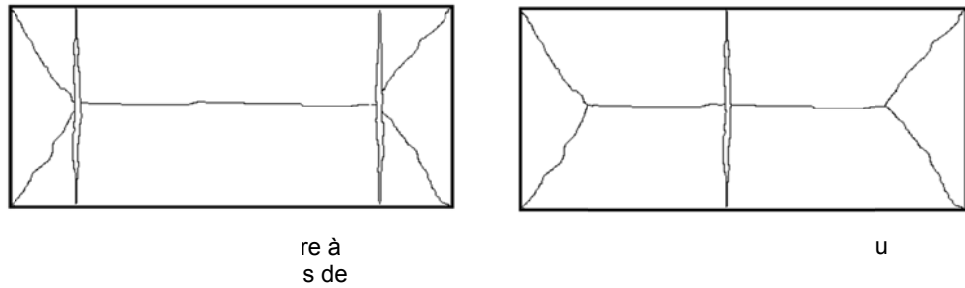


Figure 5.6 Modes de ruine identifiés par Sawczuk

Hayes a noté que l'analyse de Sawczuk impliquait que des forces d'extrémité soient présentes, alors qu'en réalité, ces forces ne pourraient exister à une extrémité simplement appuyée non maintenue latéralement. Hayes a aussi observé qu'aucune augmentation de capacité portante ne se manifestait quand l'équilibre de moment des parties rigides était considéré. Hayes a commencé à développer une solution pour des dalles rectangulaires orthotropiquement renforcées en critique à la méthode de Sawczuk et qui était en accord avec la solution de Kemp pour les dalles carrées. Dans cette méthode, Hayes a aussi supposé que les fissures le long de la courte portée apparaissent à l'intersection des lignes de rupture. En comparant sa méthode avec celle de Sawczuk, Hayes a conclu que les différences n'étaient pas significatives. De manière importante, Hayes a aussi noté que l'amélioration causée par l'effet membranaire diminue avec l'augmentation du rapport d'aspect de la dalle ou de l'orthotropie de l'armaturage.

L'hypothèse de Sawczuk, aussi adoptée par Hayes, que le mode de rupture inclut deux fissures le long de la petite portée de la dalle à l'intersection des lignes de rupture contredit une importante portion des résultats d'essais, y compris un test réalisé par le Building Research Establishment en 2000⁽²⁰⁾. Par conséquent, Bailey et Moore^(12,13) ont modifié la méthode développée suivant l'approche de Hayes et ont basé leur méthode d'équilibre sur la formation d'une seule fissure au centre de la dalle, mode de rupture communément observé dans les essais menés à température ambiante et à températures élevées, Figure 5.7(b). La dérivation utilisée par Bailey et Moore est décrite à la section 5.2. Initialement elle a été développée pour un grillage d'armature isotropique mais a été mise à jour pour inclure les effets d'un renforcement orthotropique et l'effet chaînette des poutres en acier⁽²¹⁾.

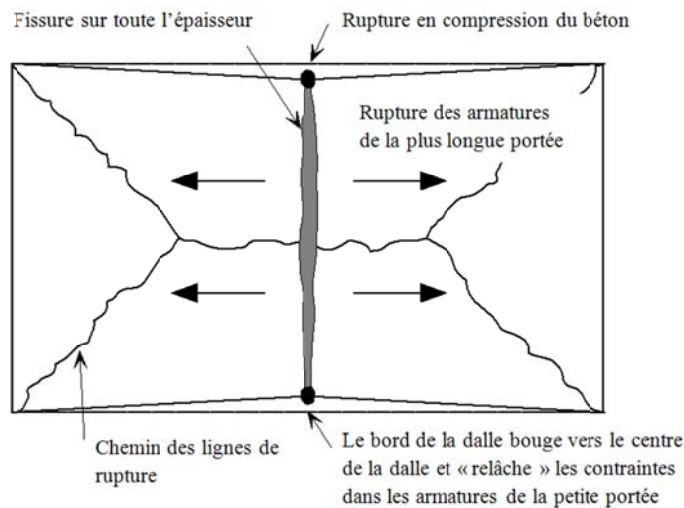
5.2 Calcul de la résistance de planchers mixtes selon la méthode de calcul simple

Cette section décrit le développement d'une méthode de calcul simple qui peut être utilisée pour calculer la résistance de planchers mixtes rectangulaires. La méthode a été développée sur plusieurs années. Le développement initial^(12,13) de la méthode pour l'utilisation d'armatures isotropes considérait seulement un mode de ruine, la rupture du grillage d'armatures le long de la petite portée, comme montré à la Figure 5.7(a). Plus tard, des développements^(21,25) ont inclus une dérivation plus générale permettant l'emploi de renforcement orthotropique et aussi l'intégration d'une rupture en compression du béton aux coins de la dalle (voir Figure 5.7(b)).

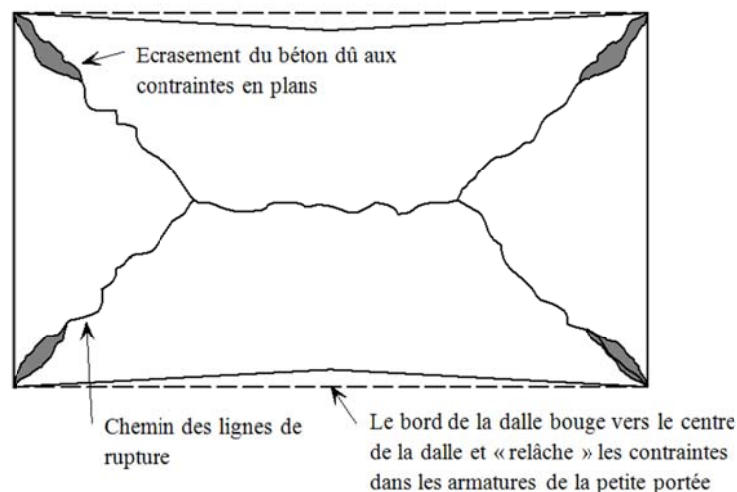
5.2.1 Calcul de la résistance

La capacité portante d'une dalle simplement appuyée portant dans deux directions, non maintenue latéralement à ses extrémités, est plus grande que celle calculée à l'aide de la théorie des lignes de rupture classique. L'amélioration de la résistance est un résultat de l'action membranaire de traction se développant dans la dalle en grand déplacement et aussi de l'augmentation du moment plastique dans les parties du bord de la dalle où les contraintes de compression se développent le long des lignes de rupture (voir Figure 5.8).

L'amélioration de la résistance déterminée comme une borne inférieure de la solution pour la ruine par lignes de rupture est basée sur l'hypothèse que le chemin des lignes de rupture sera tel que présenté à la Figure 5.7(a) aux conditions limites et que la ruine se produira à cause de la rupture du grillage d'armatures le long de la petite portée au centre de la dalle. Un second mode de ruine peut, dans certains cas, se produire à cause de l'épaufrure du béton dans les coins de la dalle à l'endroit où les importantes forces de compression en plan se mettent en place comme montré à la Figure 5.7(b). Ce mode de ruine est discuté à la section 5.3.



(a) Rupture en traction du grillage d'armatures



(b) Rupture en compression du béton

Figure 5.7 Modes de ruine supposés pour un plancher mixte

Le premier mode de ruine arrivera quand la résistance en compression du béton excède la résistance ultime en traction des armatures menant à une rupture de celles-ci. Le second mode de ruine se produira dans les cas où la résistance ultime des armatures excède la résistance en compression du béton résultant en une rupture en compression du béton aux coins de la dalle.

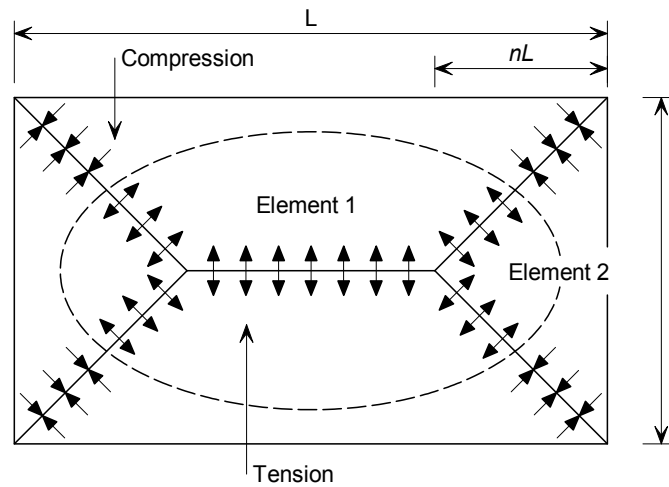


Figure 5.8 *Dalle rectangulaire simplement appuyée sur quatre côtés montrant les forces en plan le long des lignes de rupture à cause de l'action membranaire de traction*

La Figure 5.8 montre une dalle rectangulaire simplement appuyée sur son périmètre et le chemin de lignes de ruptures le plus critique associé qui se développerait sous un chargement uniformément distribué. L'intersection des lignes de rupture est définie par le paramètre n calculé en utilisant la théorie générale des lignes de rupture et est donné par :

$$n = \frac{1}{2\mu a^2} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1) \quad (5-1)$$

Où

a est le rapport d'aspect de la dalle (L/l)

μ est le rapport de moment plastique de la dalle dans les directions orthogonales (devrait toujours être inférieur ou égal à 1.0)

La plus petite portée devrait être définie par la portée ayant la plus faible capacité flexionnelle résultant en un coefficient d'orthotropie (μ) toujours inférieur ou égal à 1.0. Par conséquent, n serait limité à une valeur maximum de 0.5 pour un schéma de lignes de rupture valable.

La résistance du mécanisme qui se produit à cause de la formation de ces lignes de rupture est donnée par l'équation suivante :

$$P = \frac{24\mu M}{l^2} \left[\sqrt{3 + \frac{1}{(a')^2} - \frac{1}{a'}} \right]^{-2} \quad (5-2)$$

Où

$$a' = \sqrt{\mu a}$$

Hayes⁽¹⁹⁾ a noté que, en supposant un comportement rigide-plastique, seules des translations et des rotations de corps rigides étaient permises. De plus, les hypothèses que les axes neutres le long des lignes de rupture sont des lignes droites et que le bloc de contraintes dans le béton est rectangulaire impliquent que les variations des forces membranaires le long des lignes de rupture deviennent linéaires, comme montré à la Figure 5.9. Ces hypothèses et la distribution des forces membranaires qui en découle ont aussi été adoptées par Bailey^(12,26).

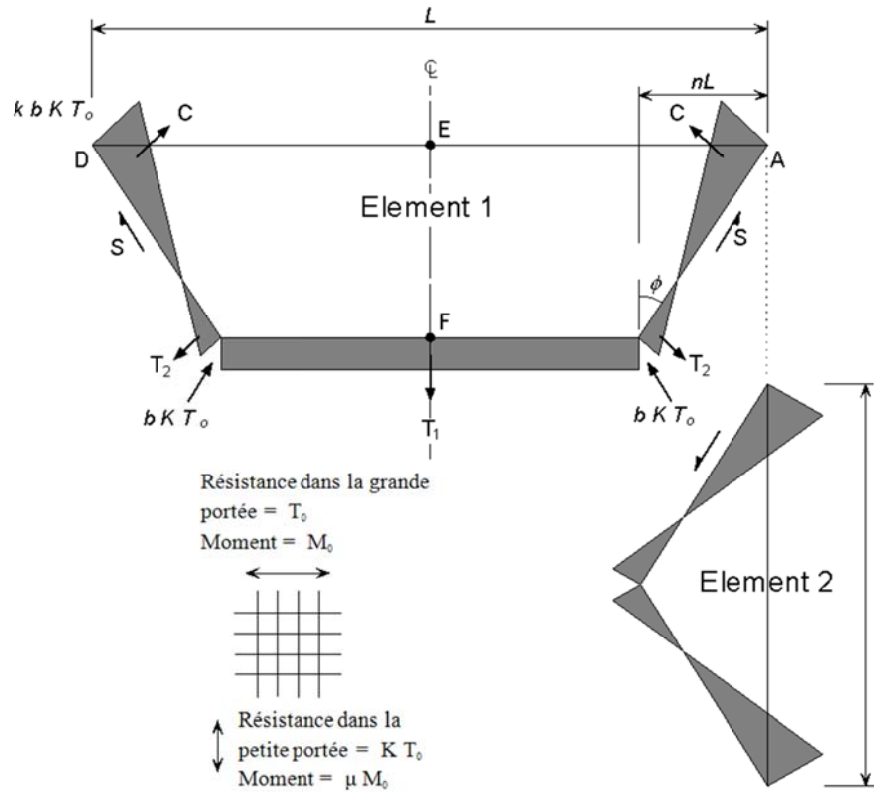


Figure 5.9 Distribution des contraintes en plan pour les éléments 1 et 2

5.2.2 Dérivation d'une expression pour le paramètre k

En considérant l'équilibre des forces en plan T_1 , T_2 et C agissant sur l'Elément 1, les relations suivantes peuvent être dérivées :

$$S \sin \phi = (C - T_2) \cos \phi$$

Et

$$-S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2}$$

Par conséquent,

$$\frac{T_1}{2} \sin \phi = (C - T_2) \quad (5-3)$$

Où

ϕ est l'angle définissant le chemin de ligne de rupture.

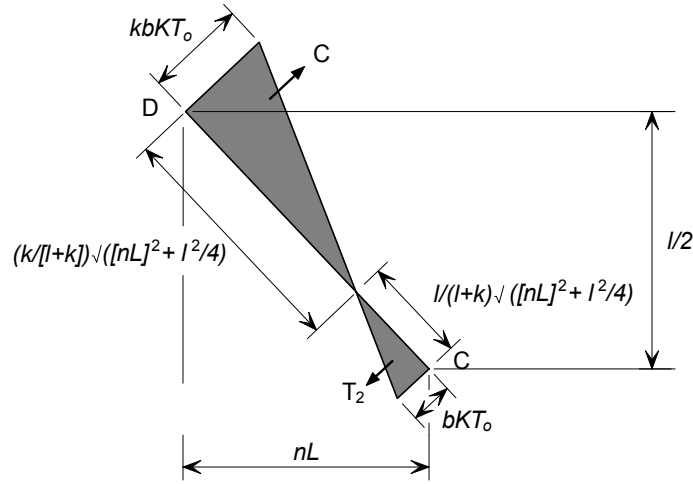


Figure 5.10 Distribution des contraintes en plan le long de la ligne de rupture CD

La Figure 5.10 montre la géométrie de la distribution des contraintes le long de la ligne de rupture CD. En considérant la Figure 5.9 et la Figure 5.10,

$$T_1 = bKT_0 (L - 2nL)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

Où

b, k sont des paramètres définissant l'amplitude de la force membranaire,

KT_0 est la résistance du grillage d'armature en acier par unité de largeur,

n est un paramètre définissant le chemin des lignes de rupture.

En substituant les valeurs ci-dessus dans l'Equation (1), on obtient,

$$\frac{bKT_0(L-2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

Cette expression peut être réarrangée pour donner une expression du paramètre k

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (5-4)$$

5.2.3 Dérivation d'une expression pour le paramètre b

En considérant la rupture des armatures le long de la petite portée de la dalle, une expression pour le paramètre b peut être développée. La ligne EF montrée à la Figure 5.11 représente la position de la rupture des armatures qui résultera en une fissure sur toute l'épaisseur de la dalle. Une borne par excès de la solution pour le moment résistant en plan le long de la ligne EF peut être obtenue en supposant que toutes les armatures le long de la section atteignent leur contrainte ultime (f_u) et que le centroïde du bloc de contrainte en compression est à la position E dans la Figure 5.11.

Il est supposé que,

$$f_t = k_t f_{sy} \quad (5-5)$$

Où

f_y est la limite d'élasticité de l'acier d'armature

k_t est le rapport entre la résistance en traction et la limite d'élasticité (f_t/f_{sy})

Selon l'Eurocode 2 partie 1.1, le coefficient k_t varie entre 1.05 et 1.35 pour un calcul à température ambiante. Cependant, en situation d'incendie, ce coefficient devra être pris égal à 1.0.

En prenant le moment par rapport à E dans la Figure 5.11,

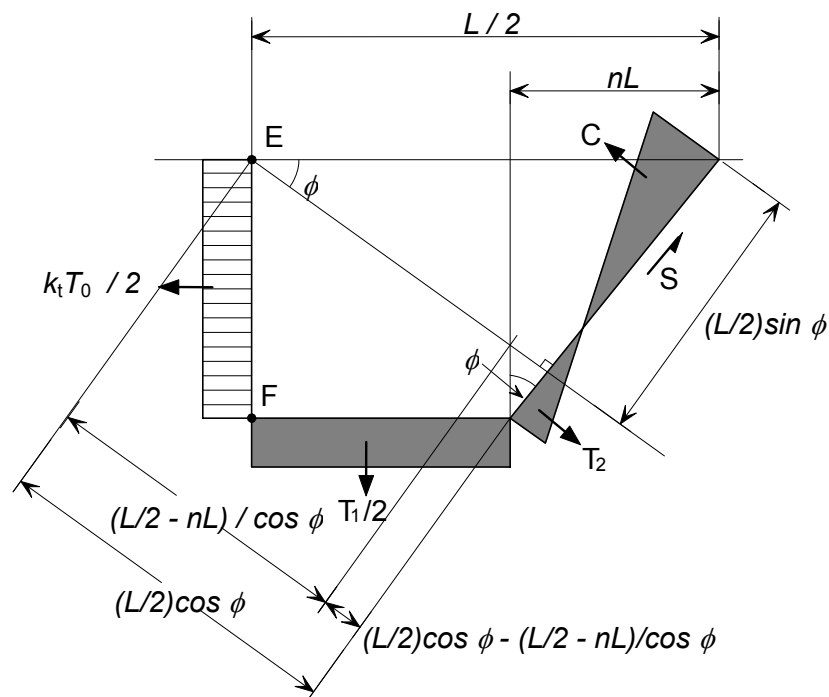


Figure 5.11 Distribution des contraintes en plan le long de la ligne de rupture EF

$$\begin{aligned}
& T_2 \left[\left(\frac{L}{2} \cos \phi - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\cos \phi} \right) \frac{1}{\tan \phi} - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + C \left[\frac{L}{2} \sin \phi - \frac{l}{3} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + S \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{T_1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_i T_o l^2}{8}
\end{aligned} \tag{5-6}$$

Où

$$\begin{aligned}
\frac{T_1}{2} &= bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right) \\
T_2 &= \frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\
C &= \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\
S &= \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\
\cos \phi &= \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\
\sin \phi &= \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\
\tan \phi &= \frac{nL}{(l/2)}
\end{aligned}$$

En substituant ces expressions dans l'Equation (5-6), cela mène à,

$$\frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\left(\frac{\left(\frac{l}{2}\right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL\right)}{\left(\frac{l}{2}\right)} \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right) \left(\frac{l}{2} \right) \right. \\
\left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right]$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
& + \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \frac{\left(\frac{l}{2} \right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \left(\frac{L}{2} \right) - bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left[\frac{l}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{k_i T_o l^2}{8}
\end{aligned}$$

Qui peut être réarrangé pour obtenir,

$$\begin{aligned}
& \frac{b}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\left(\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right) \right] \\
& + \frac{b}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \\
& + \frac{bl^2}{16n} (k-1) - b \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{k_i l^2}{8K}
\end{aligned} \tag{5-7}$$

L'Equation (5-7) peut être réécrite comme,

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{1 \cdot l^2}{8K}$$

D'où:

$$b = \frac{k_i l^2}{8K(A + B + C - D)} \tag{5-8}$$

Où

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1),$$

$$D = \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right).$$

Les paramètres k et b , qui définissent les forces en plan, peuvent être calculés en utilisant les équations (5-4) et (5-8) respectivement.

5.2.4 Forces membranaires

La capacité portante des Eléments 1 et 2 de la dalle peut être déterminée en considérant la contribution des forces membranaires pour la résistance et l'augmentation de la résistance en flexion le long des lignes de rupture séparément comme montré ci-dessous. Ces effets sont exprimés en termes de facteur d'amélioration, à appliquer à la borne inférieure de la résistance obtenue suivant les lignes de rupture. Initialement, les effets du cisaillement en plan S (Figure 5.9) ou du cisaillement vertical des lignes de rupture ont été ignorés résultant en deux charges inégales calculées pour les Eléments 1 et 2 respectivement. Une valeur moyenne était ensuite calculée en considérant la contribution des forces de cisaillement.

Contribution des forces membranaires à la capacité portante.

a) Elément 1

Selon la Figure 5.12, le moment autour de l'appui provenant de la force membranaire est donné par:

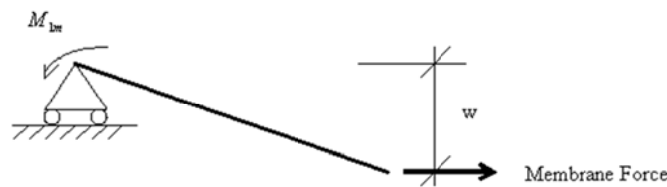


Figure 5.12 Calcul du moment causé par la force membranaire

$$M_{1m} = bKT_0 (L - 2nL)w + bKT_0 nLw \left(\frac{3k + 2}{3(1 + k)^2} \right) - bKT_0 nLw \left(\frac{k^3}{3(1 + k)^2} \right)$$

Où

M_{1m} est le moment autour de l'appui dû aux forces membranaires pour l'élément 1.

L'expression se réduit à:

$$M_{1m} = KT_0 Lbw \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right).$$

La formulation ci-dessus définit la contribution des forces membranaires pour la capacité portante qu'il est nécessaire d'ajouter à la contribution provenant de la capacité flexionnelle améliorée dans les parties où la dalle est soumise à des forces de compression. Par simplicité, la contribution apportée par les forces membranaires et par l'amélioration de l'action flexionnelle est liée à la charge de ligne de rupture normale. Cela permet de calculer un seul facteur d'amélioration pour tenir compte des forces membranaires et des moments de flexion améliorés. Ces facteurs d'amélioration peuvent finalement être additionnés pour donner l'amélioration totale de la dalle due à l'action membranaire.

Diviser M_{1m} par $\mu M_o L$, le moment résistant de la dalle, quand aucune force axiale n'est présente, permet d'exprimer l'action membranaire de traction comme une amélioration de la résistance des lignes de rupture (Figure 5.13).

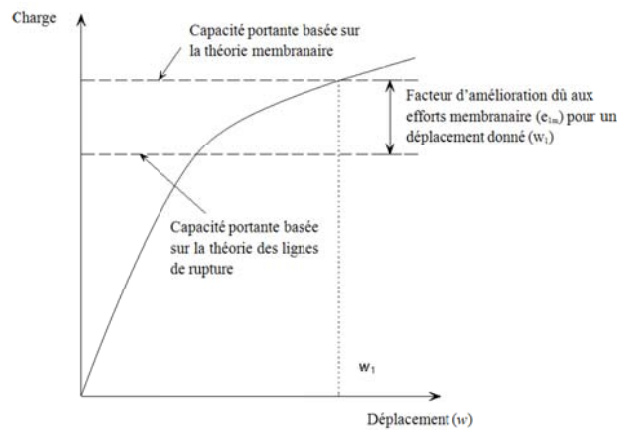


Figure 5.13 Facteur d'amélioration dû aux forces membranaires

La valeur de μM_o est obtenue en considérant la Figure 5.14.

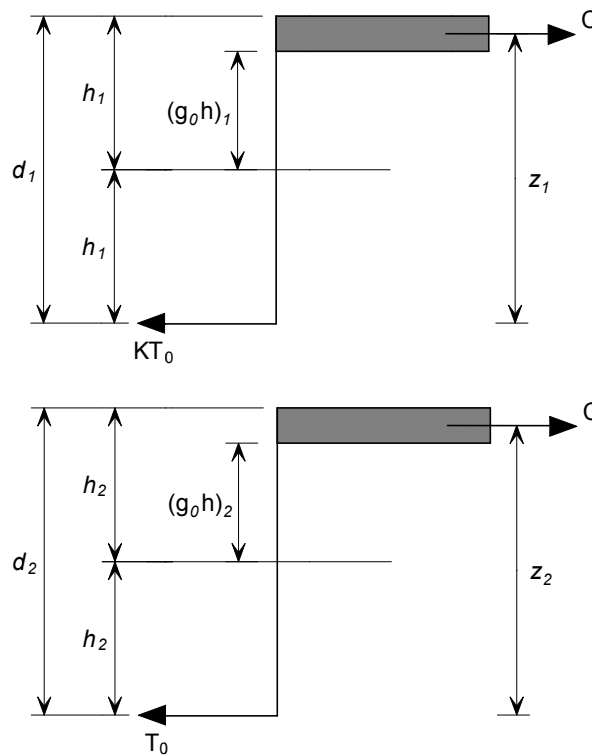


Figure 5.14 Calcul du moment résistant

Les moments de flexion μM_o et M_o par unité de largeur de la dalle dans chaque direction orthogonale sont donnés par :

$$\mu M_o = KT_0 d_1 \left(\frac{3 + (g_o)_1}{4} \right)$$

$$M_0 = T_0 d_2 \left(\frac{3 + (g_0)_2}{4} \right)$$

Où

$(g_0)_1, (g_0)_2$ sont des paramètres qui définissent le bloc de contraintes flexionnelles dans les deux directions orthogonales (voir Figure 5.14)

d_1, d_2 sont les hauteurs efficaces des armatures dans chaque direction.

Le facteur d'amélioration, e_{1m} , est donné par:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left(\frac{w}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (5-9)$$

b) Element 2

Le moment autour de l'appui du aux forces membranaires est donné par:

$$M_{2m} = KT_0 lbw \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right)$$

Où

M_{2m} est le moment autour de l'appui du aux forces membranaires pour l'élément 2.

L'effet de l'action membranaire de traction peut être exprimé comme une amélioration de la résistance des lignes de rupture en divisant le moment autour de l'appui dû à l'action membranaire, M_{2m} , par le moment résistant dans la direction longitudinale quand il n'y a pas de force axiale, $M_0 l$, ce qui résulte en,

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left(\frac{w}{d_2} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (5-10)$$

L'effet des forces membranaires sur la résistance en flexion le long des lignes de rupture est évalué en considérant le critère de rupture, quand il n'y a pas de charge axiale, comme proposé par Wood^[6]. Dans le cas de la petite portée, le moment de flexion en présence d'une force axiale est donné par :

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (5-11)$$

Où

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

Et

$$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

De façon similaire pour la longue portée,

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_2 \left(\frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left(\frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (5-12)$$

Où

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

Et

$$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

Effet des forces membranaires sur la résistance en flexion

a) Élément 1

L'effet des forces membranaires sur la résistance en flexion est considéré séparément pour chaque ligne de rupture.

Pour la ligne de rupture BC, la force membranaire est constante et égale à $-bKT_0$ et par conséquent :

$$\left(\frac{M_N}{M_0} \right)_{BC} = 1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2$$

Pour la ligne de rupture AB (Figure 5.15),

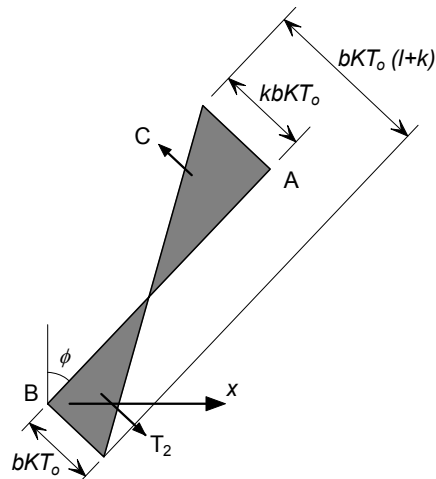


Figure 5.15 Forces appliquées sur l'élément 1, ligne de rupture AB

La force membranaire le long de la ligne de rupture à une distance x de B est donnée par :

$$N_x = -bKT_0 + \frac{x}{nL}(K+1)bKT_0$$

$$N_x = bKT_0 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)$$

La substitution dans l'Equation (8a) donne, pour les lignes de rupture AB et CD :

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2 \int_0^{nL} \left[1 + \alpha_1 b \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) - \beta_1 b^2 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)^2 \right] dx$$

Cela résulte en:

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2nL \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2}(k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3}(k^2 - k + 1) \right]$$

L'amélioration de la résistance flexionnelle due aux forces membranaires de l'Elément 1 est donnée par:

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2}(k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3}(k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (5-13)$$

b) Elément 2

En se référant à la Figure 5.16 pour l'élément 2, la force à une distance y de B peut être exprimée comme :

$$N_y = -bKT_0 + \frac{y}{l/2}(k+1)bKT_0$$

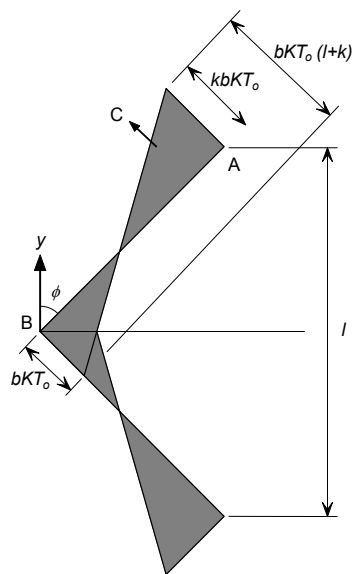


Figure 5.16 Forces appliquées à l'élément 2

En réarrangeant,

$$N_y = bKT_0 \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)$$

La substitution dans l'Equation (8b) donne :

$$\int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dy = 2 \int_0^{1/2} \left[1 + \alpha_2 bK \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) - \beta_2 b^2 K \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)^2 \right] dy$$

Résultant en,

$$2 \int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dx = l \left[1 + \frac{\alpha_2 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

Qui donne le facteur d'amélioration dû aux forces membranaires de la résistance en flexion selon la formulation suivante,

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{\alpha_2 bK}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \quad (5-14)$$

Les Equations (5-9), (5-10), (5-13) et (5-14) fournissent la contribution à la capacité portante apportée par les forces membranaires et l'effet des forces membranaires sur la résistance en flexion de la dalle.

En conséquence, le facteur d'amélioration combiné est obtenu pour chaque élément comme suit,

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} \quad (5-15)$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b} \quad (5-16)$$

Comme établi précédemment, les valeurs e_1 et e_2 calculées sur base de l'équilibre des éléments 1 et 2 ne seront pas les mêmes et Hayes suggère que ces différences peuvent être expliquées par l'effet du cisaillement vertical ou en plan et que l'amélioration totale est donné par :

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \quad (5-17)$$

5.3 Rupture en compression du béton

Le facteur d'amélioration dans la Section 5.2.1 a été dérivé en considérant la rupture en traction du grillage d'armatures. Cependant, la rupture en compression du béton à proximité des coins de la dalle doit être aussi considérée comme un mode de ruine possible, qui dans certains cas, précède la rupture des armatures. Cela a été réalisé en limitant la valeur du paramètre 'b', qui représente la magnitude des contraintes en plan.

Selon la Figure 5.9, la force de compression maximum en plan aux coins de la dalle est donnée par $kbKT_0$. La force de compression due à la flexion devrait aussi être considérée. Supposer que la hauteur maximum du bloc de contrainte est limitée à 0.45d et adopter une hauteur efficace moyenne pour le renforcement dans les deux directions orthogonales résulte en,

$$kbKT_0 + \left(\frac{KT_0 + T_0}{2} \right) = 0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right)$$

Où, f_{ck} est la résistance caractéristique du béton testée sur cylindre.

En résolvant le système pour la constante b , on obtient :

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left(0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_0 \left(\frac{K+1}{2} \right) \right) \quad (5-18)$$

La constante b est alors prise comme la valeur minimum donnée par les Equations (5-8) et (5-18).

6 DEVELOPPEMENT DES RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION

De précédents essais à température ambiante, passés en revue dans la Section 4.5, ont montré que la capacité portante des dalles de béton sera améliorée par les forces membranaires en supposant que les appuis verticaux sont conservés le long de la frontière de la dalle. Des dalles planes, qui ont seulement des appuis verticaux à leurs coins, ne développent pas de forces membranaires de traction significatives et tirent donc peu profit de l'amélioration due à l'action membranaire.

Par conséquent, pour une dalle mixte supportée sur un grillage de poutres métalliques en condition d'incendie, il est important de diviser la dalle en surfaces rectangulaires, appelées panneaux de calcul, pour lesquels un support vertical peut être maintenu sur le périmètre de chaque surface. Ces lignes d'appui vertical sont réalisées en s'assurant que les poutres qui forment les côtés du panneau portent de colonne à colonne et sont protégées contre le feu.

A température ambiante, le plancher est continu par-dessus la frontière de chaque panneau de calcul. Cependant, en conditions d'incendie, il est probable que des fissures se forment au-dessus des poutres d'extrémité à cause de grandes courbures thermiques exercées par la dalle. Cela peut conduire à la rupture des armatures, soit à cause de la courbure, soit à cause de la combinaison de contraintes membranaires et flexionnelles. La rupture des armatures dans ces régions de moments négatifs se produiront avant la rupture des armatures du centre du panneau de calcul. Par conséquent, les panneaux de calcul sont supposés n'avoir ni restreinte transversale ni rotationnelle le long de la frontière de la dalle.

6.1 Hypothèses de calcul

Pour une dalle de plancher mixte, le chemin des lignes de rupture dépendra du comportement des poutres mixtes non protégées qui perdent leur résistance au fur et à mesure que la température augmente. Contrairement au comportement à température ambiante, le mécanisme de reprise de charge du plancher change avec une augmentation de température. Initialement, la dalle mixte agit comme un élément portant dans une seule direction supportée par les poutres secondaires. Comme ces poutres perdent progressivement leur résistance avec l'augmentation de température, le comportement de la dalle s'approche du comportement d'un élément seul portant dans deux directions menant à la formation d'un chemin des lignes de rupture montré à la Figure 6.1. En supposant que cette condition de ruine ultime se produira quand la résistance de la poutre est faible par rapport à celle de la dalle, une estimation conservatrice de la capacité portante peut être obtenue relativement simplement.

La capacité portante de la dalle est calculée selon l'hypothèse que les poutres mixtes n'ont pas de résistance et est basée sur le modèle des lignes de rupture qui est compatible avec les conditions de frontière et qui fournit la plus faible capacité portante. Cette résistance est alors améliorée en tenant compte des effets membranaires de traction basés sur la flèche estimée de la dalle et sur les modes de ruine décrits dans la Section 5. La résistance en flexion des poutres mixtes est ajoutée à cette résistance de la dalle améliorée afin de donner la capacité portante totale du système.

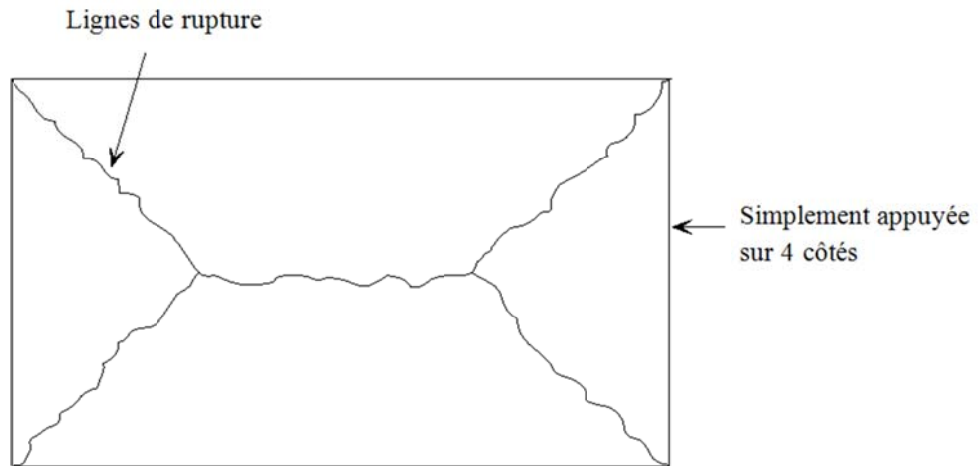


Figure 6.1 *Chemin typique des lignes de rupture pour une dalle rectangulaire simplement appuyée sur ses quatre côtés*

6.2 Critère de rupture

Deux modes de ruine ont été observés dans les essais à température ambiante et à température élevée, dépendant du rapport d'armatures, du rapport d'aspect et de la ductilité des armatures. La rupture des armatures le long de la plus petite portée est le mode de ruine dominant dans la plupart des dalles faiblement armées tandis que les dalles fortement armées et les dalles avec des armatures très ductiles peuvent connaître une rupture en compression du béton aux coins de la dalle. Les deux modes de ruine sont considérés par la méthode de calcul simple comme décrit à la Section 5.2.

La plupart des essais réalisés à températures élevées sur des dalles de béton simplement appuyées ont atteint la ruine à cause d'une fissure formée le long de la plus petite portée (l) sur toute l'épaisseur de la dalle, comme montré à la Figure 6.2. La méthode de calcul présentée dans la Section 5.2 prédit la capacité portante pour une flèche donnée. La Section 6.2.1 décrit le développement d'une expression pour estimer la flèche de la dalle juste avant la rupture de celle-ci qui est nécessaire pour calculer l'effet de l'action membranaire.

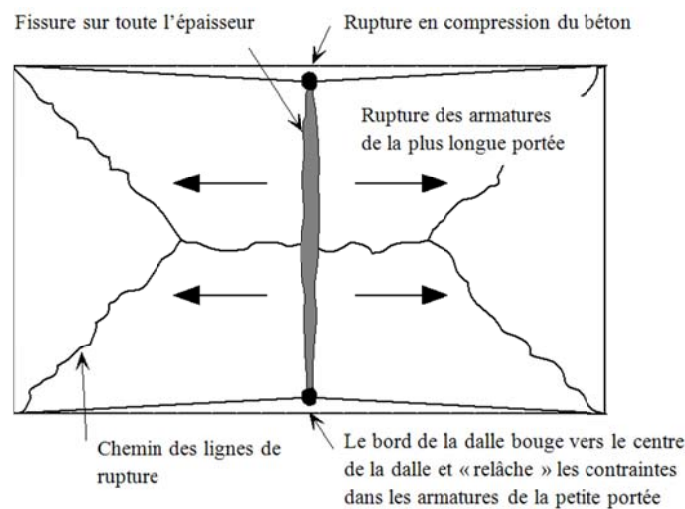


Figure 6.2 *Ruine en traction de la dalle à cause de la rupture de l'armaturage*

6.2.1 Flèche de la dalle

Comme la méthode de calcul simple est basée sur la théorie de la plasticité, la flèche ne peut pas être calculée en utilisant cette méthode. Cependant, afin de calculer les forces membranaires, une valeur de la flèche pour la dalle juste avant la ruine doit être estimée. Cette estimation de la flèche de la dalle inclura les contraintes thermiques causées par le gradient de température des dalles aussi bien que les contraintes mécaniques dans les armatures.

6.2.1.1 Effets thermiques

Sur base des investigations précédentes, lorsque la flèche maximum de la dalle est supérieure à environ 0.5 fois son épaisseur et que les forces de traction commencent à se développer au centre de la dalle, toute restriction à la dilatation thermique en plan augmenterait les déplacements verticaux (ce qui veut dire que la dalle est en état postcritique) et par conséquent l'action membranaire en traction. De manière conservatrice et afin de permettre l'utilisation de cette approche pour les dalles d'extrémité, cet effet bénéfique est ignoré et la dalle est supposée ne pas être restreinte.

La dalle mixte en condition de feu connaîtrait une courbure thermique qui, pour une dalle non restreinte, augmente le déplacement vertical sans induire de contrainte mécanique dans le grillage d'armatures. Si la distribution de température à travers la dalle est supposée être linéaire, alors les déplacements causés par la flèche thermique sont calculés comme :

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h}$$

Où

- w = Déplacement vertical
- α = Coefficient de dilatation thermique
- T_2 = Température de la face inférieure
- T_1 = Température de la face supérieure
- h = Epaisseur de la dalle

Le déplacement vertical de la dalle causé par la courbure thermique peut être obtenu en intégrant l'équation ci-dessus, ce qui donne :

$$w_\theta = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{8h}$$

Où

- l est la longueur de la plus petite portée de la dalle

Cette formulation est basée sur une température atmosphérique constante dans tout le compartiment. Pour le déplacement estimé, en tenant compte des conditions de feu réel où une chauffe uniforme est moins probable, un facteur de réduction de 2.0 est appliqué à l'expression ci-dessus. Cela résulte en la valeur de calcul du déplacement vertical causé par la courbure thermique donnée par :

$$w_\theta = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h}$$

6.2.1.2 Contraintes mécaniques dans les armatures

En supposant que la déformée de la dalle causée par le chargement transversal est parabolique, la longueur de la dalle déformée est donnée par la formule suivante dans laquelle le plus longue portée est (L).

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} - \frac{32w^4}{5L^4} + \dots \right)$$

Où

L_c est la longueur de la courbe,

L est la longueur de la plus grande portée de la dalle au déplacement zéro,

w est le déplacement vertical de la courbe.

Pour des courbes aplaties,

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right)$$

D'où, la contrainte dans le grillage peut être calculée par :

$$\varepsilon = \frac{8w^2}{3L^2}$$

Cette équation suppose que la contrainte est la même sur toute la longueur de la dalle. En réalité, la dalle connaîtra une concentration des allongements là où les fissures se sont formées. Les armatures le long d'une fissure connaîtront elles aussi une augmentation significative en contrainte, conduisant éventuellement à leur rupture. Par conséquent, pour tenir compte du raidissement en traction, la composante de déplacement due aux contraintes dans les armatures w_ε est basée sur une valeur conservatrice de la contrainte moyenne calculée pour un effort égal à la moitié de la limite élastique à température ambiante. Le déplacement est alors donné par :

$$w_\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{0.5 f_{sy}}{E_s} \right) \frac{3L^2}{8}} \quad (1)$$

Où

E_s est le module d'élasticité des armatures à température ambiante

f_{sy} est la limite élastique des armatures à température ambiante

Les déplacements dus à la contrainte dans les armatures calculés en utilisant l'Equation (1) ont été comparés aux flèches maximales mesurées dans des essais à température ambiante. Dans tous les cas considérés, le déplacement prédit par l'Equation (1) était plus faible que le déplacement maximum enregistré pendant l'essai, comme montré dans la Table 6.1.

Table 6.1 Comparaison de la flèche admissible obtenue par l'Equation (1) et des flèches maximales mesurées dans des essais à température ambiante.

Test	Taille de la dalle (m)	Epaisseur efficace (mm)	Diamètre d'armature (mm)	Espacement des barres (mm)	Limite élastique de l'acier (N/mm ²)	Flèche max. du test (mm)	Flèche admissible Eq. (1) (mm)
BRE	9.56x6.46	66.0	6.0	200	580	223	216
Sawczuk & Winnicki	1.6x1.1	26.0	3.0	30.0	263	127*	25
	2.0x1.0	26.0	3.0	60.0	263	76*	31
	0.914x0.914	15.9	9.5	-†	505	50.8*	19.4
Hayes & Taylor	0.914x1.372	15.9	9.5	-†	505	50.8*	29.1
	0.914x1.829	15.9	9.5	-†	505	50.8*	38.8
	1.829x1.829	43.6	4.8	76.2	376	81	33.5
Taylor, Maher & Hayes	1.829x1.829	37.3	4.8	63.5	376	98	33.5
	1.829x1.829	69.0	4.8	122	376	84	33.5
Brothie & Holley	0.381x0.381	14.2	2.3	-†	414	11.6	7.32
	0.381x0.381	31.0	3.4	-†	379	7.45	7.0

*essai stoppé avant la rupture des armatures

† Données non rapportées

6.2.1.3 Calcul de la flèche de la dalle pour permettre le calcul des forces membranaires

L'action membranaire de traction de la dalle est alors calculée sur base du déplacement de la dalle estimé en combinant les composantes dues à la courbure thermique et aux contraintes dans les armatures, résultant en :

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}} \quad (2)$$

Cette équation résulte d'une estimation conservatrice de la capacité portante puisque :

- Les déplacements verticaux estimés dus à la courbure thermique sont divisés par 2
- La courbure thermique est calculée sur base de la plus petite portée de la dalle
- des déplacements verticaux additionnels induits par la dilatation thermique empêchée quand la dalle est en état post critique sont ignorés
- la contribution du coffrage en acier est ignorée

- l'augmentation de la ductilité des armatures avec l'augmentation de la température est ignorée.

6.2.2 Calibrage avec les essais au feu de Cardington

Bailey & Moore⁽¹²⁾ ont démontré que la méthode de calcul de la Section 5.2 fournissait une prédiction raisonnable de la capacité de la dalle en comparaison avec les essais au feu de Cardington. Dans le cadre de ce projet, un test au feu supplémentaire dans un four a été réalisé tel que décrit dans la Section 7.

L'expression ci-dessus pour une flèche de dalle a été comparée aux flèches maximales enregistrées pendant les essais de résistance au feu de Cardington. L'objectif était de s'assurer que les flèches estimées soient conservatives par rapport au comportement réel de la dalle juste avant la ruine. Le désavantage de l'utilisation de ces essais pour cet objectif était que la ruine n'a pas été atteinte par les dalles. Par conséquent, les flèches maximales mesurées ne correspondent pas à la ruine de la dalle. Cependant, il a été reconnu que les résultats de la comparaison seront conservatifs mais le degré de conservatisme ne peut être quantifié.

La Table 6.2 montre la comparaison entre la flèche limitative fournie par l'équation (2) et la flèche maximale mesurée pour chacun des essais de Cardington. Cette comparaison inclut les contraintes thermiques et mécaniques qui sont impossibles à distinguer dans les données des essais.

Dans tous les cas, l'Equation (2) donne des flèches qui sont plus grandes que celles mesurées. Afin de s'assurer que la limite de flèche est conservative, Bailey and Moore⁽¹²⁾ ont limité la flèche à celle enregistrée durant les tests.

Table 6.2 Comparaison du déplacement donné par l'équation (2) avec les déplacements maxima enregistrés dans les six essais de résistance au feu de Cardington.

Test	L (m)	I (m)	Flèche due à la courbure thermique (mm)	Flèche due aux contraintes mécaniques (mm)	Limite de flèche Eq. (2) (mm)	Flèche maximum enregistré pendant l'essai (mm)	Limite de flèche/Flèche du test
BRE Corner Test	9.0	6.0	135	208	343	269	1.28
British Steel Restrained Beam	9.0	6.0	135	208	343	232	1.50
British Steel 2-D test	14.0	9.0	0*	324	324	293	1.11
BS Corner Test	10.223	7.875	231	237	468	428	1.09
BRE Large Compartment Test	21.0	9.0	303	486	789	557	1.42
BS Office Demo Test	14.6	10.0	373	338	711	641	1.11

*A cause de la petite surface de la dalle chauffée dans ce test, le déplacement dû à la courbure thermique a été pris à zéro.

Pour les contraintes mécaniques, Bailey et Moore ont introduit une limite supplémentaire comme montré ci-dessus.

$$w_e = \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E}\right)_{reinf} \frac{3L^2}{8}} \text{ mais } w_e \leq \frac{l}{30}$$

Pour la flèche thermique, ils ont aussi augmenté le ‘facteur de sécurité’ de 2 à 2.4 donnant les expressions conservatives suivantes pour les flèches estimées de la dalle:

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}} \quad (3)$$

Mais pas plus que $\frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30}$

La Table 6.3 montre une comparaison entre les flèches limitatives données par l'équation (3). Etant donné que la ruine ne s'est produite dans aucun des essais, il a été supposé que cela serait trop conservatif de réduire la limite de flèche à un point où le rapport entre la limite de flèche et la flèche mesurée était de un pour tous les essais. Pour les essais sur le grand compartiment, cette limite semble être raisonnable.

Table 6.3 Comparaison du déplacement donné par l'équation (3) avec les déplacements maxima enregistrés pour les six essais au feu de Cardington.

Test	L (m)	l (m)	Flèche due à la courbure thermique (mm)	Flèche due aux contraintes mécaniques (mm)	Limite de flèche Eq. (3) (mm)	Flèche maximum enregistrée pendant l'essai (mm)	Limite de flèche/ Flèche du test
BRE Test de coin	9.0	6.0	112	200	312	269	1.16
British Steel Poutre restreinte	9.0	6.0	112	200	312	232	1.34
British Steel Test 2D	14.0	9.0	0*	300	300	293	1.02
BS Test de coin	10.223	7.875	193	237	430	428	1.00
BRE Test de grand compartiment	21.0	9.0	252	300	552	557	0.99
BS Test de bureau de démo	14.6	10.0	311	333	644	641	1.00

*A cause de la petite surface de la dalle chauffée dans ce test, le déplacement dû à la courbure thermique a été pris à zéro.

6.3 Méthodologie de calcul

La méthodologie de calcul recommandée dans ce document est basée sur deux principes clés.

Le risque de sécurité des occupants du bâtiment, des pompiers et autres dans le voisinage de la structure en cas d'incendie ne devrait pas augmenter relativement au pratique actuel suite à l'utilisation de la méthode.

Le feu devrait être contenu dans son compartiment d'origine et l'application de la méthode de calcul ne devrait pas conduire à la rupture de la compartimentation du bâtiment.

La méthode de calcul est prévue pour s'appliquer à des planchers mixtes acier béton supportés par des colonnes mixtes ou non mixtes. Le cadre structurel devrait être contreventé (structure à nœuds fixes), les assemblages devraient être théoriquement de simples assemblages rotulés et la dalle de plancher en béton devrait être construite en utilisant un coffrage en acier n'excédant pas 80 mm de hauteur et supporté par la semelle supérieure de la section d'acier. Les poutres métalliques devraient être dimensionnées pour agir de manière mixte avec la dalle de plancher en accord avec les recommandations de l'EN 1994-1-1. Les dalles avec un soffite en béton exposé au feu incluant une dalle de béton précontraint et des poutres avec de multiples ouvertures d'âme sont exclues du champ d'application de la méthode.

Afin d'appliquer la méthode de calcul simple décrite à la Section 5 à un scénario de calcul, le plancher considéré doit être divisé en un certain nombre de 'panneaux de calcul'. Ces panneaux de calcul sont reliés sur leur périmètre par des poutres (normalement protégées au feu) qui satisfont les exigences de résistance au feu spécifiées pour le plancher. Chaque panneau de calcul peut inclure un certain nombre de poutres secondaires sans protection contre le feu qui ont une beaucoup plus petite résistance au feu. La disposition de poutres protégées sur le périmètre de la dalle de plancher est prévue pour conduire à un comportement de la dalle conforme à l'hypothèse que le périmètre du panneau de calcul est simplement appuyé.

Pour des périodes de résistance au feu de 60 minutes ou plus, le périmètre des panneaux de calcul devrait correspondre aux lignes du quadrillage des colonnes et les poutres d'extrémité devraient être connectées aux colonnes à leurs extrémités.

La dalle mixte peut être dimensionnée en accord avec l'EN 1994-1-1 et devrait aussi satisfaire l'épaisseur d'isolation minimum recommandée par l'EN 1994-1-2 en conditions d'incendie. L'armaturage de la dalle mixte devrait être réalisé en utilisant un grillage d'acier. Les armatures dans les nervures de la dalle ne sont pas considérées dans la méthode de calcul. L'inclusion de telles armatures peut avoir un effet aussi bien négatif que positif sur la performance de la dalle en conditions de feu puisqu'une rupture en compression dans le béton peut en résulter si la dalle est sur-renforcée.

6.3.1 Calcul de la capacité portante pour la dalle

Le calcul de la capacité des lignes de rupture de la dalle mixte et l'amélioration associée de sa résistance due à de grandes flèches de la dalle sont décrites en détail de la Section 5.

6.3.2 Calcul de la capacité portante des poutres non protégées

En condition d'incendie, les poutres non protégées comprises dans chaque panneau de calcul augmenteront la résistance en traction de la dalle via l'effet chaînette.

La température de la section droite des poutres non protégées est calculée en utilisant la méthode donnée dans l'EN 1994-1-2, 4.3.4.2.2. La semelle inférieure, l'âme et la semelle supérieure du profilé métallique sont supposées avoir atteint une température uniforme pour le calcul du moment résistant.

Le calcul du moment plastique résistant pour les poutres à températures élevées suit les principes de l'EN 1994-1-2, 4.3 tenant compte du degré d'assemblage en cisaillement entre la section d'acier et le béton. La température de la dalle est prise comme 40% de la température de la semelle supérieure.

Pour des profilés pleins, l'entièreté du profilé métallique est prise en compte. Pour les poutres cellulaires, l'essai réalisé à Ulster (voir 7.4) a montré qu'après le voilement des poteaux d'âme de la poutre cellulaire, il n'est pas approprié de tenir compte de la résistance plastique de la poutre complète. Ainsi après le voilement d'âme de la poutre cellulaire et afin d'être du côté de la sécurité, seule la tension apparaissant dans le 'T' supérieur de la section sera pris en compte.

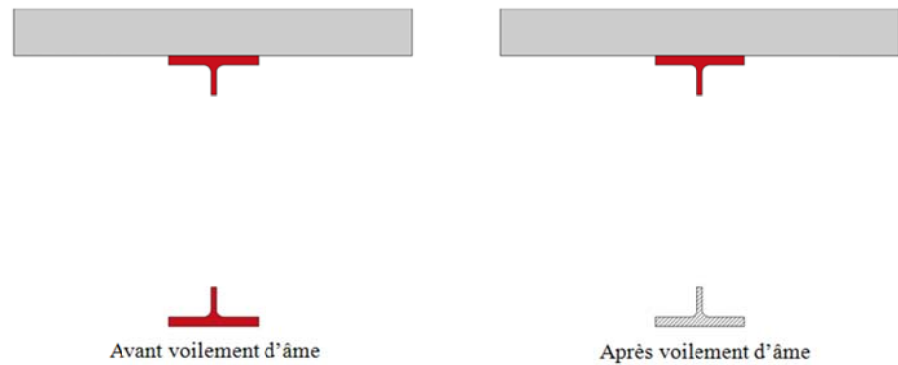


Figure 6.3 : Section d'acier avant et après le voilement d'âme

Afin d'implémenter cela dans la méthode analytique et d'assurer la transition entre le profil complet de la poutre cellulaire et celui de la poutre cellulaire après le voilement d'âme, une nouvelle loi de matériau a été développée pour l'acier de la membrure inférieure :

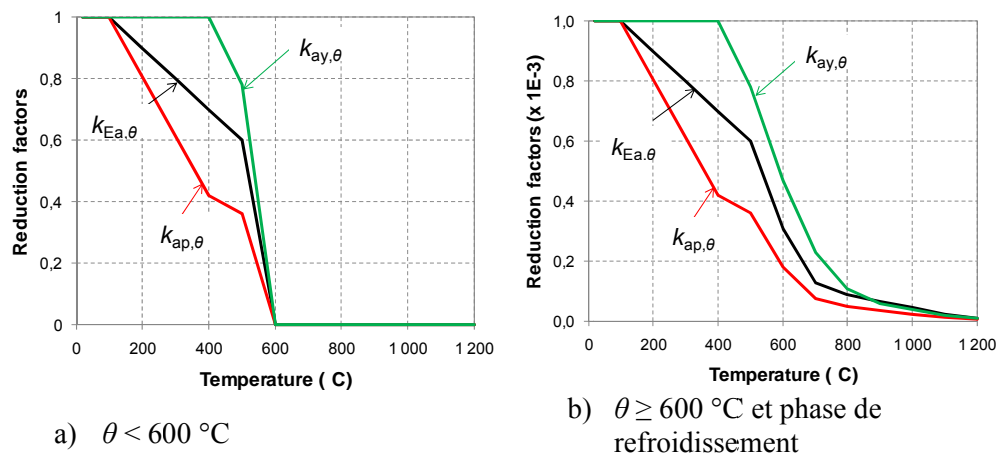


Figure 6.4 : Facteurs de réduction de l'acier structural dans le 'T' inférieur de la poutre cellulaire non protégée

6.4 Calcul des poutres d'extrémité résistantes au feu

Les poutres d'extrémités qui lient chaque panneau de calcul du plancher doivent être dimensionnées pour atteindre la période de résistance au feu requise pour la dalle de plancher. Cela assurera que le chemin des lignes de rupture et l'amélioration associée due à l'action membranaire de traction qui sont supposées se produire dans la méthodologie de calcul se produisent réellement en pratique. Le moment résistant requis des poutres d'extrémité est calculé en considérant des chemins de lignes de rupture alternatifs qui permettraient à la dalle de se plier le long d'un axe de symétrie sans développement d'action membranaire de traction, comme montré à la Figure 6.5 et Figure 6.6.

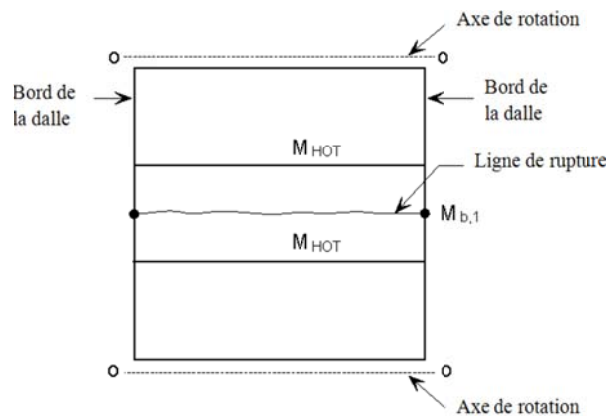


Figure 6.5 Chemins alternatifs des lignes de rupture impliquant la formation de rotules plastiques dans les poutres d'extrémité

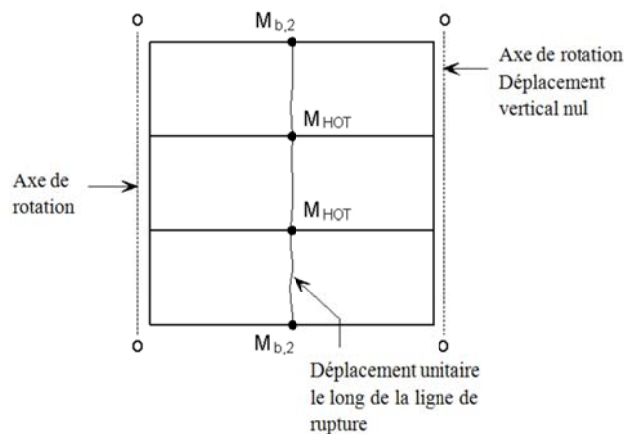


Figure 6.6 Chemins alternatifs des lignes de rupture impliquant la formation de rotules plastiques dans les poutres d'extrémité

Ayant calculé la capacité flexionnelle requise de ces poutres pour s'assurer qu'elles fournissent un support suffisant pour permettre le développement de l'amélioration membranaire de traction de la résistance portante de la dalle, une température critique pour les poutres peut être calculée et des niveaux appropriés de protection au feu peuvent être appliqués pour s'assurer que cette température critique ne soit pas dépassée durant la période de résistance au feu requise.

La méthode de calcul décrite dans la Section 5 suppose qu'un chemin enveloppe des lignes de rupture se formera dans la dalle à l'état limite ultime. Afin que cela se produise, les poutres du périmètre du panneau de calcul doivent avoir un moment résistant suffisant pour empêcher un mécanisme de poutres et de dalle de se produire à un niveau de charge plus faible.

Pour un panneau de calcul du plancher typique, comme montré à la Figure 6.7, deux chemins de lignes de rupture qui impliquent la formation de rotules plastiques dans les poutres d'extrémité ont été considérés. Les lignes de rupture peuvent se former à travers le centre de la dalle, soit parallèles aux poutres non protégées dans la direction de la Portée 1 avec des rotules plastiques se formant dans les poutres d'extrémités sur les Côtés A et C, ou perpendiculaire aux poutres non protégées dans la direction de la Portée 2 avec des rotules plastiques se formant dans les poutres d'extrémité sur les Côtés B et D et dans les poutres non protégées.

En utilisant ce chemin de lignes de rupture et en mettant en équation le travail interne et externe pour le mécanisme, le moment résistant requis des poutres d'extrémité pour atteindre une capacité portante égale à celle de la dalle de plancher peut être déterminé. La dérivation des équations de calcul appropriées est donnée ci-dessous.

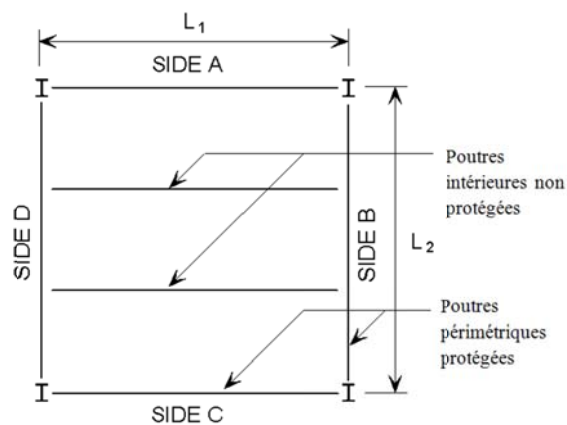


Figure 6.7 Panneau de calcul typique d'un plancher

6.4.1 Poutres non protégées avec des poutres d'extrémité des deux côtés

6.4.1.1 Ligne de rupture parallèle aux poutres non protégées

Ce cas considère le moment résistant requis des poutres périphériques sur les côtés B et D du panneau de calcul du plancher. Ces poutres sont aussi supposées être à la frontière de la dalle. Une seule ligne de rupture est supposée se former à travers le centre du panneau de calcul dans la direction de la Portée 1, comme montré à la Figure 6.8. Conformément aux hypothèses de la méthode de calcul, le périmètre du panneau de calcul est supposé être simplement appuyé.

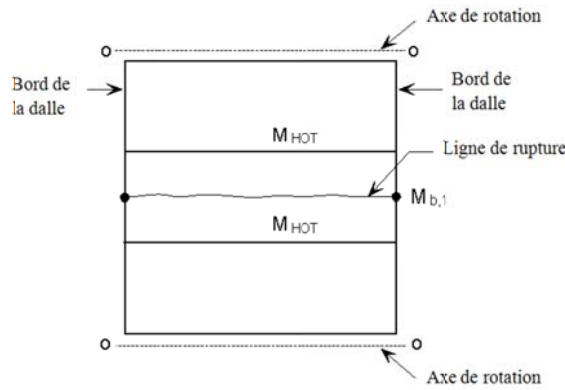


Figure 6.8 Ligne de rupture parallèle aux poutres non protégées, condition d'extrémité sur les côtés B et D

En considérant un déplacement unitaire le long de la ligne de rupture, la rotation de la ligne de rupture peut être calculée comme suit :

$$\text{Rotation de la ligne de rupture} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Le travail interne réalisé par la rotation de la ligne de rupture est donné par :

$$\text{Travail Interne} = (ML_{1,\text{eff}} + 2M_{b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{4ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{8M_{b,1}}{L_2}$$

Où

$L_{1,\text{eff}}$ est la longueur efficace de la ligne de rupture ne tenant pas compte de la largeur efficace de la dalle supposée agir avec les poutres d'extrémité où celles-ci sont calculées comme des éléments mixtes.

M est le moment résistant de la dalle par unité de longueur de la ligne de rupture

Pour un chargement uniforme de la dalle, le travail extérieur dû au déplacement est donné par:

$$\text{Travail Extérieur} = \frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Egaler le travail intérieur et extérieur donne:

$$p L_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{16M_{b,1}}{L_2}$$

Si la charge sur la dalle est la capacité portante déterminée selon la Section 5, les valeurs minimales du moment résistant pour les poutres d'extrémité sur les côtés B et D sont données par :

$$M_{b,1} = \frac{p L_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{16}$$

Où

p est la charge uniformément distribuée à être supportée par le panneau de calcul du plancher en conditions d'incendie.

6.4.1.2 Ligne de rupture perpendiculaire aux poutres non protégées

Ce cas considère le moment résistant requis des poutres d'extrémité sur les côtés A et C du panneau de calcul. Une seule ligne de rupture est supposée se former le long du centre du panneau de calcul dans la direction de la Portée 2, comme montré à la Figure 6.9. Conformément aux hypothèses de la méthode de calcul, le périmètre du panneau de calcul est supposé être simplement appuyé.

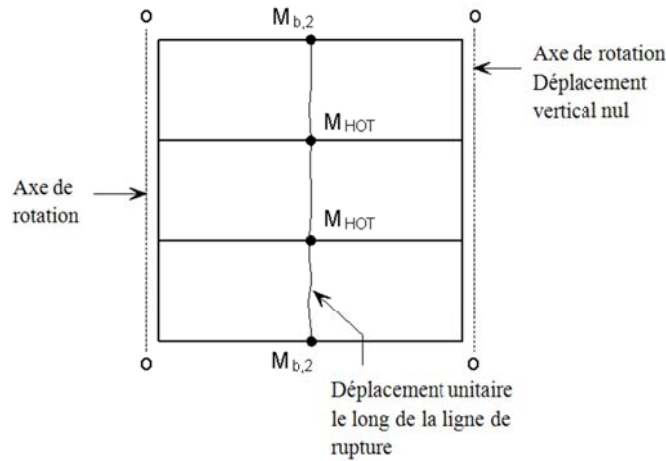


Figure 6.9 Ligne de rupture perpendiculaire aux poutres non protégées, condition de bord sur les côtés A et C

En considérant un déplacement unitaire le long de la ligne de rupture, la rotation de la ligne de rupture peut être calculée comme suit :

$$\text{Rotation de la ligne de rupture} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Le travail intérieur engendré par la rotation de la ligne de rupture est donné par:

$$\begin{aligned} \text{Travail Intérieur} &= (ML_{2,\text{eff}} + 2M_{b,2} + nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{4ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{8M_{b,2}}{L_1} + \frac{4nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

Où

$L_{2,\text{eff}}$ est la longueur efficace de la ligne de rupture ne tenant pas compte de la largeur efficace de la dalle supposée agir avec les poutres d'extrémité où celles-ci sont calculées comme des éléments mixtes et avec les poutres mixtes intérieures non protégées.

M est le moment résistant de la dalle par unité de longueur de la ligne de rupture

Le travail extérieur dû au déplacement de la dalle est donné par :

$$\text{Travail Extérieur} = \frac{1}{2} pL_1L_2$$

Egalier le travail intérieur et extérieur donne:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{16M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Si la charge sur la dalle est la capacité portante déterminée conformément à la Section 5, les valeurs minimales du moment résistant pour les poutres d'extrémité sur les Côtés A et C sont données par :

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,eff} - 8nM_{HOT}}{16}$$

Où

p est la charge uniformément distribuée à être supportée par le panneau de calcul du plancher en conditions d'incendie.

6.4.2 Poutres non protégées avec une poutre d'extrémité sur un côté

6.4.2.1 Ligne de rupture parallèle aux poutres non protégées

Ce cas considère le moment résistant requis pour les poutres d'extrémité sur les côtés B et D du panneau de calcul. Dans ce cas, la poutre du côté B est une poutre périmétrique intérieure. Comme le software traite seulement le cas d'une dalle de plancher isolée, le calcul de la résistance pour une poutre périmétrique intérieure doit supposer que le panneau de calcul du plancher est adjacent à une surface identique au niveau des côtés de la dalle où les poutres intérieures ont été définies. Une seule ligne de rupture est supposée se former à travers le centre du panneau de calcul dans la direction de la portée 1, comme montré à la Figure 6.8.

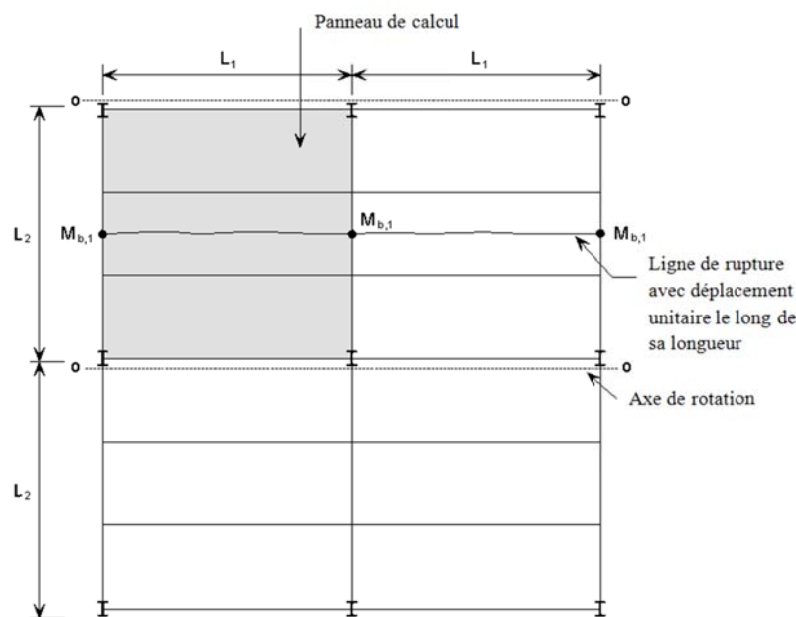


Figure 6.10 Ligne de rupture parallèle aux poutres non protégées, condition de bord sur le côté D

En considérant un déplacement unitaire le long de la ligne de rupture, la rotation de la ligne de rupture peut être calculée comme suit :

$$\text{Rotation de la ligne de rupture} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Le travail intérieur engendré par la rotation de la ligne de rupture est donné par:

$$\text{Travail Intérieur} = \left(2ML_{1,\text{eff}} + 3M_{b,1}\right) \frac{4}{L_2} = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Le travail extérieur dû au déplacement de la dalle est donné par :

$$\text{Travail Extérieur} = \frac{1}{2}p2L_1L_2$$

Egaler le travail intérieur et extérieur donne:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Si la charge sur la dalle est la capacité portante déterminée conformément à la Section 5, les valeurs minimales du moment résistant pour les poutres d'extrémité sur les côtés B et D sont données par :

$$M_{b,1} = \frac{pL_1L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{12}$$

Où

- $L_{1,\text{eff}}$ est la longueur efficace de la ligne de rupture ne tenant pas compte de la largeur efficace de la dalle supposée agir avec les poutres d'extrémité où celles-ci sont calculées comme des éléments mixtes.
- M est le moment résistant de la dalle par unité de longueur de la ligne de rupture
- p est la charge uniformément distribuée à être supportée par le panneau de calcul du plancher en conditions d'incendie.

6.4.2.2 Ligne de rupture perpendiculaire aux poutres non protégées

Une seule ligne de rupture est supposée se former à travers le centre du panneau de calcul du plancher dans la direction de la Portée 2, comme montré à la Figure 6.11.

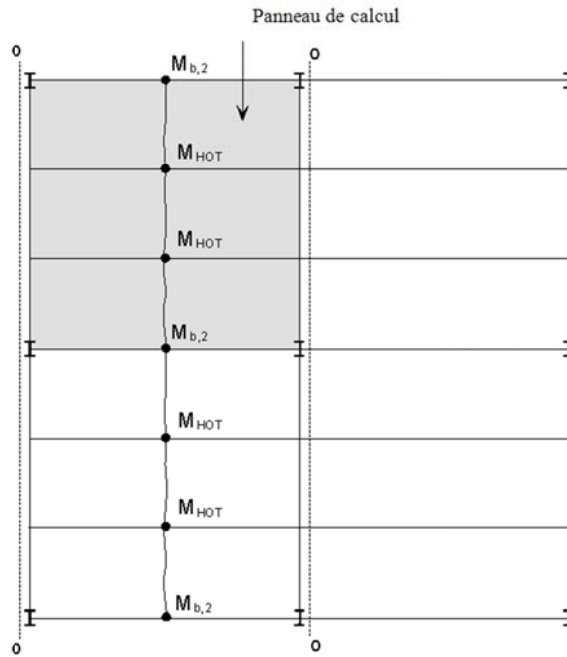


Figure 6.11 *Ligne de rupture perpendiculaire aux poutres non protégées, condition de bord sur le côté A*

En considérant un déplacement unitaire le long de la ligne de rupture, la rotation de la ligne de rupture peut être calculée comme suit :

$$\text{Rotation de la ligne de rupture} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Le travail intérieur engendré par la rotation de la ligne de rupture est donné par:

$$\begin{aligned} \text{Travail Intérieur} &= (2ML_{2,\text{eff}} + 3M_{b,2} + 2nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

Le travail extérieur dû au déplacement de la dalle est donné par :

$$\text{Travail Extérieur} = \frac{1}{2} p L_1 2L_2$$

Egaler le travail intérieur et extérieur donne:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Si la charge sur la dalle est la capacité portante déterminée conformément à la Section 5, les valeurs minimales du moment résistant pour les poutres d'extrémité sur les Côtés A et C est donné par :

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,\text{eff}} - 8nM_{\text{HOT}}}{12}$$

Où

$L_{2,eff}$ est la longueur efficace de la ligne de rupture ne tenant pas compte de la largeur efficace de la dalle supposée agir avec les poutres d'extrémité où celles-ci sont calculées comme des éléments mixtes et avec les poutres mixtes intérieures non protégées.

M est le moment résistant de la dalle par unité de longueur de la ligne de rupture

p est la charge uniformément distribuée à être supportée par le panneau de calcul du plancher en conditions d'incendie.

6.4.3 Zone du plancher sans poutres d'extrémité

Pour les zones où aucune des poutres d'extrémité ne sont des poutres de bord, il est conservatif d'utiliser les valeurs déterminées par les expressions données à la Section 6.4.2.

6.4.4 Calcul des poutres de bord

Il est commun en pratique que les poutres à la frontière des dalles de plancher soient dimensionnées comme non mixtes parce que les coûts pour remplir les exigences pour les armatures de cisaillement transversal sont supérieurs aux coûts d'installation d'une poutre non mixte légèrement plus résistante. Cependant, pour le calcul au feu, il est important que la dalle de plancher soit adéquatement ancrée aux poutres d'extrémité puisque ces poutres seront à la frontière des panneaux de calcul. Dans ce but, si les poutres d'extrémité sont dimensionnées comme non mixtes, elles doivent avoir des connecteurs de cisaillement à pas plus de 300 mm des centres et des barres en U devraient être mises en place pour attacher les poutres d'extrémité à la dalle mixte.

6.5 Analyse thermique

Le software FRACOF utilise une méthode de transfert de chaleur 2D par différences finies pour prévoir la distribution de température dans la dalle composite. Cette méthode a été utilisée depuis des années par le SCI pour prédire les distributions de température dans les sections droites en acier ou en acier béton et s'est révélée être capable de prédire raisonnablement le comportement des sections dans des essais de résistance au feu.

L'objet à analyser doit être défini sur un grillage de cellules rectangulaires. La méthode peut aussi analyser les côtés penchés des dalles mixtes trapézoïdales ou réentrantes en utilisant des facteurs de configuration donnés ci-dessous.

Les propriétés thermiques de l'acier et du béton utilisées par le software FRACOF sont basées sur les valeurs données dans l'EN1994-1-2.

Les actions thermiques sont calculées sur base du flux de chaleur net, \dot{h}_{net} auquel la surface de l'élément est exposée. Le flux de chaleur est déterminé en considérant le transfert de chaleur par convection et par radiation.

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (12)$$

La composante de flux de chaleur convectif net est déterminée comme suit :

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (13)$$

Où

α_c est le coefficient de transfert de chaleur par convection

θ_g est la température du gaz

θ_m est la température de surface de l'élément

Lors d'une analyse thermique pour un élément exposé à un courbe température-temps standard, le coefficient de transfert de chaleur par convection sur la face exposée est pris comme $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Pour des modèles de feu naturel, le coefficient de transfert de chaleur par convection est augmenté à $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Sur le côté non exposé de la dalle, le flux de chaleur net est basé sur le transfert de chaleur par convection, mais le coefficient de transfert de chaleur par convection est pris égal à $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$, pour tenir compte des effets du transfert de chaleur par radiation qui ne sont pas considérés explicitement dans le modèle.

Le flux de chaleur net par radiation est déterminé par la formule suivante :

$$h_{\text{net,r}} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma \left[(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (14)$$

Où

Φ est le facteur de configuration

ε_m est l'émissivité de surface de l'élément

ε_f est l'émissivité du feu

σ est la constante de Stephan Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$)

θ_r est la température efficace de radiation du feu

θ_m est la température de surface de l'élément

L'émissivité du feu est prise égale à $\varepsilon_f = 1.0$ conformément avec la valeur recommandée dans l'EN 1994-1-2. L'émissivité de l'élément peut être déterminée à l'aide de la Table 6.4.

6.5.1 Facteurs de forme

Pour les profils de coffrage métallique, les facteurs de forme suivant sont utilisés pour modifier le flux de chaleur net incident sur chaque surface. Les positions dans lesquelles les facteurs suivant sont appliquées sont présentées à la Figure 6.12 pour les profils de coffrage trapézoïdal et à la Figure 6.13 pour les profils réentrants.

Profils trapézoïdaux

La semelle inférieure du profil trapézoïdal est supposée avoir un facteur de forme de 1.0. Pour la semelle supérieure, le facteur de forme, Φ_{TOP} , est calculé comme suit:

$$\Phi_{\text{TOP}} = \frac{2 \tan^{-1} \left(\frac{h}{2(p - b_1)} \right)}{3.14}$$

De manière similaire pour l'âme inclinée du profil trapézoïdal, le facteur de forme, Φ_{SIDE} , est calculé comme suit,

$$\Phi_{\text{SIDE}} = 0.5 \frac{L}{x + y}$$

Coffrage réentrant

La semelle inférieure des profils métalliques réentrants est supposée avoir un facteur de forme de 1.0. Le facteur de forme pour les surfaces en queue d'aronde réentrantes est calculé comme suit,

$$\Phi_{\text{INT}} = 0.3 \frac{L}{x + y}$$

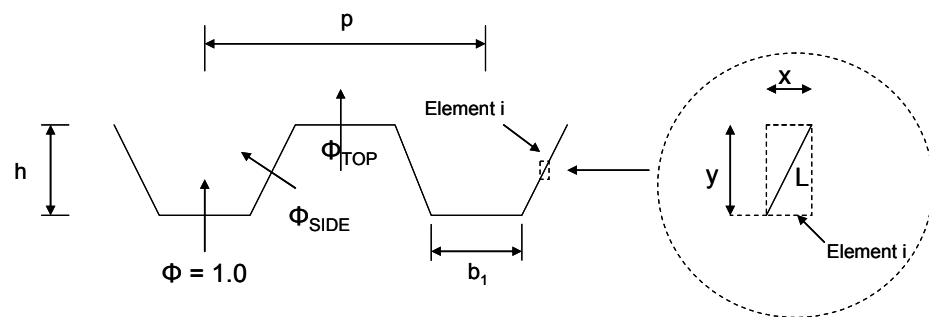


Figure 6.12 Facteurs de forme pour les coffrages trapézoïdaux

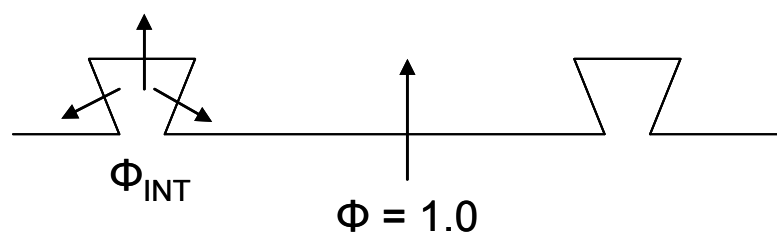


Figure 6.13 Facteurs de forme pour les coffrages réentrants

6.5.2 Propriétés des matériaux

Les propriétés de matériaux suivantes sont utilisées pour l'acier et le béton. Ces valeurs sont basées sur les recommandations de l'EN1994-1-2. La Table 6.4 montre les valeurs de l'émissivité de surface, la densité et le taux d'humidité utilisés pour l'acier, le béton normal et le béton léger.

Table 6.4 Propriétés des matériaux pour l'acier et le béton

	Acier	béton normal	béton léger
Emissivité, ε_m	0.7	0.7	0.7
Densité, ρ	7850	2300	1850
% d'humidité par masse	0	4	4

La chaleur spécifique de l'acier, C_a , pour l'acier structural et l'acier d'armature est donnée par la formule suivante en fonction de la température :

$$C_a = 425 + 0.773\theta - 0.00169\theta^2 + 0.00000222\theta^3 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$C_a = 666 - \frac{13002}{(\theta - 738)} \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pour } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735^\circ\text{C}$$

$$C_a = 545 - \frac{17820}{(\theta - 731)} \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pour } 735^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}$$

$$C_a = 650 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pour } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Les valeurs suivantes de la chaleur spécifique dépendant de la température C_c , sont utilisées pour le béton sec de poids normal avec des agrégats siliceux et calcareux.

$$C_c = 900 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$C_c = 900 + (\theta - 100) \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pour } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pour } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1100 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pour } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Comme recommandé par l'EN1994-1-2, la valeur suivante, indépendante de la température, est utilisée pour la chaleur spécifique du béton léger.

$$C_c = 840 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{Pour toutes les températures}$$

La conductivité thermique de l'acier est définie en utilisant la relation suivante dépendant de la température.

$$\lambda_a = 54 - 0.033(\theta - 20) \quad \text{Mais pas moins de } 27.3 \quad (\text{W/mK})$$

Pour le béton de poids normal, la limite de conductivité thermique supérieure telle que définie dans l'EN1994-1-2 a été utilisée. La conductivité thermique pour du béton de poids normal est déterminée par la relation suivante dépendant de la température.

$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2 \quad (\text{W/mK})$$

La conductivité thermique du béton léger est aussi dépendante de la température et est donnée par la formule suivante.

$$\lambda_c = 1 - (\theta/1600) \quad \text{Mais pas moins de } 0.5 \quad (\text{W/mK})$$

6.5.3 Transfert de chaleur interne par conduction

L'analyse thermique calcule le transfert de chaleur par conduction entre une cellule et les quatre cellules adjacentes, celles d'en dessous, d'au-dessus et des côtés (Figure 6.14). Il n'y a pas d'autres cellules impliquées.

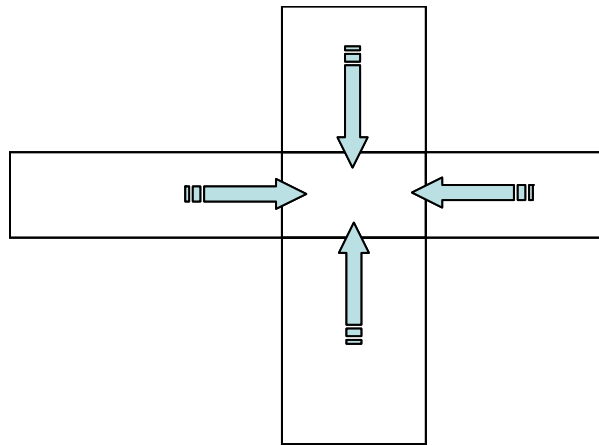


Figure 6.14 Base du transfert de chaleur par conduction

La chaleur transférée par unité de temps dépend de la taille des cellules, de la température de chaque cellule et de la conductivité thermique de chacune d'elles. Chaque paire de cellules est considérée tour à tour et la chaleur net transférée vers et hors de la cellule est calculée. Le modèle de conduction de base est illustré à la Figure 6.15.

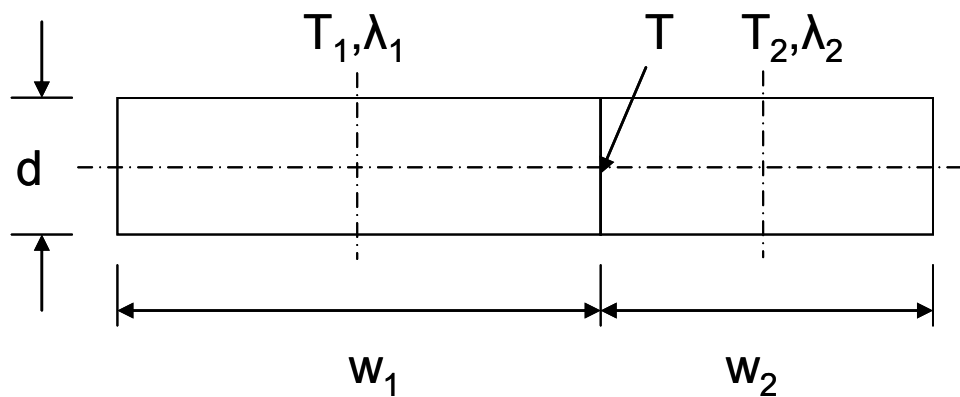


Figure 6.15 Modèle de conduction de base

La température de chaque cellule est définie en leur centre (T_1 , T_2). La température de l'interface entre les cellules est T . Le transfert de chaleur de la cellule 1 à l'interface est le même que le transfert de chaleur de l'interface à la cellule 2. Les conductivités thermiques de chaque cellule sont λ_1 et λ_2 .

Le transfert de chaleur par unité de temps depuis le centre de la cellule à l'interface est :

$$h = \frac{2D\lambda_1}{w_1}(T - T_1)$$

Cela est égal au transfert de chaleur par unité de temps de l'interface au centre de la cellule 2 :

$$h = \frac{2D\lambda_2}{w_2}(T_2 - T)$$

Donc, en éliminant la température de l'interface, T :

$$h = \frac{(T_2 - T_1)}{\left(\frac{w_1}{2D\lambda_1} + \frac{w_2}{2D\lambda_2}\right)} \text{ par unité de temps}$$

Cette équation est utilisée pour calculer le transfert de chaleur entre toutes les cellules. Pour chaque cellule, la valeur de :

$$\frac{w}{2D}$$

est pré-calculée. La valeur de la conductivité thermique variera souvent avec la température et est calculée à intervalles préétablis (normalement 30 secondes) pour accélérer le calcul.

6.5.4 Températures de calcul pour les poutres métalliques non protégées

Les températures de calcul des poutres métalliques non protégées sont calculées sur base de la méthode simple donnée dans l'EN1994-1-2, Section 4.3.4.2.2. L'augmentation de la température de l'acier pendant un petit intervalle de temps est calculée en utilisant l'équation suivante.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{shadow}} \left(\frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t$$

Où

k_{shadow} est le facteur de correction pour l'effet shadow

ρ_a est la densité de l'acier

Δt est l'intervalle de temps

A_i/V_i est le facteur de section pour une partie i de la section droite

Le software FRACOF calcule la température de l'acier pour la semelle inférieure de la section par incréments de temps de 2.5 secondes. Le facteur de correction pour l'effet shadow est pris égal à 1.0.

Le facteur de section pour la semelle inférieure est exprimé comme une fonction de l'épaisseur de la semelle, e_1 , comme suit,

$$A_i/V_i = \frac{2000}{e_1}$$

Les propriétés de matériau sont données à la Section 6.5.2.

Le flux de chaleur net est calculé comme montré à l'Equation 12, avec les composantes de convection et de radiation calculées comme indiqué par les Equations 13 and 14 respectivement. Quand le flux de chaleur net par radiation est calculé en utilisant l'Equation 14, le facteur de forme devrait être pris égal à 1.0.

7 ESSAI DE RÉSISTANCE AU FEU SUR UN SYSTÈME DE PLANCHER MIXTE A GRANDE ÉCHELLE

7.1 Contenu

Comme décrit à la Section 5, la méthode de calcul simple a été développée principalement sur base d'essais sous feu naturel à grande échelle dans lesquels les planchers étaient sujets à des feux de compartiment complètement développés. Le concept de calcul pourrait aussi être appliqué en principe pour un calcul au feu utilisant une courbe de température-temps standard. Cependant, plusieurs questions requièrent une plus profonde investigation, telle que l'influence de :

- Des feux de longue durée (jusqu'à 120 minutes)
- Des détails de construction différents
- L'effet de plus grandes valeurs des actions de calcul

Ces considérations ont débouché en un essai au feu dans un four étant entrepris comme une partie du projet FRACOF. Ce dernier a été prévu pour fournir une preuve expérimentale à propos du comportement de planchers mixtes acier béton exposés à une courbe température-temps standard et pour élargir le domaine d'application du concept de calcul basé sur l'action membranaire. En plus, afin d'étudier la résistance au feu des assemblages entre la dalle de béton et les pièces en acier aux parties d'extrémité du plancher mixte sujettes à de grande déformation sous action membranaire. Un autre essai au feu dans un four a été mené dans le cadre du projet COSSFIRE. Les essais ont été menés sur deux spécimens différents de planchers mixtes acier béton à grande échelle conformément à l'EN1365-2. La performance au feu observée pour ces systèmes de plancher pendant les essais était extrêmement satisfaisante et a illustré une solide robustesse d'un tel type de système structurel en condition d'incendie.

7.2 Essai FRACOF

7.2.1 Spécimen d'essai

La disposition du spécimen d'essai est montrée à la Figure 7.1. Le plancher mixte acier béton était composé de quatre poutres secondaires, de deux poutres principales, de quatre colonnes courtes et d'une dalle de plancher d'une épaisseur de 155 mm.

Le spécimen d'essai a été dimensionné pour atteindre une résistance au feu de 120 minutes. Les poutres portant entre les colonnes étaient protégées au feu et les poutres secondaires dans le centre de la dalle de plancher étaient laissées sans protection. La capacité portante du spécimen d'essai a été calculée selon la méthode de calcul simple, traitant le spécimen d'essai comme un panneau de calcul, voir Section 6. Ce calcul a montré que placer un grillage d'armatures en acier avec une surface de $256 \text{ mm}^2/\text{m}$ dans les deux directions 50 mm en-dessous de la face supérieure de la dalle fournirait la capacité portante adéquate. La méthode de calcul simple prévoyait que le spécimen d'essai aurait une capacité portante de 7.58 kN/m^2 après 120 minutes d'exposition à la courbe température-temps standard. L'épaisseur de la dalle a été sélectionnée pour satisfaire les exigences d'isolation pour une résistance de 120 minutes conformément aux recommandations de l'EN 1994-1-2⁽³³⁾.

Les poutres métalliques étaient connectées à la dalle de béton à l'aide de goujons connecteurs. Les joints poutre-colonne étaient réalisés en utilisant des plats d'extrémité souples (aux semelles des colonnes) et des assemblages par double cornière (à l'âme des colonnes). Les joints poutre-poutre étaient faits d'assemblages à double cornière (Figure 7.2). La dalle mixte acier béton était construite avec un coffrage en acier COFRAPLUS60 d'une épaisseur 0.75 mm qui a un profil trapézoïdal. Ce coffrage métallique est couramment utilisé dans le marché français. Ce coffrage a un petit volume de béton dans les nervures et est donc probablement chauffé plus rapidement dans un feu que d'autres coffrages avec une géométrie similaire.

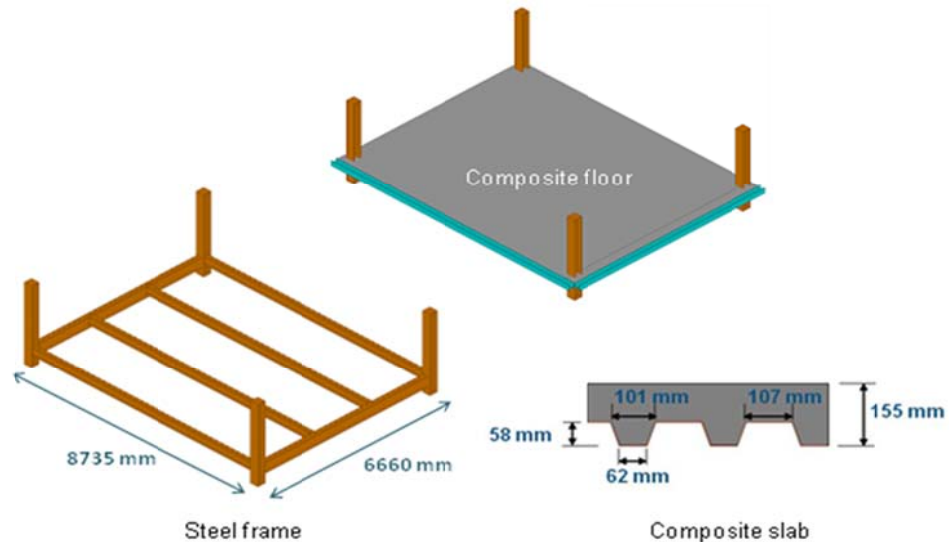


Figure 7.1 Agencement de l'essai au feu

Les dimensions du spécimen d'essai étaient:

- Portée des poutres secondaires: 8.735 m
- Portée des poutres principales: 6.66 m
- Portée de la dalle mixte: 2.22 m
- Longueur totale de chaque colonne en acier : 2.5 m, avec 0.8 m au dessus de la dalle mixte

Les valeurs caractéristiques suivantes des actions ont été considérées dans le calcul des éléments structurels pour ce plancher :

- Action permanente: poids propre de la structure plus 1.25 kN/m² pour des éléments non structurels
- Action variable : 5.0 kN/m²

Pour un calcul à température ambiante, la combinaison des actions suivante a été considérée selon l'EN1990.

$$\sum \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

Où

$\gamma_{G,j,\text{sup}}$ est le facteur partiel pour l'action permanente, j (pris égal à 1.35)

$G_{k,j,\text{sup}}$ est l'action permanente, j

$\gamma_{Q,1}$ est le facteur partiel pour l'action variable dominante (pris égal à 1.5)

$Q_{k,1}$ est l'action variable dominante.

Sur base du chargement ci-dessus, la section droite de tous les éléments métalliques et l'assemblage de cisaillement des poutres mixtes ont été vérifiées conformément aux exigences de l'EN 1994-1-1⁽³⁴⁾ pour un calcul de structures mixtes à température ambiante. Les joints d'acier ont été dimensionnés selon les exigences de l'EN 1993-1-8⁽³⁵⁾. Les dimensions de section suivantes ont été sélectionnées pour les éléments structurels principaux :

- Poutres secondaires: IPE300 avec une nuance d'acier S235
- Poutres principales: IPE400 avec une nuance d'acier S355
- Colonnes: HEB260 avec une nuance d'acier S235

Un béton de poids normal de classe C30/37 a été utilisé pour la dalle de plancher.



(a) Assemblages poutre-colonne avec des plats d'extrémité souples et à double cornière d'âme (b) Assemblages poutre-poutre à double cornière d'âme

Figure 7.2 Assemblages des éléments en acier

Les propriétés de matériau réelles de l'acier et du béton ont été mesurées à température ambiante. Les valeurs nominales et mesurées sont données à la Table 7.1.

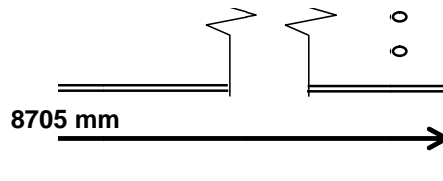
Table 7.1 Propriétés des matériaux des éléments testés

Type de matériau	Types de propriétés mécaniques			
Poutres secondaires Nuance S235	Limite d'élasticité (MPa)		Résistance ultime en traction (MPa)	Elongation maximum mesurée
	Nominale	Mesurée	Mesurée	31.6 %
	235	311	446	
Poutres principales Nuance S355	Limite d'élasticité (MPa)		Résistance ultime en traction (MPa)	Elongation maximum mesurée
	Nominale	Mesurée	Mesurée	29.9 %
	355	423	549	
Grillage d'armature en acier Nuance B500A	Limite d'élasticité (MPa)		Résistance ultime en traction (MPa)	Elongation maximum mesurée
	Nominal	Mesurée	631	15.5 %
	500	594		
Béton C30/37	Résistance en compression (MPa)			
	Valeur caractéristique		Valeur mesurée	
	30		36.7	

Les connecteurs de cisaillement étaient des goujons d'un diamètre de 19 mm et d'une hauteur de 125 mm, la distribution de ceux-ci est montrée à la Figure 7.3.

109 mm 207 mm

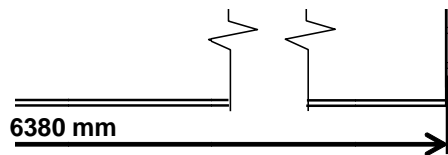
207 mm



(a) Poutres secondaires

40 mm 100 mm

100 mm 100 mm



(b) Poutres principales

Figure 7.3 *Distribution des connecteurs de cisaillement sur les poutres métalliques*

Le grillage d'acier de renforcement était positionné à 50 mm de la face supérieure de la dalle. Le grillage était formé de barres de 7 mm de diamètre avec une nuance d'acier S500, espacées de 150 mm de centre à centre dans les deux directions. Des barres d'armature supplémentaires ont été utilisées pour l'acier de contour et pour les assemblages mixtes du béton (voir Figure 7.4).

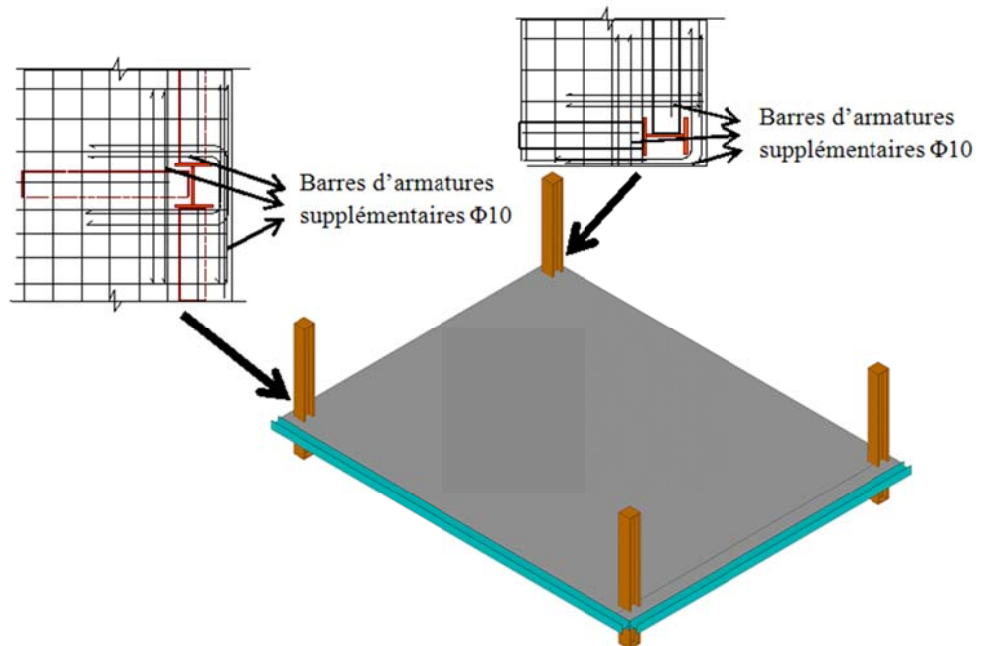


Figure 7.4 *Configurations des assemblages investigués dans l'essai au*

7.2.2 Méthodologie d'essai

Pendant l'essai au feu, le chargement mécanique du plancher a été réalisé avec 15 sacs de sable uniformément distribués sur le plancher (voir Figure 7.5). Chaque sac de sable pesait exactement 15.0 kN, équivalant à une charge uniforme de 3.87 kN/m². Cette valeur est légèrement plus grande que la valeur de calcul de 3.75 kN/m² pour la combinaison d'actions de l'Eurocode pour les bâtiments de bureaux en situation d'incendie, utilisant la valeur recommandée de 0.5 pour le facteur de combinaison, ψ_1 .

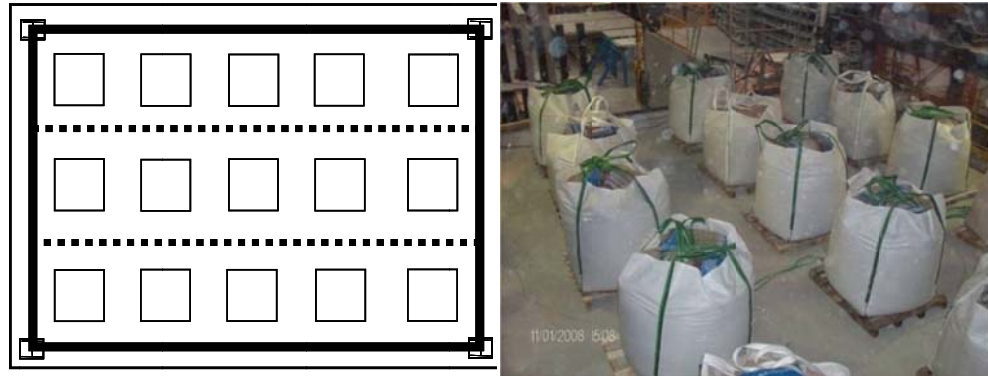


Figure 7.5 Chargement du plancher avec des sacs de sable

Conformément à la méthode de calcul simple décrite à la Section 5 pour ce type de plancher, les deux poutres secondaires et la dalle mixte étaient laissées non protégées. Cependant, toutes les poutres de frontière sur le périmètre du panneau de calcul (toutes les poutres assemblées directement aux colonnes) et toutes les colonnes étaient protégées contre le feu pour s'assurer qu'elles maintiennent leur stabilité structurelle en situation d'incendie. Tous les assemblages étaient aussi protégés. Le matériel de protection utilisé était deux couches de fibres minérales [25 mm-128 kg/m³]. Le grillage d'armature en acier des deux côtés de la dalle a été soudé aux deux poutres métalliques placées le long de l'extrémité de la dalle comme montré à la Figure 7.4. Ces poutres étaient toutes deux fixées à la structure du four afin de simuler la condition de continuité du plancher mixte.

Un total de 194 positions de mesure a été utilisé pour enregistrer le comportement. Les mesures principales étaient la température et la déformée du plancher. Approximativement 170 thermocouples ont été utilisés pour surveiller la température du cadre métallique (voir Figure 7.6 et Figure 7.7) et la distribution de température dans la dalle (voir Figure 7.8 et Figure 7.9). Sept transducteurs de déplacement ont été placés pour mesurer le déplacement vertical du plancher (voir Figure 7.10). Deux autres transducteurs ont été utilisés pour mesurer le mouvement horizontal du plancher. Une caméra vidéo spéciale pour les hautes températures a été placée à l'intérieur du four pour enregistrer visuellement les déformations du plancher au cours du temps.

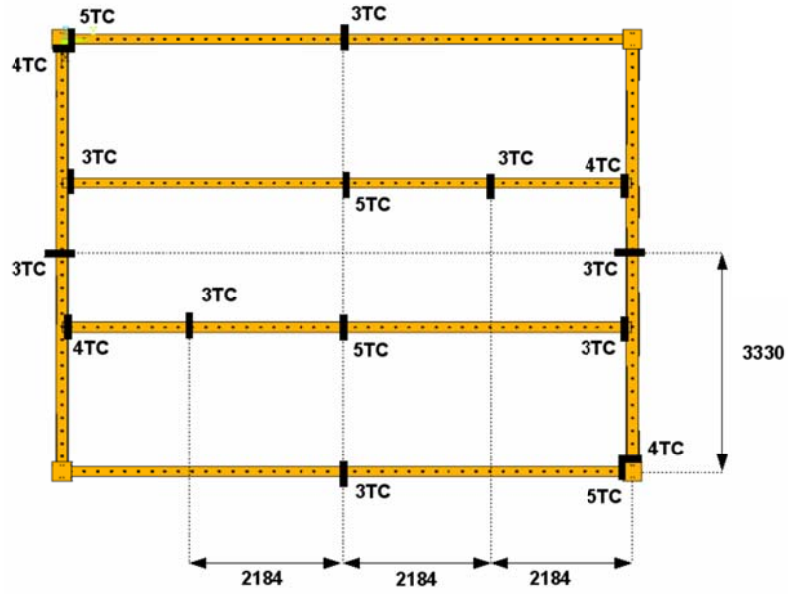


Figure 7.6 Positions des thermocouples sur le cadre métallique

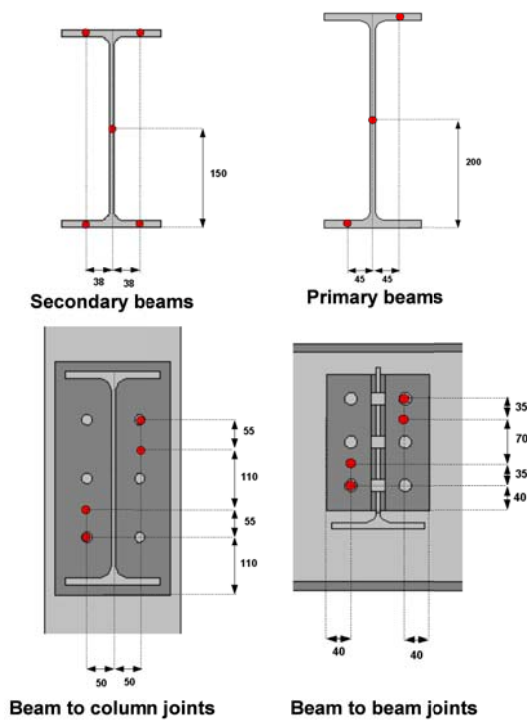


Figure 7.7 Position des thermocouples sur chaque section droite des assemblages métalliques instrumentés

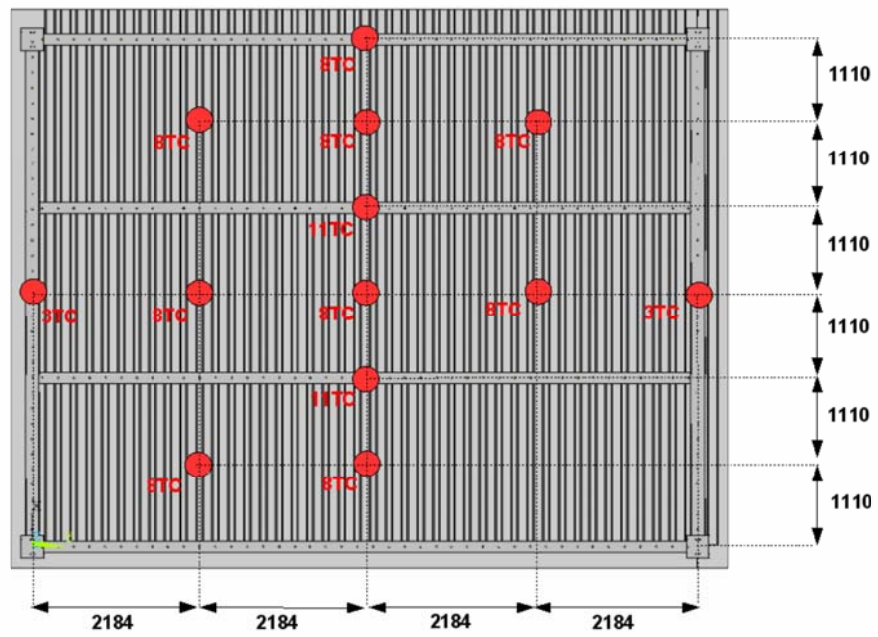


Figure 7.8 Positions et nombre de thermocouples dans la dalle mixte

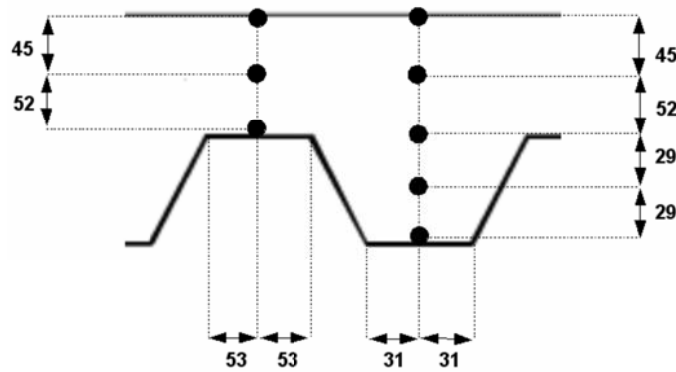


Figure 7.9 Section droite typique de la dalle mixte montrant les positions des thermocouples

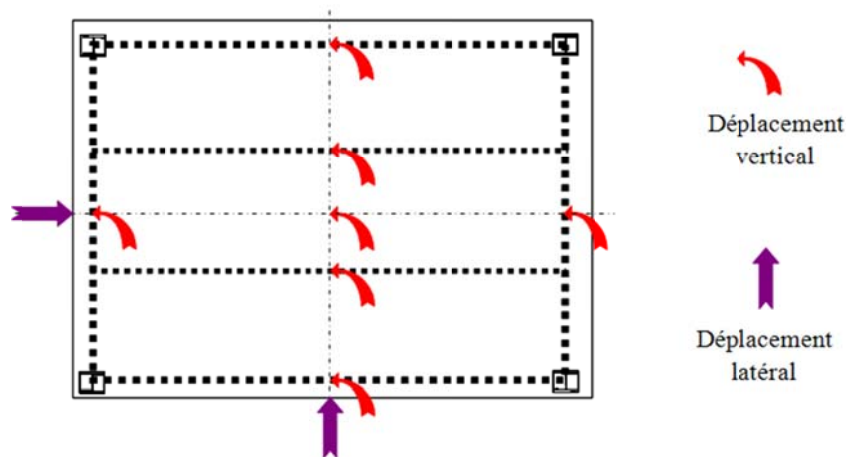


Figure 7.10 Positions des transducteurs de déplacement

7.2.3 Résultats

L'essai a duré plus de 120 minutes et le feu a été arrêté après la rupture de l'intégrité du plancher. Cependant, l'enregistrement du comportement du spécimen a continué jusqu'à 900 minutes, permettant de suivre la performance du plancher pendant la phase de refroidissement.

7.2.3.1 Variation de température dans la structure

Pendant l'essai, la température du four était contrôlée avec des thermocouples à plaque selon les recommandations de l'EN1363-1. Ces thermocouples ont été placés juste en dessous du plancher et les températures enregistrées par ces instruments ont montré que la température du four était comprise dans les tolérances permises pour un feu d'essai standard de l'EN1363-1 (voir Figure 7.11).

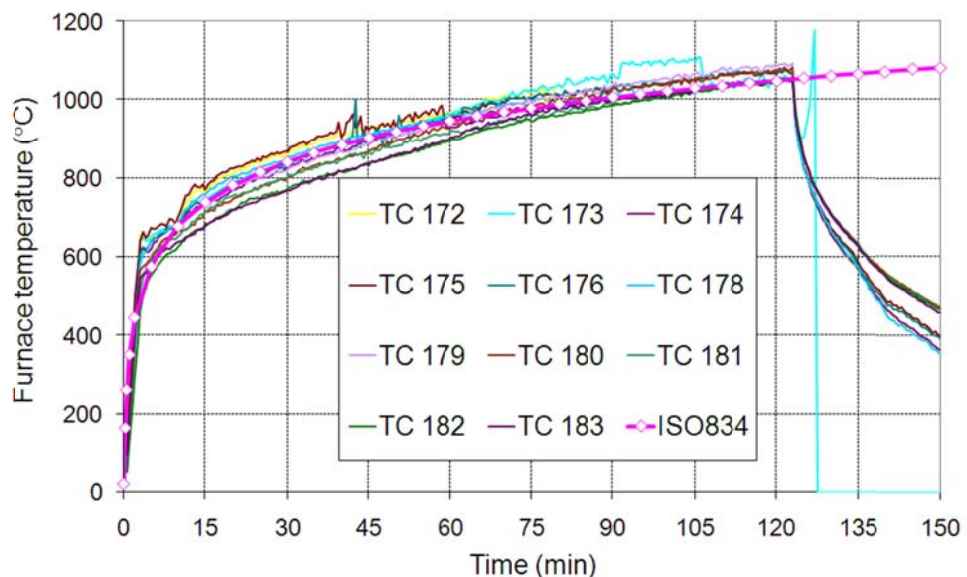


Figure 7.11 Température du four versus courbe standard température-temps

Les mesures de températures à mi-portée des poutres mixtes ont été prises sur la semelle inférieure, l'âme et la semelle supérieure de chaque section. Un résumé des températures enregistrées dans les poutres est présenté à la Figure 7.12 et à la Figure 7.13. Les poutres métalliques non protégées ont atteint une température

maximum de 1040°C. En revanche, les poutres métalliques protégées ont atteint une température maximum de 300°C ; cette température est plus faible que ce qui serait attendu en pratique à cause d'une exposition réduite de ces éléments positionnés aux frontières du four.

Un résumé des températures enregistrées dans la dalle mixte est présenté à la Figure 7.14. Les températures aux points A et B n'ont pas été enregistrées parce que les thermocouples fixés au coffrage d'acier ont lâché plus tôt dans l'essai, probablement à cause d'un décollement entre le coffrage d'acier et le béton une fois exposé au feu. Le décollement du coffrage d'acier a été observé pour une grande proportion du soffite de la dalle mixte. La température enregistrée au niveau du côté non exposé de la dalle mixte est montré à la Figure 7.15. La température atteinte sur la face non exposée de la dalle mixte après 120 minutes de feu n'était que légèrement supérieure à 100°C, ce qui est moins que la limite supérieure de 140°C qui définit le critère d'isolation.

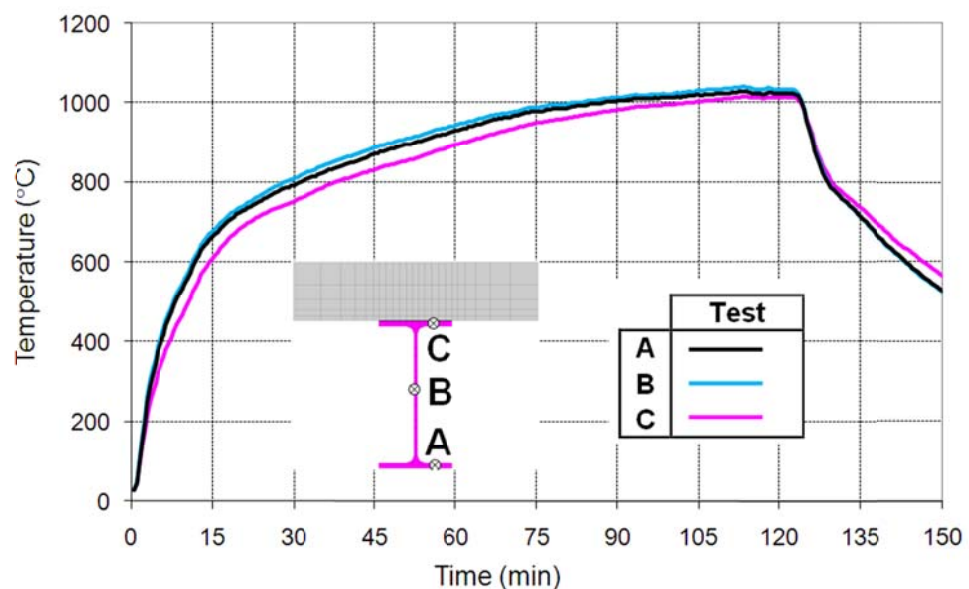


Figure 7.12 *Chauffe des poutres métalliques non protégées*

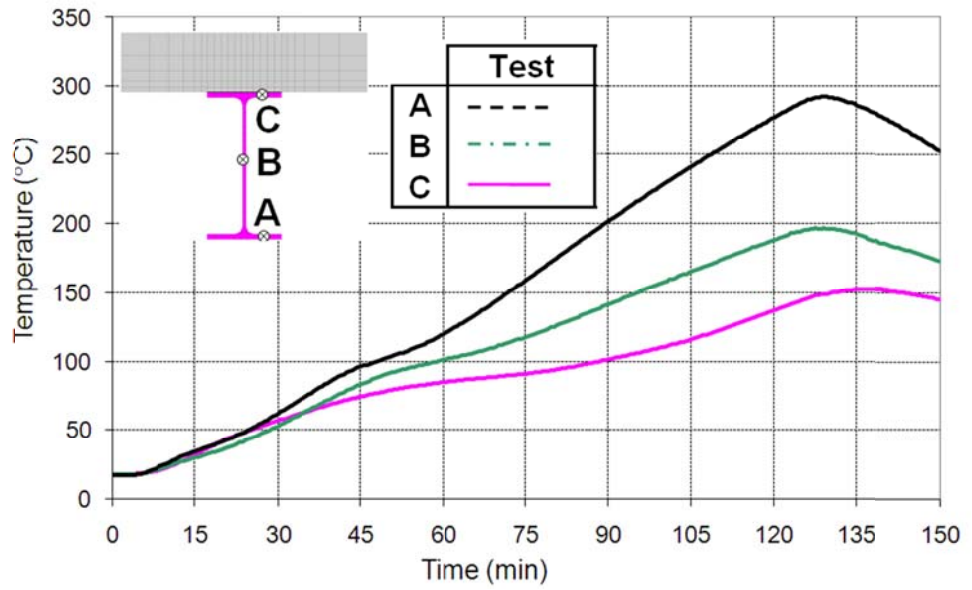


Figure 7.13 *Chauffe des poutres métalliques protégées*

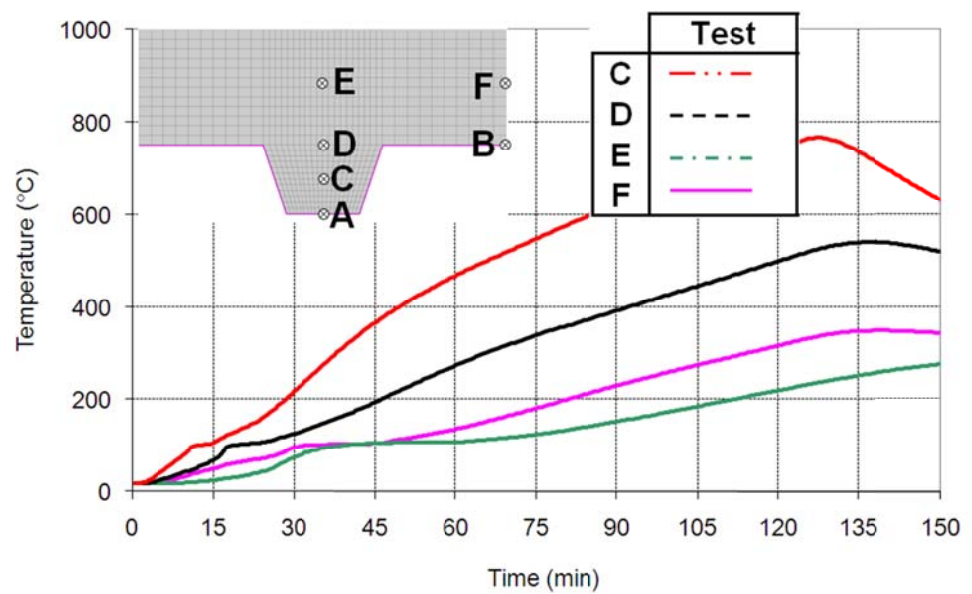


Figure 7.14 *Chauffe de la dalle mixte*

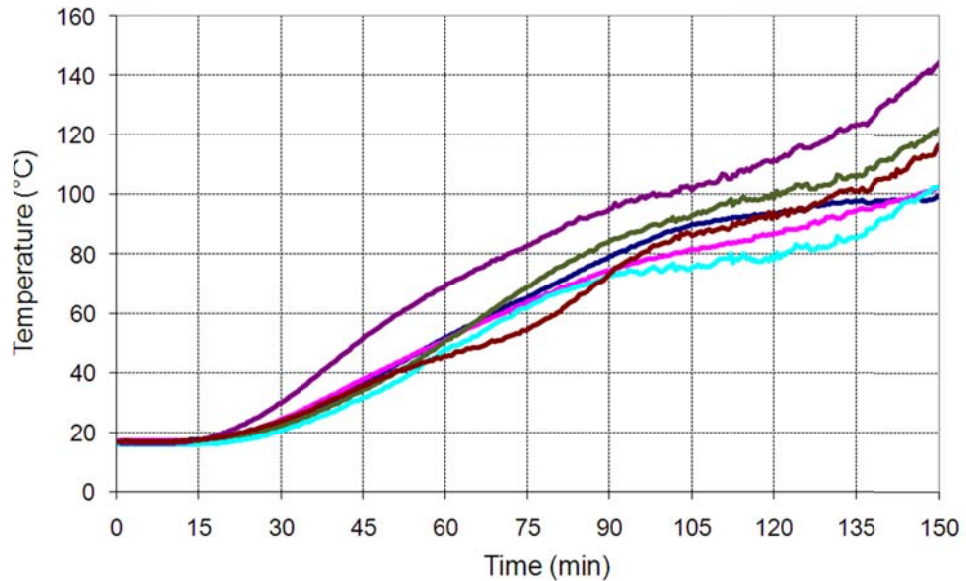


Figure 7.15 *Températures enregistrées sur le côté non exposé de la dalle mixte*

7.2.3.2 Variation de déplacement des éléments structuraux

La Figure 7.16 montre les déplacements verticaux du plancher sur toute la période de l'essai. La diminution de la flèche à environ 120 minutes correspond au moment où les brûleurs du four ont été coupés. Une illustration plus détaillée de ces déplacements, principalement durant la phase de chauffe, est donnée à la Figure 7.17. Il peut être observé que la flèche maximum du plancher est d'environ 450 mm et les flèches mesurées au niveau des deux positions de la poutre secondaire non protégée étaient d'approximativement 420 mm, moins que le vingtième de leur portée. Pendant la phase de refroidissement, la flèche a augmenté légèrement et a atteint une valeur maximum après environ 135 minutes. Bien que la température du four était passée de 1050°C à 600°C seulement (voir Figure), la chaleur était toujours en train de pénétrer à travers l'épaisseur de la dalle mixte et la température maximum des armatures a été atteinte à ce moment (voir Figure 7.14).

Les poutres protégées au feu positionnées sur le périmètre du spécimen d'essai ont seulement atteint une température de 300°C. Comme l'acier garde 100% de sa limite d'élasticité à température ambiante à 300°C, la flèche de ces poutres est plus faible que celle attendue avec une flèche maximum de 100 mm mesurée à mi-portée des poutres secondaires. En pratique, il serait raisonnable de supposer que la température critique pour ces poutres serait comprise entre 500°C et 600°C avec une flèche de plus de la portée/30.

Si une plus grande attention est portée à l'évolution de la flèche du plancher, il peut être observé qu'elle a augmenté très rapidement pendant les 20 premières minutes de feu et puis avec une vitesse presque constante. Si la flèche est liée à la chauffe des poutres non protégées, il peut être aussi trouvé que ces poutres ont été chauffées graduellement jusqu'à environ 700°C. Evidemment, leur capacité portante flexionnelle avec ce niveau de chauffe ne leur permettrait pas de supporter la charge seule plus longtemps. Par conséquent, l'effet membranaire du plancher a été progressivement activé pour maintenir la stabilité globale du plancher. Cet effet membranaire de traction a été aussi clairement illustré par la mesure du

déplacement latéral des bords du plancher, montré à la Figure 7.18. Une fois encore, il peut être trouvé qu'après 15 minutes de feu, les frontières du plancher se sont déplacées vers l'intérieur à cause de l'effet membranaire de traction. La soudaine augmentation de ce déplacement à environ 105 minutes pourrait être expliquée par l'importante rupture du grillage d'armature en acier dans la partie centrale du plancher (pour plus de détails, voir Section 7.4.3).

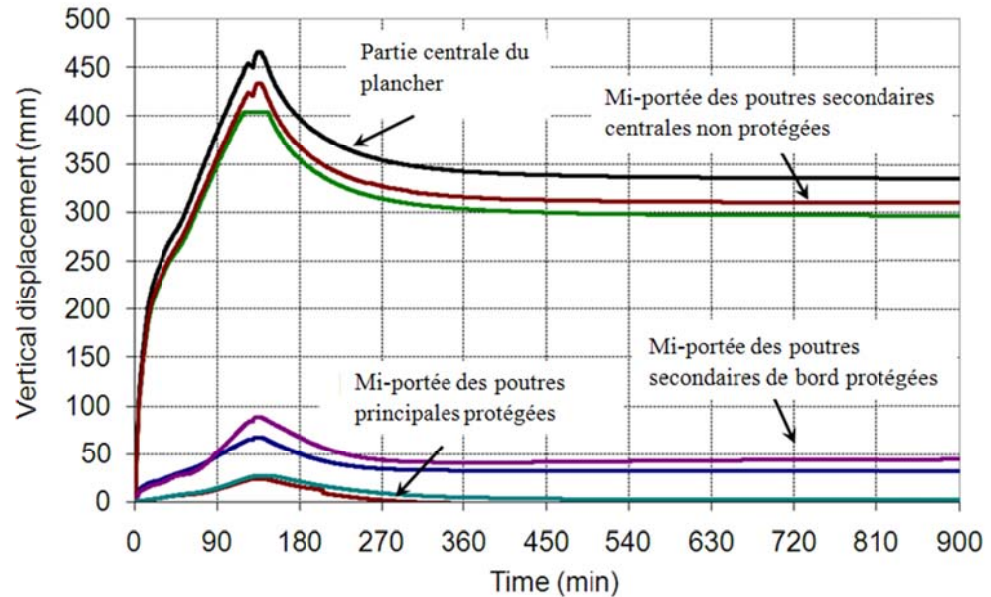


Figure 7.16 Flèche du plancher enregistrée pendant toute la durée de l'essai

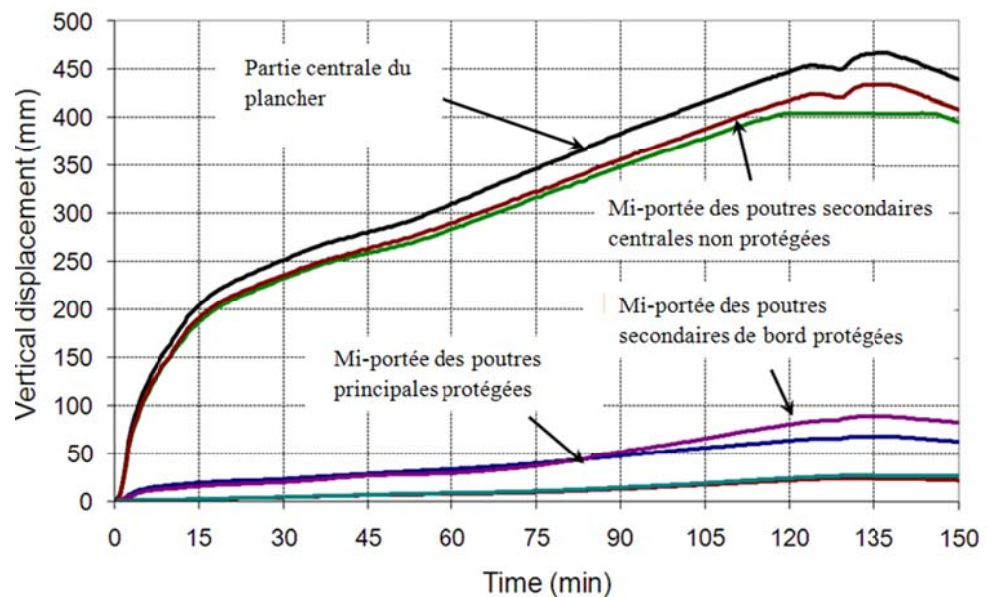


Figure 7.17 Flèche du plancher enregistrée pendant la période de chauffe de l'essai

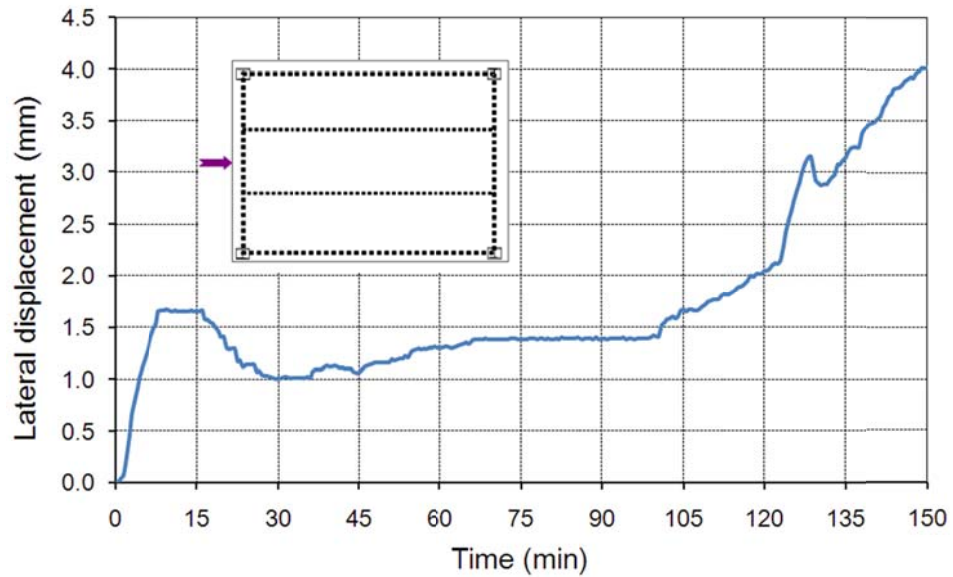


Figure 7.18 Déplacement latéral à la frontière du plancher enregistré pendant la période de chauffe de l'essai

7.2.3.3 Comportement de la dalle mixte observé pendant l'essai

Les principales observations concernant la fissuration de la dalle de béton étaient:

- Rapidement après le début de l'essai, de petites fissures apparaissent dans le béton, particulièrement autour des colonnes métalliques et aux frontières continues de la dalle comme montré à la Figure 7.19(a).
- Il y a eu un élargissement de ces fissures pendant la phase de chauffe de l'essai, mais cela n'influait pas significativement la performance d'intégrité du plancher (voir Figure 7.19(b)).
- Une fissure plus significative est apparue dans la partie centrale du plancher après 105 minutes d'exposition au feu, comme montré à la Figure 7.20.

L'investigation de la fissure centrale après le test a montré que la fissure a été causée par la rupture du joint soudé entre deux grillages d'armatures, comme montré à la Figure 7.21. Comme la méthode de calcul simple repose sur la possibilité d'atteindre la rupture dans les armatures au centre de la dalle, des recouvrements pleinement résistant en traction doivent être réalisés à tous les joints entre les grillages d'armature. Ce type de rupture peut être évitée si les détails de construction sont choisis conformément à l'EN 1992-1-1⁽³⁶⁾.

Comme le spécimen d'essai n'a pas atteint le point de ruine pendant l'essai, l'apparition d'une fissure si importante et la rupture du grillage d'armature en acier dans la direction longitudinale de la partie centrale du plancher n'a pas affecté sa capacité portante.



(a) Au début de l'essai au feu

(b) A la fin de l'essai au feu

Figure 7.19 *Etat de la dalle autour des colonnes métalliques*



(a) Etat de la fissure en partie centrale de la dalle

(b) Etat de la fissure après refroidissement

Figure 7.20 *Etat de la dalle en partie centrale du plancher pendant et après le test*



(a) Assemblage des armatures soudées avant le coulage du béton (b) Etat de l'assemblage d'armatures à la position de la fissure après refroidissement

Figure 7.21 *Assemblages des grillages d'armatures en acier avant et après l'essai*

7.2.4 Commentaires sur les résultats de l'essai

Les résultats de l'essai ont démontré l'adéquante performance de la dalle de plancher mixte dimensionnée selon la méthode de calcul simple. Les remarques dérivées de ces résultats concernant la performance au feu du plancher sont :

- Même avec des poutres secondaires en acier non protégées d'une portée de 8.735 m, le critère de charge portante (R) était satisfait pour une période de plus de 120 minutes,
- Le critère d'intégrité (E) et le critère d'isolation (I) étaient satisfaits pour une période de 105 minutes. La ruine a été causée par la formation d'une fissure à travers la dalle mixte à cause de la rupture prématurée du grillage d'armature en acier, voir Section 7.2.3.3,
- L'entièreté du plancher est resté très robuste structurellement sous une feu de longue durée, malgré la rupture du grillage d'armature dans la dalle de béton,
- Il faut s'assurer que le grillage d'armature est proprement ancré pour activer l'action membranaire/ pour assurer la continuité du transfert de charges, spécialement dans la région des poutres non protégées et autour des colonnes,
- La fissuration du béton à la frontière du plancher a été très limitée et n'a pas eu d'influence sur l'intégrité et la performance d'isolation du plancher,
- Le plancher s'est comporté de manière satisfaisante pendant la phase de refroidissement du feu,
- Les assemblages métalliques étaient tous adéquatement protégés et leur température maximum a été limitée à environ 500°C. Tous les assemblages entre les éléments d'acier fonctionnaient très bien pendant les phases de chauffe et de refroidissement.

7.3 Programme d'essais au feu de COSSFIRE

7.3.1 Spécimen d'essais

Dans le cadre du projet COSSFIRE, un autre plancher mixte spécifique présenté à la Figure 7.22 a été testé au feu. Pour ce plancher, les sections droites des poutres et des colonnes métalliques sont des IPE270 et des HEB200 respectivement. La nuance d'acier nominale de tous ces éléments structuraux en acier est S235. Le calcul de ce système de plancher a été fait en accord avec les exigences de l'EN1994-1-1⁽³⁴⁾ pour un calcul à température ambiante des structures mixtes avec une charge permanente de 1.25 kN/m² en plus du poids propre de la structure et une charge variable de 5.0 kN/m². L'essai au feu a été réalisé avec une charge de 3.93 kN/m² qui correspond approximativement à 100% des différentes actions permanentes et 50% des actions variables selon la combinaison de charge de l'Eurocode en situation d'incendie pour les bâtiments de bureaux. En ce qui concerne les assemblages métalliques, ils ont été dimensionnés selon les exigences de l'EN1993-1-8⁽³⁵⁾.

La dalle mixte a été faite de béton de poids normal coulé sur place avec du béton de qualité C30/37. L'épaisseur totale de la dalle était de 135 mm et les feuilles de coffrage d'acier étaient un COFRAPLUS60 (trapézoïdal). Les connecteurs de cisaillement étaient tous des goujons de tête avec un diamètre de 19 mm et une hauteur de 125 mm, leur distribution sur les poutres métalliques était respectivement d'un goujon tous les 207 mm pour les poutres secondaires et d'un goujon tous les 300 mm pour les poutres principales. Le grillage d'armatures en acier placé à 35 mm du haut de la dalle est constitué d'acier S500 et avait un diamètre de 7 mm. Sa taille de maille était de 150 mm x 150 mm.

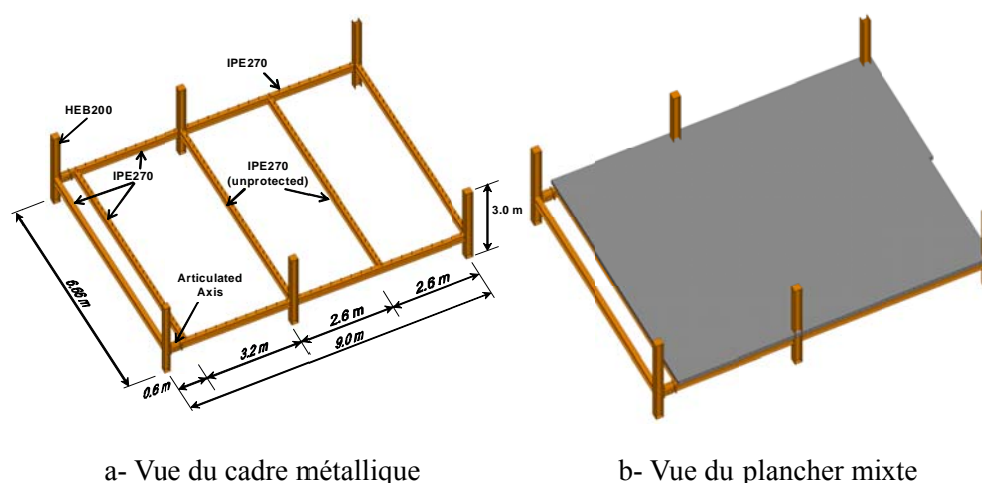


Figure 7.22 Disposition de l'essai au feu

Les propriétés mécaniques réelles des matériaux utilisés dans cet essai sont résumées dans la Table 7.2 donnée ci-dessous.

Table 7.2 Propriétés des matériaux des éléments testés dans COSSFIRE

Caractéristiques	Valeur
Nuance d'acier des poutres principales	320 MPa
Nuance d'acier des poutres secondaires	320 MPa
Nuance d'acier du grillage d'armatures	590 MPa
Résistance en compression du béton	38.0 MPa

Conformément à la méthode de calcul simple existante pour un tel type de plancher sous l'action membranaire, les deux poutres secondaires intermédiaires et la dalle mixte ne sont pas protégées. Cependant, toutes les poutres d'extrémité du plancher sont protégées au feu pour une durée de 120 minutes. Les colonnes en acier ont aussi été protégées sauf la protection autour des assemblages qui a été intentionnellement réduite de sorte que la chauffe des composants des assemblages soit assez importante durant la phase de chauffe afin d'étudier l'impact d'une telle chauffe sur leur comportement durant la phase de refroidissement.

Afin d'étudier le comportement au feu des assemblages entre la dalle de béton et les éléments d'acier aux bords du plancher mixte, six configurations d'assemblages d'extrémité ont été adoptées pour ce plancher, comme montré à la Figure 7.23.

La charge mécanique pendant le feu a été appliquée à l'aide de vingt sacs de sable uniformément distribués sur le plancher. Chacun de ces sacs de sable pesaient exactement 11.0 kN, menant ensemble avec les palettes de bois et les blocs de béton léger à une charge uniforme équivalente de 3.93 kN/m². En ce qui concerne la charge thermique, la courbe de feu standard ISO a été imposée jusqu'au moment où la ruine du plancher a commencé à se manifester. Cependant, l'enregistrement des résultats d'essai a été maintenu pendant la phase de refroidissement afin de connaître le comportement du plancher pendant toute la durée du feu.



Figure 7.23 Différentes configurations de assemblages mixtes acier béton

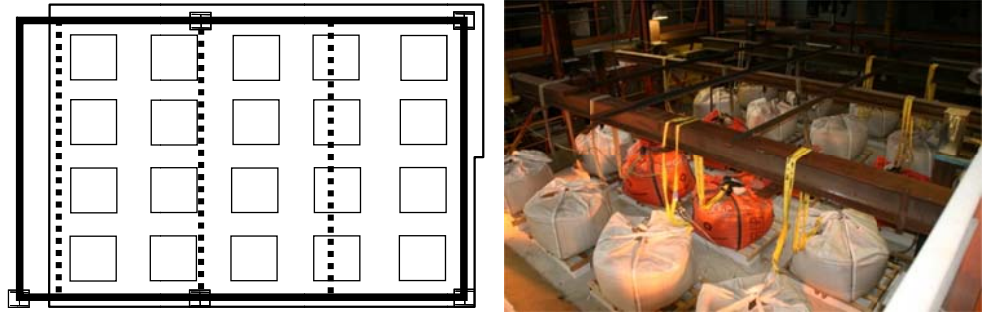


Figure 7.24 Conditions de chargement du plancher mixte acier béton exposé au feu

7.3.2 Mesures des résultats d'essai

Les principales mesures de l'essai sont liées à la température et à la flèche du plancher. Un total de 203 thermocouples a été utilisé pour enregistrer les températures des gaz et du spécimen, dont 66 thermocouples sur les éléments en acier (Figure 7.25), 80 thermocouples sur les assemblages (Figure 7.26) et 57 thermocouples dans la dalle mixte (voir Figure 7.27 & Figure 7.28). En plus, 20 transducteurs de déplacement ont été installés pour mesurer la flèche du plancher (Figure 7.29), dont 16 transducteurs de déplacement vertical. Les quatre transducteurs restant ont été utilisés pour mesurer le mouvement horizontal du plancher. En plus, une caméra vidéo spéciale a été placée à l'intérieur du four et a enregistré visuellement les déformations du plancher au cours du temps.

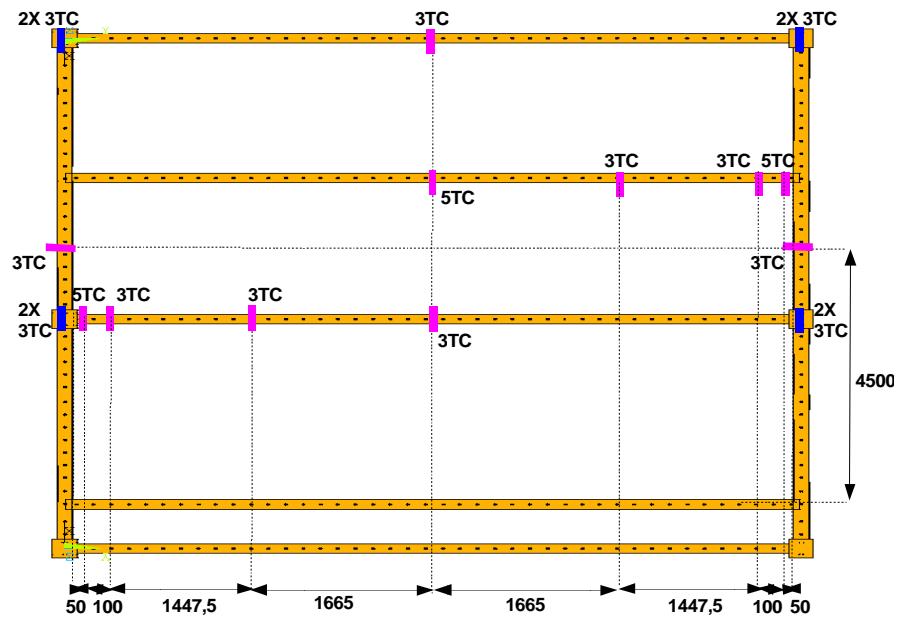


Figure 7.25 Position des thermocouples sur le cadre métallique

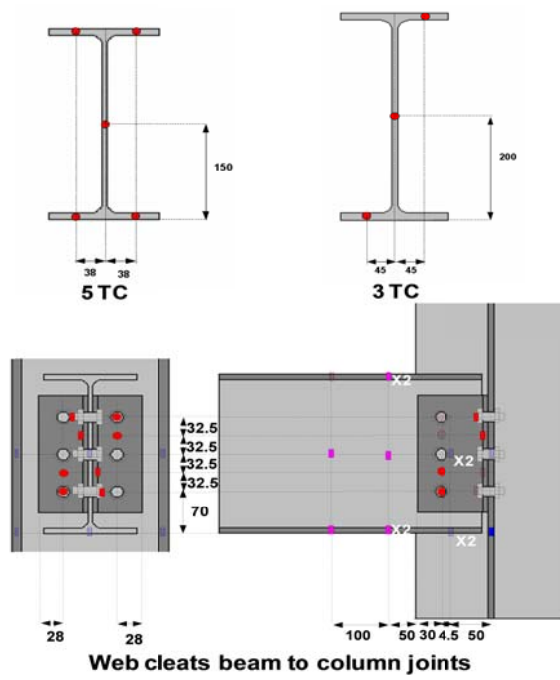


Figure 7.26 Position des thermocouples sur chaque section droite des pièces d'acier instrumentées

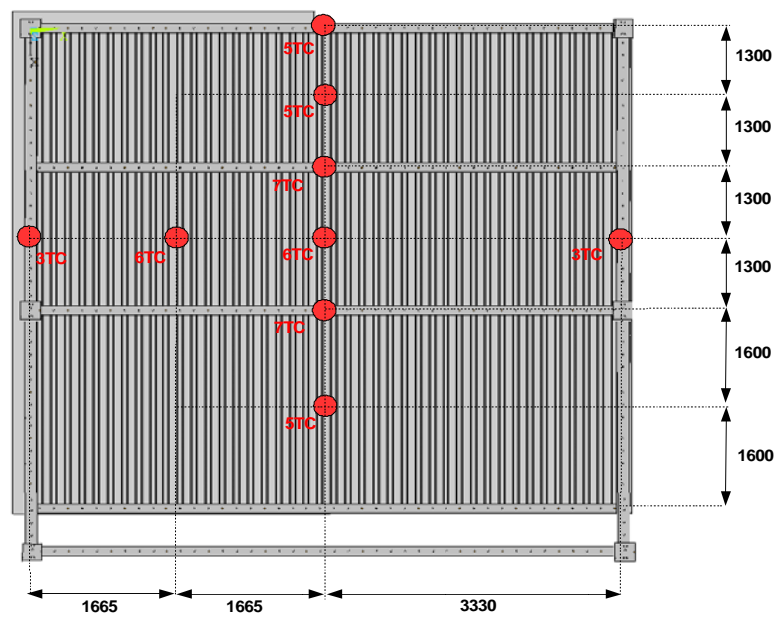


Figure 7.27 Positions et nombre de thermocouples dans la dalle mixte

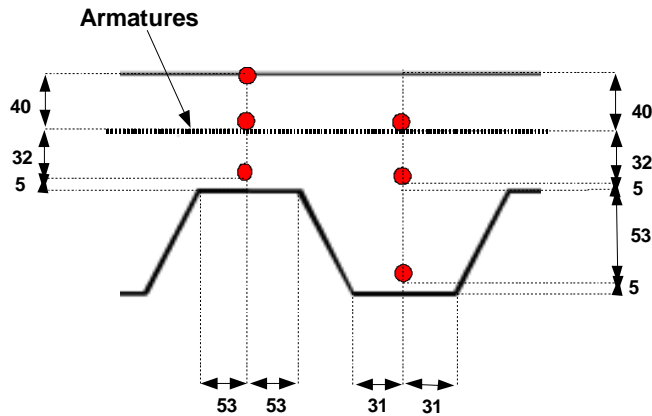


Figure 7.28 Section droite typique de la dalle mixte montrant les positions des thermocouples

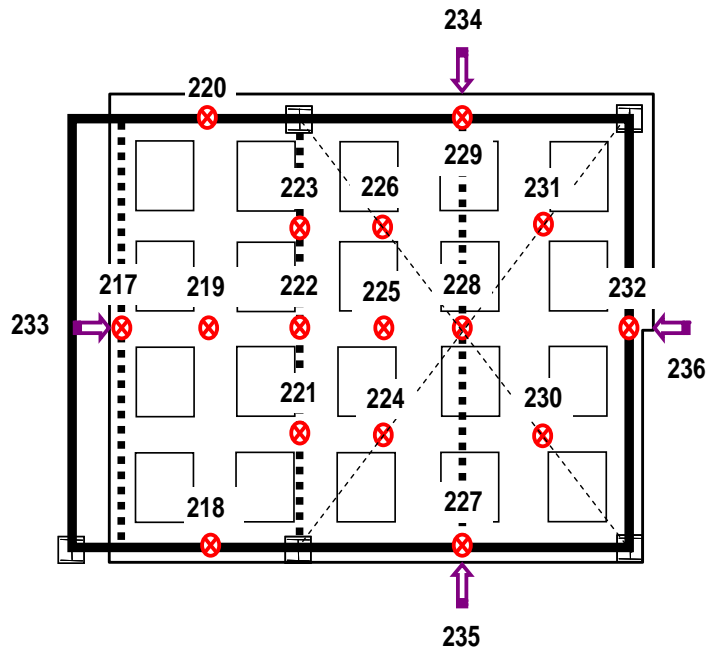


Figure 7.29 Position des transducteurs de déplacement

7.3.3 Principaux résultats expérimentaux

Pendant la phase de chauffe de ce test, la courbe au feu ISO-834 a été suivie (Figure 7.30) pendant plus de 120 minutes jusqu'à la ruine apparente d'une poutre secondaire d'extrémité liée aux poutres principales (voir D6 de la Figure 7.36). Après cela, tous les brûleurs ont été arrêtés et le four s'est refroidi naturellement. En ce qui concerne la chauffe des poutres en acier, cela variait beaucoup selon la condition de protection. En fait, les poutres métalliques non protégées positionnées au milieu du plancher ont été chauffées jusqu'à plus de 1000°C (Figure 7.31). Au contraire, les poutres métalliques protégées ont été chauffées jusqu'à environ 550°C en général (Figure 7.32) sauf une des poutres secondaires d'extrémité protégées qui était significativement plus chaude que toutes les autres poutres protégées, certainement dû à une protection au feu défailante pendant l'essai (Figure 7.33).

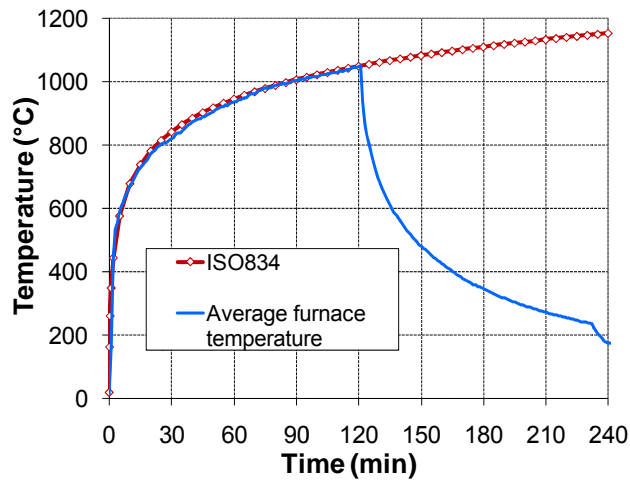


Figure 7.30 *Température du four versus courbe de feu ISO*

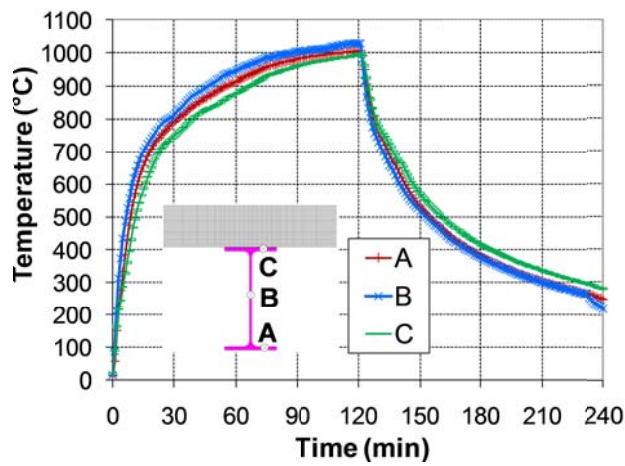


Figure 7.31 *Chauffe des poutres secondaires non protégées*

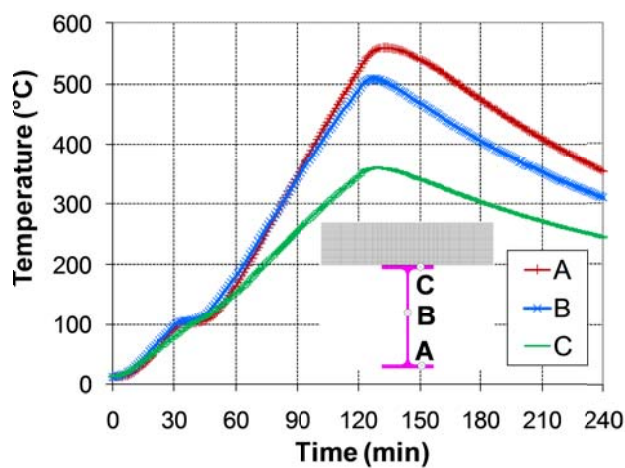


Figure 7.32 *Chauffe d'une des poutres principales*

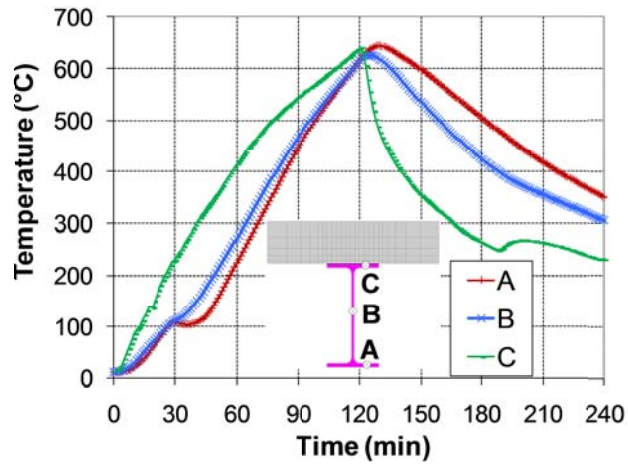


Figure 7.33 *Chauffe de la poutre d'extrémité ruinée*

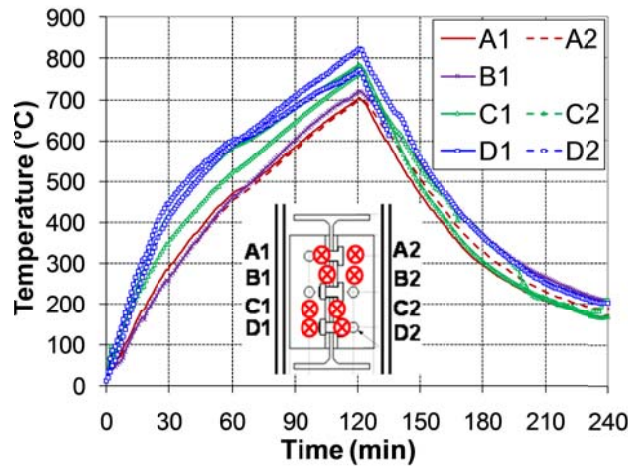


Figure 7.34 *Chauffe de la poutre d'extrémité ruinée*

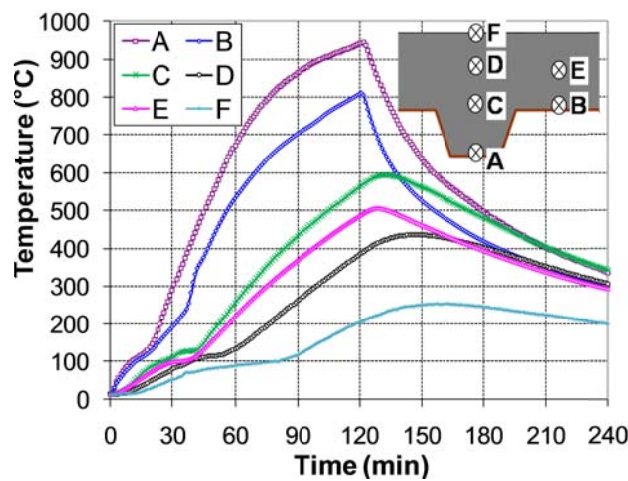


Figure 7.35 *Chauffe de la dalle*

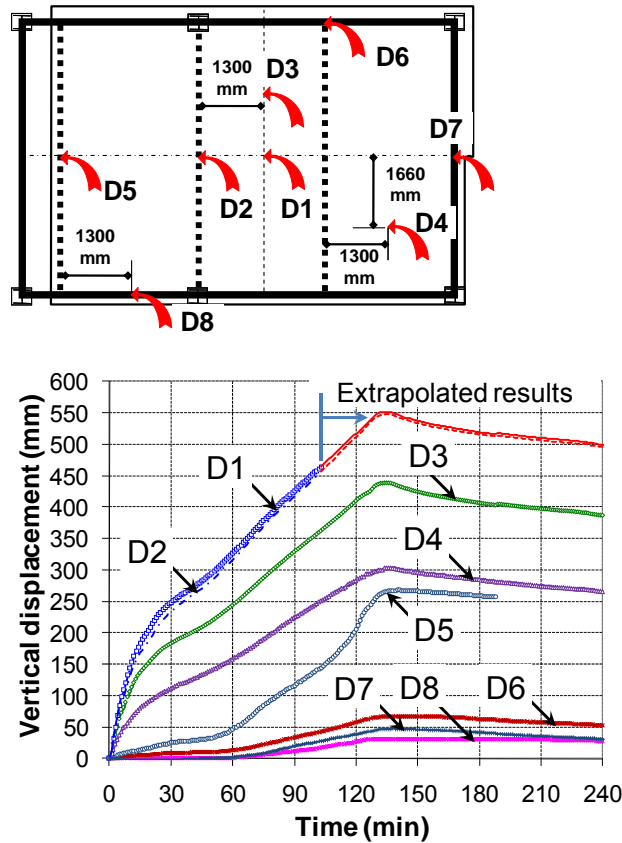


Figure 7.36 Déplacements verticaux du plancher mesurés pendant l'essai

Comme les assemblages métalliques n'ont pas été totalement protégés, certains assemblages ont été chauffés jusqu'à plus de 800°C (Figure 7.34). Il peut être constaté par les mesures de température dans la dalle mixte pendant l'essai que les températures maximales à 5 mm du côté exposé de la dalle mixte étaient d'environ 950°C (Figure 7.35) et que le grillage d'armatures métalliques était chauffé à environ 500°C. De plus, la température mesurée du côté non exposé de la dalle mixte était inférieure à 200°C après plus de 120 minutes d'exposition au feu ce qui était au-dessus du critère d'isolation.

Pendant l'essai, le feu a été arrêté quand il a été observé que la poutre d'extrémité était en train de ruiner à environ 120 minutes (voir D6 à la Figure 7.36). Concernant la flèche globale du plancher, elle a augmenté significativement au début du feu jusqu'à 30 minutes et son augmentation a ralenti ensuite. A 120 minutes de feu ISO standard, la flèche totale du plancher pourrait être de plus de 500 mm. Une fois la chauffe stoppée, la flèche du plancher a continué à augmenter pendant un moment (environ 15 minutes) avant de diminuer lentement définitivement. Finalement, la récupération de flèche du plancher a été d'environ 100 mm.

7.3.4 Observation des essais au feu

Il a été constaté par la flèche globale du plancher mesurée qu'elle a sans doute augmenté jusqu'à plus de 500 mm après 120 minutes. Cependant, le plancher se comportait toujours très bien et il n'y avait aucun signe de ruine dans la partie centrale du plancher. En fait, le feu a été arrêté à cause d'une déformation excessive de la poutre secondaire d'extrémité la plus chauffée (Figure 7.37). Une observation plus pointue de cette poutre de bord a révélé qu'une importante épaufrure du béton s'est produite à mi-portée, ce qui signifie que cette poutre était réellement en train de se rompre. Néanmoins, cette rupture n'a pas mené à la ruine

du plancher complet en raison apparemment de la redistribution de la charge sous l'effet membranaire (voir Figure 7.38).

Un voilement local de la poutre secondaire non protégée assemblée aux poutres métalliques centrales près des assemblages est observé dans sa semelle inférieure et son âme (voir Figure 7.39). Cependant, la plus remarquable caractéristique de cet essai concernant les assemblages métalliques est qu'ils se sont tous très bien comportés pendant les phases de chauffe et de refroidissement. De plus, aucun voilement local n'a pu être constaté pour les poutres secondaires non protégées assemblées aux poutres principales près de l'assemblage (Figure 7.40). De plus, aucune rupture des assemblages d'extrémité entre la dalle de béton et les éléments en acier n'a été observée.



Figure 7.37 *Ruine de la poutre d'extrémité*



Figure 7.38 *Plancher testé pendant et après le feu*



Figure 7.39 *Voilement local des poutres secondaires non protégées assemblées aux colonnes*



Figure 7.40 *Pas de voilement local des poutres secondaires non protégées assemblées aux poutres principales*



Figure 7.41 *Fissuration du béton aux coins du plancher*



Figure 7.42 *Fissuration du béton autour des colonnes centrales*



Figure 7.43 *Recouvrement du grillage d'armatures métalliques dans la dalle mixte*

Une autre caractéristique importante devant être mentionnée ici est la fissuration du plancher mixte autour des colonnes qui pourrait avoir une influence directe sur la performance au feu du plancher. Les résultats principaux observés à cet égard sont les suivants :

- Concernant la fissuration du béton aux coins du plancher, elle est restée faible et sans aucun impact négatif sur le critère d'intégrité (voir Figure 7.41).
- Comme pour la fissuration du béton autour des colonnes centrales, la flèche importante de la poutre non protégée d'en dessous a créé un grand mouvement de la dalle vers l'intérieur et un impact négatif possible sur le critère d'intégrité peut se produire à cause de la fissure ouverte en face de la colonne (voir Figure 7.42)
- Il n'y avait pas de fissure significative de la dalle de béton dans la partie centrale de dalle, ce qui signifie que le grillage d'armature en acier s'est comporté de manière appropriée sous l'action membranaire même jusqu'à une température de 500°C. Un si bon comportement était sans aucun doute dû au recouvrement adéquat des grillages d'armatures métalliques (voir Figure 7.43).
- Les détails constructifs du positionnement du grillage d'armature derrière les goujons des poutres d'extrémité qui pourrait apporter des restraints latérales bénéfiques à la dalle de plancher ont démontré être très efficaces en cas d'action membranaire du plancher mixte.
- La capacité de charge portante résiduelle du plancher reste adéquate et est assez importante malgré la flèche significative du plancher.

7.4 Essai au feu à grande échelle sur un dalle de plancher mixte comportant des poutres cellulaires métalliques de longue portée.

7.4.1 Spécimen d'essai

Le plancher testé mesurait 9.6 m par 15.6 m supporté par un cadre d'acier portant sur une distance de 9 m par 15 m entre les quatre colonnes de coin (Figure 7.44). Les poutres cellulaires étaient positionnées sur les lignes du quadrillage 1, 4, B, C et D, les poutres principales et secondaires de la structure (Figure 7.45). Les dimensions des poutres sont montrées aux Figure 7.45 et Figure 7.46. Les poutres secondaires non protégées 4 et 5 avaient également une ouverture d'âme étirée au centre de leur portée.



Figure 7.44 Compartiment d'essai avec les longues poutres cellulaires non protégées

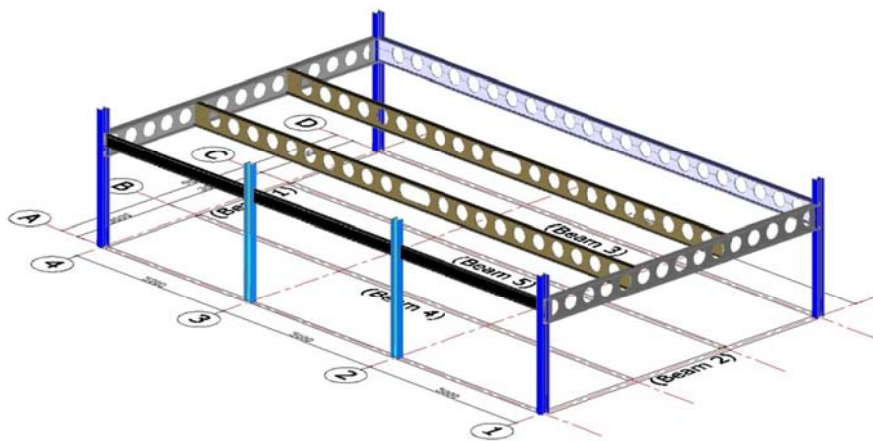


Figure 7.45 Schéma structurel de l'acier

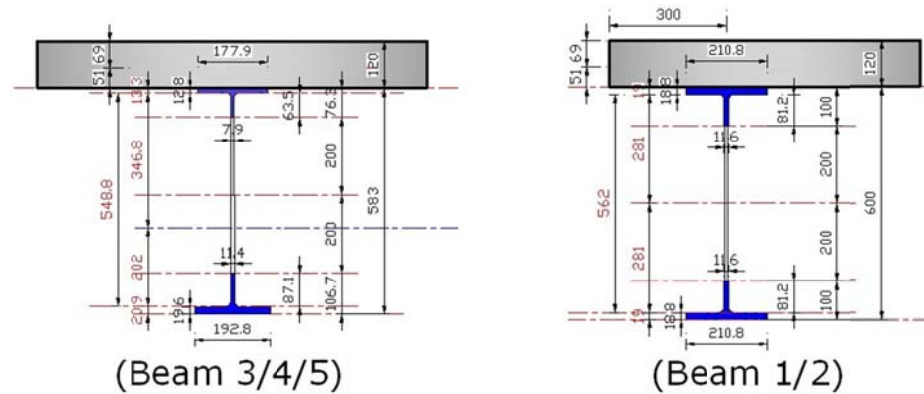


Figure 7.46 Information sur les détails des poutres métalliques

Le compartiment fermé mesurait 9.2 m sur 15.6 m, avec un plancher intérieur de hauteur de soffite de 2.88 m. Les murs avoisinants ont été construits en utilisant des parpaings de 7 N/mm^2 de résistance avec trois ouvertures, chacune de 1.5 m sur 3 m. Les murs des compartiments avoisinants le long des lignes 1, 4 et D du quadrillage n'ont pas été fixés au plancher mixte à leur sommet ce qui a permis un mouvement vertical libre du plancher le long de ces frontières. La façade avant, avec ouvertures, a été construite de telle sorte que le mur rejoigne le dessous de la poutre solide le long de la ligne de grillage A, n'autorisant pas de flèche verticale de la poutre le long de cette ligne. Le cadre a été contreventé dans la direction horizontale aux positions suivantes : Colonne A1 fixée dans les deux directions latérales, Colonne A4 fixée latéralement parallèlement à la ligne de quadrillage 4 et Colonne D1 bloquée latéralement parallèlement à la ligne D. Le contreventement a été réalisé à l'aide de diagonale de type CHS.

Toutes les colonnes et la poutre solide le long de la ligne A ont été protégées en utilisant une plaque de protection au feu de 20 mm d'épaisseur commercialement disponible avec une résistance au feu standard de 2 heures. Le périmètre des poutres cellulaires sur les lignes 1, 4 et D du grillage a été protégé à l'aide de fibre de céramique (voir Figure 7.47) qui était aussi prévue pour une résistance au feu standard de 2 heures. La protection au feu a été ajustée par un entrepreneur agréé, suivant les spécifications du fabricant. Des plaques de plâtres de 15 mm d'épaisseur ont aussi été utilisées pour couvrir la face intérieure des murs de contour pour réduire la perte de chaleur à travers le parpaing (Figure 7.48.).



Figure 7.47 Protection en fibres et en plaques de plâtre utilisé à l'intérieur du compartiment

La dalle de béton mixte avait 120 mm d'épaisseur et comprenait un coffrage métallique de type Holorib (HR51/150) d'1 mm d'épaisseur et avec des nervures de 51 mm, du béton normal et un grillage d'armatures métalliques. Le coffrage métallique en queue d'aronde avait une résistance à la traction de 327 N/mm^2 . Les tiges soudées A393 du grillage d'armatures (Figure 7.48) se composaient de barres de 10 mm de diamètre espacées de 200 mm de centre à centre avec une limite élastique nominale de 500 N/mm^2 , ce qui était spécifié en utilisant la méthode de Bayley [3], basée sur la courbe au feu paramétrique de calcul. Le grillage d'armatures avait une longueur de recouvrement minimum de 400 mm et était couvert par une épaisseur de 40 mm de béton. Le mélange de béton de calcul se composait de : 320 kg d'OPC, 918 kg de roche calcaire de 10 mm, 691 kg de sable anguleux, 380 kg de roche calcaire de 6 mm, 30 kg d'eau grise (recyclée) et 142 kg d'eau froide (robinet). Aucun additif ni agent entraînant d'air n'a été utilisé dans la composition du béton. La résistance en compression moyenne du béton mesurée sur cube était de 50 N/mm^2 le jour de l'essai.



Figure 7.48 *Grillage d'armatures et coffrage métallique avant le coulage du béton*

Une totale interaction entre la dalle et les poutres a été réalisée en utilisant des connecteurs de cisaillement de 19 mm de diamètre et de 95 mm de hauteur placés à 200 mm de distance de centre à centre le long des poutres. L'exigence pour les barres d'armature en U autour du périmètre de la dalle (comme montré à la Figure 7.48) n'est pas une exigence spéciale pour un calcul au feu mais a été nécessaire pour assurer un détail d'armaturage adéquat pour un calcul à température ambiante. Les barres en U avaient un diamètre de 10 mm et étaient placées avec un enrobage de 30 mm à l'extrémité de la dalle, comme montré à la Figure 7.48.

7.4.2 Charges de calcul

La charge de calcul a été obtenue sur base de la charge variable caractéristique de 3.5 kN/m^2 , une charge de répartition de 1.0 kN/m^2 et une charge des commodités et fournitures de 0.5 kN/m^2 . Les facteurs de charge partielle utilisés pour l'Etat Limite au Feu (ELF) correspondent aux valeurs données dans l'EN1990 pour les immeubles de bureaux. La charge appliquée résultante était de 3.25 kN/m^2 , comme montré à la Table 7.3.

Table 7.3 Charges de calcul

Description	Charge caractéristique (kN/m ²)	Facteur de charge à l'ELF	Charge de calcul à l'ELF (kN/m ²)
Répartition	1.0	1.0	1.0
Commodités et fournitures	0.5	1.0	0.5
Charge d'exploitation	3.5	0.5	1.75
		Total	3.25

La charge appliquée a été fournie à l'aide de 44 sacs de sable (chacun pesant 1 tonne) uniformément positionnés sur le plancher, comme montré à la Figure 7.49a, fournissant une charge de 3.25 kN/m². Le poids propre de la dalle qui avait une épaisseur de 120 mm a été calculée étant égale à 2.90 kN/m², créant une charge totale de 6.15 kN/m².



Figure 7.49 (a) Charge statique verticale, (b) Chevrons en bois utilisés pour la charge au feu

7.4.3 Calcul du feu

Le feu naturel a été calculé en utilisant les courbes de temps-température paramétrique de l'Annexe A de l'EN1991-1-2 et le logiciel OZone. La charge au feu était composée de 45 palettes de bois standards (1m x 1m x 0.5m de hauteur), construites en utilisant des chevrons de bois de 50mm x 50mm x 1000mm, positionnés uniformément dans le compartiment (Figure 7.49b). La charge au feu était équivalente à celle apportée par 40 kg de bois par mètre carré sur la surface du plancher. Supposant une chaleur calorifique de 17.5MJ/kg pour le bois, la densité de la charge au feu pour le compartiment testé était de 700MJ/m². La charge au feu utilisée était légèrement plus grande que la charge au feu de calcul pour les bureaux de 511MJ/m² (fractile à 80%) donné dans l'EN1991-1-2. Chaque tas de bois était connecté à son voisin par un canal en acier doux qui contenait une plaque de fibres poreuse. Approximativement 30 min après allumage, 20 litres de paraffine ont été déversés dans les canaux pour assurer un développement rapide du feu dans le compartiment.

7.4.4 Instrumentation

De nombreux appareils de mesure ont été placés à travers le compartiment pour mesurer les températures atmosphériques, la distribution de température dans le

plancher mixte, la température des poutres cellulaires protégées et non protégées, et les déplacements verticaux et horizontaux. Les positions des mesures prises sont montrées aux Figure 7.50 et Figure 7.51. Une structure métallique sur pied a été construite autour du compartiment pour créer une référence hors cadre permettant une mesure correcte des déplacements verticaux et horizontaux. Un total de 350 thermocouples a été utilisé pour enregistrer les températures et un total de 17 transducteurs a été utilisé pour mesurer les différents déplacements. Les transducteurs ont été attachés au cadre de référence extérieur sur pied et ont été isolés aux endroits requis afin d'assurer que les effets de la chaleur sur les transducteurs soient éliminés.

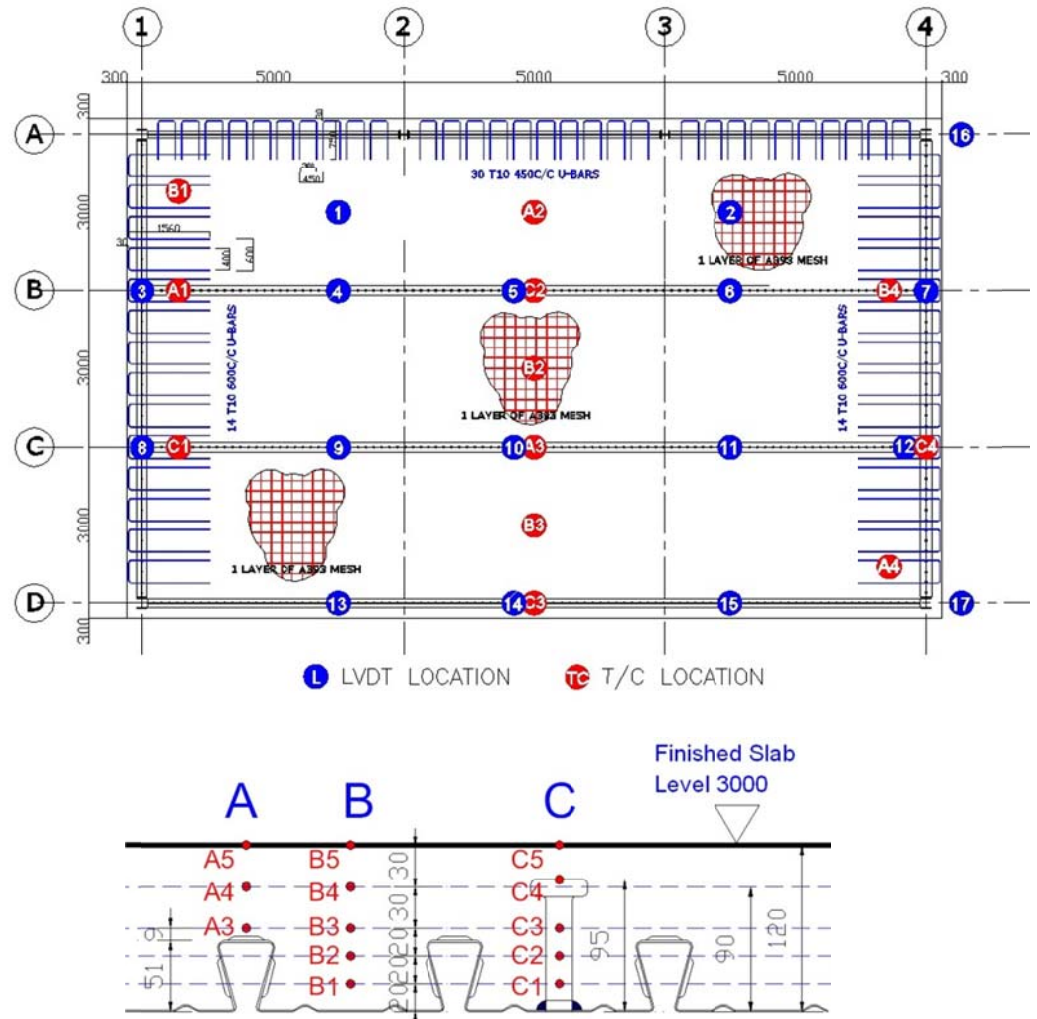
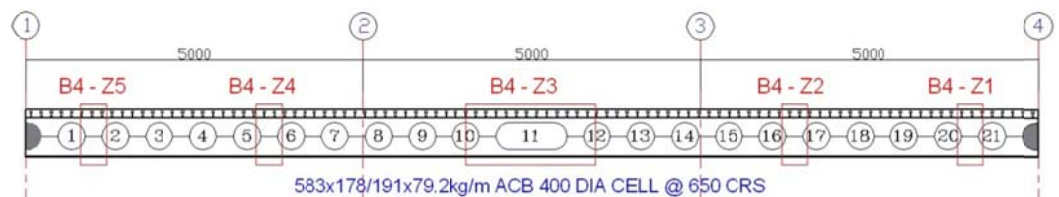


Figure 7.50 Positions des mesures des flèches et des températures dans la dalle



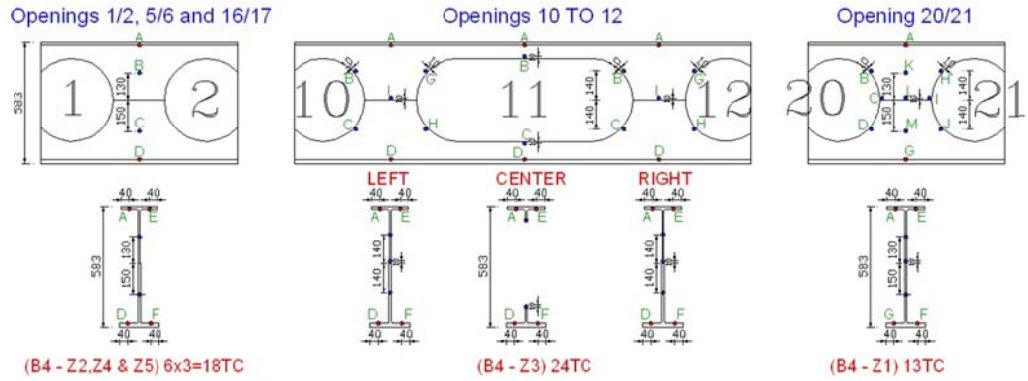


Figure 7.51 Positions des thermocouples sur la poutre non protégée 4 (ligne de quadrillage B)

7.4.5 Flèche de la poutre/dalle

En conditions de feu, la flèche des poutres métalliques mixtes non protégées, non contraintes axialement (Figure 7.52), se compose de deux parties prédominantes : la courbure thermique et la flèche mécanique. La flèche due à la courbure thermique est causée par la distribution de température non uniforme dans la poutre métallique et la dalle mixte connectée. La flèche mécanique est due à la diminution de raideur et de résistance du matériau structural lorsque les températures augmentent. A basses températures (moins de 400°C), la flèche de la poutre est principalement due à la courbure thermique. A hautes températures, la flèche mécanique dominera et la flèche augmentera à un taux plus rapide.



Figure 7.52 Feu développé dans le compartiment



Figure 7.53 Flèche de la dalle/poutre non protégée après le feu

La température maximale enregistrée de l'acier était de 1053°C et se manifestait après 77 minutes au centre de la portée des poutres 4 et 5 (Figure 7.54). La température maximale apparaissait dans la semelle inférieure en dessous de l'ouverture étirée. La Figure 7.55 montre la distribution de température au niveau de la partie critique de la poutre cellulaire non protégée. Cela n'importe pas que les températures ne soient pas uniformes dans l'âme malgré que les poutres ne soient pas protégées et que le feu soit de longue durée. La température de la semelle supérieure des poutres est plus faible qu'attendue à cause de l'effet d'absorption de la chaleur par la dalle portante en béton. A la température maximale de 1053°C, l'acier a perdu 97% de sa résistance et de sa raideur et contribue peu à la capacité portante du système de plancher.

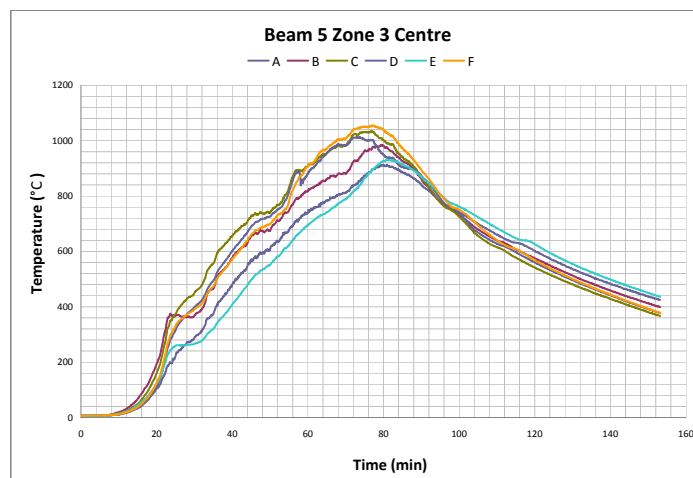
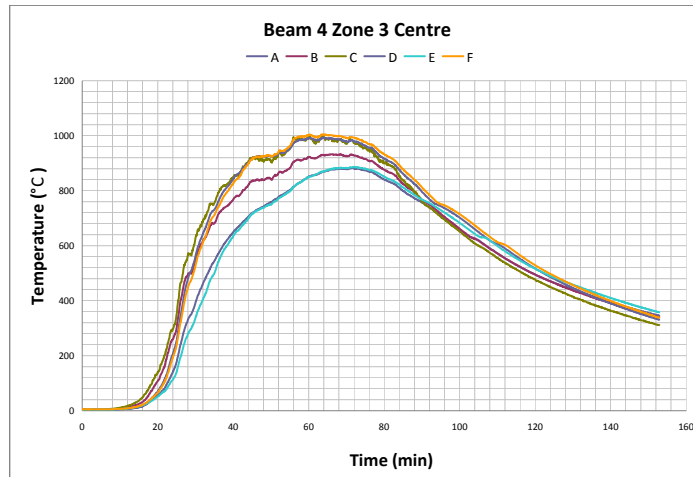


Figure 7.54 Températures enregistrées à mi-portée des poutres non protégées



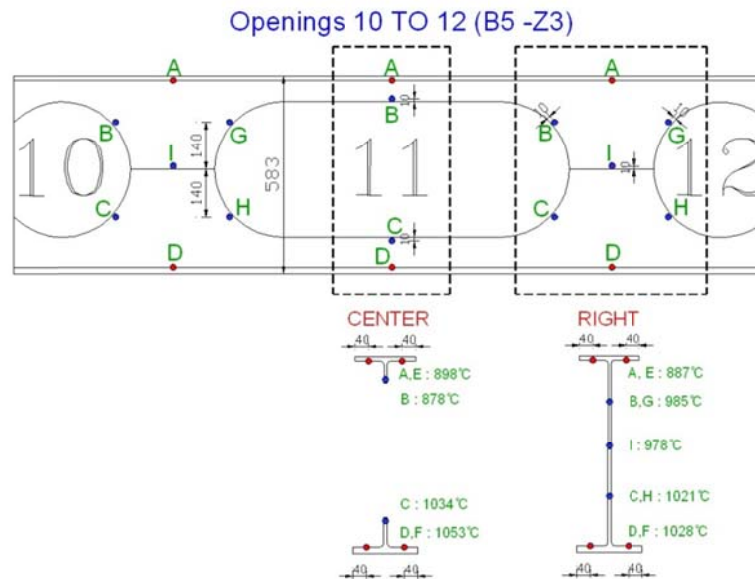


Figure 7.55 *Températures maximales enregistrées dans les poutres non protégées.*

En augmentant les températures des poutres cellulaires non protégées (Figure 7.53), il a été observé que le flambement des poteaux d'âme survenait rapidement. L'action mixte entre les poutres cellulaires et la dalle empêchait la torsion de la totalité de la poutre. La tendance pour la poutre inférieure de se déplacer latéralement était causée par la flexion de l'âme de la poutre menant surtout à un voilement distortionnel, comme montré à la Figure 7.53. A ce stade, les températures de l'acier non protégé étaient d'environ 800°C et seule la semelle supérieure était considérée apporter un appui à la dalle en agissant comme une chaînette (Figure 7.53). La température du grillage d'armatures, au dessus des poutres, a atteint un maximum de 375°C à la 95^{ème} minute, comme montré à la Figure 7.56, qui est bien dans la phase de refroidissement du feu. La Figure 7.57 montre la température maximale enregistrée dans les armatures entre les poutres, où la température maximale se manifestait encore durant la phase de refroidissement du feu. La température dans la dalle de béton continue à augmenter après que la température des gaz maximum soit atteinte à la 75^{ème} minute. Les températures des connecteurs de cisaillement enregistrées sont montrées à la Figure 7.57, où la température maximale a atteint 585°C. Bien que la température des connecteurs de cisaillement soit grande, la quantité de cisaillement requis se réduit quand la température des poutres non protégées augmente et qu'elles perdent leur raideur et résistance. Il n'y avait pas de signe de perte d'action mixte des poutres laissant supposer que les connecteurs de cisaillement se comportaient adéquatement et conservait l'action mixte entre la dalle et les poutres pendant toute la durée de l'essai.

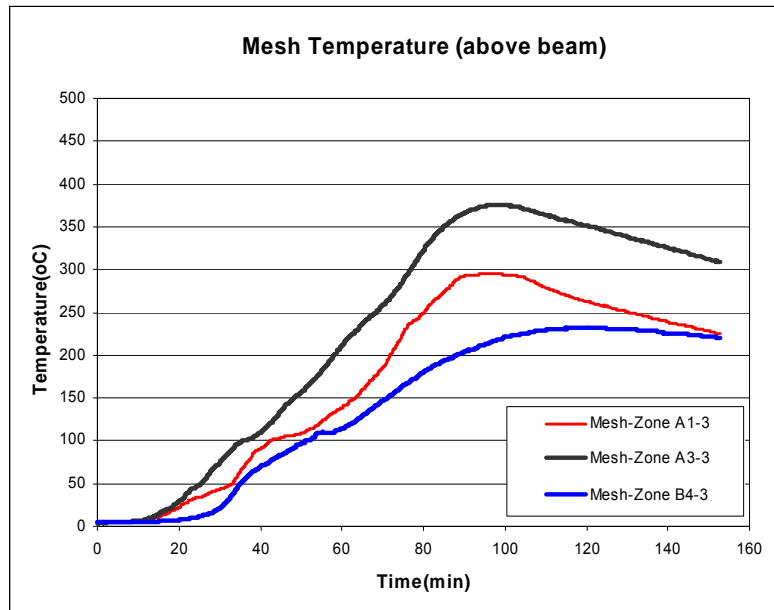


Figure 7.56 Températures du grillage d'armatures enregistrées au-dessus des poutres

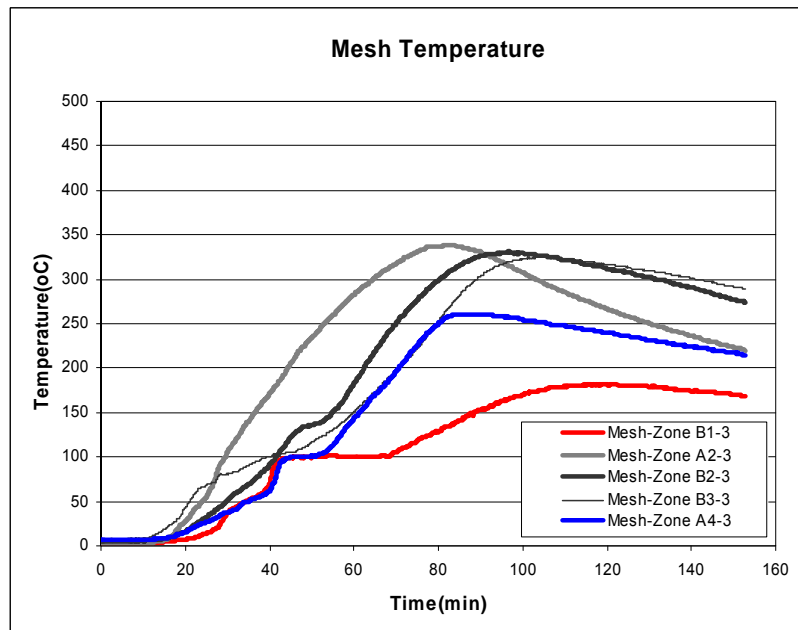


Figure 7.57 Températures du grillage d'armatures enregistrées entre les poutres

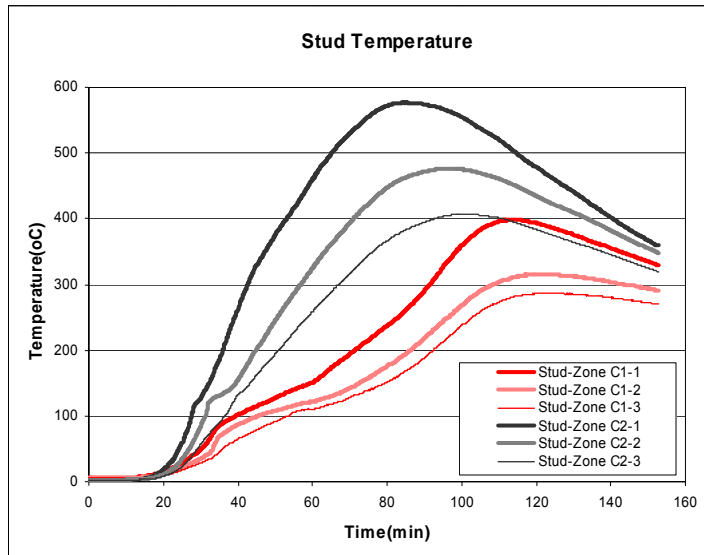
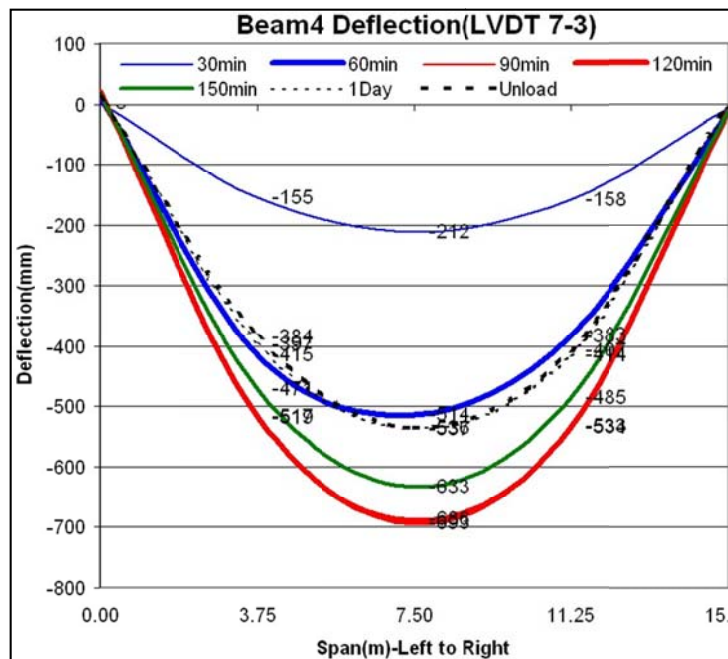


Figure 7.58 Températures des connecteurs de cisaillement enregistrées

La flèche maximum mesurée de la dalle était de 783 mm et est survenue après 112 minutes (Figure 7.59), ce qui est bien durant la phase de refroidissement du feu. La Figure 7.59 montre la courbe temps-déplacement pour les poutres 4 et 5 pendant l'essai et après un jour suivant celui-ci. La Figure 7.59 montre aussi la flèche après un mois une fois que les sacs de sable ont été ôtés.



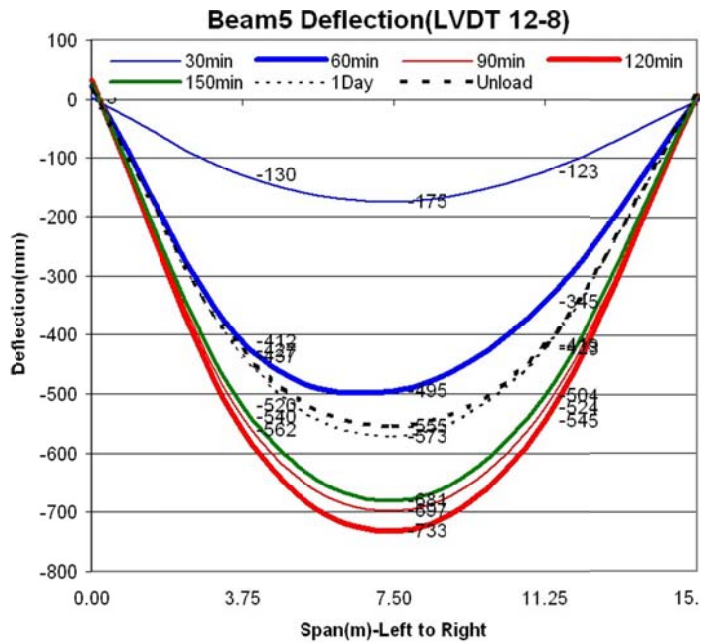


Figure 7.59 Profil de flèche de la dalle/poutre enregistré

Le profil de flèche de la dalle de plancher, couplé à l'action mixte entre les poutres et la dalle, a causé la rotation de la semelle supérieure de la poutre en acier. Cela a induit un moment secondaire dans la section de la poutre menant avec la force de cisaillement verticale à un voilement de torsion des poutres cellulaires déplaçant le 'T' inférieur latéralement hors de son plan d'origine. A ce stade, la charge était principalement supportée par l'action membranaire de la dalle de plancher correspondant aux principes fondamentaux mis en évidence dans la méthode de calcul de Bailey.

Il peut être observé que les poutres cellulaires non protégées reentraient effectivement en action chaînette avec seulement le 'T' supérieur contribuant à supporter la dalle. Le voilement d'âme qui est communément observé dans des essais au feu à petite échelle sur des éléments isolés se produisait autour de la première ouverture dans la poutre où les déplacements d'ensemble sont limités.

7.4.6 Action membranaire dans les dalles de plancher

Le coffrage métallique a atteint des températures excédant les 900°C et un décollement du béton a été observé sur la plupart de sa surface. A la température de 900°C, le coffrage métallique avait perdu 94% de sa résistance et par conséquent, couplé au décollement, ne contribuait pas significativement à la résistance globale du plancher au point de sévérité maximum du feu. Cela correspond à l'hypothèse de calcul de Bailey où la contribution du coffrage d'acier est ignorée dans le calcul de la capacité portante de la dalle. Cependant, il est vrai que le coffrage métallique a l'effet bénéfique de réduire la conséquence d'une épaufrure du béton puisque cela assure que le béton fissuré/avec épaufrures reste en place à condition que le coffrage ne se décolle pas significativement et ne crée un grand creux entre le coffrage et le béton. Dans l'essai, une large fissure est apparue le long de la petite portée de la dalle de plancher (Figure 7.60) correspondant aux observations de l'action membranaire dans de précédents essais.

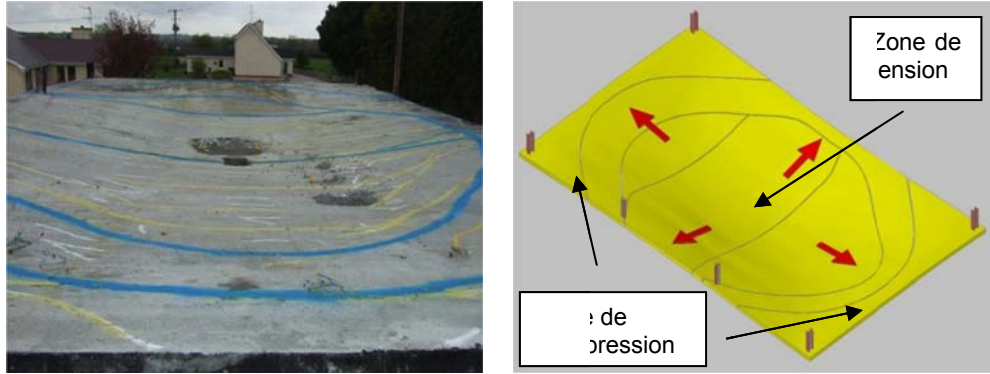


Figure 7.60 *Chemin de fissuration mettant en évidence le comportement de la dalle*

La dalle de béton portante n'était pas restreinte horizontalement autour de son périmètre et les poutres portantes non protégées du périmètre conservaient leur capacité de charge portante et étaient soumises à de petits déplacements verticaux. Cela a permis à l'action membranaire de développer des forces en plan dans la partie centrale de la dalle entrant en tension et des forces de compression d'équilibre en plan se formant dans la dalle autour de son périmètre (Figure 7.60). Ce comportement est analogue à une roue de vélo : les rayons représentant l'action membranaire de traction et la jante représentant l'action membranaire de compression.

7.4.7 Conclusions

Le plancher supportait extrêmement bien la charge appliquée pendant la durée de l'essai et mettait en évidence la résistance inhérente du système due à l'action membranaire du plancher. Sur base des données mesurées, il a été montré que les armatures dans la partie centrale de la dalle étaient sous tension formant un grillage elliptique parabolique en tension ancré dans un anneau de compression en béton autour du périmètre de la dalle. Grâce à l'action membranaire, la présence de poutres secondaires supportant la dalle n'est pas nécessaire en condition de feu et ces poutres peuvent être laissées sans protection.

En termes de performance des poutres cellulaires non protégées, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

1. A cause de l'action mixte combinée des poutres cellulaires portantes et de la dalle, le voilement de torsion des poutres cellulaires était le mode de ruine structurel dominant plutôt que le voilement d'âme ou le mécanisme Vierendeel qui était habituellement observé dans les essais au feu à petite échelle sur des poutres cellulaires ;
2. A partir du moment où le voilement de torsion s'est produit, seul le 'T' supérieur des poutres cellulaires a contribué à la capacité portante du plancher par l'effet chaînette ;
3. Les poutres cellulaires n'ont pas affecté le comportement membranaire de la dalle de plancher qui a suivi le comportement classique comme défini dans la méthode de calcul de Bailey et a supporté la charge pendant toute la durée de l'essai.

Le mur de maçonnerie formant la frontière du compartiment a gardé son intégrité malgré un gradient thermique significatif à travers le mur et une déformation

latérale substantielle. De plus, toutes les assemblages (bien que protégées) se sont très bien comportées et n'ont montré aucun signe de rupture.

8 ÉTUDES NUMÉRIQUES PARAMÉTRIQUES

8.1 Contenu

L'essai de résistance au feu standard à grande échelle a confirmé une fois encore l'excellente performance d'un système de plancher mixte grâce à la présence de l'action membranaire de traction dans la dalle comme observé et décrit par Bailey & Moore^(12,13). Néanmoins, il est toujours nécessaire d'étendre la vérification de la méthode de calcul simple à son domaine d'application entier. Avec la connaissance actuelle dans l'ingénierie de la sécurité incendie, une telle vérification peut être menée au moyen d'une étude paramétrique numérique sur base de modèles de calculs avancés, dans lesquels plusieurs caractéristiques spécifiques, telles que la flèche limite du plancher et l'élongation de l'acier d'armature peuvent facilement être contrôlées. Cependant, avant de réaliser l'étude paramétrique dans ce projet, le modèle numérique avancé a dû être validé par les essais de résistance au feu.

8.2 Vérification du modèle numérique ANSYS avec le test FRACOF

8.2.1 Général

Afin de fournir un modèle numérique valable pour simuler le comportement au feu des planchers mixtes, une investigation numérique de l'essai au feu à grande échelle décrit dans la section 7 a été réalisée en utilisant le programme informatique ANSYS. Le modèle numérique était composé de différentes parties, une pour l'analyse du transfert de chaleur et l'autre pour l'analyse structurelle.

8.2.2 Analyse structurelle

L'analyse structurelle a été basée sur un modèle structurel hybride qui tenait compte des poutres métalliques; des feuilles de coffrage; des nervures de béton et du grillage d'armatures en acier (voir Figure 8.1). Dans ce modèle structurel, les trois types suivants d'éléments finis ont été utilisés :

- Élément filaire non linéaire 3D - BEAM24,
- Élément shell multicouche non linéaire 3D - SHELL91
- Élément filaire linéaire 3D – PIPE16.

Le plancher mixte a été représenté par des éléments shell pour la partie solide de la dalle mixte aussi bien que pour le grillage d'armatures métalliques. Les éléments poutre-colonne ont été utilisés pour les membrures en acier, les feuilles métalliques de coffrage et les nervures de la dalle mixte. Des éléments de liaison ont été utilisés pour l'assemblage de cisaillement entre les poutres métalliques et la dalle mixte.

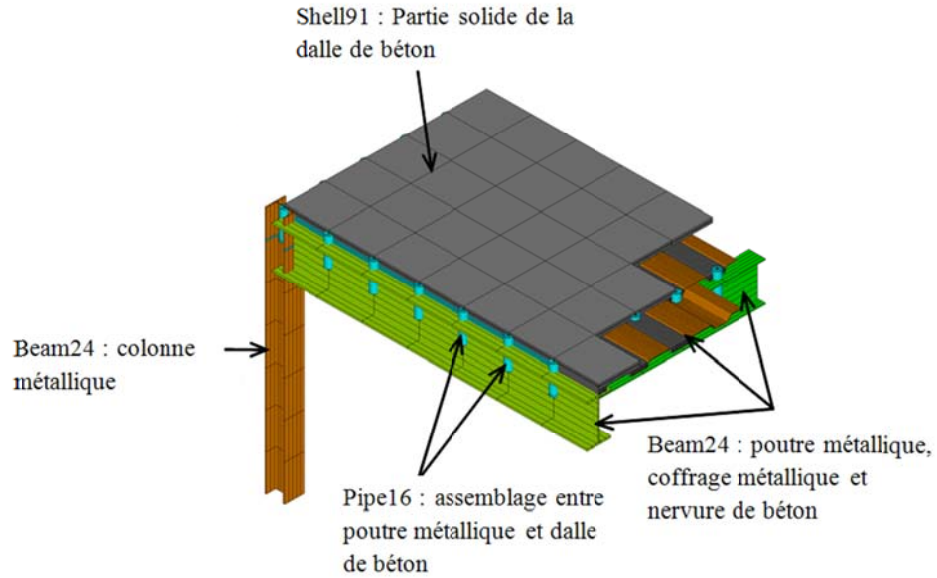


Figure 8.1 Détails de la modélisation structurelle

8.2.3 Analyse du transfert de chaleur

Dans l'analyse du transfert de chaleur, la chauffe de tous les éléments structurels a été prévue à l'aide de modèles 2D utilisant la section droite typique de chaque élément structurel. Comme la validation du modèle numérique concerne principalement le comportement structurel, les propriétés thermiques du matériel d'isolation ont été ajustées pour simuler la chauffe des éléments métalliques protégés enregistrée pendant l'essai au feu. Pour les éléments métalliques et en béton, leurs propriétés thermiques sont celles données dans l'EN1994-1-2⁽³³⁾. Une comparaison entre les températures calculées et les températures de l'essai pour différents éléments structurels est illustrée de la Figure 8.2 à la Figure 8.5.

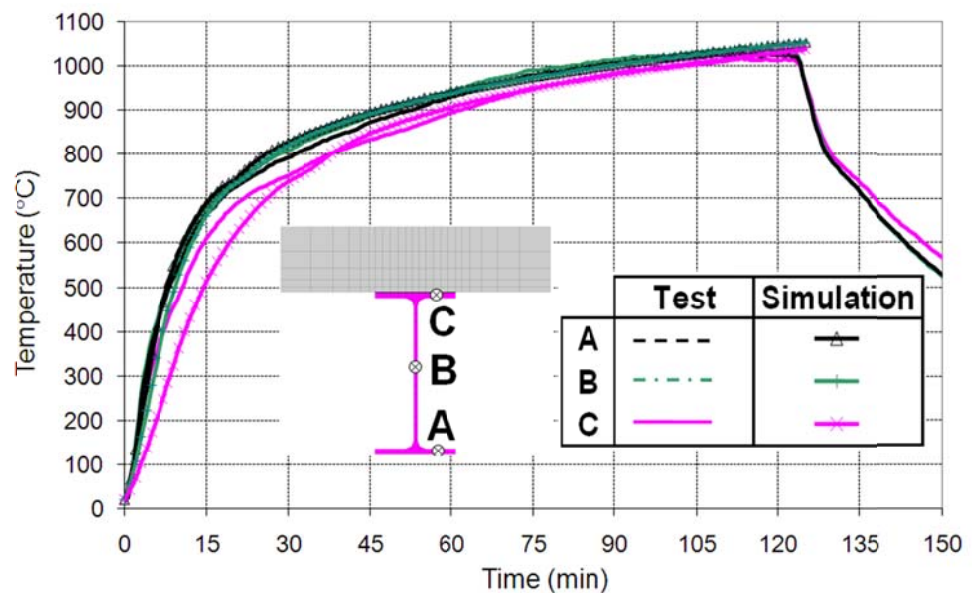


Figure 8.2 Comparaison de la température entre le test et le calcul numérique – Poutres métalliques non protégées

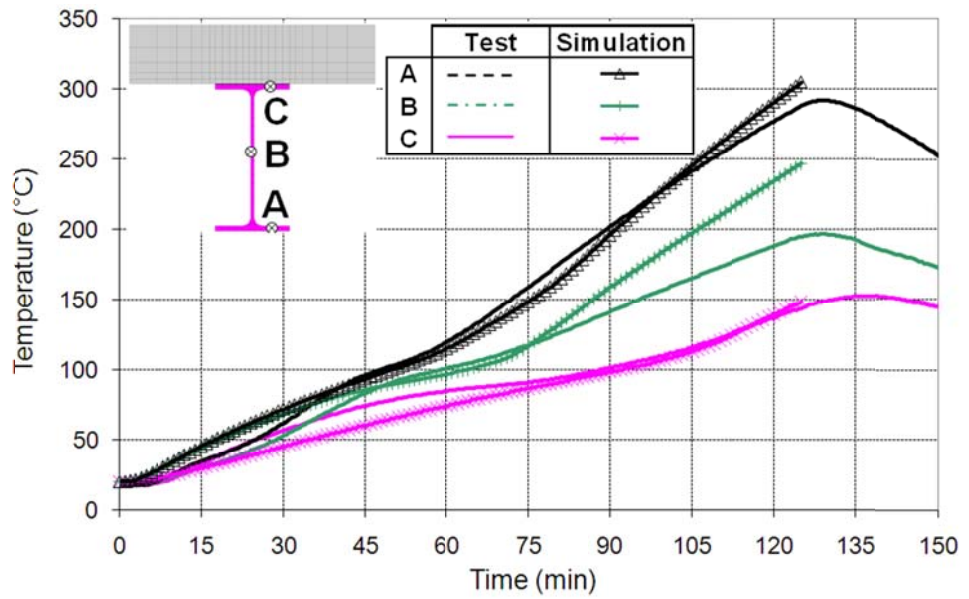


Figure 8.3 Comparaison de la température entre le test et le calcul numérique – Poutres secondaires protégées

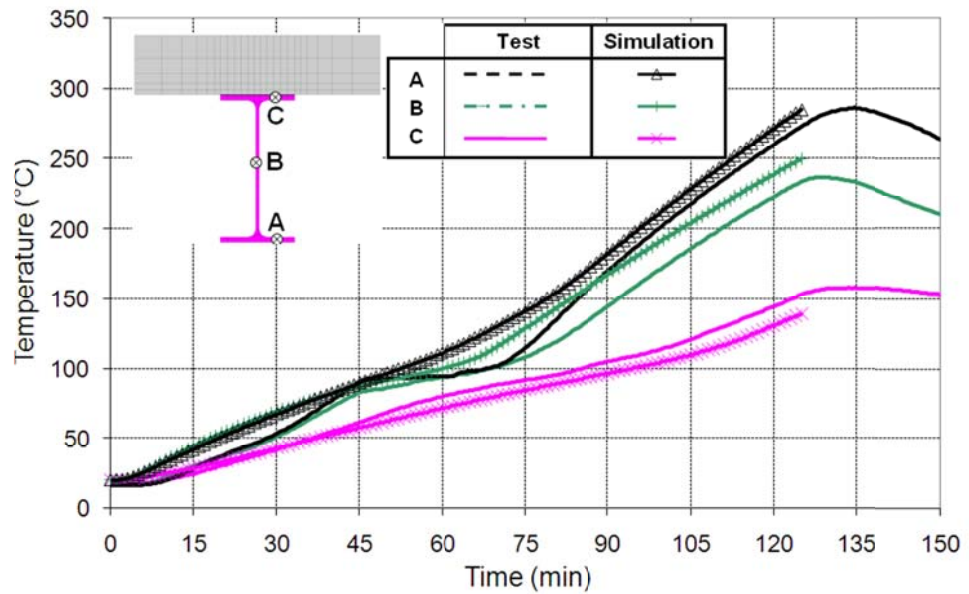


Figure 8.4 Comparaison de la température entre le test et le calcul numérique – Poutres principales protégées

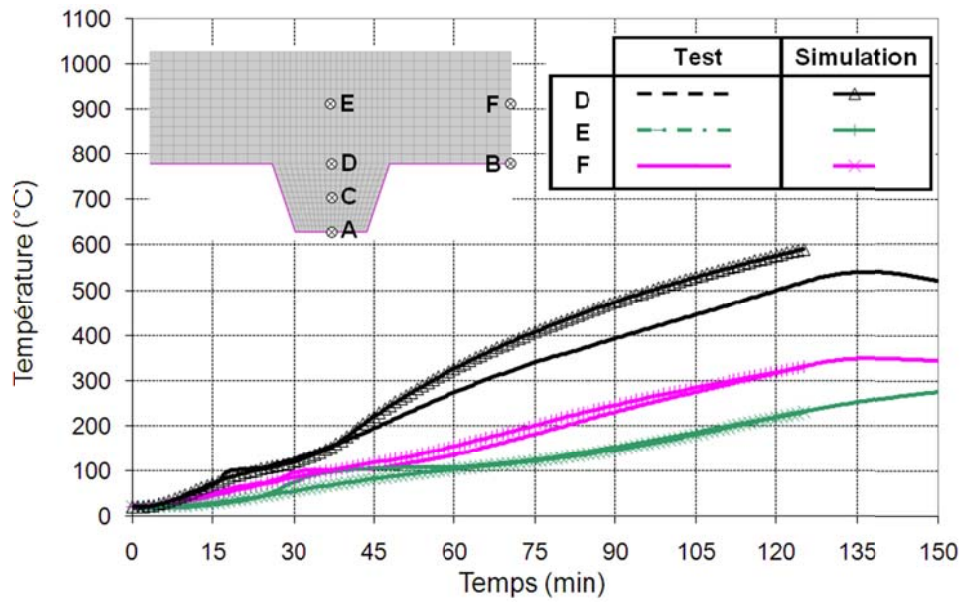


Figure 8.5 Comparaison de la température entre le test et le calcul numérique – Dalle mixte

8.2.4 Comportement mécanique des éléments structuraux

Le comportement structural du plancher a été analysé sur base des températures données par le modèle de transfert de chaleurs et le modèle structural montré à la Figure 8.6.

Il peut être facilement observé grâce à ce modèle que la partie centrale du plancher a été chauffée beaucoup plus que les éléments structuraux d'extrémité. Le comportement structural simulé du plancher est montré à la Figure 8.7, qui donne la déformée prévue par le modèle numérique après 120 minutes d'exposition à la courbe standard température temps.

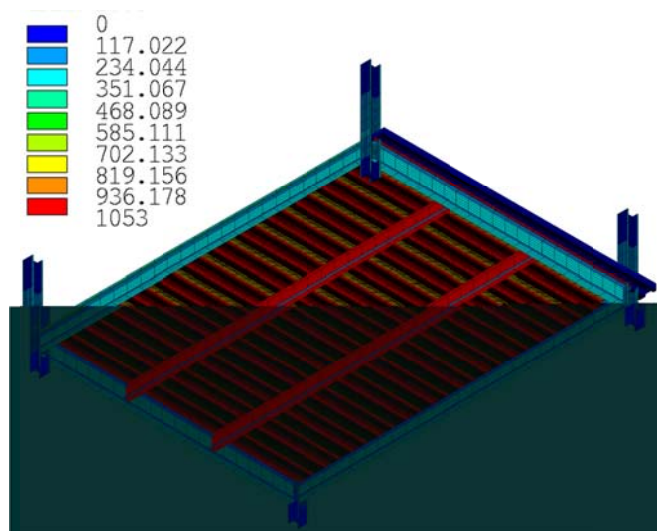


Figure 8.6 Modèle structural global et champ de température attribué à 120 minutes de feu ISO

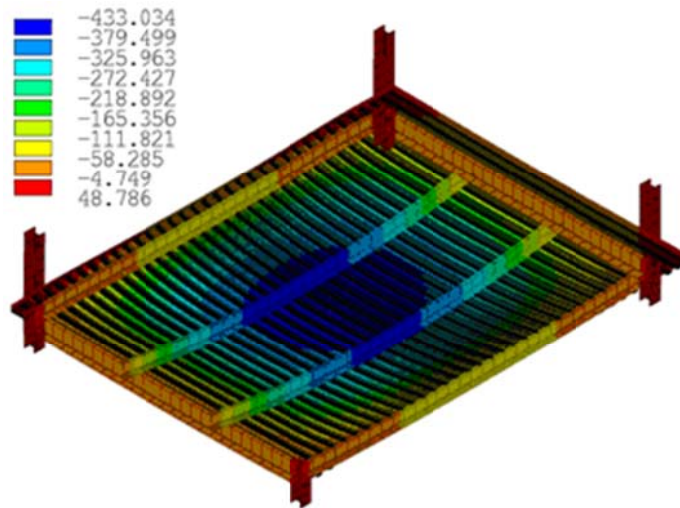


Figure 8.7 Déformée du plancher simulée

Une comparaison entre le déplacement vertical du plancher calculé en utilisant le modèle numérique et les déplacements mesurés du spécimen de test est montrée à la Figure 8.8. Il peut être observé que globalement, la modélisation numérique prévoit des résultats très proches de ceux obtenus expérimentalement. Cependant, une petite divergence apparaît pour la flèche des poutres non protégées après 150 minutes, résultant en une divergence entre les flèches mesurées et celles prévues par l'analyse numérique. Ce phénomène a été attribué à la perte de continuité dans le grillage d'armature pendant l'essai, qui résultait en une plus grande valeur de la flèche pour les poutres non protégées. Malgré cette petite différence, la validité du modèle numérique aussi bien que sa capacité à prédire le comportement au feu a été démontrée.

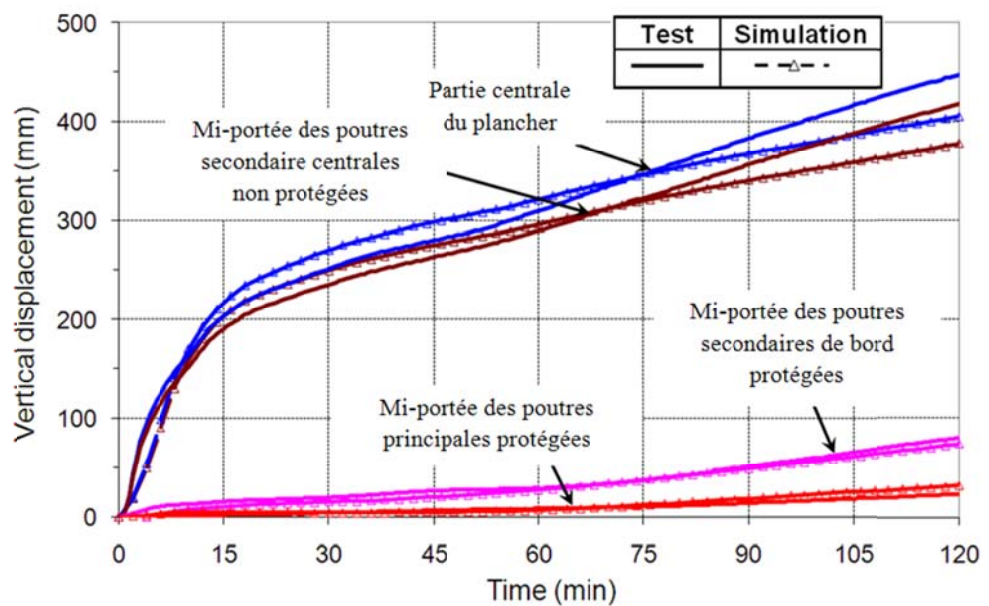


Figure 8.8 Comparaison de la flèche prévue du plancher enregistrée pendant la phase de chauffe de l'essai

8.3 Vérification du modèle numérique SAFIR avec les essais au feu

8.3.1 Général

Afin de fournir un modèle numérique valable pour simuler le comportement au feu des planchers mixtes, des investigations numériques sur un essai de résistance au feu à grande échelle décrit dans la section 7 ont été réalisées en utilisant le logiciel SAFIR. Le modèle numérique était composé de deux parties différentes, une pour l'analyse de transfert de chaleur et l'autre pour l'analyse structurelle.

8.3.2 SAFIR Vs essai FRACOF

8.3.2.1 Charge au feu

Pour l'essai Fracof, le plancher était exposé aux conditions de feu ISO en utilisant un four d'essai de résistance au feu standard. Les températures enregistrées aux différents endroits du four montre que la courbe de feu standard ISO est suivie de près, voir Figure 8.9.

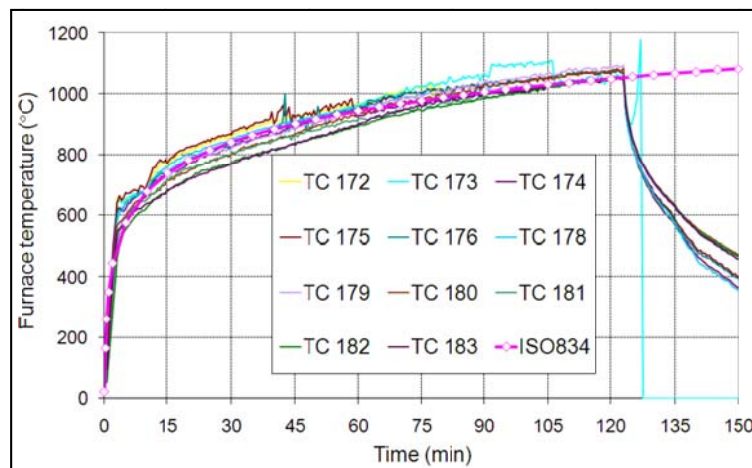


Figure 8.9 Comparaison entre les courbes au feu mesurées dans le compartiment et la courbe au feu ISO-834

8.3.2.2 Analyses thermiques : Modèles numériques et principaux résultats

Le logiciel SAFIR a été utilisé pour l'analyse thermique des profilés métalliques et pour la dalle. Pour le calcul des températures dans la structure, la courbe au feu ISO-834 a été appliquée aux frontières de la dalle de béton et des profilés métalliques non protégées tandis que pour les sections protégées thermiquement, les températures enregistrées dans la section d'acier ont été utilisées (afin d'éliminer toutes incertitudes sur les propriétés thermiques du matériel isolant ou sur les possibles défauts de constructions).

Concernant les poutres secondaires non protégées, la dalle de béton est modélisée afin de prendre en compte sa capacité à absorber la chaleur. Ce béton au-dessus de la semelle supérieure du profilé métallique est seulement considéré pour l'analyse thermique et n'a pas de résistance mécanique (parce que ce béton sera modélisé séparément par les éléments shell). La semelle inférieure, les deux côtés des profilés et la face inférieure de la dalle sont soumis au feu ISO tandis que la face supérieure de la dalle reste en contact avec l'air à 20°C pendant tout le calcul, voir Figure 8.10.

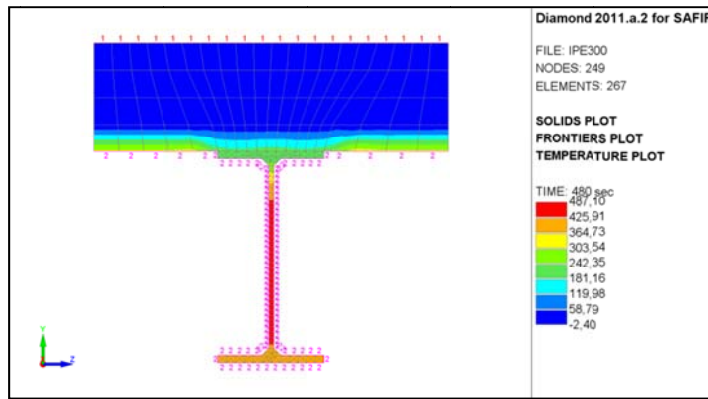


Figure 8.10 Exposition au feu des poutres secondaires non protégées

Les résultats calculés sont comparés avec les données mesurées à la Figure 8.11 dans la semelle inférieure, dans l'âme et dans la semelle supérieure de ces profilés. Les températures calculées approchent bien les températures mesurées.

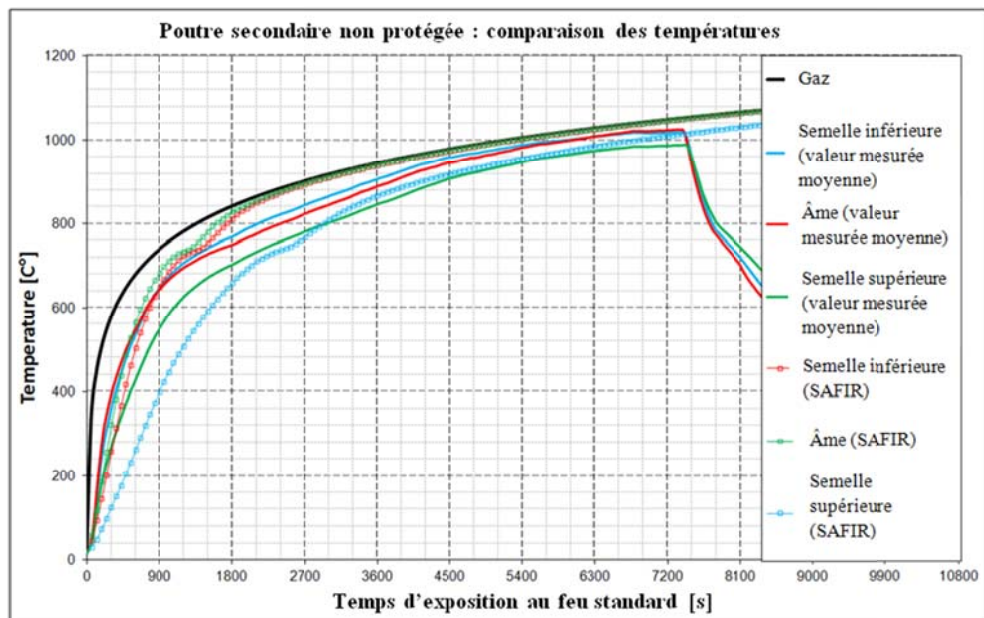


Figure 8.11 Comparaison entre les températures mesurées et calculées dans les poutres secondaires non protégées

La Figure 8.12 montre les températures mesurées dans la semelle inférieure, dans l'âme et dans la semelle supérieure des profilés protégés.

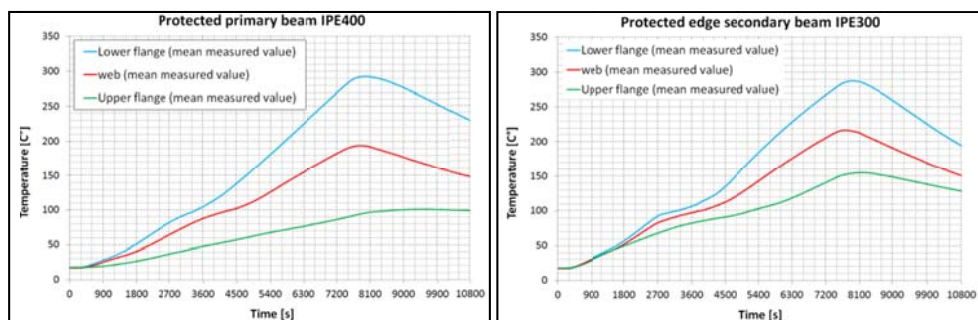


Figure 8.12 Températures mesurées dans la poutre IPE400 protégée (gauche) et dans la poutre IPE300 protégée (droite)

Pour l'analyse thermique de la dalle, le modèle d'épaisseur efficace pour la dalle tel que défini dans l'EN1994-1-2 a été utilisé. Les nervures de 58 mm et la couche de béton de 97 mm qui couvre les nervures sont remplacées par une dalle plate avec une épaisseur efficace de 120 mm, voir Figure 8.13. La dalle est soumise au feu sur sa face inférieure tandis que la face supérieure reste en contact avec de l'air à 20°C. La hauteur à considérer pour les calculs mécaniques est la hauteur de béton au-dessus du coffrage en acier.

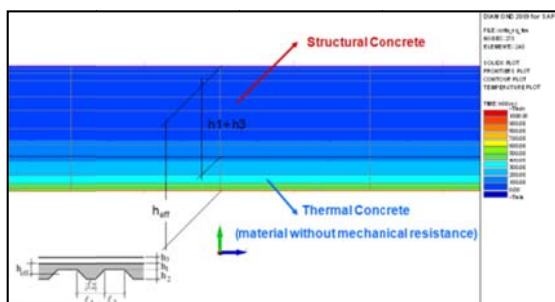


Figure 8.13 Calcul de l'épaisseur efficace pour l'analyse thermique de la dalle

A la Figure 8.14(a), les températures calculées sont comparées avec les températures moyennes mesurées dans la dalle au-dessus des nervures. Le point E et le point F correspondent à la position des barres d'armatures métalliques, voir Figure 8.14(b).

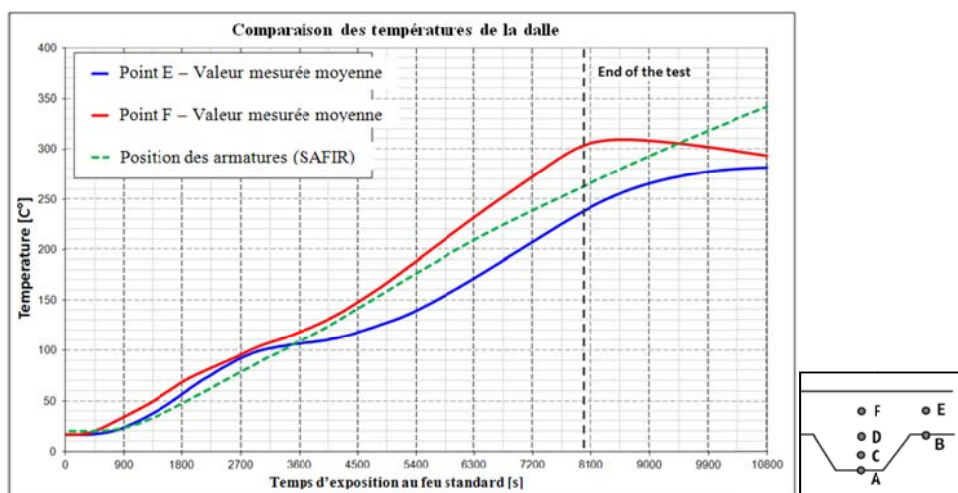


Figure 8.14 a) Comparaison entre les températures mesurées et calculées avec l'épaisseur efficace de la dalle (gauche), b) Position des TC dans la dalle (droite)

Les températures dans les barres d'armatures en acier et dans la dalle sont bien approximées par les résultats numériques avec le modèle d'épaisseur uniforme.

8.3.2.3 Analyse structurelle

Un modèle éléments finis a été construit dans le logiciel SAFIR. La structure est modélisée en utilisant des éléments BEAM pour les poutres et des éléments SHELL pour la dalle. Les poutres d'extrémité sont simplement appuyées sur les colonnes comme indiqué à la Figure 8.15. La dalle est restreinte axialement sur deux côtés afin de simuler les conditions de continuité du plancher mixte.

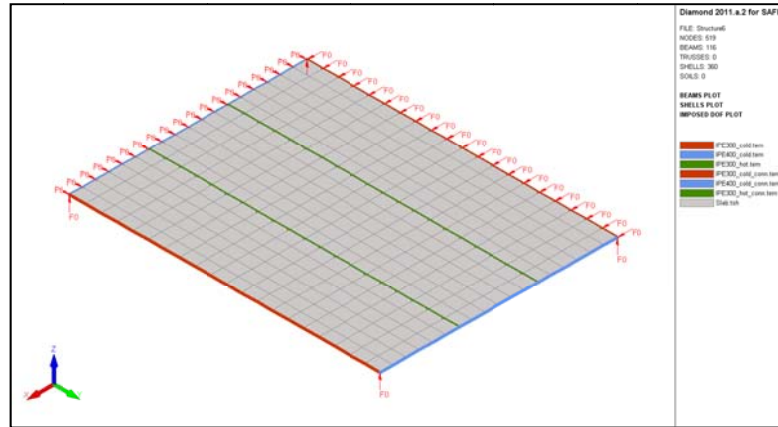


Figure 8.15 *Modèle de l'analyse structurelle*

Le comportement structurel à température ambiante est une mode flexionnel tandis que l'action membranaire se développe durant l'incendie. Les forces membranaires à température ambiante et à températures élevées peuvent être observées à la Figure 8.16.

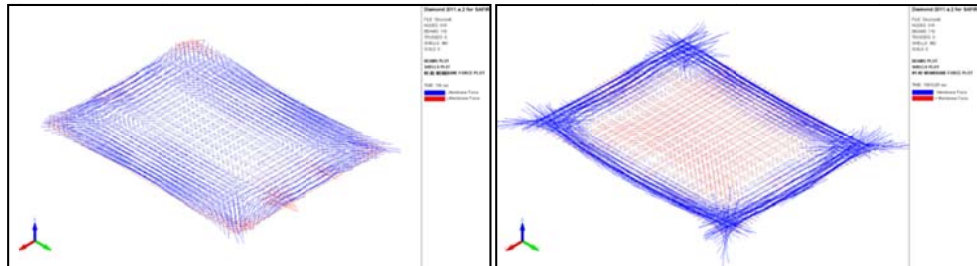


Figure 8.16 *Comparaison entre le mode flexionnel (gauche) et l'action membranaire de traction (droite): Forces membranaires dans la dalle*

Finalement, la comparaison entre les flèches mesurées et celles calculées avec le modèle FE est montré à la Figure 8.17.

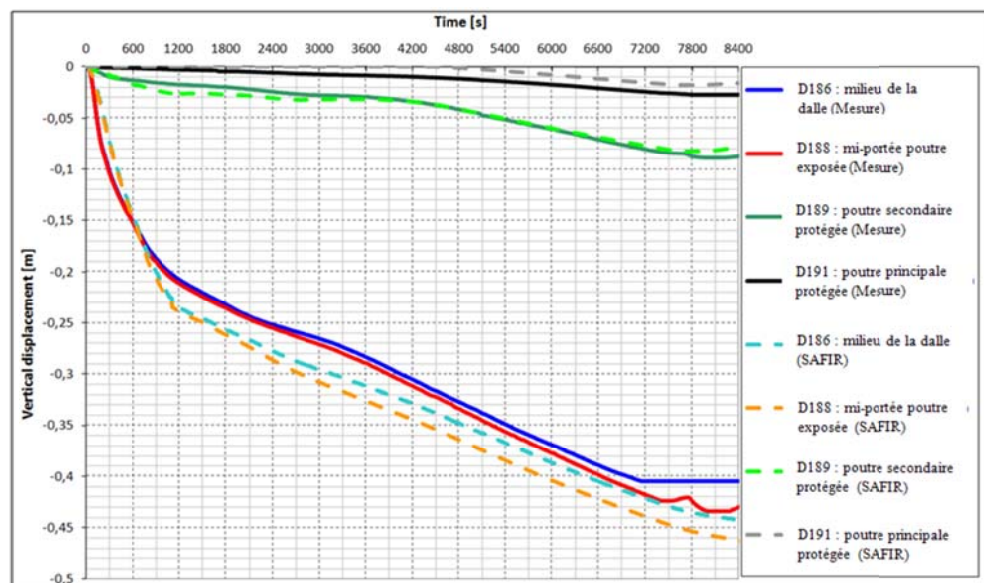


Figure 8.17 *Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques concernant les déplacements verticaux*

Une très bonne corrélation est observée entre les résultats du modèle EF et le comportement réel pendant l'essai. Cela semble valider les simplifications qui ont été introduites tel que le fait que la raideur des colonnes en flexion a été négligée et le fait que la dalle nervurée ait été modélisée par une dalle plane équivalente. Il doit aussi être mentionné que la simulation du comportement structurel a été faite avec les valeurs mesurées des propriétés des matériaux.

8.3.3 SAFIR Vs essai COSSFIRE

8.3.3.1 Charge de feu

Pour l'essai Cossfire, le plancher était exposé aux conditions de feu ISO en utilisant un four à essai de résistance au feu standard. Les températures enregistrées aux différents endroits du four montrent que la courbe au feu ISO est suivie de près, voir Figure 8.18.

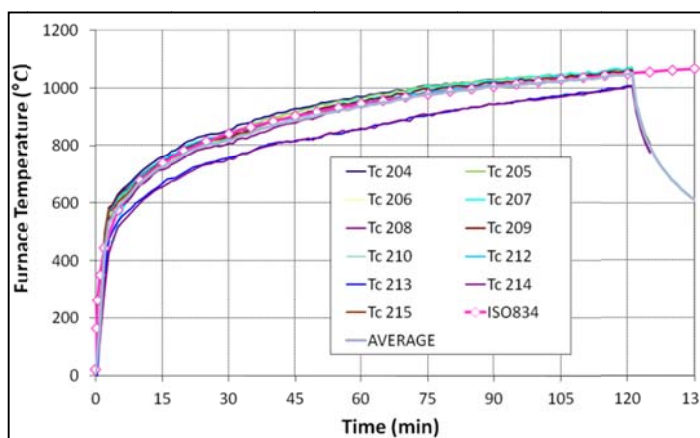


Figure 8.18 Comparaison entre les courbes au feu mesurées dans le compartiment et la courbe au feu ISO

8.3.3.2 Analyses thermiques : Modèles numériques et principaux résultats

Le logiciel SAFIR a été utilisé pour l'analyse thermique des profilés métalliques et de la dalle. Pour le calcul des températures dans la structure, la courbe au feu moyenne a été appliquée aux frontières de la dalle de béton et des profilés métalliques non protégés tandis que, pour les sections protégées thermiquement, les températures enregistrées dans la section d'acier ont été utilisées afin d'éliminer toutes incertitudes sur les propriétés thermiques du matériel isolant ou sur les possibles défauts de construction.

Concernant les poutres secondaires non protégées, la dalle de béton est modélisée pour prendre en compte sa capacité à absorber la chaleur. Ce béton au dessus de la semelle supérieure du profilé métallique est seulement considéré pour l'analyse thermique et n'a pas de résistance mécanique (parce que ce béton sera modélisé séparément par des éléments shell). La semelle inférieure, les deux côtés des profilés et la face inférieure de la dalle sont soumis au feu moyen tandis que la face supérieure de la dalle reste en contact avec de l'air à 20°C pendant tout le calcul, voir Figure 8.19.

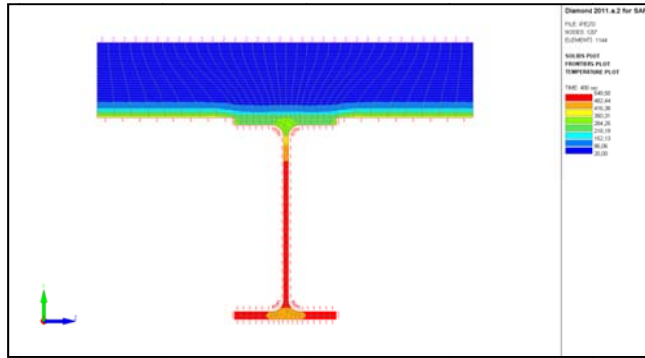


Figure 8.19 Exposition au feu des poutres secondaires non protégées

Les résultats calculés sont comparés avec les données mesurées à la Figure 8.20 au niveau de la semelle inférieure, dans l'âme et dans la semelle supérieure de ces profilés.

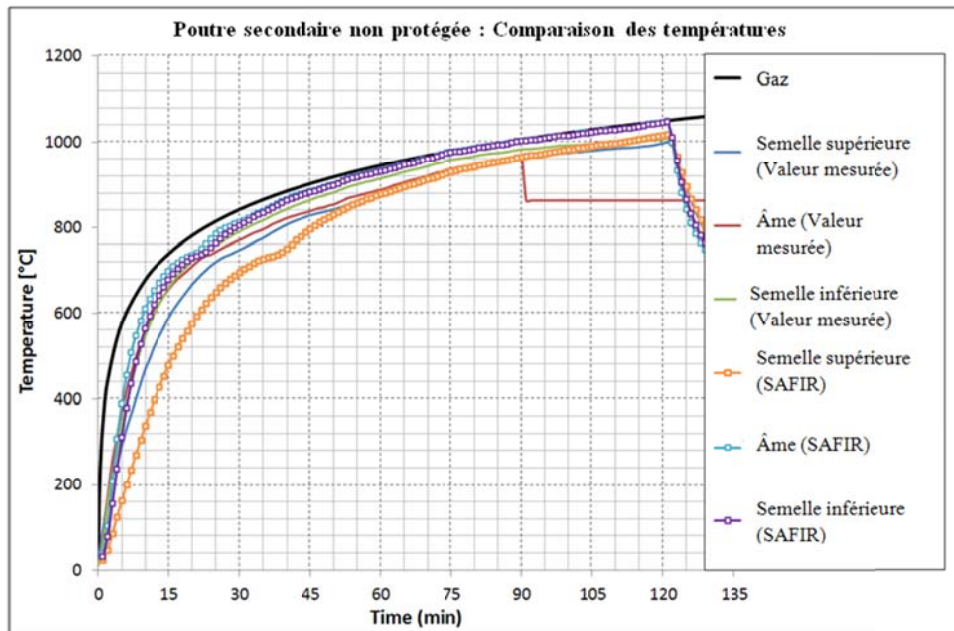


Figure 8.20 Comparaison entre les températures calculées et mesurées dans les poutres secondaires non protégées

La Figure 8.21 montre les températures mesurées dans la semelle inférieure, dans l'âme et dans la semelle supérieure des profilés protégés.

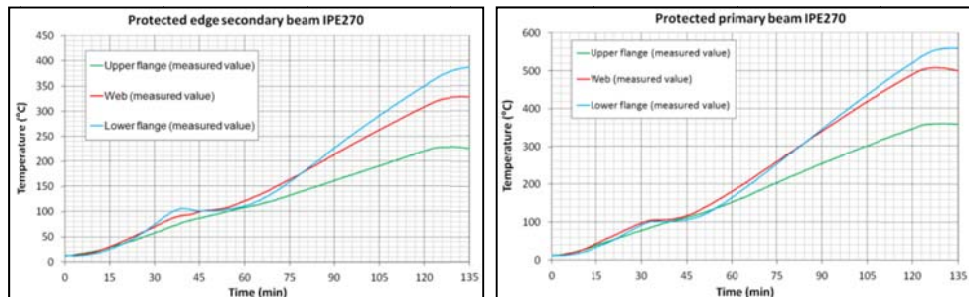


Figure 8.21 Températures mesurées dans la poutre secondaire protégée IPE270 (gauche) et dans la poutre principale protégée (droite)

Pour l'analyse thermique dans la dalle, le modèle d'épaisseur efficace pour la dalle tel que défini dans l'EN1994-1-2 a été utilisé. Les nervures de 58 mm et la couche de béton de 77 mm qui couvre les nervures sont remplacées par une dalle plate avec une épaisseur efficace de 100 mm, voir Figure 8.22. La dalle est soumise au feu moyen sur sa face inférieure tandis que la face supérieure reste en contact avec de l'air à 20°C. La hauteur à considérer pour les calculs mécaniques est la hauteur de béton au-dessus du coffrage métallique.

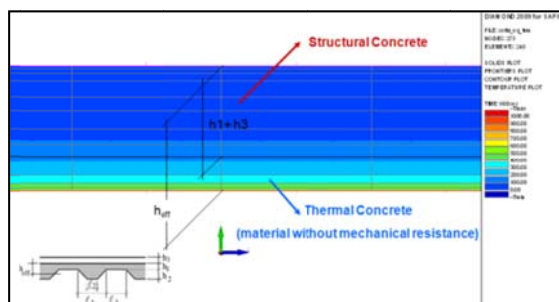


Figure 8.22 Calcul de l'épaisseur efficace pour l'analyse thermique de la dalle

A la Figure 8.23(a), les températures calculées sont comparées avec les températures mesurées dans la dalle au-dessus des nervures. Pour les trois positions considérées, Point E, Point F et la face supérieure de la dalle, voir Figure 8.23(b), les valeurs moyennes mesurées sont données. Le point E et F correspondent à la position des barres métalliques.

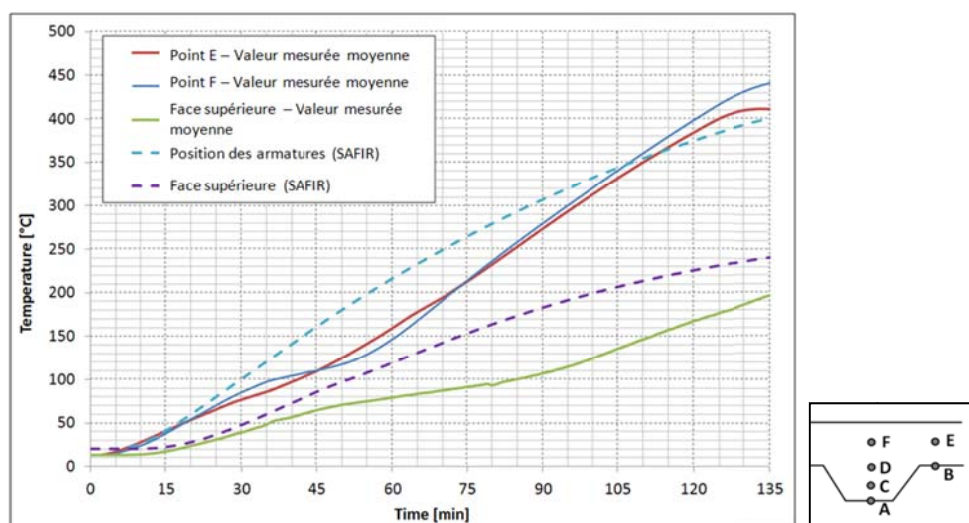


Figure 8.23 a) Comparaison entre les températures mesurées et les températures calculées avec l'épaisseur efficace de la dalle, **b)** Position des TC dans la dalle

Les températures approchent bien les températures moyennes mesurées sauf sur la face supérieure de la dalle où les températures sont légèrement surestimées. Comme le Point F et le Point E correspondent à la position des barres métalliques, les températures dans ces barres d'armatures sont correctement approximées par les résultats numériques avec le modèle d'épaisseur efficace.

8.3.3.3 Analyse structurelle

Un modèle éléments finis a été construit dans le logiciel SAFIR. La structure est modélisée en utilisant des éléments BEAM pour les poutres et des éléments

SHELL pour la dalle. Les poutres d'extrémité sont simplement appuyées sur les colonnes comme indiqué à la Figure 8.24. La dalle et les poutres ne sont pas restreintes axialement.

Le comportement structurel à température ambiante est un mode flexionnel tandis que pendant l'incendie, l'action membranaire apparaît. Les forces membranaires à température ambiante et à températures élevées peuvent être observées à la Figure 8.25.

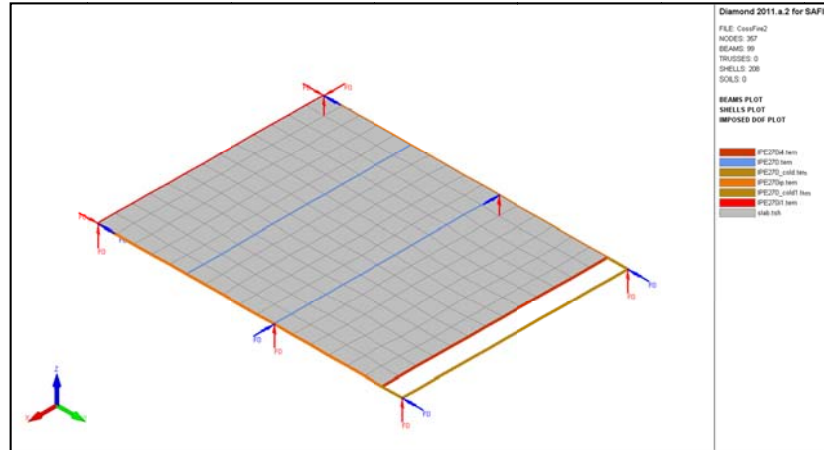


Figure 8.24 Modèle d'analyse structurelle

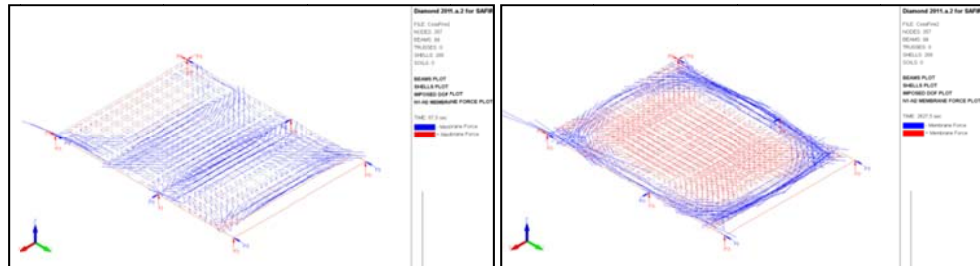


Figure 8.25 Comparaison entre le mode flexionnel (gauche) et l'action membranaire de traction (droite): Forces membranaires dans la dalle

Finalement, la comparaison entre les flèches mesurées et les flèches calculées avec le modèle EF à différentes positions du plancher (voir Figure 8.26) est montrée à la Figure 8.27.

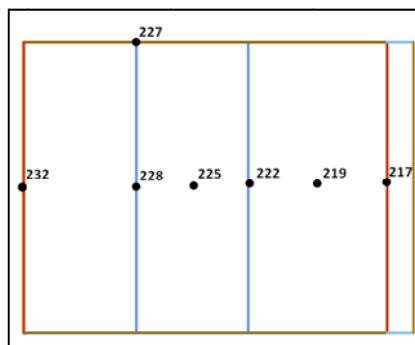


Figure 8.26 Position des transducteurs et des flèches calculées

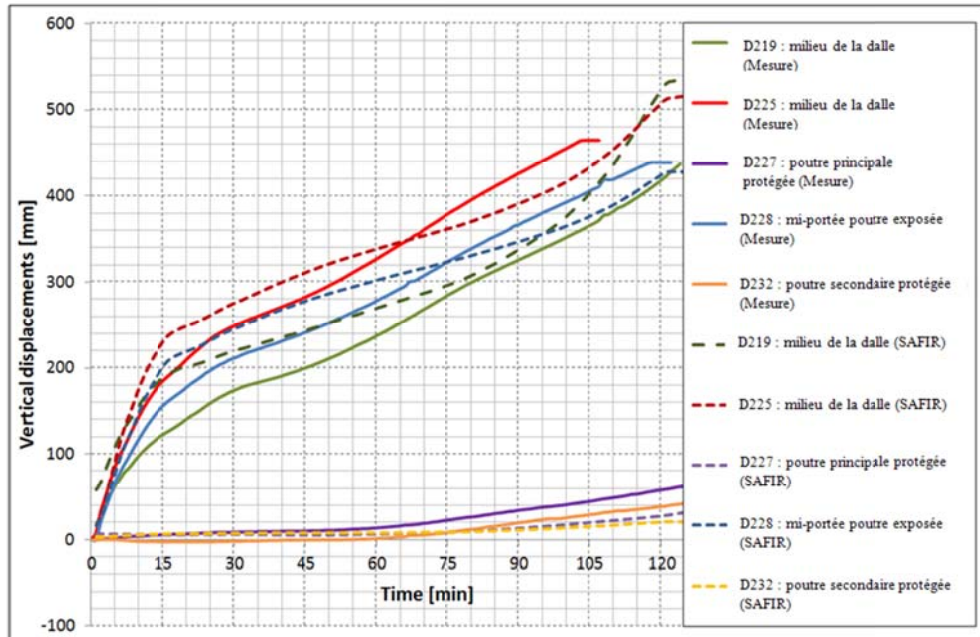


Figure 8.27 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques concernant les déplacements verticaux

Une très bonne corrélation est observée entre les résultats du modèle EF et le comportement réel pendant l'essai. Cela semble valider les simplifications qui ont été introduites tel que le fait que la raideur des colonnes en flexion a été négligée et le fait que la dalle nervurée ait été modélisée par une dalle plane équivalente. Il doit aussi être mentionné que la simulation du comportement structurel a été faite avec les valeurs mesurées des propriétés des matériaux.

8.3.4 SAFIR Vs essai FICEB

8.3.4.1 Charge au feu

Pour l'essai Ulster (FICEB), toutes les analyses thermiques ont été réalisées en utilisant la température mesurée au milieu du compartiment, voir Figure 8.28, afin de focaliser les analyses sur l'aptitude du logiciel SAFIR à simuler le comportement du plancher sous la courbe de température réelle dans le compartiment.

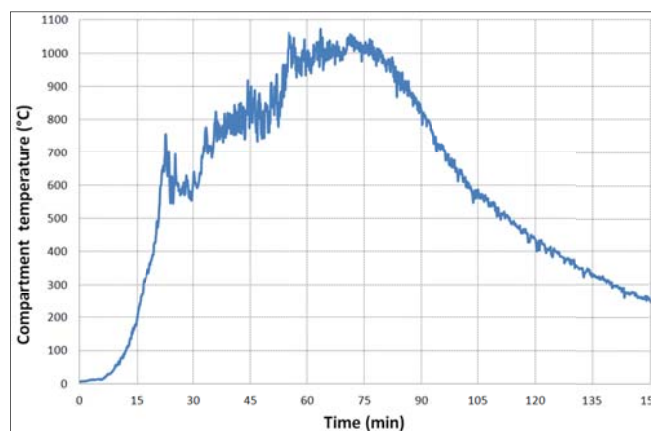


Figure 8.28 Courbes de la température mesurée au milieu du compartiment

8.3.4.2 Analyses thermiques: Modèles numériques et résultats principaux

Le logiciel SAFIR a été utilisé pour l'analyse thermique des profilés métalliques et de la dalle. Les profilés métalliques sont des poutres cellulaires. Comme la section analysée ici thermiquement est ensuite utilisée comme section de l'élément fini BEAM dans les analyses structurelles subséquentes, une section passant à travers le centre d'une ouverture circulaire est considérée, voir Figure 8.29(a). En effet, les contraintes longitudinales du modèle de poutre ne peuvent pas « entrer » dans la portion d'âme qui sépare deux ouvertures.

Dans ces modèles thermiques des profilés métalliques, la dalle de béton est modélisée afin de tenir compte de sa capacité à absorber la chaleur. Ce béton au-dessus de la semelle supérieure du profilé métallique est seulement considéré pour l'analyse thermique et n'a pas de résistance mécanique (parce que ce béton sera modélisé séparément par des éléments shell). Les profilés métalliques et la face inférieure de la dalle sont soumis au feu mesuré au milieu du compartiment tandis que la face supérieure de la dalle reste en contact avec de l'air à 20°C pendant tout le calcul.

Les températures atteintes dans les sections non protégées sont beaucoup plus grande que la température critique pour de telles poutres cellulaires. En effet, en réalisant une analyse structurelle de telles poutres en utilisant des éléments shell, des instabilités (principalement voilement d'âme ou un voilement en torsion) peuvent être observées pour des températures d'environ 600°C. Par conséquent, le modèle structurel des sections non protégées devrait tenir compte du fait que leur comportement est affecté par le voilement d'âme.

Une façon efficace de tenir compte de ce comportement, tout en gardant des éléments BEAM dans le modèle structurel, est de réaliser la simulation en utilisant un matériau acier modifié pour la semelle inférieure des poutres non protégées. Ce matériau modifié a les mêmes propriétés mécaniques que l'acier de l'EN1993-1-2 en dessous de 500°C et perd irréversiblement ses propriétés mécaniques entre 500°C et 600°C pour tenir compte du phénomène d'instabilité.

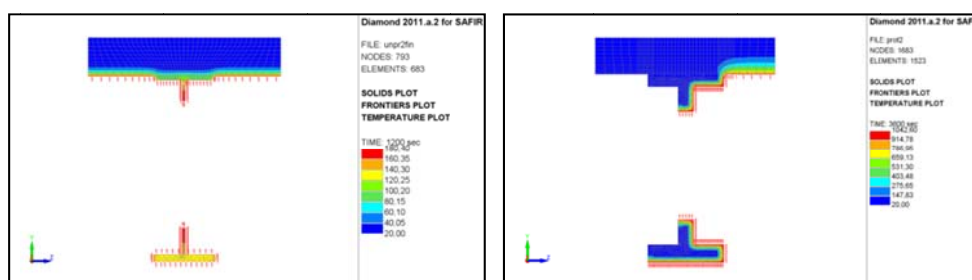


Figure 8.29 Exposition au feu: a) des poutres secondaires non protégées avec le modèle hybride (gauche) et b) des poutres protégées (droite)

La température calculée dans les poutres secondaires non protégées est comparée à la Figure 8.30 avec la température mesurée dans différentes zones longitudinales de cette poutre. La comparaison semble indiquer une température plus faible vers les extrémités de la poutre pendant l'essai.

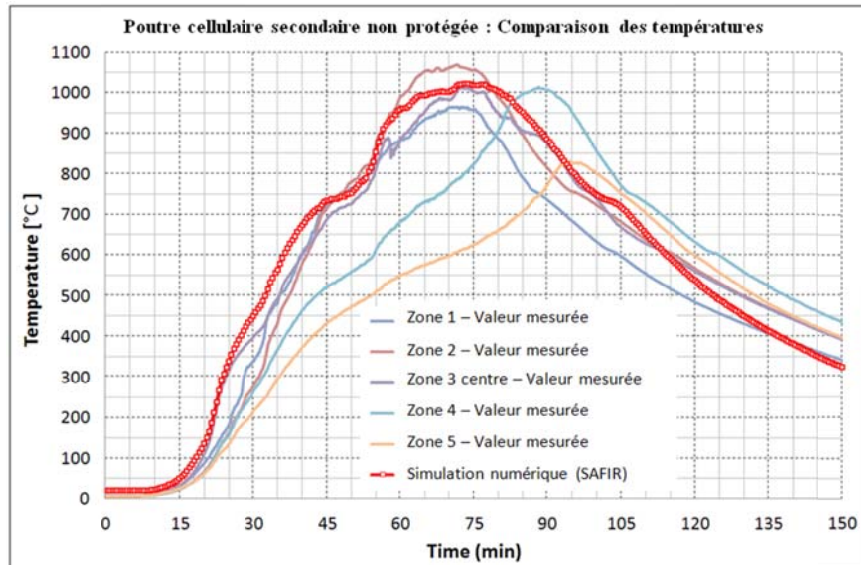


Figure 8.30 Comparaison entre les températures calculées et mesurées dans les poutres secondaires non protégées

Concernant les poutres protégées, le matériel isolant qui était seulement considéré pour l'analyse thermique est aussi considéré dans le modèle éléments finis. Les sections métalliques protégées sont affectées par le feu sur un côté et sur la semelle inférieure, tandis que l'autre côté du profilé, en face du mur, est supposé être une frontière adiabatique, voir Figure 8.29(b). Les températures dans les sections protégées restent en dessous de la température critique pour ces poutres cellulaires. Ainsi, pendant le calcul entier, le matériau acier standard avec des propriétés mécaniques identique à l'acier de l'EN1993-1-2 pourrait être considéré pour la semelle inférieure de ces profilés métalliques protégés. La protection au feu des poutres cellulaires est un paramètre clé qui est déterminant pour assurer un bon effet membranaire du système de plancher mixte en cas d'incendie.

Pour l'analyse thermique de la dalle, le modèle d'épaisseur efficace pour la dalle tel que défini dans l'EN1994-1-2 a été utilisé. Les nervures de 51 mm et la couche de béton de 69 mm qui couvre les nervures sont remplacées par une dalle plate avec une épaisseur efficace de 110 mm, voir Figure 8.31. Cette épaisseur efficace représente la hauteur de la dalle à considérer pour la réponse thermique. La dalle est soumise au feu sur sa face inférieure tandis que sa face supérieure reste en contact avec de l'air à 20°C. La hauteur à considérer pour les calculs mécaniques est la hauteur de béton au-dessus du coffrage métallique.

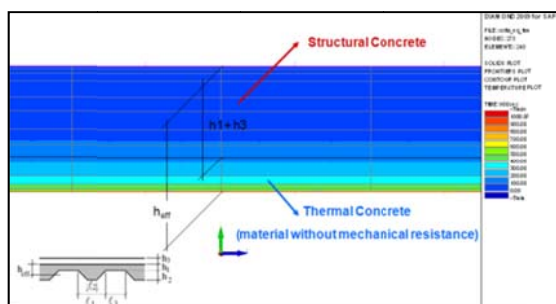


Figure 8.31 Calcul de l'épaisseur efficace pour l'analyse thermique de la dalle

A la Figure 8.32(a), les températures calculées sont comparées avec les températures mesurées dans la dalle au-dessus de la nervure. Pour les trois

positions considérées au dessus de la nervure (A-3, A-4 et A-5, voir Figure 8.32b), quatre mesures sont données correspondant aux quatre positions en plan. La zone A-4 correspond à la position des barres métalliques.

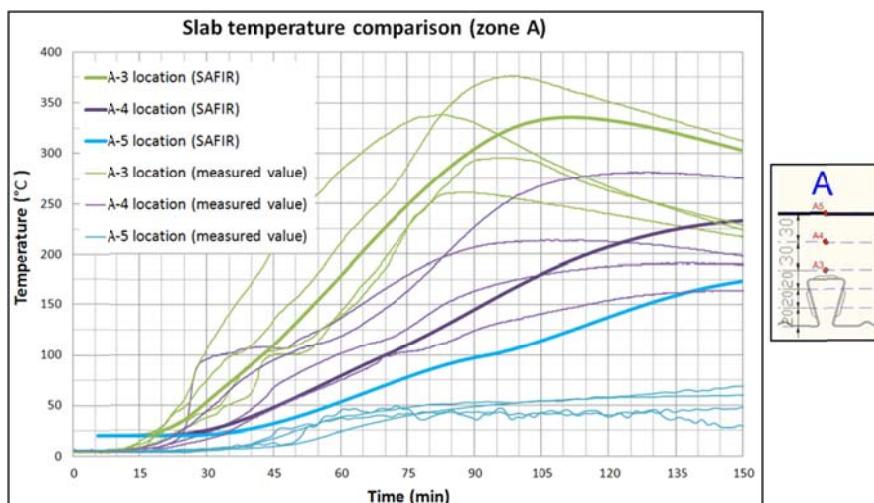


Figure 8.32 Transfert de chaleur dans les zones A1, A2 A3 et A4 à la hauteur A-3, A-4 et A-5 à travers la section droite; Comparaison entre les résultats mesurés et calculés avec le modèle d'épaisseur efficace de la dalle

Les températures calculées approchent bien les températures mesurées sauf au niveau de la face supérieure de la dalle (A-5) où les températures sont surestimées. Comme A-4 correspond à la position des barres métalliques, les températures dans ces barres d'armature sont correctement approximées par les résultats numériques avec le modèle d'épaisseur efficace.

8.3.4.3 Analyse structurelle

Un modèle éléments finis a été construit dans le logiciel SAFIR. La structure est modélisée en utilisant des éléments BEAM pour les poutres et des éléments SHELL pour la dalle. Les poutres d'extrémité sont simplement appuyées sur les colonnes comme indiqué à la Figure 8.33. La dalle et les poutres ne sont pas restreintes axialement.

Le comportement structurel à température ambiante est un mode flexionnel tandis que pendant l'incendie, l'action membranaire se développe. Les forces membranaires à température ambiante et à températures élevées peuvent être observées à la Figure 8.34.

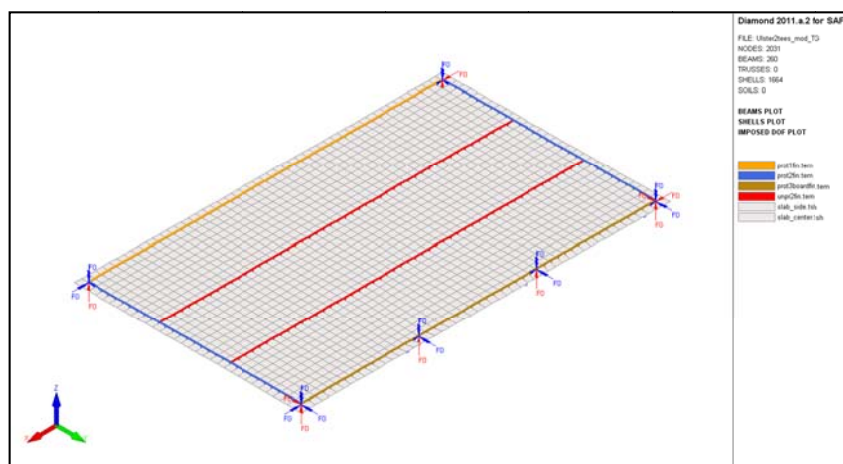


Figure 8.33 Modèle d'analyse structurelle

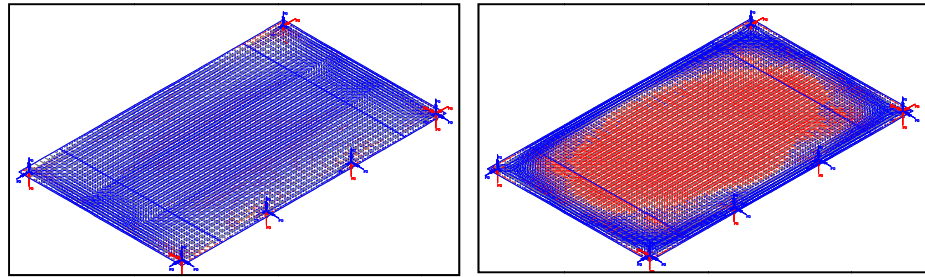


Figure 8.34 Comparaison entre le mode flexionnel (gauche) et l'action membranaire de traction (droite): forces membranaires dans la dalle

Comme un élément fini de type BEAM ne permet pas de prendre en compte les instabilités dues au voilement d'âme, la façon de modéliser le comportement du plancher est d'utiliser un matériau modifié pour la semelle inférieure des poutres non protégées. Considérer ce matériau acier modifié (*STEELEC3_WPB*) permet une modélisation du comportement structurel pendant le test entier avec une seule simulation.

Finalement, la comparaison entre les flèches mesurées et celles calculées avec le modèle EF au milieu des poutres secondaires non protégées est montrée à la Figure 8.35.

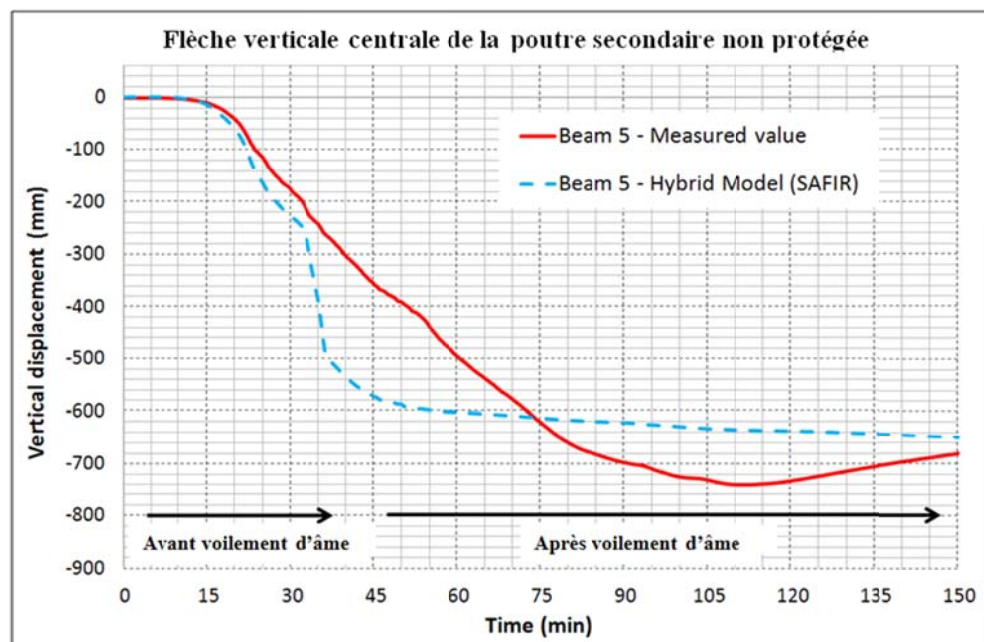


Figure 8.35 Comparaison entre la flèche verticale mesurée et calculée au milieu de la poutre non protégée avec le modèle hybride

Après 30 minutes, la température de la semelle inférieure des profils non protégés dépasse 500°C. Ensuite, en réalisant le calcul mécanique avec le modèle hybride en considérant un matériau acier modifié, la semelle inférieure perd rapidement toutes ses propriétés mécaniques et la flèche augmente. A haute température après le voilement d'âme, le modèle hybride donne une bonne approximation du comportement réel de la dalle qui ne peut pas récupérer sa raideur de sorte que la flèche reste importante à la fin de l'essai.

Le modèle structurel SAFIR a été capable de prédire avec un niveau acceptable de précision le comportement complexe des poutres cellulaires agissant en action membranaire. L'utilisation d'un matériau acier modifié pour la semelle inférieure des poutres cellulaires non protégées peut être une façon simple mais efficace de prendre en compte le phénomène d'instabilité de tels modèles complexes où les éléments BEAM sont préférables pour les poutres. Cela serait aussi possible de modéliser les poutres métalliques cellulaires en détail avec des éléments SHELL mais un tel modèle serait trop grand pour des applications pratiques.

8.4 Etude numérique paramétrique utilisant la courbe température-temps standard

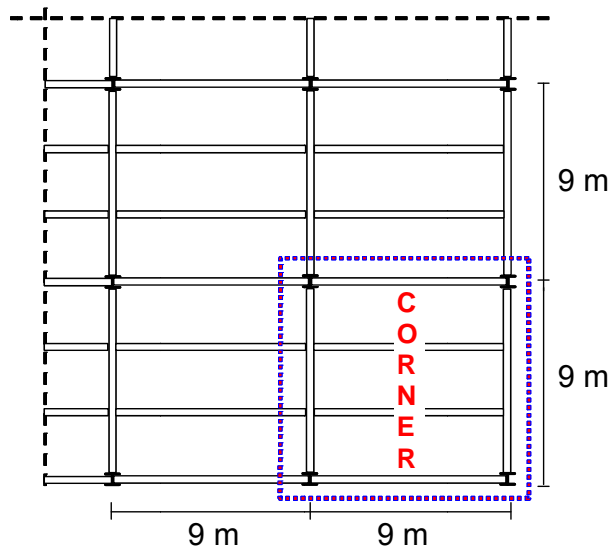
8.4.1 Donnée d'entrée pour l'étude paramétrique

Une étude paramétrique a été réalisée pour étendre l'investigation de la méthode de calcul simple à son domaine d'utilisation complet. Cependant, une étude paramétrique complète aurait requis un grand nombre de simulations numériques, ce qui nécessiterait un énorme coût de calcul. Par conséquent, la portée de l'étude paramétrique a été limitée aux paramètres clés suivant :

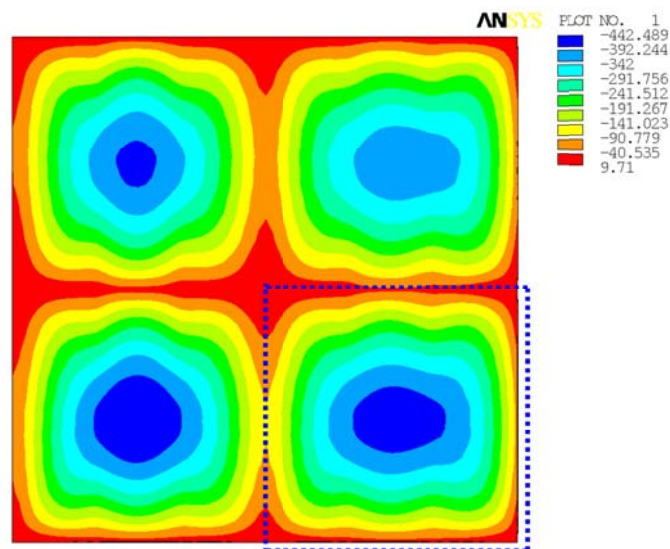
- Taille du grillage du plancher,
- Degré d'utilisation,
- Durée du feu.

Il doit être signalé que cette étude paramétrique est uniquement focalisée sur le comportement des planchers mixtes acier et béton exposés à la courbe température-temps standard.

Un calcul numérique préliminaire a été entrepris pour un plancher mixte avec une aire de 18 m sur 18 m, comprenant deux baies de 9 m de portée dans chaque direction, voir Figure 8.36(a). L'objectif principal de cette analyse préliminaire était de déterminer les conditions de frontière appropriées, en particulier les conditions de restrainte de la dalle à adopter si le modèle est limité à une baie dans l'étude paramétrique. Comme montré à la Figure 8.36(b), la flèche prévue du coin du grillage avec les deux arrêtes continues est la plus importante parmi les quatre grillages (les trois autres grillages sont avec trois ou quatre arrêtes continues). Par conséquent, toutes les simulations de l'étude paramétrique simulaient des conditions de restrainte appropriées pour une baie de coin avec deux arrêtes latéralement restreintes pour simuler la continuité de la dalle.



(a) Grillage de la structure d'une construction réelle



(b) Modèle ANSYS

Figure 8.36 Calcul numérique des quatre grillages du plancher

Sept tailles de baie ont été étudiées dans l'étude paramétrique : 6 x 6 m, 6 x 9 m, 6 x 12 m, 9 x 9 m, 9 x 12 m, 9 x 15 m and 7.5 x 15 m (Figure 8.37). Tous ces cas ont été modélisés avec une continuité simulée de la dalle mixte sur deux côtés. Toutes les poutres d'extrémité étaient supposées être protégées mais toutes les poutres secondaires intérieures étaient supposées être non protégées.

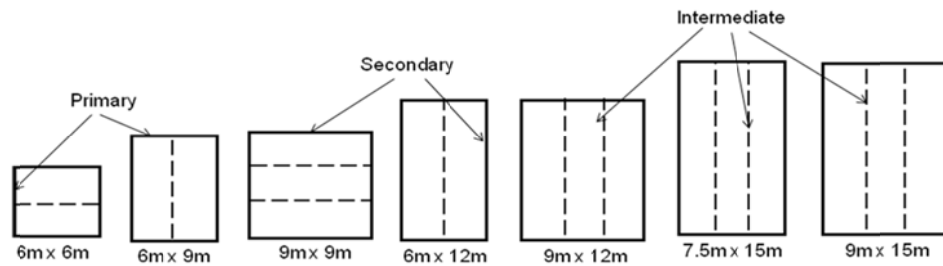


Figure 8.37 Planchers considérés dans l'étude numérique paramétrique

Trois intensités d'action variable différentes ont été considérées dans l'étude, tel que montré à la Table 8.1. Ces valeurs d'action variable correspondent à celles communément utilisées pour le calcul à température ambiante dans le marché français de la construction. Néanmoins, si des valeurs de charge différente étaient utilisées, il n'y aurait pas d'influence sur la méthode de calcul simple parce que la charge appliquée est seulement une donnée d'entrée fournie par les ingénieurs de dimensionnement. Dans l'étude paramétrique, seuls les cas 1 et 3 ont été étudiés numériquement. Le cas 2 a été considéré être couvert puisqu'il représente une valeur intermédiaire entre les cas 1 et 3.

Table 8.1 Valeurs des actions permanentes et variables considérées.

Cas	Action Permanente G	Action variable Q
1	Poids Propre + 1.25 kN/m ²	2.5 kN/m ²
2	Poids Propre + 1.25 kN/m ²	3.5 kN/m ²
3	Poids Propre + 1.25 kN/m ²	5.0 kN/m ²

Quatre durées de feu standard, 30, 60, 90 et 120 minutes, ont été étudiées. La hauteur de la dalle mixte dans chacun des cas a été déterminée sur base de la hauteur minimum requise pour satisfaire le critère d'isolation pour ces durées d'exposition au feu. Basé sur l'utilisation de profil métallique trapézoïdal de 60 mm de hauteur, cela résulte en des dalles mixtes de 120, 130, 140 et 150 mm d'épaisseur. La géométrie du profil trapézoïdal est basée sur le produit COFRAPLUS60, le plus couramment utilisé sur le marché français. Ce coffrage métallique a des nervures étroites par rapport aux autres profilés ce qui résulte en un profil de températures plus élevées et une résistance mécanique plus faible. Par conséquent, si la méthode de calcul simple est vérifiée avec ce coffrage métallique, la conclusion pourrait être étendue de manière conservatrice à n'importe quels autres types de coffrage.

Avec la combinaison de tous les paramètres ci-dessus, un total de 112 simulations numériques a été réalisé.

Avant l'analyse du comportement au feu des différents grillages de plancher, des calculs préliminaires ont été menés selon les prescriptions de l'EN 1994-1-1⁽³⁴⁾, pour déterminer la taille des éléments structurels de tous les planchers mixtes. Dans ces calculs, toutes les poutres métalliques ont été considérées être connectées à la dalle mixte avec des goujons de tête. En ce qui concerne les propriétés de matériau utilisées dans ces calculs, la qualité du béton a été supposée être du C30/37 avec

une résistance à la compression de 30 MPa. Le grillage d'armature métallique était de nuance d'acier B500. La nuance d'acier des poutres était généralement du S235.

Un paramètre important pour la performance au feu du plancher mixte dimensionné avec la méthode de calcul simple est la taille du grillage d'armature métallique utilisé dans la dalle mixte. Comme l'étude paramétrique avait pour but de vérifier la méthode de calcul simple, la taille de tous les grillages d'armature a été dérivée directement de cette méthode de calcul simple. De plus, la distance d'axe (c.-à-d. la distance entre l'axe longitudinal des armatures et le côté non exposé de la dalle de béton) a été prise à 45 mm dans tous les cas.

La chauffe des poutres d'extrémité protégées contre le feu et des colonnes influencera aussi la performance de la dalle de plancher. Dans l'étude paramétrique, les propriétés thermiques de la protection au feu ont été modélisées de telle sorte que la température de ces éléments à la durée d'exposition au feu attendue soit en général au environ de 500°C. Cependant, si cette température était atteinte avant la durée de résistance au feu attendue, la température de la poutre métallique correspondante était alors maintenue à 550°C pour tous les instants postérieurs à celui où cette température avait été atteinte.

Des détails concernant la taille des poutres métalliques considérées pour chaque cas sont donnés dans la Table 8.2 à la Table 8.5. La table inclut aussi le degré d'assemblage au cisaillement des poutres mixtes et la nuance d'acier si elle est différente du S235. B1, B2, S et DC signifie respectivement poutres principales, poutres secondaires, aire des mailles d'armature en mm^2/m et degré d'assemblage à l'effort tranchant des poutres mixtes. De plus, Portée 1 indique la longueur des poutres secondaires et Portée 2 celle des poutres principales. Pour chaque cas, deux simulations ont été réalisées, une avec la présence d'un lien mécanique entre la dalle et les colonnes (par exemple, à travers des barres d'armature supplémentaires) et l'autre sans ce lien.

Table 8.2 Paramètres sélectionnés pour des planchers dimensionnés pour une résistance au feu de 30 minutes

R 30 Epaisseur = 120 mm		Portée1 [m]							
Portée2 [m]	Charge [kN/m²]	6		9		12		15	
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0.9		DC: 1.0		DC: 1.0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0.8		DC: 0.7		DC: 0.7				
	S	84	S	99	S	142			
	5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
DC: 0.9			DC: 1.0		DC: 1.0				
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
	DC: 0.7	DC: 0.6		DC: 0.6					
S	99	S	142	S	142				
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600
									DC: 1.0
								B2	IPE550
							DC: 0.7		
	5.0+1.25							B1	IPE600-S355
									DC: 1.0
						B2	IPE600		
							DC: 0.7		
						S	142		
9	2.5+1.25	B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600		
			DC: 0.6		DC: 0.8		DC: 1.0		
		B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE500		
	DC: 0.7		DC: 0.7		DC: 0.7				
	S	99	S	142	S	142			
	5.0+1.25	B1	IPE550-S355	B1	IPE600-S355	B1	IPE600-S355		
DC: 0.6			DC: 0.8		DC: 1.0				
B2		IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600			
	DC: 0.6	DC: 0.6		DC: 0.7					
S	142	S	142	S	142				

Table 8.3 Paramètres sélectionnés pour des planchers dimensionnés pour une résistance au feu de 60 minutes

R 60 Epaisseur = 130 mm		Portée1 [m]							
Portée 2 [m]	Charge [kN/m²]	6		9		12		15	
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0.8		DC: 0.9		DC: 1.0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0.8		DC: 0.8		DC: 0.7				
	S	115	S	193	S	284			
	5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
DC: 0.8			DC: 0.9		DC: 1.0				
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
	DC: 0.7	DC: 0.6		DC: 0.5					
S	151	S	227	S	347				
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600
								DC: 1.0	
								B2	IPE550
							DC: 0.7		
							S	347	
	5.0+1.25							B1	IPE600-S355
						DC: 1.0			
						B2	IPE600		
						DC: 0.6			
						S	433		
9	2.5+1.25	B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600		
			DC: 0.5		DC: 0.7		DC: 0.9		
		B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550		
	DC: 0.8		DC: 0.7		DC: 0.7				
	S	166	S	245	S	311			
	5.0+1.25	B1	IPE550-S355	B1	IPE600-S355	B1	IPE750 x 173		
			DC: 0.5		DC: 0.7		DC: 0.9		
		B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600		
DC: 0.6			DC: 0.5		DC: 0.6				
S	210	S	297	S	393				

Table 8.4 Paramètres sélectionnés pour des planchers dimensionnés pour une résistance au feu de 90 minutes

R 90 Epaisseur = 140 mm		Portée1 [m]										
Portée2 [m]	Charge [kN/m²]	6		9		12		15				
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450					
			DC: 0.7		DC: 1.0		DC: 1.0					
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450					
	DC: 0.7		DC: 0.8		DC: 0.7							
	S	119	S	187	S	291						
	5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500					
DC: 0.7			DC: 1.0		DC: 1.0							
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500						
	DC: 0.7	DC: 0.6		DC: 0.6								
S	146	S	233	S	355							
7.5	2.5+1.25											
										B1	IPE600	
										DC: 0.9		
	5.0+1.25											
											B2	IPE550
											DC: 0.7	
S	393											
5.0+1.25												
										B1	IPE600-S355	
										DC: 0.9		
B2	IPE600											
DC: 0.6												
S	473											
9	2.5+1.25											
										B1	IPE550	
										DC: 0.5		
	5.0+1.25											
											B2	IPE360
											DC: 0.8	
	S	177										
	5.0+1.25											
											B1	IPE550-S355
DC: 0.5												
5.0+1.25												
										B2	IPE400	
										DC: 0.6		
S	215											
5.0+1.25												
										B1	IPE600	
										DC: 0.6		
5.0+1.25												
										B2	IPE450	
										DC: 0.7		
S	252											
5.0+1.25												
										B1	IPE600-S355	
										DC: 0.7		
5.0+1.25												
										B2	IPE550	
										DC: 0.7		
S	340											
5.0+1.25												
										B1	IPE750 x 173	
										DC: 0.7		
5.0+1.25												
										B2	IPE600	
										DC: 0.6		
S	433											

Table 8.5 Paramètres sélectionnés pour des planchers dimensionnés pour une résistance au feu de 120 minutes

R 120 Epaisseur = 140 mm		Portée1 [m]								
Portée 2 [m]	Charge [kN/m ²]	6		9		12		15		
6	2.5+1.25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450			
			DC: 0.6		DC: 1.0		DC: 1.0			
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450			
			DC: 0.7		DC: 0.8		DC: 0.7			
		S	132	S	204	S	318			
		5.0+1.25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1			IPE500
	DC: 0.6			DC: 1.0		DC: 1.0				
	B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
			DC: 0.7		DC: 0.6		DC: 0.6			
	S	161	S	252	S	393				
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600	
									DC: 0.8	
									B2	IPE550
	5.0+1.25							B1	IPE600	
									-S355	
									DC: 0.8	
								B2	IPE600	
								DC: 0.6		
								S	503	
9	2.5+1.25			B1	IPE550	B1	IPE550- S355	B1	IPE600	
					DC: 0.4		DC: 0.6		-S355	
				B2	IPE360	B2	IPE450		B2	IPE550
					DC: 0.8		DC: 0.7			DC: 0.7
				S	193	S	277		S	377
		5.0+1.25	B1	IPE550	B1	IPE600- S355	B1		IPE750	
	-S355			DC: 0.4		DC: 0.6		x 173		
	B2		IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600			
			DC: 0.6		DC: 0.6		DC: 0.6			
			S	252	S	340	S	457		

8.4.2 Données d'entrée pour l'étude paramétrique

Les résultats de l'étude paramétrique ont été utilisés pour étudier les deux questions suivantes, qui sont importantes pour l'application de la méthode simple en pratique.

- Flèche maximum du plancher
- Elongation maximum du grillage d'armatures métalliques

8.4.2.1 Flèche maximum du plancher

Comme décrit pour la méthode de calcul simple (voir Section 5) et démontré pendant l'essai au feu (voir Section 7), une grande flèche du plancher pourrait apparaître avant que la ruine structurelle ne soit atteinte. Comme la résistance de la dalle dépend de l'action membranaire de traction de la dalle de plancher, cette grande flèche est requise pour activer ce mécanisme de reprise de charge. Cependant, de larges flèches du plancher peuvent aussi mener à la perte de la performance d'intégrité à cause de la fissuration du béton, des grandes contraintes dans les armatures et de la possible modification des conditions de chargement si le plancher devient trop incliné. Les autorités de contrôle sont aussi concernées par les méthodes de calcul qui entraînent des flèches plus importantes que celles expérimentalement rencontrées dans les essais au feu traditionnels bien que celles-ci ne soient pas vraiment pertinentes pour la méthode de calcul discutée dans cette publication. La méthode de calcul simple suppose aussi que la poutre d'extrémité de chaque panneau de calcul du plancher reste rigide. En réalité, les poutres avoisinantes fléchissent une fois soumises au feu. L'étude paramétrique prête une attention particulière aux flèches afin de s'occuper de ces problèmes.

Dans la méthode de calcul simple, une valeur maximum admissible a été posée (voir Section 6.2.1) pour prédire la capacité de charge portante ultime du plancher. La première étape de la recherche actuelle est donc de vérifier si cette flèche maximum admissible est cohérente avec la flèche prévue par la méthode de calcul avancée. Par conséquent, une comparaison entre la flèche calculée dans l'analyse numérique et les flèches maximales admissibles obtenues selon la méthode de calcul simple a été menée et les résultats sont illustrés à la Figure 8.38 (avec un lien mécanique entre dalle et colonnes) et à la Figure 8.39 (sans lien mécanique entre dalle et colonnes). A cause du fait que la méthode de calcul simple suppose les appuis périphériques verticalement bloqués et que les calculs avancés tiennent compte de la flexibilité des poutres métalliques périphériques, la comparaison entre les deux a été faite avec une flèche totale du plancher en situation d'incendie dont la flèche des poutres périphériques a été déduite.

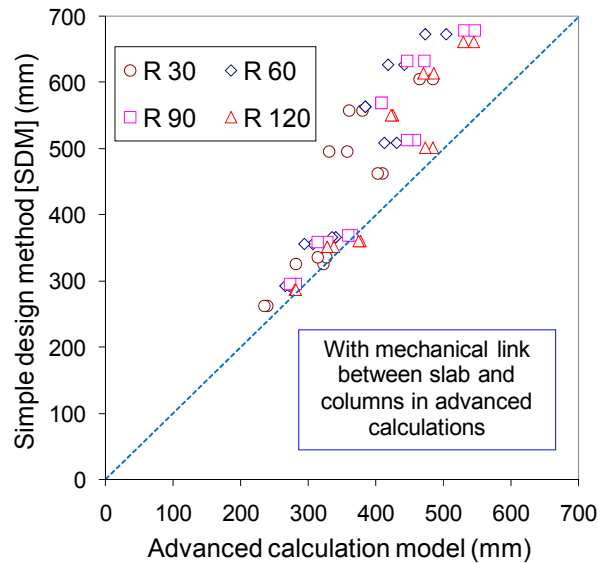


Figure 8.38 Comparaison de la flèche prévue par le modèle de calcul avancé avec la flèche maximum admissible selon la méthode de calcul simple (MCS) avec un lien mécanique entre la dalle et les colonnes

La comparaison permet de trouver que la flèche admissible maximum utilisée dans la méthode de calcul simple est systématiquement plus grande que la flèche maximum prévue dans l'analyse numérique. La dispersion entre eux semble augmenter en fonction de la taille du panneau de plancher. En fait, la signification physique de cette observation est que la méthode de calcul simple prédit une capacité de charge portante du plancher plus faible que le modèle de calcul avancé sous la même valeur de flèche. De ce point de vue, la méthode de calcul simple peut être considérée comme conservatrice.

Traditionnellement, certaines normes nationales anti-incendie définissent la valeur portée/30 de la flèche comme critère de rupture pour un élément structurel seul en flexion (poutres et dalles) pour des essais sous condition de feu ISO⁽³⁸⁾. En cas de planchers mixtes comprenant des poutres principales, des poutres secondaires et des dalles, on peut considérer que la flèche limite totale du plancher devrait être la somme des flèches admissibles de chacun des éléments structurels comme illustré à la Figure 8.40 à la place de celle avec chaque flèche considérée individuellement parce que ces éléments structurels sont assemblés ensemble.

Par conséquent, quelle que soit la distribution de la poutre, la flèche limite devra être au moins $(\text{Portée}_1 + \text{Portée}_2)/30$ où Portée 1 est la longueur des poutres secondaires et Portée 2 est la longueur des poutres principales.

Pour ce critère de rupture, il est donc intéressant de vérifier la classe de résistance au feu du plancher. Une comparaison est illustrée à la Figure 8.41 qui donne le rapport entre la durée du feu à atteindre au-dessus du critère de flèche selon le modèle de calcul avancé et la classe de résistance au feu prévue par la Méthode de Calcul Simple. En tout cas, ce rapport est plus grand que 1.0, ce qui signifie que si la déflexion ci-dessus est adoptée comme critère de rupture, la classe de résistance au feu sera plus grande que celle donnée par la méthode de calcul simple. Par conséquent, l'application du calcul simple satisfera automatiquement le critère de flèche ci-dessus.

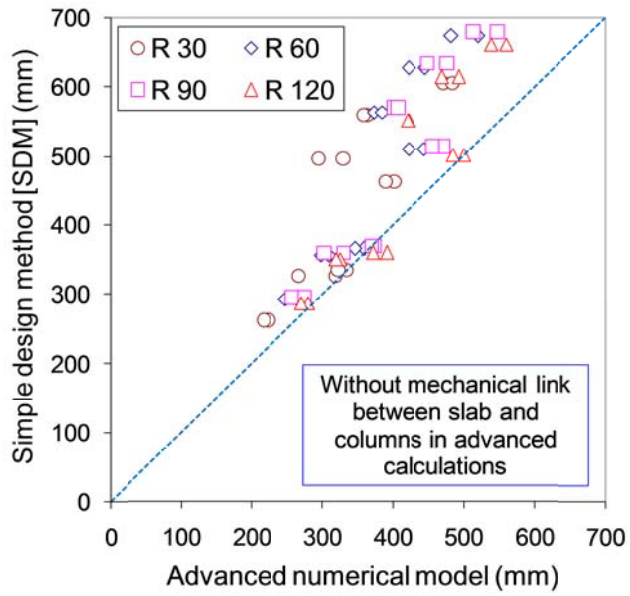


Figure 8.39 Comparaison de la flèche prévue par le modèle de calcul avancé avec la flèche admissible maximum selon la méthode de calcul simple (MCS) sans lien mécanique entre la dalle et les colonnes

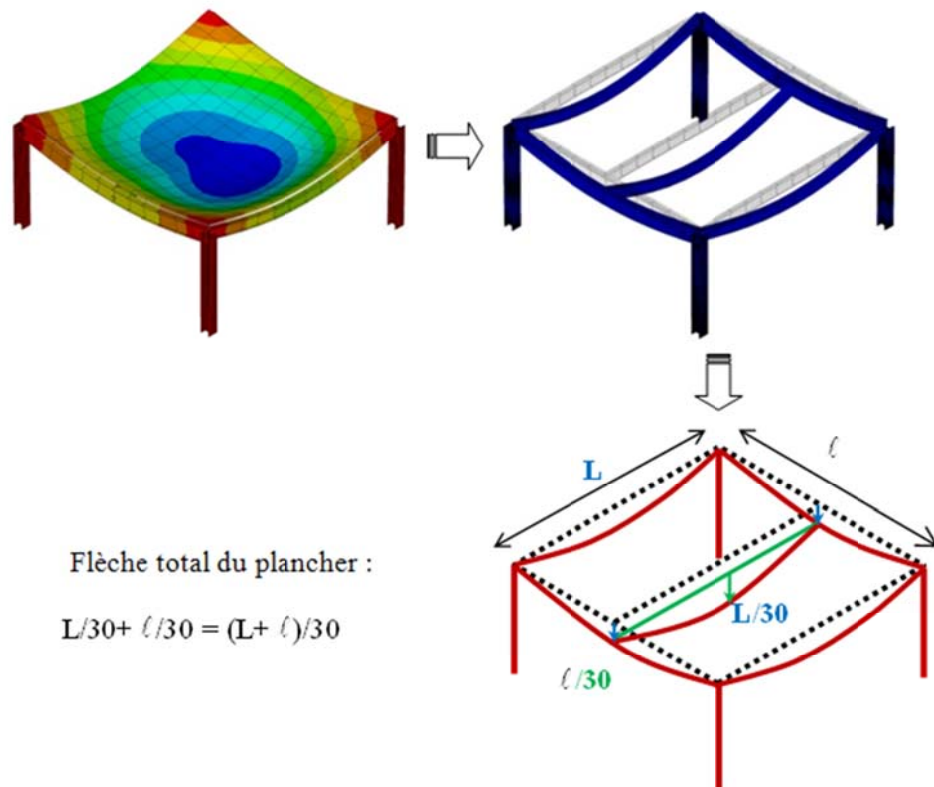


Figure 8.40 Flèche limite totale selon le critère de Portée/30

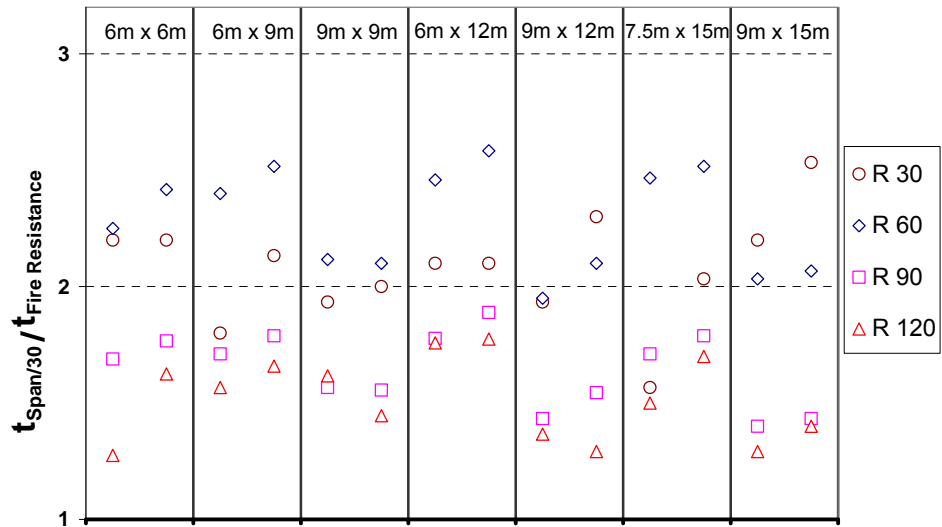


Figure 8.41 Rapport entre le temps où la flèche prévue atteint la Portée/30 et la résistance au feu prévue par la méthode de calcul simple

La norme européenne pour les essais de résistance au feu⁽³²⁾ définit les limites de flèche suivantes pour l'évaluation du critère de charge portante des éléments sujets à la flexion. On considère que la ruine par épuisement de capacité portante pour ce type d'élément structurel est obtenue si la flèche mesurée excède la limite de flèche ou la limite de vitesse de déplacement données ci-dessous :

$$\text{Limitation de flèche, } D = \frac{L^2}{400d} \text{ mm; et,}$$

$$\text{Limitation du taux de flèche, } \frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000d} \text{ mm/min}$$

Où:

L est la portée nette du spécimen d'essai, en millimètres

d est la distance de la fibre extrême de la zone de compression en calcul à froid à la fibre extrême de la zone de tension en dimensionnement à froid de la section structurelle, en millimètres.

Il doit être gardé à l'esprit que le critère concernant le taux de flèche n'est pas appliqué jusqu'à ce qu'une flèche de Portée/30 n'ait été atteinte. C'est la raison pour laquelle le critère n'est pas pris en compte puisqu'il est déjà inclus dans le critère de flèche précédent basée sur la Portée/30. Le même principe que considéré avec le critère de Portée/30 peut être appliqué pour avoir la flèche limite admissible maximum du plancher.

8.4.2.2 Elongation du grillage d'armatures métalliques

En plus de la flèche du plancher, l'allongement de l'acier d'armature est la seconde caractéristique qui est étudiée en détail dans cette étude paramétrique. La méthode de calcul simple est basée sur une analyse plastique pour la capacité de charge portante du système de plancher permettant une amélioration due à l'action membranaire de traction. Comme discuté à la Section 6, la ruine de la dalle pourrait survenir à cause de la rupture du grillage à travers la petite portée de la dalle. De

plus, cette rupture pourrait apparaître également au niveau des parties extrêmes du plancher où la continuité de la dalle existe.

Cette étude paramétrique a fourni l'opportunité d'étudier la contrainte dans les armatures prévue par le modèle de calcul avancé quand la résistance au feu visée est atteinte. Connaissant l'allongement des armatures à la ruine, une conclusion peut alors être tirée concernant la marge de sécurité sur la rupture des armatures fournie par la méthode simple.

Comme le grillage d'armatures métalliques traverse la totalité de la surface du plancher et qu'il est continu à travers toutes les poutres y compris les poutres d'extrémité protégées, une contrainte significative de traction apparaîtra aussi au-dessus des poutres protégées et autour des colonnes.

Si l'élongation devient trop grande, la rupture des armatures pourrait survenir, ce qui peut mener à une perte d'intégrité et de performance d'isolation du plancher avant que la ruine de charge portante ne soit atteinte. Cependant, la question se pose à propos du critère à appliquer à la capacité d'élongation de l'acier d'armatures. L'EN 1992-1-2⁽³⁵⁾ recommande que, pour un calcul plastique, la capacité d'allongement minimum à contrainte ultime pour l'acier d'armatures doit être d'au moins 5%. Par conséquent, cette valeur est prise comme critère d'élongation dans cette étude paramétrique pour le grillage d'armatures métalliques.

Les résultats de cette étude paramétrique liés à la flèche maximum des planchers obtenus pour toutes les durées de résistance au feu et à l'allongement maximum de l'acier d'armature le long de deux directions orthogonales (parallèles aux poutres principales et secondaires respectivement) sont résumés de la Table 8.10 à la Table 8.13. Dans ces tables, MCS signifie méthode de calcul simple et Portées signifient (Portée 1 + Portée 2). Par ces tables, il peut être trouvé que dans tous les cas, la flèche admissible maximum utilisée pour évaluer la capacité de charge portante dans la méthode de calcul simple excède toujours les prévisions du modèle de calcul avancé. Concernant l'allongement maximum de l'acier d'armatures, il peut être observé que les valeurs maxima obtenues avec le modèle numérique avancé pour les différentes durées de feu sont toujours inférieures à 5%, ce qui est une fois encore très satisfaisant.

Table 8.6 *Flèche du plancher et allongement de l'acier d'armatures pour une durée de feu R30 (avec lien mécanique entre dalle et colonnes)*

Charge [kN/m ²]	Portée 1 L [m]	Portée2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Elongation Portée1 [%]	Elongation Portée2 [%]
			Total add.	Charge					
2.5+1.25	6	6	248	239	262	400	500	2.8%	3.0%
5.0+1.25	6	6	240	235	262	400	462	2.9%	2.7%
2.5+1.25	9	6	359	322	326	500	609	2.8%	2.4%
5.0+1.25	9	6	312	282	326	500	563	3.0%	2.3%
2.5+1.26	9	9	359	331	495	600	844	3.4%	2.6%
5.0+1.25	9	9	389	358	495	600	779	3.0%	2.4%
2.5+1.25	12	6	379	326	335	600	789	3.1%	2.3%
5.0+1.25	12	6	361	314	335	600	726	3.0%	2.5%
2.5+1.25	12	9	443	381	558	700	987	3.2%	2.3%
5.0+1.25	12	9	416	361	558	700	907	3.0%	2.6%
2.5+1.25	15	7.5	480	410	462	750	1049	3.1%	3.8%
5.0+1.25	15	7.5	461	403	462	750	977	3.0%	4.0%
2.5+1.25	15	9	539	465	605	800	1234	3.2%	3.1%
5.0+1.25	15	9	578	485	605	800	1063	3.5%	4.4%

Table 8.7 *Flèche du plancher et allongement de l'acier d'armature pour une durée de feu R60 (avec lien mécanique entre dalle et colonnes)*

Charge [kN/m ²]	Portée1 L [m]	Portée2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Elongation Portée1 [%]	Elongation Portée2 [%]
			Total add.	Dalle					
2.5+1.25	6	6	288	271	293	400	486	3.6%	3.1%
5.0+1.25	6	6	280	266	293	400	450	3.7%	2.9%
2.5+1.25	9	6	348	307	356	500	597	3.5%	2.8%
5.0+1.25	9	6	334	294	356	500	552	3.4%	2.6%
2.5+1.26	9	9	434	385	563	600	827	3.9%	2.9%
5.0+1.25	9	9	429	384	563	600	764	3.6%	2.8%
2.5+1.25	12	6	409	341	366	600	776	3.3%	2.4%
5.0+1.25	12	6	397	335	366	600	714	3.1%	2.5%
2.5+1.25	12	9	527	442	627	700	970	3.7%	2.7%
5.0+1.25	12	9	499	419	627	700	893	3.4%	2.7%
2.5+1.25	15	7.5	524	431	509	750	1034	3.1%	3.7%
5.0+1.25	15	7.5	492	413	509	750	963	2.8%	3.4%
2.5+1.25	15	9	607	505	673	800	1125	3.6%	3.4%
5.0+1.25	15	9	571	474	673	800	1048	3.3%	3.1%

Table 8.8 *Flèche du plancher et allongement de l'acier d'armature pour une durée de feu R90 (avec lien mécanique entre dalle et colonnes)*

Charge [kN/m ²]	Portée1 L [m]	Portée2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Elongation Portée1 [%]	Elongation Portée2 [%]
			Total add.	Dalle					
2.5+1.25	6	6	306	282	295	400	474	2.7%	2.6%
5.0+1.25	6	6	294	274	295	400	439	2.8%	2.3%
2.5+1.25	9	6	379	328	359	500	585	2.7%	2.5%
5.0+1.25	9	6	364	314	359	500	542	2.7%	2.2%
2.5+1.26	9	9	471	408	569	600	810	3.3%	2.2%
5.0+1.25	9	9	468	409	569	600	750	3.1%	2.2%
2.5+1.25	12	6	448	365	369	600	763	2.5%	2.6%
5.0+1.25	12	6	436	360	369	600	703	2.2%	2.4%
2.5+1.25	12	9	579	472	633	700	953	3.0%	2.4%
5.0+1.25	12	9	548	447	633	700	879	2.7%	2.3%
2.5+1.25	15	7.5	579	458	513	750	1019	2.6%	3.1%
5.0+1.25	15	7.5	550	446	513	750	950	1.9%	2.9%
2.5+1.25	15	9	670	532	679	800	1109	2.6%	3.1%
5.0+1.25	15	9	668	547	679	800	1034	2.3%	2.5%

Table 8.9 *Flèche du plancher et allongement de l'acier d'armature pour une durée de feu R120 (avec lien mécanique entre dalle et colonnes)*

Charge [kN/m ²]	Portée1 L [m]	Portée2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Elongation Portée1 [%]	Elongation Portée2 [%]
			Total add.	Dalle					
2.5+1.25	6	6	360	281	287	400	462	3.1%	2.6%
5.0+1.25	6	6	305	281	287	400	429	3.2%	2.7%
2.5+1.25	9	6	398	339	351	500	574	3.0%	2.7%
5.0+1.25	9	6	386	328	351	500	532	3.0%	2.6%
2.5+1.26	9	9	500	426	551	600	794	3.9%	2.7%
5.0+1.25	9	9	492	422	551	600	736	3.6%	2.6%
2.5+1.25	12	6	476	377	360	600	750	2.8%	3.1%
5.0+1.25	12	6	464	374	360	600	692	2.4%	3.0%
2.5+1.25	12	9	616	487	614	700	938	3.6%	2.8%
5.0+1.25	12	9	626	470	614	700	865	3.4%	2.8%
2.5+1.25	15	7.5	625	485	501	750	1004	2.6%	3.6%
5.0+1.25	15	7.5	592	473	501	750	938	2.2%	3.4%
2.5+1.25	15	9	705	545	661	800	1093	3.2%	3.3%
5.0+1.25	15	9	676	530	661	800	1020	2.7%	3.2%

Les résultats donnés dans ces tables suite à l'investigation paramétrique avec le modèle de calcul avancé ANSYS sont basés sur l'hypothèse que la dalle mixte est liée à toutes les colonnes métalliques avec des barres d'armature en acier supplémentaires. Ce détail constructif peut certainement réduire la flèche du plancher mais en réalité, ce n'est pas toujours possible, spécialement pour les poutres d'extrémité. Il sera alors très important de connaître, dans le cas où ce détail constructif est appliqué, quel sera son impact sur le comportement global du plancher. Une seconde série de tests a été menée sans ce détail constructif et les résultats sont présentés de la même façon de la Table 8.10 à la Table 8.13. Les flèches maximales sont certainement légèrement plus importantes que précédemment. Cependant, elles restent presque toujours plus faibles que celles estimées selon les différents critères traditionnels. De plus, l'allongement maximum du grillage d'armatures métalliques pour tous les planchers est inférieur à 5% pour toutes les classes de résistance au feu données.

Table 8.10 *Flèche du plancher et allongement de l'acier d'armature pour une durée de feu R30 (sans lien mécanique entre dalle et colonnes)*

Charge [kN/m ²]	Portée1 L [m]	Portée2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Elongation Portée1 [%]	Elongation Portée2 [%]
			Total add.	Dalle					
2.5+1.25	6	6	305	224	262	400	500	2.8%	2.4%
5.0+1.25	6	6	285	218	262	400	462	3.0%	2.2%
2.5+1.25	9	6	363	274	326	500	609	2.9%	2.2%
5.0+1.25	9	6	330	267	326	500	563	3.0%	2.1%
2.5+1.26	9	9	406	295	495	600	844	3.2%	2.2%
5.0+1.25	9	9	394	330	495	600	779	3.1%	2.4%
2.5+1.25	12	6	415	335	335	600	789	3.4%	2.1%
5.0+1.25	12	6	392	323	335	600	726	3.0%	2.2%
2.5+1.25	12	9	464	364	558	700	987	3.3%	2.2%
5.0+1.25	12	9	442	359	558	700	907	3.0%	2.5%
2.5+1.25	15	7.5	490	402	462	750	1049	3.2%	3.0%
5.0+1.25	15	7.5	463	390	462	750	977	2.8%	3.1%
2.5+1.25	15	9	569	472	605	800	1234	3.0%	3.6%
5.0+1.25	15	9	578	485	605	800	1063	3.1%	4.0%

Table 8.11 *Flèche du plancher et allongement de l'acier d'armature pour une durée de feu R60 (sans lien mécanique entre dalle et colonnes)*

Charge [kN/m ²]	Portée1 L [m]	Portée2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Elongation Portée1 [%]	Elongation Portée2 [%]
			Total add.	Dalle					
2.5+1.25	6	6	348	264	293	400	486	3.7%	2.6%
5.0+1.25	6	6	325	248	293	400	450	3.7%	2.6%
2.5+1.25	9	6	400	310	356	500	597	3.5%	2.5%
5.0+1.25	9	6	380	298	356	500	552	3.6%	2.5%
2.5+1.26	9	9	493	373	563	600	827	3.5%	2.5%
5.0+1.25	9	9	481	385	563	600	764	3.2%	2.5%
2.5+1.25	12	6	463	359	366	600	776	4.0%	2.6%
5.0+1.25	12	6	435	346	366	600	714	3.8%	2.8%
2.5+1.25	12	9	587	445	627	700	970	3.8%	2.6%
5.0+1.25	12	9	548	423	627	700	893	3.5%	2.8%
2.5+1.25	15	7.5	565	444	509	750	1034	3.6%	3.2%
5.0+1.25	15	7.5	520	423	509	750	963	3.3%	3.0%
2.5+1.25	15	9	660	520	673	800	1125	3.1%	3.6%
5.0+1.25	15	9	607	483	673	800	1048	2.8%	3.4%

Table 8.12 *Flèche du plancher et allongement de l'acier d'armature pour une durée de feu R90 (sans lien mécanique entre dalle et colonnes)*

Charge [kN/m ²]	Portée1 L [m]	Portée2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Elongation Portée1 [%]	Elongation Portée2 [%]
			Total add.	Dalle					
2.5+1.25	6	6	363	275	295	400	474	4.1%	3.0%
5.0+1.25	6	6	338	257	295	400	439	4.3%	3.1%
2.5+1.25	9	6	433	331	359	500	585	2.6%	2.3%
5.0+1.25	9	6	403	303	359	500	542	3.8%	3.0%
2.5+1.26	9	9	531	402	569	600	810	3.3%	2.0%
5.0+1.25	9	9	521	408	569	600	750	2.2%	2.2%
2.5+1.25	12	6	497	375	369	600	763	2.5%	2.4%
5.0+1.25	12	6	475	370	369	600	703	3.2%	2.2%
2.5+1.25	12	9	644	477	633	700	953	3.0%	2.4%
5.0+1.25	12	9	599	450	633	700	879	2.8%	2.2%
2.5+1.25	15	7.5	624	472	513	750	1019	2.2%	3.0%
5.0+1.25	15	7.5	582	457	513	750	950	1.9%	2.8%
2.5+1.25	15	9	726	548	679	800	1109	2.6%	2.8%
5.0+1.25	15	9	670	514	679	800	1034	2.3%	2.5%

Table 8.13 *Flèche du plancher et allongement de l'acier d'armature pour une durée de feu R120 (sans lien mécanique entre dalle et colonnes)*

Charge [kN/m ²]	Portée1 L [m]	Portée2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		MCS [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Elongation Portée1 [%]	Elongation Portée2 [%]
			Total add.	Dalle					
2.5+1.25	6	6	393	280	287	400	462	4.9%	3.8%
5.0+1.25	6	6	353	270	287	400	429	5.2%	3.7%
2.5+1.25	9	6	466	326	351	500	574	4.6%	4.1%
5.0+1.25	9	6	434	320	351	500	532	4.5%	3.9%
2.5+1.26	9	9	567	423	551	600	794	2.8%	2.9%
5.0+1.25	9	9	548	421	551	600	736	3.6%	4.5%
2.5+1.25	12	6	537	392	360	600	750	4.1%	2.6%
5.0+1.25	12	6	509	372	360	600	692	3.8%	2.6%
2.5+1.25	12	9	686	493	614	700	938	3.7%	2.8%
5.0+1.25	12	9	663	469	614	700	865	3.5%	2.7%
2.5+1.25	15	7.5	677	501	501	750	1004	3.2%	3.2%
5.0+1.25	15	7.5	625	485	501	750	938	2.8%	3.1%
2.5+1.25	15	9	767	560	661	800	1093	2.7%	3.5%
5.0+1.25	15	9	717	539	661	800	1020	2.8%	3.1%

8.5 Conclusion

L'objectif de l'étude paramétrique était de réaliser une investigation détaillée de la méthode de calcul simple à l'aide de modèles de calcul avancés sur base d'un essai au feu. De ces résultats, il peut être conclu que :

Concernant la capacité de charge portante, la méthode de calcul simple donne des résultats conservatifs comparée aux modèles de calcul avancés ;

En utilisant le critère de flèche traditionnel basé sur le comportement d'éléments structurels en flexion simple, la performance au feu des systèmes de plancher mixte prévue avec la méthode de calcul simple est du côté de la sécurité ;

Concernant l'allongement du grillage d'armatures métalliques, il reste généralement en-dessous de 5%, l'exigence d'allongement minimum recommandée par l'EN 1992-1-2 pour tout type d'acier d'armature ;

Les liens mécaniques entre dalle et colonnes ne sont pas nécessaires. Néanmoins, ce détail constructif pourrait réduire la flèche du système de plancher mixte en situation d'incendie.

Les résultats dérivés de cette étude paramétrique montrent clairement que la méthode de calcul simple est totalement capable de prédire de façon sécuritaire en conditions de feu ISO, ce qui peut être pris comme une preuve que la méthode de calcul simple peut être utilisée dans le dimensionnement au feu des structures.

9 RÉFÉRENCES

1. 'Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings' P288, The Steel Construction Institute, 2006.
2. 'The behaviour of Multi-storey steel framed buildings in fire', A European joint research programme, British Steel Swinden Technology Centre, 1999
3. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test.', Building Research Establishment Report N100/98, June 1996.
4. Lennon, T., 'Cardington fire tests: instrumentation locations for corner fire test.', Building Research Establishment Report N152/95, June 1996
5. Wainman, W. and Kirby, B., Compendium of UK standard fire test data, No.1 - Unprotected structural steel, British Steel, Swinden Technology Centre, 1987
6. Investigation of Broadgate Phase 8 Fire, SCI, Ascot, 1991.
7. Thomas, I. R., Bennetts, I. D., Dayawansa, P., Proe, D. J. and Lewins, R. R., 'Fire Tests of the 140 William Street Office Building.', BHPR/ENG/R/92/043/SG2C, BHP Research, Melbourne Australia, 1992
8. Proe, D. J. and Bennetts, I. D., 'Real Fire Tests in 380 Collins Street Office Enclosure.', BHPR/PPA/R/94/051/SG021A, BHP Research Melbourne Australia, 1994.
9. Brand Verhalten Von Stahl und Stahlverbund Konstruktionen (Fire behaviour of steel and composite construction), Verlag TUV Rheinland, 1986.
10. Johansen, K.W., 'The Ultimate strength of Reinforced Concrete Slabs.', International Association for Bridge and Structural Engineering, Final Report, Third Confress, Liege, September 1948.
11. Ockleston AJ. Load tests on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg. Struct Eng 1955;33(10):304-22
12. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 1: Theory
13. Bailey C.G. and Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 2: Design
14. Park, R, Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short term uniform loading with edges restrained against lateral movement. Proceedings, Institution of Civil Engineers, 28, pp125-150.
15. Wood R. H. Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs Thames and Husdon, London. 1961.
16. Taylor R. A note on a possible basis for a new method of ultimate load design of reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research VOL 17 NO. 53 Dec 1965 pp. 183-186
17. Kemp. K.O. Yield of a square reinforced concrete slab on simple supports allowing for membrane forces. The structural Engineer Vol 45, No.7 July 1967 pp. 235-240.
18. Sawczuk A. and Winniki L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plated are moderately large deflections. Int J. Solids Structures Vol 1 1965 pp. 97 to 111.

19. Hayes B. Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs Magazine of concrete research Vol. 20 No. 81 Dec 1968. pp 205-212.
20. Bailey C. G., White D.S. and Moore D.B. The tensile membrane action of unrestrained composite slab under fire conditions, Engineering Structures, vol. 22, no12, pp. 1583-1595
21. Bailey C. G. & Toh, W.S. 'Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperature', Fire Safety Journal, 42, 00425-436, 2007.
22. Hayes B. and Taylor R. Load-Testing RC slabs. The Consulting Engineer. Nov. 1969. pp 46-47
23. Taylor R., Maher D.R.H. and Hayes B. Effect of arrangement of reinforcement on the behaviour of the reinforce concrete slabs. Magazine of concrete research Vol 18 No. 55. June 1966. pp 85-94
24. Moy S.S.J. Load-deflection characteristics of rectangular reinforced concrete slabs. Magazine of concrete research Vol 24 No. 81 Dec. 1972. pp 209-218.
25. Bailey, C.G., Efficient arrangement of Reinforcement for membrane behaviour of composite slabs in fire conditions, Journal of Constructional Steel Research, 59, 2003, pp931-949.
26. Bailey C.G., Membrane action of lightly reinforced concrete slabs at large displacements, Engineering Structures, 23, 2001, pp470-483.
27. Bailey, Colin G. and Toh, Wee Siang. Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures. SIF06
28. O'Conner MA, Kirby BR, Martin DM. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire. Struct Eng 2003;81(2):27-36.
29. Bailey CG, Lennon T, Moore DB. The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires. Struct Eng 1999; 77(8):15-21.
30. Bailey CG, Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. Engineering Structures 26 2004:1691-1703.
31. Wang YC. Tensile membrane action in slabs and its application to the Cardington fire tests. Fire, static and dynamic tests of building structures. Proceeding of the second Cardington conference, England, 12-14 March1996: 55-67
32. EN 1992-1-2, Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
33. EN 1994-1-2, Eurocode 2, Design of composite steel and concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
34. EN 1994-1-1, Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
35. EN 1993-1-8, Eurocode 3 Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, CEN
36. EN 1992-1-1, Eurocode 2 Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
37. EN 1991-1-2 - Eurocode 1 " Actions on structures. General actions. " – Part 1-2: Actions on structures exposed to fire, CEN.
38. ARRETE DU 21 AVRIL 1983, Ministère de l'Intérieur Français Détermination des degrés de résistance au feu des éléments de construction.
39. EN 1363-1 - Fire resistance tests – Part 1: General requirements, CEN.(35)

MACS*
Action membranaire dans les structures mixtes
acier-béton soumises au feu

Bases Scientifiques

Version 2012-1